

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب - البلدية 1
Université Saad Dahlab Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

Etude génie civil d'un ensemble immobilier en (R+20+6 sous sol)

Constituée par deux blocs reliées par une passerelle à usage multiple

Etudié et réalisé par :

BEN HABOUCHA NOUR EL HOUDA & M'HAMED EL ARBI FAIZA

Encadré par :

Abed mohamed

Co-encadreur :

Ghenaia abdenour

Année universitaire : 2023/2024

RESUME

Dans ce mémoire, nous avons entrepris une étude fascinante en génie civil portant sur la conception et l'analyse Etude génie civil d'un ensemble immobilier en (R+20+6 sous sol) Cette tour est relié par une passerelle en charpente métallique, constituant un défi notable tant sur le plan architectural que structurel. Nous avons inclus dans notre analyse l'effet de la température sur la structure, en étudiant comment les variations thermiques influencent la stabilité et l'intégrité de l'édifice. En parallèle, une étude dynamique a été menée pour comprendre les impacts des charges dynamiques telles que le vent et les séismes. L'objectif était de comparer et de déterminer si les variations de température représentent une contrainte plus ou moins défavorable par rapport aux effets dynamiques. Le but ultime de cette étude est de trouver des solutions optimales pour garantir la rigidité et la stabilité de la structure dans son ensemble. Cette étude vise à proposer des méthodes innovantes et efficaces pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ensemble immobilier

Abstract: In this dissertation, we have undertaken a fascinating study in civil engineering relating to the design and analysis Civil engineering study of a real estate complex in (R+20+6 basement) This tower is connected by a metal frame footbridge, constituting a notable challenge both architecturally and structurally. We included in our analysis the effect of temperature on the structure, studying how thermal variations influence the stability and integrity of the building. In parallel, a dynamic study was carried out to understand the impacts of dynamic loads such as wind and earthquakes. The objective was to compare and determine whether temperature variations represent a more or less unfavorable constraint compared to dynamic effects. The ultimate goal of this study is to find optimal solutions to guarantee the rigidity and stability of the structure as a whole. This study aims to propose innovative and effective methods to ensure the sustainability and security of the real estate complex

ملخص

ي هذه الأطروحة، قمنا بدراسة رائعة في الهندسة المدنية تتعلق بالتصميم وتحليل دراسة هندسة مدنية لمجمع عقاري في (طابق سفلي + 20 + 6) يرتبط هذا البرج بجسر للمشاة بإطار معدني، مما يشكل تحدياً ملحوظاً سواء معمارياً أو إنشائياً. لقد أدرجنا في تحليلنا تأثير درجة الحرارة على الهيكل، ودراسة كيفية تأثير التغيرات الحرارية على استقرار المبنى وسلامته. وبالتوازي، تم إجراء دراسة ديناميكية لفهم تأثيرات الأحمال الديناميكية مثل الرياح والزلازل. كان الهدف هو مقارنة وتحديد ما إذا الهدف النهائي من هذه الدراسة هو كانت التغيرات في درجات الحرارة تمثل عائقاً غير مواتٍ إلى حد ما مقارنة بالتأثيرات الديناميكية إيجاد الحلول المثلى لضمان صلابة واستقرار الهيكل ككل. ويهدف هذه الدراسة إلى اقتراح أساليب مبتكرة وفعالة لضمان استدامة وأمن المجمع العقاري

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage pour élaborer ce modeste travail.

Sans oublier bien sûr nos parents qui nous ont soutenus le long de notre parcours,

Nous remercions très sincèrement notre promoteur Mr

G. ABD ENOUR de nous avoir encadré, orienté et donné de son précieux temps afin de nous guider dans ce projet de fin d'études.

Nous remercions avec sincérité aussi Mr ABED MOHAMED et tous les enseignants de département de génie civil de l'université Saad DAHLEB.

Nous tenons à remercier aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Merci infiniment

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect et témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mes chers frères riad , oussama et rayane.

A mes meilleurs (es) amis(es) afrah , nada , rachida , assia et ibtisseem .

A La promotion génie civil MASTERII 2023-2024

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

M'HAMED ELARBI FAIZA

Remerciements

*Tous d'abord je remercie le bon dieu qui ma donner la force pour effectuer le
Présent travail.*

*Je tiens à remercier notre encadreur *Abdel Mohamed* et notre*

*Co-encadreur *Ghenaia Abdelnour*, pour avoir accepté de nous encadrer.*

Pour Leur patience, leur disponibilité aussi bien en présentiel qu'à

Distance et surtout leurs judicieux conseils et orientations.

Mes sincères remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont

Porté à Notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de

L'enrichir par leurs Propositions.

*Enfin ; je remercie madame *khelifa nouira* pour le soutien pendant la durée de*

Mon stage.

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux
Qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute
Notre existence.*

♥ *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

Ma petite famille papa et Mama et mes frères ma sœur et mes grands-parents.

♥ *A ceux que je respecte : notre encadreur et le Co-encadreur*

♥ *A toute la famille sans exception.*

♥ *A tous Mes Amis pour leur conseil.*

♥ *A ceux qui de près ou de loin m'ont soutenue.*

Nour el houda « Nada »

LISTE DES SYMBOLES

BETON ARME :

f_{cj} : Résistance en compression à j jour du béton.

f_{tj} : Résistance à la traction à j jour du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : Module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson.

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : Déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

γ : Est un coefficient de sécurité.

θ : Est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : Résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.

η : Coefficient de fissuration.

N_u : Est l'effort normal ultime

B_r : Est la section de béton réduite du béton.

λ : L'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : La flèche admissible.

F_p : L'action sismique horizontale

L_f : Longueur de flambement.

e_0 : Est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure. Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

u_{bu} : Moment réduit.

A_s : Section d'armature comprimée.

A'_s : Section d'armature tendue.

S_t : Escapement des armatures.

A_r : Section d'armature de répartition.

M_0 : Moment fléchissant dans la travée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_c : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considérée.

M_{ut} : Moment capable de la table de compression.

A_{min} : Section minimale d'armature.

ϕ_t : Diamètre d'armature transversale. Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes. Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements et cloisons.

y : Position de l'axe neutre.

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

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes. Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en oeuvre des revêtements.

T_u : Le moment de torsion ultime.

T_k : Le période du mode K.

N : Le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : Centre de gravité.

R : Centre e rigidité.

V : Effort tranchant.

M_r : Moment de renversement.

δk : Les déplacements horizontaux absolus.

Δk : Les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

η : Facteur de correction d'amortissement.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : Section d'armature minimale.

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau.

M_{uf} : Moment fictif.

A'_{sf} : Section d'armature fictive.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Introduction sur immeubles de grande hauteur (IGH)

Figure I 1 : Pyramides égyptiennes..... 3

Figure I 2 : Tour de Babelé	3
Figure I 3 : le Home Insurance Building.....	3
Figure I 4 : Le centre financier de Hong Kong.....	4
Figure I 5 : L'Empire State Building.....	4
Figure I 6: Effets sismique sur un bâtiment avec et sans isolation la base.	7

Chapitre II: Presentation de l'ouvrage

Figure II 1 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU	13
Figure II 2 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELS	14
FigureII.1: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.....	15

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1 : cheminement des efforts depuis la dalle jusqu'au fondations.....	18
Figure III.2 : plancher à Corps creux.....	20
Figure III.3: Coupe transversale Corps creux	20
Figure III.4 : VUE EN PLAN de <i>plancher</i>	21
Figure III.5 : Dalle pleine en béton armé	22
Figure III.6 : <i>panneau de dalle en béton armé</i>	22
Figure III.7 : la portée max sens xx.....	24
Figure III.8 : la portée max sens yy	25
Figure III.9 : Dimension d'une Poutre	25
Figure III.10 : Coupe de voiles en élévation.....	26
Figure III.11 : Coupe de voiles en plan.	26
Figure III.12: Coupe vertical de l'acrotère	28
Figure III.13 : Coupe verticale du plancher terrasse	28
Figure III.14 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	29
Figure III.15 : Coupe verticale du mur double cloison	31
Figure III.16 : Surface d'influence sur poteau le plus sollicité	34
Figure III.17 : Loi de dégression	38
Figure III.18 : Surface d'influence sur poteau le plus sollicité	40
Figure III.19 : Surface d'influence sur poteau le plus sollicité.....	41

Chapitre IV : Etude Des Eléments Secondaires

Figure IV.1 : Eléments constituant l'escalier.....	44
Figure IV.2 : Schéma d'escalier.....	46
Figure IV.3 :L'inclinaison de la paillasse	47
Figure IV.4 : Schéma statique d'escalier	49
figure IV.5 : Diagrammes des efforts internes	50
Figure IV.6 : éléments d'un escalier	50
Figure IV 7: <i>Diagrammes des efforts internes ELS</i>	53
Figure IV 8 : Schéma de ferrailage de volée 2.....	58
Figure IV.9 : Acrotère.....	58
Figure IV.10 : Charges et surcharges agissent.....	60
Figure IV.11 : Effort interne et moment.....	60
Figure IV.12 : section d'armatures.....	60
Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure IV.14 :Dimensions du balcon.....	64

Figure IV.15 :	Modélisation du balcon.....	64
Figure IV.16 :	Section de balcon à ferrailer.....	65
Figure IV.17 :	Schéma statique du balcon.....	66
Figure IV.18 :	Disposition des armatures principales du balcon.....	66
Figure IV.19 :	Ferraillage du balcon.....	67
Figure IV.20 :	Schéma de poutrelle.....	68.
Figure IV.21 :	Schéma statique poutrelle.....	70
Figure IV.22 :	Ferraillage de poutrelle sur appuis et travée.....	72
Figure IV.23 :	Plancher à dalle pleine.....	73

Chapitre V : Etude De la passerelle

Figure V.1 :	Plancher mixte acier-béton de type bac acier + connecteurs.....	81
Figure V.2 :	les Détails du plancher collaborant.....	83
Figure V.3 :	Schémas type de l'assemblage.....	86
Figure V.4 :	Schéma des sections étudiées.....	88
Figure V.5 :	éclisse d'âme.....	89

Chapitre VI : Etude Dynamique

Figure VI.1 :	Disposition des voiles noyaux.....	99
Figure VI.2. :	Spectre de réponse de Modèle 1.....	101
Figure VI.3. :	Disposition des voiles de modèle 2.....	104
Figure VI.4 :	Spectre de réponse de Modèle 3.....	105
Figure VI.5 :	Résultat de justification du choix du coefficient R.....	123

Chapitre VII : Calcule Des Elément Résistant

Figure VII.1 :	les axes principaux du poteau.....	126
Figure VII.2. :	Exemple de section d'armature.....	140
Figure VII.3 :	schéma de ferraillage de poteau 100*150.....	143
Figure VII.4 :	schéma de ferraillage du poteau circulaire.....	143
Figure VII.5 :	schéma de ferraillage du poteau 90*100.....	143
Figure VII.6 :	schéma de ferraillage du poteau 70*70	143
Figure VII.7 :	schéma de ferraillage de poteau 100*130.....	144
Figure VII.8 :	schéma de ferraillage de poteau 60*80	144
Figure VII.9 :	schéma de ferraillage de poteau 50*30.....	144
Figure VII.10 :	poutre 30x60.....	149
Figure VII.11 :	poutre 30x55.....	149
Figure VII.12 :	poutre 30x30.....	150
Figure VII.13 :	RPA.7.6 Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	150
Figure VII.14 :	diagramme des zones de ferraillage.....	153
Figure VII.15 :	les voiles ferraillées.....	155

Figure VII.16 : schéma de ferraillage du voile.....164

Figure VII.17 CHOIX de ferraillage du linteau.....167

Chapitres VIII : Etude de la température

<i>Figure VIII.1. Les trois axes principaux de la température</i>	171
---	-----

Chapitre IX : Etude L'infrastructure

Figure IX.1 Sollicitation des murs de soutènement périphérique	179
---	-----

Figure IX.2 le choix du ferrailage du radier	185
---	-----

Liste des Tableaux

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

<i>TABLEAU II.1 : les caractéristiques géométriques du bâtiment</i>	9
---	---

Tableau II.2 : Les hypothèses de calcul adoptées	16
---	----

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

<i>TABLEAU III.1 : charges permanentes plancher terrasse inaccessible</i>	29
---	----

TABLEAU III.2 : charges permanentes plancher terrasse accessib	30
---	----

TABLEAU III.3 : charges permanentes de la dalle de niveau étage courant	30
--	----

TABLEAU III.4 : détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs	31
---	----

<i>TABLEAU III.5 : détermination des charges permanentes revenant aux murs rideau</i>	31
---	----

<i>TABLEAU III.6 : Charges permanentes du garde-corps</i>	32
---	----

<i>TABLEAU III.7 : charge d "exploitation Q</i>	32
---	----

TABLEAU III.8 : récapitulatif des sections des poteaux centraux	39
--	----

TABLEAU III.9 : récapitulatif des sections des poteaux centraux	40
--	----

<i>TABLEAU III.10 : récapitulatif des sections des poteaux centraux</i>	41
---	----

<i>TABLEAU III.11 : récapitulatif Sur les vérifications</i>	42
---	----

CHAPITRE IV : étude des éléments Secondaires

<i>TABLEAU IV.1 : Poids propre du palier de repo de l'escalier</i>	47
--	----

<i>TABLEAU IV.2 : Poids propre du Paillasse</i>	48
---	----

TABLEAU IV.3 : Tableaux de pré-dimensionnement	48
---	----

<i>TABLEAU IV.4 : Vérification de la flèche de l'escalier</i>	57
---	----

<i>TABLEAU IV.5 : Charges et surcharges sur les poutrelles</i>	69
--	----

<i>TABLEAU IV.6 : les sections adoptées du ferrailage de la dalle pleine</i>	74
--	----

Chapitre V : Etude De la passerelle

<i>TABLEAU V.1 : Résistances d'aciers</i>	79
---	----

<i>TABLEAU V.2 : Coefficients partiels de sécurité</i>	79
--	----

<i>TABLEAU V.3 : caractéristiques de profilée 300.....</i>	<i>79</i>
<i>TABLEAU V.4 : des résistances d'acier.....</i>	<i>79</i>
<i>TABLEAU V.5 tableau du profilé [HEB 900].....</i>	<i>88</i>
<i>TABLEAU V.6 La Section résistante à la traction des boulons de la semelle.....</i>	<i>88</i>
<i>TABLEAU V.7 : La Section résistante à la traction des boulons de l'âme.....</i>	<i>89</i>
<u>CHAPITRE VI : Etude Dynamique</u>	
<i>TABLEAU VI.1 : coefficient d'accélération.....</i>	<i>99</i>
<i>TABLEAU VI.2 : Valeurs de $\xi\%$.....</i>	<i>99</i>
<i>TABLEAU VI.3 : Facteur de qualité.....</i>	<i>100</i>
<i>TABLEAU VI.4 : tableau des périodes numériques.....</i>	<i>102</i>
<i>TABLEAU VI.5 : Dimensions des voiles de modèle 2.....</i>	<i>104</i>
<i>TABLEAU VI.6 : Les périodes numériques par le logiciel SAP du 2eme modèle.</i>	<i>105</i>
<i>TABLEAU VI.7 : Les trois premiers modes du 2eme modèle pour le bloc 1.....</i>	<i>105</i>
<i>TABLEAU VI.8 : Les trois premiers modes du 2eme modèle pour le bloc 2.....</i>	<i>105</i>
<i>TABLEAU VI.9 : nombre des modes considérer.....</i>	<i>106</i>
<i>TABLEAU VI.10 : Tableau Résultats des forces sismiques de modèle 2.....</i>	<i>107</i>
<i>TABLEAU VI.11 : Vérification de déplacement inter étage.....</i>	<i>109</i>
<i>TABLEAU VI.12 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire....</i>	<i>110</i>
<i>TABLEAU VI.13 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux circulaire.....</i>	<i>110</i>
<i>TABLEAU VI.14 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire....</i>	<i>111</i>
<i>TABLEAU VI.15 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire... </i>	<i>112</i>
<i>TABLEAU VI.16 : Dimensions des voiles de modèle 3.....</i>	<i>113</i>
<i>TABLEAU VI.17 : Dimensions des poteaux corrigés.....</i>	<i>113</i>
<i>TABLEAU VI.18 : coefficient d'accélération.....</i>	<i>113</i>
<i>TABLEAU VI.19 : Valeurs de $\xi\%$.....</i>	<i>114</i>

<i>TABLEAU VI.20 : Facteur de qualité</i>	114
<i>TABLEAU VI.21 : La période numérique calculé</i>	116
<i>TABLEAU VI.22 : Les trois premiers modes dans modèle 3 pour le bloc 1</i>	116
<i>TABLEAU VI.23 : Les trois premiers modes dans modèle 3 pour le bloc 2</i>	117
<i>TABLEAU VI.24 : Résultats des forces sismiques de modèle 3</i>	117
<i>TABLEAU VI.25 : déplacement inter étage</i>	119
<i>TABLEAU VI.26 : Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ de modèle 3 dans le Sens x et Y</i> ...120	
<i>TABLEAU VI.27 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc bureau)</i>	121
<i>TABLEAU VI.28 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc Commerce)</i>	122
<i>TABLEAU VI.29 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc habitation)</i>	122
<i>TABLEAU VI.30 : Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux circulaire (Bloc bureau)</i>	122
<u>CHAPITRE VII : calcule des éléments résistant</u>	
<i>TABLE VII.1 les Contraintes</i>	125
<i>TABLEAU : VII.2 : Tableau des zones</i>	127
<i>TABLE VII.3 : les Contraintes</i>	128
<i>TABLEAU VII.4 : les résultats N max et M corr de bloc A</i>	132
<i>TABLEAU VII.5 : les résultats M2 max et N corr de bloc A</i>	132
<i>TABLEAU VII.6 : les résultats M3 max et N corr de bloc A</i>	133
<i>TABLEAU VII.7 : les résultats N min et M corr bloc A</i>	133
<i>TABLEAU VII.8 : les résultats N max et M corr bloc c</i>	134
<i>TABLEAU VII.9 : les résultats M2 max et N corr bloc c</i>	134

<i>TABLEAU VII.10</i> : les résultats M_3 max et N corr bloc c	135.
TABLEAU VII.11 : les résultats N min et M corr bloc c	135
TABLEAU VII.12 : Choix des Armatures des Poteaux.....	137
<i>TABLE VII.13</i> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	138
Table VII.14 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	139
TABLE VII.15 : choix des armatures transversales.....	139
<i>TABLEAU VII.16</i> : Choix des Armatures du Poteaux circulaire.....	141
<i>TABLEAU VII.17</i> : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux .	141
TABLEAU VII.18 :choix des armatures transversales.....	142
TABLEAU VII.19 : Vérification de l'effort tranchant	142
TABLEAU VII.20 : Choix du ferrailage (30x30).....	146
TABLEAU VII.21 : Choix du ferrailage (30x60).....	146
<i>TABLEAU VII.22</i> : Choix du ferrailage (30x55).....	147
<i>TABLEAU VII.23</i> : Vérification de la condition de non fragilité des poutres	147
<i>TABLEAU VII.24</i> : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....	148
<i>TABLEAU VII.25</i> : Calcul des armatures transversales	149
<i>TABLEAU VII.26</i> : Moment résistant correspond aux poteaux.....	151
<i>TABLEAU VII.27</i> : Moment résistant correspond aux poutres	151
TABLEAU VII .28 : Les longueurs des voiles calculées	156
<i>TABLEAU VII 29</i> : Tableau récapitulatif de vérification de cisellement	157
<i>TABLEAU VII 30</i> : section d'acier à mettre pour chaque bande.....	160
<i>TABLEAU VII 31</i> : Choix du ferrailage.....	161
TABLEAU VII 32 : récapitulatif du ferrailage.....	162
TABLEAU VII 33 : Résultats de Ferrailage des linteaux.....	164
TABLEAU VII 34 : Vérification de la contrainte de cisellement des linteaux.....	165

<i>Tableau VII 35</i> : choix du ferrailage des linteaux	166
<i>Chapitres VIII : <u>Etude de la température</u></i>	
Tableau VIII.1 : choix de ferrailage ELUt.....	174
Table VIII.2 . résultats ferrailage ELUt et G+Q+E.....	174
Chapitre IX: <u>Etude L'infrastructure</u>	
TABLEAU IX.1 : choix du ferrailage <i>du voile périphérique</i>	180
Tableau IX.1 : choix du ferrailage <i>de la table du radier</i>	185
Tableau IX.2 : choix de ferrailage de nervure	187
Tableau IX.3 : choix de ferrailage transversale.....	187

TABLE DES MATIERES

RESUME

ABSTRACT

REMARCIEMENT

DEDICASE

LISTE DES SYMBOLES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : INTRODUCTION SUR EMMEUBLES DE GRANDE HAUTEUR(IGH)

INTRODUCTION

I.1 : L'évolution des IGH à travers l'histoire.....

I.2 : Le comportement.....

I.2.1 : Résistance au l'effet dynamique :

I.2.2 : L'effet de la température.....

I.3 : Avantages et inconvénients des IGH :

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage.....

II.1. : Description de projet	9
II.1.1 : Caractéristique géométrique du bâtiment.....	9
II.2. : Conception structurelle.....	10
II.2.1 : ossature.....	10
II.2.2. : les planchers.....	10
II.2.3. : Les poteaux	10
II.2.4 : Les poutres.....	10
II.2.5 : Les escaliers.....	10
II.2.6 : Ascenseur.....	11
II.2.7 : La maçonnerie.....	11
II.2.8 : L’acrotère.....	11
II.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	12
II.3.1. Les hypothèses de calculs.....	16
<i>Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments structuraux</i>	
Introduction.....	18
III. Pré-dimensionnement et descente de charge	18
III.1. Transmission des efforts	18
III.1.1. Méthodologie et procédure de calcul.....	18
Pré-dimensionnement.....	18
III.2. pré-dimensionnement des planchers	19
III.2.1. Plancher corps creux	20
III.3. Les dalles pleines	22
III.4. Les poutres	23
III.5. pré-dimensionnement des voiles.....	26
III.6. pré-dimensionnement des poteaux	33
III.6.1. Evaluation des charges verticales	34
III.6.1.1. Bloc A (bureau)	34
III.6.1.7. Bloc C (commerce)	34
III.6.2. Bloc B (habitation)	37

III.7. Les vérification selon RPAV2003.....	42
---	----

CHAPITRE IV : Etude Des Eléments Secondaires

IV.1. : Escalier	44
IV.6. : L'acrotère.....	58
IV.7 : Balcon	64
IV.8. : Les poutrelles.....	59
IV.9 : Dalle pleine	73

Chapitre V : Etude de la passerelle

76

V. Introduction.....	77
V.1. : Les caractéristiques mécaniques des aciers.....	78
V.2. : Calcul des plancher collaborant.....	80
V.2.1. : Les phases de calculs	80
V.3. Calcul des connecteurs	85
V.4. : Assemblages de continuité par éclissage d'âme et semelles	86
V.4.3. : Dimensionnement des poutres principales.....	87
V.5. : éclissage du passerelle.....	88
V.5.1. : Comparaison des Configurations d'Éclissages pour la Passerelle.....	88

Chapitre VI : Etude Dynamique.....

95

VI.1. : Introduction.....	96
VI.2. :L'objectif de l'étude dynamique.....	96
VI.3. :Choix de la méthode de calcul.....	97
VI.4. : combinaisons des charges	98
VI.5. :L'analyse de model 1.....	99
VI.6. :L'analyse de Modèle 2.....	104
VI.6.1. : Disposition des voiles de contreventement	104
VI.6.2. : Vérification de la période empirique.....	105
VI.6.4. : nombre des modes considérer (RPA99) :.....	106
VI.6.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	107
VI.6.4.1. : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	108
VI.6.5. : Vérification de déplacement inter étage.....	109
VI.6.6. : Vérification de l'effort normal réduit du modèle 1.....	110

VI.6.7. : Conclusion.....	112
VI.7. : L'analyse du modèle 3.....	113
VI.7.1. : Les Dimensions des voiles de modèle 3.....113
VI.7.6. : Coefficient de comportement R.....	114
VI.7.7. : représentation graphique de spectre.....	115
VI.7.8. : Calcul les périodes	116
VI.7.9. : Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	117
VI.7.9.1 : Vérification de l'effort tranchant a la base.....	118
VI.7.10. : Vérification de déplacement inter étage.....	119
VI.7.11. : Justification de l'effet p-delta.....	120
VI.7.12. : Vérification de l'effort normal réduit	121
VI.7.13. : justification du choix du coefficient de comportement de la structure « R.....	123
<i>Chapitre VII : <u>Calcule Des Elément Résistant</u></i>	124
Introduction.....	125
VII.1. Ferrailage des poteaux.....	125
VII .1.1. Combinaison d'action.....	126
a) Les vérifications.....	130
a) .1. vérification de l'effort tranchant	130
b) .2. Ferrailage transversal des poteaux.....	130
VII.2.1. : Choix des armatures des poteaux.....	132
VII.3. : Les vérifications.....	137
VII.3.1. : Vérification de l'effort tranchant.....	137
VII.3.2. : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	139
VII.4. : Ferrailage des poteaux circulaire.....	140
VII.4.2. : Vérification de l'effort tranchant Selon le CBA93.....	141
VII.4.3. : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	141
VII.4.4. : Ferrailage transversal des poteaux	141
VII.4.5. : Vérification de l'effort tranchant	142
VII.4.6. : Schéma des ferrailages de poteaux.....	143
VII.5. : Ferrailage des poutres.....	145
VII.5.1. : Recommandation du « RPA99/Version 2003 ».....	145
VII .5.2. : Calcul du ferrailage	146

VII.5.3. : Les vérifications.....	147
VII.5.3.1. : Condition de non fragilité.....	147
VII.5.3.2. : Vérification de l'effort tranchant	148
VII.5.3.3. : Calcul des armatures transversales.....	148
VII.6. : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.....	150
VII.6.1. : Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.....	151
VII.6.2. : Vérification des nœuds pour poteau.....	151
VII.7. : Ferrailage des voiles.....	152
VII.7.1. : Méthode de calcul.....	152
VII.7.2. : Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003.....	153
1. Les trumeaux (voiles pleines).....	153
VII.7.3. : Règles communes.....	155
VII.7.4. Les linteaux.....	163
VII.7.4.1. Ferrailage des linteaux	165
VII.7.4.2. Vérification de la contrainte de cisellement des linteaux.....	166
<i>Chapitres VIII : <u>Etude de la température</u></i>	168
VIII.1. : Introduction générale.....	169
1. Coefficient thermique.....	170
2. Convention de signe.....	170
3. Les températures à utiliser dans le calcul.....	170
4. chargement de la température dans le SAP2000 (version 22).....	171
VIII.2. : Ferrailage poutre (30x60)	172
VIII.3. : Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :.....	172
• Conclusion	174
Chapitre IX: <u>Etude L'infrastructure</u>	176

<i>IX.1 : Calcul et justification du voile périphérique</i>	176
<i>IX.1.1 : Introduction :</i>	
<i>IX.1.2 : dimensions de l'infrastructure et les données relatives au projet :</i>	176
<i>IX.1.3 : Calcul des poussées :</i>	176
<i>IX.1.3.1 : Poussée dynamique des terres sur les parois verticales :</i>	176
<i>IX.1.3.2. Calcul Poussée des terres au repos : RPA99/VERION2003 ART 10.4.5</i>	178
<i>IX.2. : Ferrailage voile périphérique</i>	179
<i>IX.2.1 : Calcul des moments suivant les axes principaux du voile périphérique</i>	180
IX.3.: calcul des fondations.....	181
1. Calcul Le poids du radier	182
<i>IX.3.1 : vérification de la condition de rigidité du radier.</i>	182
<i>IX.3.2 : Vérification des contraintes a l'ELS</i>	183
<i>IX.3.3 : vérification de la condition de stabilité au renversement</i>	183
<i>IX.4 : Ferrailage du radier</i>	184
IX.4.1 : Calcul de la table du radier.....	184
<i>IX.4.2 : Calcul des moments radier</i>	184
<i>IX.5 : Calcul de nervure</i>	186
<i>IX.5.1 : Les caractéristiques de la nervure</i>	186
<i>IX.5.2 : Les sollicitations de la nervure</i>	186
<i>IX.5.3 : Calcul ferrailage nervure</i>	187
<i>IX.5.4 : Vérifications nécessaires</i>	188
Conclusion générale	189

Introduction générale

Le génie civil est un domaine essentiel qui façonne le monde moderne en créant les infrastructures sur lesquelles reposent nos sociétés. De la construction de routes et de ponts à l'édification de gratte-ciel et de barrages, les ingénieurs civils jouent un rôle crucial dans le développement durable et l'amélioration de la qualité de vie.

Au fil des décennies, le génie civil a connu une évolution rapide grâce à l'intégration de nouvelles technologies et de matériaux innovants. Cette progression a permis de concevoir des structures toujours plus audacieuses et résistantes, répondant aux défis croissants posés par l'urbanisation et le changement climatique. Les projets contemporains reflètent cette dynamique, en cherchant constamment à allier fonctionnalité, esthétique et respect de l'environnement.

Dans ce contexte, ce mémoire se concentre sur l'étude d'une tour de 20 étages (R+20), constituée de deux blocs reliés par une passerelle. Ce projet représente un exemple typique des défis et des innovations rencontrés dans le génie civil moderne. À travers cette analyse, nous examinerons les aspects techniques, architecturaux et environnementaux de la conception et de la construction de cette structure complexe.

Chapitre I : Introduction sur immeubles de grande hauteur (IGH)

INTRODUCTION :

La construction verticale a joué un rôle essentiel dans l'histoire de l'Est et de l'Ouest. L'utilisation du fer et de l'acier a été une avancée clé dans la construction surélevée.

Ces matériaux offraient une résistance structurelle supérieure, permettant la construction de bâtiments plus hauts et plus grands. L'introduction de la charpente métallique a révolutionné l'architecture en permettant la construction de structures en acier.

Les immeubles de grande hauteur (IGH) sont plus que de simples habitations, ce sont des conceptions complexes modernes et ambitieuses qui s'insèrent entre le ciel et la terre, formant des villes verticales. Ils sont devenus partie intégrante du paysage urbain, offrant un impact distinct des bâtiments de faible hauteur.

Les immeubles de grande hauteur (IGH) en Algérie sont des immeubles d'une hauteur supérieure à 28 mètres, principalement à usage résidentiel ou commercial.

- Immeuble résidentiel à 50 mètres
- 28 mètres de tous les autres bâtiments

Les immeubles de grande hauteur (IGH) sont généralement classés en fonction de leur hauteur, de leur destination et de leurs normes de sécurité.

Voici une classification commune basée sur la taille :

Catégorie 1 : Hauteur inférieure à 28 mètres. Ils sont généralement considérés comme des bâtiments standards et peuvent desservir des bâtiments résidentiels ou à usage mixte.

Catégorie 2 : hauteur de 28 à 50 mètres. Ils sont souvent utilisés à des fins résidentielles, commerciales ou de bureau.

Catégorie 3 : Altitude de 50 à 100 mètres. Ils peuvent abriter des bureaux, des hôtels, des magasins ou des appartements.

Catégorie 4 : Altitude supérieure à 100 mètres. En règle générale, ce sont des gratte-ciels et des immeubles de grande hauteur qui abritent des bureaux, des hôtels, des entreprises ou des appartements de luxe.

I.1. L'évolution des IGH à travers l'histoire

Tout au long de l'histoire, la construction de hautes structures remonte à l'Antiquité, avec des exemples tels que la tour de Babel et les pyramides d'Égypte.

La première génération ces structures ont été construites en utilisant des méthodes et des matériaux préhistoriques tels que la pierre.



Figure I 2 : Tour de Babelé



Figure I 1 : Pyramides égyptiennes

Au fil du temps, l'homme a été fasciné par ces réalisations architecturales et a cherché à les reproduire. Cette fascination a été transmise à la deuxième génération,

Immeubles de grande hauteur (**IGH**) remonte à plusieurs siècles, mais leur développement a connu une accélération importante au cours des deux derniers siècles, notamment dans les grandes villes du monde entier.

Le premier IGH moderne a été construit à Chicago aux

États-Unis en **1885**,

Le Home Insurance Building, qui était haut de 10 étages et a été conçu par l'architecte William Le Baron Jenney. Ce bâtiment a été construit en utilisant une structure en acier, qui a permis de réduire le poids de la structure et d'augmenter la hauteur.



Figure I 3 : le Home Insurance Building

Le développement de l'architecture et des matériaux de construction s'est poursuivi au fur et à mesure que l'ère industrielle progressait.

La prospérité industrielle a permis le développement de nouveaux matériaux et techniques de construction, ouvrant la voie à la troisième génération d'immeubles de grande hauteur à travers le monde.

Dans les années 1920 et 1930, de nombreux gratte-ciel ont été construits dans les grandes villes américaines telles que New York et Chicago. Construit en 1931 à New York, l'Empire State Building est l'un des exemples les plus célèbres de cette époque. A cette époque, la construction de gratte-ciel était souvent associée au développement économique et à la modernité.

Après la Seconde Guerre mondiale, la construction de gratte-ciel s'étend à d'autres pays, dont le Japon, l'Asie et l'Europe. Le Financial Center à Hong Kong est un autre exemple remarquable de construction de gratte-ciel dans les années 1970 et 1980.



Figure I 5 : L'Empire State Building



Figure I 4 : Le centre financier de Hong Kong

Plus récemment, la construction de gratte-ciel s'est poursuivie dans des villes émergentes en Asie et au Moyen-Orient, notamment à Dubaï et à Shanghai, où de nouveaux records de hauteur ont été atteints. Le Burj Khalifa,

Construit à Dubaï en 2010, est actuellement le plus haut bâtiment du monde avec une hauteur de 828 mètres.

I.2. Le comportement :

Le comportement d'un immeuble de grande hauteur (IGH) dépend de nombreux facteurs, tels que sa structure, sa conception, les matériaux de construction, les fondations, les systèmes mécaniques et électriques, ainsi que les facteurs externes tels que le vent, les tremblements de terre et les charges agissant sur le bâtiment.

Les bâtiments de grande hauteur sont conçus pour résister aux charges verticales et horizontales, ainsi qu'aux actions dynamiques telles que les vibrations et les chocs sismiques.

I.2.1. Résistance au l'effet dynamique :

La résistance à l'effet dynamique fait référence à la capacité d'une structure à résister aux forces et aux charges qui résultent de mouvements ou d'événements dynamiques, tels que les tremblements de terre, les vents forts, les vibrations, les charges de chocs, etc.

Ils utilisent des méthodes d'analyse telles que l'analyse modale, l'analyse sismique, l'analyse des vibrations, etc., pour évaluer les effets de ces forces sur la structure. Tests et normes de qualité : Les structures doivent être soumises à des tests rigoureux pour évaluer leur résistance à l'effet dynamique. Des normes de qualité strictes sont établies pour garantir que les structures répondent aux exigences de résistance aux forces dynamiques spécifiées.

Les immeubles de grande hauteur dans l'analyse sismique donnent des périodes élevés nous devons diminuer cette période en utilisant :

- Les systèmes de contreventement qui stabilisent la structure des immeubles de grande hauteur se raidissent avec un noyau central

-Les systèmes d'isolation sismique sont des techniques utilisées dans la conception et la construction des bâtiments pour réduire les effets des tremblements de terre.

I.2.2 L'effet de la température

L'effet de la température sur les bâtiments de grande hauteur est un aspect crucial à considérer dans la conception, la construction et la maintenance de ces structures. Une compréhension approfondie des propriétés thermiques des matériaux, ainsi que des stratégies de gestion thermique efficaces, sont essentielles pour assurer la sécurité, la durabilité et le confort des occupants. Des solutions innovantes, telles que les façades intelligentes et les systèmes de gestion énergétique avancés, peuvent également

contribuer à atténuer les effets des variations de température sur ces bâtiments imposants.

a. Systèmes de contreventement :

Les systèmes de contreventement sont des éléments structurels utilisés dans la construction pour renforcer la stabilité et la résistance des bâtiments contre les charges latérales, telles que les forces du vent et les séismes.

• **Noyau central :**

Les bâtiments à noyau central ont un noyau central rigide et solide qui résiste aux forces latérales. Ce noyau est généralement constitué de murs en béton armé ou de noyaux en acier et contient des escaliers, des ascenseurs et des conduits de services.

Le noyau central agit comme une colonne vertébrale du bâtiment, fournissant une résistance contre les forces latérales.

b. Les systèmes d'isolation parasismiques :

Les systèmes d'isolation sismique sont des techniques utilisées dans la conception et la construction de bâtiments pour réduire les effets des tremblements de terre.

Ces isolateurs permettent au bâtiment de se déplacer de manière contrôlée lors d'un tremblement de terre, absorbant ainsi l'énergie sismique et réduisant les contraintes sur la structure.

Les appuis parasismiques, également connus sous le nom d'appuis antisismiques ou d'appuis isolants, sont des dispositifs utilisés dans la construction pour réduire les effets des tremblements de terre sur les structures.

Ces appuis sont généralement utilisés pour les ponts, les passerelles, les bâtiments et les infrastructures soumis à des forces sismiques.

Appuis élastomères : Les appuis élastomères utilisent des matériaux élastomères (tels que le caoutchouc) pour permettre un mouvement horizontal entre les parties de la structure. Ces matériaux absorbent l'énergie sismique en se déformant et en se comprimant lors d'un tremblement de terre.

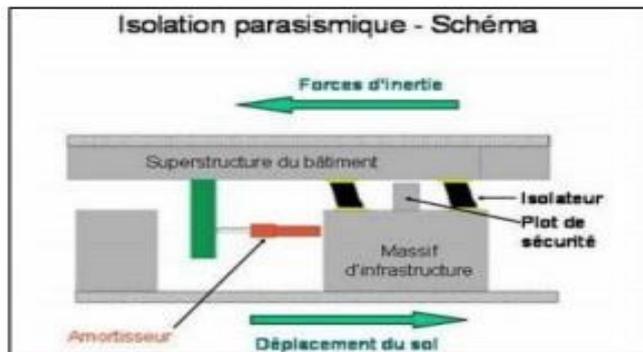


Figure I 6: Effets sismique sur un bâtiment avec et sans isolation la base.

I.3. Avantages et inconvénients des IGH :

➤ **Les Avantages :**

- Les IGH jouent un rôle primordial dans la structuration de la ville modern
- Les IGH sont des Outils marketing et une Démonstration de richesse, de capacité d'investissement, les gratte-ciels sont aussi une démonstration de maîtrise technologique, de dynamisme du tissu industriel et économique local.

➤ **Les Inconvénients :**

- Les problèmes de circulation des personnes - posant problème pour leur évacuation et l'accès des secours.
- Le risque des incendies et des aléas naturelles comme le séisme, cyclone et
- Les explosions et les attentats.
- Le Coût trop élevé de la réalisation de ces immeubles.

Conclusion :

Les immeubles de grande hauteur est un processus complexe qui nécessite des connaissances approfondies.

Des ingénieurs en structure spécialisés sont souvent impliqués dans l'exécution de calculs et d'analyses approfondis pour assurer la résistance structurelle.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Ce chapitre consiste de définir les différents matériaux de cette étude et ces caractéristiques, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 / v2003, ainsi les principales hypothèses de calcul en béton armé.

II.1. Description de projet :

*L'étude de ce projet est une étude de deux bâtiment (**R+20 + 6 sous-sols**) reliée par une passerelle en charpente métallique suivis par une étude de la température a usage mixte (habitation, bureaux, commerce)*

(RDC + 4 étages) commerce + (16 étages bureaux de bloc A) et 16 étages habitation de bloc c en parallèle reliée par une passerelle avec une terrasse accessible.

*Ce projet implanté à la wilaya d'Alger (sidi Yahia) avec une zone sismicité élevé (**zone III**) selon le règlement parasismique (RPA99/v2003), est classé comme étant un ouvrage de grande importance (**groupe 1B**) car sa hauteur dépasse **48m**.*

*Le site est considéré comme un site meuble (**S3**).*

II.1.1. Caractéristique géométrique du bâtiment :

Tableau II.1 les caractéristiques géométriques du bâtiment.

Longueur en plan	41.90m
Largeur en plan	99.90m
Hauteur d'étage du sous-sol	3.57m
Hauteur de RDC	5.01m
Hauteur d'étage de commerce	4.68m
Hauteur de terrasse	2.72m
Hauteur totale	82.22m

II.2. Conception structurelles

II.2.1. Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien RPA 99 /v2003.

II.2.2. Les plancher :

Les planchers sont des éléments plans dans l'épaisseur et faible par rapport à leurs dimensions.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine pour le sous-sol, balcon et quelque panneau irrégulier.

II.2.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment.

Notre structure comporte deux types de poteaux (rectangulaire et circulaire).

II.2.4. Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse (Poutre principale).
- Poutre non porteuse (Poutre secondaire).

II.2.5. Les escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place.

a) Type d'escalier a été utilisé :

- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.
- Escalier a trois volées et deux paliers intermédiaires.
- Escalier roulant électrique.

II.2.6. Ascenseur :

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 20em étage.

II.2.7. La maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

II.2.8. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

II.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

a) Béton:

Le béton c'est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il a une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a.1. Résistance du Béton :

- Résistance du béton a la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours.

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- Résistance du béton a la traction :

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion. La résistance à la traction du béton f_{tj} est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \dots\dots\dots \text{pour } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{A.2.1.1.2})$$

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{MPa}$.

b) Module de déformation:

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

- Module de déformation instantané :

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c j}} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{MPa.} \quad (\text{A.2.1.2.1}).$$

- Module de déformation différé :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c j}^3} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.865\text{MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2}).$$

c) Coefficient de poisson:

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. (A.2.1.3).

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

d) Poids volumique:

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

e) Les contraintes limites de calcul :

- **Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance

Mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, la contrainte est donnée par : $f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta * \gamma_b$

Avec :

γ : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale.

$\gamma_b = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ : coefficient en fonction de la durée d'application de l'action, tel que :

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges $> 24\text{h}$.

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ Lorsque elle est $> 1 \text{ h}$.

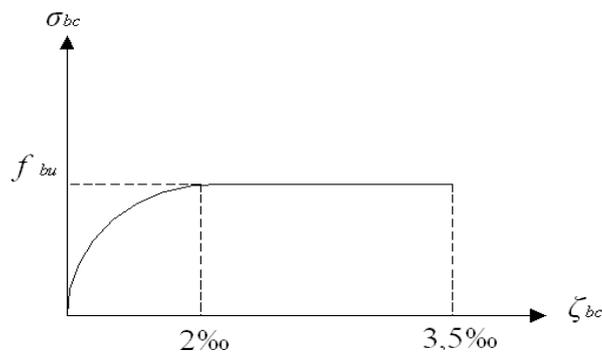


Figure II.1 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU

- **Contrainte de compression du béton à ELS :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

- La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

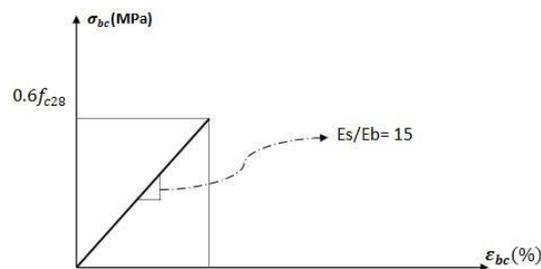


Figure II.2 Diagramme contraintes - déformations à l'ELS.

f) **Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

- **Les limites élastique:**

Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- **Les contraintes limites:**

✓ **A ELU:**

σ_s = Contrainte de l'acier à l'E.L.U

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

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

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

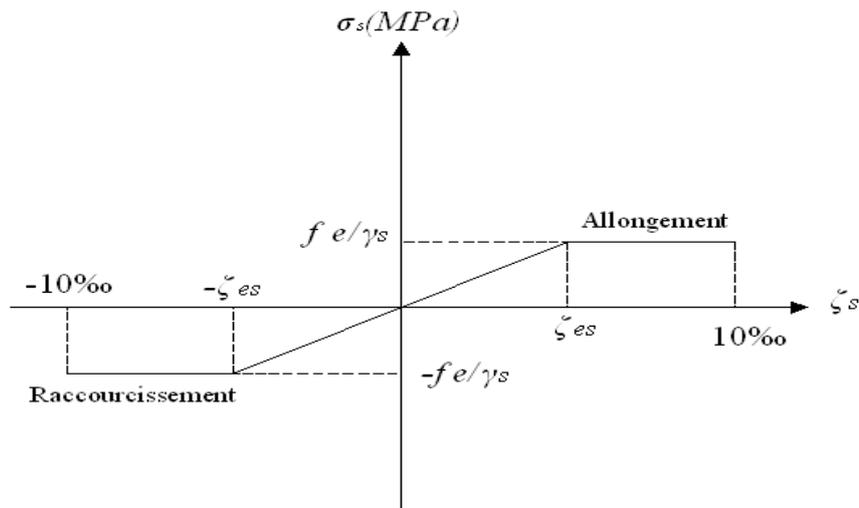


Figure II. 3 Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.U.

ε_s = allongement de l'acier à l'E.L.U égale à 10‰.

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ε_s = allongement relatif de l'acier.

✓ **ELS :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[\begin{array}{l} 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma = \text{Min} \left[\begin{array}{l} 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right]$

AVEC :

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

II.3.1 Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau II.2 Les hypothèses de calcul adoptées

Résistance du béton a la compression	25 MPA
Résistance du béton a la traction	2.1MPA
Module d'élasticité instantané (Eij)	32164.195MPA
Module d'élasticité différée(Evj)	10818.865MPA
Limite élastique de l'acier à haute adhérence	400MPA

Chapitre III : Pré-dimensionnement des
éléments structuraux

Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux est une étape cruciale dans la conception des structures.

Cette étape permet d'évaluer rapidement la faisabilité du projet et d'estimer le coût de construction. Cependant, il convient de souligner que le pré-dimensionnement ne remplace pas le dimensionnement précis qui doit être effectué ultérieurement.

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux, le calcul de ce dernier est basé sur (RPA99 Version 2003 et CBA93).

III. Pré-dimensionnement Et Descente de Charges :

III.1. Transmission des efforts

Les efforts transitent généralement dans un bâtiment d'ossature poteaux- poutres depuis les planchers vers les fondations en passant par les poutres et les poteaux.

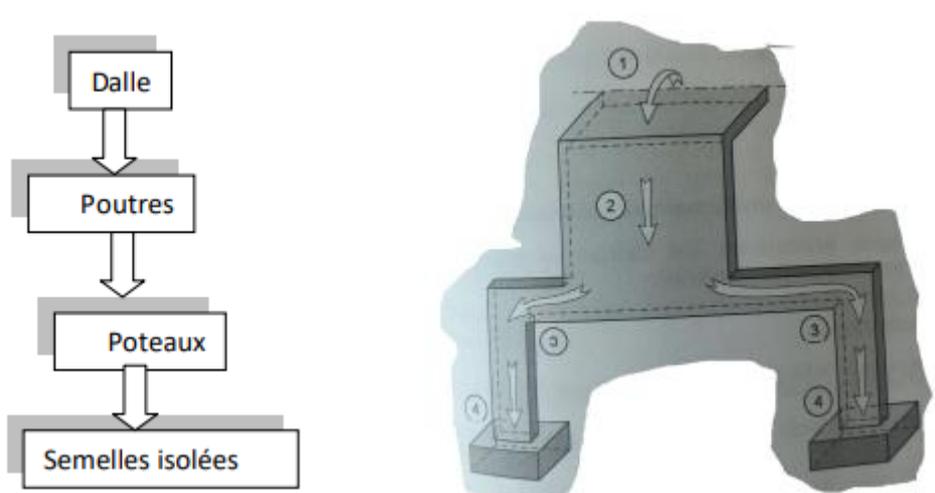


Figure III.1 cheminement des efforts depuis la dalle jusqu'au fondations

III.1.1 méthodologie et Procédure de calcul :

a) Pré-dimensionnement :

Pour effectuer cette opération il, il faudra tenir compte des prescriptions relatives à chaque élément ainsi que des recommandations citées dans les règlements CBA93 et le RPA 2003 afin d'obtenir un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

b) Descente de charge :

Une descente de charge a pour but de déterminer les charges qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à l'étude mécanique et au dimensionnement.

Pour un bâtiment, généralement les charges statiques réglementaires appliquées sont :

- Les charges permanentes notées G .
- Les surcharges d'exploitation notées Q .

b).1. Les charges permanentes G:

Les charges permanentes présentent la charge morte. Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonneries, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol, menuiseries...)

b).2. Les surcharges d'exploitation Q:

Les surcharges d'exploitation représentent la charge variable dans le temps. Dans le bâtiment, les charges d'exploitation ou surcharges sont les charges mécaniques statiques, ou dynamiques générées par le climat et les activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment, s'ajoutant aux charges permanentes.

NB : Les listes des charges et surcharges sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

b).3. Types de charges :

Dans le cas courant, on peut recenser trois types de charges :

- **Les charges surfaciques uniformément réparties** : sont exprimées en KN/m^2 ; proviennent des charges permanentes et des charges d'exploitation.
- **Les charges linéaires** : sont exprimées en KN/m .
- **Les charges ponctuelles** : charges concentrées, elles sont exprimés en KN .

III.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux successifs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux terrasse.

Le choix du type de planchers a été établi en fonction :

- De leur forme géométrique.
- De l'intensité des charges.

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment, deux types de plancher vont être utilisées : dalle en corps creux et dalle pleines en béton.

III.2.1. Planchers à corps creux :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur 'e' faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et voiles. Ce sont aussi des éléments de contreventement horizontaux qui doivent être capables de distribuer, sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et portiques (éléments de contreventement verticaux).

Ils sont composés de :

- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher supportant Eléments en corps creux et Table de compression
- **Éléments en corps creux (C.C)** : ayant un rôle de remplissage (éventuellement de résistance sous certaines conditions),
- **Table de compression (T.C)** : en béton armée généralement de treillis soudé,

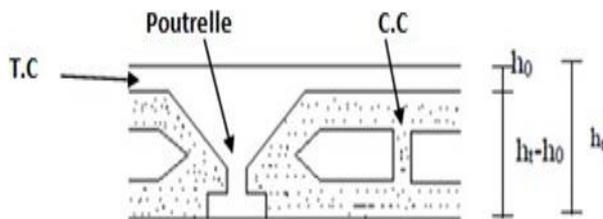


Figure III.2 plancher à Corps creux

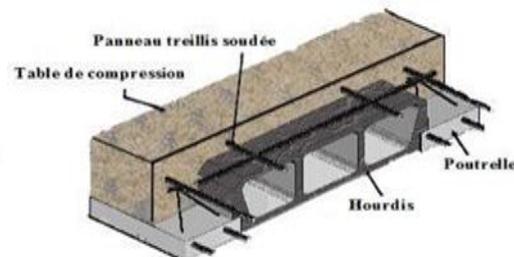


Figure III.3 Coupe transversale Corps creux

✓ Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation
- Diminution du poids total de la structure
- Bonne isolation thermique et phonique

III.2.1. L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

(Article B.6.8.4.2.4 BAEL91 MODIFIE 99) ; Page 104 sur 221.

(Article B 6.8.4.2.4 CBA 93) ; Page 138 sur 187

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{22.50} \quad (\text{Article B 6.8.4.2.4 CBA 93})$$

$(h_p; L_{\max}) : \begin{cases} h_p : \text{L'épaisseur du plancher} \\ L_{\max} : \text{La portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis} \end{cases}$

$$L_{\max} = (10.5 - 1 - 0.3)/2 = 4.6 \text{ m}$$

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{22.50} \Rightarrow h_p \gg \frac{4.6 \times 100}{22.5} \approx 20 \text{ cm}$$

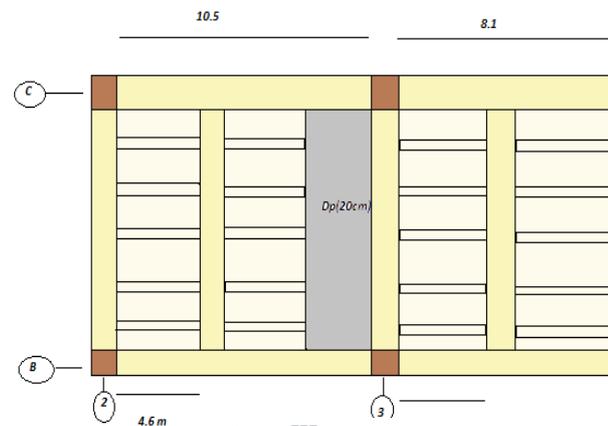


Figure III.4 VUE EN PLAN

On prendra un plancher (16+4) cm valable pour tous les niveaux, avec :

$(16+4) : \begin{cases} h : \text{Épaisseur du corps creux} : 16\text{cm.} \\ h_o : \text{Épaisseur de la dalle de compression} : 4\text{cm.} \end{cases}$

III.3 : Les dalles pleines en béton armé :

La dalle pleine C'est une plaque en béton armé (figure III.5), qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres ou des murs.

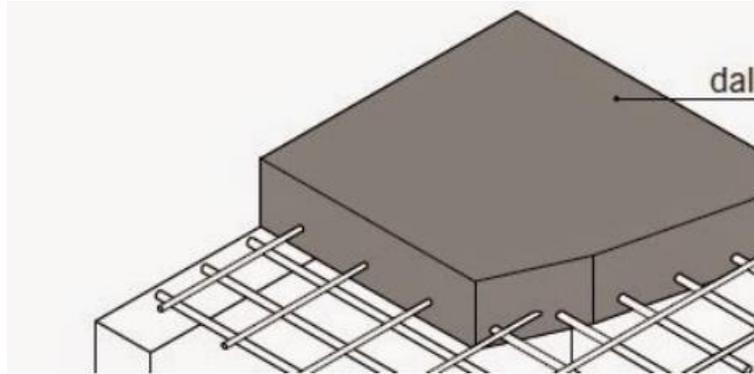


Figure III.5 Dalle pleine en béton armé

III.3.1: L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion : Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable :

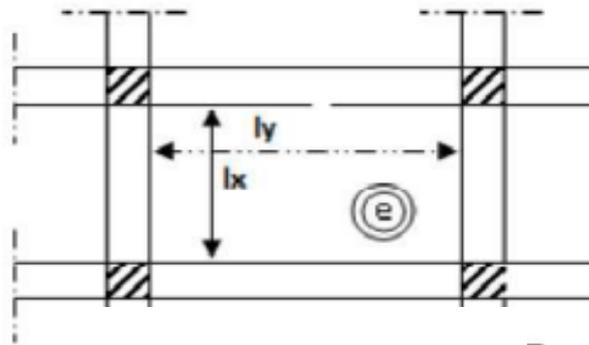


Figure III.6 panneau de dalle en béton armé

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

$Lx, Ly \begin{cases} Lx = \text{le plus petit côté de la dalle.} \\ Ly = \text{le plus grand côté de la dalle.} \end{cases}$

Si : $\rho \leq 0,4 \rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens (dalle reposant sur 2 appuis)

$$\frac{l}{35} \leq ep \leq \frac{l}{30}$$

Si : $\rho \geq 0,4 \rightarrow$ la dalle porte sur deux sens (dalle reposant sur 3 ou 4 appuis)

$$\frac{l}{50} \leq ep \leq \frac{l}{40}$$

{ L : la petite portée du panneau le plus sollicitée

Pour notre cas : $L_x = 8.1 \text{ m}$; $L_y = 10.5$

$$\rho = \frac{8.1}{10.5} = 0.771 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{dalle reposant sur 3 ou 4 appuis} \\ \frac{8.1}{50} = 16.2 < ep < \frac{8.1}{40} = 20.25 \\ ep = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.4. Les poutres :

Les poutres sont des sections rectangulaires ou en T, elles sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du (RPA 99 version 2003 et CBA93).

III.4.1. Détermination de h_p et b :

CBA (Article B 6.5.1) page 126 sur 187

III.4.1.1. Poutre X-X : Axe de (A-F) entre Axe (2-3) :

$$L=9.5 \text{ m}$$

$$\frac{l}{16} \leq h_p \leq \frac{l}{10}$$

h_p, l { h_p : hauteur de la poutre
 l : largeur de la poutre

$$b \geq 0.4 h$$

Avec : b largeur de la poutre

L : la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{905}{16} \leq hp \leq \frac{905}{10}$$

$$59.37 \leq hp \leq 90.5$$

On adopte : $hp = 60 \text{ cm}$

$$b \geq 0.4 * 60 \rightarrow b \geq 24 \text{ cm}$$

On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

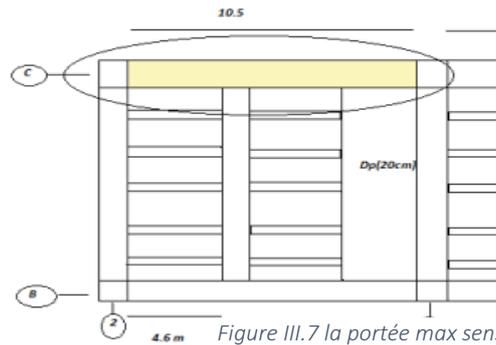


Figure III.7 la portée max sens xx

✓ Vérification des exigences de RPA99 version 2003 (art 7.5.1) :

$$h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition veréfier}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition veréfier}$$

$$ht/b = 60/30 = 2 \leq 4 \rightarrow \text{condition veréfier}$$

III.4.1.2 Poutre X-X : entre Axe (1-2) et (3-13) :

$$L_{\max} = 8.1 \text{ m}$$

$$\frac{l}{16} \leq hp \leq \frac{l}{10}$$

$\left\{ \begin{array}{l} hp : \text{ hauteur de la poutre} \\ l : \text{ largeur de la poutre} \end{array} \right.$

$$b \geq 0.4 h$$

L : la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{810}{16} \leq hp \leq \frac{810}{10}$$

$$50.62 \leq hp \leq 81$$

On adopte : $hp = 60 \text{ cm}$

$$b \geq 0.4 * 60 \rightarrow b \geq 24 \text{ cm}$$

On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification des exigences de RPA99 version 2003 (art 7.5.1) :

$$h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition veréfier}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition veréfier}$$

$$ht/b = 60/30 = 2 \leq 4 \rightarrow \text{condition veréfie}$$

III.4.1.2 Poutre Y-Y : entre Axe (B-C) :

$L_{max}=8.1 \text{ m}$

$$\frac{l}{16} \leq hp \leq \frac{l}{10} \quad \left\{ \begin{array}{l} hp : \text{ hauteur de la poutre} \\ l : \text{ largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

$b \geq 0.4 h$

L : la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{810}{16} \leq hp \leq \frac{810}{10}$$

$$50.62 \leq hp \leq 81$$

On adopte : **hp = 55 cm**

$$b \geq 0.4 * 55 \rightarrow b \geq 22 \text{ cm}$$

On adopte : **b = 30 cm**

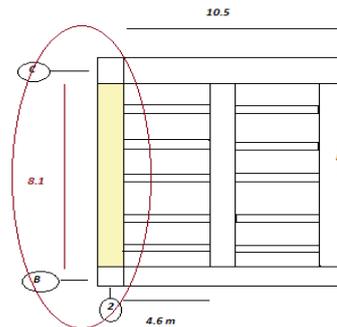


Figure III.8 la portée max sens yy

III.4.1.3 Poutre Y-Y : entre Axe (A-B) :

$L_{max}=3.4 \text{ m}$

$$\frac{340}{16} \leq hp \leq \frac{340}{10}$$

$$21.25 \leq hp \leq 34$$

On adopte : **hp = 30 cm**

$$b \geq 0.4 * 30 \rightarrow b \geq 12 \text{ cm}$$

On adopte : **bp = 30 cm**

✓ Vérification des exigences de RPA99version2003 (art 7 .5.1) :

$h_p = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ → condition veréfier

$b_p = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ → condition veréfier

$ht/b = 30/30 = 1 \leq 4$ → condition veréfier

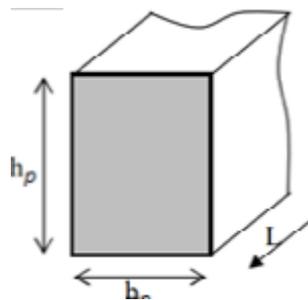


Figure III.9 Dimension d'une Poutre

III.5 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, leur pré dimensionnement est justifié par

L'article (7.7.1 du RPA 99 version 2003).

Ils servent d'une part à reprendre les efforts horizontaux (Séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le (RPA 2003 art 7.7.1, page56) les voiles doivent satisfaire la condition

Suivantes : $L \geq 4 a$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} L = \text{portée du voile} \\ a = \text{épaisseur du voile} \end{array} \right.$

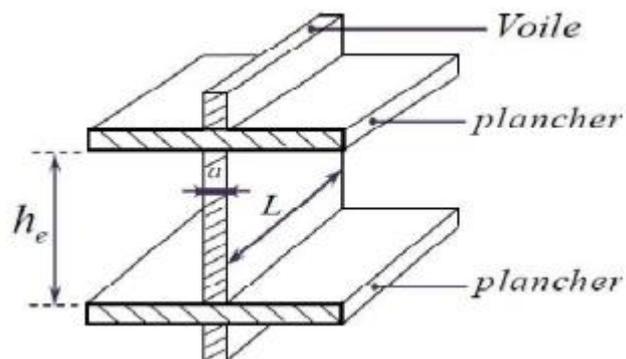


Figure III.10 Coupe de voiles en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le (RPA99 / version 2003).

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

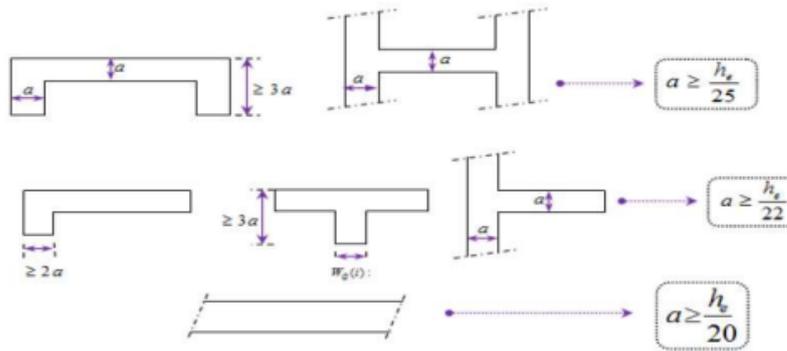


Figure III.11 Coupe de voiles en plan.

✓ Pour notre projet nous avons : le premier cas

$$a \geq \frac{he}{25}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} he : \text{ hauteur libre d'étage} \\ a : \text{ épaisseur du voile.} \end{array} \right.$

$$He = h - e \quad ep: \text{ épaisseur de la dalle}$$

$$h = 5.10 \text{ m}; ep = 20 \text{ cm}$$

$$he = 510 - 20 = 490 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{490}{25} \rightarrow a \geq 19.6 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de voile : **a=20cm**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

$$L \geq 4 a = 4 \times 20 \geq 80 \text{ cm}$$

III.6 Evaluation des charges et surcharges :

III.6.1 Charges permanentes G :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux données ci-après :

Les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation concernent :

- a) Acrotère pour terrasse inaccessible.
- b) Plancher terrasse inaccessible (toiture local technique).
- c) Plancher terrasse accessible.
- d) Plancher étage courant.

- e) Murs extérieurs.
- f) Mur Rideau (double vitrage 4mm).
- g) Dalle pleine (parking).
- h) La verrière.
- i) Garde-corps

❖ Acrotère pour terrasse inaccessible :

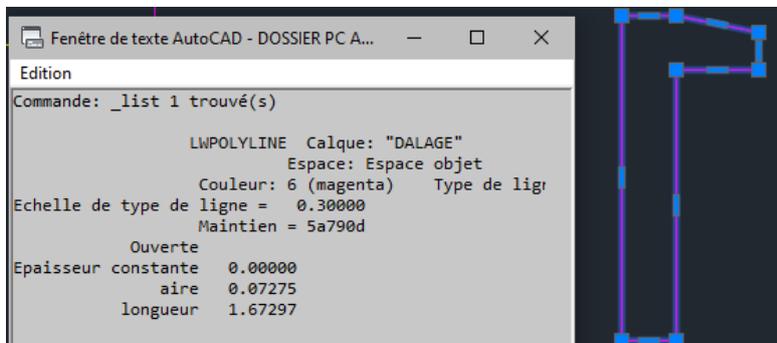
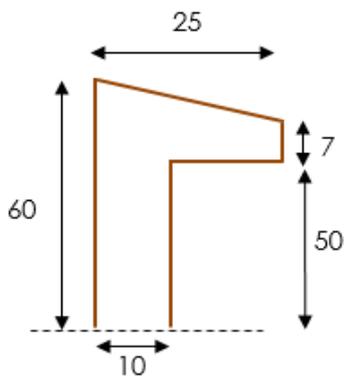


Figure III.12: Coupe vertical de l'acrotère



$$S = 0.073 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 0.073 \times 1 \times 25 = 1.825 \text{ KN/m}$$

❖ Plancher terrasse inaccessible (toiture local technique) :

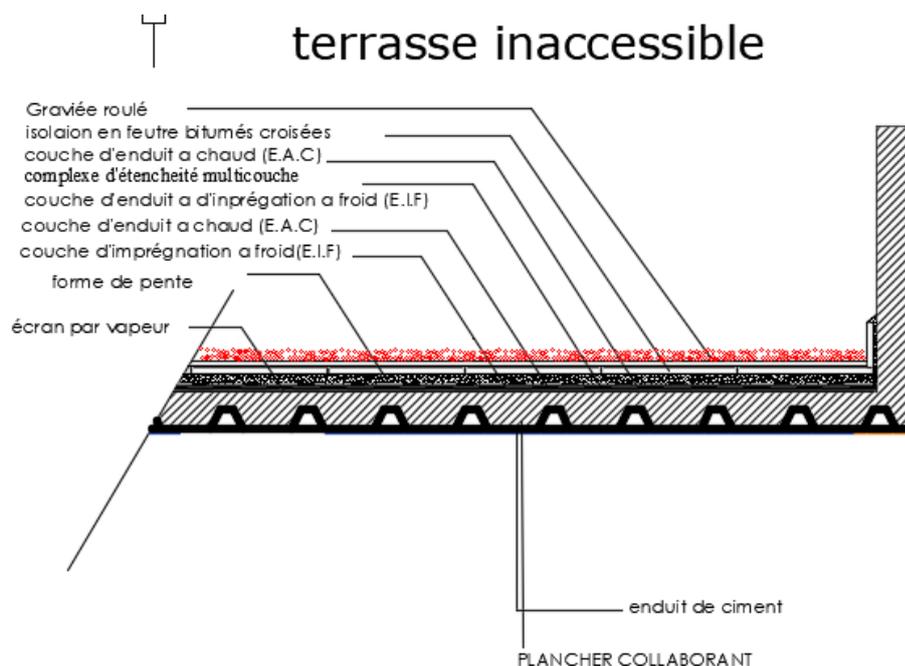


Figure III.13 Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau III.1 charges permanentes plancher terrasse inaccessible.

Désignation	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravillon Roulé	04	19	≈ 0,8
Etanchéité multicouche	02	6	0,12
Béton de pente	10	20	2,20
Polystyrène expansé	04	0.25	0.01
Couche (EIF + EAC) + couche de feutre bitumé	01	-	0.04
Plancher à corps creux	20	-	2.80
Enduit de ciment	02	18	0,36
			G=6.33 (kN/m²)

✓ **NB** :

EIF: enduit - d'imprégnation à froid / **EAC** : Enduit d'application à chaud

Charge permanente G = 6,33 kN/m²

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

❖ : Plancher terrasse accessible :

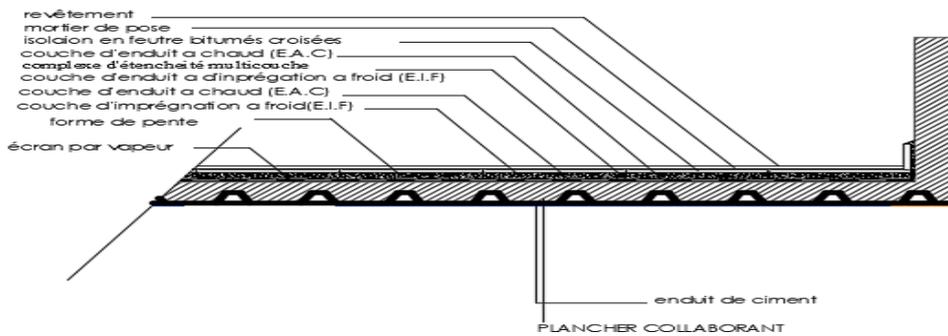


Figure III.14 Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau III.2 charges permanentes plancher terrasse accessible

Désignation	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	2	25	0,5
Mortier de Pose	2	20	0,4
Etanchéité multicouche	02	6	0,12
Béton de pente	11	20	2,2
Polystyrène expansé	04	0.25	0.01
Couche (EIF+EAC) + couche de feutre bitumé	-	-	0.04
Plancher à corps creux	20	-	2.8
Enduit de ciment	02	18	0,36
		G=6.43 (kN/m²)	

Charge permanente $G = 6,43 \text{ kN/m}^2$
 Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

❖ : Plancher étage courant :

TABLEA III. 3 charges permanentes de la dalle de niveau étage courant

Désignation	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Faux plafond en placo plâtre : (Plaque de plâtre + Support métallique)	01	-	0.09
- Plaque de plâtre :			
- Support métallique	02	-	0,06
Plancher à corps creux	20	-	2.8
Lit de sable	02	0.18	0.36
Carrelage+ mortier de pose	04	25+20	0.9
Cloisons de distributions	02	-	1
			G=5.21 (kN/m ²)

❖ Murs extérieurs.

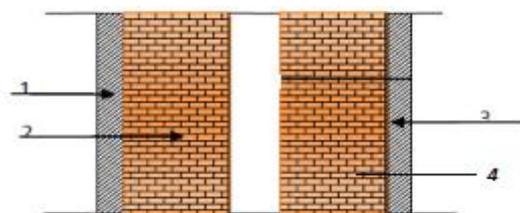


Figure III.15 Coupe verticale du mur double cloison

Tableau III.4 détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	02	0.2
2	Maçonnerie en brique creuse	10	0.9
3	Enduit en mortier de ciment	03	0.51
4	Maçonnerie en brique creuse	15	1.3

Charge permanente $G = 2.91 \text{ kN/m}^2$

❖ **Mur Rideau :**

Tableau III.5 détermination des charges permanentes revenant aux murs rideau.

N°	Eléments	Charges (KN/m ²)
1.	Profilé en aluminium	0.13 (KN/m ²)
2.	Vitrage isolant	0.18 (KN/m ²)
3.	Vitrage panneau	0.10 (KN/m ²)
4.	Tôle d'acier	0.12 (KN/m ²)
5.	Isolation	0.02 (KN/m ²)
6.	Divers attaches	0.05 (KN/m ²)
		$\Sigma G = 0.60(\text{KN/m}^2)$

❖ **Dalle pleine (parking) :**

- 1- Dp (20cm) : 5 (KN/m²)
- 2- Equipements suspendus : 0.20 (KN/m²)

$$\Sigma G = 5.2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

❖ **La verrière :**

$$G = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Garde-corps :**

Tableau III.6 Charges permanentes du garde-corps.

N	Matériaux	Epaisseur	ρv (kN/m ³)	G (kn/m ²)
01	Enduit intérieur au ciment	0,02	18	0,36
02	Briques creuses	0 ,10	9	0,90
03	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36

$\Sigma G = 1,62$

- **Les surcharges d'exploitation Q :**

Tableau III.7 charge d "exploitation Q

<i>Eléments</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>plancher terrasse inaccessible (toiture local technique)</i>	<i>01</i>
<i>Plancher étage courant (Bureaux)</i>	<i>2.5</i>
<i>Plancher étage courant (commerce)</i>	<i>5</i>
<i>Plancher étage courant (habitation)</i>	<i>1.5</i>
<i>Sous-sols</i>	<i>2.5</i>

III.6. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux Fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section Choisie sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la Descente de Charges.

- *Les poteaux seront pré-dimensionnés selon les règlements du CBA93 et vérifiés par le (RPA99 version 2003. Article 7.4.1)*
- *D'après le CBA93 (article B.8.4.1), L'effort normal ultime (Nu) agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :*

$$N_{ultime} = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

Br : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

✓ **CBA 93: article B.8.2.1.**

Coefficients de sécurité $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

Pour :

$$\lambda \leq 50 \quad \left(\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)} \right)$$

Pour :

$$5 < \lambda \leq 70 \quad \left(\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right)$$

$$\lambda = 35$$

✓ **CBA 93: article B.8.3.3.1**

$$Br \geq \Delta \cdot \frac{N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

$$Br = (a - 2^{\text{cm}}) (b - 2^{\text{cm}})$$

III.6.1. Evaluation des charges verticales :

Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, S'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en Admettant la discontinuité des différents éléments de planchers {hourdis, poutrelles et poutres}. Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas

Des bâtiments comportant au moins trois travées

$$Nu = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$Nu_{major} = 1.15 Nu$$

III.6.1.1 Bloc A : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité POT(C-4)

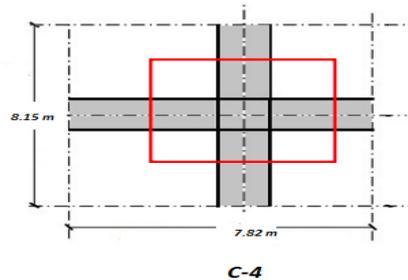


Figure III.16 Surface d'influence sur poteau le plus sollicité

Surface afférente : **S=63.8 m²**

Section De la toiture : **S=31.79 m²**

III.6.1.2 Toiture :

- **Charge Permanente :**

$$G_{tot} : (G_{acrotère} + G_{Toiture} + G_{poutres})$$

$$G_{acrotère} = G_{acrotère} \times L_{acrotère} = 1.82 \times 8.15 = 14.833 \text{ KN}$$

$$G_{Toiture} = G_{terrasse\ inaccessible} \times S_{toiture} = 6.33 \times 31.79 = 201.2307 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = (0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15) = 68.8 \text{ KN}$$

$$G_{TOTALE} = 284.86 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_q = Q_0 \times S_{toiture} = 1 \times 31.79 = 31.79 \text{ KN}$$

$$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$NU = 1.35 * 284.86 + 1.5 * 31.79$$

$$NU = 432.246 \text{ KN}$$

$$Nu_{major} = 1.15 Nu$$

$$D'où : Nu_{major} = 1.15 * 432.246 = 497.08$$

La section réduite du poteau est : Br

$$Br = (a-2\text{cm}) (b-2\text{cm})$$

On fixe $a=30\text{ cm}$

$$Br = (30-2) (b-2); Br = 319.03\text{ cm}^2$$

$$319.03 \geq 28 * (b-2)$$

$$b \geq \frac{319.08}{28} + 2 = 13.39\text{ cm}$$

On prend : $b = 50\text{ cm}$

III.6.1.3. Terrasse accessible :

- **Charge Permanente :**

$$G_{\text{tot}} : (G_{\text{Terrasse acc}} + G_{\text{poteaux}} + G_{\text{poutres}})$$

$$G_{\text{Terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{off}} = 6.43 \times 63.8 = 410.23\text{ KN}$$

$$G_{\text{poteaux}} = a \times b \times \rho \times h = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.72 = 6.12\text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = (0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15) = 68.8\text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTALE}} = 484.95\text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_0 = 1.5\text{ KN/m}^2$$

$$N_q = 1.5 \times 63.8 = 95.70\text{ KN}$$

III.6.1.4. Niveaux (R+16 - R+20) Bureaux:

- **Charge Permanente :**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_{\text{off}} \times n = 5.21 \times 63.8 \times 5 = 1661.99 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = a \times b \times \rho \times h \times n = (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.4 \times 4) + (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.68 \times 1) = 41.13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = [(0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15)] \times 5 = 68.8 \times 5 = 344 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTALE}} = 2047.12 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = (Q_0 + (3+n / 2n) (Q_0+n * Q)) \quad \text{Avec } n : \text{ nombre d'étages}$$

$$Q = 1 + \frac{5+3}{5*2} (1.5 + 05 * 2.5) = 12.2 \text{ KN/m}^2$$

$$NQ = 12.2 * 63.8 = 778.360 \text{ KN}$$

III.6.1.5. Niveaux (R+11 - R+15) Bureaux :

- **Charge Permanente :**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_{\text{off}} \times n = 5.21 \times 63.8 \times 5 = 1661.99 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = a \times b \times \rho \times h \times n = (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.4 \times 5) = 38.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = [(0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15)] \times 5 = 68.8 \times 5 = 344 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTALE}} = 2044.24 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 + \frac{10+3}{10*2} (1.5 + 10 * 2.5) = 18.23 \text{ KN/m}^2$$

$$NQ = 18.23 * 63.8 = 1162.75 \text{ KN}$$

III.6.1.6. Niveaux (R+5 - R+10) Bureaux :

- **Charge Permanente**

$$G_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S_{\text{off}} \times n = 5.21 \times 63.8 \times 6 = 1994.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = a \times b \times \rho \times h \times n = (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.4 \times 6) = 45.9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = [(0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15)] \times 6 = 68.8 \times 6 = 412.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTALE}} = 2453.08 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 + \frac{15+3}{15*2} (1.5 + 15 * 2.5) = 24.4 \text{ KN/m}^2$$

$$NQ = 24.4 * 63.8 = 1556.72 \text{ KN}$$

III.6.1.7. Niveaux (RDC – R+4) commerce:

- **Charge Permanente**

$$G \text{ plancher} = G \text{ plancher} \times S \text{ off} \times n = 5.21 \times 63.8 \times 5 = 1661.99 \text{ KN}$$

$$G \text{ Poteau} = a \times b \times \rho \times h \times n = (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.68 \times 4) + (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 5.10 \times 1) = 53.59 \text{ KN}$$

$$G \text{ poutres} = [(0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15)] * 5 = 68.8 \times 5 = 344 \text{ KN}$$

$$G_{TOTALE} = 2059.58 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 + \frac{20+3}{20*2} (1.5 + 15 * 2.5 + 5 * 5) = 37.8 \text{ KN/m}^2$$

$$NQ = 37.8 * 63.8 = 2411.64 \text{ KN}$$

III.6.1.8. Niveaux parking :

$$G \text{ plancher} = G \text{ plancher} \times S \text{ off} \times n = 5.20 \times 63.8 \times 5 = 1658.8 \text{ KN}$$

$$G \text{ Poteau} = a \times b \times \rho \times h \times n = (0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.57 \times 5) = 40.16 \text{ KN}$$

$$G \text{ poutres} = [(0.3 \times 0.6 \times 25 \times 7.82) + (0.3 \times 0.55 \times 25 \times 8.15)] * 5 = 68.8 \times 5 = 344 \text{ KN}$$

$$G_{TOTALE} = 2042.96 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1 + \frac{26+3}{26*2} (1.5 + 15 * 2.5 + 5 * 5 + 2.5 * 6) = 43.66 \text{ KN/m}^2$$

$$NQ = 43.66 * 63.8 = 2785.72 \text{ KN}$$

On fixe $a = 100 \text{ cm}$

$$Br = (100-2)(b-2); Br = 14459.73 \text{ cm}^2$$

$$14459.73 \geq 98 * (b-2)$$

$$b \geq 149.5 \text{ cm}$$

on prend : $b = 150 \text{ cm}$

On applique la même démarche de calcul pour les autres niveaux, en tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

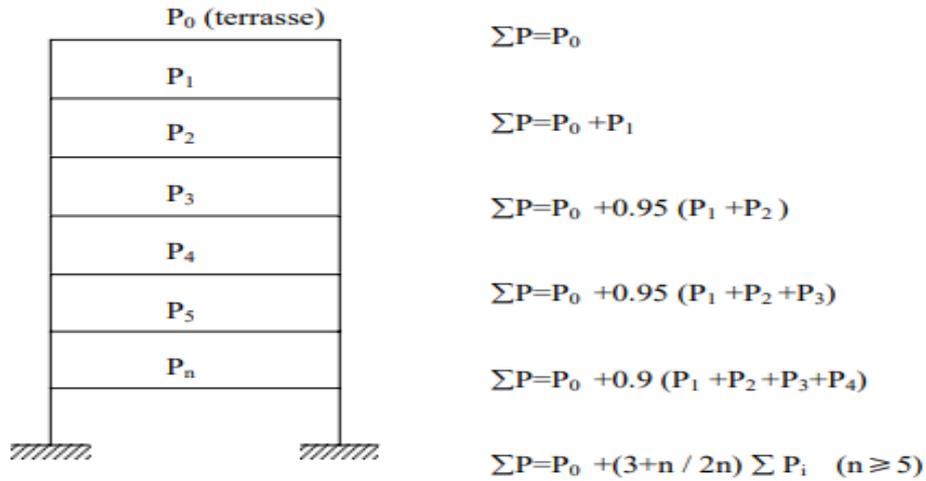


Figure III.17 Loi de dégression

III.6.1.9 : Les résultats sont récapitulés dans le tableau représenté ci-dessous :

Tableau III.8 récapitulatif des sections des poteaux centraux

Niveau	NQ (KN)	NG (KN)	NG (cum) (KN)	Nu (KN)	1.15Nu (KN)	Br (cm ²)	S adoptée (cm ²) Axb
Toiture	31.79	284.86	284.86	432.246	497.0829	319.03	30x50
terrasse	95.70	484.95	769.81	1219.24	1402.13	899.89	60x80

(R+20) Jusqu'à (R+15)	778.360	2047.12	2816.93	4970.39	5715.96	3668.53	60x80
(R+15) Jusqu'à (R+10)	1162.75	2044.24	4861.17	8306.7	9552.71	6130.98	70x100
(R+10) -(R+5)	1556.72	2453.08	7314.25	12209.3	14040.70	9011.39	80x120
Commer ce RDC- (R+5)	2411.64	2059.58	9373.83	16272.13	18712.95	12010.07	90x140
Sous-sol	2785.72	2042.96	11416.7	19591.12	22529.79	14459.73	100x150

III.6.2. BLOC B : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité POT(D-7)

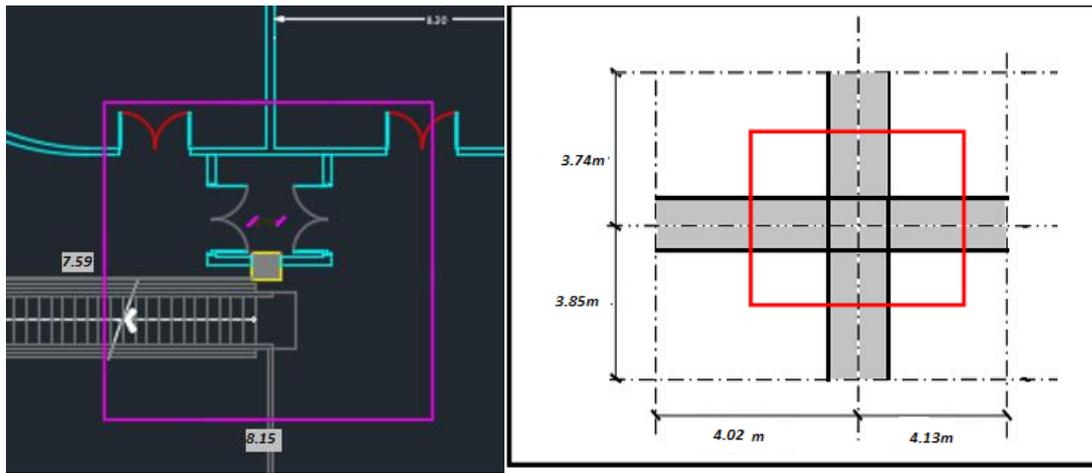


Figure III.18 Surface d'influence sur poteau le plus sollicité

Surface afférente : $S=62.34 \text{ m}^2$

Surface d'escalier : $S= 15.47 \text{ m}^2$

Tableau III.9 récapitulatif des sections des poteaux centraux

Niveau	NQ (KN)	NG (KN)	NG (cum) (KN)	Nu (KN)	1.15Nu (KN)	Br (cm ²)	Section adoptée (cm ²) axb
terrasse	62.34	366.71	366.71	587.88	676.06	433.90	70x70
RDC	1309.14	1862	2228.2	4972.17	5718	3669.84	70x70
SOUS-SOL	1581.87	2000.9	4229.10	8082.09	9294.40	5965.2	80x80

III.6.3. Bloc C : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité POT(C-8)

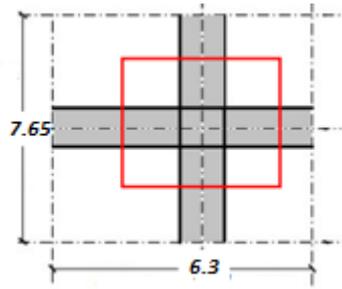


Figure III.19 Surface d'influence sur poteau le plus sollicité

Tableau III.10 récapitulatif des sections des poteaux centraux

Niveau	NQ (KN)	NG (KN)	NG (cum) (KN)	Nu (KN)	1.15Nu (KN)	Br (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
terrasse	72.3	375.94	375.94	615.36	707.66	454.18	30x50
R+20	72.3	321.55	679.49	1025.76	1179.62	757.09	50x60
(R+20) Jusqu'à (R+15)	419.34	1539.35	2272.84	3697.34	4251.94	2728.92	50x60
(R+15) Jusqu'à (R+10)	589.42	1539.35	3812.19	6030.58	6935.17	4451.03	60x80
(R+10) Jusqu'à (R+5)	766.38	1539.35	5405.54	8447.04	9714.10	6234.56	70x100
Commerc e RDC- (R+5)	1430.33	1902.69	7308.23	12011.60	13813.34	8865.47	80x120
Sous-sol	1752.46	1592.86	8901.09	14604.66	16795.36	10779.35	90x140

III.7. Les vérifications selon (RPA99V2003) :

- ✓ **L'article 7.4.1 du (RPA99V2003)** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfait les conditions suivantes :

Pour la zone III on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

- ✓ Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$D \geq 35\text{cm en zone IIb et III}$$

Tableau III.11 récapitulatif Sur les vérifications

	POT (C-8)	POT (C-4)	POT (D-7)			
Niveau	Section adoptée (cm ²)	S adoptée (cm ²) a x b	Section adoptée (cm ²)	$\text{Min}(b;h) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$1/4 < b/h < 4$
terrasse	30x50	30x50	-	OK	OK	OK
R+20	50x60	60x80	-	OK	OK	OK
(R+20) Jusqu'à (R+15)	50x60	60x80	-	OK	OK	OK
(R+15) Jusqu'à (R+10)	60x80	70x100	-	OK	OK	OK
(R+10) Jusqu'à (R+5)	70x100	80x120	70x70	OK	OK	OK
Commerce RDC- (R+5)	80x120	90x140	70x70	OK	OK	OK
Sous-sol	90x140	100x150	80x80	OK	OK	OK

**Chapitre IV : Etude Des Eléments
Secondaires**

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : les escaliers et l'acrotère ; les poutrelles ; le balcon

IV.1.1. l'escalier :

L'escalier sert à desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées, assurer la stabilité et résister aux diverses contraintes auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité)

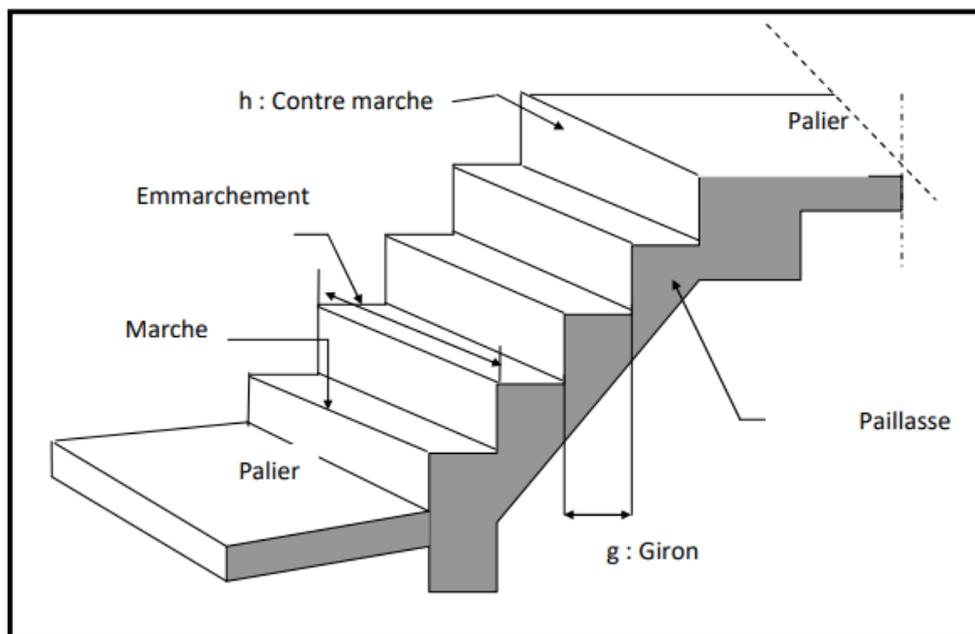


Figure IV.1 Eléments constituant l'escalier

IV.1.1.2 Eléments constituant l'escalier :

- **La marche** : C'est une surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Sa forme est rectangulaire ;
- **La contremarche** : Elle désigne la face verticale située entre deux marches consécutives, (l'espace entre deux marches).chaque deux marches consécutives sont liées par une contremarche.
- **Le giron** : C'est la distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ.

- **L'embranchement** : Il correspond à la largeur de passage de l'escalier (on conseille au minimum 80 cm pour pouvoir se croiser à deux).
- **Le palier de repos** : C'est une dalle en béton armé qui relie l'escalier et les différentes pièces desservies sur un étage. Le palier peut aussi être un palier de repos, intégré dans un escalier tournant par exemple.
- **La volée** : Elle désigne l'ensemble des marches qui se situent entre deux paliers (l'escalier peut comporter plusieurs volées séparées par un palier de repos).

IV.1.1.3 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et (h) on utilise généralement la formule de blondel :

$$59[cm] \leq g + 2h \leq 66 [cm]$$

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

$$H = h \times n \quad h_e : \text{est la hauteur d'étage courant}$$

Pour Une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

On remplace (2) et (3) dans (1)

$$\text{Alors : } 64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0$$

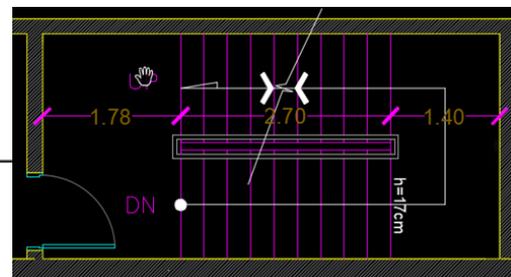
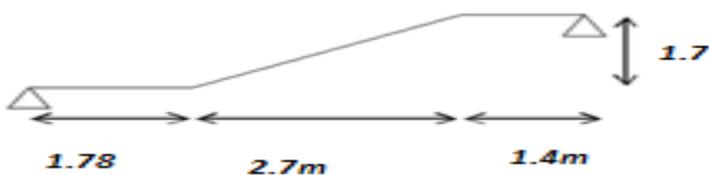


Figure IV.2 Schéma d'escalier

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$L: 2.7 \text{ m} ; H = \frac{3.4}{2} = 1.7 \text{ m};$$

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.70 + 2.40)n + 3.40 = 0$$

$$n_1 = 0, 53; n_2 = 10$$

On prend :

- Le nombre de contre marche $n = 10$
- Le nombre des marches $n - 1 = 7$

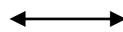
Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.70}{10} = 17 \text{ cm}$$



$h = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.70}{9} = 30 \text{ cm}$$



$g = 30 \text{ cm}$

IV.1.1.4 Vérification de l'équation de <<BLONDEL>>

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

$$2h + g = 62 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$(16 \leq h \leq 18) \text{ cm}$$



$$h = 17 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

$$22 \leq g \leq 33) \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

IV.1.1.5. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$l = 1.78 + 2,7 + 1,4 = 5.88$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\frac{588}{30} \leq e \leq \frac{588}{20}$$

$$19.6 \text{ cm} \leq e \leq 29,4 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur $e=20 \text{ cm}$

IV.1.1.6 L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = h / g$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \text{Cos } 29.53 = 0.87$$

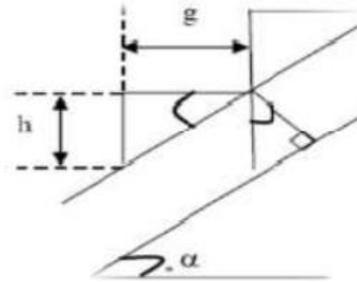


Figure IV.3 L'inclinaison de la paillasse

IV.2 Evaluation des charges :

IV.2.1 Charges permanentes et d'exploitation du Palier :

Tableau IV 1: Poids propre du palier de repo de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0.02	20	1.2
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Poids propre du palier	0.2	25	5
4	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				6.92

❖ Charge d'exploitation Palier :

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}$$

IV.2.2. Charge permanentes et d'exploitation du Paillasse :

Tableau IV 2: Poids propre du Paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage + mortier de pose	0.02	20	1.2
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Poids propre de la paillasse	-	-	$0.2*25 / 0.87 = 5.74$
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	$0.17*25 / 2*0.87=2.44$
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				10.1

❖ **Charge d'exploitation : $Q_2=2,50\text{KN/m}^2$**

Tableau IV 3: Tableaux de pré-dimensionnement

Escalier	Pré dimensionnement						Evaluation des charges			
	H (m)	h (m)	g (m)	n	L (m)	e (cm)	α°	G (KN/m ²)		Q (KN/m ²)
	1.7	0.17	0.30	10	5.88	20	29.53	6.92	10.1	2.5

IV.3. Etude de l'escalier :

Le calcul se fera en flexion simple pour la 1 mètre d'embranchement et une bande de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Nous avons intégré une poutre de chaînage à l'extrémité afin pour rigidifier la structure des escaliers. La poutre de chaînage peut également améliorer la résistance aux forces latérales, ce qui est crucial pour la stabilité d'une structure de grande hauteur.

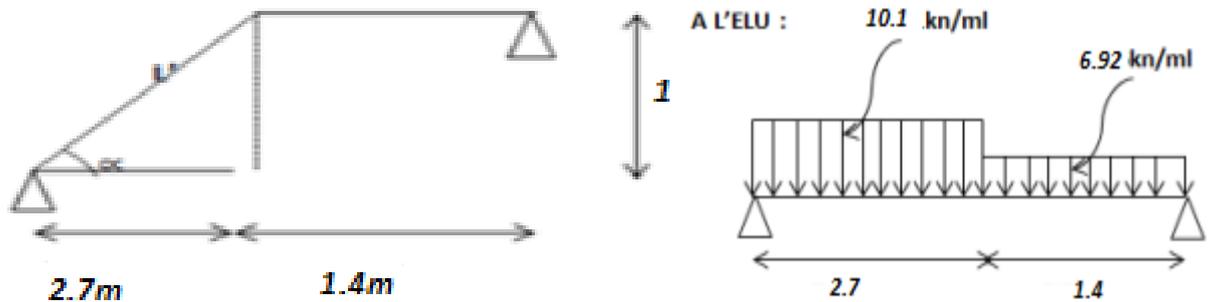


Figure IV.4 Schéma statique d'escalier

IV.3.1. Combinaison de charge est surcharge :

❖ Les calculs à l'ELU :

Palier : $Q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 6.92) + (1.5 \cdot 2.5) = 13.09 \text{ kn/ml}$

Paillasse : $Q_{\text{paill}} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 10.1) + (1.5 \cdot 2.5) = 17.385 \text{ KN /ml}$

❖ Les calculs à l'ELS

Palier : $Q_{\text{palier}} = G + Q = 6.92 + 2.5 = 9.42 \text{ kn/ml}$

Paillasse : $Q_{\text{paill}} = G + Q = 10.1 + 2.5 = 12.6 \text{ kn/ml}$

IV.3.2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

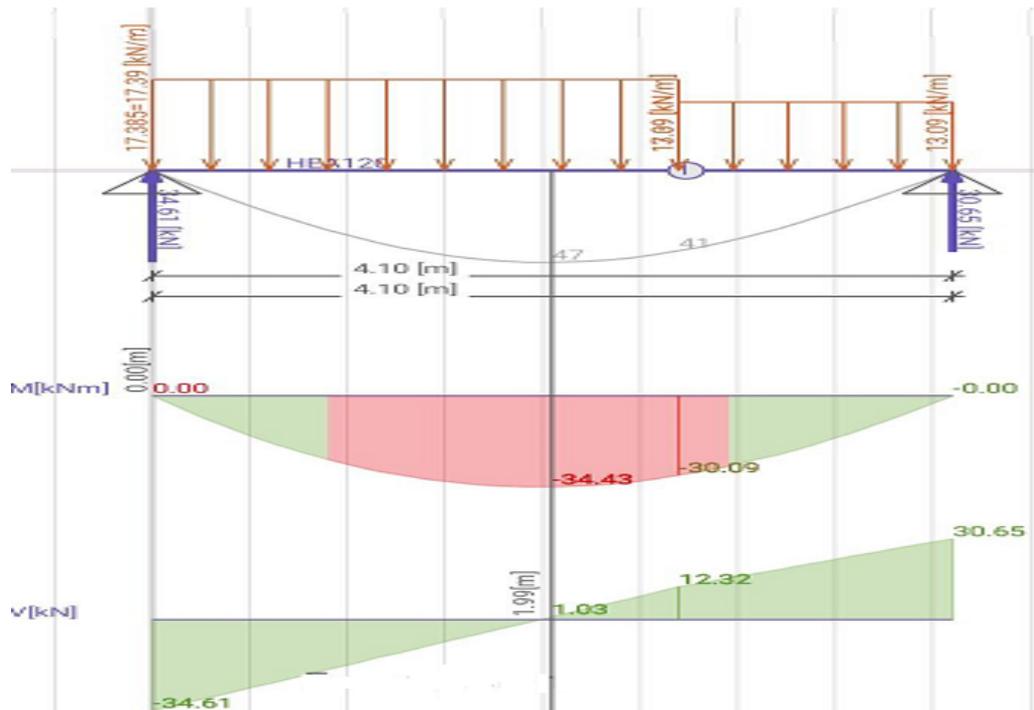


Figure IV.5 Diagrammes des efforts internes

❖ **Remarque :**

Les moments aux appuis seront affectés par le coefficient 0,3.

Aux Appuis : $M_0 = 0,3 * M_{max} = 0,3 * 34,43 = 10,32 \text{ KN.m}$

IV.3.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $d = 0,9h = 18\text{cm}$

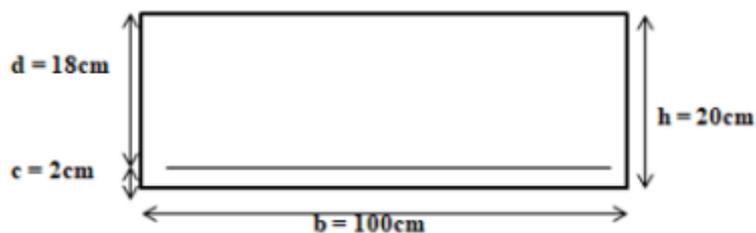


Figure IV.6 éléments d'un escalier

IV.3.3.1 Ferrailage aux Appuis :

$$M_{max} = 34.43 \text{ KN.m}$$

$$M = M_{max} * 0.3 = 34.43 * 0.3 = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = Mu / \sigma_{bc} * b * d^2 = 10.32 * 10^6 / 1000 * 180^2 * 14,16 = 0,02$$

$$\mu = 0,02 \leq \mu_R = 0,391: A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 18(1 - 0,4 * 0,025) = 17.82 \text{ cm}$$

$$A_s = (10.32 * 10^6) / (400 / 1,15) * 17.82 = 1.66 \text{ cm}^2$$

On prend : **7T10**

$$A_{st} = 5,50 \text{ cm}^2 \text{ Avec Espacement de : } \mathbf{20 \text{ cm}}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \quad [4]$$

$$A_r \geq \frac{5,5}{4} \Rightarrow A_r \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **5T8=2,51 cm²** avec S_t=20cm

IV.3.3.2 Ferrailage En travée :

$$M_{max} = 34.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = Mu / \sigma_{bc} * b * d^2 = 34.43 * 10^6 / 1000 * 180^2 * 14,16 = 0,075$$

$$\mu = 0,075 \leq \mu_R = 0,391: A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,097$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 18(1 - 0,4 * 0,097) = 17.30 \text{ cm}$$

$$A_s = (34.43 * 10^6) / (400 / 1,15) * 17.30 = 5.72 \text{ cm}^2$$

On prend (**7T12**) ;

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ Avec Espacement de : } \mathbf{15 \text{ cm}}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{7.92}{4} \Rightarrow A_r \geq 1.98 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **5T8**

$$A_{st}=2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t=20\text{cm}$$

IV.4. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{ft28}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$F_e = 400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=18\text{cm}$$

$$ft28 = 0,6 + 0,06(25) = \mathbf{2.1 \text{ MPA}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > A_s^{min} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

❖ **Espacement des barres :**

- **Armatures principale :**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Aux appuis : } St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travées : } St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$$

$$\text{Aux appuis : } St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travées : } St = 20 \text{ cm} < 45. \text{ Cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.1 Vérification au cisaillement :

❖ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CBA article A.5.1.2.1.1}$$

$$(\gamma_b = 1,5)$$

Nous avons : $T_u \text{ max} = 34,61 \text{ KN}$

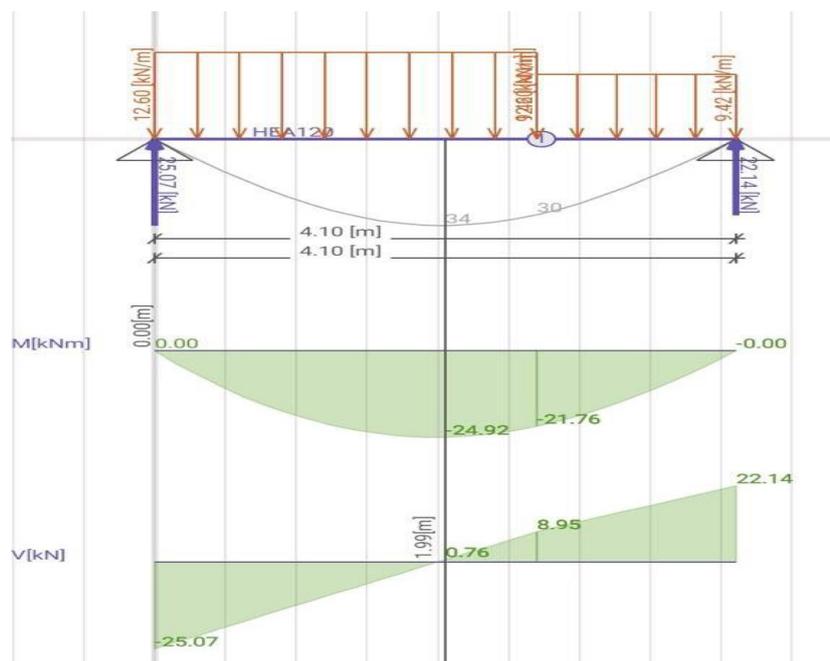
$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \quad \text{CBA article A.5.1.1.}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{34,61 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19 \quad \text{Condition vérifié}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

IV.5. Vérification à l'ELS :

IV.5.1 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :



$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 24,92 \text{ KN.m}$$

IV.5.2 Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} * Y1^2 + [15 * At] * Y1 - 15 At * d = 0$$

$$\frac{1}{2} * Y^2 + 15 * 7.92 * 10^{-4} Y1 - 15 * 7.92 * 10^{-4} * 0.18 = 0$$

$$0.5 Y^2 + 0.0118 Y1 - 2.1384 * 10^{-3} = 0$$

$$Y1 = 0.0546 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y1^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_T(d - y1)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

$$I = \frac{b y1^3}{3} + 15 * At * (d - y1)^2$$

$$I = \frac{1 * 0.0546^3}{3} + 15 * 7.92 * 10^{-4} * (0.18 - 0.0546)^2$$

$$I = 2.410 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} * Y1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24.92 * 10^6}{(2.410 * 10^{-4}) * 10^{12}} * 0.0546 * 10^3 = 4.053 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.053 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc \text{ admissible}} = 15 \text{ MPA} \text{ ok}$$

IV.5.3 Vérification de la flèche : CBA ANNEXE-D

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \end{array} \right. \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{588} = 0,03 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 \leq 0,008 \quad \text{vérifiée} \\ 0,03 \geq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ (Selon CBA93).

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

On a $L = 4,1m < 5m$

Donc :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = \mathbf{0,82cm}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,195\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,398\text{MPa}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} = \delta = \frac{7.92*10^{-4}}{1*0.18} = 0.0044$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :** Avec A'_s = 0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 * 20^3}{12} + 15 * 7.92 * \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2$$

$$I_0 = 7.42 * 10^{-4}m^4 = 74269.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{Mser}{A d} = \frac{24.92}{7.92*0.18*10^{-4}} = 174803.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}} = 1 - \frac{1,75*2.1}{4*0.0044*174.8+2.1} = 0.29$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * 2.1}{0.0044(2 + 3)} = 4.77 \text{ MPA}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * 2.1}{0.0044(2 + 3)} = 1.90 \text{ MPA}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * 7.42 * 10^{-4} * 10^{12}}{1 + 4.77 * 0.29} = 342466328.2 \text{ mm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{7.42 * 10^{-4} * 10^{12}}{1 + 1.9 * 0.29} = 478401031.6 \text{ mm}^4$$

$$F_i = \frac{24.92 * 4100^2}{10 * 32164,195 * 342466328.2} = 3.80 \text{ mm}$$

$$F_v = 8.16 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 8.16 - 3.8 = 0.436 \text{ mm} \leq \bar{f} = 0,82 \text{ cm}$$

Condition vérifié

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV 4 Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (m ⁴)	I_{fi} (mm ⁴)	I_{fv} (mm ⁴)
29,605	6,79	0,0044	174.8	4.77	1,9	0,29	$7.42 * 10^4$	342466328.2	478401031.6
									31.6

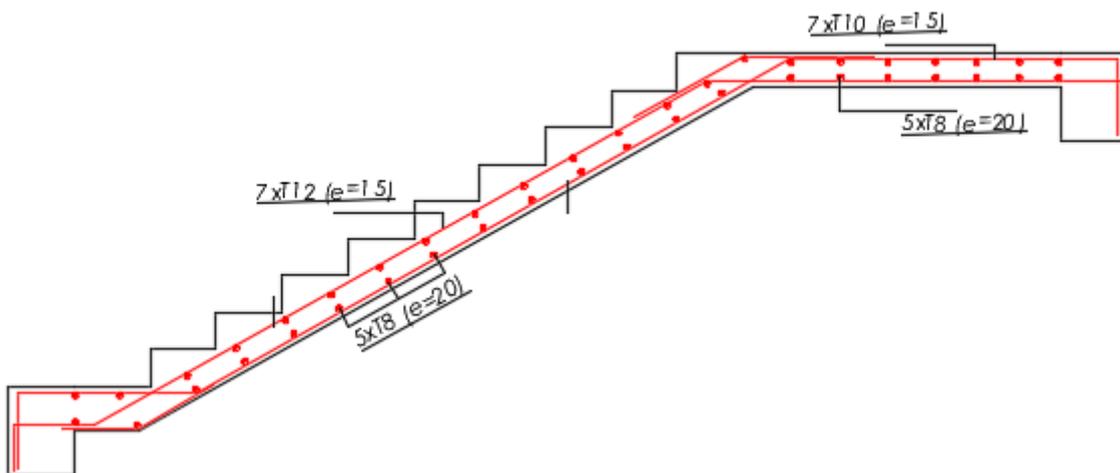


Figure IV 8 Schéma de ferrailage de volée 2.

IV.6. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul se fait en flexion composée à ELU et ELS avec une bande de 1m.

IV.6.1 Evaluation des charges :

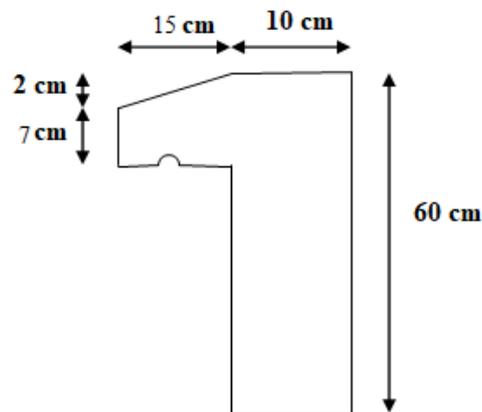


Figure IV 9 Acrotère.

IV.6.1.1 Charge permanente :

- Poids de l'acrotère :

$$G_{acr} = G1 + G2$$

- ✓ $G1 = \rho_b \times S \dots$ (poids propre de l'acrotère).

ρ_b : le poids volumique du béton 25 kn/m^3

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.15) + (0.02 \times 0.15/2)$$

$$S = 0.072 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } G1 = 25 \times 0.072 = 1.82 \text{ kn/ml}$$

$$G1 = 1.82 \text{ kn/ml}$$

✓ G2 : Le poids de revêtements (ep= 2cm).

$G_2 = \text{enduit de ciment} * \text{épaisseur} * \text{périmètre}$

$$G_2 = 0.18 * 2 * 1.67 = 0.60 \text{ kn/m}$$

$$G_2 = 0.60 \text{ kn/m}$$

Le poids total de l'acrotère

$$G = 1.82 + 0.60$$

$$G_{acr} = 2.42 \text{ kn/m}$$

IV.6.1.2 Charge d'exploitation :

$Q = 1 \text{ kn/ml}$ (la charge d'exploitation de la main courante selon RPA99).

$$Q = \max (1.5Q ; F_p)$$

L'actionne force horizontale F_p

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad (\text{art 6.2.3}).$$

A : coefficient d'accélération. A (zone III, groupe d'usage 1B)

$$A = 0.3$$

C_p : facteur de force horizontale (0.8)

W_p : poids propre de l'acrotère = 2.42kn/m

$$F_p = 4 * 0.3 * 0.8 * 2.42 = 2.32 \text{ kn}$$

$$Q = F_p = 2.32 \text{ kn}$$

IV.6.1.3 Combinaisons des charges : Pour une bande de 1m de largeur

- ELU : $M_u = 1.5 * F_p * h = 2.088 \text{ knm}$
 $N_u = 1.35 * G = 3.267 \text{ kn}$
 $V_u = 1.5 * F_p = 3.48 \text{ kn}$
- ELS: $M_{ser} = M_{fp} = F_p * h = 1.392 \text{ kn.m}$
 $N_{ser} = G = 2.42 \text{ kn}$
 $V_{ser} = F_p = 2.32 \text{ kn}$

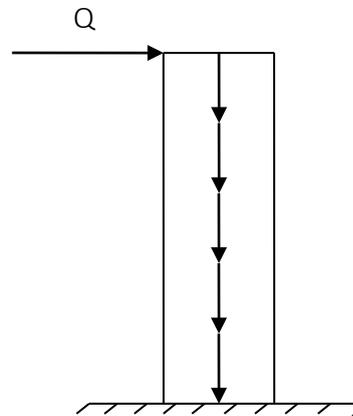


Figure IV 10 Charges et surcharges agissent.

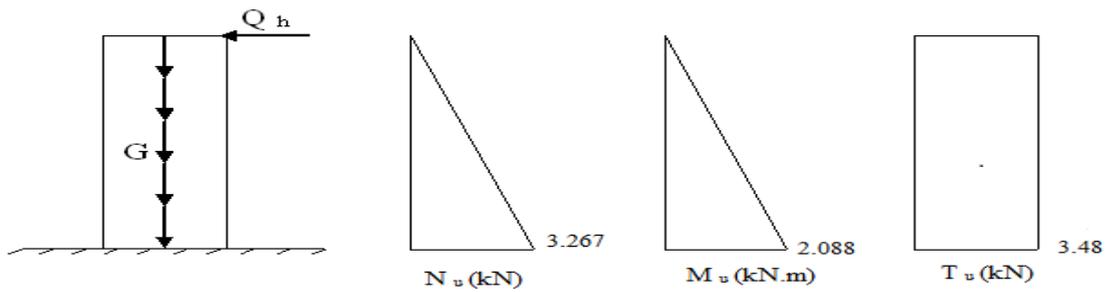


Figure IV 11 Effort interne et moment.

IV.6.1.4 Ferraillage de l'acrotère :

$b = 1\text{ m}$; $h = 10\text{ cm}$; $f_{c28} = 25\text{ mpa}$; f_{eE400} ; $d' = 8\text{ cm}$; $f_{bc} = 14.17\text{ mpa}$;

- D'après le Socotec

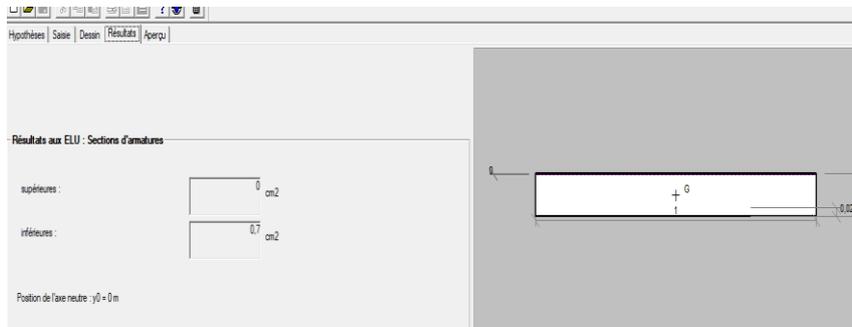


Figure IV 12 section d'armatures

$$A = 0.70 \text{ cm}^2.$$

IV.6.2 .Vérification a ELU :

IV.6.2.1 la section d'acier :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \text{ min} \geq \text{max} \{ 1\text{ cm}^2 ; 0.96 \}$$

Donc on adopte **4T8 (2.01cm²)**

Avec un espacement = $100/4 = 25\text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$A_r = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2 \dots\dots$ donc on adopte **4T8 (2.011 cm²)**

Avec un espacement = $60 - 9/3 = 17 \text{ cm}$

IV.6.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1f_{c28}; 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.48 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,047\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.6.3. Vérification a ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.392}{2.42} = 0.575 \text{ m} = 57.5\text{cm}$$

$$C = h/2 - e = 0.1/2 - 0.575 = -0.52 \text{ m}$$

On doit résoudre l'équation suivante :

$$Z^3 + pz + q = 0$$

z : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - d') + \frac{90A_s}{b}(d - c) = -8003.46 \text{ cm}^2 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - d')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - c)^2 = 274703.60 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -4,90 \times 10^8$$

On $\Delta < 0$ donc:

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,978 \Rightarrow \phi = 167.96^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 103.30$$

$$\begin{cases} z_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -103.04 \text{ cm} \\ z_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 57.78 \text{ cm} \\ z_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 45.26 \text{ cm} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$y_{ser} = z + c$$

Pour z , on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8 \text{ cm}$$

Alors on prend :

$$Z = z_2 = 57.78 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 57.78 - 52 = 5.78 < 8 \text{ cm}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = 6584.63 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes : σ_{bc} et σ_s :**

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{z \times N_{ser}}{I}\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{57.78 \times 10 \times 2,42 \times 10^3}{6584.63 \times 10^4}\right) \times 5.78 = 0,122 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{57.78 \times 10 \times 2,42 \times 10^3}{6584.63 \times 10^4} \right) \times (80 - 57.8) = 7.0596 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201.63 \text{MPa} \text{ avec } (\eta = 1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 7.0596 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

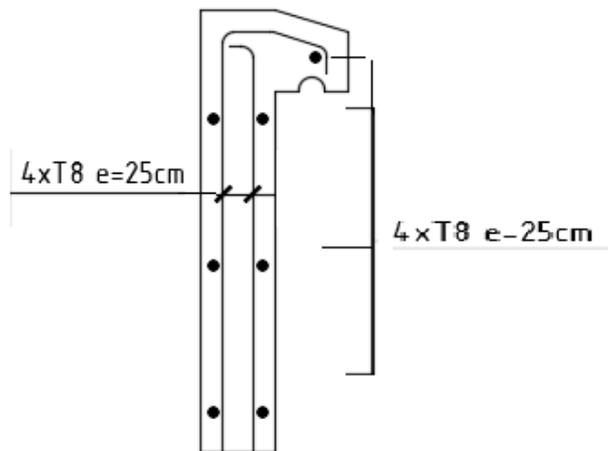


Figure IV 13 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.7 Calcul des balcons :

IV.7.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque est encastree sur la poutre.

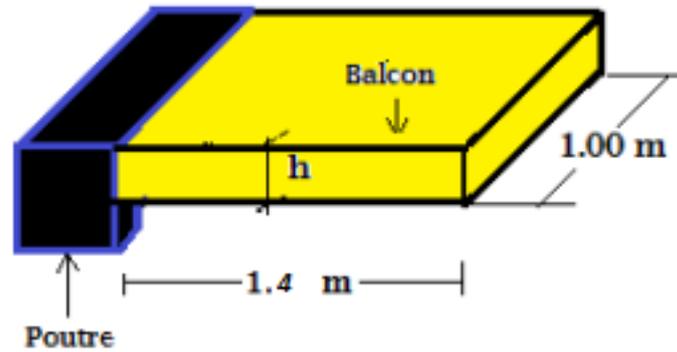


Figure IV.14 Dimensions du balcon

IV.7.2 Modélisation du balcon :

Le balcon sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre, soumise à un chargement permanent G et d'exploitation Q et une charge concentrée périphérique P permanente due au mur de protection (garde-Corps.)

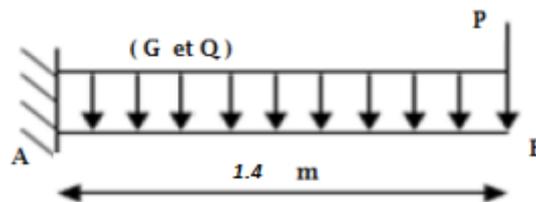


Figure IV.15 Modélisation du balcon

Les sollicitations de calcul : le moment de flexion max (M_A) et l'effort tranchant (V_A) seront déterminés pour une console encastrée en (A) et libre au point (B) le moment max est dû à la combinaison des deux moments dus aux charges concentrée et répartie

- Ferraillage du balcon :

Le ferraillage sera déterminé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur ayant une hauteur (épaisseur) h (15cm) et une console de 1.40 m de longueur.

On fait le dimensionnement pour une section rectangulaire ($b= 1.00 \text{ m}$, $h=15\text{cm}$) soumise a un moment de flexion (MA).

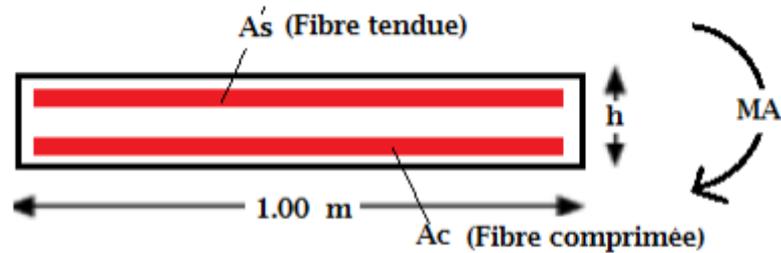


Figure IV.16 Section de balcon à ferrailer

IV.7.3 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L : La largeur de balcon $L = 1,4 \text{ m}$

$$h_{\text{balcon}} \geq \frac{140}{10}$$

Donc : $h=15 \text{ cm}$

IV.7.4 Charges et surcharges du balcon :

IV.7.4.1 Charge permanente concentrée :

Poids propre du garde-corps

$$G = 1.62 \text{ (KN/m}^2\text{)} \times 1,2\text{(m)} = 1.944 \text{ KN}$$

IV.7.4.2 Charges permanente répartie :

$$\text{Carrelage (2 cm)} : 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier (2 cm)} : 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sable (2 cm)} : 2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Dalle 15 cm} : \gamma_{BA} \times \text{épaisseur} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en ciment (2 cm)} : 2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 5,27$$

Charge G due à la dalle en béton arme..... $G_1 = 5.27 \text{ [KN/m}^2\text{]}$.

Charge d'exploitation..... $Q=3,5 \text{ [KN/ml]}$.

- **a E.L.U. :**

$$Q1 = 1,35. G1 + 1,5. Q$$

$$Q1 = 1,35. G1 + 1,5. Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q1 = 12,36 \text{ (KN/m}^2) \times 1 \text{ (m)} = 12,36 \text{ KN/ml}$$

- **Garde-corps :**

$$Qg = 1,35G = 1,35 \times 1,944 = 2.62 \text{ KN}$$

- **a E.L.S:**

$$Q1_{ser} = G1 + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/m}$$

$$Qg = 1,944 \text{ KN}$$

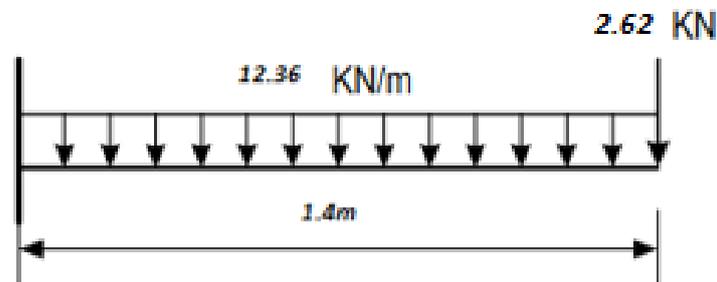


Figure IV.17 Schéma statique du balcon

Sollicitations maximums : (Moment de flexion et effort tranchant)

Au niveau de l'encastrement : (en valeurs absolus)

$$M_u = \frac{Q1 \cdot L^2}{2} + Qg \cdot L = \frac{12.36 \cdot 1.5^2}{2} + 2.62 \cdot 1.4 = 17.75 \text{ kn.m}$$

IV.6.5. Ferrailage du balcon :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

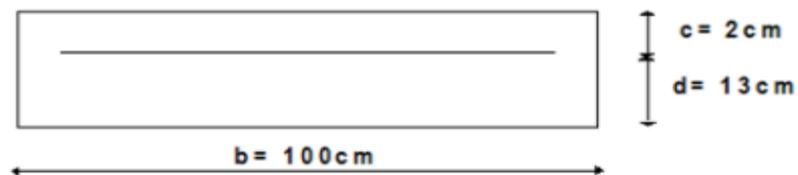


Figure IV.18 Disposition des armatures principales du balcon

$$M_u = 17.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Avec :

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.75 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.16} = 0.068$$

$$\mu = 0,068 \leq \mu_R = 0,391: A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068}) = 0,07$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13,5(1 - 0,4 \times 0,07) = 13,12 \text{ cm}$$

La section d'armature nécessaire pour à l'ELU pour une bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{16.96 \times 10^6}{131.3 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 3.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$A : 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec } S t = 20 \text{ cm}$$

- **Aciers de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{3.93}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_r : 5 \Phi 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S t = 20 \text{ cm}$$

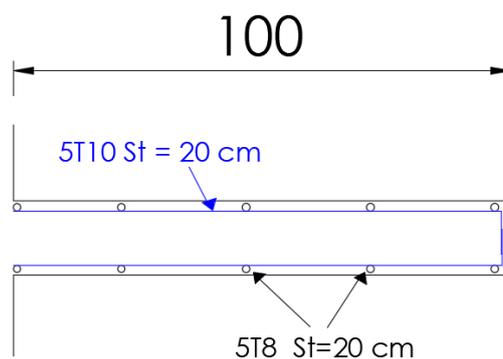


Figure IV.19 Ferrailage du balcon

IV.7.6. Vérification au cisaillement :

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = Q_{1ser} * L + Q_g$$

$$T_u = 8.77 * 1 + 1.944 = 10.714 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\gamma_b = 1.5)$$

Nous avons : $T_u \text{ max} = 10.714 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{10.714 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,19 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

Condition verifier

IV.77. Vérification de la flèche :

On a deux types de flèches dues à la charge concentrée et à la charge répartie.

F1 : Flèche due à la charge repartie

F2 : Flèche due à la charge concentrée

I : Moment d'inertie de la section homogène

$$F = F1 + F2 = \frac{Q L^4}{8EI} + \frac{Q L^3}{3EI}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPA}$$

- **La Flèche admissible est égale a :**

$$F_{adm} = \frac{L}{250} \quad \text{si} \quad L \leq 2\text{m}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} + 15 A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 * 3.93 * \left(135 - \frac{15}{2} \right) = 30247.2 \text{ cm}^2$$

$$F1 = \frac{8770 \times 1^4 \times 10^2}{8 \times 32164.2 \times 30247.2} = 0.01 \text{ cm}$$

$$F2 = \frac{1944 \times 1^4 \times 10^2}{8 \times 32164.2 \times 30247.2} = 0.002 \text{ cm}$$

$$F = 0.0123 \text{ cm}$$

$$L \leq 2\text{m} : F_{adm} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm} \geq F = 0.012 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- ✓ Pas de reprise de bétonnage.
- ✓ les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ✓ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.8 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments horizontaux qui peuvent être en béton armé ou en acier , leur rôle est de délivrer les forces qui leur sont imposées vers les poteaux.

- **Dimensions des poutrelles :**

On a plancher corps creux (16+4) :

$b = 65\text{cm}$.

$b_0 = 12\text{ cm}$.

$h = 20\text{ cm}$.

$h_0 = 4\text{ cm}$.

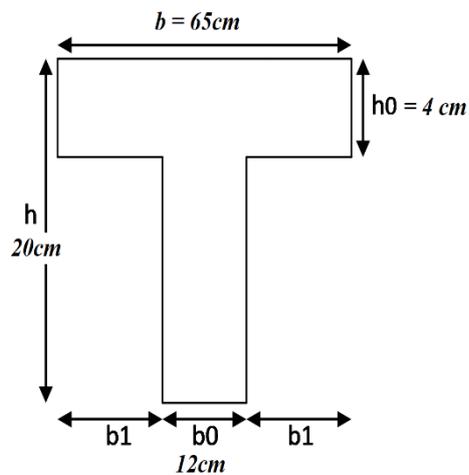


Figure IV.20 Schéma de poutrelle.

Tableau IV.5 Charges et surcharges sur les poutrelles.

			ELU		ELS	
	G	Q	W^{\max}	P_u	q_s	W^{\max}
Désignation	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse accessible	6,43	1.5	10,93	7.10	7.93	5.15
Etages bureau	5,21	2,50	10.78	7.02	7,71	5.01
Etage commerce	5.21	5.00	14.53	9.44	10.21	6.64

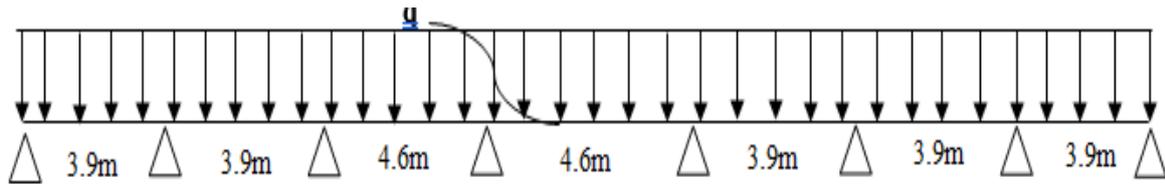


Figure IV.21 Schéma statique poutrelle

Le ferrailage sera déterminé en flexion simple de la poutrelle la plus défavorable

IV.8.1 Calcule en flexion simple de la poutrelle :

- **AELU:**

$$Q_{u \max} = W^{\max} \times 0.65 = 14.53 \times 0.65 = 9.44 \text{ kn /ml.}$$

$$L_{\max} = 4.6 \text{ m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu.l^2}{8}$$

$$M_0 = 24.97 \text{ knm.}$$

D'où

- $M_t = 0.85 M_0 = 21.22 \text{ knm.}$
- $M_a = 0.5 M_0 = 12.48 \text{ knm.}$

Effort tranchant max :

$$T_u^{\max} = \frac{qu.L^2}{4} = 9.44 \times 4.6^2/4$$

$$\text{➤ } T_u^{\max} = 49.94 \text{ kn}$$

IV.8.1.1 Ferrailage supérieur (appuis) :

$$M_a = 12.48 \text{ knm ; } h = 20 \text{ cm ; } b_0 = 65 \text{ cm ; } d = 0.9h = 18 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm.}$$

Nous avons calculé les poutrelles comme une section rectangulaire

• **D'après le Socotec la section d'armature :**

$$A_s = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix (2T12 = 2.26 cm}^2\text{)}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0 * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,04 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2\} = 2,04 \text{ cm}^2$$

IV.8.1.2 Ferrailage inferieur (travées) :

Le calcul se fait à ELU en flexion simple,

Mt = 21.22kNm; b₀= 12cm; h = 20 cm; d=18cm; c = 2cm.

• **D'après Socotec on trouve que :**

$$A_s = 3.52 \text{ cm}^2.$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0 * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{3.52 \text{ cm}^2 ; 1.41 \text{ cm}^2\} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Choix (2T14 + 1T10 = 3.87cm²).

Données saisies :

Largeur de la table :	0,65 m
Largeur de la nervure :	0,12 m
Hauteur totale de la section :	0,2 m
Hauteur de la table :	0,04 m
Position centre de gravité des amatures supérieures :	0,02 m
Position centre de gravité des amatures inférieures :	0,02 m
Contrainte du béton : f _{ct}	25 MPa
Limite d'élasticité de l'acier : f _{ec}	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ _b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ _s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	21,22 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	3,52 cm ²
Position de l'axe neutre : y ₀ =	0,02 m

IV.8.2. Vérification effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_{u\max}=49.94\text{kn}$.

- On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = \frac{49.94}{12 \cdot 18} = 0,23 \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

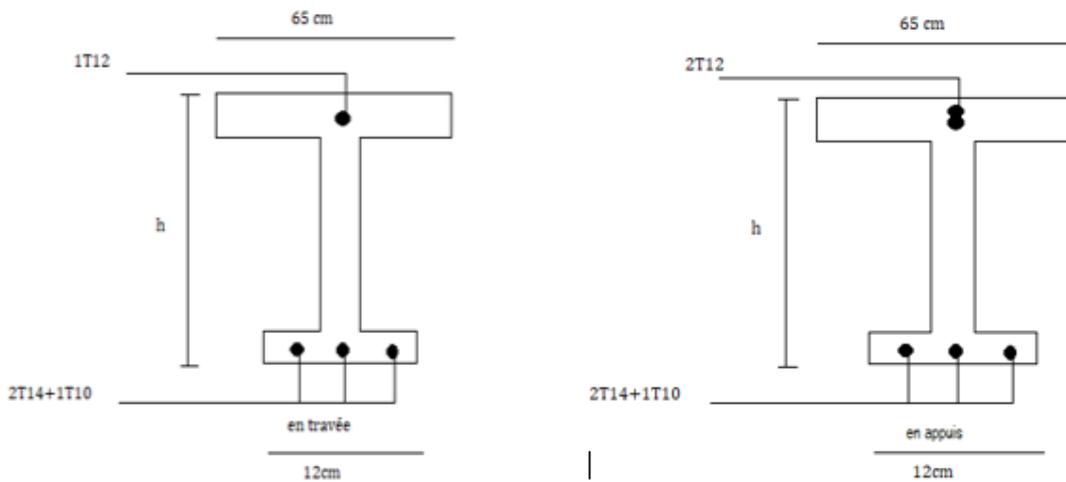


Figure IV.22 Ferrailage de poutrelle sur appuis et travée

IV. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, Chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

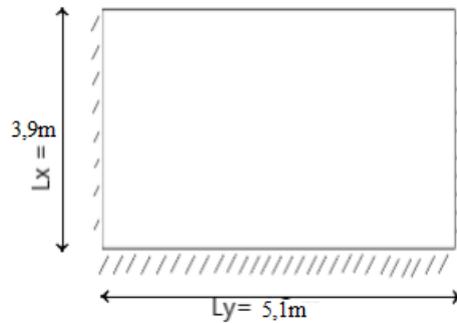


Figure IV.23 Plancher à dalle pleine

Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis. Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce panneau de la dalle sur 4 appuis

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,9}{5,1} = 0,765 > 0,4$$

sens

La dalle travaille suivant les deux

IV.9.1 Evaluation des charges :

$$G=5,20 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q=2,5\text{kN/m}^2$$

- **ELU :**

$$Qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 2,5 = 10,77 \text{ kN.m}^2$$

- **ELS :**

$$Qs = G + Q = 5,20 + 2,5 = 7,70 \text{ kN.m}^2$$

IV.9.2 Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y * M_x$

$$\rho = 0,76; \mu_x = 0,062; \mu_y = 0,5105$$

$$\text{Donc : } M_x = 10,17 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_y = 5,19 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 7,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3,89 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 5,09 \text{ kN.m}$$

IV.9.3 **Ferraillage de la dalle :**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une Section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$b = 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; f_e = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.} ; f_{bc} = 17\text{MPa.}$$

Tableau IV.6 les sections adoptées du ferraillage de la dalle pleine

	sens	Mu (knm)	Ascal (cm ²)	choix	As adop	Esp(cm)
Travée	x-x	7,63	1,48	4T10	3,14	25
	y-y	3,89	0,75	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	5,09	0,98	4T10	3,14	25
	y-y					

IV.9.3 **les vérifications :**

1) **Vérification d'espacement :**

- **Travées :**

$$\text{Sens x-x : } e_{sp} = 100/4 = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } e_{sp} = 100/4 = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } e_{sp} = 100/4 = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } e_{sp} = 100/4 = 25\text{cm} \leq \min(3h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

2) Condition de non fragilité :

On doit vérifier que:

$$A_s \geq A_{smin} = 0,6\%bh = 0,6\%100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Travées : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1,2 \text{ cm}^2$ vérifiée

Appuis : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1,2 \text{ cm}^2$ vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right).$$

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ (Fissuration peu préjudiciable)

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{10,77 \times 3,9}{2} = 21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{21 \cdot 10^3}{1000 \cdot 150} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verified.}$$

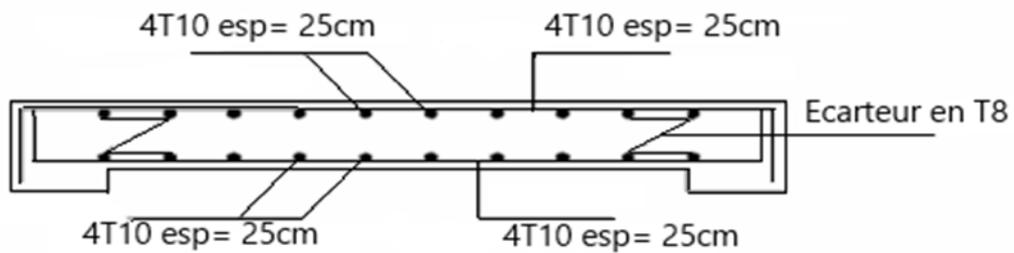


Figure IV.24 choix de ferrailage Plancher à dalle pleine

Chapitre V : Etude De la passerelle

V. Introduction :

Dans le cadre de l'étude et de la planification d'un projet de construction d'une passerelle de 22 mètres, il est crucial d'évaluer les différentes options de conception disponibles pour répondre aux besoins spécifiques du projet, nous examinerons et comparerons deux approches principales pour la construction de la passerelle : une passerelle en béton armé et une passerelle en charpente métallique.

La construction d'une passerelle de cette envergure nécessite une analyse approfondie des avantages et des inconvénients de chaque méthode de construction, en tenant compte des aspects techniques, économiques et esthétiques. Cette comparaison vise à fournir une base solide pour prendre une décision éclairée sur le type de structure le mieux adapté aux exigences du projet.

Nous commencerons par décrire les caractéristiques générales de chaque type de passerelle, en mettant en évidence leurs avantages et leurs inconvénients respectifs. Ensuite, nous explorerons les arguments en faveur de la construction d'une passerelle en charpente métallique, en mettant en lumière les aspects tels que la rapidité de construction, la flexibilité de conception et l'adaptabilité.

Enfin, cette analyse comparative servira de guide pour orienter la prise de décision concernant le choix de la méthode de construction de la passerelle, en tenant compte des contraintes et des objectifs spécifiques du projet.

a) Passerelle en béton :

- Avantage :

Solidité et durabilité : *Le béton est un matériau solide et durable, capable de supporter des charges importantes et de résister aux intempéries.*

Longue durée de vie : *Avec un entretien approprié, les passerelles en béton peuvent avoir une durée de vie très longue, ce qui en fait un investissement à long term*

- Inconvénients :

Complexité de la construction : *En raison de leur poids, la construction de passerelles urbaines en béton peut nécessiter des équipements lourds et des techniques de construction spécialisées.*

b) **Passerelle en charpente :**

- **Avantage :**

Incluent leur durabilité, leur capacité à supporter des charges lourdes, leur résistance aux intempéries et leur facilité de construction. De plus, le métal offre une grande flexibilité de conception, permettant la création de structures légères et élégantes.

Ces passerelles peuvent être conçues sur mesure pour s'adapter à différents environnements et besoins spécifiques, et elles peuvent être équipées de rampes, de garde-corps et d'autres dispositifs de sécurité pour assurer la sécurité des utilisateurs. En outre, elles peuvent être préfabriquées en usine, ce qui réduit le temps et les coûts de construction sur site.

- **Inconvénients :**

Entretien nécessaire : Les structures métalliques peuvent nécessiter un entretien régulier pour prévenir la corrosion et assurer leur durabilité à long terme.

Sensibilité à la corrosion : Si la passerelle est située dans un environnement corrosif, tel que près de la mer, des mesures supplémentaires peuvent être nécessaires pour protéger la structure métallique contre la corrosion.

• **Conclusion**

Après avoir examiné attentivement les caractéristiques et les avantages de chaque méthode de construction pour la passerelle, il est clair que la passerelle métallique offre une série d'avantages significatifs qui méritent une considération particulière. On considère que la Passerelle est isostatique.

Dans l'ensemble, les passerelles en charpente métallique sont une solution polyvalente et efficace pour faciliter le déplacement des piétons dans divers environnements urbains et industriels.

❖ **V.1 Les Caractéristiques mécaniques des aciers :**

-	Module d'élasticité longitudinal	E	210 000	N/mm ²
-	Coefficient de Poisson	ν	0,30	
-	Module d'élasticité Transversal	G	81 000	N/mm ²
-	Coefficient de dilatation linéaire	λ	0,000012	par °C
-	Masse volumique de l'acier	ρ	7 850	Kg/m ³

❖ **Résistances (CCM 97 art 3.2.2.1) :**

Tableau V.1 Résistances d'aciers

Nuances d'acier (EN10025)	Epaisseur « t » (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

❖ **Coefficients partiels de sécurité :**

Coefficients partiels de sécurité				
Calcul de résistance des sections transversales (CCM 97 art 5.0.1)				
– Classes 1 - 2 & 3 :	γ _{M0}	1,10		
– Classe 4 :	γ _{M1}	1,10		
– Sections nettes au droit des trous :				γ _{M2} =1,25

Tableau V.2 Coefficients partiels de sécurité

Profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)
IPE 300	42.20	300.00	150.00	7.10	10.70	15.00
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _y (cm)	
	53.81	8356.00	557.10	628.40	12.46	
	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	I _z (cm)	Av _z (cm ²)	Av _y (cm ²)
	603.80	80.50	125.20	3.35	25.68	32.10

Tableau v.3 caractéristiques de profilée 300

Resistances (CCM 97 art 3.2.2.1)

Tableau V.4 des résistances d'acier

Nuances d'acier (EN10025)	Epaisseur « t » (mm)				
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm		
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	
Fe 360	235	360	215	340	S235
Fe 430	275	430	255	410	S275

Fe 510	355	510	355	490	S355
--------	-----	-----	-----	-----	------

- **Coefficients partiels de sécurité**

Calcul de résistance des sections transversales (CCM 97 art 5.0.1)

Classes 1 - 2 & 3 : $\gamma_{M0} = 1.10$

V.2 **Calcul du plancher collaborant:**

Les planchers collaborant, également connus sous le nom de planchers composites. Ils sont composés de deux éléments principaux : une dalle en béton et une tôle d'acier nervurée ou ondulée.

La dalle en béton, souvent appelée dalle de compression, est coulée sur place ou préfabriquée et repose sur les nervures de la tôle d'acier. Les nervures de la tôle d'acier fournissent une adhérence mécanique à la dalle de béton, ce qui crée un système intégré capable de résister aux charges verticales et horizontales.

Les planchers collaborant offrent plusieurs avantages par rapport aux systèmes de planchers traditionnels. Ils sont généralement plus légers, ce qui réduit les charges sur les fondations et les éléments de support. De plus, ils permettent des portées plus longues sans nécessiter de poteaux ou de murs intermédiaires, ce qui offre une plus grande flexibilité dans la conception des espaces intérieurs. En outre, leur construction est souvent plus rapide et économique, ce qui en fait un choix populaire pour les projets de construction commerciale et industrielle.

V.2.1 **Les phases de calcul :**

- a) **Phase de construction** : Les charges à prendre en considération :
 - Poids propre du profilet
 - Poids propre du béton frais
 - Surcharge de construction (poids d'un ouvrier)
- b) **Phase finale** : Les charges à prendre en considération après durcissement du béton
 - Poids propre du profilet
 - Poids propre du béton sec
 - Surcharge d'exploitation
 - Finitions

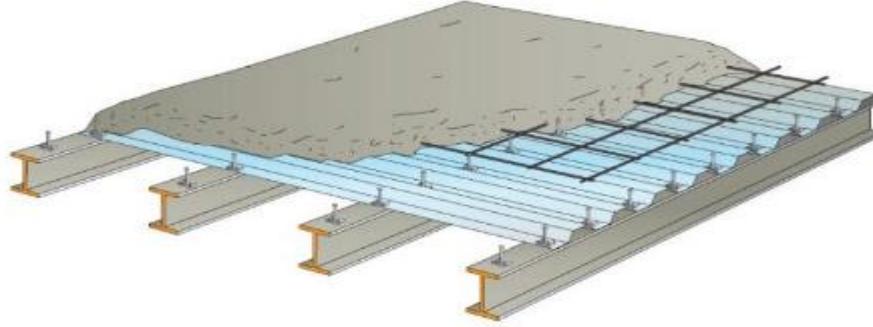


Figure V.1 Plancher mixte acier-béton de type bac acier + connecteurs.

Nous avons choisis le profilée **IPE 330** avec épaisseur de 0.12 m

❖ **Calcul de la largeur effective de la dalle collaborante beff**

$$B_{\text{eff}} = \min \{2l/8 ; b\} = \min \{1.975 ; 1.40\} \text{ (4.2.2.1. D.T.R. - BC. 2.4.10)}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_0 = \text{longueur libre de la solive} = 7.90\text{m.} \\ b \text{ (m)} = \text{entre axede solive} = 1.40\text{m} \end{cases}$$

- Donc : $B_{\text{eff}} = 1.40\text{m.}$

V.2.2 Evaluation des charges:

a) Phase de construction:

- poids propre du profil : $g_p = 0.491\text{kn/ml}$
- poids du bac d'acier $g_{\text{bac}} = 0.116 \text{ kn/m}^2$
- poids propre du béton $g_{\text{béton}} = 2.125\text{kn/m}^2$
- poids d'un ouvrier : $Q_c = 0.7 \text{ kn}$

a).1 Calcul les efforts :

ELU: $Q_u = 1.35 \times g_p + (g_{\text{bac}} + g_{\text{béton}}) \times B_{\text{eff}} + 1.5Q_c = 5.95 \text{ kn/ml}$

ELS: $Q_{\text{ser}} = g_p + (g_{\text{bac}} + g_{\text{béton}}) \times B_{\text{eff}} + Q_c = 4.33 \text{ kn/ml}$

a).2 Calcul les moments :

ELU:

$$M_{\text{sdu}} = q l^2 / 8 = \frac{5.59 \times 7.9^2}{8} = 46.41 \text{ kn.m}$$

ELS:

$$M_{\text{sd ser}} = 33.77 \text{ knm}$$

a).3 Vérification de la résistance a la flexion :

(5.4.5.1. REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER)

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots\dots\dots M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 201.08 \text{ knm}$$

$$M_{sd} = 46.41 \text{ knm} < M_{pl,rd} = 201.08 \text{ knm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

a).4 Vérification de la résistance a l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} \quad (5.4.6.)$$

$$V_{sd} = 23.50 \text{ kn} < V_{pl,rd} = 444.70 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

a).5 L'indice de l'effort tranchant :

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd} \quad 5.4.6$$

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

$$0.5 V_{pl,rd} = 222.35 \text{ kn} ; V_{sd} = 23.50 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 23.50 \text{ kn} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 222.35 \text{ kn}$$

*L'incidence de l'effort tranchant sur le moment fléchissant peut-être négligé
Donc la vérification portera uniquement sur la flexion simple.*

a).6 Dimensionnement vis-à-vis de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à ELS sous charge non pondérées G+Q

$$f_{\max} = f_c = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser} \cdot (L)^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = 8.88 \text{ mm} = f_c < f_{adm} = 31.60 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

b) Phase finale :

Poids propre de profilé : $g_p = 0.491 \text{ kn/ml}$.

Poids propre du béton : $g_{\text{béton}} = 2.125 \text{ kn/m}^2$.

Poids du bac d'acier : $g_{\text{bac}} = 0.116 \text{ kn/m}^2$.

Finitions :

$g_{\text{fin}} = 1.71 \text{ kn/m}^2$ (Carrelage + mortier+ Lit de sable)

Carrelage + mortier = 1.20 kn/m^2

Lit de sable = 0.51 kn/m^2 .

$$G = 0.491 + (2.125 + 0.116) * 1.40 = 6.02 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 2.5 * 1.4 = 3.5 \text{ kn/ml}$$

$$G = 6.02 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 3.5 \text{ kn/ml}$$

b).1 Calcul les charges :

ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.38 \text{ kn/ml}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 9.52 \text{ kn/ml}$$

b).2 Calcul les moments :

ELU :

$$M_{\text{sd } u} = Q_u l^2 / 8 = 104.39 \text{ knm}$$

ELS :

$$M_{\text{sd } \text{ser}} = Q_{\text{ser}} l^2 / 8 = 74.29 \text{ knm}$$

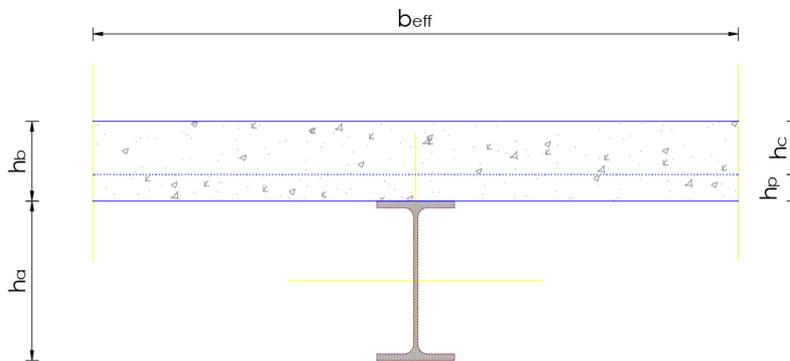


Figure V.2 les Détails DU PLANCHER COLLABORANT

b).3 détermination de la Position de l'axe neutre plastique :

h_c (m) =	0,065
h_p (m) =	0,055

Données :

$$h_b = 0.12 \text{ m}$$

$$h_a = 0.33 \text{ m}$$

$f_{cu} \text{ (Mpa)} =$	25,00
$A_a \text{ (mm}^2\text{)} =$	6261,00

$$R_{\text{béton}} = 0.45 \cdot f_{cu} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c = 1023.75 \text{ kn.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \cdot f_y \cdot A_a = 1635.69 \text{ kn.}$$

$$\mathbf{R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}}$$

Donc l'axe neutre se trouve dehors de la dalle de béton

b).4 **Le moment résistant mixte plastique développé par la section mixte :**

$$M_{pl,Rd} = R_{\text{acier}} \cdot \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right] = 381.24 \text{ knm.}$$

- **Vérification de la résistance a la flexion :**

$$M_{sd} = 104.39 \text{ knm} < M_{pl,Rd} = 381.24 \text{ knm.} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la résistance à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = q_u l / 2 = 13.38 \cdot 7.90 / 2 = 52.85 \text{ kn.}$$

$$V_{sd} = 52.85 \text{ kn} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = 444.70 \text{ kn.} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Incidence de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 52.85 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 222.35 \text{ kn.}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment fléchissant peut être négligée
Donc la vérification portera uniquement sur la flexion simple.

b).5 **Vérification vis-à-vis de la flèche :**

• **La vérification se fait a ELS**

$$f_{\text{max}} = f^f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{ser}} \cdot (L)^4}{E \cdot I_c} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

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

Avec :

$$M = E_a / E_b = 15$$

$$V = A_a / A_b = 0.0688$$

$$A_b = b_{eff} \cdot h_c = 91000 \text{ mm}^2$$

$$I_c = 19859.036 \text{ cm}^2.$$

$$F^{max} = f^f = 11.58 \text{ mm} < F_{adm} = 31.60 \text{ mm.} \quad \text{Vérifiée}$$

- Donc la flèche totale est :

$$F_{tot} = f^c + f^f = 20.46 \text{ mm} < f_{adm} = 31.60 \text{ mm} \quad \text{vérifiée.}$$

Donc on prend profil IPE330 pour les solives.

V.3. Calcul des connecteurs :

Hauteur de goujon = 80mm.

Diamètre de goujon = 20mm.

V.3.1. Calcul de P_{rd} :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.29 \cdot \alpha \cdot d \frac{\sqrt{f_{ck} E_c}}{v} : & \text{Résistance dans le béton autour du goujon} \\ 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2 \gamma_v}{4 \cdot \gamma_u} : & \text{Force dans le goujon} \end{cases}$$

F_{ck} : résistance caractéristique du béton = 25 N/mm²

E_c : module de Young du béton = 32164.20 N/mm²

$$\gamma_v = 1.25$$

$$\text{Avec:} \quad \alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad \begin{cases} h \text{ Hauteur de goujon} \\ d \text{ Diamètre de goujon} \end{cases}$$

On prendra donc : $\alpha = 1$

$$P_{rd} = \min (83.22; 100.53) = 83.22 \text{ kn.}$$

$$P_{rd} = 83.22 \text{ kn.}$$

V.3.2. Calcul de RL :

$$R_L = \min (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = 1023.75 \text{ kn.}$$

$$R_L = 1023.75 \text{ kn.}$$

V.3.3. Le nombre de connecteurs :

$$N_b = R_L / p_{rd} = 1023.75 / 83.22 = 12.3$$

On prendra : *13 goujons.*

V.3.4. L'espacement entre les connecteurs :

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

d : Diamètre de goujon = 20 mm

$$e = \frac{b_{\text{eff}}}{(N_b - 1)} = \frac{1400}{12} = 116.67 \text{ mm.}$$

V.4. Assemblages de continuité par éclissage d'âme et semelles :

V.4.1. Domaine d'application :

Le domaine d'application est limité :

- aux profils du commerce ou aux profilés reconstitués soudés (PRS) à section en I ou H symétrique de (Classe 1 à 3 selon EN 1993-1-1), en acier conforme à la norme EN 10025 (à l'exception de la 10025-5

Acier possédant une résistance améliorée à la corrosion

- soumis à de la flexion par rapport à l'axe de forte inertie de la section

- soumis à un effort tranchant accompagnant le moment de flexion

- avec un effort normal négligeable

V.4.2. Le type d'assemblage étudié est le suivant :

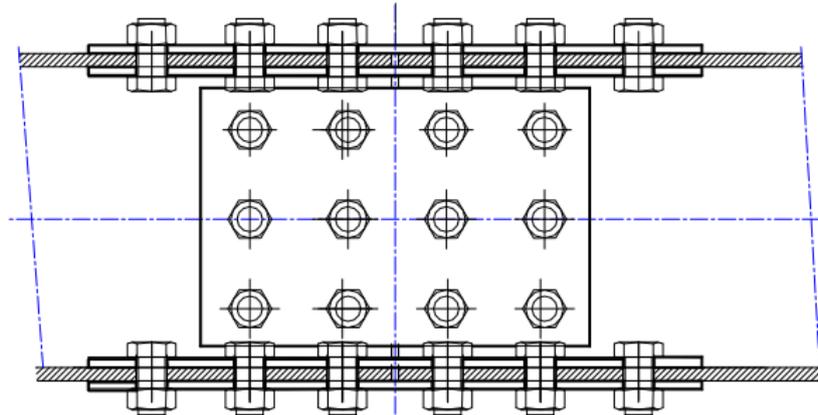


Figure V.3 Schémas type de l'assemblage

V.4.3 Dimensionnement des poutres principales l=22 m :

La charge revenant à la poutre principale est telle Que la somme des charges ramenées par chaque solive.

- Nombre de solives est 16 d'IPE330 (L/beff)
- Poids revenant à chaque solive $\begin{cases} Q_u = 13.38 \text{ KN/m} \\ Q_{ser} = 9.52 \text{ KN/m} \end{cases}$
- $L_{solive} = 7.90 \text{ m}$

V.4.4 La charge totale sur la poutre principale :

$$Q = \frac{N_{solive} * Q_{ser} * \frac{L_{solive}}{2}}{L_{poutre p}}$$

$$Q_U = \frac{16 * 13.38 * \frac{7.9}{2}}{22} = 38.44 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = \frac{16 * 9.52 * \frac{7.9}{2}}{22} = 27.35 \text{ KN/ml}$$

V.4.5 DIMENSIONNEMENT VIS-A-VIS DE LA FLECHE :

$$Q_{Ser} = 27.35 \text{ KN/ml} ; E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser} \cdot (L)^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{1250 Q_{Ser} L^3}{384 E} = I_y \geq \frac{1250 * 27.35 * 22000^3}{384 E}$$

$$I_y \geq 451424.23 \text{ cm}^4 \text{ On Adopte: [HEB 900]}$$

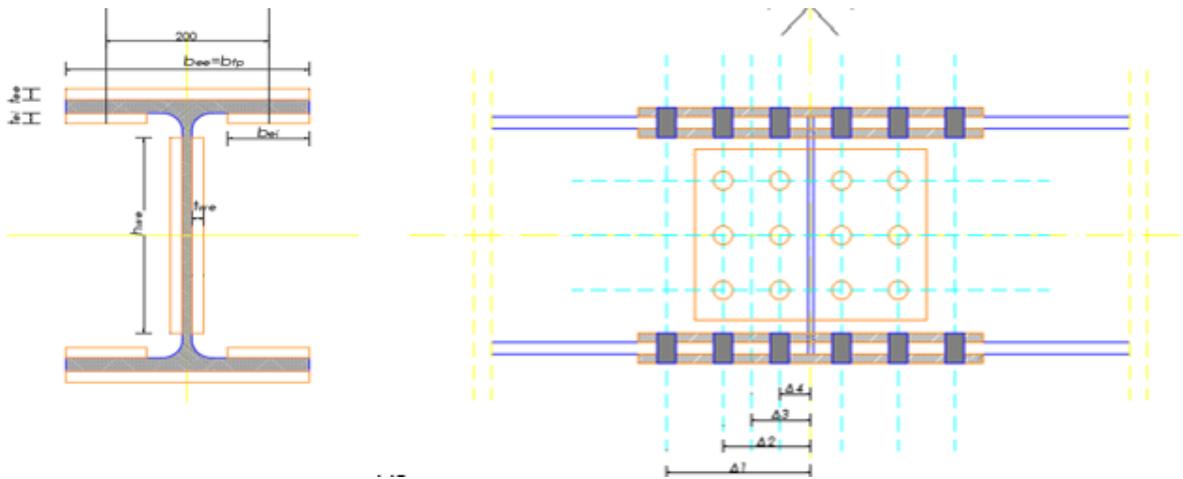


Figure V.4 Schéma des sections étudiées.

V.5 : éclissage du passerelle

V.5.1 éclissage aux milieux de passerelle :

Pour HEB 900 :

Tableau V.5 tableau du profilé [HEB 900]

Profilé	G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)
HEB 900	291.00	900.00	300.00	18.50	35.00	30.00
	A (cm²)	I_y (cm⁴)	W_{ely} (cm³)	W_{ply} (cm³)	i_y (cm)	
	371.30	494100.00	10980.00	12580.00	36.48	
	I_z (cm⁴)	W_{elz} (cm³)	W_{plz} (cm³)	i_z (cm)	A_{vz} (cm²)	A_{vy} (cm²)
	15820.00	1054.00	1658.00	6.53	188.80	210.00

- **La Section résistante à la traction des boulons de l'âme et de semelle**
- **Boulons de la semelle :**

Tableau V.6 La Section résistante à la traction des boulon de la semelle :

$\varnothing_{\text{nominal}} \text{ boulon} =$	27.000	mm
$A_s(\text{mm}^2) =$	459.000	mm^2

- **Boulons de l'âme :**

Tableau V.7 La Section résistante à la traction des boulon de l'âme:

$\varnothing_{\text{nominal}} \text{ boulon} =$	27.000	mm
$A_s(\text{mm}^2) =$	459.000	mm^2

- **Les conditions pour la détermination des pinces des éclisses :**

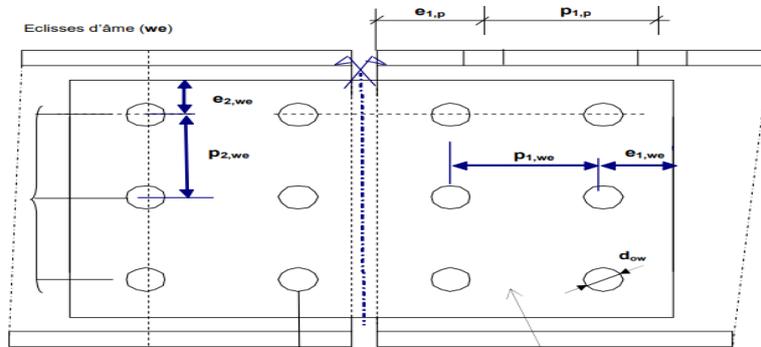


Figure V.5.Éclisses d'âme

$$1.2d_0 \leq e_1 ; e_2 \leq 4. t + 40 \text{ mm}$$

d_0 : Diamètre du boulon

t : épaisseur de l'éclisse

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min \left[\begin{matrix} 14.t \\ 200 \text{ mm} \end{matrix} \right] \quad \text{et} \quad 2.4d_0 \leq P_2 \leq \min \left[\begin{matrix} 14.t \\ 200 \text{ mm} \end{matrix} \right]$$

- Pour l'éclisse extérieure et l'éclisse de l'âme on adopte pour la vérification :

$$t = \min (t_f ; t_{ee}) \quad \text{et} \quad t = \min (t_{wp} ; t_{we})$$

1. **Eclisse extérieure :**

$t_{ee} =$	15	mm
32	$\leq e_1=e_2 \leq$	100
59	$\leq e_1=e_2 \leq$	200
65	$\leq e_1=e_2 \leq$	200

On obtient $t_{cal} = 15$ mm

- Donc : **les Dimensions choisies :**

$e_{1,ee} =$	45	mm
$e_{2,ee} =$	50	mm
$P_{1,ee} =$	90	mm
$P_{2,ee} =$	200	mm

2. **Eclisse intérieure :**

Soit :

$t_{ei} =$	15	mm
32	$\leq e_1=e_2 \leq$	100
59	$\leq e_1=e_2 \leq$	200
65	$\leq e_1=e_2 \leq$	200

- **Dimensions choisies :**

$e_{1,ei} =$	45	mm
$e_{2,ei} =$	50	mm
$P_{1,ei} =$	90	mm

3. **Eclisse d'âme**

$t_{we} =$	10	mm
32	$\leq e_1=e_2 \leq$	80
59	$\leq e_1=e_2 \leq$	140
65	$\leq e_1=e_2 \leq$	140

On obtient :

$$t_{cal} = 10.00 \text{ mm}$$

• **Dimensions choisies :**

$e_{1,we} =$	45	mm
$e_{2,we} =$	50	mm
$P_{1,we} =$	90	mm
$P_{2,we} =$	90	mm

4. Les sections d'étude Σ

Σ_1 = Section à l'axe de la dernière rangée des boulons de la semelle

Σ_2 = Section à l'axe de la dernière rangée des boulons de l'âme

Σ_3 = Section au centre de rotation des boulons de l'âme

Σ_4 = Section à l'axe de la première rangée des boulons de l'âme

$\Delta_1 =$	230.00	mm
$\Delta_2 =$	140.00	mm
$\Delta_3 =$	95.00	mm
$\Delta_4 =$	50.00	mm

5. Les nuances d'acier utilisées

	Nuance	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Profil	Fe 430	275.000	430.000
Eclisses	Fe 360	235.000	360.000

V.5.1 **Comparaison des Configurations d'Éclissages pour la Passerelle**
Dans le cadre de la modélisation d'une passerelle de 22 mètres en charpente métallique, deux configurations d'éclissages ont été proposées :

1. **Configuration avec Éclissage au Milieu de la Passerelle :**

- **Description :** Un éclissage est placé au centre, divisant la passerelle en deux travées de 11 mètres chacune.
- **Avantages :** Simplicité de construction et réduction des points de jonction.
- **Inconvénients :** concentration des charges au centre augmentant les contraintes, et maintenance complexe en cas de défaillance au niveau de l'éclissage central.

2. **Configuration avec Deux Éclissages pour Trois Travées :**

- **Description :** Deux éclissages sont placés pour diviser la passerelle en trois travées
- **Avantages :** Réduction de la portée des travées, meilleure répartition des charges, et facilité de maintenance grâce à la répartition des points de jonction.

- **Inconvénients** : Complexité et coût accrus de l'assemblage, augmentation des points potentiels de faiblesse

V.5.2. Configuration avec Éclissage au Milieu de la Passerelle :

- **Les Sollicitations de calcul :**

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8} = \frac{38.44 \cdot 22^2}{8} = 2325.62 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} =$	2325.62	KNm
$V_{sd} =$	0.00	KN

- **Moment fléchissant au droit de la section** $\Sigma 1$

$$M_{\Sigma 1} = M_{sd} + \Delta_1 \cdot V_{sd} \leq M_{el.RD} = \frac{W_{el.net.min} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} + \Delta_1 \cdot V_{sd} = 2325.62 \text{ KNm}$$

On calculera $W_{el.net.min}$ on déduit la section des trous situés dans la partie tendue

La position de l'axe neutre élastique :

$$V_{min} = \frac{A \cdot \left(\frac{h_p}{2} - 2 \cdot d_{of} \cdot t_{fp} \cdot \left(h_p - \frac{t_{fp}}{2} \right) \right)}{A - 2 \cdot d_{of} \cdot t_{fp}} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{Hauteur du profil} \\ d_{of} : \text{Diamètre du trou} / A : \text{Section brute du profil} \\ t_{fp} : \text{Epaisseur de la semelle} \end{array} \right.$$

$$V_{min} = 424.072 \text{ mm}$$

$$V_{max} = h_p - V_{min} = 474.928 \text{ mm}$$

$$I_{y_{net.min}} = I_{y_{brute}} + A \cdot \left(\frac{h_p}{2} - V_{min} \right)^2 - 2 \cdot \frac{d_{of} \cdot t_{fp}^3}{12} - 2 \cdot d_{of} \cdot t_{fp} \cdot \left(h_p - \frac{t_{fp}}{2} - V_{min} \right)^2$$

$$I_{y_{net.min}} = 452441.860 \text{ cm}^4$$

$$W_{el.net.min} = \frac{I_{y.net}}{V_{max} - \frac{t_{fp}}{2}} = 2467.356 \text{ cm}^3$$

- **Effort tranchant au droit de la section** $\Sigma 1$

$$V_{sd} \leq V_{pl.RD} = \frac{A_v \cdot f_{yp}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$A_v = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b_p \cdot t_{fp} + (t_{wp} + 2r_p) \cdot t_{fp} = 18877.50 \text{ mm}^2 \\ 1,2(h_p - 2 \cdot t_{fp}) \cdot t_{wp} = 18426.00 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_v = 18877.50 \text{ mm}^2 \rightarrow V_{pl.RD} = 2724.73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.00 < 2724.73 \text{ OK}$$

• **Vérifions l'interaction du moment fléchissant / Effort tranchant**

$$V_{sd} = 0.00 < 0.5V_{pl.RD} = 1362.37 \text{ KN}$$

Donc : Pas d'interaction entre M et V

V.5.3 Configuration avec Deux Éclissages pour Trois Travées :

Avec $\varnothing_{nominal}$ boulon = 22 mm

• **La Section résistante à la traction des boulons de l'âme et de semelle**

1. **Boulons de la semelle :**

$\varnothing_{nominal}$ boulon =	22.000	mm
A_s (mm ²) =	303.000	mm ²

2. **Boulons de l'âme :**

• **Les Sollicitations de calcul**

$M_{sd} =$	1633.94	KNm
$V_{sd} =$	230.64	KN

• **Moment fléchissant au droit de la section $\Sigma 1$**

$$M_{\Sigma 1} = M_{sd} + \Delta_1 \cdot V_{sd} \leq M_{el.RD} = \frac{W_{el.net.min} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} + \Delta_1 \cdot V_{sd} = 1686.99 \text{ KNm}$$

On calculera $W_{el.net.min}$ on déduit la section des trous situés dans la partie tendue

La position de l'axe neutre élastique :

$$V_{min} = \frac{A \cdot \frac{h_p}{2} - 2 \cdot d_{of} \cdot t_{fp} \cdot \left(h_p - \frac{t_{fp}}{2} \right)}{A - 2 \cdot d_{of} \cdot t_{fp}} = 429.504 \text{ mm}$$

$$V_{max} = h_p - V_{min} = 470.496 \text{ mm}$$

$$I_{y.net.min} = 461168.126 \text{ cm}^4$$

$$W_{el.net.min} = 10180.391 \text{ cm}^3$$

$$M_{el.RD} = 2545.098 \text{ KNm}$$

- **Effort tranchant au droit de la section $\Sigma 1$**

$$V_{sd} \leq V_{pl.RD} = \frac{A_v \cdot f_{yp}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$$

$$A_v = 18877.50 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.RD} = 2724.73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 230.64 < 2724.73 \text{ OK}$$

- **Vérifions l'interaction du moment fléchissant / Effort tranchant**

$$V_{sd} = 230.64 < 0.5 V_{pl.RD} = 1362.37$$

Donc : Pas d'interaction entre M et V

V.5.4. Conclusion :

La configuration avec un éclissage au milieu de la passerelle est jugée la moins favorable en raison des contraintes élevées et des défis de maintenance. En revanche, la configuration avec deux éclissages, bien que plus complexe et coûteuse, offre une meilleure gestion des charges et une facilité d'entretien accrue, la rendant plus adaptée en termes de sécurité et de durabilité à long terme.

Chapitre VI : Etude Dynamique

VI.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène géologique qui cause des importants dégâts tels que destruction des bâtiments et des infrastructures, pertes humaines, déplacements de population et des effets économiques.

*Pour cela il faut faire une étude dynamique pour construire des bâtiments parasismiques de manière adéquate a fin de résister à ses secousses séismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismique **RPA99 / v2003**.*

Les techniques de conception parasismique comprennent, entre autres, le renforcement des structures, l'utilisation de matériaux plus résistants et la mise en place de systèmes d'absorption des chocs pour minimiser les dommages causés par les séismes.

VI.2 l'étude dynamique :

- **L'objectif de l'étude dynamique :**

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

*La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP 2000 v22**.*

- **Etapes de modélisation:**

- *Introduction de la géométrie du modèle*
- *Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.*
- *Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).*
- *Définition des charges statiques (G, Q).*
- *.Définition de la charge dynamique E.*
- *Introduction des combinaisons d'actions.*
- *Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.*
- *Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).*

- **les Vérifications des conditions du RPA :**

- *Verification de la période.*
- *Le pourcentage de participation massique.*
- *L'effort tranchant a la base.*
- *Les déplacements relatifs et le déplacement inter étage.*
- *L'effet P-delta.*
- *L'effort normal réduit.*
- *Justification de coefficient de comportement R.*
- *Vérification des nœuds plastiques.*

- **Présentation du logiciel SAP 2000 :**

SAP2000 est un logiciel de conception et d'analyse de structures développé par la société Computers and Structures, Inc. (CSI). Il est largement utilisé dans l'industrie de l'ingénierie civile et structurelle pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des structures, telles que les bâtiments, les ponts, les barrages, etc.

SAP2000 offre une large gamme de fonctionnalités, y compris la modélisation en éléments finis, l'analyse statique et dynamique, l'analyse sismique, l'analyse de poussée du sol, le dimensionnement des éléments structurels, et bien plus encore. Il est apprécié pour sa puissance, sa flexibilité et sa convivialité.

VI.3. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 / Version 2003" Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

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

a) La méthode statique équivalent :

C'est une méthode qui fait appel aux règlements et codes par lesquelles les forces sismiques sont simulées par des charges statiques équivalentes. Ces dispositions donnent les forces latérales qui simulent les forces d'inertie générées par le tremblement de terre, ou en autres termes ; c'est la simplification de remplacer l'action sismique "F" par une charge latérale globale équivalente (statique) "V".

b) **La méthode dynamique modale spectrale :**

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.

c) **La méthode dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un model dont on calcul la matrice de raideur K, la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

VI.4. Combinaisons des charges :

ELU : 1,35G+1,5Q 0,8G+-E

ELS : G+Q G+Q+E

Avec :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Article 4.1 Du RPA 99})$$

V : la force sismique

A : coefficient d'accélération

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids de la structure

D'après le RPAV2003, notre structure est implantée dans la wilaya d'Alger et classée dans la zone sismique **III** groupes d'usage **1B**, Nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcule de structures (SAP2000 v22).

On va lancer l'analyse Avec les noyaux seulement (modèle 1)

VI.5. L'analyse de Modèle 1 :

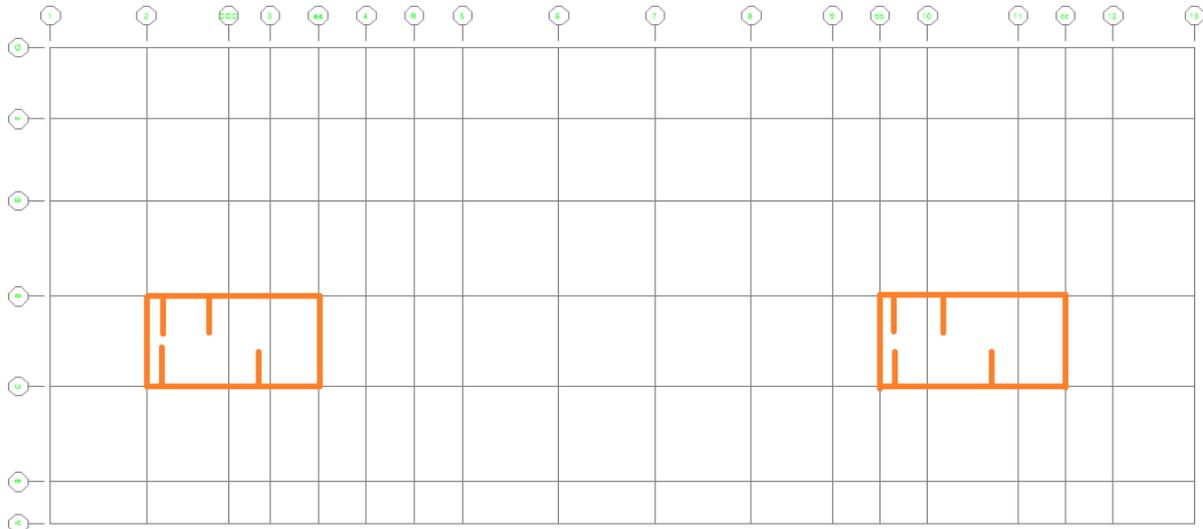


Figure VI.1 Disposition des voiles noyaux

VI.5.1. Coefficient d'accélération :

Tableau VI.1 coefficient d'accélération

Zone	I	II	III
1A	0,12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0,15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

A : (zone sismique III) +groupe 1B Donc : **(A=0,3)**.

VI.5.2. Pourcentage d'amortissement critique.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique. (Tableau 4.2 Du RPA 99v2003)

En fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage (tableau4-2/RPA99). $\xi = 7 \%$

Tableau VI.2 Valeurs de $\xi\%$

Remplissage	portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton Armé/maçonnerie
léger	6	7	10

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7 \%$

VI.5.3. Facteur de correction d'amortissement η :

Et η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

D'où

$$\eta = 0.882 \geq 0.7$$

VI.5.4. Coefficient de comportement de la structure R :

R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R= 3,5 (contreventement par noyaux)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3: T₁=0,15 s et T₂=0,5s).

Q : Facteur de qualité

$$(Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q) \text{ (tableau 4.4 Du RPA 99v2003)}$$

Tableau VI.3 Facteur de qualité

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

Donc : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.15$

1. Condition minimale sur les files de contreventement : dans le deux x-x et y-y sens vérifiée.
2. Redondance en plan : dans le deux x-x et y-y Non vérifiée.

Le rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement dépassant 1.5

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{8.4}{3.7} = 2.27 > 1.5$$

3. Régularité en plan :

Notre structure est irrégulière en plan.

4. Régularité en élévation : on n'a un décrochement important en élévation, donc notre structure est régulière en élévation.

$$\frac{B'}{B} = \frac{74.7}{99.9} = 0.74 < 0.87 \quad (\text{PRPA99V2003- fig.3.3})$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux : on considère que notre projet est passé au CTC et l'entreprise de construction travail avec des bons matériaux.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution : on considère que le projet est passé au CTC et la réalisation fait avec entreprise connue qui fait bon travail.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier des données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

VI.5.5. Représentation graphique de spectre :

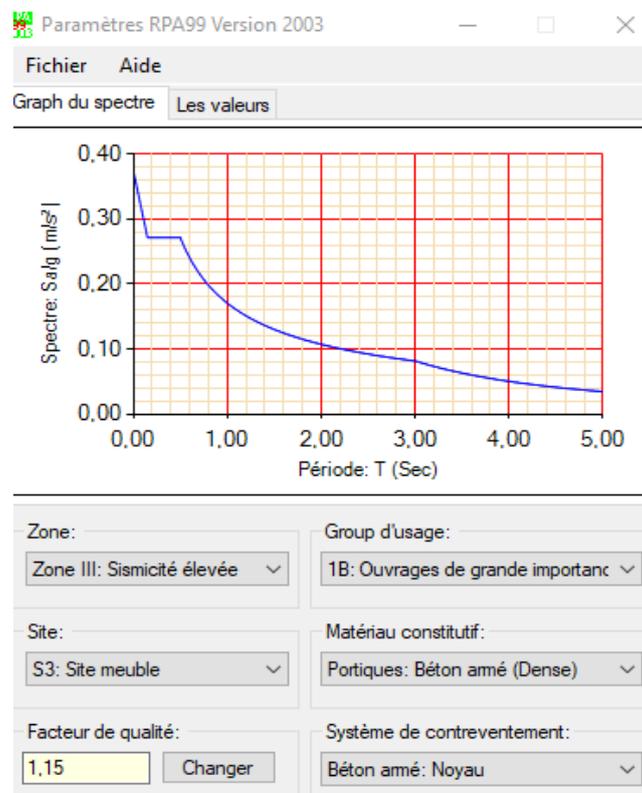


Figure VI.2. Spectre de réponse de Modèle 1

VI.5.6. Vérification de la période :

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30%

$$(T_N < 1,3 T_e). \quad (\text{Article 4.2.4 PRPA99V2003})$$

Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4 Page 32 PRPA99V2003})$$

Dans les cas n° 3 et 4, on **peut** également utiliser aussi la formule : $T = 0.09 h_n \sqrt{D}$ (4.7), RPA

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA ;

Pour un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles : $C_T=0.05$

$$T_e = C_T h_n^{3/4} = 0.05 \times 82,22^{3/4} = 1,365 \text{ s}$$

Donc : période empirique majorée :

$$1,3T_e = 1,7745 \text{ s}$$

- **Les périodes numériques par le logiciel SAP :**

Tableau VI.4 tableau des périodes numériques

Période (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc 1	2,40	1,74	1,65
Bloc 2	2,29	1,65	1,51

- **Observation:**

D'après l'analyse dynamique de la structure on remarque :

- (mode1) de bloc 1 et 2 on a une translation suivant l'axe y
- (mode2) de bloc 1 on a une torsion
- (mode 2) de bloc 2 on a une translation suivant l'axe x
- (mode 3) de bloc 1 on a une translation suivant l'axe x
- (mode3) de bloc 2 on a une torsion

$$T_n = 2,40s > T_e = 1,7745s,$$

$$T_n = 2,29s > T_e = 1,7745s,$$

Conclusion : La période n'est pas vérifiée

Il faut passer au 2^{ème} modèle, on ajoutant des voiles suivant l'axe y dans les deux blocs

- NB : Article 3.4 Page 18 (RPA99 / Version2003) exige de contreventée par des voiles les structures dépassant une hauteur de 8m ou 2 niveaux en zone III.

VI.6. L'analyse de Modèle 2 :

VI.6.1 Disposition des voiles de contreventement :

Selon RPA99 / Version2003 ; l'ouvrage doit comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Prendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

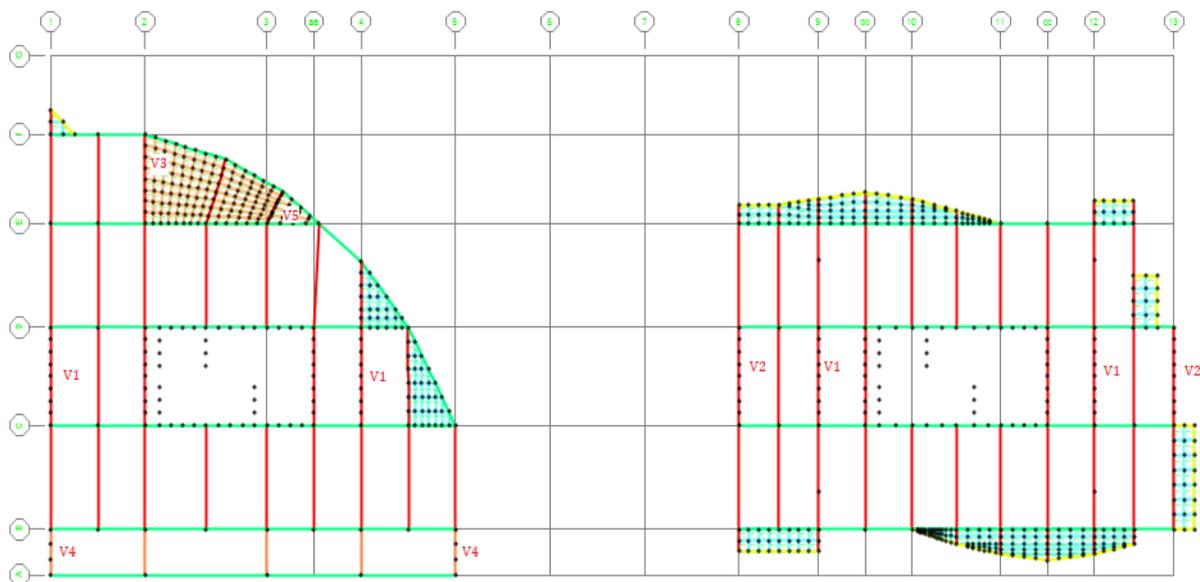


Figure VI.3. Disposition des voiles de modèle 2.

VI.6.1.1 Les Dimensions des voiles de modèle 2 :

Tableau VI.5 Dimensions des voiles de modèle 2.

Voiles	Longueur (entre nœuds)	Epaisseur
V1	7.9	20 cm
V2	7.9	20 cm
V3	7.2	20 cm
V4	3.7	20 cm
V5	2.95	20 cm
Noyau	/	20 cm

VI.6.2 la période empirique majorée :

$$1,3T_e = 1,7745 \text{ s}$$

VI.6.3 Les périodes numériques par le logiciel SAP :

Tableau VI.6 Les périodes numériques par le logiciel SAP du 2eme modèle.

Période (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Bloc 1	1.7734	1,392	0.784
Bloc 2	1.674	0.973	0.68

Tableau VI.7: Les trois premiers modes du 2eme modèle pour le bloc 1

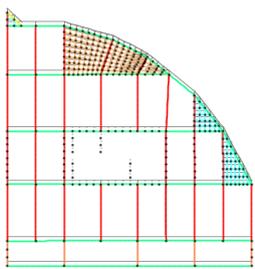
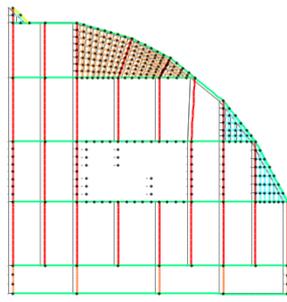
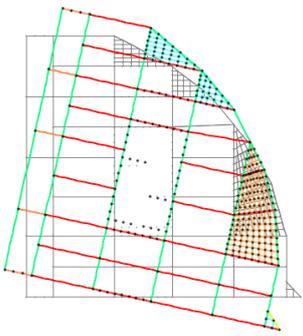
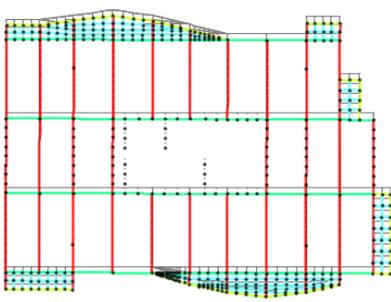
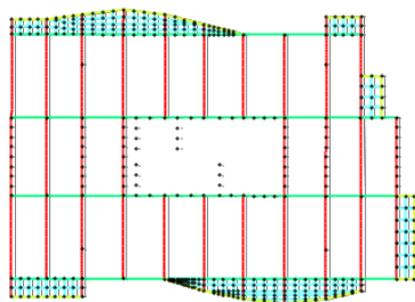
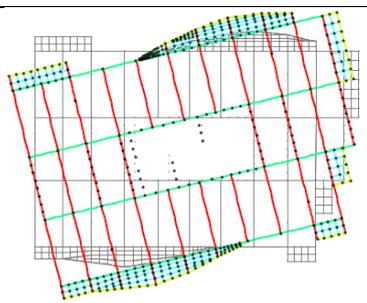
Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Translation (Y-Y)</p>	 <p>Translation (X-X)</p>	 <p>Rotation</p>

Tableau VI.8 Les trois premiers modes du 2eme modèle pour le bloc 2

Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Translation (Y-Y)</p>	 <p>Translation (X-X)</p>	 <p>Rotation</p>

La période numérique de blocs 1 et 2 ne dépasse pas la période empirique majorée
(translation suivant l'axe Y-Y),

Bloc 1: $T_n = 1.773s < T_e = 1,7745s$

Bloc 2: $T_n = 1.674s < T_e = 1,7745s$

VI.6.4 nombre des modes considérer (RP499) :

Tableau VI.9 nombre des modes considérer

Mode	1	1.773404	0.00034	0.62193	0.00034	0.62193
Mode	2	1.674134	0.000001311	0.00908	0.00034	0.63101
Mode	3	1.392956	0.63789	0.00036	0.63822	0.63137
Mode	4	0.973575	0.01338	1.021E-08	0.6516	0.63137
Mode	5	0.784602	0.00001749	0.000006253	0.65162	0.63138
Mode	6	0.683361	0.00021	0.00004675	0.65183	0.63142
Mode	7	0.406715	0.000008727	0.20262	0.65184	0.83404
Mode	8	0.382396	0.00009027	0.00016	0.65193	0.8342
Mode	9	0.338809	0.20481	0.000003139	0.85674	0.8342
Mode	10	0.331263	0.00048	2.258E-07	0.85722	0.8342
Mode	11	0.325214	0.00008985	1.065E-07	0.85731	0.8342
Mode	12	0.321913	0.00013	3.054E-07	0.85744	0.8342
Mode	13	0.321158	0.00025	3.989E-07	0.85768	0.8342
Mode	14	0.285142	0.00001465	3.425E-07	0.8577	0.8342
Mode	15	0.262773	3.261E-09	9.638E-09	0.8577	0.8342
Mode	16	0.240519	0.000009063	0.00001678	0.85771	0.83422
Mode	17	0.238521	0.00016	0.00041	0.85787	0.83463
Mode	18	0.223984	1.955E-07	0.00017	0.85787	0.8348
Mode	19	0.215678	0.0015	0.00014	0.85937	0.83494
Mode	20	0.213997	0.00079	0.00013	0.86016	0.83508
Mode	21	0.208201	0.00157	0.00027	0.86173	0.83534
Mode	22	0.206839	0.00001761	0.00002753	0.86175	0.83537
Mode	23	0.193671	0.000008337	0.00018	0.86176	0.83555
Mode	62	0.157817	0.00001906	4.228E-07	0.86586	0.90496
Mode	63	0.156962	0.05546	0.00001182	0.92131	0.90497

Étant donné la répétition des résultats entre les modes 23 à 62 sans atteindre les 90% requis, il est judicieux d'opter pour la formule (4-14) page 35 recommandée par le RPA pour garantir une analyse fiable.

Alors :

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures qui ont une influence importante des modes de torsions est donné par la relation suivante :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ secondes}$$

N : le nombre de niveau au-dessus de sol $N=21$

T_K la période du mode K .

$$K \geq 3 \sqrt{N} \approx 14 \text{ mode} \quad ; \quad T_k = 0.19 \leq 0.2 \text{ dans le 23ème mode}$$

Donc :

"La pertinence de la participation massique se maintient jusqu'au 23ème mode."

VI.6.4 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

D'après "RPA99 / Version 2003" la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

Soit V statique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \begin{cases} A = 0.3 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.15 \end{cases} \text{ Avec } D = 1.129$$

W : Poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

- Valeurs de v dynamique sens x et y et le poids de la structure

Tableau VI.10 Tableau Résultats des forces sismiques de modèle 2.

Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	Max	44649.744	1368.404	42.402	78040.0204	2541262.116	808787.2975
Ey	Max	1188.36	44768.963	160.507	2568437.913	64689.6812	2106522.169
G+0.2Q		1.989E-08	-1.212E-08	497524.367	7874138.94	-23231607.5	9.279E-07

$$W_{(KN)} = 497524.37 \text{ kn} ; \quad V_{x \text{ dyn}} = 44649.744 \text{ kn}; \quad V_{y \text{ dyn}} = 44768.963 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\text{statique}} = 55349.17 \text{ kn}$

VI.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant a la base :

$$V_{x \text{ dyn}} = 44649.744 \text{ kn} \quad ; \quad V_{y \text{ dyn}} = 44768.963 \text{ kn}$$

$$V_{\text{dynx}} / V_{\text{stat}} = 0.81 > 0,80$$

$$V_{\text{dyny}} / V_{\text{stat}} = 0.8 \geq 0,80$$

$$V_{\text{dynx}} > 0,8V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_{\text{dyny}} > 0,8V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

VI.6.5. Vérification de déplacement inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = R * \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à :

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

Tableau VI.11 Vérification de déplacement inter étage

	$\delta_{ekx} (cm)$	$\delta_{eky} (cm)$	$\delta_x (cm)$	$\delta_y (cm)$	$\Delta_{kx} - \Delta_{kx-1}$ (cm)	$\Delta_{ky} - \Delta_{ky-1}$ l(cm)	1% h (cm)	OBS
Toiture	8,93	17,31	31,25	60,58	0,24	1,82	2,72	OK
Terrasse	8,86	16,79	31,01	58,76	2	4,34	4,68	OK
21	8,29	15,55	29,01	54,42	1,47	3,15	3,40	OK
20	7,87	14,65	27,54	51,27	1,5	3,22	3,40	OK
19	7,44	13,73	26,04	48,05	1,54	3,22	3,40	OK
18	7	12,81	24,5	44,83	1,54	3,22	3,40	OK
17	6,56	11,89	22,96	41,61	1,58	3,25	3,40	OK
16	6,11	10,96	21,38	38,36	1,57	3,26	3,40	OK
15	5,66	10,03	19,81	35,10	1,58	3,22	3,40	OK
14	5,21	9,11	18,23	31,88	1,57	3,18	3,40	OK
13	4,76	8,20	16,66	28,7	1,58	3,12	3,40	OK
12	4,31	7,31	15,08	25,58	1,54	3,04	3,40	OK
11	3,87	6,44	13,54	22,54	1,54	2,91	3,40	OK
10	3,43	5,61	12	19,63	1,5	2,83	3,40	OK
9	3	4,80	10,5	16,8	1,44	2,7	3,40	OK
8	2,59	4,03	9,06	14,10	1,4	2,55	3,40	OK
7	2,19	3,30	7,66	11,55	1,33	1,33	3,40	OK
6	1,81	2,92	6,33	10,22	1,85	3,15	3,40	OK
5	1,28	2,02	4,48	7,07	1,61	2,7	4,68	OK
4	0,82	1,25	2,87	4,37	1,3	2,13	4,68	OK
3	0,45	0,64	1,57	2,24	1,01	1,51	4,68	OK
2	0,16	0,21	0,56	0,73	-	-	4,68	OK

VI.6.6. Vérification de l'effort normal réduit du modèle 1 : (Art. 7.4.3.1.)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations D'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par La condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}}$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section brute de l'élément.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

On fait la vérification avec les combinaisons :

$G+Q+EX$; Et $G+Q+EY$.

1) Pour bloc de commerce :

- **Poteaux rectangulaire :**

Tableau VI.12 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire

Niveaux	N_d (kN)	B_c (m ²)	v	Observation	Section corrigée (cm ²)
R+4	633.736	0.49	0.052	<0.3	70x70
R+3	1232.226	0.49	0.101	<0.3	70x70
R+2	1827.912	0.49	0.149	<0.3	70x70
R+1	2417.797	0.49	0.197	<0.3	70x70
RDC	3087.917	0.49	0.252	<0.3	70x70

2) Pour bloc de bureau:

- **Poteaux circulaire:**

Tableau VI.13 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux circulaire

niveaux	N_d (kN)	B_c (m ²)	v	Observation	Section corrigée (cm ²)
RDC - R+20	10990.523	1.13	0.389	> 0.3	D140

3) Pour bloc de bureau:• Poteaux rectangulaire :

Tableau VI.14 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire

niveaux	Nd (kN)	Bc (m ²)	v	Observation	Section corrigée (cm ²)
R+20	524.368	0.48	0.044	<0.3	60x80
R+19	1008.417	0.48	0.084	<0.3	60x80
R+18	1493.906	0.48	0.124	<0.3	60x80
R+17	1981.017	0.48	0.165	<0.3	60x80
R+16	2470.184	0.48	0.206	<0.3	60x80
R+15	2961.874	0.48	0.247	<0.3	60x80
R+14	3474.463	0.7	0.199	<0.3	90x100
R+13	3989.02	0.7	0.228	<0.3	90x100
R+12	4505.568	0.7	0.257	<0.3	90x100
R+11	5023.991	0.7	0.287	<0.3	90x100
R+10	5543.3	0.7	0.317	> 0.3	90x100
R+9	6088.486	0.96	0.254	<0.3	100x130
R+8	6633.051	0.96	0.276	<0.3	100x130
R+7	7177.973	0.96	0.299	<0.3	100x130
R+6	7723.02	0.96	0.322	> 0.3	100x130
R+5	8267.853	0.96	0.344	> 0.3	100x130
R+4	8785.153	1.26	0.279	<0.3	100x150
R+3	9299.734	1.26	0.259	<0.3	100x150
R+2	9811.773	1.26	0.311	> 0.3	100x150
R+1	10320.438	1.26	0.328	> 0.3	100x150
RDC	10838.588	1.26	0.344	> 0.3	100x150

4) **Bloc habitation:**

Tableau VI.15 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire

niveaux	Nd (kN)	Bc (m ²)	v	Observation	Section corrigée (cm ²)
R+20	524,368	0.3	0.084	<0.3	60x80
R+19	1204,69	0.3	0.161	<0.3	60x80
R+18	1755,54	0.3	0.234	<0.3	60x80
R+17	2309,32	0.3	0.308	>0.3	60x80
R+16	2866,16	0.3	0.382	>0.3	60x80
R+15	3426,40	0.3	0.457	>0.3	60x80
R+14	4006,03	0.48	0.334	>0.3	90x100
R+13	4588,17	0.48	0.382	>0.3	90x100
R+12	5172,30	0.48	0.431	>0.3	90x100
R+11	5758,4	0.48	0.480	>0.3	90x100
R+10	6346,14	0.48	0.529	> 0.3	90x100
R+9	6954,42	0.7	0.397	>0.3	100x130
R+8	7562,70	0.7	0.432	>0.3	100x130
R+7	8170,14	0.7	0.467	>0.3	100x130
R+6	8776,24	0.7	0.501	> 0.3	100x130
R+5	9381,01	0,7	0.536	> 0.3	100x130
R+4	9755,23	0,96	0.406	>0.3	100x150
R+3	10134,47	0,96	0.422	>0.3	100x150
R+2	10519,38	0,96	0.483	> 0.3	100x150
R+1	10908,873	0,96	0.455	> 0.3	100x150
RDC	11312,434	0,96	0.471	> 0.3	100x150

VI.6.7. Conclusion :

D'après les résultats du modèle 2 : les vérifications de l'effort normal réduit et la période n'est pas vérifiée. Donc on passe aux 3ème model.

On va augmenter la section des poteaux ; et l'épaisseur des voiles.

VI.7. L'analyse de modèle 3 :

VI.7.1 Les Dimensions des voiles de modèle 3 :

Tableau VI.16 Dimensions des voiles de modèle 3

Voiles	Longueur (entre nue)	Epaisseur
V1	7.9	25
V2	7.9	25
V3	7.2	25
V4	3.7	25
V5	2.95	25
Noyau	/	25

VI.7.2. Les Dimensions des poteaux corrigés:

Tableau VI.17 Dimensions des poteaux corrigés

Etages	section (cm)
(S-SOL) - (RDC – R+4)	100x150
(R+5) – (R+9)	100x130
(R+10)– (R+14)	90x100
(R+15) –(R+20)	60x80
TERRASSE + TOITURE	30x50
Poteau reliée aux voile	80x80

VI.7.3. Coefficient d'accélération A :

Tableau VI.18 coefficient d'accélération

Zone	I	II	III
1A	0,12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0,15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

A : (zone sismique III) +groupe 1B Donc : (A=0,3).

VI.7.4. Facteur de correction d'amortissement η :

Et η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

D'où

$$\eta = 0.882 \geq 0.7$$

VI.7.5. Pourcentage d'amortissement critique :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique. (Tableau 4.2 Du RPA 99v2003)

En fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage (tableau4-2/RPA99).

Tableau VI.19 Valeurs de $\xi\%$

Remplissage	portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton Armé/maçonnerie
léger	6	7	10

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

VI.7.6. Coefficient de comportement R :

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R= 3,5 (contreventement par noyaux)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15 s et T₂=0,5s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$). (tableau4.4 Du RPA 99v2003)

Tableau VI.20 Facteur de qualité

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05

5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

Donc : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.15$

1. Condition minimale sur les files de contreventement : dans le deux x-x et y-y sens vérifiée.

2. Redondance en plan : dans le deux x-x et y-y Non vérifiée.

Le rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement dépassant 1.5

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{8.4}{3.7} = 2.27 > 1.5$$

3. Régularité en plan :

Notre structure est irrégulière en plan.

4. Régularité en élévation : on n'a un décrochement important en élévation, donc notre structure est régulière en élévation.

$$\frac{B'}{B} = \frac{74.7}{99.9} = 0.74 < 0.87 \quad (\text{PRPA99V2003- fig.3.3})$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux : on considère que notre projet est passé au CTC et l'entreprise de construction travail avec des bons matériaux.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution : on considère que le projet est passé au CTC et la réalisation fait avec entreprise connue qui fait bon travail.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier des données, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

VI.7.7. Représentation graphique de spectre :

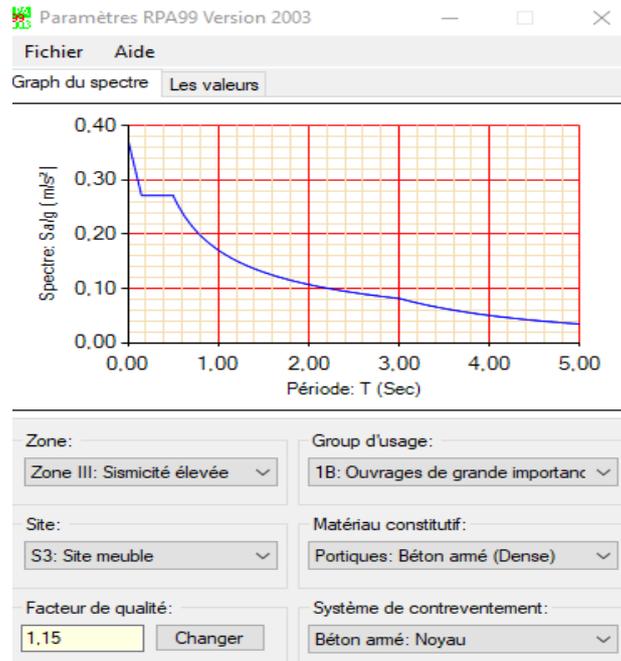


Figure VI.4 Spectre de réponse de Modèle 3

VI.7.8. Calcul les périodes :

1. la période empirique majorée

$$T_e = C_T h_n^{3/4} = 1,365 \quad 1,3T_e = 1,7745 \text{ s}$$

2. La période numérique calculé par logiciel SAP :

Tableau VI.21 La période numérique calculé.

MODAL	Mode	1	1.763373	0.0001253	0.6029	0.00001204
MODAL	Mode	2	1.654017	0.0001254	0.6396	0.00001239
MODAL	Mode	3	1.287223	0.6424	0.6397	0.00001241
MODAL	Mode	4	0.906518	0.6581	0.6397	0.00001501
MODAL	Mode	5	0.783161	0.6581	0.6397	0.00001577
MODAL	Mode	6	0.678291	0.6584	0.6397	0.00001734
MODAL	Mode	7	0.388943	0.6584	0.8368	0.00005852
MODAL	Mode	8	0.366832	0.6585	0.8407	0.00005852
MODAL	Mode	9	0.321319	0.6592	0.8407	0.000623
MODAL	Mode	10	0.315902	0.8104	0.8407	0.0007448
MODAL	Mode	11	0.315336	0.8587	0.8407	0.0008616
MODAL	Mode	12	0.312247	0.8604	0.8407	0.0012
MODAL	Mode	13	0.311487	0.864	0.8407	0.002
MODAL	Mode	14	0.27659	0.864	0.8407	0.0026

MODAL	Mode	15	0.254636	0.864	0.8407	0.0028
MODAL	Mode	16	0.23431	0.8642	0.8414	0.0028
MODAL	Mode	17	0.204627	0.8645	0.8415	0.0029
MODAL	Mode	18	0.199265	0.8674	0.8416	0.0047

$T_n = 1,76s < T_e = 1,7745s$. (Translation suivant l'axe y).

Tableau VI.22: Les trois premiers modes dans modèle 3 pour le bloc 1

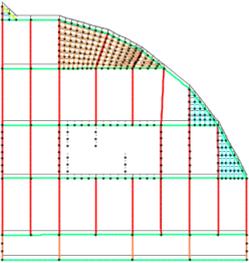
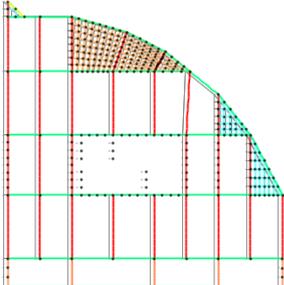
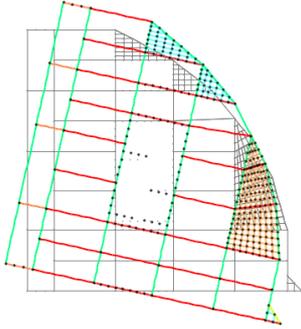
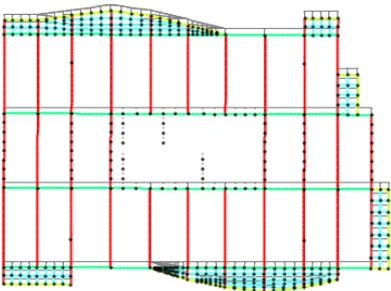
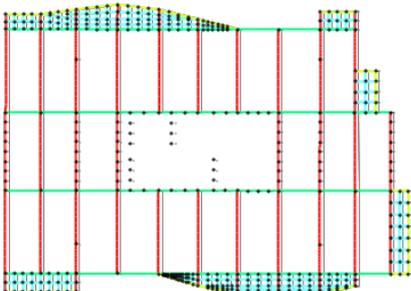
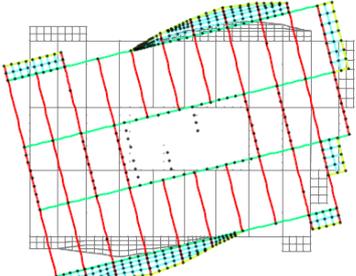
Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Translation (Y-Y)</p>	 <p>Translation (X-X)</p>	 <p>Rotation</p>

Tableau VI.23: Les trois premiers modes dans modèle 3 pour le bloc 2

Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Translation (Y-Y)</p>	 <p>Translation (X-X)</p>	 <p>Rotation</p>

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures qui ont une influence importante des modes de torsions est donné par la relation suivante

Formule (4-14) page 35 recommandée par le RPA

$$K \geq 3\sqrt{N} = 14 \text{ modes} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{sec.} : T_k = 0.19 \leq 0.2 \text{ dans le mode 18}$$

"La pertinence de la participation massique se maintient jusqu'au mode 18."

VI.7.9. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

D'après "RPA99 / version 2003" la force sismique totale v , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\text{Soit } v \text{ statique : } V = \frac{ADQ}{R} W \begin{cases} A = 0.3 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.15 \end{cases} \text{ Avec } D = 1.129$$

w : poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

D'après les résultats du logiciel sap2000 :

- Valeurs de v dynamique sens x et y et le poids de la structure

Tableau VI.24 Résultats des forces sismiques de modèle 3.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Ex	LinRespSpec	Max	47066.791	947.137	22.076
Ey	LinRespSpec	Max	790.129	47551.308	209.682
G+0.2Q	Combination		-1.394E-10	-0.000000153	528707.559

$$V_x = 47066.791 \text{ kn}; V_y = 47551.308 \text{ kn}; w = 528707,559 \text{ kn}$$

VI.7.9.1 Vérification de l'effort tranchant a la base :

$$V \text{ statique} = 58838,35 \text{ kn}$$

D'après le RPA article 4.3.6

$$\frac{V_{dyn x}}{V_{stat}} \geq 0.8 \quad \text{Avec } r_x = \frac{0.8V_{stat}}{V_{dyn x}}$$

$$\frac{V_{dyn y}}{V_{stat}} \geq 0.8 \quad \text{Avec } r_y = \frac{0.8V_{stat}}{V_{dyn y}}$$

$$\frac{47066.79}{58838,35} = \mathbf{0.8} \geq 0.8 \quad r_x = 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\frac{47551.308}{58838,35} = \mathbf{0.81} \geq 0.8 \quad r_y = 0.990 \quad \text{OK}$$

VI.7.10 Vérification de déplacement inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_e K$$

$\delta_e K$: déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau VI.25 déplacement inter étage

	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	δ_x (cm)	δ_y (cm)	$\delta_{kx} - \delta_{kx-1}$ (cm)	$\delta_{ky} - \delta_{ky-1}$ (cm)	1% h (cm)	obs
Toiture	7,73	17,63	27,05	61,70	0,07	1,89	2,72	ok
terrasse	7,71	17,09	26,98	59,81	1,68	4,34	4,68	ok
21	7,23	15,85	25,30	55,47	1,29	3,18	3,40	ok
20	6,86	14,94	24,01	52,29	1,26	3,19	3,40	ok
19	6,50	14,03	22,75	49,10	1,33	3,22	3,40	ok
18	6,12	13,11	21,42	45,88	1,33	3,22	3,40	ok
17	5,74	12,19	20,09	42,66	1,33	3,22	3,40	ok

16	5,36	11,27	18,76	39,44	1,37	3,22	3,40	ok
15	4,97	10,35	17,39	36,22	1,36	3,22	3,40	ok
14	4,58	9,43	16,03	33,00	1,37	3,18	3,40	ok
13	4,19	8,52	14,66	29,82	1,4	3,15	3,40	ok
12	3,79	7,62	13,26	26,67	1,33	3,08	3,40	ok
11	3,41	6,74	11,93	23,59	1,33	3,01	3,40	ok
10	3,03	5,88	10,60	20,58	1,33	2,91	3,40	ok
9	2,65	5,05	9,27	17,67	1,26	2,76	3,40	ok
8	2,29	4,26	8,01	14,91	1,22	2,52	3,40	ok
7	1,94	3,54	6,79	12,39	1,12	0,77	3,40	ok
6	1,62	3,32	5,67	11,62	1,65	3,61	4,68	ok
5	1,15	2,29	4,02	8,01	1,43	3,08	4,68	ok
4	0,74	1,41	2,59	4,93	1,16	2,41	4,68	ok
3	0,41	0,72	1,43	2,52	0,91	1,72	4,68	ok

VI.7.11 Justification de l'effet p-delta :

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

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

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

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K : Hauteur de l'étage "K".

Tableau VI.26 Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ de modèle 3 dans le Sens x et Y

Niveau	$h_k (m)$	$P_k (KN)$	SENS X-X			OBS.	SENS Y-Y			OBS.
			$D_k (cm)$	$V_k (KN)$	q_k		$D_k (cm)$	$V_k (KN)$	q_k	
R+20	4.68	31548.848	0.07	5847.542	0.00	≤ 0.10 OK	1.89	6128.245	0.02	≤ 0.10 OK
R+19	3.40	47489.939	1.68	9717.657	0.02	≤ 0.10 OK	4.34	10122.549	0.06	≤ 0.10 OK
R+18	3.40	52780.828	1.29	13353.042	0.01	≤ 0.10 OK	3.18	13859.446	0.04	≤ 0.10 OK
R+17	3.40	55640.161	1.26	16758.564	0.01	≤ 0.10 OK	3.19	17345.34	0.03	≤ 0.10 OK
R+16	3.40	74012.808	1.33	19934.8	0.01	≤ 0.10 OK	3.22	20582.577	0.03	≤ 0.10 OK
R+15	3.40	88334.308	1.33	22883.686	0.02	≤ 0.10 OK	3.22	23574.71	0.04	≤ 0.10 OK
R+14	3.40	95244.789	1.33	25665.307	0.01	≤ 0.10 OK	3.22	26384.436	0.03	≤ 0.10 OK

R+13	3.40	97217.057	1.37	28249.722	0.01	≤ 0.10 OK	3.22	28982.368	0.03	≤ 0.10 OK
R+12	3.40	106104.035	1.36	30611.557	0.01	≤ 0.10 OK	3.22	31344.098	0.03	≤ 0.10 OK
R+11	3.40	116476.769	1.37	32755.977	0.01	≤ 0.10 OK	3.18	33476.181	0.03	≤ 0.10 OK
R+10	3.40	181600.709	1.4	34688.454	0.02	≤ 0.10 OK	3.15	35385.522	0.05	≤ 0.10 OK
R+9	3.40	203546.69	1.33	36456.52	0.02	≤ 0.10 OK	3.08	37120.655	0.05	≤ 0.10 OK
R+8	3.40	225492.67	1.33	38039.349	0.02	≤ 0.10 OK	3.01	38661.846	0.05	≤ 0.10 OK
R+7	3.40	315316.591	1.33	39420.658	0.03	≤ 0.10 OK	2.91	39994.462	0.07	≤ 0.10 OK
R+6	3.40	337942.571	1.26	40606.92	0.03	≤ 0.10 OK	2.76	41126.637	0.07	≤ 0.10 OK
R+5	3.40	360568.551	1.22	41605.373	0.03	≤ 0.10 OK	2.52	42067.765	0.06	≤ 0.10 OK
R+4	4.68	393884.874	1.12	42772.912	0	≤ 0.10 OK	0.77	43148.86	0.02	≤ 0.10 OK
R+3	4.68	427145.595	1.65	43648.532	0.035	≤ 0.10 OK	3.61	43936.955	0.07	≤ 0.10 OK
R+02	4.68	460406.316	1.43	44219.873	0.03	≤ 0.10 OK	3.08	44430.438	0.07	≤ 0.10 OK
R+1	4.68	493667.037	1.16	44533.262	0.03	≤ 0.10 OK	2.41	44683.92	0.06	≤ 0.10 OK
R	5.10	528707.559	0.91	44649.744	0.02	≤ 0.10 OK	1.72	44768.963	0.04	≤ 0.10 OK

VI.7.12 Vérification de l'effort normal réduit du modèle 3 :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations

D'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par

La condition suivante :
$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \text{ (art. 7.4.3.1.)}$$

Avec :

n_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

bc : section brute de l'élément.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

On fait la vérification avec les combinaisons :

G+Q+EX ; ET G+Q+EY.

1) Bloc bureau :

- Poteaux rectangulaire :

Tableau VI.27 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc bureau)

niveaux	n_d (kn)	bc (m ²)	v	observation	section corrigée (cm ²)
---------	------------	------------------------	-----	-------------	-------------------------------------

R+20	539,59	0,48	0,037	<0.3	60x80
R+19	1039,98	0,48	0,072	<0.3	60x80
R+18	1541,87	0,48	0,107	<0.3	60x80
R+17	2045,47	0,48	0,142	<0.3	60x80
R+16	2551,28	0,48	0,177	<0.3	60x80
R+15	3059,73	0,48	0,212	<0.3	60x80
R+14	3606,57	0,9	0,134	<0.3	90x100
R+13	4154,85	0,9	0,154	<0.3	90x100
R+12	4704,73	0,9	0,174	<0.3	90x100
R+11	5255,88	0,9	0,195	<0.3	90x100
R+10	5808,17	0,9	0,215	<0.3	90x100
R+9	6395,62	1,3	0,164	<0.3	100x130
R+8	6982,54	1,3	0,179	<0.3	100x130
R+7	7568,77	1,3	0,194	<0.3	100x130
R+6	8153,90	1,3	0.209	< 0.3	100x130
R+5	8737,58	1,3	0.194	<0,3	100x130
R+4	9290,89	1.5	0.206	<0.3	100x150
R+3	9840,25	1.5	0.219	<0.3	100x150
R+2	10385,53	1.5	0,231	< 0.3	100x150
R+1	10925,73	1.5	0,243	< 0.3	100x150
RDC	11476,05	1.5	0.255	<0.3	100x150

2) **Bloc commerce :**

Tableau VI.28 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc Commerce)

Niveaux	nd (kn)	bc (m2)	v	observation	section corrigée (cm2)
R+4	631,56	0.49	0.043	<0.3	70x70
R+3	1227,31	0.49	0.083	<0.3	70x70
R+2	1820,92	0.49	0.124	<0.3	70x70
R+1	2409,23	0.49	0.164	<0.3	70x70
RDC	3078,31	0.49	0.209	<0.3	70x70

3) **Bloc habitation :**

Tableau VI.29 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux rectangulaire (Bloc habitation)

niveaux	nd (kn)	bc (m2)	v	observation	section corrigée (cm2)
R+20	709,21	0,48	0.049	<0,3	60x80
R+19	1308,12	0,48	0.091	<0,3	60x80
R+18	1907,58	0,48	0.132	<0,3	60x80
R+17	2509,19	0,48	0.174	<0,3	60x80
R+16	3113,09	0,48	0.216	<0,3	60x80
R+15	3719,10	0,48	0.258	<0,3	60x80
R+14	4365,31	0,9	0.162	<0,3	90x100
R+13	5012,88	0,9	0.186	<0,3	90x100
R+12	5661,10	0,9	0.210	<0,3	90x100

R+11	6309,75	0,9	0.234	<0,3	90x100
R+10	6958,45	0,9	0.258	<0,3	90x100
R+9	7641,10	1,3	0.196	<0,3	100x130
R+8	8322,18	1,3	0.213	<0,3	100x130
R+7	9000,81	1,3	0.231	<0,3	100x130
R+6	9676,34	1,3	0.248	<0,3	100x130
R+5	10348,36	1,3	0.265	<0,3	100x130
R+4	10807,13	1,5	0.240	<0,3	100x150
R+3	11266,95	1,5	0.250	<0,3	100x150
R+2	11728,21	1,5	0.261	<0,3	100x150
R+1	12189,75	1,5	0.271	<0,3	100x150
RDC	12666,56	1,5	0.281	<0,3	100x150

4) **Poteau circulaire:**

Tableau VI.30 Vérification de l'effort normal réduit du Poteaux circulaire (Bloc bureau)

niveaux	nd (kn)	bc (m2)	v	observation	section corrigée (cm2)
(RDC) – (R+20)	11711.43	1,54	0.254	<0,3	D140

VI.7.13 justification du choix du coefficient de comportement de la structure « R » :

Le système de contreventement adopté pour ce bloc est un système par noyau. Les voiles doivent reprendre plus de 20% des charges verticales ($W=G+\beta.Q$).

Les vérifications sont déduites et calculées directement du logiciel SAP2000v22.0.0.

- Sous $W=G+\beta.Q$

$$W_{ensemble (poteaux+voiles)} = 528707.6 \text{ KN}$$

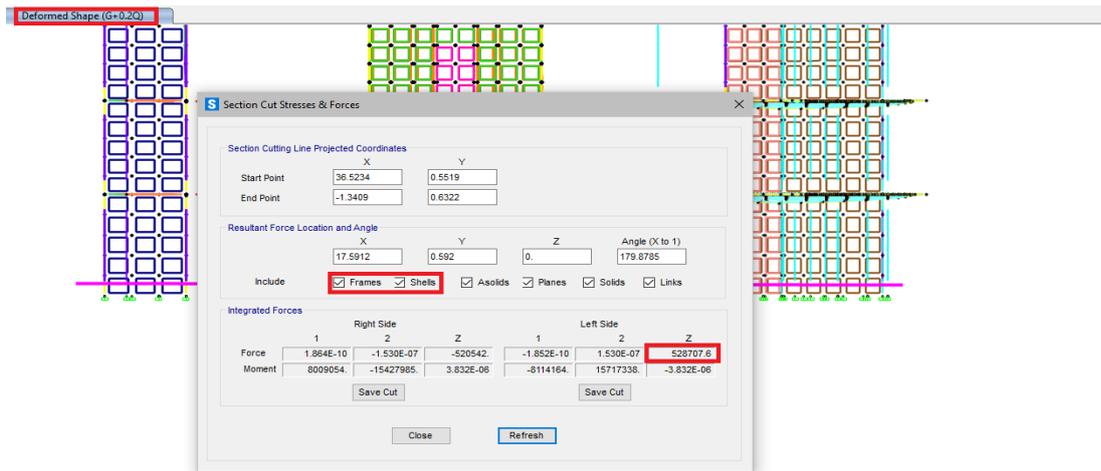
$$W_{voiles} = 208208.28 \text{ KN}$$

$$W_{ensemble (poteaux+voiles)} \rightarrow 100 \%$$

$$W_{voiles} \rightarrow X$$

$$W_{voiles} = 39.38\% \text{ de } W_{ensemble} (>20\%) \quad \mathbf{O.K}$$

Sous $G+\beta Q$: Poteaux + Voiles



Sous G+βQ : Voiles seulement

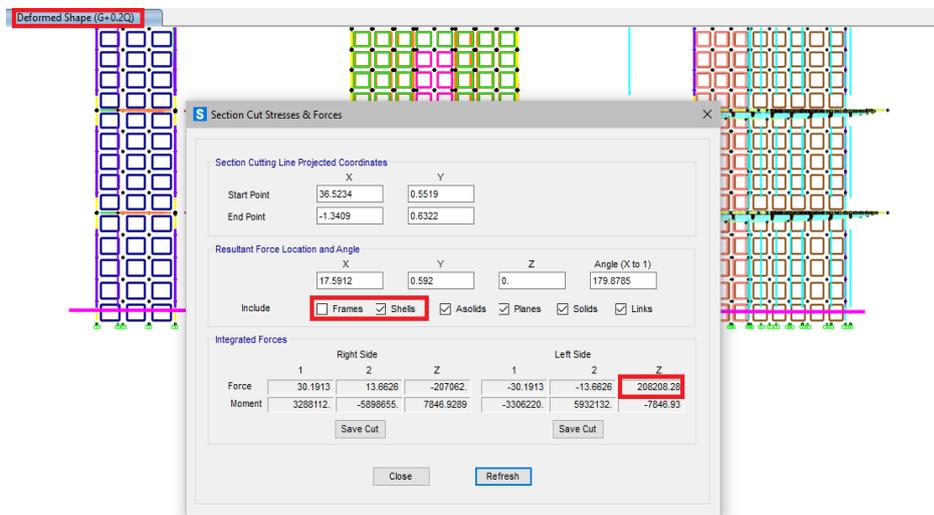


Figure VI.5 Resultat de justification du choix du coefficient de comportement de la structure « R »

Chapitre VII : Calcule Des Elément Résistant

VII Introduction :

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage (Poteaux, Poutres, Voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91 modifié 99 et RPA99/ Version 2003

Les règles RPA99/ Version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

VII.1. Ferrailage des poteaux :

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 (E.L.U) sous l'effet des sollicitations Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Table VII.1 Les Contraintes.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	25	400
Situation accidentelle	1,15	1	25	400

VII.1.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA93:
 E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
 E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)
- Selon le RPA 99/Version 2003 situation accidentelle (**article 5.2**) :
 $G+Q+E$ (2)
 $0.8G+E$(3)

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $\begin{cases} M2 \text{ max} \\ N \text{ cor} \end{cases}$
- $\begin{cases} M3 \text{ max} \\ N \text{ cor} \end{cases}$
- $\begin{cases} N \text{ max} \\ M2 \text{ corr et } M3 \text{ corr} \end{cases}$
- $\begin{cases} N \text{ min} \\ M2 \text{ corr et } M3 \text{ corr} \end{cases}$

Chacune des 4 combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas le plus défavorable).

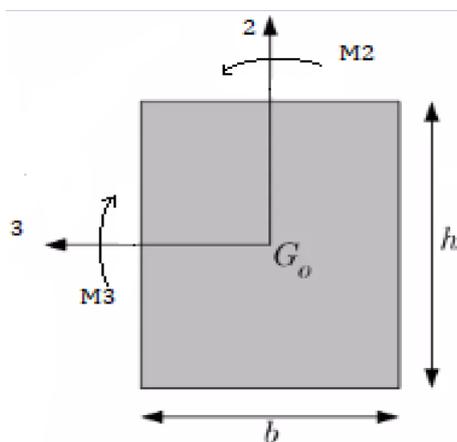


Figure VII.1 les axes principaux des poteaux

• **Recommandations du RPA99/ Version 2003:**

D'après le RPA99/version 2003 [1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{\max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \%bh \text{ (zone III).}$$

VII.2 Les résultats obtenus :

Nous avons retenu (7) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir SAP :

Tableau: VII.2 Tableau des zones.

Etages	Section
S/SOL-RDC	100x150 cm ²
RDC-4 ^{eme} E	100x150 cm ²
5 ^{eme} E-9 ^{eme} E	100x130 cm ²
10 ^{eme} E,-14 ^{eme} E	90x100 cm ²
15 ^{eme} E-20 ^{eme} E	60x80 cm ²
RDC-4 ^{eme} E	30x50 cm ²
RDC-4 ^{eme} E	70x70 cm ²

• **Poteau (60x80) BLOC 1**

• **1^{er} cas :**
$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 3735.531 \text{ KN} \quad (\text{Elément n}^\circ \mathbf{993}) \\ M_3^{\text{corr}} = 56.33 \text{ KNm} \quad (\text{ELU}) \\ M_2^{\text{corr}} = 128.545 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Calcul en flexion composée en situation durable et transitoire avec :

$$\gamma_b = 1,5 \ ; \ \gamma_s = 1,15 \ ; \ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \ ; \ F_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 60^{\text{cm}}; h = 80^{\text{cm}}; c = 5^{\text{cm}}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s = 0,00 \text{ cm}^2 \text{ (SEC)} \quad A_{\text{RPA}}^{\min} = 43,20 \text{ cm}^2$$

- **2^{eme} cas :**
$$\left\{ \begin{array}{l} M_2^{\max} = 986.77 \text{ KNm} \quad (\text{Elément n}^\circ \mathbf{2564}) \\ N^{\text{corr}} = 78.507 \text{ KN} \quad (\mathbf{G+Q-E_Y}) \end{array} \right.$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 \ ; \ \gamma_s = 1 \ ; \ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \ ; \ F_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 80^{\text{cm}}; h = 60^{\text{cm}}; c = 5^{\text{cm}}$$

$$A_s = A'_s = \mathbf{52.35 \text{ cm}^2} \quad A_{\text{RPA}}^{\min} = 43,20 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\text{3}^{\text{eme}} \text{ cas}} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_3^{\max} = 465.2 \text{ KNm} \quad (\text{Elément n}^\circ \text{ 2243}) \\ N^{\text{corr}} = 296.76 \text{ KN} \quad (\text{G+Q+E}_x) \end{array} \right.$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 60^{\text{cm}}; h = 80^{\text{cm}}; c = 5^{\text{cm}} (\text{enrobage})$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s = 12,53 \text{ cm}^2 \quad A^{\min}_{\text{RPA}} = 43,20 \text{ cm}^2$$

- 4^{ème} cas : $N^{\min} = 149.105 \text{ KN}$ (Traction) (Elément n° 2564)
 $M_3^{\text{corr}} = 212.73 \text{ KNm}$ (**0,8G+E_Y**)
 $M_2^{\text{corr}} = 980.67 \text{ KNm}$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s = 52.67 \text{ cm}^2 \quad (\text{SET}) \quad A^{\min}_{\text{RPA}} = 43,20 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion :**

Après avoir calculé le ferrailage d'un poteau en utilisant une résistance du béton de 25 MPa et une nuance d'acier FeE400, nous avons constaté que la quantité de ferrailage nécessaire était très importante par conséquent non économique. Pour améliorer l'efficacité et réduire les coûts, nous avons opté pour une résistance du béton à 30 MPa et une nuance d'acier FeE500. Cette approche permet de réduire la quantité de ferrailage nécessaire tout en maintenant la résistance du béton requise, rendant ainsi la conception plus économique et plus optimale.

Donc Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Table VII.3 les Contraintes.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	30	500
Situation accidentelle	1,15	1	30	500

• **Exemple d'application:**

1) **Poteaux 60x80 Bloc A**

2) **1^{er} cas :** $N^{\max} = 3735.53 \text{ KN}$
 $M_3^{\text{corr}} = 56.33 \text{ KNm}$ ELU
 $M_2^{\text{corr}} = 128,54 \text{ KNm}$ ELU

Calcul en flexion composée en situation durable et transitoire avec :

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$b_0 = 60^{\text{cm}}$; $h = 80^{\text{cm}}$; $c = 5^{\text{cm}}$ (enrobage)

$\Rightarrow A_s = A'_s = 0,00 \text{ cm}^2$ (SEC) $A^{\min}_{\text{RPA}} = 43,20 \text{ cm}^2$

- **2^{em} cas:** $M_3^{\max} = 461.92 \text{ KNm}$
 $N^{\text{corr}} = 297.557 \text{ KN}$ (G+Q+E_x)

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$b_0 = 60^{\text{cm}}$; $h = 80^{\text{cm}}$; $c = 5^{\text{cm}}$ (enrobage)

$\Rightarrow A_s = A'_s = 9.78 \text{ cm}^2$ $A^{\min}_{\text{RPA}} = 43,20 \text{ cm}^2$

- **3^{em} cas** $M_2^{\max} = 968.255 \text{ KNm}$
 $N^{\text{corr}} = 73.136 \text{ KN}$ (G+Q+E_y)

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$b_0 = 80^{\text{cm}}$; $h = 60^{\text{cm}}$; $c = 5^{\text{cm}}$ (enrobage)

$\Rightarrow A_s = A'_s = 38.65 \text{ cm}^2$ $A^{\min}_{\text{RPA}} = 43,20 \text{ cm}^2$

- **4^{ème} cas :** $N^{\min} = 143.73 \text{ KN}$
 $M_3^{\text{corr}} = 206.76 \text{ KNm}$ (0,8G+E_y)
 $M_2^{\text{corr}} = 962.15 \text{ KNm}$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$\Rightarrow a_s = 37,77 \text{ cm}^2 = a'_s$ (set) $a^{\min}_{\text{rpa}} = 43,20 \text{ cm}^2$

$v^{\max} = 320.121 \text{ kn}$; $d = 0.9 \cdot h = 72 \text{ cm}$

a). **les Vérification :**

a).1 **Vérification de l'effort tranchant :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{RPA99/ART 7.4.3.2}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- 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.

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \quad \square$$

- $\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

avec : $\rho_d = 0.0075$ $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.004$ $\lambda < 5$

a).2 **Ferraillage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir de formule du RPA99/ Version 2003 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h f_e} \quad \text{Art 7.4.2.2}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

v_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

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.

- $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
 - $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Elancement géométrique.

$$T_u = 320.12 \text{ kn} ; t = 10 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; \rho_a=3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a T_u t}{h f_e} = \frac{\rho_a T_u t}{h f_e}$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2$$

Soit 4 cadres en T8 $A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ l'espacement est donné par :

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq 10 \text{ cm}$Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Choix de ferrailage :**

Soit un ferrailage composé de **28T20+4T14** ($A_s = 94.12 \text{ cm}^2$)

Avec : art 7.4.2.1

$$\%3 > \% \text{ acier} = (100 * A_s / B) = 100 * 94.12 / 1.96 \% > 0,9\% \text{ (zone III)}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{smin} = \frac{0.23 * FT28 * b * d}{F_e} = 4.76 \text{ cm}^2 < A_s = 94.12$$

VII.2.1 Choix des armatures des poteaux :

i. Choix des armatures : de bloc A

- N_{max}
 $M2_{corr}$ et $M3_{corr}$

Tableau VII.4 les résultats N_{max} et M_{corr}

Poteaux	Sections (cm ²)	N max KN	M2 corr KNm	M3 corr KNm	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	A _{s min} ^{RPA} (cm ²)
A (0-4)	100x150	14315.82	74.78	39.15	ELU	SEC	0	135
A (5-9)	100x130	10823.27	190.78	114.52	ELU	SEC	0	117
A (10-14)	90x100	7123.191	159.41	68.89	ELU	SEC	0	81
A (15-20)	60x80	3735.53	128.54	56.33	ELU	SEC	0	43.2

- $\begin{cases} M2_{max} \\ N_{corr} \end{cases}$

Tableau VII.5 les résultats $M2_{max}$ et N_{corr}

Poteaux	Sections (cm ²)	M2 max KN.m	N corr KN	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	A _{s min} ^{RPA} (cm ²)
A (0-4)	100x150	924.856	11174.943	G+Q-Ey	SEC	0	135
A (5-9)	100x130	808.72	7817.11	G+Q-Ey	SEC	0	117
A (10-14)	90x100	592.78	2703.52	G+Q+Ey	SEC	0	81
A (15-20)	60x80	968.255	73.163	G+Q+Ey	SPC	38.65	43.2

- $\begin{cases} M3 \text{ max} \\ N \text{ corr} \end{cases}$

Tableau VII.6 les résultats M3 max et N corr

Poteaux	Sections (cm ²)	M3 max KN.m	N corr KN	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm ²)
A (0-4)	100x150	1417.0211	9895.39	G+Q-Ex	SEC	0	135
A (5-9)	100x130	707.59	5213.37	G+Q-Ex	SEC	0	117
A (10-14)	90x100	344.59	2367.95	G+Q+EX	SEC	0	81
A (15-20)	60x80	461.92	297.557	G+Q+Ex	SPC	9.78	43.2

- $\begin{cases} N \text{ min} \\ M2 \text{ corr et } M3 \text{ corr} \end{cases}$

Tableau VII.7 les résultats N min et M corr

Poteaux	Sections (cm ²)	N min KN	M2 corr KNm	M3 corr KNm	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm ²)
A (0-4)	100x150	249.06	105.32	271.73	0.8G+Ey	SEC	0	135
A (5-9)	100x130	1087.35	66.60	133.78	0.8G+Ey	SEC	0	117
A (10-14)	90x100	558.788	83.46	78.94	0.8G+Ey	SEC	0	81
A (15-20)	60x80	143.73	926.15	206.76	0.8G+Ey	SPC	37.77	43.2

ii. Choix des armatures : du bloc C

- N_{max}
 $M2_{corr}$ et $M3_{corr}$

Tableau VII.8 les résultats N_{max} et M_{corr}

Poteaux	Sections (cm ²)	N max KN	M2 corr KNm	M3 corr KNm	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s min}^{RPA}$ (cm ²)
C (0-4)	100x150	14922.76	49.08	4.57	ELU	SEC	0	135
C (0-4)	30x50	1599.74	0.49	7.05	ELU	SEC	0	13.5
C (5-9)	100x130	11951.3	144.37	13.17	ELU	SEC	0	117
C(10-14)	90x100	7955.53	22.21	32.94	ELU	SEC	0	81
C(15-20)	60x80	4248.95	6.53	28.3	ELU	SEC	0	43.2

- $\begin{cases} M2_{max} \\ N_{cor} \end{cases}$

Tableau VII.9 les résultats $M2_{max}$ et N_{corr}

Poteaux	Sections (cm ²)	M2 max KN.m	N corr KN	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s min}^{RPA}$ (cm ²)
C (0-4)	100x150	821.339	9606.76	G+Q-Ey	SEC	0	135
C (0-4)	30x50	94.599	195.25	G+Q-Ey	SPC	6.17	13.5
C (5-9)	100x130	687.36	6913.72	G+Q-Ey	SEC	0	117
C (10-14)	90x100	446.121	1437	G+Q+Ey	SEC	0	81
C (15-20)	60x80	571.16	199.162	G+Q+Ey	SPC	20.13	43.2

- $\begin{cases} M3 \text{ max} \\ N \text{ corr} \end{cases}$

Tableau VII.10 les résultats M3 max et N corr

Poteaux	Sections (cm ²)	M3 max KN.m	N corr KN	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm ²)
C (0-4)	100x150	1389.39	7635.36	G+Q-Ex	SEC	0	135
C (0-4)	30x50	95.83	220.514	G+Q-Ex	SPC	2.18	13.5
C (5-9)	100x130	313.82	7207.5	G+Q+Ex	SEC	0	117
C (10-14)	90x100	272.42	3197.37	G+Q+Ex	SEC	0	81
C (15-20)	60x80	421.01	517	G+Q-Ex	SPC	6.44	43.2

- $\begin{cases} N \text{ min} \\ M2 \text{ corr et } M3 \text{ corr} \end{cases}$

Tableau VII.11 les résultats N min et M corr

Poteaux	Sections (cm ²)	N min KN	M2 corr KNm	M3 corr KNm	combinaison	sollicitation	As calc (cm ²)	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm ²)
C (0-4)	100x150	11.707	127.39	20.22	0.8G+Ey	SEC	0	135
C (0-4)	30x50	98.404	38.09	5.83	0.8G+Ey	SEC	0	13.5
C (5-9)	100x130	1107.49	110.04	9.38	0.8G+Ey	SEC	0	117
C(10-14)	90x100	568.38	122.72	6.82	0.8G+Ey	SEC	0	81
C(15-20)	60x80	67.51	137.37	17.69	0.8G+Ey	SPC	4.34	43.2

iii. Bloc B Poteaux (70x70) :

- 1^{er} cas : $N^{\max} = 4129.306 \text{ KN}$

$$M^{\text{corr}} = 163.58 \text{ KNm} \quad (\text{ELU})$$

Calcul en flexion composée en situation durable et transitoire avec :

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 70^{\text{cm}} \quad ; \quad h = 70^{\text{cm}} \quad ; \quad c = 5^{\text{cm}} \text{ (enrobage)}$$

$$\Rightarrow \quad A_s = A'_s = 0,00 \text{ cm}^2 \quad (\text{SEC}) \quad A^{\min}_{\text{RPA}} = 44.1 \text{ cm}^2$$

- 2^{eme} cas : $M^{\max} = 502.64 \text{ KNm}$

$$N^{\text{corr}} = 544.02 \text{ KN} \quad (\text{G+Q+E}_Y)$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 \quad ; \quad \gamma_s = 1 \quad ; \quad f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 70^{\text{cm}} \quad ; \quad h = 70^{\text{cm}} \quad ; \quad c = 5^{\text{cm}} \text{ (enrobage)}$$

$$A_s = A'_s = 10.81 \text{ cm}^2 \quad A^{\min}_{\text{RPA}} = 44.1 \text{ cm}^2$$

- 3^{eme} cas : $N^{\min} = 114.53 \text{ KN}$

$$M^{\text{corr}} = 62.01 \text{ KNm} \quad (0,8\text{G}+\text{E}_Y)$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 \quad ; \quad \gamma_s = 1 \quad ; \quad f_{c28} = 30\text{Mpa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \quad A_s = A'_s = 0.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{SPC}) \quad A^{\min}_{\text{RPA}} = 44.1 \text{ cm}^2$$

Dans notre projet, nous avons deux blocs avec des sections identiques situés à différents étages, il est souvent pratique d'opter pour un ferrailage unique pour les deux sections similaires. Cette approche présente plusieurs avantages significatifs :

1. **Simplification de la conception** : Utiliser un seul type de ferrailage pour des sections identiques simplifie les plans de ferrailage, rendant la conception plus claire et plus cohérente. Cela permet également de réduire le risque d'erreurs de conception.
2. **Économie des matériaux** : Acheter et couper des barres de ferrailage en grande quantité et à des dimensions standardisées permet souvent d'obtenir des économies d'échelle. De plus, cela peut réduire le gaspillage de matériaux, car les restes peuvent être réutilisés plus facilement

En conclusion : nous adopterons le même ferrailage pour les deux blocs ayant des sections identiques.

Tableau VII.12: Choix des Armatures des Poteaux.

Etages	Section	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$ (cm ²)
S/SOL-RDC	100x150 cm ²	0	135	44T20	138.20
RDC-4 ^{eme} E	100x150 cm ²	0	135	44T20	138.20
5 ^{eme} E-9 ^{eme} E	100x130 cm ²	0	117	38T20	119.4
10 ^{eme} E,- 14 ^{eme} E	90x100 cm ²	0	81	26T20	81.68
15 ^{eme} E-20 ^{eme} E	60x80 cm ²	38.95	43.2	28T20+ 4T14	94.12
RDC-4 ^{eme} E	30x50 cm ²	6.17	13.5	4T16+4T14	14.2
RDC-4 ^{eme} E	70x70 cm ²	10.81	44.1	12T20+ 4T16	45.74

VII.3. les Vérifications :

VII.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA article A.5.1.1

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- 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.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 Article A.5.1.2.1.1 :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Selon le RPA 99/Version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_f}{a}$$

Avec :

- λ : L'élancement 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Table VII.13 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	Tu (kN)	situation	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93(MPa)	Vérification
100x150	249.061	accidentelle	0.172	2.55	0.04	1.2	5	Ok
100x130	320.58	accidentelle	0.25	1.7	0,040	1.2	5	Ok
90x100	315.596	accidentelle	0.36	1.88	0,040	1.2	5	Ok
60x80	320.12	accidentelle	0.71	3.9	0,040	1.2	5	Ok
30x50	38.56	accidentelle	0.3	5.1	0,075	2,25	5	Ok
70x70	189.834	accidentelle	0.41	3.64	0,040	1.2	5	Ok

VII.3.2 Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Table VII.14 Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
100x150	44T20	20	10	20
100x150	44T20	20	10	20
100x130	38T20	20	10	20
90x100	26T20	20	10	20
60x80	28T20+ 4T14	14	10	15
30x50	4T16+4T14	14	10	15
70x70	12T20+ 4T16	20	10	20

VII.3.3. Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Table VII.15 choix des armatures transversales

Section (cm ²)	ρ _a	A _t ^{cal} (cm ²)	CHOIX	A _s ^{adp} (cm ²)
100x150	3,75	1.24	7T10	5.49
100x130	3,75	1.84	5T10	3.92
90x100	3,75	2.36	5T10	3.92
60x80	3,75	1.83	5T10	3.92
30x50	2.5	0.77	2T10	1.57
70x70	3,75	2.03	4T10	3.14

VII.4. Ferrailage des poteaux circulaires:

VII.4.1 Exemple d'application du Poteaux D140 (Bloc A):

- **1^{er} cas** :
$$\begin{cases} N^{\max} = 14625.614 \text{ KN} & (\text{Elément n}^\circ \text{ 65}) \\ M^{\text{corr}} = 25.89 \text{ KN.m} & \text{ELU} \end{cases}$$

Calcul en flexion composée en situation durable et transitoire avec :

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

- **2^{em} cas** :
$$\begin{cases} M^{\max} = 1311.87 \text{ KNm} & (\text{Elément n}^\circ \text{ 72}) \\ N^{\text{corr}} = 12672.23 \text{ KN} & (\text{G+Q-E}_Y) \end{cases}$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$D = 140\text{m}$; $c = 5^{\text{cm}}$ (enrobage)

$\Rightarrow A_s = A'_s = 0,00 \text{ cm}^2$ (SEC)

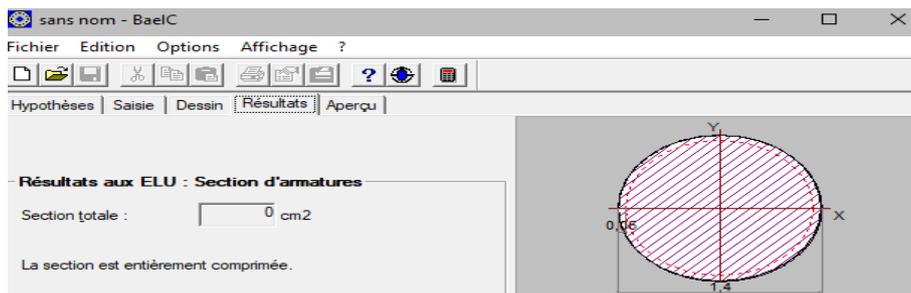


Figure VII.2. Exemple de section d'armature

- **3^{em} cas** :
$$\begin{cases} N^{\min} = 1306.56 \text{ KN} & (\text{Traction}) (\text{Elément n}^\circ \text{ 1464}) \\ M^{\text{corr}} = 228.72 \text{ KN.m} & 0.8\text{G+E}_y \end{cases}$$

Calcul en flexion composée en situation accidentelle

$V_{\max} = 328.119 \text{ KN}$ (situation accidentelle)

$A_{\min} = A_s > 0,9 \%B$ (zone III).

$$A_{s\min} = (0.9/100) * \frac{\pi D^2}{4}$$

Tableau VII.16 Choix des Armatures du Poteaux circulaire.

	$M^{\max} \cdot N^{\text{corr}}$	$N^{\max} M^{\text{corr}}$	$N^{\min} M^{\text{corr}}$
Section d'armature	SEC	SEC $A_s = A'_s = 0,00$	SPC 33.75
$A_{s \min}$	138.54	138.54	138.54

VII.4.2 Vérification de l'effort tranchant Selon le CBA93 :

Choix D'armature : **45T20**

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

\emptyset_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Armatures transversales \emptyset_t : $\emptyset_{lmax} / 3 = 20/3 = 6.66 \text{ mm}$ on prend $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

VII.4.3 Espacements maximales des armatures transversales des poteaux :

Tableau VII.17 Espacements maximales des armatures transversales des poteaux :

Section (cm ²)	Barres	\emptyset_1 (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
D140	45T20	20	10	20

VII.4.4 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir de formule du RPA99/ Version 2003 :
Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

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.

- $\rho_a=2,5$si $\lambda g \geq 5$
- $\rho_a=3,75$si $\lambda g < 5$

λg : Elancement géométrique.

$$L_f = 5.1 * 0.7 = 3.75 \text{ m} \rightarrow \lambda g = \frac{3.750}{1.4} = 2.67 \rightarrow \lambda g < 5 \text{ Donc } \rho_a = 3,75$$

$$V_u = 328.119 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a T_u S_t}{h f_e} = 1.75 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :**

Tableau VII.18 choix des armatures transversales

Section (cm ²)	L _f	ρ _a	A _t ^{cal} (cm ²)	CHOIX	A _s ^{adp} (cm ²)
100x150	3.57	3,75	1.757	4T10	3.142

VII.4.5 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA article A.5.1.1

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{1.4 T_u}{d \phi} \leq \bar{\tau}_u$$

- Selon le RPA 99/Version 2003 : Article 7.4.3.2

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VII.19 Vérification de l'effort tranchant :

Section (cm ²)	T _u (kN)	situation	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	Vérification
100x150	249.061	accidentelle	0.65	2.55	0.04	1.2	Ok

VII.4.6. Schéma des ferrillages de poteaux :

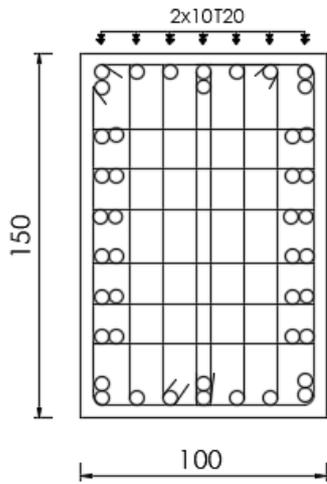


Figure VII.3 schéma de ferrillage de poteau 100*150 circulaire

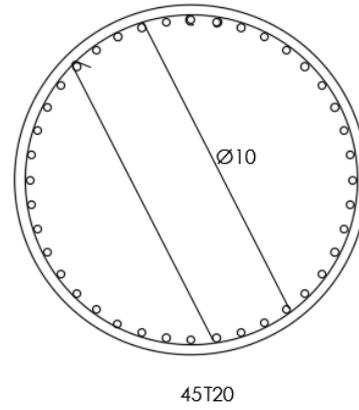
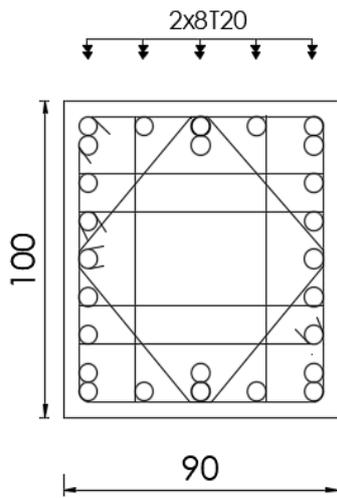


Figure VII.4 schéma de ferrillage du poteau



du poteau 70*70

Figure VII.5 schéma de ferrillage du poteau 90*100

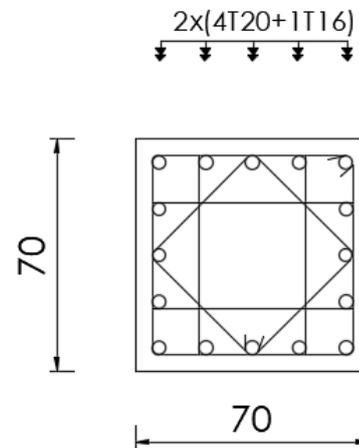


Figure VII.6 schéma de ferrillage

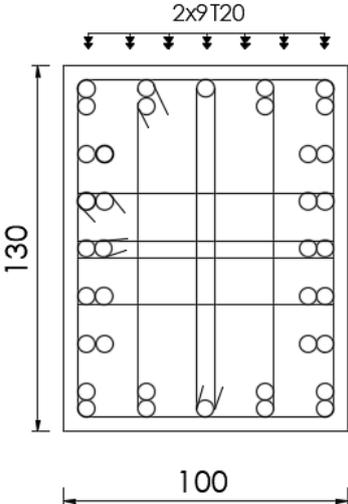


Figure VII.7 schéma de ferrailage de poteau 100*130

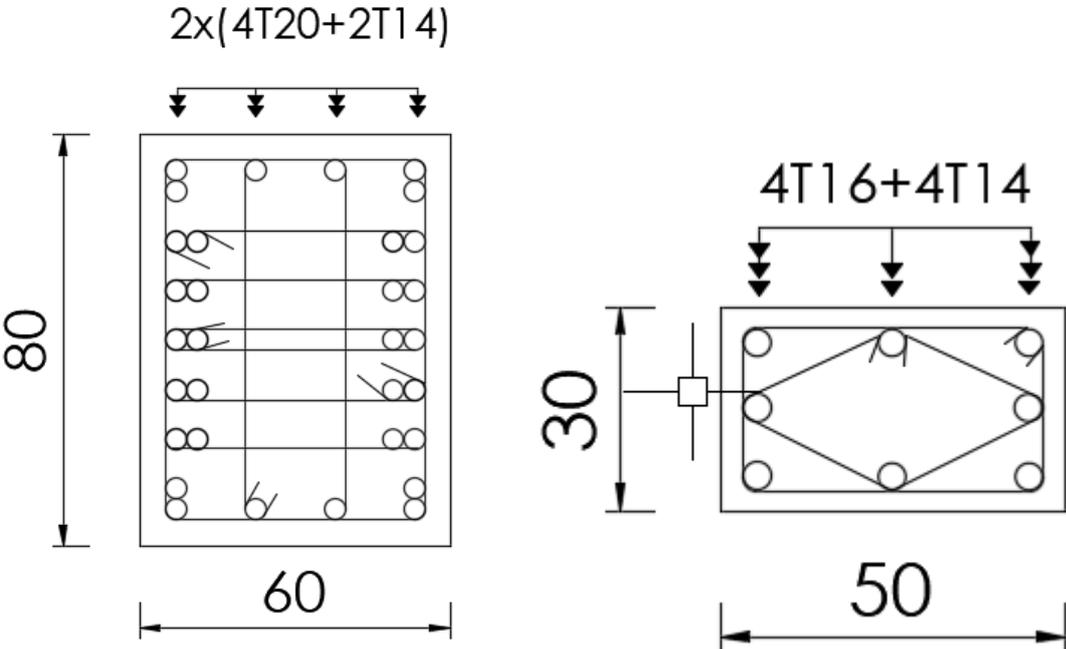


Figure VII.8 schéma de ferrailage de poteau 60*80

Figure VII.9 schéma de ferrailage de poteau 50*30

VII.5. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; \sigma_b = 17\text{MPa}$$

$$\text{-Acier : } \gamma_{qs} = 1,15 ; f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 434,78\text{MPa}$$

- Situation accidentelle : $G+Q+E ; 0,8G+E$

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,15 ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; \sigma_b = 22,17\text{MPa}$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1 ; f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 500\text{MPa}$$

VII.5.1 Recommandation du « RPA99/Version 2003 » :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Armatures longitudinales** : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

$$\text{Poutres principales (30 x 60) : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 60 = 9,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 55) : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 55 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 30) : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire (30 x 55) : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 55 = 66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire (30 x 30) : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire (30 x 55) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 55 = 99 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire (30 x 30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

VII.5.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens X-X 30x60.
- Sens Y-Y 30x55. Et 30x30.

• **Pour la poutre de (30x30) :**

Tableau VII.20 Choix du ferrailage (30x30)

Poutre		B	H	F _{Ee}	M _{max}	Sollicitation	A _{s calc}	A _{s min}	Choix (appuis)	A _{s adopte}
30x30	Appuis	30	30	500	45.04	Accidentelle	3.83	4.5	3T16	6.032
	Travée	30	30	500	41.7	Accidentelle	4.86	4.5	3T16	6.032

• **Pour la poutre de (30x60) :**

Tableau Tableau VII.21 Choix du ferrailage (30x60)

Poutre		b	H	F _{Ee}	M _{max}	Sollicitation	A _{s calc}	A _{s min}	Choix (appuis)	A _{s adopte}
30x60	Appuis	30	60	500	225.4	Accidentelle	8.73	9	3T16+2T14	12.19
	Travée	30	60	500	130.67	Accidentelle	4.92	9	3T16	6.032

• **Pour la poutre de (30x55) :**

Tableau VII.22 Choix du ferrailage (30x55)

Poutre		b	H	FEE	M_{max}	Sollicitation	A_s calc	A_s min	Choix (appuis)	A_s adopté
30x55	Appuis	30	55	500	611.54	Accidentelle	32.16	8.25	8T20+2T25	32.59
	Travée	30	55	500	367.04	Accidentelle	16.89	8.25	5T20+1T16	17.72

VII.5.3 Les vérifications :

VII.5.3.1 Condition de non fragilité

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e= 500\text{MPa}$$

Vérification de la condition de non fragilité des poutres.

Tableau VII.23 Vérification de la condition de non fragilité des poutres.

Section (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x60	12.19	1,98	Vérifiée
	6.03	1,98	Vérifiée
30x55	32.59	1.82	Vérifiée
	17.72	1.82	Vérifiée
30x30	6.032	0.99	Vérifiée
	6.032	0.99	Vérifiée

Les sections choisies sont tous supérieure à A_s^{\min} alors la condition est vérifiée

VII.5.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.

Selon le CBA93 Article A.5.1.2.1.1 :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Tableau VII.24 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Etage	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u CBA93 (MPa)	Vérification
TERRASE	(30x30)	35.5	0.43	5	Ok
	(30x55)	213.07	1.43	5	Ok
	(30x60)	83.26	0.51	5	Ok

VII.5.2.3 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (f_e=500MPa).

- Selon le RPA 99/ Version 2003 : Article 7.5.2.2.

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : Ø_t=10mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

• **Calcul des armatures transversales.**

Tableau VII.25 Calcul des armatures transversales.

Poutres	RPA99		S_r^{adp} (cm)		A_t^{min} (cm ²)		Choix
	S_t (cm)Z.N	S_t (cm)Z.C	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C	
(30x30)	10	20	10	20	0.9	1.8	2T10+1T8
(30x55)	10	20	10	20	0.9	1.8	2T10+1T8
(30x60)	10	20	10	20	0.9	1.8	2T10+1T8

• **Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

✓ **Schéma ferrailage des poutres :**

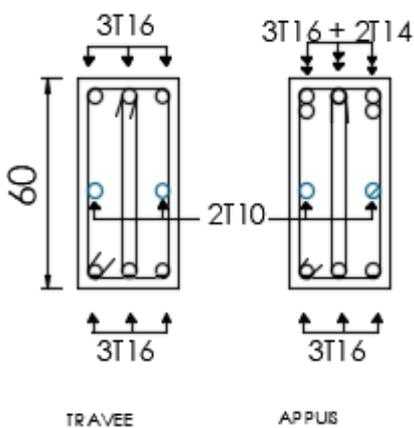


Figure VII.10 poutre 30x60

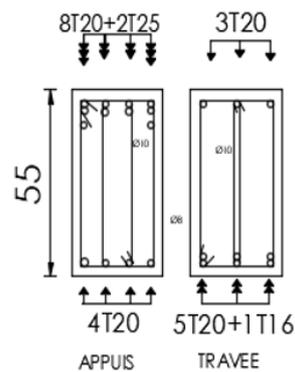


Figure VII.11 poutre 30x55

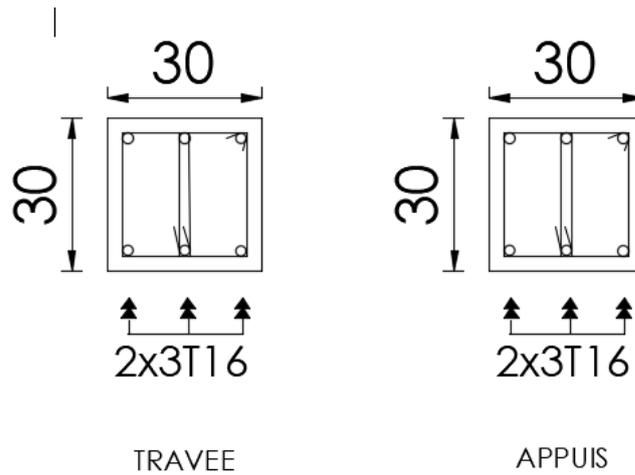


Figure VII.12 poutre 30x30

VII.6 .Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres :

VII.6.1 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour Chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments Résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins Égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des Extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur. De 1.25 (voir Figure 7.6). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les Poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les Maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

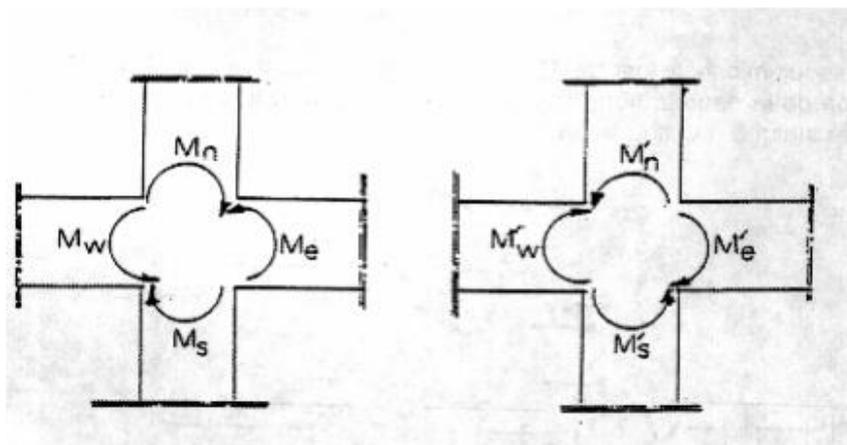


Figure VII.13 RPA.7.6 Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

VII.6.2 Vérification des nœuds pour poteau (60x80) :

- **Le moment résistant:**

$$M_r = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

As : section d'aciers tendus

Avec : Z = 0.85.h

fEe = 500 MPA ; $\sigma_s = 434.78$ MPA

a) Poteaux :

Tableau VII.26 Moment résistant correspond aux poteaux.

Sud	Nord
b = 80 cm	b= 80 cm
h = 60 cm	h=60 cm
Z = 51 cm	Z = 51 cm
As = 579.2 cm	As = 43.98

b) Poutres:

Tableau VII.27 Moment résistant correspond aux poutre.

Est			Ouest		
b =	30.00	Cm	b =	30.00	cm
h =	60.00	Cm	h =	60.00	cm
Z =	51.00	Cm	Z =	51.00	cm
As =	18.22	cm ²	As =	18.22	cm ²
M_{RE} =	404.01	KNm	M_{RW} =	404.01	KNm

$(M_n + M_s) =$	1950.42	KNm	Vérifiée
$1.25.(M_w + M_e) =$	1010.02	KNm	

VII.7 . Ferraillage des voiles :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique
Coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

Un voile en béton armé doit faire objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée

VII.7.1. Méthode de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, le calcul des armatures verticales qui constituent les armatures longitudinales sera mené avec la méthode des contraintes avec :

$$\sigma^{max} = P/S + M.v/I \quad \text{avec: } v = v' = L/2$$

$$\sigma^{min} = P/S - M.v'/I \quad L : \text{ portée du voile}$$

Les longueurs tendue et comprimée seront déduites à partir de la tangente du diagramme des contraintes tout en vérifiant la largeur maximale de la bande « d » pour chaque voile avec la formule :

$$d \leq \min [h/2 ; 2L'/3] \quad \text{article 7.4.4 (RPA)}$$

Avec : L' : Longueur comprimée

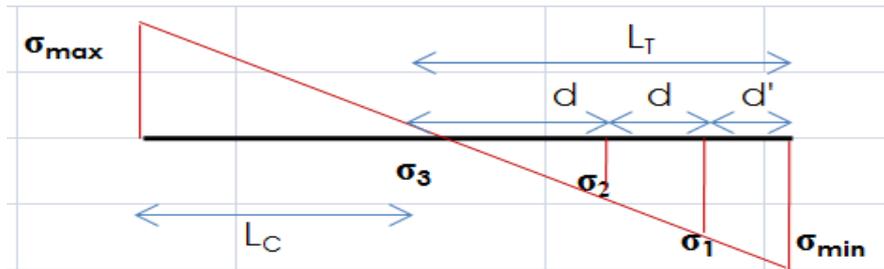


Figure VII.14 les zones de ferrailage

La partie tendue du voile sera reprise en totalité par les aciers

La section minimale d'acier est donnée par :

- $A_{\min \text{ BAEL}} = S \cdot f_{t28} / f_e$ avec : S : section de la bande tendue du béton
- $A_{\min \text{ RPA}} = B \cdot f_{t28} / f_e$ B : Section global tendue

➤ **Armatures horizontales :**

- $A_{H \text{ BAEL}} = A_v / H$
- $A_{H \text{ RPA}} = 0,15\% \cdot B_{\text{voile}}$

VII.7.2. Prescriptions imposées par RPA99 / Version 2003 :

1. Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4) :

On devra disposer :

Des aciers verticaux de flexion ;

Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sou l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e \quad 7.7.4.1 \text{ (RPA)}$$

l_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

b) Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 diamètres.

VII.7.3. Règles communes : (article 7.7.4.3) :

- a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

- b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite**

Des deux (2) valeurs suivantes :-

$$S \leq 1,5 a$$

$$- S \leq 30\text{cm}$$

- c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

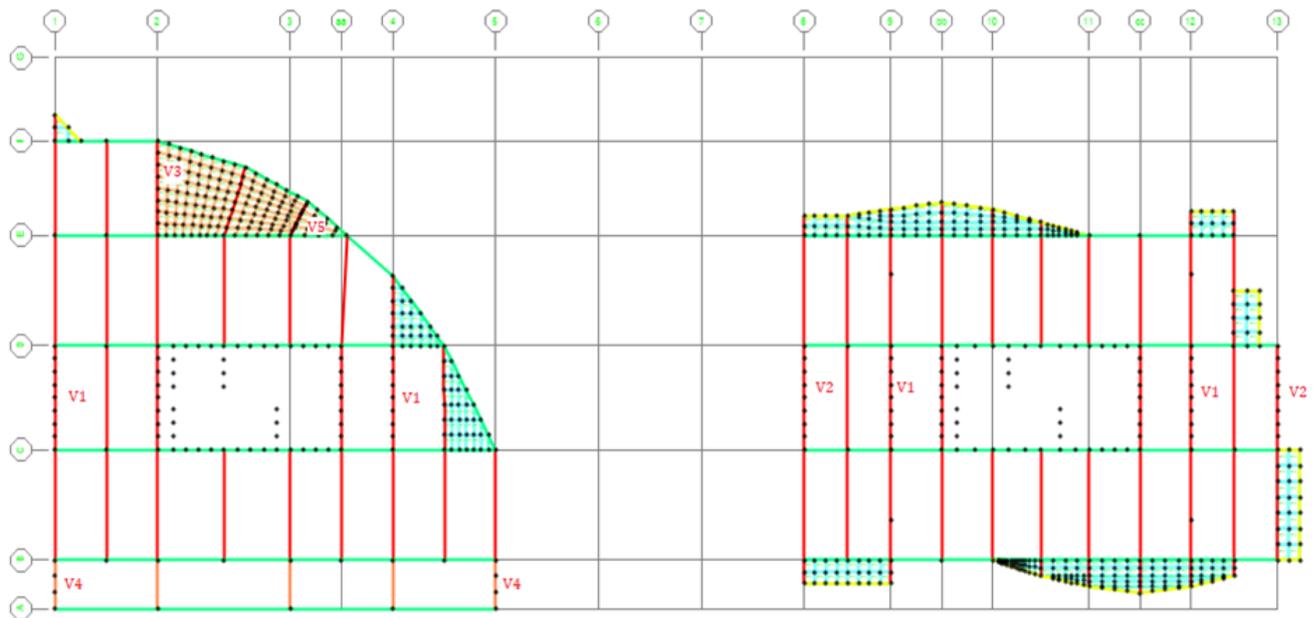


Figure VII.15 les voiles ferrillées

• **Les valeurs géométriques des voiles :**

Tableau VII 28 Les longueurs des voiles calculées

Voile	Longueurs (m)	Epaisseur (cm)	Section (cm ²)	Moment inertie (m ⁴)	V = L/2(m)
V1	8,7	25	3,055	27,5	4,35
V2	8,7	25	3,055	27,5	4,35
V3	8,3	25	3,7862	31,2889	4,15
V4	4,5	25	2,01	4,9531	2,25

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

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_u = 1,4 V_{\text{Calcul}}$

B_0 : épaisseur du linteau ou du voile = 25cm.

d : hauteur utile = $0,9h = 0,9 \cdot 8,7 = 7,83\text{m}$.

h : hauteur totale de la section brute

- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

✓ **La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :**

- Selon RPA [7.7.2] :
- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 * 30 = 6 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,4 * 3622,841}{0,25 * 0,9 * 8,7} = 2,31 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 * 30 = 6 \text{Mpa} \quad \text{ok}$$

Tableau récapitulatif de la vérification de cisaillement :

Tableau VII 29 Tableau récapitulatif de vérification de cisaillement :

voile	Vu(kn)	1,4Vu(kn)	B0(m)	H(m)	D(m)	ζ (mpa)	ζ_{adm} (mpa)	Obs
V1	3622,84	5071,976	0,25	8,7	7,83	2,31	6	Vérifiée
V2	2506,72	3509,4024	0,25	8,7	7,83	1,79	6	Vérifiée
V3	3669,33	5137,062	0,25	8,3	7,47	2,75	6	Vérifiée
V4	1313,25	1838,55	0,25	4,5	4,05	1,82	6	Vérifiée

• **CALCUL DU FERRAILLAGE :**

Le calcul des armatures nécessaires des voiles se fera en situation accidentelle

On adoptera les combinaisons : G+Q+E et 0,8G+E

situation accidentelle $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

- Béton : ; $f_{c28} = 30 \text{MPa}$; $\sigma_b = 22,17 \text{MPa}$.
- Acier : ; $f_e = 500 \text{MPa}$; $\sigma_s = 500 \text{MPa}$.

VII.7.4. EXEMPLE DE CALCUL DU VOILE V1 :

1. Exposé de la méthode des contraintes :

$$Tg\alpha = \frac{\sigma_{max}}{L_c} = \frac{\sigma_{min}}{L_t}$$

$$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{L_t}{L_c} = \frac{L-L_c}{L_c} = \frac{L}{L_c} - 1$$

$$1 + \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{L}{L_c}$$

$$L_t = \frac{L}{\left|\frac{\sigma^+}{\sigma^-}\right| + 1} \quad \text{et} \quad L_c = \frac{L}{\left|\frac{\sigma^-}{\sigma^+}\right| + 1}$$

On a :

$$L_{voile} = 8,7 \text{ m} \quad ; \quad v=v'=l/2= 4,35\text{m.}$$

$$S= 3,055\text{m} ; \quad I= 27,5\text{m}$$

$$N^{\max}= 15502,786\text{kn}$$

$$M^{\max}= 132993,8519 \text{ knm}$$

D'après la méthode des contraintes :

$$\sigma^{\max} = P/S + M.v/I = 26111,771 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma^{\min} = P/S - M.v'/I = 15962,6476 \text{ kn /m}^2$$

d'ou:

$$L_c = 5,399 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_t = 3,30\text{m}$$

Lt : longueur de la zone tendue

Lc : longueur de la zone comprimée

L : longueur totale de voile

B= section de voile

I= moment d'inertie

V= bras de levier

e= épaisseur de voile

avec : $d \leq \min [h_e/2 ; 2L'/3] = 2,25 \text{ m}$

- $d' = 0,8 \text{ m}$ (poteau de voile) première bande
- $d_1 = 1 \text{ m}$ (2em bande)
- $d_2 = 1,5 \text{ m}$ (3em bande)

d'où :

➤ **le ferrailage de la 1^{er} bande :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d') / L_T = 12093,74 \text{ kn/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d' \cdot e = 2805,64 \text{ kn}$$

➤ **Le ferrailage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d_1 - d') / L_T = 7257,60 \text{ kn/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_1) \cdot d \cdot e = 2418,92 \text{ KN}$$

➤ **Le ferrailage de la 3^{ème} bande :**

$$\sigma_3 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d_1 - d_2 - d') / L_T = 3,39 \text{ kn/m}^2$$

$$N_{u3} = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot d \cdot e = 1361,43 \text{ kn}$$

La section d'acier à mettre pour chaque bande est :

$$\text{➤ } A_1 = 56,11\text{cm}^2 \quad A_{v1} = 56,55\text{cm}^2(18T20) ;$$

$$\text{➤ } A_2 = 48,38 \text{ cm}^2 \quad A_{v2} = 50,27\text{cm}^2(16T20) ;$$

$$\text{➤ } A_3 = 27,23\text{cm}^2 \quad A_{v3} = 27,71\text{cm}^2(18T14) ;$$

2. Section minimale d'aciers :

1. Armatures verticales :

a) Compression simple :

$$A = \min (4L ; 0,2\% * e * L_c) = 27\text{cm}^2$$

b) Traction simple :

$$A_{\min RPA} = \min (20 * d' * e ; 20 * d_1 * e ; 20 * d_2 * e) = \min (4 ; 5 ; 7,50) = 7,5\text{cm}^2$$

$$A_{\min BAEL} = \min (d' * e * ft_{28}/f_e ; d_1 * e * ft_{28}/f_e ; d_2 * e * ft_{28}/f_e) = \min (9,6 ; 12 ; 18)$$

$$A_{\min BAEL} = 18\text{cm}^2$$

2. Armatures horizontales :

$$A_h = \max (A_{HBAEL} = A_v/4 = 14,95\text{cm}^2 ; A_{HRPA} = 0.15\% * B_{voile} = 5,27\text{cm}^2)$$

- $A_h = 14,95\text{cm}^2$

- **Les résultats ont été faits à l'aide d'un fichier Excel.**

- **Tableau ferrailage dans la zone d'about (zone tendue) V1 :**

Tableau VII 30 des contraintes du V1

SectionCut	OutputCase	tepTyp	P	V2	V3	M2	M3	L	e	B	I	V	σ_{max}	σ_{min}	L_c	L_T
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	m	m	m ²	m ⁴	m	KN/m ²	KN/m ²	m	m
V1RDC	G+Q+Ex	Max	24235,44	139,71	243,44	11510,95	518,56	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	9753,86	6112,22	5,35	3,35
V1RDC	G+Q+Ex	Min	18800,68	-23,95	-247,12	-1526,98	-327,89	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	6395,61	5912,53	4,52	4,18
V1RDC	G+Q+Ey	Max	21579,82	59,18	3619,16	134932,17	102,48	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	28407,59	-14280,05	5,79	2,91
V1RDC	G+Q+Ey	Min	21456,30	56,58	-3622,84	-124948,20	88,19	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	26787,87	-12741,19	5,90	2,80
V1RDC	0.8G+Ex	Max	18158,41	128,19	243,65	9572,63	499,45	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	7458,05	4429,62	5,46	3,24
V1RDC	0.8G+Ex	Min	12723,65	-35,48	-246,91	-3465,30	-347,00	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	4713,01	3616,71	4,92	3,78
V1RDC	0.8G+Ey	Max	15502,79	47,65	3619,37	132993,85	83,37	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	26111,77	-15962,65	5,40	3,30
V1RDC	0.8G+Ey	Min	15379,27	45,06	-3622,63	-126886,52	69,08	8,70	0,25	3,06	27,50	4,35	25105,27	-15037,01	5,44	3,26

- **Les résultats des Choix regroupé dans le tableau c'est dessous :**

Tableau VII 31 Choix du ferrailage

Voile	V1 RDC	V1 5	V1 10	V1 15
L(m)	8,7	8,7	8,7	8,7
N^{max} (kn)	15502,786	11645,574	8024,402	1959,137
Mmax (knm)	132993,8519	56636,3213	24901,4483	563,04
Lt (m)	3,30	2,5	1,45	/
Lc (m)	5,4	6,2	7,25	/
Av1 (cm ²)	56,11	17,29	3,80	/

Av2 (cm)	48,38	12,35	0,95	/
Av3 (cm)	27,23	2,52	/	/
A min RPA (cm)	27	31	34,80	34,80
Ah (cm)	14,95	24,02	24,02	24,02
Choix A1/esp	18T20/esp=11	12T14/esp=20	8T12/esp= 30	12T16/esp=20
Choix A2/esp	16T20/esp=12	8T14/esp=12	4T14/esp=25	/
Choix A3/esp	18T14/esp=17	6T14/esp=20	/	/
Choix Ah	10T14	12T16	12T16	12T16

• **Tableau récapitulatif du ferrailage :**

Tableau VII 32 récapitulatif du ferrailage.

Rdc-Etg	Poteau	Zone courante	Armature transversale
V1	18T20	2*8T20/e=12 puis 2*9T14/e=15	2*T14/e= 15
V2	14T20	2*6T20/e=15 puis 2*8T12/e=15	2*T12/e=15
V3	18T20	20T20+2T14/e=15 puis 2*4T14/e=20	2*T14/e=15
V4	4T20+8T16	8T14/e= 25	2*T14/e=15

VII.7.4. Les linteaux (RPA99 version 2003 (article 7.7.3)) :

Les linteaux sont calculées en flexion simple (avec les efforts M et V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ;
- Des aciers transversaux ;
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ;
- Des armatures diagonales (si nécessaire).

a) Armature longitudinale :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{z f_e}$$

Avec : $z = h - 2d'$ où

h : est la hauteur totale de linteau

d' : est la distance d'enrobage

M : moment dû a l'effort tranchant ($v = 1,4V_u$ cal)

$$(A_t, A'_t) \geq 0,0015. b. h \quad (0,15\%)$$

b) Armature transversale :

$$A_t \geq 0,0015. b. s \quad (0,15\%) \text{ Pour } \tau_u \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025. b. s \quad (0,25\%) \text{ Pour } \tau_u > 0,025 f_{c28}$$

$$\text{Ou } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

b : Épaisseur de linteaux ou de voile = 25cm

d : Hauteur utile=0,9h

h : Hauteur total de la section brute = 2,04m

s: Espacement des armatures transversales.

c) Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

d) Armatures diagonales :

Elles sont a disposé obligatoirement si $\tau_U > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales. $A_D \geq 0,0015 * b * h$

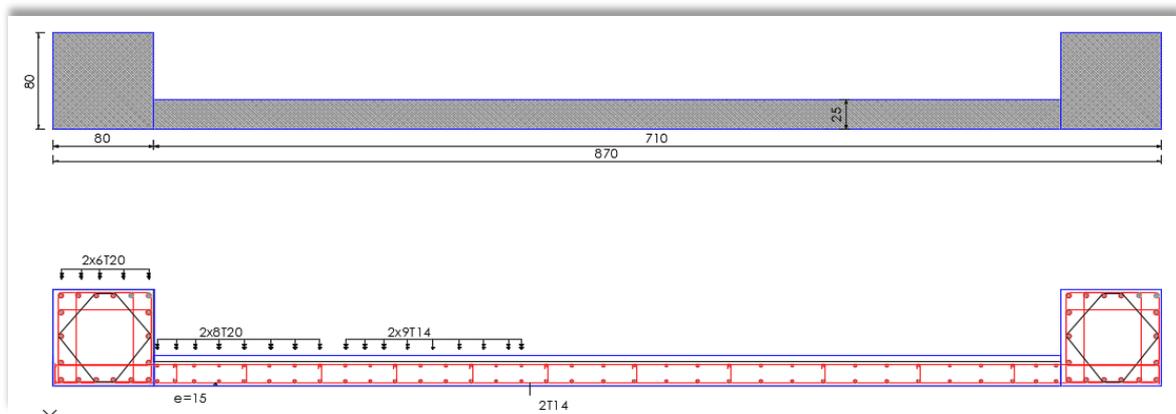


Figure VII.16 schema du ferrailage du voile

VII.7.4.1. Ferraillage des linteaux :

Conformément au RPA99/03, les linteaux seront calculés sous la combinaison (G+Q+E). Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison sont :

Tableau VII 33 Résultats de Ferraillage des linteaux.

SectionCut	Situation	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m
LV02RDC	G+Q+Ex	0,401	-538,894	138,098	-21,3114	0,6418
LV02RDC	G+Q+Ex	-0,435	-671,339	10,733	-113,4643	-0,6914
LV02RDC	G+Q+Ey	0,0054 67	-151,906	1549,47	942,7248	0,394
LV02RDC	G+Q+Ey	-0,04	-1058,327	-1400,639	-1077,500	-0,4436
LV02RDC	0.8G+Ex	0,403	-382,756	120,864	-5,0752	0,6513
LV02RDC	0.8G+Ex	-0,432	-515,201	-6,502	-97,2281	-0,6819
LV02RDC	0.8G+Ey	0,0081	4,232	1532,236	958,961	0,4034
LV02RDC	0.8G+Ey	-0,037	-902,189	-1417,874	1061,2643	-0,4341

VII.7.4.2. Vérification de la contrainte de cisellement des linteaux :

$M = 942,7248 \text{ KN.m}$; $V = 1549,47 \text{ KN}$.

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V}{b.d} = \frac{1,4 \times 1549,47}{0,25 \times 0,9 \times 2,04} = 4,72 \text{ mpa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPA} \text{ article (7.7.2)}$$

La contrainte de cisellement est vérifiée.

Tableau VII 34 Vérification de la contrainte de cisellement des linteaux

Vu(kn)	1,4*Vu(kn)	B0(m)	H(m)	D(m)	ζ(mpa)	ζadm(mpa)	Obs	0,06fc28(mpa)	Conclusion
1549,47	2169,258	0,25	2,04	1,836	4,72	6	Vérifiée	1,8	Armatures diagonales

➤ **On a : $0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ mpa} \leq \tau_b = 4,67 \text{ mpa}$ article (7.7.3.2).**

Donc On dispose le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires (selon le RPA99/03).

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

➤ **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{L}$$

$h = 2,04 \text{ m}$: hauteur du linteau ;

$d' = 2,5 \text{ cm}$: distance d'enrobage ;

$L = 1,975 \text{ m}$: longueur du linteau.

$\alpha = 45,14^\circ$

D'où : $A_{D,calcul} = 21,85 \text{ cm}^2$

- **Section minimal (RPA99/03) :**

$$A_{Dmin} = 0,15\% \times b \times h = 7,65\text{cm}^2$$

On prend : $A_D = \text{Max} (A_{D,calcul}, A_{Dmin}) = 8T20 (25,13\text{cm}^2)$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_L = 0,15\% \times b \times h = 7,65\text{cm}^2 < 4T16 (8,04\text{cm}^2)$$

- **Armatures transversales :**

$$0,025 f_{c28} = 0,75 \text{ mpa} \leq \tau_b = 4,72 \text{ mpa}$$

$$A_t > 0,25\% \times b \times S_t$$

Espacement : $s \leq \text{Min} (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm}) = \text{min} (51 ; 19,2. 30) = 19\text{cm}$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t = 0,9375 \text{ cm}^2 < 2T8 = 1,01\text{cm}^2$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c = 0,2 \% \times b \times h = 10,2 \text{ cm}^2 < 11,31 \text{ cm}^2$$

Tableau VII 35 choix du ferrailage des linteaux

Epaisseurs	V (Kn)	τ_b (Mpa)	Ad	Al	At	Ac
25	1549,47	4,72	8T20	4T16	2T8	10T12

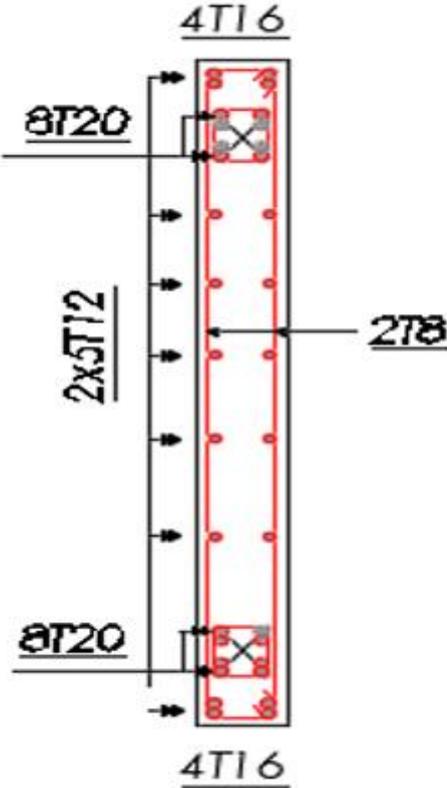


Figure VII.17 CHOIX de ferrailage du linteau

Chapitres VIII : Etude de la température

Etude de la Température :

VIII.1 Introduction générale :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **30m** dans les wilayas côtières, il ya lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Les sollicitations prises en considération sont les charges dues aux déformations imposées par ces variations de températures et qui sont-elles mêmes dues à la dimension qui dépasse les 30 mètres ; ces variations sont de type uniforme par contre la sollicitation due aux charges de gradient thermiques ne sont pas considérées dans notre cas car celles-ci font l'objet d'une étude approfondie destinée pour les grands ouvrage tels que les ponts.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux sont des efforts de traction dans le cas de la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas du raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Pour notre cas on va traiter uniquement la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieur à 30m soit dans le sens x-x ou sens y-y

En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

La structure est située dans la **wilaya d'Alger** (ville côtière).

Nous avons pris un exemple de 2 types de poutres soumises à la température

- Poutre (30x60)
- Poutre (30x55)

- . Combinaison a considéré pour l'étude température :

$$ELUt : 1,35G + 1,5Q + 0,8T$$

1. Coefficient thermique :

D'après les *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C 2-41 (CBA93) et Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2.*

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$

Le calcul a été effectué sur les éléments de l'extérieure et terrasse, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres ou l'on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000 (version22)** en introduisant le tenseur de la température comme charge d'accompagnement.

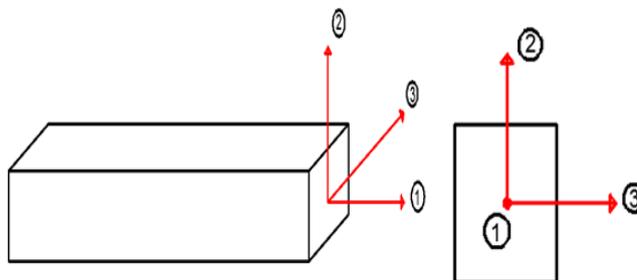
2. Convention de signe:

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Raccourcissement, compression.

3. Les températures à utiliser dans le calcul : CBA(A.3.1.3.3)



✓ trois types:

- La température de réalisation : $T_{\text{moy}} = \frac{10+25}{2} \approx 18 \text{ } ^\circ\text{C}$.

- La température extérieure (température extrême) :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) = 35°C et -15°C 7

L'augmentation de la température autorise la dilatation de l'élément on aura donc une flexion composée avec traction, par contre la diminution de la température provoque le raccourcissement on aura une flexion composée avec compression, donc on ne l'a prend pas en considération dans nos calculs. $T_{\text{ext}} = 35^\circ\text{C}$.

La température à l'intérieur : pour les besoins du calcul on adoptera une température ambiante à l'intérieur de : $T_{\text{int}} = 20^\circ\text{C}$.

4. chargement de la température dans le SAP2000 (version 22) :

La température agit suivant les trois axes principaux -yuhjd'inertie, si on prend par exemple un élément barre (frame) :

L'axe (1) agit dans le sens de la longueur de l'élément.

L'axe (2) agit verticalement vers le haut « l'axe 2 \perp à l'axe 1 ».

L'axe (3) perpendiculaire au plan 1-2.

4.1 Les trois axes principaux d'un élément barre (frame).

a) Température type 1 suivant l'axe 1 :

$$T_1 = \left[\frac{T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}}{2} - T_{\text{réalisation}} \right] = \frac{35 + 20}{2} - 18 = 9,5 \text{ °c}$$

b) Température type 2 suivant l'axe 2 :

$$T_2 = \frac{\Delta T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} = \frac{35 - 20}{0.60} = 25 \text{ °c} \quad h : \text{ hauteur de la poutre } 60.$$

$$T_2 = \frac{\Delta T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} = \frac{35 - 20}{0.55} = 27,27 \text{ °c} \quad h : \text{ hauteur de la poutre } 55.$$

c) Température type 3 suivant l'axe 3 :

$$T_3 = \frac{\Delta T}{b} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{b} = \frac{35 - 20}{0.30} = 50 \text{ °c} \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

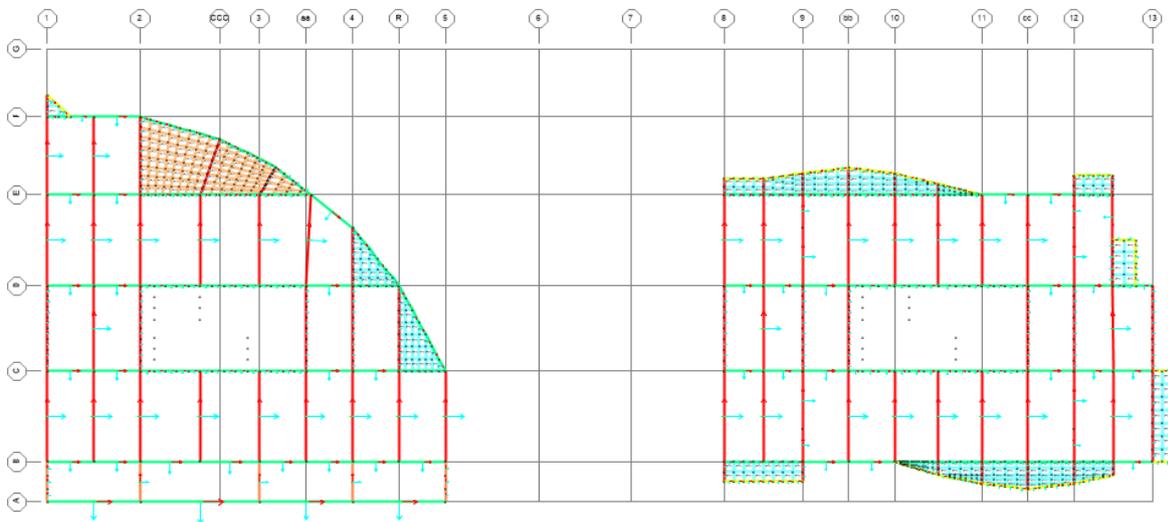


Figure VIII.1. Les trois axes principaux de la température

Les valeurs de la température seront appliquées sur les poutres de la façade axe « 01 » et seront introduites directement dans le logiciel SAP2000 comme suit :

- Poutres terrasse : exposées en haut suivant l'axe 2 par la température externe T_{ext} et à l'intérieure par la température T_{int}

- Poutres étages : exposées en façade suivant l'axe 3 par la température externe T_{ext} et à l'intérieure par la température T_{int}

VIII.2 Ferrailage poutre (30x60) :

Selon les résultats du sap 2000 :

➤ **Travée :**

Ona M_{max} (travée)=171,0395knm (*traction*)

N_{corr} = 462,9kn

Le calcul se fait en flexion composée :

$b= 30$ cm ; $h= 60$ cm ; $c= 5$ cm ; $f_{c28}=30$ mpa ; f_{eE500} ;

D'après socotec : $A_s = 13$ cm²

Choix : (3T20+2T16) = 13,45cm²

➤ **Appuis :**

M_{max} (appuis) = 341,4668knm (*compression*)

N_{corr} =462,9kn

D'après socotec : $A_s = 20,93$ cm²

Choix : (6T20+2T14) = 21 ,93cm²

VIII.3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u \max = 189,72$ kn

$$\tau_u = \frac{189,72}{0,3 \cdot 0,55} = 1,15 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \cdot 30 = 6 \text{ Mpa } ok$$

➤ **Poutre (30X55) :**

Selon les résultats du SAP 2000 :

- **Travée : (traction)**

M_{max} (travée)=130,51knm

N_{corr} = 424,325kn

Le calcul se fait en flexion composée :

b= 30 cm ; h= 55cm ; c = 5cm ; $f_{c28}=30\text{mpa}$; f_{eE500} ;

D'après socotec : $A_s = 11,39\text{cm}^2$

Choix : (3T20+2T14) = $12,50\text{cm}^2$

• **Appuis : (compression)**

$M_{\text{max}} (\text{appuis}) = 226,586\text{knm}$

$N_{\text{corr}}=424,325\text{kn}$

D'après socotec : $A_s = 16,15\text{cm}^2$

Choix : (5T20+1T16) = $17,72\text{cm}^2$

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

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u \text{ max} = 153,90\text{kn}$

$$\tau_u = \frac{153,90}{0,3 \cdot 0,5} = 1,026 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \cdot 30 = 6 \text{ Mpa}$$

Tableau VIII.1. choix du ferrailage

Section		M(kn)	V_{max}	Ascal(cm^2)	As adopted (cm^2)	choix	Esp (cm)
30X60	appuis	110.79	81.9	4.96	6.032	3T16	10
	travée	111.68	81.9	4.86	6.032	3T16	10
30X55	Appuis	226,586	424,325	16 ,15	17,72	5T20+1T16	10
	Travée	130,51	424,325	11,39	12,50	3T20+2T14	10

Après avoir les résultats ferrailage des poutres sous l'effet de la température on vas les comparés avec des poutres sous l'effet de séisme.

poutre		M(knm)	Combinaison	As (cm ²)	adopté choix
(30X60)	Appuis	110.79	ELUt	6.032	3T16
	Travée	111.68	ELUt	6.032	3T16
(30X60)	Appuis	225.4	G+Q+E	12.19	3T16+2T14
	Travée	130.67	G+Q+E	6.032	3T16
(30X55)	Appuis	226,586	ELUt	17,72	5T20+1T16
	Travée	130,51	ELUt	12,50	3T20+2T14
(30X55)	Appuis	611.54	G+Q+E	32.59	8T20+2T25
	Travée	367.04	G+Q+E	17.72	5T20+1T16

CONCLUSION :

Les résultats obtenus sous les charges de la température sont moins favorables que celles données par l'effort sismique.

Chapitre IX : Etude L'infrastructure

IX.1 Calcul et justification du voile peripherique :

IX.1.1 Introduction:

Afin d'assurer la stabilité des voiles périphériques nous avons procédé au calcul suivant pour déterminer la résistance ainsi que le ferrailage.

Nous avons 6 sous-sol de 3.57 mètre chacun, donc la partie faisant objet de notre étude est ancrée à une profondeur de ((21.42 m)) donnant naissance à des poussées des terres sur toute la partie extérieure du voile périphérique.

Les voiles périphériques sont considérés comme des dalles pleines encastrées sur les semelles et appuyées sur les poteaux et les poutres, ces voiles sont soumis à la poussée horizontale des terres d'une part et les charges verticales transmises par les semelles et la superstructure. Ces charges verticales compriment les voiles et par conséquent sont favorables, par conséquent on ne les prend pas en considération dans les vérifications.

IX.1.2 DIMENSIONS DE L'INFRASTRUCTURE ET LES DONNEES RELATIVES AUX PROJET :

Hauteur totale du remblai s'exerçant sur le voile périphérique :

$$H = 3.57 * 6 = 21.42^m$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Angle de talus : } \beta = 0^\circ$$

$$\text{Angle de frottement interne du sol } \varphi = 24^\circ$$

$$\text{Cohésion : } C = 0,11 \text{ bars}$$

$$\text{Contrainte admissible du sol : } \sigma = 2.5 \text{ bars}$$

$$\text{Coefficient d'accélération sismique } A=0.3$$

IX.1.3 Calcul des poussées :

P0 : Poussée des terres au repos

Pad : Poussée dynamique

IX.1.3.1 Poussée dynamique des terres sur les parois verticales :

- **Calcul des coefficients sismiques K_h & K_v RPA99/VERION2003 ART 10.4.2**

$$K_h = A (\%g) = 0.3$$

$$K_v = \pm 0,3 K_h = 0.9 ; = -0.9$$

- **Calcul de l'angle θ :**

$$\theta = \text{arc tg} (Kh / (1 \pm Kv))$$

$$\theta = \begin{cases} \theta^+ = 15.39 \\ \theta^- = 18.25 \end{cases}$$

- **Calcul du coefficient de poussée dynamique : RPA99/VERION2003 ART 10.4.3**

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

$\sin \phi =$	0.407		
$\sin(\phi - \beta - \theta^+) =$	0.150	$\sin(\phi - \beta - \theta) =$	0.100
$\cos \theta^+ =$	0.964	$\cos \theta =$	0.950
$\cos \beta =$	1.00		
$\cos(\phi - \theta^+) =$	0.99	$\cos(\phi - \theta) =$	0.995

Pour θ^+	$K_{ad}^+ =$	0.672
Pour θ^-	$K_{ad}^- =$	0.753

1) Calcul de la poussée active dynamique globale : RPA99/V2003 ART 10.4.3

Force de poussée s'exerçant sur le mur

$$P_{ad} = 1/2 \cdot K_{ad} \cdot (1 \pm Kv) \cdot g \cdot H^2$$

$P_{ad}^+ =$	3358.81	KN
$P_{ad}^- =$	3144.35	KN

appliquée horizontalement à H/2

appliquée horizontalement à H/2

Cette force de poussée peut se convertir en pression :

$$Q_{ad} = K_{ad} \cdot (1 \pm Kv) \cdot g \cdot H$$

$Q_{ad}^+ =$	313.61	KN/ml
$Q_{ad}^- =$	261.82	KN/ml

NB : ces pressions seront affectées au logiciel de calcul SAP2000

2) Calcul de la poussée dynamique due à la surcharge d'exploitation :
RPA99/VERION2003 ART 10.4.6 :

$$P_{pd}(q) = K_{ad} \cdot (1 \pm K_v) \cdot q \cdot H / \cos \beta$$

$P_{PD}^+(Q) =$	78.40	KN
$P_{PD}^-(Q) =$	73.40	KN

Cette force de poussée peut aussi se convertir en pression

$$Q_{pd}(q) = K_{ad} \cdot (1 \pm K_v) \cdot q / \cos \beta$$

$Q_{ad}^+ =$	3.66	KN/ml
$Q_{ad}^- =$	3.43	KN/ml

NB : ces pressions seront affectées au logiciel de calcul SAP2000

IX.1.3.2. Calcul Poussée des terres au repos : RPA99/VERION2003 ART 10.4.5 :

Les poussées statiques agissent horizontalement sur les voiles sous forme d'un diagramme triangulaire.

$$P_0 = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot D^2 \text{ appliquée à } 1/3 H$$

$$\text{Avec : } k_0 = 1 - \sin \varphi \Rightarrow K_0 = 59 \Rightarrow P_0 = 2721.99 \text{ KN.}$$

$$\text{La contrainte statique est alors donnée par : } \sigma_0 = k_0 \cdot \gamma \cdot D = 4,03 \text{ KN/m}^2$$

Cette force de poussée peut se convertir en pression

$$\text{La contrainte statique est alors donnée par : } \sigma_0 = k_0 \cdot \gamma \cdot D = 254.15 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats ainsi obtenus seront introduits directement dans le logiciel SAP 2000 avec la mention (joints Patterns). Les poussées sont introduites sous une la forme polynomiale :

$$Ax + By + Cz + D = Q_0$$

On prendra comme conditions aux limites : $z = 0$ et $z = H$

$$\text{Pour } z=0 \Rightarrow \text{on obtient } Q_0=0 \Rightarrow D=0$$

$$\text{Pour } z= -21.42 \Rightarrow \text{on obtient } D=0 \Rightarrow C= -11.87$$

IX.2. Ferraillage voile périphérique :

- COMBINAISONS D'ACTION :

Au repos : COMB1 : $1,35G + 1,35Q_0$

En mouvement : COMB2 : $G + Q_{ad} + Q_{pd}$

- Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

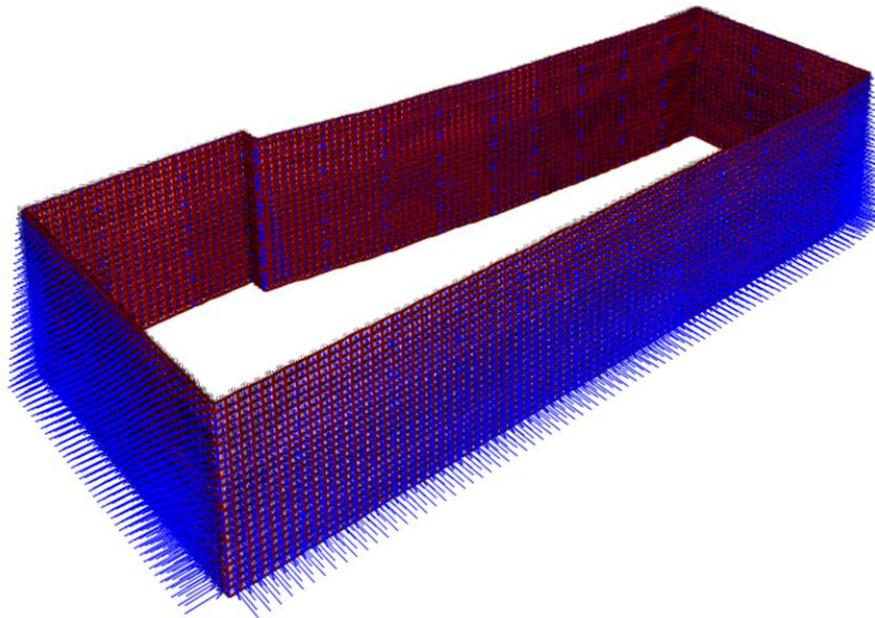
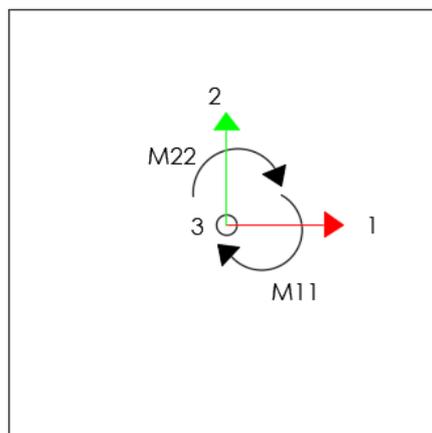


Figure IX.1 *Sollicitation des murs de soutènement périphérique.*

IX.2.1 Calcul des moments suivant les axes principaux du voile périphérique :

a) **Les armatures longitudinales :**
 $M_{11} \begin{cases} \text{appuis : } -430,02 \text{ knm} \\ \text{travée : } 360,12 \text{ knm} \end{cases}$



b) **Les armatures transversales :**
 $M_{22} \begin{cases} \text{Appuis : } -321,58 \text{ knm} \\ \text{Travée : } 380,60 \text{ knm} \end{cases}$

Rouge : axe 1

Vert : axe 2

IX.2.1 calcul de Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec une bande de 1m. Situation accidentelle

G+Q+E : $b= 100\text{cm} ; h= 30\text{cm} ; c = 3\text{cm} ; F_c28=30\text{mpa} ; F_eE500$

D'après le Socotec :

Tableau IX.1 choix du ferrailage du voile périphérique

Voile	App/tra	M(knm)	As cal(cm ²)	As adopté(cm ²)	Choix	Esp (cm)
M11 (Av)	Appuis	430,02	38,08	43,98	14T20	15
	Travée	360,12	30,73	31,42	10T20	20
M22 (Ah)	Appuis	321,58	26,94	28,15	14T16	15
	Travée	380,60	32,82	37,70	12T20	15

IX.3. Calcul des fondations

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

• Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol/structure.

• CONDITION DE PORTANCE

Les efforts à la base :

$$\gamma_{bet} = 25 \text{ KN/m}^3 \quad S_{rad} = 4060 \text{ m}^2 \quad \sigma_{adm.ser} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$$

1. vérification des contraintes

$$\sigma_{adm.ser} \geq \sigma_{ser}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S}$$

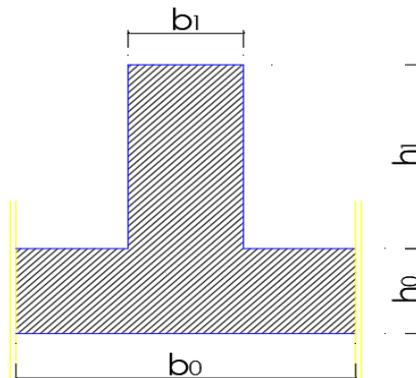
$$\sigma_{ser} = \frac{849574.91}{4060} \text{ KN/m}^2 = 209.25 < \sigma_{adm.ser} = 250 \text{ KN/m}^2$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter le **radier générale**.

2. Calcul Le poids du radier

Poids de la table du radier : $P_{\text{table}} = S_{\text{radie}} \times \text{ép. radier} \times 25 = 60900 \text{ Kn}$

IX.3.1. VERIFICATION DE LA CONDITION DE RIGIDITE DU RADIER



$$b_0 = 200 \text{ cm} \quad b_1 = 80 \text{ cm}$$

$$h_0 = 60 \text{ cm} \quad h_1 = 170 \text{ cm}$$

$K = 4 \text{ KN/m}^3$ (Coefficient de raideur du sol)

E : module d'élasticité du béton $E = 341795.6 \text{ Kg/cm}^2$

I : moment d'inertie de la semelle

- La longueur élastique est donnée par la formule :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I b}{\pi \cdot b_0}}$$

(Calcul pratique des ossatures de bâtiments en BA Albert Fuentes Chapitre Fondation pour la contrainte page 16)

Avec :

Il faut que :

$$L^{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

Avec : $L^{\max} = 1050 \text{ cm}$

$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e = 1058.51 \text{ cm} > L^{\max} = 1050 \text{ cm} \quad (\text{Rigidité vérifiée})$$

IX.3.2. Vérification des contraintes a l'ELS :

Les contraintes seront vérifiées à l'ELS

Pradier = 60900.00 Kn ; Nser = 849574.91 kn ; Mser = 554.65 kn ; H.nerv = 2.3 m

Lxmax = 8.4 m ; Lymax = 10.8 m ; Long.radier = 100 m ; $S_{rad} = 4060 m^2$

N totale service = Nser + Pradier = 910474.91 Kn

$$e_0 = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{554.65}{910474.91} = 0,001 \text{ m}$$

$$\sigma_{moy.ser} = \frac{N_{totale\ service}}{S_{rad} * (1 + 3 * e_0 / Long.\ radier)}$$

$$\sigma_{moy.ser} = 224.26 \text{ KN}/m^2 < \sigma_{adm.ser} = 250 \text{ KN}/m^2$$

Contrainte vérifiée

IX.3.3 VERIFICATION DE LA CONDITION DE STABILITE AU RENVERSEMENT:

Il faut que :

$$e_0 < \frac{L_{rad}}{4}$$

Avec : L_{radier} : la plus petite portée

$L_{radier} = 44.95 \text{ m}$ et $e_0 = 0.001 \text{ m}$

$$e_0 = 0.001 < \frac{L_{rad}}{4} = 11.23$$

La stabilité au renversement est vérifiée

IX.4 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport

IX.4.1 Calcul de la table du radier

Le panneau de rive le plus sollicité : Axe (2 – 3) et (B et C)

$$l_x = 8.4m$$

$$l_y = 10.8m$$

Avec :

	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
$\alpha = l_x/l_y$	$\mu_x =$	$\mu_y =$	$\mu_x =$	$\mu_y =$
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.78$$

$$\text{A l'ELU: } \mu_x = 0.0584 \quad \mu_y = 0.5608$$

$$\text{A l'ELS : } \mu_x = 0.0650 \quad \mu_y = 0.6841$$

A l'ELU :

$$M_{xu} = \mu_x \cdot q \cdot Lx^2 = 1181.84 \text{ KNm}$$

$$M_{yu} = My = \mu_y \cdot Mx = 662.77 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$M_{xser} = 959.75 \text{ KNm}$$

$$M_{yser} = 656.56 \text{ KNm}$$

IX.4.2. Calcul des moments :

Tableau IX.1 choix du ferrailage de la table du radier

	Travée		Appuis	
	M_{xu} (KNm)	M_{yu} (KNm)	M_x (KNm)	M_y (KNm)
<i>ELU</i>	945.47	530.22	590.92	331.39
<i>ELS</i>	767.80	525.25	479.87	328.28
<i>As calculé cm²</i>	44.21	-	25.85	-
<i>Choix</i>	7T20 FILANTES + 7T20 chap	-	7T20 FILANTES + 2T16 chap	-
<i>As adoptée cm²</i>	43.98	-	26.01	-

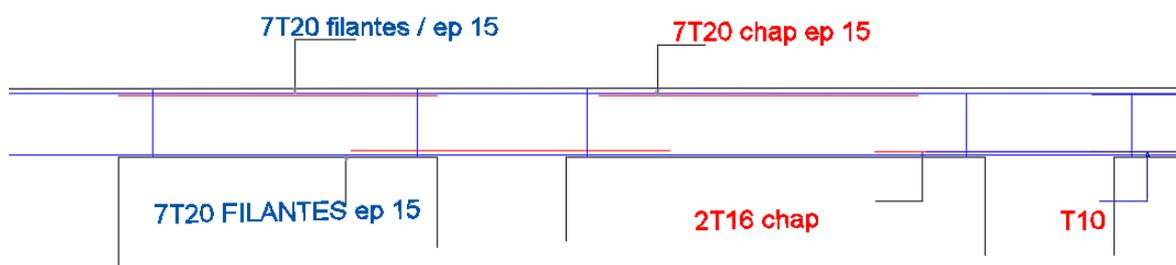


Figure IX.2 le choix du ferrailage du radier

IX.5. Calcul de nervure :

Un radier nervuré est une fondation en béton armé qui utilise des nervures intégrées dans la dalle pour renforcer la structure et distribuer la charge de manière uniforme sur le sol. Cela permet de stabiliser la construction et de réduire les risques de dommages dus à des conditions de sol défavorables.

Ces nervures renforcent la dalle et permettent de réduire l'épaisseur de la dalle tout en conservant sa capacité de charge. Les nervures peuvent être disposées de différentes manières selon les besoins spécifiques de la structure et les caractéristiques du sol.

Ce qui réduit les risques de tassement inégal ou de rupture du sol.

IX.5.1 Les caractéristiques de la nervure :

$$\sigma_{adm} = 250 \text{kn/m}^2 ; \gamma_{\text{béton}} = 25,00 \text{KN/m}^3$$

$$h_{\text{nervure}} = 2,30 \text{m} ; L^{\text{max}}_{\text{nerv}} = 33,75 ; \text{largeur nerv} = 0,8 \text{m}$$

IX.5.2 Les sollicitations du nervure :

$$\text{ELU} : \begin{cases} Nu = 34363,314 \text{kn} \\ Mu = 462,1347 \text{knm} \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} N_{ser} = 24914,981 \text{kn} \\ M_{ser} = 331,7147 \text{knm} \end{cases}$$

$$Q_u = A * \sigma_{\text{moy}_U} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\text{moy}_U} = \frac{(3\sigma_1 u + \sigma_2 u)}{4} ;$$

$$Q_{ser} = A * \sigma_{\text{moy}_{ser}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\text{moy}_{ser}} = \frac{(3\sigma_1 ser + \sigma_2 ser)}{4}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{3e}{L}\right)$$

$$\begin{cases} qu = 1333,99 \text{kn/ml} \\ q_{ser} = 967,19 \text{kn/ml} \end{cases}$$

• **Calcul les moments isostatiques :**

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire .

$$M_{0u} = \frac{qu * l^2}{8} \quad ; \quad M_{0ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{0u} = 14422,14 \text{knm} \\ M_{0ser} = 10456,55 \text{knm} \end{cases}$$

D'où :

1. ELU :

a) Travée : $M_t = 0,8 * M_0 = 11537,72 \text{knm}$.

b) Appuis : $M_a = 0,5 * M_0 = 7211,07 \text{knm}$.

2. **ELS :**

a) travée : $M_t = 0,8M_0 = 8365,24 \text{ knm}$.

b) appuis : $M_a = 0,5 * M_0 = 5228,28 \text{ knm}$.

IX.5.3 Calcul ferrailage nervure :

Le calcul se fait en flexion simple. (fissuration préjudiciable)

$b = 1 \text{ m}$; $h = 2,5 \text{ m}$; $c = 4 \text{ cm}$; $F_c = 28 = 30 \text{ Mpa}$; FE500.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		$M(\text{knm})$	$As \text{ cal}$ (cm^2)	$As \text{ adop}$ (cm^2)	Choix
ELU	Appuis	7211,07	70,04	70,87	20T20+4T16
	Travée	11537,72	115	115,6	24T20+20T16
ELS	Appuis	5228,28	50,23	50,27	16T20
	Travée	8365,24	81,79	82,94	20T20+10T16

IX.5.4 Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité : $AS_{\min} = 0,23 \text{ b.d. } f \frac{t^{28}}{f_e} = 27 \text{ cm}^2 < 70,87 \text{ cm}^2$ vérifiée

$As_{\min} = 27 \text{ cm}^2 < 115,6 \text{ cm}^2$ vérifiée.

1. **Les armatures transversales :**

Selon RPA99 / Version 2003 [1]

$$At/St \geq 0,003 b_0$$

$St < \min (h/4 ; 12\phi_t) = 24 \text{ cm}$ zone nodale

$St \leq (h/4) = 62,5 \text{ cm}$zone courante

Avec :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b/10) = 2 \text{ cm}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 225 \text{ cm}$.

On trouve :

$St = 15 \text{ cm}$Zone nodale.

St=20 cm.....Zone courante.

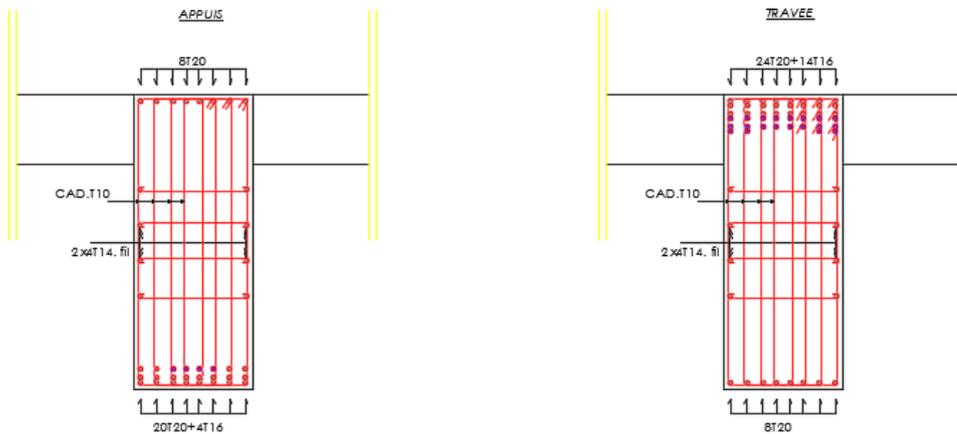
	zone	St(cm)	ϕ t(cm)	Ascal (cm ²)	Asadop (cm ²)	choix
nervure	Courante	30	2	9	12,32	8T14
	nodale	20	2	6	4T14	6,16

2. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a h=250 cm → Donc : $A_p = 3 \times 2,5 = 7,5 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p = 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$.



Conclusion générale :

Le projet de fin d'études revêt une importance capitale dans le parcours de formation d'un étudiant en génie civil, offrant la meilleure opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long du cursus universitaire, ainsi que de les approfondir dans le domaine de la construction, tout en respectant les réglementations en vigueur.

Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- Le pré-dimensionnement constitue une étape cruciale dans le calcul structural, permettant de choisir les sections des éléments structurels en vue de les modéliser. Un prédimensionnement réfléchi facilite grandement l'étude dynamique de la structure.
- Les séismes peuvent causer des dommages importants aux constructions, d'où l'importance primordiale de l'étude dynamique dans le calcul des structures en béton armé. Le respect du règlement RPA99 v.2003 nous a permis de répondre aux exigences spécifiques de chaque élément structural.
- La disposition des voiles, en accord avec l'aspect architectural du bâtiment, représente souvent un défi majeur pour l'ingénieur en génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le comportement adéquat de la structure face aux sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La disposition des voiles revêt une importance supérieure à la quantité de voiles placés dans la structure.
- L'étude de la température se fait pour les poutres de long plus de 30m et le ferrailage sous l'effet de la température est moins favorable celle que pour le ferrailage des poutres sous charges sismiques.
- L'effort tranchant a la base pour une structure isolée est très inférieur par rapport à celui d'une structure classique (encastrée).

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera comme une base des données et une référence pour d'autres projets.

Bibliographie

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- Règles de conception et de calcul des structures en acier

Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux

Logiciels :

- SAP 2000 v22.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2006.....Dessin
- EXCEL 2003.....Calcul.
- WORD 2003.....Traitement du texte