

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+9) CONTREVENTE PAR VOILES + PORTIQUES

Nom et Prénom de l'étudiant :
MATTASH Abdulrahman

Encadreur :
Dr. HACHEMI Samya

Année universitaire : 2019-2020

الشكر - Remerciment

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله الذي أنار لنا درب طريق العلم ووقفنا لإنجاز هذا العمل رغم كل الصعوبات، اللهم لك الحمد ولك الشكر عما أعتنتني ووفقتني ...

مهما تقدمنا وفتحت أمامنا طرق النجاح ووصلنا لكل ما نحلم به ، علينا ان نتذكر من كان سبب في نجاحنا وساندنا وأمسك بيدنا للاستمرار في طريق النجاح والتقدم ، هم اللذين من وجودهم خلق النجاح والابداع ، فمهما عبرنا لهم ، فالكلمات قليلة بحقهم ، فمن واجبنا ان نقدم لهم التقدير، والشكر، والاحترام ...

أتوجه بجزيل الشكر والتقدير الى جميع أساتذتي الأفاضل في قسم الهندسة المدنية وأخص بالذكر الأستاذة المشرفة الفاضلة هاشمي سامية التي دعمتني ووجهتني وكانت لي خير سند ولم تبخل علي بتوجيهاتها ونصائحها القيمة والتي كانت عوناً لي ف إكمال هذا المشروع

وكما أشكر أيضا أخي العزيز : حسام الوزير و المهندس : حمدي مهدي اللذين ساعدوني في إنجاز هذه المذكرة

كما أتقدم بجزيل الشكر والعرفان الى كل من مد يد العون والمساعدة في إكمال هذا المشروع.

الأهداء - dédicaces

إلى من أحمل أسمه بكل افتخار وأعيش على مبادئه بكل عز .. إلى من روحه الطاهرة ترافقتني وتمدني بالأمل .. إلى من أفقده في كل لحظات حياتي حلوها ومرها وأتمنى أن يجمعني الله به في الفردوس الأعلى من الجنة إلى

روح أبي الطاهرة طيب الله ثراه

إلى جنة الله في الأرض .. إلى ملاكي في الحياة .. إلى معنى الحب والتفاني .. إلى بسمه الحياة .. إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى من يعجز لساني وكلامي عن وصف حبي لها ومكانتها في قلبي .. إلى التي أحتقرت لكي تنير لي دربي .. إلى التي سهرت لأنام وتعبت لأرتاح وبكت لأضحك .. إلى التي ربتي صغيرا ونصحتني كبيرا .. إلى شجرتي التي لا تذبل إلى قرّة عيني وفؤادي

أمي الغالية حفظها الله

إلى مثلي الأعلى ينبوع العطاء الذي زرع في نفسي الطموح والمثابرة إلى من حصد الأشواك عن دربي ليمهد طريق العلم لي إلى سندي وقوتي وملاذي بعد الله

أخي سلطان

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلهج بذكراهم فؤادي إلى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتي ومن قاسموني أفراحي وأحزاني

أخوتي سام وعرفات

إلى النبع الذي أرتوي منه حبا وحنانا إلى صاحبة القلب الحنون

أختي أم طارق

إلى من ضاقت السطور من ذكراهم فوسعهم قلبي .. إلى ضلالي ألتني لاتفارقني

أصدقائي الأعراء

إلى من جمعني بهم منبر العلم والصدقة الذين أكن لهم أسمى عبارات المحبه .. إلى الذين
رافقوني طوال مشواري الدراسي

زملائي وزميلاتي

إلى وطني الجريح الذي سيعود سعيدا كما كان ان شاء الله (اليمن)
إلى الدولة التي أحتضنتني طيلة أيام دراستي،
إلى وطني الثاني أرض الشهداء (الجزائر الحبيبة)
إلى جميع من دعموني من قريب أو بعيد أهدي هذا العمل

عبد الرحمن متاش

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+9), implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99).

Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis.

On terminera le travail avec une conclusion générale.

المخلص:

بصد اعداد مذكرة التخرج ،قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني ،متكونة من اثنا عشر طابق + طابق أرضي و التي ستنشأ في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل BAEL91, RPA99 V 2003 في هذا العمل قمنا براسة وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ،بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ،كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية. وفي الأخير سنقوم بدراسة زلزالية لاستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية. في الاخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة.

Sommaire

Remerciement	I
Dédicaces	II
Résumé.....	IV
Sommaire	V
Liste des figures	XI
Liste des Tableaux	XIV
INTRODUCTION GENERALE	01

Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 : Présentation de l'ouvrage	02
I.2. Caractéristiques géométriques :	02
I.3 Conception de la structure du bâtiment :	02
I.4. Règles et normes de calcul :	03
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	03
I.5.1. Béton: (BAEL91 A.2.1).....	04
I.5.1.1. Composition du béton :	04
I.5.1.2. Résistance du béton à la compression :	04
I.5.1.3. Résistance à la traction :	05
I.5.1.4. Modules de déformation longitudinal :	05
I.5.1.5. Coefficient de Poisson BAEL91 :	06
I.5.2. Acier :	07
I.5.2.1. Diagramme déformation-contrainte :	07
I.5.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service :	08

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT

II. 1. Pré-dimensionnement.....	09
II.1.1. Introduction :	09
II.1.2. Pré-dimensionnement des éléments :	09
II.1.2.1. Les poteaux :	09
II.1.2.2. Les poutres :	10
II.1.2.3. Les voiles :	12
II.1.2.4. les planchers :	13

II.1.2.5. Les escaliers	14
II.2. Descente de charge.....	17
II.2.1. Introduction :	17
II.2.2.Evaluation des charges appliquées.....	17
II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :	17
II.2.2.2. Plancher courant à usage d'habitation :	18
II.2.3. Murs extérieurs :.....	19
II.2.4. Les balcons terrasse :.....	19
II.2.5. Balcon étage – courant :	20
II.2.6. L’escalier :.....	20
II.2.7. L’acrotère	21
II.2.8. Loi de dégression :	22

Chapiter III : ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. L’Acrotère.....	34
III.1.1. Introduction:.....	34
III.1.2. Mode de travail:	34
III.1.3. Calcul des sollicitations:	36
III.1.4. Combinaison d’action:	36
III.1.5. Calcul de ferrailage:.....	36
III.1.5.1. Armatures longitudinales:.....	36
III.1.5.2. Vérification De L’effort Tranchant:.....	38
III.1.5.3. Armatures de Répartition:.....	38
III.1.5.4. Espacement Des Armatures:	39
III.2. Planchers à corps creux.....	40
III.2.1. Introduction:.....	40
III.2.2. Conception des planchers:	40
III.2.3. Méthodes de calcul:	40
III.2.4. Calcul des ferrailage:	41
III.2.5. Calcul des moments:	41
III.3. Les balcons.....	57
III.3.1. Méthode de calcul :.....	57
III.3.2. Évaluation des charges :.....	57
III.3.2.1. Terrasse :.....	57

III.3.2.2. Étage courant :	57
III.3.3. Calcul des sollicitations :	57
III.3.3.1. Terrasse :	57
III.3.3.2. Étage Courant :	58
III.3.4. Les combinaisons d'action :	58
III.3.5. Calcul de ferrailage :	58
III.3.5.1. Armatures Longitudinales :	58
III.3.5.1.1. Terrasse :	58
III.3.5.1.2. Étage courant :	60
III.3.5.2. Vérification De L'effort tranchant :	60
III.3.5.3. Les Armatures De Répartition :	60
III.3.5.4. Espacement Entre Les Armatures :	60
III.3.5.5. Vérification de la flèche :	61
III.3.6. Présentation du ferrailage :	62
III.4. L'ESCALIER:	62
III.4.1. Dimensionnement :	62
III.4.2. Méthode de calcul :	63
III.4.3. Combinaisons d'action :	63
III.4.4. Calcul des sollicitations :	64
III.4.5. Calcul de ferrailage :	66
III.5.1. Les armatures longitudinales :	66
III.4.5.2. Conditions de non fragilité :	67
III.4.5.3. Pourcentage minimale :	67
III.4.5.4. Vérification de l'effort tranchant :	68
III.4.5.5. Les armatures de répartition :	68
III.4.5.6. Espacement entre les armatures :	68
III.4.5.7. Vérification de la flèche:	69
III.4.5.8. Calcul de la flèche :	69
III.4.6. Calcul de la poutre palière :	76
III.4.6.1. Dimensionnement :	76
III.4.6.2. Méthode de calcul :	77
III.4.6.3. Évaluation des charges :	77
III.4.6.4. Calcul de la poutre a la flexion :	77
III.4.6.5. Calcul de ferrailage : (Armatures longitudinales):	78

III.4.6.6. Présentation du ferrailage	83
---	----

Chapitre IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Étude sismique.....	84
IV.1.1. Introduction :	84
IV.2. Choix de la méthode de calcul :.....	84
IV.2.1. Méthode antique équivalente :.....	84
IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :.....	85
IV.2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :.....	85
IV.2.4. Spectre de réponse de calcul :.....	86
IV.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :.....	88
IV.4. Analyse de la structure :	88
IV.4.1. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :	88
IV.5. Calcul de l'action sismique:.....	94
IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :	97
IV.7 : Verification les déplacements:.....	98
IV.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure :.....	99
IV .8.1. Centre de gravité des masses :	99
IV .8.2. Centre de gravité des rigidités	100
IV.9. Justification de l'effort P- Δ	101
IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	103
IV.11. Conclusion :	105
IV.2. Etude au Vent	106
IV.2. 1. Introduction.....	106
IV.2.2. Action due au vent	106
IV.2.3. Détermination du coefficient dynamique Cd :.....	107
IV.2.4. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :.....	107
IV.2.5. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :.....	109
IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi :.....	113
IV.2.7. Détermination du coefficient de pression de vent Cp :.....	113
IV.2.8. Calcul de la pression due au vent :	114
IV.2.9. Calcul des forces de frottement :	114
IV.2.10. Détermination de la force résultante :.....	115

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V.1. Ferrailage les poutres :	118
V.1.1. Les poutres principales :	118
V.1.2. La Poutre secondaire (30x30)	122
V.1.3. Présentation du ferrailage	125
V.2. Ferrailage des poteaux :	126
V.2.1. Les combinaisons de d'actions :	126
V.2.2. Caractéristiques des mécaniques des matériaux :	126
V.2.3. Ferrailage des poteaux :	127
V.2.3.1. Ferrailage longitudinal :	127
V.2.3.2. Armatures transversales	132
V.2.3.4. Vérification des cadres des armatures minimales:	133
V.2.4. Présentation du ferrailage :	134
V.3. Ferrailage des voiles :	135
V.3.1. Introduction :	135
V.3.2. Type d'armatures :	135
V.3.3. Calcul de section d'armature.....	137
V.3.3.1. Armatures verticales	137
V.3.3.2. Ferrailage horizontal	140
V.3.2.2. En zone courante.....	140
V.3.4. Présentation du ferrailage	141

CHPAITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :	142
VI.2. Différents types de fondations :	142
VI.3. Choix de type fondation :	142
(Le radier)	142
VI.4. Calcul du radier :	143
VI.5. Combinaison d'action :	143
VI.6. Etude du radier :	143
VI.6.1. Pré dimensionnement.....	143
VI.6.2. Calcul de la surface minimale du radier:	145
VI.6.3. Calcul de débordement D	145
VI.6.4. Vérifications de radier :	146
VI.7. Ferrailage du radier :	149

VI.7.1. Méthode de calcul :.....	149
VI.7.2. Evaluation des charges et surcharges :	150
VI.7.3. Calcul ferrailage de la dalle de radier :	150
VI.8. Etude de débord radier :.....	154
VI.9. Etude de la nervure :	154
VI.9.1. Calcul les charges revenant à la nervure :	155
VI.9.2. Ferrailage de la nervure :	156
VI.10. Présentation du ferrailage :	162
VI.11. Longrine :.....	163
VI.9.1. Calcul des armatures longitudinales :.....	163
VI.12. La dalle flottante :	166
CONCLUSION.....	168
REFERENCES.....	169

Liste des figures

Chapitre I: PRESENTATION DU PROJET

Fig.I.1. Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL)	6
Fig.I.2. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	8

Chapitre II: PRE-DIMENSIONNEMENT

Fig.II.1. Coffrage des poteaux.	9
Fig.II.2. Coupe de voile en élévation	13
Fig.II.3. Plancher à corps creux.	13
Fig.II.4. Schéma des poutrelles.	14
Fig.II.7: Composants d'un Plancher terrasse inaccessible	18
Fig.II.8 : Composants d'un plancher courant en corps creux	18
Fig.II.9: L'acrotère.	21
Fig.II.10. La surface afférente par poteau centrale	23
Fig.II.11. Descente des charges sur le poteau (C.2).	24
Fig.II.12. Schéma de voile.	31

Chapitre III: ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Fig.III.1. schéma isostatique de l'acrotère.	34
Fig.III.2. Schéma de sollicitations de l'acrotère	35
Fig.III.3. Section de l'acrotère.	36
Fig.III.4. Ferrailage d'acrotère.	39
Fig.III.5. Corps Creux.	40
Fig.III. 6. Ferrailage des plancher	56
Fig.III.7. Schéma statique de la consol.	58
Fig.III.8. Ferrailage de la console de la terrasse et étage courant.	62
Fig.III.9. Les charges sur l'escalier.	64
Fig.III.10. Diagrammes de M et T (ELU).	65
Fig.III.11. Diagrammes de M et T (ELS).	66
Fig.III.12. Ferrailage de L'escalier.	76
Fig.III.13. La section creuse.	81
Fig.III. 14. Ferrailage de poutre palière.	83

Chapitre IV: ÉTUDE SISMIQUE

Fig.IV.1: Premier disposition des voiles.....	89
Fig.IV.2: Deuxième disposition des voiles.....	89
Fig.IV.3: Troisième variante (final) des voiles.....	90
Fig.IV.4 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,74).....	92
Fig.IV.5: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et Vue en plan. (T2= 0,71s).....	93
Fig.IV.6: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T= 0,49s).....	93
Fig.IV.7: Distribution de la résultante des forces sismique sens x.....	98
Fig.IV.8: Distribution de la résultante des forces sismique sens Y.....	98
Fig.IV.9: Action du vent.....	107
Fig.IV.10: Légende pour les parois verticales.....	110
Fig.IV.11: répartitions des coefficients de pression.....	110
Fig.IV.12: répartition des coefficients de pression (paroi verticale).....	111
Fig.IV.13:répartitions des coefficients de pression.....	111
Fig.IV.14: répartitions des coefficients de pression (Acrotère).....	112
Fig.IV.15 :La force résultante R se décompose en deux forces.....	115

Chapitre V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Fig.V. 1:Section de poutre principale.....	118
Fig.V. 2:Section de poutre secondaire.....	122
Fig.V.3:Disposition de ferrailage de la poutre principale.....	125
Fig.V. 4:Disposition de ferrailage de la poutre secondaire.....	125
Fig.V. 5:Section de poteau.....	131
Fig.V. 6:Schéma de ferrailage des poteaux.....	134
Fig.V. 7:Ferrailage de voile.....	141

Chapitre VI: ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI. 1:Semelle de radier nervuré.....	144
Fig.VI. 2:Section équivalente au radier.....	147
Fig.VI. 3:Transmission des charges à la nervure.....	155
Fig.VI. 4:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU en Sens X.....	156
Fig.VI. 5: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens y.....	157
Fig.VI. 6:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens X.....	158
Fig.VI. 7:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens y.....	159
Fig.VI. 8: Ferrailage globale de radier.....	162
Fig.VI. 9:Ferrailage de la nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).....	162

Fig.VI. 10:Ferraillage de la nervure en travée de sens (x-x) et sens (y-y).....	163
Fig.VI. 11:Disposition d'armature de longrine.....	165
Fig.VI. 12:La dalle flottante.....	166

Liste des Tableaux

Chapitre II: PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau.II.1: Charge permanente du plancher terrasse.....	17
Tableau.II.2:Charge permanente du plancher courant en corps creux.....	18
Tableau.II.3:Charge permanente du mur double cloison.....	19
Tableau.II.4: Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse.	19
Tableau.II.5: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de balcon étage – courant.	20
Tableau.II.6: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier.....	20
Tableau.II.7: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse).	21
Tableau.II.8:Descente de charge pour poteau central C2.	27
Tableau.II.9:descente des charges sur voile sans ouvertures.....	33

Chapitre IV: ÉTUDE SISMIQUE

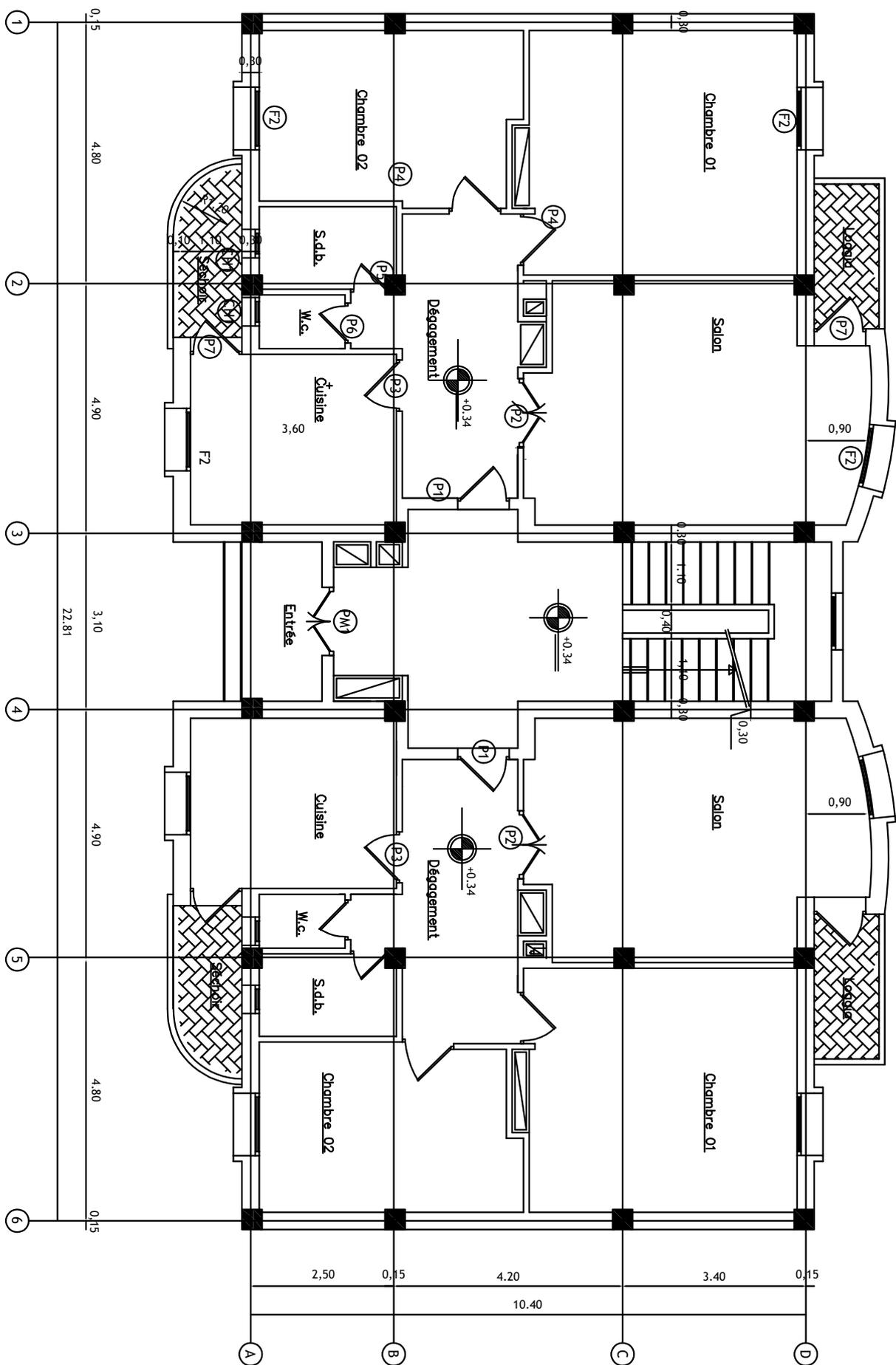
Tableau IV. 1:coefficient d'accélération de zone A.	86
Tableau IV. 2: Valeurs de ξ (%).	87
Tableau IV. 3: valeurs des pénalités P_q	87
Tableau IV. 4: Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).	89
Tableau IV. 5: Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante).	90
Tableau IV. 6: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	91
Tableau IV. 7: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	94
Tableau IV. 8: valeurs des pénalités P_q	96
Tableau IV. 9: les résultats des forces sismiques.....	97
Tableau IV. 10 : Déplacements absolus pour les deux directions.	99
Tableau IV. 11: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	100
Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	102
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	103
Tableau IV. 14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).	104
Tableau IV. 15: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y).	104

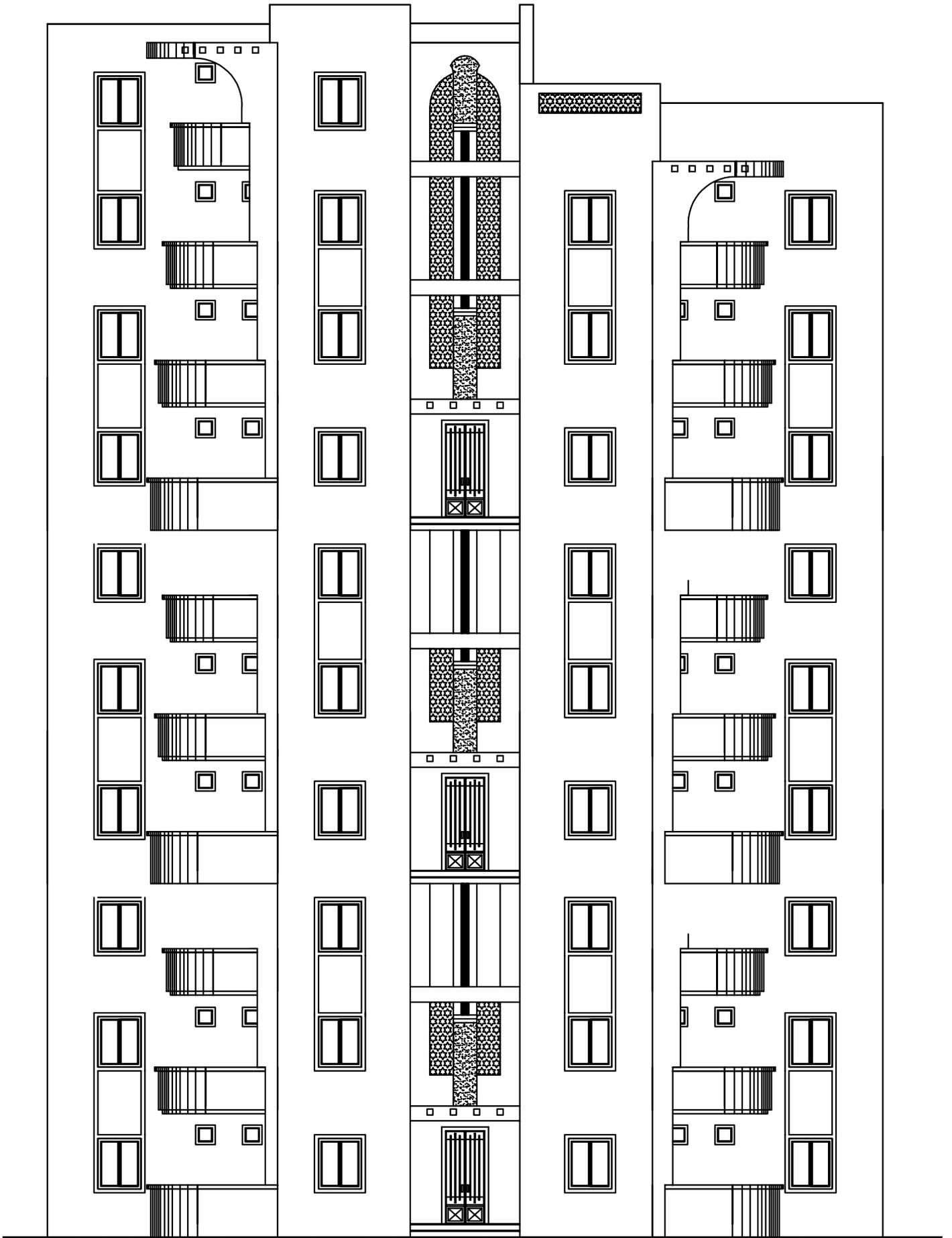
Tableau IV. 16: Pression dynamique qdyn sens 1.....109

Chapitre VI: ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

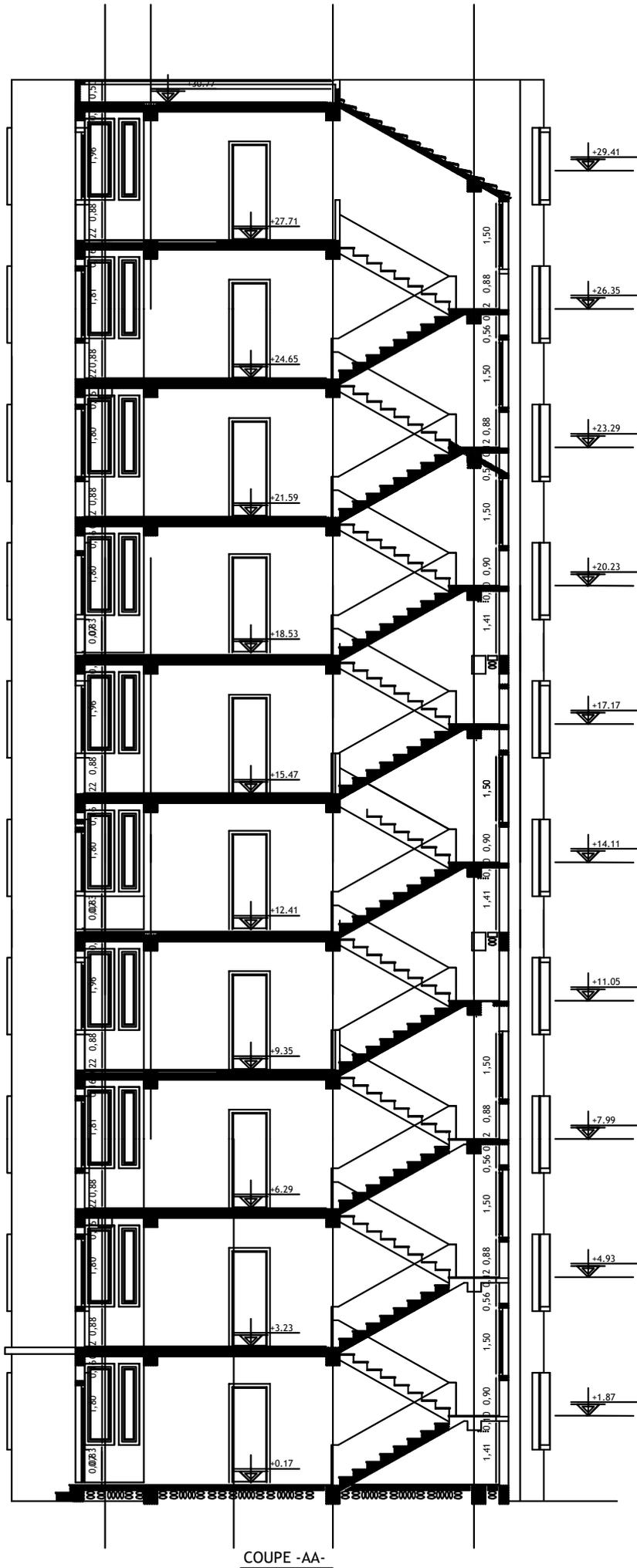
Tableau VI. 1:Résultats de calcul de la stabilité du radier.....148

Plan : Rez Chaussée





Façade Principale



COUPE -AA-

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des soucis majeurs de l'homme depuis sa création et l'une de ses occupations privilégiées.

Les constructions étant le principal témoin du niveau aussi bien culturel que civilisationnel des nations passées. Aussi doivent-elles présenter toutes les caractéristiques d'esthétique, de fonctionnalité et de pérennité à travers le temps. En ce qui concerne l'ingénieur la pérennité d'une construction reste primordiale.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été destinée, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres aléas naturelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant sa réalisation que durant son exploitation et qu'elle ait une durée de vie acceptable au regard de son prix de revient que des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux à utiliser, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la réalisation et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Chapitre I

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I. PRESENTATION DU PROJET ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet est un bâtiment (**R+9**) à usage d'habitation. Les ossatures sont constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement par voiles +portiques. Le bâtiment est implanté à **Sétif**, c'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) et dans un site **ferme S2**.

I.2. Caractéristiques géométriques :

➤ En élévation

Hauteur du RDC----- 3.06 m.

Hauteur d'étage courant-----3.06 m.

Hauteur acrotère-----0.60 m.

Hauteur totale (avec acrotère) ----- 31.20 m.

➤ En plan

Longueur en plan----- 22.80 m.

Largeur en plan----- 10.40 m.

I.3 Conception de la structure du bâtiment :

a-Plancher

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

b-Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

c-Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 9ième étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

d- Les murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs** sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

e- Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en mortier de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f- Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g- Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99.V 2003).
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- Les règles BAEL 83.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les éléments porteurs du bâtiment sont construits en béton armé

Le béton arme =béton+ aciers

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les

déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

I.5.1. Béton: (BAEL91 A.2.1)

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400 kg/m³ de béton mis en œuvre.

I.5.1.1. Composition du béton :

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 MPa, on utilisera pour 1 m³ de béton les composants suivants :

➤ Ciment

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégats ou granulats.

Le ciment utilisé pour les éléments de la superstructure est un CPJ 42.5, et le ciment utilisé pour les éléments de l'infrastructure est un CRS 42.5.

➤ Sable

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

➤ Gravier

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2. Résistance du béton à la compression :

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm² ($\Phi = 16$ cm) de section et une hauteur double du diamètre (32 cm)

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{pour } j < 28\text{jours} \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{pour } j < 28\text{jours} \end{array} \right\}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{c_j} par la première formule ci-dessus

pour $28 < j < 60$, avec $f_{c_j} = 1,1f_{c_{28}}$ pour $j \geq 60$.

f_{c_j} : la résistance à la compression à j jour.

$f_{c_{28}}$: la résistance à la compression à 28 jours ; on appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

$$f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$$

I.5.1.3. Résistance à la traction :

Elle est représentée par le symbole f_{t_j} , cette résistance est une fraction de la résistance à la compression. Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

I.5.1.4. Modules de déformation longitudinal :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

a) Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} \quad (f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Le module de déformation longitudinale différé E_{vj}

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$\text{D'où : } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} \quad (f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa})$$

c) Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées σ et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations

d) Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

I.5.1.5. Coefficient de Poisson BAEL91 : (Art A.2.1, 3)

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta l / l_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le cas des E.L.U.

$\nu = 0.2$ dans le cas des E.L.S.

I.5.1.5. La contrainte de béton à l'état limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \cdot f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left[\begin{array}{l} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelle} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right]$$

$$f_{bu} = \left[\begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentelles} \end{array} \right]$$

coefficient réducteur = 0.85

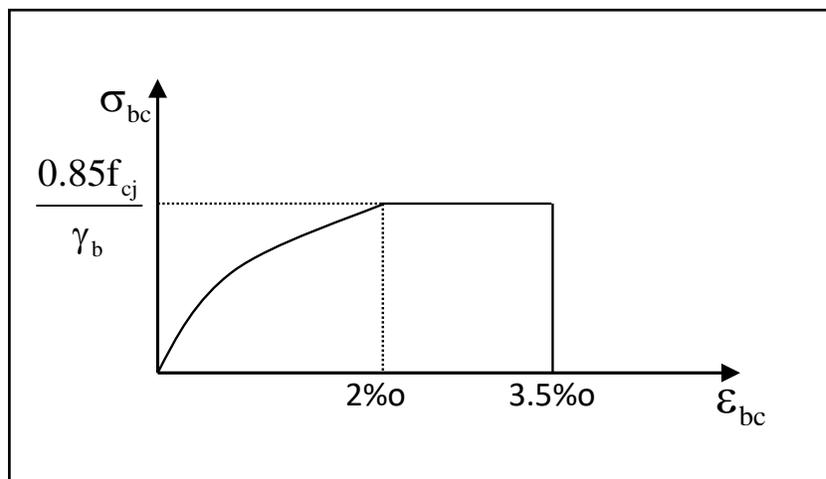


Fig.I.1. Diagramme de déformation-contraente du béton (BAEL)

-Contrainte limite de cisaillement.

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$.

- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors.

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.

- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa

I.5.2.1. Diagramme déformation-contrainte : (BAEL91 A 2.2.2)

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ (cas courants)
- $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles)

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1.15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$ si $\gamma_s = 1$

On adopte le diagramme linéaire suivant E.LS : (BAEL91 A.4.5, 33)

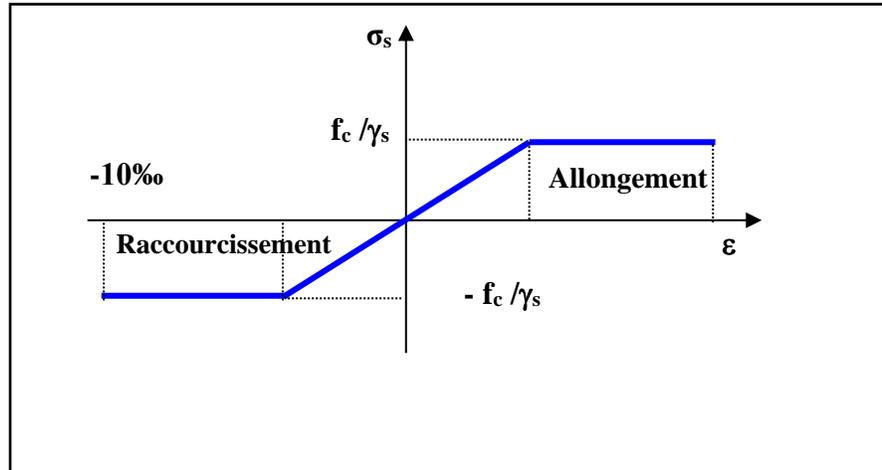


Fig.I.2. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier

I.5.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente de charge

II. Pré-dimensionnement

II. 1. Pré-dimensionnement

II.1.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99/version 2003 et BAEL 91.

La transmission des charges se fait comme suit :

- Planchers
- Poutrelles
- Poutres
- Poteaux
- Fondations
- Sol.

II.1.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.2.1. Les poteaux :

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts horizontal.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 :

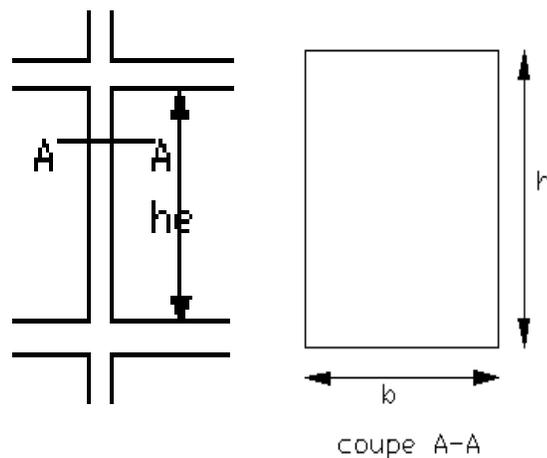


Fig.II.1. Coffrage des poteaux.

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Soit ($b_1 = 45 \text{ cm}$; $h_1 = 50 \text{ cm}$).

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

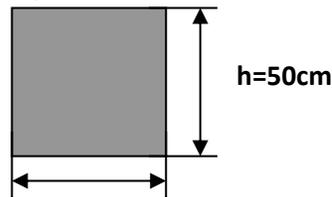
$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow 0.25 < 0.7 < 4 \quad (\text{c.v})$$

On prend initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la suite.

- Pour le niveau RDC jusqu'à l'étage N° 4, soit $b_1 = 45 \text{ cm}$ et $h_1 = 50 \text{ cm}$

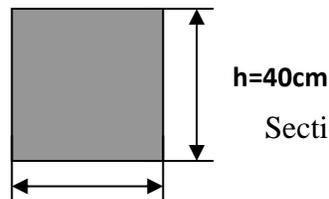
(Vérifier toutes les conditions précédentes).



$b=45\text{cm}$
Section de poteau (45x50) cm^2

- Pour l'étage N°5 jusqu'à l'étage N° 9, soit $b_1 = 35 \text{ cm}$ et $h_1 = 40 \text{ cm}$

(Vérifier toutes les conditions précédentes).



$h=40\text{cm}$
Section de poteau (35x40) cm^2

$b=35\text{cm}$

II.1.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003

- Selon BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \end{array} \right.$$

II.1.2.2.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

- **Condition de la portée: BAEL83**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{max}} .$$

L_{Max} : la plus grand portées, $L_{\text{Max}} = 4.9 - 0.4 = 4.5 \text{ m}$.

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 490 = (30 \div 45) \text{ cm}.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0,2 \div 0,5) h$.

$$b = (0,2 \div 0,5) 40 = (8 \div 20) \text{ cm}.$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

- **Condition R.P.A.99** : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \quad (\text{c.v.})$$

$$b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm.}$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \text{ (c.v.) .}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions de section de poutres longitudinales

$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

- Condition de la portée:

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad ; \quad L_{\text{Max}} = 4.2 - 0.35 = 3.85 \text{ m}$$

$$h = (25.67 \div 38.5) \text{ cm.}$$

On prend: $h = 30 \text{ cm.}$

$$b = (0,2 \div 0,5) h = (6 \div 15) \text{ cm.}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$

- Condition de R.P.A.99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{(c.v.)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad \text{(c.v.)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \quad \text{(c.v.)}$$

$$b_{\text{Max}} < 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm.}$$

$$1,5 h + b_1 = 75 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \text{ (c.v.) .}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales égale $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.1.2.3. Les voiles :

D'après (RPA.99 version 2003) :

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.
- $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{306-30}{25} = \frac{276}{25} \Rightarrow \frac{h_e}{25} = 11.04 \text{ cm.}$
- D'autre part l'épaisseur minimale est de 15 cm D'après (RPA.99 version 2003)
- Donc on prend $a = 15 \text{ cm}$ dans les deux sens.

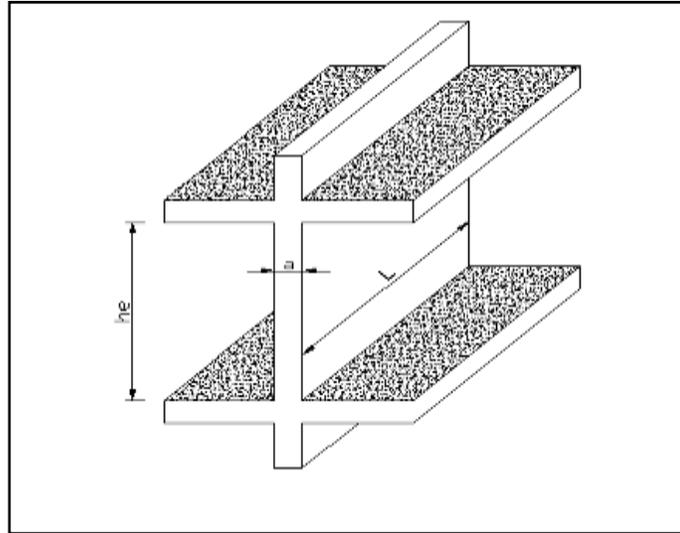


Fig.II.2. Coupe de voile en élévation

II.1.2.4.les planchers :

II.1.2.4.1. Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

- **Condition de flèche** : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ($L=420 - 30=390$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} =$$

17.33 cm.

Soit $h_t = 20$ cm (16+4).

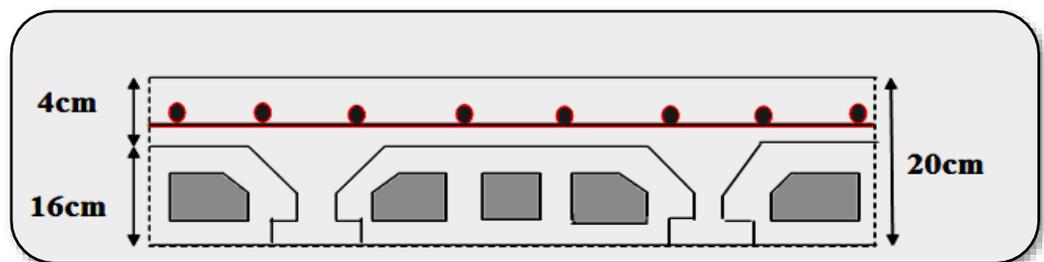


Fig.II.3. Plancher à corps creux.

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \dots\dots\dots (C.V) \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \dots\dots\dots (C.V) \end{array} \right.$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = (2.b_1) + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit $b = 65$ cm

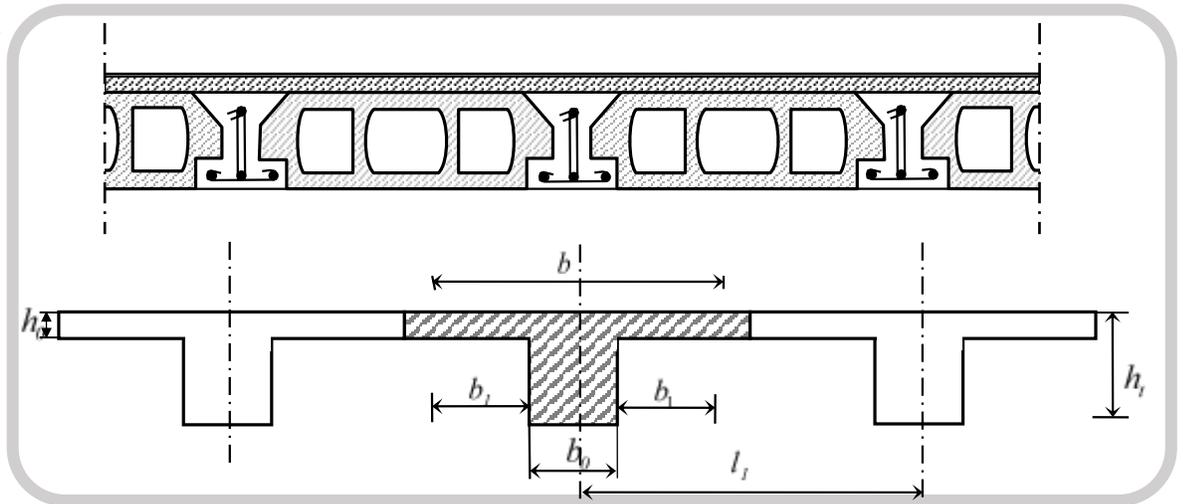


Fig.II.4. Schéma des poutrelles.

II.1.2.4.3. Dalle de Balcons :

$$h \geq \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \cdot L_{max} \Rightarrow (L_{max} = 4.60 \text{ m})$$

$$h \geq (9.20 \div 11.5) \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 15$ cm

II.1.2.5. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d’un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

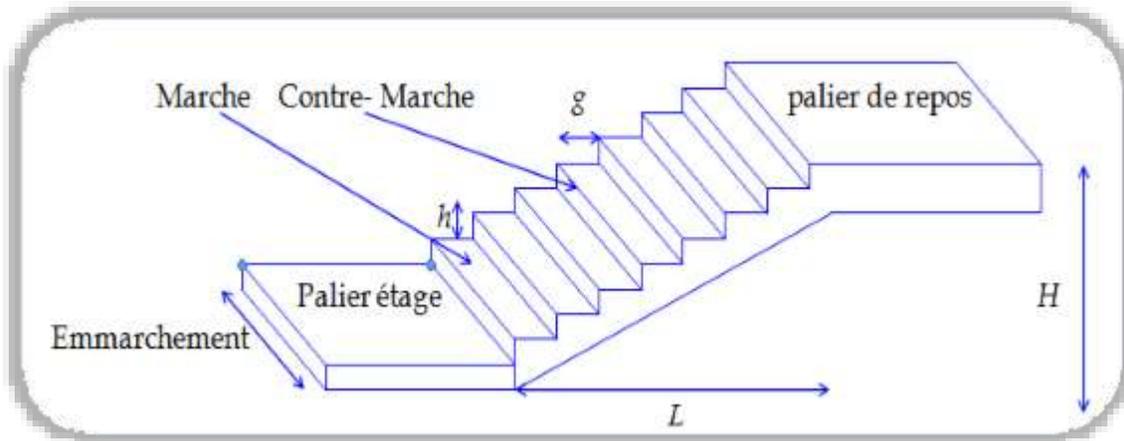


Fig.II.5. Schéma de l'escalier.

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

- **Condition d'accès facile :**

Pratiquement : * la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

* la largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : h = 17 cm, g = 30 cm.

La formule très empirique qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec } 60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Donc : m=65 cm

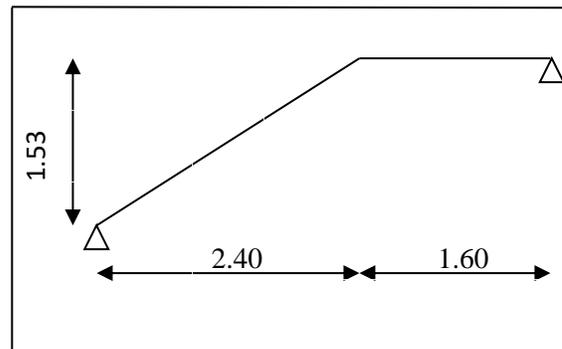


Fig.II.6. Schéma isostatique d'Escalier.

- **Le nombre des marches** : $n = H / h$

* type (a): $n = 153 / 17 = 9$.

* type (b): $n = 153 / 17 = 9$

$n_t = 18$ contre marches

- Longueur de la volée :

Fig.II.6.schéma isostatique d'Escalier.

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{\frac{H}{2}}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m.

L: Longueur de la volée = 2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.51} = 2.85 \text{ m}$$

- Epaisseur de la pailleasse :

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$\text{D'où : } e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max} \Rightarrow e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 340 \Rightarrow e = (11.33 \div 17) \text{ cm}$$

Soit : $e = 16 \text{ cm}$.

II.2. Descente de charge

II.2.1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles)

II.2.2. Evaluation des charges appliquées

II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente.	0.12	20000	2400
5	Plancher à corps creux	0.20	–	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente			G	6680 (N/ m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	1000 (N/ m ²)

Tableau.II.1: Charge permanente du plancher terrasse.

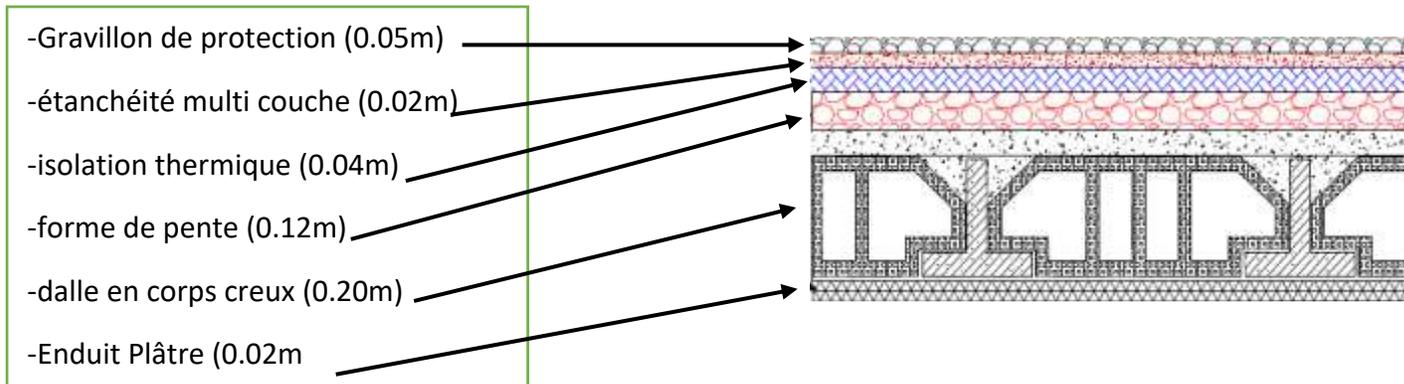


Fig.II.7: Composants d'un Plancher terrasse inaccessible

II.2.2.2. Plancher courant à usage d'habitation :

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.20	-	2800
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons	-	-	1000
Charge permanente			G	5200 (N/ m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1500 (N/ m²)

Tableau.II.2:Charge permanente du plancher courant en corps creux.

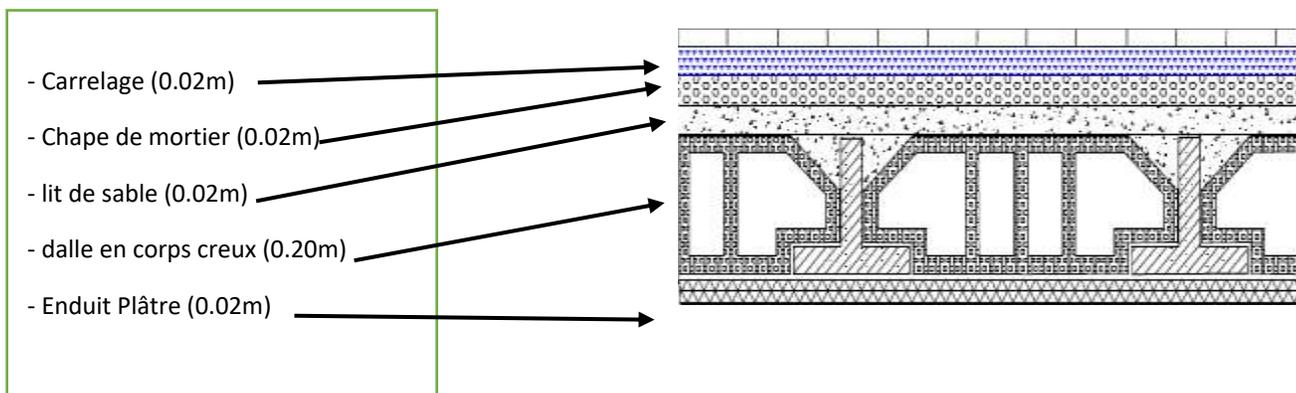


Fig.II.8 : Composants d'un plancher courant en corps creux

II.2.3. Murs extérieurs :

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.15	9000	1300
3	Lame d'air	0.05	–	–
4	Brique creuse	0.10	9000	900
5	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10000	200
Charge permanente			G	2760 (N/ m ²)

Tableau.II.3:Charge permanente du mur double cloison.

II.2.4. Les balcons terrasse :

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Gravillon protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente	0.12	20000	2400
5	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente			G	7630 (N/ m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	1000 (N/ m ²)

Tableau.II.4: Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse.

II.2.5. Balcon étage – courant :

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente			G	5150 (N/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	3500 (N/m ²)

Tableau.II.5: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de balcon étage – courant.

II.2.6. L'escalier :

- Palier de repos

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/ m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Palier	0.16	25000	4000
4	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
Charge permanente			G	5200 (N/ m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	2500 (N/ m ²)

Tableau.II.6: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier.

➤ Volée (paillasse):

- Épaisseur de marche = $0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085$ m
- Épaisseur de paillasse = $e/\cos \alpha = 0.16/\cos 32.5 = 0.189$ m

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/ m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	La marche	0.085	22000	1870
4	Paillasse	0.189	25000	4743
5	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
Charge permanente			G	7813 (N/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	2500 (N/m ²)

Tableau.II.7: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse).

II.2.7. L'acrotère

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

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

Surface de l'acrotère =

$$(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow ST = 0,0685 \text{ m}^2$$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G1 + G2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$$

D'après D.T.R.BC.2.2 Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à 1000 N/m²

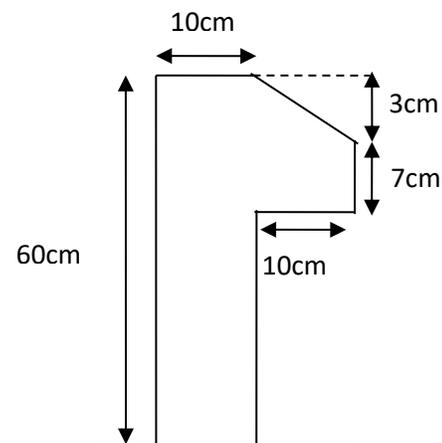


Fig.II.9: L'acrotère.

$$\left[\begin{array}{l} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{array} \right] \text{ Dans une bonde d'un mètre de largeur}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

CP : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.1 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

CP=0.80 élément en console tableau 6.1, donc :

$$FP = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1820.5 \rightarrow FP = 582.56 \text{ N/ml.}$$

$$582.56 \text{ N/ml.} < 1000 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, FP) \rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1820.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml}$$

II.2.8. Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 17)

Les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse : Q0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,9 Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,8 Q

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5 Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivant)

▪ **Descente des charges sur les poteaux :(C2)**

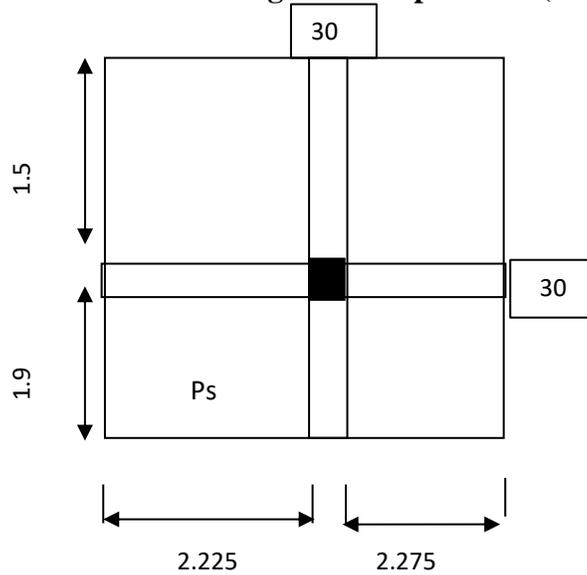


Fig.II.10. La surface afférente par poteau centrale

-Pour 5, 6, 7, 8 et 9ième étages

♦ **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S_G = (2.275 + 2.225) \times (1.9 + 1.5) = 15.30 \text{ m}^2$$

♦ **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S_Q (\text{terrasse}) = (2.225 + 0,3 + 2.275) \times (1.90 + 0,30 + 1.5) = 17.76 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 17.76 - (0.35 \times 0.4) = 17.62 \text{ m}^2$$

-pour RDC, 1,2, 3 et 4ième étages

$$S_G = 15.30 = 15.30 \text{ m}^2$$

♦ **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S_Q (\text{étage}) = 17.62 - (0.45 \times 0.50) = 17.4 \text{ m}^2$$

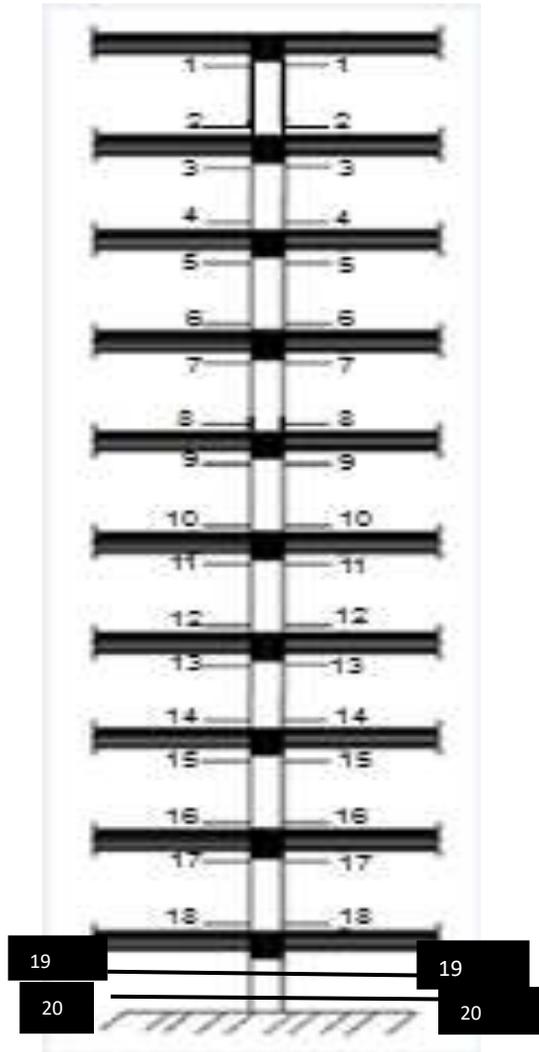


Fig.II.11. Descente des charges sur le poteau (C.2)

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse: (6.68×15.30)	102.20	17.76
	Pp :(0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps :(0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux:(0.35×0.40×25×3.06)		
	Surcharge : (1×17.76)	10.71	17.76
	Totale	134.06	17.76
2-2	Venant 1-1	134.06	17.76
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)		
	Pp :(0.30×0.40×25×4.5)	79.56	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	13.5	
	Poteaux:(0.35×0.40×25×3.06)	7.65	
	Surcharge :(1×17.62)	10.71	17.62
	Totale	245.48	35.38
3-3	Venant 2-2	245.48	35.38
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)	79.56	
	Pp :(0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux:(0.35×0.40×25×3.06)	10.71	
	Surcharge:(0.9×1.50×17.62)		23.787
	Totale	356.9	59.17
4-4	Venant 3-3	356.9	59.17
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)	79.56	
	Pp :(0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux :(0.35×0.40×25×3.06)	10.71	
	Surcharge :(0.8×1.50×17.62)		21.144
	Totale	457.61	80.31

5-5	Venant 4-4	457.61	80.31
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)	79.56	
	Pp : (0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux:(0. 35×0. 40×25×3.06)	10.71	
	Surcharge :(0.7×1.50×17.62)		18.50
	Totale	569.03	98.81
6-6	Venant 5-5	569.03	98.81
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)	79.56	
	Pp : (0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux:(0. 45×0. 50×25×3.06)	17.21	
	Surcharge :(0.6×1.50×17.4)		15.66
	Totale	686.94	114.47
7-7	Venant 6-6	686.94	114.47
	Plancher étage courant : (5.2×15.30)	79.56	
	Pp : (0.30×0.40×25×4.5)	13.5	
	Ps : (0.30×0.30×25×3.4)	7.65	
	Poteaux:(0. 45×0. 50×25×3.06)	17.21	
	Surcharge :(0.5×1.50×17.4)		13.05
	Totale	804.86	127.52

8-8	Venant 7-7	804.86	127.52
	Plancher étage courant : (5.2×15.30) Pp : (0.30×0.40×25×4.5) Ps : (0.30×0.30×25×3.4) Poteaux:(0. 45×0. 50×25×3.06) Surcharge :(0.5×1.50×17.4)	79.56 13.5 7.65 17.21	13.05
	Totale	922.78	140.57
9-9	Venant 8-8	922.78	140.57
	Plancher étage courant : (5.2×15.30) Pp : (0.30×0.40×25×4.5) Ps : (0.30×0.30×25×3.4) Poteaux:(0. 45×0. 50×25×3.06) Surcharge :(0.5×1.50×17.4)	79.56 13.5 7.65 17.21	13.05
	Totale	1040.7	153.62
10-10	Venant 9-9	1040.7	153.62
	Plancher étage courant : (5.2×15.30) Pp : (0.30×0.40×25×4.5) Ps : (0.30×0.30×25×3.4) Poteaux:(0. 45×0. 50×25×3.06) Surcharge :(0.5×1.50×17.4)	79.56 13.5 7.65 17.21	13.05
	Totale	1158.62	166.67

Tableau.II.8:Descente de charge pour poteau central C2.

Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante

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

- Pour 5, 6, 7, 8 et 9ième étages

$$Nu = (1,35 \times 569.03) + (1,5 \times 98.81) = 916.41 \text{ KN}$$

- Pour RDC, 1,2, 3 et 4ième étages

$$N_u = (1,35 \times 1158.62) + (1,5 \times 166.67) = 1814.14 \text{ KN}$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\lambda: \text{Elancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

l_f : Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

$$\text{perpendiculaire au plan de flambement} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$)situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

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

$l_f=0,7 \times l_0$ (selon BAEL, le poteau est encasté dans la fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$b < h \rightarrow \lambda_x > \lambda_y \rightarrow \lambda = \lambda_x$$

- Pour 5, 6, 7, 8 et 9^{ème} étages : Poteau (35×40)

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 21.2$$

$$\lambda = 21.2 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.2}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.79$$

- Pour RDC, 1,2 ,3 et 4ième étages (45×50)

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 16.5$$

$$\lambda = 16.5 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{45} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.2}{45} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.83$$

❖ **Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute son périphérique.

- Pour 5, 6, 7 ,8 et 9ième étages : Poteau (35×40)

$$Br = (h-2) (b-2) = (35-2) \cdot (40-2) = 1254 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 35 \times 40}{100} = 2.8 \text{ cm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(35+40)}{100} = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (35 \times 40) = 11.2 \text{ cm}^2$$

- Pour RDC, 1,2 ,3 et 4ième étages (45×50)

$$Br = (h-2) (b-2) = (45-2) \cdot (50-2) = 2064 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 45 \times 50}{100} = 4.5 \text{ cm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(45+50)}{100} = 7.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (45 \times 50) = 18 \text{ cm}^2$$

Tableau.II.9. Récapitulatif

Niveau	N _u (N)	A _{min} ^{BAEL} (mm ²)	A _{min} ^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br(mm ²)	N (N)	conditio n
5, 6, 7,8 et 9ième	916410	600	1120	1120	125400	2142312.077	C.V.
RDC,1,2,3et4ième	1814140	760	1800	1800	206400	3692096.618	C.V.

Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 P 50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

-Pour 5, 6, 7,8 et 9ième étages

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{6678400}{350 \times 400 \times 25} = 0.19 \dots \dots \dots (c.v.)$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (35×40) cm²

• Pour RDC, 1,2 ,3 et 4ième

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$v = \frac{1325290}{450 \times 500 \times 25} = 0.24 \dots \dots \dots (c.v.)$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (45×50) cm²

- descente des charges sur voile sans ouvertures

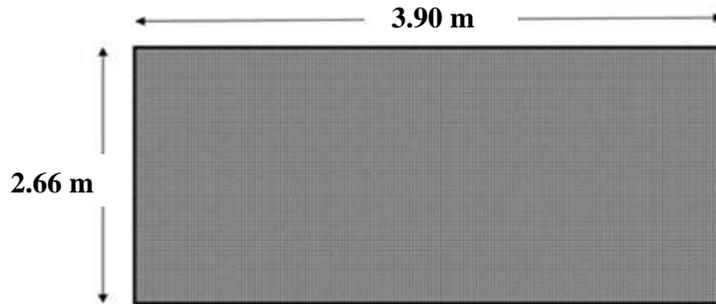


Fig.II.12. Schéma de voile.

$$S = 3.90 \times 2,66 = 10.37 \text{ m}^2$$

Niveau	Élémen	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $668 \times 10.37 = 6927.16$ 1 acrotère: $171.25 \times 3.90 = 667.88$	7595.04	$10.37 \times 100 = 1037$
1-1	Venant 1-1 : 7595.04 Voile : $0,15 \times 2,66 \times 3.90 \times 2500 = 3890.25$	11485.29	1037
2-2	Venant 2-2 : 11485.29 Plancher E.C : $10.37 \cdot (520) = 5392.40$	16877.69	$1037 + (10.37 \times 150) = 2592.50$
2-2	-Venant 3-3 : 16877.69 Voile : 3890.25	20767.94	2592.50
3-3	-Venant 4-4 : 20767.94 Plancher E.C: 5392.40	26160.34	$2592.50 + (1555.5 \times 0.9) = 3992.45$
3-3	-Venant 5-5 : 26160.34 Voile : 3890.25	30050.59	3992.45

4-4	-Venant 6-6: 30050.59 Plancher E.C : 5392.40	35442.99	$3992.45 + (1555.5 \times 0,8)$ =5236.85
4-4	-Venant 7-7 : 35442.99 Voile : 3890.25	39333.24	5236.85
5-5	-Venant 8-8: 39333.24 Plancher E.C : 5392.40	44725.64	$5236.85 + (1555.5 \times 0,7)$ =6325.7
5-5	-Venant 9-9 : 44725.64 - Voile : 3890.25	48615.89	6325.7
6-6	-Venant 10-10: 48615.89 Plancher E.C : 5392.40	54008.29	$6325.7 + (1555.5 \times 0,6)$ =7259
6-6	-Venant 11-11 : 54008.29 - Voile : 3890.25	57898.54	7259

7-7	-Venant 12-12 : 57898.54 Plancher E.C : 5392.40	63290.9 4	$7259 + (1555.5 \times 0,5)$ =8036.75
7-7	-Venant 13-13 : 63290.94 Voile : 3890.25	67181.1 9	8036.75
8-8	-Venant 14-14 : 67181.19 Plancher E.C : 5392.40	72573.5 9	$8036.75 + (1555.5 \times 0,5)$ =8814.50
8-8	-Venant 13-13 : 72573.59 Voile : 3890.25	76463.8 4	8814.50
9-9	-Venant 16-16 : 76463.84 Plancher E.C : 5392.40	81856.2 4	$8814.50 + (1555.5 \times 0,5)$ =9592.25
9-9	-Venant 17-17 : 81856.24 Voile : 3890.25	85746.4 9	9592.25
10-10	-Venant 17-17 : 85746.49 Plancher E.C : 5392.40	91138.8 9	$9592.25 + (1555.5 \times 0,5)$ =1370

10-10	-Venant 17-17 : 91138.89 Voile : 3890.25	95029.1 4	10370
	Σ	95029.14	10370

Tableau.II.9:descente des charges sur voile sans ouvertures.

✚ Vérification de la résistance des voiles à la compression

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tel que : $P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$P_u = 1,35(95029.14) + 1,5(10370)$

$P_u = 143844.339 \text{ N}$

$A = 180 \cdot 26500 = 4770000 \text{ mm}^2$.

$\rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1438443.39}{4770000} = 0.302 \text{ Mpa} \leq 14.2 \text{ Mpa}$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Chapitre III

Élément secondaire

III. ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. L'Acrotère

III.1.1. Introduction:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.1.2. Mode de travail:

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

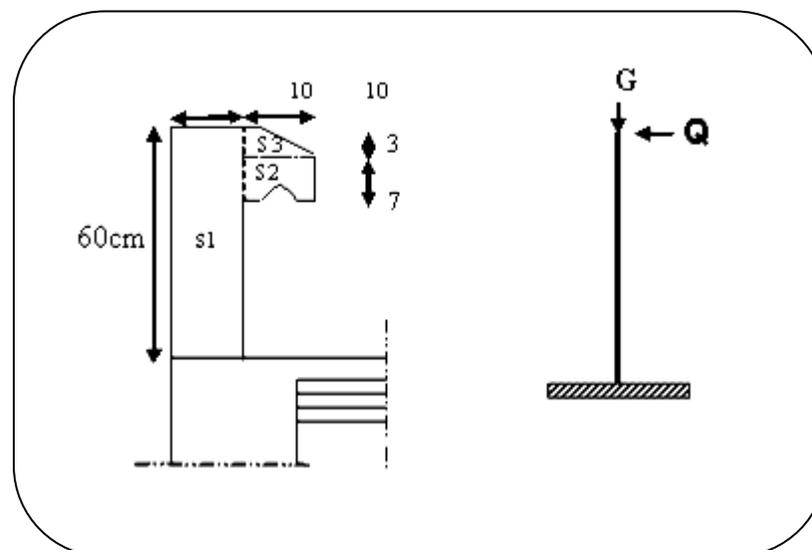


Fig.III.1. schéma isostatique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

➤ **Surface:**

$$S_1 + S_2 + S_3 = ((0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \cdot 0,03 \times 0,5))$$

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

➤ **Charge permanente:**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:**D'après D.T.R.BC.2.2**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000\text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822\text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000\text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25\text{ da N/ml} \quad Q = 100\text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600\text{ N.m}$$

D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000\text{ N}$

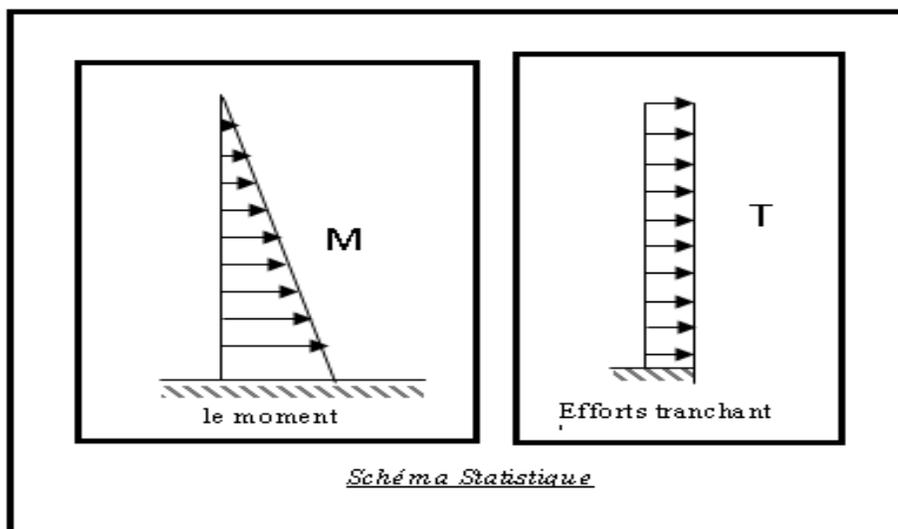


Fig.III.2. Schéma de sollicitations de l'acrotère

III.1.3. Calcul des sollicitations:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

III.1.4. Combinaison d'action:

- **E.L.U**

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell;$$

On ne majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

- **E.L.S**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

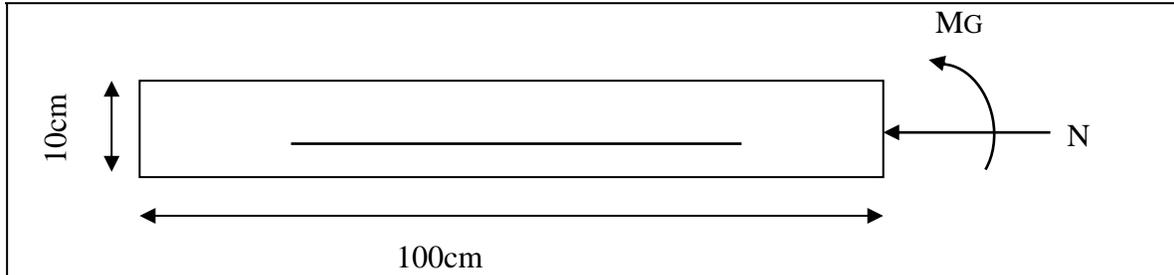
III.1.5. Calcul de ferrailage:

Fig.III.3. Section de l'acrotère.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

III.1.5.1. Armatures longitudinales:

- **E.L.U**

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.52 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée:**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

M_1 (N.m)	μ	α	β	A_1^u (cm ²)	A(cm ²)
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

- **E.L.S**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression:**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section à la flexion simple:**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\overline{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; k=0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \overline{\sigma}_s = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 191 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 191 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{201.63 \times 0.956 \times 7} = 0.47 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée:

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \overline{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

-Condition De Non Fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal d'armature longitudinale: BAEL91 (B.5.3.1)

$$A^{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

III.1.5.2. Vérification De L'effort Tranchant: BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.5.3. Armatures de Répartition:

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

On adopte : $A^r = 3 \text{ } \varnothing 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

III.1.5.4. Espacement Des Armatures:

➤ Les armatures longitudinales (B.A.E.L 91 ; B.5.3.3)

$$e_l \leq \min (2.5h, 25\text{cm}) = \min (2.5 \times 10, 25\text{cm}) \Rightarrow e_l < 25 \text{ cm}$$

$$e_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow e_l = 20 \text{ cm}$$

$$A_l = 5 \varnothing 6 \rightarrow S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ Les armatures répartition (B.A.E.L 91 ; A.8.2.42)

$$e_r \leq \min (4h, 40\text{cm}) = \min (4 \times 10, 40\text{cm}) \Rightarrow e_r < 40 \text{ cm}$$

$$e_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow e_r = 30 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \varnothing 6 \rightarrow S_r = 30 \text{ cm}$$

-Schéma du ferrailage:

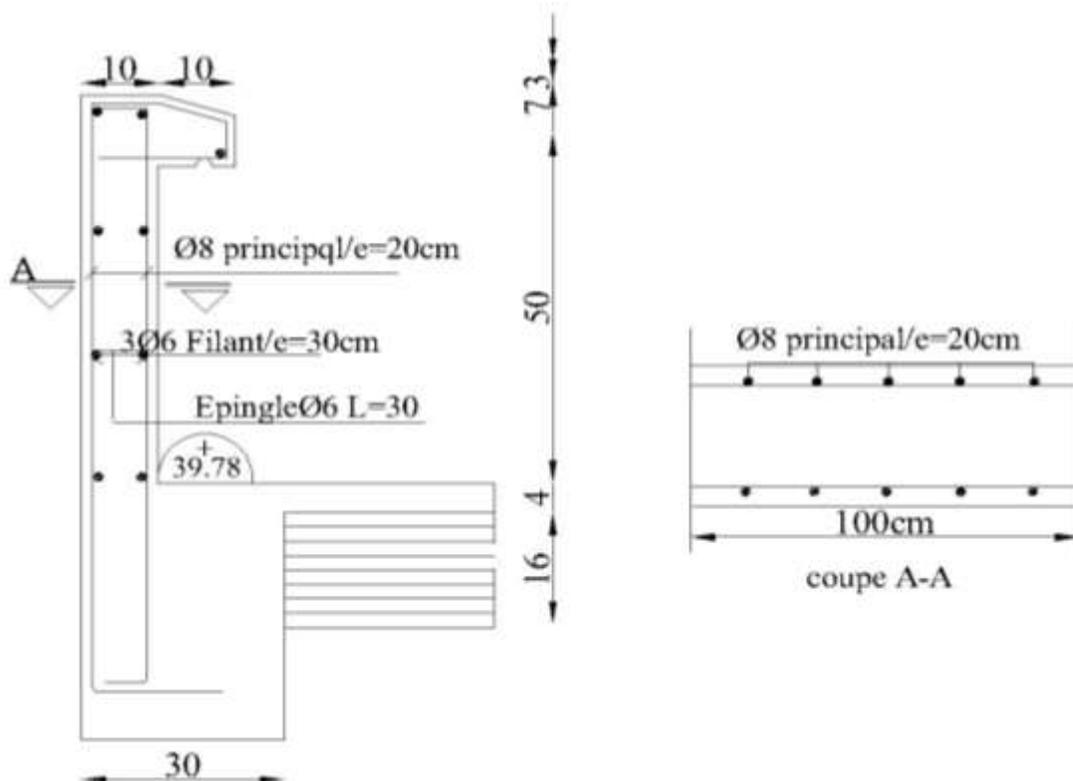


Fig.III.4. Ferrailage d'acrotère.

III.2. Planchers à corps creux

III.2.1. Introduction:

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, des charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les autres accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de grande rigidité.

- Fonctions nécessaires de plancher:

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique
- Étanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentelle
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...

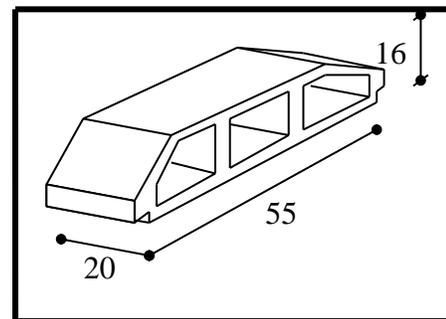


Fig.III.5. Corps Creux.

III.2.2. Conception des planchers:

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.2.3. Méthodes de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthodes forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

III.2.4. Calcul des ferrailage:

- La fissuration n'est pas préjudiciable.

- Les charges d'exploitation sont modérées $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

III.2.5. Calcul des moments:

❖ Les moments en appui:

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour cas de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées)

❖ Les moments en travées:

$$M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2} \dots\dots\dots \text{équation 01}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} & \dots\dots\dots \text{équation 02} \\ (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} & \dots\dots\dots \text{équation 03} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

Méthode de Caquot :

- Condition d'application :

- ❖ $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- ❖ Les charges d'exploitation sont élevées.

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

$L' = L$ en cas des travées de Rive

$L' = 0.8L$ en cas des travées intermédiaire

$$M_t = \frac{q \cdot x_m^2}{2} + M_w$$

$$x_{im} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$V = \pm \frac{qL}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Vérification vis-à-vis les Conditions d'applications de la méthode forfaitaire

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 13.36 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5.2 \text{ KN} = 10.40 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Inertie constante (I)} : \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 ; 2.50/4.20 = 0.59 \quad \text{Non Vérifiée}$$

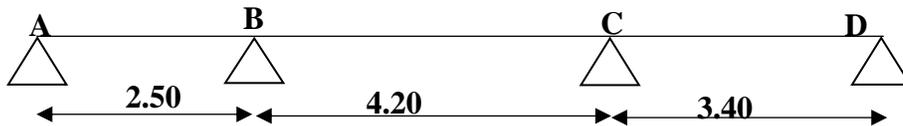
Alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique la méthode de Caquot.

Calcul des planchers:

Les résultats obtenus par méthode de Caquot (M, T).

Plancher TERRASSE:

Travées type 1:



Combinaisons d'actions:

➤ E.L.U

$$\begin{aligned} \text{- Travée chargée} \Rightarrow q_u &= (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6,68 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 \\ &= 6,84 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\text{- Travée déchargée} \Rightarrow q_u = (1,35 G) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6,68) \times 0,65$$

$$= 5,86 \text{ KN/ml}$$

➤ E.L.S

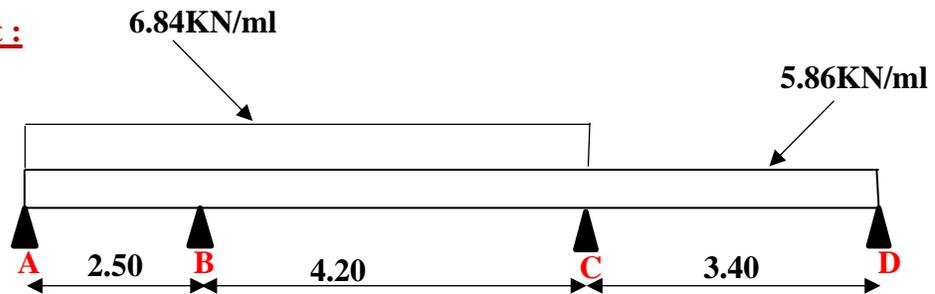
$$\begin{aligned} \text{- Travée chargée} \Rightarrow q_{ser} &= (G + Q) \cdot 0,65 = (6,68 + 1,00) \times 0,65 \\ &= 4,99 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Travée déchargée} \Rightarrow q_{ser} &= (G) \cdot 0,60 = 6,68 \times 0,65 \\ &= 4,34 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

➤ E.L.U

1^{er} cas de chargement :

$M_A = 0$



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-7.35	-8.52	-1.70

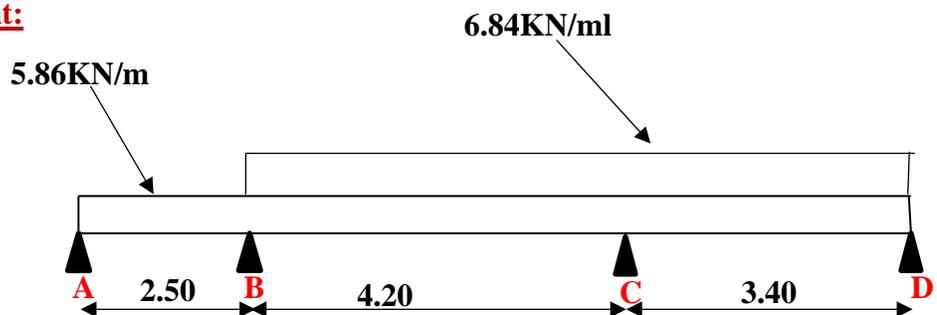
Moments des travées:

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	2.3	7.02	3.67

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	5.61	-11.49	14.08	-14.64	11.97	-7.96

2^{ème} cas de chargement:



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-7.05	-9.19	..

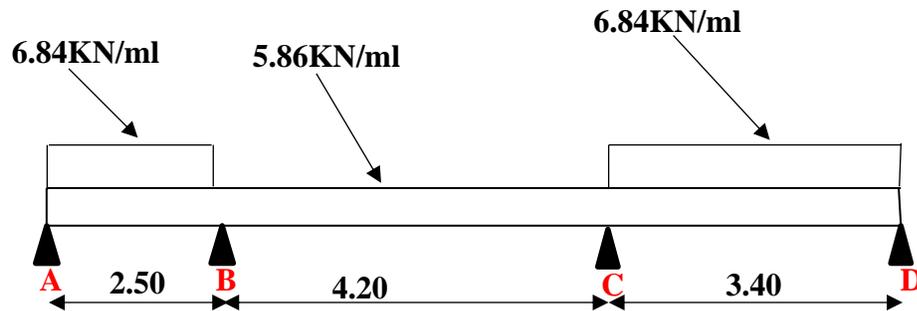
Moments des travées :

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	1.74	7.043	5.89

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	4.51	-10.15	13.85	-14.87	14.33	-8.93

3^{ème} cas de chargement :



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-6.61	-8.55	...

Moments des travées :

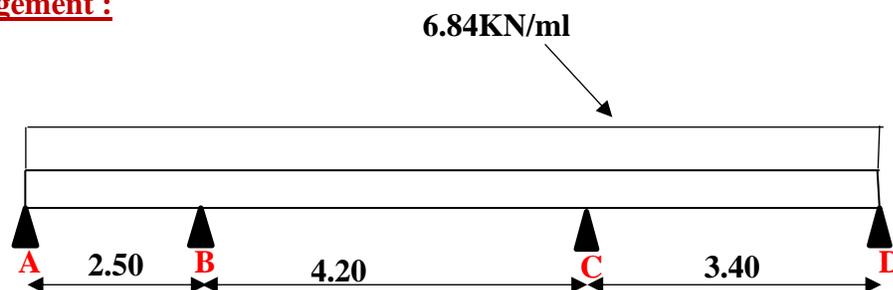
Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	2.7	5.35	6.10

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	5.91	-11.19	11.84	-12.77	14.14	-9.11

4^{ème} cas de chargement :

$M_A = 0$



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-7.35	-9.19	...

Moments des travées:

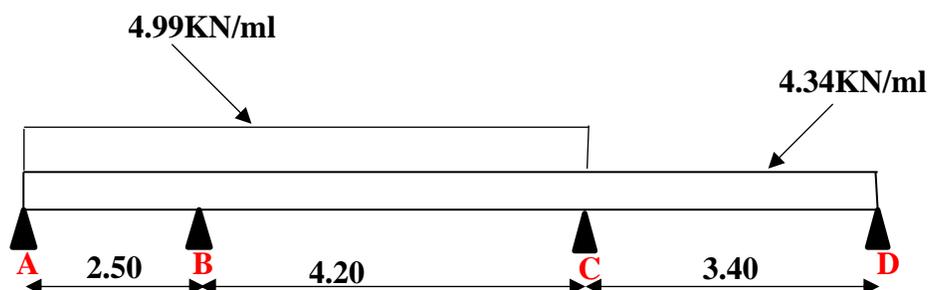
Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	1.15	17.21	5.89

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	5.61	-11.49	13.93	-14.71	14.33	- 8.93

➤ **E.L.S****1^{er} cas de chargement :**

$M_A = 0$

**Moments des appuis :**

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-5.36	-6.26	...

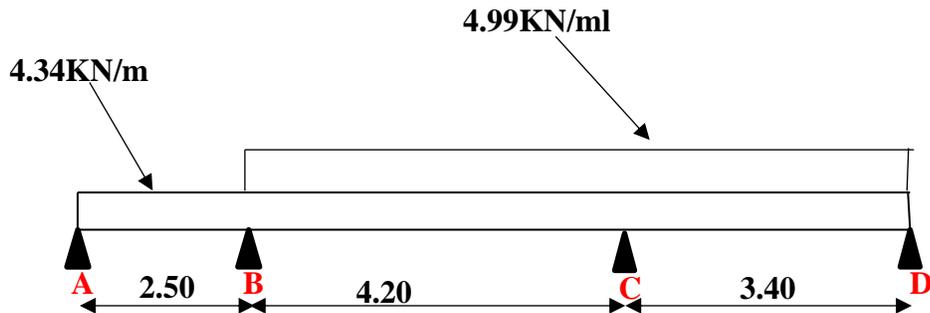
Moments des travées:

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	1.68	5.23	3.49

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	4.09	-8.38	10.26	-10.69	9.23	-5.55

2^{ème} cas de chargement :



Moments des appuis :

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-5.16	-6.71	..

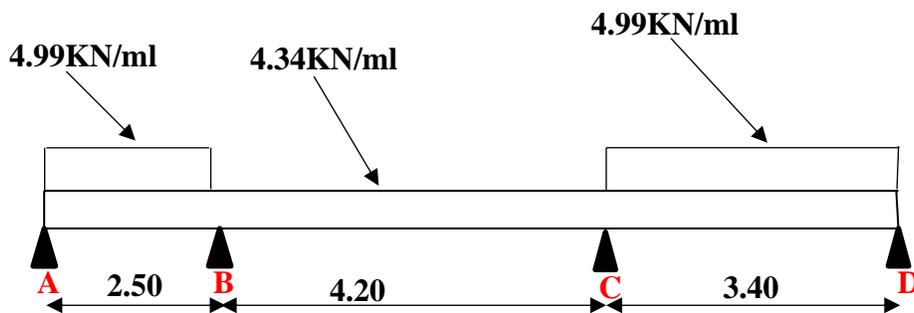
Moments des travées :

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	1.29	5.08	2.81

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	2.11	-7.49	10.11	-10.85	10.46	-5.51

3^{ème} cas de chargement :



Moments des appuis :

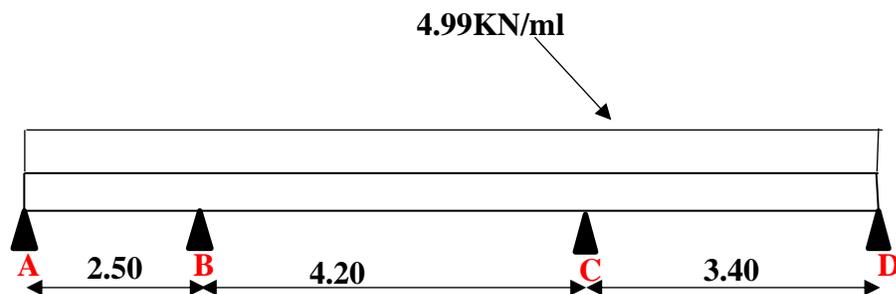
Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-4.87	-6.28	...

Moments des travées :

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	1.85	4.009	4.11

L'effort tranchant :

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	4.29	-8.19	8.78	-9.45	10.33	-6.64

4^{ème} cas de chargement : $M_A = 0$ **Moments des appuis :**

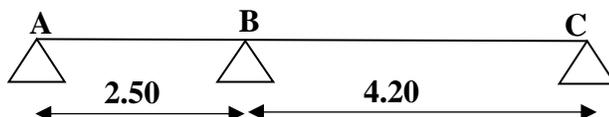
Appuis	A	B	C	D
Moment (KN.m)	0	-5.37	-6.71	...

Moments des travées:

Travée	A - B	B - C	C - D
Moment (KN.m)	7.04	5.01	4.26

L'effort tranchant:

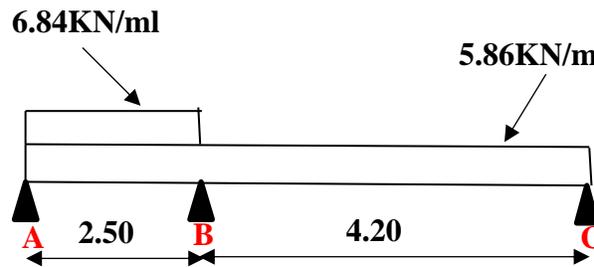
Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁
V (KN)	4.09	-8.39	10.16	-10.79	10.46	-6.51

Travées type 2 :

➤ E.L.U

1^{er} cas de chargement :

$M_A = 0$



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-9.50	0

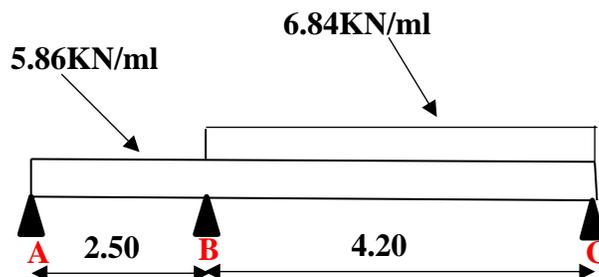
Moments des travées:

Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	1.65	8.67

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	4.75	-12.35	14.57	-10.04

2^{ème} cas de chargement :



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-10.51	0

Moments des travées:

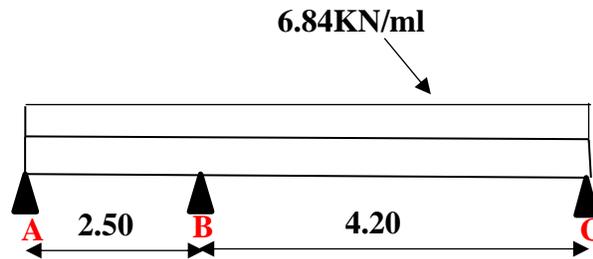
Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	0.83	9.26

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	3.12	-11.53	16.87	-11.86

3^{ème} cas de chargement :

$M_A = 0$

**Moments des appuis:**

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-10.78	0

Moments des travées:

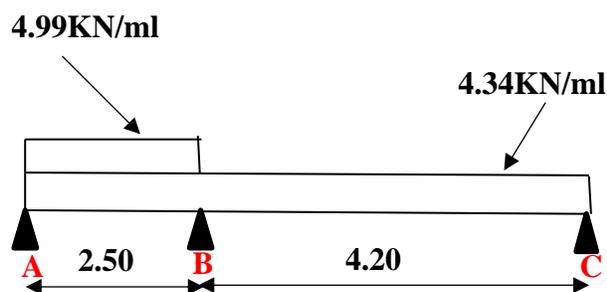
Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	1.31	10.25

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	4.24	-12.86	16.95	-11.78

➤ **E.L.S****1^{er} cas de chargement :**

$M_A = 0$

**Moments des appuis:**

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-7.02	0

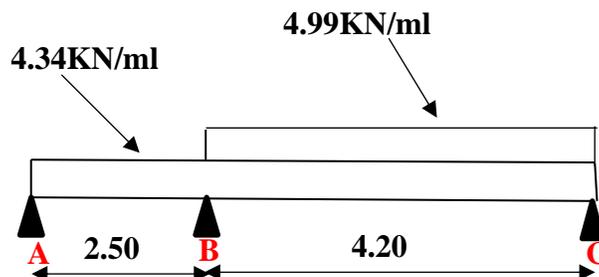
Moments des travées:

Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	1.19	6.43

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	3.43	-9.05	7.44	-10.79

2^{ème} cas de chargement :



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-7.68	0

Moments des travées:

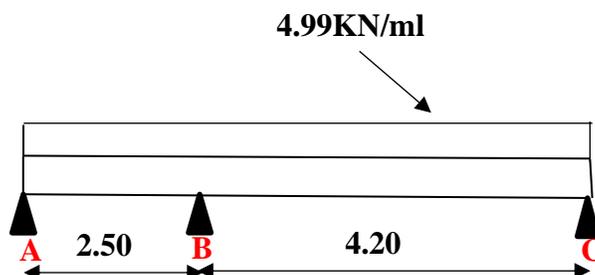
Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	0.63	7.54

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	2.35	-8.49	12.31	-8.65

3^{ème} cas de chargement :

$M_A = 0$



Moments des appuis:

Appuis	A	B	C
Moment (KN.m)	0	-7.86	0

Moments des travées:

Travée	A - B	B - C
Moment (KN.m)	0.96	7.49

L'effort tranchant:

Appuis	A	B ₁	B ₂	C ₁
V (KN)	3.09	-9.38	12.35	-8.61

Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant

Les armatures longitudinales :

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_o = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_o = 4\text{cm}$$

L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\emptyset l}{2} + \emptyset t = 1 + \frac{1.4}{2} + 0.8 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\emptyset l = 10 \text{ à } 14 \text{ mm} ; \emptyset t = 8 \text{ mm}$$

$$C \geq 2.5 \text{ cm} ; \text{ soit } C = 3.00 \text{ cm}$$

E. L. U :**En Travée :**

Le moment fléchissant M_o équilibré par la table est :

$$M_o = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_o \cdot \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_o = 14.2 \times 65 \times 4 \times (17-2) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 17.21 \text{ KN.m (travée type 1 cas de chargement N° 04)}$$

$$M_t^{\max} = 17210 \text{ N.m} \leq M_o = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ Type equation here.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b^- \times b \times d^2} = \frac{17210}{14.2 \times 65 \times 17^2} = 0.065 < \mu_i = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,065 \Rightarrow \alpha = 0,0841 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17210}{348 \times 0.966 \times 17} = 3.01 \text{ cm}^2$$

En Appui :

$M_a^{\max} = 10.78 \text{ KN.m}$ (**travée type 2 cas de chargement N° 03**)

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b^- \times b \times d^2} = \frac{10780}{14.2 \times 10 \times 17^2} = 0.263 < \mu_i = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.263 \Rightarrow \alpha = 0.389 \Rightarrow \beta = 0.844$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10780}{348 \times 0.844 \times 17} = 2.16 \text{ cm}^2$$

E. L. S :

D'après le BAEL83

La fissuration est peut nuisible ; Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u [N.m]	M_{ser} [N.m]	f_{c28}	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
En travée	17210	7540	25	2.282	0.891	0,0841	Vérifier
En appui	10780	7860	25	1.372	0.436	0.389	Vérifier

Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{r,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

En Appui :

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,21 \text{ cm}^2}$$

Pourcentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0,001 \times b \times h$$

En Travée :

$$A_m \geq 0,001 \times 65 \times 20 = \mathbf{1,30 \text{ cm}^2}.$$

En Appui :

$$A_m \geq 0,001 \times 10 \times 20 = \mathbf{0,20 \text{ cm}^2}.$$

Tableau récapitulatif :

	A_{cal} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	$A_{min}^{BAEL}/2$ (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	CHOIX
En travée	3.01	1.33	0.65	3.08	2HA14
En appui	2.16	0.21	0.10	2.26	2HA12

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangentielle : $\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant (**travée type 2 cas de chargement N° 03**)

b_0 : Désigne le largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16950}{100 \times 170} = 0,99 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites, donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28}/\alpha_b, 5 \text{ MPa}) \quad \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 / 1,5 = 3,33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u = 0,99 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA}$ Alors la condition est vérifié. on n'a pas besoin d'armatures de cisaillements.

Diamètre minimale: BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(5, 7; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi_t = 0,56 \text{ cm}^2.$$

L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 15,3\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,90 \text{ cm}$$

BAEL91 (A.5.1, 23)

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0,3 k f_{t28})} = 28,61\text{cm}$$

$k = 1$ cas ou la flexion simple

$$s_t \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement après de l'appui de 10 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

a-/ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 15,30 \text{ cm}$.

$$T_u = 16950 \text{ N}$$

$$T_u = 16950 < 0,267 \times 15,3 \times 10 \times 100 \times 25 = 102127,5 \text{ N} \dots \dots (cv)$$

b-/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 = 308 \text{ mm}^2 \dots \dots (cv)$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \frac{16950}{400} = 48.73 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 48.73 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 60cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.Ln}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 1.00 \text{ cm}^2 ; \text{ espacement } 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0.60 cm² ; espacement 100/3 = 33.3 cm

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles (200 × 200) mm². Ou (200 × 300) mm².

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1: \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2: \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.08}{65 \times 17} = 0.00279 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3: \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \geq 0.049 \dots \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

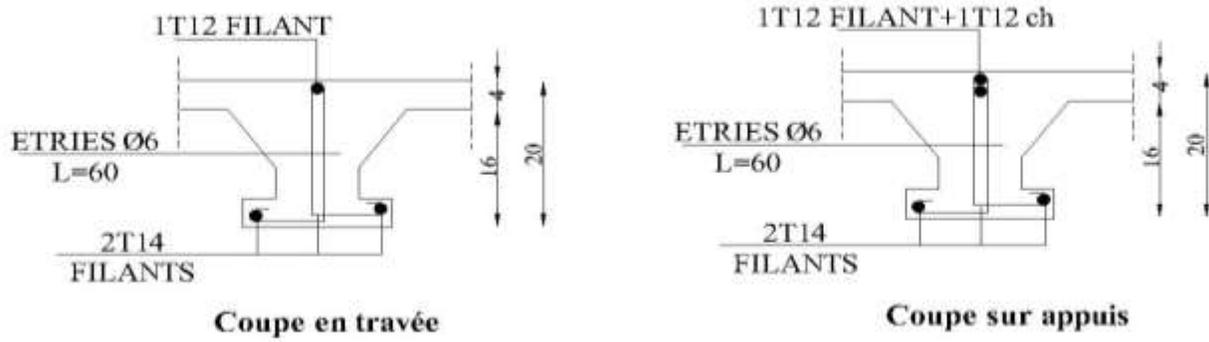


Fig.III. 6. Ferrailage des plancher

III.3. Les balcons

III.3.1. Méthode de calcul :

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 12 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P .

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < (L/20) + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.20 \text{ m}$$

$$8 \leq e \leq 13$$

On prend une épaisseur de : 12 cm.

III.3.2. Évaluation des charges :

III.3.2.1. Terrasse :

$$g = G \times 1\text{m} = 7630 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = 1820 \times 1\text{m} = 1820 \text{ N/ml} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

III.3.2.2. Étage courant :

$$g = G \times 1\text{m} = 5150 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 3500 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$P = 2760 \times 1.20\text{m} = 3312 \text{ N/ml} \quad (\text{poids du mur extérieure de 15 cm}).$$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

III.3.3.1. Terrasse :

$$M_g = g l^2 / 2 = 7630 \times (1.20)^2 / 2 = 5493.6 \text{ N.m}$$

$$M_q = q l^2 / 2 = 1000 \times (1.20)^2 / 2 = 720 \text{ N.m}$$

$$M_p = P \times l = 1820 \times 1.20 = 2184 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l = 9156 \text{ N}$$

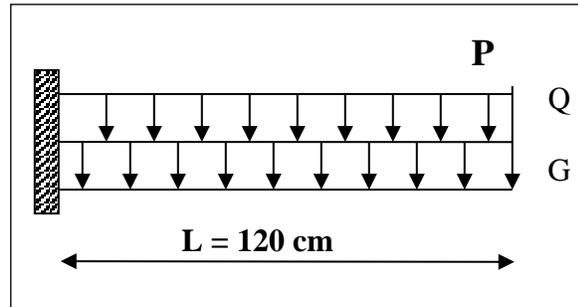
$$T_q = q \times l = 1200 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1820 \text{ N}$$

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
5493.6	720	2184	9156	1200	1820

III.3.3.2. Étage Courant :

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
3708	2520	3974.4	6180	4200	3312



III.3.4. Les combinaisons d'action :

- E.L.U

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

- E.L.S

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

Etat	E.L.U		E.L.S
	M_u (N.m)	T_u (KN)	M_{ser} (N.m)
Balcon			
Terrasse	11444.76	16617.6	8757.6
Étage Courant	14151.24	19114.2	11462.4

III.3.5. Calcul de ferrillage

III.3.5.1. Armatures Longitudinales :

III.3.5.1.1. Terrasse :

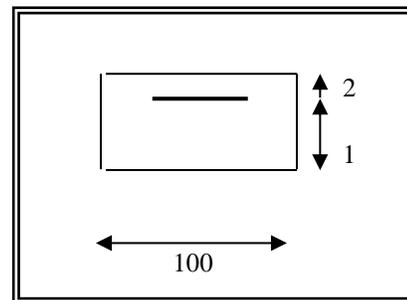


Fig.III.7. Schéma statique de la consol.

- **E.L.U**

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11444.76}{14.2 \times 100 \times (10)^2} = 0.0806$$

$$\mu = 0,0806 < \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0806 \Rightarrow \alpha = 0,105, \beta = 0,958$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11444.76}{348 \times 0.958 \times 10} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.43 \text{ cm}^2$$

M_u (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A_u (cm ²)
11444.76	0,0806	0,392	0,105	0,958	3.43

- **E.L.S**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
11444.76	8757.6	1,31	0,105	0,405	V

- **Pourcentage minimale :** (BAEL91 art B.6.4)

$$\geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.20 \text{ cm}^2 A'_{\min}$$

- **Condition de non fragilité :** (BAEL art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,207 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.43	1.207	1.20	3.43	4T12 = 4.52

III.3.5.1.2. Étage courant :

- **E.L.U**

M_u (N.m)	μ	μ_e	α	β	A_u (cm ²)
14151.24	0.099	0.392	0.131	0.948	4.28

- **E.L.S**

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
14151.24	11462.4	1.23	0.131	0.365	V

- **Tableau recapitulative :** $A = \max (A_u; A_{min}; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
4.28	1.207	1.20	4.28	4T12 = 4.52

III.3.5.2. Vérification De L'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1)

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{19114.2}{1000 \times 100} = 0.191 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$
 $= 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5.3. Les Armatures De Répartition :

- Terrasse: $A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_r = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

- Étage courant : $A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_r = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

III.3.5.4. Espacement Entre Les Armatures :

➤ Les armatures longitudinales (B.A.E.L 91 ; B.5.3.3)

$$e_1 \leq \min(2.5h, 25 \text{ cm}) = \min(2.5 \times 12, 25 \text{ cm}) \Rightarrow e_1 \leq 25 \text{ cm}$$

- Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ Les armatures répartition (B.A.E.L 91 ; A.8.2.42)

➤ $e_r \leq \min(4h, 40\text{cm}) = \min(4 \times 12, 40\text{cm}) \Rightarrow e_r \leq 40\text{cm}$

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.5.5. Vérification de la flèche : (BAEL91 art B.6.5, 1)

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{12}{120} = 0.1 = 0.1 \quad (M_t=M_o) \quad (\text{c.v})$

• $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

A/ Étage courant : $\frac{4.52}{100 \times 10} = 0.00452 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

B/ Terrasse: $\frac{4.52}{100 \times 10} = 0.00452 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{120} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c.v})$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.6. Présentation du ferrailage :

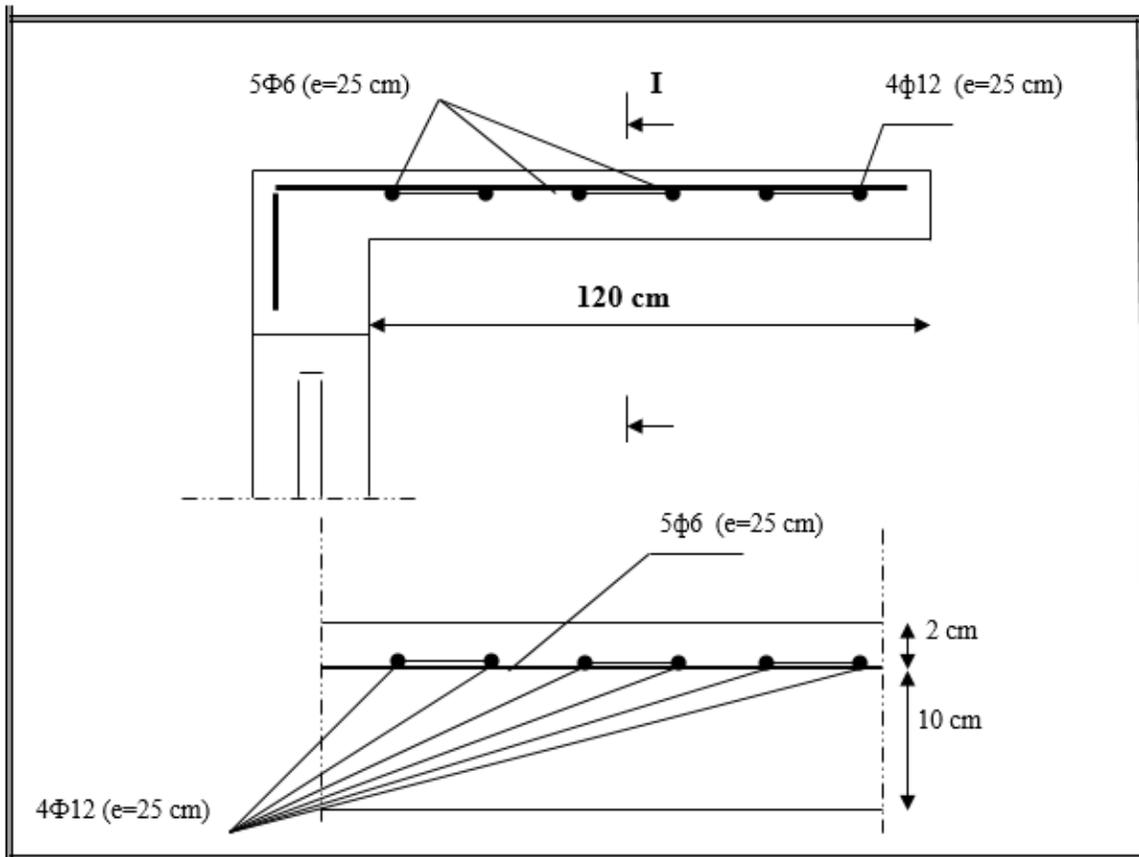


Fig.III.8. Ferrailage de la console de la terrasse et étage courant.

III.4. L'ESCALIER:

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de liaison entre deux étage, et par conséquent entre les espace qui existent sur ses niveau, l'escalier est déterminé par sa montre, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marché.

- L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III.4.1. Dimensionnement :

Les dimensions des marches (g) et contre marches (h) sont déterminées à partir de la condition de BLONDEL qui est :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}.$$

- Et Largeur g si $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$
- Si on prend $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

On aura : $g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{ cm} \leq 66\text{cm}$

En Étage courant :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ marches.}$$

$n = 9$ marches par volée

Longueur de la volée :

$$L = n \times g = 9 \times 30 = 270\text{ cm}$$

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

$$1^{\text{er}} \text{ volée : } L_1 = (9-1) \times 30 = 240\text{ cm}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ volée : } L_1 = (8-1) \times 30 = 210\text{ cm}$$

$$h \setminus = (n - 1) h = 8 \times 0.17 \rightarrow h \setminus = 1.36\text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :

H: hauteur de volé = 1.36 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.36}{2.40} \rightarrow \text{tg} \alpha = 0.567$$

$$\alpha = 29.55$$

$$\cos \alpha = 0.87$$

$$L \setminus = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.87} = 275.86\text{ m} = 276\text{ m}$$

III.4.2. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

III.4.3. Combinaisons d'action :

E.L.U

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

E.L.S

$$P_{\text{ser}} = (G + Q)$$

	Paillasse (kg/ml)	Palier(kg/ml)
ELU	1429.76	1077
ELS	1031.3	770

III.4.4. Calcul des sollicitations :

- Chéma statique

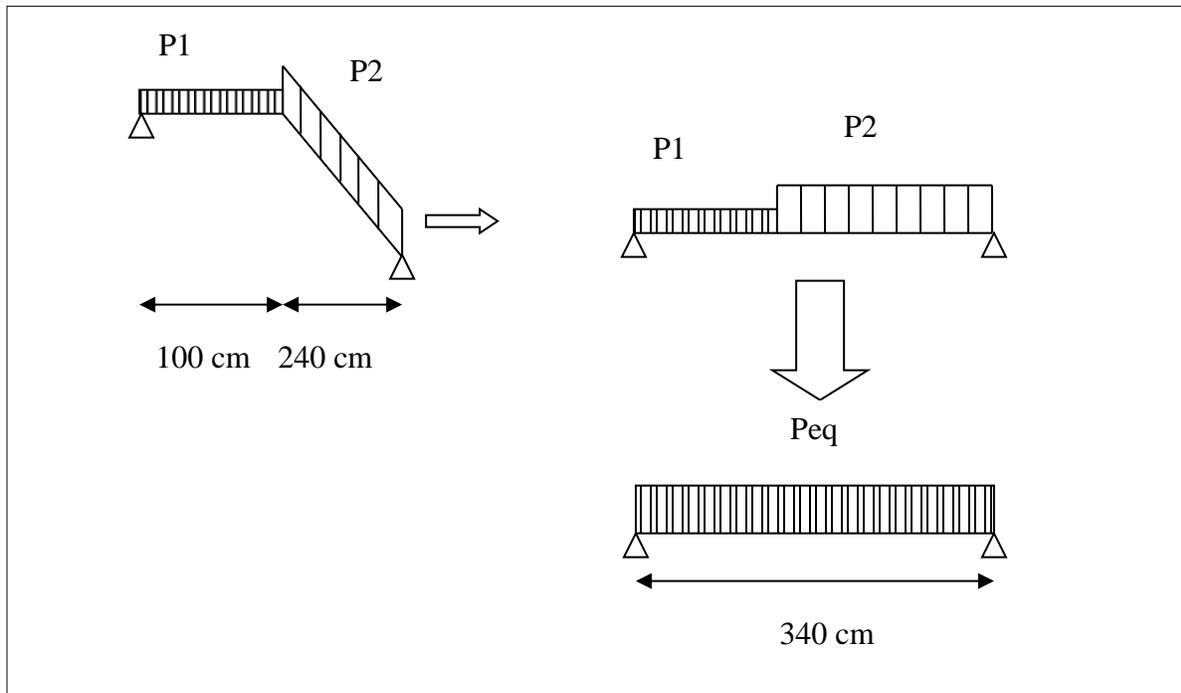


Fig.III.9. Les charges sur l'escalier.

➤ L'E.L.U

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(1077 \times 1.0) + (1429.76 \times 2.40)}{1.0 + 2.40} = 1326 \text{ kg/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{1326 \times 3.40^2}{8} = 1916.07 \text{ kg. m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 1916.07 = 1628.66 \text{ kg. m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 1916.07 = 574.82 \text{ kg. m}$$

- Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = 1326 \times \frac{3.40}{2} = 2254.2 \text{ kg}$$

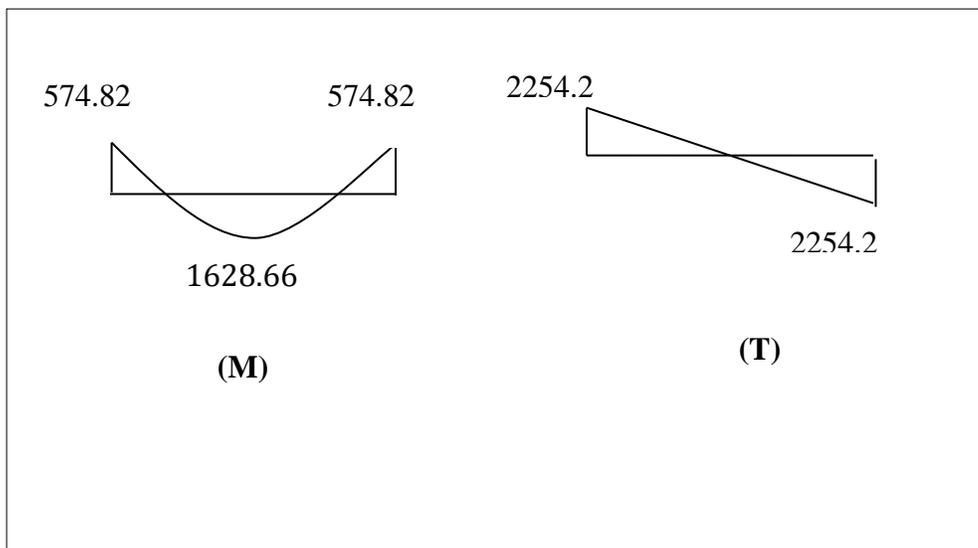


Fig.III.10. Diagrammes de M et T (ELU).

➤ L'E.L.S

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(770 \times 1.0) + (1031.30 \times 2.40)}{1.0 + 2.40} = 954.45 \text{ kg/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{954.45 \times 3.40^2}{8} = 1379.18 \text{ kg. m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 1379.18 = 1172.30 \text{ kg. m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 1379.18 = 413.75 \text{ kg. m}$$

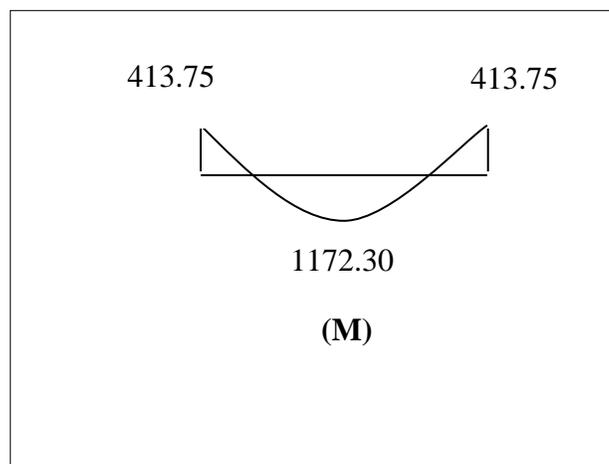


Fig.III.11. Diagrammes de M et T (ELS).

	p_{eq} (kg/ml)	M_0 (kg. m)	M_t (kg. m)	M_a (kg. m)	T (kg)
E.L.U	1326	1916.07	1628.66	574.82	2254.2
ELS	954.45	1379.18	1172.30	413.75	

III.4.5. Calcul de ferrailage :

III.5.1. Les armatures longitudinales :

➤ E.L.U

$$h=16 \text{ cm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$d=h-c \text{ (} c=2 \text{ cm)} = 16-2=14 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

- En Travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{1628.66 \times 10}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0585$$

$$f_c = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.0585 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.0754 \quad \beta = 0.970$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{1628.66 \times 10}{348 \times 0.970 \times 14} = 3.45 \text{ cm}^2$$

- Sur Appuis

$$\mu = \frac{574.82 \times 10}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0207$$

$$\alpha = 0.0261 \quad \beta = 0.990$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{574.82 \times 10}{348 \times 0.990 \times 14} = 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S**La contrainte maximale de béton comprimée: B.A.E.L.91. (A.4.5.2).**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il ne sera pas nécessaire de calculer σ_b pour E.L.S si la relation suivante est remplie

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (kg.m)	M_{ser} (kg.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0754	1628.66	1172.30	1.39	25	0.445	vérifiée
Sur appuis	0.0261	574.82	413.75	1.39	25	0.445	vérifiée

III.4.5.2. Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{- En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.691 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.691 \text{ cm}^2$$

III.4.5.3. Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$\text{- En travée : } A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En appuis : } A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}, A'_{\min})$$

Tableau récapitulative du ferrailage

	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	choix
Travée	3.45	1.691	1.6	3.45	3.93	5 HA 10
Appui	1.19	1.691	1.6	1.691	2.01	4 HA 8

III.4.5.4. Vérification de l'effort tranchant

-La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22542}{1000 \times 140} = 0.161 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa Appuis}$$

$$\tau_u = 0.161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

III.4.5.5. Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	A_L	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	3.93	0.923	4HA8=2.01 cm ²
Appuis	2.01	0.503	4HA8=2.01 cm ²

III.4.5.6. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**a- Armatures longitudinales**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (Appui)} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

III.4.5.7. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{340} = 0.0471 \leq 0.0625 \dots \dots \dots$ (C: non vérifier)
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 10} \leq \frac{4.2}{400} = 0.000393 \leq 0.0105 \dots \dots \dots$ (C: vérifier)
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{340} \geq \frac{162866}{10 \times 191607} = 0.0471 \leq 0.085 \dots \dots$ (C: non vérifier)

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

III.4.5.8. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)**➤ Position du centre de gravité de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 16 \frac{16}{2} + 15 \times 3.93 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 3.93} = 8.21 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8.21 = 7.79 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6.21 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.21^3 + 7.79^3) + 15 \times 3.93 \times 6.21^2 = 36477.25 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{3.93}{100 \times 14} = 0.00281$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00281} \Rightarrow \lambda_i = 7.47$$

➤ **Déformations de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 7.47 \Rightarrow \lambda_v = 2.99$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}})(G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{(5200 \times 1.00) + (7813 \times 2.4)}{1.00 + 2.4} = 7044.47 \text{ N/m}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{poids de paillasse} \times \text{poids de marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{4000 \times 1.00 + (4743 + 1870) \times 2.4}{1.00 + 2.4} = 5844.47 \text{ N/m}$$

$$\rho = g + Q = 7044.47 + 2500 = 9544.47 \text{ N/m}$$

$$M_{\text{ser}}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = \frac{0.85 \times 7044.47 \times 3.4^2}{8} = 8652.37 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = \frac{0.85 \times 5844.47 \times 3.4^2}{8} = 7178.47 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}} = \frac{0.85pl^2}{8} = \frac{0.85 \times 9544.47 \times 3.4^2}{8} = 11722.99 \text{ N.m}$$

➤ Calcul des contraintes de traction

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$p_1 = 100 \times p = 0.281$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $p_1 = 0.281 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{\text{ser}}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{8652.37 \times 10^3}{0.915 \times 393 \times 140} = 171.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{\text{ser}}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{7178.47 \times 10^3}{0.915 \times 393 \times 140} = 142.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{\text{ser}}} = \frac{M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{9544.47 \times 10^3}{0.915 \times 393 \times 140} = 189.59 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00281 \times 142.59 + 2.1} = 0.01$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00281 \times 171.87 + 2.1} = 0.09$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00281 \times 189.59 + 2.1} = 0.87$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{36477.25}{1 + 2.99 \times 0.09} = 31616.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{36477.25}{1 + 7.47 \times 0.09} = 23993.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{36477.25}{1 + 7.47 \times 0.01} = 37335.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{36477.25}{1 + 7.47 \times 0.87} = 5350.78 \text{ cm}^4$$

➤ **Flèche correspondant**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{865.237 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 23993.88} = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{865.237 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 1081887 \times 31616.87} = 0.29 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{717.847 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 37335.97} = 0.069 \text{ cm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q \text{ ser}} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{1172.299 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 5350.78} = 0.79 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q \text{ ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.29 - 0.069) + (0.79 - 0.13) = 0.881 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$\Delta f_t = 0.88 \text{ cm} < \bar{f} = 340 / 500 = 0,68 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est non vérifiée (C.N.V)

On a besoin d'augmenter le ferrailage ou ajouter un appui :

On choisit d'augmenter la section d'armatures : 5T12 pour une section $A = 5.65 \text{ cm}^2$

	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5T12= 5.65
Appuis	4T10=3.14

Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.413	5T8= 2.51
Appuis	0.785	5T8= 2.51

➤ **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 16 \frac{16}{2} + 15 \times 5.65 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 5.65} = 8.30 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 16 - 8.30 = 7.7 \text{ cm.}$$

$$\delta = y_G - 2 = 6.3 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (8.3^3 + 7.7^3) + 15 \times 5.65 \times 6.3^2 = 37641.06 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,00403$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,00403} \Rightarrow \lambda_i = 5,21$$

➤ **Déformations de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 5,21 \Rightarrow \lambda_v = 2,08$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{(5200 \times 1,00) + (7813 \times 2,4)}{1,00 + 2,4} = 7044,47 \text{ N/m}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{poids de paillasse} \times \text{poids de marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{4000 \times 1,00 + (4743 + 1870) \times 2,4}{1,00 + 2,4} = 5844,47 \text{ N/m}$$

$$\rho = g + Q = 7044,47 + 2500 = 9544,47 \text{ N/m}$$

$$M_{\text{ser}}^g = \frac{0,85 g l^2}{8} = \frac{0,85 \times 7044,47 \times 3,4^2}{8} = 8652,37 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = \frac{0,85 j l^2}{8} = \frac{0,85 \times 5844,47 \times 3,4^2}{8} = 7178,47 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}} = \frac{0,85 p l^2}{8} = \frac{0,85 \times 9544,47 \times 3,4^2}{8} = 11722,99 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes de traction**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$p_1 = 100 \times p = 0.403$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $p_1 = 0.403 \Rightarrow \beta_1 = 0.902$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{8652.37 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 121.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{7178.47 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 100.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{9544.47 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 133.77 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 100.61 + 2.1} = 0.99$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 121.27 + 2.1} = 0.91$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 133.77 + 2.1} = 0.87$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37641.06}{1 + 2.08 \times 0.91} = 14313.18 \text{cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37641.06}{1 + 5.21 \times 0.91} = 7212.06 \text{cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{37641.06}{1 + 5.21 \times 0.99} = 6723.91 \text{cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{37641.06}{1 + 5.21 \times 0.87} = 7483.72 \text{cm}^4$$

➤ **Flèche correspondant**

$$f_{gi} = \frac{M_{\text{ser}}^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{865.237 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 7212.06} = 0.43 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{\text{ser}}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{865.237 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 1081887 \times 14313.18} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{\text{ser}}^j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{717.847 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 6723.91} = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{\text{ser}}^{q \text{ ser}} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{1172.299 \times 10^3 \times (340)^2}{10 \times 3216420 \times 7483.72} = 0.56 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q \text{ ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.65 - 0.38) + (0.56 - 0.43) = 0.4 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$\Delta f_t = 0,4 \text{ cm} < \bar{f} = 340 / 500 = 0,68 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée (C.V)

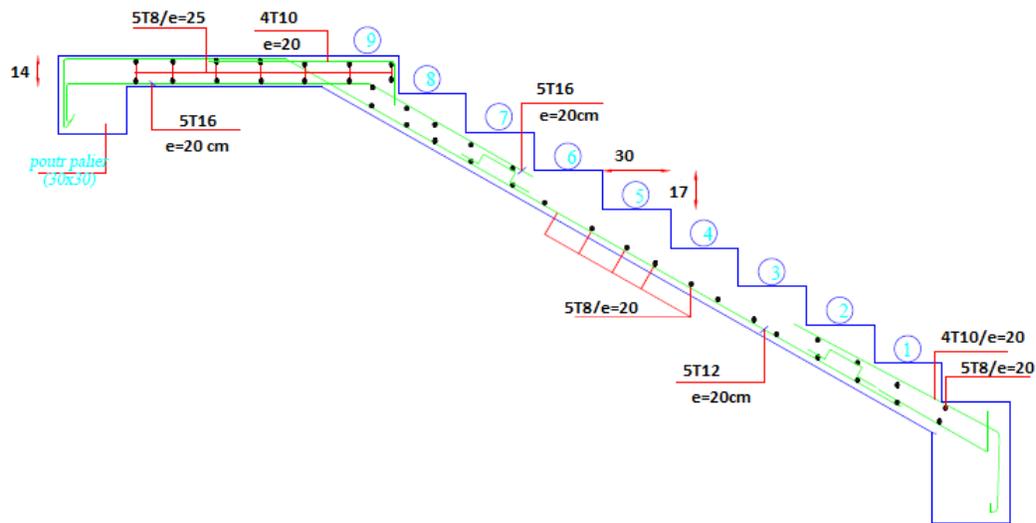


Fig.III.12. Ferrailage de L'escalier.

III.4.6. Calcul de la poutre palière

III.4.6.1. Dimensionnement :

Condition portée : (selon BAEL).

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad , \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{array} \right.$$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} h = (20,66 \div 30) ; L_{\max} = 3,10 \text{ m} \quad , \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ h = 30 \text{ cm} \\ b = (0,4 \div 0,8) h = (12 \div 24) = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4 \Rightarrow 1 < 4$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×30) cm².

III.4.6.2. Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g .
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

III.4.6.3. Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$$

- la réaction d'escalier

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 704.45 \times \frac{3.10}{2} = 1091.89 \text{ kg/ml}$$

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 250 \times \frac{3.10}{2} = 387.50 \text{ kg/ml}$$

- poids du mur

$$g_m = h \cdot b \cdot g = 276 \times [(3.06/2) - 0.3 - 0.3] = 256.68 \text{ kg/ml}$$

III.4.6.4. Calcul de la poutre a la flexion

➤ Combinaisons d'actions :

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 2705.57 \text{ kg/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 1961.07 \text{ kg/ml}$$

➤ Les sollicitations :

❖ E.L.U :

- En appui

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 2705.57 \times \frac{(3.10)^2}{12} = 2166.71 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 2705.57 \times \frac{3.10}{2} = 4193.63 \text{ kg}$$

- En travée

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 2705.57 \times \frac{(3.10)^2}{24} = 1083.36 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 2705.57 \times \frac{3.10}{2} = 4193.63 \text{ kg}$$

❖ **E.L.S :**

- **En appui**

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 1961.07 \times \frac{(3.10)^2}{12} = 1570.49 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 1961.07 \times \frac{3.10}{12} = 506.61 \text{ kg}$$

- **En travée**

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 1961.07 \times \frac{(3.10)^2}{24} = 785.25 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 1961.07 \times \frac{3.10}{12} = 506.61 \text{ kg}$$

III.4.6.5. Calcul de ferrailage : (Armatures longitudinales)

❖ **E.L.U**

- **Travée**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1083.36 \times 10}{14.2 \times 30 \times 28^2} = 0.032$$

$$\mu = 0,032 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1083.36 \times 10}{348 \times 0.984 \times 28} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Appui**

$$\mu = \frac{2166.71 \times 10}{14.2 \times 30 \times 28^2} = 0.065$$

$$\mu = 0.065 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A = \frac{2166.71 \times 10}{348 \times 0.966 \times 28} = 2.30 \text{ cm}^2$$

❖ **E.L.S**

• La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

• la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
En travée	0.041	1083.36	785.25	1.38	25	0.44
Sur appuis	0.084	2166.71	1570.49	1.38	25	0.44

▪ **Conditions de non fragilité**

➤ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{\min}^1 \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^2 \geq 0,001.b.h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001.30.30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)**

$$A_{\min}^{RBA} = 0.5\% b \times h = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A_{\min}^1, A_{\min}^2, A_{\min}^{RBA})$$

	A_u (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{\min}^2 (cm ²)	A_{\min}^{RBA}	A_{\max} (cm ²)	A_{adopte}
Travée	1.13	1.01	0.9	4.5	4.5	3HA14 =4.62
Appuis	2.30	1.01	0.9	4.5	4.5	3HA14 =4.62

➤ **Vérification de la contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o.d} = \frac{4193.63 \times 10}{300 \times 280} = 0.49 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 4, \frac{30}{10} \right\} = 0.86 \quad \text{cm soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL91: (art a.5.1, 2)**

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

- RPA 99 version 2003:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la poutre à la torsion**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 574.82 \text{ Kg.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

➤ **Contraintes tangentes de torsion**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2.\Omega.b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 574.82 \text{ kg.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{574.82 \times 10000}{2 \times 625 \times 100 \times 5 \times 10} = 0.92 \text{ MPa}$$

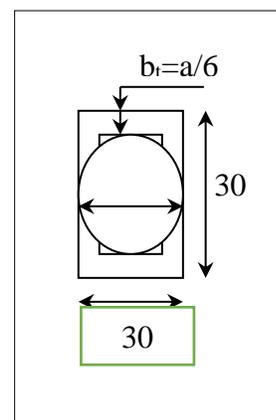


Fig.III.13. La section creuse.

➤ **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.49)^2 + (0.92)^2 = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,09 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

➤ **Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{100 \times 574.82 \times 1000}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15} \times 100} = 1.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales**

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5748.2 \times 15}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.198$$

$$A_t = 0.198 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale des armatures : BAEL83**

$$1) \frac{A_l \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.32 \times 400}{5 \times 100} = 1.06 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.198 \times 400}{5 \times 15} = 1.06 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

▪ **les armatures totales**

➤ **Armatures longitudinales** : $A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$

- En travée

$$\text{Nappe inférieure : } A_{\ell}^{\text{tot}} = A_{\ell}^{\text{fl}} + \frac{A_{\ell}^{\text{tor}}}{2} = 4.5 + (1.32/2) = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{\text{tot}} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$\text{Nappe supérieure : } A_{\ell}^{\text{tot}} = A_{\ell}^{\text{fl}} + \frac{A_{\ell}^{\text{tor}}}{2} = 4.5 + (1.32/2) = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{\text{tot}} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5748.2 \times 15}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.198$$

$$A_t = 0.198 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ État limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.0967 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{ (c. v)}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{30}{310} = 0.0967 > 0.085 \dots \dots \dots \text{ (c. v)}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 28} = 0.0055 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ (c. v)}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

III.4.6.6. Présentation du ferrailage

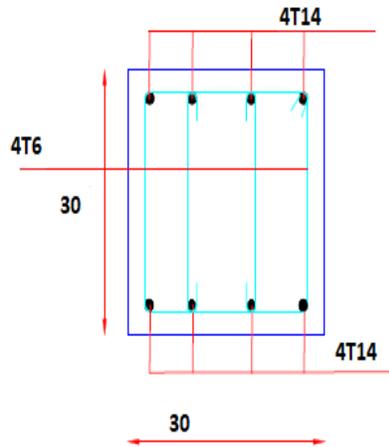


Fig.III. 14. Ferrailage de poutre palière.

Chapitre IV

Étude dynamique

IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Étude sismique

IV.1.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

- **Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) - Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) - Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I:

- ❖ tous groupes.

Zone IIa:

- ❖ groupe d'usage 3.
- ❖ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III:

- ❖ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

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

- **Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone **IIa**.
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol site ferme de catégorie S2**.
- ✓ La hauteur de la structure : $h = 30.60 > 23$ m (zone **IIa**)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.4. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 99 / version 2003, défini par la fonction suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- $A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003) $\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases}$

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV. 1:coefficient d'accélération de zone A.

- $\xi = 7\%$. tableau 4.2 du RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé} \\ \text{Remplissage dense} \end{array} \right.$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV. 2: Valeurs de ξ (%).

- $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.882 \geq 0.7$
- R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3 RPA99/version 2003) ; Contreventement par voiles **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

-

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 ; **Q=1.15**

Critère q »	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	<u>0</u>	0.05
2. Redondance en plan	<u>0</u>	0.05
3. Régularité en plan	<u>0</u>	0.05
4. Régularité en élévation	<u>0</u>	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	<u>0.05</u>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	<u>0.10</u>

Tableau IV. 3: valeurs des pénalités Pq .

IV.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

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

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

$$\mathbf{T = C_N h_N^{3/4}} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- $C_T = 0.050$
- $H_N = 30.60 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \mathbf{T = 0.05 \times 30.60^{(3/4)} = 0.65 \text{ sec.}}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 22 \text{ m} ; D_y = 10.10 \text{ m.}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{22}} = 0.59 \text{ sec} \quad ; \quad T_y = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{10.10}} = 0.87 \text{ sec}$$

$$\mathbf{T_x = \min\{T = 0.59 ; 0.65\}} \quad \mathbf{T_x = \min\{T = 0.87 ; 0.65\}}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T_x = 0.59 \text{ sec}} \quad ; \quad \mathbf{T_y = 0.65 \text{ sec}}$$

IV.4. Analyse de la structure :

IV.4.1. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Première variante:

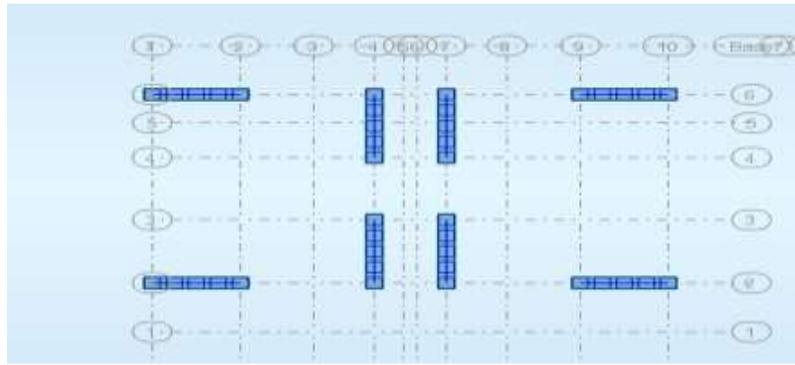


Fig.IV.1: Premier disposition des voiles.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	1,15	0,87	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00
6/ 2	1,44	0,69	72,53	0,00	0,0	72,53	0,00
6/ 3	1,61	0,62	72,53	69,97	0,0	0,00	69,97
6/ 4	3,68	0,27	72,54	69,97	0,0	0,01	0,00
6/ 5	5,14	0,19	87,62	69,97	0,0	15,08	0,00
6/ 6	6,17	0,16	87,62	87,59	0,0	0,00	17,62
6/ 7	6,71	0,15	87,63	87,59	0,0	0,01	0,00
6/ 8	9,96	0,10	87,63	87,59	0,0	0,00	0,00
6/ 9	10,25	0,10	93,25	87,59	0,0	5,62	0,00
6/ 10	10,87	0,09	93,25	92,31	0,0	0,00	4,72

Tableau IV. 4: Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

- Le mode 1: il ya une torsion
- Le mode 2: il ya une torsion avec la translation selon Y
- Le mode 3: il ya une torsion avec la translation selon X

Deuxième variante l'analyse automatique du robot on trouve les résultats suivant

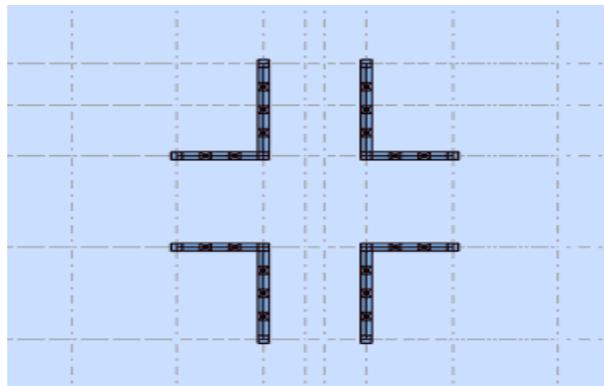


Fig.IV.2: Deuxième disposition des voiles.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	1,35	0,74	0,65	0,00	0,0	0,65	0,00
6/ 2	1,49	0,67	0,68	70,20	0,0	0,03	70,20
6/ 3	1,50	0,67	70,65	70,23	0,0	69,96	0,03
6/ 4	4,77	0,21	70,77	70,23	0,0	0,12	0,00
6/ 5	5,71	0,18	70,81	86,95	0,0	0,04	16,71
6/ 6	5,74	0,17	87,08	86,99	0,0	16,27	0,04
6/ 7	9,23	0,11	87,11	86,99	0,0	0,03	0,00
6/ 8	10,71	0,09	87,11	92,32	0,0	0,00	5,33
6/ 9	11,91	0,08	93,23	92,32	0,0	6,11	0,00
6/ 10	13,29	0,08	93,23	92,32	0,0	0,01	0,00

Tableau IV. 5: Périodes et factures de participation massique modale (deuxième variante).

○ Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, le cas dans :

1. Le mode 1: il ya une torsion.
2. Le mode 2: il ya une torsion avec la translation selon x.
3. Le mode 3: il ya une torsion avec la translation selon Y.

Troisième variante (final)

Donc on propose une nouvelle fois la variation du disposition des voiles et on augmente la section des poteaux, les voile et les poutres.

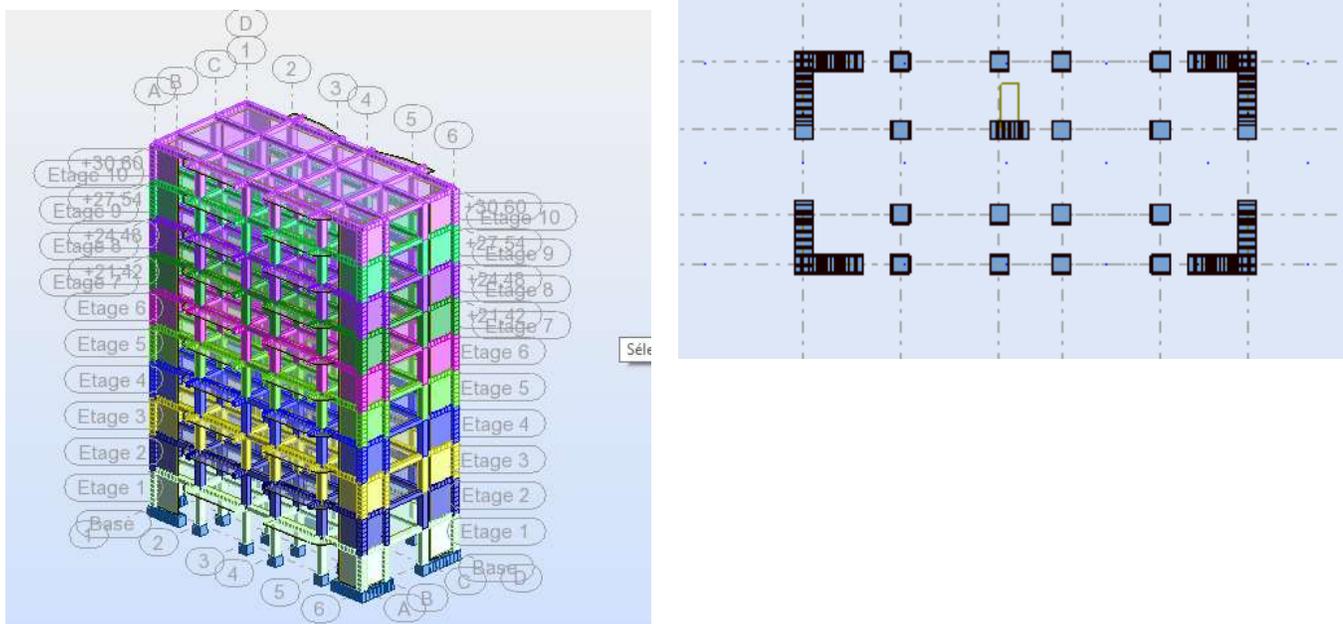


Fig.IV.3: Troisième variante (final) des voiles

- Périodes et facteurs de participation massique modale

Mo de	Périod e	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0,74	0,00	70,95	0,00	70,95	Trans.y
2	0,71	70,59	0,00	70,59	70,96	Trans.x
3	0,49	0,30	0,73	73,45	69,66	Torsion
4	0,20	13,75	0,02	87,20	69,68	/
5	0,18	0,02	17,29	87,22	86,97	/
6	0,12	0,04	0,17	87,26	87,13	/
7	0,10	5,37	0,00	92,63	87,14	/
8	0,09	0,00	5,90	92,63	93,03	/
9	0,06	2,87	0,00	95,50	93,04	/
10	0,06	0,01	0,02	95,51	93,06	/

Tableau IV. 6: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

→ La période fondamentale **T_y (dyn)= 0,74s.**

→ La période fondamentale **T_x (dyn)= 0,71s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (30.60^{\frac{3}{4}}) = 0.65 \text{sec.}$ estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = 59 \text{ sec}$$

$$T_y = 65 \text{ sec}$$

On a:

$$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,65 = 0,85 > T_y \text{ (dyn)} = 0,71 \quad \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,59 = 0,763 > T_x \text{ (dyn)} = 0,74 \quad \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ Conclusion

- on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 70.95% de participation de masse modale.
- le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70.59% de participation de masse modale.
- le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

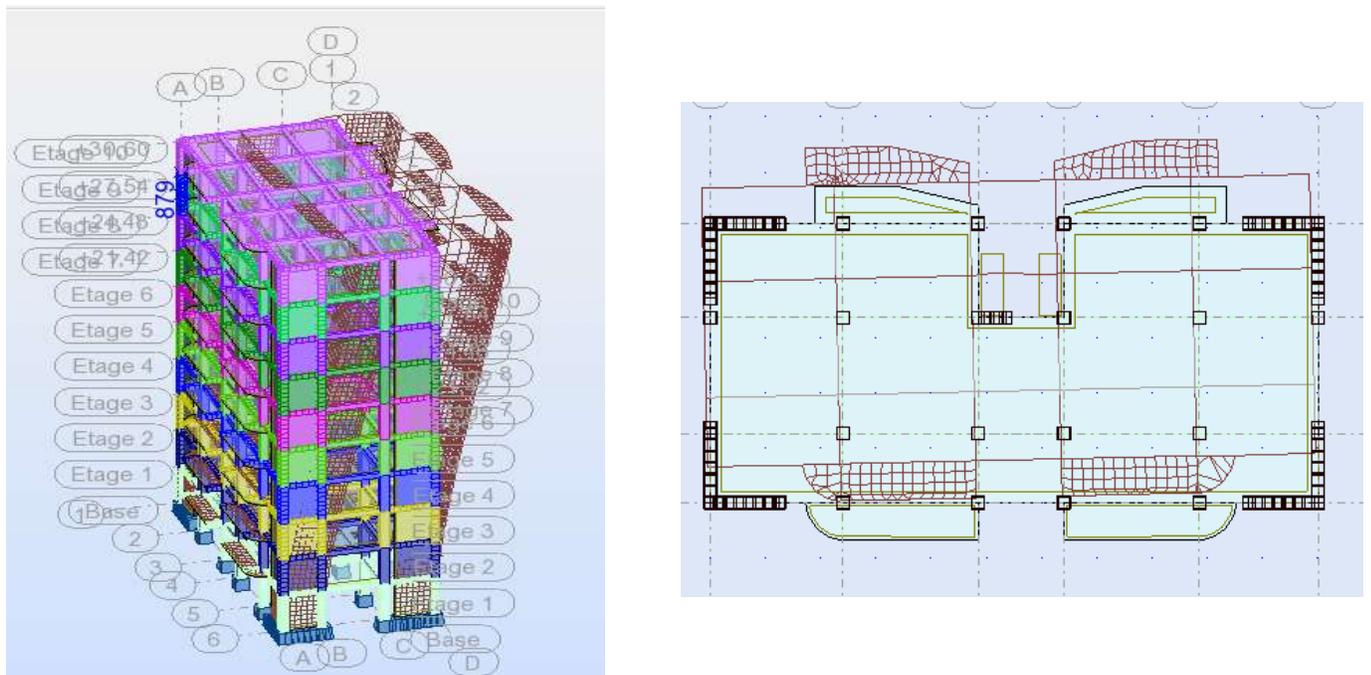


Fig.IV.4 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,74).

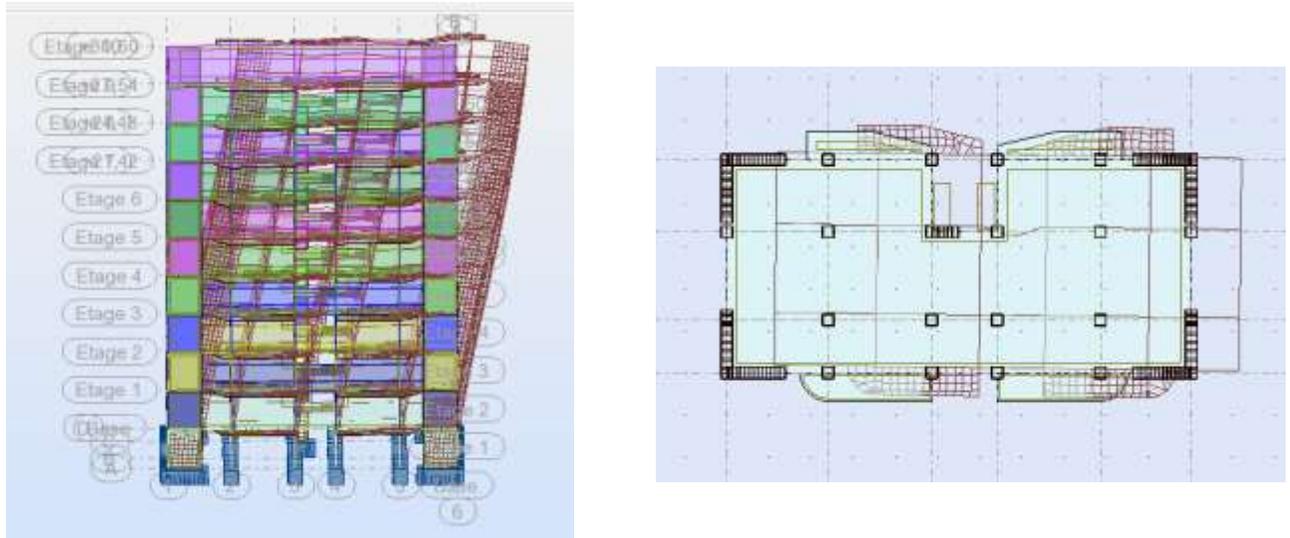


Fig.IV.5: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et Vue en plan. (T2= 0,71s).

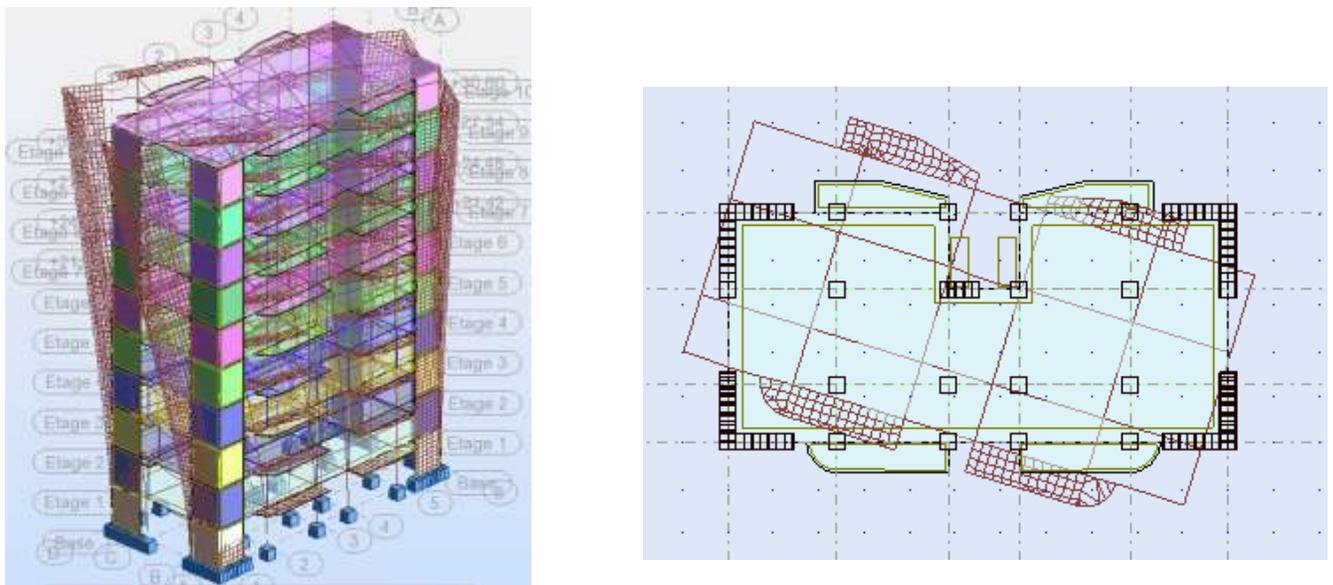


Fig.IV.6: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T= 0,49s).

❖ **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
552,882	145,432	553,046	174,550	-4589,694	-743,363

Tableau IV. 7: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{145,432}{552,882} = 26.30 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{174,550}{553,046} = 31.56 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{z\text{voile}}}{F_{z\text{total}}} = \frac{-743,363}{-4589,694} = 16.19 \% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV.5. Calcul de l'action sismique:

Méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8v/v_t$ (**RPA 99, version 2003.4.3.6**).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

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

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le RPA (TAB.4.1).

ZONE IIa, groupe 2 **A = 0,15**

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

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

T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par

le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site ferme S₂) : **T₂(S₂) = 0.4sec**

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,71} \right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,74} \right)^{2/3} \\ D_x = 1.50 \\ D_y = 1.46 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ R = 5.

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	N. observé
2. Redondance en plan	0	0,05	observé
3. Régularité en plan	0	0,05	observé
4. Régularité en élévation	0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	N. observé

Tableau IV. 8: valeurs des pénalités P_q.

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.15**

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99) ; **W** est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i).

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; **W_{Qi}** : la charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β = 0.20**

Donc à chaque niveau : **W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}**, Avec : **W_i = W_{Gi} + βW_{Qi}**

Donc : **W = ∑w_i = 2725,05 (T)**.

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

Tableau récapitulatif:

Sens	A	D	R	Q	W(T)	Vdyn(t)	Vst (t)	0,8Vst
Longitudinale (X-X)	0,15	1,10	5	1,15	2725,05	133,514	103,42	82,73
Transversale (Y-Y)	0,15	1,46	5	1,15	2725,05	553,046	137,26	109,81

Tableau IV. 9: les résultats des forces sismiques.

Donc : $V_{\text{dyn}} > 0,8 \times V_{\text{stat}}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow condition vérifiée

IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i; j \

Sens- X :

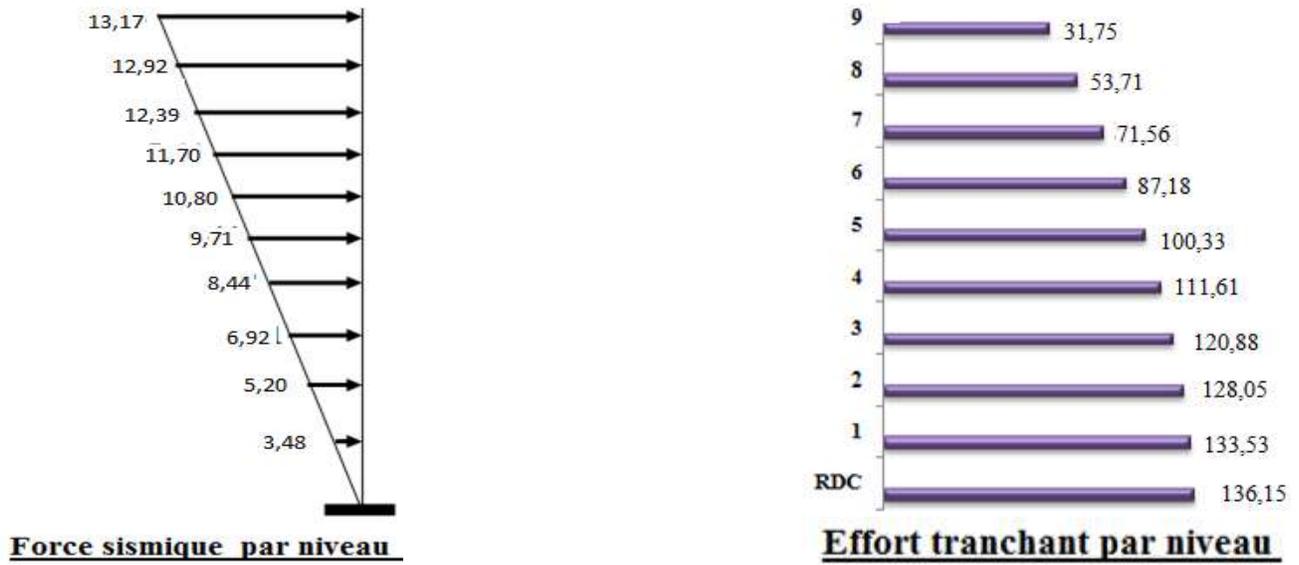


Fig.IV.7: Distribution de la résultante des forces sismique sens x.

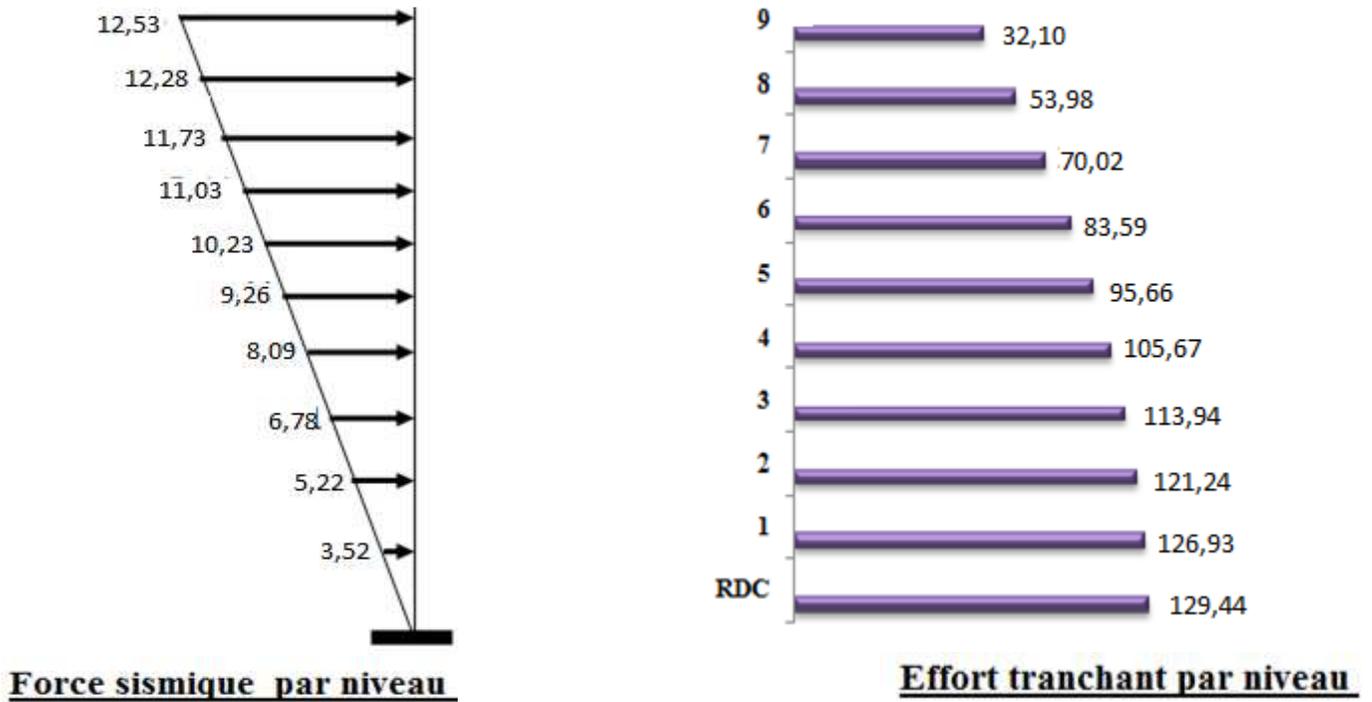


Fig.IV.8: Distribution de la résultante des forces sismique sens Y.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta X(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,3	0,3	0,2	0,3
1	0,8	0,5	0,7	0,5
2	1,4	0,6	1,3	0,6
3	2,1	0,7	2,1	0,8
4	2,8	0,7	2,9	0,8
5	3,5	0,7	3,7	0,8
6	4,2	0,7	4,5	0,8
7	4,8	0,6	5,3	0,8
8	5,3	0,5	6,1	0,8
9	5,8	0,5	6,8	0,7

Tableau IV. 10 : Déplacements absolus pour les deux directions.

Donc : $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

Les déplacements relatifs Δ_K sont vérifiés.

IV.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure :

IV .8.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

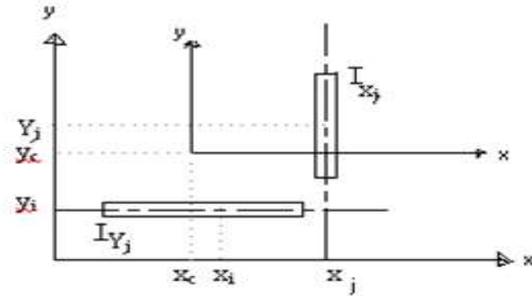
- ◆ M_i : Masse de l'élément considéré.
- ◆ X_i : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).
- ◆ Y_i : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

IV .8.2. Centre de gravité des rigidités : (par logicielle ROBOT)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{Xj} X_j}{\sum I_{Xj}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{Yj} Y_j}{\sum I_{Yj}}$$



	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	271,08	12,32	10,36	12,32	9,96
1	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
2	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
3	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
4	271,08	12,32	10,36	12,32	9,96
5	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
6	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
7	271,09	12,32	10,36	12,32	9,96
8	271,08	12,32	10,36	12,32	9,96
9	307,47	12,32	10,36	12,32	9,96

Tableau IV. 11: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

❖ **L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (*théorique*) : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

-L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le **RPA99/version2003** (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de **l'excentricité théorique** calculée, une **excentricité accidentelle (additionnelle)** égale à $\pm 5\% L$.

L : la plus grande dimension du bâtiment a chaque niveau considéré

-L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99 à : $\pm 5\% L$.

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\rightarrow e_{ax} = 0.05 L_x \text{ avec : } L_x = 24.94 \text{ m} \quad e_{ax} = 0.00 \text{ m}$$

$$\rightarrow e_{ay} = 0.05 L_y \text{ avec : } L_y = 20.18 \text{ m} \quad e_{ay} = 0.40 \text{ m}$$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

$$\rightarrow e_x = 1.247 \text{ m}$$

$$\rightarrow e_y = 1.009 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume les résultats : toutes ces caractéristiques géométriques et massiques sont calculées par **logiciel ROBOT**.

IV.9. Justification de l'effort P-Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9)

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

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

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

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

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k

-Sens Longitudinal :

Etage	P _k (T)	ΔK(cm)	V _{Kx} (T)	H _k (cm)	Θ	Vérificatio n
RDC	3074,7	0,6	136,15	306	0,000442807	vérifié
1	2767,23	0,8	133,53	306	0,054179497	vérifié
2	2459,76	0,9	128,05	306	0,056498151	vérifié
3	2152,29	1	120,88	306	0,058186858	vérifié
4	1844,82	1,1	111,61	306	0,059418564	vérifié
5	1537,35	1,1	100,33	306	0,055082444	vérifié
6	1229,88	1,1	87,18	306	0,050712747	vérifié
7	922,41	1	71,56	306	0,042124256	vérifié
8	614,94	1	53,71	306	0,037415897	vérifié
9	307,47	0,8	31,75	306	0,025317894	vérifié

Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

-Sens Transversal:

Etage	Wt (T)	Δx	Vy (T)	H(m)	Θ	Vérificatio n
RDC	3074,7	0,6	136,15	306	0,044280746	vérifié
1	2767,23	0,8	133,53	306	0,054179497	vérifié
2	2459,76	0,9	128,05	306	0,056498151	vérifié
3	2152,29	1	120,88	306	0,058186858	vérifié
4	1844,82	1,1	111,61	306	0,059418564	vérifié
5	1537,35	1,1	100,33	306	0,055082444	vérifié
6	1229,88	1,1	87,18	306	0,050712747	vérifié
7	922,41	1	71,56	306	0,042124256	vérifié
8	614,94	1	53,71	306	0,037415897	vérifié
9	307,47	0,8	31,75	306	0,025317894	vérifié

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.**IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $\Rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $\Rightarrow M_s = W \times L / 2$

W : le poids total de la structure

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3,49	3,06	10,67
1	5,20	6,12	31,81
2	6,92	9,18	63,57
3	8,44	12,24	103,26
4	9,71	15,3	148,55
5	10,80	18,36	198,28
6	11,70	21,42	250,56
7	12,39	24,48	303,32
8	12,92	27,54	355,86
9	13,17	30,6	403,14

Tableau IV. 14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).

$$M_s = 2725,05 \times \left(\frac{22}{2}\right) = 29975,55 \text{ T.m}$$

$$M_r = 1869,02 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 16,04 > 1,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Sens transversal :

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3,52	3,06	10,78
1	5,22	6,12	31,97
2	6,78	9,18	62,20
3	8,09	12,24	99,01
4	9,71	15,3	148,55
5	10,23	18,36	187,74
6	11,70	21,42	250,56
7	11,73	24,48	287,21
8	12,28	27,54	338,26
9	12,53	30,6	383,27

Tableau IV. 15: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y).

▪ **Vérifications:**

$$M_s = 2725,05 \times \left(\frac{10,10}{2}\right) = 13761,5025 \text{ T.m}$$

$$M_r = 1799,54 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 7,65 > 1,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement .

IV.11. Conclusion :

Les dimensions définitives sont :

1-Poutres principales : 30x45 cm

2-Poutres secondaires : 30x40 cm

3-Epaisseur du voile : e =15 cm

4- section de poteaux 55 x 55 cm

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certaines voiles.

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2015 seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans les prochains chapitres.

IV.2. Etude au Vent

IV.2. 1. Introduction

Le vent est un phénomène météorologique résultant de la différence des pressions entre les zones de l'atmosphère. Ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire), et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude, est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent. Le calcul est conduit selon les règles en vigueur [N.V 99].

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.

IV.2.2. Action due au vent

Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables représentent soit comme des pressions ou des forces.

L'action du vent dépend de sa vitesse, de la catégorie de la construction, des proportions d'ensemble, de l'emplacement de l'élément étudié dans la construction et de son orientation par rapport au vent. des dimensions de l'élément considéré et de la forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

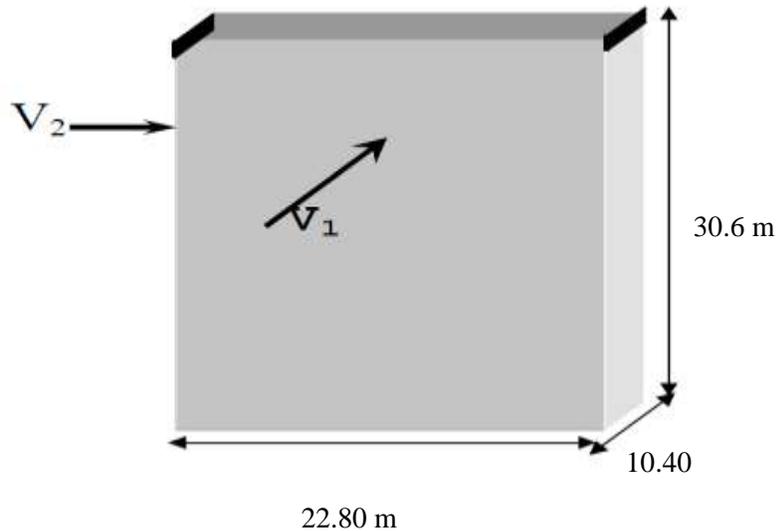


Fig.IV.9: Action du vent.

- L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

IV.2.3. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

- Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

- Sens V1 du vent:

$h = 30.60 \text{ m}$; $b = 22.80 \text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0,95$

- Sens V2 du vent:

$h = 30.60 \text{ m}$; $b = 10.40 \text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0,95$

IV.2.4. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z, j)$$

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

Zone I → $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right]$$

Site plat → $C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du

Vent ; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{\min}}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min}$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$K_T = 0,24$.

$Z_0 = 1 \text{ m}$.

$Z_{\min} = 16 \text{ m}$.

❖ Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Niveau	Z (m)	K_T	Z_0	Z_{\min}	C_r	C_T	$C_e(z)$	q_{ref}	q_{dyn} (N/m ²)
RDC	1,53	0,24	1	16	0.665	1	1.560	375	585
1	4,59	0,24	1	16	0.665	1	1.560	375	585
2	7,65	0,24	1	16	0.665	1	1.560	375	585
3	10,71	0,24	1	16	0.665	1	1.560	375	585
4	13,77	0,24	1	16	0.665	1	1.560	375	585
5	16,83	0,24	1	16	0.678	1	1.599	375	599.625
6	19,89	0,24	1	16	0.718	1	1.722	375	645.75
7	22,95	0,24	1	16	0.752	1	1.829	375	685.88
8	26,01	0,24	1	16	0.782	1	1.925	375	721.88
9	29,07	0,24	1	16	0.809	1	2.014	375	755.25

Tableau IV. 16: Pression dynamique q_{dyn} sens 1.

IV.2.5. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

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

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

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

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

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

✓ **Sens x** : $h = 30.6 \text{ m}$; $b = 22.80 \text{ m}$.

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(22.70, 2 \times 30.6).$$

$$e = 22.70 \text{ m}.$$

$$d = 10.40 \text{ m} < e = 22.70 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A, B, C$$

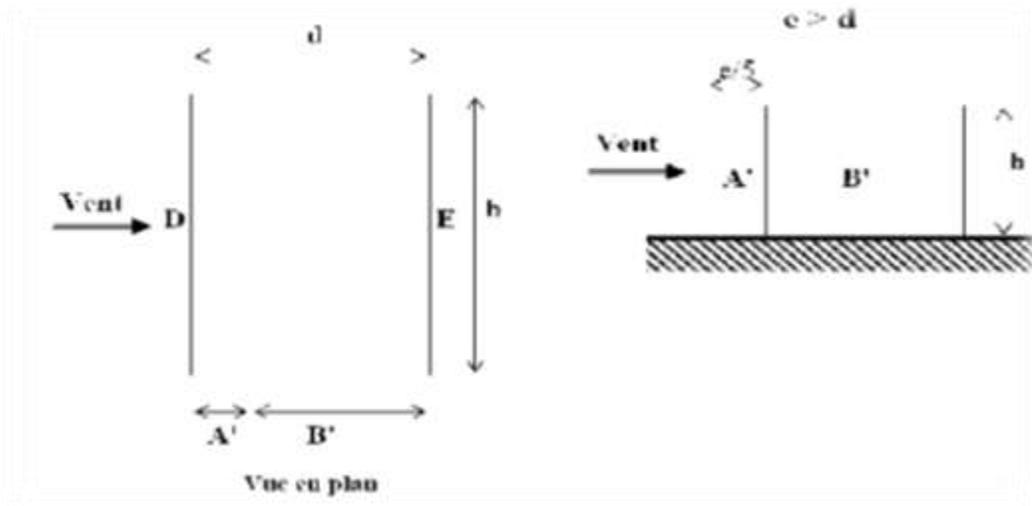


Fig.IV.10: Légende pour les parois verticales

Le tableau ci-après montre les différents résultats :

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

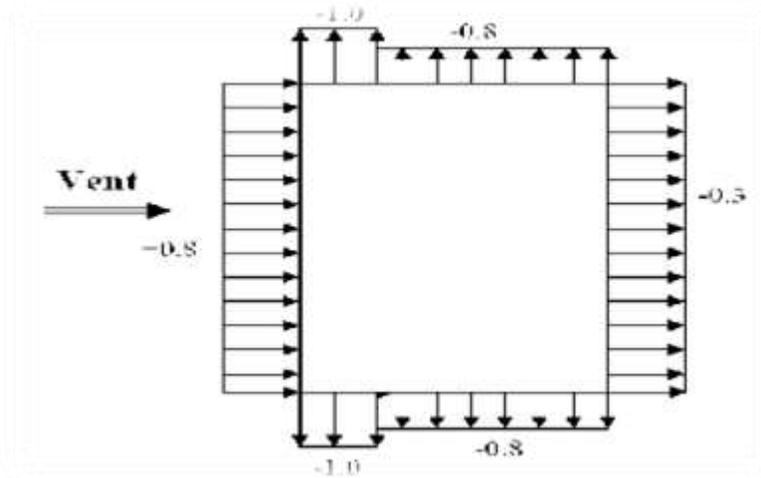


Fig.IV.11: répartitions des coefficients de pression.

✓ Sens y: $h = 30.6$ m; $b = 10.40$ m.

$e = \text{Min} (10.40, 2 \times 30.6).$

$e = 10.40 \text{ m.}$

$d = 22.80\text{m} > e = 10.40 \text{ m} \Rightarrow \text{A, B, C}$

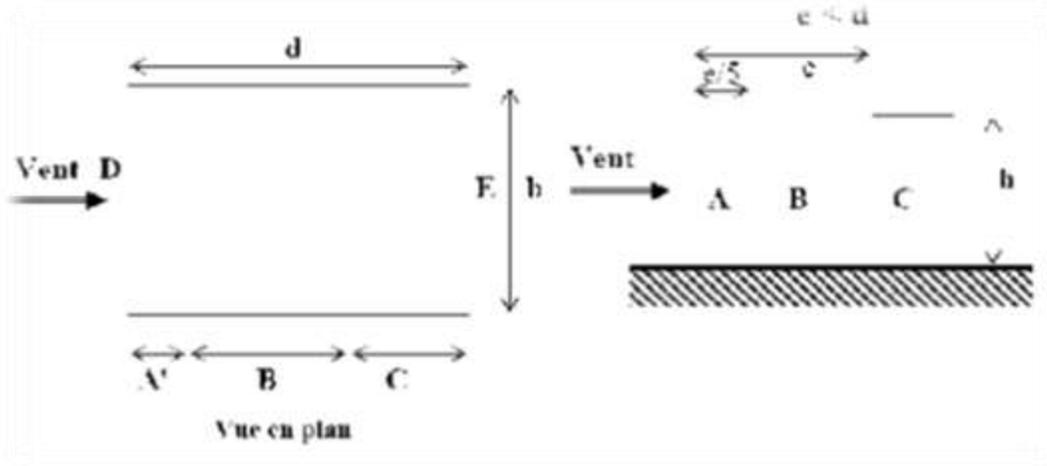


Fig.IV.12: répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

Le tableau suivant résume les résultats

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

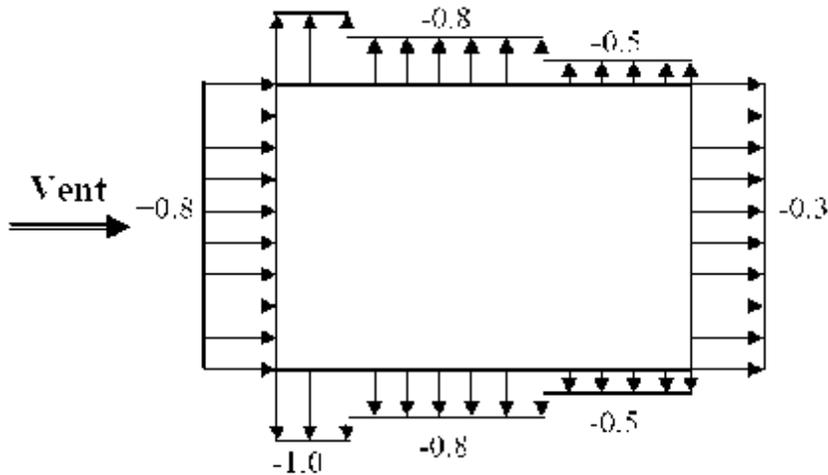


Fig.IV.13:répartitions des coefficients de pression

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le Tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{min} [22.80; 2 \cdot 30.60]$$

$$e = 22.80 \text{ m.}$$

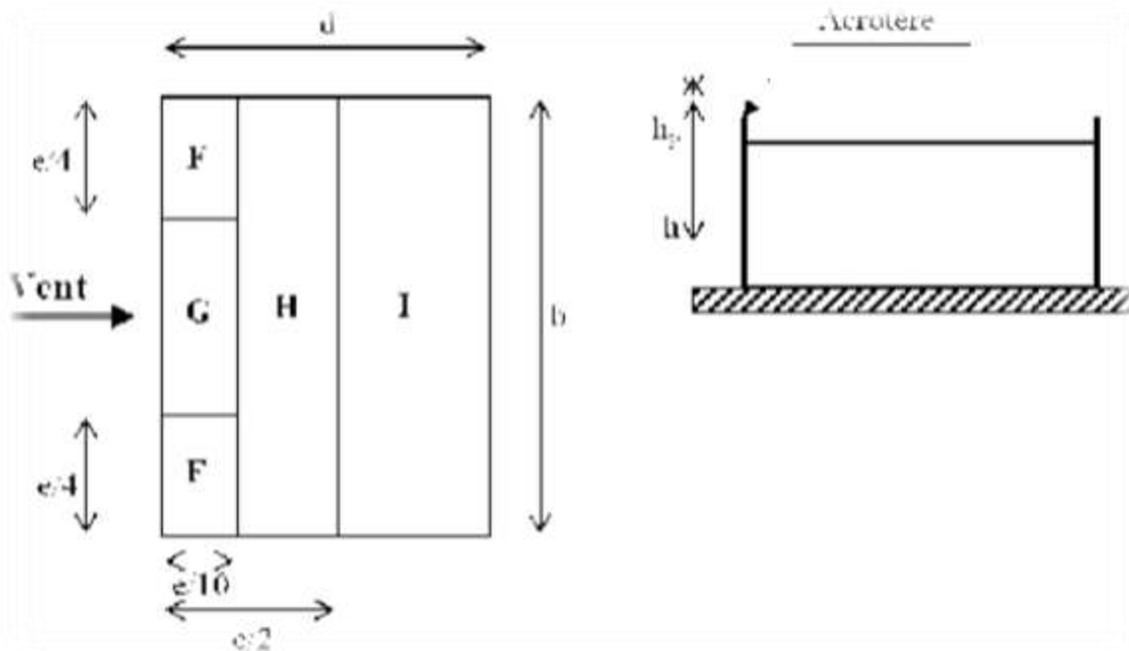


Fig.IV.14: répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

Dans notre cas $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{30.60} = 0.019$

On trouve :

Zone F : $C_{pe, 10} = -1,6$

Zone G : $C_{pe, 10} = -1,1$

Zone H : $C_{pe, 10} = -0,70$

Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 des RNV99. P79).

IV.2.7. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour $C_{pi} = 0,8$. Alors, on a le tableau suivant :

zone	C_{pi}	$C_{pe,10}$	C_p
AA'	0,8	-1,00	-1,80
BB'	0,8	-0,80	-1,60
C	0,8	-0,50	-1,30
D	0,8	+0,80	0,00
E	0,8	-0,30	-1,10
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,70	-1,50
I	0,8	-0,20	-1,00
		+0,20	-0,60

Pour $C_{pi} = -0.5$ Alors on a le tableau suivant :

zone	C_{pi}	$C_{pe, 10}$	C_p
AA'	-0,5	-1,00	-0,50
BB'	-0,5	-0,80	-0,30
C	-0,5	-0,50	-0,00
D	-0,5	+0,80	+1,30
E	-0,5	-0,30	+0,20
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,70	-0,20
I	-0,5	-0,20	+0,30
		+0,2	+0,70

IV.2.8. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV.99. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

IV.2.9. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$, soient vérifiés ; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x:

$$d/b = 10.40/22.80 = 0.46 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 10.40/30.60 = 0.34 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

Sens y:

$$d/b = 22.80/10.40 = 2.19 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 22.80/30.60 = 0.75 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

IV.2.10. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale

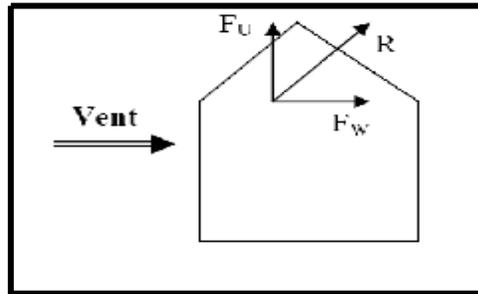


Fig.IV.15 :La force résultante R se décompose en deux forces

F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \Sigma (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \Sigma \mathbf{F}_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement

❖ Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

Z (m)	cp	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1.53	-1.1	69.77	31.824	585	-611.33	-611.33	-42650.92	-19454.81
4.59	-1.1	69.77	31.824	585	-611.33	-611.33	-42650.92	-19454.81
7.65	-1.1	69.77	31.824	585	-611.33	-611.33	-42650.92	-19454.81
10.71	-1.1	69.77	31.824	585	-611.33	-611.33	-42650.92	-19454.81
13.77	-1.1	69.77	31.824	585	-611.33	-611.33	-42650.92	-19454.81
16.83	-1.1	69.77	31.824	599,63	-626,61	-626,61	-42650.92	-19941.18
19.89	-1.1	69.77	31.824	645,75	-674,81	-674,81	-47080.06	-21475.12
22.95	-1.1	69.77	31.824	685,88	-716.74	-716.74	-50005.47	-22809.51
26.01	-1.1	69.77	31.824	721,88	-754.36	-754.36	-52630.15	-24006.73
29.07	-2.4	69.77	31.824	755,25	-1721.97	-1721.97	-120138.40	-54799.97
29.07	-1.9	69.768	31.824	755.25	-1363.23	-1363.23	-95109.57	-43383.31
29.07	-0.2	69.768	31.824	755.25	143.49	143.49	-10011.54	-4566.66

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0,8$ (sens longitudinal).

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -631947 \text{ N} = -631,947 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -288256,5 \text{ N} = -288,2565 \text{ KN}$$

❖ Le tableau suivant résume les résultats pour le sens transversal

Z (m)	cp	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1.53	0.2	69.77	31.824	585	111.15	111.15	7754.71	3537.24
4.59	0.2	69.77	31.824	585	111.15	111.15	7754.71	3537.24
7.65	0.2	69.77	31.824	585	111.15	111.15	7754.71	3537.24
10.71	0.2	69.77	31.824	585	111.15	111.15	7754.71	3537.24
13.77	0.2	69.77	31.824	585	111.15	111.15	7754.71	3537.24
16.83	0.2	69.77	31.824	599,63	113.93	113.93	7948.58	3625.67
19.89	0.2	69.77	31.824	645,75	122.69	122.69	8560.05	3904.58
22.95	0.2	69.77	31.824	685,88	130.32	130.32	9091.91	4147.19
26.01	0.2	69.77	31.824	721,88	137.16	137.16	9569.12	4364.86
29.07	-1.1	69.77	31.824	755,25	-789.24	-789.24	-55063.44	-25116.66
29.07	-0.6	69.77	31.824	755.25	-430.49	-430.49	-30034.60	-13699.99
29.07	-0.2	69.77	31.824	755.25	143.49	143.49	-10011.53	-4566.66

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0,5$ (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -21166,35 \text{ N} = -21,16635 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -9654,8256 \text{ N} = -9,654826 \text{ KN}$$

IV.2.11. Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre V

Ferraillage des éléments porteurs

V. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V.1. Ferrailage les poutres :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E.S.

➤ En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$ en travée.

- **Selon RPA99/2003 :**

$G + Q + E$ sur appui.

➤ La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- BAEL91 : 1. Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)

2. Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4)

RPA 99 / V 2003: 1. Pourcentage total minimum : $A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b$

2. Pourcentage total maximum :

- 4 % en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.

V.1.1. Les poutres principales :

a. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

$\emptyset_L \geq \frac{h}{10}$, $\emptyset_L \geq \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$, (B.A.E.L91 (A.7.2.2))

$c \geq 1 + \frac{\emptyset_L}{2}$ $c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$; $C=3.5 \text{ cm}$

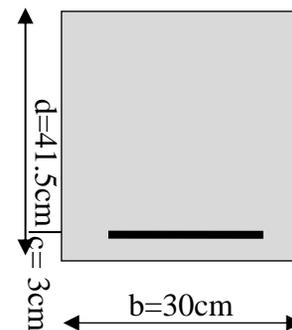


Fig.V. 1:Section de poutre principale.

✓ ELU

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , b = 30 \text{ cm}, h = 45 \text{ cm} , d = 41.5 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ ELS

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification

de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2}$

$$+ \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal d'armature

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.005 b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

b. Ferrailage En Travée :

✓ E.L.U

M_u (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_{cal} (cm ²)
56410	0.077	0.392	0.10	0.96	4.07

✓ E.L.S

α	M_u (N.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
0.0419	56410	40780	1.38	0.440	V

❖ Tableau récapitulatif

A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
4.46	1.35	6.75	1.5	6.75	6T12=6.79

c. Ferrailage sur appui :

✓ La combinaison : (G+Q+Ex) , $\bar{\sigma}_b = 18.5$ MPa , $\sigma_s = 400$ MPa

M_{max} (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm^2)
103300	0.11	0.392	0.146	0.942	6.61

❖ Tableau récapitulatif

A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
6.61	1.35	6.75	1.5	6.61	6T12=6.79

	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	4.46	1.35	6.75	1.5	6.75	6T12=6.79
Sur appui	6.61	1.35	6.75	1.5	6.75	6T12=6.79

d. Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

$$T_u^{max} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ KN}$$

$$V_{max} = 159.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \tau = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{159250}{300 \times 415} = 1.28 \text{ Mpa} < \text{Min} \{ 3.33 ; 5 \}$$

$$\tau = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL 91 (art A.5.1, 313)

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 41.5 = 37.35 \text{ cm}$$

$$v_u = 159250 \text{ N} < 0.267 \times 37.35 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 747933.75 \text{ N} \quad (\text{C.V})$$

f. Le diamètre des Armatures Transversale :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, \Phi, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm, soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

g. Espacement des armatures transversale :

✓ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.35 \text{ cm}$$

✓ (RPA99-version2003 (art 7.5.2.2))

$$\diamond \text{ Dans la zone nodale } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right\}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 11.25 \text{ cm}$$

◇ Dans la zone courante :

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$

◇ On prend: $S_t \leq \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

h. La quantité des armatures transversales

✓ D'après BAEL 91(art A.5.1, 22): $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{20}{235} \rightarrow A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2$$

✓ RPA 99version2003: (art 7.5.2.2)

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$

$$\text{Soit : } A_t = 4T 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv.}$

2- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0054 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv.}$

3- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.107 \geq \frac{0.75 M_0}{10M_0} = 0.075 \dots \text{cv.}$

V.1.2. La Poutre secondaire (30x30)

S = 30x40 cm².

$\emptyset_L \geq \frac{h}{10}, \emptyset_L \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm, (B.A.E.L91 (A.7.2.2))}$

$c \geq 1 + \frac{\emptyset_l}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm} \quad ; \quad C=3\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

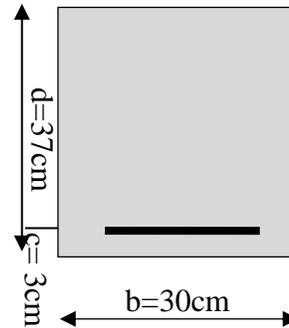


Fig.V. 2:Section de poutre secondaire.

$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas Nécessaires)

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

a. Calcul des armatures longitudinales :

✓ En Travée (à l'ELU)

	M _u (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal}	A _{adobt} (cm ²)
Poutre secondaire	30670	0.053	0.392	0.068	0.973	2.45	3T12=3.39

✓ E.L.S

α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
0.068	30670	22430	1.37	0.44	V

✓ sur appui : La combinaison (G+Q+E_y)

	M _{max} (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre secondaire	75230	0.079	0.392	0.103	0.96	4.72 cm²

❖ **Tableau récapitulatif**

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travée	2.45	1.2	6	1.34	6	6T12=6.79
Sur appui	4.72	1.2	6	1.34	6	6T12=6.79

b. Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

$$V_{max} = 59.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \tau = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{59460}{300 \times 370} = 0.54 \text{ Mpa} < \text{Min} \{ 3.33 ; 5 \}$$

$$\tau = 0.54 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL 91 (art A.5.1, 313)

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0.9.d = 0.9 \times 37 = 33.30 \text{ cm}$$

$$v_u = 59460 \text{ N} < 0.267 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.5 \text{ N} \quad (\text{C.V})$$

d. Le diamètre des Armatures Transversale

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\}, \phi_t \leq \left\langle \frac{40}{35} \left| 1.4 \right| \frac{30}{10} \right\rangle = 1.14 \text{ cm}, \text{ soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

e. Espacement des armatures transversale :

✓ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) :

$$s_t \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) = 33.30 \text{ cm}$$

✓ (RPA99-version2003 (art 7.5.2.2))

$$❖ \text{ Dans la zone nodale } s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi_t \right\}$$

$$s_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

❖ Dans la zone courante :

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } s'_t = 20 \text{ cm}$$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

❖ On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

f. La quantité des armatures transversales :

✓ D'après BAEL 91(art A.5.1, 22): $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 0.4 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_t \geq 1.02 \text{ cm}^2$$

✓ RPA 99version2003: (art 7.5.2.2)

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$

Soit : $A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

g. Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

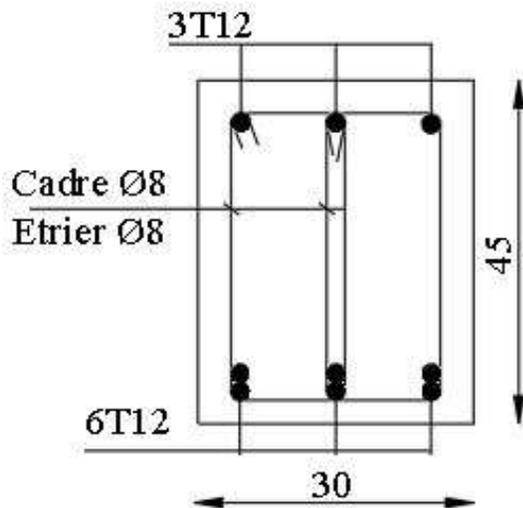
$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{500} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{ cv.}$$

$$2- \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00996 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{ cv.}$$

$$3- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.08 \geq \frac{0.65 M_0}{10M_0} = 0.065 \quad \dots \text{ cv.}$$

V.1.3. Présentation du ferrailage

COUPE SUR TRAVÉE



COUPE SUR APPUIS

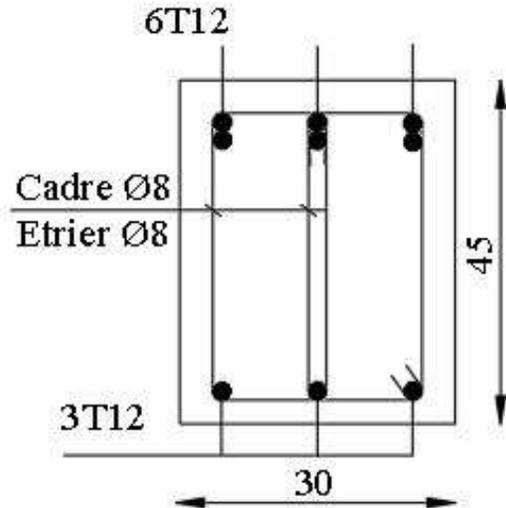
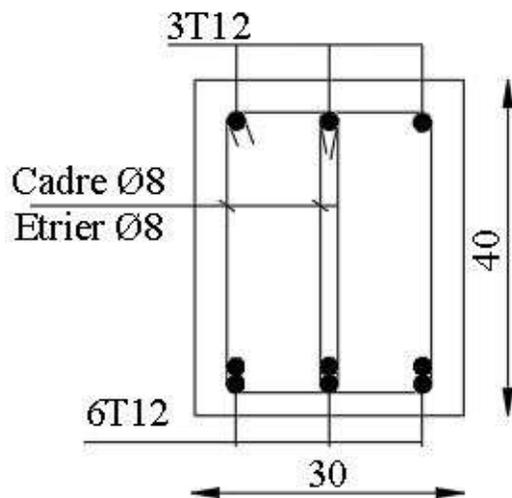


Fig.V.3:Disposition de ferrailage de la poutre principale.

COUPE SUR TRAVÉE



COUPE SUR APPUIS

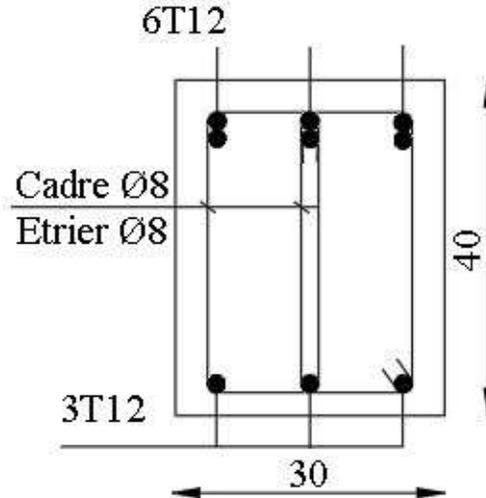


Fig.V. 4:Disposition de ferrailage de la poutre secondaire.

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

V.2.1. Les combinaisons de d'actions :

- ✓ À l'ELU $\longrightarrow 1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ À l'ELS $\longrightarrow G + Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)
- ✓ Accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \\ 0,8 G \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \end{array} \right.$

Sachant que :

- La combinaison (G + Q + E) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).
- La combinaison (0.8G + E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$).
- Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :
 - Effort normal.
 - Effort tranchant.
 - Moment fléchissant

DONC ils doivent être calculés (Ferrailés) à la flexion composée (F.C) à l'ELU.

V.2.2. Caractéristiques des mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

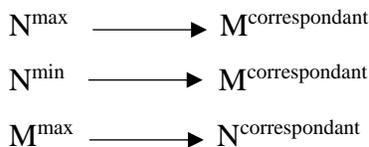
Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot$$

(I)
(II)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes



ELU		G+Q+E _Y		0.8G+E _X		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
2166.10	1.72	122.04	99.48	9.02	2.07	1577.72	1.24

-Exemple de calcul

Dimension de poteaux 55×55

c= c' = 4 cm; s= 55×55 (cm); acier F_e E400; f_{c28}= 25 MPa.

L= 3.06m : hauteur totale du Poteau

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal :

✓ (ELU)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article.A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

e=e₁+e₂ ; e₁=e_a+e₀

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution)

$$\rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.72}{2166.10} = 0.00079 \text{ m} = 0.079 \text{ cm.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.079 = 2.079 \text{ cm.}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f / h < \max. (15 ; 20.e_1 / h)$

h : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.89 < \max (15 ; 0.756)$$

Donc, les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire : e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi).$$

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à $\Phi = 2$.

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0092 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.079 + 0.92 = 2.999 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2166.10 \times 0.02999 = 64.96 \text{ KN.m}$$

❖ Les efforts corrigés seront

$$N_{MAX} = 2166.10 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 64.96 \text{ KN.m.}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \times h \times \sigma_b = (0.337 \times 0.55 - 0.83 \times 0.04) 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 653.560 \text{ KN.m}$$

$$I = N_u (d-c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 64.96 + 2166.10 \times (0.51 - \frac{0.55}{2}) = 573.994 \text{ KN.m}$$

$$I = 2166.10 (0,51 - 0,04) - 573.994 = 444.073 \text{ KN.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{573994}{14.2 \times 55 \times 51^2} = 0.283$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow (\alpha = 0.43 ; \beta = 0.828)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{573994}{348 \times 0.828 \times 51} = 39.06 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 39.06 - \frac{2166100}{100 \times 348} = -23.18 \text{ cm}^2$$

❖ (G+Q+Ey)

N _{cor} (KN)	M _{max} (KN.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{cor} (KN.m)	(II) (KN.m)	M _{ua}	(I) (KN.m)
99.48	122.04	1.23	1.26	125.34	653.560	148.72	-101.96

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

M _{ua} (KN.m)	μ	μ _l	α	β	A _f (cm ²)	A (cm ²)
148.72	0.056	0.392	0.072	0.97	7.52	5.033

• (0,8G+Ex)

N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{corrigé} (KN.m)	(II) (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	(I) (KN.m)
9.02	2.07	0.23	0.26	2.35	653.560	4.47	-0.231

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$

M_{ua} (KN.m)	μ	μ_t	α	β	$A_f(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
4.47	0.0017	0.392	0.00213	0.999	0.219	-0.0065

❖ Vérification des sections : RPA (99ver2003)

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h.b) = 0.008(55 \times 55) = 24.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone IIa}$$

❖ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 . d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA20 = 25.13 cm²

❖ Vérification à L'ELS

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$N_{ser} = 1577.72 \text{ KN}$; $M_{ser} = 1.24 \text{ KN.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.24}{1577.72} = 0.000785 \text{ m} \quad e_0 = 0.000785 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.091$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 55 + 15(25.13) = 3401.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27.45 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.45 = 27.55 \text{ cm}$$

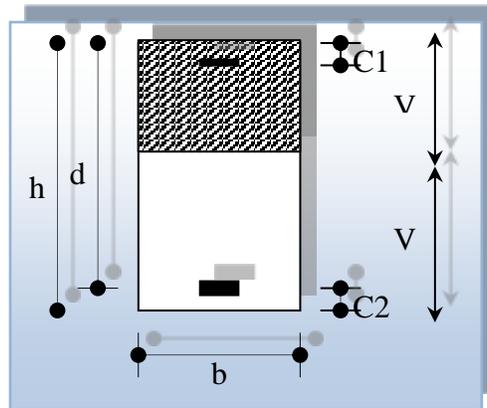


Fig.V. 5:Section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3}(27.45^3 + 27.55^3) + 15[12.57(27.45 - 4)^2 + 12.57(27.55 - 4)^2]$$

$$= 970814.064 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\rightarrow M_G = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1577720}{100 \times 3401.95} = 4.64 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1240}{970814.064} = 0.00128$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.64 + 0.00128 \times 27.45 = 4.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.68 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{cv})$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.64 + 0.00128(27.45 - 4)] = 70.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[4.64 + 0.00128(51 - 27.45)] = 70.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 70.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 70.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

V.2.3.2. Armatures transversales

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± Ex) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 50.86 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{50.86 \times 10^3}{550 \times 510} = 0.181 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,181 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

❖ Calcul d'armature transversale

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \lambda_g = (3.89) < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

S_t : C'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t = 10$ cm
- La zone courante : $S_t = 15$

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{p_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 50860 \times 0.10}{55 \times 400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{p_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 50860 \times 0.15}{55 \times 400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6T8 / A_t = 4.71 \text{ cm}^2}$$

V.2.3.4. Vérification des cadres des armatures minimales: d'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

$S_{POT}(\text{cm}^2)$	A_1 (cm)	A_2 (cm)	A_3 (cm)	A_4 (cm)	A_{BAEL}^{\min}	A_{RPA}^{\min}	A_{\max} (cm)	A_{\max} (cm)
55x55	-23.18	5.033	-0.0065	1.30	3.39	24.20	24.20	8T20 = 25.13

V.2.4. Présentation du ferrailage :

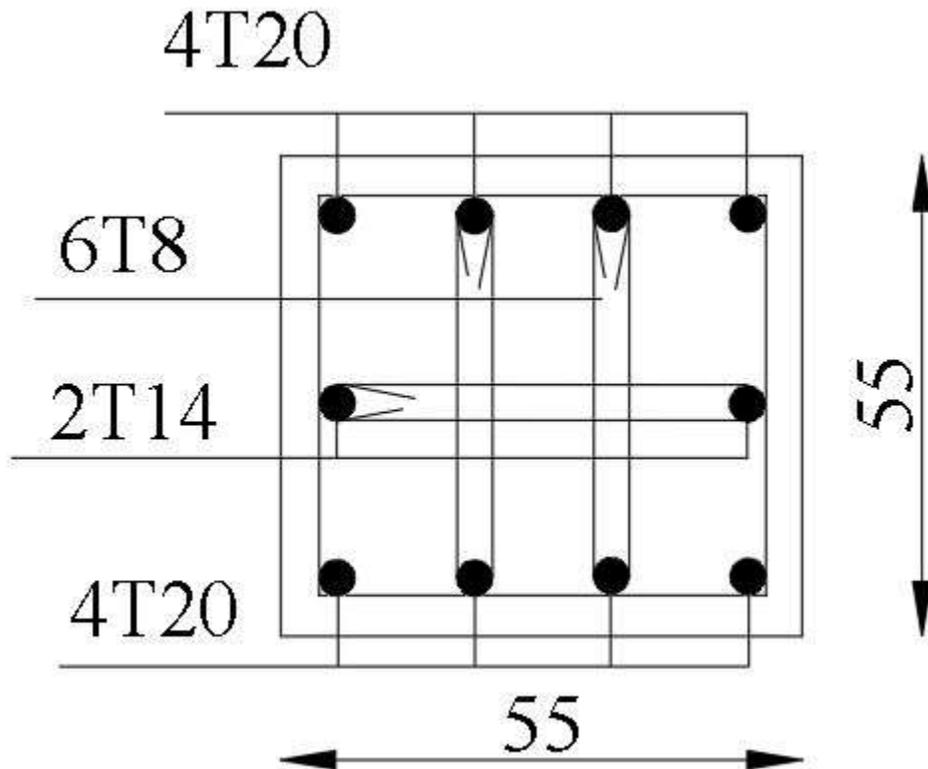


Fig.V. 6:Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2. Type d'armatures :

a- Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ Règles communes

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

➤ Etapes de calcul :

Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

➤ section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

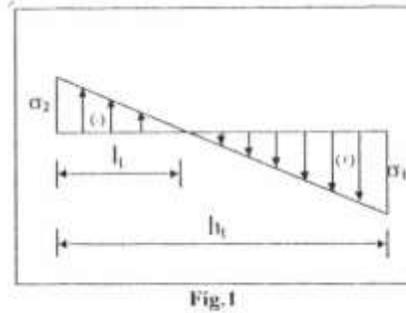
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$



1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

V.3.3. Calcul de section d'armature : (selon les règles BAEL 91)

V.3.3.1. Armatures verticales :

0.8G + Ey: → M=654.88 KN.m → N=59.85 KN → T=316.12 KN

h= 2.70 m ; **c** = 3 cm

d= h-c = 2.67 m ; **a**= 0.20 m

- Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{654.88}{59.85} = 10.94m > \frac{h}{2} - c = \frac{2.70}{2} - 0.03 = 1.32m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 270 - 0.81 \times 3) 20 \times 270 \times 14.2$$

$$A = 6790.781 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 654.88 + 59.85 \times (2.67 - 1.35) = 733.882 \text{ KN.m}$$

$$B = 59.85 \times (2.67 - 0.03) - 733.882 = -575.878 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 10.94}{2.70} = 81.03$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.70} = 0.566 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.566 < 81.03 \dots \dots \dots (c.v)$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

a- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 733.882 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{733882 \times 10^3}{18.5 \times 200 \times 2670^2} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.036$$

$$\beta = 0.988$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

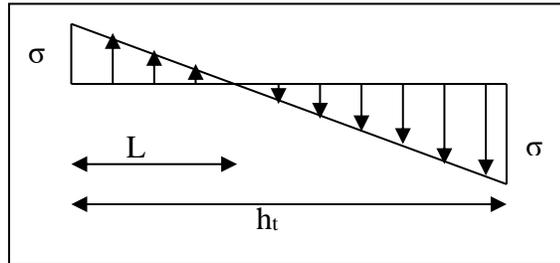
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{733882 \times 10^3}{400 \times 0.988 \times 2.67 \times 10^3} = 6.96 \text{ cm}^2$$

b- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 6.96 - \frac{59.85 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.46 \text{ cm}^2$$

➤ **L'armature verticale minimale :**

-D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{59.85 \times 10^3}{200 \times 2700} + \frac{6 \times 654.88 \times 10^6}{200 \times (2700)^2} = 2.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{59.85 \times 10^3}{200 \times 2700} - \frac{6 \times 654.88 \times 10^6}{200 \times (2700)^2} = -2.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.29 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 129 \times 20 = 5.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit**

Globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 270 = 8.1 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

$$\text{Alors on prend } A = 5.46 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6 HA 12 = 6.79 cm²**

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$h' = 2.70 - 2 \times 1.29 = 0.12 \text{ m.}$$

$$A_c = A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times 12 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6 HA 12 = 6.79 cm²/ml**

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g \quad A_{tot} = 2 \times 5.46 + 0.24 = 11.16 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 8.10 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

D'après (RPA99 version 2003)

✓ **En zone courante**

$S < \min (1.5.a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \longrightarrow$ On prendre : $S = 15 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone h/10 :** $D \leq \frac{S}{2} = \frac{15}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003) La contrainte de cisaillement est

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du linteau ou du voile.

La contrainte limite est : $\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 316.12 \times 10^3}{200 \times 2670} = 0.829 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.829 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

V.3.3.2. Ferrailage horizontal :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur **3.2.1.**

Globalement dans la section du voile : RPA99 version 2003 (Art7.7.4.3)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

V.3.2.2. En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6 HA 10 = 4.71 cm²/ml**

V.3.4. Présentation du ferrailage :

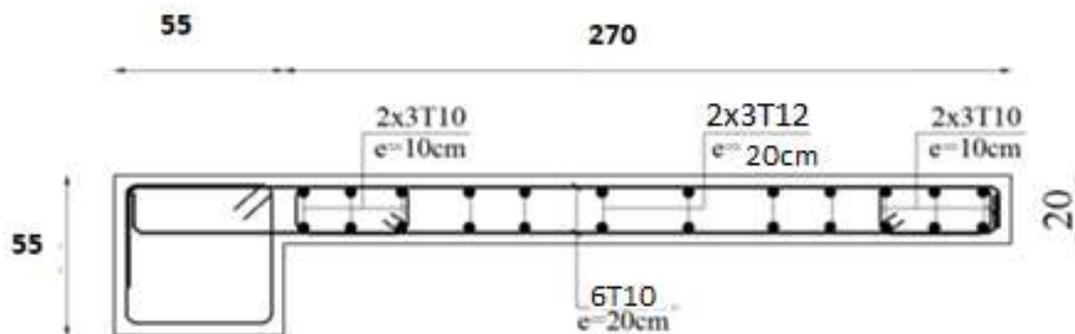


Fig.V. 7:Ferrailage de voile.

Chapitre VI

Etude de

l'infrastructure

VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

VI.2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.3. Choix de type fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.5 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids très élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

→ (Le radier)

Justification:

$$\text{si } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} \geq 50\% \text{ (radier)}$$

$$P_{\text{ser}}(\text{max}) = G+Q=1577.72 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.50 \text{ bars}$$

N=nombre de poteaux au niveau d'étage =24

Surface du semelle :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}(\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S \geq \frac{1577.72 \times 10^{-3}}{0.15} = 10.52 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = N \times S = 24 \times 10.52 = 252.48 \text{ m}^2$$

Surface du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = L_x L_y = 23.35 \times 10.95 = 255.683 \text{ m}^2$$

$$\frac{252.48}{255.683} \times 100\% = 98.75\% > 50\% \text{ (Radier)}$$

VI.4. Calcul du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

VI.5. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.6. Etude du radier :

VI.6.1. Pré dimensionnement

✓ La dalle

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

a. Condition forfaitaire

✓ Sous voile

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile

$$L_{\max} = 2.70 \text{ m}$$

$$33.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 54 \text{ cm}$$

✓ Sous poteaux

$$h_r \geq L_{\max}/20.$$

avec

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_r : épaisseur du radier.

$$h_r \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

-La nervure : $b \geq L_{max}/10$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives. $\longrightarrow L_{max} = 4.20 \text{ m}$.

D'où : $b \geq 4.20/10 = 0.42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : La plus grande distance entre deux poteaux.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40 \text{ MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{max} = 4.20 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.20^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.576 \text{ m}$$

• **Conclusion** : Dans notre cas, on a opté pour un **radier nervuré** (plus économique que pratique).

Donc:

$h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervure

$h_r = 50 \text{ cm}$ pour le radier

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0427}{4000 \times 1}} = 3.42$$

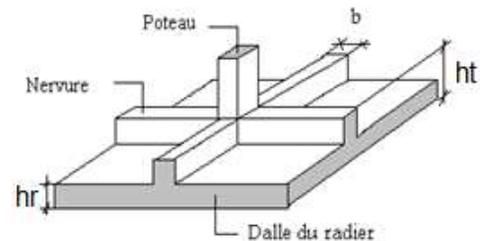


Fig.VI. 1:Semelle de radier nervuré.

$$\frac{2L_{\max}}{\pi} = \frac{2 \times 4.20}{3.14} = 2.68$$

$$L_e = 3.42 \geq 2.68$$

Donc la Condition vérifiée

VI.6.2. Calcul de la surface minimale du radier:

$$\text{ELU: } N_u = 41596.70 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 30340.29 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\delta_{\text{sol}}} = \frac{41596.70}{1.33 \times 150} = 208.50 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\delta_{\text{sol}}} = \frac{30340.29}{150} = 202.269 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 255.683 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 208.50 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu Un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S': la surface finale du radier.

S : surface totale du bâtiment

L_x: longueur en plan (23.35m).

L_y: largeur en plan (10.95 m).

VI.6.3. Calcul de débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.5 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (0.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend D = 0.35 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 255.683 + 0.35 \times 2 \times (23.35 + 10.95) = 279.693 \text{ m}^2$$

❖ Poids du radier

$$P_r = (S' \times h \times \gamma_{\text{ba}}) = 279.693 \times 0.80 \times 25 = 5593.86 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison d'action**

$$N_u = 41596.70 + 1.35 (5593.86) = 49148.41 \text{ KN}$$

$$N_s = 30340.29 + 5593.86 = 35934.15 \text{ KN}$$

VI.6.4. Vérifications de radier :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\max}}{S_{rad} \cdot 2} = \frac{49148.41 \times 1 \cdot 4.20}{279.693 \cdot 2} = 369.018 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{369.018 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.82 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$)

$$G_T = 35934.15 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 279.693 \times 10 \times 1.8 = 7551.711 \text{ KN}$$

$35934.15 \text{ KN} > 7551.711 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- ❖ (0,8G-Ex) pour vérifier le non soulèvement des fondations.
- ❖ Les contraintes sous le radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 150 = 199.50 \text{ KN/m}^2$$

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

❖ Moment d'inertie de radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 12535.52 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 2849.72 \text{ m}^4$$

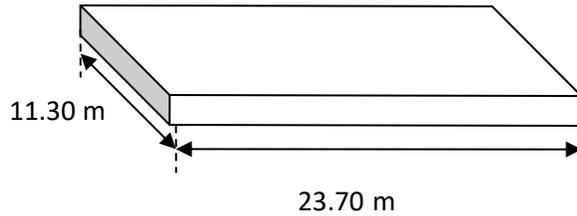


Fig.VI. 2:Section équivalente au radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	Ex	Ey
xg	11.85	11.67	0.18	
yg	5.65	5.47		0.18

Sens X-X	N	[kn]	32246.14
	M	[kn. m]	1195.52
	S_{rad}	[m ²]	279.693
	I_x	[m ⁴]	12535.52
	X	[m]	11.85
	σ₁	[kn/m ²]	115.83
	σ₂	[kn/m ²]	114.75
	σ_m	[kn/m ²]	115.56
	σ_m ≤ σ_{sol}		C.V

Sens Y-Y	N	[kn]	34436.73
	M	[kn. m]	1037.47
	S_{rad}	[m ²]	279.693
	I_y	[m ⁴]	2849.72
	y	[m]	5.65
	σ₁	[kn/m ²]	127.44
	σ₂	[kn/m ²]	118.81
	σ_m	[kn/m ²]	125.28
	σ_m ≤ σ_{sol}		C.V

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente. (N = 0.8G + E)

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N _x (KN)	N _y (KN)	M _x (KN.m)	M _y (Kn.m)	ex(m)	ey(m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G + E	32246.14	34436.73	1195.52	1037.47	0.0371	0.030	5.925	2.825	C.V

Tableau VI. 1:Résultats de calcul de la stabilité du radier

➤ **Vérification au poinçonnement :** (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Épaisseur totale du radier

➤ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr) = 2(0.55 + 0.60 + (2 \times 0.80)) = 5.50\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.50 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 3300\text{KN}$$

$$N_u = 2166.10\text{KN} < \bar{N}_u = 3300 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification pour les voiles**

$$N_u = 59.85\text{KN}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_c = 2 \times (0.2 + 2.7 + (2 \times 0.80)) = 9 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 9 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 5400\text{KN}$$

$$N_u = 59.85 \text{ KN} < \bar{N}_u = 5400 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 150 = 199.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 10.43 \text{ m}, Y_g = 7.76 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	12535.52	41713.16	1195.51	279.693
Y-Y	2849.72	43903.75	1062.41	279.693

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	149.68	148.60	149.41	199.50	C.V
Y-Y	161.39	152.55	159.18	199.50	C.V

VI.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.7.1. Méthode de calcul :

✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x; \mu_y$: coefficient de fonction $\alpha = l_x / l_y$ (avec $l_x \leq l_y$) et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_a = 0,3 M_{0x}$$

VI.7.2. Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 41596.70 / 279.693$	$q_{ser} = 30340.29 / 279.693$
$q_u = 148.72 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 108.48 \text{ KN/m}^2$

VI.7.3. Calcul ferrailage de la dalle de radier :

- ✓ Le plus grand panneau est le panneau du $(4.20 \times 4.90) \text{ m}^2$.

⇒ Panneau de rive.

- l'E.L.U : $v = 0$; $q_u = 148.72 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 4.20 / 4.90 = 0.86 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0498$$

$$\mu_y = 0.693$$

- **donc les moments sont:**

$$- M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0498 \times 148.72 \times 4.20^2 = 130.65 \text{ KN.m/ml.}$$

$$- M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.693 \times 130.65 = 90.54 \text{ KN.m/ml.}$$

$$- M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 130.65 = 111.053 \text{ KN.m/ml.}$$

$$- M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 90.54 = 76.96 \text{ KN.m/ml.}$$

$$- M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 130.65 = 39.19 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\emptyset_x + \emptyset_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X:

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y:

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	39.19	111.053	39.19	76.96
μ	0.0153	0.043	0.0196	0.039
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
As' (cm ²)	0,00	0	0,00	0
α	0.019	0.055	0.025	0.049
β	0.992	0.978	0.99	0.98
σ_s	348	348	348	348
As (cm ² /ml)	2.67	7.68	3.03	6.02
As min (cm ² /ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
Choix des barres/ml	4HA14	4HA16	5HA12	4HA14
AScorres (cm ² /ml)	6.16	8.04	5.65	6.16
Espacement (cm)	25	25	20	25

■ **P'E.L.S** : $v = 0.2$; $q_s = 108.48$ KN/m

$\alpha = 4.20/4.90 = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0569$$

$$\mu_y = 0,791$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 108.883 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 86.126 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 92.551 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 73.21 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow M_{ax} = 32.665 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	32.665	92.551	32.665	73.21
μ	0.0121	0.0342	0.0155	0.035
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
α	0.0152	0.044	0.0195	0.045
β	0.994	0.982	0.992	0.982
σ_{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm ² /ml)	3.83	11	4.35	9.86
AS _{min} (cm ² /ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
choix des barres/ml	4HA14	6HA16	4HA14	5HA16
AS _{corr} (cm ² /ml)	6.16	12.06	6.61	10.05
Espacement cm	25	15	20	20

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{148.72 \times 4.20 \times 4.90}{(2 \times 4.90) + 4.20} = 218.618 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{218.618 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.486 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(2.5; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.486 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

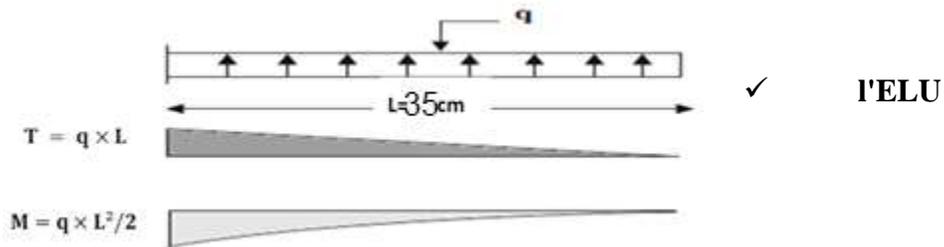
VI.8. Etude de débord radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de $L = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$.

Le calcul de Ferrailage sera pour une bande de 1m de largeur.

b (cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u [KN/m]	q _s [KN/m]
100	50	45	35	148.72	108.48

• **Présentation schéma statique :**



$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 7.87 \text{ KN.m}$$

M _u (KN.m)	μ	α	β (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} [cm ²]
9.11	0.0032	0.0040	0.998	0.583	5.13

✓ **I'ELS**

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{2} = 6.64 \text{ KN.m}$$

M _s (KN.m)	μ	α	β (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} [cm ²]
6.64	0.0022	0.0028	0.999	0.733	5.13

$$A_s = \text{Max}(A_{s u} ; A_{s ser} ; A_{s min}) \longrightarrow A_s = 5.13 \text{ cm}^2$$

Donc : notre Choix des barres : **5 HA 12** = 5.65 cm², avec un espacement(S_t = 20 cm).

• **Les armatures de réparation**

$$A_r = A_L / 4 = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2 \text{ Donc on choisit } A=5\text{HA}10=3.93 \text{ avec un espacement } =20 \text{ cm.}$$

VI.9. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$h=0.80 \text{ m} \quad c = 5 \text{ cm}$

$b = 60 \text{ cm} \quad d= 0.72 \text{ m}$

VI.9.1. Calcul les charges revenant à la nervure :

$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{41596.70}{279.693} = 148.72 \text{ KN/m}^2$

$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{30340.29}{279.693} = 108.48 \text{ KN/m}^2$

❖ **Transmission des charges à la nervure**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4 \quad ; \quad (l_x < l_y)$

✓ charge triangulaire

$q_{eq} = \frac{l_x}{2}$

✓ charge trapézoïdale

$q_{eq} = \frac{l_x}{2} \times \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) q$

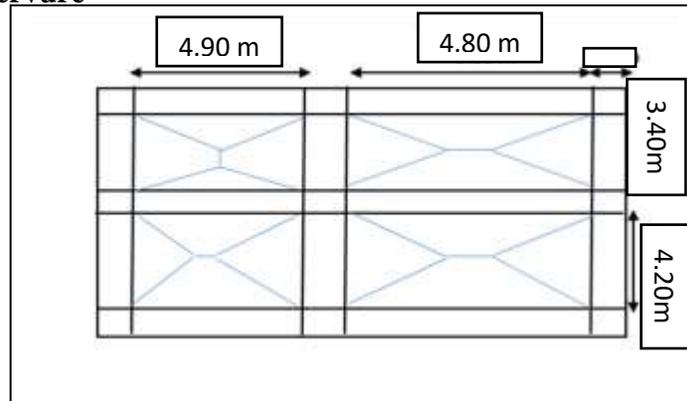
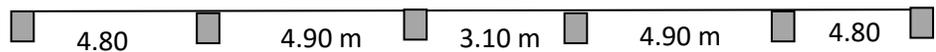


Fig.VI. 3:Transmission des charges à la nervure.



✓ **ELU**

$\rho_1 = \frac{3.40}{4.80} = 0.71 > 0.4$

$\rho_2 = \frac{4.20}{4.90} = 0.86 > 0.4$

Sens (x-x) :

L'ELU :

Travée	2.50m	4.20m	3.40m
La charge P (KN/m)	377.19	407.17	425.41

L'ELS:

Travée	2.50m	4.20m	3.40m
La charge P (KN/m)	276.75	298.43	312.01

Sens (y-y):

L'ELU:

Travée	4.80m	4.90m	3.10m	4.90m	4.80m
La charge P (KN/m)	338.75	343.61	230.48	343.61	338.75

L'ELS:

Travée	4.80m	4.90m	3.10m	4.90m	4.80m
La charge P (KN/m)	247.09	250.64	96.144	250.64	247.09

VI.9.2. Ferrailage de la nervure :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Millénium v2018

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées.

✓ ELU

❖ Sens X-X :

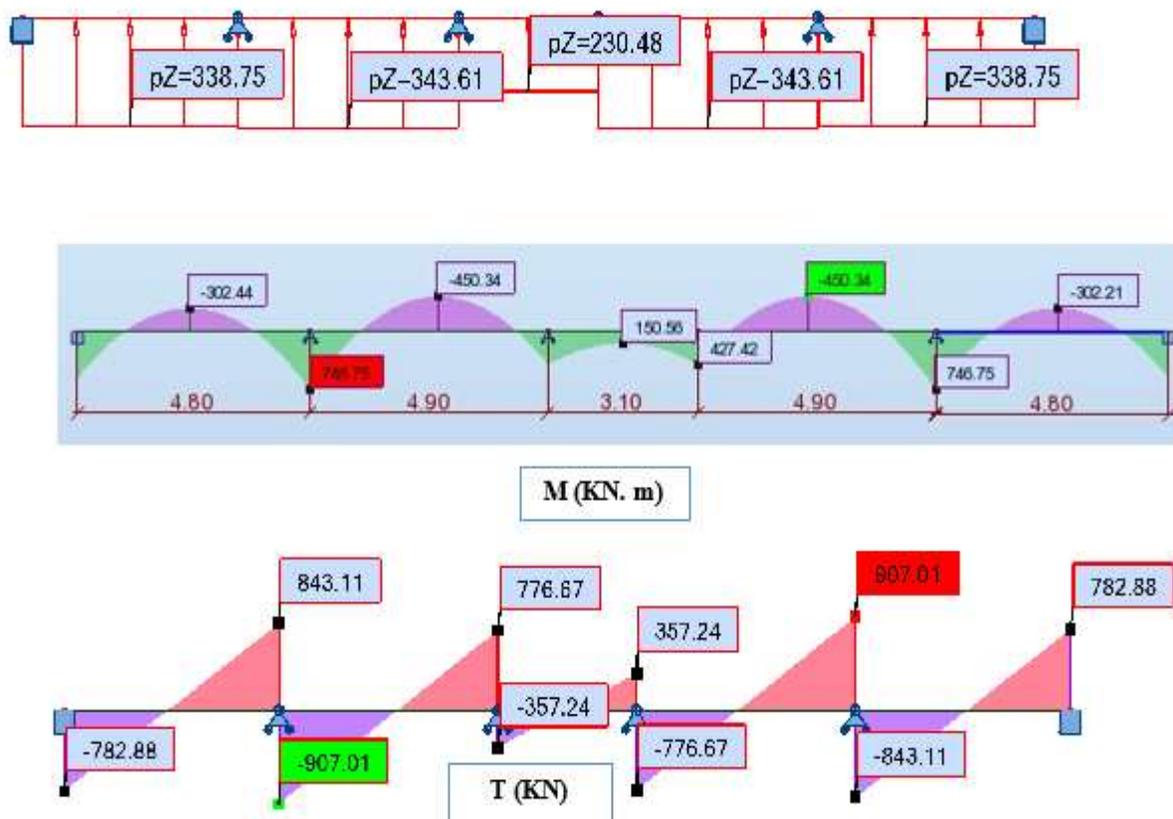


Fig.VI. 4:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU en Sens X.

❖ Sens y-y :

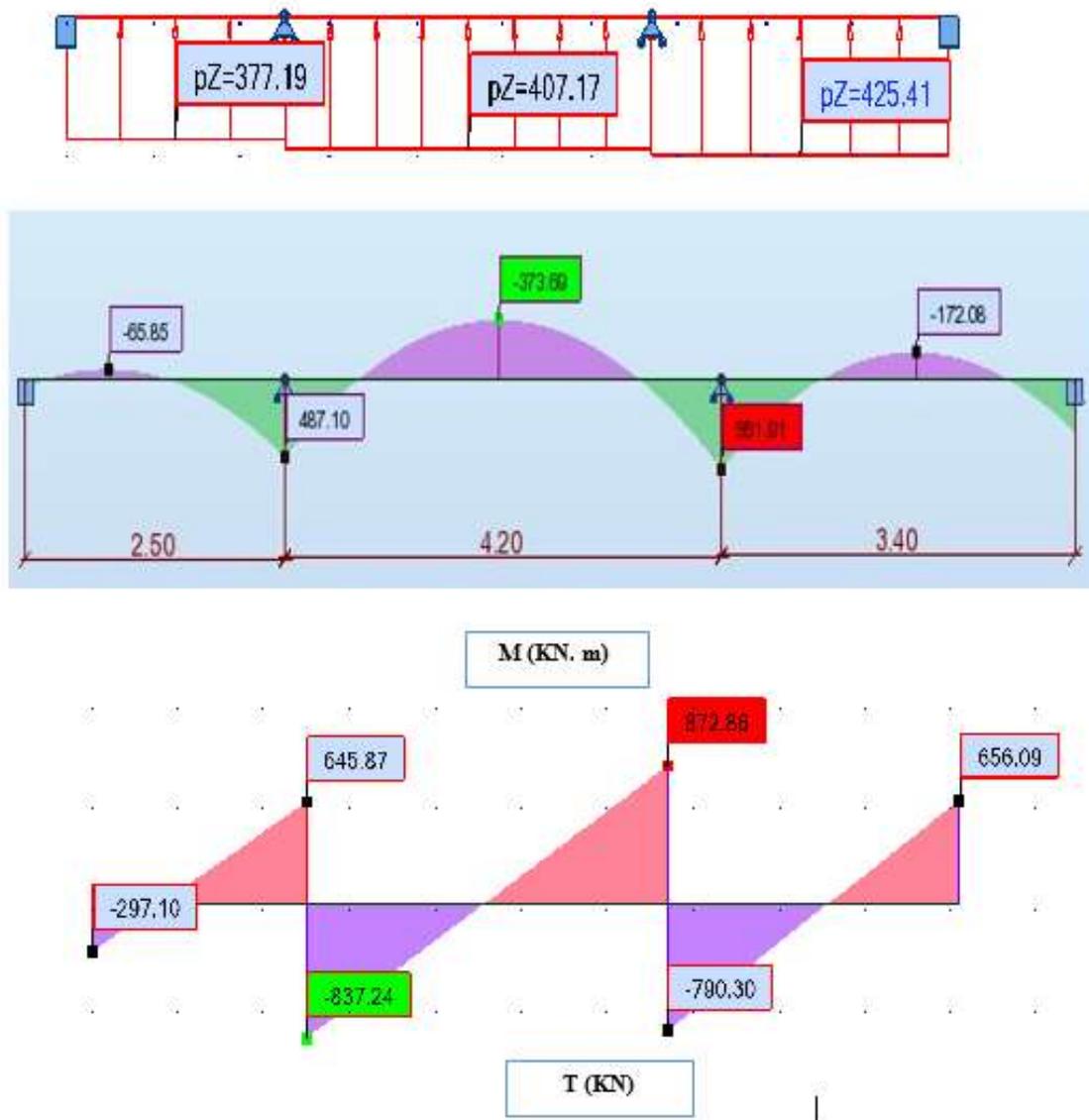


Fig.VI. 5: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens y.

✓ ELS

❖ Sens X-X :

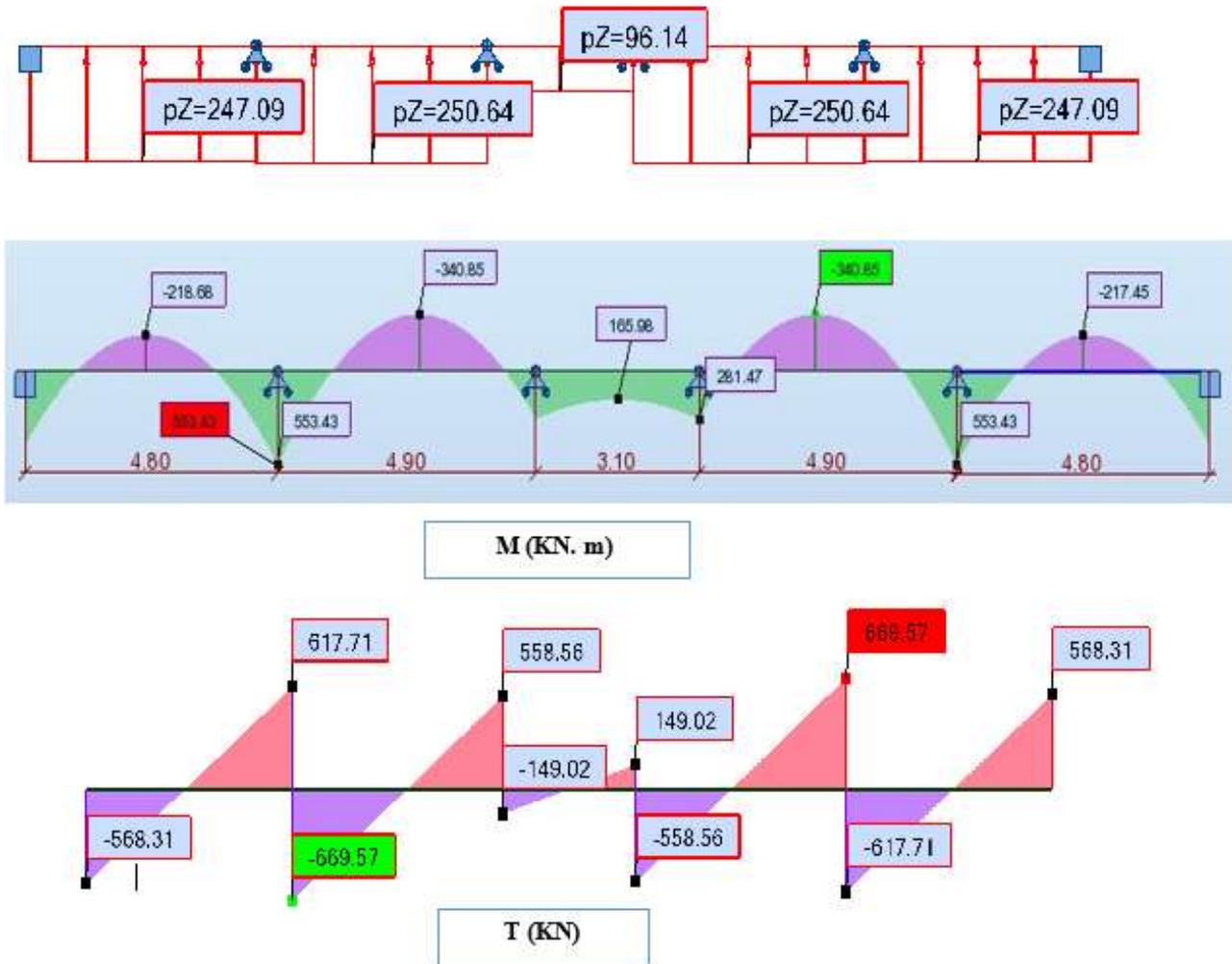


Fig.VI. 6:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens X.

❖ Sens y-y :

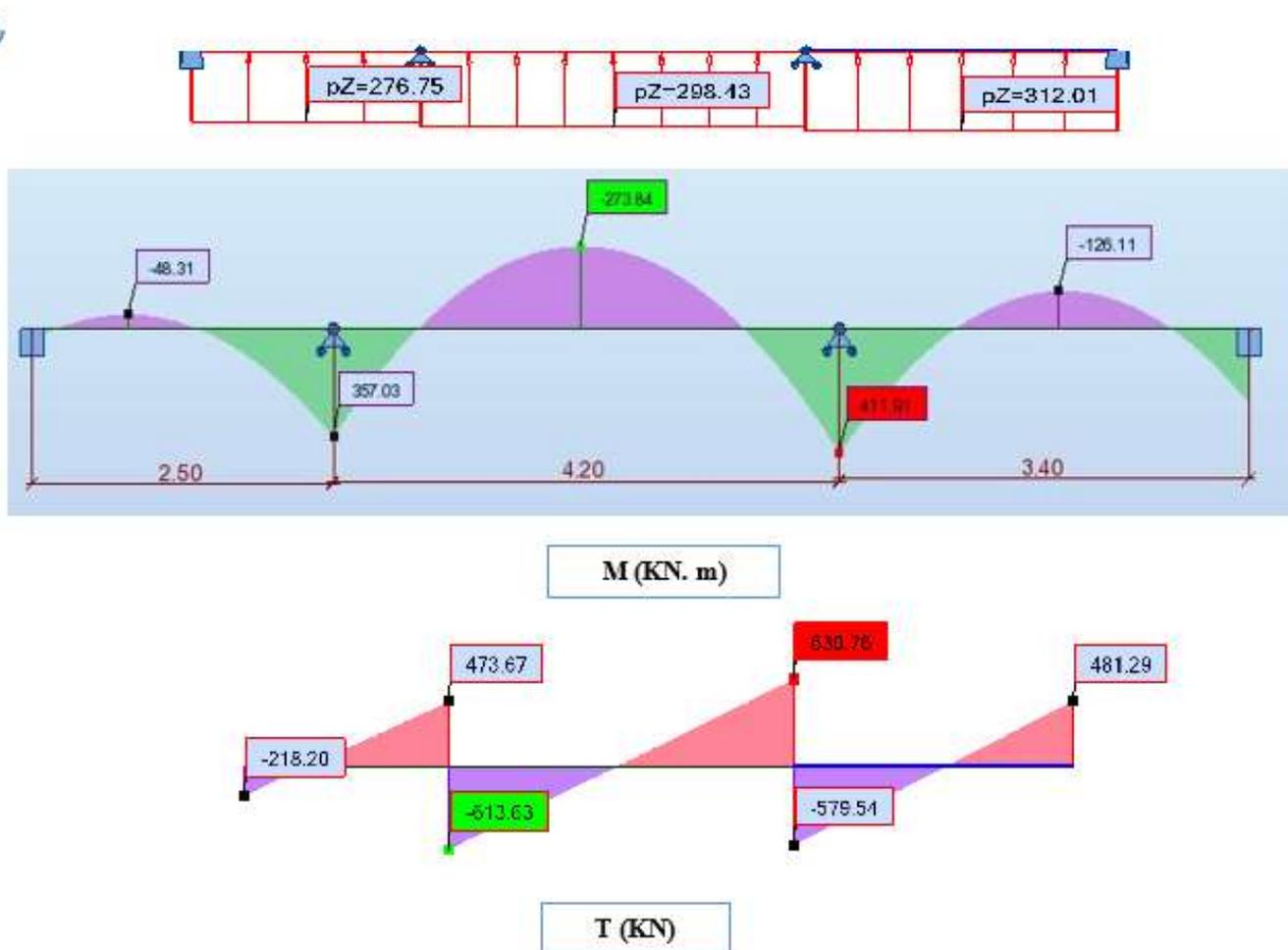


Fig.VI. 7:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS en Sens y

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} (X-X) M_t = -450.34KN.m \quad , \quad M_a = 746.75KN.m \\ (Y-Y) M_t = -373.69KN.m \quad , \quad M_a = 561.91KN.m \end{array} \right.$$

$$ELS \left\{ \begin{array}{l} (X-X) M_t = -340.85KN.m \quad , \quad M_a = 553.43KN.m \\ (Y-Y) M_t = -273.84KN.m \quad , \quad M_a = 411.91KN.m \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	746.75	0.17	0.234	0.906	32.89	24	34.59	5HA25+5HA16
	Travée	450.34	0.102	0.135	0.946	19	24	24.54	5HA25
Y-Y	Appuis	561.91	0.127	0.170	0.932	24.06	24	24.54	5HA25
	travée	373.69	0.085	0.111	0.966	15.44	24	24.54	5HA25

❖ Ferrailage de nervure a la ELS:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	553.43	0.119	0.159	0.936	40.73	24	49.08	5HA25+5HA25
	Travée	340.85	0.073	0.095	0.962	24.41	24	24.54	5HA25
Y-Y	Appuis	411.91	0.088	0.115	0.954	29.74	24	40.25	5HA25+5HA20
	travée	273.84	0.059	0.076	0.969	19.47	24	24.54	5HA25

❖ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 60 \times 72 \times \frac{2,1}{400} = 5,22 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times 80 \times 60 = 4,80 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \times 60 \times 80 = 24 \text{ cm}^2$$

Sens		A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _m '(cm ²)	A _{min} ^{RBA}	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{calcul} (cm ²)
X-X	Appuis	40.73	5.22	4.80	24	40.73	49.08	5HA25+5HA25
	Travée	24.41	5.22	4.80	24	24.41	24.54	5HA25
Y-Y	Appuis	29.74	5.22	4.80	24	29.74	40.25	5HA25+5HA20
	travée	19.47	5.22	4.80	24	24	24.54	5HA25

❖ Vérifications de l'effort tranchant à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	907.01	2.10	C.V
Y-Y	872.86	2.02	C.V

- Armatures transversales minimales:

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right) = (22.86, 60, 20) \Rightarrow \text{On prend } \phi = 10 \text{mm}$$

✓ Espacement des armatures transversales :

• En zone nodal

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA10=3.14 cm²

VI.10. Présentation du ferrailage :

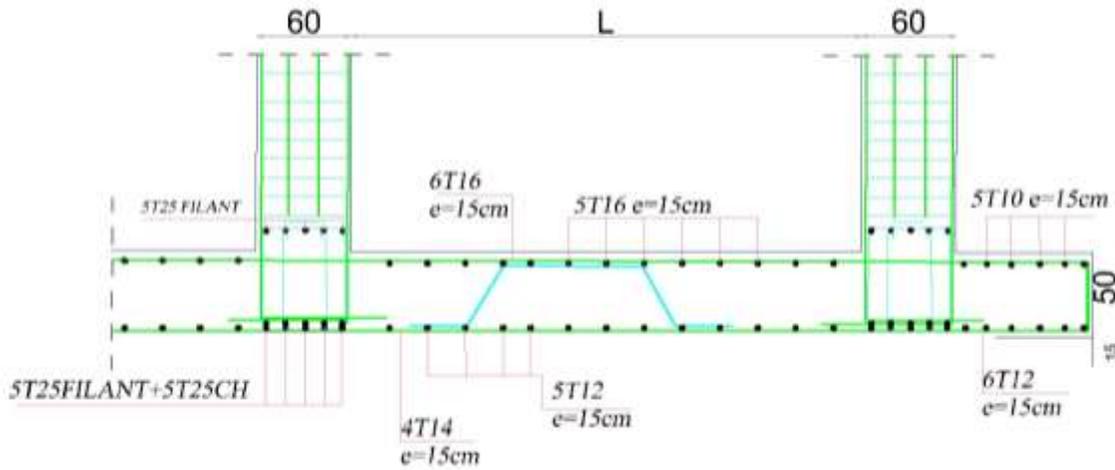


Fig.VI. 8: Ferrailage globale de radier.

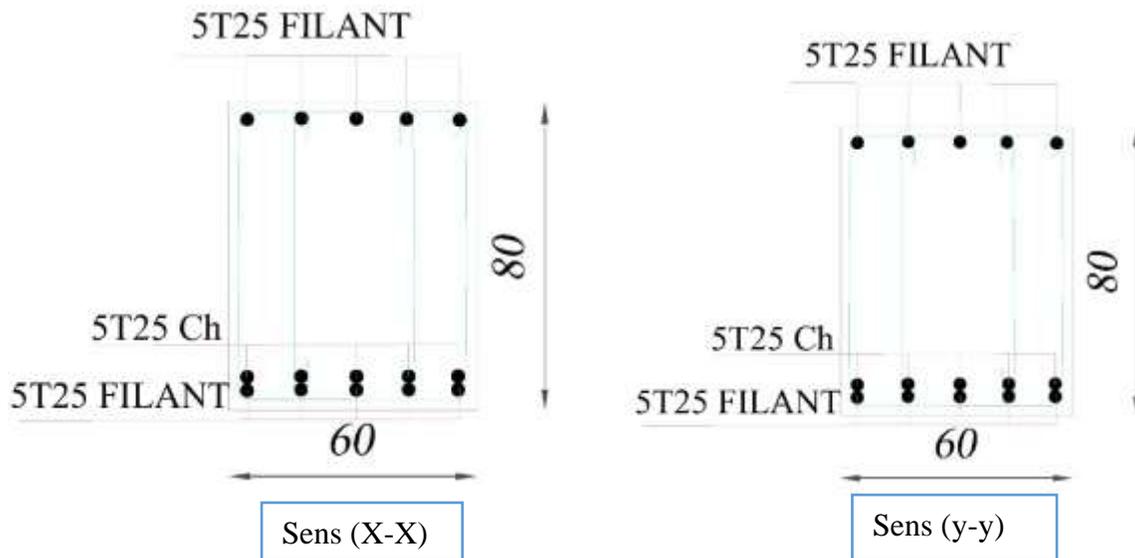


Fig.VI. 9: Ferrailage de la nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).

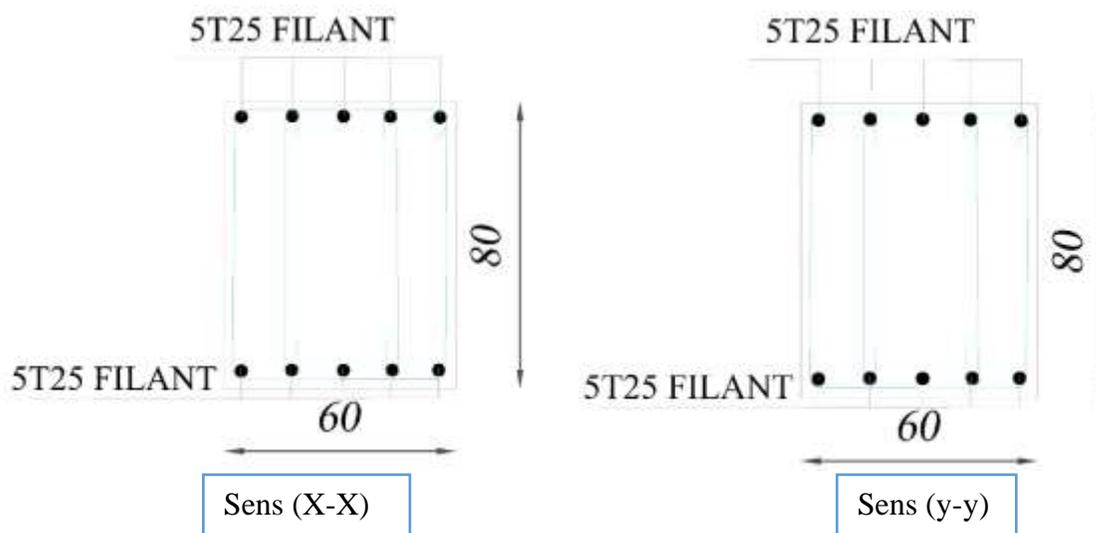


Fig.VI. 10:Ferrailage de la nervure en travée de sens (x-x) et sens (y-y).

VI.11. Longrine :

✓ D'après les règlement RPA99/version2003 (art 10.1.1) :

Les longrines (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau10.1)

Site S₃.zone I → $\alpha=12$

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(Site 2) 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂. Soit : B = 30×30 cm²

VI.9.1. Calcul des armatures longitudinales :

a.1. E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{2166.10}{12} = 180.51 KN > 20 KN \quad (CV)$$

$$A_s = \frac{180.51 \times 10^3}{348 \times 100} = 5.19 cm^2$$

a.2. Le ferrailage minimal : D'après RPA99 /version2003 (art 10.1.1)

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{6HA12=6,79 \text{ cm}^2}$$

a.3. Condition de non fragilité : (BAEL 91(A.4.2))

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des

armatures est A, on doit avoir : $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$B \leq 6,79 \times \frac{400}{2,1} = 1239,33 \text{ cm}^2$$

b. Vérification à L'E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{N_s}{12} = \frac{1577,72}{12} = 131,48 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{131,48 \times 10^3}{6,79 \times 100} = 193,64 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 193,64 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

c. Les armatures transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable*)

d. L'espacement : Selon RPA99

$$S_l \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 21)$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

e. Présentation du ferrailage

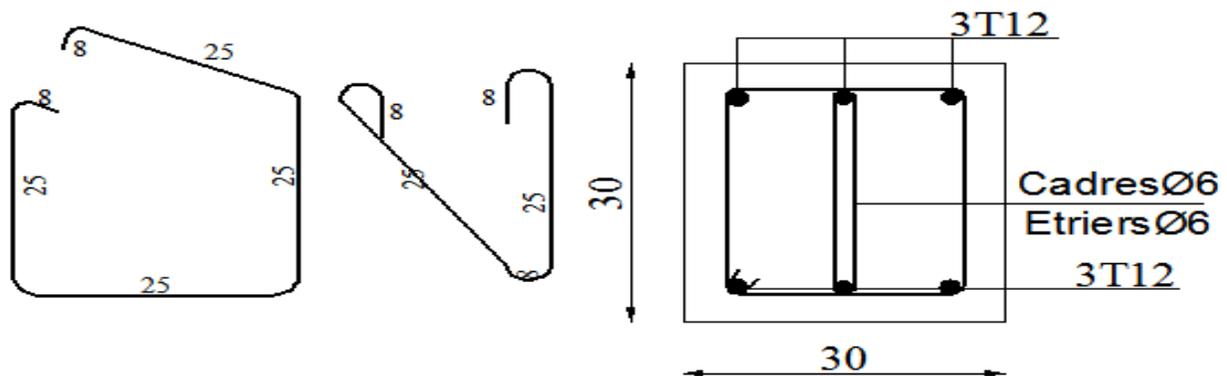


Fig.VI. 11:Disposition d'armature de longrine

VI.12. La dalle flottante :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

a. mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

1. La préparation du sol.
2. La mise en place de terre pleine.
3. L'exécution du dallage.

a.1. Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

1. Décapage.
2. Nivellement.
3. Compactage.
4. Drainage.

a.2. Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

a.3. Exécution de dallage

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

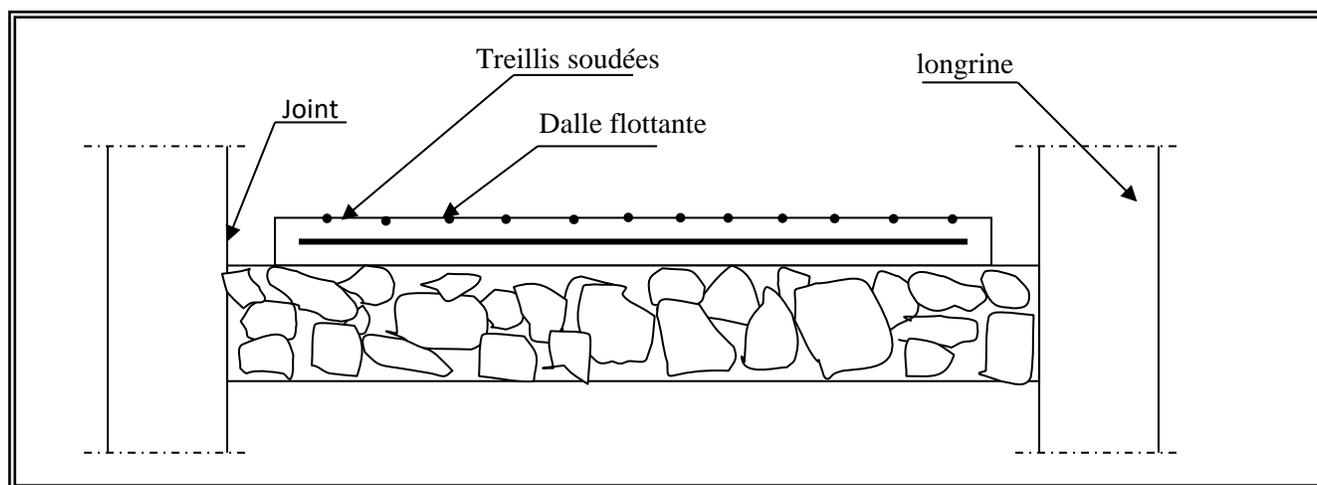


Fig.VI. 12:La dalle flottante.

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de la réalisation de ce travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone faible sismicité.

De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique Algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique. L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ROBOT » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL91 et RPA99 en adoptant les cas les plus défavorables.

Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré. Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte, de l'aide aux prochaines promotions.

Références

- **REGLEMENTS :**

- 1) Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2) Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- 4) Les Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 83).

- **COURS :**

- 1) Béton armé (3ème Licence en Génie Civil) Dr. TAALLAH Bachir.
- 2) Dynamique des structures Pr. OUNIS Abdelhafid.
- 3) Génie parasismique Pr. OUNIS Abdelhafid.
- 4) Résistance de matériaux Dr. HAMADI

- **LOGICIELS :**

- 1) ROBOT 2015 Analyse des structures.
- 2) AUTOCAD 2018 Dessin.
- 3) EXCEL 2013 Calcul.
- 4) WORD 2013 Traitement du texte.