

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب -البلدة 1 -
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التدرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Thème

**CONCEPTION D'UN BÂTIMENT A USAGE
MULTIPLE EN (Rez de chaussée + 10 étages
+ entre sol + SOUS SOL)**

OPTION : Structure

Réalise par :

- ◆ Derrag Mohamed
- ◆ Fellah Meriem

encadre par :

- Mme : Halfaya Fatma Zohra
- Mr : Ait Belkacem Mounir

Blida: octobre 2020

Remercîment

Chaque bénédiction dans ce monde reviens au Puissant Créateur, on tient à remercier Allah le clément et l'unique de nous avoir donné la force, le courage et la patience de mener à bien ce modeste travail.

On souhaite exprimé particulièrement nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre promotrice Mme Halfaya Fatma Zohra qui a accepté de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité malgré ses obligations multiple et de nous avoir fourni toute sa clair voyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui ne se résume pas dans le domaine génie civil uniquement, c'est un grand honneur pour nous de l'avoir comme encadreur.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer et juger ce travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus éducatif.

Nos remerciement vont également à tous les enseignants de l'université SAAD DAHLEB Blida-1 et en particulier à ceux du département de génie civil qui ont contribué a notre formation.

Dédicace

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

aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le chemin droit avec son amour ses
sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher Père **Mahfoude**

et à la femme qui m'a toujours guidé avec son amour ses sacrifices et encouragements
son soutien moral

À ma chère mère

À mes trois **frères**

À toute la famille **Fellah** et la famille **Soualmi**

A mon collègue et binôme **Mohamed** et sa famille pour le quel je souhaite une vie
pleine de joie et de réussite.

A toute la promotion 2020, et à tous mes amis sans exception.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Meriem

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le chemin droit avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher Père *fares*

et à la femme qui m'a toujours guidé avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À ma chère mère

À mes deux frères

À mes deux sœurs

À toute la famille *Darreg* et la famille *Araba*

A ma collègue et binôme *Meriem* et sa famille pour le quel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A toute la promotion 2020, et à tous mes amis sans exception.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Mohamed

ملخص

الهدف من هذا العمل هو بحث ببليو جرافي عن الانحراف العرضي بالإضافة إلى دراسة مبنى مع أو بدون مراعاة تأثير الانحراف العرضي.

هذا المبنى متعدد الاستخدامات مع أشكال غير منتظمة في المخطط مع درج من الخرسانة المسلحة من 3 مستويات في الارتفاع يتكون من طابق أرضي و 10 طوابق و 2 طابق سفلي. يقع هذا المشروع في ولاية البلدة ، وهي جزء من منطقة زلزالية قوية ونشطة (المستوى 3) ، يتم ضمان مقاومة المبنى من خلال نظام تقوية الجدار الحامل.

تم تنفيذ التصميم وفقاً للوائح البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 ، v2003 ، BAEL99).

تم إجراء التحليل الديناميكي بواسطة برنامج ETABS . أخيراً ، كان تعزيز الهيكل مع إضافة الجدران الحاملة ضرورياً لأن الإزاحة الجانبية بين أرضيات الهياكل المحسوبة مسبقاً تجاوزت القيم المسموح بها مع الأخذ في الاعتبار تقييم الأحمال وفقاً لـ BC22 DTR ، قمنا بإجراء أبعاد مسبقة للعناصر ، مثل الأرضيات والأعمدة والعوارض والجدران المعروضة في الفصل الثاني بينما يتضمن الفصل الثالث الحساب عناصر. الثانوية التي تشمل بنايتنا. نذكر (الحاجز والسلالم والأرضيات والشرفات).

يتكون الفصل الرابع من نمذجة الهيكل وتحديد أنماط الاهتزاز من خلال محاولة العثور على أفضل سلوك ديناميكي لهيكلنا الذي سيكون موضوع الفصل وذلك من خلال تجربة ترتيبات مختلفة للجدران الداعمة وسنحتفظ بالسلوك الجيد إذا لم يكن كذلك أفضل ترتيب ممكن يوفر للهيكل سلوكاً ديناميكياً يفي بالمعايير التي تفرضها القواعد الزلزالية الجزائرية.

سيتم تعزيز الأعمدة والعوارض والجدران بالنتائج النهائية للدراسة الزلزالية مع التحقق من المعايير التي يفرضها RPA99 v2003 و BAEL99 ، وأخيراً نهي عملنا بدراسة البنية التحتية. سمحت لنا لائحة RPA99 v2003 بالتكيف بشكل جيد مع متطلبات كل عنصر هيكلية:

يعتبر التحقق من قوة القص في القاعدة أولوية لأن عدم اليقين المتعلق بمشاركة العناصر غير الهيكلية ، والتي لا تؤخذ آثارها في الاعتبار عند تحديد الفترة والاستجابة الديناميكية.

سمح لنا مشروع نهاية الدراسة هذا بتطبيق جميع المعارف التي اكتسبناها خلال دورة تدريب الماجستير لدينا ، لتعميقها استناداً إلى المستندات الفنية والتنظيمية ، لتطبيق برنامج الحسابات الحديثة مثل ETABS و SOCOTEC و Excel يمكن تقليل أخطاء الحساب اليدوي وتوفير وقت الدراسة بالإضافة إلى برنامج تصميم Auto CAD ، وتبسيط الضوء على المبادئ الأساسية التي يجب أن تؤخذ في الاعتبار في تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة في المناطق الزلزالية.

من خلال الدراسة التي أجريناها ، تجدر الإشارة إلى أنه بالنسبة للتصميم المقاوم للزلازل ، من المهم جداً أن يعمل المهندس المدني والمهندس المعماري معاً بشكل وثيق منذ بداية المشروع لتجنب أي تصميمات غير كافية. وتحقيق الأمن الزلزالي الذي تم تحقيقه دون تكلفة إضافية كبيرة.

بعد الانتهاء من دراستنا ، يبدو من المهم أن نذكر بعض النقاط ، وهي:

• التحجيم المسبق هو خطوة أولية ولكنها مهمة ، والهدف منه هو اختيار أقسام العناصر الهيكلية للمبنى والتي قد تتغير بشكل كبير بعد الدراسة الديناميكية للمشروع.

• تسببت دراسة هذا المبنى بدون مفصل زلزالي في مشاكل في التحقيقات المذكورة في قواعد الزلازل الجزائرية بالإضافة إلى زيادة القوى الداخلية مما يعني التغيير غير المواتي لأقسام التعزيز.

إن دراسة الأرضيات الصلبة بطريقة خط الفشل تعطي قوى داخلية أكثر دقة من الطريقة الثابتة.
تعطي دراسة العوارض المستمرة (الروافد) بطريقة Caquot قوى داخلية أكثر دقة من الطريقة الثابتة.
بعد تصميم الأشرعة عاملاً أكثر أهمية من كمية الأشرعة التي سيتم وضعها في الهيكل ، وله دور حاسم في سلوك الأخير تجاه الأفقي

Abstract

The aim of this work is a bibliographical research on the accidental eccentricity in addition to the study of a building with or without the consideration of the effect of accidental eccentricity.

This building is of multiple uses with irregular formes in plan with a step in elevation of 3 levels in reinforced concrete made of a ground floor, 10 floors, a mezzanine and a basement. this project is situated in the Wilaya of Blida, which is a part of a strong, active seismic zone (level 3) the building's resistance is insured by the bracing system of carrier veil.

The conception was made according to constructions' regulations applied in Algeria (**RPA99 v2003, BAEL99**).

The dynamic analysis was made by a software **ETABS** . finally the structure's reinforcement with the addition of carrier veils was necessary because of the lateral displacement between floors of the pre-calculated structures exceeded the allowed values

Taking into account the evaluation of the loads according to **DTR BC22**, we made a pre-dimensioning of the elements, such as floors, columns, beams and walls are presented in chapter two while the third chapter includes the calculation of the elements. secondary which includes our building. We cite (the parapet, the stairs, the floors and the balconies).

The 4th chapter consists in modeling the structure and determining modes of vibration by trying to find the best dynamic behavior for our structure which will be the subject of the chapter and that by trying various arrangements of the bracing sails and we will retain the right one if not the best possible arrangement which offers the structure a dynamic behavior which satisfies the criteria imposed by the Algerian earthquake rules.

The reinforcement of columns, beams and walls will be done with the final results of the seismic study while verifying the criteria imposed by **RPA99 v2003, BAEL99**, and finally we finish our work with an infrastructure study. The RPA99 v2003 regulation has allowed us to adapt well to the requirements of each structural element: This end-of-study project allowed us to put into practice all the knowledge that we acquired during our master's training cycle, to deepen it based on technical and regulatory documents,

to apply the software of recent calculations such as **ETABS**, **SOCOTEC**., Excel can minimize manual calculation errors and save study time as well as Auto CAD design software, and highlight the basic principles that must be taken into account in the design and calculation of reinforced concrete structures in seismic zones.

From the study we have done, it should be noted that for the earthquake-resistant design, it is very important that the civil engineer and the architect work closely together from the start of the project to avoid any insufficient designs. and to achieve seismic security achieved without significant additional cost.

After finalizing our study, a few points seem important to us to mention, namely:

The pre-sizing is a preliminary but important step, its goal is to choose the sections of the structural elements of the building which may change considerably after the dynamic study of the project.

This structure has a U shape which is irregular in plan with a step in elevation of 3 levels. This caused us a lot of difficulty in having a stable structure because of the location of the sails.

The setback of 3 levels caused us a free fall of rigidity which made these levels flexible which caused us difficulties in the seismic study.

The study of this building without seismic joint caused us problems in the verifications quoted in the Algerian earthquake rules in addition to the increase of the internal forces which implies the unfavorable change of the sections of reinforcement.

The study of solid slab floors by the failure line method gives more precise internal forces than the fixed method.

The study of continuous beams (joists) by the **Caquot** method gives more precise internal forces than the fixed method.

The layout of the sails is a much more important factor than the quantity of sails to be placed in the structure, it has a determining role in the behavior of the latter vis-à-vis horizontal loading.

The verification of the shear force at the base is a priority because the uncertainty related to the participation of non-structural elements, the effects of which are not considered in the determination of the period and the dynamic response.

Key terms

Reinforced concrete, accidental eccentricity, accidental twist, dynamic analysis, ETABS , displacement between floors

Résumé

Ce bâtiment est à usages multiples avec des formes irrégulières composé d'un rez-de-chaussée, 10 étages, un entre sol et un sous-sol. ce projet est situé dans la Wilaya de Blida, qui fait partie d'une zone sismique forte et active (niveau 3) la résistance du bâtiment est assurée par le système de contreventement du voile porteur.

La conception a été faite selon la réglementation des constructions appliquée en Algérie (RPA99 v2003, BAEL99).

L'analyse dynamique a été réalisée par un logiciel **ETABS**. enfin le renforcement de la structure avec l'ajout de voiles porteurs était nécessaire car le déplacement latéral entre les planchers des structures précalculées dépassait les valeurs autorisées

En tenant compte de l'évaluation des charges selon **DTR BC22**, nous avons effectué un pré-dimensionnement des éléments, tels que , les poteaux, les poutres et les murs sont présentés au chapitre deux tandis que le troisième chapitre comprend le calcul des éléments. secondaire qui constituent notre bâtiment. Nous citons (le parapet, les escaliers, les sols et les balcons).

Le 4ème chapitre consiste à modéliser la structure et à déterminer les modes de vibration en essayant de trouver le meilleur comportement dynamique pour notre structure qui fera l'objet du chapitre et cela en essayant différents arrangements des voiles de contreventement et nous retiendrons le bon si pas la meilleure disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait aux critères imposés par les règles sismiques algériennes.

Le renforcement des colonnes, poutres et murs se fera avec les résultats finaux de l'étude sismique tout en vérifiant les critères imposés par **RPA99 v2003, BAEL99**, et enfin nous terminons nos travaux par une étude d'infrastructure. Le règlement **RPA99 v2003** nous a permis de bien nous adapter aux exigences de chaque élément structurel: Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises au cours de notre cycle de formation de master, de l'approfondir pour appliquer les logiciels de calculs récents tels que **ETABS, SOCOTEC**, Excel peut minimiser les erreurs de calcul manuel et gagner du temps d'étude ainsi que le logiciel de conception **Auto CAD**, et

mettre en évidence les principes de base à prendre en compte dans la conception et le calcul structures en béton armé dans les zones sismiques.

D'après l'étude que nous avons réalisée, il convient de noter que pour la conception antisismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toute conception insuffisante. et pour atteindre la sécurité sismique obtenue sans coût supplémentaire significatif.

Après avoir finalisé notre étude, quelques points nous semblent importants à mentionner, à savoir:

Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire mais importante, son but est de choisir les sections des éléments structurels du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique du projet.

Cette structure a une forme en U qui est de plan irrégulier avec une marche en élévation de 3 niveaux. Cela nous a causé beaucoup de difficultés à avoir une structure stable en raison de l'emplacement des voiles.

Le recul de 3 niveaux nous a causé une chute libre de rigidité qui a rendu ces niveaux flexibles ce qui nous a causé des difficultés dans l'étude sismique.

L'étude de ce bâtiment sans joint sismique nous a posé des problèmes dans les vérifications citées dans les règles sismiques algériennes en plus de l'augmentation des efforts internes qui implique le changement défavorable des sections d'armature.

L'étude des planchers en dalles pleines par la méthode des lignes de rupture donne des efforts internes plus précis que la méthode fixe.

L'étude des poutres continues (poutrelles) par la méthode Caquot donne des efforts internes plus précis que la méthode fixe.

La disposition des voiles est un facteur bien plus important que la quantité de voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du chargement horizontal.

La vérification de l'effort tranchant à la base est une priorité car l'incertitude liée à la participation d'éléments non structuraux, dont les effets ne sont pas pris en compte dans la détermination de la période et de la réponse dynamique.

Mots clés

Béton armé, excentricité accidentelle, torsion accidentelle, analyse dynamique, **ETABS**, déplacement entre les planchers

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.1. Représentation de la surface reprise par le poteau central.....	22
Tableau II.2 Dégression des surcharges pour poteau central.....	23
Tableau II.3 Descente de charge du poteau central.....	24
Tableau II.4 Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	25
Tableau II.5 Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).....	25
Tableau II.6 Vérification poteaux centraux a l'ELS.....	26
Tableau II.7 Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.....	26
Tableau II. 8 Vérification de l'effort normal réduit.....	27
Tableau II. 9 Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.....	27
Tableau II. 10 Descente de charge du poteau de rive.....	29
Tableau II. 11. Choix des sections des poteaux de rive.....	30
Tableau II. 12. Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.....	30
Tableau II. 13. Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.....	31
Tableau II. 14. Vérification de l'effort normal réduit.....	31
Tableau II. 15. Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.....	32
Tableau II. 16 Descente de charge du poteau d'angle.....	33
Tableau II. 17 Choix des sections de poteau d'angle.....	34
Tableau II. 18 . Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle.....	34
Tableau II. 19 Vérification de critère de résistance poteau d'angle.....	35
Tableau II. 20 Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.....	35
Tableau II. 21 Vérification de l'effort normal réduit.....	36
Tableau II. 21 tableau comparatif des section des poteaux.....	36

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Tableau III. 1 Les combinaisons des charges de balcon.....	45
Tableau III. 2 Efforts internes de balcon.....	45
Tableau III. 3 Ferrailage du balcon.....	46
Tableau III. 4 Vérification des contraintes.....	47
Tableau III. 5 Charges et surcharges sur les poutrelles.....	50
Tableau III. 6 Les sollicitations dans la poutrelle à l'ELU.....	55
Tableau III. 7 Les sollicitations dans la poutrelle à l'ELS.....	55
Tableau III. 8 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	57
Tableau III. 9 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	57

Tableau III. 10	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures	57
Tableau III. 11	Vérification de la contrainte de béton.....	59
Tableau III. 12	Récapitulatif de la vérification de la flèche	61
Tableau III. 13	Calcul des armatures transversales et l'espacement.....	63
Tableau III. 14	Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire	67
Tableau III. 15	Vérification des contraintes à l'ELS.....	69
Tableau III. 16	Récapitulatif de la vérification de la flèche	69
Tableau III. 17	Calcul des sollicitation des escaliers (2eme jusqu'a 10eme étage).....	75
Tableau III. 18	Ferraillage de l'escalier.....	75
Tableau III. 19	Vérification de compression du béton.....	78
Tableau III. 20	Vérification de la flèche de l'escalier.....	79
Tableau III. 21	Calcul des sollicitation des escaliers (RDC et 1ere étage).....	83
Tableau III. 22	Ferraillage de l'escalier.....	83
Tableau III. 23	Vérification de compression du béton.....	86
Tableau III. 24	Vérification de la flèche de l'escalier.....	87
Tableau III. 25	Ferraillage de la poutre palière	89
Tableau III. 26	Vérification à l'E.L.S	90

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1	Facteur de Qualité 'q'	97
Tableau IV. 2	facteurs de participation massique du modèle initial.....	99
Tableau IV. 3	facteurs de participation massique du 1ere modèle	101
Tableau IV. 4	Vérification des déplacements inter étages du modèle 1.....	104
Tableau IV. 5	facteurs de participation massique du 2eme modèle.....	105
Tableau IV. 6	Vérification des déplacements inter étages du modèle 2.....	107
Tableau IV. 7	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	108
Tableau IV. 8	Période et facteurs de participation massique du modèle final.....	109
Tableau IV. 9	Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	111
Tableau IV. 10	Vérification de l'effort normal pour les poteaux	112
Tableau IV. 11	Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final.....	113
Tableau IV.12 :	Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	114
Tableau IV.13 :	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	115
Tableau IV.14 :	Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.....	116

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

Tableau V. 1 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	119
Tableau V. 2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	119
Tableau V. 3 Ferrailages des poteaux carrées situation durable(N^{\min} , M^{corr}).....	119
Tableau V. 4 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	120
Tableau V. 5 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	120
Tableau V. 6 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	120
Tableau V. 7 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	121
Tableau V. 8 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	121
Tableau V. 9 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	121
Tableau V. 10 Choix des armatures des poteaux	122
Tableau V. 11 Vérification des contraintes pour les poteaux	122
Tableau V. 12 Vérification des contraintes pour les poteaux	123
Tableau V. 13 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	124
Tableau V. 14 Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	126
Tableau V. 15 Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	126
Tableau V. 16 Schéma de ferrailage des poteaux.....	131
Tableau V. 17 Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable).....	133
Tableau V. 18 Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	134
Tableau V. 19 Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	134
Tableau V. 20 Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable).....	135
Tableau V. 21 Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	135
Tableau V. 22 Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	136
Tableau V. 23 Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	136
Tableau V. 24 Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	137
Tableau V. 25 Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	137
Tableau V. 26 Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(situation durable).....	138
Tableau V. 27 Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	138
Tableau V. 28 Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	139
Tableau V. 29 Choix des armatures pour les poutres porteuses30x40.....	139
Tableau V. 30 Choix des armatures pour les poutres porteuses30x40 (le chaînage).....	140
Tableau V. 31 Choix des armatures pour les poutres non porteuses30x40	140
Tableau V. 32 Choix des armatures pour les poutres non porteuses30x40(le chaînage)	141
Tableau V. 33 Vérification de la condition de non fragilité.....	141
Tableau V. 34 Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS	141
Tableau V. 35 Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS (le chaînage).....	142
Tableau V. 36 Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS.....	142
Tableau V. 37 Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS(le chaînage).....	143

Tableau V. 38 Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS	143
Tableau V. 39 Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS (le chainage)	143
Tableau V. 40 Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS	144
Tableau V. 41 Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS(le chainage).....	144
Tableau V. 42 Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x45	145
Tableau V. 43 Vérification de la // // dans sens non porteur 30x45	145
Tableau V. 44 Calcul des armatures transversales	146
Tableau V. 45 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	147
Tableau V. 46 Valeurs de (l/l)	155
Tableau V. 47 Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée	156
Tableau V. 48 justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.....	158
Tableau V. 49 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	165
Tableau V. 50 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	167
Tableau V. 51 Calcul des armatures du voile (V1).....	168
Tableau V. 52 Calcul des armatures du voile (V2).....	169
Tableau V. 53 Calcul des armatures du voile (V3).....	170
Tableau V. 54 Calcul des armatures du voile (V4).....	171
Tableau V. 55 Calcul des aciers de couture des voiles.....	172

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau IV. 1 Contraintes sous le radier à l'ELU	184
Tableau IV. 2 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	185
Tableau IV. 3 Ferrailage des panneaux du radier	187
Tableau IV. 4 Vérification des contraintes de la dalle du radier	188
Tableau IV. 5 Vérification des contraintes de la dalle du radier (correction).....	188
Tableau IV. 6 Ferrailage des nervures (sens porteur)	189
Tableau IV. 7 Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	189
Tableau IV. 8 Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS	190
Tableau IV. 9 choix des armatures transversales	191
Tableau IV. 10 Ferrailage du débord	192
Tableau IV. 11 Vérifications des contraintes du béton et d'acier	193
Tableau IV. 12 Ferrailage du voile périphérique	196
Tableau IV. 13 Vérifications des contraintes.....	198
Tableau IV. 14 Choix des Armatures	198
Tableau IV. 15 Vérifications des contraintes.....	198

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 Site du Projet.....	1
Figure I. 2 Plancher à corps creux	3
Figure I. 3 Brique creuse	4
Figure I. 4 Essai Brésilien	5
Figure I. 5 traction par flexion	6
Figure I. 6 Diagramme Contraintes -Déformations du béton a ELU.....	7
Figure I. 7 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	8
Figure I. 8 Diagramme contrainte déformation d'acier a ELU	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II. 1 Plancher à corps creux terrasse	14
Figure II. 2 plancher terrasse dalle plein.....	14
Figure II. 3 Plancher à corps creux terrasse	15
Figure II. 4 Plancher à dalle plein étage courant.....	15
Figure II. 5 Constituants d'un mur extérieur.....	16
Figure II. 6 Constituants d'un mur intérieur.....	17
Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère	17
Figure II.8 : Dimensions des poutres.....	19
Figure II.9 : Schéma du voile.....	20

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1 Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	37
Figure III. 2 Effort interne et moment	38
Figure III. 3 Ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.4 Ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure III.5 : Schéma statistique du balcon.....	44
Figure III.6: Schéma de ferrailage des balcons.....	48
Figure III.7: schéma de Corps Creux.....	48
Figure III.8: Schéma de poutrelle.....	49
Figure III.9 Schéma de la poutrelle à 3 travées	50
Figure III.10 Schéma de la poutrelle à 4 travées	50
Figure III.11: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travée.....	55

Figure III.12: Ferrailage des poutrelles.....	63
Figure III.13 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....	65
Figure III.14 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	65
Figure III.15: Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	70
Figure III.16 : Eléments d'un escalier.....	71
Figure III.17 : Dimensions de l'escalier. Etage courant.....	71
Figure III.18 : Schéma équivalent de volée.....	72
Figure III.19 : Dimensions de l'escalier. RDC et 1 ^{re} étage.....	79
Figure III.20 : Schéma équivalent de volé.....	80
Figure III.21: Schéma de chargement de la poutre.....	88

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 Spectre de réponse	94
Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial	98
Figure IV.3 :Le 1 ^{er} mode : rotation	99
Figure IV.4 : Le 2 ^{ème} mode : translation parallèlement à x-x.....	100
Figure IV.5 : Le 3 ^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.....	100
Figure IV.6 : Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	101
Figure IV.7 :Le 1 ^{er} mode : translation parallèlement à x-x.....	102
Figure IV.8 :Le 2 ^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.....	102
Figure IV.9 :Le 3 ^{ème} mode : rotation.....	103
Figure IV.10 : Vue en plan du 2eme modèle	104
Figure IV.11 :Le 1 ^{er} mode : translation parallèlement à x-x.....	105
Figure IV.12 :Le 2 ^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.....	106
Figure IV.13:Le 3 ^{ème} mode : rotation.	106
Figure IV.14 : Vue en plan du modèle final.....	108
Figure IV.15 :Le 1 ^{er} mode : translation parallèlement à x-x.....	109
Figure IV.16 :Le 2 ^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.....	110
Figure IV.17:Le 3 ^{ème} mode : rotation.	110

Chapitre V :Etudes des éléments principaux

Figure V.1 Disposition des Poutres.....	133
Figure V. 2 Arrêt des barres.....	147
Figure V. 3 Ferrailage des poutres principaux en travée et sur appuis.....	150
Figure V. 4 Ferrailage des poutres secondaire en travée et sur appuis.....	153
Figure V.5 :Etat d'un mur en compression.....	155
Figure V.6:disposition des armatures de l'âme du voile	157
Figure V.7 :les sollicitations dans un voile	159
Figure V.8 : Etat de contraintes dans un mur	160
Figure V.9 : longueur minimale des éléments de rive confinés.....	161
Figure V.10 : Détail de confinement de l'élément de bord.....	163
Figure V.11 : Hauteur de la zone critique	163
Figure V.12: Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC.....	174
Figure V.13 : Exemples des schémas de ferrailage des voiles.....	175

Chapitre VI :Etude des fondations

Figure IV. 1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	177
Figure IV. 2 Contraintes sous le radier.....	184
Figure IV. 3 Panneau de la dalle du radier.....	186
Figure IV. 4 Schéma de ferrailage du radier	188
Figure IV. 5 Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.....	191
Figure IV. 6 Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.....	192
Figure IV. 7 schéma statique de débord	192
Figure IV. 8 diagramme des moments.....	192
Figure IV. 9 évaluation des charges.....	193
Figure IV. 10 pousses des terres.	195
Figure IV. 11 ferrailage de voile périphérique.	199

Liste des symboles

H : La hauteur.

HSS: Hauteur d'étage de sous-sol.

HR :La hauteur de rez-de-chaussée "RDC".

HS : Hauteur d'étage de service.

HC : Hauteur de l'étage courant.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours .

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.

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

f_e : contrainte limite élastique.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.: Contrainte de l'acier .

η : Coefficient de fissuration.

n : Le coefficient d'équivalence.

n : nombre d'étages.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

ELU :Etat limite ultime.

ELS :Etat limite de service.

e : L'épaisseur.

RDC : Rez-de-chaussée.

ES : Entre sol.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E: charge sismique.

AS : représente les armatures de la fibre inférieure.

AS' : représente les armatures de la fibre supérieure.

Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'EULER.

i : rayon de giration.

l_f : longueur de flambement.

I: moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

Br : section réduite d'un poteau. obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

F_p : L'action des forces horizontales.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Y, Y_I : Position de l'axe neutre.

h_t : Hauteur du plancher .

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

L_x: Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y: Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

T_u : Effort tranchant à ELU.

T_s : Effort tranchant à ELS.

N_u : effort normal ultime.

N_s : effort normal service.

M_u : Moment à l'ELU.

M_s : Moment à l'ELS.

M_{tab} : Moment de la table.

M_{au(inter)}^{max} : Moment sur appui intermédiaire.

M_{au(Rive)}^{max} : Moment sur appui de rive.

M_{appui} : Moment en appui.

M_{travée} : Moment en travée.

M_f: le moment fictif.

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

δ : Pourcentage des armatures.

Φ_t , Ø_t : Diamètre des armature transversal.

Φ_L , Ø_L : Diamètre des armature longitudina l.

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles .

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles .

P_u : Charge uniformément répartie.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface « S » .

a : Projection de L.R sur l'axe de rotation.
 ω : angle de rotation.
E : L'emmarchement (largeur utile) .
g : Son giron .
h : Sa hauteur de marche.
L_p : longueur de la paillasse.
 α : Angle.
M_t : Moment de torsion.
 Ω : Surface .
[M] : Matrice de masse de la structure.
[K] : Matrice de rigidité de la structure.
 ω : Fréquence de vibration.
 φ : Angle de déphasage.
DDL : Degré de liberté.
 β : Coefficient de pondération. **g**
A : coefficient d'accélération d
 η : facteur de correction d'amortissement.
R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
Q : Facteur de qualité.
D : facteur d'amplification dynamique moyen .
 δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **K** dans le sens **x-x**
 (idem dans le sens **y-y**, δ_{eK}^y).
N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
B_c : l'aire (section brute) de cette dernière .
b : Largeur de la section du poteau.
d : Hauteur utile de la section du poteau.
h : Hauteur totale de la section brute.
 τ_u : Contrainte de cisaillement.
 τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.
 ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 λ_g : L'élancement géométrique.
l : la hauteur libre du mur.
a : épaisseur du voile.
d : longueur du voile.
 σ_{ba} : La contrainte du béton armé.
 σ_{bna} : La contrainte du béton non armé.
FT : force de traction.
e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

σ_m : La contrainte de traction (moyenne).

$\sigma_{\text{compression}}$: La contrainte de compression.

σ_j : Contrainte moyenne par maille .

K : coefficient de flambement.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

A_g : section transversale brute du voile .

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur .

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur .

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

P_u , V_u , M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment

fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

I_g : Moment d'inertie du voile.

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

σ_1 : la contrainte d'acier de traction la plus grande.

σ_2 : la contrainte d'acier de compression la plus grande en valeur absolu. **L T**

A_v RPA : Armature verticale selon le RPA.

A_v BAEL : Armature verticale selon le BAEL.

A_v cal : Armature verticale de calcul.

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

A_l : Des aciers longitudinaux de flexion.

A_t : Des aciers transversaux.

A_c : Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

E : Module d'élasticité du béton.

K: Coefficient de raideur du sol.

f 1 : la flèche de la charge uniformément répartie **q s**.

f max : La flèche maximal.

f^{adm} : La flèche admissible.

e 0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M 0 : moment à la base de la structure.

V 0 : effort tranchant à la base de la structure.

V x : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens x-x.

V y : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens y-y.

CR : Centre de rigidité.

CM : Centre de masse.

(û /2)0 : la réponse normalisée en translation aux rives du plan de bâtiment.

Ω0 : le rapport des fréquences de torsion et translation.

U1 : Déplacement inter étage sens X.

U2 : Déplacement inter étage sens Y.

V y : Effort tranchant d'étage selon la combinaison **E y. L**

x : Dimension du bâtiment selon le sens **X**.

Ly : Dimension du bâtiment selon le sens **Y**.

e x : L'excentricité accidentelle selon l'axe **X** (**e x = 5% L x**).

e y : L'excentricité accidentelle selon l'axe **Y** (**e y = 5% L y**).

M x : Moment de torsion selon x (**M x+** si **e x+** et **M x-** si **e x-**).

M y : Moment de torsion selon y (**M y+** si **e y+** et **M y-** si **e y-**).

Sommaire

Remercîments	
Dédicace	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Liste des références	
Introduction générale	

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.	Présentation de l'ouvrage	
I.1	Introduction.....	1
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3	Conception de la structure.....	2
I.4	Caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux.....	5
I.5	Hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.	Pré-dimensionnement	
II.1	Introduction.....	12
II.2	Pré-dimensionnement des planchers.....	12
II.3	Evaluation des charges et surcharge.....	13
II.4	Les portiques.....	18

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III.	Calcule des éléments secondaires	
III.1	Acrotère	37
III.2	Etude des balcons.....	44
III.3	Les planchers.....	48
III.4	les escaliers.....	70
III.5	Etude de la poutre d'appuis.....	87

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.	Etude dynamique	
IV.1	Introduction.....	92
IV.2	Etude sismique.....	92
VI.3	Choix de la méthode de calcul	93
VI.4	Résultats de l'analyse sismique.....	98
VI.5	conclusion.....	113

Chapitre V :Etudes des éléments principaux

V.	Etudes des éléments principaux	
V.1	Introduction.....	117
V.2	Ferraillage des poteaux.....	117
V.3	Ferraillage des poutres.....	132
V.4	Ferraillage des voiles.....	153

Chapitre VI :Etude des fondations

IV.	Etude des fondations	
IV.1	Introduction.....	176
IV.2	Fonctions assurée par les fondations.....	176
IV.3	Classification des fondations.....	176
VI.4	Choix de type de fondation.....	176
VI.5	Calcul des fondations.....	177
VI.6	Choix de type de semelle.....	177
VI.7	Voile périphérique	193

Introduction générale

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc., son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Les effets de la torsion sont considérés comme un facteur majeur responsable de sévères endommagements et même de ruines de plusieurs structures lors des séismes. L'introduction d'une excentricité accidentelle a pour but la considération de toutes les incertitudes et erreurs d'évaluation des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments structuraux et la rupture aléatoire des éléments non structuraux, ou encore à la variabilité spatiale des charges permanentes ou à une distribution défavorable des charges d'exploitation. Selon le code sismique, cette excentricité accidentelle est forfaitairement prise égale à **5%** ou **10%** de la dimension en plan perpendiculaire à l'axe d'excitation pour tous les types de structures.

Dans cette optique, le présent travail consiste à la conception et études d'un bâtiment en **R+10 +entre sol+sous-sol**, Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Blida, selon les règles parasismique algérienne (**RPA99 v2003**), Blida est une région de forte sismicité classé en zone **III**.

L'ingénieur est donc appelé à assurer la stabilité de ces constructions et à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux généralités où on présente les principes généraux de calculs et vérifications des pièces en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser.

On tenant compte de l'évaluation des charge selon le **DTR BC22**, nous avons fait un pré-dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaire qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

Le 4^{ème} **chapitre** consiste à modéliser la structure et déterminer des modes de vibration en essayant de chercher le meilleur comportement dynamique pour notre structure ce qui fera l'objet de chapitre et cela en tentant diverses dispositions des voiles de contreventement et on retiendra la bonne si non la meilleure disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes.

Le ferrailage des poteaux, poutres et voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude sismique tout en vérifiant les critères imposés par **RPA99 v2003**, **BAEL99**, et enfin nous terminons notre travail par une étude d'infrastructure.

Chapitre I :

Présentation

de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Dans le présent mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé **R+10+1 entre sol+1 sous sol**, a usage multiple situé dans la wilaya de **BLIDA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**)

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment fait partie du projet « **des logements Promotionnels** » à **BLIDA**, . Le maître de l'ouvrage de ce projet est «**EPLF ALGER**».

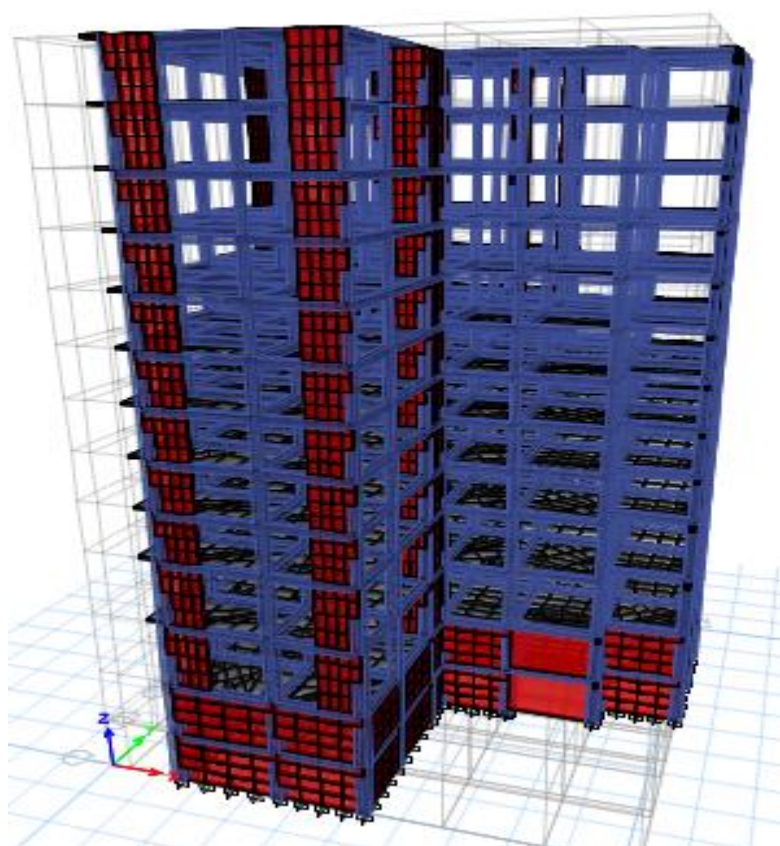


Figure I.1 : structure en 3D

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+10 étages + un sous-sol. + un entre sol

- Un sous-sol à usage parking.
- Un entre -sol a usage parking
- RDC à usage commerce.
- 1^{er} étage a usage commerce
- 2^{ème} jusqu'au 10^{ème} étages comportent deux appartements
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 43,1m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 4.08 m
- Hauteur du 1^{er} étage est de : 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3.06m
- Hauteur de sous-sol est de : 3.4 m
- Hauteur de entre sous-sol est de : 3,4m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 26,05m
- Largeur total (sens transversal) : L= 24,15 m

I.3.conception de la structure :

I.3.1 Ossature :

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques).

I.3.2 Les Planchers :

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

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous-sol).
- Corps creux.

a).Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **65 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I. 2 Plancher à corps creux

b).Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, nous avons choisi des dalles pleines à cause de leurs formes

I.3.3.Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression. Dans notre cas on a **un seul** type de poteau : Poteau de section carre

I.3.4.Poutre :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres porteuses.
- Poutres non porteuses

I.3.5 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

I.3.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.3.7 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du s sol jusqu'au 10^{ème} étage.

I.3.8 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

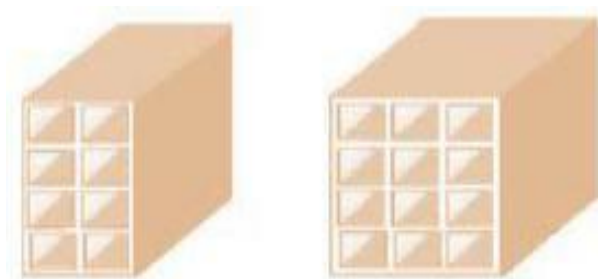


Figure I. 3 Brique creuse

I.3.9 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- 1) Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- 2) Limiter les tassements différentiels.
- 3) Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- 4) La catégorie de site **S3**.

I.3.10. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

I.4.1. Béton

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats et de sable dans des proportions convenables. Par contre, le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers afin d'équilibrer les efforts de traction ou renforcer le béton pour mieux résister aux efforts de compression lorsque ce dernier ne peut pas à lui seul remplir cette tâche.

b. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25Mpa**.
- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.

Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

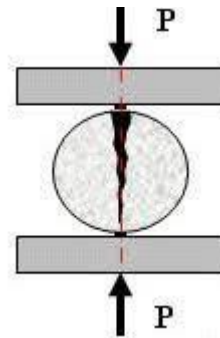


Figure I.4 : Essai Brésilien

2. Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

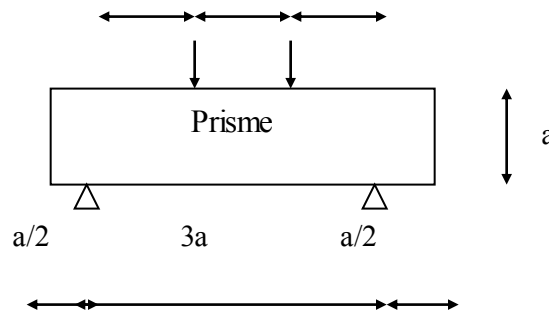


Figure I.5 :Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)(BAEL 91 R 99)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• Module de déformation instantané :

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

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164.20\text{MPa}$.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87\text{MPa}$.

d. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du côté de la section}}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

e. Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifié 99)**, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

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

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

θ = coefficient qui est en fonction de la durée de chargement des actions.

σ_{bc}

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

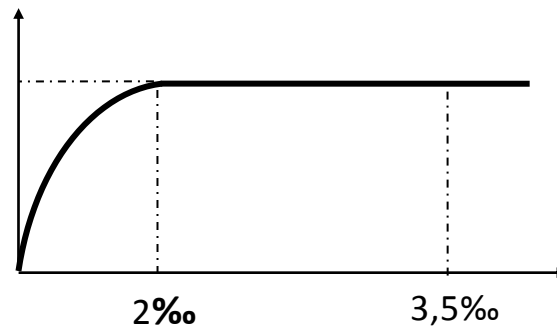


Figure I.6 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

2. Etat limite de service « E. L. S » :

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$Selon (BAEL 91 R 99)

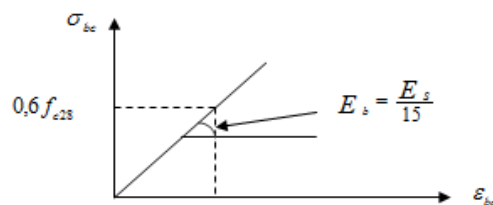


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.4.2 Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés sont :

- Pour les armatures longitudinales :

Haute adhérence FeE 400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$)	{	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire.
		$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$	Situation accidentelle.

- Pour les armatures transversales :

$$\text{Rond lisse FeE 240} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- Treillis soudés (TS) : TLE520Ø=6mm pour les dalles.

a. Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte déformations avec :

σ_s : Contrainte de l'acier Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier Avec $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

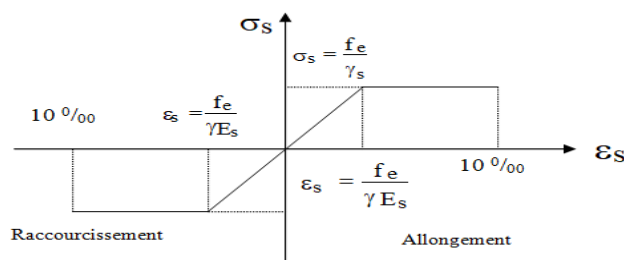


Figure I.8 :Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

2. Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8 \min(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour des aciers ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour des aciers de H.A} \end{array} \right.$$

b. Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10%.

c. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

d. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté " n " est donnée par la formule suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

e. Protection des armatures:

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes:

- $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- $c \geq 3$ cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

- $c \geq 1$ cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites :

1.5.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

1.5.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$n = 15$$

CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

Chapitre II :

Predimensionnement

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003**, **BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

II.2.1 : Plancher en corps creux :

$$H_t \geq L/22.5$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

ht : Hauteur du plancher.

$$L = 475 \text{ cm}$$

$$L = 475 \text{ cm}; \quad h_t \geq \frac{475}{22,5} = 21,11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(20+5)=25cm**.

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

- Disposition des poutrelles

Critère de la petite portée.

Critère de continuité

II.2.2 : Planchers à dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 5 \text{ kN/m}$). L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

e = 7 cm Pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 10 \text{ cm}$.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{4}$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_X : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_X = 4,75\text{m}$$

La dalle repose sur quatre appuis, on aura donc : $9,5 \leq e \leq 11,875 \text{ (cm)}$.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 13 \text{ cm}$.

On admet : $e = 15 \text{ cm}$.

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines : $e \geq$

$\max(11; 13; 15) \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$.

- a. **Balcon :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,30 \text{ cm}$

L : largeur de balcon

$$e \geq \frac{L}{10} ; e \geq \frac{130}{10} = 12 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1.Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible :

- a. **Dalle en corps creux**

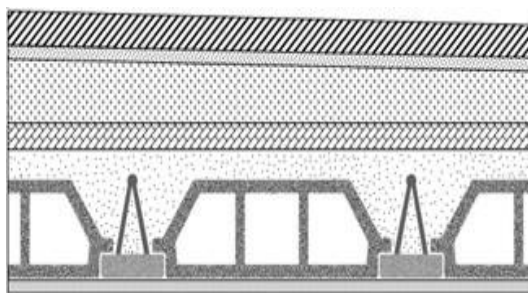


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

-	Protection mécanique en gravier (e = 5cm).....	(0,05) × (17) =	0,85 kN/m ²
-	Etanchéité multicouches.....		= 0,12 kN/m ²
-	Forme de pente (emoye=10cm).....	(0,10) × (22) =	2,20 kN/m ²
-	Isolation thermique (liège) (e = 4cm).....	(0,04) × (4) =	0,16 kN/m ²
-	Dalle à corps creux (20+5) cm		= 3,05 kN/m ²
-	Enduit au plâtre (e = 2cm).....	(0,02) × (10) =	0,20 kN/m ²
		Σ G	= 6,58 kN/m²

b. Dalle pleine :

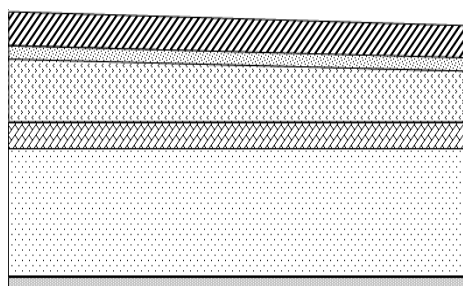


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

-	Protection mécanique en gravier (e = 5cm).....	(0,05) × (17) =	0,85 kN/m ²
-	Etanchéité multicouche		0,12 kN/m ²
-	Forme de pente (emoy=10cm).....		2,20 kN/m ²
-	Isolation thermique (liège) (e=4cm)		0,16 kN/m ²
-	Dalle pleine (e = 15cm, ρ ≅ 25Kn/ml)		3,75kN/m ²
-	Enduit au plâtre (e = 2cm)).....		0,20 kN/m ²
		Σ G	= 7,28 kN/m²

Plancher de l'étage courant :

a. Dalle en corps creux

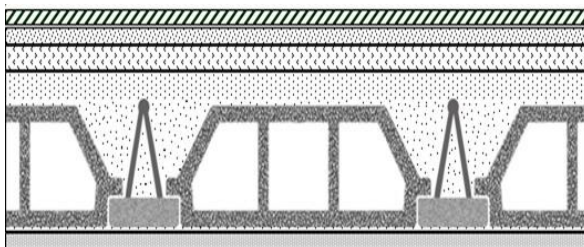


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

- Carrelage (e = 2cm).....	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Mortier de pose (e = 2cm)	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Lit de sable (e = 3cm).....	(0,03) × (18) =	0,54 kN/m ²
- Dalle à corps creux (20+5) cm.....	=	3,05 kN/m ²
- Enduit au plat (2cm)	(0,02) × (10) =	0,20 kN/m ²
- Cloisons légères.....	=	1,00 kN/m ²
	Σ G	= 5,59 kN/m²

b. Dalle pleine :

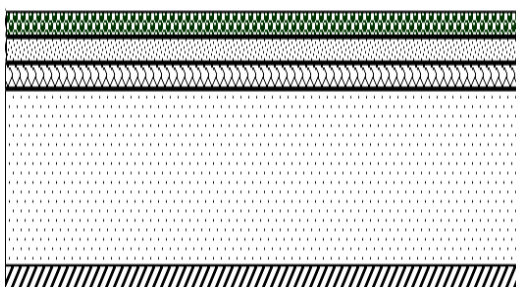


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

- Carrelage (e = 2cm).....	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Mortier de pose (e = 2cm)	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Lit de sable (e = 2cm).....	(0,02) × (18) =	0,36 kN/m ²
- Dalle à épaisseur (15cm)	(0,15) × (25) =	3,75 kN/m ²
- Enduit au plat (2cm)	(0,02) × (10) =	0,20 kN/m ²
- Cloisons légères.....	=	1,00 kN/m ²
	Σ G	= 6,11 kN/m²

c. Balcon :

- Carrelage (e = 2cm).....	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Mortier de pose (e = 2cm)	(0,02) × (20) =	0,40 kN/m ²
- Lit de sable (e = 2cm).....	(0,02) × (18) =	0,36 kN/m ²
- Dalle à épaisseur (15cm)	(0,15) × (25) =	3,75 kN/m ²
- Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) × (18) =	0,36 kN/m ²
	Σ G	= 5,27 kN/m²

Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison

- Enduit intérieur au plâtre (e = 2cm)	(0,02) × (10) =	0,20 kN/m ²
- Briques creux (e = 10cm)	(0,10) × (9) =	0,90 kN/m ²
- L'âme d'air (e = 5cm).....	=	0,00 kN/m ²
- Briques creux (e = 15cm)	(0,15) × (9) =	1,35 kN/m ²
- Enduit extérieur au ciment (e = 2cm)	(0,02) × (18) =	0,36 kN/m ²
	Σ G	= 2,81 kN/m²

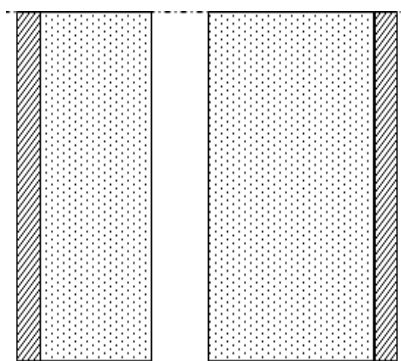


Figure II.5 : Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur :

- Enduit au plâtre (e = 2cm)	(0,02) (10)	= 0,20kN/m ²
- Brique creuse (e = 10cm).....	(0,1) (9)	= 0,90kN/m ²
- Enduit au plâtre (e = 2cm)	(0,02) (10)	= 0,20kN/m ²
	Σ G	= 1,30 kN/m²

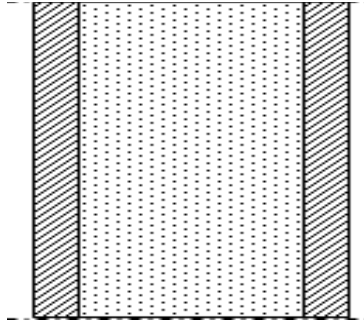


Figure II.6: Constituants d'un mur intérieur.

II.3.2. Acrotère :

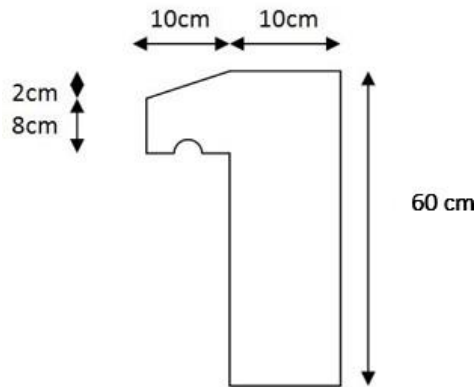


Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$
- γ_b : Le poids volumique du béton tel que $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- s : La surface transversale totale

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 1,5 \text{ cm}$) : $G_2 = [0,015 \times (0,60 + 0,50)] \times 18 = 0,30 \text{ kN/m}$

Le poids total de l'acrotère : $G = G_1 + G_2 = 2,03 \text{ kN/m}$

II.3.3.Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante)..... Q = 1,00 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,00 kN/m²
- Plancher à usage habitation Q = 1,50 kN/m²
- Plancher à usage commerce Q = 5,00 kN/m²
- Escaliers..... Q = 2,50 kN/m²
- Balcons Q = 3,50 kN/m²
- Parking..... Q = 2,50 kN/m²

II.4.Les portiques :

II.4.1.Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré- dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée entre nus d'appuis de la poutre de la plus grande travée considérée
h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

Exemple de calcul▪ **Poutre non porteuse**

$$L_{\max} = 4,90\text{m axes (L)}$$

$$32,66 \leq h \leq 49 \text{ cm} \rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13,50 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de : $\mathbf{b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2}$

• **Vérification selon le RPA99**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées. } h/b$$

$$h/b = 1,50 \leq 4$$

▪ **Poutre porteuse**

$$L_{\max} = 5,6\text{m axes}$$

$$37 \leq h \leq 56 \text{ cm} \rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$11,1 \leq b \leq 39,2 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de : $\mathbf{b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2}$

• **Vérification selon le RPA99**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées. } h/b$$

$$h/b = 1,50 \leq 4$$

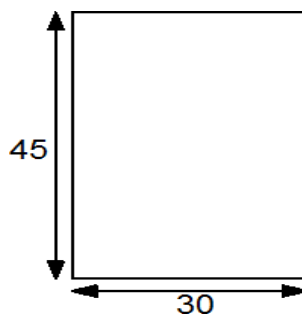


Figure II.8 : Dimensions des poutres.

II.4.2. Pré-dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

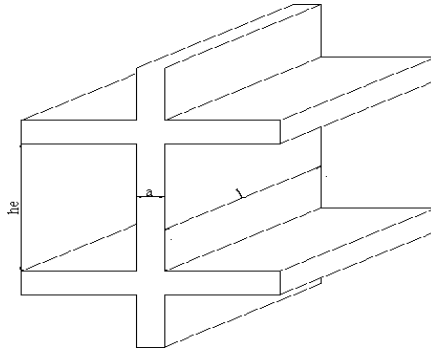


Figure II.9 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \quad 15\text{cm} ; h_e / 20 \quad (\text{art:7.7.1})$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- **Pour le S.S :**

$$h_e = (3,40 - 0,45) = 2,95\text{m.}$$

$$a_{\min} \geq \max \quad (15\text{cm} ; 14,75\text{cm}) \quad \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm.}$$

- **Pour RDC :**

$$h_e = (4,08 - 0,45) = 3,63 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max \quad (15\text{cm} ; 18,15\text{cm}) \quad \Rightarrow a_{\min} \geq 18,15\text{cm}$$

- **Pour étage courant :**

$$h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61\text{m}$$

$$a_{\min} \geq \max \quad (15\text{cm} ; 13,05\text{cm}) \quad \Rightarrow a_{\min} \geq 13,05\text{m.}$$

Conclusion : On adopte pour $a = 20\text{cm}$.

II.4.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré-dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 »
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots + Q_n) \text{ Donnée par [2]}$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q₁, Q₂,, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

• Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

Avec :

Poteau rectangulaire $B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) [cm^2]$

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- Calcul des poteaux

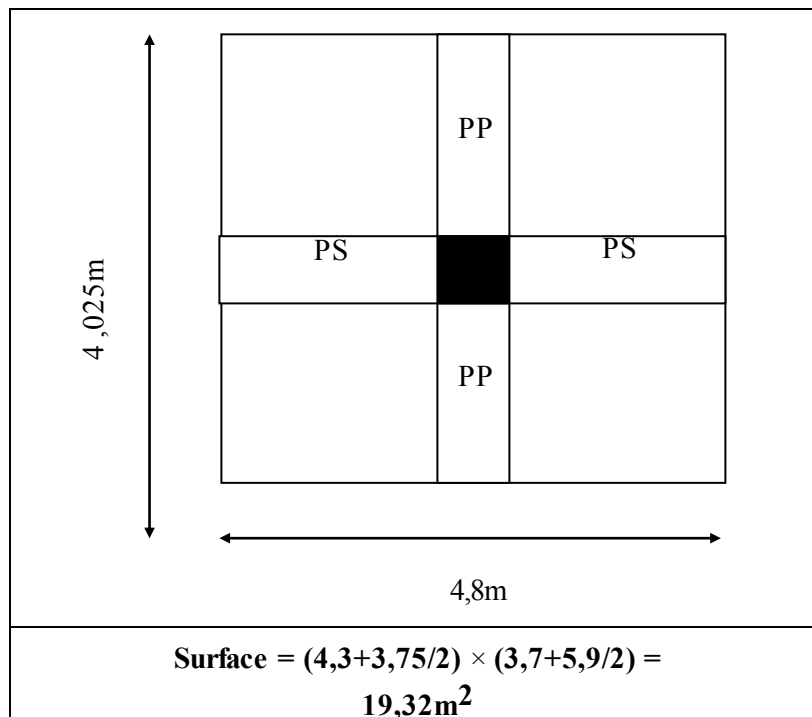
Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central
- Poteau de rive
- Poteau d'angle

II 6.1 Poteau central :

Soit la surface reprise par le poteau central élucidé dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.(J6)



La portée de la poutre principale de 30x45 =4,025m

La portée de la poutre secondaire de 30x45 = 4,8m

- **Calcul des différents poids**

• **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $GPP = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (4,025 - 0,30)) = 12,57 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse : $GPNP = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (4,8 - 0,30)) = 15,18 \text{ kN}$.

• **Poids de poteaux**

Poids de poteau terrasse : $(3,06) \times 25 \times (0,30)^2 = 6,885 \text{ KN}$

Poids de poteau RDC et 1er étage : $(4,08) \times 25 \times (0,30)^2 = 9,18 \text{ kN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06) \times 25 \times (0,30)^2 = 6,885 \text{ kN}$

Poids de poteau du S.S : $(3,40) \times 25 \times (0,30)^2 = 7,65 \text{ kN}$

- **Charge d'exploitation**

Tableau II.2 : Dégression des surcharges pour poteau central.

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Qi (kN/m²)</i>	<i>Charge D'exploitation</i>	<i>∑ Charges D'exploitation</i>	<i>Q cumulée (kN/m²)</i>
N 1	Q0	1,00	Q0	1
N 2	Q1	1,50	Q0+ Q1	2,5
N 3	Q2	1,50	Q0+0,95(Q1+ Q2)	3,85
N 4	Q3	1,50	Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)	5,05
N 5	Q4	1,50	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,10
N 6	Q5	1,50	Q0+0,80(Q1+.....+Q5)	7
N 7	Q6	1,50	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	7,75
N 8	Q7	1,50	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	8,497
N 9	Q8	1,50	Q0+0,6875(Q1+.....+Q8)	9,25
N 10	Q9	5,00	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	12,336
N RDC	Q10	5,00	Q0+0,650(Q1+.....+Q10)	15,3
N E.SOL	Q11	2,50	Q0+0,636(Q1+.....+Q11)	16,582
NSsol	Q12	2,50	Q0+0,625(Q1+.....+Q12)	17,875

.Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central :**Tableau II.3 : Descente de charge du poteau central.**

<i>Etages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
10^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Total	127,12 27,75 6,88 161,71	19,32
9^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	161,71 107,99 27,75 6,88 304,37	48,3
8^{ème} étage	N3	Total	446,99	74,38
7^{ème} étage	N4	Total	589,61	97,56
6^{ème} étage	N5	Total	732,23	117,85
5^{ème} étage	N6	Total	874,85	135,24
4^{ème} étage	N7	Total	1017,47	149,73
3^{ème} étage	N8	Total	1160,09	164,16
2^{ème} étage	N9	Total	1302,71	178,71
1^{ème} étage	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	1302,71 118,04 27,75 9,18 1457,68	238,21
RDC	N11	Venant de N10 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	1457,68 118,04 27,75 9,18 1612,65	295,59
E.SOL	N12	Venant de N11 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage E.SOL Total	1612,65 118,04 27,75 7,65 1766,09	320,36
S.SOL	N13	Venant de N12 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	1766,09 118,04 27,75 7,65	345,34
total	Σ		1919,53	345,34

. Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR(cm ²)	a=b(cm)	RPA(cm)	Choix(cm)
Central	10 ^{ème} étage	161,71	19,32	247,28	158,25	12,5	30×30	30×30
	9 ^{ème} étage	304,37	48,3	483,3	309,31	17,6	30×30	30×30
	8 ^{ème} étage	446,99	74,38	715,00	457,6	21,4	30×30	30×30
	7 ^{ème} étage	589,61	97,56	942,31	603,07	24,5	30×30	30×30
	6 ^{ème} étage	732,23	117,85	1165,28	745,77	27,3	30×30	30×30
	5 ^{ème} étage	874,85	135,24	1383,9	885,6	29,8	30×30	30×30
	4 ^{ème} étage	1017,47	149,73	1598,17	1022,82	31,9	30×30	35×35
	3 ^{ème} étage	1160,09	164,16	1812,36	1159,9	34,1	30×30	35×35
	2 ^{ème} étage	1302,71	178,71	2026,72	1297,1	36,1	30×30	40×40
	1 ^{ème} étage	1457,68	238,21	2325,18	1488,11	38,6	30×30	40×40
	RDC	1612,65	295,59	2620,46	1677,09	40,9	30×30	45×45
	E.SOL	1766,09	320,36	2864,76	1833,44	42,8	30×30	45×45
	S.SOL	1919,09	345,34	3108,78	1989,6	44,6	30×30	45×45

- Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0,85 * f_{c28/1.5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.5 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

Poteau	Etages	Nu (kN)	B(cm ²)	Nu/B(MPa)	Conditions
Central	10 ^{ème} étage	247,28	30×30	2,74	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	483,3	30×30	5,37	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	715,00	30×30	7,94	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	942,31	30×30	10,47	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1165,28	30×30	12,94	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1383,9	30×30	15,37	Non Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1598,17	35×35	13,04	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1812,36	35×35	14,80	Non Vérifiée
	2 ^{ème} étage	2026,72	40×40	12,66	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2325,18	40×40	14,50	Non Vérifiée
	RDC	2620,46	45×45	12,94	Vérifiée
	E.SOL	2864,76	45×45	14,14	Vérifiée
	S.SOL	3108,78	45×45	15,35	Non Vérifiée

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants

Tableau II.6 : Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux central

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Nu/B(MPa)</i>	<i>Conditions</i>
Central	10 ^{ème} étage	247,28	30×30	2,74	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	483,3	30×30	5,37	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	715,00	30×30	7,94	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	942,31	30×30	10,47	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1165,28	30×30	12,94	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1383,9	35×35	11,29	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1598,17	35×35	13,04	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1812,36	40×40	11,32	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	2026,72	40×40	12,66	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2325,18	45×45	11,48	Vérifiée
	RDC	2620,46	45×45	12,94	Vérifiée
	E.SOL	2864,76	50×50	14,14	Vérifiée
	S.SOL	3108,78	50×50	12,43	Vérifiée

- Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau II.7 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Central	10 ^{ème} étage	181,03	30×30	900	0,081	Vérifié
	9 ^{ème} étage	352,67	30×30	900	0,156	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	521,37	30×30	900	0,231	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	687,17	30×30	900	0,303	Non vérifiée
	6 ^{ème} étage	850,08	30×30	900	0,376	Non vérifiée
	5 ^{ème} étage	1010,09	35×35	1225	0,328	Non vérifiée
	4 ^{ème} étage	1167,2	35×35	1225	0,380	Non vérifiée
	3 ^{ème} étage	1324,25	40×40	1600	0,33	Non vérifiée
	2 ^{ème} étage	1481,42	40×40	1600	0,37	Non vérifiée
	1 ^{ème} étage	1695,89	45×45	2025	0,33	Non vérifiée
	RDC	1908,24	45×45	2025	0,37	Non vérifiée
	E.SOL	2086,45	50×50	2500	0,33	Non vérifiée
	S.SOL	2264,43	50×50	2500	0,36	Non vérifiée

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages Il faut

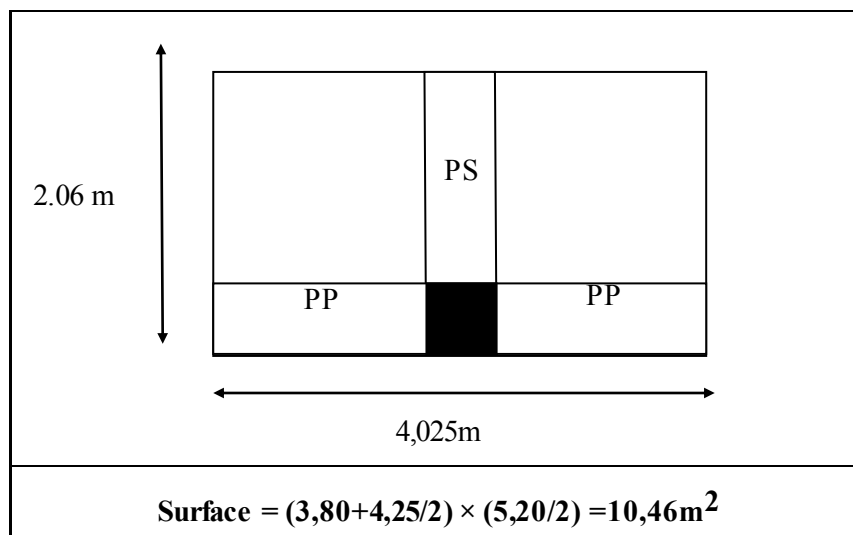
donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants

Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Central	10 ^{ème} étage	181,03	30×30	900	0,081	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	352,67	30×30	900	0,156	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	521,37	30×30	900	0,231	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	687,17	35×35	1225	0,224	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	850,08	35×35	1225	0,277	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1010,09	40×40	1600	0,252	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1167,2	40×40	1600	0,291	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1324,25	45×45	2025	0,261	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1481,42	45×45	2025	0,292	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1695,89	50×50	2500	0,271	Vérifiée
	RDC	1908,24	55×55	3025	0,252	Vérifiée
	E.SOL	2086,45	55×55	3025	0,275	Vérifiée
	S.SOL	2264,43	60×60	3600	0,252	Vérifiée

II 6.2 Poteau de rive :

Tableau II.9 : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.



La portée de la poutre principale = 4,025m La

portée de la poutre secondaire = 2,6m

Calcul des différents poids :

• **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $GPP = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (4,025 - 0,30)) = 12,57 \text{ kN}$ Poids de la

poutre non porteuse : $GPNP = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (2,6 - 0,30)) = 7,76 \text{ kN}$.

• **Poids de poteaux**

Poids de poteau RDC et 1 étage : $(4,08) \times 25 \times (0,30)^2 = 9,18 \text{ kN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06) \times 25 \times (0,30)^2 = 6,89 \text{ kN}$

Poids de poteau du S.S : $(3,40) \times 25 \times (0,30)^2 = 7,65 \text{ kN}$

• **Poids de l'acrotère**

$G = 2,03 \times 4,025 = 8,17 \text{ kN}$

$Q = 1 \times 7,88 = 7,88 \text{ kN}$

• **Mure extérieure :**

RDC et 1er étage : $2,81 \times 4,025 \times (4,08 - 0,45) = 41,05 \text{ kN}$

Étage courant : $2,81 \times 4,025 \times (3,06 - 0,45) = 29,51 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive :

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau de rive

<i>Poteau</i>	<i>Étages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
Rive	10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Poids de l'acrotère Total	68,81 20,33 6,88 8,17 104,19	14,48
	9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutre Poids de mure extérieur Poids de poteau de l'étage courant Total	104,19 58,47 20,23 29,51 6,88 219,38	30,175
	8 ^{ème} étage	N3	XI + Total	314,37	44,296
	7 ^{ème} étage	N4	Total	429,46	56,84
	6 ^{ème} étage	N5	Total	544,55	67,84
	5 ^{ème} étage	N6	Total	659,64	77,245
	4 ^{ème} étage	N7	Total	774,73	85,09
	3 ^{ème} étage	N8	Total	889,82	92,90
	2 ^{ème} étage	N9	Total	1004,9	100,78
	1 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle plein Poids des poutres Poids de poteau Poids de mure extérieur Total	1004,9 63,91 20,33 9,18 41,05 1139,38	132,99
	RDC	N11	Venant de N10 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de mure extérieur Poids de poteau de l'étage RDC Total	1139,38 63,91 20,33 41,05 9,18 1273,85	164,06
	E.SOL	N12	Venant de N11 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de E.SOL Total	1273,85 63,91 20,33 7,65 1365,74	177,45
	S.SOL	N13	Venant de N12 Poids du plancher dalle plein Poids des poutres Poids de poteau de S.SOL Total	1365,74 63,91 20,33 7,65 1457,63	190,99
Total	Σ		1457,63	190,99	

Choix des sections de poteau de rive :**Tableau II.11 :** Choix des sections de poteau de rive.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>NG (kN)</i>	<i>NQ (kN)</i>	<i>NU (kN)</i>	<i>BR(cm²)</i>	<i>a=b(cm)</i>	<i>RPA(cm)</i>	<i>Choix(cm)</i>
Rive	10 ^{ème} étage	104,19	14,48	162,37	103,91	10,19	30×30	30×30
	9 ^{ème} étage	219,38	30,17	341,41	218,5	14,78	30×30	30×30
	8 ^{ème} étage	314,37	44,29	490,83	314,13	17,72	30×30	30×30
	7 ^{ème} étage	429,46	56,84	665,03	425,61	20,63	30×30	30×30
	6 ^{ème} étage	544,55	67,83	836,88	535,6	23,14	30×30	30×30
	5 ^{ème} étage	659,64	77,24	1006,37	644,07	25,37	30×30	30×30
	4 ^{ème} étage	774,73	85,09	1173,52	751,05	27,40	30×30	30×30
	3 ^{ème} étage	889,82	92,9	1340,60	857,98	29,29	30×30	35×35
	2 ^{ème} étage	1004,9	100,78	1507,78	964,97	31,06	30×30	35×35
	1 ^{ème} étage	1139,38	132,99	1737,64	1112,08	33,4	30×30	35×35
	RDC	1273,85	164,06	1965,78	1258,09	35,46	30×30	40×40
	E.SOL	1365,74	177,45	2109,92	1350,34	36,74	30×30	40×40
S.SOL	1457,63	190,99	2254,28	1442,73	37,98	30×30	40×40	

- Vérification de critère de résistance :**Tableau II.12 :** Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Nu/B(Mpa)</i>	<i>Conditions</i>
Rive	10 ^{ème} étage	162,37	30×30	1,80	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	341,41	30×30	3,8	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	490,83	30×30	5,45	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	665,03	30×30	7,38	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	836,88	30×30	9,29	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1006,37	30×30	11,18	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1173,52	30×30	13,04	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1340,60	35×35	10,95	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1507,78	35×35	12,3	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1737,64	40×40	10,86	Vérifiée
	RDC	1965,78	40×40	12,28	Vérifiée
	E.SOL	2109,92	40×40	13,18	Vérifiée
S.SOL	2254,28	40×40	14,08	Vérifiée	

La condition de résistance est vérifiée dans tous les étages.

- **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau II.13 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.

<i>Poteau</i>	<i>Étages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Rive	10 ^{ème} étage	118,67	30×30	900	0,05	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	249,55	30×30	900	0,11	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	358,66	30×30	900	0,15	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	486,3	30×30	900	0,21	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	612,38	30×30	900	0,27	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	736,88	30×30	900	0,327	Non Vérifiée
	4 ^{ème} étage	859,82	30×30	900	0,382	Non Vérifiée
	3 ^{ème} étage	982,72	35×35	1225	0,320	Non Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1105,68	35×35	1225	0,361	Non Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1272,37	40×40	1600	0,318	Non Vérifiée
	RDC	1437,91	40×40	1600	0,359	Non Vérifiée
	E.SOL	1543,19	40×40	1600	0,385	Non Vérifiée
	S.SOL	1648,62	40×40	1600	0,412	Non Vérifiée

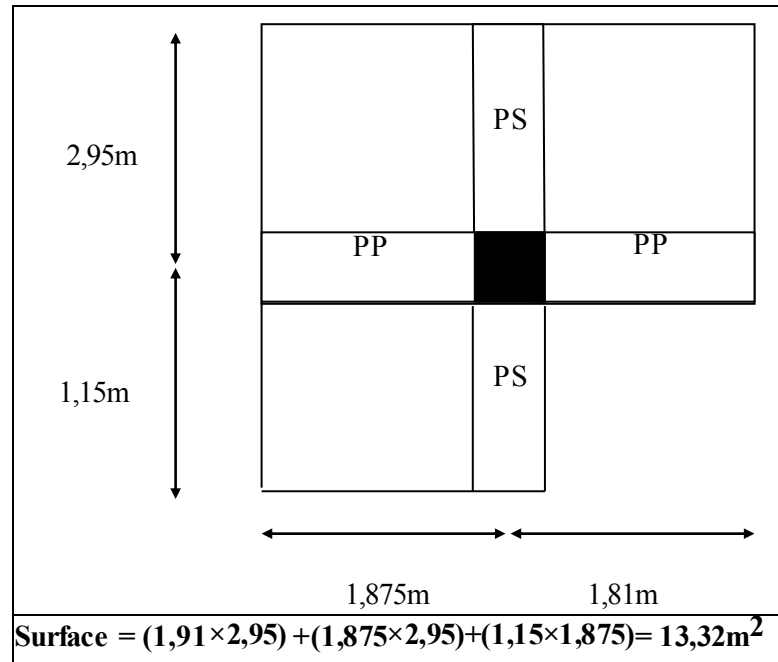
La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages. Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.

<i>Poteau</i>	<i>Étages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Rive	10 ^{ème} étage	118,67	30×30	900	0,05	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	249,55	30×30	900	0,11	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	358,66	30×30	900	0,15	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	486,3	30×30	900	0,21	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	612,38	30×30	900	0,27	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	736,88	35×35	1225	0,24	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	859,82	35×35	1225	0,28	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	982,72	40×40	1600	0,24	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1105,68	40×40	1600	0,27	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1272,37	45×45	2025	0,25	Vérifiée
	RDC	1437,91	45×45	2025	0,28	Vérifiée
	E.SOL	1543,19	50×50	2500	0,24	Vérifiée
	S.SOL	1648,62	50×50	2500	0,26	Vérifiée

II 6.3 Poteau d'angle :

Tableau II.15 : Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.



La portée de la poutre principale = 3,785m

la portée de la poutre secondaire = 4,1m

- Calcul des différents poids

• Poids des poutres

Poids des poutres porteuse : $G_{PP} = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (3,785 - 0,30)) = 11,76 \text{ kN}$

Poids de la poutre non porteuse : $G_{PNP} = (25 \times (0,45 \times 0,30) \times (4,1 - 0,30)) = 12,82 \text{ kN}$.

• Poids de poteaux

Poids de poteau terrasse : $(3,06) \times 25 \times (0,30)^2 = \text{kN}$ Poids de poteau

RDC et 1 étage : $(4,08) \times 25 \times (0,30)^2 = 9,18 \text{ kN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06) \times 25 \times (0,30)^2 = 6,89 \text{ kN}$ Poids de

poteau du S.S : $(3,40) \times 25 \times (0,30)^2 = 7,65 \text{ kN}$

• Poids de l'acrotère

$G = 2,03 \times 7,88 = 16,006 \text{ kN}$

$Q = 1 \times 7,88 = 7,88 \text{ KN}$

• Poids de mure extérieure

RDC et 1ere étage : $2,81 \times (1,81 + 1,15) \times (4,08 - 0,45) = 30,19 \text{ kN}$

Etage courant : $2,81 \times (1,81+1,15) \times (3,06 - 0,45) = 21,70 \text{ kN}$

- **Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle**

Tableau II.16 : Descente de charge du poteau d'angle.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
Angle	10 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	87,64	22,2
			Poids des poutres	24,58	
			Poids de poteau terrasse	6,88	
			Poids de l'acrotère	16,006	
			Total	135,10	
	9 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	135,10	41,18
			Poids du plancher corps creux	74,45	
			Poids des poutres	24,58	
			Poids de poteau de l'étage courant 127,61	6,88	
			Poids de mure ext	21,7	
	Total	262,71			
	8 ^{ème} étage	N3	XI + Total	390,32	59,16
	7 ^{ème} étage	N4	Total	517,93	75,09
6 ^{ème} étage	N5	Total	645,54	89,13	
5 ^{ème} étage	N6	Total	773,15	101,12	
4 ^{ème} étage	N7	Total	900,76	111,11	
3 ^{ème} étage	N8	Total	1028,37	120,96	
2 ^{ème} étage	N9	Total	1155,98	131,09	
1 ^{ème} étage	N10	Venant de N9	1155,98	172,11	
Poids du plancher dalle pleine		81,38			
Poids des poutres		24,58			
Poids de poteau de l'étage courant		9,18			
Poids de mure ext		30,19			
Total	1301,31				
RDC	N11	Venant de N10	1301,31	211,67	
Poids du plancher dalle pleine		81,38			
Poids des poutres		24,58			
Poids de poteau de l'étage RDC		9,18			
Poids de mur ext		30,19			
Total	1446,64				
E.SOL	N12	Venant de N11	1446,64	228,72	
Poids du plancher dalle pleine		81,38			
Poids des poutres		24,58			
Poids de poteau de l'étage S.SOL		7,65			
Total		1560,25			
S.SOL	N13	Venant de N12	1560,25	245,97	
Poids du plancher dalle pleine		81,38			
Poids des poutres		24,58			
Poids de poteau de E.SOL		7,65			
Total		1673,86			
Total	Σ		1673,86	245,97	

Choix des sections de poteau d'angle

Tableau II.17 : Choix des sections de poteau d'angle.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>NG(kN)</i>	<i>NQ (kN)</i>	<i>NU (kN)</i>	<i>BR(cm²)</i>	<i>a=b(cm)</i>	<i>RPA(cm)</i>	<i>Choix(cm)</i>
Angle	10 ^{ème} étage	135,10	22,2	215,68	138,03	11,74	30×30	30×30
	9 ^{ème} étage	262,71	41,18	416,42	266,50	16,32	30×30	30×30
	8 ^{ème} étage	390,32	59,16	615,67	394,02	19,85	30×30	30×30
	7 ^{ème} étage	517,93	75,09	811,84	519,57	22,79	30×30	30×30
	6 ^{ème} étage	645,54	89,13	1005,17	643,30	25,36	30×30	30×30
	5 ^{ème} étage	773,15	101,12	1195,43	765,07	27,65	30×30	30×30
	4 ^{ème} étage	900,76	111,11	1382,69	884,92	29,74	30×30	30×30
	3 ^{ème} étage	1028,37	120,96	1569,73	1004,62	31,69	30×30	35×35
	2 ^{ème} étage	1155,98	131,09	1757,20	1124,64	33,53	30×30	35×35
	1 ^{ème} étage	1301,31	172,11	2014,93	1289,55	35,91	30×30	40×40
	RDC	1446,64	211,67	2270,46	1453,09	38,11	30×30	40×40
	E-Sol	1560,25	228,72	2449,41	1567,62	39,59	30×30	40×40
S-Sol	1673,86	245,97	2628,66	1682,34	41,01	30×30	45×45	

- Vérification de critère de résistance :

Tableau II.18 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Nu/B (Mpa)</i>	<i>Conditions</i>
Angle	10 ^{ème} étage	215,68	30×30	2,39	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	416,42	30×30	4,62	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	615,67	30×30	6,84	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	811,84	30×30	9,02	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1005,17	30×30	11,16	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1195,43	30×30	13,28	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1382,69	35×35	11,28	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1569,73	35×35	12,81	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1757,20	3535	14,34	Non Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2014,93	40×40	12,59	Vérifiée
	RDC	2270,46	40×40	14,19	Non Vérifiée
	E.SOL	2449,41	40×40	15,30	Non Vérifiée
S.SOL	2628,66	45×45	12,98	Vérifiée	

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau. II.19 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>Nu/B (Mpa)</i>	<i>Conditions</i>
Angle	10 ^{ème} étage	215,68	30×30	2,39	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	416,42	30×30	4,62	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	615,67	30×30	6,84	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	811,84	30×30	9,02	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	1005,17	30×30	11,16	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1195,43	30×30	13,28	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1382,69	35×35	11,28	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1569,73	35×35	12,81	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1757,20	40×40	10,98	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	2014,93	40×40	12,59	Vérifiée
	RDC	2270,46	45×45	11,21	Vérifiée
	E.SOL	2449,41	45×45	12,09	Vérifiée
	S.SOL	2628,66	45×45	12,98	Vérifiée

- Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau II.20 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Angle	10 ^{ème} étage	157,3	30×30	900	0,069	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	303,89	30×30	900	0,135	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	449,48	30×30	900	0,199	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	593,02	30×30	900	0,263	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	734,67	30×30	900	0,326	Non vérifiée
	5 ^{ème} étage	874,27	30×30	900	0,388	Non vérifiée
	4 ^{ème} étage	1011,87	30×30	900	0,449	Non vérifiée
	3 ^{ème} étage	1149,33	35×35	1225	0,375	Non vérifiée
	2 ^{ème} étage	1287,07	35×35	1225	0,420	Non vérifiée
	1 ^{ème} étage	1473,42	40×40	1600	0,368	Non vérifiée
	RDC	1658,31	40×40	1600	0,414	Non vérifiée
	E.SOL	1788,97	40×40	1600	0,447	Non vérifiée
	S.SOL	1919,83	45×45	2025	0,379	Non vérifiée

La condition l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.21 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle.

<i>Poteau</i>	<i>Etages</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>a×b(cm²)</i>	<i>B(cm²)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
Angle	10 ^{ème} étage	157,3	30×30	900	0,069	Vérifiée
	9 ^{ème} étage	303,89	30×30	900	0,135	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	449,48	30×30	900	0,199	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	593,02	30×30	900	0,263	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	734,67	35×35	1225	0,239	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	874,27	35×35	1225	0,285	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1011,87	40×40	1600	0,252	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1149,33	40×40	1600	0,287	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1287,07	45×45	2025	0,252	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1473,42	45×45	2025	0,291	Vérifiée
	RDC	1658,31	50×50	2500	0,265	Vérifiée
	E.SOL	1788,97	50×50	2500	0,286	Vérifiée
	S.SOL	1919,83	55×55	3025	0,253	Vérifiée

- **Le choix final des sections des poteaux :**

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau II.22 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

<i>Etages</i>	<i>Poteau</i>
10 ^{ème} étage	30×30
9 ^{ème} étage	30×30
8 ^{ème} étage	30×30
7 ^{ème} étage	35×35
6 ^{ème} étage	35×35
5 ^{ème} étage	40×40
4 ^{ème} étage	40×40
3 ^{ème} étage	45×45
2 ^{ème} étage	45×45
1 ^{er} étage	50×50
RDC	55×55
E.SOL	55×55
S.SOL	60×60

Chapitre III :
Etude
Des
Eléments
Secondaire

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme un paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

$$G = 2,03 \text{ kN/m}$$

b. Charge d'exploitation

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q=1,0 \text{ kN/m}$$

c. L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p)

D'après **RPA 99 version 2003**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A C_p W_p$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,03 = 1,62 \text{ kN.}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,62 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,62 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=2,03 \text{ kN/ml et } Q_h=1,62 \text{ kN/ml}$$

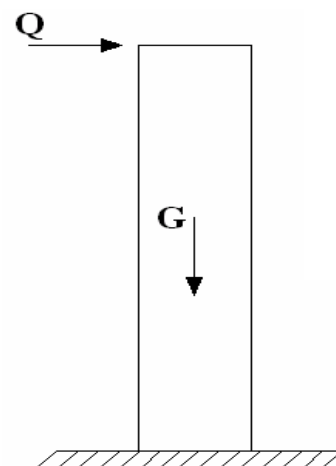


Figure III.1 : Charges et surcharges agissant sur l'acrotère

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U : $N_u = 1,35G = 2,74 \text{ kN}$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,46 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,43 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,03 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 0,97 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,62 \text{ kN}$$

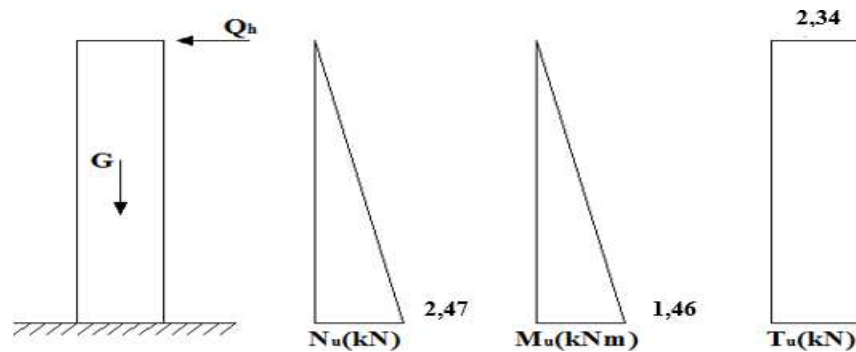


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

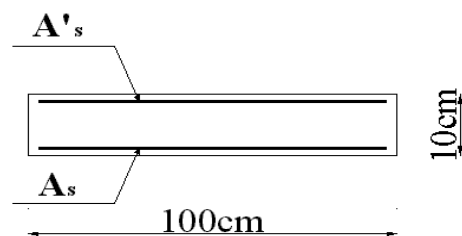


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,46}{2,74} \times 10^2 = 53,28 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

- $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,46 + 2,74 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,53 \text{ KNm}$

- **Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s}$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,017$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 79,36 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 55,80 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 48,70 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0,4870 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

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

Avec : $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$; $f_e=500 \text{ MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=8\text{cm}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max}\{1\text{cm}^2 ; 0,97\text{cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T8=2,51cm²**

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \min\{2h ; 25\}$$

$$20 \leq \min\{20 ; 25\} \dots \dots \text{ok}$$

III.1.6. Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T6=1,13cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$

On prend $S=18 \text{ cm}$

III.1.7. Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,78\text{cm}$$

On a :

$$e_0 = \frac{h}{2} - c'$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

c : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$c = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(D - \frac{\square}{2} \right) = 50,99 \text{ cm}$$

Donc :

$$c = 7,5 - 58,32 = -42,78 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

D'après le **BAEL 91 modifié 99**, on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 = py_c + q = 0$$

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5274,67 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 145631,86 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -5,32 \times 10^8$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \phi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 83,86$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 120 \right) = -83,77 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) = 45,31 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 240 \right) = 38,46 \text{ cm}$$

On calcul y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimée (supérieure).

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

Pour y , on choisi parmi les trois solution précédentes celui qui donne

$$0 \leq y_{ser} \leq d$$

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

Alors on prend: $y_c = y_2 = 45,31 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 45,31 - 42,78 = 2,53 < 8 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie : (n =15)

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c)^2] = 2653,72 \text{ cm}^4$$

III.1.8. Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,03 \times 10^3}{2653,72 \times 10^4} \times 45,31 \times 10 \right) \times 25,3 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b. Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu} \quad .$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé} \quad .$$

$$\sigma'_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 28,44 \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\sigma'_s = 2,76 \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ok}$$

III.1.9. Vérification de l'effort tranchant:

D'après le **BAEL 91 modifié 99**, on doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,43 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,03\text{MPa} < 3 \text{ MPa}$$

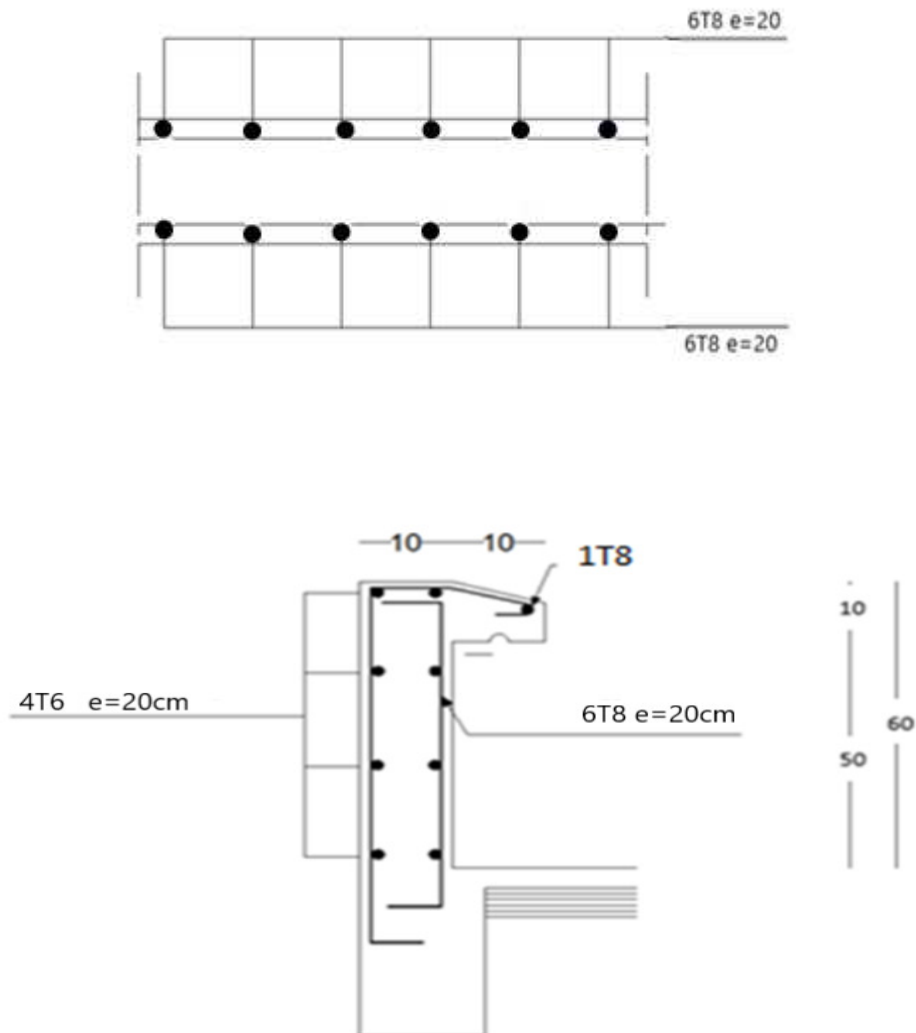


Figure III.4 : schéma de ferrailage

III.2 Etude des balcons :

III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

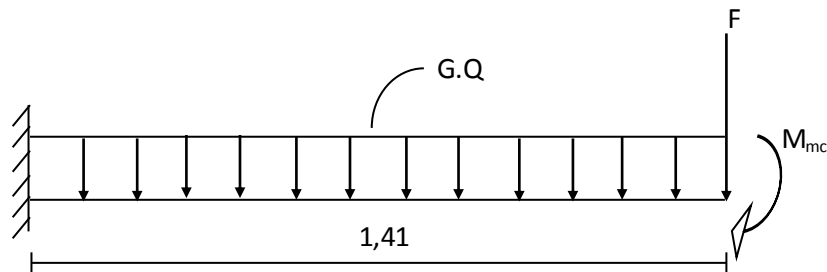


Figure III.5 : Schéma statistique du balcon

III.2.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **Charge permanente :**

Carrelage ($e = 2cm$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2cm$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3cm$).....	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à épaisseur (15cm).....	(0,15) (25)	=	3,75 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
$\Sigma G = 5,45kN/m^2$			

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,45 \times 1 = \mathbf{5,45 \text{ kN/m}}$$

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

- **Charge concentrée :**

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m²

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²

$$\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}^2}$$

Pour une bande de 1m, $\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}}$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = 1 \times 1,41 = \mathbf{1,41 \text{ kNm}}$$

b. Combinaisons des charges :

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges de balcon

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,36	8,77
F(kN)	2,19	1,62

c. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} \right] + M_{mc}$$

$$T(x) = - [F + qx]$$

Tableau III.2 : Efforts internes de balcon

	ELU	ELS

M (kNm)	16,78	12,41
T (kN)	19,62	13,99

III.2.3 Calcul du ferrailage :

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15)cm²

Les données : $f_{c28} = 25$ PMa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 400$ MPa

Tableau III.3 : Ferrailage du balcon

MU (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A's (cm²)	α	Z (cm)	As (cm²)	Le choix	As (cm²)	ESP (cm)
16,78	0,065	oui	0	0,084	13.05	3,7	6T10	4,74	20

$$St < \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ St < \min \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots \dots \text{Espacement vérifié}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,19 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,37 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6T8/ml=3 cm²** avec : **S_r=20cm.**

III.2.4 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4,74 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{19,62.10^3}{1000 \times 135} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

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

Avec: $n=15 ; \eta=1,6(H.A) ; c'=2cm ; d=14,4cm ; b=100cm ; A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \right.$$

Tableau III.4 : Vérification des contraintes

M_{ser}(kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (mPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
9,35	4,74	3,73	8516,54	5.43	vérifiée

d : vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,74}{100 \times 13,5} = 0,0024 \leq 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,09 \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

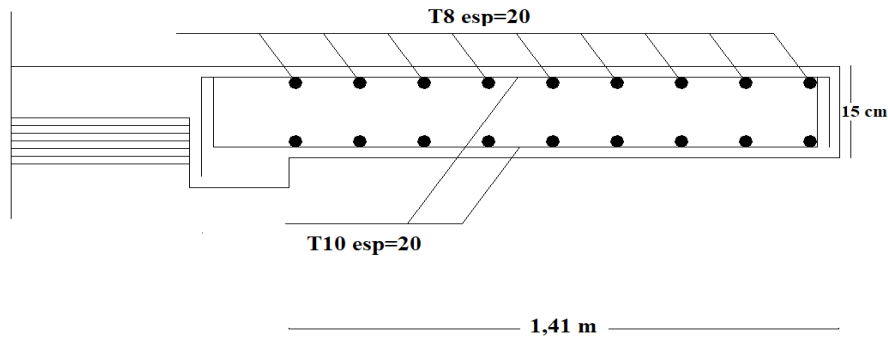


Figure III.6: Schéma de ferrailage des balcons

III.3 Etude des planchers :

III.3.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 25cm.

III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

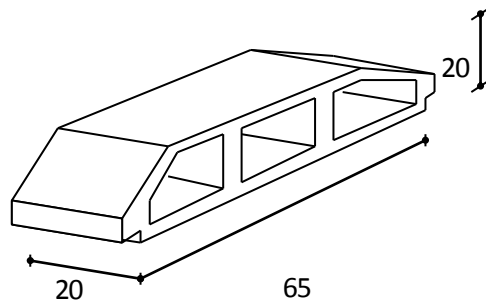


Figure III.7: schéma de Corps

III.3.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

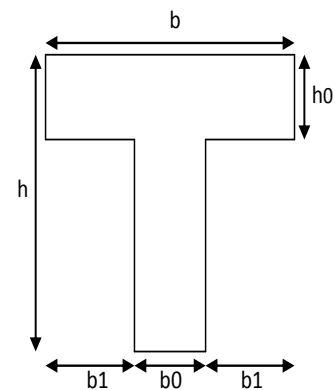


Figure III.8: Schéma de poutrelle

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (10; 15) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} , \frac{L_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min \left(\frac{L_x}{2} , \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2} , \frac{420}{10} \right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

III.3.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.5 : Charges et surcharges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,58	1,00	10,38	6,75	7,58	4,93
Etages d'habitation	5,59	1,50	9,80	6,37	7,09	4,61

III.3.2.1.3. Les Différents types de poutrelles :

- **Type 1:** Poutrelles à 2 travées

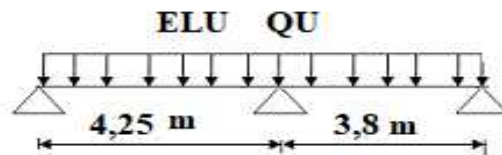


Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées

- **Type 2:** Poutrelles à 4 travées.

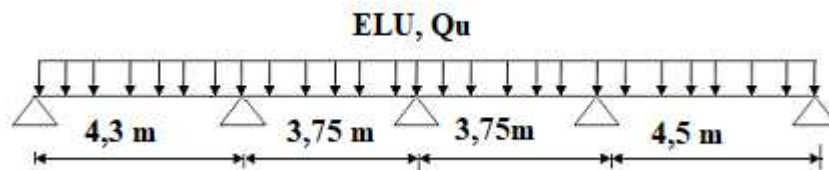


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées

III.3.2.1.4. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finies**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

- **condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- **Exposé de la méthode**

- ❖ **Moment sur appuis**

$$M_a = 0.15 M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

- ❖ **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre

❖ Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2.1.5. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

- 1^{ère} étape de calcul : avant coulage

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre
- ❖ Le corps creux

❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

III.3.2.1.6. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 16 = 2,08\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G = 2,23\text{kN/ml}}$$

➤ Charges d'exploitation :

$$\mathbf{Q=1 \times 0,65=0,65\text{kN/ml}}$$

Combinaison des charges :

$$\mathbf{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{3,91\text{kN/ml}}$$

$$\mathbf{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = \mathbf{2,83\text{kN/ml}}$$

Calcul des moments (poutrelle a 4 travées):

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,91 \times (4,5)^2}{8} = 9,89\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,83 \times (4,5)^2}{8} = 7,16\text{kNm}$$

III.3.2.1.7. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 9,89\text{kNm} ; b = 12\text{cm} ; d = 4,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,87 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\text{Max}} = 1\text{m}$$

$$M_u = 0,49\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,142 \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = 0,34\text{ cm}^2$$

On prendre : 2T10 \rightarrow $A_s = 1,57\text{cm}^2$

- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té »

❖ Plancher terrasse :

➤ Calcul des efforts internes :

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

Méthode : élément finis (etabs)

Poutrelle à (04) travées :

$$(4,3\text{m} - 3,75\text{m} - 3,75\text{m} - 4,5\text{m}).$$

$$G = 6,58 \times 0,65 = 4,28\text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65\text{ kN/m}^2$$

• **Combinaison des charges :**

- **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,75\text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,93\text{ kN/m}^2$$

- **plancher étage courant**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,37\text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,61\text{ kN/m}^2$$

Conclusion :

Le plancher terrasse le plus sollicitée

III.3.2.1.8. On calcul par la méthode de Caquot :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle à l'ELU.

<i>Travée</i>	<i>L</i> (m)	<i>L'</i> (m)	<i>Pu</i> (kN/m)	<i>M0</i> (kN.m)	<i>Mg</i> (kN.m)	<i>Md</i> (kN.m)	<i>Mt</i> (kN.m)	<i>Vg</i> (kN)	<i>Vd</i> (kN)
A-B	4,3	4,3	6,75	15,6	-14,68	-11,58	2,50	15,22	-13,78
B-C	3,75	3	6,75	11,86	-11,58	-7,14	2,60	13,84	-11,46
C-D	3,75	3	6,75	11,86	-7,14	-12,5	2,19	11,23	-14,07
D-E	4,5	4,5	6,75	17,08	-12,5	-16,08	2,83	14,4	-15,98

-Calcul à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

<i>Travée</i>	<i>L</i> (m)	<i>L'</i> (m)	<i>Pu</i> (kN/m)	<i>M0</i> (kN.m)	<i>Mg</i> (kN.m)	<i>Md</i> (kN.m)	<i>Mt</i> (kN.m)
A-B	4,3	4,3	4,93	11,4	-10,72	-8,46	1,83
B-C	3,75	3	4,93	8,66	-8,46	-5,22	1,89
C-D	3,75	3	4,93	8,66	-5,22	-9,135	1,59
D-E	4,5	4,5	4,93	12,47	-9,135	-11,74	2,34

Tableau III.7: Les sollicitations dans la poutrelle à l'ELS.

:

Diagrammes des Moments :

Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



Figure .III.11: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Le type 1 sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types les résultats seront présentés sous forme de tableaux.

- **Type 2:** Poutrelles à 4 travées.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{max} = 2,83 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 16,08 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 15,98 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{max} = 2,34 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 11,74 \text{ kNm}$$

a. Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.
-

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} = 0,0921 \text{ MNm}$$

$$\text{On a : } M_{tu} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(MNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
0,0921	0,0061	oui	0	0,007	22,4	Oui	10‰	348	0,363

Condition de non fragilité :

$$A_{scnf} = 0,23bdx \frac{Ft28}{Fe} = 1,76cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,76cm^2 ; 0,363cm^2\} = 1,76cm^2$$

On adopte : **3T10** $A_s = 2,36cm^2$

b. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 16,08kNm < M_{tab} = 92,1kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(mPa)$	$A_s(cm^2)$
16,08	0,188	oui	0	0,260	22,4	Oui	10‰	348	2,29

Condition de non fragilité :

$$A_{scnf} = 0,23bdx \frac{Ft28}{Fe} = 0,326cm^2$$

$$A_s = 2,29cm^2 > A_s^{min} = 0,326cm^2$$

Le choix : **2T12** $A_s = 2,26cm^2$

Tableau.III.10 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures

	$M_u(MNm)$	μ	$A_s'(cm^2)$	ζ_s	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	$A_s \text{ min}$ (cm^2)	choix	$A_s \text{ choisi}$ (cm^2)
Travée	0,0921	0,0067	0	10‰	0,363	1,76	3T10	2,36
Appui	0,0160	0,188	0	10‰	2,29	0,326	2T12	2,29

c. Vérifications :**➤ Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 15,98 \text{ KN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,77 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Au voisinage des appuis :**1. Appuis de rives :****- Vérification de la compression du béton :**

$$T_u = 15,22 \text{ kN (appuis de rive)}$$

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = 0,626 \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,13 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\sigma_s} = 0,43 \text{cm}^2$$

2. Appuis intermédiaires :**- Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{15,98 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,657 \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,13 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M U}{0,9 d}}{\sigma_s} = -0,18 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➤ Vérification des contraintes

○ **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

○ **Vérification des contraintes du béton**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$; $b_0=12cm$; $c=c'=2cm$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui

$$\text{suivent : } \begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	2,34	2,36	4,436	13442,62	0,77	vérifie
Appuis	11,74	2,29	4,351	12950,86	3,94	vérifie

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{L} = 0,0526 < 0,0625$*non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$*vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $\frac{h}{L} = 0,0526 < 0,0708$*non vérifiée*

Avec:

$h=25\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $L=4,5\text{ m}$; $M_{\text{tser}}=2,23\text{kNm}$; $M_0=9,21\text{kNm}$;
 $A_s=2,36\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00\text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00\text{ m}$

Donc : $f = \frac{450}{500} =$

$\bar{f} = \frac{415}{500} = 0,83\text{ cm}$

- **Position de l'axe neutre « y₁ » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

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

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

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	L (m)	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf_r (cm)	f̄ (cm)	verification
2,34	4,5	106760,71	-8697	-24460	-1,69	-1,79	-0,01	0,9	vérifiée

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 (fe=235MPa)

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,71\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- **Selon le C.B.A93:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0047\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17.01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm}$
 - $S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots \text{Zone nodale}$
 - $S_t \leq 10,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \varphi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Calcul des armatures transversales et l'espacement :

Tableau III.13 : Calcul des armatures transversales et l'espacement

$\text{Ø}_t(\text{mm})$	Choix	$A_t(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{Z.N})(\text{cm})$	$S_t(\text{Z.C})(\text{cm})$
6	2Ø6	0,57	5	10

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

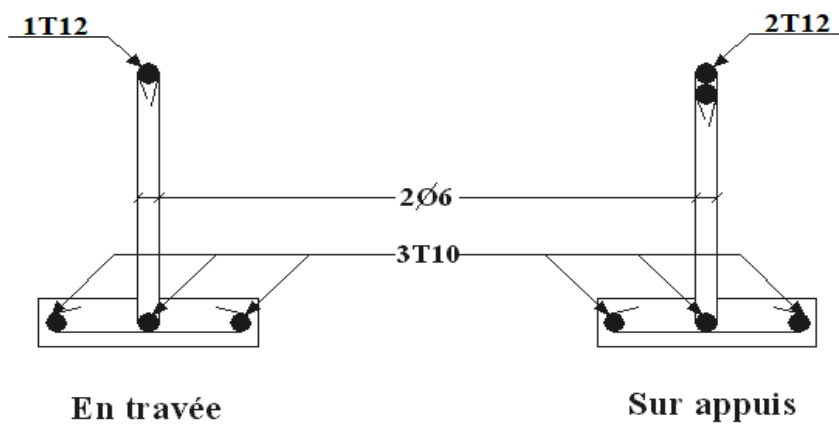


Figure III.12: Ferrailage des poutrelles

III.3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles

A_1 : Armatures perpendiculaires (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

$f_e = 235MPa$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L = 65cm$

Donc on obtient : $A_1 = 0,5cm^2/ml$

On prend : $5T6 = 1,41cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

III.3.2.3 Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,554cm^2$$

Soit : $5T6 = 1,41cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

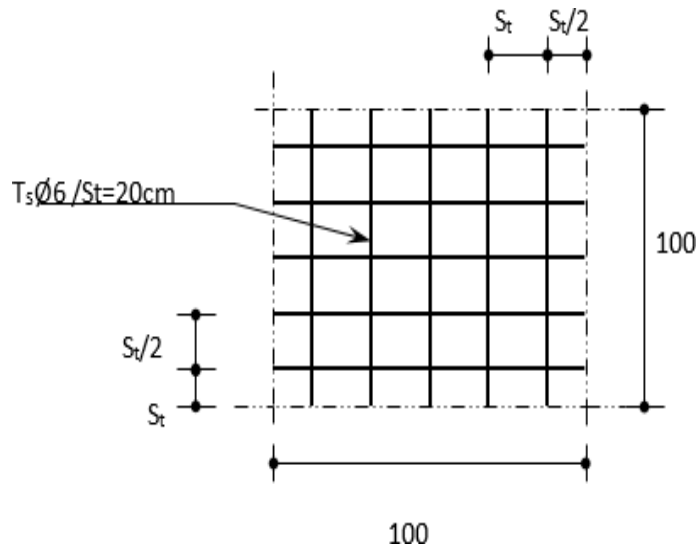


Figure III.13 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.3 Plancher en dalle pleine :

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

Dans notre structure, on a que des dalles rectangulaires.

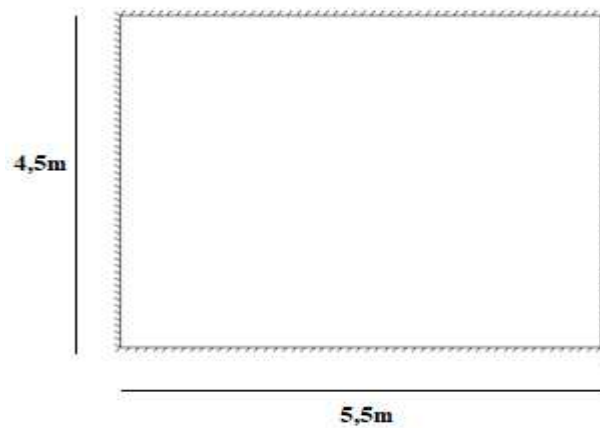


Figure III.14 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Evaluation des charges

$G=6,11 \text{ kN/m}^2$, $Q=5,00 \text{ kN/m}^2$.

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,75 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 11,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{5,5} = 0,82 \geq 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

b. Calcul des moments

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,82 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0539 \\ U_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_x = 17,19 \text{ KNm}$$

$$M_y = 10,85 \text{ KNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 12,89 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 8,13 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0,5 M_x = 8,6 \text{ kNm}$$

c. Ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	12,9	0,049	0	0,062	13,16	2,82	5T10	3,93	25
	y-y	8,13	0,031	0	0,04	13,28	1,75	5T10	3,93	25
Appuis	x-x	8,60	0,03	0	0,042	13,27	1,86	5T10	3,93	25
	y-y									

Espacement :

- **Travée :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

- **Appuis :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$

d. Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,21\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \dots\dots\dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,99 \end{cases}$

- **Travée :**

• Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$

- Sens y-y : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2$vérifié

- **Appuis :**

- Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2$vérifié

- Sens y-y : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2$vérifié

e. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,99 \times 4,63 \times 4,7}{2 \times 4,63 + 4,7} = 24,93 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15,99 \times 4,63}{3} = 24,68 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{24,93 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,82 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0539 \\ U_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_x = 13,65 \text{ kNm}$$

$$M_y = 10,07 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 10,23 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 7,55 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0,5 M_x = 6,825 \text{ kNm}$$

• **Vérification des contraintes :**

Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

D'après le "BAEL91 modifié 99 " on doit vérifier que :

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \right.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}</i>
Travée	x-x	13,65	3,93	3,44	30247,2	1,95	vérifié
	y-y	10,07	3,93	3,44	30247,2	1,95	
Appuis	x-x	6,825	2,93	3,44	30247,2	1,95	vérifié
	y-y						

g. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,032 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 2.6.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,032 < 0,098 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Calcul de la flèche

<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ</i>	<i>σ_s</i> (mPa)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>μ</i>	<i>I₀</i> (cm ⁴)	<i>I_{fī}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fν}</i> (cm ⁴)
17,19	3,93	0,0029	324	2,06	0,82	0,75	30247,2	12965,51	20456,47

Donc :

$$f_i = 0,834 \text{ cm}$$

$$f_v = 1,572 \text{ cm}$$

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$f = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,73 \text{ cm} \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

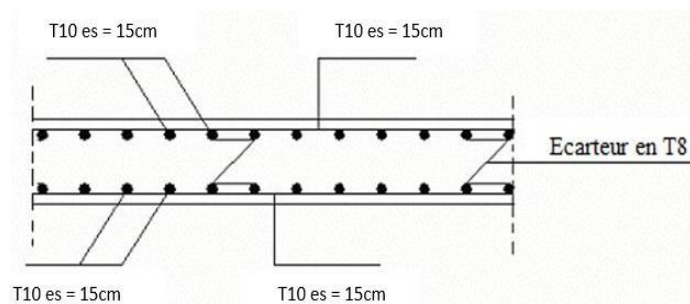


Figure III.15: Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

III.4 Escalier :

III.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier à deux volées.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).

- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

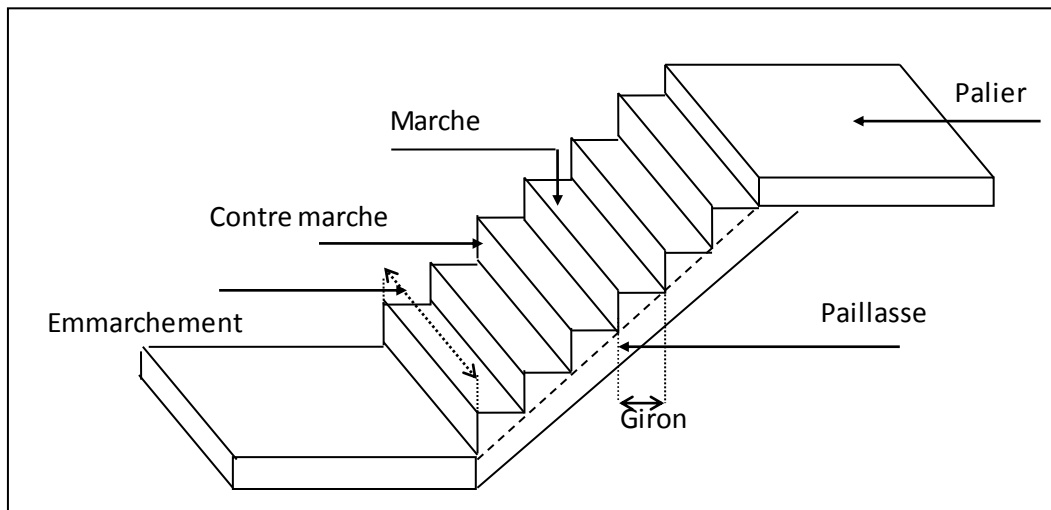


Figure III.16 : Eléments d'un escalier

III.4.3.- Escalier étage courant (2eme jusqu'a 10eme étage)

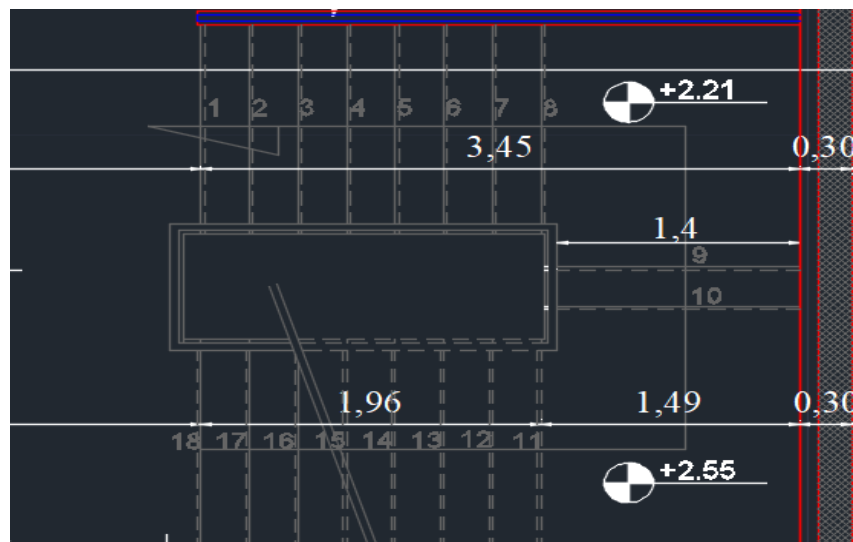


Figure III.17 : Dimensions de l'escalier. Etage courant

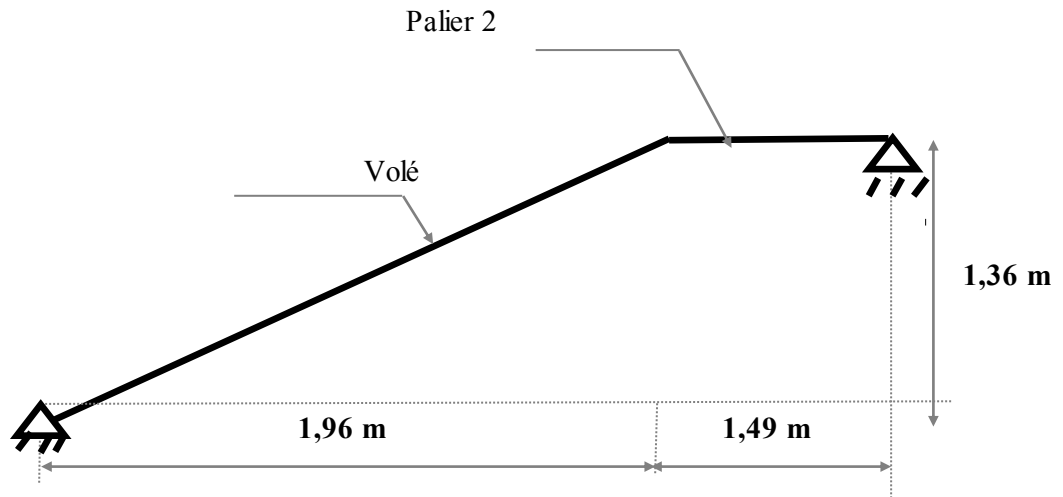


Figure III.18 : Schéma équivalent de volée

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

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

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Tel que :

- n : La racine de l'équation

Pour des valeurs de $H=136$ cm et $L=196$ cm l'équation devient :

$$64n^2-930n+476=0$$

Les solutions de l'équation sont :

- $n_1=0,547$refusée.
- $n_2=7,76 = 8$accepté.

Donc on prend :

- le nombre de contre marche n=8
- le nombre des marches n-1=7

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,36}{9} = 0,17m = 17cm$$

- $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,96}{7} = 0,28m = 28cm$

-

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

- $(59 \leq (g+2h) \leq 66) cm \rightarrow 2h+g=62cm$
- $(16 \leq h \leq 18) cm \rightarrow h=17cm \dots\dots\dots$ vérifié
- $(22 \leq g \leq 33) cm \rightarrow g=28cm$

a. Détermination de l'épaisseur de la paille :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,96)^2 + (1,36)^2} + 1,3 = 3,7m$$

Donc : $12,3cm \leq e \leq 18,5cm$

On prend donc l'épaisseur $e=16cm$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paille :

c. $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,36}{2,96} = 0,693 \Rightarrow \alpha = 34,75^\circ$

III.4.4. Evaluation des charges :

a. Palier**a. 1. Charges permanentes**

Carrelage ($e = 1,6 \text{ cm}$).....	(0,016) (20)	=	0,32 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,40 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3 \text{ cm}$).....	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle pleine 16cm.....	(0,16) (25)	=	4.00 kN/m ²
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
<hr/>			
	$\Sigma \text{ G}$	=	5,62 kN/m²

2. Charge d'exploitation

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

b. Paillasse**b.1. Charge permanentes**

Carrelage ($e = 1,6 \text{ cm}$).....	(0,016) (20)	=	0,32 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,40 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3 \text{ cm}$).....	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Poids propre de la paillas $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 34,75}\right)$		=	4,87 kN/m ²
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,16}{2}$		=	2,00kN/m ²
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Garde de corps		=	1,00 kN/m ²
<hr/>			
	$\Sigma \text{ G}$	=	9,49 kN/m²

b. 2. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50\text{kN/m}^2$$

Calcul des sollicitations**Tableau III.17** : Calcul des sollicitation des escaliers

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	16,56	11,34
ELS	11,99	8,12

III.4.5 Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100 cm ; h=16 cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur $f_{c28} = 25MPa$;

$$f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14,4cm$$

$$\sigma_s = 348 MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400Mpa$$

➤ **ELU :**

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 20,89 = 10,44KN$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 20,89 = 17,75KN.m$$

Tableau III.18: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	10,44	0,036	Oui	0	0,045	14,13	2,12	4T12	4,52
Travée	17,75	0,06	Oui	0	0,078	13,95	3,66	5T12	5,65

Espacements :

- Armatures principales**

$$\text{En travée} : \text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

$$\text{On prend} : \text{esp} = 25cm$$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{3} = 33cm$

On prend : $esp=25cm$

▪ **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2/ml \leq A_r \leq 2,83cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=3cm² avec S_t=30cm

III.4.6 Vérification

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min}$$

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e} = 1,74cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 1,39 \dots\dots\dots cv$

- **Sur appui :** $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,39 \dots\dots\dots cv$

a. Effort tranchant : (T^{max}=32,45 kN)

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d_u} = 0,23$$

0,23 < 3,33 $\dots\dots\dots cv$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$$- \text{ Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{ il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$- T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 32,45 * 10^3 - \frac{20,89 * 10^6}{0,9 * 144} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{32,46 * 10^3}{1000 * 144} = 0,225 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c.1 Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A_s'=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 15,08 = 7,54 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 15,08 = 12,81 \text{ kN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.19 : Vérification de compression du béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Appui	7,54	4,52	3,79258	36910,42	0,774742	Vérifiée
Travée	12,81	5,65	4,16511	37604,69	1,41948	Vérifiée

c.2 Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,041 > 0,063$ non vérifier
2. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,006 \leq 0,011$ vérifier
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,041 \geq 0,085$ non vérifier

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_t I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{cases} \quad L=3,45m \leq 5m.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.20: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
12,81	5,65	0,003924	158	5,352212	2,140885	0,196369	20168,21	20168,21	29122,13

Donc:

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,235\text{cm} \\ f_v = 0,484\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,249\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,249\text{cm} < \bar{f} = 0,69\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

N.B :

Conclusion :

La flèche n'est pas vérifiée même après augmentation du ferrailage, donc on a opté pour un changement du système d'appui. (Prévoir une poutre en console sous la volée).

III.4.1.1 - Escalier étage courant (RDC et 1ere étage)

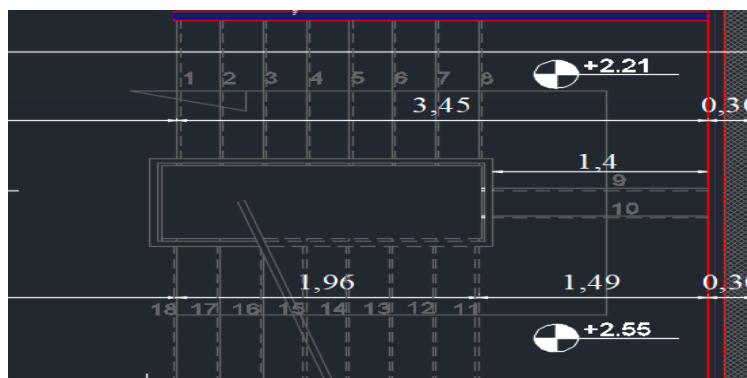


Figure III.19 : Dimensions de l'escalier. RDC et 1^{re} étage

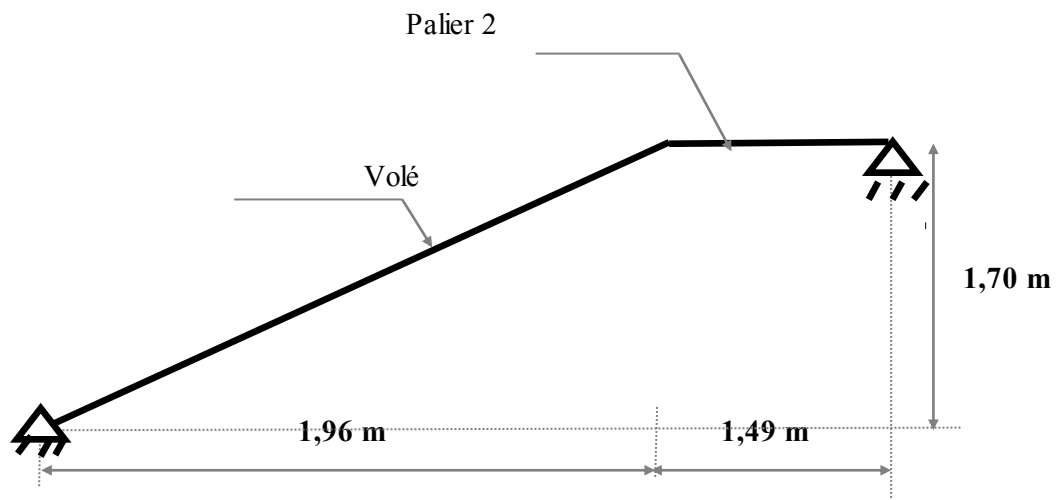


Figure III.20 : Schéma équivalent de volé

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

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

- $2h+g = 64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g = L$ (3)

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Tel que :

- n : La racine de l'équation

Pour des valeurs de $H=170\text{cm}$ et $L=196\text{ cm}$ l'équation devient :

$$64n^2 - 930n + 476 = 0$$

Les solutions de l'équation sont :

- $n_1=0,605$refusée.
- $n_2=8,76 = 9$accepté.

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=9$

- le nombre des marchesn-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,7}{9} = 0,18m = 18cm$$

- $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,96}{8} = 0,25m = 25cm$

• **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$(59 \leq (g+2h) \leq 66)cm \quad \rightarrow 2h+g = 61cm$$

$$(16 \leq h \leq 18)cm \quad \rightarrow h=18cm \quad \dots\dots\dots\text{verifier}$$

$$(22 \leq g \leq 33)cm \quad \rightarrow g=25cm$$

d. Détermination de l'épaisseur de la paille :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,96)^2 + (1,7)^2} + 1,3 = 3,9m$$

Donc : $12,9cm \leq e \leq 19,5cm$

On prend donc l'épaisseur $e=16cm$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

e. Angle d'inclinaison de la paille :

f. $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,7}{1,96} = 0,86 \Rightarrow \alpha = 40,93^\circ$

III.4.1.2. Evaluation des charges

b. Palier

b. 1. Charges permanentes

Carrelage ($e = 1,6 \text{ cm}$).....	(0,016) (20)	=	0,32 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,40 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3 \text{ cm}$).....	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle pleine 16cm.....	(0,16) (25)	=	4.00 kN/m ²
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	5,62 kN/m²

a. 2. Charge d'exploitation

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

b. Paillasse

c. 1. Charge permanentes

Carrelage ($e = 1,6 \text{ cm}$).....	(0,016) (20)	=	0,32 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,40 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3 \text{ cm}$).....	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Poids propre de la paillas $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 40,93}\right)$		=	5,29 kN/m ²
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,16}{2}$		=	2,00 kN/m ²
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Garde de corps		=	1,00 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	9,91 kN/m²

c. 2. Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

Tableau III.21 : Calcul des sollicitations des escaliers

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	17,14	11,34
ELS	12,41	8,12

III.4.1.3.Ferraillage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100 cm ; h=16 cm

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur $f_{c28} = 25MPa$;

$$f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14,4cm$$

$$\sigma_s = 348 MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400Mpa$$

➤ **ELU :**

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 21,36 = 10,68KN$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 22,05 = 18,15KN.m$$

Tableau III.22: Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	10,68	0,036	Oui	0	0,0463	14,13	2,17	4T12	4,52
Travée	18,15	0,062	Oui	0	0,0798	13,94	3,74	5T12	5,65

Espacements :

- **Armatures principales**

$$\text{En travée} : \text{. } esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

$$\text{On prend : } esp = 25cm$$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{3} = 33cm$

On prend : $esp=25cm$

▪ **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2/ml \leq A_r \leq 2,83cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=3cm² avec S_t=30cm

III.4.1.4. Vérification

b. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min}$$

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e} = 1,74cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 1,39 \dots\dots\dots cv$

- **Sur appui :** $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,39 \dots\dots\dots cv$

c. Effort tranchant : (T^{max}=33,6 kN)

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d_u} = 0,23$$

0,23 < 3,33 $\dots\dots\dots cv$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$$- \text{ Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{ il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$- T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,6 * 10^3 - \frac{21,36 * 10^6}{0,9 * 144} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{33,6 * 10^3}{1000 * 144} = 0,23 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c.1 Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 15,42 = 7,71 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 15,42 = 13,10 \text{ kN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.23 : Vérification de compression du béton.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Appui	7,71	4,52	3,79258	36910,42	0,79221	Vérifiée
Travée	13,10	5,65	4,16511	37604,69	1,450961	Vérifiée

c.2 Vérification de la flèche :

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

4. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,0463 \leq 0,063$ non vérifier
5. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,006 \leq 0,011$ vérifier
6. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,0463 \leq 0,085$ non vérifier

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{cases} \quad L=3,45\text{m} \leq 5\text{m}.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.24: Vérification de la flèche de l’escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,10	5,65	0,003924	161	5,352212	2,140885	0,20575	19686,29	19686,29	28716,1

Donc:

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,246\text{cm} \\ f_v = 0,501\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,255\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,255\text{cm} < \bar{f} = 0,69\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

N.B :

Tableau III.29: Récapitulatif de la vérification des flèche

Conclusion :

La flèche n’est pas vérifiée même après augmentation du ferrailage, donc on a opté pour un changement du système d’appui. (Prévoir une poutre en console sous la volée).

III.5.Etude de la poutre d’appuis :

Le calcul de la poutre se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée

Et uniformément chargée

La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est :

Son poids propre

Charge linéaire provenant d'escaliers .

III.5.1 . Predimensionnement :

Cette Poutre est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RAP 99 version 2003.

Selon le BAEL 91 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{135}{15} \leq \square \leq \frac{135}{10}$$

$$\Rightarrow 9 \leq \square \leq 13,5 \text{ cm}$$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On prend le minimum de RPA

Selon le RPA99 version 2003

h= 30 et b = 20 tel que

- h/b = 30/20 = 1,5 < 4, condition vérifier

Donc la section deb la poutre palière est de b×h = 20×30 cm²

III.5.2.Evaluations des charges :

La poutre est soumise a :

Son poids propre le long de la poutre :P_p= 0,20 × 0,30 × 25 = 1,5 kN/m

$$G=1,5 \text{ KN/m}$$

Charges venants de l'escalier : R_u= 19,37 kN/m ; R_s= 14,016 KN/m

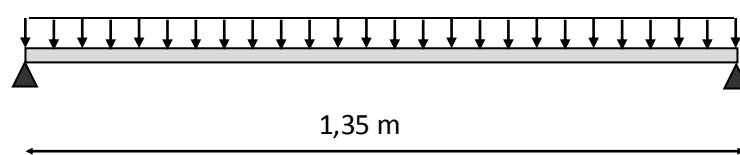


Figure III.21: Schéma de chargement de la poutre

a. Combinaison de charge à E L U

$$P_U = 1,35 \times 1,5 + 19,37 = 21,4 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{P_U \cdot l}{2} = 14,45 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_U l^2}{8} = 4,88 \text{ KN.m}$$

b. Combinaison de charge à E L S

$$P_s = 1,5 + 14,016 = 15,52 \text{ kN/m}$$

$$R_s = \frac{P_s \cdot l}{2} = 10,48 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{8} = 3,54 \text{ KN.m}$$

III.5.3..Ferrailage :

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_o = 4,15 \text{ kNm}$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0,5 M_o = 2,44 \text{ kNm}$$

Donnés : $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Tableau. III.25: Ferrailage de la poutre palière

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
Travées	4,15	30	500	0	0,36	2T10	1,57
Appui	2,44			0	0,21	2T10	1,57

III.5.4. Vérification**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > \frac{0,23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots$ vérifié

b. Vérification des contraintes dans les armatures tendue

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

a) Vérification à l'E.L.S :

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85M_0 = 3,0 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,5M_0 = 1,77 \text{ kN.m}$$

Tableau. III.26: Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	3,00	1,57	6,88	11704,45	1,76	Vérifiée
Appui	1,77	1,57	6,88	11704,45	1,04	Vérifiée

b) Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,9 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{14,75 \cdot 10^3}{200 \cdot 270} = 0,26$$

$$\bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} > \tau_u = 0,26 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 vérifiée

c) Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,22 > 0,0625 \quad \text{vérifier}$$

$$2. \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0029 \leq 0,0084 \quad \text{vérifier}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,22 \geq 0,085 \quad \text{vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

III.5.5. Schéma de ferrailage

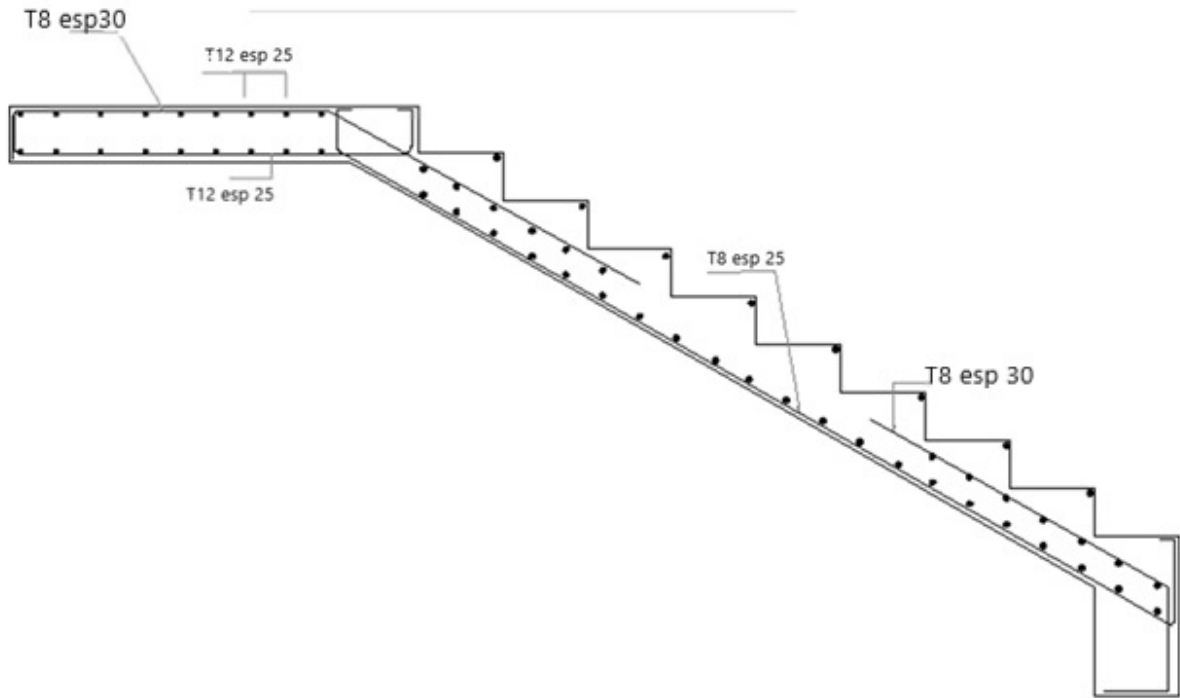


Figure III.22 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 1 -étage courant-)

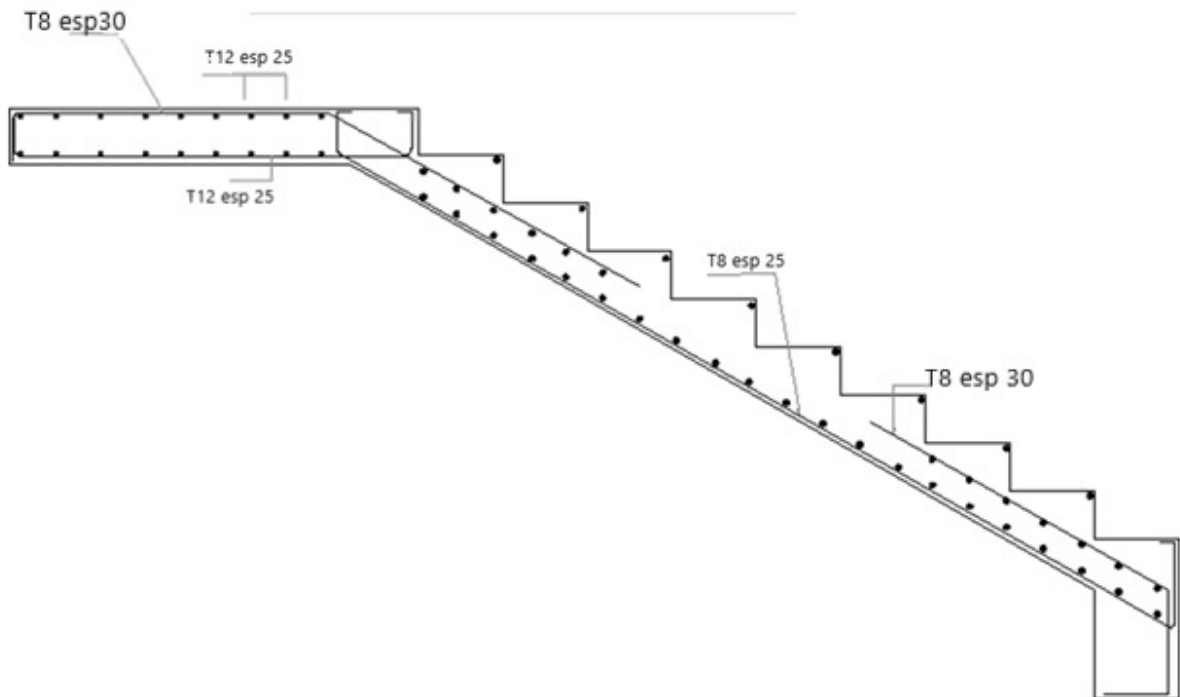


Figure III.23: Ferrailage de l'Escalier (Volée 2 -RDC- et 1ere étage)

Chapitre IV:
Etude
dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000 Version14.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

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

VI.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

VI.3 Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.1 La méthode statique équivalente

a. Principe :

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

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

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

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

VI.3.2 La méthode modale spectrale :

a. Principe :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

b. Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

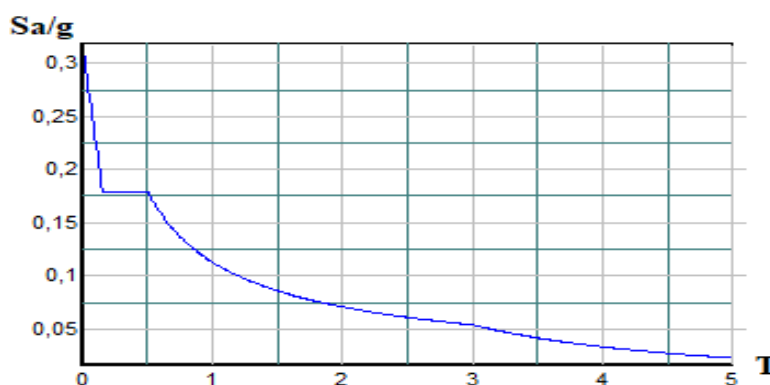


Figure IV.1 : Spectre de réponse

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par les "**RPA99 version 2003**" est relative à la résultante des forces sismiques.

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

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{* groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ \text{* zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

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

$$\text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

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

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 42,5\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{array}{l} - Dx \left\{ \begin{array}{l} = 26,05\text{m} \\ = 24,15\text{m} \end{array} \right. \\ - Dy \end{array}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (42,5)^{3/4} = 0,832 \text{ sec}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{42,5}{\sqrt{26,05}} = 0,749 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{42,5}{\sqrt{24,15}} = 0,778 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,832, 0,749) = 0,749 \text{ sec} \quad ; 1,3 T_x = 0,979 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,832, 0,778) = 0,778 \text{ sec} \quad ; 1,3 T_y = 1,0114 \text{ sec}$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit:

$$\bullet \text{ Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } D_x = 2,5 \times 0,8819 \times (0,5/0,749)^{2/3} = 1,69$$

$$D_y = 2,5 \times 0,8819 \times (0,5/0,778)^{2/3} = 1,64$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 v2003**.

On a choisi un R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).

Q : facteur de qualité

La valeur de Q déterminée par la formule :

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

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

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

Tableau IV.1 : valeurs de pénalités

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0,05	oui	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0+0+0)=1.10$$

$$Q//yy=1+(0+0.05+0+0.05+0+0)=1.15$$

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisée par les *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page 40 des *RPA99 version 2003* l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

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

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01he$$

Où he représente la hauteur de l'étage.

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

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y, \Delta_K^y$)

VI.4 Résultats de l'analyse sismique

1. Modèle initial

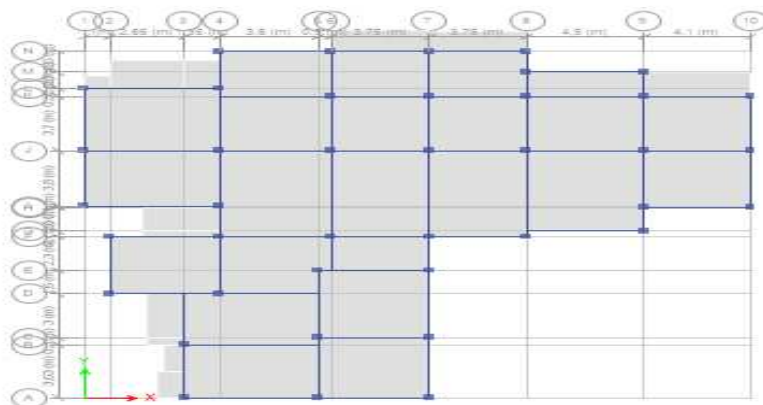


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,522\text{sec}$.

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,522	0,4649	0,1504	0	0,4649	0,1504	0
2	1,466	0,2037	0,5534	0	0,6687	0,7039	0
3	1,349	0,1096	0,0462	0	0,7783	0,7501	0
4	0,543	0,0631	0,018	0	0,8414	0,7681	0
5	0,524	0,0243	0,078	0	0,8657	0,8461	0
6	0,485	0,0068	0,0146	0	0,8725	0,8607	0
7	0,304	0,0239	0,0055	0	0,8964	0,8662	0
8	0,294	0,0088	0,0252	0	0,9053	0,8914	0
9	0,272	0,0014	0,0086	0	0,9067	0,9	0
10	0,212	0,0207	0,0033	0	0,9273	0,9033	0
11	0,205	0,006	0,0191	0	0,9333	0,9224	0
12	0,189	0,0008	0,007	0	0,9341	0,9294	0

- Le 1^{er} mode est un mode rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode couple translation x-x et y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode translation x-x

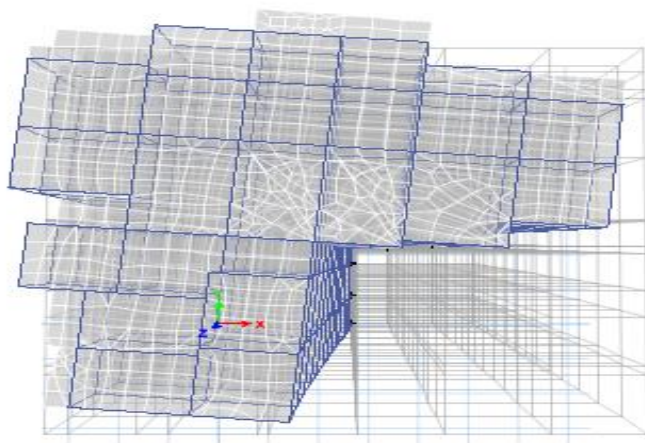


Figure IV.3 : Le 1^{er} mode : rotation.

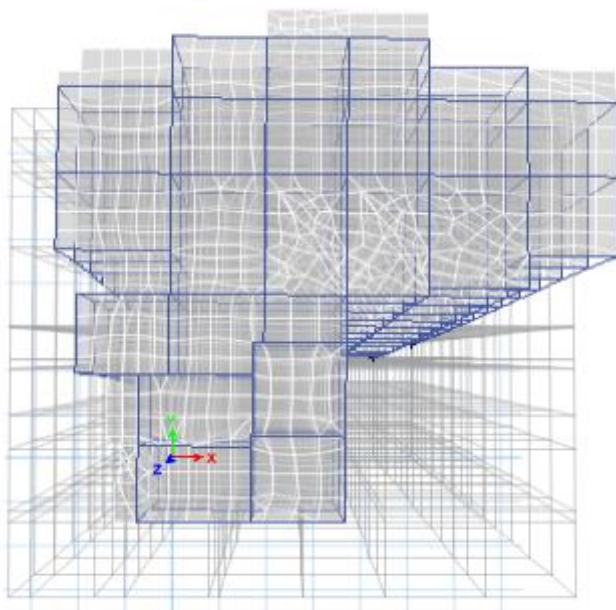


Figure IV.4 : Le 2^{ème} mode : couple translation parallèlement à x-x et .y-y

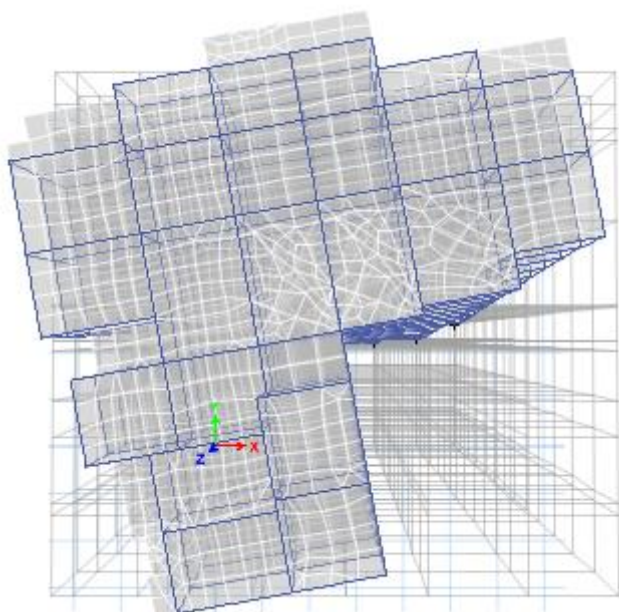


Figure IV.5 : Le 3^{ème} mode : translation parallèlement à x-x

Pour éviter le mode de torsion en 1^{er} mode, on doit rigidifier la structure.

Les "*RPA99 version 2003*" rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement

2. 1^{er} Modèle :

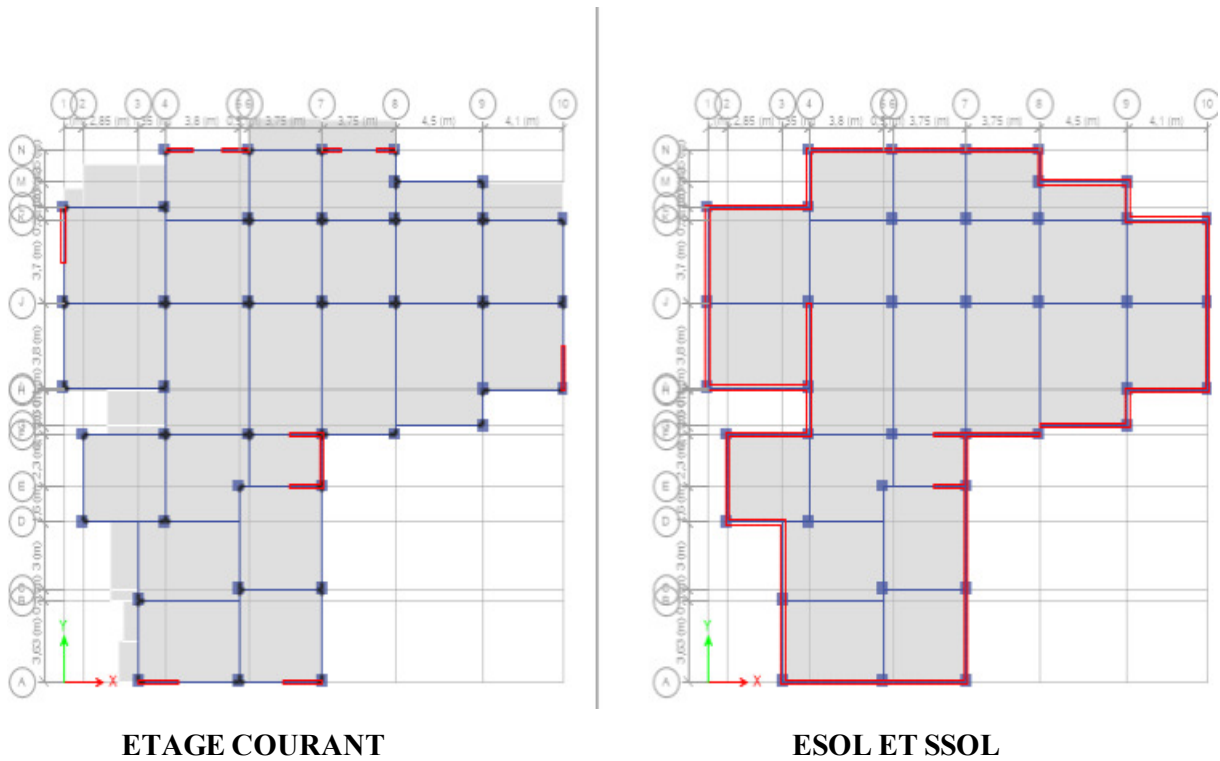


Figure IV.6 : Vue en plan du 1^{er} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du 1^{er} modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,072$ sec.

Tableau IV.3 : Participation massique du 1^{er} modèle

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,072	0,0019	0,5905	0	0,0019	0,5905	0
2	0,979	0,6008	0,0027	0	0,6027	0,5932	0
3	0,804	0,0168	0,0037	0	0,6194	0,5969	0
4	0,34	0,0006	0,1221	0	0,62	0,7191	0
5	0,322	0,1052	0,0007	0	0,7252	0,7197	0
6	0,261	1,772E-05	0,0014	0	0,7252	0,7211	0
7	0,167	0,0357	0,0019	0	0,7608	0,7229	0
8	0,166	0,0019	0,0448	0	0,7627	0,7677	0
9	0,129	0,001	0,0008	0	0,7637	0,7686	0
10	0,105	0,0234	0,0004	0	0,7872	0,769	0
11	0,101	0,0006	0,0301	0	0,7878	0,7991	0
12	0,078	0,003	0,0009	0	0,7908	0,7999	0

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

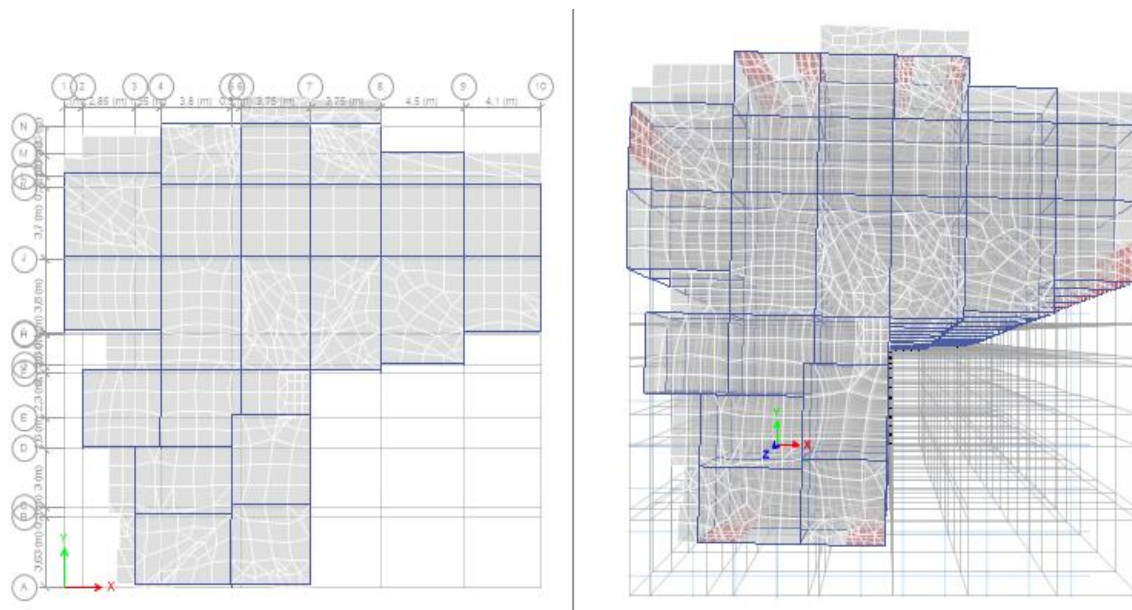


Figure IV.7 :Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y

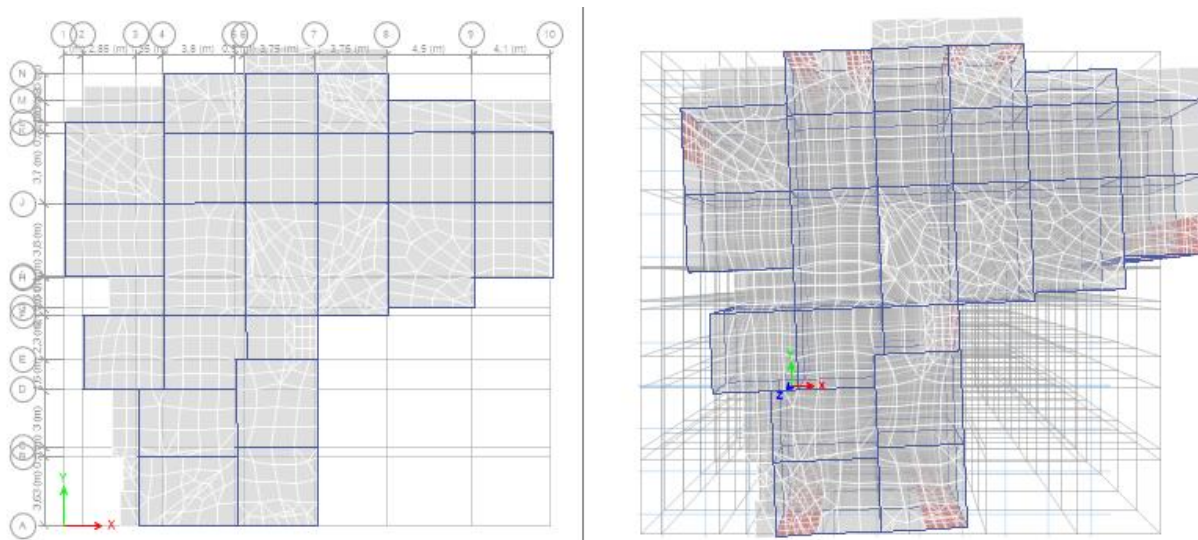


Figure IV.8 :Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x

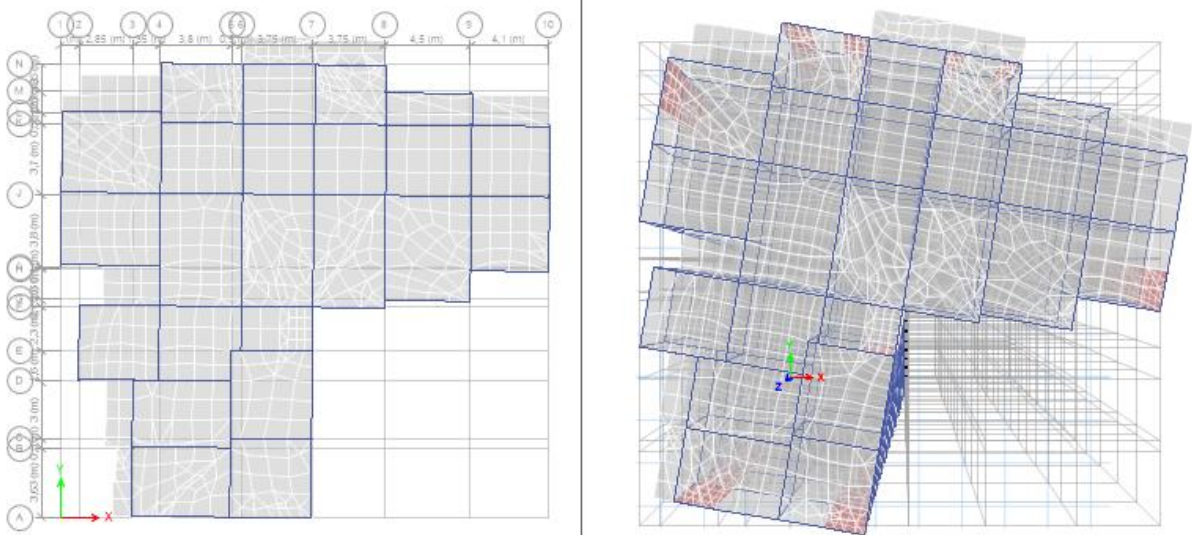


Figure IV.9 :Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de ETABS on a :

- $W = 59462,70 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \rightarrow V^x = 6029,52\text{KN} & \rightarrow 0,8V^x = 4823,61\text{KN} \\ \rightarrow V^y = 5851,13\text{KN} & \rightarrow 0,8V^y = 4680,9 \text{ KN} \end{cases}$$

$F1=V_t^x=36358,69 \text{ KN}$

$F2=V_t^y=35803,72 \text{ KN}$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x=36358,69 \text{ KN} \geq 0,8V^x= 4823,61\text{KN} \\ V_t^y=35803,72\text{KN} \geq 0,8V^y= 4680,9 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{V_t^x}{0,8V^x} = 7,53 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{V_t^y}{0,8V^y} = 7,64 \right.$

r^x et le $r^y \geq 1$vérifie

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta(cm)$	Observation
terrasse	6,5735	6,6527	32,8675	33,35	2,37	2,615	3,06	vérifiée
9	6,0995	6,1297	30,4975	30,85	2,631	2,86	3,06	vérifiée
8	5,5733	5,5577	27,8665	27,85	2,904	3,096	3,06	Non vérifiée
7	4,9925	4,9385	24,9625	24,25	3,0575	3,1635	3,06	Non vérifiée
6	4,381	4,3058	21,905	21,59	3,1985	3,2725	3,06	Non vérifiée
5	3,7413	3,6513	18,7065	18,65	3,2075	3,205	3,06	Non vérifiée
4	3,0998	3,0103	15,499	15,15	3,2245	3,2	3,06	Non vérifiée
3	2,4549	2,3703	12,2745	11,15	3,1175	3,027	3,06	Non vérifiée
2	1,8314	1,7649	9,157	8,825	3,015	2,8985	3,06	vérifiée
1	1,2284	1,1852	6,142	5,926	3,626	3,4645	4,08	vérifiée
RDC	0,5032	0,4923	2,516	2,465	2,217	2,164	4,08	vérifiée
E sol	0,0598	0,0595	0,299	0,295	0,201	0,1985	3,4	vérifiée
S sol	0,0196	0,0198	0,098	0,099	0,098	0,099	3,4	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

3. 2^{ème} Modèle :

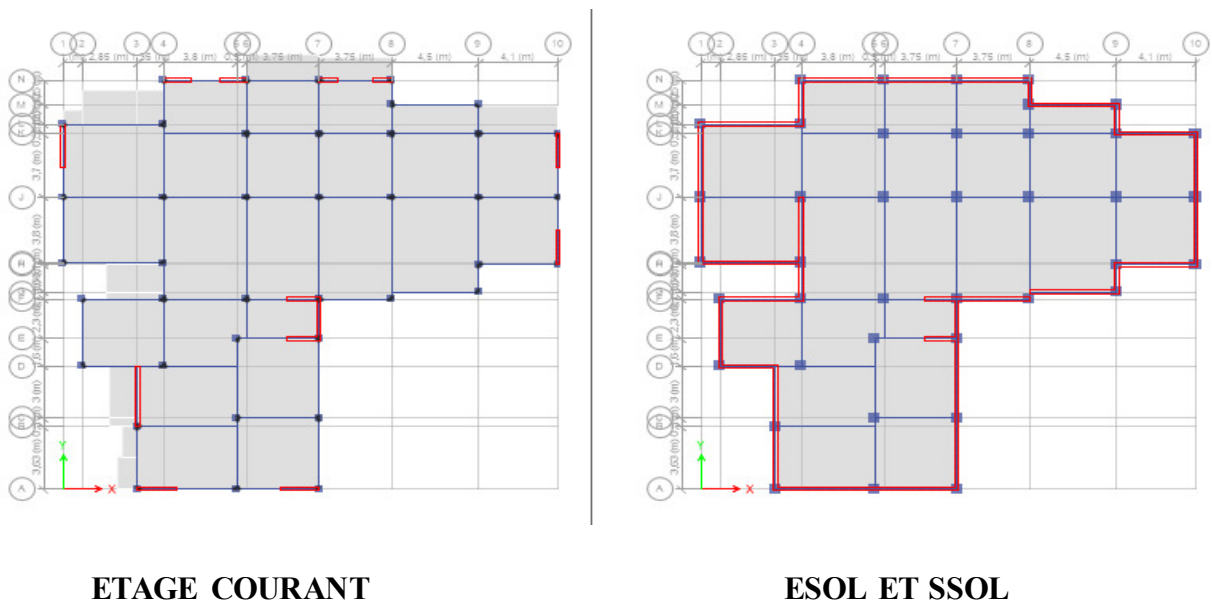


Figure IV.10: Vue en plan du 2eme modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du 2eme modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,977$ sec.

Tableau IV.5 : Participation massique du 2eme modèle

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,977	0,6164	0,0001	0	0,6164	0,0001	0
2	0,962	3,684E-05	0,5964	0	0,6165	0,5964	0
3	0,745	0,0064	0,0012	0	0,6228	0,5976	0
4	0,322	0,105	1,438E-05	0	0,7278	0,5976	0
5	0,294	2,296E-06	0,1294	0	0,7278	0,727	0
6	0,237	1,258E-05	3,406E-06	0	0,7278	0,727	0
7	0,167	0,0381	1,449E-06	0	0,7659	0,727	0
8	0,14	6,934E-06	0,0525	0	0,7659	0,7794	0
9	0,117	0,0003	0,0002	0	0,7661	0,7796	0
10	0,105	0,0252	1,047E-05	0	0,7913	0,7796	0
11	0,084	1,773E-05	0,0384	0	0,7914	0,818	0
12	0,073	0,0247	1,579E-05	0	0,816	0,8181	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement (translation x-x)
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement (translation y-y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

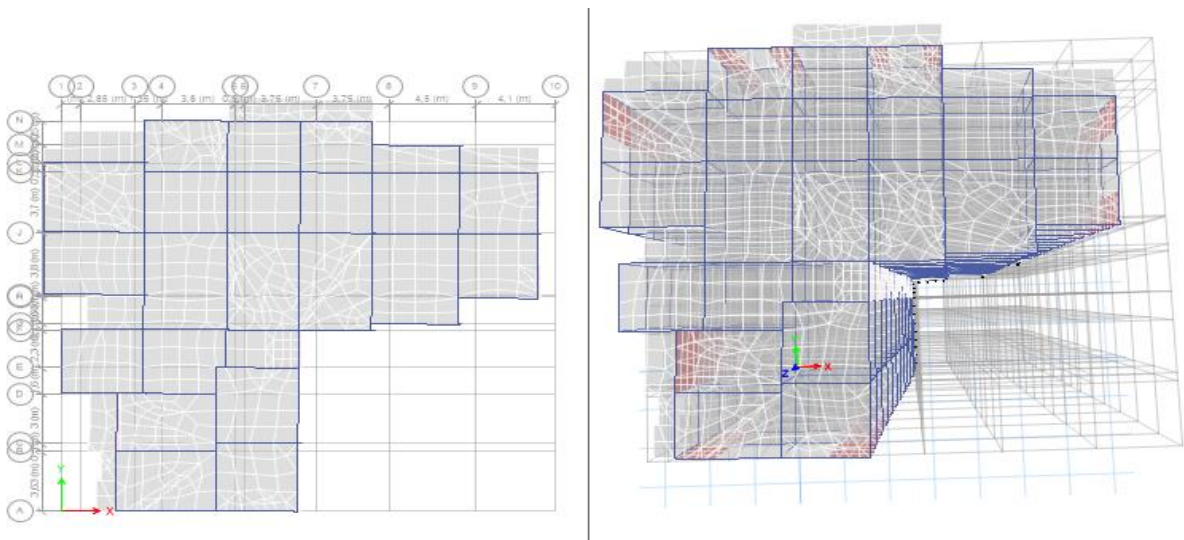


Figure IV.11 :Le 1^{er} mode : translation (translation x-x)

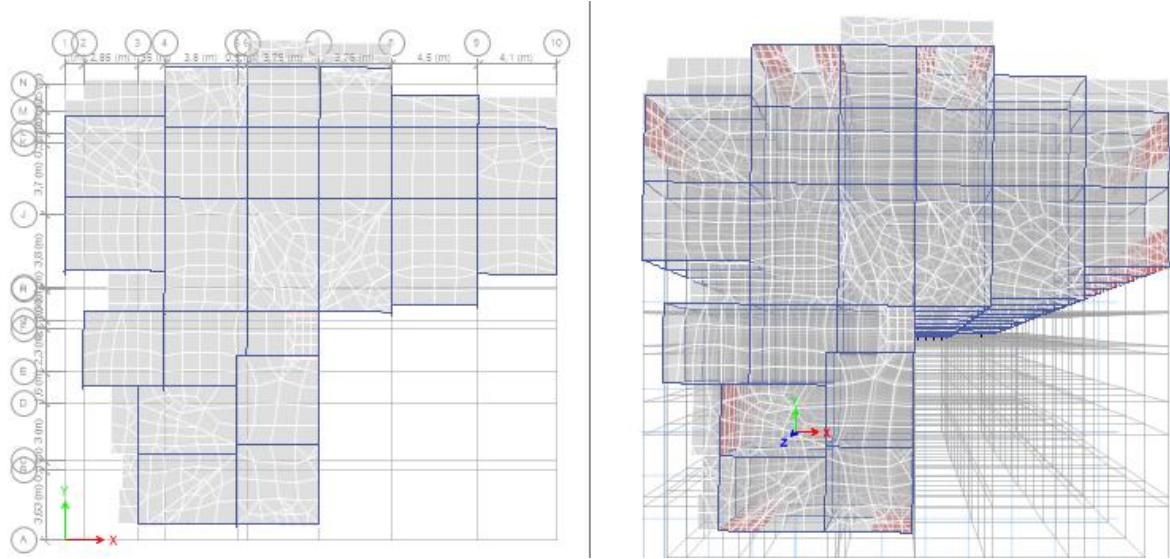


Figure IV.12 :Le 2^{ème} mode : translation (translation y-y)

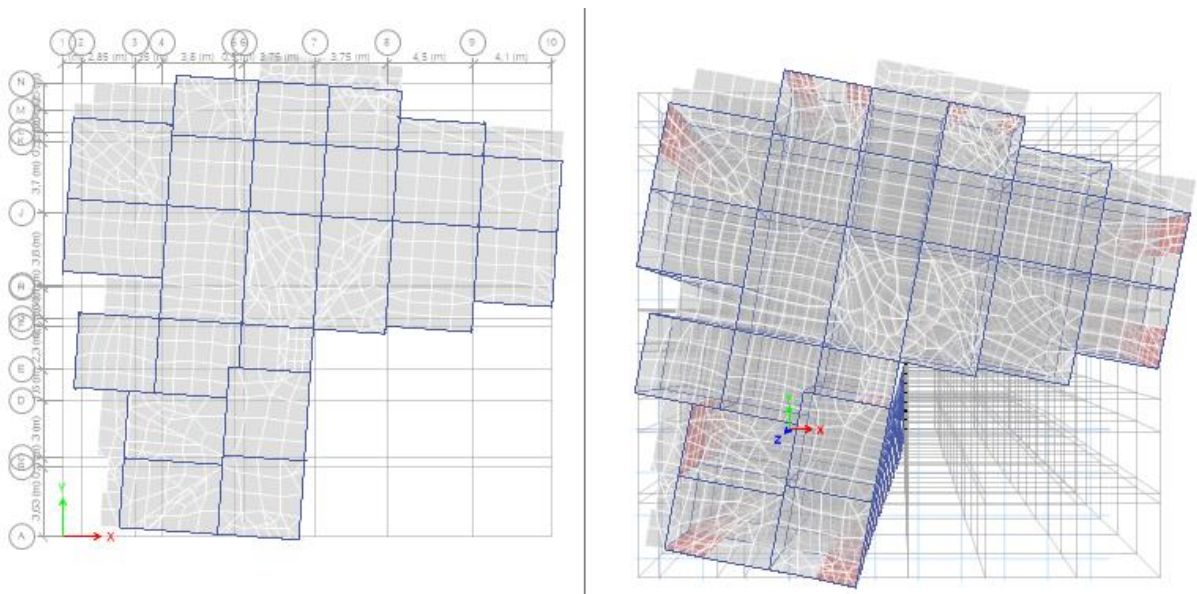


Figure IV.13 :Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **ETABS** on a :

- $W = 60438,8917 \text{ KN} \rightarrow V^x = 6128,503\text{KN} \rightarrow 0,8V^x = 4902,8\text{KN}$
 $\rightarrow V^y = 5947,1867\text{KN} \rightarrow 0,8V^y = 4757,74\text{KN}$

$$F1=V_t^x = 6282,3203\text{KN}$$

$$F2=V_t^y = 6283,2369\text{KN}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 6282,32\text{KN} \geq 0,8V^x = 4902,8\text{KN} \\ V_t^y = 6283,23\text{KN} \leq 0,8V^y = 4757,74\text{KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{V_t^x}{0,8V^x} = 1,28 \right.$ Le rapport $\left. \left\{ \frac{V_t^y}{0,8V^y} = 1,32 \right. \right.$

r^x et le $r^y \geq 1$vérifie

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta(cm)$	Observation
terrasse	6,1864	5,6573	30,932	28,2865	2,088	2,2925	3,06	vérifiée
9	5,7688	5,1988	28,844	25,994	2,361	2,4655	3,06	vérifiée
8	5,2966	4,7057	26,483	23,5285	2,648	2,639	3,06	vérifiée
7	4,767	4,1779	23,835	20,8895	2,82	2,7165	3,06	vérifiée
6	4,203	3,6346	21,015	18,173	2,981	2,7975	3,06	vérifiée
5	3,6068	3,0751	18,034	15,3755	3,014	2,7625	3,06	vérifiée
4	3,004	2,5226	15,02	12,613	3,058	2,736	3,06	vérifiée
3	2,924	1,9754	11,962	9,877	2,9805	2,588	3,06	vérifiée
2	1,7963	1,4578	8,9815	7,289	2,914	2,4315	3,06	vérifiée
1	1,2135	0,9715	6,0675	4,8575	3,565	2,8125	4,08	vérifiée
R d c	0,5005	0,409	2,5025	2,045	2,205	1,74	4,08	vérifiée
E sol	0,0595	0,061	0,2975	0,305	0,2015	2,025	3,4	vérifiée
S sol	0,0192	0,0205	0,096	0,1025	0,096	1,025	3,4	vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le "**RP A99 version 2003**".

d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\bullet \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Obs	Section corrigée (cm ²)	v	Obs
10eme et 9et8	628,678	30x30	0,279	vérifiée	40x40	0,15	Vérifiée
7eme et 6	1041,096	35x35	0,339	Non vérifie	45x45	0,2056	Vérifiée
5eme et 4	1471,891	40x40	0,367	Non vérifie	50x50	0,235	Vérifiée
3eme et 2	1645,823	45x45	0,325	Non vérifie	55x55	0,2175	Vérifiée
1 ^{er}	1997,1495	50x50	0,319	Non vérifie	60x60	0,2219	Vérifiée
R d c et e sol	2833,495	55x55	0,374	Non vérifie	65x65	0,167	Vérifiée
S sol	3142,1495	60x60	0,349	Non vérifie		0,260	Vérifiée

4. modèle finale :

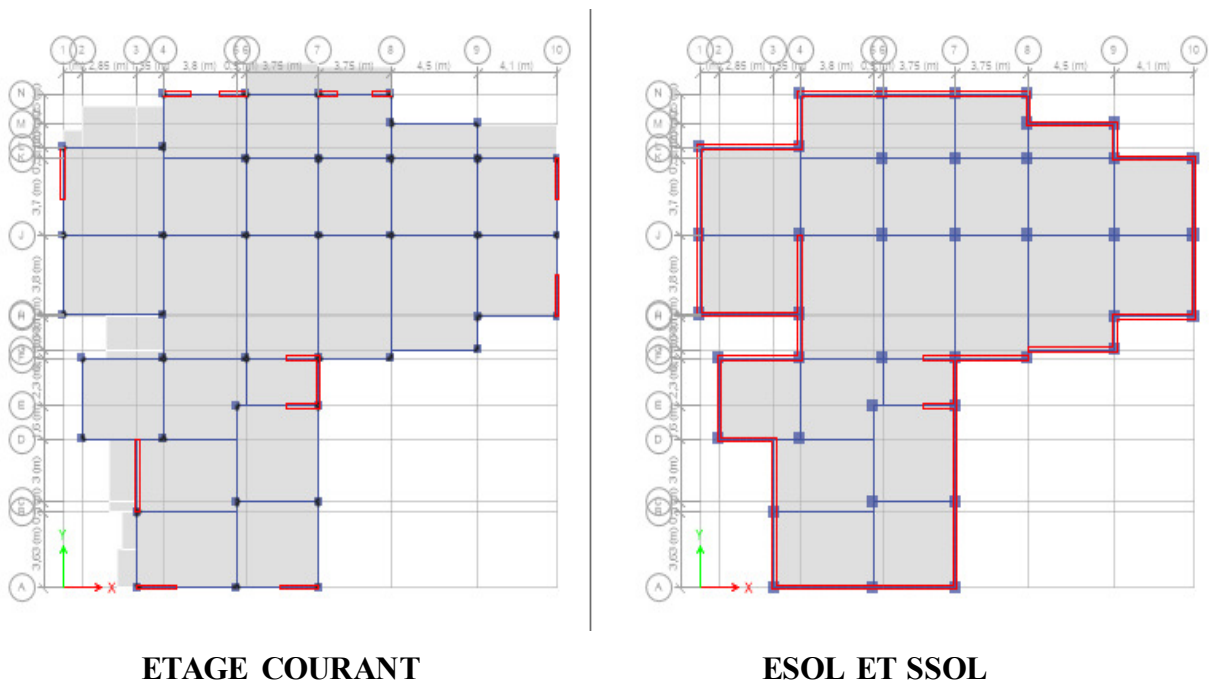


Figure IV.14: Vue en plan du modèle final

a. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,888$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **21^{ème}** mode.

Tableau IV.8 : Participation massique du modèle

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,888	0,6261	0,0009	0	0,6261	0,0009	0
2	0,857	0,001	0,6064	0	0,6271	0,6073	0
3	0,68	0,0041	0,0022	0	0,6312	0,6094	0
4	0,287	0,0995	6,908E-07	0	0,7308	0,6094	0
5	0,259	6,744E06	0,124	0	0,7308	0,7335	0
6	0,214	9,82E-06	0,0002	0	0,7308	0,7337	0
7	0,151	0,038	2,878E-06	0	0,7687	0,7337	0
8	0,127	3,186E06	0,0525	0	0,7687	0,7862	0
9	0,107	0,0004	5,361E-07	0	0,7691	0,7862	0
10	0,095	0,0269	5,826E-06	0	0,7961	0,7862	0
11	0,078	3,588E06	0,0415	0	0,7961	0,8278	0
12	0,067	0,0287	1,08E-05	0	0,8248	0,8278	0

- Le 1^{er} mode est un mode translation parallèlement (translation x-x).
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèlement (translation y-y).
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

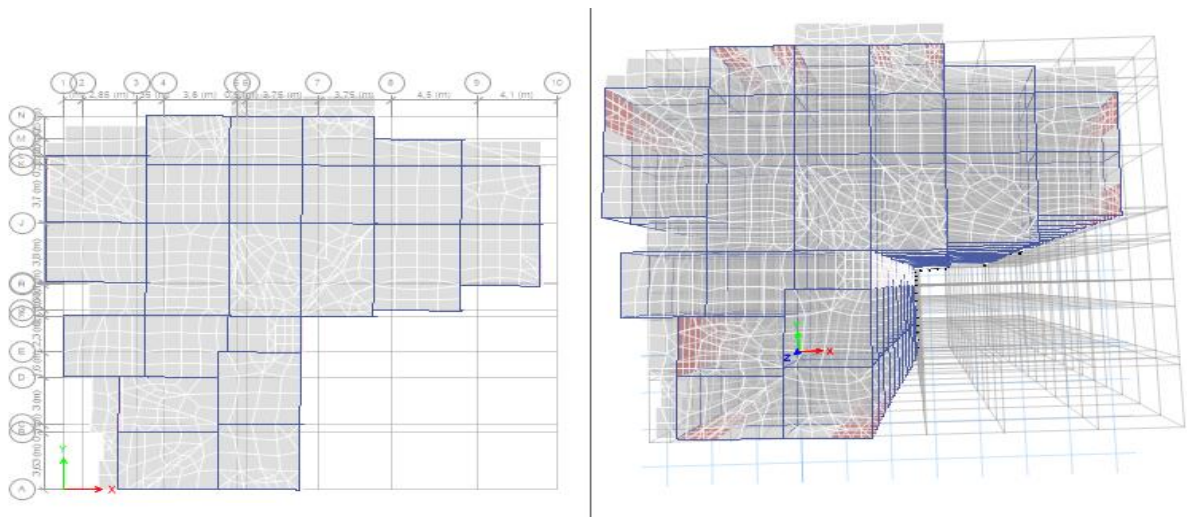


Figure IV.15 Le 1^{er} mode : (translation x-x).

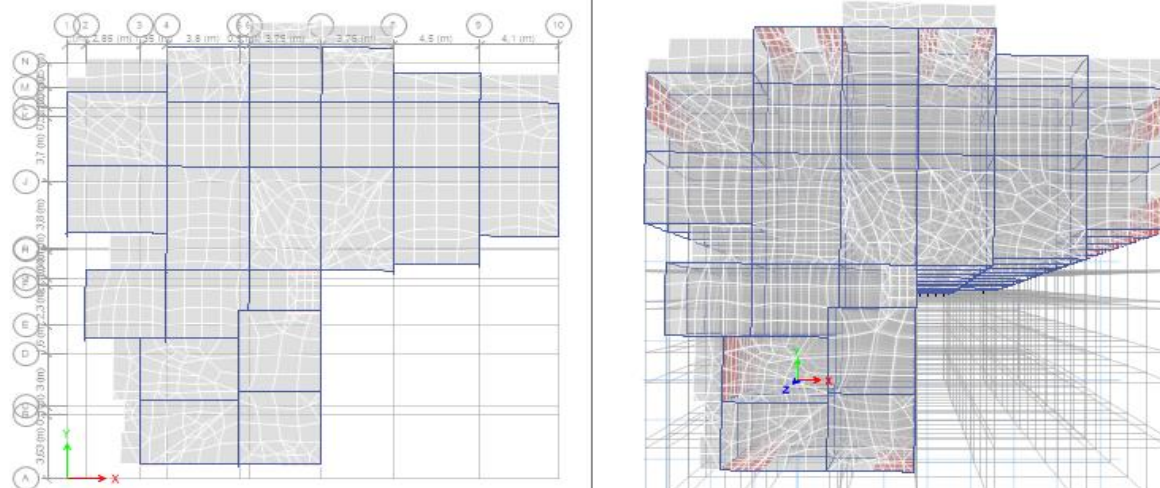


Figure IV.16 :Le 2^{ème} mode : (translation y-y).

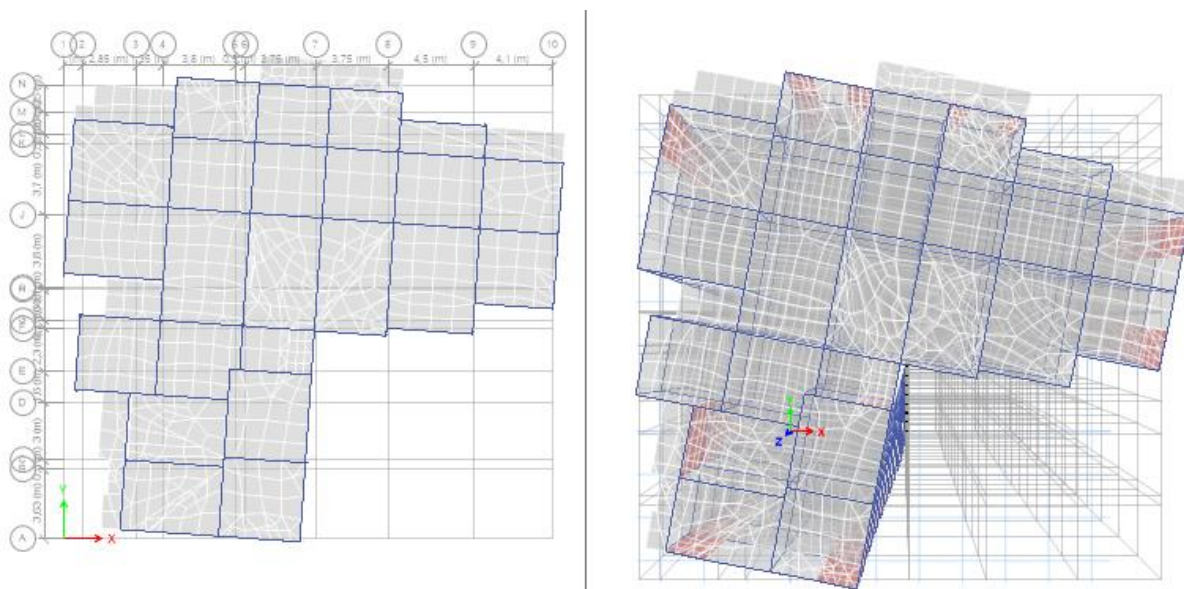


Figure IV.17 :Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **etabs** on a :

- $W = 64268,9467\text{KN}$ $\rightarrow V^x = 6516,871\text{KN}$ $\rightarrow 0,8V^x = 5213,49\text{KN}$
- $\rightarrow V^y = 6324,064\text{KN}$ $\rightarrow 0,8V^y = 5059,251\text{KN}$

$F1 = V_t^x = 7163,1795 \text{ KN}$

$F2 = V_t^y = 7246,7938 \text{ KN}$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 7163,1795\text{KN} \geq 0,8V^x = 5213,49\text{K} \\ V_t^y = 7246,7938\text{KN} \geq 0,8V^y = 5059,25\text{KN} \end{array} \right.$$

Le rapport $\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_t^x}{0,8V^x} = 1,37 \end{array} \right.$ Le rapport $\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_t^y}{0,8V^y} = 1,43 \end{array} \right.$

r^x et le $r^y \geq 1$vérifie

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.9: Vérification des déplacements inter étages du modèle final

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	Δ	Observation
terrasse	5,2528	4,8449	26,264	24,224	1,5075	1,711	3,06	vérifiée
9	4,9513	4,5027	24,756	22,513	1,765	1,8975	3,06	vérifiée
8	4,5983	4,1232	22,991	20,616	2,0495	2,0925	3,06	vérifiée
7	4,1884	3,7047	20,942	18,523	2,261	2,2195	3,06	vérifiée
6	3,7362	3,2608	18,681	16,304	2,4675	2,3505	3,06	vérifiée
5	3,2427	2,7907	16,213	13,953	2,575	2,3845	3,06	vérifiée
4	2,7277	2,3138	13,638	11,569	2,676	2,4115	3,06	vérifiée
3	2,1925	1,8315	10,962	9,1575	2,673	2,331	3,06	vérifiée
2	1,6579	1,3653	8,2895	6,8265	2,649	2,2225	3,06	vérifiée
1	1,1281	0,9208	5,6405	4,604	3,2765	2,617	4,08	vérifiée
R d c	0,4728	0,3974	2,364	1,987	2,0455	1,649	4,08	vérifiée
E sol	0,0637	0,0676	0,3185	0,338	0,218	0,2265	3,4	vérifiée
S sol	0,0201	0,0223	0,1005	0,1115	0,1005	0,1115	3,4	vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*”.

d. Vérification du critère de l’effort normal réduit :

• $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal pour les poteaux

<i>Niveaux</i>	N_d (KN)	B_c (cm ²)	ν	<i>Obs</i>
<i>10eme et 9et 8</i>	628,678	1600	0,15	Vérifiée
<i>7eme et 6</i>	1041,096	2025	0,2056	Vérifiée
<i>5eme et 4</i>	1471,891	2500	0,235	Vérifiée
<i>3eme et 2</i>	1645,823	3025	0,2175	Vérifiée
<i>1ere</i>	1997,1495	3600	0,2219	vérifiée
<i>R d c et e sol</i>	2833,495	4225	0,167	vérifiée
<i>S sol</i>	3142,1495	4900	0,260	vérifiée

e .Vérification des conditions du facteur de comportement R

e .1 .Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=63722,62$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=29456,75$ kN.

$$P_{voiles}/P_{Tot} \geq 46 \% \geq 20\%.$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

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

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

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

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

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

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

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

Tableau IV.11 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θ_x	θ_y	observati on
10	1287,206	1397,6121	4706,1561	1,5075	1,711	3,06	0,001801	0,001888	vérifiée
9	2273,693	2434,7441	8856,037	1,765	1,8975	3,06	0,002246	0,002255	vérifiée
8	3130,973	3273,9611	13005,918	2,0495	2,0925	3,06	0,002782	0,002716	vérifiée
7	3886,951	4016,2017	17276,110	2,261	2,2195	3,06	0,003284	0,003120	vérifiée
6	4549,168	4666,4486	21546,64	2,4675	2,3505	3,06	0,003819	0,003546	vérifiée
5	5146,410	5230,6188	25952,793	2,575	2,3845	3,06	0,004243	0,003866	vérifiée
4	5677,445	5744,5776	30358,94	2,676	2,4115	3,06	0,004676	0,004164	vérifiée
3	6149,907	6202,0662	34916,002	2,673	2,331	3,06	0,004959	0,004288	vérifiée
2	6556,160	6585,0897	39472,383	2,649	2,2225	3,06	0,005212	0,004355	vérifiée
1	6888,931	6916,7243	44687,386	3,2765	2,617	4,08	0,005209	0,004144	vérifiée
R dc	7104,820	7153,2318	50619,284	2,0455	1,649	4,08	0,003571	0,002860	vérifiée
E sol	7145,687	7218,36	57430,911	0,218	0,2265	3,4	0,000515	0,00053	vérifiée
S sol	7163,179	7246,7938	64268,946	0,1005	0,1115	3,4	0,000265	0,000290	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

VI.5 :Conclusion :

➤ Etant donné que :

- ✓ Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est non justifié

Justification :

Donc le coefficient de comportement global de la structure (R=3,5)

g. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **etabs** on a :

• $W = 64268,9467\text{KN} \rightarrow V^x=9309,81\text{KN} \rightarrow 0,8V^x=7447,85\text{KN}$
 $\rightarrow V^y = 9034,37\text{KN} \rightarrow 0,8V^y = 7227,502\text{KN}$

$F1=V_t^x = 8032,4993 \text{ KN}$

$F2=V_t^y = 8126,261 \text{ KN}$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 8032,49\text{KN} \geq 0,8V^x = 7447,85\text{K} \\ V_t^y = 8126,261\text{KN} \geq 0,8V^y = 7227,502\text{KN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{V_t^x}{0,8V^x} = 1,07 \right.$ Le rapport $\left\{ \frac{V_t^y}{0,8V^y} = 1,12 \right.$

r^x et le $r^y \geq 1$vérifie

h. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	Δ	Observation
terrasse	5,8903	5,4328	29,451	27,164	1,6905	1,9185	3,06	vérifiée
9	5,5522	5,0491	27,761	25,2455	1,979	2,1275	3,06	vérifiée
8	5,1564	4,6236	25,782	23,118	2,2985	2,346	3,06	vérifiée
7	4,6967	4,1544	23,483	20,772	2,5355	2,4895	3,06	vérifiée
6	4,1896	3,6565	20,948	18,2825	2,767	2,636	3,06	vérifiée
5	3,6362	3,1293	18,181	15,6465	2,8875	2,6735	3,06	vérifiée
4	3,0587	2,5946	15,291	12,973	3,001	2,704	3,06	vérifiée
3	2,4585	2,0538	12,292	10,269	2,997	2,6145	3,06	vérifiée
2	1,8591	1,509	9,2955	7,6545	2,9705	2,4915	3,06	vérifiée
1	1,265	1,026	6,325	5,163	3,674	2,935	4,08	vérifiée
R d c	0,5302	0,456	2,651	2,228	2,294	1,849	4,08	vérifiée
E sol	0,0714	0,0758	0,357	0,379	0,2445	0,254	3,4	vérifiée
S sol	0,0225	0,025	0,1125	0,125	0,1125	0,125	3,4	vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*”.

i. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\bullet \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Tableau IV.13 :Vérification de l'effort normal pour les poteaux

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>ν</i>	<i>Obs</i>
<i>10eme et 9et 8</i>	628,678	1600	0,15	Vérifiée
<i>7eme et 6</i>	1041,096	2025	0,2056	Vérifiée
<i>5eme et 4</i>	1471,891	2500	0,235	Vérifiée
<i>3eme et 2</i>	1645,823	3025	0,2175	Vérifiée
<i>1ere</i>	1997,1495	3600	0,2219	vérifiée
<i>R d c et e sol</i>	2833,495	4225	0,167	vérifiée
<i>S sol</i>	3142,1495	4900	0,260	vérifiée

C .Vérification des conditions du facteur de comportement R

C .a .Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=63667,64$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=29486,07$ kN.

$$P_{voiles}/ P_{Tot}= 46 \% \geq 20\%.$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

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

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

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Tableau IV.14 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

NIV	V _x (KN)	V _y (KN)	P _k (KN)	Δ _x (cm)	Δ _y (cm)	H _k (m)	θ _x	θ _y	observatio n
10	1443,4212	1567,2256	4706,1561	1,6905	1,9185	3,06	0,00180	0,00188	vérifiée
9	2549,6274	2730,2234	8856,037	1,979	2,1275	3,06	0,00224	0,00225	vérifiée
8	3510,9465	3671,2873	13005,918	2,2985	2,346	3,06	0,00278	0,00276	vérifiée
7	4358,6699	4503,6059	17276,1103	2,5355	2,4895	3,06	0,00328	0,00312	vérifiée
6	5101,2528	5232,7664	21546,64	2,767	2,636	3,06	0,00381	0,00354	vérifiée
5	5770,9763	5865,404	25952,7934	2,8875	2,6735	3,06	0,0042	0,00386	vérifiée
4	6366,4578	6441,7366	30358,9468	3,001	2,704	3,06	0,00467	0,00416	vérifiée
3	6896,2573	6954,7458	34916,0025	2,997	2,6145	3,06	0,00495	0,00428	vérifiée
2	7351,8133	7384,2528	39472,3834	2,9705	2,4915	3,06	0,00521	0,00435	vérifiée
1	7724,9692	7756,1345	44687,3867	3,674	2,935	4,08	0,00520	0,00414	vérifiée
R d c	7967,0577	8021,3443	50619,284	2,294	1,849	4,08	0,00357	0,00285	vérifiée
Esol	8012,8839	8094,3765	57430,9114	0,2445	0,254	3,4	0,0005	0,00053	vérifiée
S sol	8032,4993	8126,261	64268,9467	0,1125	0,125	3,4	0,00026	0,00029	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion :

➤ Etant donné que :

- ✓ Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3,5) est justifié.

Chapitre V:
Etude
des
éléments
Résistants

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du **CBA 93** et des **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400MPa$

V.2.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable : **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

$$0,8G \pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4. Méthode de calcul

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	AS' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC	65x65	2574,5579	40,0788	SEC	0	0	38,025
1ere	60x60	2187,5601	6,7965	SEC	0	0	32,40
2eme-3eme	55x55	1930,5462	16,908	SEC	0	0	27,23
4eme-5eme	50x50	1471,8919	17,6358	SEC	0	0	22,5
6eme-7eme	45x45	1041,0967	19,1501	SEC	0	0	18,23
8eme-9-10	40x40	628,6785	18,5084	SEC	0	0	14,40

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	AS' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC	65x65	100,8523	1662,1703	SEC	0	0	38,025
1ere	60x60	72,0514	1411,6835	SEC	0	0	32,40
2eme-3eme	55x55	79,2612	986,7458	SEC	0	0	27,23
4eme-5eme	50x50	76,2082	773,6586	SEC	0	0	22,5
6eme-7eme	45x45	77,5579	509,648	SEC	0	0	18,23
8eme-9-10	40x40	96,7976	126,0608	SPC	6,66	0	14,40

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	AS' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC	65x65	920,5682	18,6503	SEC	0	0	38,025
1ere	60x60	756,8302	11,9805	SEC	0	0	32,40
2eme-3eme	55x55	545,3686	14,2557	SEC	0	0	27,23
4eme-5eme	50x50	357,5731	16,523	SEC	0	0	22,5
6eme-7eme	45x45	197,4747	17,7928	SEC	0	0	18,23
8eme-9-10	40x40	13,0876	1,0924	SEC	0	0	14,40

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC	65x65	5034,6941	435,2056	SPC	0	12,94	38,025
1ere	60x60	3424,0095	196,8902	SEC	0	0	32,40
2eme-3eme	55x55	2101,5961	119,7226	SEC	0	0	27,23
4eme-5eme	50x50	1250,5769	91,9071	SEC	0	0	22,5
6eme-7eme	45x45	845,8788	102,4278	SEC	0	0	18,23
8eme-9-10	40x40	560,7076	6,8744	SEC	0	0	14,40

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max}, N^{cor})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN,m)	N^{corr} (kN)	solicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC	65x65	487,0813	370,8216	SPC	21,2	0	38,025
1ere	60x60	442,0262	149,505	SPC	24,33	0	32,40
2eme-3eme	55x55	412,379	401,5882	SPC	22,74	0	27,23
4eme-5eme	50x50	340,6588	481,3662	SPC	20,75	0	22,5
6eme-7eme	45x45	250,8934	403,5205	SPC	16,73	0	18,23
8eme-9-10	40x40	163,9668	273,7315	SPC	12,3	0	14,40

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\min}; M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC	65x65	0,344	2,216	SPC	0,1	0	38,025
1ere	60x60	0,678	3,2411	SPC	0,16	0	32,40
2eme-3eme	55x55	0,2878	13,0361	SPC	0,75	0	27,23
4eme-5eme	50x50	0,9899	9,3638	SPC	0,58	0	22,5
6eme-7eme	45x45	0,1436	5,0673	SPC	0,35	0	18,23
8eme-9-10	40x40	0,3405	13,6839	SPC	1,1	0	14,40

- Combinaison : **0,8G+E**
 - (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.7: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²) RPA
RDC	65x65	4643,0165	419,9634	SPC	0	7,48	38,025
1ere	60x60	3121,2432	191,547	SEC	0	0	32,40
2eme-3eme	55x55	1853,8411	115,1371	SEC	0	0	27,23
4eme-5eme	50x50	1080,2788	88,6648	SEC	0	0	22,5
6eme-7eme	45x45	628,5817	58,002	SEC	0	0	18,23
8eme-9-10	40x40	509,4932	4,7041	SEC	0	0	14,40

- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.8: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN,m)	N^{corr} (kN)	solicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²) RPA
RDC	65x65	490,8102	1289,7535	SPC	11,16	0	38,025
1ere	60x60	439,3002	1047,5377	SPC	14,43	0	32,40
2eme-3eme	55x55	410,4626	817,547	SPC	18,91	0	27,23
4eme-5eme	50x50	339,362	356,9674	SPC	21,69	0	22,5
6eme-7eme	45x45	249,7002	304,0925	SPC	17,42	0	18,23
8eme-9-10	40x40	162,681	218,9642	SPC	12,28	0	14,40

- (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	solicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)
RDC	65x65	2,2156	6,422	SPC	0,28	0	38,025
1ere	60x60	3,6545	3,8474	SPC	0,15	0	32,40
2eme-3eme	55x55	1,6816	50,5682	SPC	2,92	0	27,23
4eme-5eme	50x50	0,06	13,9676	SPC	0,9	0	22,5
6eme-7eme	45x45	0,4844	12,1028	SPC	0,85	0	18,23
8eme-9-10	40x40	0,1262	0,5806	SPC	0,05	0	14,40

V.2.5. Choix des armatures

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adop} (cm ²)
RDC	65x65	21,2	38,025	253,5	169	16T20	50,24
1ere	60x60	24,33	32,40	216	144	12T20	37,68
2eme-3eme	55x55	22,74	27,23	181,5	121	4T20 +8T16	28,65
4eme-5eme	50x50	21,69	22,5	150	100	4T20 +8T16	28,65
6eme-7eme	45x45	17,42	18,23	121,5	81	4T20 +8T16	28,65
8eme-9-10	40x40	12,3	14,40	96	64	4T20 +8T16	28,65

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

- **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

(N^{max}, M^{corr}) : Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} sup (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	65x65	1869,325	28,9352	50,24	11,63	201,63	0,67	15	OK
1ere	60x60	1593,472	5,0818	37,68	3,36	201,63	0,18	15	OK
2eme-3eme	55x55	1406,018	12,1637	28,65	9,99	201,63	0,49	15	OK
4eme-5eme	50x50	1072,022	12,7597	28,65	11,66	201,63	0,65	15	OK
6eme-7eme	45x45	758,4712	13,8747	28,65	14,29	201,63	0,92	15	OK
8eme-9-10	40x40	458,4549	13,4192	28,65	15,79	201,63	1,23	15	OK

a. (M^{max} , N^{corr}) : **Tableau V.12** : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées

Niveaux	Sections (cm ²)	Mser max (kN)	Nsercor (kN)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	71,158	1210,075	50,24	28,61	201,63	1,64	15	OK
1ere	60x60	52,131	1030,476	37,68	29,97	201,63	1,58	15	OK
2eme-3eme	55x55	53,5521	739,2926	28,65	44,01	201,63	2,18	15	OK
4eme-5eme	50x50	55,2969	564,2538	28,65	50,57	201,63	2,82	15	OK
6eme-7eme	45x45	31,4836	171,3493	28,65	32,43	201,63	2,08	15	OK
8eme-9-10	40x40	70,7016	92,5079	28,65	83,25	201,63	6,25	15	OK

V.2.7 Vérification De L'effort Tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	34,8144	0,0823	16,49	0,075	1,875	2.50	OK
1ere	60x60	24,6272	0,0683	14,24	0,075	1,875	2.50	OK
2eme-3eme	55x55	33,2709	0,109	15,66	0,075	1,875	2.50	OK
4eme-5eme	50x50	34,4494	0,137	17,41	0,075	1,875	2.50	OK
6eme-7eme	45x45	34,5237	0,170	19,58	0,075	1,875	2.50	OK
8eme-9-10	40x40	42,7385	0,267	22,38	0,075	1,875	2.50	OK

V.2.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad A_t : \text{Section d'armatures transversales.}$$

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65x65	16T20	20	10	15
1ere	60x60	12T20	20	10	15
2eme-3eme	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4eme-5eme	50x50	4T20+8T16	20 et 16	10	15
6eme-7eme	45x45	4T20+8T16	20 et 16	10	15
8eme-9-10	40x40	4T20+8T16	20 et 16	10	15

Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λg (%)	ρ _a	T _{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _f ^{cal} (cm ²)	Choix	a _{sp} (cm ²)
RDC	65×65	2,86	4,39	3,75	34,8144	N	10	0,50	7T8	3,52
						C	15	0,75	7T8	3,52
1er	60×60	2,86	4,76	3,75	24,6272	N	10	0,38	6T8	3,01
						C	15	0,57	6T8	3,01
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55×55	2,14	3,89	3,75	33,2709	N	10	0,56	6T8	3,01
						C	15	0,85	6T8	3,01
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50×50	2,14	4,28	3,75	34,4494	N	10	0,64	6T8	3,01
						C	15	0,96	6T8	3,01
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45×45	2,14	4,76	3,75	34,5237	N	10	0,71	4T8	2,01
						C	15	1,08	4T8	2,01
8 ^{ème} et 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	40×40	2,14	5,36	2,50	42,7385	N	10	0,66	4T8	2,01
						C	15	1,00	4T8	2,01

V.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\text{Ø}_1$ en zone III.

Pour :

- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

• V.2.10 Ferrailage des poteaux de entre-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

a. **Calcul de l'effort normal pondéré**

b. Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$$N_u(\text{RDC}) = 2423,84 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $6,29 * 14,76 = 92,84 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,65)^2 * (3,4 - 0,4) * 25 = 31,68 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 12 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 11,07 \text{ KN}$.

$$G = 142,55 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 * 14,76 = 73,80 \text{ KN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 303,14 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de entre-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2726,98 \text{ KN}$ Le entre-sol est de section carré $B = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

- ✦ $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- ✦ $\lambda = \frac{0,7 * 3,25 * 10^2}{15,88} = 13,58 < 50$
- ✦ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,825$
- ✦ $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2726,98 \cdot 10^3}{0,825} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -84,07 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du entre-sol sous un effort normal à la base égal à **2726,98 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99**

ver2003 ($A_{s,\text{min}} = 32,40 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 16T20 = 50,24 \text{ cm}^2$$

V.2.11 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
 - Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

c. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$$N_u(\text{RDC}) = 2423,84 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $6,29 * 14,76 = 92,84 \text{ KN}$
 - Poids du poteau..... $(0,7)^2 * (3,4-0,4) * 25 = 36,75 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 12 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 11,07 \text{ KN}$.
-
- G = 142,55KN**

Surcharge d'exploitation : $Q=5 \times 14,76=73,80 \text{ KN}$

$$N_{u1}=1,35G+1,5Q=303,14 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u1}=2726,98 \text{ KN}$

Le sous-sol est de section carré $B=70 \times 70 \text{ cm}^2$

$$\ast \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$$

$$\ast \quad \lambda = \frac{0,7 \times 3,25 \cdot 10^2}{15,88} = 13,58 < 50$$

$$\ast \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,825$$

$$\ast \quad Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2726,98 \cdot 10^3}{0,825} - \frac{3364 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -84,07 \text{ cm}^2$$

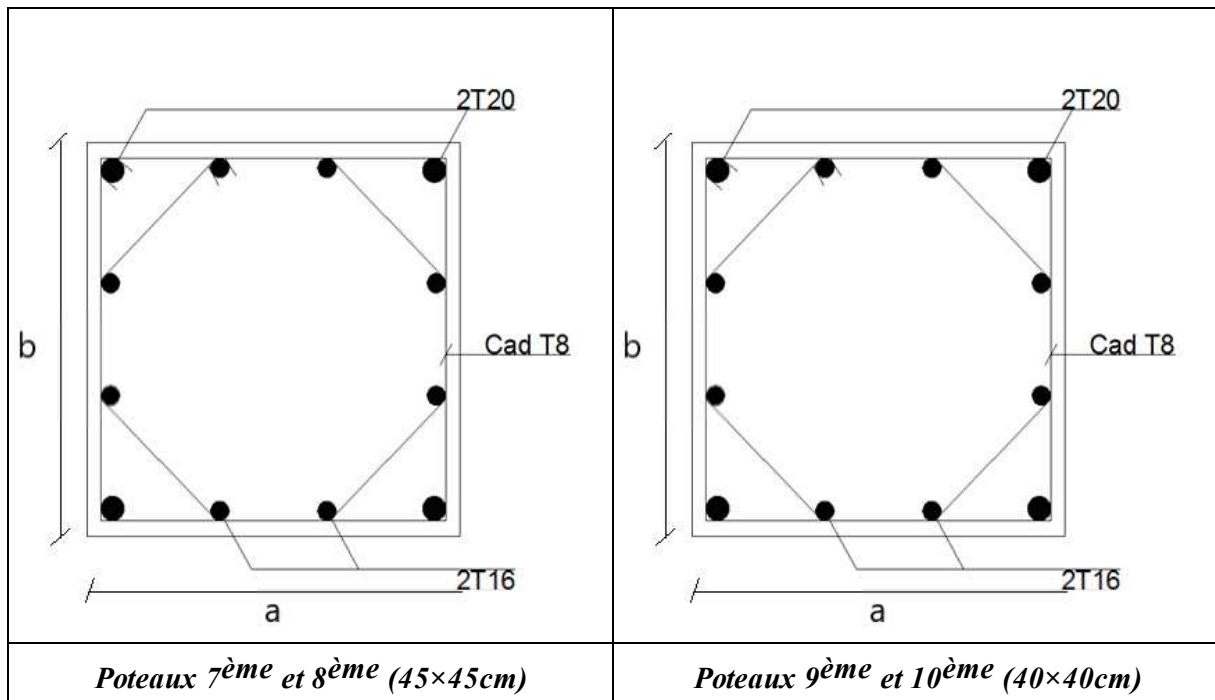
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **2726,98 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99** **ver2003** ($A_{s_{\min}}=32,40 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 16T20 = 50,24 \text{ cm}^2$$

Tableau V.16 : Schéma de ferraillage des poteaux.

V.2.12 : Schéma de ferraillage des poteaux :

<p>Poteaux sous-sol (70×70cm)</p>	
<p>Poteaux entre-sol + RDC (65×65cm)</p>	<p>Poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage (60×60cm)</p>
<p>Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} (55×55cm)</p>	<p>Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} (50×50cm)</p>



V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

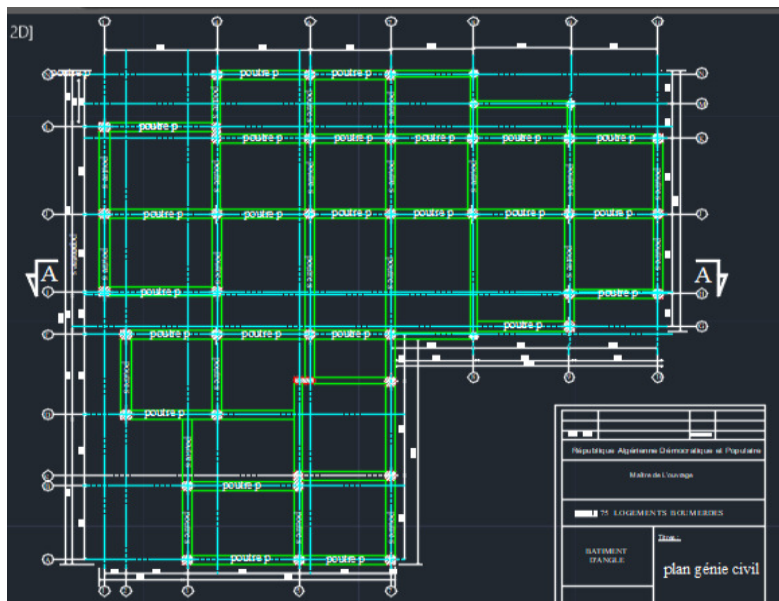


Figure V.1 : Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur 30x45 :

a. Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	33,4993	2,44	0
		Appui	74,2694	0	5,6
Etage de commerce	30x45	Travée	44,9827	3,31	0
		Appui	102,7854	0	7,95
Etage courant	30x45	Travée	38,173	2,79	0
		Appui	80,5286	0	6,1

Terrasse	30x45	Travée	34,3796	2,52	0
		Appui	69,2628	0	5,2

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	36,8455	2,7	0
		Appui	57,8225	0	4,3
Etage de commerce	30x45	Travée	49,0627	3,63	0
		Appui	108,0949	0	8,4
Etage courant	30x45	Travée	153,4016	12,5	0
		Appui	184,6079	0	15,6
Terrasse	30x45	Travée	172,6709	14,3	0
		Appui	153,1356	0	12,4

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	31,7407	2,31	0
		Appui	42,3418	0	3,11
Etage de commerce	30x45	Travée	62,8624	4,7	0
		Appui	86,4901	0	6,59
Etage courant	30x45	Travée	153,6959	12,4	0
		Appui	172,6709	0	14,4
Terrasse	30x45	Travée	119,1867	9,36	0
		Appui	141,5035	0	11,3

2. Sens porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage) :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	17,9379	1,29	0
		Appui	16,165	0	1,18
Etage de commerce	30x45	Travée	35,4851	2,57	0
		Appui	35,0951	0	2,55
Etage courant	30x45	Travée	42,2277	3,1	0
		Appui	50,8343	0	3,75
Terrasse	30x45	Travée	32,7048	2,38	0
		Appui	41,8542	0	3,07

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	36,8326	2,69	0
		Appui	27,7006	0	2,01
Etage de commerce	30x45	Travée	88,1822	6,73	0
		Appui	91,7014	0	7,02
Etage courant	30x45	Travée	104,942	8,14	0
		Appui	106,2422	0	8,24
Terrasse	30x45	Travée	58,3229	4,34	0
		Appui	70,7147	0	5,31

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E****Tableau V.22** : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	31,7326	2,31	0
		Appui	23,1247	0	1,67
Etage de commerce	30x45	Travée	88,6635	6,77	0
		Appui	84,8465	0	6,46
Etage courant	30x45	Travée	94,135	7,22	0
		Appui	93,584	0	7,18
Terrasse	30x45	Travée	49,9291	3,68	0
		Appui	63,8659	0	4,77

3. Sens non porteur 30x45 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.23: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	40,8891	3,02	0
		Appui	92,4091	0	7,08
Etage de commerce	30x45	Travée	56,9785	4,23	0
		Appui	143,7564	0	11,6
Etage courant	30x45	Travée	69,3691	5,21	0
		Appui	160,2304	0	13,1

Terrasse	30x45	Travée	63,5292	4,74	0
		Appui	113,9853	0	8,92

b. Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.24: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	39,0189	2,85	0
		Appui	88,2871	0	6,74
Etage de commerce	30x45	Travée	78,8428	5,94	0
		Appui	136,2062	0	10,9
Etage courant	30x45	Travée	75,6562	5,61	0
		Appui	185,9788	0	15,7
Terrasse	30x45	Travée	161,6869	13,3	0
		Appui	179,4831	0	15,1

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.25: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	30,2949	2,2	0
		Appui	61,3661	0	4,57
Etage de commerce	30x45	Travée	64,3156	4,81	0
		Appui	92,1274	0	7,06
Etage courant	30x45	Travée	77,025	5,82	0
		Appui	156,7383	0	12,8
Terrasse	30x45	Travée	164,9394	13,6	0
		Appui	176,2307	0	14,7

4. Sens non porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage) :

d. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.26: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	39,5964	2,9	0
		Appui	92,4091	0	7,08
Etage de commerce	30x45	Travée	50,66	3,74	0
		Appui	143,7564	0	11,6
Etage courant	30x45	Travée	43,8702	3,22	0
		Appui	108,4252	0	8,44
Terrasse	30x45	Travée	63,5292	4,74	0
		Appui	105,783	0	8,21

e. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.27: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	30,4297	2,21	0
		Appui	88,2871	0	6,75
Etage de commerce	30x45	Travée	43,5324	3,2	0
		Appui	140,2997	0	11,2
Etage courant	30x45	Travée	93,6628	7,19	0
		Appui	182,6036	0	15,4

Terrasse	30x45	Travée	62,121	4,63	0
		Appui	144,1953	0	11,16

f. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Tableau V.28 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x45 (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	18,6718	0,84	0
		Appui	61,3661	0	4,57
Etage de commerce	30x45	Travée	43,7858	3,22	0
		Appui	91,4191	0	7
Etage courant	30x45	Travée	31,9206	2,4	0
		Appui	161,7337	0	13,33
Terrasse	30x45	Travée	53,6137	3,97	0
		Appui	127,3199	0	10,1

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x45 :

Tableau V.29 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	36,8455	54	81	6,75	2,7	4T12	4,52
		Appui	74,263				5,6	4T14	6,16
Etage commerce	30x45	Travée	49,0627	54	81	6,75	3,62	4T12	4,52
		Appui	108,0949				8,41	6T14	9,23
Etage courant	30x45	Travée	153,4016	54	81	6,75	12,5	4T16+4T14	14,19

		Appui	184,6079				15,6	8T16	16,08
Terrasse	30x45	Travée	172,6709	54	81	6,75	14,4	8T16	16,08
		Appui	153,1356				12,4	4T16+4T14	14,19

2. Sens porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage):

Tableau V.30 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	36,8326	54	81	6,75	2,7	4T12	4,52
		Appui	27,7006				2,01	4T12	4,52
Etage commerce	30x45	Travée	88,1822	54	81	6,75	6,73	4T16	8,04
		Appui	91,7014				7,02	4T16	8,04
Etage courant	30x45	Travée	104,942	54	81	6,75	8,14	6T14	9,23
		Appui	106,2422				8,25	6T14	9,23
Terrasse	30x45	Travée	58,3229	54	81	6,75	4,34	4T14	6,16
		Appui	70,7147				5,31	4T14	6,16

3. Sens non porteur 30x45 :

Tableau V.31 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	40,8891	54	81	6,75	3	4T12	4,52
		Appui	92,4091				7,08	4T16	8,04
Etage commerce	30x45	Travée	78,8428	54	81	6,75	5,97	4T14	6,16
		Appui	143,75				11,6	6T16	12,06

Etage courant	30x45	Travée	75,6562	54	81	6,75	5,71	4T14	6,16
		Appui	185,9788				15,7	8T16	16,08
Terrasse	30x45	Travée	161,6869	54	81	6,75	13,3	4T16+4T14	14,19
		Appui	179,4831				15,1	8T16	16,08

3. Sens non porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage):

Tableau V.32 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de parking	30x45	Travée	39,5964	54	81	6,75	2,9	4T12	4,52
		Appui	92,4091				7,08	4T16	8,04
Etage commerce	30x45	Travée	50,66	54	81	6,75	3,74	4T16	8,04
		Appui	143,7564				11,6	6T16	12,06
Etage courant	30x45	Travée	93,6628	54	81	6,75	7,19	4T16	8,04
		Appui	182,6036				15,4	8T16	16,08
Terrasse	30x45	Travée	63,5292	54	81	6,75	4,74	4T14	6,16
		Appui	144,192				11,6	6T16	12,06

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

Tableau V.33 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	4,52	1,47	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

1. Sens porteur 30x45 :

Tableau V.34: Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	vérification	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	24,1166	3,82	15	OK	145,42	201,63	NON
	Appui	53,4811	7,58			240,08		
Etage commerce	Travée	26,6041	4,22	15	OK	160,44	201,63	OK
	Appui	59,1806	7,3			181,06		

Etage courant	Travée	27,8645	3,02	15	OK	57,14	201.63	OK
	Appui	57,9893	6,03			105,28		
Terrasse	Travée	24,6979	2,57	15	OK	44,83	201.63	OK
	Appui	49,9082	5,38			101,84		

1. Sens porteur 30x45 (les poutres qui portent le chainage):

Tableau V.35 : Vérification des poutres porteuse 30x45à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	vérification	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	12,9384	2,06	15	OK	78,41	201,63	OK
	Appui	11,6616	1,84			69,96		
Etage commerce	Travée	8,7588	1,11	15	OK	30	201.63	OK
	Appui	25,2309	3,26			87,96		
Etage courant	Travée	15,8285	1,95	15	OK	48,40	201.63	OK
	Appui	24,6743	3,03			75,26		
Terrasse	Travée	12,9638	1,84	15	OK	58,18	201.63	OK
	Appui	11,1993	1,59			50,23		

2. Sens non porteur 30x45 :

Tableau V.36:Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	vérification	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	28,5487	4,53	15	OK	172,14	201,63	NON
	Appui	61,3867	7,93			213,98		
Etage commerce	Travée	41,3369	5,86	15	OK	185,53	201.63	NON
	Appui	102,3478	11,5			243,33		
Etage courant	Travée	50,6459	7,17	15	OK	227,33	201.63	NON
	Appui	116,344	12,1			211,17		
Terrasse	Travée	46,3977	5,00	15	OK	94,76	201.63	OK
	Appui	83,2525	8,66			151,11		

4. Sens non porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage) :

Tableau V.37: Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	28,489	4,53	15	OK	171,78	201,63	NON
	Appui	66,5611	8,60			232,04		
Etage commerce	Travée	35,9043	4,64	15	OK	125,15	201.63	NON
	Appui	102,3478	11,5			243,33		
Etage courant	Travée	40,8599	5,28	15	OK	142,41	201.63	OK
	Appui	85,5007	8,89			155,19		
Terrasse	Travée	46,3977	6,57	15	OK	208,21	201.63	NON
	Appui	77,1993	9,68			203,29		

Il faut augmenter la section d'armature choisie et revérifier vis-à-vis l'ELS

1. Sens porteur 30x45 :

Tableau V.38 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	24,1166	4T14	3,42	15	108,23	201,63	OK
	Appui	53,4811	6T14	6,6		163,62		
Etage commerce	Travée	26,6041	4T12	4,22	15	160,44	201.63	OK
	Appui	59,1806	6T14	7,3		181,06		
Etage courant	Travée	27,8645	4T16+4T14	3,02	15	57,14	201.63	OK
	Appui	57,9893	8T16	6,03		105,28		
Terrasse	Travée	24,6979	8T16	2,57	15	44,83	201.63	OK
	Appui	49,9082	4T16+4T14	5,38		101,84		

2. Sens porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage):

Tableau V.39 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	Choix	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	12,9384	4T12	2,06	15	78,41	201,63	OK
	Appui	11,6616	4T12	1,84		69,96		
Etage commerce	Travée	8,7588	4T16	1,11	15	30	201.63	OK
	Appui	25,2309	4T16	3,26		87,96		
Etage courant	Travée	15,8285	6T14	1,95	15	48,40	201.63	OK
	Appui	24,6743	6T14	3,03		75,26		
Terrasse	Travée	12,9638	4T14	1,84	15	58,18	201.63	OK
	Appui	11,1993	4T14	1,59		50,23		

3. Sens non porteur 30x45 :

Tableau V.40 :Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	28,5487	4T14	4,53	15	172,14	201,63	OK
	Appui	61,3867	6T14	7,57		187,79		
Etage commerce	Travée	41,3369	4T14	5,86	15	185,54	201.63	OK
	Appui	102,3478	6T16	10,80		195,10		
Etage courant	Travée	50,6459	4T16	6,54	15	176,54	201.63	OK
	Appui	116,344	8T16	11,72		190,02		
Terrasse	Travée	46,3977	4T16+4T14	5,00	15	94,76	201.63	OK
	Appui	83,2525	4T16+4T14	8,66		151,11		

4. Sens non porteur 30x45 (les poutres qui portent le chaînage) :

Tableau V.41 :Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de parking	Travée	28,489	4T16	3,52	15	171,78	201,63	OK
	Appui	66,5611	4T16+2T14	7,73		170,82		
Etage commerce	Travée	35,9043	4T16	5,09	15	161,16	201.63	OK
	Appui	102,3478	4T16+4T14	10,83		196,54		
Etage courant	Travée	40,8599	4T16	5,28	15	142,41	201.63	OK
	Appui	85,5007	8T16	8,89		155,19		
Terrasse	Travée	46,3977	4T16	5,99	15	161,72	201.63	OK
	Appui	77,1993	6T16	8,74		183,54		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 9

1. Sens porteur 30x45 :**Tableau V.42:** Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage de parking	30x45	74,0969	0,61	2,5	OK
	30x45	94,763	0,78	2,5	OK
Etage commerce	30x45	92,7698	0,76	2.5	OK
	30x45	126,6859	1,04	2.5	OK
Etage courant	30x45	63,6319	0,52	2.5	OK
	30x45	79,4635	0,65	2.5	OK
terrasse	30x45	60,2945	0,49	2.5	OK
	30x45	80,025	0,65	2.5	OK

2.Sens non porteur 30x45 :**Tableau V.43:** Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage de parking	30x45	109,6	0,91	2,5	OK
	30x45	92,0583	0,75	2,5	OK
Etage commerce	30x45	139,3719	1,15	2.5	OK
	30x45	185,7943	1,53	2.5	OK
Etage courant	30x45	118,7994	0,97	2.5	OK
	30x45	128,3814	1,05	2.5	OK
terrasse	30x45	117,9665	0,97	2.5	OK
	30x45	124,2067	1,02	2.5	OK

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

$$\bullet \text{ Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonécourante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.44 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	30x45	126,68	1,04	36,45	22,5	11,25	10	20	1.80	4T8
Non Porteur	30x45	185,79	1,53	36,45	22,5	11,25	10	20	1.80	4T8

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=16mm.....L_r=80cm
- b. Ø=14mm.....L_r=70cm
- c. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.10 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4}$

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L^{MAX}}{5}$

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

$\left. \begin{array}{l} \text{ppuis en travée de rive.} \\ \text{ppuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right\}$

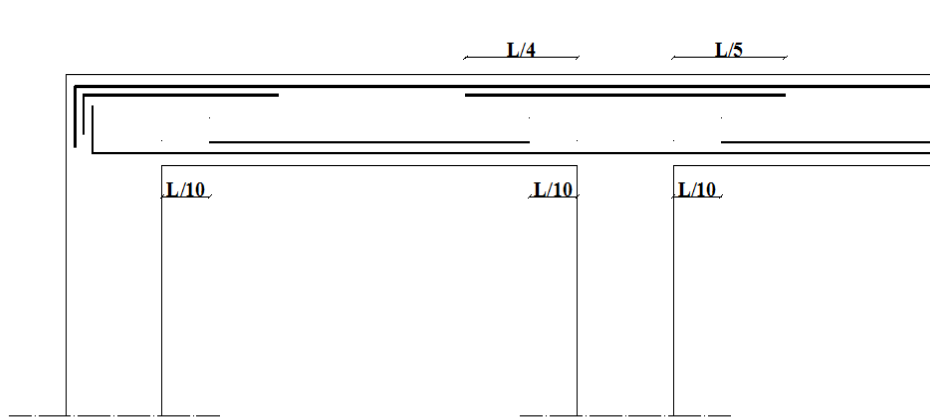


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

Poutre porteuse (30x45) : $f_{adm} = \frac{560}{500} = 1,12\text{cm}$

Poutre non porteuse (30x45) : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0,98\text{cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.45 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

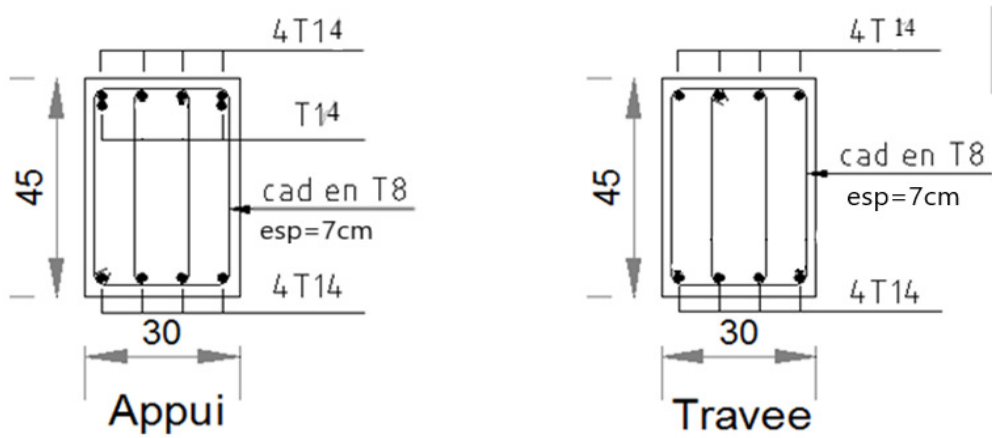
Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30x45	116,344	16,08	0,013	179	0,453	0,181	0,89	305961
Poutre non porteuse	30x45	59,1806	9,23	0,007	158	0,789	0,315	0,80	272670

I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
239368	289534	4,54	10,95	6,50	10,6	OK
183275	239067	2,26	5,16	2,9	9,3	OK

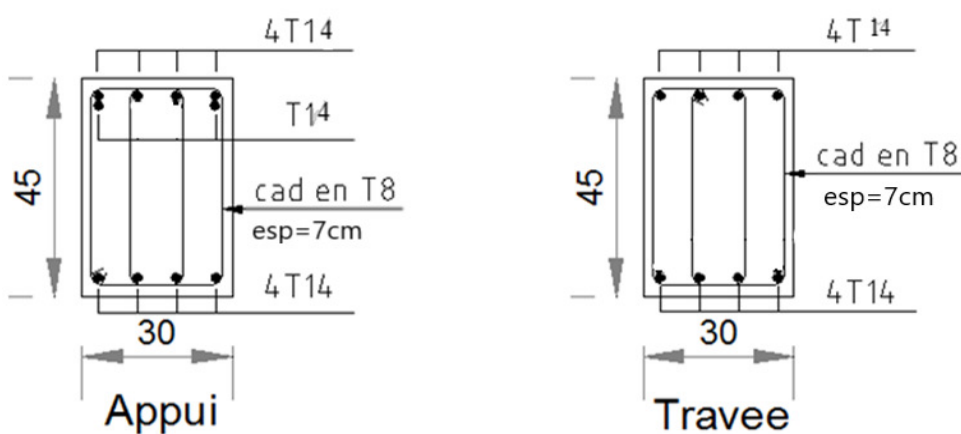
V.3.12 Schéma de ferraillage des poutres :

1. Poutres porteuses :

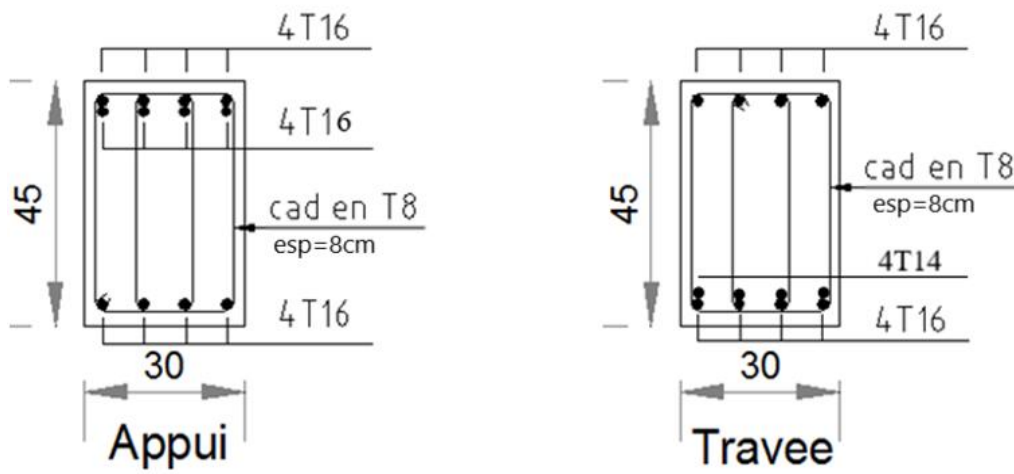
● Etage parking :



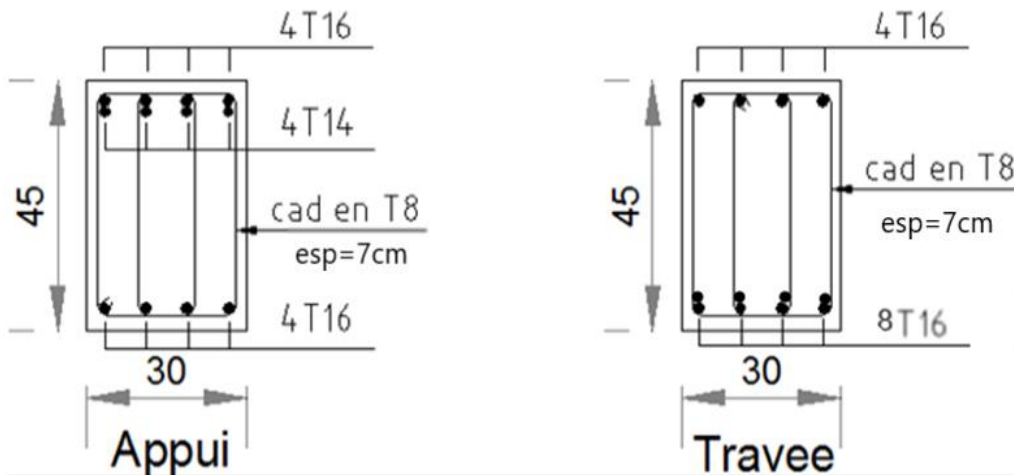
● Etage commerce :



● Etage courant :

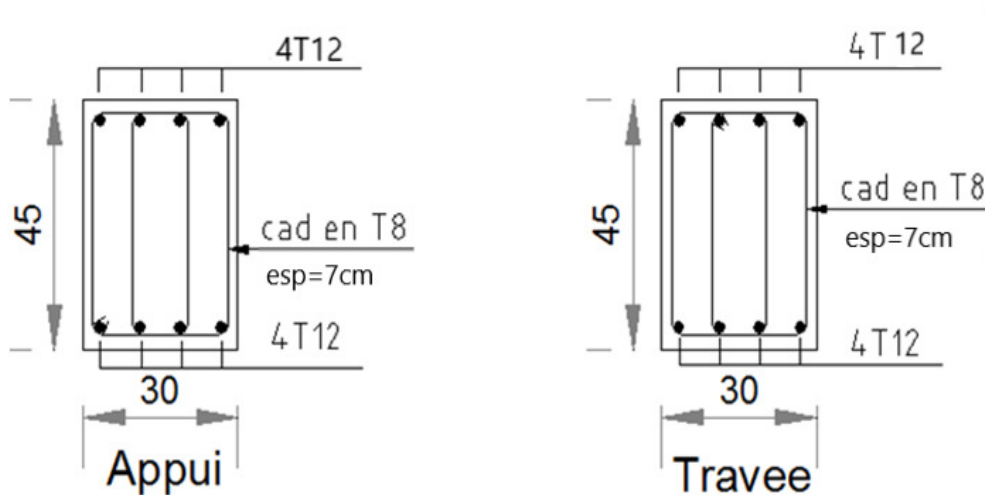


● Etage terrasse :

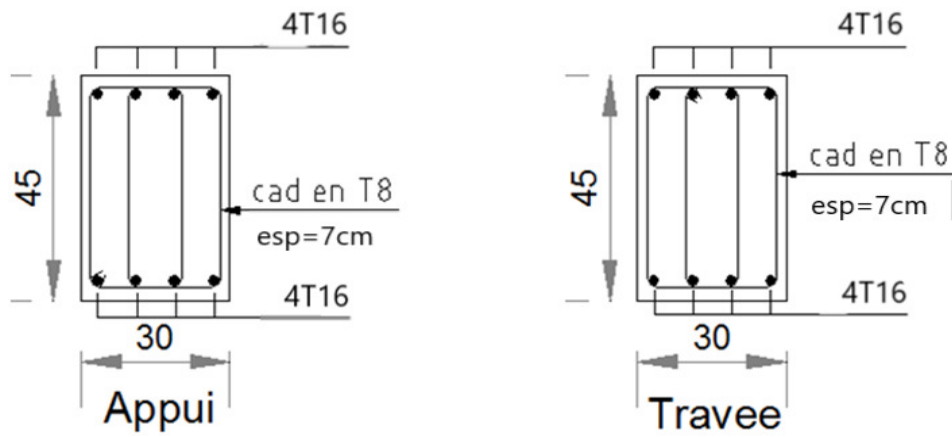


2. Poutres porteuses (les poutres qui portent le chaînage) :

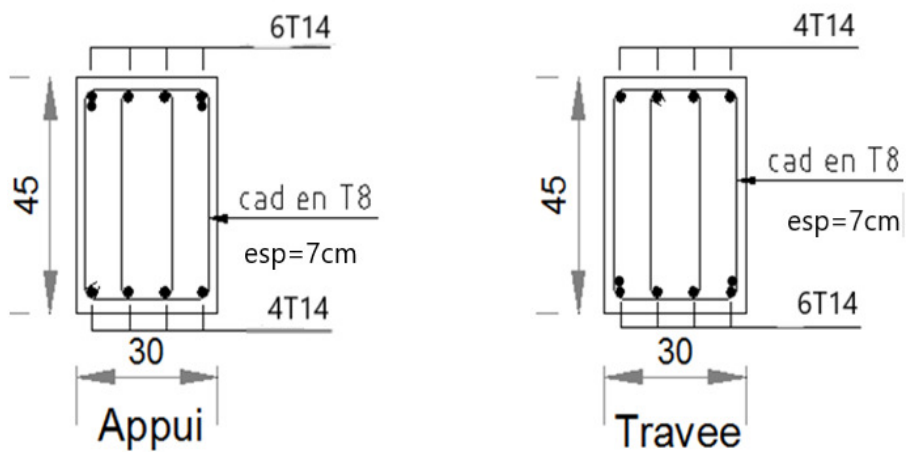
● Etage parking :



● Etage commerce :



● Etage courant :



● Etage terrasse :

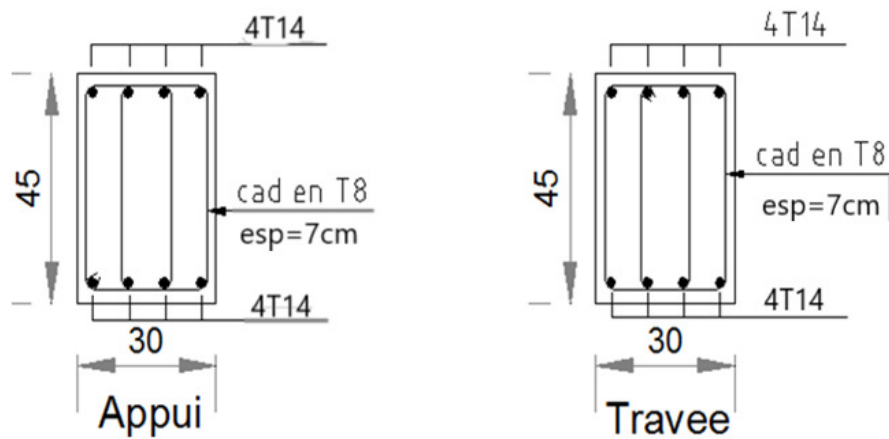
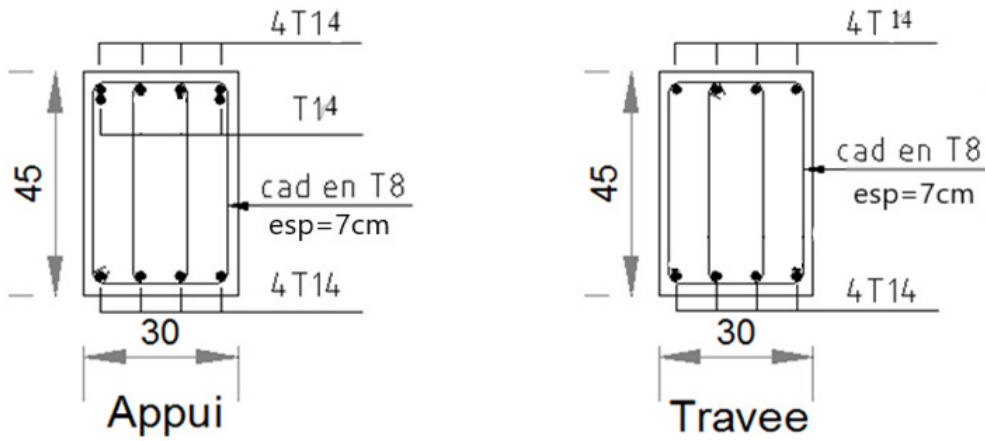


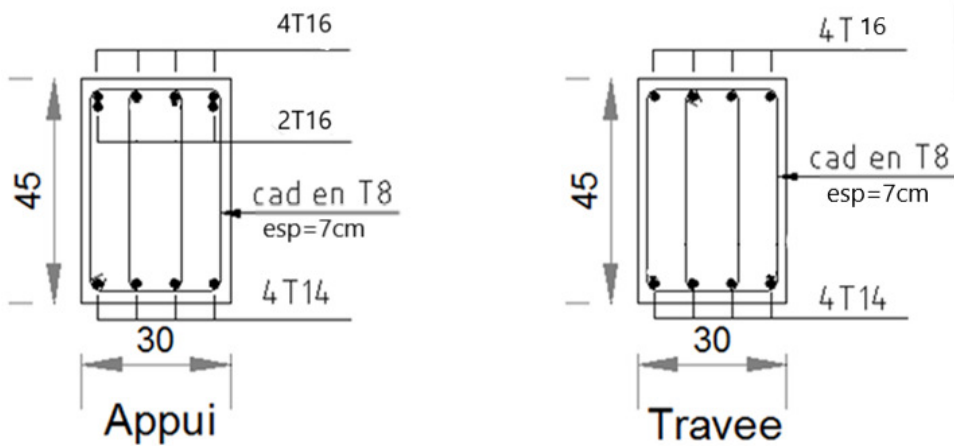
Figure V. 3 Ferraillage des poutres principaux en travée et sur appuis

3 .Poutres non porteuses :

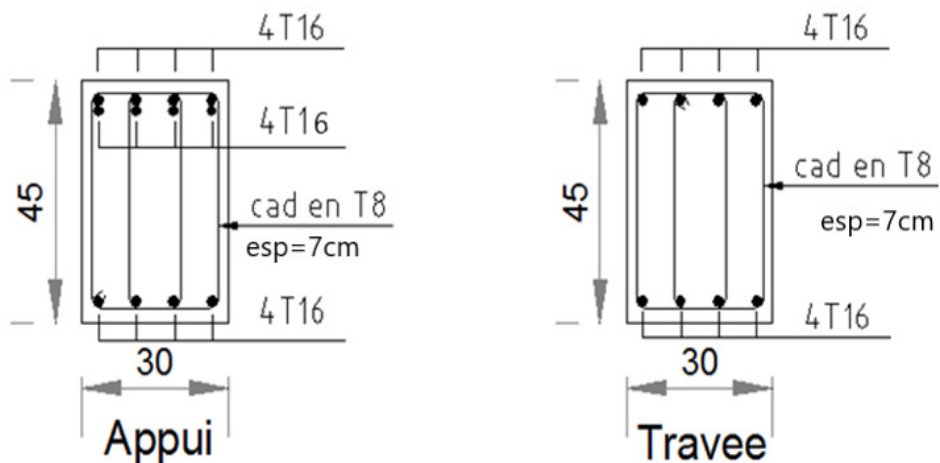
- Etage parking



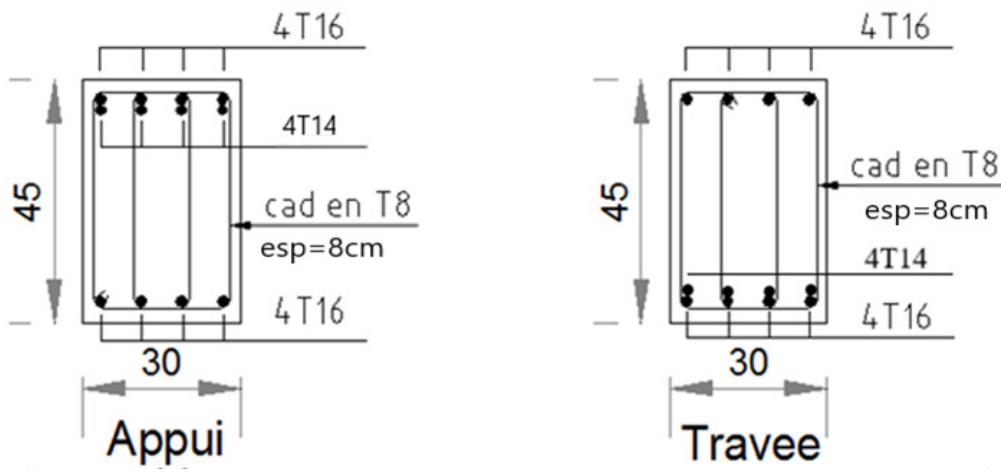
- Etage commerce :



- Etage courant :

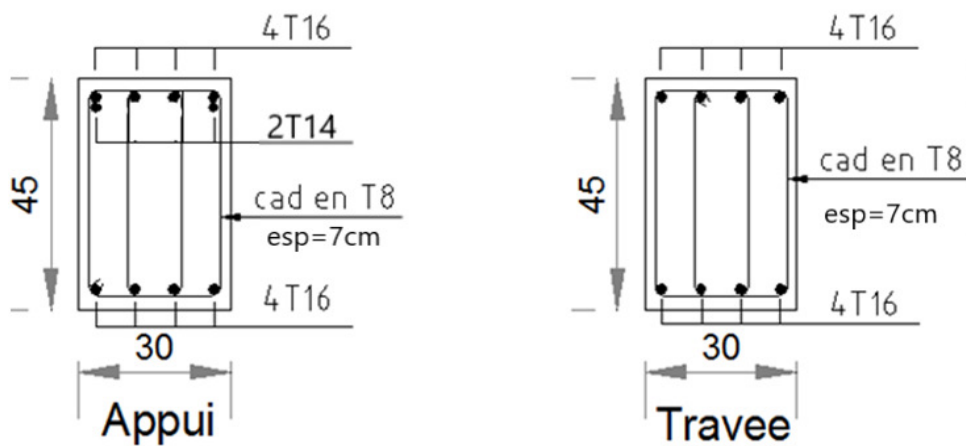


● Etage terrasse :

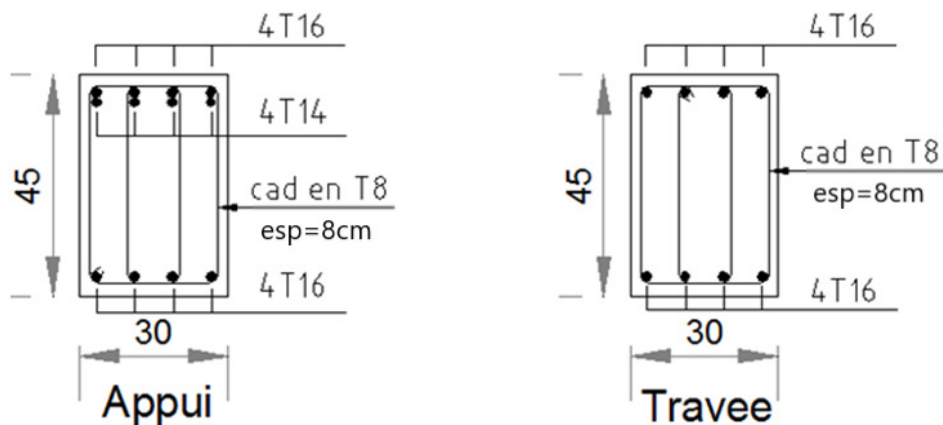


4. Poutres non porteuses (les poutres qui portent le chaînage) :

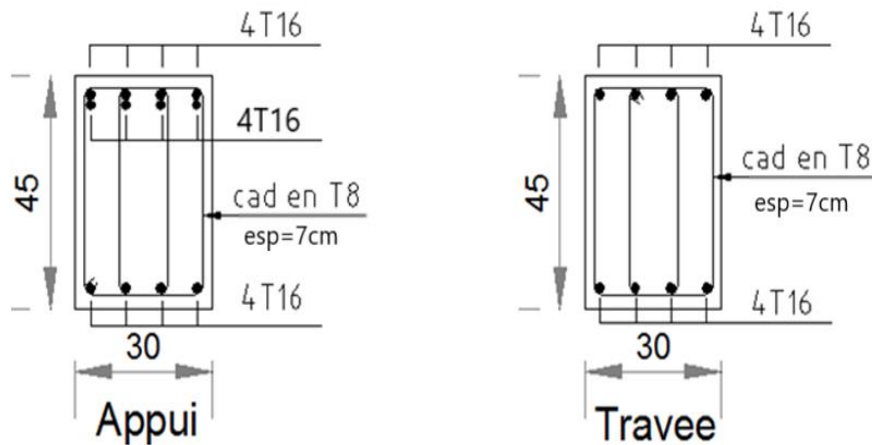
● Etage parking :



● Etage commerce :



● Etage courant :



● Etage terrasse :

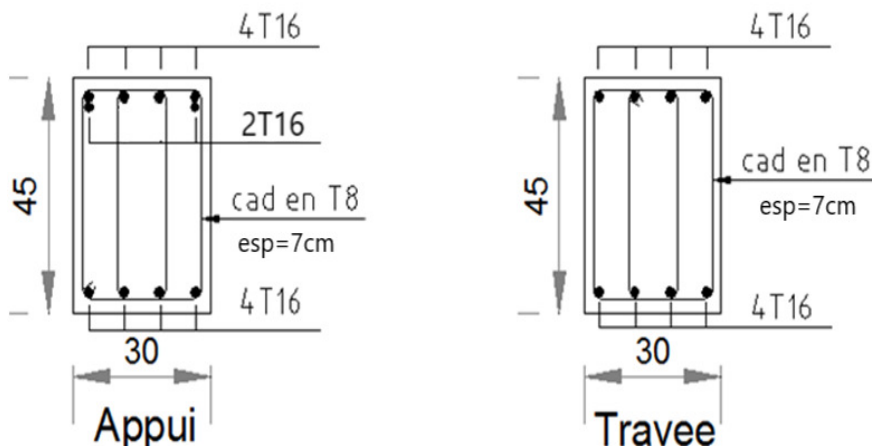


Figure V. 4 Ferrailage des poutres secondaire en travée et sur appui

V.4. Ferrailage des voiles :**V.4.1 Généralités :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

V.4.2 Méthode de calcul

Le calcul des voiles se fait par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américain), qui considère les éléments voile-poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumis à un effort normale (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

- Selon le règlement il convient que :
 - ✓ les armatures horizontales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
 - ✓ les armatures verticales assurent la résistance à l'effort normal (P).
 - ✓ les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).
- Le voile en béton armée doit faire l'objet des vérifications suivantes :
 - ✓ justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
 - ✓ résistance à l'effort normale.
 - ✓ résistance à l'effort tranchant.
 - ✓ résistance en flexion composée.

V.4.3 Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-05)

1) Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que :

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

Avec :

P_u : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$)

A_g : section transversale brute du voile

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : L'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

K : coefficient de flambement

Tableau V.46: Valeurs de (l_f/l)

$$K = \frac{l_f}{l}$$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeur de k	
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

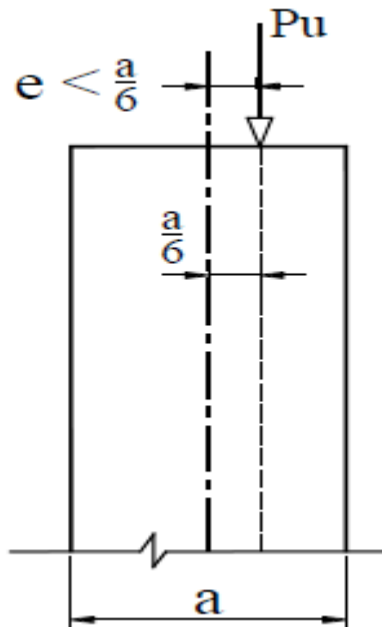


Figure V.5 :Etat d'un mur en compression

2) justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

a) Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

Tableau V.47 : Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (lw/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (lw/ 3 ; 3a ; 45\text{cm})$
Armatures minimales Pourcentages minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq 0.0025$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot lw \cdot a$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5$ $\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

h_w : Hauteur totale du voile mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mu

- la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde de mur considérée dans le cas de la compression.
- la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

b) Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Les murs sismiques primaires doivent être dimensionnés dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que :

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l \cdot w$$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s = 0$ donc $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot A_{g_e}$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l \cdot w \cdot a$

c) Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives

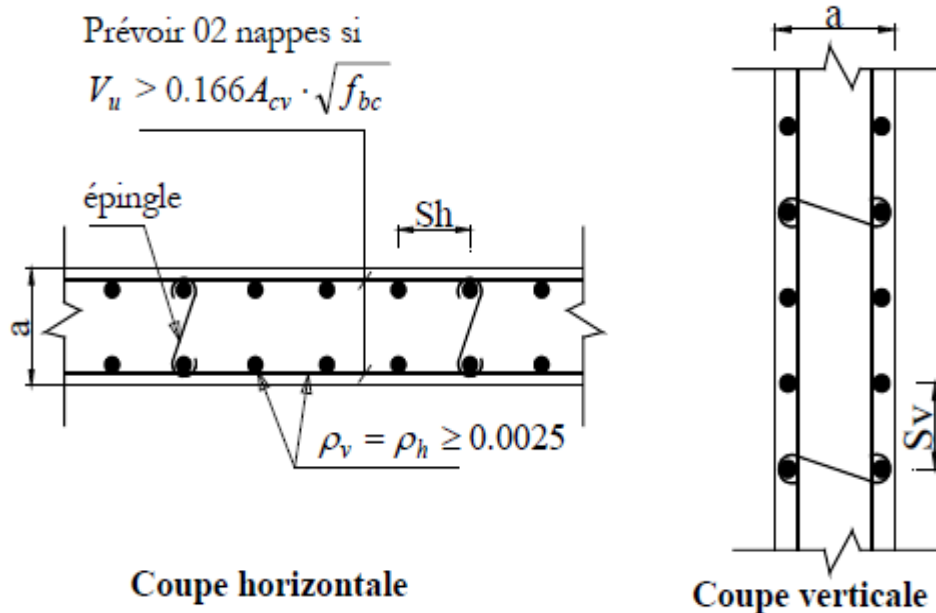


Figure V.6: disposition des armatures de l'âme du voile

Tableau V.48: justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25$ cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$ En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement : $S \leq \min (3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$ $a_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $a_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ $A < 25$ cm	Armature verticale : - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA Armatures horizontale : - $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 - $\rho_h \geq 0,0025$ autres barres HA Espacement : $S \leq \min (3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant $A_{cv} = a \cdot 100$.

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique

V_n : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

a_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan.

❖ Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

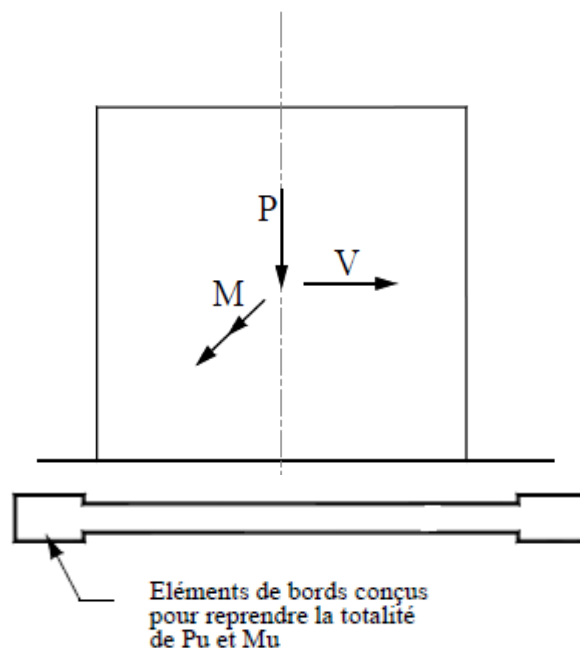


Figure V.7 : les sollicitations dans un voile

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rives de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause des déformations importantes de compression.

❖ Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de «**BOUNDARY ELEMENT**» qui prescrit :

Un élément de rive conçu spécialement si :

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0,2 \cdot f_{bc}$$

Dimensionnement de rives (boundary zones)

$$L_{bz} = 0,25 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,35$$

$$L_{bz} = 0,15 \cdot l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,15$$

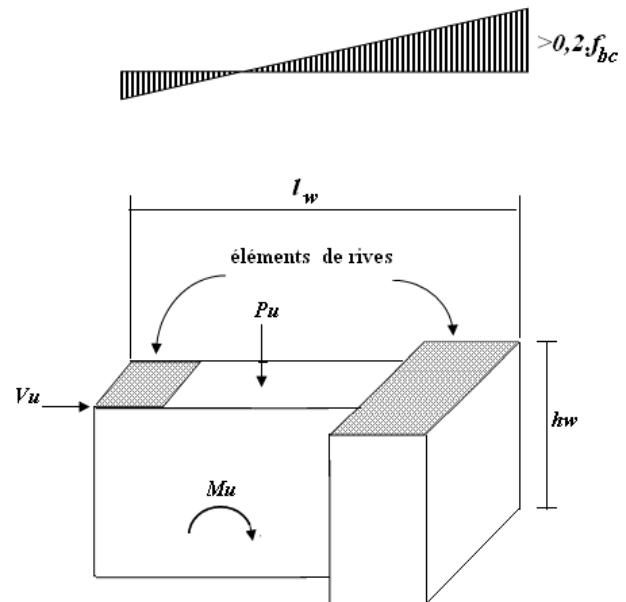


Figure V.8 : Etat de contraintes dans un mur

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_o}$ compris entre 0,15 et 0,35 il y a lieu d'interpoler linéairement

La longueur minimale des éléments de rive $L_{bz} = 0,15 l_w$

Il n'y a pas de condition selon le code **ACI 318-05** pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à l'**EUROCODE 8** qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

$$\frac{h_s}{15}$$

$-T_{bz} \geq 200 \text{ mm}$ et $T_{bz} \geq h_s$: la hauteur d'étage. [9]

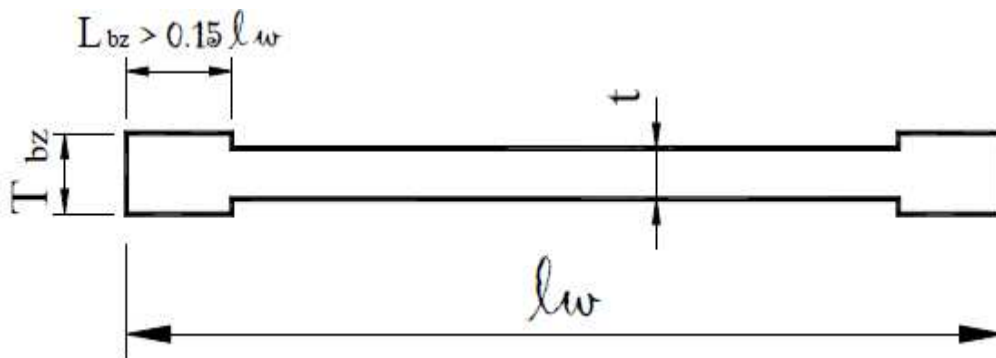


Figure V.9 : longueur minimale des éléments de rive confinés

❖ Armatures de résistance à la flexion composée

On calcule la section d'armature nécessaire pour une section en (I,U ..), sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

❖ Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales de rive doit être $\geq 0,5\%$

$$\rho_V \geq 0,005 \quad \text{C'est-à-dire : } A_{CV} \geq 0,005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$$

- La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

$$\text{Sens x-x : } h_x = 30 \text{ cm ,}$$

$$\text{Sens y-y : } h_y = \min(L_{bz}/4 , 10 + [(35 - h_x)/3]) \text{ cm}$$

Selon **RPA -99V2003 [2]** : le pourcentage min est 0,2% avec un espacement max de 15 cm.

Selon **EUROCODE 8 [9]** : le pourcentage min est 0,5% avec un espacement max de 15 cm.

❖ **armatures transversales dans la zone de confinement :**

Les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique en plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

Avec : $h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$

Tel que :

A'_{sh} : Section des armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

S_t : Espacement verticale des cadres avec :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} \\ 6d_b \\ S_x \end{cases} \quad d_b : \text{diamètre min de } A_{sv}$$

Et :

$$10 \text{ cm} \leq S_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : Espacement dans le sens x – x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

Le diamètre minimal est :

$$\phi_{st} \geq 0,35 . d_{bl.\max}$$

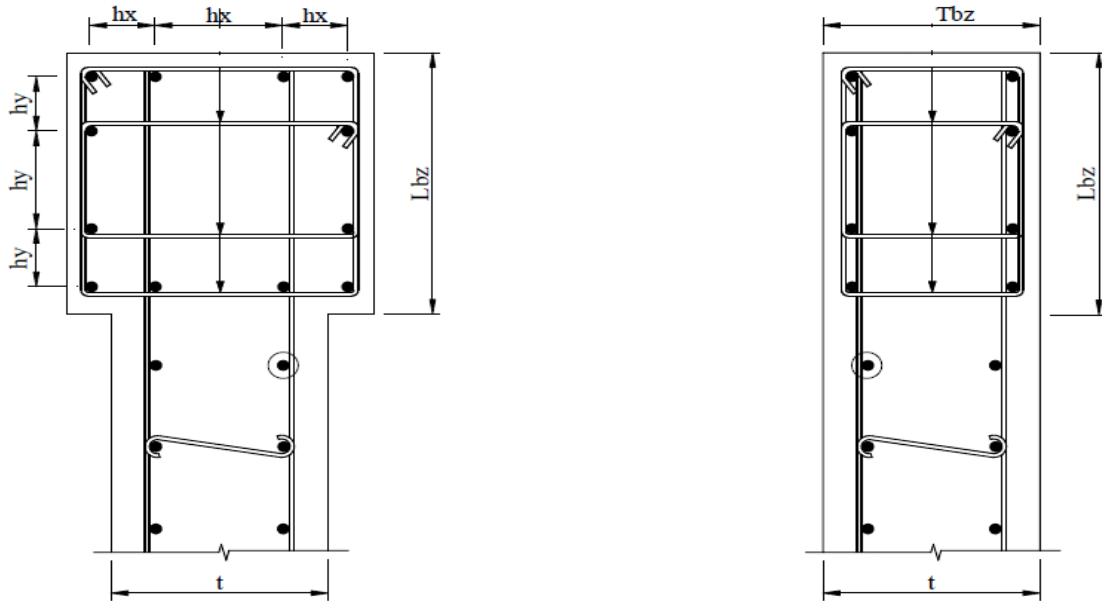


Figure V.10 : Détail de confinement de l'élément de bord

❖ hauteur de la zone critique

La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques, appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimé par :

$$h_{cr} = \max[l_w, (Mu / 4Vu)]$$

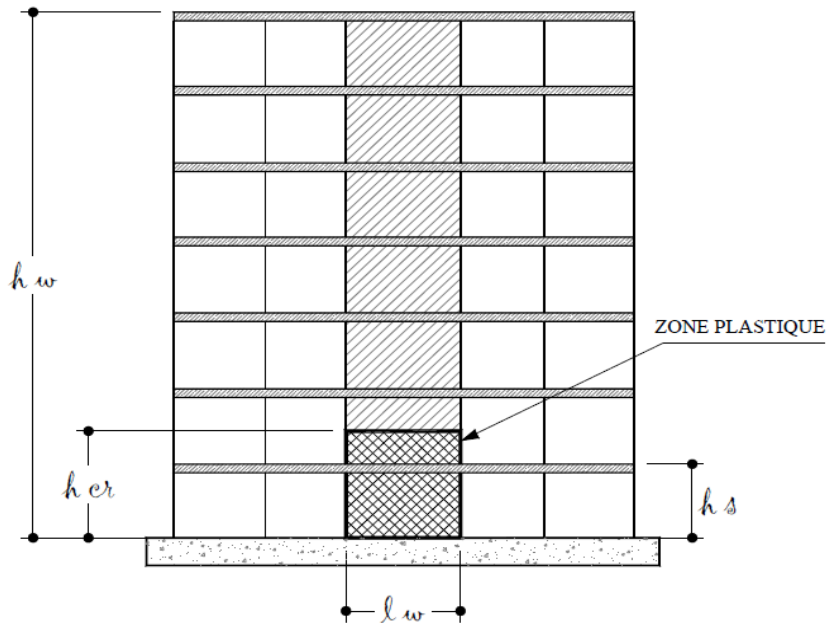


Figure V.11 : Hauteur de la zone critique

V.4.4. Application de la méthode réglementaire :

On va traiter l'étude du bout de voile V3 comme exemple de calcul par la méthode du code **ACI-318-05**

Logiciel d'analyse : ETABS 16

V.4.5. Présentation des résultats de calcul des voiles du bâtiment

Résultats d'analyse :

Exemple de calcul (V1)

Soit le voile de longueur

- L = 3,50m
- a = 0,20 m (épaisseur)
- he = 4,08 m (hauteur de RDC)

▢ Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à : $\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

he = 4,08 – 0,45 = 3,63 m (0,45 m : hauteur de la poutre)

Remarque :

- B = (0,20) (1) m²
- As = 1,65.10⁻⁴ m²

Armatures de traction

Tableau V.49 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

Maille <i>Li = 0,825 m</i>	1	2	3	4
Dimensions (m²) <i>(a×l) = Sj</i>	0,165	0,165	0,165	0,165
Contrainte moyenne par maille σj (MPa)	0,76	0,22	2,40	5,50
Force de traction Ft (MN) = σj Sj	0,13	0,04	0,40	0,91
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ <i>(situation accidentelle γs= 1)</i>	3,14	0,91	9,90	22,69

Aciers minimaux (cm²) - Selon BAEL : 0,1% Sbéton	1,65	1,65		1,65		1,65
	3,30	3,30		3,30		3,30
- Selon RPA99 : 0,2 % Sbéton						
choix	2×6T16	2×5T12	2×2T10	2×2T10	2×5T12	2×6T16
Av adopté	24,12	14,44		14,44		24,12
Si : espacement (cm)	10	10	20	20	10	10

□

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Voile V1:

e = 20 cm ; L = 3,50 m avec Lt = 1,35m.

Tableau V.50: Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,825	0,165	0,76	0,13	3,14	2×6T16	24,12	10
	2	0,825	0,165	0,22	0,04	0,91	2×5T12	14,44	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	2,40	0,40	9,90	2×2T10	14,44	20
2×5T12							10		
4	0,825	0,165	5,50	0,91	22,69	2×6T16	24,12	10	
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,825	0,165	0,10	0,02	0,41	2×6T14	18,46	10
	2	0,825	0,165	-0,18	/	/	2×5T10	10,99	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	1,60	0,26	6,60	2×2T10	10,99	20
2×5T10							10		
4	0,825	0,165	3,90	0,65	16,09	2×6T14	18,46	10	
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,825	0,165	-0,42	/	/	2×6T12	13,56	10
	2	0,825	0,165	-0,52	/	/	2×5T10	10,99	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	-0,63	/	/	2×2T10	10,99	20
2×5T10							10		
4	0,825	0,165	1,90	0,31	7,84	2×6T12	13,56	10	
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,825	0,165	-0,39	/	/	2×6T10	9,42	10
	2	0,825	0,165	-0,46	/	/	2×5T10	10,99	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	0,19	0,03	0,01	2×2T10	10,99	20
2×5T10							10		
4	0,825	0,165	1,10	0,18	4,54	2×6T10	9,42	10	
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,825	0,165	-0,09	/	/	2×6T10	9,42	10
	2	0,825	0,165	-0,26	/	/	2×5T10	10,99	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	-0,16	/	/	2×2T10	10,99	20
2×5T10							10		
4	0,825	0,165	1,00	0,17	4,13	2×6T10	9,42	10	
9 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,825	0,165	0,14	0,02	0,58	2×6T10	9,42	10
	2	0,825	0,165	-0,04	/	/	2×5T10	10,99	10
							2×2T10		20
	3	0,825	0,165	0,24	0,02	0,99	2×2T10	10,99	20
2×5T10							10		
4	0,825	0,165	0,93	0,15	3,84	2×6T10	9,42	10	

- Voile V2 dans le sens x

e = 20 cm ; L = 2.00m avec Lt = 0,76m.

Tableau V.51: Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm²)	S_t (cm)
RDC	1	0,90	0,18	1,95	0,35	8,78	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,30	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,90	0,18	0,20	0,04	0,9	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-1,13	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,47	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,24	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,49	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,94	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,27	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,52	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
9 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,03	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,09	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10

- Voile V2 dans le sens Y

e = 20 cm ; L= 2.00m avec Lt = 0,76m.

Tableau V.52: Calcul des armatures du voile (V3).

<i>Hauteur (m)</i>	<i>maille</i>	<i>L_i (m)</i>	<i>S_i (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>F_t (MN)</i>	<i>A_v (cm²)</i>	<i>Le choix</i>	<i>A_{vadopté} (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
RDC	1	0,90	0,18	1,95	0,35	8,78	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,30	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,90	0,18	0,20	0,04	0,9	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-1,13	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,47	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,24	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,49	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,94	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,27	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,52	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
9 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,03	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,09	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10

- Voile V3

e = 20 cm ; L= 1,80m avec Lt = 0,76m.

Tableau V.53: Calcul des armatures du voile (V3).

<i>Hauteur (m)</i>	<i>maille</i>	<i>L_i (m)</i>	<i>S_i (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>F_t (MN)</i>	<i>A_v (cm²)</i>	<i>Le choix</i>	<i>$A_{vadopté}$ (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
RDC	1	0,90	0,18	1,95	0,35	8,78	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,30	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,90	0,18	0,20	0,04	0,9	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-1,13	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,47	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,24	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,49	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,94	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,27	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,52	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10
9 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,90	0,18	-0,03	/	/	2×6T10	10,99	10
							2T10		20
	2	0,90	0,18	-0,09	/	/	2T10	10,99	20
							2×6T10		10

- Voile V4

e = 20 cm ; L = 1,70 m avec Lt = 0,50 m.

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V4).

<i>Hauteur (m)</i>	<i>maille</i>	<i>L_i (m)</i>	<i>S_i (m²)</i>	<i>σ_j (MPa)</i>	<i>F_t (MN)</i>	<i>A_v (cm²)</i>	<i>Le choix</i>	<i>A_vadopté (cm²)</i>	<i>S_t (cm)</i>
RDC	1	0,85	0,17	0,98	0,17	4,17	2×4T16	22,23	10
							2×2T14		20
	2	0,85	0,17	4,44	0,75	18,87	2×2T14	22,23	20
							2×4T16		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,85	0,17	0,66	0,11	2,80	2×4T14	16,83	10
							2×2T12		20
	2	0,85	0,17	3,2	0,54	13,60	2×2T12	16,83	20
							2×4T14		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,85	0,17	-0,06	/	/	2×4T12	12,18	10
							2×2T10		20
	2	0,85	0,17	1,25	0,21	5,31	2×2T10	12,18	20
							2×4T12		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,85	0,17	-0,07	/	/	2×4T10	9,42	10
							2×2T10		20
	2	0,85	0,17	0,60	0,10	2,55	2×2T10	9,42	20
							2×4T10		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,85	0,17	0,04	0,007	0,17	2×4T10	9,42	10
							2×2T10		20
	2	0,85	0,17	0,06	0,01	0,26	2×2T10	9,42	20
							2×4T10		10
9 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,85	0,17	0,24	0,04	1,02	2×4T10	9,42	10
							2×2T10		20
	2	0,85	0,17	0,80	0,14	3,40	2×2T10	9,42	20
							2×4T10		10

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.55 : Calcul des aciers de couture des voiles.

<i>Voile</i>	<i>étages</i>	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	<i>Le choix</i>	$A_{adopté}(cm^2)$	S_T
V1 <i>L_i=0,825m</i>	RDC	1,8	11,43	2×5T14	15,39	15
	1 ^{ère} – 2 ^{ème}	2,00	12,70	2×5T14	15,39	15
	3 ^{ème} – 4 ^{ème}	1,32	8,38	2×5T12	11,30	15
	5 ^{ème} – 6 ^{ème}	0,92	5,84	2×5T10	7,85	15
	7 ^{ème} – 8 ^{ème}	0,66	4,19	2×5T10	7,85	15
	9 ^{ème} – 10 ^{ème}	0,43	2,73	2×5T10	7,85	15
V2x <i>et V2Y</i> <i>L_i=1,00m</i>	RDC	1,47	11,32	2×5T14	15,39	20
	1 ^{ère} – 2 ^{ème}	1,40	10,87	2×5T12	11,30	20
	3 ^{ème} – 4 ^{ème}	1,35	10,40	2×5T12	11,30	20
	5 ^{ème} – 6 ^{ème}	1,27	9,78	2×5T12	11,30	20
	7 ^{ème} – 8 ^{ème}	1,23	9,47	2×5T12	11,30	20
	9 ^{ème} – 10 ^{ème}	0,89	6,85	2×5T10	7,85	20
V3 <i>L_i=0,90m</i>	RDC	1,88	13,02	2×5T14	15,39	15
	1 ^{ère} – 2 ^{ème}	1,70	11,78	2×5T14	15,39	15
	3 ^{ème} – 4 ^{ème}	1,10	7,62	2×5T12	11,30	15
	5 ^{ème} – 6 ^{ème}	0,73	5,06	2×5T10	7,85	15
	7 ^{ème} – 8 ^{ème}	0,64	4,43	2×5T10	7,85	15
	9 ^{ème} – 10 ^{ème}	0,49	3,39	2×5T10	7,85	15
V4 <i>L_i=0,85m</i>	RDC	0,48	3,14	2×5T10	7,85	15
	1 ^{ère} – 2 ^{ème}	0,57	3,73	2×5T10	7,85	15
	3 ^{ème} – 4 ^{ème}	0,95	6,21	2×5T10	7,85	15
	5 ^{ème} – 6 ^{ème}	1,10	7,20	2×5T10	7,85	15
	7 ^{ème} – 8 ^{ème}	1,04	6,81	2×5T10	7,85	15
	9 ^{ème} – 10 ^{ème}	0,90	5,89	2×5T10	7,85	15

- Aciers horizontaux

Tableau V.56 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

<i>Voile</i>	<i>Niveaux</i>	τ_u (Mpa)	A_{h2} (cm ²)	A_{h1} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	<i>choix</i>	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC	1,8	5,91	16,08	2,48	16,08	2×8T12	18,09	10
	1 ^{ère} - 2 ^{ème}	2,00	6,56	12,31	2,48	12,31	2×7T12	15,83	10
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,32	4,33	9,04	2,48	9,04	2×7T10	10,99	10
	5 ^{ème} - 6 ^{ème}	0,92	3,02	7,33	2,48	9,04	2×7T10	10,99	10
	7 ^{ème} - 8 ^{ème}	0,66	2,17	7,33	2,48	7,33	2×7T10	10,99	10
	9 ^{ème} - 10 ^{ème}	0,43	1,41	7,33	2,48	7,33	2×7T10	10,99	10
V2	RDC	1,47	4,82	18,46	3,00	18,46	2×9T12	20,35	15
	1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1,40	4,59	13,57	3,00	13,57	2×7T12	15,83	15
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,35	4,43	9,42	3,00	9,42	2×7T10	10,99	15
	5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,27	4,17	9,42	3,00	6,03	2×7T10	10,99	15
	7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1,23	4,03	9,42	3,00	6,03	2×7T10	10,99	15
	9 ^{ème} - 10 ^{ème}	0,89	2,92	9,42	3,00	6,03	2×7T10	10,99	15
V3	RDC	1,88	6,17	7,33	2,70	7,33	2×9T10	14,13	20
	1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1,70	5,58	7,33	2,70	4,69	2×7T10	10,99	20
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,10	3,61	7,33	2,70	4,69	2×7T10	10,99	20
	5 ^{ème} - 6 ^{ème}	0,73	2,40	7,33	2,70	4,69	2×7T10	10,99	20
	7 ^{ème} - 8 ^{ème}	0,64	2,10	7,33	2,70	4,69	2×7T10	10,99	20
	9 ^{ème} - 10 ^{ème}	0,49	1,61	7,33	2,70	4,69	2×7T10	10,99	20
V4	RDC	0,48	1,58	14,82	2,55	14,82	2×10T10	18,09	20
	1 ^{ère} - 2 ^{ème}	0,57	1,87	11,22	2,55	11,22	2×8T10	12,56	20
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	0,95	3,12	8,12	2,55	8,12	2×7T10	10,99	20
	5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,10	3,61	6,28	2,55	5,53	2×7T8	7,03	20
	7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1,04	3,41	6,28	2,55	4,02	2×7T8	7,03	20
	9 ^{ème} - 10 ^{ème}	0,90	2,95	6,28	2,55	4,02	2×7T8	7,03	20

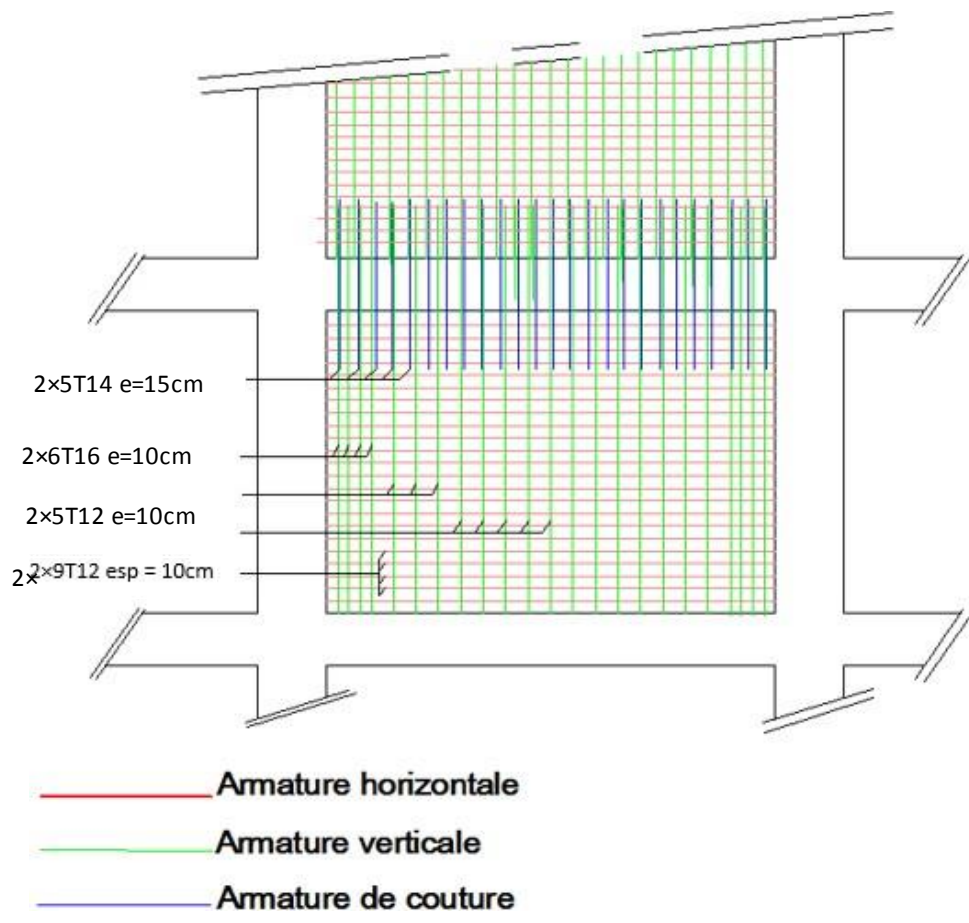
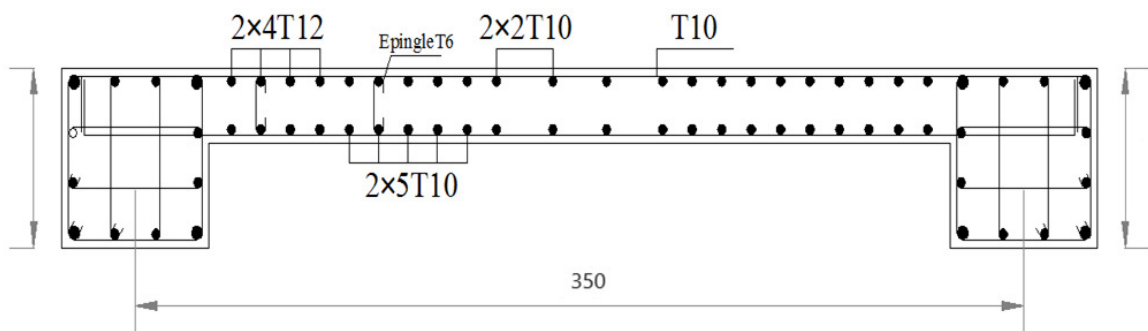


Figure V.12: Détail de ferraillage voile 1 au niveau RDC.



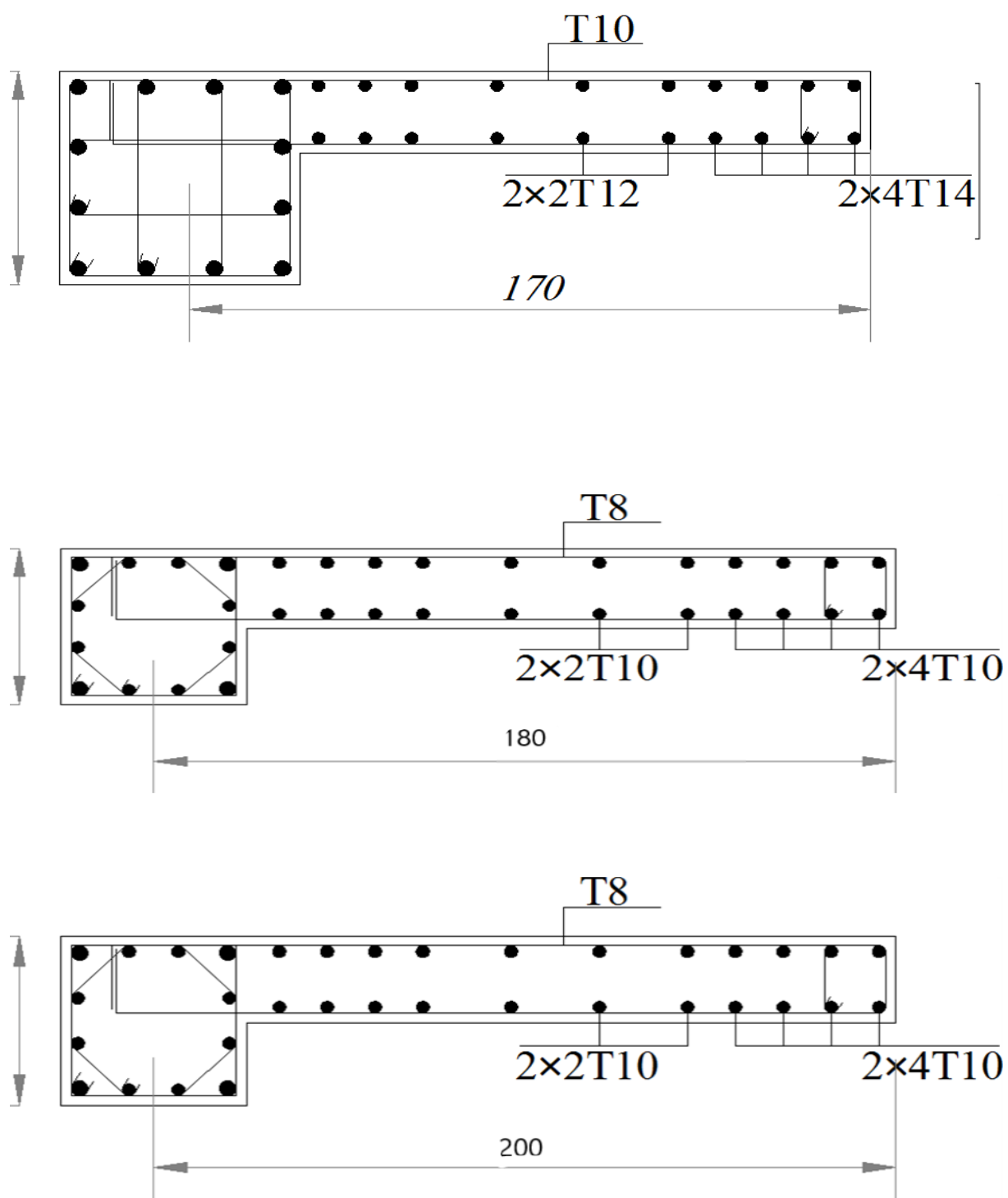


figure V.13 : Exemples des schémas de ferrailage des voiles dans les différents étages.

Chapitre VI :
Etude
Des fondations

Chapitre VI : Etude des fondations**VI.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

VI.2 Fonctions assurée par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,60 bars) sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2.00$ bar .

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.6 Choix de type de semelle:

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filant ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6.1 Radier général

VI.6.1.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

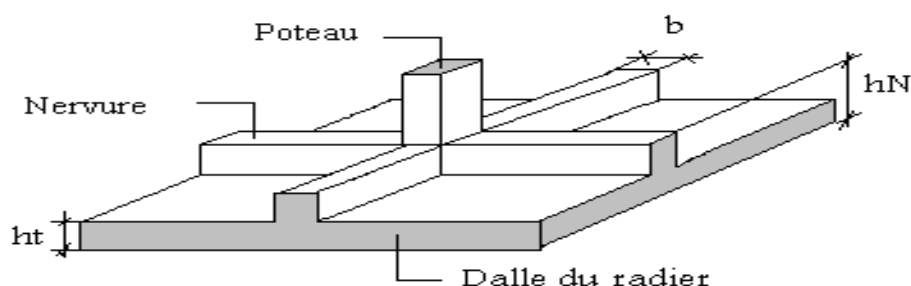


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux**VI.6.1.2 Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

Pour: $N = 73841,20 \text{ kn}$

$$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$$

On trouve: $S \geq 388,41 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 476,45 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est $476,45 \text{ m}^2$

VI.6.1.3 Pré dimensionnement de radier :**1. Dalle:**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec:}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,9 \text{ m}$$

$$h_1 = 29,5 \text{ cm}$$

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

b. Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 101480,68 \text{ kN}$$

$$L = 5,9 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 23,28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 23,28 \text{ cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 29,5 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$

2. Nervures:

a. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{donc : } b \geq 59 \text{ cm on opte } b = 70 \text{ cm}$$

b. La hauteur de nervure :

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a } L_{\max} = 5,9 \text{ m} \rightarrow 39,3 \text{ cm} \leq h_n \leq 59 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{n1} = 50 \text{ cm}$$

Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression

$$\text{suivante: } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec:

E: Module de Young ($E = 20000 \text{ MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

$a = 0,70$: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier.

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4Kg/cm^3$

a partir de la formule on calcule la valeur de h :

on aura

On opte : $h_{n2} = 89,7 \text{ cm}$

Condition de poisenement :

D'après CBA 93 (article A.5.2.4.1) on doit vérifie la condition suivant :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_c \times h_{n3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u :effort normal du poteau le plus sollicite ($N_u=3081,61 \text{ kn}$)

U_c : perimetre de contour au niveau de feuille moyen ($U_c = 2(a+b)+2h$)

a ;b :dimension de poteau du sous sol

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times (4a+4h) \times h_{n3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow h_{n3} \geq 75,8 \text{ cm}$$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h_n=100\text{cm}$

$$b = 70\text{cm}$$

VI.6.1.4 Caractéristiques géométriques du radier :

Après plusieurs calculs on a opté pour un débord de 1,5 m de chaque côté.

a. Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 2,92 \text{ m} \\ Y_G = 15,76\text{m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx}=36025,70\text{m}^4$$

$$I_{yy}=8759,32\text{m}^4$$

VI.6.1.5 Vérifications Nécessaires**VI.6.1.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**,quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

Suivant le sens xx :

$$B_x = 27,05 \text{ m} \frac{B_x}{4} = 6,76 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 25,15\text{m} \frac{B_y}{4} = 6,28 \text{ m}$$

Sens x-x

$$M_0 = 98231,20\text{KN.m} ; V_0 = 6999,51\text{KN} ; h = 5,08\text{m}$$

$$\text{Donc : } M_R = M_0 + V_0 \cdot h = 133788,71 \text{ kn.m}$$

$$M_R = 133788,71 \text{ kn.m}$$

$$N_u(\text{superstructure}) = 101480,36 \text{ KN}$$

$$N_{ser}(\text{superstructure}) = 73841,20 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure})$$

$$N_{ser}(\text{structure}) = N_{ser}(\text{superstructure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$$

Différents poids d'infrastructure :

Charges permanentes :

$$\text{Poids de plancher} : \dots\dots\dots 6,11 \times 476,45 = 2911,10 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteaux} : \dots\dots\dots 40 \times (0,7)^2 \times (4,08 - 0,45) \times 25 = 1778,7 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres} : \dots\dots\dots 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 243,78 = 822,75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des voiles périphérique} : \dots\dots\dots 0,2 \times 4,08 \times 25 \times 110,1 = 454,20 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de radier nervurée} : \dots\dots\dots 6715,78 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{tot}} = 12682,52 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Surcharge exploitation} : \dots\dots\dots \mathbf{Q} = 5 \times 476,4 = 2382,25 \text{ KN}$$

Calcul des efforts

$$N_{U \text{ sous sol}} = 1,35G + 1,5Q = 20694,72 \text{ KN}$$

$$N_{S \text{ sous sol}} = G + Q = 15064,77 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 122175,08 \text{ KN}$$

$$N_{ser}(\text{structure}) = N_{ser}(\text{superstructure}) + N_{ser}(\text{infrastructure}) = 88905,97 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{133788,71}{122175,08} = 1,09 \leq \frac{B}{4} = 1,69 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0 = 78705,57 \text{ KN.m} ; V_0 = 3081,61 \text{ kN} ; h = 5,08 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = M_0 + V_0 \cdot h = 94360,14 \text{ kN.m} \qquad M_R = 94360,14 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{94360,14}{122175,08} = 0,77 \leq \frac{B}{4} = 1,55 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VI.6.1.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2,0$ bars

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{73841,20}{476,45} = 154,98 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 154,98 \text{ KN /m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

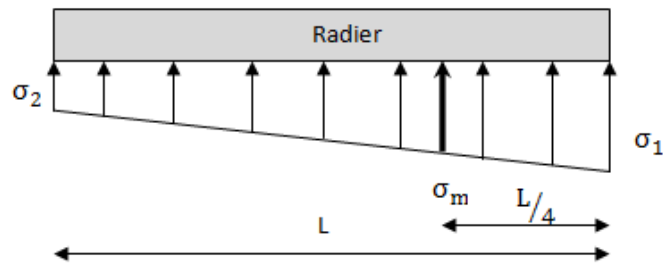


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.

• **ELU:**

$N_u = 101480,8 \text{ KN}$

M : le moment de renversement.

♦ $M_x = 133788,71 \text{ kN.m}$

♦ $M_y = 94360,14 \text{ kN.m}$

$I_{xx} = 45659,70 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 96705,32 \text{ m}^4$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	227,87	198,10	220,36
Sens y-y	217,95	208,03	215,47
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left\{ \frac{L}{4} \right\} \leq 1.33\sigma_{sol}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$N_{ser} = 73841,4 \text{ KN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	169,86	140,09	162,41
Sens y-y	159,93	154,98	158,69
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma \left\{ \frac{L}{4} \right\} \leq 1.33\sigma_{sol}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{Elu} : \sigma_u = \sigma \left\{ \frac{L}{4} \right\} = 220,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Els} : \sigma_{ser} = \sigma \left\{ \frac{L}{4} \right\} = 162,41 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.1.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

- **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m^u 1\text{m} = 220,36 \text{ kn/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_m^{ser} 1\text{m} = 162,41 \text{ kn/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

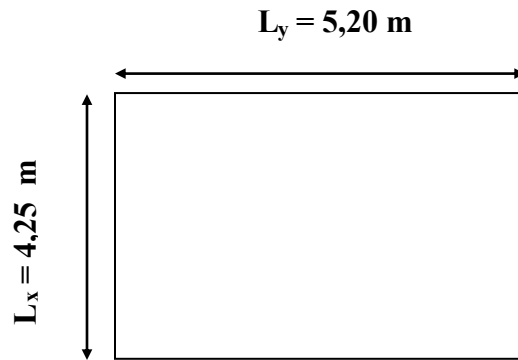


Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier

a.2 Calcul des moments

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho = 0,81 \rightarrow \mu_x = 0,055$$

$$\mu_y = 0,613$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 218,91 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 134,19 \text{ kn.m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 186,07 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 114,06 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 109,45 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 67,09 \text{ kNm}$$

B. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	186,07	0,101	0,134	340,73	18,47	10T16	20,1
	y-y	114,06	0,062	0,080	348,45	11,07	10T16	20,1
Appui	x-x	109,45	0,060	0,077	348,92	9,02	8T14	12,31
	y-y	67,09	0,037	0,047	353,49	5,46	8T14	12,31

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ **Travée :**

Sens x-x : $S_t=10\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On opte $S_t=10\text{cm}$

Sens y-y : $S_t=10\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On prend $S_t=10\text{cm}$

✓ **Appui :**

Sens x-x : $S_t=12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On opte $S_t=12\text{cm}$

Sens y-y : $S_t=12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On prend $S_t=12\text{cm}$

a.3 Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} = 0,23 \text{ b.d } \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	137,13	10T16	7,13	15	213,32	201,63	NON
	y-y	84,065	10T16	4,37	15	130,72	201,63	OUI
App	x-x	80,67	8T14	5,02	15	200,26	201,63	OUI
	y-y	49,45	8T14	3,07	15	122,76	201,63	OUI

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section d'acier.

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	137,13	8T20	25,12	6,61	15	171,67	201,63	Oui
	y-y	84,065	8T20	25,12	4,05	15	105,81	201,63	Oui
App	x-x	80,67	8T14	12,31	5,02	15	200,26	201,63	Oui
	y-y	49,45	8T14	12,31	3,07	15	122,76	201,63	Oui

-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{220,36 \times 5,9}{2} = 650,062$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{650,065 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,80 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifies}$$

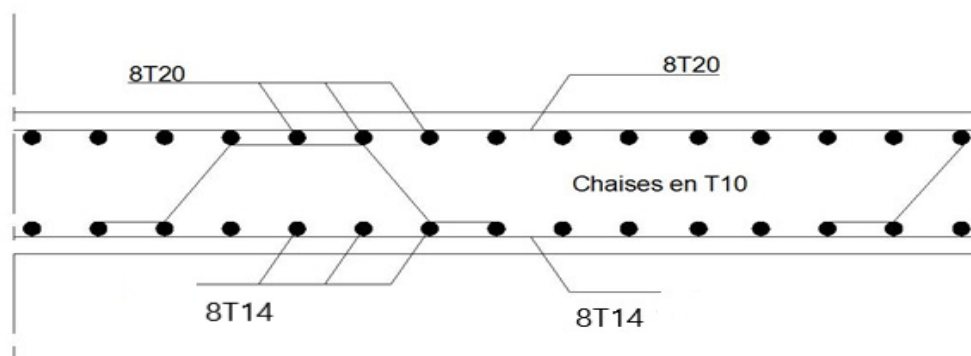


Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier

c. Ferrailage des nervures :**c.1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99»

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

c.2 Calcul des armatures :

$b=70 \text{ cm}$; $h=100 \text{ cm}$; $d=90 \text{ cm}$

•sens y-y : $L=5,2 \text{ m}$ $q_u=220,36 \text{ kN}$

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (mm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	633,09	0,079	0,103	863,03	24,81	10T20	31.42
Appuis	372,40	0,046	0,059	878,63	12,19	6T20	18.8

•sens x-x : $L=4,25 \text{ m}$ $q_u=220,36 \text{ kn}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (mm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	422,9	0,052	0,067	875,88	13,88	6T20	18.8
Appuis	248,76	0,031	0,040	885,6	8,07	6T20	18.8

c.3 Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$Q_{ser} = 162,41 \text{ Kn}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
x-x	Travée	311,68	18.85	4,66	15	201,13	201,6	oui
	Appuis	183,35	12.06	3,21	15	181,81	201,6	oui
y-y	Travée	466,60	31.42	5,77	15	184,65	201,6	oui
	Appuis	233,31	18.85	3,49	15	150,47	201,6	oui

Remarque :

La contrainte d'acier est vérifiée en travée et en appuis

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{220,36 \times 5,2}{2} = 572,93 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{572,93 \times 10^3}{700 \times 900} = 0,91 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifies}$$

3. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99:

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ty} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003:**

• $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \rightarrow A_t =$

• $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale}$

• $S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courant}$

Avec :

$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,00 \text{ cm}$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,65\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=70\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

Tableau VI.9 :choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70x100	courante	25	12	5,25	6T12	6,78
		nodale	15		3,15	6T10	4,71

4.Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=100 \text{ cm}$ $A_p=3 \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

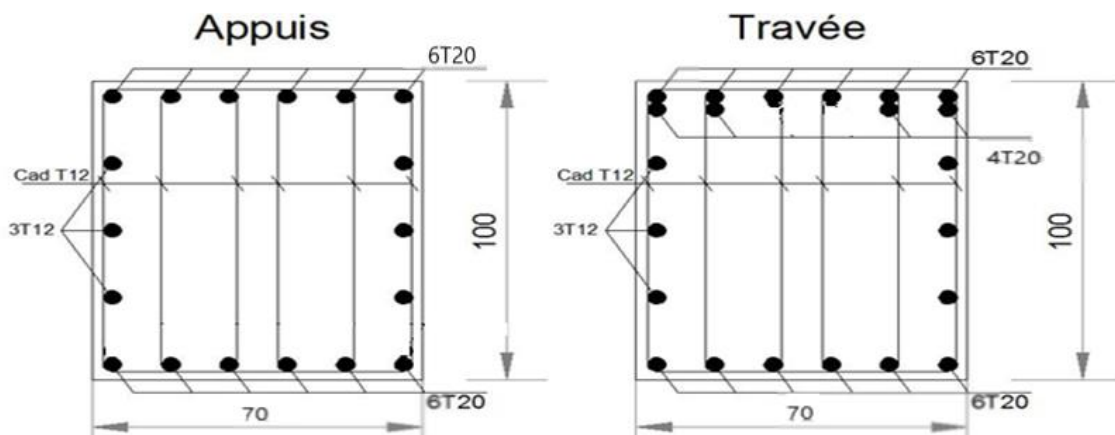


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

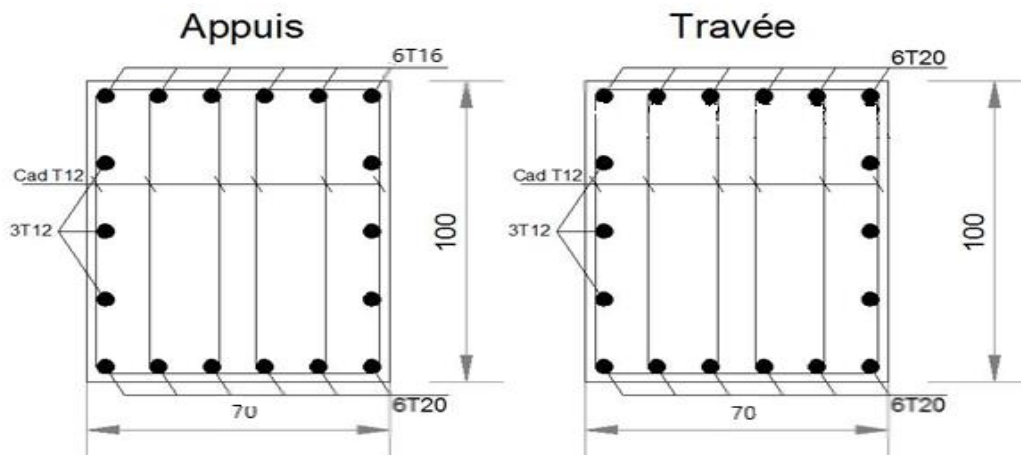


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

d. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=1,50 m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

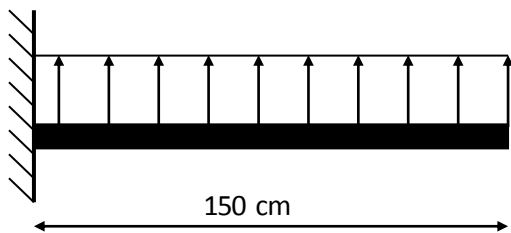


Figure VI.7: Schéma statique du débord.

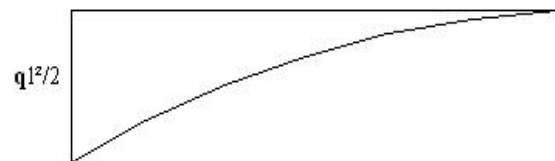


Figure VI.8: Diagramme des Moments.

d.1.Calcul de ferrailage :

$$q_u=220,36 \text{ kN/ml}, b=100\text{cm}, h=30 \text{ cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}.$$

Tableau VI.10 : Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	St (cm)
247,90	0,239	0,346	23,26	30,91	12T20	37,7	12

d.2.Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r = 9,42 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T16 = 12,06 cm² , S_t=25 cm

d.3.Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser} = 162,41 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} = 182,71 \text{ kn.m}$$

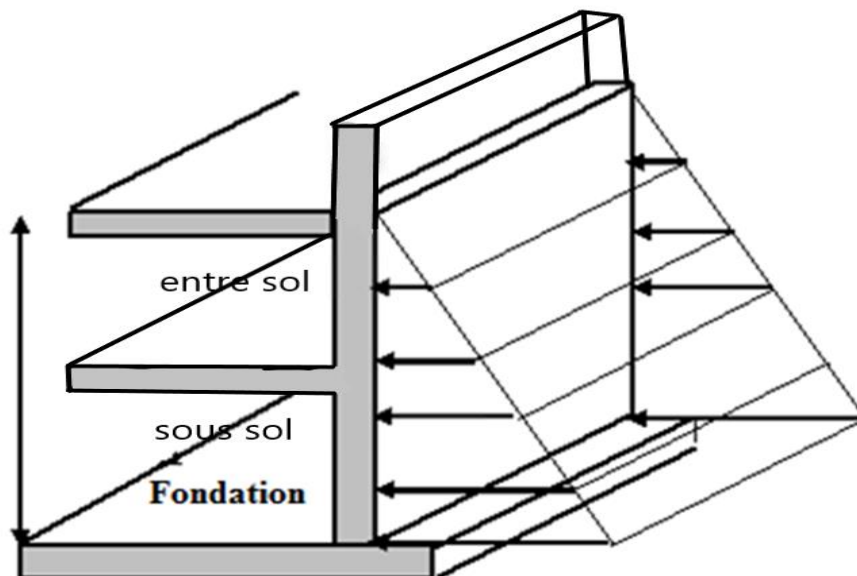
Tableau VI.11 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
182,71	37,7	12,5	15	198,25	201,63	OK

VI.7 Voile périphérique :**VI.7.1 Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

**Figure VI.9:**Evaluation des charges

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions des **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

B=20 cm.

VI.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 5,2 \text{ m}$; $L_y = 5,95 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

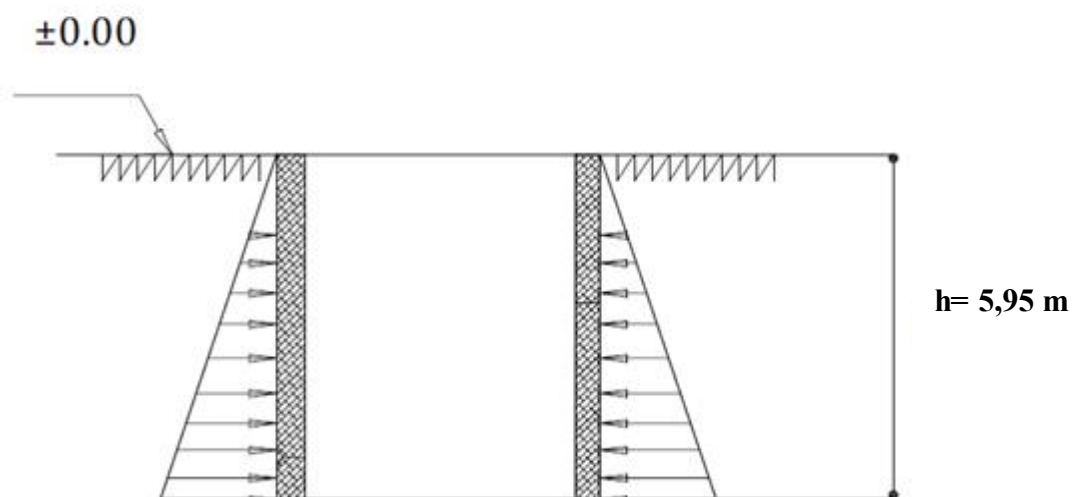


Figure VI.10 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,51$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h = 57,65 \text{ KN/ml} \quad Q_u = 1,35 \times 57,65 = 77,83 \text{ KN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,2}{5,95} = 0,87 > 0,4 \text{ a dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{aligned} \mu_x &= 0,0488 \\ \mu_y &= 0,724 \end{aligned}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 102,70 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 74,40 \text{ kN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x= 87,32\text{kNm.}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=63,24\text{kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=51,35\text{kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	87,32	0,190	0,266	16,08	18,35	6T20	18,8	15
	y-y	63,24	0,138	0,186	16,66	12,83	6T20	18,8	15
Appuis	x-x	51,35	0,112	0,149	16,92	8,72	6T14	9,24	15
	y-y								

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,00\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,00\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; & A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,36}{4,77} \right) \frac{100.20}{2} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée en travée et sur appui.

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{43,96 \times 3,36 \times 4,77}{2 \times 3,36 + 4,77} = 61,32 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 49,24 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 61,32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{61,32 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{\text{ser}} = 57,65 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,87 \rightarrow \mu_x = 0,0488$$

$$\mu_y = 0,724$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L^2 = 76,07 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 55,07 \text{ KNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 64,65 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 46,81 \text{ kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=38,035\text{kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	64,65	18,8	10,95	15	222,56	201.63	Non
	y-y	46,81	18,8	7,93	15	161,13	201.63	OK
Appuis	x-x	38,035	9,24	8,15	15	256,24	201.63	Non
	y-y							

Redimensionnement de la section d'armature

Tableau VI.14: Choix des Armatures

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
travée	x-x	8T20	25,12	12
	y-y	6T20	18,8	15
appuis	x-x	6T16	12,06	15
	y-y			

Tableau VI.15 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	64,65	25,12	10,06	15	169,59	201.63	OK
	y-y	46,81	18,8	7,93	15	161,13	201.63	OK
Appuis	x-x	38,035	12,06	7,43	15	199,00	201.63	OK
	y-y							

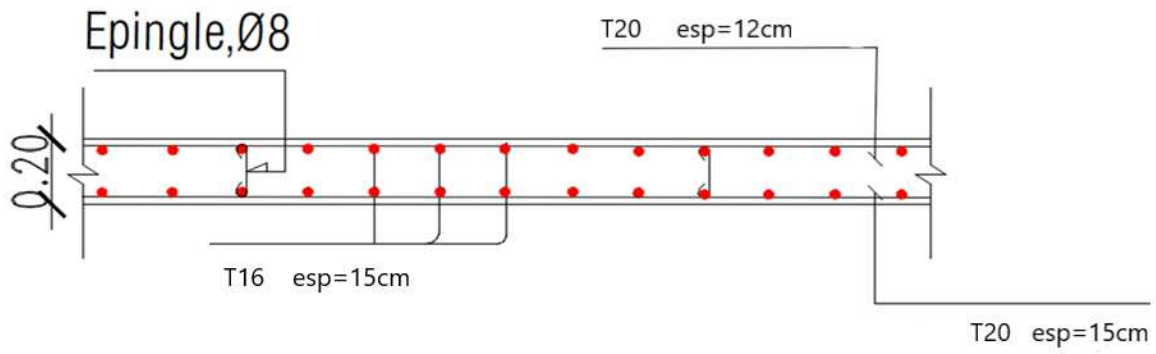


Figure VI.11 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents telle que **ETABS**, **SOCOTEC**, **Excel** permet de minimiser les erreurs de calcul manuel et de gagner le temps de l'étude ainsi que le logiciel de conception **Auto CAD**, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

❖ Après finalisation de notre étude quelques points nous semblent importants à citer à savoir :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire mais importante, son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique du projet.
- Cette structure possède une forme U qui est irrégulière en plan avec un décrochement en élévation de 3 niveaux. Ce qui nous a causé beaucoup de difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- Le décrochement de 3 niveaux nous a provoqué une chute libre de rigidité qui a rendu ces niveaux souple qui nous a causé des difficultés dans l'étude sismique.
- L'étude de ce bâtiment sans joint sismique nous a provoqué des problèmes dans les vérifications citer dans les règles parasismique algérienne en plus l'augmentations des efforts interne qui implique le changement défavorable des sections de ferrailages.
- L'étude des planchers en dalle pleine par la méthode des lignes de rupture donne des efforts internes plus précis que la méthode forfaitaire.
- L'étude des poutres continus (poutrelles) par la méthode Caquot donne des efforts internes plus précis que la méthode forfaitaire.
- La disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis au chargement horizontal.

✚ Le ferrailage des voiles a été fait par deux méthodes, une méthode simplifiée basée sur les contraintes et la méthode du code Américain **ACI-318-02**.

- ✓ Pour la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS** nous a permis de visualiser ces contraintes à fin qu'on peut généralisé le ferrailage pour chaque deux ou trois niveaux.
- ✓ La méthode du code Américain **ACI-318-02** est une méthode bien détaillée pour le calcul des voiles, elle considère le voile et le/les poteau(x) comme un seul élément sollicité en flexion composée et en effort tranchant.

✚ Le règlement **RPA99 v2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural :

- ✓ La vérification de l'effort tranchant à la base est prioritaire car l'incertitude liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique.
- ✓ Pour satisfaire la rigidité latérale, On vérifie le déplacement inter-étage.
- ✓ La stabilité de la structure est assurée avec la vérification de l'effet « P-delta ».
- ✓ L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est prise en considération en vérifiant l'effort normal réduit.
- ✓ Pour justifier le choix du facteur de comportement (**R = 4**) lié fortement au système de contreventement, on a calculé la portance des voiles , d'où on a trouvé que les voiles reprennent plus de **20%** de la charge verticale ce qui se contredit avec le system portique contreventés par des voiles on a changé le système de contreventement qui correspond à un facteur de comportement **R = 3,5**, donc la structure est contreventée par des voiles porteurs.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on change le modèle à chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites ce qui nous a conduit à changer la dispositions des voiles pour avoir les modes de translation en premier, et pour vérifier le déplacement inter étage.

- Concernant la fondation du bâtiment, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas car c'est la solution adéquate pour répondre aux critères de résistante et de rigidité imposée par les règlements en vigueur.

Références bibliographique

- [1] **Béton Armé aux Etats Limites BAEL 91 modifié 99**
- [2] **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.
- [3] **Eurocode 8**. la Norme européenne EN 1998-1:2004 a le statut d'une norme française.
- [4] **R.Taleb et B.Eldjouzi** .Dimensionnement des voiles en BA,2008.