

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-
جامعة البليدة -1-



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : MATERIAUX

THÈME

Généralités sur les bétons autoplaçant et étude d'un
bâtiment R+8+Sous-sol à usage d'habitation
implanté à Blida

Encadré par :

- Promotrice: Mme HALFAYA F.ZOHRA
- Co-promoteur : Mr BOURAS RACHID

Présenté par :

- Mr EL FERTAS ADEL
- Mr HEDID HOCINE

Remerciements

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

*Nous tenons à remercier vivement notre promotrice Mme HALFAYA
F.ZOHRA pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces
orientations précieuses, tout le long de ce projet et Nous remercions
aussi notre Co-promoteur Pr BOURAS RACHID.*

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

*Nous souhaitons également remercier Mr RAGAZ ISHAK et Mr
AICHOUCHE HAROUNE pour leur aide durant le travail de notre
mémoire.*

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

*Enfin, nous adressons aussi nos sincères remerciements à tous ceux
qui ont contribué, de près ou de loin, à notre formation depuis les
Premières lettres de l'alphabet.*

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

A mes très chers parents les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être, que dieu me les gardes et les protège

A mes frères et ma sœur

A toute la famille.

A mon binôme Hedid Hocine et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes Amis : Hichem, Abdelraouf, Oussama, Imad, Sohaib.

A mes Amis de l'université : Mohamed, Abdesslam, Sofiane, Zino, Youcef, Adem.

Enfin je le dédie à tous que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent.

Merci à tous.

E. Adel

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant Toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, Eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et Pour me voir atteindre ce but, Que dieu les protège.

A mon frère et ma sœur

A toute la famille.

A mon binôme El fertas Adel et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes Amis: Aymen, Mokhtar, Islam, Nacer, Redah, Ismail, Adem. chaaban.

A mes amis de l'université : Mohamed, Abdeslam, Sofiane, Zinou, Haithem, Islam, Bilel ,Adem .

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de Formation.

Merci à tous.

H.HOCINE

ملخص

اعتبرنا في دراستنا جزأين رئيسيين:

يتعلق الجزء الأول ببحوث بيليوغرافية عن الخرسانة ذاتية التركيب:

الخرسانة ذاتية التركيب شديدة السيولة وتنفيذها لا يتطلب اهتزازًا ، فهذه الخاصية تسهل عملية الصب الخرسانة ذاتية الصب في قوالب شديدة التسليح أو في مناطق الهندسة المعمارية المعقدة التي يصعب الوصول إليها. استخدام الخرسانة ذاتية التركيب في معظم الهياكل (الجدران ، والأعمدة ، والأرصفة ، والعوارض ، والأرضيات ، والألواح ، والرصف ، والأساسات ، وعناصر الواجهة ، وأثاث الشوارع ، إلخ) ، وخاصة نوع ورشة البناء ، المبنى أو الهندسة المدنية.

المكونات المستخدمة لتصنيع الخرسانة ذاتية التركيب وتنقسم بحسب استخداماتها إلى ثلاث فئات: المواد الأساسية (الإسمنت والركام وماء الخلط) ، والإضافات المعدنية ، وكذلك المضافات الكيماوية. تم تطوير مناهج متعددة في جميع أنحاء العالم لصياغة الخرسانة ذاتية التركيب (الطريقة اليابانية، الطريقة السويدية ، الطريقة الفرنسية...).

دراسة السلوك الريولوجي للخرسانة ذاتية التركيب هو تقدير نظام القوى المطلوب لإحداث إجهاد معين ، أو التنبؤ بالتشوهات التي يسببها نظام قوة معين.

تتميز الخرسانة ذاتية التركيب في الحالة الطازجة والمتصلبة مع الاختبارات المختلفة المستخدمة. الخرسانات ذاتية التركيب يؤكدون على أدائهم على مر السنين في مواقع البناء وفي مصانع التجهيز المسبق ، ويقومون بتأسيس أنفسهم تدريجياً وسيحلون محل الخرسانة المعالجة بالاهتزاز في السنوات القادمة لعدد كبير من التطبيقات ، وهم بالفعل موضع اهتمام في نفس الوقت التقنية والاقتصادية.

الجزء الثاني يعرض دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي فوق (08) طوابق مع طابق سفلي (موقف سيارات) يقع في ولاية البلدية، هذه المنطقة مصنفة كمنطقة الزلزالية III ، وفقاً لإصدار RPA99 2003

يعتمد استقرار الهيكل على مقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (الأعمدة ، العرضات ، الجدران ، إلخ) لضغوط مختلفة (ضغط ، ثني ، إلخ) ، والتي تعتمد مقاومتها على نوع المواد المستخدمة وأبعادها وخصائصها.

لذلك، لحساب العناصر المكونة للعمل، نعتمد على اللوائح والأساليب المعروفة، والتي تستند إلى معرفة المواد (الخرسانة والصلب) وأبعاد والتسليح العناصر المقاومة للهيكل.

يتم تسليح العناصر الثانوية بواسطة الضغوط المختلفة بشكل مستقل عن العمل الزلزالي وفقاً للوائح المعمولة بها. يقع مبنى في منطقة زلزالية قوية ، يعتبر عمل الزلزال من المشاكل الرئيسية التي يجب على المهندس أخذها في الاعتبار كنقطة رئيسية في تطوير الحسابات .

يتم إجراء الحساب الزلزالي في دراستنا في إطار القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وتم تنفيذ نموذج هيكلنا باستخدام برنامج ETABS V16.2.0 وهو برنامج حساب هيكل تلاقائي ، وتسمح لنا النتائج التي تم الحصول عليها بتسليح العناصر الرئيسية لهيكلنا.

يتم تسليح العناصر الرئيسية بطريقة تصمد أمام مجموعات الإجراءات المختلفة (الإجراءات الزلزالية ، وكذلك الإجراءات بسبب الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل) ، مع مراعاة أكثر الحالات غير المواتية. نوع الأساس الذي يناسب هيكلنا هو أساسات متقاطعة . تم اعتماد جدار محيطي لمقاومة تأثير الاندفاعات الأرضية.

كلمات مفتاحية: الخرسانة الذاتية التركيب ، عجينة ، الريولوجيا، الإضافات المعدنية ، الملدنات المتفوقة ، عامل اللزوجة، مبنى، الخرسانة، ETABS 2016, RPA99 V2003،

Résumé

Dans notre étude nous avons considéré deux grandes parties :

La première partie concerne en une recherche bibliographique sur les bétons auto plaçant (BAP) :

les BAP sont extrêmement fluides et leur mise en œuvre ne nécessite pas une vibration, cette propriété facilite le coulage des BAP dans des coffrages très ferraillés ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles.

L'utilisation de BAP dans la plupart des ouvrages (voiles, poteaux, piles, poutres, planchers, dalles, dallages, fondations, éléments de façade, mobiliers urbains, etc.), et surtout les type de chantier, de bâtiment ou de génie civil.

les constituants entrant dans la fabrication du BAP, divisé selon leur utilisation, en trois catégories : les matériaux de base (ciment, granulats et eau de gâchage), les additions minérales, ainsi que les adjuvants chimiques.

Multiplés approches se sont développées à travers le monde pour la formulation d'un BAP, (Méthode japonaise, Méthode Suédoise, Méthode Française.....).

l'étude du comportement rhéologique de BAP est d'estimer le système de forces nécessaires pour causer une déformation spécifique, ou la prédiction des déformations causées par un système de force spécifiques.

Les bétons auto plaçant sont caractérisent à l'état frais et durci avec les différents essais utilisés.

Les BAP affirment leurs performances au fil des réalisations sur chantiers et en usines de préfabrication, ils s'imposent progressivement et remplaceront dans les prochaines années pour un grand nombre d'applications les bétons mis en œuvre par vibration, ils présentent en effet des intérêts à la fois techniques et économiques.

La deuxième partie présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages avec sous-sol (Parking auto), implanté à la wilaya de Blida, cette région est classée en zone sismique III, selon le RPA99 version 2003.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues, qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

Les éléments secondaires sont ferrillés par les différentes sollicitations indépendamment de l'action sismique selon les règlements en vigueur.

Notre bâtiment est situé sur une zone de forte sismicité, l'action du séisme est l'un des problèmes majeurs que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique Algérien RPA99V2003 et la modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS 2016 qui est un logiciel de calcul automatique des structures, Les résultats obtenus nous permettront de ferriller les éléments principaux de notre structure.

Le ferraillement des éléments principaux doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions (actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation), en considérant le cas le plus défavorable.

Le type de fondation qui convient à notre structure ce sont des semelles filantes croisées un voile périphérique a été adopté pour supporter l'action des poussés des terres.

Mots clés : béton autoplacants, pâte, la rhéologie, additions minérales, superplastifiants, agent de viscosité, bâtiment, béton, ETABS 2016, RPA99 V2003.

Abstract

In our study we considered two main parts:

The first part concerns a bibliographical research on self-placing concretes :

self-placing concretes are extremely fluid and do not require vibration to be applied. This property facilitates the pouring of self-placing concretes in heavily scratched formwork or in areas of complex architecture that are difficult to access.

self-placing concretes can be used in most self-placing concretes structures (walls, columns, piers, beams, floors, slabs, paving, foundations, facade elements, street furniture, etc.), and above all in all types of worksite, building or civil engineering projects.

the constituents used in the manufacture of self-placing concretes, divided according to their use into three categories: basic materials (cement, aggregates and mixing water), mineral additions, and chemical adjuvants.

Multiple approaches have been developed throughout the world for the formulation of a self-placing concretes, (Japanese Method, Swedish Method, French Method...).

The study of the rheological behaviour of self-placing concretes is to estimate the system of forces necessary to cause a specific deformation, or the prediction of deformations caused by a specific system of forces.

Self-placing concretes are characterised in the fresh state and hardened with the different tests used.

self-placing concretes have proven their performance over the years on construction sites and in prefabrication plants. They are gradually gaining ground and will replace vibration concretes in a large number of applications over the next few years, as they are of both technical and economic interest.

The second part presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (08) floors with basement (car park), located in the wilaya of Blida, this region is classified in seismic zone III, according to the RPA99 version 2003.

The stability of the structure is a function of the resistance of the different structural elements (posts, beams, sails...) to the different stresses (compression, bending...). The resistance of these elements is a function of the type of materials used and their dimensions and characteristics.

The refore, for the calculation of the elements constituting a structure, we use known regulations and methods, which are based on the knowledge of the materials (concrete and steel) and the dimensioning and reinforcement of the resistant elements of the structure.

The secondary elements are reinforced by the various stresses independently of the seismic action according to the regulations in force.

Our building is located in a zone of strong seismicity, the action of the earthquake is one of the major problems that the engineer must take into consideration as a primary point in the elaboration of the calculations.

The seismic calculation in our study will be carried out within the framework of the Algerian anti-seismic regulation RPA99V2003 and the modelling of our structure has been carried out using the ETABS 2016 software which is an automatic structural calculation software. The results obtained will allow us to reinforce the main elements of our structure.

The reinforcement of the main elements must be calculated in such a way as to resist the combination of different actions (seismic actions, as well as actions due to permanent loads and operating loads), considering the most unfavourable case.

The type of foundation suitable for our structure is cross-spreading footings
a peripheral veil has been adopted to support the action of earth thrusts,

Keywords: self-compacting concrete, paste, rheology, mineral additions, superplasticizers, viscosity agent, building, concrete, ETABS 2016, RPA99 V2003.

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction	

PARTIE A : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I : Généralités sur le béton autoplaçant

I. INTRODUCTION	1
II. HISTORIQUE DES BAP	1
III. DEFINITION DU BETON AUTO PLAÇANT	1
IV. DOMAINE D'UTILISATION DES BAP	2
V. LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES BAP.....	2
VI. CONSTITUANTS DES BAP	3
VI.1 Les granulats.....	3
VI.2 Le ciment	4
VI.3 L'eau de gâchage	4
VI.4 Les additions minérales	4
VI.4.1 Les fillers calcaires.....	4
VI.4.2 Les pouzzolanes naturelles.....	5
VI.4.3 Le laitier de haut fourneau	6
VI.4.4 La fumée de silice	6
VI.4.5 Les cendres volantes.....	7
VI.4.6 Les sédiments de dragage (Vase).....	7
VI.4.7 Métakaolin (MK).....	8
VI.5 Les Adjuvants chimiques.....	8

VI.5.1	Super-plastifiants.....	8
VI.5.2	L'agent colloïdal ou de viscosité	9
VI.5.3	Autres additions.....	10
VII.	METHODE DE FORMULATIONS DES BAP	10
VII.1	Méthode japonaise	11
VII.2	Méthode Suédoise.....	11
VII.3	Méthode Française (Laboratoire central de ponts et chaussées (LCPC)).....	12
VII.4	Formulation par volume de pâte minimal.....	13
VII.5	Formulation par optimisation du squelette granulaire.....	13
VII.6	Méthode basée sur un plan d'expérience.....	13
VIII.	FABRICATION, TRANSPORT ET MISE EN PLACE DES BAP	14
VIII.1	Fabrication	14
VIII.2	Transport	14
VIII.3	Mise en place	15
IX.	CONCLUSIONS.....	15

Chapitre II : Caractérisation rhéologiques des bétons autoplaçant

I.	INTRODUCTION	16
II.	DEFINITION DE LA RHEOLOGIE DES BETONS	16
III.	DEFINITIONS DES GRANDEURS RHEOLOGIE.....	16
III.1	La contrainte de cisaillement τ	16
III.2	Le taux de cisaillement γ	17
III.3	Viscosité dynamique μ	17
III.4	Le seuil de cisaillement τ_0	17
III.5	La thixotropie	18
IV.	COMPORTEMENTS RHEOLOGIQUES	18
V.	CARACTERISTIQUES RHEOLOGIQUES DES BAP	20

VI. CARACTERISATION DES BAP A L'ETAT FRAIS.....	21
VI.1 L'essai d'étalement (slump flow).....	21
VI.2 Essai de la boîte en L (L-box test).....	22
VI.3 Essai de l'écoulement a l'entonnoir (V-funnel)	23
VI.4 Essai j-ring.....	23
VI.5 Essai à la boîte en U (U-Box).....	24
VI.6 Essai de stabilité des tamis	25
VI.7 Essai de ressuage	26
VI.8 Essai de l'écoulement au caisson.....	26
VII. CARACTERISATION D'UN BAP A L'ETAT DURCI.....	27
VII.1 Les essais destructifs du béton.....	27
VII.1.1 Les essais de compression.....	27
VII.1.2 Les essais de traction par flexion	28
VII.1.3 Module d'élasticité.....	29
VII.2 Essais non destructifs du béton :.....	29
VII.2.1 Historique.....	29
VII.2.2 Définition des essais non destructifs	30
VII.2.3 Avantages de ces méthodes.....	30
VIII. CONCLUSION	36

PARTIE B : Calcul de l'ouvrage

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I. INTRODUCTION	37
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	37
II.1 Caractéristiques géométriques.....	37
II.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance	37
II.3 Ossature et système constructif adopte.....	38

II.4	Planchers.....	38
II.5	Escalier et ascenseur.....	38
II.6	L'acrotère.....	38
II.7	Balcons.....	38
II.8	Maçonnerie.....	38
II.9	Revêtement.....	39
III.	CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX.....	39
III.1	Le béton.....	39
III.1.1	Granulats.....	39
III.1.2	Eau de gâchage.....	39
III.2	Résistance caractéristique à la compression.....	39
III.3	Résistance caractéristique à la traction.....	40
III.4	Module de déformation longitudinale.....	40
III.4.1	Déformations instantanées « E_{ij} ».....	40
III.4.2	Module de déformation différée.....	40
III.4.3	Module de déformation transversale.....	41
III.5	Coefficient de poisson.....	41
III.6	Les contraintes limites.....	41
III.6.1	Etat limite ultime « ELU ».....	41
III.6.2	Etats limites de services.....	42
III.7	Aciers.....	43
III.8	Hypothèses de calcul.....	44
III.8.1	Etats limites ultimes (ELU).....	44
III.8.2	Etats limites de service (ELS).....	44
III.9	Hypothèses de calcul.....	45
IV.	CONCLUSION.....	45

Chapitre II: Pré dimensionnement

I. INTRODUCTION	46
II. PRE-DIMENSIONNEMENT DES DALLES	46
II.1 Dalles en corps creux.....	46
II.2 Séchoir	47
III. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES	47
III.1 Plancher terrasse inaccessible.....	47
III.2 Plancher étage courant.....	47
III.3 Séchoir	48
III.4 Maçonnerie	49
III.5 Murs extérieurs à double cloison.....	49
III.6 Murs intérieurs.....	49
III.7 L'acrotère.....	49
IV. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES ET VOILES	50
IV.1 Les poutres.....	50
IV.1.1 Les poutres principales.....	50
IV.1.2 Poutres secondaires	51
IV.1.3 Les poteaux	52
IV.2 Les voiles.....	60
V. CONCLUSION.....	61

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

I. INTRODUCTION	62
II. L'ACROTÈRE.....	62
II.1 Evaluation des charges	63
II.2 Calcul des efforts	64
II.3 Ferrailage de l'acrotère.....	64
II.4 Vérification de la section d'acier.....	65

II.5	Armatures de répartition	65
II.6	Vérification à l'ELS.....	65
II.7	Vérification de l'effort tranchant	67
III.	Etude des planchers.....	68
III.1	Plancher en corps creux	68
III.1.1	Etude de poutrelle.....	68
III.1.2	Ferraillage de la table de compression	84
IV.	ESCALIER	85
IV.1	Dimensions des escaliers	85
IV.2	Calcul des escaliers.....	86
V.	CONCLUSION.....	93

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

I.	INTRODUCTION	94
II.	OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	94
II.1	MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE	94
III.	METHODES DE CALCULS	95
III.1	La méthode statique équivalente	95
III.2	La méthode modale spectrale	96
IV.	RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	101
V	CONCLUSION.....	112

Chapitre V: Ferrailages des éléments résistants

I.	INTRODUCTION	113
II.	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	113
II.1	Combinaison d'action	113
II.2	Recommandation	114
II.3	Choix des armatures	119

II.4	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	119
II.5	Vérification de l'effort tranchant.....	120
II.5.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	120
II.5.1	Vérification des armatures transversales.....	121
II.1	Longueur de recouvrement.....	123
II.1.1	Ferraillage des poteaux de sous-sol.....	124
III.	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	127
III.1	Introduction.....	127
III.2	Calcul du ferraillage.....	128
III.3	Choix des armatures.....	130
III.4	Condition de non fragilité.....	131
III.5	Vérification de l'effort tranchant.....	132
III.5.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	132
III.6	Calcul des armatures transversales.....	133
III.7	Recouvrement des Armatures Longitudinales.....	134
III.8	Arrêt des barres.....	134
III.9	Vérification de la flèche :.....	134
IV.	FERRAILLAGE DES VOILES.....	137
IV.1	Introduction.....	137
IV.2	Justifications sous sollicitations normales.....	139
IV.2.1	Conditions d'application.....	139
IV.2.2	Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement).....	140
IV.3	Cisaillement.....	143
IV.3.1	Calcul Des Aciers Verticaux.....	143
IV.3.2	Aciers Horizontaux.....	144
IV.4	Vérification au cisaillement.....	144
V.	CONCLUSION.....	153

Chapitre VI : Etude des fondations

I. INTRODUCTION	154
II. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS	154
III. CALCUL DES FONDATIONS	154
III.1 Semelles isolées	155
III.2 Semelles filantes croisées	157
III.2.1 Les charges qui reviennent pour chaque file.....	160
III.2.2 Pré dimensionnement de la semelle filante	161
III.2.3 Vérification au poinçonnement	163
III.2.4 Caractéristiques géométriques générales des semelles filantes.....	164
IV. Ferrailage des semelles filantes	164
IV.1 Ferrailage de la dalle	164
IV.2 Ferrailage des nervures.....	166
IV.3 Voile périphérique	169
V.CONCLUSION.....	174

Conclusion générale.

Références bibliographiques.

Liste des tableaux

Partie A

Chapitre I : Généralités sur le béton autoplaçant

Tableau I.1 : Les constituants du ciment portland.....	4
--	---

Chapitre II : Caractérisation rhéologiques des bétons Autoplaçant

Tableau II.1 : Les modèles de comportement rhéologique.....	19
Tableau II.2 : les classes des BAP.....	21
Tableau II.3: Correction de la valeur de l'indice de rebondissement.....	33
Tableau II.4: Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions	34

Partie B

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.....	37
--	----

Chapitre II: prés dimensionnement

Tableau II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse.....	47
Tableau II.2: Evaluation des charges du plancher étage courant.....	48
Tableau II.3 : Evaluation des charges du séchoir étage courant.....	48
Tableau II.4 : Evaluation des charges du séchoir terrasse.....	48
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	49
Tableau II 6 : Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	49
Tableau II.7: Dimensions finals des poutres.....	52
Tableau II.8: Dégression des surcharges.....	53
Tableau II.9 : Calcul des charges du poteau central.....	56

Tableau II.10 : Choix final des poteaux centraux.....	56
Tableau II.11 : Calcul des charges du poteau de rive.....	57
Tableau II.12 : Choix final des poteaux de rive.....	58
Tableau II.13: Calcul des charges du poteau d'angle.....	59
Tableau II.14 : Choix final des poteaux d'angle.....	59

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Calcul des moments (5travées).....	74
Tableau III.2 : Calcul des moments (3travées).....	75
Tableau III.3: Calcul des moments (2travées).....	75
Tableau III.4: Calcul des moments (5travées).....	76
Tableau III.5: Calcul des moments (3travées).....	77
Tableau III.6: Calcul des moments (2 travées).....	77
Tableau III.7 : Récapitulatif du calcul M_{max} et l'effort tranchant.....	78
Tableau III.8: Vérification à l'ELS.....	81
Tableau III.9 : Calcul de la flèche.....	82
Tableau III.10 : Evaluation des charges sur les escaliers.....	87
Tableau III.11 : Calcul des sollicitations.....	88
Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier.....	89
Tableau III.13 : Vérification de compression du béton.....	91
Tableau III.14 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	92

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1: facteur de qualité.....	100
Tableau IV.2: participation massique du modèle initial.....	102

Tableau IV.3: vérification de l'effort tranchant.....	103
Tableau IV.4: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du modèle initiale.....	104
Tableau IV.5: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du modèle initial.....	104
Tableau IV.6 : participation massique du 2 ^{ème} Modèle.....	105
Tableau IV.7: vérification de l'effort tranchant du 2 ^{ème} Modèle.....	105
Tableau IV.8: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	106
Tableau IV.9: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	106
Tableau IV.10: Vérification effort normal réduit du 2 ^{ème} modèle.....	107
Tableau IV.11: Nouveaux dimensions des poteaux.....	107
Tableau IV.12: Vérification du coefficient de comportement "R" du 2 ^{ème} modèle.....	108
Tableau IV.13: participation massique du modèle final.....	108
Tableau IV.14: vérification de l'effort tranchant du modèle final.....	109
Tableau IV.15: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du modèle finale.....	110
Tableau IV.16: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du modèle finale.....	110
Tableau IV.17: Vérification effort normal réduit du modèle finale.....	110
Tableau IV.18: Vérification du coefficient de comportement "R" du modèle finale.....	111
Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ (x-x) du modèle finale.....	111
Tableau IV.20: Vérification de l'effet P-Δ (y-y) du modèle finale.....	112

Chapitre V: ferrailages des éléments résistants

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	113
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	115
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	115
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{22} , N^{corr}).....	115

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{33}, N^{corr}).....	116
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	116
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	116
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{22}, N^{corr}).....	117
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{33}, N^{corr}).....	117
Tableau V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	117
Tableau V.11: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	118
Tableau V.12: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{22}, N^{corr}).....	118
Tableau V.13: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{33}, N^{corr}).....	118
Tableau V.14: Choix des armatures des poteaux.....	119
Tableau V.15 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}, M^{corr}).....	120
Tableau V.16 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{ser}, N^{corr}).....	120
Tableau V.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	121
Tableau V.18: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	123
Tableau V.19: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	123
Tableau V.20: Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.....	126
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	128
Tableau V.22: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	128
Tableau V.23: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	129
Tableau V.24: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	129
Tableau V.25: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	129
Tableau V.26: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	130
Tableau V.27: Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	130

Tableau V.28: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	130
Tableau V.29 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	131
Tableau V.30 : Vérification des Poutres Porteuses à l'ELS.....	132
Tableau V.31 : Vérification des Poutres non Porteuses à l'ELS.....	132
Tableau V.32: Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	133
Tableau V.33: Calcul des Armatures Transversales.....	133
Tableau V.34 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	135
Tableau V.35 : Vérification de la flèche.....	136
Tableau V.36: Valeurs de $(\frac{l_f}{l})$	140
Tableau V.37: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	140
Tableau V.38: Aciers verticaux et horizontaux.....	142
Tableau V.39: Aciers transversaux.....	143
Tableau V.40 : Calcul des aciers verticaux du voile (V1, V2).....	146
Tableau V.41: Calcul des aciers verticaux du voile (V3, V4).....	147
Tableau V.42: Calcul des aciers verticaux du voile (V5, V6).....	147
Tableau V.43: Calcul des aciers verticaux du voile (V7).....	148
Tableau V.44: Calcul des aciers verticaux du voile (V8, V9).....	148
Tableau V.45: Calcul des aciers verticaux du voile (V10).....	149
Tableau V.46: Calcul des aciers verticaux du voile (V11).....	149
Tableau V.47 : Choix des armatures verticaux du voile (V1.V2).....	150
Tableau V.48 : Choix des armatures verticaux du voile (V3.V4).....	150
Tableau V.49: Choix des armatures verticaux du voile (V5.V6).....	150
Tableau V.50: Choix des armatures verticaux du voile (V7).....	150
Tableau V.51: Choix des armatures verticaux du voile (V8.V9).....	151

Tableau V.52: Choix des armatures verticaux du voile (V10).....	151
Tableau V.53 : Choix des armatures verticaux du voile (V11).....	151
Tableau V.54 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V1. V2).....	151
Tableau V.55 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V3. V4).....	152
Tableau V.56 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V5. V6).....	152
Tableau V.57: Calcul des aciers horizontaux du voile (V7).....	152
Tableau V.58 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V8. V9).....	152
Tableau V.59: Calcul des aciers horizontaux du voile (V10).....	152
Tableau V.60: Calcul des aciers horizontaux du voile (V11).....	152

Chapitre VI: Etude des fondations

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées.....	156
Tableau VI.2: La répartition pour les poteaux centraux.....	159
Tableau VI.3: la répartition pour les poteaux d'angles.....	159
Tableau VI.4: la répartition pour les poteaux de rive	160
Tableau VI.5: Section des semelles filante sens (y-y).....	160
Tableau VI.6: Section des semelles filante sens (x-x).....	161
Tableau VI.7: Vérification de la portance du sol Sens (x-x).....	163
Tableau VI.8: Vérification de la portance du sol Sens (y-y).....	163
Tableau VI.9: Vérification de la stabilité.....	164
Tableau VI.10: Ferrailage de la dalle Sens (x-x).....	165
Tableau VI.11: Ferrailage de la dalle Sens (y-y).....	165
Tableau VI.12: Ferrailage des nervures	168
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes.....	168

Tableau VI.14 : Effort dans le voile périphérique à ELU.....	171
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique à ELU.....	172
Tableau VI.16 : Effort dans le voile périphérique à ELS.....	173
Tableau VI.17 : Ferrailage du voile périphérique à ELS.....	173
Tableau VI.18 : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	173

Liste des figures

Partie A

Chapitre I : Généralités sur le béton autoplaçant

Figure I.1 : Différence entre les BAP et les BO.....	3
Figure I.2: Déflocculation des grains de ciment par le superplastifiant.....	9
Figure I.3 : Réduction du volume de gravillon a la moitié de sa compacité.....	11
Figure I.4: Les camions de transport des BAP.....	14
Figure I.5: Mise en place du BAP.....	15

Chapitre II : Caractérisation rhéologiques des bétons Autoplaçant

Figure II.1 : Rhéogrammes des différents types de comportement rhéologique.....	19
Figure II.2: Type des rhéomètres.....	21
Figure II.3 : Représentation schématique de l'essai d'étalement.....	22
Figure II.4:Schématisation de la boîte en L.....	22
Figure II.5 : Schématisation de l'essai à l'entonnoir V-funnel.....	23
Figure II.6 : Schématisation de l'essai de J-Ring.....	24
Figure II.7 : Schématisation de l'essai du tube en U.....	24
Figure II.8 : Schématisation de l'essai de stabilité au tamis.....	25
Figure II.9 : Essai de ressuage à l'aéromètre.....	26
Figure II.10:Mesure de la résistance à la compression.....	28
Figure II.11:Mesure de la résistance à la traction par flexion.....	28
Figure II.12: Grille de mesure sur ouvrage.....	31
Figure II.13: Points de mesures.....	32
Figure II.14: Elément à tester par le scléromètre.....	32
Figure II.15: Appareil d'auscultation sonore 58-E48 avec oscilloscop.....	34
Figure II.16:- Mesures en transparence (directe).....	35
Figure II.17: Mesures en surface.....	35
Figure II.18: Mesures semi directe.....	36

Partie B

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : diagramme "contrainte - déformation".....	42
Figure I.2: diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S.....	42
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.....	43

Chapitre II : prés dimensionnement

Figure II.1 : Dalle à corps creux.....	46
Figure II.2 : Coup transversal du plancher terrasse inaccessible.....	47
Figure II.3: Coup transversal du plancher étage courant.....	47
Figure II.4: Coup transversal du plancher dalle pleine (séchoir).....	48
Figure II.5 : Coupe transversale des murs.....	49
Figure II.6: Dimension de l'acrotère.....	50
Figure II.7: section réduite du poteau.....	54
Figure II.8: Coupes de voiles en plan.....	60
Figure II.9: Coupe du voile en élévation.....	60

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	62
Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère.....	63
Figure III.3: Distance de l'axe neutre.....	66
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	68
Figure III.5: Coupe transversale de la poutrelle.....	71
Figure III.6 : Dimensions des poutrelles.....	72
Figure III.7: poutrelle à 5 travées.....	74
Figure III.8: poutrelle à 3 travées.....	74
Figure III.9: poutrelle à 2 travées.....	75
Figure III.10: poutrelle à 5 travées.....	76
Figure III.11: poutrelle à 3 travées.....	76

Figure III.12: poutrelle à 2 travées.....	77
Figure III.13: Ferrailage des poutrelles.....	84
Figure III.14: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	85
Figure III.15: Dimensions de l'escalier.....	86
Figure III.16: Vue en plan de l'escalier à 3 volées.....	86
Figure III.17 : Schéma statique de la 1ère volée.....	88
Figure.III.18: Section d'escalier à ferrailer.....	89
Figure III.19: Ferrailage de l'Escalier.....	93

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Figure IV.1: Modèle 3D de la structure.....	95
Figure IV.2: Spectre de réponse.....	97
Figure IV.3: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile.	100
Figure IV.4: Vue en plan du 1er modèle.....	101
Figure IV.5 : Vue en plan du 2ème modèle.....	104
Figure IV.6 : Vue en plan du modèle final.....	108

Chapitre V: ferrailages des éléments résistants

Figure V.1: Ferrailage des poteaux carrés.....	127
Figure V.2: Arrêt des barres.....	134
Figure V.3: Ferrailage des poutres porteuses.....	137
Figure V.4: Ferrailage des poutres non porteuses.....	137
Figure V.5: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	138
Figure V.6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	139
Figure V.7: Définition de l'élément mur.....	139
Figure V.8 : Mur encastré.....	140
Figure V.9: Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.....	142
Figure V.10: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	144
Figure V.11: les différents types des voiles.....	146

Figure V.12 : Ferrailage Voile 1 et 6.....153

Chapitre VI: Etude des fondations

Figure VI.1: Semelle isolée sous poteau.....155

Figure VI.2: Semelle filante.....157

Figure VI.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.....158

Figure VI.4 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.....158

Figure VI.5: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.....158

Figure VI.6: Schéma de ferrailage Dalle du semelle.....169

Figure VI.7 : Ferrailage des Nervures.....169

Figure VI.8 : Illustration du voile périphérique.....170

Figure VI.9: Ferrailage du voile périphérique.....173

Les symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier
A _t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E _b	Module de déformation longitudinale du béton
E _i	Module d'élasticité de l'acier
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours)
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L _f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
M _t	Moment en travée
M _A	Moment sur appuis
N	Effort normal
S _t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V ₀	Effort tranchant a la base
W	Poids total de la structure
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice) , flèche

fe	limite d'élasticité de l'acier
fcj	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
ftj	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
z	Profondeur de l'axe neutre coordonnée d'altitude

En minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Introduction

Le présent mémoire sera composé de deux grandes parties :

Une première partie qui est une étude bibliographique de la littérature spécialisée qui est composée de deux chapitres

Le 1^{er} chapitre englobe la définition d'un béton autoplaçant, de ses composants, des propriétés recherchées ainsi que Les méthodes de formulation d'un BAP et le processus d'élaboration et de transport.

Le 2^{ème} chapitre est consacré aux conceptions de base, des définitions des paramètres rhéologiques et des types de comportements rhéologiques. La caractérisation des BAP a l'état frais et durci.

Une deuxième partie de ce mémoire est l'étude génie civil d'un bloc administratif d'habitation, qui est composée de six chapitres.

Le 1^{er} chapitre est consacrer au généralités ou on présente les caractéristiques de l'ouvrage ,les principes généraux de calcules et vérifications des éléments en béton arme aux état limite de ainsi que les caractéristique et les lois des comportement des matériaux utiliser.

Le 2^{ème} chapitre baser sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux.et le calcul de ferrailage des éléments non structuraux est présenté dans le chapitre 3.

Dans le chapitre quatre nous modéliserons notre bloc et nous ferons une étude dynamique de notre structure.

Enfin, les deux derniers chapitres qui sera au calcul le ferrailage des éléments résistants et des fondations.

Introduction partie A

Le béton est actuellement l'un des matériaux de construction les plus utilisés à travers le monde. Après la recherche du gain maximum de résistance et de durabilité, une étape supplémentaire a été franchie avec les bétons autoplaçants (BAP). Plus qu'une nouvelle famille de béton, les BAP constituent davantage une nouvelle technologie de construction. Celle-ci visait en effet au départ (fin des années 1980, au Japon) à optimiser la productivité des constructions en béton. Les différents avantages technico-économiques qu'elle présente ont suscité un intérêt grandissant des industriels à travers le monde, aussi bien dans les secteurs de la préfabrication que dans ceux des centrales de béton prêt à l'emploi.

I. INTRODUCTION

La difficulté croissante de mettre en place un béton ordinaire pour des structures de configuration complexe et une plus grande densité de ferrailage ont conduit des chercheurs Japonais au milieu des années 1980 à développer un nouveau béton, communément appelé béton autoplaçant (BAP). En effet, contrairement au béton ordinaire (BO), les BAP sont extrêmement fluides et leur mise en œuvre ne nécessite pas une vibration, cette propriété facilite le coulage des BAP dans des coffrages très ferrillés ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles.

En raison de ses propriétés spécifiques, l'étude du béton Autoplaçant (BAP) représente un domaine de recherche qui possède un fort potentiel de développement. Le développement d'un BAP économique ayant des propriétés intéressantes à l'état frais et à l'état durci est important pour qu'un tel béton soit employé dans l'industrie de la construction. Ce premier chapitre fait l'objet d'une initiation au BAP, il comporte des notions fondamentales relatives aux caractéristiques des BAP.

II. HISTORIQUE DES BAP

Les chercheurs K. OZAWA et K. MAEKAWA de Université de Kochi (Tokyo) ont développé le premier prototype de BAP pendant l'été de 1988. Ces résultats ont été présentés par K. OZAWA pour la première fois au 2ème Congrès de l'Asie de l'Est et Pacifique sur le Génie Civil et la Construction, tenu en Janvier 1989 à Chiangmai (Thaïlande). Trois années plus tard, en Mai 1992 au 4^{ème}, Congrès International CANMET & ACI à Istanbul, l'intervention d'Ozawa a accéléré la diffusion mondiale du concept de cette nouvelle génération de béton [1].

III. DEFINITION DU BETON AUTO PLAÇANT

Le béton auto plaçant est un béton très fluide, homogène et stable, qui se caractérise par sa rapidité de mise en place sous l'effet de son poids propre sans apport de vibration externe ou interne [2], il est capable de remplir complètement le coffrage, même à travers une nappe d'armatures dense ou en présence d'autres obstacles, tout en ayant une résistance à la ségrégation suffisante pour rester homogène lors du transport, du pompage et de la mise en œuvre. Ces bétons présentent les propriétés suivantes :

- Absence de vibration ce qui réduit les nuisances sonores.
- Bétonnage de zones fortement ferraillées
- Réduction du coût de la main d'œuvre
- Qualité des parements, etc [3].

IV. DOMAINE D'UTILISATION DES BAP

L'utilisation de BAP dans la plupart des ouvrages BAP (voiles, poteaux, piles, poutres, planchers, dalles, dallages, fondations, éléments de façade, mobiliers urbains, etc.), et surtout les type de chantier, de bâtiment ou de génie civil.

Le coulage d'un béton dans une zone très fortement ferraillée menait traditionnellement à un surdimensionnement de la pièce afin de rendre accessible tout point du bétonnage. L'utilisation des BAP, présente des intérêts architecturaux importants puisque, sans augmenter les performances mécaniques d'une structure donnée, ils permettent l'optimisation des sections ou la réalisation d'éléments de forme complexe [4].

V. LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES BAP

➤ Les avantages

- Suppression de systèmes de vibration réduisant ainsi les couts et les nuisances sonores dans et au voisinage du chantier.
- Bétonnage en milieux fortement ferraillés et de forme complexe.
- Facilité et rapidité la mise en œuvre du béton.
- Réduction du cout de main d'œuvre et du temps de bétonnage.
- Obtention d'une bonne qualité de parement (surface de béton lisse et donc moins de pores en surface).

➤ Les inconvénients

- La composition des BAP implique un dosage délicat des matières premières. Il est donc préférable de faire appel à une entreprise spécialisée pour réaliser ces bétons.
- La liquidité des BAP est très précise et réclame donc un étroit partenariat entre la société de fabrication et l'entrepreneur du chantier, en effet, suivant le type de coffrage, sa disposition ou sa taille.

VI. CONSTITUANTS DES BAP

Généralement, on peut diviser les constituants entrant dans la fabrication du BAP, selon leur utilisation, en trois catégories : les matériaux de base (ciment, granulats et eau de gâchage), les additions minérales, ainsi que les adjuvants chimiques.

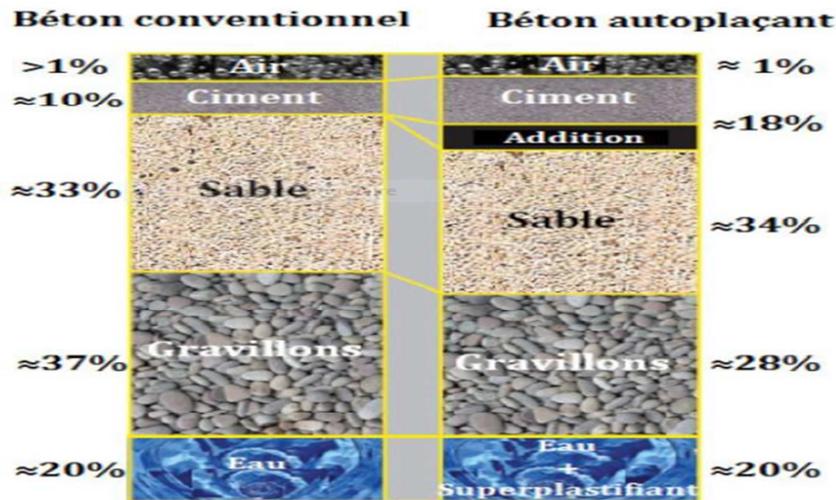


Figure I.1 : Différence entre les BAP et les BO.

VI.1 Les granulats

Les granulats se divisent principalement en deux catégories soient les gravillons ($\Phi > 5$ mm) et le sable ($\Phi \leq 5$ mm).

Les gravillons sont caractérisés par leur dimension maximale, cette dimension étant principalement limitée à 20 mm afin d'empêcher le risque de blocage lors de la mise en place. Les gravillons roulés ou concassés peuvent en principe être utilisés. , ont limite le volume de gros granulats à 50% du volume des solides contenus dans le béton.

Le sable recommandé à la confection des BAP doit comporter des quantités assez fortes d'éléments fins ($\Phi \geq 0.125$ mm) [5], le volume de sable adéquat doit donner à la fois un mortier très fluide et homogène. Si le volume de sable dépasse certaine limite, le contact entre les particules de sable augmente, ce qui conduit vers la diminution de la déformabilité des BAP.

Le rapport **G/S** est lie à la compacité du squelette granulaire. Pour les BAP, un rapport **G/S** proche de 1 permet d'augmenter la compacité du squelette granulaire et de réduire par conséquent la quantité de la pâte liante nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité et la résistance souhaitée [2].

VI.2 Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau, et forme une pâte qui fait prise et durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. Le durcissement du ciment est principalement dû à l'hydratation du silicate tricalcique Un composant majeur du clinker, le ciment est obtenu à partir de la cuisson à haute température, supérieure à 1450°C [5].

Le ciment Portland reste le ciment le plus utilisé dans les BAP, ce ciment répond aux exigences de la norme européenne EN 197-1, cette norme définit la composition, les spécifications chimiques, mécaniques et physiques ainsi que les critères de conformité des ciments courants [6].

➤ Les constituants du ciment portland

Tableau I.1 : Les constituants du ciment portland

Composé	Composition	Abréviation
Le silicate tricalcique	3CaOSiO ₂	C3S
Le silicate bicalcique	2CaOSiO ₂	C2S
L'aluminate tricalcique	3CaOSiO ₂	C3A
Le ferroaluminate tetracalcique	4CaOAl ₂ O ₃ Fe ₂ O ₂	C4

VI.3 L'eau de gâchage

Le BAP nécessite une grande teneur en eau pour sa fluidité et la résistance à la ségrégation, L'eau utilisée ne doit pas présenter un excès d'impuretés qui peuvent détériorer les propriétés des bétons (résistance, propriétés, esthétiques, corrosion des armatures, ect) [7], à cet effet, une analyse chimique de l'eau non potable peut être nécessaire pour détecter toute teneur trop élevée en ces impuretés.

VI.4 Les additions minérales

Nous présentons ci-dessous les différentes additions minérales éventuelles qu'on peut incorporer dans les compositions des BAP :

VI.4.1 Les fillers calcaires

Les fillers calcaires, sont des matériaux fins ($\Phi \leq 80 \mu\text{m}$), sont obtenus par broyage des roches calcaires naturelles ou non, ils sont considérés comme une addition inerte, s'inscrivent dans la squelette granulaire de ciment pour combler les vides entre les autres particules de dimensions plus importantes du béton (ciment, granulats) l'effet, appelé effet filler, se traduit par une compacité plus importante du squelette granulaire et va donc avoir des effets sur les propriétés aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci .

➤ Influence des fillers calcaires sur le béton frais

Le filler peut être utile pour diminuer le dégagement de chaleur tout en contribuant à augmenter la déformabilité [Yurugi et coll.]. De plus, il permettrait de réduire le ressuage [Tanaka et coll., 93], la résistance à la compression d'un béton se trouverait augmentée par l'ajout de filler (et non en remplacement du ciment)[8], Brookbans , a étudié l'effet de l'addition de 5 à 28% de poudre calcaire au ciment sur les propriétés du béton frais ,il a observé que le temps de prise est réduit quand on augmente le taux de fillers et que ces derniers réduisent beaucoup la quantité d'eau et probablement n'ont pas un effet d'entraîneur d'air. Puisque les fillers calcaires sont composés de particules de dimensions inférieures à $125\mu\text{m}$, leur surface spécifique va jouer un rôle prépondérant sur l'écoulement en suspension, Pour des finesses proches, le besoin en eau est plus important pour les mortiers avec additions de pouzzolanes que pour les mortiers avec additions calcaires quel que soit la nature du ciment utilisé dans le mélange [9].

➤ Influence des fillers calcaires sur les propriétés mécaniques

Cette influence positive du filler sur les résistances mécaniques des bétons peut être expliquée par deux phénomènes :

- Amélioration de la densité de la matrice générale du béton et plus spécifiquement de la zone de transition pâte-granulats.
- Influence sur l'hydratation du ciment en servant de site de nucléation mais également en modifiant les produits d'hydratation formés [10].

VI.4.2 Les pouzzolanes naturelles

Les pouzzolanes naturelles, substances finement broyées ont une finesse à peu près identique à celles du ciment, sont généralement d'origine volcanique ou des roches sédimentaires, elles sont essentiellement composées de silice réactive, d'alumine et d'oxyde de fer.

La pouzzolane réagit avec l'eau et de l'hydroxyde de chaux libéré par le clinker, pour former des hydrates stables, peu solubles et résistants à long terme, aussi elles jouent un rôle de remplissage des pores des produits hydratés et de correcteurs granulaires, ce qui améliore la compacité et diminue la perméabilité [11].

VI.4.3 Le laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit des usines sidérurgiques formé essentiellement de silicates et d'aluminosilicates de calcium et d'autres substances minérales. [11]. refroidi par aspersion d'eau. Après le broyage, il se présente sous forme de nodules dont les diamètres sont compris entre 10 et 45 μ_m , la composition chimique de laitier comporte de l'oxyde de calcium entre 40 à 50 %, de la silice entre 25 et 35 %, de l'alumine entre 12 et 30 % ainsi que de la magnésie et d'autres oxydes en très faibles quantités [12].

Le remplacement d'une partie du ciment par des laitiers de hauts fourneaux permet globalement de réduire le seuil de cisaillement et la viscosité des pâtes de ciment [13].

➤ Influence de laitier de haut fourneau sur le béton frais

Il est bien prouvé que l'ouvrabilité des bétons au laitier est bien améliorée comparée à celle des bétons sans laitier. Selon Boukendakdji [14], la teneur en laitier a un effet direct sur la demande en eau du mélange où le rapport E/C diminue avec l'augmentation de la teneur en laitier ce qui est expliqué par les surfaces vitreuses lisses à faible taux d'absorption des grains du laitier ce qui permet le glissement inter granulaire dans le mortier et par conséquent une faible demande en eau et une meilleure cohésion.

Ce qui les rend bénéfiques pour la formulation des bétons auto plaçant, puisqu'ils permettent de baisser la viscosité et augmente la plasticité de la pâte par la diminution de la quantité de clinker réactive au jeune âge et réduction d'étreinte formé [11].

VI.4.4 La fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie des alliages de silicium et notamment Ferro silicium récupérée dans les fumées émises par les fours électriques de fabrication de ces produits, Elle se présente sous forme de particules sphériques de diamètre moyen est de l'ordre de 0.1 μ_m , Sa composition chimique doit contenir au moins 85 % de dioxyde de silicium SiO_2 [15].

Elles fournissent de très bonnes propriétés aussi bien au niveau de la rhéologie qu'au niveau des propriétés mécaniques et chimiques, tout en améliorant la durabilité du béton. [16]. Elles augmentent les valeurs de seuil de cisaillement et de viscosité en augmentant la compacité des mélanges, alors que pour Carlsward [17], par exemple, les fumées de silices ne modifient pas la viscosité. Par rapport à la rhéologie d'un mélange de référence, Ferraris et al.

[18] montrent que l'utilisation de fumées de silice augmente la demande en eau et en superplastifiant que ce soit pour des pâtes de ciment ou pour des bétons [19].

La fumée de silice confère aux bétons les propriétés suivantes :

- Améliore les caractéristiques mécaniques à longs termes.
- Améliore la résistance à l'érosion.
- Améliore la durabilité en milieux agressifs.
- Diminue la perméabilité aux gaz [20].

VI.4.5 Les cendres volantes

Ce sont des produits pulvérulents de grande finesse résultant de la combustion, en centrale thermique, de minéraux solides, est composée des éléments suivants : le silicium, l'aluminium, le calcium et le magnésium.

La quantité de ciment de remplacement ne devait pas dépasser 30% pour les cendres volantes, Les cendres volantes sont utilisées dans les ciments et les bétons :

- Pour préparer la matière première (le cru), en remplaçant de l'argile et après le broyage final (avec le clinker et le gypse).
- Amélioration de l'ouvrabilité, de la plasticité et de la compacité des bétons.
- Elles facilitent le remplissage des moules ce qui entraîne un bon aspect de la surface au démoulage.
- L'ajout des cendres volantes permet de diminuer le dosage en eau, d'éviter le ressuage et d'améliorer la durabilité des bétons [21].

VI.4.6 Les sédiments de dragage (Vase)

Un sédiment est un ensemble constitué par l'assemblage de particules plus ou moins grosses qui ont subi un certain transport ou de matières ayant précipité au fonds des cours d'eau et des océans. Les sédiments sont donc variés et leurs structures sont complexes et hétérogènes. On distingue dans les sédiments, la phase solide, la phase liquide, la faune et la flore [22].

On peut distinguer 3 grands types de sédiments :

- **Les galets et les gravillons** qui proviennent de l'embouchure des fleuves torrentiels ou de l'érosion des falaises.

- **Le sable** dont la taille du grain varie de quelques dizaines de micromètres à 2 mm, produit ultime de l'érosion des roches cristallines par les fleuves et les glaciers disparus.
- **Les limons et les vases** dont la taille du grain est inférieure 60 micromètres, résulte de la calcination d'une argile, la kaolinite, à une température de 750°C pendant 5 heures [23]. Leur utilisation dans les bétons et les mortiers est comme matière premières.

VI.4.7 Métakaolin (MK)

Le métakaolin est un produit issu de la calcination d'une argile – la kaolinite – à des températures comprises entre 600 °C et 850 °C, cette calcination induit une dés hydroxylation (perte d'eau issue de sa structure cristalline) de la kaolinite, menant à la transformation d'un produit cristallisé (non réactif) en un produit amorphe et réactif, doté d'un fort pouvoir pouzzolanique [24], L'usage des métakaolins s'inscrit dans ce contexte d'ajouts de minéraux aux bétons.

Leur utilisation permet de remplacer la fumée de silice ainsi qu'une partie du ciment lui-même, l'utilisation de Métakaolin, a permis d'améliorer les performances mécaniques et la durabilité des bétons. C'est l'usage de ces pouzzolanes qui a notamment permis la mise au point des BHP, de BTHP et des BFUP [25].

VI.5 Les Adjuvants chimiques

Les adjuvants chimiques sont des agents organiques ou inorganiques que l'on ajoute au mortier ou béton pendant le malaxage avec de petites quantités (inférieures à 5% du poids) provoquent des modifications de certaines propriétés comme la rhéologie, les propriétés mécaniques et la durabilité [26], parmi les adjuvants les plus utilisés dans la production des BAP, il y a les superplastifiants et les agents de viscosité.

VI.5.1 Super-plastifiants

Les superplastifiants, aussi appelés adjuvants hauts réducteurs d'eau, sont des produits synthétiques, organiques et solubles dans l'eau, se présentent généralement sous forme de liquide. Ils sont composés de longues molécules organiques qu'elles de masse élevée, les plus couramment utilisés sont les sels de sodium ou de calcium du polynaphtalène sulfoné, et les sels de sodium de la polymélamine sulfonée, les copolymères acrylate -ester ou polyacrylates ont récemment été introduits sur le marché, Le mode d'action des super plastifiants est extrêmement complexe. Il peut être expliqué comme suit:

Lorsqu'ils sont en contact avec un milieu aussi polaire que l'eau, les grains de ciment, qui présentent un grand nombre de charges opposées (positives et négatives) sur leur surface, tendent à s'agglomérer sous forme d'amas (floculation). Par conséquent, cette floculation piège un certain volume d'eau entre les grains de ciment (eau captive) qui n'est plus disponible pour assurer une bonne maniabilité au béton [11].

Les superplastifiants en s'adsorbant à la surface des grains de ciment brisent cette dynamique. Ils neutralisent les différentes charges et donnent la même charge électrostatique à chaque grain de ciment. Ces charges de même signe vont créer des forces répulsives entre les particules et, par conséquent, la dispersion des grains de ciment libère de l'eau qui est maintenant disponible à la lubrification du mélange d'où l'augmentation de la maniabilité [27].

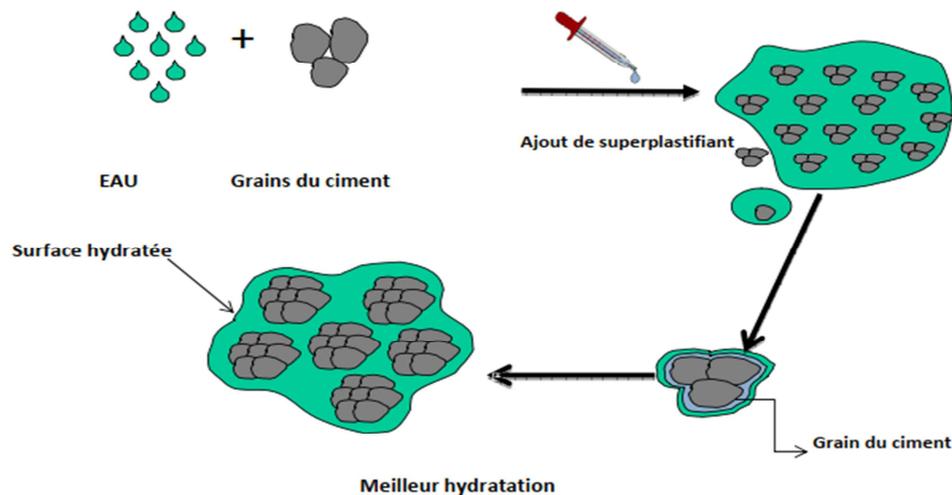


Figure I.2: Défloculation des grains de ciment par le superplastifiant

L'ajout d'un superplastifiant dans BAP permettant d'obtenir la fluidité souhaitée, mais l'augmentation de son dosage favorise la ségrégation et le ressuage.

VI.5.2 L'agent de viscosité

L'ajout d'un superplastifiant dans un béton augmente son ouvrabilité mais à tendance à réduire sa viscosité, le matériau devient alors moins stable du point de vue de la ségrégation et du ressuage. Pour minimiser cet effet l'ajout d'un agent de viscosité s'avère nécessaire [28]. Les agents colloïdaux ils se présentent généralement sous forme de poudre, ils sont composés de longues molécules polymères (polysaccharides) ou de dérivées cellulosiques [11]. ils sont de différentes natures et peuvent être classés selon 3 catégories en fonction de leurs mécanismes d'action :

- Adsorption : La longue chaîne de polymère adhère à la périphérie des molécules d'eau. Cela a pour effet d'adsorber et de fixer une partie de l'eau d'ajout. Il y a augmentation de la viscosité de l'eau d'ajout et donc de la pâte de ciment.
- Association : Les molécules au contact de la chaîne de polymère développent des forces d'attraction. Le mouvement de l'eau est ainsi bloqué par la création d'un gel et sa viscosité est augmentée.
- Entrelacement : Pour un faible taux de cisaillement et particulièrement pour une forte concentration, la chaîne des polymères peut s'entrelacer et s'enchevêtrer ce qui augmente la viscosité apparente, l'enchevêtrement peut se délier lorsque la vitesse de cisaillement augmente. La chaîne de polymère s'oriente alors dans le sens de l'écoulement ce qui diminue la viscosité apparente [29].

VI.5.3 Autres additions

Parmi les additions qui ont été citées, les additions inertes suivantes sont aussi parfois utilisées:

- les pigments pour la coloration d'éléments architectoniques
- les fibres d'acier comme armature constructive
- les fibres de polyéthylène (fibres PE) pour améliorer la résistance au feu
- les fibres de polyéthylène ne (fibres PP) pour empêcher les fissures de retrait plastique [1].

VII. METHODE DE FORMULATIONS DES BAP

La mise au point d'une formule de BAP est beaucoup plus complexe, parce que le cahier des charges d'un BAP comporte plus de clauses, en particulier à l'état frais, il faut assurer, en plus de l'étalement, la capacité de remplissage et la stabilité. Enfin, et surtout, les propriétés des BAP sont contradictoires, un béton riche d'une pâte fluide est très sensible à la ségrégation [26].

Depuis l'invention du BAP, aucune méthodologie pratique de formulation n'a été établie, les différentes propriétés recherchées rendent la formulation du BAP relativement compliquée, de multiples approches se sont développées à travers le monde pour la formulation d'un BAP, nous rapportons un exposé général sur les approches principales [30].

VII.1 Méthode japonaise

La méthode Japonaise développée à l'Université de Kochi (1990) par Okamura et Ozawa est l'une des premières méthodes mises au point pour la formulation des bétons autoplaçants, se fait de manière sécuritaire, en privilégiant le volume de pâte au détriment des granulats, Les bétons obtenus sont sous dosés en granulats et par conséquent loin d'un optimum économique. Les principes de formulation et leur application sont les suivants :

- Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé si le volume des gravillons (dans 1m^3) est limité à la moitié de sa compacité. Par définition la compacité d'un mélange de grains est le rapport du volume de grains et du volume total du système grains + vides. La compacité des gravillons est en générale égale à 0,57.

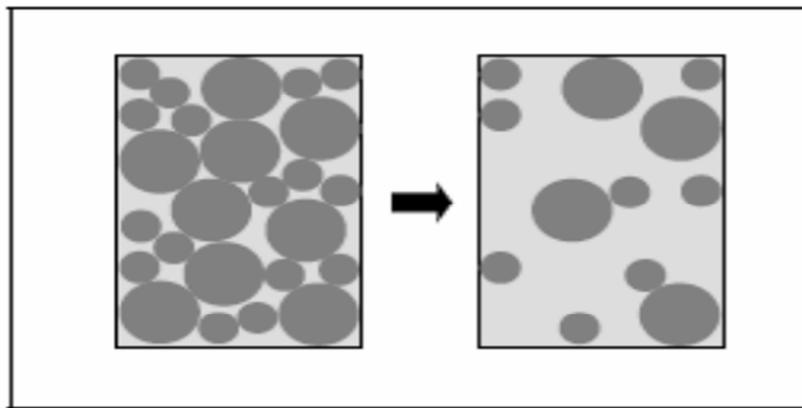


Figure I.3 : Réduction du volume de gravillon a la moitié de sa compacité

- Le volume du sable est posé à 40% du volume du mortier, lorsque les frictions granulaires sont réduites la fluidité du béton est assurée.
- Les dosages en liant et en superplastifiant ne sont pas précisés par cette méthodes ils sont choisis sur des critères de résistance.
- Les dosages en eau et en super plastifiant sont déterminés au moyen d'essais sur mortiers, dont le volume de sable est fixé à 40 %. On réalise des mesures d'étalement avec un cône à mortier et des mesures d'écoulement à l'entonnoir [31].

VII.2 Méthode Suédoise

Cette méthode est basée sur la méthode japonaise citée ci-dessus, le principe est d'intégrer l'approche de l'évaluation du risque de blocage dans le processus de formulation, Pour chaque rapport G/S on estime le volume de pâte critique pour le blocage, on retiendra ensuite le rapport G/S qui vérifie les propriétés rhéologiques recherchées.

Les dosages des fines, de l'eau et du superplastifiant sont ajustés pour avoir une viscosité suffisante, un faible seuil de cisaillement, et une résistance souhaitée, Cette approche permet une meilleure optimisation du squelette granulaire, Cependant, on ne peut pas appliquer le critère de blocage à n'importe quel type de granulats [32].

VII.3 Méthode Française (Laboratoire central de ponts et chaussées (LCPC))

Au LCPC, un modèle mathématique a été développé à partir d'un modèle de suspension solide (RENE LCPC). Ce modèle est basé sur les interactions granulaires entre les différents constituants du mélange, il permet de prévoir la compacité d'un mélange granulaire avec une précision inférieure à 1% à partir des constituants ci-après :

- les distributions granulaires.
- les proportions du mélange.
- la compacité propre.
- la densité apparente.

La procédure à adopter pour déterminer les proportions des divers constituants est la suivante :

- ✓ la proportion de liant est fixée a priori (70% de ciment, 30% d'addition par exemple)
- ✓ le dosage, à saturation, du superplastifiant est déterminé. Selon l'expérience du LCPC, ce dosage pourrait conférer au béton une viscosité élevée, la moitié de ce dosage serait plus pertinente.
- ✓ le besoin en eau de ce mélange (en présence du superplastifiant) est déterminé
- ✓ les calculs sont effectués avec le logiciel en tenant compte du confinement (Effet de paroi).
- ✓ La viscosité est fixée de manière arbitraire à 5.10^4 , la teneur en eau est réduite en conséquence et la proportion liant/filler est maintenue constante, les proportions granulats/ phase liante sont optimisées.
- ✓ La teneur en eau est ajustée pour obtenir la résistance ciblée, le dosage en superplastifiant est ajusté également afin d'obtenir la valeur d'étalement et le seuil de cisaillement souhaités et par conséquent les propriétés requises pour le béton autoplaçant sont atteintes [31].

VII.4 Formulation par volume de pâte minimal

Dans cette méthode le béton est considéré comme un matériau biphasique, une phase solide constitué par les granulats et une phase liquide qui est la pâte (eau, liant, adjuvants). Les chercheurs supposent que la pâte joue deux rôles principaux dans un BAP : D'une part, elle assure la fluidité du mélange, ce qui limite les frottements entre les granulats, d'autre part elle écarte les gravillons pour éviter le phénomène de blocage, pour assurer ces deux rôles les chercheurs jugent qu'il doit exister un volume minimum de pâte [33].

VII.5 Formulation par optimisation du squelette granulaire

Sachant que la résistance à la compression augmente avec la compacité de la pâte et que l'ouvrabilité est tributaire de l'arrangement du squelette granulaire, la formulation des bétons est basée sur l'optimisation de la porosité du système, en prenant en considération tous les grains solides, du ciment aux gravillons, si la phase interstitielle est l'eau de gâchage, et non plus la pâte. Plus la quantité d'eau qui écarte les grains est importante, plus la suspension est fluide, à quantité d'eau constante, si on minimise la porosité de l'empilement de grains, on optimise en conséquence le volume d'eau disponible pour fluidifier le mélange, cet exemple simple montre donc le lien entre compacité et rhéologie [33].

VII.6 Méthode basée sur un plan d'expérience

Le principe de cette méthode est l'utilisation d'un plan d'expérience pour connaître l'effet des paramètres de composition du béton. Khayat et al ont réalisé une telle étude avec les facteurs suivants :

Le volume de gravillons, la masse de fines (C+A), le rapport massique eau sur fines $E/(C+A)$, la masse des superplastifiant et la masse d'agent de viscosité, chaque facteur est varié sur une plage comportant cinq points, ce qui élève le nombre de compositions effectuées à 25, Au final, les modèles obtenus sont fournis avec les résultats des essais, notamment l'étalement et le taux de remplissage, en fonction des différents facteurs, même si ces modèles ne sont exploitables que pour les constituants utilisés dans l'étude, cette approche fournit surtout un support pour corriger une formule ne répondant pas, par exemple, aux critères de l'AFGC [34].

VIII. FABRICATION, TRANSPORT ET MISE EN PLACE DES BAP

VIII.1 Fabrication

La formulation des BAP nécessite la mise en place de procédures de fabrication et de contrôles adaptées, la plupart des malaxeurs peuvent fabriquer des BAP le temps de malaxage est toutefois légèrement plus long que pour un béton classique, il faut que le mélange, riche en éléments fins et en adjuvants, soit le plus homogène possible, Certaines formules peuvent nécessiter des séquences de malaxage spécifiques (ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur, temporisation, temps de malaxage adaptés...) [35].

L'un des points les plus importants de la fabrication est le contrôle strict de la teneur en eau du mélange, il est donc impératif de mettre en œuvre des dispositions visant à maîtriser la teneur en eau du béton, en contrôlant en particulier de manière précise celle des granulats (centrale à béton équipée de sondes d'humidité pour les sables et de mesure de la teneur en eau des gravillons...) [36].

VIII.2 Transport

En raison de sa fluidité élevée, le BAP ne peut être transporté qu'au moyen d'un camion malaxeur (**Figure I.4**), Le temps de malaxage minimal recommandé en cas de rajout d'adjuvant dans le camion malaxeur doit être impérativement respecté, afin d'assurer la dispersion de l'adjuvant et sa répartition homogène dans l'ensemble du chargement de béton, tout rajout d'eau est en revanche à proscrire [37].

L'ouvrabilité du béton BAP peut se modifier pendant la durée du transport, la manière et l'ampleur de cette modification dépendent de nombreux facteurs comme les types d'adjuvants, le dosage en eau, la durée du transport et la température, les producteurs de béton doivent en tenir compte de manière adaptée à leur expérience [38].



Figure I. 4: Les camions de transport des BAP

VIII.3 Mise en place

La mise en place du béton BAP est grandement facilitée et peut généralement être réalisée par une seule personne (**Figure I.5**), même dans le cas de volumes importants, elle peut être effectuée avec la plupart des techniques habituelles, par exemples au moyen d'une benne, d'une pompe (depuis le haut ou depuis le bas) ou directement depuis la goulotte du camion malaxeur, en revanche, la mise en place au moyen d'un ruban transporteur n'est pas recommandé, il est en outre conseillé de ne pas laisser tomber le béton en chute libre d'une hauteur supérieure à 3 à 5 m, afin de limiter le risque de ségrégation.

A ce sujet, il faut savoir que les BAP sont moins sensibles au risque de ségrégation durant la chute dans le coffrage que les bétons traditionnels vibrés, la qualité du béton BAP est largement influencée par la vitesse de mise en place et le temps dont il dispose pour se désaérer naturellement [39].



Figure I.5: Mise en place du BAP

IX. CONCLUSIONS

Ce chapitre a été mené afin de se familiariser avec les bétons autoplaçants, l'objectif étant de les définir, ainsi que leurs multiples propriétés, les caractériser, et résumer les principales méthodes de leur formulation.

Les BAP affirment leurs performances au fil des réalisations sur chantiers et en usines de préfabrication, ils s'imposent progressivement et remplaceront dans les prochaines années pour un grand nombre d'applications les bétons mis en œuvre par vibration, ils présentent en effet des intérêts à la fois techniques et économiques : absence de nuisances sonores en milieu urbain, possibilité de bétonner des zones fortement ferraiées ou à géométrie complexe et l'obtention d'une meilleure qualité du béton (pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers).

I. INTRODUCTION

La rhéologie est définie comme étant la science qui traite l'écoulement, les déformations, et plus généralement la viscosité des matériaux sous l'action des contraintes.

La rhéologie est capable d'intégrer l'étude de l'ensemble des substances, qu'elles soient liquides ou solides, l'intérêt de la rhéologie grandit chaque jour depuis son apparition en 1928, avec l'application de nouvelles substances aux comportements complexes : pâtes, suspensions, polymères, etc, ce chapitre traite l'état de l'art sur la rhéologie des bétons autoplacants (BAP), les hypothèses de la rhéologie des matériaux cimentaires, les modèles rhéologiques utilisés pour caractériser les BAP.

II. DEFINITION DE LA RHEOLOGIE DES BETONS

La rhéologie est la science qui étudie l'écoulement et les déformations de la matière et plus généralement la viscosité, l'élasticité et la plasticité des matériaux sous l'action de contraintes, d'une façon générale, [16] le but de l'étude du comportement rhéologique d'un fluide est d'estimer le système de forces nécessaires pour causer une déformation spécifique, ou la prédiction des déformations causées par un système de force spécifiques[3].

La mesure des valeurs rhéologiques d'un béton se fait grâce à un rhéomètre, dans le cas du béton autoplacants (BAP), on utilise des rhéomètres spécialement dimensionnés, ces derniers prennent en compte le fait que le béton n'est pas un fluide homogène, mais qu'il incorpore des granulats qui peuvent faire jusque 20 mm pour des usages courants [40].

III. DEFINITIONS DES GRANDEURS RHEOLOGIE

III.1 La contrainte de cisaillement τ

Au cours d'un mouvement laminaire de cisaillement, les « couches » sont animées d'un mouvement relatif les unes par rapport aux autres, il en résulte l'apparition de contraintes τ , qui s'exerce tangentiellement à la surface de la couche [41].

Donc, La contrainte de cisaillement τ est la variation de la force de cisaillement par rapport à la surface cisailée, comme définie par l'équation :

$$\tau = \frac{df}{ds}$$

III.2 Le taux de cisaillement γ

Considérons un matériau comme un ensemble de couches moléculaires parallèles emprisonnées entre 2 plans parallèles de surface séparés d'une distance h , un des plans est fixe, et le second est déplacé d'une distance dx à une vitesse constante de norme V_0 .

Sous l'effet de la force tangentielle, la première couche moléculaire se déplace à la même vitesse, Les couches inférieures vont se mouvoir dans la même direction mais avec des vitesses de plus en plus petites, il se crée un gradient de vitesse entre les deux plans.

Le déplacement entre les deux plans est défini comme la déformation, [3]. Symbole suivant la relation:

$$\gamma = \frac{dx}{dy}$$

Le taux de cisaillement ou la vitesse de déformation ($\dot{\gamma}$) [1/s] est définie comme la vitesse de déformation entre deux couches successives voisines du fluide cisailé [16], elle est définie comme étant la dérivée par rapport au temps de la déformation de cisaillement :

$$\dot{\gamma} = \frac{dy}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{dx}{dy} \right) = \frac{d}{dy} \left(\frac{dx}{dt} \right) = \frac{dv}{dy}$$

III.3 Viscosité dynamique μ

La viscosité dynamique μ , appelée aussi viscosité apparente se caractérise par le déplacement d'une molécule dans un milieu encombré par les autres, c'est la caractéristique du fluide qui produit des forces de frottement quand il est mis en écoulement.

Cet effet provoqué par la friction interne des molécules de la couche sous-jacente sur celle de la couche supérieure, le coefficient de viscosité est défini par la relation suivant :

$$\mu = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}$$

Le coefficient de viscosité est une grandeur physique qui joue un rôle essentiel dans la rhéologie des fluides, sa connaissance satisfait parfois à caractériser le comportement rhéologique du matériau [41].

III.4 Le seuil de cisaillement τ_0

Le seuil de cisaillement est représenté par le symbole τ_0 . Par définition, c'est la force de cisaillement nécessaire pour rompre les forces de liaison inter granulaires entre les grains des différents constituants du béton afin d'amorcer son écoulement [40] , il existe différentes

méthodes pour mesurer le seuil de cisaillement, qui mènent parfois à des notions physiquement différentes, Le seuil statique correspond à la contrainte à fournir afin d'obtenir le premier signe d'écoulement.

En effet, la méthode de mesure est appliquée à une suspension vierge de toute sollicitation (à part le malaxage dans le cas de mélange), donc une suspension initialement structurée, le seuil de cisaillement statique peut être déterminé en imposant une contrainte croissante jusqu'à la valeur provoquant l'écoulement de la suspension [3].

III.5 La thixotropie

Le dictionnaire de la Rhéologie [42], donne cette définition de la thixotropie : Un corps est dit thixotropique si deux conditions sont remplies :

- ✓ Après un long repos, x (ou y) étant brusquement appliquée puis maintenue fixe, la viscosité apparente est fonction décroissante de la durée d'écoulement.
- ✓ Le corps retrouve son état initial après un repos assez long.

La caractéristique de ce phénomène est réversible, qui permet au matériau de retrouver sa viscosité initiale lorsque la contrainte a disparu, aussi pendant la période de désorganisation, la contrainte de cisaillement assez élevée est convenable de détruire la cohésion interne du matériau et générant une réduction de la viscosité.

IV. COMPORTEMENTS RHEOLOGIQUES

D'un point de vue « rhéologique », chaque consistance fonction de la composition se traduit par un type de comportement associé à un :

- ✓ Fluide visqueux, c'est à dire présentant un écoulement permanent sous son poids propre.
- ✓ Fluide viscoplastique, c'est à dire fluide visqueux au-delà d'une certaine contrainte «seuil ».
- ✓ Fluide plastique, c'est à dire en écoulement permanent lorsqu'un certain état de contrainte (seuil) est atteint. On distingue des écoulements plastiques dilatants et contractants.

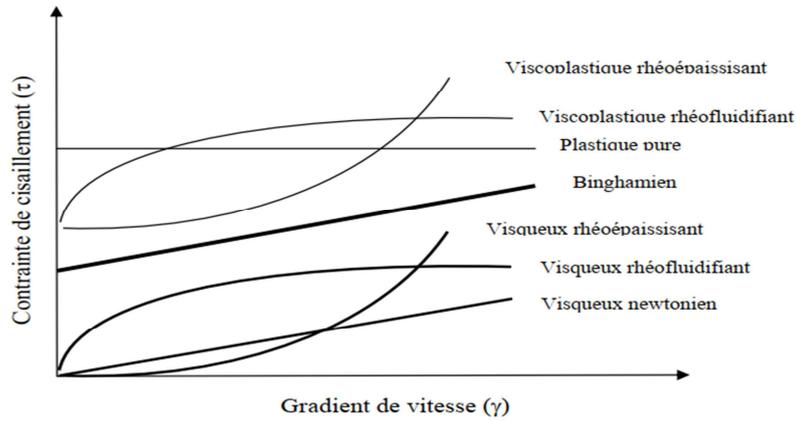


Figure II.1 : Rhéogrammes des différents types de comportement rhéologique

➤ **Modèles rhéologiques de base**

Les modèles de comportement rhéologique des fluides sont récapitulés dans le **tableau II.1** suivant :

Tableau II.1 : Les modèles de comportement rhéologique.

Auteur	Loi de comportement
Newton (1687)	$\tau = \mu \dot{\gamma}$
Bingham (1922)	$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}$
Herschel Berkley (1926)	$\tau = \tau_0 + K \dot{\gamma}^n$
Ostwald (1925)	$\tau = A \dot{\gamma}^n$
Ostwald (1925)	$\tau = \tau_0 + b \sinh^{-1} (\dot{\gamma}/c)$
Von-berg Sisko	$\tau = a \dot{\gamma} + b \dot{\gamma}^c$
Robertson-Sttif	$\tau = A (\dot{\gamma} + B)^c$
Eyring	$\tau = a \sinh (b\dot{\gamma})$

Avec :

τ : contrainte de cisaillement (Pa)

μ : viscosité (Pa.s)

$\dot{\gamma}$: le taux de cisaillement (1/s)

Concernant le comportement rhéologique des matériaux cimentaires de nombreux auteurs [43.44] ont montré que les matériaux cimentaires sont des fluides viscoplastiques soumis au modèle de Bingham :

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \quad (2.1)$$

CHAPITRE II : Caractérisation rhéologique des BAP

Les résultats de Mouret et al [43], rapportent que les bétons autoplaçants et les pâtes contenant du superplastifiant, avaient généralement un comportement non linéaire de type Herschel-Bulkley :

$$\tau = \tau_0 + k \dot{\gamma}^n \quad (2.2)$$

Ou :

τ : est la contrainte de cisaillement (Pa), $\dot{\gamma}$ le gradient de vitesse (s⁻¹),

τ_0 est le seuil de cisaillement, k et n sont des constantes caractéristiques.

V. CARACTERISTIQUES RHEOLOGIQUES DES BAP

L'utilisation du rhéomètre permet de caractérisation rhéologique des matériaux cimentaires (pâte, mortier, béton) à l'état frais, il y a différentes type de rhéomètres qui peuvent être décrire le comportement rhéologique des matériaux cimentaire :

- ✓ Le viscosimètre à plaque parallèle BML.
- ✓ Le rhéomètre coaxial BTRHÉOM.
- ✓ Le rhéomètre coaxial CEMAGREF-IMG.
- ✓ Le rhéomètre coaxial RHÉOCAD.

Généralement les rhéomètres mesurent le couple résistant du béton en fonction de la vitesse d'écoulement imposée, ces deux données permettent ensuite d'obtenir, par différents calibrages, les grandeurs caractéristiques de l'écoulement du béton, à savoir le seuil de cisaillement et la viscosité plastique [45].

Mais la présence de granulats de tailles variées dans le béton ne permet pas de définir un matériau type pour tous ces rhéomètres qui servirait de référence à toutes les mesures. L'auteur [46] dit que les mesures rhéologiques sont difficiles à mesurer dans le cas des bétons, du fait des particules qui les composent (de 1 µm à 20 mm). **La figure II.2** présente certains de ces Rhéomètres.

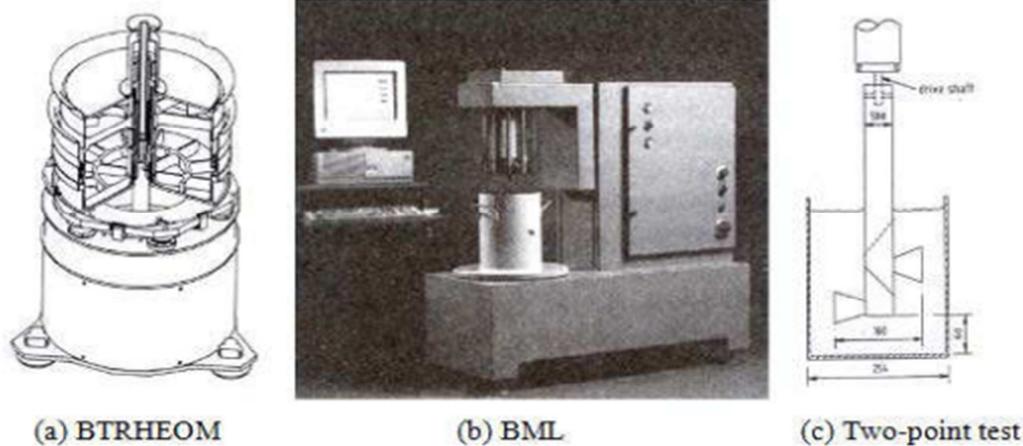


Figure II.2: Type des rhéomètres

VI. CARACTERISATION DES BAP A L'ETAT FRAIS

Les bétons autoplaçant sont caractérisés à l'état frais par les essais suivants :

VI.1 L'essai d'étalement (slump flow)

L'essai le plus courant permettant de caractériser la mobilité en milieu non confiné est l'essai d'étalement (slump flow) à l'aide du cône d'Abrahams (**Figure II.3**), il permet de donner des indications sur la fluidité, la viscosité et le risque de ségrégation du béton.

On remplit un échantillon de béton dans un cône d'Abrams maintenu sur une plaque en acier horizontale et humidifiée, ensuite on lève d'un geste régulier et vertical le cône et on laisse s'écouler le béton, le premier résultat de cet essai est exprimé par la moyenne de deux mesures du diamètre de la galette de béton obtenue, il nous renseigne sur la déformabilité du béton.

Cet essai est complété par la mesure du temps mis par l'étalement pour atteindre un diamètre de 50cm, et qui nous renseigne sur la vitesse de mobilité du béton.

Dans tous les cas, les BAP ne doivent présenter aucun signe visible de ségrégation ou de ressuage lors de l'essai d'étalement, la recommandation d'AFGC [2] prévoit une répartition des BAP en trois classes :

Tableau II.2 : les classes des BAP.

classe	Etalement (mm)
SF1	550 à 650
SF2	660 à 750
SF3	760 à 850

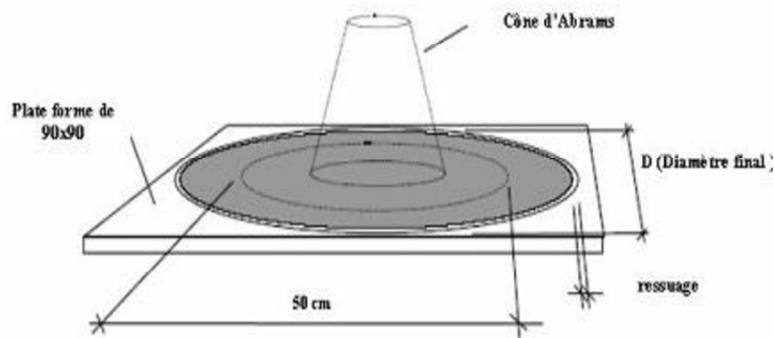


Figure II.3 : Représentation schématique de l'essai d'étalement.

VI.2 Essai de la boîte en L (L-box test)

La boîte en L (figure II.4) permet de tester la mobilité du béton frais en milieu confiné et de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptable.

Le principe de cet essai, est de remplir entièrement la partie verticale de la boîte, laisser le béton se reposer 1 mn puis enlever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale à travers le ferrailage, on mesure les hauteurs H1 et H2 et exprime le taux de remplissage $H2/H1$, notons que les distances entre les barres d'acier représentent un ferrailage standard pour des ouvrages de génie civil très ferrillés.

Pour des applications moins ferrillées, il est possible d'alléger la grille en ne mettant que deux barres distantes 58mm. Selon le groupe association française de génie civil AFGC [2], le taux de remplissage doit être supérieur à 0,8.

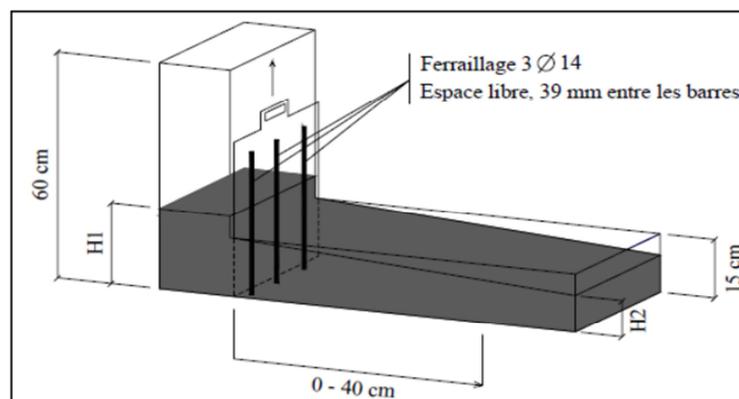


Figure II.4: Schématisation de la boîte en L.

VI.3 Essai de l'écoulement a l'entonnoir (V-funnel)

Cet essai permet d'évaluer la mobilité du béton en milieu confiné.

La procédure de cet essai est la suivante: l'entonnoir dont les dimensions sont définies à la figure II.5, est rempli de béton jusqu'en haut (12 litres), le clapet de fermeture situé à sa base est ensuite ouvert, ce qui provoque l'écoulement du béton, dont on mesure le temps nécessaire jusqu'à ce que l'entonnoir se soit entièrement vidé, dans la littérature scientifique, ce temps d'écoulement est souvent le critère utilisé pour définir la viscosité du BAP.

Plus le béton s'écoule rapidement hors de l'entonnoir, plus sa viscosité est faible, un temps d'écoulement compris entre 8 et 14 secondes est recommandé pour le béton BAP.

Le temps d'écoulement au V-Funnel dépend également du type d'application, mais n'est groupé que selon 2 classes :

- ✓ Classe VF1 : temps d'écoulement inférieur à 10s.
- ✓ Classe VF2 : temps d'écoulement compris entre 7 et 27s.

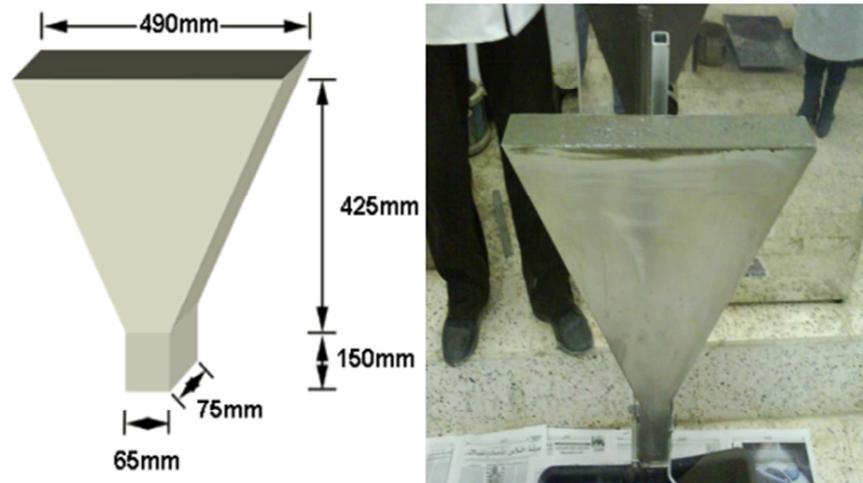


Figure II.5 : Schématisation de l'essai à l'entonnoir V-funnel

VI.4 Essai j-ring

Essai d'étalement modifié (J-Ring) fut développé au Japon, utilisé pour évaluer la capacité de passage et la capacité au remplissage du béton autoplaçant, il peut être utilisé aussi pour étudier la résistance à la ségrégation.

CHAPITRE II : Caractérisation rhéologique des BAP

A cet effet, le béton s'écoule à partir du cône disposé au centre d'un anneau métallique, sur cet anneau de 300 mm de diamètre sont soudées des barres d'armature \varnothing 16 à 18 mm, espacées régulièrement d'environ deux fois et demi leur diamètre.

Le béton BAP satisfait pleinement aux performances recherchées de fluidité avec faible tendance à la ségrégation et d'enrobage complet des armatures, lorsqu'il s'écoule de manière uniforme au travers de cet anneau et lorsque la répartition des granulats paraît homogène, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur de l'anneau (**Figure II.6**) [31].

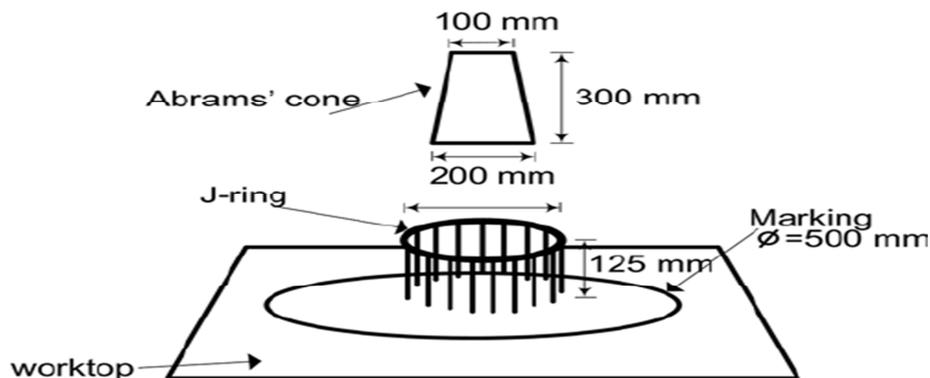


Figure II.6 : Schématisation de l'essai de J-Ring

VI.5 Essai à la boîte en U (U-Box)

Il est utilisé au Japon et en Angleterre, le principe est sensiblement le même que pour la boîte en L, l'essai permet de tester la capacité de passage du béton à travers des armatures, et le taux de remplissage du béton.

La partie la plus haute est remplie de béton, puis la trappe est ouverte pour permettre le coulage du béton à travers des armatures de 13 mm de diamètre et ainsi la deuxième partie de la boîte en U est remplie, après on mesure la hauteur de remplissage dans la deuxième partie.

Généralement, un BAP a une hauteur de remplissage supérieure ou égale à 30 cm.

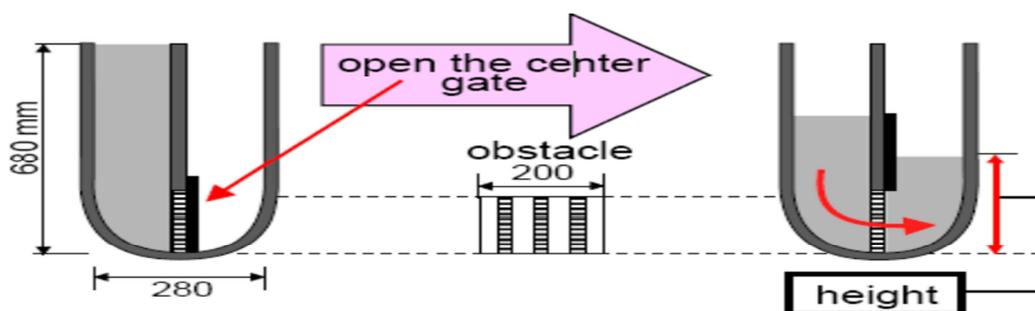


Figure II.7 : Schématisation de l'essai du tube en U.

VI.6 Essai de stabilité des tamis

Appelé aussi essai de caractérisation de la ségrégation des bétons autoplaçants, il vise à qualifier les bétons autoplaçants vis-à-vis du risque de ségrégation (**Figure II.8**), il peut être utilisé en phase d'étude de formulation d'un béton autoplaçant en laboratoire, ou pour le contrôle de réception de la stabilité du béton livré sur chantier [47].

Un échantillon de 10 L de béton est mis au repos pendant 15 min, il s'agit ensuite de déverser 4,8 kg + 0,2 kg de l'échantillon sur un tamis de 5mm avec une hauteur de 50cm +5cm, après 2 min d'attente, on pèse le poids de laitance qui est passée à travers du tamis et on calcule le pourcentage de la laitance.

Le pourcentage P de laitance traversant le tamis par rapport à la masse de l'échantillon est donné par la relation suivante :

$$P = \frac{\text{masse de laitance}}{\text{masse de l'échantillon}} \cdot 100$$

Les critères d'acceptabilité d'une formulation d'un béton autoplaçant sont divisés en trois classes :

- ✓ $0 \% \leq \% P \text{ laitance} \leq 15 \%$: stabilité satisfaisante.
- ✓ $15 \% < \% P \text{ laitance} \leq 30 \%$: stabilité critique : essai de ségrégation à réaliser in situ.
- ✓ $\% P \text{ laitance} > 30 \%$: stabilité très mauvaise : ségrégation systématique, béton inutilisable.

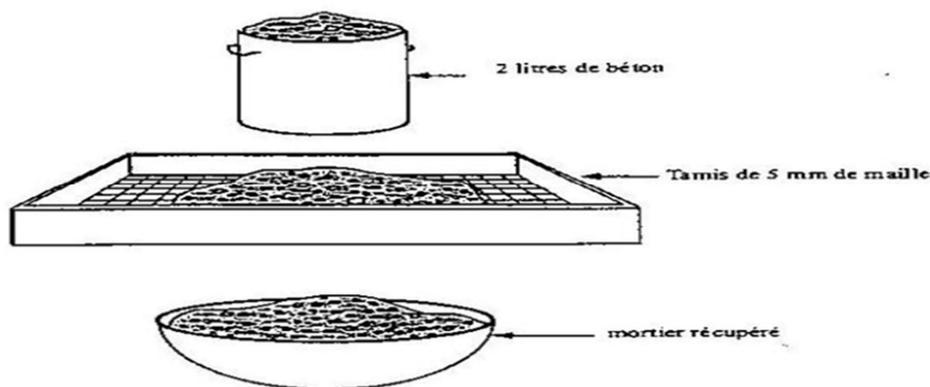


Figure II.8 : Schématisation de l'essai de stabilité au tamis

VI.7 Essai de ressuage

Le risque de ressuage se trouve accrue dans les bétons autoplaçants, à cause de sa liquidité prononcée, pour en évaluer le risque, un essai a été proposé par Kaplan dont nous reprenons ci-après la démarche.

La capacité de ressuage peut être mesurée par l'essai à l'aéromètre modifié (développé par le LCPC, (**Figure II.9**) : le volume d'eau libéré par l'échantillon de béton remonte au-dessus du perchloroéthylène (dont la densité est supérieure à celle de l'eau : 1,59) dans une colonne graduée où il est facile de l'estimer [48], ce test semble cependant peu pratique à être utilisé étant donné la nocivité du produit employé.

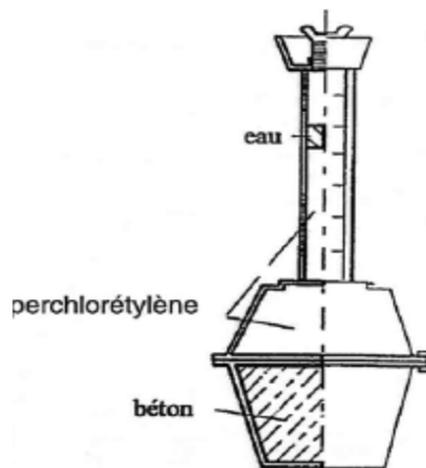


Figure II.9 : Essai de ressuage à l'aéromètre

VI.8 Essai de l'écoulement au caisson

Cet essai simule le comportement d'un béton dans un milieu fortement ferrailé et consiste à évaluer le taux de remplissage dans ce milieu, il est généralement destiné au test des bétons très fluides, ne contenant pas de gravier de taille supérieure à 25 mm, Son avantage principal réside en la visualisation du comportement autoplaçant du béton.

Ce test consiste à verser le béton dans la partie gauche du caisson jusqu'à atteindre la hauteur h_1 des armatures supérieures, une observation visuelle est effectuée afin de juger qualitativement de la capacité de passage et de remplissage, et de noter la présence d'un certain blocage, une caractérisation quantitative du taux de remplissage $R(\%)$ est possible par la relation suivante [49] :

$$R(\%) = \frac{h_1 + h_2}{2 \cdot h_1} \cdot 100$$

Où h_1 et h_2 sont les hauteurs mesurées du béton (après l'arrêt de l'écoulement) de part et d'autre du caisson. Pour un béton autoplaçant, le taux de remplissage au caisson doit être supérieur à 60% [50].

VII. CARACTERISATION D'UN BAP A L'ETAT DURCI (DESTRUCTIF ET NON DESTRUCTIF)

Le béton doit être soumis à différents essais mécaniques de caractérisation :

- a) Les essais destructifs :
 - ✓ Les essais de compression.
 - ✓ Les essais de traction par flexion.
 - ✓ Module d'élasticité

- b) Les essais non destructifs :
 - ✓ Essai au scléromètre.
 - ✓ Essai d'auscultation dynamique.

VII.1 Les essais destructifs du béton

VII.1.1 Les essais de compression

But : Contrôle de la qualité de béton durci. Il s'agit des essais les plus courants.

L'essai sur cubes ou prismes se fera toujours transversalement par rapport au sens de remplissage, les faces des éprouvettes sur lesquelles on applique la charge devront être rectifiées ou apprêtées avec un mortier si elles ne sont pas planes ou parallèles, l'apprêtage devra être aussi mince que possible et ne devra pas éclater pendant l'essai.

La résistance doit être égale ou supérieure aux valeurs exigées par les normes pour le type de béton correspondant, la résistance sur cylindres (hauteur = 2x diamètre) ou sur prismes (hauteur = 3x largeur) peuvent être estimées à partir des formules suivantes:

$$F_{C.Cylindre} = 0,80.f_{C.Cube} (h = 2d)$$

$$F_{C.Prisme} = 0,75.f_{C.Cube} (h = 3d)$$



Figure II.10: Mesure de la résistance à la compression.

VII.1.2 Les essais de traction par flexion

But : Caractériser les propriétés élastiques du béton.

Cet essai permet de contrôler la qualité du béton, il donne une indication sur la résistance à la traction par flexion du béton et donc sur sa résistance à la fissuration, l'essai se fera toujours transversalement par rapport au sens de remplissage, les faces des éprouvettes sur lesquelles on applique la charge devront être rectifiées ou apprêtées.

La résistance à la traction par flexion se calcule comme suit:

$$F_{\text{cbt}} = \frac{3pl}{2bh^2}$$

P est la charge de rupture, L la portée libre, b la largeur et h la hauteur du prisme.



Figure II.11: Mesure de la résistance à la traction par flexion

VII.1.3 Module d'élasticité

Caractériser le module mécanique (d'élasticité) E d'un béton.

Le module d'élasticité est calculé à partir de la mesure des déformations d'éprouvettes sollicitées en compression par trois cycles successifs comme décrit dans la norme EN.

La contrainte est reliée à la déformation par la loi de Hooke.

$$\sigma = E \varepsilon$$

En sachant que la déformation et la contrainte sur une éprouvette de dimensions données (longueur L_0 et surface de contact S_0) correspondent à

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad ; \quad \sigma = \frac{F}{S_0}$$

Le module peut être déterminé pour chaque cycle d'application par la formule suivante :

$$E = \frac{FL_0}{S_0\Delta L} = \sigma \frac{L_0}{\Delta L}$$

VII.2 Essais non destructifs du béton :

VII.2.1 Historique

Le premier essai non destructif à été réalisé par WILLIAMS EN (1936), en suite et pendant le développement de domaine de construction, ERNEST SCHMILT (1948), JONES (1962), WHITEHURST (1966), MALHOTRA (1976) ont présenté une enquête complète de littérature sur les méthodes non destructives normalement utilisées pour l'essai et l'évaluation du béton, BUNGEY (1982).

Au milieu des années soixante SKRAMTAEV ET LESHCHINSKY (1966) ont proposé pour la première fois l'utilisation de deux méthodes non destructifs ensembles, et le travail le plus fondamental à ce sujet a été présenté par FACAOARU (1969). En (1991) LESHCHINSKY a récapitulé les avantages des essais non destructifs comme réduction de la consommation de travail de l'essai, une diminution de la consommation de travail des travaux préparatoires, un peu de dommages structuraux, une possibilité d'examiner la résistance en structures ne peuvent pas être forés avec application de moins d'équipement d'essai cher, par rapport à l'essai destructif, ces avantages sont sans valeur si les résultats ne sont pas fiables, représentatif, et aussi étroitement comme possible à la force réelle de la partie examinée de la structure [51].

VII.2.2 Définition des essais non destructifs

Les essais non destructifs (END) représentent des méthodes de reconnaissance couramment appliquées aux structures de bâtiments, ouvrage d'art ou de génie civil.

Comme leur nom l'indique il s'agit de mesures n'endommageant pas les constructions étant entendu que quelques désordres mineurs peuvent être apportés à la structure sans toutefois modifier ni sa performance ni son apparence, une importante caractéristique des essais non destructifs est qu'ils peuvent être refaits au même endroit ou presque, ce qui permet de suivre les changements des propriétés du béton dans le temps.

Les essais non destructifs peuvent jouer un rôle exceptionnel dans la garantie de la qualité du béton et dans le développement ultérieur de la technologie de construction, la signification de ces essais se développera considérablement à l'avenir, parce que sa technologie de mesure automatisée et la réduction de la taille de l'appareillage de mesure ouvriront des applications entièrement nouvelles.

Ces essais sont rapides et légers à mettre en œuvre, et apportent de surcroît une réponse globale à l'échelle d'une structure ou d'un ouvrage, dans le cadre des contrôles d'ouvrages neufs ou en construction et comme diagnostic d'état d'ouvrages anciens [52].

VII.2.3 Avantages de ces méthodes

Les méthodes non destructives présentent les avantages suivants :

- ✓ La performance ou l'apparence de la structure n'est pas modifiée.
- ✓ La possibilité de suivre le changement des propriétés du béton dans le temps.
- ✓ Une plus grande sécurité, et une meilleure planification de la construction.
- ✓ Une progression plus rapide et plus économique.

VII.2.3.1 Essai au scléromètre

L'essai au scléromètre consiste à projeter une masse sur la surface du béton avec une énergie initiale constante. Suite au choc, une partie de l'énergie est absorbée par le béton, l'autre partie provoque le rebondissement de la masse, l'énergie d'impact est produite par un système de ressorts dont l'amplitude du mouvement de recul est fonction de :

- ✓ L'énergie de recul.
- ✓ Caractéristiques des systèmes de ressorts.

CHAPITRE II : Caractérisation rhéologique des BAP

La mesure de la dureté au choc permet d'évaluer la résistance d'un béton de manière non destructive, cette méthode est intéressante en raison de sa simplicité elle permet de faire rapidement des contrôles de régularité des bétons d'un ouvrage.

La détermination de la dureté est basée sur la mesure du recul que subit un dispositif mobile (commandé par un ressort) à la suite d'une collision entre le dispositif et la surface du béton.

➤ Principe

Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse.

Dans l'essai au scléromètre une masse approximative de 1,8 kg montée sur un ressort a une quantité potentielle fixe d'énergie qui lui est transmise par un ressort tendu à partir d'une position fixe, ce que l'on obtient en pressant la tête du marteau contre la surface du béton mis à l'essai. Lors de son relâchement, la masse rebondit depuis la tête, toujours en contact avec la surface du béton et la distance qu'elle parcourt, exprimée en pourcentage de l'extension initiale du ressort est appelée l'indice de rebondissement, cet indice est indiqué par un curseur qui se déplace le long d'une règle graduée.

Quelques modèles de scléromètres impriment le relevé des résultats sur un rouleau de papier paraffiné. L'indice de rebondissement est une mesure arbitraire, car elle dépend de l'énergie emmagasinée par le ressort et de la dimension de la masse [51].

VII.2.3.2 Points de mesures

La surface de mesure doit être divisée en zones de 400 cm² au moins, et structurée en une grille de points de mesure ayant pour espacement $d = 30\div 50$ mm, les points de mesures extrêmes doivent être au moins à 30 mm des bords de la surface testée.

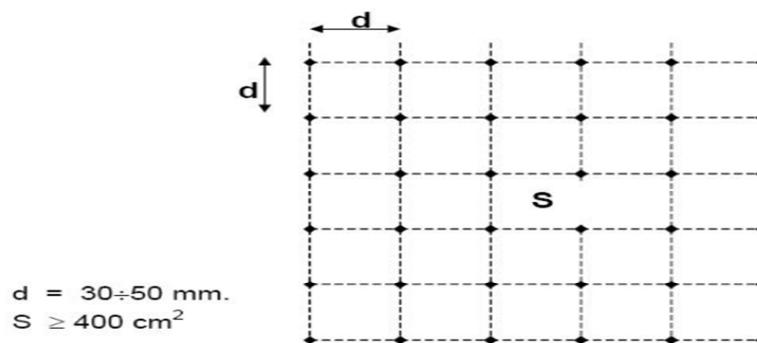


Figure II.12: Grille de mesure sur ouvrage

CHAPITRE II : Caractérisation rhéologique des BAP

Effectuer au moins 10 mesures successives dans la même zone, la surface de cette zone est équivalente à celle d'un carré d'environ 25 cm de côté. Au cours de ces mesures, il convient de ne pas effectuer l'essai à moins de 3 à 4 cm des bords de l'élément testé.



Figure II.13: Points de mesures

➤ Les étapes

- 1- Après avoir déterminé l'indice de rebondissement en plusieurs points on calcul les indice moyens.
- 2- Procéder à une correction d'étalonnage.
- 3- Faire une correction à la position de scléromètre, montré sur la figure (II.14) et le tableau (II.3).

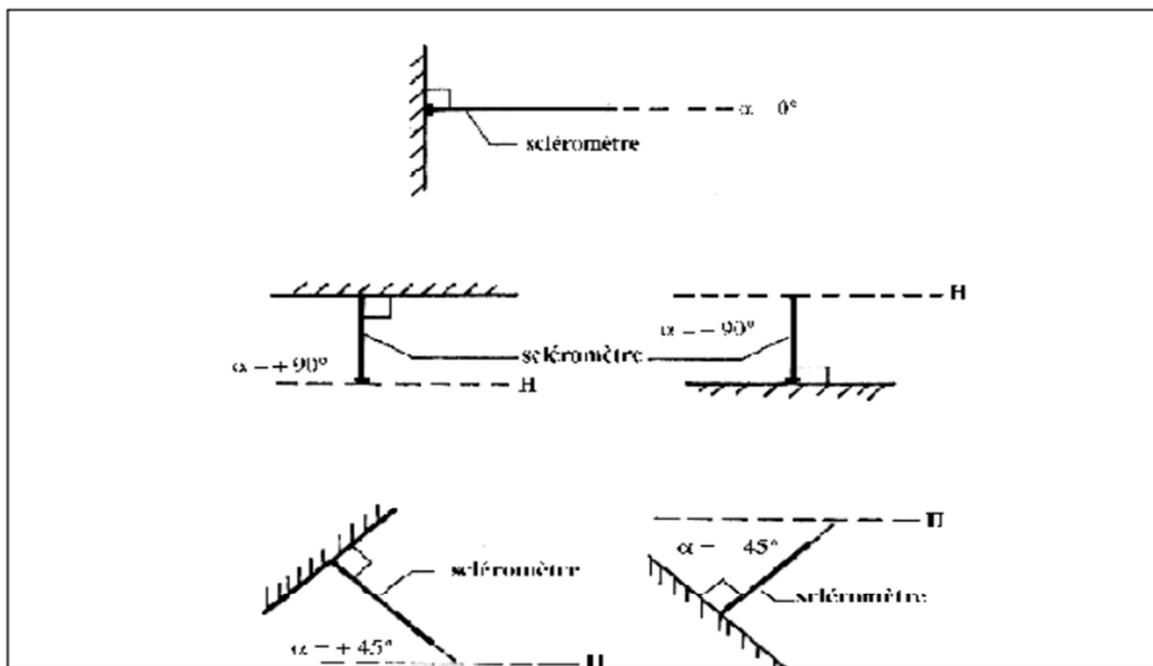


Figure II.14: Elément à tester par le scléromètre.

Tableau II.3: Correction de la valeur de l'indice de rebondissement

Indice de rebondissement	Correction de la valeur de l'indice de rebondissement pour les différents angles d'inclinaison de l'appareil			
	Essai vers le haut		Essais vers le bas	
	+90°	+45°	-90°	-45°
20	Non valable	Non valable	+2,4	+3,2
>20	-5,4	-3,5	+2,4	+3,4
>30	-4,7	-3,3	+2,3	+3,1
>40	-3,9	-2,0	+2,0	+2,7
>50	-3,1	-2,1	+1,6	+2,2

- ✓ Correction de l'humidité du béton :
 - Béton humide 1.10
 - Béton normal 1.00
 - Béton sec 0.95
- ✓ Correction: résistance cubique/résistance cylindrique.
- ✓ déterminé la résistance minimale et moyenne.

VII.2.3.3 Essai d'auscultation dynamique

Connu sous le nom d'essai aux ultrasons, cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales (de compression) à travers un élément en béton, le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde à parcourir une distance donnée.

➤ Principe

Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde, d'où le nom de la méthode (essai de vitesse de propagation d'ondes sonores) à parcourir une distance connue, les principales caractéristiques de tous les appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur d'impulsions. Figure (II.15).

Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc des cristaux semblables, elles sont utilisées dans le récepteur (Jons.R et Facoarou (1969)), la fréquence de générateur d'ondes est comprise entre 10 et 150 HZ, le temps de propagation des ondes dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques [52].



Figure II.15: Appareil d'auscultation sonore 58-E48 avec oscilloscop

VII.2.3.4 Points de mesures

Le nombre de points de mesures dépend des dimensions de l'ouvrage à tester, pour un grand panneau (dalle, voile, radier, etc.) les points de mesures sont situés aux intersections d'un quadrillage d'une maille de 0.5m, le cas des petits éléments (poteaux, poutres, etc.), les mesures se font en six points.

VII.2.3.5 La vitesse de propagation des ultrasons

La vitesse de propagation des ondes dans le béton est liée essentiellement à la masse volumique et le coefficient dynamique du béton comme l'indique l'équation suivante dans les normes en vigueur :

$$V^2 = \frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)\nu}$$

Avec :

E_d :est le module d'élasticité dynamique du béton

ρ :est la masse volumique du béton

ν :est le coefficient de poisson

Tableau II.4: Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions

Qualité	Vitesse de propagation des impulsions, pi/s
Excellente	supérieure à 15 000
Bonne	12 000-15 000
Douteuse	10 000-12 000
Mauvaise	7 000-10 000
Très mauvaise	inférieure à 7 000

➤ Manières de mesure

La détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait de trois manières, suivant le type de l'élément à tester :

✓ Mesure en transparence (directe)

Les mesures en transparence sont utilisées dans le cas des éprouvettes, des poteaux ou de certaines poutres. Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester Figure (II.16).

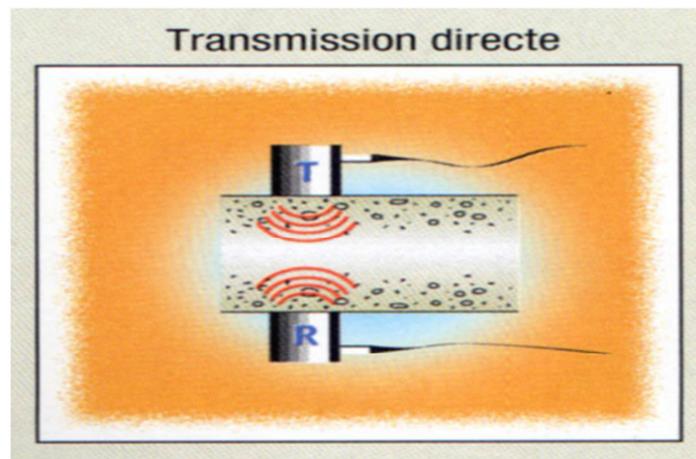


Figure II.16: Mesures en transparence (directe)

✓ Mesures en surface (indirecte)

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur figure (II.17).

L'émetteur est maintenu en un point fixe, le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance, après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.

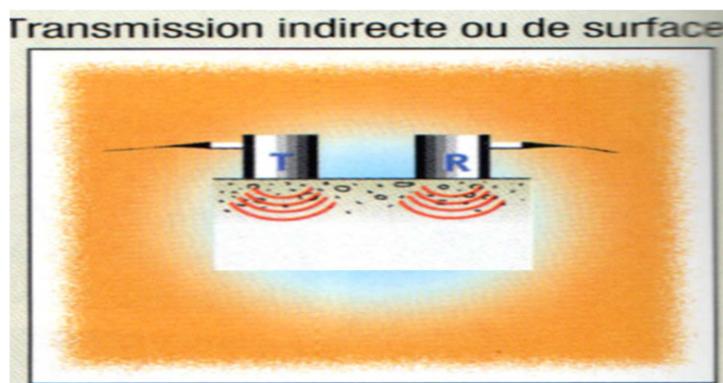


Figure II.17: Mesures en surface

✓ Mesures semi directe

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les éléments de structure où on ne peut pas utiliser les deux autres manières, figure (II.18).

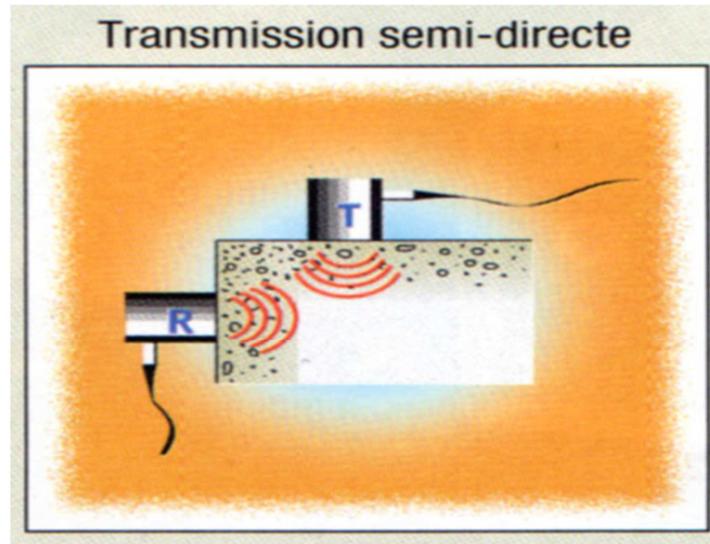


Figure II.18: Mesures semi directe

VIII. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons défini les paramètres rhéologiques essentiels qui concernent le comportement rhéologique et les types de comportement associé des matériaux cimentaires, et les propriétés rhéologiques obtenues à l'aide des rhéomètres, aussi nous avons présenté les caractéristiques des BAP à l'état frais et l'état durci avec les différents essais utilisés.

Introduction Partie B

Aussi nous avons calculé un bloc d'habitation composé d'un R+8+ un sous-sol, L'étude sera réalisée avec le logiciel ETABS2016.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) et les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 (2003) sont utilisées dans ce projet.

I. INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**RPA99 modifié en 2003 [1]**, **BAEL91 [2]**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (**R+8+sous-sol pour Parking-auto**), à usage habitation, ce bâtiment est situé à boulevard 20 mètre (**Blida**) et est classé, selon le **RPA99 version 2003**, comme étant une zone de forte sismicité (**Zone III**).

II.1 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Dimensions	(m)
Longueur totale de Bâtiment à la base en plan	24,60
Larguer totale de Bâtiment à la base en plan	27,35
Hauteur des étages courants	3,06
Hauteur du RDC	3,06
Hauteur totale de sous-sol	3,91
Hauteur totale de Bâtiment (Avec l'acrotère)	28,14
Surface du bâtiment	578,05 m ²

II.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes :

- **GROUPE 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **GROUPE 1B** : ouvrage de grande importance.
- **GROUPE 2** : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- **GROUPE 3** : ouvrage de faible importance.

➤ **Selon le règlement [1]**, l'ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Donc il est classé dans le groupe **2**.

II.3 Ossature et système constructif adopté

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles, car la hauteur de bâtiment dépasse 17m [1].

II.4 Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

II.5 Escalier et ascenseur

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées, La structure comporte une seule cage d'escalier et deux cage d'ascenseur du sous-sol au terrasse inaccessible. L'escalier est de type standard.

II.6 L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

II.7 Balcons

Les balcons seront réalisés en corps creux.

II.8 Maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

- **Les murs de séparations intérieurs** : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

II.9 Revêtement

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

III. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

III.1 Le béton

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**), ainsi qu'aux règlements en vigueur en Algérie.

Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste bien à la compression mais mal à la traction, c'est pourquoi on lui associe l'acier, un matériau qui développe une grande résistance aussi bien en compression qu'en la traction.

III.1.1 Granulats

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D \leq 5$) mm
- Graviers de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm

III.1.2 Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécanique du béton.

III.2 Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, on utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60\text{jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{si } j > 60\text{jours} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

III.3 Résistance caractéristique à la traction

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Dans notre cas : $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

III.4 Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

III.4.1 Déformations instantanées « E_{ij} »

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours) [2].

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour : $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

III.4.2 Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) [2].

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

$$\text{Pour : } F_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

III.4.3 Module de déformation transversale

$$\text{Sa formule est : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

III.5 Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- $\nu = 0,2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

III.6 Les contraintes limites

On distingue deux états limites [2]:

III.6.1 Etat limite ultime « ELU »

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1,5$ Situation courante

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

- $\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h
- $\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU

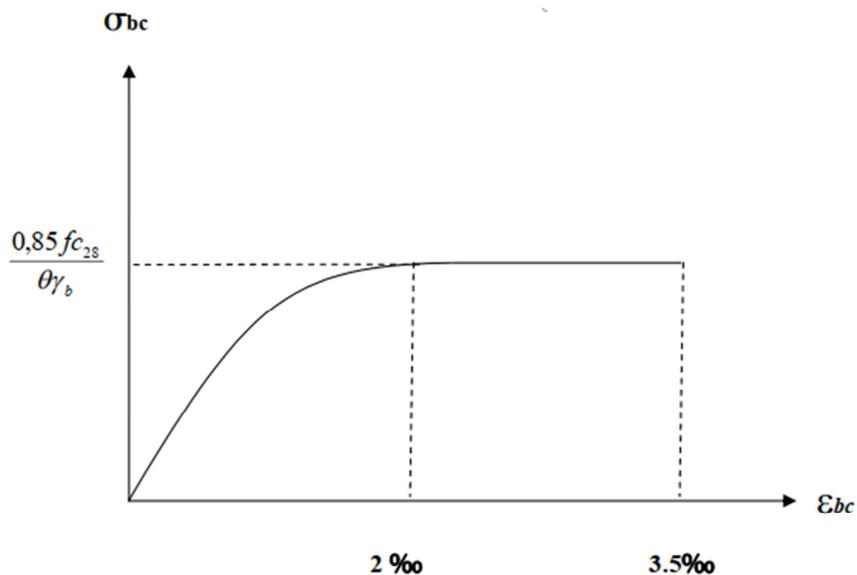


Figure I .1 : diagramme "contrainte - déformation"

III.6.2 Etats limites de services

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Diagramme "contrainte - déformation"

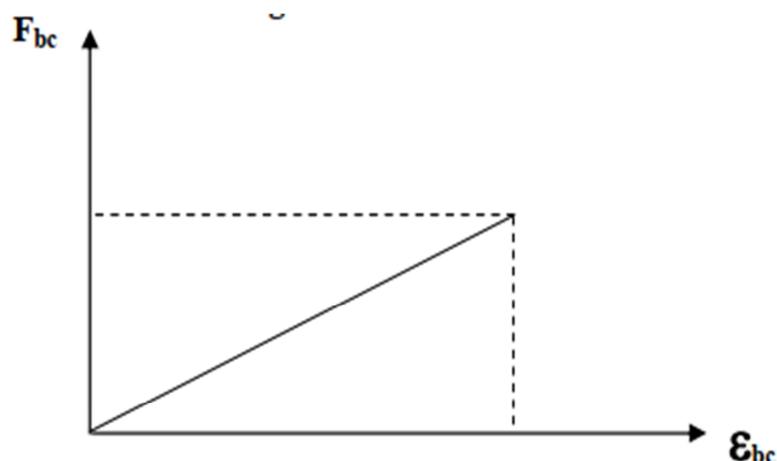


Figure I .2: diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

III.7 Aciers

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

➤ Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPa

➤ Contraintes limites

✓ Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Avec:

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

Pour les aciers FeE500 on a : $\sigma_{st} = \frac{500}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 2,17\text{‰}$

Diagramme déformations contraintes

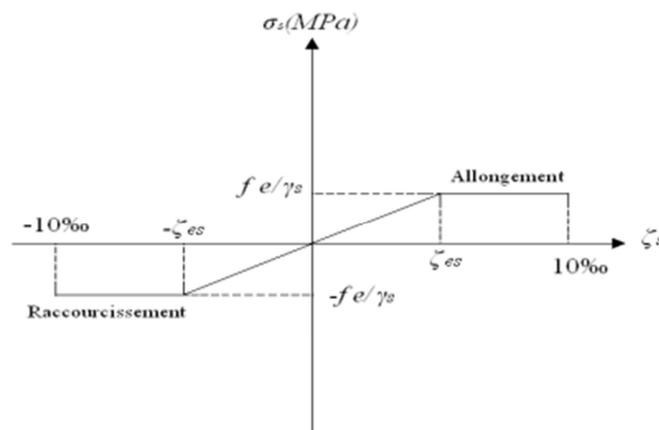


Figure I .3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

✓ Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, on distingue trois cas de fissures [2] :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5f_e, ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = \zeta \text{ (MPa)}$$

- Fissuration très préjudiciable : milieu agressif

$$\sigma_{st} = 0,8 \zeta \text{ (MPa)}$$

η = Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

III.8 Hypothèses de calcul

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après.

➤ Le règlement [2]

Basé sur la théorie des états limites.

III.8.1 Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

III.8.2 Etats limites de service (ELS)

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

III.9 Hypothèses de calcul

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

IV. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre structure du point de vue géométrie, les caractéristiques des matériaux ainsi que les règlements à utiliser.

I. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure (**Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles**). Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003, CBA93, BAEL 91**.

II. PRE-DIMENSIONNEMENT DES DALLES

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages, l'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.1 Dalles en corps creux

Ce types de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression. la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4,95 \text{ m} \rightarrow 19,20 \leq h_t \leq 24,75$$

On adopte : **$h = 21\text{cm} (16+ 5)$**

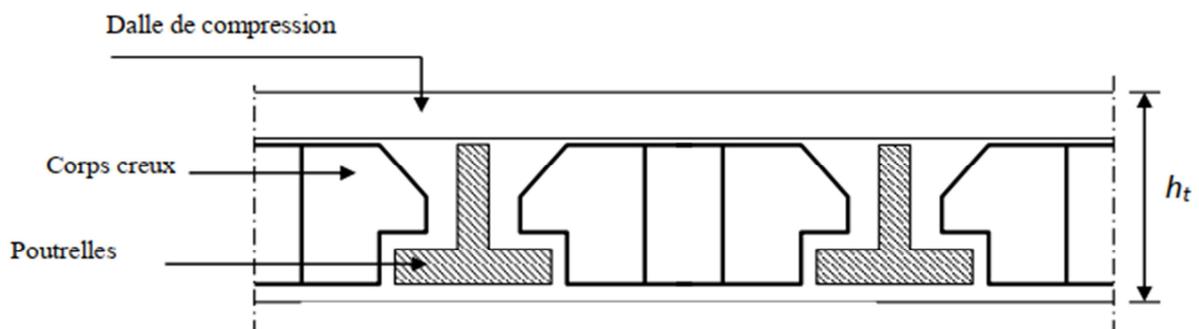


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

II.2 Séchoir

Le séchoir est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{35} \leq h_t \leq \frac{L}{30}$$

$$L = 1.3 \text{ m} \rightarrow 3,71 \leq h_t \leq 4,3$$

Le Choix : $e = 15\text{cm}$

III. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

III.1 Plancher terrasse inaccessible

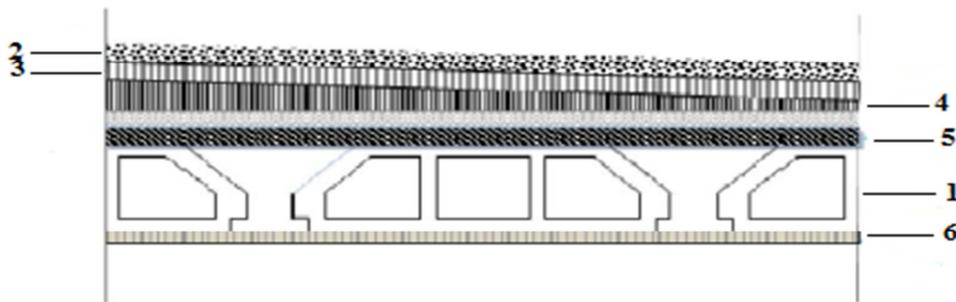


Figure II.2 : Coup transversal du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1. Plancher à corps creux (16+5)	0,21	2,90
2. Gravillon de protection	0,05	1,00
3. Multicouche d'étanchéité	0,02	0,12
4. Forme de pente	0,10	2,20
5. Isolation thermique	0,04	0,16
6. Enduit de plâtre	0,02	0,20
Total charges permanentes G		6,58
Total charges Exploitations Q		1,00

III.2 Plancher étage courant

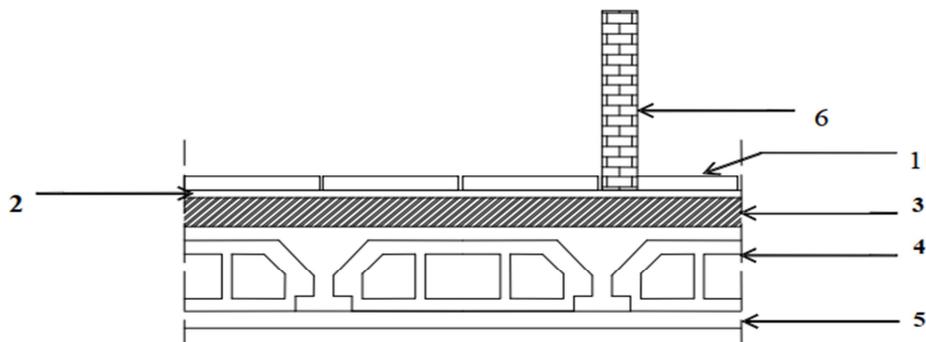


Figure II.3: Coup transversal du plancher étage courant

Tableau II.2: Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1. Carrelage	0,02	0,40
2. Mortier de pose	0,02	0,40
3. Lit de Sable	0,03	0,54
4. Plancher à corps creux (16+5)	0,21	2,90
5. Enduit de plâtre	0,02	0,20
6. Cloisons de séparation	0,05	1,00
Total charges permanentes G		5,44
Total charges Exploitations Q		1,50

III.3 Séchoir

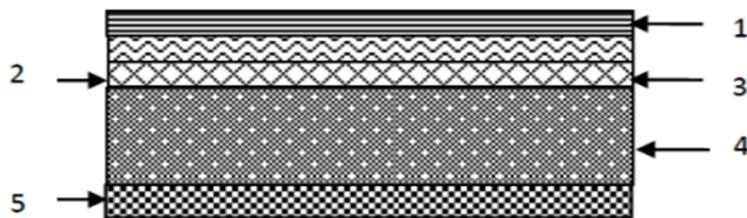


Figure II.4: Coup transversal du plancher dalle pleine (séchoir).

Tableau II.3 : Evaluation des charges du séchoir terrasse

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	G (kN/m ²)
1. Revêtement carrelage	0,02	0,44
2. Mortier de pose	0,02	0,4
3. Lite de sable	0,03	0,54
4. Dalle pleine	0,15	3,75
5. Enduit plâtre	0,02	0,4
Total charges permanentes G		5,53
Total charges Exploitations Q		3,50

Tableau II.4 : Evaluation des charges du séchoir étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	G (kN/m ²)
1. protection en gravillon	0,05	0,80
2. Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3. Forme de pente	0,10	2,20
4. Isolation thermique	0,04	0,16
5. Dalle pleine	0,15	3,75
6. Enduit plâtre	0,02	0,20
Total charges permanentes G		7,23
Total charges Exploitations Q		1,00

III.4 Maçonnerie

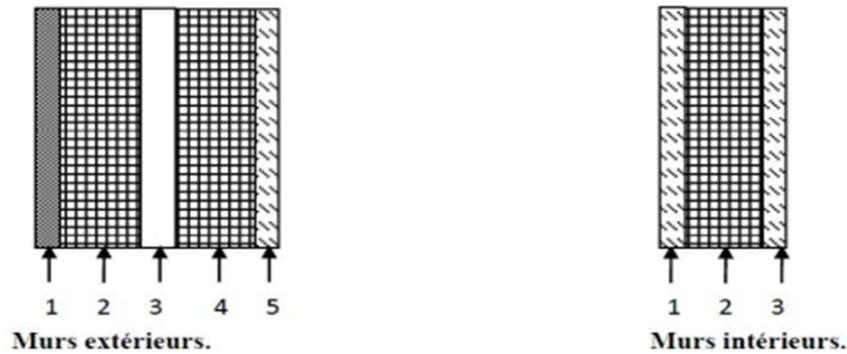


Figure II.5 : Coupe transversale des murs.

III.5 Murs extérieurs à double cloison

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1. Enduit en ciment	0,02	0,4
2. Brique creuse	0,15	1,35
3. Lambe d'aire	0,05	0,00
4. Brique creuse	0,10	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	0,24
Total charges permanentes G		2,89

III.6 Murs intérieurs

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1 . Brique creuse	0,10	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	0,24
Total charges permanentes G		1,14

III.7 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée

Section transversale : $S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2) = 0.0675 \text{ m}^2$

Poids propre : $0,0675 \times 2500 = 1,6875 \text{ kN/ml.}$

Revêtement en enduit de ciment : $1 \times 0,02 \times 2000 [0.6+0.2+0.05+0.1+0.5] = 0,58 \text{ kN/ml}$

Donc : $G = 2,2795 \text{ kN/ml}$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

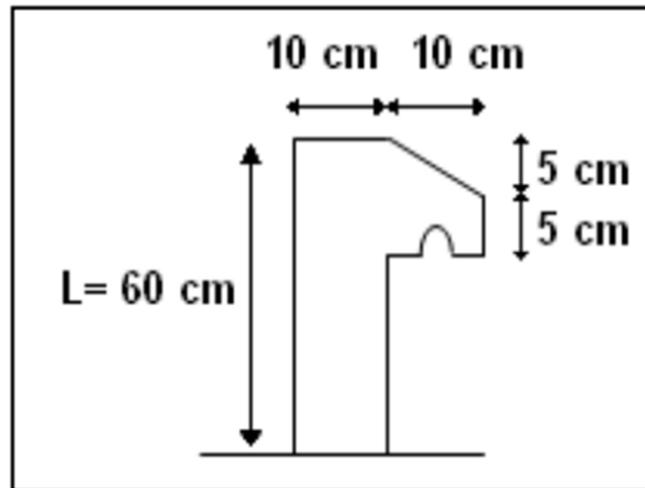


Figure II.6: Dimension de l'acrotère.

IV. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES ET VOILES

IV.1 Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, il y a deux types de poutres

➤ **Les poutres principales**

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires**

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

IV.1.1 Les poutres principales

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

Selon le règlement [2]:

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

$$L = 5,15 \text{ m} \rightarrow 34\text{cm} \leq \mathbf{h} \leq 51\text{cm}$$

On prend : **h = 50cm**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$\begin{aligned} 0,3h &\leq \mathbf{b} \leq 0,7 h \\ 15 &\leq \mathbf{b} \leq 35 \end{aligned}$$

On prend : **b=35cm**

Selon le règlement [1]: pour la zone **III**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

➤ **Condition de rigidité**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,085 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

IV.1.2 Poutres secondaires

Selon le règlement [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \text{et} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right.$$

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

$$L = 4.25\text{m} \rightarrow 0.283\text{m} \leq \mathbf{h} \leq 0.425\text{m}$$

On prend : **h = 35cm.**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$10,5\text{cm} \leq \mathbf{b} \leq 24,5 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 30 cm**

Selon le règlement [1]:

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

➤ **Condition de rigidité**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,070 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Le choix final :

Tableau II.7: Dimensions finals des poutres

	Plancher terrasse (cm²)	Plancher courant (cm²)
Poutre principale	35×50	35×50
Poutre secondaire	30×35	30×35

IV.1.3 Les poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de 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. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

➤ **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 **5%** jusqu'à **0,5Q [3]**.

Q : Charge d'exploitation.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

(Q_1, Q_2, \dots, Q_n): Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.8: Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,5
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5,75
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,75
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9,5
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12,25
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	13,495
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	14,74
P.RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots+Q_9)$	16,007
P.SS	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	17,25

➤ Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$

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

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

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

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

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400$ MPa)

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25$ MPa)

A_s : section d'acier comprimée

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ (m²)

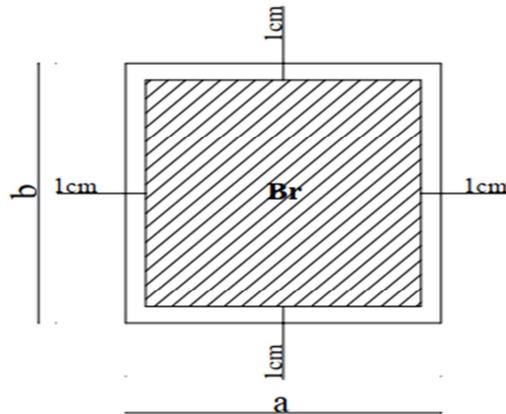


Figure II.7: section réduite du poteau

Selon le règlement [2]:

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

Le minimum requis Selon le règlement [1]:

Pour une zone sismique **III**, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

Les poteaux les plus sollicités sont :

- ✓ **Poteau d'angle** : $S=8,07 \text{ m}^2$
- ✓ **Poteau de rive** : $S =12,06 \text{ m}^2$
- ✓ **Poteau central** : $S=23,22 \text{ m}^2$

➤ **Poteau central**

❖ **calcul des différents poids**

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 23,22 = 125,78 \text{ kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 23,22 = 126,31 \text{ kN}$

Poids de la poutre long : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,4 \times 0,5 \times 0,35 \times 25 = 23,62 \text{ kN}$

Poids de la poutre transe : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,3-0,35) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 10,36 \text{ kN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0,5) \times (0,3)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$

Poids du poteau étage sous-sol : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,91-0,5) \times (0,3)^2 \times 25 = 7,67 \text{ kN}$

Poids du Mur intérieur : $G \times S = 1 \times 23,22 = 23,22 \text{ kN}$

Charge d'exploitation (niveau terrasse) : $1 \times 23,22 = 23,22 \text{ kN}$

Charge d'exploitation (étage courant) : $1,5 \times (23,22 - 0,3^2) = 34,74 \text{ kN}$

Tableau II.9 : Calcul des charges du poteau central

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)
8 ^{ème}	N1	Poids du plancher	125,78
		Poids des poutres long	23,62
		Poids des poutres transe	10,36
7 ^{ème}	N2	Venant de N1	159,76
		Poids du plancher	126,31
		Poids des poutres long	23,62
		Poids des poutres transe	10,36
		Poids de poteau	5,76
	Mur intérieur	26,47	
6 ^{ème}	N3	Venant de N2	352,28
		A	192,52
5 ^{ème}	N4	Venant de N3	544,8
		A	192,52
4 ^{ème}	N5	Venant de N4	737,32
		A	192,52
3 ^{ème}	N6	Venant de N5	929,84
		A	192,52
2 ^{ème}	N7	Venant de N6	1122,36
		A	192,52
1 ^{ème}	N8	Venant de N7	1314,88
			192,52
RDC	N9	Venant de N8	1507,40
		A	192,52
S.SOL	N10	Venant de N9	1699,92
		A	192,52
			Σ 1892,67

Tableau II.10 : Choix final des poteaux centraux

Etage	G (kN)	Q (kN)	G _c (kN)	Q _c (kN)	N _u (N)	B _r (Cm ²)	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	159,76	23,22	159,76	23,22	250506	154,73	14,44	30	30
R+7	192,52	34,74	352,28	52,164	553824	342,09	20,50	30	30
R+6	192,52	34,74	544,8	74,16	846720	523,01	24,87	30	35
R+5	192,52	34,74	737,32	89,208	1129194	697,49	28,41	30	35
R+4	192,52	34,74	929,84	97,308	1401246	865,53	31,42	30	40
R+3	192,52	34,74	1122,36	98,46	1662876	1027,14	34,05	30	40
R+2	192,52	34,74	1314,88	115,83	1948833	1203,77	36,70	30	45
R+1	192,52	34,74	1507,4	133,2	2234790	1380,41	39,15	30	45
RDC	192,52	34,74	1699,92	150,57	2520747	1557,04	41,46	30	50
S.SOL	192,52	34,74	1892,44	167,94	2806704	1733,67	43,64	30	50

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

➤ Poteau de Rive

❖ calcul des différents poids

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 12,06 = 79,35 \text{ kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 12,06 = 65,60 \text{ kN}$

Poids de la poutre long : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,82 \times 0,5 \times 0,35 \times 25 = 21,08 \text{ kN}$

Poids de la poutre transe: $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,62-0,35) \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 5,95 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 4,82 \times 2,117 = 10,20 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $L \times h_{mur} \times G_{mur} = 4,82 \times (3,06-0,5) \times 2,89 = 35,66 \text{ kN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0,5) \times (0,3)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$

Charge d'exploitation (niveau terrasse) : $1 \times 12,06 = 12,06 \text{ kN}$

Charge d'exploitation (étage courant) : $1,5 \times (12,06 - 0,3^2) = 17,95 \text{ kN}$

Tableau II.11 : Calcul des charges du poteau de rive

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)
8 ^{ème}	N1	Poids du plancher	79,35
		Poids des poutres long	21,08
		Poids des poutres transe	5,95
		Poids de l'acrotère	10,20
7 ^{ème}	N2	Venant de N1	116,58
		Poids du plancher	65,60
		Poids des poutres long	21,08
		Poids des poutres transe	5,95
		Poids de poteau	5,76
		Mur extérieur	35,66
6 ^{ème}	N3	Venant de N2	250,63
		A	134,05
5 ^{ème}	N4	Venant de N3	384,68
		A	134,05
4 ^{ème}	N5	Venant de N4	518,73
		A	134,05
3 ^{ème}	N6	Venant de N5	652,78
		A	134,05
2 ^{ème}	N7	Venant de N6	786,83
		A	134,05
1 ^{ème}	N8	Venant de N7	920,88
		A	134,05
RDC	N9	Venant de N8	1054,93
		A	134,05
S.SOL	N10	Venant de N9	1188,98
		A	134,05
			Σ 1323,03

Tableau II.12 : Choix final des poteaux de rive

Etage	G (kN)	Q (kN)	G _c (kN)	Q _c (kN)	N _u (N)	B _r (Cm ²)	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	116,58	12,06	116,58	12,06	175473	108,39	12,41	30	30
R+7	134,05	17,95	250,63	27,009	378864	234,02	17,30	30	30
R+6	134,05	17,95	384,68	38,368	576870	356,33	20,88	30	35
R+5	134,05	17,95	518,73	46,137	769491	475,31	23,80	30	35
R+4	134,05	17,95	652,78	50,316	956727	590,96	26,31	30	40
R+3	134,05	17,95	786,83	50,905	1138578	703,29	28,52	30	40
R+2	134,05	17,95	920,88	59,88	1333008	823,38	30,69	30	45
R+1	134,05	17,95	1054,93	68,855	1527438	943,48	32,72	30	45
RDC	134,05	17,95	1188,98	77,83	1721868	1063,58	34,61	30	50
S.SOL	134,05	17,95	1323,03	86,805	1916298	1183,68	36,40	30	50

➤ Poteau d'Angle

❖ calcul des différents poids

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 8,07 = 53,10$ kN

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 8,07 = 43,90$ kN

Poids de la poutre long : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,075 \times 0,5 \times 0,35 \times 25 = 13,45$ kN

Poids de la poutre transe : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,626-0,35) \times 0,30 \times 0,3 \times 25 = 5,97$ kN

Poids de l'acrotère : $L_{C,H} \times G_{acrotère} = (5,7) \times 2,117 = 12,06$ kN

Poids du mur : $L \times h_{mur} \times G_{mur} = 5,7 \times (3,06-0,5) \times 2,89 = 42,17$ kN

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0,5) \times (0,3)^2 \times 25 = 5,76$ kN

Charge d'exploitation (niveau terrasse) : $1 \times 8,07 = 8,07$ kN

Charge d'exploitation (étage courant) : $1,5 \times (8,07 - 0,3^2) = 11,97$ kN

Tableau II.13: Calcul des charges du poteau d'angle.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)
8 ^{ème}	N1	Poids du plancher terrasse	53,10
		Poids des poutres long	13,45
		Poids des poutres transe	5,97
		Poids de l'acrotère	12,06
7 ^{ème}	N2	Venant de N1	84,58
		Poids du plancher	43,90
		Poids des poutres long	13,45
		Poids des poutres transe	5,97
		Poids de poteau	5,76
6 ^{ème}	N3	Poids du mur	42,17
		Venant de N2	195,83
5 ^{ème}	N4	A	111,25
		Venant de N3	307,08
4 ^{ème}	N5	A	111,25
		Venant de N4	418,33
3 ^{ème}	N6	A	111,25
		Venant de N5	529,58
2 ^{ème}	N7	A	111,25
		Venant de N6	640,83
1 ^{ème}	N8	A	111,25
		Venant de N7	752,08
RDC	N9	A	111,25
		Venant de N8	863,33
S.SOL	N10	A	111,25
		Venant de N9	974,58
			Σ 1082,83

Tableau II.14 : Choix final des poteaux d'angle.

Etage	G (kN)	Q (kN)	G _c (kN)	Q _c (kN)	N _u (N)	B _r (Cm ²)	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	84,58	8,07	84,58	8,07	126288	78,01	10,83	30	30
R+7	111,25	11,97	195,83	18,036	291424,5	180,01	15,42	30	30
R+6	111,25	11,97	307,08	25,608	452970	279,79	18,73	30	35
R+5	111,25	11,97	418,33	30,786	610924,5	377,36	21,43	30	35
R+4	111,25	11,97	529,58	33,57	765288	472,71	23,74	30	40
R+3	111,25	11,97	640,83	33,96	916060,5	565,84	25,79	30	40
R+2	111,25	11,97	752,08	39,945	1075226	664,16	27,77	30	45
R+1	111,25	11,97	863,33	45,93	1234391	762,47	29,61	30	45
RDC	111,25	11,97	974,58	51,915	1393556	860,78	31,34	30	50
S.SOL	111,25	11,97	1085,83	57,9	1552721	959,10	32,97	30	50

IV.2 Les voiles

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par le **règlement [1]**, Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après cet article :

- ✓ « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

- ✓ « **L'épaisseur minimale est de 15 cm** », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités du voile comme indiquée sur les figures suivantes :

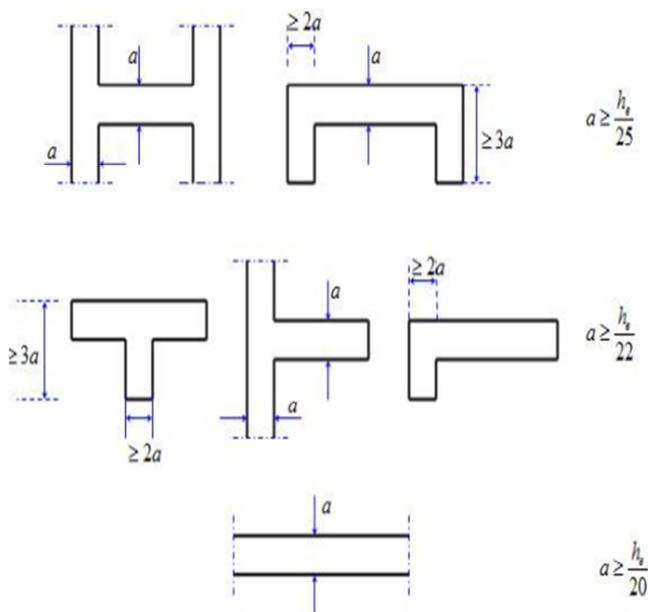


Figure II.8: Coupes de voiles en plan

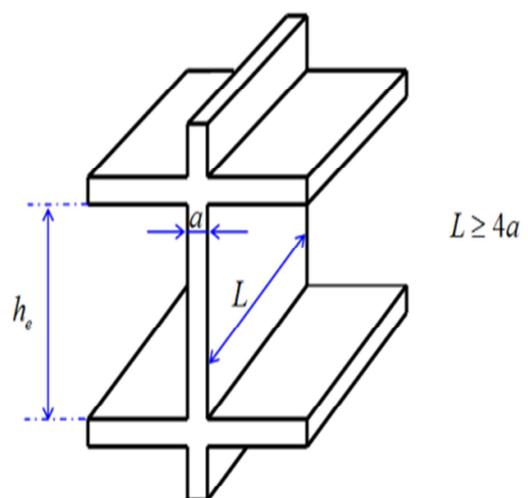


Figure II.9: Coupe du voile élévation.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

- ✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaisante la condition suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm [2].

	RDC .1 ^{er} 8 ^{ème}	S.SOL
h_e (m)	306	391
a (cm)	15,3	19,55

- On prend **a = 20cm**.

V. CONCLUSION

Après avoir fait le pré -dimensionnement des éléments structuraux, nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ les planchers corps creux $e = 21\text{cm}$ (16+5) cm
- ✓ dalles pleines $e = 15\text{cm}$

- ✓ Le choix des sections des poutres est le suivant :
 - Poutres principales (35×50) cm²
 - Poutres secondaires (30×35) cm²

- ✓ Le choix des sections des poteaux est le suivant :
 - Sous-sol et RDC (50×50)
 - 1^{er} et 2^{ème} (45×45)
 - 3^{ème} et 4^{ème} (40×40)
 - 5^{ème} et 6^{ème} (35×35)
 - 7^{ème} et 8^{ème} (30×30)

- ✓ L'épaisseur des voiles est fixé à $a = 20\text{cm}$

Les dimensions des éléments résistants obtenus ne sont pas définitives, ils peuvent être augmentés après l'étude dynamique.

I. INTRODUCTION

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).
- Les escaliers.

II. L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

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

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

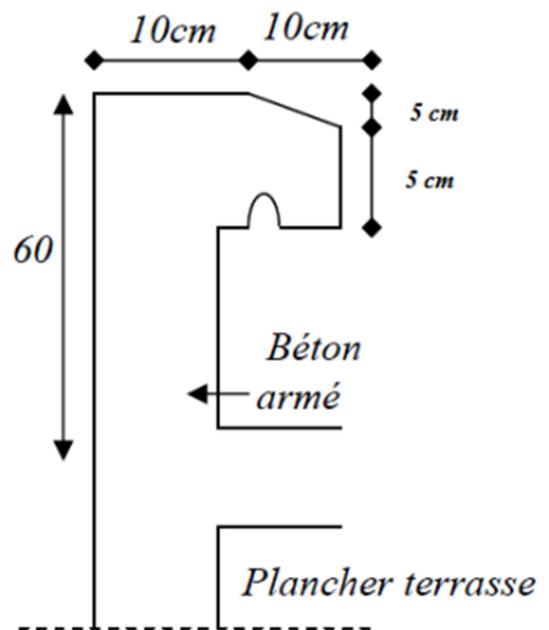


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

II.1 Evaluation des charges

➤ Charge Permanente

Surface de l'acrotère : $S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2) = 0.0675 \text{ m}^2$

Poids propre : $0.0675 \times 2500 = 1,6875 \text{ kN/ml}$.

Revêtement en enduit de ciment : $1 \times 0.02 \times 2000 (0.6+0.2+0.05+0.1+0.5) = 0,58 \text{ kN/ml}$

Donc : $G = 2,2795 \text{ kN/ml}$.

➤ Charge d'exploitation

$Q = 1 \text{ kN/ml}$.

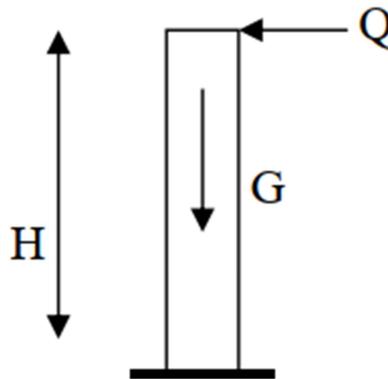


Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère

➤ Forces horizontales (F_p)

L'action des forces horizontales (F_p) [1] :

$$F_p = 4A.C_p.W_p$$

Avec :

F_p : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone. ($A=0,25$) zone III, groupe 2.

C_p : facteur de force horizontale. ($C_p=0,8$) élément consol

W_p : Poids propre de l'acrotère. ($W_p = 2,2795 \text{ kN/ml}$)

$$F_{pp} = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,2795 = 1,8236 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = \max (1,5Q_u ; F_p)$$

$$\begin{cases} 1,5 Q_u = 1,5 \text{ kN} \\ F_p = 1,8236 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc : $Q_u = 1,8236 \text{ kN}$

Pour une bande de **1m** de largeur: $G = 2,2795 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,8236 \text{ kN/ml}$.

II.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ E L U

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2,2795 \rightarrow N_u = 3,07 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 Q_u h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,8236 \times 0,6 \rightarrow M_u = 1,64 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 Q_u \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,8236 \rightarrow T_u = 2,7354 \text{ kN}$$

➤ E L S

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2,2795 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_{ser} h \rightarrow M_{ser} = 1,8236 \times 0,6 \rightarrow M_{ser} = 1,09 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q_{ser} \rightarrow T_{ser} = 1,8236 \text{ kN}$$

II.3 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2,5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$.

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,64}{3,07} = 53,42 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc : l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M).

➤ Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,71 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,014 \rightarrow \mu < \mu_L = 0,186 \quad \text{alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée). } \alpha_u = 1,25$$

$$(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,014)}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 9(1 - (0,4 \times 0,017)) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_F) \rightarrow A_{sf} = \frac{M_F}{z \cdot \sigma_s} = 44,09 \text{ mm}^2$$

$$A_{S1} = A_{S'} = 0$$

$$A_{S2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 37,03 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{S1} = 0 \text{ cm}^2 ; A_{S2} = 0,37 \text{ cm}^2$$

II.4 Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non-fragilité [2]:

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,87 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ce qui fait : } \mathbf{6T8 = 3,02 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{6} = 20 \text{ cm}$$

II.5 Armatures de répartition

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

$$\text{On choisit : } \mathbf{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

II.6 Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,81 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ 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 :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,81 \text{ cm}$$

$$C = d - e_a = -42,81 \rightarrow (C < 0)$$

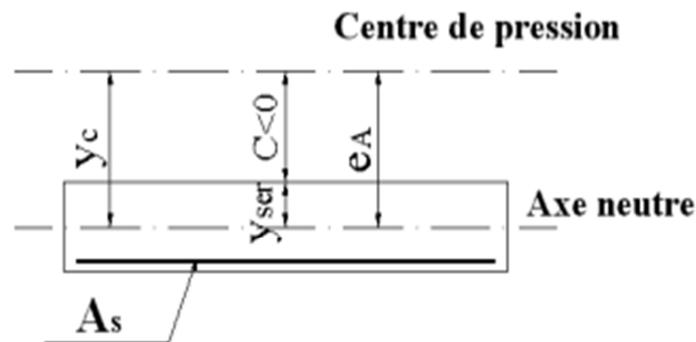


Figure III.3:Distance de l'axe neutre

On doit résoudre l'équation suivant [2]:

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

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

Avec :

$$n = 15 : \begin{cases} P = -3C^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -5480,42 \\ q = -2C^3 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = 156933,10 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -1,68 \cdot 10^8 \quad ; \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} \rightarrow \varphi = 175,23$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 95,54 \quad ; \quad y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,50 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44,80 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40,69 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 44,80 \text{ cm}$

$$\text{Car : } 0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{\text{ser}} = 44,8 - 42,18 = 1,99\text{cm} < 9\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 1,99\text{cm} \\ y_c = 44,80\text{cm} \end{cases}$$

❖ Calcul du moment d'inertie

$$n = 15 \quad ; \quad A'_s = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3} \cdot y_{\text{ser}}^3\right) + n [A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - c')^2] = 1515,75\text{cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes

❖ Contrainte du béton

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

$$\sigma_{bc} = 0,13 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Contraintes de l'acier

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right) = 250\text{MPa}$$

($\eta=1,6$ pour les aciers HA)

$$\sigma_s = 70,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -5,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

II.7 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\text{On a : } T_u = 2,7354 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,03\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

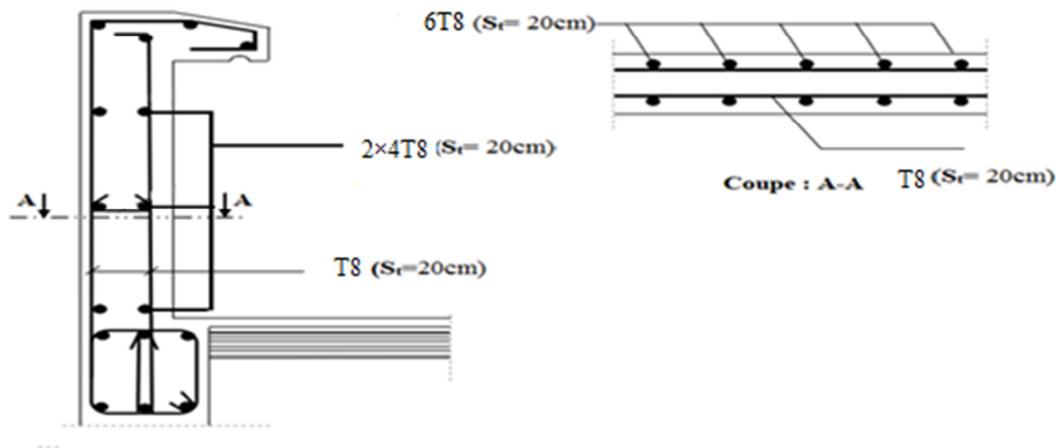


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III. Etude des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.1 Plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments : $\begin{cases} \text{Poutrelle.} \\ \text{Dalle de compression} \end{cases}$

III.1.1 Etude de poutrelle

III.1.1.1 Dimension de la poutrelle

$h = 16\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$.

$$C = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

III.1.1.2 Méthodes Calcul des moments

Leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

➤ Méthode forfaitaire

Domaine d'application :

$$H_1; Q \leq \max\{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la méthode :

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

$$M_t \geq \left(\frac{1,05 M_0}{(1+0,3)M_0} \right) - \frac{M_w - M_e}{2}$$

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

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considéré

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

Moment sur appuis :

- $M = 0,6M_0$: pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0,4M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

➤ **Méthode de CAQUOT**

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

Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis: (charges réparties) :**

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

- **Moment en travée:**

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

Avec:

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{2}$$

M_w et 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 considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

$l' = l$: Pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$: Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre

III.1.1.3 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.1.1.4 Calcul des poutrelles

Le calcul se fera en deux étapes :

1^{ère} : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

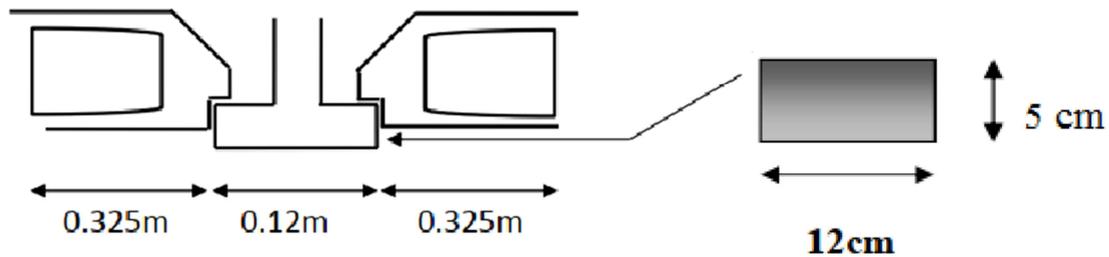


Figure III.5 : Coupe transversale de la poutrelle.

➤ Charges et surcharges

Poids propre de la poutrelle: $G_1 = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0,15 + 1,82 = 1,97 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison des charges

- L'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 1,35 \times 1,97 + 1,5 \times 0,65 = 3,63 \text{ kN/ml}$

- L'ELS :

$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 1,97 + 0,65 = 2,62 \text{ kN/ml}$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

- L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,63 \times 4,95^2}{8} = 11,11 \text{ kN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{3,63 \times 4,95}{2} = 8,98 \text{ kN}$$

- L'ELS :

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{2,62 \times 4,95^2}{8} = 8,02 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{2,62 \times 4,95}{2} = 6,48 \text{ kN}$$

➤ Ferrailage

Soit :

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

$d = 0,9h = 0,9 \cdot 5 = 4,5\text{ cm}$

$b = 12\text{ cm}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11,11 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 3,22 > 0,395 \rightarrow \text{Sachant qu'il est impossible d'avoir } > 1$$

$\rightarrow A_s \neq 0$

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

2^{ème} : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle travaille comme une poutre continue en **Te** encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

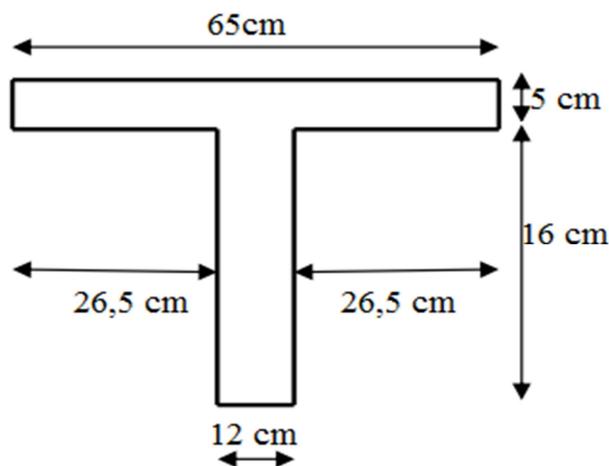


Figure III.6 : Dimensions des poutrelles.

➤ Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente

Plancher terrasse : $G = 6,58 \times 0,65 = 4,45 \text{ kN/ml}$

Plancher courant : $G = 5,44 \times 0,65 = 3,53 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Plancher courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison des charges

Plancher terrasse

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,14 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 5,22 \text{ kN/ml}$

Plancher courant

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,22 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,50 \text{ kN/ml}$

Le plancher courant est le plus sollicité.

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

✓ Condition 1

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,44 = 10,88 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10,88 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

✓ Condition 2

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

→ Condition est vérifiée

✓ Condition 3

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

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

$$0,8 < \frac{4,95}{4,15} = 1,19 < 1,25 \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

✓ Condition 4

Fissuration peu nuisible Non vérifiée

Note : Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée), Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ Calcul des moments à ELU

✓ Type 1

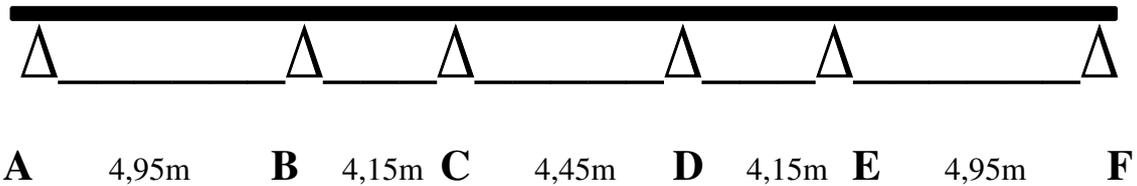


Figure III.7: poutrelle à 5 travées.

Tableau III.1: Calcul des moments (5travées).

	AB	BC	CD	DE	EF	
Portée l (m)	4,95	4,15	4,45	4,15	4,95	
Portée fictive l_0 (m)	4,95	3,32	3,56	3,32	4,95	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	
Chargée C 1,35g+1,5q (kN/m)	6,228	6,228	6,228	6,228	6,228	
Déchargée D 1,35 g (kN/m)	4,76	4,76	4,76	4,76	4,76	
M_a cas 1 : CCCCC(kNm)	0	-13,98	-8,70	-8,70	-13,98	0
M_a cas 2 : DCDCDC (kN.m)	0	-11,15	-7,56	-7,56	-11,15	0
M_a cas 3 : CDCDCD (kNm)	0	-13,22	-7,78	-7,78	-13,22	0
M_o ; Chargée (kNm)	19,07	8,58	9,86	8,58	19,07	
M_o ; Déchargée (kNm)	14,54	6,54	7,52	6,54	14,54	
M_t cas1 : CCC (kNm)	12,17	-2,55	1,16	-2,55	12,17	
M_t cas 2 : DCD (kNm)	9,49	-0,65	-0,04	-0,65	9,49	
M_t cas 3 : CDC (kNm)	13,03	-3,67	2,08	-3,67	13,03	
M_a max (kNm)	0	-13,98	-8,70	-8,70	-13,98	0
M_t max (kNm)	13,03	-3,67	2,08	-3,67	13,03	

✓ Type 2

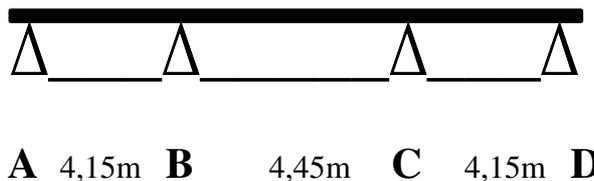


Figure III.8: poutrelle à 3 travées

Tableau III.2 : Calcul des moments (3travées)

	AB	BC	CD	
Portée l (m)	4,15	4,45	4,15	
Portée fictive l_0 (m)	4,15	3,56	4,15	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	0,975	
Chargée C $1,35g+1,5q$ (kN/m)	6,228	6,228	6,228	
Déchargée D $1,35 g$ (kN/m)	4,76	4,76	4,76	
M_a cas 1 : CCCC(kNm)	0	-11,08	11,08	0
M_a cas 2 : CDCD (kNm)	0	-10,06	-10,06	0
M_a cas 3 : DCDC(kNm)	0	-9,47	-9,47	0
M_o ; Chargée (kNm)	13,40	9,86	13,40	
M_o ; Déchargée (kNm)	10,24	7,54	10,24	
M_t cas1 : CCC (kNm)	8,43	-1,22	8,43	
M_t cas 2 : DCD (kNm)	6,05	0,39	6,05	
M_t cas 3 : CDC (kNm)	10,25	-1,93	10,25	
M_a max (kNm)	0	-11,08	-11,08	0
M_t max (kNm)	10,28	9,86	10,28	

✓ Type 3

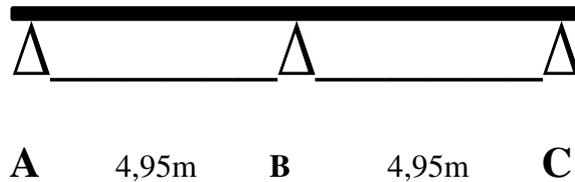


Figure III.9: poutrelle à 2 travées

Tableau III.3: Calcul des moments (2travées)

	AB	BC	
Portée l (m)	4,95	4,95	
Portée fictive l_0 (m)	4,95	4,95	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	
Chargée C $1,35g+1,5q$ (kN/m)	6,228	6,228	
Déchargée D $1,35 g$ (kN/m)	4,76	4,76	
M_a cas 1 : CCC (kNm)	0	-17,95	0
M_a cas 2 : DCD (kNm)	0	-15,83	0
M_a cas 3 : CDC (kNm)	0	-15,83	0
M_o ; Chargée (kNm)	19,07	19,07	
M_o ; Déchargée (kNm)	14,57	14,57	
M_t cas1 : CC(kNm)	11,15	11,15	
M_t cas 2 : DC (kNm)	7,72	11,97	
M_t cas 3 : CD (kNm)	11,97	7,72	
M_a max (kNm)	0	-17,92	0
M_t max (kNm)	11,97	11,97	

➤ Calcul des moments à ELS

✓ Type 1

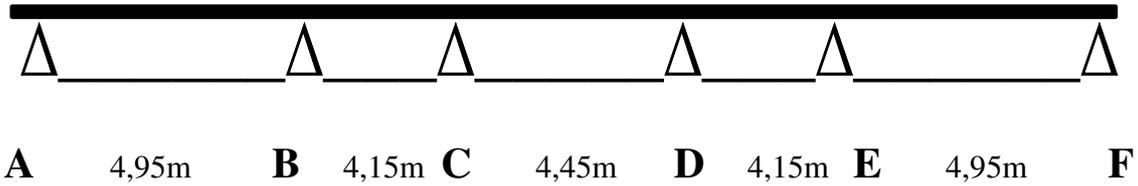


Figure III.10: poutrelle à 5 travées

Tableau III.4: Calcul des moments (5travées)

	AB	BC	CD	DE	EF	
Portée l (m)	4,95	4,15	4,45	4,15	4,95	
Portée fictive l_0 (m)	4,95	3,32	3,56	3,32	4,95	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	
Chargée C g+q (kN/m)	4.505	4.505	4.505	4.505	4.505	
Déchargée D g (kN/m)	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	
M_a cas 1 : CCCCCC (kNm)	0	-10,11	-6,29	-6,29	-10,11	0
M_a cas 2 : DCDCDC (kNm)	0	-8,48	-5,68	-5,68	-8,48	0
M_a cas 3 : CDCDC D(kNm)	0	-9,61	-5,54	-5,54	-9,61	0
M_o ; Chargée (kNm)	13,79	6,20	7,13	6,20	13,79	
M_o ; Déchargée (kNm)	10,81	4,86	5,59	4,86	10,81	
M_t cas1 : CCC (kNm)	9,19	-1,85	0,84	-1,85	9,19	
M_t cas 2 : DCD (kNm)	6,98	-0,8	-0,09	-0,8	6,98	
M_t cas 3 : CDC (kNm)	9,40	-2,5	1,59	-2,5	9,40	
M_a, \max (kNm)	0	-10,11	-6,29	-6,29	-10,11	0
M_t, \max (kNm)	9,40	-2,5	1,59	9,40	9,40	

✓ Type 2

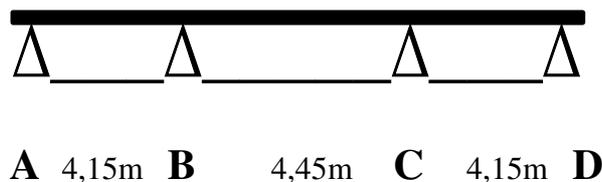


Figure III.11: poutrelle à 3 travées

Tableau III.5: Calcul des moments (3travées)

	AB	BC	CD	
Portée l (m)	4,15	4,45	4,15	
Portée fictive l_0 (m)	4,15	3,56	4,15	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	0,975	
Chargée C g+ q (kN/m)	4,505	4,505	4,505	
Déchargée D g (kN/m)	3,53	3,53	3,53	
M_a cas 1 : CCCC(kNm)	0	-8,01	-8,01	0
M_a cas 2 : CDCD (kNm)	0	-7,34	-7,34	0
M_a cas 3 : DCDC (kNm)	0	-6,95	-6,95	0
M_0 ; Chargée (kNm)	9,69	7,13	9,69	
M_0 ; Déchargée (kNm)	7,59	5,59	7,59	
M_t cas1 : CCC (kNm)	6,09	-0,88	6,09	
M_t cas 2 : DCD (kNm)	4,36	-0,21	4,36	
M_t cas 3 : CDC (kNm)	6,52	-1,36	6,52	
M_a , max (kNm)	0	-8,01	-8,01	0
M_t , max (kNm)	6,52	-1,36	6,52	

✓ Type 3

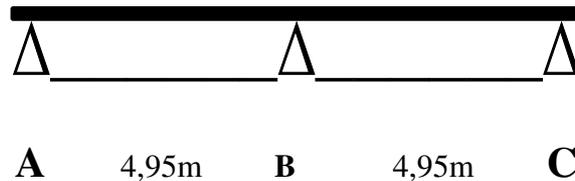


Figure III.12: poutrelle à 2 travées

Tableau III.6: Calcul des moments (2 travées)

	AB	BC	
Portée l (m)	4,95	4,95	
Portée fictive l_0 (m)	4,95	4,95	
Charge permanente g (kN/m)	3,53	3,53	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	
Chargée C g+q (kN/m)	4,505	4,505	
Déchargée D g (kN/m)	3,53	3,53	
M_a cas 1 : CCC (kNm)	0	-12,98	0
M_a cas 2 : DCD (kNm)	0	-11,58	0
M_a cas 3 : CDC (kNm)	0	-11,58	0
M_0 ; Chargée (kNm)	13,79	13,79	
M_0 ; Déchargée (kNm)	10,81	10,81	
M_t cas1 : CCC (kNm)	8,06	8,06	
M_t cas 2 : DC (kNm)	5,79	8,06	
M_t cas 3 : CDC (kNm)	8,06	5,79	
M_a , max (kNm)	0	-12,98	0
M_t , max (kNm)	8,06	8,06	

➤ Effort tranchant

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

- ELU

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,228 \times 4,95}{2} + \frac{(-17,95)}{4,95} = 11,78 \text{ kN} \\ T_e = -\frac{6,228 \times 4,95}{2} + \frac{(-17,95)}{4,95} = -19,04 \text{ kN} \end{cases}$$

- ELS

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,505 \times 4,95}{2} + \frac{(-12,98)}{4,95} = 8,52 \text{ kN} \\ T_e = -\frac{4,505 \times 4,95}{2} + \frac{(-12,98)}{4,95} = -13,77 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau III.7 : Récapitulatif du calcul M_{max} et l'effort tranchant

Moment sur appuis (kNm)		Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kNm)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_w	T_e
-17,95	-12,98	13,03	9,40	11,78	-19,04	8,52	-13,77

➤ Calcul du ferrailage

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$H=21 \text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9 \text{ cm}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{tu} \text{ max} = 13,03\text{kNm} \\ M_{au} \text{ max} = 17,95\text{kNm} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{tser} \text{ max} = 9,40\text{kNm} \\ M_{aser} \text{ max} = 12,98\text{kNm} \end{cases}$$

✓ Ferrailage en travée

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 13,03 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 75,53 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,039 \rightarrow \mu < \mu_L = 0,392 \text{ alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha_u = 0,049$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 18,52 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 433 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s} = 1,55 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{S \text{ min}} \geq 0,23 bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{S \text{ min}} \geq 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max [1,19 \text{ cm}^2 ; 1,55 \text{ cm}^2]$$

$$A_s = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 (A_s = 3,39 \text{ cm}^2)$$

✓ Ferrailage sur appuis

$$M_{\text{tab}} = 75,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 17,95 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 75,53 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,054 \rightarrow \mu < \mu_L = 0,392 \text{ alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha_u = 0,069$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 18,37 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s} = 2,24 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{S \min} \geq 0,23 \text{ bd} \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{S \min} \geq 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max [1,19 \text{ cm}^2 ; 2,24 \text{ cm}^2] A_S = 2,24 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_S=2,26 \text{ cm}^2$)

➤ Vérifications

✓ Effort tranchant

$$T_u^{\max} = 19,04 \text{ kN}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ Au voisinage des appuis

• Appuis de rives

▪ Vérification de la compression du béton [2]:

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b, d} = 0,58 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales [1]:

$$A_S = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires

▪ Vérification de la contrainte de compression [2]:

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b, d} = 0,93 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales [2]:

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9 d}}{\sigma_s} \leq 0 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ **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 : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n (A_s + A'_s) y^2 - n (A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65\text{cm (travée)} ; b_0 = 12\text{cm (appuis)}$$

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

- 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 suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0 \\ \text{et} \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s (y - c')^2 - \eta A_s (d - y)^2 = 0 \end{array} \right.$$

Tableau III.8: Vérification à l'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,40	2,36	4,025	9245,63	3,36	Vérifiée
Appuis	12,98	2,26	3,95	8912,05	4,57	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

Calcul de la flèche : $\Delta_{fI} = f_v - f_i \leq f$

Tel que : $f = \frac{L}{500} = 0,99 \text{ cm}$ ($L < 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée

• Position de l'axe neutre « y_1 »

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

• Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [2]:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

▪ Calcul des moments d'inerties fictifs

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

Avec :

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

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

$\sigma = \frac{A_s}{b_0 d}$: 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.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.9 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,40	2,36	7,2	0,0083	173,08	4,95	1,98	0,53	23257,12	7060,25	12483,08

▪ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 37000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 37000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,01 \text{ cm} \quad (L = 4,95 \text{ m})$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$F_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,70 \text{ cm} \rightarrow \Delta_f = f_v - f_i = 0,69 \text{ cm} < \bar{f} = 0,99 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Selon le règlement [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} k}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ s_t \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right)$

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 0,65\text{cm}) = 0,6\text{cm}.$$

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

Selon le règlement [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 1,27 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ S_t \leq 0,021 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} \end{array} \right.$$

✓ **Choix des armatures**

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

✓ **Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow s_t \leq 15,83 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} s_t = 5\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale} \\ s_t = 10\text{cm} \rightarrow \text{zone courante} \end{cases}$$

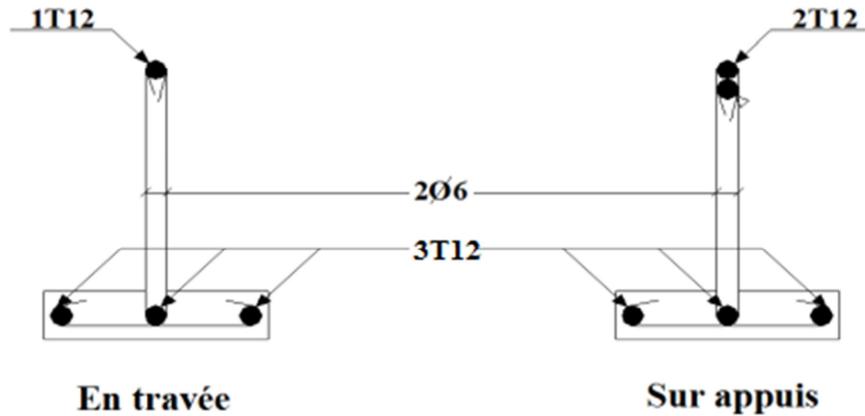


Figure III.13: Ferrailage des poutrelles

III.1.2 Ferrailage de la table 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 : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq l \leq 80\text{cm} \rightarrow A_t = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : $L = 65\text{cm}$; $F_c = 520 \text{ MPa}$ ($\Phi \leq 6 \text{ mm}$)

$$A_1 = 4 \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5\text{T}6 \rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

On prend : **5T6=1,41cm²**

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

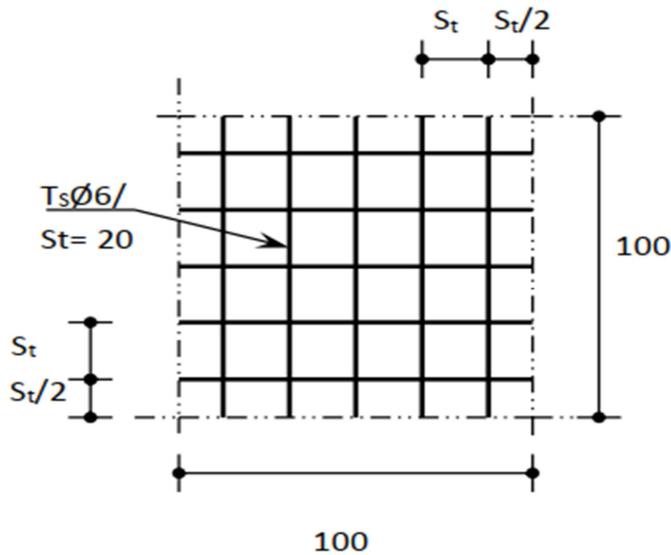


Figure III.14: Disposition constructive des armatures de la table de compression

IV. ESCALIER

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

IV.1 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule: $2h + g = 64$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche.

$$H = n \times h \rightarrow h = \frac{H}{n} \quad L = (n-1) g \rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

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

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \\ H = n \times h \\ L = (n - 1).g \end{cases}$$

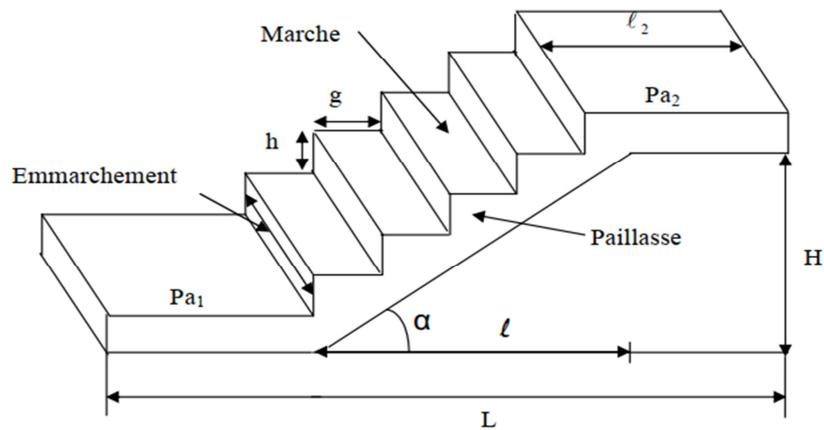


Figure III.15: Dimensions de l'escalier

IV.2 Calcul des escaliers

➤ Escalier à trois volées

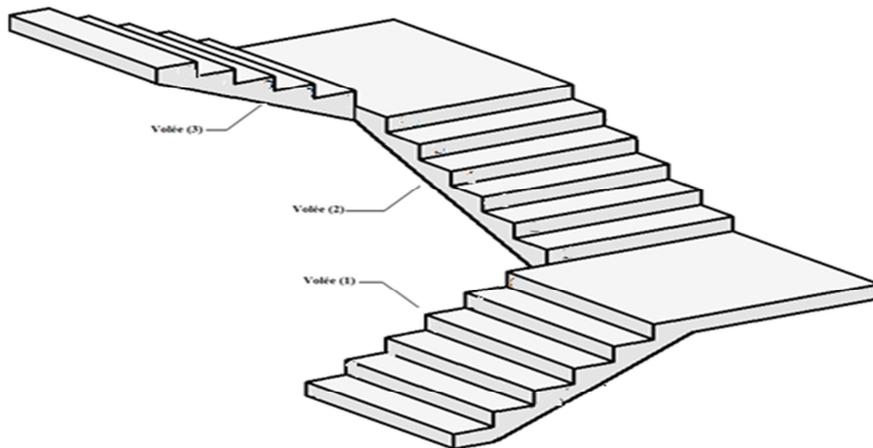


Figure III.16 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées

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

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

n : La racine de l'équation

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

✓ **Les valeurs de H et L**

$H=102 \text{ cm} ; L=150 \text{ cm} ; 64n^2-674n+340=0$

Le nombre de contre marche $n=6$

Le nombre des marches $n-1=5$

Alors : on prend : $h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} (59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33 \text{ cm}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Donc : $L = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,45 = \sqrt{(1,50)^2 + (1,02)^2} + 1,45 = 3,26 \text{ m}$

$10,86 \leq e \leq 16,3$

On prend l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Angle d'inclinaison de la paillasse : $\text{Tga} = \frac{H}{L} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Tableau III.10 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	palier (kN/ m ²)	paillasses (kN/ m ²)	
Poids de la dalle (e=1cm)	4,5	1^{ère} volée	$25 \times 0.15 / \cos(34.21) = 4,53$
		2^{ème} volée	$25 \times 0.15 / \cos(34.21) = 4,53$
		3^{ème} volée	$25 \times 0.15 / \cos(34.21) = 4,53$
Poids des marches	0,00	$(25 \times 0.17) / 2 = 2,125$	
Mortier de pose vertical (e=2cm)	0,00	$20 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0,23$	
Mortier de pose horizontal (e=2cm)	0,4	0,4	
Carrelage de pose horizontal e=2cm	0,44	0,44	
Carrelage vertical (e=2cm)	0,00	$22 \times 0.02 \times 0.17 / 0.3 = 0,25$	
Garde-corps	0,00	0,6	
Lit de sable (e=2cm)	0,00	0,4	
Enduit de plâtre	0,15	0,15	
Total G kN/m ²	5,49	G _{v1}	9,125
		G _{v2}	9,125
		G _{v3}	9,125
Total Q kN/m²	2,5	2,5	

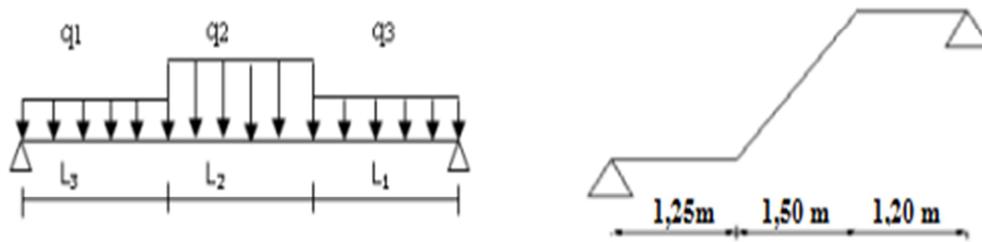


Figure III.17 : Schéma statique de la 1^{ère} volée

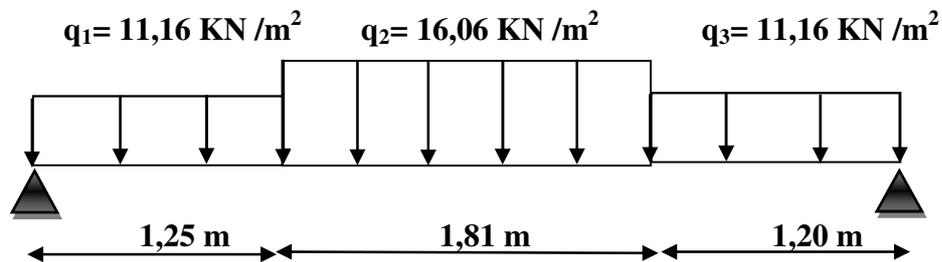
➤ Calcul des sollicitations

Tableau III.11 : Calcul des sollicitations

Combinaison	Le palier 1 q_1 (kN /m ²)	La paille q ₂ (kN /m ²)	Le palier 2 q_3 (kN /m ²)
ELU	11.16	16.06	11.16
ELS	8	11.62	8

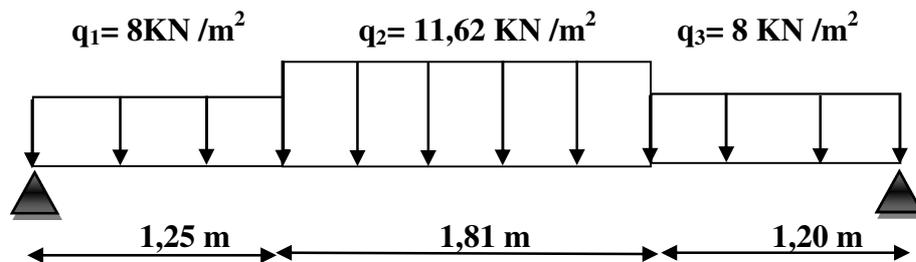
✓ Moment fléchissant

- ELU



$$\left\{ \begin{array}{l} M_U = 33,7 \text{ kN.m} \\ \text{et} \\ T_U = 28,25 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- ELS



$$\left\{ \begin{array}{l} M_S = 26,45 \text{ kN.m} \\ \text{et} \\ T_S = 20,32 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Selon le règlement [2] :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

Le moment en appui: $M_A = 0,50 M_0$

➤ **Ferraillage**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b = 100cm; h=15cm ; d = 0,9h =13,5cm

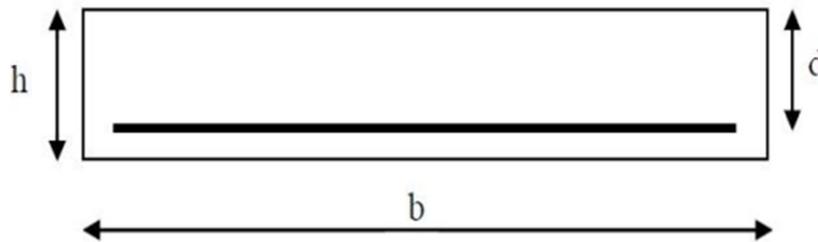


Figure III.18: Section d'escalier à ferrailer

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

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{ MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$

- **ELU**

En appuis : $M_A = 0,50 M_0 = 16.85\text{ kN.m}$

En travée: $M_T = 0,85 M_0 = 28,64\text{ kN.m}$

Tableau III.12 : Ferraillage de l'escalier.

	Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (mm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)	e _{sp} (cm)
Appui	16.85	0,065	Oui	0	0.084	130,46	2,97	4T12	4,52	25
Travée	28,64	0,110	Oui	0	0.146	127,11	5,18	4T14	6,16	25

✓ **Armature de répartition**

• **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,502 \text{ cm} \leq A_r \leq 1,005 \text{ cm}$$

Le choix est de **4T8** = 2.01cm²,

Avec : $e_{sp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

• **Sur appui :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,79 \text{ cm} \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}$$

Le choix est de **4T8** = 2.01cm²,

Avec : $e_{sp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

✓ **Vérification**

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 2,97\text{cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$ vérifiée
- **Sur appui :** $A_s = 5,18\text{cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$ vérifiée

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,21\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **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
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s = \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = - 110,43 \text{ kN} < 0 \rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

• **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,21 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ **Vérification à l'ELS**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton**

✓ **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

✓ **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2 = 0$$

Avec : $n = 15$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A_{s'} = 0$.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 13,22 \text{ kN.m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 22,48 \text{ kN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Appui	13,22	4,52	3,65	8199,02	5,88	Vérifiée
Travée	22,48	6,16	4,15	10460,28	8,91	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{325} = 0,046 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{6,16}{100 \times 13,5} = 0,0045 \leq 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,046 \geq 0,084 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

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

$E_i = 32164,20\text{MPa}$; $E_v = 10818,87\text{MPa}$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta (2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta (2 + \frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.14 : 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)
22,48	6,16	0,0045	270,32	4,6	1,86	0,47	31451,4	10941,34	16781,23

Donc :

$$f_i = 0,67 \text{ cm}$$

$$f_v = 1,3 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,63 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{325}{500} = 0,65$$

$\Delta f_i = 0,63\text{cm} \leq \bar{f} = 0,65$ Vérifiée

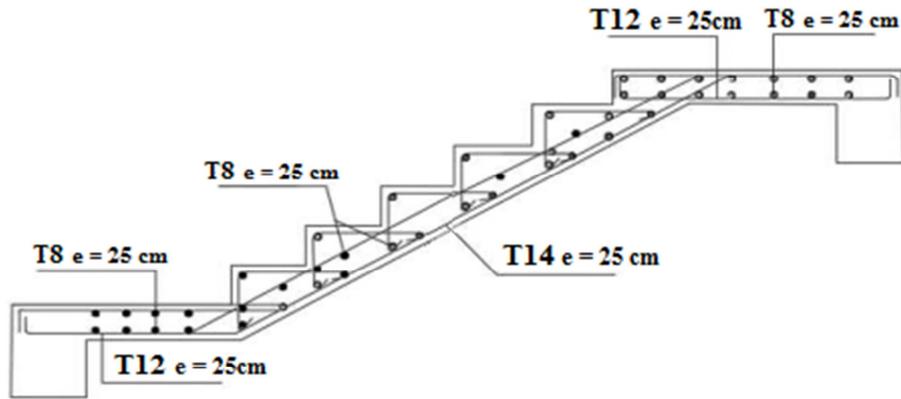


Figure III.19: Ferrailage de l'Escalier.

V. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations pour tous les éléments secondaire indépendamment de l'action sismique , et nous avons ferrailé ces éléments selon les règlements en vigueur.

I. INTRODUCTION

Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de forte sismicité, l'action du séisme est l'un des problèmes majeurs que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien **RPA99V2003** et la modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 2016** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

II. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

II.1 MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires

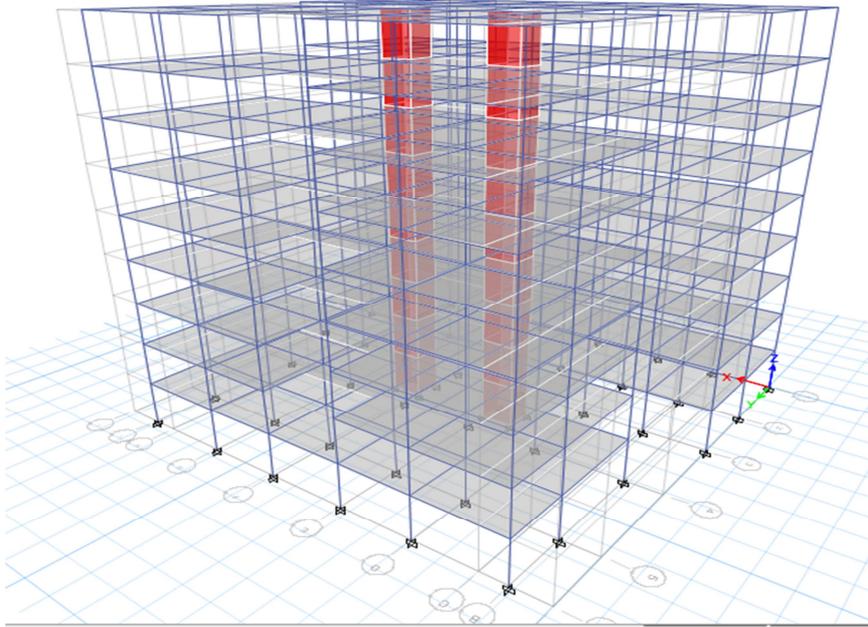


Figure IV.1: Modèle 3D de la structure

III. METHODES DE CALCULS

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [1] :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.1 La méthode statique équivalente

➤ 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.

➤ Conditions d'applications

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à **65m** en zones **I** et **II** et à **30m** en zones **III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

➤ Zone III

- **Groupe d'usages 3 et 2** : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- **Groupe d'usage 1B** : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Groupe d'usage 1A** : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage **2** et sa hauteur dépasse les 17 m.

III.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

➤ Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la Structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par Suite combinés pour obtenir la réponse de la structure, Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où :

N : est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

➤ 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 accélérographes données 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- **Représentation graphique du spectre de réponse**

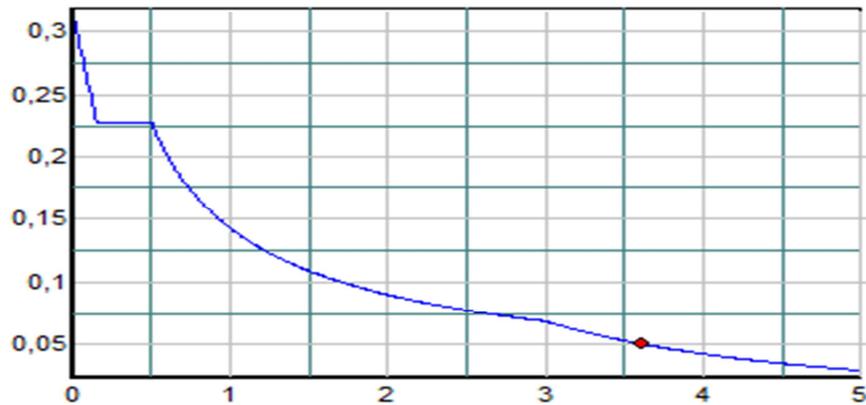


Figure IV.2: Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81 \text{ N}$)

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

groupe d'usage : 2
et
zone sismique : III } $\rightarrow A = 0,25$

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).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site [1].

• **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 sont [1]:

$$T = \min (C_T \times h_n^{4/3} ; \frac{h_n}{\sqrt{D}})$$

$$h_n = 27,54 \text{ m} ; C_T = 0,050$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

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

$$\text{Dimensions en plan : } \begin{cases} D_x = 27,35 \text{ m} \\ D_y = 24,60 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0,610 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,470 \\ T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,499 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{sens (x x) : } T_x = \min (0,610 ; 0,470) = 0,470\text{sec} \\ \text{sens (y y) : } T_y = \min (0,610 ; 0,499) = 0,499\text{sec} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$T_1=0.15 \text{ (site3)}$$

$$T_2=0.50 \text{ (site3)}$$

$$D_x = D_y = 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \rightarrow \eta = 0,88$$

$$D_x = D_y = 2,2$$

• Coefficient de comportement R

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.

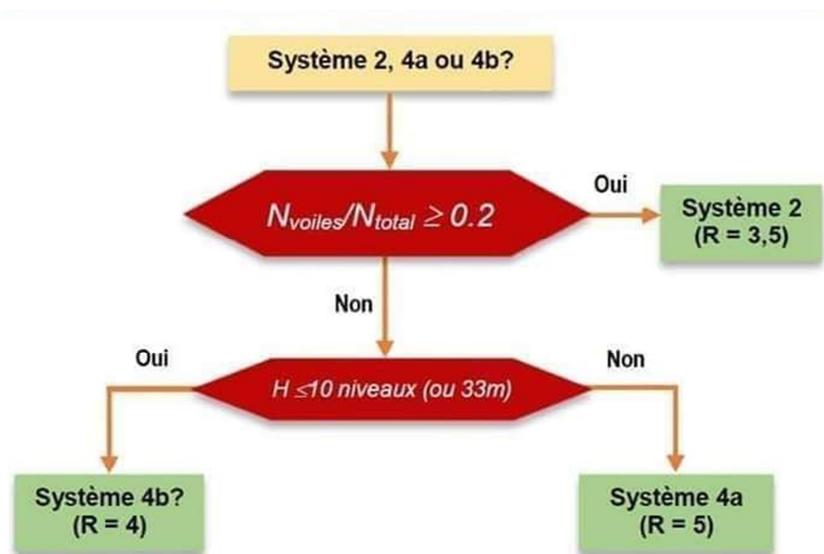


Figure IV.3: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile [4]

• Facteur qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

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".

Tableau IV.1: facteur de qualité.

Critère q	observée (o/n)	Pq (x x)	observée (o/n)	Pq (y y)
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	non	0,05
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q_{xx} = 1 + (0+0+0.05+0+0+0)=\mathbf{1,05}$$

$$Q_{yy} = 1 + (0,05+0+0.05+0+0+0)=\mathbf{1,10}$$

- **Le poids total de la structure W**

Il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations [1] :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

W_i : Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

IV. RESULTATS DE L' ANALYSE DYNAMIQUE

➤ **Modèle initial**

Il s'agit de considérer uniquement les voiles des deux ascenseurs

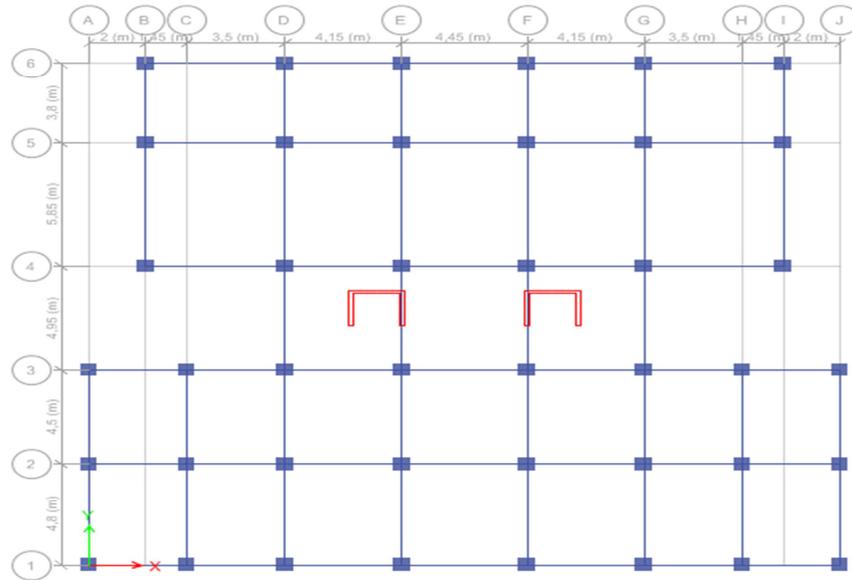


Figure IV.4 : Vue en plan du 1er modèle.

• **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial**

Tableau IV.2: participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,228	0,7121	0	0	0,7121	0	0
Modal	2	1,094	0,0004	0	0	0,7125	0	0
Modal	3	0,936	0	0,7198	0	0,7125	0,7198	0
Modal	4	0,399	0,0253	0	0	0,7378	0,7198	0
Modal	5	0,361	0,1248	0	0	0,8626	0,7198	0
Modal	6	0,314	0	0,1455	0	0,8626	0,8654	0
Modal	7	0,229	0,004	0	0	0,8666	0,8654	0
Modal	8	0,172	0,0579	0	0	0,9245	0,8654	0
Modal	9	0,162	0	0,0561	0	0,9245	0,9215	0
Modal	10	0,153	0,0014	0	0	0,9259	0,9215	0
Modal	11	0,113	0,0012	0	0	0,927	0,9215	0
Modal	12	0,104	0,0298	0	0	0,9568	0,9215	0

➤ L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,288$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.
- Le 1er mode est un mode de translation
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est un mode de translation

➤ Vérification sismique

• Vérification de l'effort tranchant

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_E \geq 0,8 V_{\text{statique}}$$

Si $V_E < 0,8 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$\frac{0,8 V_{\text{statique}}}{V_E}$$

Tableau IV.3: vérification de l'effort tranchant

sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,25	2,2	1,10	3,5	42810,378	6769,3911	5415,5129
y-y	0,25	2,2	1,10	3,5	42810,378	6769,3911	5415,5129

Load Case/Combo	FX	FY
$E_{X \text{ Max}}$	4063,5089	0,948
$E_{Y \text{ Max}}$	0,9483	4828,556

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 4063,5090 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 4828,5563 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} R_X = 1,5231 \\ R_Y = 1,2818 \end{cases} \rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

Load Case/Combo	FX	FY
$E_{X \text{ Max}}$	6217,1666	1,4505
$E_{Y \text{ Max}}$	1,2233	6228,838

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 6217,1668 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 6228,8382 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} R_X = 0,9955 \\ R_Y = 0,9936 \end{cases} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Vérification des déplacements inter étage

Le déplacement horizontal chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_1 (y compris l'effet de torsion)

R: coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

• **Justification vis à vis des déformations**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés [1], ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Tableau IV.4: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du modèle initiale

Story	Elevation (m)	X-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	89,82	3,5	314,40	37,09	3060	30,6	121,23	Non Vérifiée
8	24,48	79,23	3,5	277,30	38,70	3060	30,6	126,49	Non Vérifiée
7	21,42	68,17	3,5	238,59	39,88	3060	30,6	130,35	Non Vérifiée
6	18,36	56,77	3,5	198,70	39,72	3060	30,6	129,83	Non Vérifiée
5	15,3	45,42	3,5	158,98	39,51	3060	30,6	129,13	Non Vérifiée
4	12,24	34,13	3,5	119,46	39,85	3060	30,6	130,25	Non Vérifiée
3	9,18	22,74	3,5	79,60	35,91	3060	30,6	117,37	Non Vérifiée
2	6,12	12,48	3,5	43,69	29,72	3060	30,6	97,15	Vérifiée
1	3,06	3,98	3,5	13,96	13,96	3060	30,6	45,62	Vérifiée
Base	0	0	3,5	0	0	3060	30,6	0	Vérifiée

Tableau IV.5: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du modèle initiale

Story	Elevation (m)	Y-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	51,62	3,5	180,69	18,88	3060	30,6	61,73	Vérifiée
8	24,48	46,23	3,5	161,80	21,28	3060	30,6	69,54	Vérifiée
7	21,42	40,15	3,5	140,52	22,58	3060	30,6	73,82	Vérifiée
6	18,36	33,69	3,5	117,93	23,88	3060	30,6	78,05	Vérifiée
5	15,3	26,87	3,5	94,05	23,39	3060	30,6	76,45	Vérifiée
4	12,24	20,18	3,5	70,66	23,15	3060	30,6	75,68	Vérifiée
3	9,18	13,57	3,5	47,50	20,98	3060	30,6	68,57	Vérifiée
2	6,12	7,57	3,5	26,51	17,82	3060	30,6	58,26	Vérifiée
1	3,06	2,48	3,5	8,69	8,69	3060	30,6	28,40	Vérifiée
Base	0	0	3,5	0	0	3060	30,6	0,00	Vérifiée

➤ Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

2^{ème} Modèle

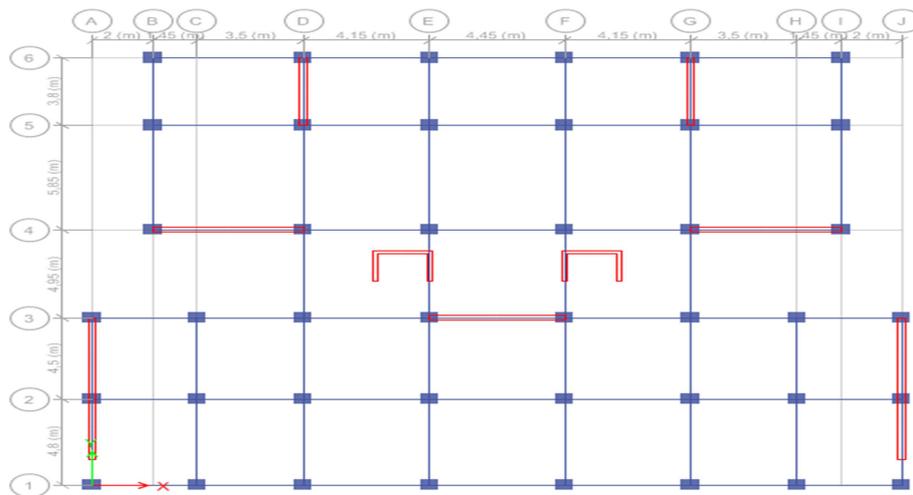


Figure IV.5 : Vue en plan du 2^{ème} modèle.

✓ Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} Modèle

Tableau IV.6 : participation massique du 2^{ème} Modèle.

Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,691	0,6699	0	0	0,6699	0	0
2	0,499	0	0,6708	0	0,6699	0,6708	0
3	0,455	0,0002	0,000001815	0	0,6701	0,6708	0
4	0,166	0,1918	0	0	0,862	0,6708	0
5	0,119	0	0,204	0	0,862	0,8748	0
6	0,107	0,0011	0	0	0,8631	0,8748	0
7	0,073	0,0718	0	0	0,9349	0,8748	0
8	0,054	0	0,067	0	0,9349	0,9418	0
9	0,049	0,0004	0	0	0,9353	0,9418	0
10	0,045	0,0333	0	0	0,9686	0,9418	0
11	0,034	0	0,0298	0	0,9686	0,9717	0
12	0,032	0,0153	0	0	0,9839	0,9717	0

➤ L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,691\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

- ✓ Vérification sismique
- Vérification de l'effort tranchant

Tableau IV.7: vérification de l'effort tranchant du 2^{ème} Modèle.

Sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,25	2,2	1,10	4	48007,019	7591,1098	6072,8878
y-y	0,25	2,2	1,10	4	48007,019	7591,1098	6072,8878

Load Case/Combo	FX	FY
E _{X Max}	4769,4712	5,2002
E _{Y Max}	5,2002	5897,869

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 4769,4740 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 5897,87108 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_X = 1,2733 \\ R_Y = 1,0297 \end{array} \right. \rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

Load Case/Combo	FX	FY
E _{X Max}	6104,9221	6,6562
E _{Y Max}	5,7202	6487,659

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 6104,9257 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 6487,6610 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_X = 0,9948 \\ R_Y = 0,9361 \end{array} \right. \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.8: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du 2^{ème} modèle.

Story	Elévation (m)	X-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	30,88	4	123,55	16,69	3060	30,6	54,54	Vérifiée
8	24,48	26,71	4	106,86	17,23	3060	30,6	56,31	Vérifiée
7	21,42	22,40	4	89,62	17,37	3060	30,6	56,77	Vérifiée
6	18,36	18,06	4	72,25	17,14	3060	30,6	56,02	Vérifiée
5	15,3	13,77	4	55,11	16,14	3060	30,6	52,75	Vérifiée
4	12,24	9,74	4	38,96	14,51	3060	30,6	47,42	Vérifiée
3	9,18	6,11	4	24,45	11,93	3060	30,6	39,00	Vérifiée
2	6,12	3,13	4	12,52	8,56	3060	30,6	27,98	Vérifiée
1	3,06	0,98	4	3,95	3,95	3060	30,6	12,92	Vérifiée
Base	0	0	4	0	0	3060	30,6	0	Vérifiée

Tableau IV.9: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du 2ème modèle

Story	Elévation (m)	Y-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	17,00	4	68,02	9,46	3060	30,6	30,92	Vérifiée
8	24,48	14,64	4	58,56	9,68	3060	30,6	31,63	Vérifiée
7	21,42	12,22	4	48,88	9,64	3060	30,6	31,53	Vérifiée
6	18,36	9,80	4	39,23	9,38	3060	30,6	30,68	Vérifiée
5	15,3	7,46	4	29,84	8,75	3060	30,6	28,60	Vérifiée
4	12,24	5,27	4	21,09	7,80	3060	30,6	25,49	Vérifiée
3	9,18	3,32	4	13,29	6,41	3060	30,6	20,95	Vérifiée
2	6,12	1,72	4	6,88	4,64	3060	30,6	15,19	Vérifiée
1	3,06	0,55	4	2,23	2,23	3060	30,6	7,31	Vérifiée
Base	0	0	4	0	0	3060	30,6	0,00	Vérifiée

• Vérification effort normal réduit

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : l'effort normal maximal entre (G+Q ±Ex ; G+Q ±Ey)

Tableau IV.10: Vérification effort normal réduit du 2^{ème} modèle

Story	Load Case/Combo	P (kN)	B_c (mm ²)	N_d (N)	V	lim	R (%)	Observation
9	G+Q-Ex _{Min}	-88,97	90000	88978,10	0,04	0,30	13,18	Vérifiée
8	G+Q-Ex _{Min}	-210,97	90000	210978,50	0,09	0,30	31,26	Vérifiée
7	G+Q-Ex _{Min}	-374,39	122500	374399,70	0,12	0,30	40,75	Vérifiée
6	G+Q-Ex _{Min}	-571,60	122500	571604,20	0,19	0,30	62,22	Vérifiée
5	G+Q-Ex _{Min}	-814,56	160000	814565,10	0,20	0,30	67,88	Vérifiée
4	G+Q-Ex _{Min}	-1078,79	160000	1078792,00	0,27	0,30	89,90	Vérifiée
3	G+Q-Ex _{Min}	-1363,91	202500	1363911,00	0,27	0,30	89,80	Vérifiée
2	G+Q-Ex _{Min}	-1623,54	202500	1623546,60	0,32	0,30	106,90	Non Vérifiée
1	G+Q-Ex _{Min}	-1927,39	250000	1927394,70	0,31	0,30	102,79	Non Vérifiée

➤ Nous constatons que l'effort normal réduit n'est pas vérifié aux deux premiers niveaux, pour résoudre ce problème, nous allons augmenter la section des poteaux (voir Tableau IV.11) et augmenter aussi l'épaisseur du voile pour les cinq premiers niveaux à 25cm (afin de diminuer la période). Nous obtenons le modèle final.

Tableau IV.11: Nouveaux dimensions des poteaux

Story	Section (cm ²)
9	40×40
8	40×40
7	45×45
6	45×45
5	50×50
4	50×50
3	55×55
2	55×55
1	60×60

• **Justification du coefficient de comportement "R"**

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales (système 4b ; r=4) :

(P_v) Voiles ≤ 0,20 P_v

(V_E) Voiles ≈ V_E

(V_E) PORTIQUES ≈ 0

Tableau IV.12: Vérification du coefficient de comportement "r" du 2^{ème} modèle

Sens	Totale	Voile	Portique	% voile	% portique
E _x	6104,92	5046,85	1058,08	82,67%	17,33%
E _y	6487,66	5453,74	1033,92	84,06%	15,94%
W _x	48007,01	7142,25	40864,77	14,88%	85,12%
W _y	48007,01	10019,00	37988,02	20,87%	79,13%

➤ **Modèle final**

✓ **Caractéristiques dynamique propres du modèle final**

Tableau IV.13: participation massique du modèle final.

Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,626	0,6643	0	0	0,6643	0	0
2	0,44	0	0,6695	0	0,6643	0,6695	0
3	0,405	0,0001	0	0	0,6645	0,6695	0
4	0,151	0,194	0	0	0,8585	0,6695	0
5	0,109	0	0,2016	0	0,8585	0,8711	0
6	0,099	0,0012	0	0	0,8597	0,8711	0
7	0,068	0,0719	0	0	0,9316	0,8711	0

CHAPITRE IV : Etude dynamique

8	0,051	0	0,0672	0	0,9316	0,9383	0
9	0,046	0,0006	0	0	0,9322	0,9383	0
10	0,042	0,0337	0	0	0,9658	0,9383	0
11	0,032	0	0,0309	0	0,9658	0,9692	0
12	0,03	0,0153		0	0,9812	0,9692	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,626$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

✓ Vérification sismique

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau IV.14: vérification de l'effort tranchant du modèle final

Sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,25	2,2	1,10	4	51254,87	8104,6760	6483,7408
y-y	0,25	2,2	1,10	4	51254,87	8104,6760	6483,7408

Load Case/Combo	FX	FY
E_{X Max}	5329,5127	0,0517
E_{Y Max}	0,0517	6262,3808

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 5329,5127 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 6262,3808 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_X = 1,2166 \\ R_Y = 1,0353 \end{array} \right. \rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

Load Case/Combo	FX	FY
E_{X Max}	6502,0037	0,0631
E_{Y Max}	0,0538	6512,8784

$$E_{X \text{ Max}} = \sqrt{E_{XX}^2 + E_{XY}^2} = 6502,0037 \text{ kN} \quad ; \quad E_{Y \text{ Max}} = \sqrt{E_{YX}^2 + E_{YY}^2} = 6512,8784 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_X = 0,9972 \\ R_Y = 0,9955 \end{array} \right. \rightarrow \text{Vérifiée}$$

CHAPITRE IV : Etude dynamique

- Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.15: Vérification des déplacements(x-x) inter étages du modèle finale

Story	Elévation (m)	X-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	25,99	4	103,98	13,90	3060	30,6	45,45	Vérifiée
8	24,48	22,51	4	90,07	14,51	3060	30,6	47,43	Vérifiée
7	21,42	18,89	4	75,56	14,70	3060	30,6	48,06	Vérifiée
6	18,36	15,21	4	60,85	14,54	3060	30,6	47,52	Vérifiée
5	15,3	11,57	4	46,30	13,55	3060	30,6	44,300	Vérifiée
4	12,24	8,18	4	32,75	12,19	3060	30,6	39,84	Vérifiée
3	9,18	5,14	4	20,56	10,04	3060	30,6	32,83	Vérifiée
2	6,12	2,62	4	10,51	7,20	3060	30,6	23,55	Vérifiée
1	3,06	0,82	4	3,30	3,30	3060	30,6	10,79	Vérifiée
Base	0	0	4	0	0	3060	30,6	0	Vérifiée

Tableau IV.16: Vérification des déplacements (y-y) inter étages du modèle finale

Story	Elévation (m)	Y-Dir (mm)	R	R×X (mm)	Δk (mm)	H (mm)	1%×H	R (%)	Observation
9	27,54	12,55	4	50,22	6,82	3060	30,6	22,28	Vérifiée
8	24,48	10,85	4	43,40	7,07	3060	30,6	23,11	Vérifiée
7	21,42	9,08	4	36,32	7,10	3060	30,6	23,22	Vérifiée
6	18,36	7,30	4	29,22	6,96	3060	30,6	22,74	Vérifiée
5	15,3	5,56	4	22,26	6,42	3060	30,6	21,00	Vérifiée
4	12,24	3,95	4	15,83	5,78	3060	30,6	18,88	Vérifiée
3	9,18	2,51	4	10,05	4,80	3060	30,6	15,71	Vérifiée
2	6,12	1,31	4	5,24	3,52	3060	30,6	11,51	Vérifiée
1	3,06	0,43	4	1,72	1,72	3060	30,6	5,62	Vérifiée
Base	0	0	4	0	0	3060	30,6	0	Vérifiée

- Vérification effort normal réduit

Tableau IV.17: Vérification effort normal réduit du modèle finale

Story	Load Case/Combo	P (kN)	B _C (mm ²)	N _d (N)	V	lim	R (%)	Observation
9	G+Q-Ey _{Min}	-112,933	160000	112932,70	0,03	0,30	9,41	Vérifiée
8	G+Q-Ey _{Min}	-270,841	160000	270841,20	0,07	0,30	22,57	Vérifiée
7	G+Q-Ey _{Min}	-469,043	202500	469042,50	0,09	0,30	30,88	Vérifiée
6	G+Q-Ey _{Min}	-698,193	202500	698192,80	0,14	0,30	45,97	Vérifiée
5	G+Q-Ey _{Min}	-959,921	250000	959921,30	0,15	0,30	51,20	Vérifiée
4	G+Q-Ey _{Min}	-1242,24	250000	1242236,50	0,20	0,30	66,25	Vérifiée
3	G+Q-Ey _{Min}	-1538,85	302500	1538850,70	0,20	0,30	67,83	Vérifiée
2	G+Q-Ey _{Min}	-1805,71	302500	1805710,10	0,24	0,30	79,59	Vérifiée
1	G+Q-Ey _{Min}	-2012,7	360000	2012696,80	0,22	0,30	74,54	Vérifiée

• Justification du coefficient de comportement "R"

Tableau IV.18: Vérification du coefficient de comportement "R" du modèle finale

sens	Totale	Voile	Portique	Voile (%)	Portique (%)
E _X	6502,00	5400,07	1101,93	83,05	16,94
E _Y	6512,87	5626,40	886,47	86,38	13,61
W _X	51254,86	7163,20	44091,66	13,97	86,02
W _Y	51254,86	10047,56	41207,30	19,60	80,39

• Vérification effet P-Δ

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

P : poids total de la structure et des charges d'exploitation 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 de l'étage « k »

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ (x-x) du modèle finale.

Story	P _k (kN)	ΔK	V _{KX} (kN)	h _k	θ	lim	θ (%)	Observation
9	5848,01	13,90	1684,09	3060	0,016	0,1	15,78	Vérifiée
8	11143,64	14,51	2824,68	3060	0,019	0,1	18,71	Vérifiée
7	16564,30	14,70	3738,12	3060	0,021	0,1	21,30	Vérifiée
6	21985,10	14,54	4499,99	3060	0,023	0,1	23,22	Vérifiée
5	27691,34	13,55	5129,85	3060	0,024	0,1	23,91	Vérifiée
4	33397,58	12,19	5635,53	3060	0,024	0,1	23,61	Vérifiée
3	39261,04	10,04	6027,40	3060	0,021	0,1	21,39	Vérifiée
2	45124,50	7,20	6322,22	3060	0,017	0,1	16,81	Vérifiée
1	51254,86	3,30	6502,00	3060	0,009	0,1	8,51	Vérifiée

Tableau IV.20: Vérification de l'effet P- Δ (y-y) du modèle finale.

Story	P (kN)	ΔK	V_{KY} (kN)	h_k	θ	lim	θ (%)	Observation
9	5848,01	6,82	1657,84	3060	0,008	0,1	7,86	Vérifiée
8	11143,64	7,07	2826,58	3060	0,009	0,1	9,11	Vérifiée
7	16564,37	7,10	3727,26	3060	0,010	0,1	10,32	Vérifiée
6	21985,10	6,96	4472,12	3060	0,011	0,1	11,18	Vérifiée
5	27691,34	6,42	5090,50	3060	0,011	0,1	11,43	Vérifiée
4	33397,58	5,78	5614,92	3060	0,011	0,1	11,24	Vérifiée
3	39261,04	4,80	6027,95	3060	0,010	0,1	10,23	Vérifiée
2	45124,50	3,52	6341,39	3060	0,008	0,1	8,19	Vérifiée
1	51254,86	1,72	6512,87	3060	0,004	0,1	4,42	Vérifiée

V. CONCLUSION

D'après l'étude dynamique, nous pourrions dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister à l'action séismique.

Les résultats obtenus nous permettrons de ferrailer les éléments principaux de notre structure.

I. INTRODUCTION

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « **BAEL91** et **RPA99** » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

II. FERRAILAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

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 :

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	400

II.1 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **ELU** : Situation durable $1,35G+1,5Q$
- **ELS** : Situation durable $G+Q$
- **ELA** : Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.
- ✓ $M_{\min} \rightarrow N$ correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (cas plus défavorable).

II.2 Recommandation

Pour une zone sismique **III**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

Leur pourcentage est limité par :

$0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)

$0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$ 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 \emptyset** 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'intérieur des zones nodales.
- Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,9% x b x h**
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% x b x h**
- Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% x b x h**

➤ Situation durable

✓ Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	2276,79	14,4968	0	0	32,40
1	55×55	1963,68	39,8468	0	0	27,23
2	55×55	1693,75	53,2434	0	0	27,23
3	50×50	1431,45	45,0830	0	0	22,50
4	50×50	1181,75	55,8317	0	0	22,50
5	45×45	937,49	45,0508	0	0	18,23
6	45×45	701,74	54,5231	0	0	18,23
7	40×40	467,46	40,7137	0	0	14,40
8	40×40	237,72	50,8234	0	0,61	14,40

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	612,58	1,1673	0	0	32,40
1	55×55	537,06	3,1005	0	0	27,23
2	55×55	461,84	4,7580	0	0	27,23
3	50×50	382,36	4,9656	0	0	22,50
4	50×50	310,36	7,0347	0	0	22,50
5	45×45	240,03	6,4090	0	0	18,23
6	45×45	175,09	8,7016	0	0	18,23
7	40×40	110,28	6,6578	0	0	14,40
8	40×40	51,86	10,5030	0	0,02	14,40

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{22}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{22} (kN.m)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	26,60	1383,7046	0	0	32,40
1	55×55	62,03	1145,7436	0	0	27,23
2	55×55	75,79	950,2771	0	0	27,23
3	50×50	67,92	771,3197	0	0	22,50
4	50×50	86,45	619,5975	0	0	22,50
5	45×45	71,30	479,6176	0	0	18,23
6	45×45	88,25	359,7154	0	1,19	18,23
7	40×40	66,86	246,9491	0	1,72	14,40
8	40×40	84,80	150,7232	0	4,12	14,40

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{33}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{33} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	22,69	1679,1699	0	0	32,40
1	55×55	50,09	1465,9518	0	0	27,23
2	55×55	50,09	1263,8911	0	0	27,23
3	50×50	41,97	1066,2765	0	0	22,50
4	50×50	49,20	878,4118	0	0	22,50
5	45×45	38,90	693,9471	0	0	18,23
6	45×45	47,15	516,9374	0	0	18,23
7	40×40	34,74	341,8770	0	0	14,40
8	40×40	48,92	173,5095	0	1,2	14,40

➤ Situation accidentelle

✓ Combinaison : G+Q+E

Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	2012,69	67,3682	0	0	32.40
1	55×55	1805,71	73,4256	0	0	27.22
2	55×55	1538,85	96,4990	0	0	27.22
3	50×50	1242,23	82,5139	0	0	22.50
4	50×50	959,92	87,9735	0	0	22.50
5	45×45	698,19	63,7284	0	0	18.22
6	45×45	469,04	64,0336	0	0	18.22
7	40×40	270,84	39,5553	0	0	14.40
8	40×40	112,93	38,6325	0	0.99	14.40

Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	384,0682	38,796	0	0	32.4
1	55×55	293,3617	5,3912	0	0	27.22
2	55×55	245,294	7,7028	0	0	27.22
3	50×50	213,1767	4,6079	0	0	22.5
4	50×50	192,9831	2,0434	0	0	22.5
5	45×45	174,4239	4,2352	0	0	18.22
6	45×45	158,557	13,5663	0	0	18.22
7	40×40	132,5408	15,051	0	0	14.4
8	40×40	102,2722	26,788	0	0.41	14.4

Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{22} , N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{22} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	41,2447	361,035	0	0	32.4
1	55×55	53,8641	274,0074	0	0	27.22
2	55×55	76,1639	225,9397	0	0.71	27.22
3	50×50	69,4321	197,1814	0	1.05	22.5
4	50×50	85,2964	176,9878	0	2.02	22.5
5	45×45	70,0101	161,4677	0	1.86	18.22
6	45×45	80,9404	145,6008	0	2,61	18.22
7	40×40	58,4632	122,3038	0	2.09	14.4
8	40×40	73,2966	92,0352	0	3.31	14.4

Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{33} , N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{33} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	90,97	1442,9049	0	0	32.40
1	55×55	68,72	1278,0266	0	0	27.22
2	55×55	69,76	1113,6653	0	0	27.22
3	50×50	56,91	947,0371	0	0	22.50
4	50×50	61,52	783,3715	0	0	22.50
5	45×45	49,67	620,0885	0	0	18.22
6	45×45	55,84	461,3287	0	0	18.22
7	40×40	40,63	304,3128	0	0	14.40
8	40×40	55,86	152,5864	0	1,62	14.40

✓ Combinaison : 0,8G±E

Tableau V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60×60	1882,90	66,2923	0	0	32,40
1	55×55	1691,38	71,5106	0	0	27,23
2	55×55	1440,41	94,3182	0	0	27,23
3	50×50	1160,59	80,6565	0	0	22,50
4	50×50	893,80	86,1500	0	0	22,50
5	45×45	647,22	62,4203	0	0	18,23
6	45×45	432,35	62,5669	0	0	18,23
7	40×40	248,34	38,5089	0	0	14,40
8	40×40	103,42	37,5788	0	1,03	14,40

Tableau V.11: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	-270,58	83,8346	0	6,11	32,40
1	55×55	-226,99	38,6790	0,51	4,03	27,23
2	55×55	-183,17	42,6077	0	3,67	27,23
3	50×50	-139,08	35,1376	0	3,11	22,50
4	50×50	-102,85	36,7518	0	2,78	22,50
5	45×45	-71,45	30,9224	0	2,33	18,23
6	45×45	-48,36	32,6598	0	2,16	18,23
7	40×40	-29,08	23,4393	0	1,64	14,40
8	40×40	-15,86	29,8109	0	1,68	14,40

Tableau V.12: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{22}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{22} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	70,09	1310,7844	0	0	32,40
1	55×55	78,47	1111,8269	0	0	27,23
2	55×55	97,19	921,1276	0	0	27,23
3	50×50	84,79	734,1286	0	0	22,50
4	50×50	100,13	568,8144	0	0	22,50
5	45×45	80,11	416,2018	0	0	18,23
6	45×45	91,06	286,2999	0	1,74	18,23
7	40×40	64,33	175,9154	0	1,9	14,40
8	40×40	75,13	92,2668	0	3,42	14,40

Tableau V.13: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{33}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M^{33} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60×60	88,33	602,7599	0	0	32,40
1	55×55	51,1	528,9310	0	0	27,23
2	55×55	63,03	458,4069	0	0	27,23
3	50×50	56,14	388,1287	0	0	22,50
4	50×50	64,75	321,0076	0	0	22,50
5	45×45	54,56	254,0917	0	0,07	18,23
6	45×45	61,60	190,1500	0	1,11	18,23
7	40×40	44,77	126,5657	0	1,22	14,40
8	40×40	56,65	65,3953	0	2,57	14,40

II.3 Choix des armatures

➤ On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G±E).

Tableau V.14: Choix des armatures des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (ZR) (cm ²)	choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	60×60	6.11	32,40	144	216	12T20	37,70
1	55×55	4,03	27,23	121	181,5	4T20+8T16	28,65
2	55×55	3,67	27,23	121	181,5	4T20+8T16	28,65
3	50×50	3,11	22,50	100	150	12T16	24,13
4	50×50	2,78	22,50	100	150	12T16	24,13
5	45×45	2,33	18,23	81	121,5	12T14	18,47
6	45×45	2,16	18,23	81	121,5	12T14	18,47
7	40×40	1,9	14,40	64	96	8T12+4T14	15,21
8	40×40	3,42	14,40	64	96	8T12+4T14	15,21

II.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), (annexe, organigramme). Puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

• Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110\sqrt{nf_{tj}})\right) = 250 \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 8,0 \zeta s$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable,

Donc : $\sigma_s = 250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	60×60	1650,44	10,4897	63,9	250	4,31	15	OK
1	55×55	1423,96	28,8054	71,2	250	4,91	15	OK
2	55×55	1228,49	38,4386	66	250	4,61	15	OK
3	50×50	1038,53	32,5576	66,7	250	4,68	15	OK
4	50×50	875,76	40,3231	61,8	250	4,41	15	OK
5	45×45	680,92	32,5408	59,3	250	4,25	15	OK
6	45×45	510,31	39,3916	52,7	250	3,88	15	OK
7	40×40	340,78	29,4091	46,4	250	3,46	15	OK
8	40×40	174,63	36,8299	42,5	250	3,44	15	OK

Tableau V.16 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{ser}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	M _{ser} (kN)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	60×60	19.24	1008,2882	42.5	250	2.92	15	OK
1	55×55	44.88	835,0895	51,2	250	3.66	15	OK
2	55×55	54.85	692,7280	48,4	250	3.53	15	OK
3	50×50	49.16	562,3331	49,6	250	3.66	15	OK
4	50×50	62.58	451,8120	50,8	250	3.87	15	OK
5	45×45	51.62	349,8421	51.5	250	3.98	15	OK
6	45×45	63.92	262,5927	56,1	250	4.6	15	OK
7	40×40	48.44	180,6128	52.8	250	4.38	15	OK
8	40×40	61.58	110,9328	58,5	250	5.19	15	OK

II.5 Vérification de l'effort tranchant

II.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Poteaux carré}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Poteaux circulaire}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

R : Rayon de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) \dots\dots\dots$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$

$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	ρ_d	τ_u RPA (MPa)	τ_u BAEL (MPa)	Vérification
RDC	60×60	26,2658	0,0081	0,075	1,875	2,5	OK
1	55×55	41,4048	0,152	0,075	1,875	2,5	OK
2	55×55	45,0634	0,165	0,075	1,875	2,5	OK
3	50×50	46,3843	0,206	0,075	1,875	2,5	OK
4	50×50	48,4851	0,212	0,075	1,875	2,5	OK
5	45×45	51,5079	0,282	0,075	1,875	2,5	OK
6	45×45	58,4683	0,320	0,075	1,875	2,5	OK
7	40×40	58,8491	0,408	0,075	1,875	2,5	OK
8	40×40	59,5025	0,413	0,075	1,875	2,5	OK

II.5.1 Vérification des armatures transversales

Selon le règlement [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) \\ s_t \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le règlement [1]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$s_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\emptyset_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b_0 s_t}$ en (%) est donnée comme suite :

$$0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si ; $5 \leq \lambda_g \leq 3$

$$\lambda_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$ (FeE500).

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.18: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60×60	12T20	20	10	15
1	55×55	4T20+8T16	20+16	10	15
2	55×55	4T20+8T16	20+16	10	15
3	50×50	12T16	16	10	15
4	50×50	12T16	16	10	15
5	45×45	12T14	14	10	15
6	45×45	12T14	14	10	15
7	40×40	8T12+4T14	12+14	10	15
8	40×40	8T12+4T14	12+14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _{tcal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	60×60	2,142	3,57	2,5	26,2658	N	10	0,218	4T8	2,01
						C	15	0,328	4T8	2,01
1	55×55	2,142	3,89	2,5	41,4048	N	10	0,376	4T8	2,01
						C	15	0,564	4T8	2,01
2	55×55	2,142	3,89	2,5	45,0634	N	10	0,409	4T8	2,01
						C	15	0,614	4T8	2,01
3	50×50	2,142	4,284	2,5	46,3843	N	10	0,463	4T8	2,01
						C	15	0,695	4T8	2,01
4	50×50	2,142	4,284	2,5	48,4851	N	10	0,484	4T8	2,01
						C	15	0,727	4T8	2,01
5	45×45	2,142	4,76	2,5	51,5079	N	10	0,572	4T8	2,01
						C	15	0,858	4T8	2,01
6	45×45	2,142	4,76	2,5	58,4683	N	10	0,650	4T8	2,01
						C	15	0,974	4T8	2,01
7	40×40	2,142	5,355	2,5	58,8491	N	10	0,736	4T8	2,01
						C	15	1,10	4T8	2,01
8	40×40	2,142	5,355	2,5	59,5025	N	10	0,743	4T8	2,01
						C	15	1,12	4T8	2,01

II.1 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone **III**.

Pour :

$$\varnothing = 25\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 125\text{cm}$$

$$\varnothing = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$$

$$\varnothing = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$$

$$\varnothing = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$$

$$\varnothing = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm}$$

II.1.1 Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux su sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2) (b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 l_0$.

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2 \text{ (m}^2\text{)}$.

➤ **Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal : $N_u(\text{RDC}) = 2276,7927 \text{ kN}$

Poids du plancher..... $6,58 \times 20,74 = 136,46 \text{ kN}$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Poids du poteau..... $(0,60)^2 \times (3,91-0,50) \times 25 = 30,69\text{kN}$

Poids de la poutre principale..... $4,825 \times 0,50 \times 0,35 \times 25 = 21,10\text{kN}$

Poids de la poutre secondaire..... $(4,3-0,35) \times 0,35 \times 0,3 \times 25 = 10,36\text{kN}$

G=198,61kN

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times 20,74 = 31,11 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 314,79 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_u(ss) = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 2591,5827 \text{ kN}$$

➤ Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section $B = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,91 \cdot 10^2}{17,32} = 15,80 < 50$$

$$\alpha = 0,817$$

$$B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2591,5827 \cdot 10^3}{0,817} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s^{min} = 0,9 \% B$$

$$A_s = A_s^{min} = 32,40 \text{ cm}^2$$

On prend : **12T20** = 37,68 cm²

➤ Vérification à l'ELS

$$N_{ser1} = G + Q = 229,71 \text{ kN}$$

D'où :

$$N_{ser}(ss) = N_{ser}(\text{RDC}) + N_{ser1} = 1880,1598 \text{ kN}$$

Tableau V.20: Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

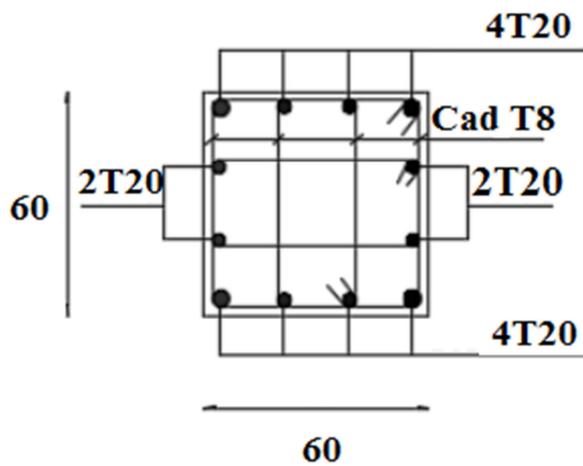
Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Vérification
60 × 60	1880,1598	72,5	250	4,88	15	OK

➤ Détermination des armatures transversales

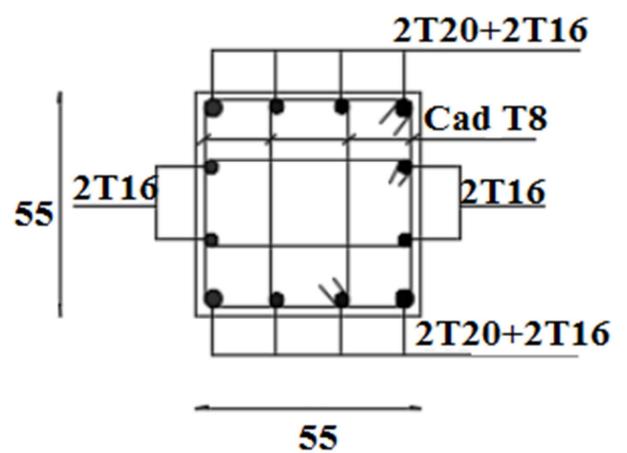
Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t = 4T8 = 2,01cm².

Espacement en zone nodale : S_t = 10 cm

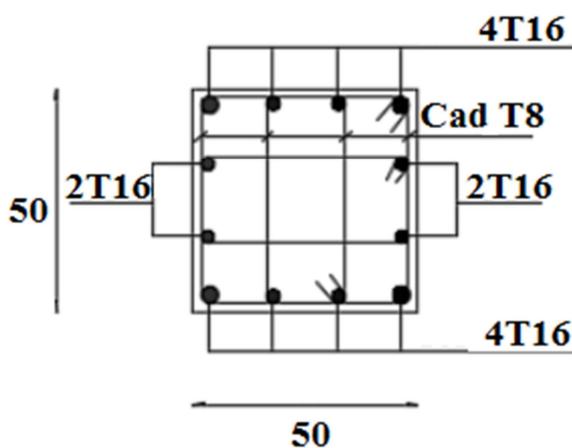
Espacement en zone courante : S_t = 15cm



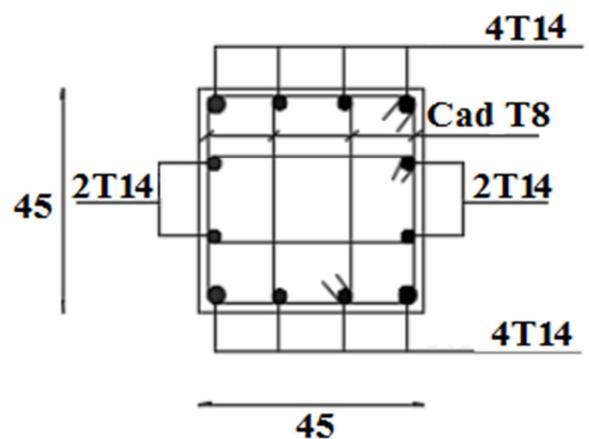
RDC



1^{ère} étage + 2^{ème} étage



3^{ème} étage + 4^{ème} étage



5^{ème} étage + 6^{ème} étage

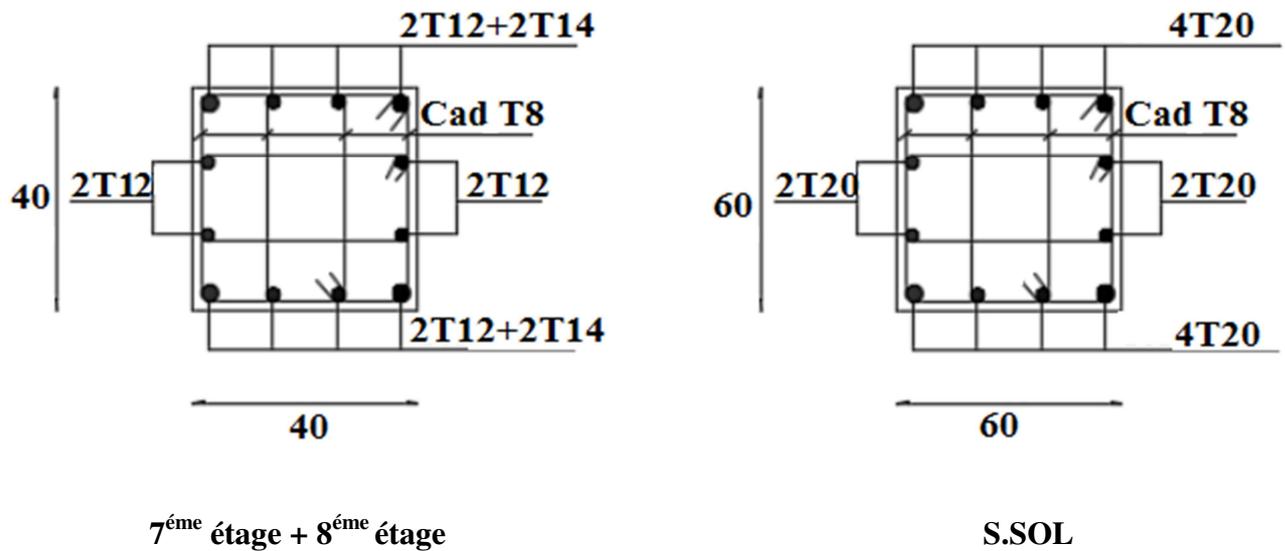


Figure V.1: Ferrailage des poteaux

III. FERRAILLAGE DES POUTRES

III.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par [1], [2].

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS**, Combinés par les combinaisons les plus défavorables:

- **ELU** : Situation durable $1,35G+1,5Q$
- **ELS** : Situation durable $G+Q$
- **ELA** : Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

➤ Recommandations

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone **III**.

III.2 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Poutres porteuses **30×50** (cm²).
- Poutres non porteuses **30×35** (cm²).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Poutres Porteuses

✓ Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	35×50	Travée	90,8147	4,88	0	8.75
		Appui	-127,7932	0	7,03	8.75
Terrasse	35×50	Travée	98,4813	5,32	0	8.75
		Appui	-115,3992	0	6,3	8.75

✓ Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

Tableau V.22: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	35×50	Travée	291,2132	14,91	0	8.75
		Appui	-265,5099	0	13,38	8.75
Terrasse	35×50	Travée	230,8534	11,41	0	8.75
		Appui	-207,5386	0	10,13	8.75

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

- Combinaison : 0,8G±E

Tableau V.23: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	35x50	Travée	286,5058	14,62	0	8.75
		Appui	-270,2161	0	13,66	8.75
Terrasse	35x50	Travée	226,4534	11,17	0	8.75
		Appui	-211,9376	0	10,37	8.75

➤ Poutres non Porteuses

✓ Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau V.24: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	30x35	Travée	68,0316	5,47	0	5.25
		Appui	- 68,7102	0	5,53	5.25
Terrasse	30x35	Travée	67,9036	5,46	0	5.25
		Appui	-52,2319	0	4,09	5.25

✓ Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau V.25: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	30x35	Travée	74,7324	5,13	0	5.25
		Appui	-85,4011	0	7,07	5.25
Terrasse	30x35	Travée	63,6459	4,32	0	5.25
		Appui	-79,3836	0	5,48	5.25

- Combinaison : 0,8G±E

Tableau V.26: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Poutre du Plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)
Etages courant	30x35	Travée	72,9651	5	0	5.25
		Appui	-139,8772	0	10,51	5.25
Terrasse	30x35	Travée	63,1023	4,28	0	5.25
		Appui	-142,9203	0	10,79	5.25

III.3 Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

➤ Poutres Porteuses

Tableau V.27: Choix des armatures pour les poutres porteuses

Poutre du plancher	Section (cm ²)	Position	A _S max (Z.C) (cm ²)	A _S max (Z.R) (cm ²)	A _S min (cm ²)	A _S cal (cm ²)	Choix Des armatures	A _S adopté (cm ²)
Etages courant	35x50	Travée	70	105	8,75	14,91	3T20+3T16	15,45
		Appui				13,66		
Terrasse	35x50	Travée	70	105	8,75	11,41	6T16	12,06
		Appui				10,37		

➤ Poutres non Porteuses

Tableau V.28: Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Poutre du plancher	Section (cm ²)	Position	A _S max (Z.C) (cm ²)	A _S max (Z.R) (cm ²)	A _S min (cm ²)	A _S cal (cm ²)	Choix Des armatures	AS adopté (cm ²)
Etages courant	30x35	Travée	42	63	5,25	5,47	3T14+3T12	8,01
		Appui				10,51		
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5,25	5,46	3T14+3T12	8,01
		Appui				10,79		

III.4 Condition de non fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau V.29 : Vérification de la Condition de Non Fragilité

Section (cm ²)	A _s choisi (cm ²)	A _s min (cm ²)	Vérification
35 x 50	12,06	1,52	OK
30 x 35	8,01	0,91	OK

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles :

Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \sigma_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{nf_{tj}}\right)$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Poutres Porteuses

Tableau V.30 : Vérification des Poutres Porteuses à l'ELS

Poutre du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etages courant	Travée	65,7082	3,87	15	39,87	201,63	OK
	Appui	-92,8721	5,48		55,8		
Terrasse	Travée	71,9256	4,24	15	34,2	201,63	OK
	Appui	-83,8833	4,95		50,4		

➤ Poutres non Porteuses

Tableau V.31 : Vérification des Poutres non Porteuses à l'ELS

Poutre du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etages courant	Travée	48,9127	5,09	15	64,8	201,63	OK
	Appui	-49,4601	5,15		55,4		
Terrasse	Travée	49,6101	5,16	15	55,6	201,63	OK
	Appui	-38,1837	3,98		42,8		

III.5 Vérification de l'effort tranchant

III.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du Poutre.

d: Hauteur utile de la section du Poutre

σ̄_u: Contrainte limite de cisaillement du béton.

τ_u : Contrainte de cisaillement

σ̄_u = Min (0,1 f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPaFissuration préjudiciable

Tableau V.32: Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Type	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ⁻ BAEL (MPa)	Vérification
Poutres porteuses	35 x 50	309,2819	1,96	2,5	Ok
Poutres non porteuses	30 x 35	114,1412	0,72	2,5	Ok

III.6 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e =500 MPa).

Selon le règlement [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ s_t \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \quad (k = 1) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ s_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \rightarrow \text{zone nodale} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone courant} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.33: Calcul des Armatures Transversales

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	RPA 99		S _{tabp}		A _t (cm ²)	Choix
					S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
Porteur	35 x 50	309,28	1,96	40	12,5	25	10	20	2,1	4T10
Non porteur	30 x 35	114,14	0,72	31,5	8,75	17,5	10	15	1,8	4T8

III.7 Recouvrement des Armatures Longitudinales

$L_r = 50\varnothing$ (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

$\varnothing = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

$\varnothing = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

III.8 Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{ll} \frac{L^{max}}{4} & \text{appuis entravée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{appuis entravée intermédiaire} \end{array} \right.$

Avec : $L = \text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$.

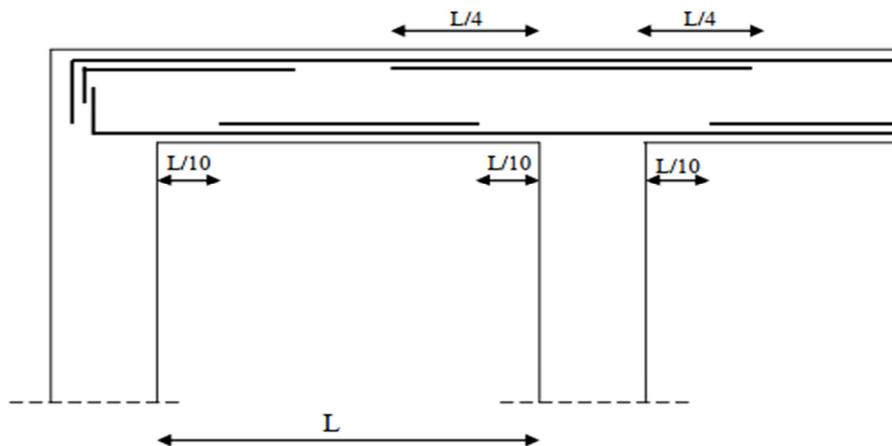


Figure V.2: Arrêt des barres

III.9 Vérification de la flèche :

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

Tel que :

- Poutre porteuse : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1,085 \text{ cm}$ ($L = 5,85 \text{ m}$)
- Poutre secondaire : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,99 \text{ cm}$ ($L = 4,95 \text{ m}$)

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre « y_1 »

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

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.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad ; \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.34 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Type	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Poutre porteuse	65,70	15,45	27,23	0,0098	94,51	2,14	0,85	0,30	476750,33	319382,07	379880,74
Poutre non porteuse	48,91	8,01	18,93	0,0086	193,84	2,44	0,97	0,58	132449,03	60323,75	84761,95

Calcul des modules de déformation

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

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

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$F_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fiv}}$$

Tableau V.35 : Vérification de la flèche

Type	f_i (mm)	F_v (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	vérification
Poutres porteuses	2,18	5,47	3,29	10,95	OK
Poutres non porteuses	6,17	13,06	6,89	9,9	OK

➤ Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=50\text{ cm}$).

$$h_n = 50 \text{ cm} \geq 2 \left(80 - \frac{f_e}{10} \right) = 60 \text{ cm} \dots \text{NON}$$

Donc : dans notre cas pas d'armatures de peau

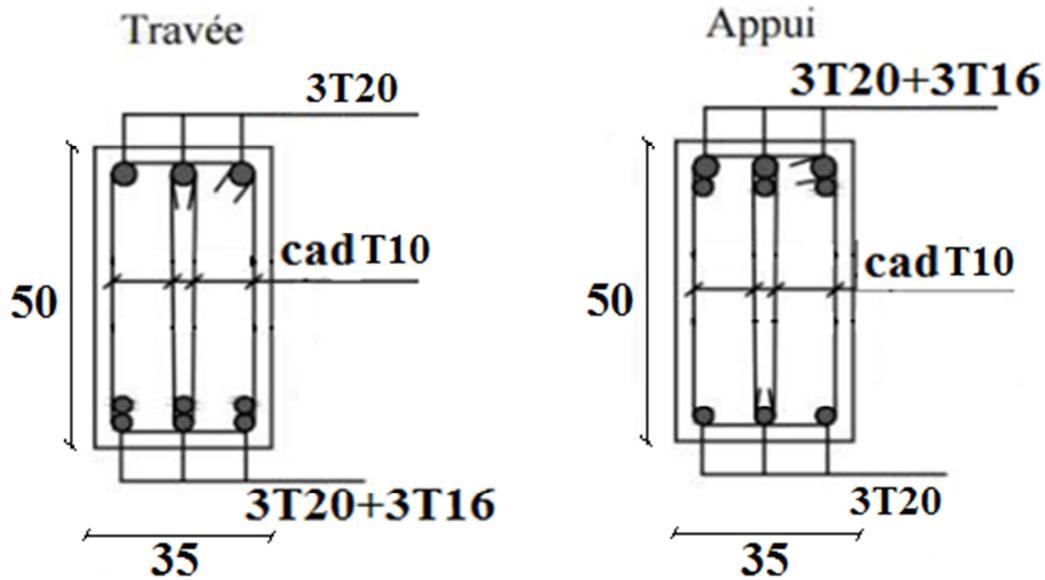


Figure V.3: Ferrailage des poutres porteuses

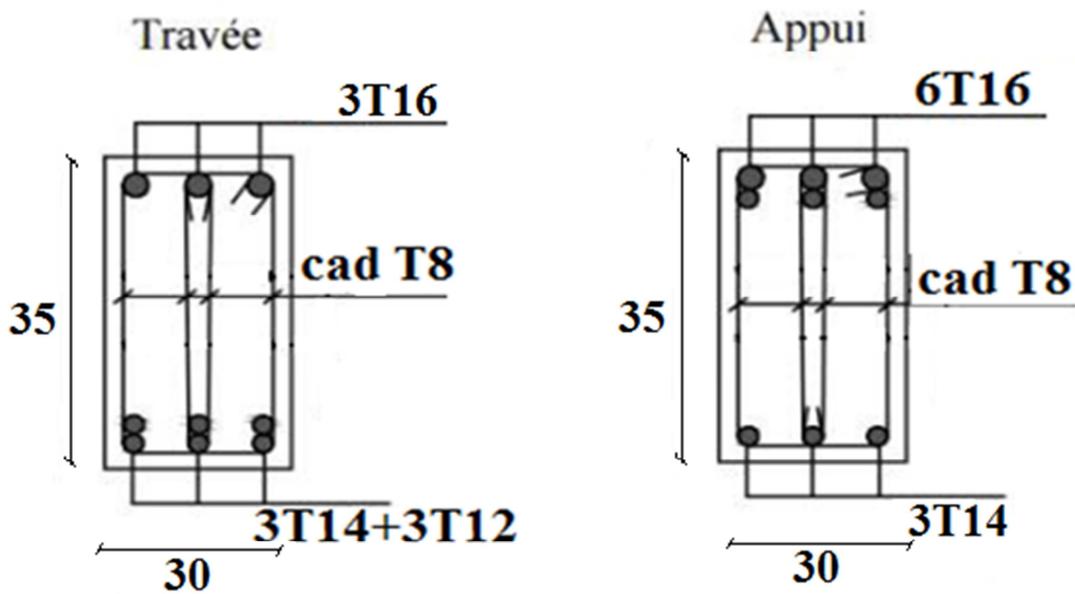


Figure V.4: Ferrailage des poutres non porteuses

IV. FERRAILLAGE DES VOILES

IV.1 Introduction

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

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

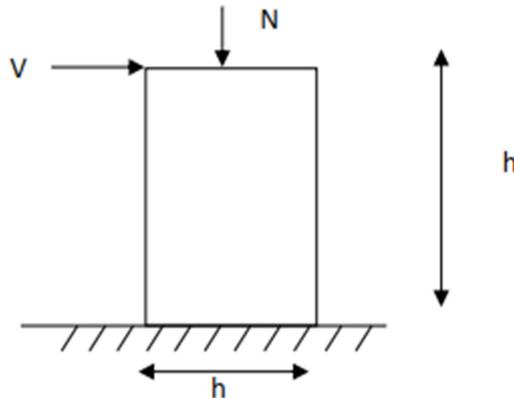


Figure V.5: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

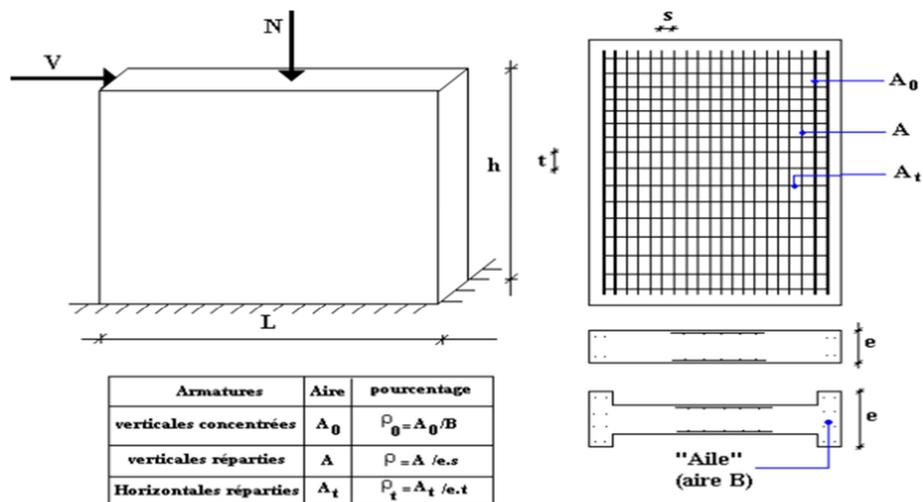


Figure V.6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

IV.2 Justifications sous sollicitations normales

IV.2.1 Conditions d'application

Selon le règlement [2]:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

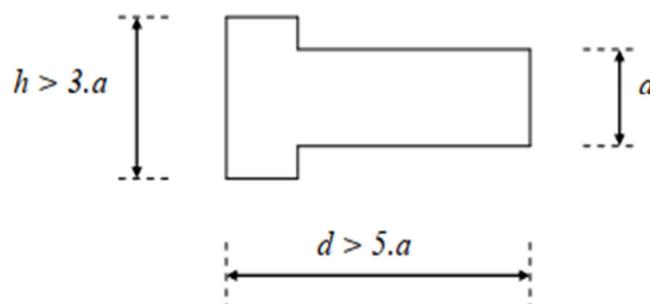


Figure V.7: Définition de l'élément mur

IV.2.2 Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

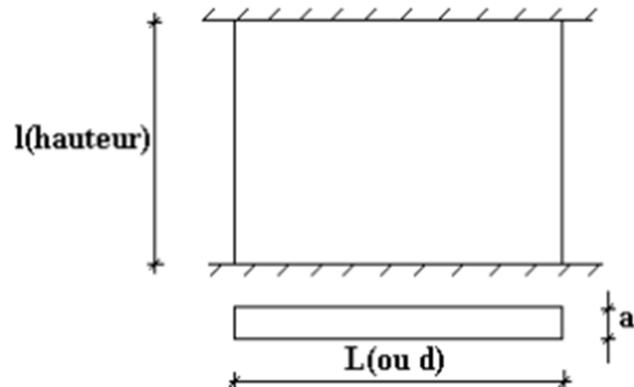


Figure V.8 : Mur encastré

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher

Les valeurs du rapport ($\frac{l_f}{l}$) sont données par le tableau suivant :

Tableau V.36: Valeurs de ($\frac{l_f}{l}$)

Liaisons du mur		Mur armé verticale	Mur non armé verticalement
mur encastré en tête et pied	Il existe un plancher de et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d' seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1	1

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{2}}{a}$$

➤ **Effort de compression en ELU**

Soit :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Note

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau V.37: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\lambda = \frac{l_f \sqrt{2}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limite	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

La contrainte limite vaut : $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

➤ Niveaux de vérification

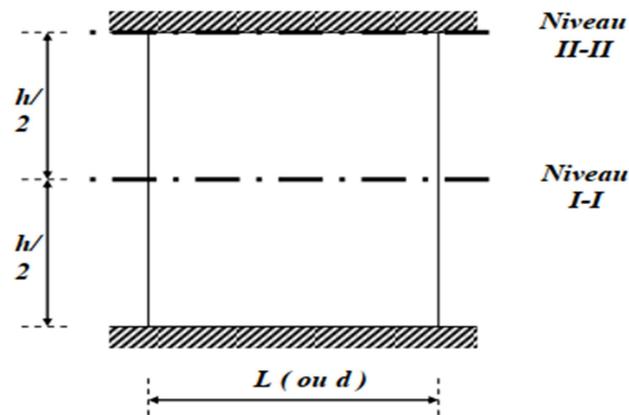


Figure V.9: Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

✓ **Aciers minimaux**

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant: (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée). L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**

✓ **Aciers verticaux, aciers horizontaux**

Tableau V.38: Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v \text{ max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v \text{ Max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$P_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles 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.

▪ **Aciers transversaux** :(perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.39: Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

IV.3 Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

IV.3.1 Calcul Des Aciers Verticaux

Suivant la méthode des contraintes, Le calcul se fait par l'effort normal et moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donne $A_{s\text{ max}}$) on calcule les paramètres suivants :

- $\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{2}$; avec : $S = e \times L_{\text{voile}}$
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{2}$; on doit vérifier que : $\sigma_c < 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15}$
- $L_T = \frac{(\sigma_t \times L)}{(\sigma_t + \sigma_c)}$
- $A_s = \frac{F_v}{F_e}$; avec : $F_v = \frac{\sigma_t \times L_T \times b}{F_e}$ et $F_e = 500\text{ MPa}$
- $A_{s\text{ min}} = 0,20\%$ de la section horizontale du béton tendu ($L_T \times e$)

L'épaisseur des voiles :

- ✓ S.Sol \rightarrow 4^{ème} étage : $e = 25\text{ cm}$
- ✓ 5^{ème} étage \rightarrow 8^{ème} étage : $e = 20\text{ cm}$

IV.3.2 Aciers Horizontaux

$$A_h = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{\min} = 0,15 \% a$$

$$A_h = \max (A_h , A_{\min})$$

IV.4 Vérification au cisaillement

Il faut vérifier la condition suivante [53]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

▪ Aciers verticaux

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

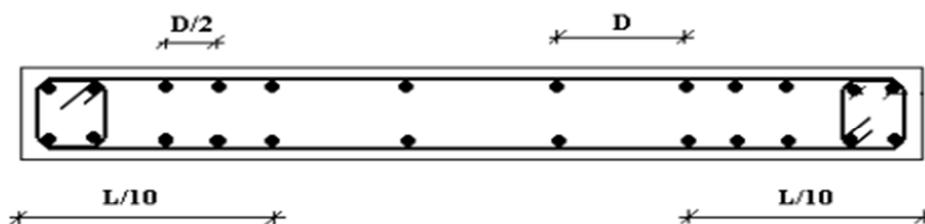


Figure V.10: Disposition des Armatures verticales dans les voiles

▪ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

▪ Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,20 %
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A=1,1 \frac{v}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

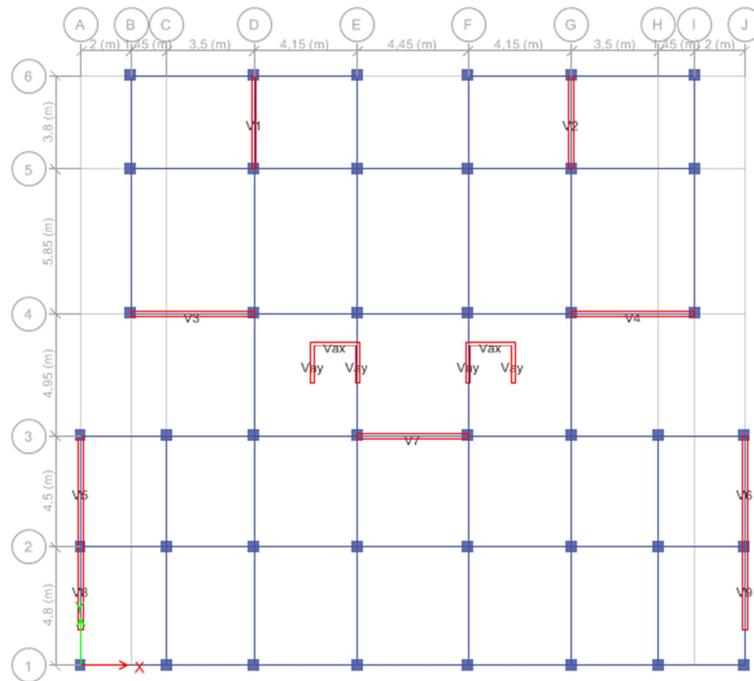


Figure V.11: les différents types des voiles

➤ Ferrailage vertical

✓ V1, V2

Tableau V.40 : Calcul des aciers verticaux du voile (V1, V2)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	ELU	304,78	252,75	0,30	0,97	0,90	0,54	3,61	3,61
7	G+Q- $E_{Y\ min}$	415,46	500,45	0,20	1,52	0,45	0,18	1,81	1,81
6	G+Q- $E_{Y\ min}$	584,40	698	0,30	2,13	0,46	0,27	1,86	1,86
5	G+Q- $E_{Y\ min}$	874,30	930,18	0,59	3,04	0,62	0,73	2,48	2,48
4	G+Q- $E_{Y\ min}$	1112,19	1180,60	0,76	3,86	0,62	0,94	2,5	2,5
3	G+Q- $E_{Y\ min}$	1534,32	1427,24	1,05	4,05	0,78	2,04	3,91	3,91
2	G+Q- $E_{Y\ min}$	1868,39	1569,21	1,45	4,76	0,89	3,23	4,45	4,45
1	G+Q- $E_{Y\ min}$	2622,10	2037,43	2,21	6,50	0,96	5,34	4,83	5,34
RDC	G+Q- $E_{Y\ min}$	3346,50	2141,20	3,31	7,82	1,13	9,35	5,66	9,35

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

✓ V3, V4

Tableau V.41: Calcul des aciers verticaux du voile (V3, V4)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q-E _x Min	785,21	334,34	0,62	7,82	1,61	2,00	6,43	6,43
7	G+Q-E _x Min	1215,25	648,00	0,83	2,14	1,39	2,31	5,55	5,55
6	G+Q-E _x Min	1927,69	908,75	1,44	3,28	1,51	4,36	6,05	6,05
5	G+Q-E _x Min	3174,74	1206,63	2,67	5,11	1,70	9,07	6,8	9,07
4	G+Q-E _x Min	4699,67	1524,11	4,21	7,29	1,81	15,28	7,26	15,28
3	G+Q-E _x Min	6611,63	1831,59	5,00	7,96	1,91	23,85	9,55	23,85
2	G+Q-E _x Min	8045,27	2016,83	6,25	9,51	1,96	30,68	9,82	30,68
1	G+Q-E _x Min	10300,60	2293,33	8,24	11,94	2,02	41,60	10,11	41,60
RDC	G+Q-E _x Min	11259,68	2414,69	9,08	12,98	2,04	46,23	10,19	46,23

✓ V5, V6

Tableau V.42: Calcul des aciers verticaux du voile (V5, V6)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q-E _y Min	366,88	201,72	0,32	0,77	1,32	0,84	5,29	5,29
7	G+Q-E _y Min	846,12	503,80	0,69	1,81	1,25	1,73	4,99	4,99
6	G+Q-E _y Min	1266,11	859,76	0,92	2,83	1,10	2,03	4,42	4,42
5	G+Q-E _y Min	1842,93	1329,20	1,25	4,21	1,03	2,59	4,14	4,14
4	G+Q-E _y Min	2489,12	1904,60	1,57	5,80	0,96	3,01	3,84	3,84
3	G+Q-E _y Min	3248,81	2544,65	1,59	6,11	0,93	3,69	4,65	4,65
2	G+Q-E _y Min	3822,12	3037,68	1,83	7,23	0,91	4,16	4,55	4,55
1	G+Q-E _y Min	4672,04	3738,26	2,21	8,86	0,90	4,98	4,50	4,98
RDC	G+Q-E _y Min	4764,25	4177,77	1,93	9,36	0,77	3,72	3,86	3,86

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

✓ V7

Tableau V.43: Calcul des aciers verticaux du voile (V7)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q+E _x Max	556,35	334,67	0,34	1,02	1,25	0,86	4,99	4,99
7	G+Q+E _x Max	1256,06	653,68	0,88	2,20	1,41	2,48	5,65	5,65
6	G+Q+E _x Max	1886,75	912,14	1,39	3,23	1,49	4,13	5,96	5,96
5	G+Q+E _x Max	2829,96	1209,79	2,24	4,69	1,60	7,19	6,41	7,19
4	G+Q+E _x Max	3966,80	1525,02	2,65	5,12	1,69	11,21	8,46	11,21
3	G+Q+E _x Max	5335,98	1827,87	3,75	6,70	1,78	16,64	8,88	16,64
2	G+Q+E _x Max	6314,77	2000,72	4,57	7,80	1,83	20,88	9,15	20,88
1	G+Q-E _x Min	8000,93	2273,16	6,00	9,67	1,89	28,42	9,48	28,42
RDC	G+Q+E _x Max	8755,49	2385,48	6,65	10,50	1,92	31,89	9,60	31,89

✓ V8, V9

Tableau V.44: Calcul des aciers verticaux du voile (V8, V9)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q-E _y Min	279,04	220,73	0,40	1,05	0,94	0,75	3,76	3,76
7	G+Q-E _y Min	595,63	451,87	0,88	2,21	0,97	1,71	3,88	3,88
6	G+Q-E _y Min	845,02	750,45	1,09	3,30	0,84	1,84	3,38	3,38
5	G+Q-E _y Min	1164,19	1150,86	1,33	4,71	0,75	1,99	3	3
4	G+Q-E _y Min	1479,94	1668,92	1,39	6,29	0,61	1,70	2,46	2,46
3	G+Q-E _y Min	1765,60	2272,25	0,99	6,34	0,46	1,14	2,31	2,31
2	G+Q-E _y Min	2029,06	2901,18	0,80	7,63	0,32	0,64	1,62	1,62
1	G+Q-E _y Min	2313,97	3670,27	0,49	9,12	0,17	0,21	0,87	0,87
RDC	G+Q-E _y Min	2612,52	4483,22	0,15	10,70	0,05	0,02	0,24	0,24

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

✓ V10

Tableau V.45: Calcul des aciers verticaux du voile (V10)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q+E _x Max	226,67	143,40	2,27	3,33	0,73	2,48	2,19	2,48
7	G+Q+E _x Max	1235,75	284,60	14,20	16,31	0,84	17,85	2,52	17,85
6	G+Q+E _x Max	1778,56	441,91	20,32	23,59	0,83	25,39	2,50	25,39
5	G+Q+E _x Max	2545,91	596,19	29,22	33,64	0,84	36,68	2,52	36,68
4	G+Q+E _x Max	3113,58	741,13	35,69	41,18	0,84	44,75	2,51	44,75
3	G+Q+E _x Max	3821,17	883,34	43,90	50,45	0,84	55,16	2,52	55,16
2	G+Q+E _x Max	4453,62	1011,74	51,24	58,73	0,84	64,45	2,52	64,45
1	G+Q+E _x Max	4453,62	1011,74	51,24	58,73	0,84	64,45	2,52	64,45
RDC	G+Q+E _x Max	5694,47	1241,10	65,71	74,90	0,84	82,90	2,53	82,90

✓ V11

Tableau V.46: Calcul des aciers verticaux du voile (V11)

NIV	combinaison	M (kN.m)	N (kN)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
8	G+Q-E _y Min	456,47	353,14	5,66	8,60	0,63	5,39	1,91	5,39
7	G+Q-E _y Min	519,63	689,89	5,24	10,99	0,52	4,07	1,56	4,07
6	G+Q-E _y Min	545,89	985,35	4,42	12,64	0,41	2,75	1,25	2,75
5	G+Q-E _y Min	690,78	1227,29	5,68	15,91	0,42	3,59	1,27	3,59
4	G+Q-E _y Min	603,74	1459,58	3,35	15,52	0,28	1,43	0,86	1,43
3	G+Q-E _y Min	686,69	1678,43	3,74	17,72	0,28	1,56	0,84	1,56
2	G+Q-E _y Min	663,21	1902,40	2,44	18,29	0,19	0,69	0,57	0,69
1	G+Q-E _y Min	579,41	2195,81	-0,10	18,20	-0,01	0,00	-0,03	0,00
RDC	G+Q-E _y Min	1160,50	2788,09	6,52	29,75	0,29	2,81	0,87	2,81

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

➤ Choix des armatures

✓ Aciers verticaux

Tableau V.47 : Choix des armatures verticaux du voile (V1.V2)

Etage	L _t		Choix	L _t		A _s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S _t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×4T14	2×3T14	2×4T12	2×4T14	2×3T14	21,55
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×4T12	2×3T12	2×4T12	2×4T12	2×3T12	15,35
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×4T12	2×3T12	2×4T12	2×4T12	2×3T12	15,35

Tableau V.48 : Choix des armatures verticaux du voile (V3.V4)

Etage	L _t		Choix	L _t		A _s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S _t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×5T20	2×7T16	2×3T16	2×5T20	2×7T16	59,56
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×5T14	2×7T12	2×3T16	2×5T14	2×7T12	31,23
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×5T12	2×7T12	2×3T16	2×5T12	2×7T12	27,14

Tableau V.49: Choix des armatures verticaux du voile (V5.V6)

Etage	L _t		Choix	L _t		A _s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S _t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×5T12	2×4T12	2×6T12	2×5T12	2×4T12	20,36
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×5T12	2×4T12	2×6T12	2×5T12	2×4T12	20,36
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×5T12	2×4T12	2×6T12	2×5T12	2×4T12	20,36

Tableau V.50: Choix des armatures verticaux du voile (V7)

Etage	L _t		Choix	L _t		A _s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S _t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×5T16	2×6T16	2×3T16	2×5T16	2×6T16	44,23
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×5T12	2×6T12	2×3T16	2×5T12	2×6T12	24,88
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×5T12	2×6T12	2×3T16	2×5T12	2×6T12	24,88

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.51: Choix des armatures verticaux du voile (V8.V9)

Etage	L_t		Choix	L_t		A_s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S_t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×4T12	2×3T12	2×4T12	2×4T12	2×3T12	15,83
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×4T12	2×3T12	2×4T12	2×4T12	2×3T12	15,83
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×4T12	2×3T12	2×4T12	2×4T12	2×3T12	15,83

Tableau V.52: Choix des armatures verticaux du voile (V10)

Etage	L_t		Choix	L_t		A_s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S_t	5	5	30	5	5	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×5T20	2×13T16	2×2T12	2×5T20	2×13T16	83,69
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×5T16	2×13T14	2×2T12	2×5T16	2×13T14	60,13
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×5T14	2×13T12	2×2T12	2×5T14	2×13T12	44,80

Tableau V.53 : Choix des armatures verticaux du voile (V11)

Etage	L_t		Choix	L_t		A_s choix (cm ²)
	L/10			L/10		
S_t	10	20	30	10	20	
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	2×2T12	2×2T12	2×1T12	2×2T12	2×2T12	9,05
3 ^{eme} .4 ^{eme} .5 ^{eme}	2×2T12	2×2T12	2×1T12	2×2T12	2×2T12	9,05
6 ^{eme} .7 ^{eme} .8 ^{eme}	2×2T12	2×2T12	2×1T12	2×2T12	2×2T12	9,05

✓ Aciers horizontaux

Tableau V.54 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V1. V2)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 4 ^{eme}	25	1,11	5	14,36	14,25	2×14T10	21,99	20
5 ^{eme} → 8 ^{eme}	20	0,66	5	10,23	11,4	2×14T10	21,99	20

Tableau V.55 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V3. V4)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 4 ^{eme}	25	2,67	5	39,7	18,56	2×20T12	45,24	15
5 ^{eme} → 8 ^{eme}	20	2,26	5	20,82	14,85	2×20T10	31,42	15

Tableau V.56 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V5. V6)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 4 ^{eme}	25	1,84	5	13,57	16,87	2×14T10	21,99	20
5 ^{eme} → 8 ^{eme}	20	1,33	5	13,57	13,5	2×14T10	21,99	20

Tableau V.57: Calcul des aciers horizontaux du voile (V7)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 4 ^{eme}	25	2,45	5	29,44	18,56	2×20T10	31,42	15
5 ^{eme} → 8 ^{eme}	20	2,13	5	16,58	14,85	2×20T10	31,42	15

Tableau V.57 : Calcul des aciers horizontaux du voile (V8. V9)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 4 ^{eme}	25	1,16	5	10,55	12,75	2×14T10	21,99	20
5 ^{eme} → 8 ^{eme}	20	1,04	5	10,55	10,2	2×14T10	21,99	20

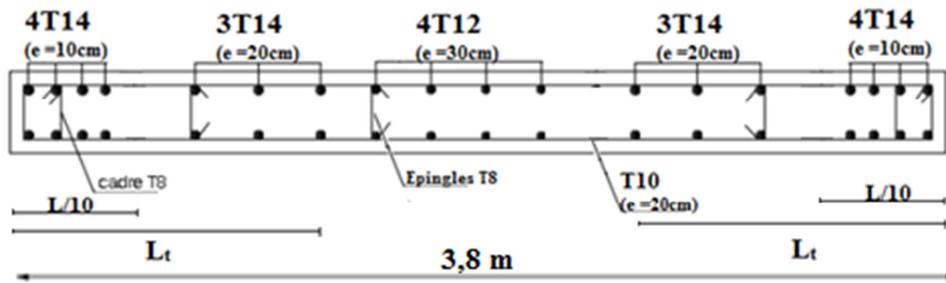
Tableau V.58: Calcul des aciers horizontaux du voile (V10)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 8 ^{eme}	15	1,18	5	59,79	4,05	2×20T14	61,58	15

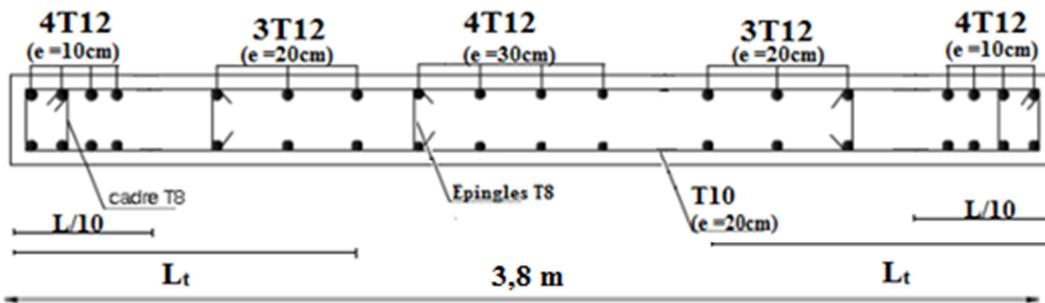
Tableau V.59: Calcul des aciers horizontaux du voile (V11)

Niveaux	e	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_h (cm ²)	$A_{h \min}$ (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
RDC → 8 ^{eme}	15	1,16	5	6,03	3,6	2×14T10	21,99	20

Voiles V1, V2 (RDC, 1^{er}, 2^{eme})



Voiles V1, V2 (3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme})



Voiles V1, V2 (6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme})

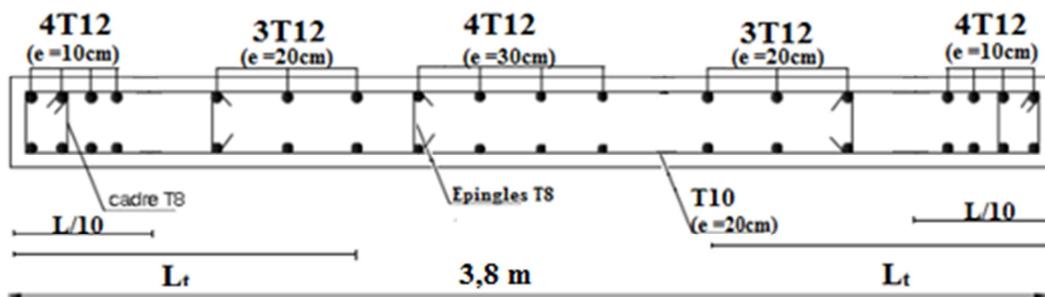


Figure V.12 : Ferrailage Voile 1et 6

V. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons déterminé les ferrailages des éléments structuraux à savoir : poteaux, poutres et voiles, tout en respectant les règlements en vigueurs.

I. INTRODUCTION

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0, elle a pour objectif la transmittance des différentes charges venue de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

II. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

III. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

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 :

$$\frac{N}{S} = \sigma_{sol} ; S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol. ($\sigma_{sol} = 2,50$ bars)

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

III.1 Semelles isolées

Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$, $\sigma_{sol} = 2,5$ bars

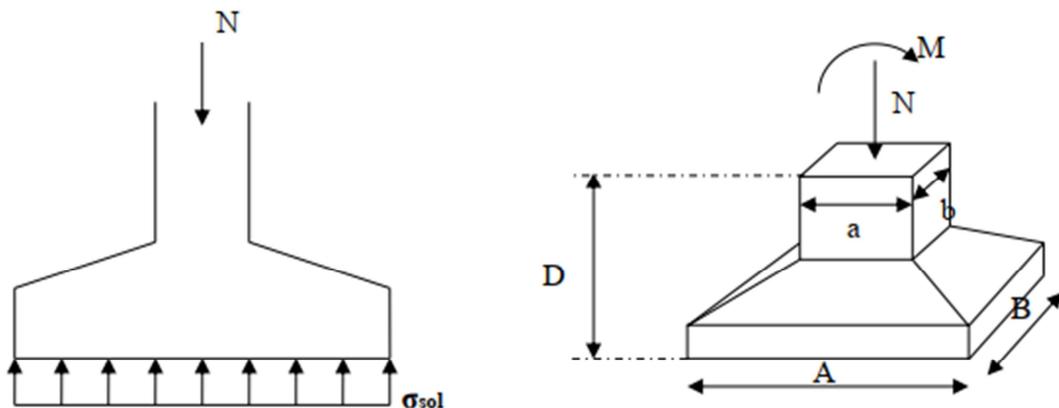


Figure VI.1: Semelle isolée sous poteau.

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que : $L_{\min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{\min} l'entraxe minimum entre deux poteaux.

➤ Exemple de calcul (poteau 24)

On a : $N = 2226,07$ kN

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{2226,07}{250} = 8,90 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2,98 \text{ m}$$

CHAPITRE VI : Etude des fondations

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

On a : $L_{\min} = 3,45 \text{ m} \geq 1,5 \times 2,98 = 4,48 \text{ m}$ non vérifié

➤ On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées

Story	Joint Label	FZ (kN)	σ (kN/m ²)	S (m ²)	A (m)	1,5A (m)	Lim (m)	note
Base	F3	ELS	2226,07	250	8,90	2,98	4,48	Non
Base	E3	ELS	2226,02	250	8,90	2,98	4,48	
Base	D5	ELS	2076,52	250	8,31	2,88	4,32	
Base	G5	ELS	2076,48	250	8,31	2,88	4,32	
Base	G6	ELS	1881,71	250	7,53	2,74	4,12	
Base	D6	ELS	1881,67	250	7,53	2,74	4,12	
Base	D4	ELS	1874,45	250	7,50	2,74	4,11	
Base	G4	ELS	1874,44	250	7,50	2,74	4,11	
Base	I4	ELS	1850,47	250	7,40	2,72	4,08	
Base	B4	ELS	1850,46	250	7,40	2,72	4,08	
Base	E5	ELS	1816,92	250	7,27	2,70	4,04	
Base	F5	ELS	1816,92	250	7,27	2,70	4,04	
Base	J2	ELS	1788,75	250	7,16	2,67	4,01	
Base	A2	ELS	1788,37	250	7,15	2,67	4,01	
Base	F2	ELS	1760,11	250	7,04	2,65	3,98	
Base	E2	ELS	1760,10	250	7,04	2,65	3,98	
Base	D2	ELS	1636,78	250	6,55	2,56	3,84	
Base	G2	ELS	1636,78	250	6,55	2,56	3,84	
Base	H2	ELS	1475,63	250	5,90	2,43	3,64	
Base	C2	ELS	1475,63	250	5,90	2,43	3,64	
Base	B5	ELS	1348,69	250	5,39	2,32	3,48	
Base	I5	ELS	1348,68	250	5,39	2,32	3,48	
Base	G3	ELS	1287,68	250	5,15	2,27	3,40	
Base	D3	ELS	1287,68	250	5,15	2,27	3,40	
Base	E1	ELS	1229,35	250	4,92	2,22	3,33	
Base	F1	ELS	1229,34	250	4,92	2,22	3,33	
Base	F4	ELS	1092,06	250	4,37	2,09	3,14	
Base	E4	ELS	1092,04	250	4,37	2,09	3,14	
Base	D1	ELS	1091,52	250	4,37	2,09	3,13	
Base	G1	ELS	1091,51	250	4,37	2,09	3,13	
Base	C1	ELS	1046,58	250	4,19	2,05	3,07	
Base	H1	ELS	1046,57	250	4,19	2,05	3,07	
Base	J6	ELS	993,25	250	3,97	1,99	2,99	
Base	A3	ELS	992,69	250	3,97	1,99	2,99	

CHAPITRE VI : Etude des fondations

Base	C3	ELS	934,68	250	3,74	1,93	2,90	oui
Base	H3	ELS	934,68	250	3,74	1,93	2,90	
Base	I6	ELS	895,31	250	3,58	1,89	2,84	
Base	B6	ELS	895,30	250	3,58	1,89	2,84	
Base	F6	ELS	844,76	250	3,38	1,84	2,76	
Base	E6	ELS	844,75	250	3,38	1,84	2,76	
Base	A1	ELS	538,86	250	2,16	1,47	2,20	
Base	J1	ELS	538,81	250	2,16	1,47	2,20	
Base	F3	ELS	2226,07	250	8,90	2,98	4,48	
Base	E3	ELS	2226,02	250	8,90	2,98	4,48	
Base	D5	ELS	2076,52	250	8,31	2,88	4,32	
Base	G5	ELS	2076,48	250	8,31	2,88	4,32	
Base	G6	ELS	1881,71	250	7,53	2,74	4,12	
Base	D6	ELS	1881,67	250	7,53	2,74	4,12	
Base	D4	ELS	1874,45	250	7,50	2,74	4,11	
Base	G4	ELS	1874,44	250	7,50	2,74	4,11	
Base	I4	ELS	1850,47	250	7,40	2,72	4,08	
Base	B4	ELS	1850,46	250	7,40	2,72	4,08	

III.2 Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que :

$N = \sum N_i$, de chaque file de poteaux

$S = B \times L$; $B \geq \frac{N}{L}$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2,5 \times B$ et $\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$

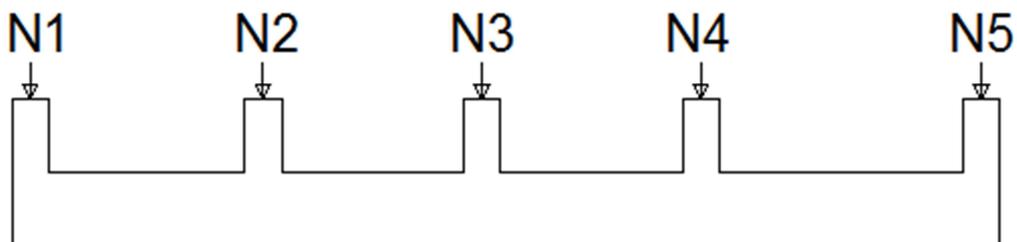


Figure VI.2: Semelle filante

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

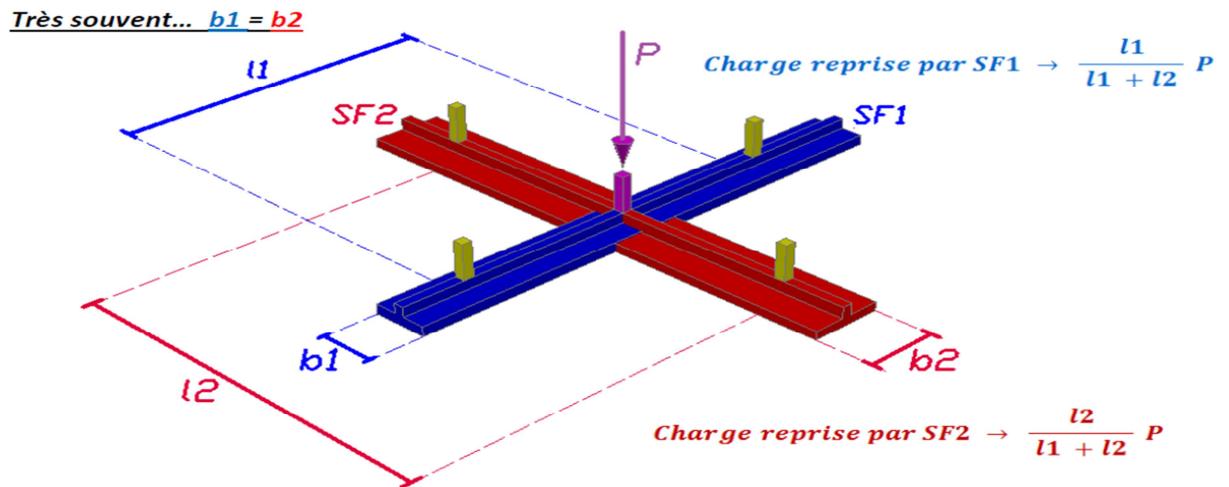


Figure VI.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

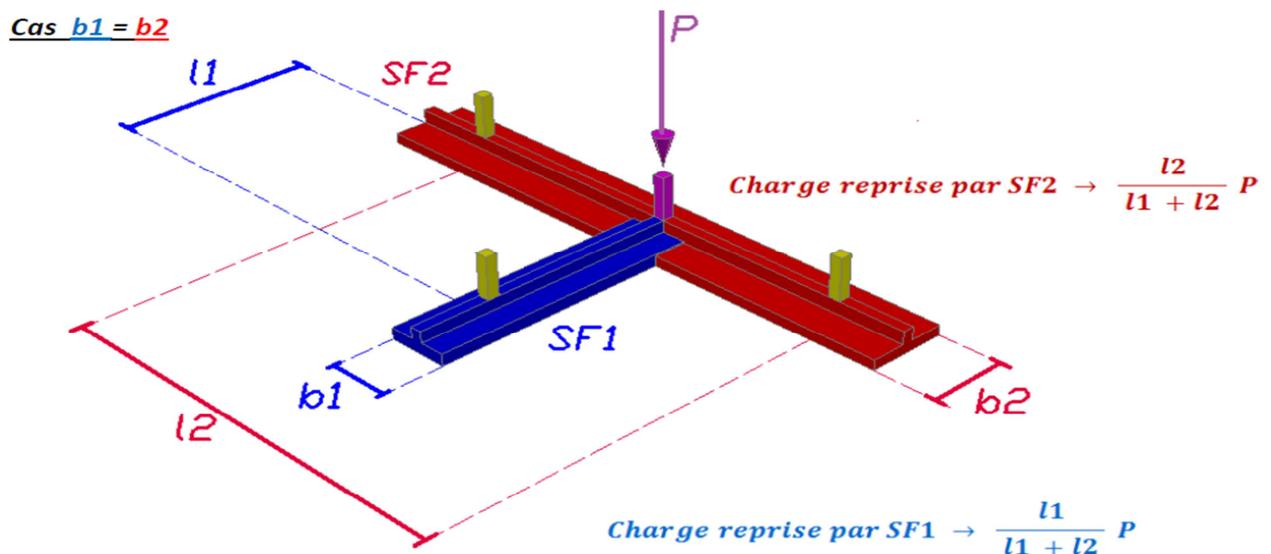


Figure VI.4 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

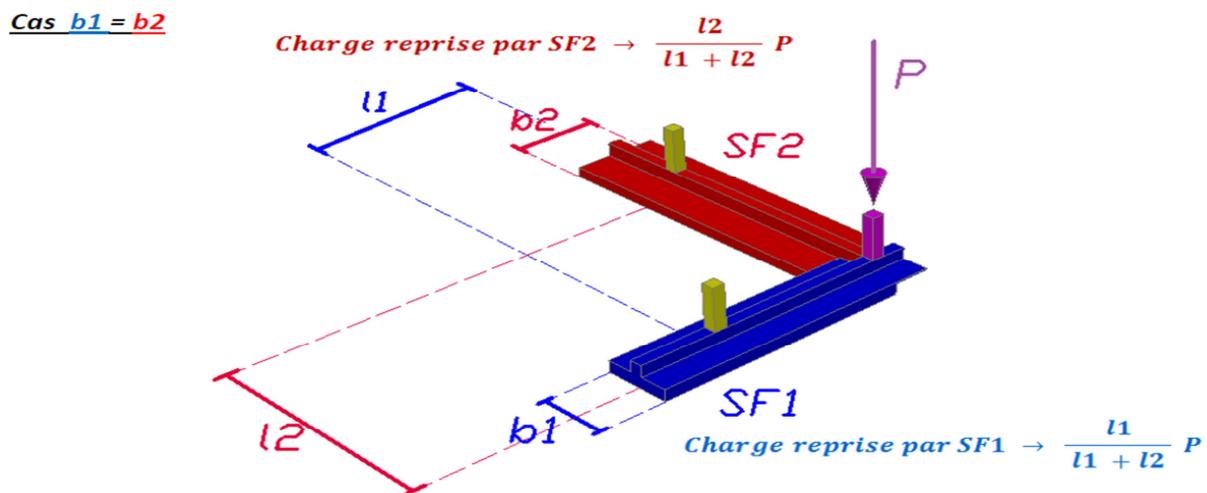


Figure VI.5: Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

Tableau VI.2: La répartition pour les poteaux centraux

	Poteaux centrale				
	% sens x-x	% sens y-y	P _k (kN)	N _x (kN)	N _y (kN)
C2	0,43	0,57	1475,63	631,12	844,51
D2	0,45	0,55	1636,78	738,72	898,06
D5	0,49	0,51	2076,52	1024,19	1052,33
E2	0,48	0,52	1760,10	845,64	914,47
E3	0,48	0,52	2226,02	1060,60	1165,42
E4	0,44	0,56	1092,04	484,10	607,94
E5	0,48	0,52	1816,92	870,50	946,42
F2	0,48	0,52	1760,11	845,64	914,47
F3	0,48	0,52	2226,07	1060,62	1165,45
F4	0,44	0,56	1092,06	484,11	607,95
F5	0,48	0,52	1816,92	870,50	946,42
G2	0,45	0,55	1636,78	738,72	898,06
G5	0,49	0,51	2076,48	1024,17	1052,31
H2	0,43	0,57	1475,63	631,12	844,52

Tableau VI.3: la répartition pour les poteaux d'angles

	Poteaux d'angle				
	% sens x-x	% sens y-y	P _k (kN)	N _x (kN)	N _y (kN)
A1	0,42	0,58	538,86	225,34	313,52
A3	0,43	0,57	992,69	430,79	561,90
D3	0,45	0,55	1287,68	576,07	711,61
D4	0,46	0,54	1874,45	857,16	1017,29
B4	0,46	0,54	1850,46	848,13	1002,34
B6	0,57	0,43	895,30	506,48	388,81
I6	0,57	0,43	895,31	506,49	388,82
I4	0,46	0,54	1850,47	848,13	1002,34
G3	0,45	0,55	1287,68	576,07	711,61
G4	0,46	0,54	1874,44	857,16	1017,28
J3	0,43	0,57	993,25	431,04	562,22
J1	0,42	0,58	538,81	225,32	313,49

Tableau VI.4: la répartition pour les poteaux de rive

	poteaux de rive				
	% sens x-x	% sens y-y	P _k (kN)	N _x (kN)	N _y (kN)
A2	0,27	0,73	1788,37	483,91	1304,46
B5	0,34	0,66	1348,69	457,26	891,43
C1	0,59	0,41	1046,58	619,04	427,54
C3	0,61	0,39	934,68	567,34	367,34
D1	0,61	0,39	1091,52	670,69	420,83
D6	0,71	0,29	1881,67	1327,38	554,29
E1	0,64	0,36	1229,35	788,98	440,36
E6	0,69	0,31	844,75	585,88	258,88
F1	0,64	0,36	1229,34	788,98	440,36
F6	0,69	0,31	844,76	585,88	258,88
G1	0,61	0,39	1091,51	670,68	420,82
G6	0,71	0,29	1881,71	1327,41	554,30
H1	0,59	0,41	1046,57	619,04	427,54
H3	0,61	0,39	934,68	567,34	367,34
I5	0,34	0,66	1348,68	457,26	891,42
J2	0,27	0,73	1788,75	484,02	1304,74

III.2.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau VI.5: Section des semelles filante sens (y-y)

Fille	P (kN)	σ_{sol} (kN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S _f (m ²)
SFA	2179,88	250	9,3	0,937582796	1,2	11,16
SFB	2282,58	250	9,65	0,94614715	1,2	11,58
SFC	1639,39	250	9,3	0,705113978	1,2	11,16
SFD	4654,41	250	23,9	0,778980753	1,2	28,68
SFE	4333,49	250	23,9	0,725270293	1,2	28,68
SFF	4333,53	250	23,9	0,725276987	1,2	28,68
SFG	4654,38	250	23,9	0,778975732	1,2	28,68
SFH	1639,4	250	9,3	0,70511828	1,2	11,16
SFI	2282,58	250	9,65	0,94614715	1,2	11,58
SFJ	2180,45	250	9,3	0,937827957	1,2	11,16
						182,52

Tableau VI.6: Section des semelles filante sens (x-x)

Fille	P (kN)	σ_{sol} (kN/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S _f (m ²)
SF1	4608,07	250	26,65	0,691642777	1,2	31,98
SF2	5398,89	250	26,65	0,810339962	1,2	31,98
SF3	5269,87	250	26,65	0,790974859	1,2	31,98
SF4	4378,79	250	22,65	0,773296247	1,2	27,18
SF5	4703,88	250	22,65	0,830707285	1,2	27,18
SF6	4842,52	250	22,65	0,85519117	1,2	27,18
						177,48

S _f (m ²)	S _{total} (m ²)	%
315,36	578,05	54,55

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 2,5 \times B$

On a : $L_{min} = 3,45m \geq 2,5 \times 1,2 = 3 m \dots\dots$ vérifiée

Donc on adoptera des Semelles filantes croisées

III.2.2 Pré dimensionnement de la semelle filante

III.2.2.1 Dalle

➤ Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 cm$)

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5cm$$

$$h_t = \left(\frac{120 - 60}{4} \right) + 5cm$$

$$h_t = 20 cm \rightarrow h_t = 25 cm$$

III.2.2.2 Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique,

La nervure est rigide :

$$L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) + a$$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \quad \text{càd} \quad \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée}$$

CHAPITRE VI : Etude des fondations

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du radier.

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

a : largeur de poteau

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} \quad ; \quad b_n = 60 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 1,2 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$- K = 50 \text{ MN/m}^3$$

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l_e^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,05 \times 1200 \times 5250^4}{32164,195 \times 600 \times \pi^4}} = 1,05 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,85 \text{ m} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) + a = 6,03 \text{ m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• Le choix final :

- Epaisseur de la dalle $h=25\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 110\text{cm} \\ b_n = 60\text{cm} \end{cases}$

➤ Vérification de la portance du sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{structure}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

- A ELS

Tableau VI.7: Vérification de la portance du sol Sens (x-x)

Sens x-x					
Fille	P (kN)	S _f (m ²)	σ (kN /m ²)	σ _{sol} (kN /m ²)	observation
SFA	2179,88	11,16	195,33	250	OK
SFB	2282,58	11,58	197,11	250	OK
SFC	1639,39	11,16	146,90	250	OK
SFD	4654,41	28,68	162,29	250	OK
SFE	4333,49	28,68	151,10	250	OK
SFF	4333,53	28,68	151,10	250	OK
SFG	4654,38	28,68	162,29	250	OK
SFH	1639,4	11,16	146,90	250	OK
SFI	2282,58	11,58	197,11	250	OK
SFJ	2180,45	11,16	195,38	250	OK

Tableau VI.8: Vérification de la portance du sol Sens (y-y)

Sens y-y					
Fille	P (kN)	S _f (m ²)	σ (kN /m ²)	σ _{sol} (kN /m ²)	observation
SF1	4608,07	31,98	144,09	250	OK
SF2	5398,89	31,98	168,82	250	OK
SF3	5269,87	31,98	164,79	250	OK
SF4	4378,79	27,18	161,10	250	OK
SF5	4703,88	27,18	173,06	250	OK
SF6	4842,52	27,18	178,16	250	OK

➤ Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

III.2.3 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c: Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU .

h : Epaisseur totale du radier

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 0.6 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6,8 \text{ m}$$

$$N_u = 304,67 \leq \frac{0,045 \times 6,8 \times 110 \times 25}{1,5} = 561 \text{ T} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

III.2.4 Caractéristiques géométriques générales des semelles filantes

Position du centre de gravité : $\begin{cases} X_G = 13,33\text{m} \\ Y_G = 11,44\text{m} \end{cases}$

III.2.4.1 Vérification de la stabilité

Selon [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

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.

Tableau VI.9: Vérification de la stabilité

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	348062,30	565018,51	1,64	26,65	6,66	Vérifier
Sens y-y	348062,30	562950,44	1,62	23,9	5,98	Vérifier

➤ Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

IV. Ferrailage des semelles filantes

IV.1 Ferrailage de la dalle

➤ Armatures principales

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour **1 m** linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

Tableau VI.10: Ferrailage de la dalle Sens (x-x)

Sens X-X									
File	P (kN)	L (m)	Q _u (kN/m)	A _s (mm ²)	A _s (cm ²)	choix	A _s choix (cm ²)	A _r (cm ²)	choix
SF1	6313,74	26,65	236,91	204,34	2,04	4T12	4,52	1,01	4T10
SF2	7421,95	26,65	278,50	240,20	2,40				
SF3	7186,13	26,65	269,65	232,57	2,33				
SF4	5978,04	22,65	263,93	227,64	2,28				
SF5	6341,86	22,65	279,99	241,49	2,41				
SF6	6633	22,65	292,85	252,58	2,53				

Tableau VI.11: Ferrailage de la dalle Sens (y-y)

Sens Y-Y									
File	P (kN)	L (m)	Q _u (kN/m)	A _s (mm ²)	A _s (cm ²)	choix	A _s choix (cm ²)	A _r (cm ²)	choix
SFA	2991,15	9,3	321,63	277,41	2,77	4T12	4,52	1,01	4T10
SFB	3125,46	9,65	323,88	279,35	2,79				
SFC	2247,81	9,3	241,70	208,47	2,08				
SFD	5666,13	23,9	237,08	204,48	2,04				
SFE	5940,32	23,9	248,55	214,37	2,14				
SFF	5940,37	23,9	248,55	214,38	2,14				
SFG	6388,79	23,9	267,31	230,56	2,31				
SFH	2247,81	9,3	241,70	208,47	2,08				
SFI	3125,46	9,65	323,88	279,35	2,79				
SFJ	2991,93	9,3	321,71	277,48	2,77				

➤ Espacement

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

On prend : S_t = 25 cm

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{500} = 1,93 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

➤ Longueur des barres et modes d'ancrages

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\Psi_s = \begin{cases} = 1 & \text{Pour acier rond lisse} \\ = 1.5 & \text{Pour acier haute adheerence} \end{cases}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} L_s > \frac{B}{4} & : \text{Toutes les barres doivent être prolongée jusqu'aux extrémités avec un ancrage de courbe.} \\ \frac{B}{8} < L_s < \frac{B}{4} & : \text{Barres prolongée jusqu'à l'extrémité.} \\ L_s \leq \frac{B}{8} & : \text{Pas de crochets et on peut arrêter 1 barre sur 2 à 0.71} \end{cases}$$

$$L_s = \frac{12}{4} \times \frac{500}{2,83} = 530,03 \text{ mm} = 54 \text{ cm}$$

Donc : $L_s = 54 > \frac{B}{4} = 30 \rightarrow$ Toutes les barres doivent être prolongée jusqu'aux extrémités avec un ancrage de courbe.

➤ **Liaison acier-béton**

Soit τ la contrainte d'adhérence entre l'acier et le béton. Pour η barres de diamètre ϕ on a :

$$\tau_{max} < \tau_{lim}$$

$$\tau_{max} = \frac{P \times (B - b)}{2 \times B \times n \times \pi \times \phi} = \frac{323,88 \times (1,2 - 0,6)}{2 \times 1,2 \times 3 \times \pi \times 0,012} = 715,93 \text{ kN/m}^2$$

La contrainte d'adhérence limite vaut :

$$\tau_{lim} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} = 2830 \text{ kN/m}^2$$

$$715,93 \text{ kN/m}^2 < 2830 \text{ kN/m}^2 \text{ OK}$$

IV.2 Ferrailage des nervures

Comme les charger revenant sont presque égale alors on prend la poutre la plus sollicité :

➤ **Armature longitudinale :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b = 60 cm ; h = 110 cm

Le ferrailage se fait en flexion simple

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; \gamma_b = 1,5$$

$$f_{eE} = 500\text{MPa}; \gamma_b = 1,15$$

➤ Les charges revenant pour chaque fille à L'ELU

$$q_{\text{ELU}} = N/L$$

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU

$$M_0 = qL^2/8$$

• Moments en travées

$$M_t = 0,85 \times M_0$$

• Moments sur appuis

$$M_a = 0,5 \times M_0$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_S^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$
$$A_S^{\text{min}} = 0,23 \times 60 \times (110 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 6,08 \text{ cm}^2$$

➤ Condition A_S^{min} [1]:

$$A_S^{\text{min}} : \quad A_S^{\text{min}} = 0,5\% \times h \times b$$

$$A_S^{\text{min}} = 0,005 \times 110 \times 60 = 33 \text{ cm}^2$$

A_S^{max} :

$$A_S^{\text{max}} = 6\% \times h \times b$$

$$A_S^{\text{max}} = 0,06 \times 110 \times 60 = 396 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{\text{max}} = 4\% \times h \times b$$

$$A_S^{\text{max}} = 0,04 \times 110 \times 60 = 264 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$\text{Max} (A_{S \text{ cal}}, A_{S \text{ min RPA}}, A_{S \text{ CNF}}) A_s = 33 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.12: Ferrailage des nervures

ELU										
Position	Q _u (kN/ml)	M ₀ (kNm)	M _u (kNm)	A _{s cal} (cm ²)	A _{smin} RPA	A _{s max} RPA Z.C	A _{s max} RPA Z.N	CNF	choix	As adopté
Travée	323,88	1385,49	1177,66	24,44	33	264	396	6,08	8T20	25,13
Appuis			692,74	12,24	33	264	396	6,08	8T20	25,13

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes

ELS										
Position	choix	As adopté	Q _u (kN/ml)	M ₀ (kNm)	M _u (kNm)	σ _b (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	
Travée	16T20	50,27	236,54	1011,87	860,09	7,24	15	178,9	250	
Appuis	10T20	31,42			505,93	5,01		164,2		

➤ Ferrailage transversal

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{323,88 \times 5,85}{2} = 947,35 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \left(\frac{947,35 \times 10^3}{0,9 \times 1050 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 3,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T8 (4,02 \text{ cm}^2)$$

➤ Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments cas général on a 3 cm²/m

$$h_n \geq 2 \left(80 - \frac{f_e}{10} \right) = 60 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 1,1 = 3,3 \text{ cm}^2$$

On prend 4T12 = 4,52cm²

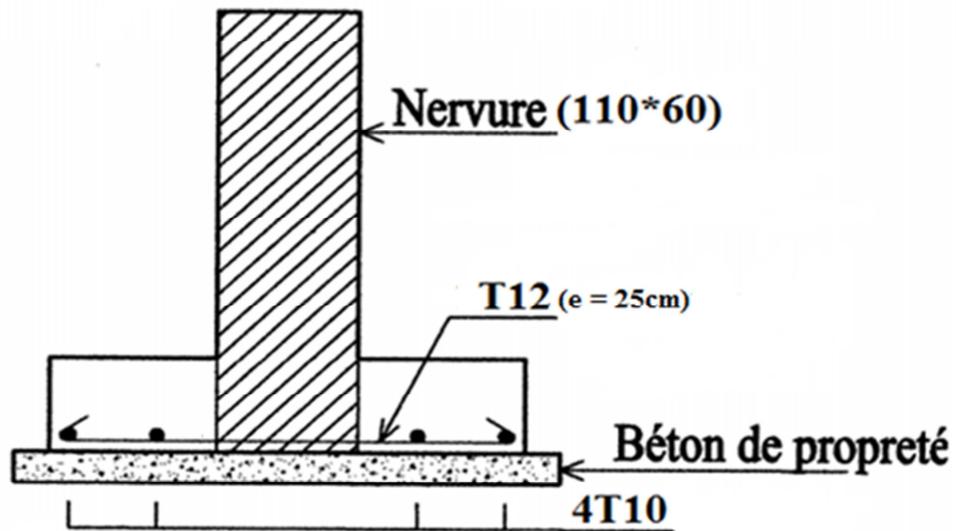


Figure VI.6: Schéma de ferrailage dalle du semelle

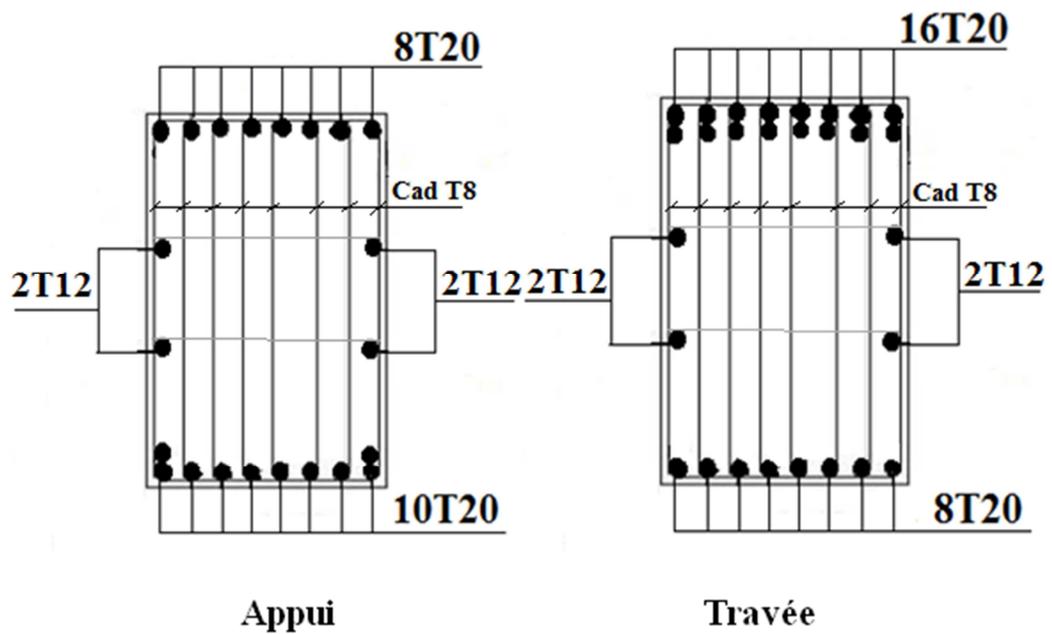


Figure VI.7 : Ferrailage des Nervures

IV.3 Voile périphérique

➤ 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.

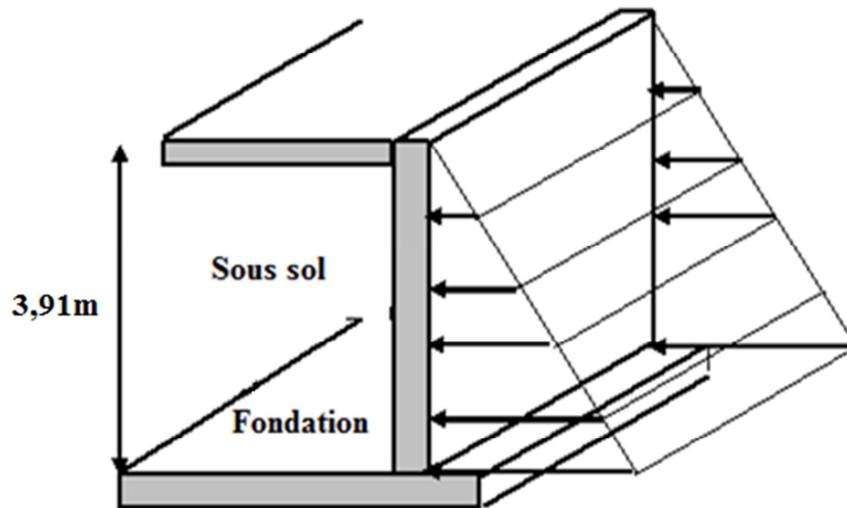


Figure VI.8 : Illustration du voile périphérique

➤ Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [1]. Ce qui suit :

- 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 : $B = 25\text{ cm}$ (Section du voile).

➤ 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.

CHAPITRE VI : Etude des fondations

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3,91\text{m} ; L_y = 5,85\text{ m} ; e = 25\text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18,40\text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 29,34^\circ \rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,34$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h = 24,46 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 36,4 = 33,02 \text{ kN/ml}$$

➤ Effort dans le voile périphérique

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

Tableau VI.14 : Effort dans le voile périphérique à ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	U_x	U_y	q_u (kN/m)	L_x^2 (m)	M_x	M_y
3,91	5,85	0,66	0,0737	0,3753	33,02	15,29	37,20	13,96

➤ Ferrailage du voile périphérique

b = 100cm ; h = 25cm ; d = 0,9h = 22,5cm ; $f_e = 400\text{MPa}$;

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

- Moments en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$
- Moments sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique à ELU

				$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s (cm^2)$	$S_t (cm)$
		M_{tx}	31,62	3,75	5T10	3,93	20
M_x	37,20	→	M_{ax}	18,6	5T10	3,93	20
M_y	13,96		M_{ty}	11,86	1,38	5T10	3,93
			M_{ay}	6,98	5T10	3,93	20

➤ Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm)

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour barres Fe 500

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0006 \left[3 - \frac{3,91}{5,85} \right] \frac{100 \times 25}{2} = 2,49 cm^2 \\ A_y^{min} = 0,0006 \times 100 \times 25 = 1,5 cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x = 3,93 cm^2 \geq A_x^{min} = 2,49 cm^2 \\ A_y = 3,93 cm^2 \geq A_y^{min} = 1,5 cm^2 \dots\dots\dots OK \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 55,25 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 43,03 kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 55,25 kN$$

$$\tau_u = 0,24 MPa < 1,25 MPa$$

✓ Vérification à L'ELS

$$Q_s = 24,46 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI.16 : Effort dans le voile périphérique à ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	U_x	U_y	q_u (kN/m)	Lx^2 (m)	M_x	M_y
3,91	5,85	0,66	0,0792	0,5351	24,46	15,29	29,62	15,85

Tableau VI.17 : Ferrailage du voile périphérique à ELS

				A_s calcul cm^2	Choix	A_s (cm^2)	S_t (cm)	
M_x	29,62	→	M_{tx}	25,18	2,97	5T10	3,93	20
			M_{ax}	14,81	1,73	5T10	3,93	20
			M_{ty}	13,47	1,57	5T10	3,93	20
			M_{ay}	7,93	0,92	5T10	3,93	20

➤ Calcul les contraintes limitées

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

✓ Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Tableau VI.18 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification	Choix
Travée	x-x y-y	25,18	5,65	3,94	15	197,1	250	OK	5T12
Appuis	x-x y-y	14,81	3,93	2,69	15	164,6	250	OK	5T10

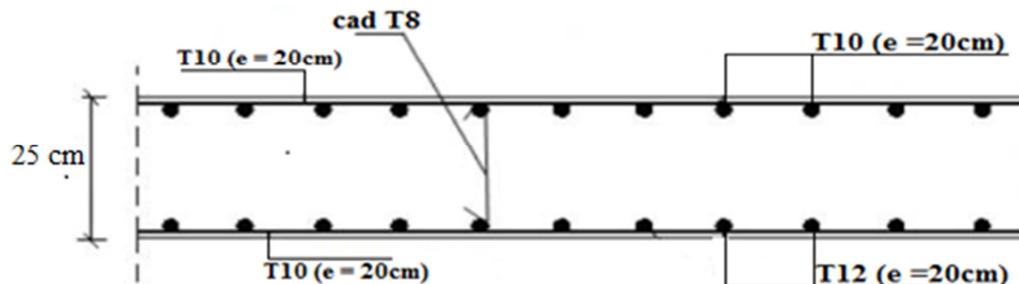


Figure VI.9: Ferrailage du voile périphérique sur le sens x et y

V. CONCLUSION

Le type de fondation qui convient à notre structure ce sont des semelles filantes croisées.

Un voile périphérique a été adopté pour supporter l'action des poussés des terres, le voile est calculé et ferrailé comme une dalle plane sur quatre appuis.

Conclusion générale

Notre travail de mémoire a porté dans les deux premières parties sur les bétons autoplaçants qui sont des bétons spéciaux dont les qualités méritent d'être valorisées. En raison de leurs propriétés rhéologiques très spécifiques, leur compréhension nécessite des investigations plus approfondies.

Dans le cadre de cette partie, on a considéré une recherche bibliographique dans laquelle nous avons souligné :

- ✓ La définition des BAP ainsi que leurs composantes
- ✓ Leurs propriétés à l'état frais et à l'état durci
- ✓ L'influence des additions minérales
- ✓ Les différentes approches de formulation
- ✓ Définition de la rhéologie des bétons
- ✓ Caractérisation des BAP a l'état frais et durci
- ✓ L'influence des super plastifiants (SP) et des agents de viscosité (AV) sur le comportement rhéologique d'une pâte d'un BAP à l'état frais et a l'état durci n'a pas été réalisée à cause de la propagation de l'épidémie Covid-19.

Pour la dernière partie nous avons étudié un bâtiment d'habitation composé d'un R+8+ un sous-sol implantée en zone III. Cette étude nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette partie sont :

- ✓ la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques a été effectué .
- ✓ le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, car ils jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- ✓ L'étude de l'infrastructure, a été réalisée en semelle filante croisée pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Références bibliographiques

Partie A

- [1] : <http://thesis.univ-biskra.dz/1328/6/partieI%20chapitre%2002.pdf>
- [2] : Association Française de Génie Civil, «Recommandations pour l'emploi des bétons autoplaçants», Documents scientifiques et techniques, Janvier 2008.
- [3] : A. Hamouine « Contribution à l'étude de l'adhérence acier-béton de hautes performances»Thèse de doctorat, Spécialité Génie civil, Université L'insa de Toulouse, France ,1996.
- [4] : Bouras Rachid «Rhéologie des pates cimentaires pour betons autoplaçants», Thèse doctorat en génie mécanique , Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou , Algérie,20110.
- [5] : Holcim «Le béton autocompactant». Recommandation étudiée par la société Holcim, Suisse. 26 Novembre 2004.
- [6] : Taieb Fatima « Contribution à l'étude du retrait des mortiers de béton autoplaçant équivalent à base de sédiments de dragage », Thèse de doctorat 3ème cycle, Option géomatériaux et environnement, Université Abdelhamid ibn Badis de Mostaganem, Algérie,2019.
- [7] : Amina Debbih, «Performances d'un béton autoplaçant a base de granulats recyclés, laitier et la pouzzolane naturelle», Mémoire de magister, Spécialité construction, Université Saad Dahlab de Blida, Algérie, avril 2012.
- [8] : Benkechkache Ghofrane, « Etude du comportement diffère des bétons autoplaçants influence des paramètres de composition et de chargement »,Présentée pour obtenir le diplôme de magister en génie civil, Option mécanique des structures, Université Constantine, Algérie, Novembre2007.
- [9] : Hackley V.A, and Ferraris C.F, « The use of nomenclature in dispersion science and technology», NIST Recommended Practice Guide, SP 960-3, 2001.
- [10] : Sedran, Thierry, « Rhéologie et rhéomètre des bétons, Applications aux bétons auto nivelants », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Ponts et Chaussées, France, 1999

[11] : M'hamedi Mokhtar , Ben Brahim Oussama, «Durabilité du Béton Autoplaçant à base de sable de dune finement broyé vis-à-vis des attaques chimiques», Mémoire de Master, Spécialité Géotechnique et matériaux, Université Ziane Achour de Djelfa, Algérie, 2015/2016

[12] : Abderrahmane Soufi, «Etude de la durabilité des systèmes béton armé mortiers de réparation en milieu marin». Thèse de doctorat de Génie Civil, Université de la Rochelle,2013.

[13] : SHI and AL, « A study of effect of superfine powders on fluidity of cement paste», Transactions of the Japan Concrete Institute, 1998, vol 20, pp 9-14.

[14] : Boukendakdji. O, « Etude de l'influence des paramètres de formulation sur les propriétés d'un béton autoplaçant, optimisation des conditions opératoires », Thèse de doctorat, Spécialité génie civil, Université de Saad Dahleb, Algérie, 2010.

[15] : Messiad Boutheyna, Bourtal Houssem Eddine ,« Etude comparative de durabilité entre les bétons autoplaçants et les bétons ordinaires », Mémoire de Master, Faculté des Sciences et de la Technologie, Université 08 Mai 1945 De Guelma, Algérie, juin 2018.

[16] : Benahmed Mohamed Lamine. Et Larbi Kamel. «Etude d'un bloc administratif (R+5+Sous-sol), réflexion pour l'utilisation des BAP », Mémoire de master, Option matériaux, Université -Saad Dahleb- Blida 1, Algérie,2018-2019.

[17] : Carlsward et al, «Effect of constituents on the workability and rheology of self compacting concrete», Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, Reykjavik, Islande, Août 2003.

[18] : Hiara F Ferraris, Karthik H Obla, Russell Hill, «Influence of mineral admixtures on the rheology of cementpaste and concrete», Cement and concrete research», February 2001.

[19] : Chahine Belghit, «Contribution à la formulation d'un béton autoplaçant a base de matériaux locaux effet du laitier granulé micronisé sur l'ouvrabilité», Mémoire de magister, Option matériaux et structures, Université Badji-Mokhtar Annaba, Algérie, 2009.

[20] : Walid laifa, «Contribution à l'étude des effets du laitier cristallisé et des fibres de diss sur les propriétés des bétons autoplaçants», Thèse de doctorat, Option matériaux innovants et durabilité Université badji Mokhtar Annaba, Algérie, 2015.

[21] : Azzedine Karouite, « Utilisation des cendres volantes pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction», Mémoire, Ecole Hassania des Travaux publics, Maroc, 2003.

[22] : Julie Lions, « Etude hydrogéochimique de la mobilité de polluants inorganiques dans des sédiments de curage mis en dépôt : expérimentation, étude in situ et modélisations». Thèse de doctorat à l'Ecole nationale supérieure des mines de paris, France, 2004.

[23] : Mehta P.K, «Pozzolanic and cementitious by-products in concrete: Another look». Proceedings of the 3th CANMET/ACI International Conference on flyash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete, Trondheim, Norway, 1989, pp.1-43.

[24] : Raphaël Bucher, «Métakaolin flash, une addition à la hauteur de nombreux défis», Article, 06/03/2019.

[25] : Philippe Souchu, «Le point sur les métakaolins», Article, 18 juin 2010.

[26] : Brahim Nécira, «Etude des propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons autoplaçants». Mémoire de magister. Université de Mohamed Khider –Biskra, Algérie, 2006

[27] : Marsh, D, « An alternative to silica fume », Concrete Production 1994; 97(11): 24-30.

[28] : P, Rougeau , Ch Marry Dippe, O.Francy, Les BAP : synthèse des connaissances et compagne .

[29] : Khayat , Yahia, «effect of welan gum: High range reducer combination on rheology of cement grout» , ACI materials journal, vol 94N°5, September – October, 1997.

[30] : Benaddad Sabrina, Benatsou Nacira, « étude à la compression d'un béton autoplaçant avec additions minérales (argile cuite et broyée et fillers calcaires)», Mémoire de master, Option matériaux et structures, Université Abderrahmane mira-Bejaia, Algérie, 2012.

[31] : <https://fr.scribd.com/document/265322815/Chap-II-Methodes-de-Formulation-Des-Bap>

[32] : Nan Sua, Kung-Chung Hsu, His-Wen Chai, «A simple mix-design method for self compacting concrete», Cement and Concrete Research 31, 2001.

[33] : Ph Turcry, Ahmed Loukili, «Différentes approches pour la formulation des BAP», Revue française de génie civil volume 7 n°4, 2003.

- [34] : Bezzi Tiziri, «Etude et caractérisation d'un béton autoplaçant fait à base d'un ciment avec ajout d'argile cuite et broyée», Option Matériaux et Structures, Thèse de magistère, Université Abderrahmane Mira-Bejaia, Algérie, 2011.
- [35] : https://mediatheque.snbpe.org/userfiles/file/mediatheque/public/CT-G11_108-117.pdf
- [36] : <http://www.infociments.fr/telecharger/SB-OA-2015-3.pdf>
- [37] : CSTC ,« Centre de recherche » Béton et ouvrages en béton rapport d'activité, Belgique, 2004.
- [38] : Direction technique et commerciale béton: www.beton-vicats.fr.
- [39] : Zinne Eddine Abib, «Formulation et caractérisation des bétons autoplaçants», Thèse de magistère en Génie Civil, USTHB, Algérie, 2004.
- [40] : Alexandre Leclerc, «Elaboration des protocoles d'essais, deconsolidation et de formulation des bétons semi-autoplaçants pour le bâtiment», Mémoire de maîtrise, Spécialité: génie civil, Université de Sherbrooke, Canada, Octobre 2011.
- [41] : Conrrazé G., Grossiord J.L, «Initiation à la rhéologie», Tec & Doc, 3ème édition, 2000.
- [42] : Dictionnaire de rhéologie, Groupe Français de Rhéologie,1990.
- [43] : Mouret, M. and Cyr., A discussion of the paper «The effect of measuring procedure on the apparent rheological properties of Self-Compacting Concrete» by Geiker. M. R, et al, Cement and Concrete Research, Vol.33, No.11, pp.1901-1903, 2003.
- [44] : Cyr M., Legrand C., Mouret M., «Study of the shear thickening effect of superplasticizers on the rheological behaviour of cement pastes containing or not mineral additives», Cement and Concrete Research, 30, pp. 1477-1483,2000.
- [45] : Haddadou Naima, «Elaboration et caractérisation de béton autoplaçant fibré avec ajout de poudre de marbre», Option Physique et Mécanique des Matériaux thèse de doctorat, Université M'hamed Bougara Boumerdes, Algérie, 2015.
- [46] : Ferraris, «Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete : State of the Art Report», Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, 1999, vol 104, n°5, pp461-478.

[47] : Hamza Samouh, Emmanuel Rozière, Ahmed Loukili, «Interprétation des mesures du retrait de dessiccation des bétons autoplacants (BAP) ». XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012.

[48] : EFNARC, Association House, « Specification and guidelines for self compacting concrete », February 2002.

[49] : Bartos P.J.M., «Assessment of properties of underwaterconcrete by the Orimet test», Proceedings of the International RILEM workshop on Special Concretes Workability and Mixing,Paisley, Ecosse, pp,191-200, 1993.

[50] : Thierry Sedran, « Les Bétons Auto nivelants », bulletin LCPC 196, réf. 3889, pp. 53-60, mars-avril1995.

[51] : <http://thesis.univ-biskra.dz/1328/5/partieI%20chapitre%2003.pdf>

[52] : <http://thesis.univ-biskra.dz/2332/4/chapitre%202%20.pdf>

Partie B

[1]: Règlement Parasismique Algérien, RPA 99 version 2003.

[2]: BAEL 91 modifié 99.

[3]: Charges Permanentes et charges d'exploitation, DTR B C 22

[4] : Rafik taleb, (règles parasismique algerienneRPA99-Version 2003 pour les structures de bâtiment en béton armé : Interprétation et proposition), journal of matériels and engineering structures 4(2007)139-154.