

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOUSSELBA Lidya Malak

**Thème : Dimensionnement et ferrailage des éléments
structuraux des bâtiments en béton armé selon les règles
RPA /99 et les Eurocodes**

Sous la direction de : Pr. CHERAIT Yacine

Juin 2023

Remerciements

Avant tout, mes remerciements et ma gratitude à ALLAH le tout Puissant de m'avoir gardé en bonne santé et de m'avoir donné la force, le courage et la volonté d'accomplir ce modeste travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mes chers parents pour leur soutien moral et matériel, leurs encouragements dans les moments de faiblesse et leur soutien tout au long de mes études.

*Avec une profonde gratitude et un intérêt tout particulier, je remercie mon encadreur le Professeur **CHERAIT Yacine** pour son soutien, ses précieux conseils, sa grande bienveillance, et sa présence tout au long de l'élaboration de ce mémoire.*

Je tiens à remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire, présider et examiner mon travail.

Un grand merci à tous les enseignants qui ont contribué à assurer ma formation durant tout mon cycle universitaire et en particulier les enseignants et le personnel administratif du département de génie civil et hydraulique de la faculté des sciences et de la technologie de l'université 8 Mai 1945 de Guelma.

Enfin mes remerciements vont pour tous mes Amies pour leurs encouragements et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou loin dans l'aboutissement de ce mémoire.



Dédicaces

C'est avec un grand respect, gratitude, joie et fierté que je tiens à dédier ce modeste travail :

- 📖 A ma très chère **Mère** : pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices.*
- 📖 A mon très chère **Père** : pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordée.*

Puisse ALLAH, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

- 📖 A ma chère sœur **Amani**: Pour son soutien moral et ses encouragements.*
- 📖 À mon cher frère **Islem** : pour son soutien.*
- 📖 A Mon encadreur le Pr. CHERAIT Yacine qui a fait tout son possible pour m'aider et me diriger dans la réalisation de mon mémoire.*
- 📖 A Monsieur MENTRI Achref, ingénieur au CTC de Guelma, pour son soutien et sa mise à disposition de son expérience.*
- 📖 A l'ensemble de mes enseignants tout le long des cycles de mes études.*
- 📖 À toute la promotion de Génie Civil 2022-2023.*
- 📖 Enfin à tous ceux que j'aime.*

BOUSSELBA Lidya
Malak

RÉSUMÉS : *FRANÇAIS - ARABE - ANGLAIS.*

RÉSUMÉ

Les éléments structuraux des bâtiments assurent la résistance et pérennité de toute construction. Ils doivent être donc conçus et calculés conformément aux règlements en vigueur. Nous visons à travers ce travail à déterminer les dimensions et le ferrailage de trois éléments structuraux que sont les poteaux, les poutres et les voiles des bâtiments en béton armé. La conception et les notices de calcul des éléments étudiés ont été conduits conformément, côté national, aux règles CBA 93 et RPA /99 et côté Européen, aux règles Eurocodes 2 et 8.

Il apparaît au terme de cette étude que les méthodes utilisées présentent de nombreuses similitudes. Cependant, l'Eurocode 8 couvre de nombreux types de matériaux, tels que les bâtiments en béton (armé et précontraint), les bâtiments en acier et en bois, ainsi que les bâtiments en maçonnerie, contrairement à RPA /99, qui ne s'applique qu'aux structures en béton armé ou en acier.

Au niveau du ferrailage des éléments porteurs étudiés, les écarts constatés sont assez proches.

MOTS CLÉS : Éléments structuraux – Conception – Séisme – Ferrailage – RPA /99 – EC 8.

ملخص

تضمن العناصر الميكانيكية للمباني مقاومة و متانة أي بناء لذلك يجب تصميمها و حسابها وفقا للوائح المعمول بها. نهدف من خلال هذا العمل الى تحديد ابعاد و تقوية ثلاثة عناصر انشائية وهي الاعمدة و الروافد و الاشرعة للمباني الخرسانية المسلحة. تم تنفيذ تعليمات التصميم و الحساب للعناصر المدروسة وفقا لقواعد CBA 93 و RPA /99 على الجانب الوطني, وقواعد 8, 2, EUROCODE على الجانب الاوروبي. يبدو في نهاية هذه الدراسة ان الأساليب المستخدمة بما العديد من أوجه التشابه, ومع ذلك فان Eurocode 8 يغطي أنواعا عديدة من المواد مثل (المباني الخرسانية المقواة و المضغوطة مسبقا; المباني الفولاذية; المباني الخشبية و مباني البناء), على عكس RPA /99 و الذي لا ينطبق الا على الهياكل الخرسانية المسلحة او الهياكل الفولاذية. على مستوى تقوية العناصر الحاملة المدروسة فان الاختلافات الملاحظة متشابهة تماما.

كلمات المفتاحية : عناصر إنشائية - تصميم - زلزال - تقوية - EC 8 - RPA /99.

ABSTRACT

The structural elements of buildings ensure the strength and durability of any construction. Therefore, they must be designed and calculated in accordance with the regulations in force. Through this work, we aim to determine the dimensions and reinforcement of three structural elements, namely columns, beams, and walls of reinforced concrete buildings. The design and calculation notes of the studied elements were conducted in accordance with the national regulations, namely CBA 93 and RPA / 99, and the European regulations, namely Eurocode 2 and 8.

It appears at the end of this study that the methods used present many similarities. However, Eurocode 8 covers many types of materials, such as reinforced concrete (reinforced and prestressed), steel and wooden buildings, as well as masonry buildings, unlike RPA /99, which only applies to reinforced concrete or steel structures.

Regarding the reinforcement of the studied load-bearing elements, the observed deviations are quite close.

KEY WORDS : Structural elements – Design – Earthquake – Reinforcement – RPA /99 – EC 8.

Table des matières

<u>INTRODUCTION GÉNÉRALE</u>	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : NOTIONS DE SISMOLOGIE ET EVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES BATIMENTS SELON LES REGLES RPA /99 ET L'EUROCODE 8

<u>INTRODUCTION</u>	4
---------------------------	---

PARTIE I: GÉNÉRALITÉS SUR LES SÉISMES

I.1	Définition du séisme	4
I.2	Origine du séisme.....	4
I.3	Théorie de la tectonique des plaques.....	5
I.4	Ondes sismiques	6
	I.4.1 Les ondes de volume	7
	I.4.2 Les ondes de surface.....	7
I.5	Caractéristiques d'un séisme.....	7
I.6	La sismicité en Algérie.....	8
	I.6.1 Sismologie historique en Algérie.....	9
I.7	Organismes responsables du suivi des séismes en Algérie	10
	I.7.1 Centre de recherche (CRAAG).....	10
	I.7.2 Centre de recherche (CGS).....	10

PARTIE II: ÉVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE SELON LES REGLES NATIONALES RPA /99

II.1	Introduction	11
II.2	Principe de la méthode statique équivalente	13
II.3	REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE	14
	II.3.1 Objectifs de la réglementation parasismique Algérienne.....	14
	II.3.2 Domaine d'application des règles RPA /99.....	14
	II.3.3 Conditions d'application de la méthode statique.....	15
	II.3.4 Calcul de la force sismique totale.....	15

PARTIE III : EVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES BATIMENTS SELON L'EUROCODE 8

III.1	Introduction	19
III.2	OBJECTIFS DE L'EUROCODE 8.....	19
III.3	DOMAINE D'APPLICATION DE L'EUROCODE 8.....	20
III.5	Formule de calcul de l'action sismique.....	20

<u>CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE</u>	21
Références bibliographiques du premier chapitre	23

CHAPITRE II : CONCEPTION DES ELEMENTS PORTEURS SELON LES REGLES RPA /99 ET L'EUROCODE 8

<u>Introduction</u>	25
----------------------------------	----

PARTIE I : CONCEPTION DES POTEAUX EN BETON ARME

I.1	Définition d'un poteau	25
I.1.1.	Rôles des poteaux.....	25
I.1.2.	Forme des poteaux	26
I.1.3.	Coffrage des poteaux	26
I.1.4.	Coulage du béton des poteaux.....	27
I.2	Comportement des poteaux en béton armé lors des séismes.....	27
I.3	CONCEPTION DES POTEAUX SELON LES REGLES RPA /99	28
I.3.1.	Spécifications concernant le béton et les aciers.....	28
I.3.2.	Combinaisons de calcul des poteaux	30
I.3.3.	Ferraillage des poteaux	30
I.4	Conception des poteaux selon l'Eurocode 2	35
I.4.1.	Dispositions du ferraillage des poteaux	35
I.4.2.	Ferraillage des poteaux.....	35
I.4.3.	Coffrage des poteaux	37

PARTIE II : CONCEPTION DES POUTRES SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODE

II.1	INTRODUCTION.....	37
II. 2	Formes des poutres en béton armé	38
II. 3	Coffrage des poutres.....	39
II. 4	Coulage des poutres	40
II. 5	Comportement des poutres en béton armé lors des séismes	40
II. 6	Coffrage des poutres selon RPA /99	41
II. 7	Combinaisons d'actions selon le RPA /99	42
II.8	Ferraillage minimal et maximal des poutres	42

PARTIE III : CONCEPTION DES VOILES SELON LES REGLES RPA /99 et les Eurocodes

III. 1	INTRODUCTION.....	44
III. 2	Principe de pré dimensionnement des voiles	45
III. 3	Coffrage de voiles	45
III. 4	Coulage des voiles en béton armée :	45
III. 5	Classification des voiles:.....	46
III. 6	Comportement des voiles en béton armé lors des séismes.....	46

III. 7	Coffrage des voiles selon le RPA /99	47
III. 8	Combinaisons d'actions selon le RPA /99	48
III.9	Ferraillage des voiles selon les règles RPA /99	48
III.10	Ferraillage des voiles selon les Eurocodes	50
	<u>Conclusion du deuxième chapitre</u>	51
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU PREMIER CHAPITRE	52

CHAPITRE III : DETERMINATION PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES POTEAUX, POUTRES ET DES VOILES SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODES

Introduction	54
---------------------------	----

PARTIE I : DETERMINATION PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES POTEAUX

SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODES

I.1	Poteaux sollicités en compression simple	54
I.2	Phénomène du flambement des poteaux	55
I.3	Combinaisons d'actions à considérer pour le calcul des poteaux	56
	I.3.1. Combinaisons selon les règles CBA 93.....	56
	I.3.2. Combinaisons des règles Eurocode 1.....	57
I.4	Étude d'un poteau en compression simple selon les règles CBA 93 et l'EC 2.....	61
	- application numérique.....	61
	- Discussion des résultats.....	64

PARTIE II: DETERMINATION PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES POUTRES SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODES

II.1	POUTRES SOLLICITÉES EN FLEXION SIMPLE.....	65
II.2	CALCUL DES POUTRES A L'ELU SELON LE CBA 93.....	66
II.3	CALCUL DES POUTRES A L'ELU SELON L'EC 2.....	68
II.4	Étude d'une poutre en flexion simple selon le CBA 93 et l'EC2.....	69
	- application numérique.....	69
	- Discussion des résultats.....	72
II.5	Étude d'une poutre en flexion simple selon le RPA /99 93 et l'EC8	73
	- application numérique.....	73
	- Discussion des résultats.....	76

II.6	Étude d'un voile selon le DTR national BC.2.42.....	77
-	application numérique.....	77
II.7	Étude d'un voile en flexion composée selon le RPA /99 et l'EC 8.....	81
-	application numérique.....	81
II.8	Étude des éléments structuraux d'une poutre en béton armé.....	83
-	application numérique 1 (Etude des poteaux).....	84
-	application numérique 2 (Etude des poutres).....	91
-	application numérique 3 (Etude des voiles).....	97
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU TROISIEME CHAPITRE.....		102

CONCLUSION GÉNÉRALE 103

ANNEXES

Annexe A : Organigramme de calcul des armatures des poteaux soumis la compression simple selon le CBA 93.

Annexe B : Organigramme de calcul des armatures des poteaux soumis à la compression simple selon.

Annexe C : Organigramme de calcul des armatures des poutres soumise la flexion simple selon le CBA 93.

Annexe D : Organigramme de calcul des armatures des poutres soumise la flexion simple selon l'EC 2.

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Chapitre I : Notions de sismologie et évaluation de l'action sismique sur les bâtiments selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

Figure. I.1	Répartition de la tectonique des plaques	5
Figure. I.2	La tectonique des plaques des années 1960-1970	6
Figure. I.3	Localisation d'un tremblement de terre	6
Figure. I.4	Propagation des ondes de volumes	7
Figure. I.5	Propagation des ondes de surfaces	7
Figure. I.6	Exemples de dégâts occasionnés par le séisme de Boumerdes (2003).	8
Figure. I.7	Les séismes d'Algérie les plus importants	9
Figure. I.8	Siège du CRAAG	10
Figure. I.9	Siège du CGS	11
Figure. I.10	Séparation d'un bâtiment en L par un joint sismique	12
Figure. I.11	Simulation statique de l'action sismique sur une construction	13
Figure. I.12	Micro zonage sismique du territoire national	16

Chapitre II : Conception des éléments porteurs selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

Figure. II.1	Poteaux d'un immeuble en cours de construction dans la commune de Tamlouka	26
Figure. II.2	Formes courantes des poteaux	26
Figure. II.3	Les différents types de coffrages	27
Figure. II.4	Coulage d'un poteau	27
Figure. II.5	Exemple de ferrailage des poteaux	30
Figure. II.6	Poussée au vide dû aux crochets des armatures	31
Figure. II.7	Croisement des poteaux et des poutres	32
Figure. II.8	Hauteur de la zone nodale	32
Figure. II.9	Dispositions des cadres dans les poteaux	34
Figure. II.10	Coffrage d'une poutre rectangulaire en béton armé	38
Figure. II.11	Poutre rectangulaire	38
Figure. II.12	Poutre en L	38
Figure. II.13	Poutre en T	39
Figure. II.14	Poutres à caissons	39
Figure. II.15	Coffrage d'une poutre en béton armé	40
Figure. II.16	Coulage d'une poutre en béton armé	40
Figure. II.17	Dimensions à respecter pour une poutre	41
Figure. II.18	Recouvrement des barres dans les poutres	42
Figure. II.19	Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale	43
Figure. II.20	Détermination de la zone des poutres selon le RPA /99	43
Figure. II.21	Voile en béton armé en cours de réalisation dans la commune de Tamlouka	44

Figure. II.22	Coffrage d'un voile en béton armé	45
Figure. II.23	Coulage d'un voile en béton armé	46
Figure. II.24	Différents types de voiles	46
Figure. II.25	Vue en élévation d'un voile	47
Figure. II.26	Vue en plan	47
Figure. II.27	prise en compte des murs en retour	48
Figure. II.28	Dispositions des armatures des voiles selon le RPA /99	49
Chapitre III : Détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et des voiles selon les règles RPA /99 et les Eurocodes		
Figure. III.1	Rupture des poteaux sous l'effet d'une charge excessive.	55
Figure. III.2	Essai de Flambement d'un poteau en laboratoire.	55
Figure. III.3	Valeurs de la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.	55
Figure. III.4	Dimensions du poteau.	61
Figure. III.5	Ferrailage du poteau selon le CBA 93.	62
Figure. III.6	Règle des 3 pivots.	65
Figure. III.7	Diagramme parabole-rectangle.	66
Figure. III.8	Diagramme simplifié.	67
Figure. III.9	Dimensions de la poutre.	69
Figure. III.10	Schéma de ferrailage de la poutre.	71
Figure. III.11	Dimensions de la poutre.	73
Figure. III.12	Schémas de ferrailage de la poutre.	75
Figure. III.13	Dimensions du voile.	77
Figure. III.14	Diagramme des contraintes σ_1 et σ_2 .	78
Figure. III.15	Schéma de ferrailage du voile.	81
Figure. III.16	Vue en plan du RDC de la tour.	83
Figure. III.17	Modélisation de la tour avec le logiciel ROBOT	84
Figure. III.18	Dimensions du poteau	85
Figure. III.19	Schéma de ferrailage du poteau.	89
Figure. III.20	Détails des cadres du poteau.	89
Figure. III.21	Dimensions de la section transversale de la poutre.	91
Figure. III.22	Coupe du schéma de ferrailage de la poutre.	95
Figure. III.23	Dimensions du voile.	97
Figure. III.24	Répartition des contraintes à la base du voile.	98
Figure. III.25	Coupe longitudinale du schéma du ferrailage des voiles.	101

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Chapitre I : Notions de sismologie et évaluation de l'action sismique sur les bâtiments selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

Tableau I.1	Classification des séismes	7
Tableau I.2	Les séismes les plus importants d'Algérie depuis 1365	9
Tableau I.3	Valeurs du coefficient d'accélération de zone	15
Tableau I.4	Valeurs du coefficient ξ (%)	17
Tableau I.5	Valeurs du coefficient C_T	17
Tableau I.6	Valeurs des périodes caractéristiques	17
Tableau I.7	Valeurs du coefficient de comportement pour les ouvrages en BA	18
Tableau I.8	Valeurs des pénalités P_q	18
Tableau I.9	Valeurs du coefficient de pondération β	19

Chapitre II : Conception des éléments porteurs selon les règles RPA/99 et l'Eurocode 8

Tableau II.1	Dimensions minimales des poteaux rectangulaires selon les règles RPA /99	29
Tableau II.2	Dimensions minimales des poteaux circulaires	29
Tableau II.3	Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux	31
Tableau II.4	Espacement des armatures transversales dans les poteaux	33
Tableau II.5	Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de l'élanement	33

Chapitre III : Détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et des voiles selon les règles RPA /99 et les Eurocodes

Tableau III.1	Combinaisons d'actions courantes selon le CBA 93	56
Tableau III.2	Combinaisons d'actions selon à l'ELS	57

INTRODUCTION GÉNÉRALE

I *INTRODUCTION GÉNÉRALE*

Dans le domaine du Génie civil, la modélisation et la conception des constructions de bâtiments doit être obligatoirement soumise à des règlements obligeant les maîtres d'ouvrages, les ingénieurs de génie civil et les constructeurs de garantir un niveau minimal de qualité aux ouvrages en termes notamment de sécurité, de durabilité, de performances thermiques et acoustiques.

La résistance des bâtiments aux séismes est une préoccupation majeure pour les ingénieurs civils, en particulier dans les pays à fort risque sismique comme l'Algérie. Les séismes peuvent causer des dommages considérables aux bâtiments et mettre en danger la vie humaine. C'est pourquoi les règlements parasismiques ont été mis en place pour garantir la sécurité des personnes et des biens.

Le béton armé est un matériau de construction largement utilisé pour sa résistance et sa durabilité. Cependant, sa résistance aux séismes dépend de la qualité du dimensionnement des éléments structuraux et du ferrailage. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux des bâtiments en béton armé selon les règlements parasismiques Algériens et les Eurocodes sont donc des questions cruciales pour la sécurité des bâtiments.

Les Règles Parasismiques Algériennes RPA /99 ont été introduites pour la première fois en 1986, suite à plusieurs tremblements de terre destructeurs qui ont frappé l'Algérie dans les années 1980. Ces règles ont été révisées en 1999 pour prendre en compte les dernières avancées en matière de recherche sismique et de technologie de construction. La version 2003 des règles parasismiques algériennes est basée sur les normes internationales et les pratiques de conception parasismique les plus récentes. Elle vise à garantir la sécurité des bâtiments

et des infrastructures en cas de séisme. Les règles couvrent tous les aspects du dimensionnement et de la construction des bâtiments, y compris la résistance des matériaux, la résistance des fondations, la conception des éléments structuraux et le ferrailage.

Les Eurocodes sont un ensemble de normes européennes qui couvrent tous les aspects de la construction, y compris la conception parasismique. Les Eurocodes ont été développés pour harmoniser les normes de construction dans toute l'Europe et pour garantir la sécurité des bâtiments et des infrastructures. Les Eurocodes sont largement utilisés en Europe et dans le monde entier. Les Eurocodes ont été introduits progressivement à partir des années 1990. Ils comprennent dix parties qui couvrent différents aspects de la construction, y compris la conception parasismique. Les Eurocodes sont mis à jour régulièrement pour tenir compte des dernières avancées en matière de recherche et de technologie.

Structuration du document

Notre mémoire est scindé en trois chapitres :

Le premier chapitre intitulé '**Notions de sismologie et évaluation de l'action sismique sur les bâtiments selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8**' traite de la sismologie et de l'évaluation sismique selon les normes RPA /99 et l'Eurocode8 pour concevoir des structures résistantes aux tremblements de terre.

Le deuxième chapitre intitulé '**Conception des éléments porteurs selon les règles RPA /99 et l'Eurocode**' explique comment déterminer le ferrailage des poteaux, poutres et voiles en fonction des normes RPA /99 et Eurocodes, ainsi que l'importance de concevoir des structures résistantes aux tremblements de terre conformément à ces normes.

Le troisième chapitre intitulé '**Détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et des voiles selon les règles RPA /99 et les Eurocodes**' expose les résultats d'applications numériques sur la détermination du ferrailage sous sollicitations normales (compression simple, flexion simple, flexion composée et cisaillement) selon les prescriptions des règles RPA /99 et l'EC 8. Afin de simplifier la lecture du document, nous avons présenté les processus de calcul des armatures et de vérifications sous formes d'organigrammes détaillés.

Enfin, le document est clos par une conclusion générale.

CHAPITRE I.

Notions de sismologie et évaluation de l'action sismique sur les bâtiments selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

Résumé : Le premier chapitre de traite de la sismologie et de l'évaluation sismique selon les règlements RPA /99 et l'Eurocode 8

CHAPITRE I.

Notions de sismologie et évaluation de l'action sismique sur les bâtiments selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

INTRODUCTION

Le séisme est une catastrophe naturelle dévastatrice et il est essentiel de comprendre son impact sur les structures humaines pour assurer la sécurité des communautés touchées. Les normes sismiques, telles que RPA /99 et l'Eurocode 8 ont été développées pour aider les ingénieurs à concevoir des structures résistantes aux tremblements de terre.

Ce premier chapitre explore le concept de la sismologie, comment mesurer et évaluer l'impact des tremblements de terre sur les structures conformément aux normes et réglementation en vigueur en Algérie (règles CBA 93 et RPA /99) et au niveau Européen (Eurocode 2 et 8).

PARTIE I : GÉNÉRALITÉS SUR LS SÉISMES

1.1. Définition du séisme

Le séisme se définit comme étant un mouvement ou une vibration soudaine transitoire de la croûte terrestre causé par la libération d'énergie contenue dans la terre lors de la collision des plaques jusqu'à la rupture [1].

1.2. Origine du séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de plaques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la résistance au frottement, une rupture brutale se produit : c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé. Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant leur localisation géographique par rapport à ces zones de jonctions des plaques [2].

La Figure I.1 présente la répartition de ces différentes plaques constituant la surface du globe de la terre.

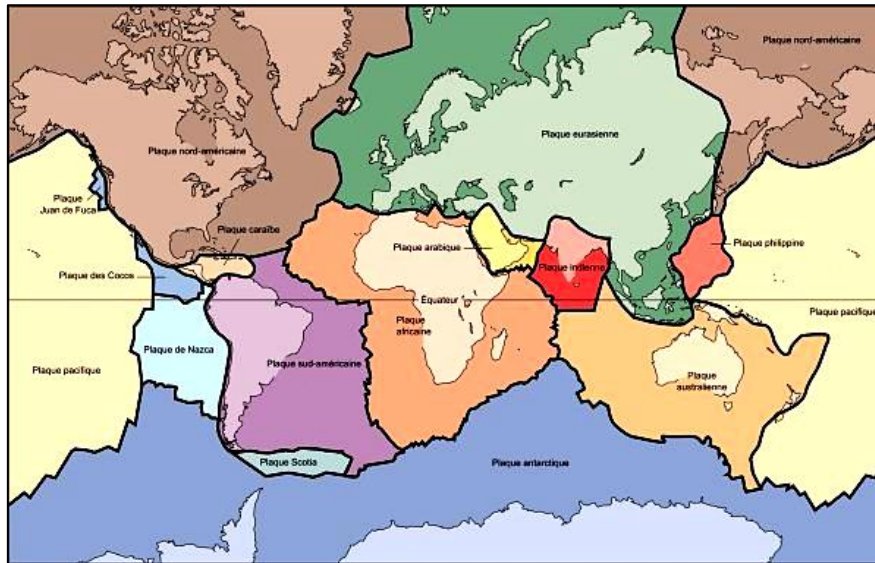


Figure I.1 : Répartition de la tectonique des plaques [2].

1.3. Théorie de la tectonique des plaques

La tectonique des plaques est un **modèle scientifique expliquant la dynamique globale de la lithosphère terrestre**. Elle est basée sur le concept de dérive des continents développé par Alfred Wegener au début du XXe siècle. La lithosphère est découpée en plaques rigides qui flottent et se déplacent sur l'asthénosphère. La théorie de la tectonique des plaques fut acceptée par la communauté géologique internationale à la fin des années 1960. Les plaques tectoniques se présentent sous la forme de grands blocs rigides, d'une épaisseur variable, et flottent au-dessus d'une autre couche plus malléable : le manteau terrestre.

Les mouvements des plaques ouvrent et ferment des bassins océaniques, génèrent des volcans, soulèvent les montagnes, favorisent l'accumulation de gisements de minéraux et de pétrole, et influencent l'évolution et le changement climatique. La friction entre les plaques emmagasine de l'énergie qui est libérée par des mouvements brusques, ce qui provoque des tremblements de terre [2].

La Figure I.2 montre la tectonique des plaques des années 1960-1970.

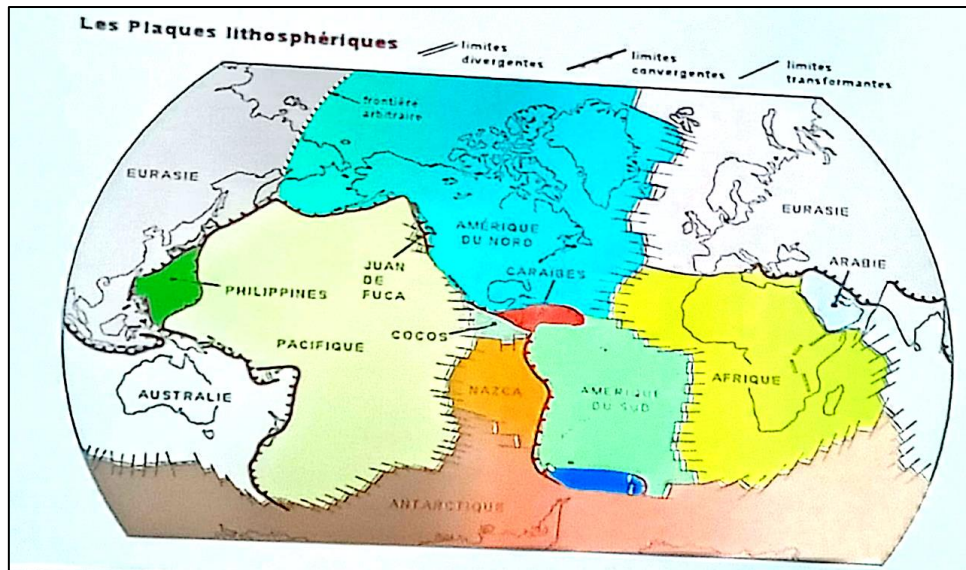


Figure I.2 : La tectonique des plaques des années 1960-1970 [1].

1.4. Ondes sismiques

Le point d'origine d'un tremblement de terre est appelé hypocentre ou foyer, il peut se trouver entre la surface et moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de l'épicentre qui résulte être le point situé à la surface de la terre, à la verticale du foyer. La figure suivante montre la localisation d'un tremblement de terre.

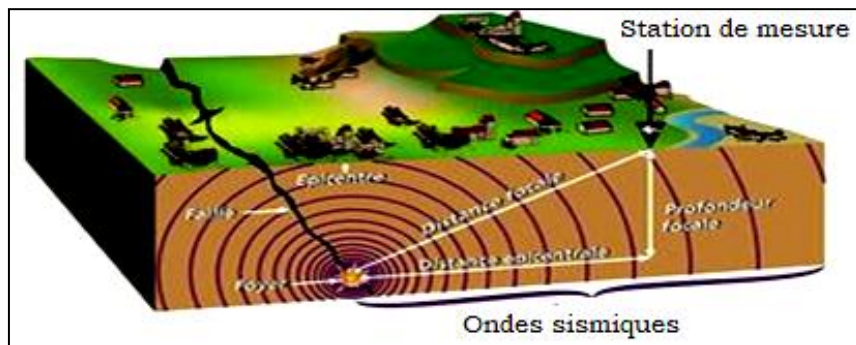


Figure I.3 : Localisation d'un tremblement de terre

Les vibrations, engendrées dans le foyer sont propagées dans toutes les directions sous forme d'ondes sismiques; qui compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface des mouvements complexes et difficilement prédictible.

Les stations enregistrent, lors d'une secousse sismique, plusieurs types d'ondes dont notamment les ondes de volumes et les ondes de surfaces [3].

I.4.1. Les ondes de volume :

Elles se propagent à l'intérieur du globe, leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et de manière générale cette dernière augmente avec la profondeur car le matériau traversé devient plus dense

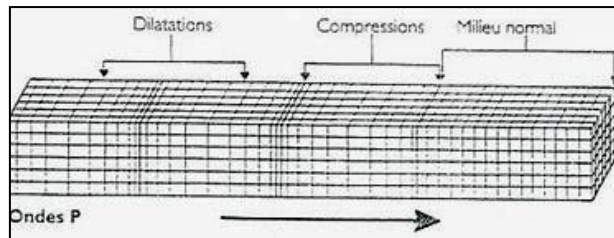


Figure I.4 : Propagation des ondes de volumes [1].

I.4.2. Les ondes de surface :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la terre, leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte.

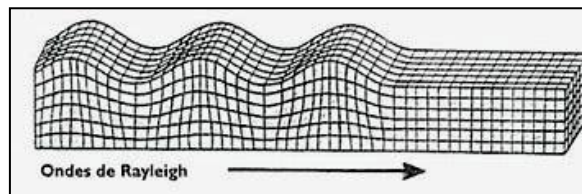


Figure I.5 : Propagation des ondes de surfaces [1].

I.5. Caractéristiques d'un séisme

Un séisme est une secousse ou une série de secousses plus ou moins violentes du sol. Les séismes peuvent être naturels ou artificiels, et il est commode de les classer selon leur mode de génération comme le montre le Tableau suivant :

Tableau I.1 : Classification des séismes [1]

Mécanisme au foyer	Séismes naturels	Séismes artificiels
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques: rupture soudaine des roches	- Mise en eau d'un grand barrage - Exploitation de gaz, etc.
Explosion	Séismes volcaniques: fracturation des roches due à l'intrusion de magma ; dégazage, osculation propre au réservoir	- tirs d'exploration sismique - tirs de mines et carrières - essais nucléaires souterrains
Implosion	Séismes d'effondrement : effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. - Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Effondrements d'anciennes mines.

1.6. La sismicité en Algérie

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an [3], ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Pour. Compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de séisme de Boumerdes en 2003.

Les images suivantes présentent des exemples d'effondrements de bâtiments lors du séisme de Boumerdes en 2003.



Figure I.6 : Exemples de dégâts occasionnés par le séisme de Boumerdes (2003).

I.6 1. Sismologie historique en Algérie

Le dernier tremblement de terre majeur en Algérie date du 10 octobre 1980. De magnitude 7,1, celui-ci avait frappé la région d'El Asnam désormais appelée Ech-Cheliff. La ville avait été sévèrement touchée et comptait près de 5000 morts. En 1954 la même ville avait été meurtrie par un séisme de magnitude 6,4 qui avait fait plus de 1000 morts.

D'autre part, la région Ouest d'Alger jusqu'à Cherchell a connu de nombreux séismes destructeurs par le passé : en 1365 (importants dégâts à Alger, une partie de la ville inondée, en 1716 d'intensité épiscopentrale X MMI (destructions de la plupart des maisons traditionnelles d'Alger - 20 000 morts), en 1722. Aux alentours immédiats, on peut citer les séismes de Cherchell (1735 et 1847), Hadjout (1756), Koléa (1802) et Mitidja (1867). A 80 km au sud-est d'Alger, le séisme de 1910, a atteint une magnitude Ms de 6,4 [1].

La Figure suivante présente un bilan des séismes les plus importants d'Algérie couvrant la période de 1365 à 2003.



Figure I.7. Les séismes d'Algérie les plus importants (de 1365 à 2003).

Tableau I.2 : Les séismes les plus importants d'Algérie depuis 1365.

Lieu	Date	Intensité	Magnitude	Nombre de victimes
Alger	03/01/1365	X	-	Plusieurs
Mitidja	03/02/1716	X	-	20000
Oran	09/10/1790	X	-	2000
Blida	02/03/1825	X	-	7000
Orléansville	09/09/1954	X	6,7	1243
El Asnam	10/10/1980	X	7,3	2633
Boumerdes	21/05/2003	X	6,8	2300

I.7. ORGANISMES RESPONSABLES DU SUIVI DES SEISMES EN ALGERIE

Notre pays dispose de centres de recherches et de suivi de l'activité sismique nationale. Le paragraphe suivant leur est dédiés.

I.7.1. Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique (CRAAG)

Le Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique (CRAAG), est un Etablissement Public à Caractère Scientifique et Technologique (EPST), régi par le décret 20-06 du Février 2006.



Figure I.8. Siège du Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique.

Le CRAAG a pour missions (décret 05-06): d'entreprendre des recherches et des études en astronomie, astrophysique et géophysique et d'exploiter les divers résultats qui en découlent.

I.7.2. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS)

Le CGS est un organisme national sous la tutelle du Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville. Il est né de la nécessité de réduire le risque sismique et d'améliorer la sécurité du citoyen en matière de construction. Le CGS via son siège localisé à Hussein-Dey Alger, et par son laboratoire sis à Sebala El achour Draria est en charge d'offrir des prestations de recherche scientifique, d'études techniques, d'études de vulnérabilité des bâtiments, d'études sismiques de site, d'audits géotechniques, d'expertises techniques.



Figure I.9. Siège du Centre national de recherche appliquée en génie parasismique [5].

Le centre national de recherche appliquée en génie parasismique a pour missions à réduire le risque sismique.

PARTIE II : ÉVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE SELON LES REGLES RPA /99

II.1. Introduction

Pour les ingénieurs et les architectes, bâtir en zone sismique nécessite dans un premier temps, une évaluation précise et quantifiée (à travers des grandeurs aisément manipulables) de l'action sismique à prendre en compte dans le dimensionnement et la vérification de la stabilité des ouvrages. Au niveau de la méthode aux états limites, l'action du séisme a été intégrée forme d'action accidentelle, et ce à côté des autres charges tels que les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges climatiques. D'une manière générale, le calcul de la force sismique sur une construction suit le processus général suivant [8]:

- 1) Détermination de l'accélération en fonction de la zone d'implantation et de l'importance de l'ouvrage;
- 2) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (périodes, amortissements, etc.);
- 3) Evaluation de l'action sismique suivant le code de calcul en vigueur ;
- 4) Répartition de la charge sismique de calcul entre les différents éléments de contreventement de la structure, en recourant aux méthodes habituelles de la résistance des matériaux ;
- 5) Vérification de la résistance et de la stabilité des éléments constitutifs.

Pour les bâtiments, les forces d'origine sismique seront toujours appliquées au niveau des planchers, et le calcul se fera aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Pour les bâtiments à forme complexe séparés par des joints sismiques (voir Figure I.10), le calcul s'effectuera sur chaque bloc pris séparément.

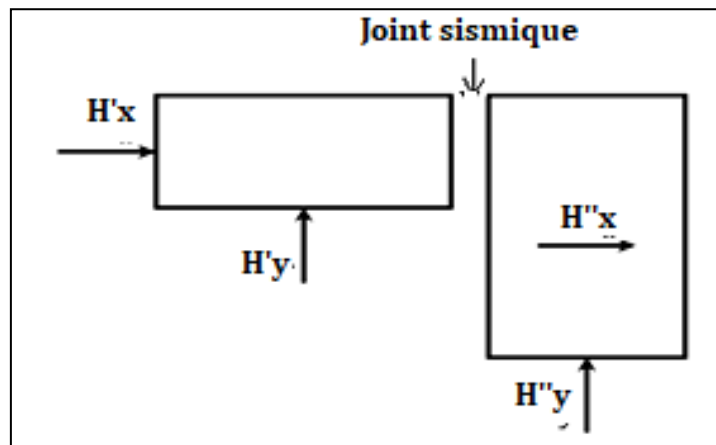


Figure I.10 : Séparation d'un bâtiment en L par un joint sismique [8].

Pour la détermination des forces sismiques sur les constructions, nous disposons à l'heure actuelle de trois approches :

1) Méthode 1 : La méthode statique équivalente

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets;

2) Méthode 2 : La méthode dynamique par accélérogrammes

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région où sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique. Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux logiciels spécialisés développés à cet effet;

3) Méthode 3 : La méthode d'analyse modale spectrale

Elle n'a besoin que de l'accélérogramme et des caractéristiques géométriques de la structure et l'étude comporte cinq phases:

1. Détermination du spectre de réponse;
2. Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure;
3. Détermination des forces statiques équivalentes au moyen du spectre de réponse pour différentes périodes (fondamentale et d'ordres supérieurs);
4. Détermination des efforts dans les éléments;
5. Analyse modale.

II.2. Principe de la méthode statique équivalente

Le début de l'élaboration théorique du génie sismique se situe entre la fin du XIX^e et le début du XX^e siècle. Les observations et l'analyse des conséquences du tremblement de terre de 1891 qui a touché la région de Mino-Ovari au Japon, ont permis d'obtenir pour la première fois certaines valeurs quantitatives des accélérations maximales du sol. C'est aussi pour la première fois qu'a été posé par T.OMORI, le problème fondamental du génie sismique : l'évaluation des forces d'origines sismiques qui agissent sur les constructions pendant un tremblement de terre [8]. T.OMORI considère la structure comme infiniment rigide [9]. Dans cette hypothèse, il néglige la déformabilité propre de la structure, et détermine la force sismique pour une structure plus ou moins fictive qui aurait le même mouvement que le sol. Dans ce cas, les valeurs maximales des forces sismiques peuvent être représentées par une fraction du poids de la construction, selon l'expression générale suivante :

$$S = m \gamma_0 \quad \dots(I.1)$$

Avec :

m : une partie de la masse,

γ_0 : accélération.

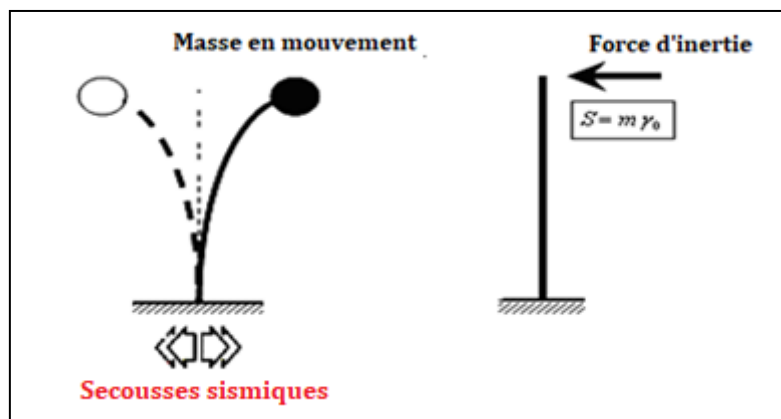


Figure I.11 : Simulation statique de l'action sismique sur une construction [9].

Le 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.

- Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.
- L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:
- Une ductilité suffisante.

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

II.3. Règlementation parasismique algérienne

Au niveau national, La règlementation parasismique est présentée dans le document technique réglementaire BC 2-48 dit : '**Règles Parasismiques Algériennes RPA /99**' [6]. La première application de loi nationale Algérienne sur la conception de la résistance des bâtiments aux tremblements de terre date de 1981. Avant l'apparition de ce règlement, c'était le code Français PS69 qui été appliqué, et qui ne prévoyait pas une conception parasismique des bâtiments face aux tremblements de terre. Le règlement parasismique national a été révisé à plusieurs reprises notamment en 1988, 1999 et 2003 et ce suite au tremblement de terre dévastateur de Boumerdes qui s'est produit le 21 mai à 19 h 44 min 21 s heure locale dans le nord-est de l'Algérie. Le choc avait une magnitude de 6,8 et une intensité maximale de X (extrême) sur l'échelle de Mercalli. L'épicentre du séisme était situé près de la ville de Thénia dans la wilaya de Boumerdes, à environ 60 km à l'est de la capitale Alger [7].

II.3.1. Objectifs de la règlementation parasismique Algérienne

Les règles RPA /99 visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés pour les ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- 1) d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent ;
- 2) d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

II.3.2. Domaine d'application des règles RPA /99

Les règles RPA /99 sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que:

- Les constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité (comme par exemples les centrales nucléaires, les installations GNL, les installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants).

- Les ouvrages d'art (comme par exemple les barrages, les ouvrages maritimes, les ponts, et les tunnels).
- Réseaux et ouvrages enterrés (exemple : réservoirs enterrés).

II.3.3. Conditions d'application de la méthode statique selon le RPA /99

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA /99 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, outres conditions de hauteur énoncées en a), des conditions complémentaires.

II.3.4. Calcul de la force sismique totale [8]

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \dots (I.2)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Il correspond à une accélération maximale du sol sur une période de temps déterminée, cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage (ou groupe d'importance). La valeur du coefficient A sont présentées dans le Tableau I.3.

Tableau I.3 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone A .

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

➤ Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante (voir figure I.12), définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. Actuellement le territoire national est divisé en quatre zones sismiques allant de 0 à III en ordre croissant d'agressivité.

- Zone 0 : sismicité négligeable,
- Zone I : sismicité faible,
- Zone II : sismicité moyenne,
- Zone III : sismicité élevée.

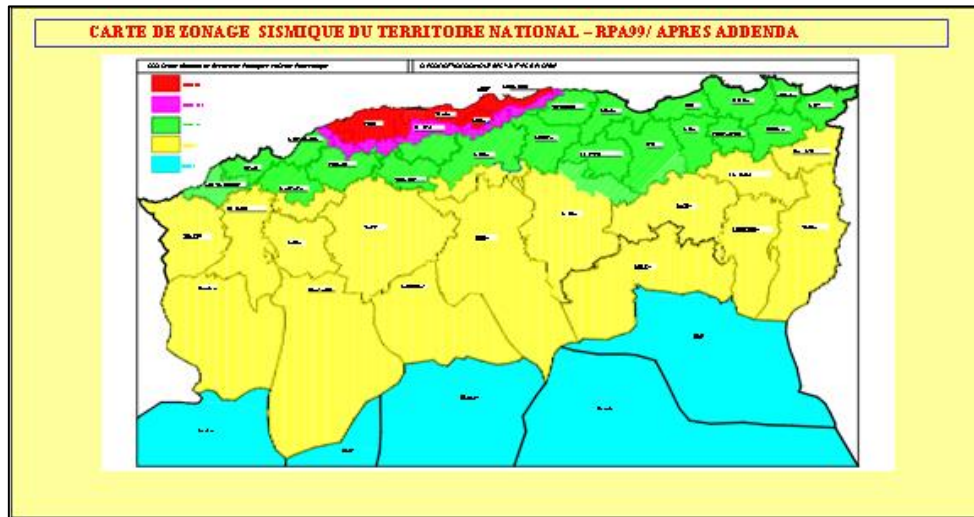


Figure I.12 : Micro zonage sismique du territoire national.

➤ **Classification des groupes d’usages**

Groupe 1A : Ouvrages d’importance vitale (Exemples : Casernes de pompiers, Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme) ;

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance (Exemples : Mosquée, Châteaux d’eau et réservoirs) ;

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d’importance moyenne (Exemples : Parkings de stationnement publics, Bâtiments d’habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m.) ;

Groupe 3: Ouvrages de faible importance (Exemples : Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.).

D : facteur d’amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il peut prendre l’une des trois valeurs de l’équation I.3.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \dots(I.3)$$

Avec :

η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7 \quad \dots (I.4)$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau I.4 : Valeurs du coefficient ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

T : Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad \dots (I.5)$$

h_n : Hauteur totale de bâtiment,

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau I.5.

Tableau I.5 : Valeurs du coefficient C_T .

Système de contreventement	C_T
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site et donnée par le Tableau I.6

Tableau I.6 : Valeurs des périodes caractéristiques T₁ et T₂.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,3	0,4	0,5	0,7

-R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le Tableau I.7 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau I.7: Valeurs du coefficient de comportement pour les ouvrages en béton armé.

Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>Béton armé</u>	
Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
Voiles porteurs	3,5
Noyau	3,5
Mixte portiques/voiles avec interaction	5
Portiques contreventés par des voiles	4
Console verticale à masses réparties	2
Pendule inverse	2

Q : Facteur de qualité. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- la redondance et la géométrie des éléments qui les constituent,
- la régularité en plan et en élévation,
- la qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \dots(I.6)$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au Tableau 1.8.

Tableau I.8 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

W : Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \dots(I.7)$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,

W_{Qi} : Charges d'exploitation,

β : Coefficient de pondération.

Tableau I.9 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Type d'ouvrage	β
Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
Bâtiments recevant du public temporairement :	
- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions	0,40
Entrepôts, hangars	0,50
Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00

PARTIE III : EVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES BATIMENTS SELON L'EUROCODE 8

III.1. Introduction

L'Eurocode 8 reproduit l'ENV 1998-1-3 que le Comité Européen de Normalisation (CEN) a approuvé le 17 décembre 1993 en tant que prénorme Européenne. Il détaille en outre les adaptations qui ont été apportées à l'Eurocode au titre du Document d'Application Nationale.

III.2. Objectifs de l'Eurocode 8

L'objectif principale de l'Eurocode 8 est de mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics ou privés, un document normatif qui soit contractualisé en application notamment de la Directive 93/37/CEE sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et aussi de la

Directive 89/106/CEE relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats membres concernant les produits de construction.

III.3. Domaine d'application de l'EC 8

Le domaine d'application de l'Eurocode 8 couvre les structures des constructions nouvelles. La conception des bâtiments en béton résistants aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale sous l'effet des actions horizontales et verticales. Une résistance adéquate de tous les éléments de la structure doit être assurée sous l'effet de la combinaison sismique d'actions, alors que les déformations non linéaires dans les zones critiques doivent assurer la ductilité globale considérée dans les calculs.

III.4. Formule de calcul de l'action sismique

L'effort tranchant sismique à la base, dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$f_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \dots(I.8)$$

Les facteurs de la force latérale F_b de l'Eurocode8 sont définis comme suit :

$S_d(T_1)$: est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 définie par le spectre de calcul exposé précédemment dans le 3^{ème} spectre de l'Eurocode 8.

T_1 : est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

m : est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide

λ : est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :

$$\lambda = \begin{cases} \lambda = 0,85 & \text{Si } T_1 \leq 2T_c \\ \lambda = 1,0 & \end{cases} \quad \dots(I.9)$$

et si le bâtiment a plus de deux étages dans les autres cas

Avec :

$$T_1 = C_T \cdot H^{3/4} \quad \dots(I.10)$$

La valeur de C_T doit être égale

$$C_T = \begin{cases} 0,085 & \text{dans le cas des portiques spatiaux en acier} \\ 0,075 & \text{dans le cas des portiques spatiaux en béton} \\ 0,050 & \text{pour toutes les autres structures} \end{cases} \dots(I.11)$$

Où :

$$C_T = 0,075/A_C \quad \dots(I.12)$$

Et :

$$A_C = \sum[A_i \cdot (l_w/H)^2] \quad \dots(I.13)$$

Avec :

A_C :aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment,

A_i : aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment,

H : hauteur de bâtiment jusqu'à 40 m,

L_{wi} :longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que L_{wi}/H ne dépasse pas 0,9.

CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE

La sismologie étudie les séismes et vise à comprendre leurs origines et leurs effets afin de prévenir les risques sismiques, Notre pays, dont une partie du NORD est sujette aux tremblements de terres, s'est doté d'organismes spécialisés (CGS, CRAAG).

Une étude comparative sommaire a été réalisée entre le règlement parasismique Algérien RPA /99 et le code Européen Eurocode 8, qui ont des objectifs similaires et des méthodes et hypothèses de calcul assez similaires. Les remarques pouvant être citées sont :

- Nature des matériaux

Les règles RPA /99 s'appliquent pour les ouvrages réalisés en béton armé ou en aciers. Les Eurocodes couvrent les bâtiments en béton armé et précontraint, les bâtiments en acier, les bâtiments en bois et les bâtiments en maçonnerie. Il couvre donc d'avantage de matériaux de construction.

- Valeurs des coefficients de comportement R et de pénalité q

Les valeurs de coefficient de comportement R du RPA /99 sont choisies selon les matériaux utilisés (béton ou acier) et du type de contreventement de la structure. Par contre l'Eurocode 8 détermine le coefficient q suivant la qualité de la structure en termes de la classification de la ductilité et de la régularité en plan et en élévation.

- Méthodes de calcul de la force sismique

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise la méthode d'analyse par forces latérales, et les règles RPA /99 utilise méthode statique équivalente. La méthode d'analyse modale spectrale est adoptée par les deux codes.

- Classification des zones

Les zones sismiques selon l'euro code 8 et le RPA /99 sont classés en quatre zones. Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8. Cependant, dans RPA /99, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

- Classification des sites

Les recommandations du RPA /99 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement en quatre catégories et les vitesses des ondes de cisaillement pour le RPA /99 sont prises pour des profondeurs de 10 à 20 mètres. Par contre, l'Eurocode 8 adopte sept catégories de site, les quatre premières sont les mêmes que le RPA/99 et ajoute trois cas spéciaux, et les vitesses des ondes de cisaillement sont prises pour des profondeurs allons jusqu'à 30 m.

- Classification des spectres de réponse

L'Eurocode adopte trois spectres de réponse pour prendre en considération les composantes verticale et horizontale de l'action sismique et un spectre pour le calcul inélastique pour prendre en compte la ductilité de la structure, par contre le règlement Algérien RPA /99 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul.

- Classifications des ouvrages

L'Eurocode 8 et le RPA /99 classent les ouvrages selon leurs importances en quatre catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'Eurocode 8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance. Par contre, RPA/99, le considère en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération de zone.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE DU PREMIER CHAPITRE

- [1] KEBAILI.B : le séisme qui a touché la Turquie et la Syrie ; Journée d'études à l'université Badji Mokhtar, Annaba, 20/03/2023.
- [2] <https://docplayer.fr/8063321-Elaboration-d-une-methode-d-evaluation-de-la-vulnerabilite-sismique-des-batiments.html> ; site consulté le 21/03/2023 à 17:53h.
- [3] <https://www.ummt0.dz/dspace/handle/ummt0/927> ; site consulté le 21/03/2023 ; à 19 :11h.
- [4] <https://www.craag.dz>
- [5] <https://cgs-dz.org>
- [6] Règlement parasismique Algérien RPA 99 / version 2003, D.T.R B.C.2.48, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S), 2003.
- [7] Site Wikipédia, consulté le 26.303.2023 à 14.08
- [8] CHERAIT.Y : *Conception des bâtiments en zone sismique*. Direction de la publication universitaire de Guelma, 2012.
- [9] BONNEVILLE, P. *Bâtiments en zone sismique*. Editions Art Graphique, 1995.
- [10] Eurocode 8 : Norme européenne EN 1998Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance au séisme
- [11] A. KASSOUL ; and all : *Comparaison des normes Eurocode 8 et les règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003*. 6^{ème} Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013), Chlef les 9 et 10 Octobre 2013.

CHAPITRE II.

Conception des éléments porteurs selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

RESUME : L'objectif de ce chapitre est d'acquérir les connaissances nécessaires pour concevoir des éléments porteurs conformes aux normes RPA /99 et l'EC 8.

CHAPITRE II.

Conception des éléments porteurs selon les règles RPA /99 et l'Eurocode 8

INTRODUCTION

La conception des éléments porteurs conformément aux normes en vigueur (exemples RPA /99 et Eurocode 8) constitue une étape importante pour les ingénieurs civils et fournit des conseils clairs pour la conception des éléments porteurs en tenant compte des exigences de sécurité, de fiabilité et de durabilité. Dans ce chapitre, nous montrerons comment concevoir des éléments porteurs en utilisant des méthodes de calcul et des facteurs de sécurité appropriés, en tenant compte des charges sismiques pour assurer la sécurité des occupants du bâtiment.

PARTIE I : CONCEPTION DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ

1.1. Définition d'un poteau

Le poteau se définit comme un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

1.1.1. Rôles des poteaux

Les poteaux ont pour missions de [1]:

1. Supporter une partie des charges verticales ;
2. Participer à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour reprendre les efforts horizontaux principalement :
 - les effets de l'action sismique,
 - les effets de l'action du vent,
 - les effets du gradient de température,

- les effets de la dissymétrie des charges appliquées à la superstructure.

La photo II.1 montre des poteaux d'un immeuble en cours de construction et implanté dans la commune de Tamlouka [2].



Figure II.1 : poteaux d'un immeuble en cours de construction dans la commune de Tamlouka [2].

I.1.2. Forme des poteaux

Les formes des poteaux sont classées en fonction de la forme de leur surface et les formes utilisées sont diverses, cependant on pratique les trois formes les plus utilisées sont le rectangle, le carré et le cercle (Figure II.2).



Figure II.2. Formes courantes des poteaux : a) rectangle, b) carré, c) cercle.

I.1.3. Coffrage des poteaux

Le coffrage est une structure provisoire qui permet de mouler le béton frais en attendant sa prise puis son durcissement, dans le cas de coffrage de poteau de forme simple (rond ou carré), les coffrages outils sont utilisés sur tout dans les chantiers importants avec de nombreux poteaux carrés ou rectangulaires à réaliser.

- La peau de coffrage détermine l'aspect final du poteau de béton qui reste souvent brut de décoffrage, elle peut être en contreplaqué, en bois, en métal, mixte en bois et métal ou en carton.



Figure II.3. Les différents types de coffrages : a) : coffrage en bois, b) : coffrage en carton ;
c) coffrage métallique [3].

I.1.4. Coulage du béton des poteaux

Pour cette étape, on alterne les phases de coulage du béton et du montage du coffrage. On commence par mettre en place le coffrage (qui est généralement en bois ou en acier) en s'assurant que ses éléments sont bien fixés pour être étanches. Le béton doit être convenablement vibré pour que l'ensemble soit homogène. Une fois la hauteur désirée atteinte, il faudra attendre au moins sept jours pour que le béton ait bien pris. A noter que ces sept jours sont une durée minimale car on considère que le béton n'atteint sa résistance maximale à la compression qu'au bout de vingt-huit jours.



Figure II.4. Coulage d'un poteau [4].

I.2. Comportement des poteaux en béton armé lors des séismes

Les ruptures des poteaux lors des séismes sont un phénomène courant. Les vibrations du sol provoquées par la rupture brutale des roches en profondeur le long d'une faille peuvent induire des mouvements de terrain ou la liquéfaction des sols, ce qui peut causer des dommages aux bâtiments et

aux infrastructures [5]. Les bâtiments hyperstatiques sont particulièrement vulnérables aux séismes, car ils ont peu de redondance structurelle et sont souvent conçus pour résister à des charges statiques plutôt que dynamiques. Les tirants défectueux peuvent être remplacés à l'issue du séisme [6].

Paramètres qui caractérisent le comportement des poteaux :

Il y a trois paramètres importants qui caractérisent le comportement d'un poteau, tant celui réalisé d'un seul matériau que celui mixte [7]:

- sa rigidité initiale;
- sa capacité de résistance ultime;
- sa ductilité.

Les différents dommages qui peuvent causer la ruine des poteaux de ponts et de bâtiments :

- Ruine des fondations ;
- Rupture en flexion-cisaillement à la coupure des armatures ;
- Rupture en cisaillement ;
- Rupture dans la zone de chevauchement des armatures ;
- Rupture en flexion dans la zone de rotule plastique.

1.3. Conception des poteaux selon le RPA /99

13.1. Spécifications concernant le béton et les aciers

➤ Le béton :

Pour les éléments principaux (poteaux, poutres, dalles, voiles, etc.), le béton doit avoir une résistance caractéristique à la compression, mesurée sur cylindre (f_{c28}) au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Valeurs des modules d'élasticité du béton :

Pour les modules d'élasticité, les règles RPA/ 99 préconisent d'utiliser les expressions du CBA 93 [9]. Celui-ci propose les expressions suivantes :

Module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \left(\sqrt[3]{f_{cj}} \right) \quad \dots \text{(II. 1)}$$

f_{cj} :(Exprimée en MPa) désignant la résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.

Module de Young différée du béton noté E_{iv} est égal à:

$$E_{iv} = 3700 \left(\sqrt[3]{f_{cj}} \right) \quad \dots \text{(II. 2)}$$

➤ Les aciers :

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa.

Coefficients de sécurité partiels du béton et des aciers :

On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

- Acier : $\gamma_s = 1,0$

- Béton : $\gamma_b = 1,15$.

Résistance de calcul du béton :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \dots \text{ (II. 3)}$$

Coffrage des poteaux selon les règles RPA/99 (article 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.1. Dimensions minimales des poteaux rectangulaires selon les règles RPA /99 [8].

$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	en zones I et II
$Min(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	en zone III
$Min(b, h) \geq \left(\frac{\text{hauteur poteau}}{20} \right)$	quel que soit la zone
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	quel que soit la zone

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

Tableau II.2. Dimensions minimales des poteaux circulaires.

$D \geq 25 \text{ cm}$	en zone I
$D \geq 30 \text{ cm}$	en zone II
$D \geq 35 \text{ cm}$	en zone III
$D \geq \frac{\text{hauteur poteau}}{15}$	quel que soit la zone

I3.2. Combinaisons de calcul des poteaux selon le RPA /99 (article 5.2) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états-limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\boxed{G + Q \pm E} \quad \dots(\text{II.4})$$

$$\boxed{0,8 G \pm E} \quad \dots(\text{II.5})$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (II.4) est remplacée par la combinaison suivante :

$$\boxed{G + Q \pm 1,2 E} \quad \dots(\text{II.6})$$

Avec :

- G : charges permanentes,
- Q : surcharge d'exploitation,
- E : action sismique.

I3.3. Ferrailage des poteaux selon les règles RPA /99 (article 7.4.2) :

En zone sismique les poteaux seront toujours calculés sous la sollicitation de la flexion composée : l'effort normal résulte de la part des charges verticales reprise par le poteau et d'un moment résultant de l'action horizontale représentée par le séisme (ou par le vent). Une fois les sollicitations déterminées (moment, effort normal, effort tranchant) on procède au calcul des armatures longitudinales et transversales conformément au code de calcul des structures en béton armé. La dernière étape consiste à vérifier un certain nombre de conditions imposées par les règles CBA 93 [9] et RPA /99, en retenant comme valeur à chaque fois, le cas le plus défavorable.

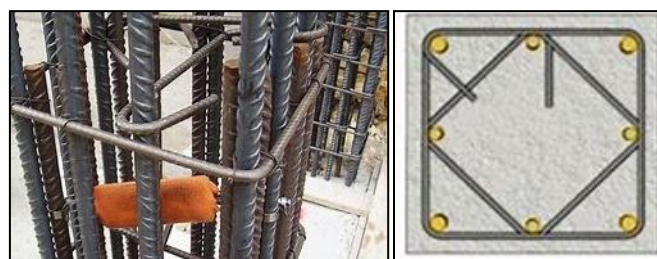


Figure II.5. Exemple de ferrailage des poteaux.

- Conditions sur les armatures longitudinales des poteaux (article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être réalisées à partir de barres à haute adhérence, avec un diamètre minimum de 12 mm Les barres doivent être droites. Les crochets sont interdits car ils entraînent une poussée au vide (en béton armé, la poussée au vide se définit comme étant un phénomène physique qui fait éclater une paroi mince de béton lorsqu'une armature est tendue).

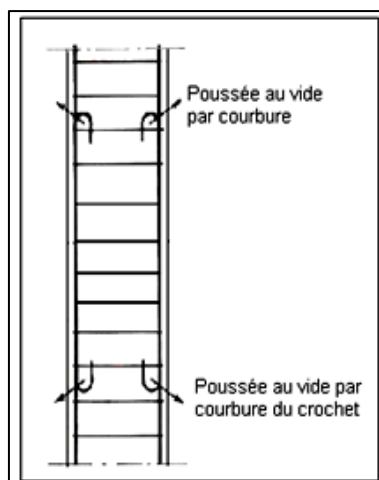


Figure II.6 : Poussée au vide dû aux crochets des armatures.

Les pourcentages minimaux et maximaux d'acier à placer en fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage sont présentés dans le Tableau II.3.

Tableau II.3 : Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux.

	Zone I	Zone II	Zone III
Taux minimal	0,7 %	0,8 %	0,9 %
Taux maximal	4 % en zone courante quel que soit la zone ; 6 % en zone de recouvrement quel que soit la zone.		

- Distance minimale des armatures longitudinales (article 7.4.2.1) :

Selon les règles RPA /99 la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zones I et II et 20 cm en zone III.

- Jonction des armatures longitudinales selon le RPA/99 (article 7.4.2.1) :

Les jonctions des armatures par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales qui sont les zones les plus critiques en cas de séisme. La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40 \emptyset en zones I et II, et 50 \emptyset zone III (\emptyset désigne le diamètre maximal des barres longitudinales).

- Détermination de la largeur de la zone nodale des poteaux selon le RPA /99 (article 7.4.2.1) :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent (Figure II.7).



Figure II.7 : Croisement des poteaux et des poutres.

Lors des séismes, ce sont ces zones-là qui sont les plus sollicitées et souvent c'est là où la plupart des ruptures s'observent.

Largeur de la zone nodale des poteaux selon le RPA /99 (article 7.4.2.1) :

Selon les règles RPA /99, la zone nodale coté poteau est déterminée selon l'expression II.7:

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \quad \dots(\text{II.7})$$

Avec :

h_e : Hauteur du poteau;

$b_1; h_1$: Dimensions du poteau.

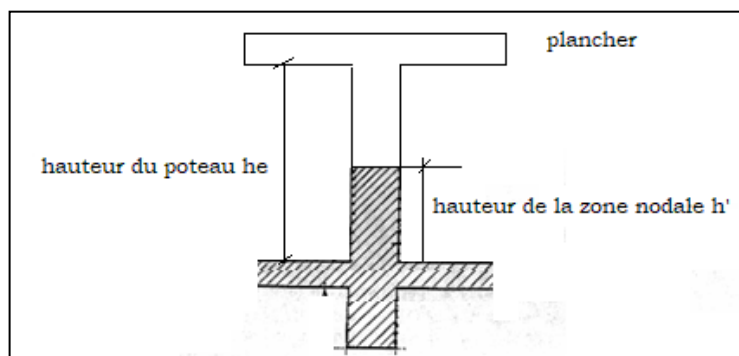


Figure II.8. Hauteur de la zone nodale selon le RPA /99.

- Conditions sur les armatures transversales des poteaux selon les règles RPA /99 (article 7.4.2.2)

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad \dots(\text{II.8})$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

t : Espacement des armatures transversales.

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée conformément aux valeurs indiquées sur le tableau suivant :

Tableau II.4. Espacement des armatures transversales dans les poteaux.

	Zone		
	zone I	zone II	zone III
zone nodale	$t \leq \text{Min}(10\phi_1; 15 \text{ cm})$	$t \leq \text{Min}(10\phi_1; 15 \text{ cm})$	$t \leq 10 \text{ cm}$
zone courante	$t \leq 15\phi_1$	$t \leq 15\phi_1$	$t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right)$

* ϕ_1 représente le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale $\left(\frac{A_t}{tb_1}\right)\%$ est donnée comme suit :

Tableau II.5. Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de l'élanement.

Valeur de l'élanement	Quantité minimale (%)
$\lambda_g \leq 5$	0,3
$\lambda_g \geq 5$	0,8
$3 < \lambda_g < 5$	procéder à une interpolation linéaire

* λ_g représente l'élanement géométrique du poteau.

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \dots(\text{II.9})$$

$\{a ; b\}$ représentent les dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f la longueur de flambement. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de 10ϕ (voir Figure II.9).

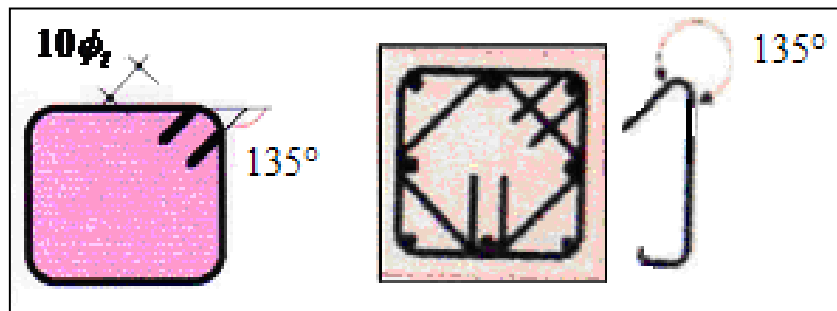


Figure II.9 : Dispositions des cadres dans les poteaux.

Pour les poteaux circulaires, seuls les cerces individuelles sont autorisées; ainsi les cerces hélicoïdales continues sont interdites. Dans les zones plastiques des poteaux en béton armé, sollicitées cycliquement, le revêtement de béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée.

C'est pourquoi il faut stabiliser les barres verticales pour éviter qu'elles ne flambent et frotter le béton afin de permettre de plus grandes déformations par écrasement. L'armature transversale nécessaire doit être ancrée avec des crochets à 135° .

Vérification des sollicitations normales selon le RPA /99 (article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \dots(\text{II.10})$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : section brute de cette dernière ;

f_{cj} : résistance caractéristique du béton.

➤ Vérification des sollicitations tangentes selon le RPA /99 (article 7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite définie par l'équation (II.11).

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \dots(\text{II.11})$$

Avec :

$\rho_d = 0,075$ Si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et à 0,04 dans le cas contraire.

I.4. Conception des poteaux selon l'Eurocode 2

I.4.1. Dispositions du ferrailage des poteaux selon les Eurocode [10] :

Les règles proposées par l'Eurocode 2 s'appliquent pour les poteaux pour lesquels la plus grande dimension h est inférieure ou égale à 4 fois la plus petite dimension b .

- Résistance requise pour le béton (article 2.2.1) :

L'utilisation de qualités de béton inférieure à C 16/20 pour la classe DC «L» ou inférieure à C 20/25 pour les classes DC «M» et DC «H» n'est pas autorisée.

- Acier pour armatures (article 2.2.2) :

Sauf pour les cadres, les étriers ou les épingles, il n'est permis d'utiliser que des aciers à haute adhérence dans les zones critiques.

- Coefficient de sécurité partielles des matériaux (article 2.5) :

Conformément à la norme NF P 18-711-3, les coefficients de sécurité partiels sur les matériaux sont $\gamma_s = 1$ pour l'acier, et $\gamma_c = 1,15$ pour le béton, en situation accidentelle.

I.4.2. Ferrailage des poteaux selon les règles l'Eurocode 2 :

- Armatures longitudinales :

Il convient que le diamètre des barres longitudinales ne soit pas inférieur à 8 mm (la valeur à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale).

- Quantité totale d'armatures minimale longitudinales

Elle ne doit pas être inférieure à :

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \dots(\text{II.12})$$

Avec :

f_{yd} : limite d'élasticité de calcul des armatures,

N_{Ed} : effort normal agissant de compression,

A_c :Section du poteau.

- Quantité totale d'armatures maximale longitudinales :

$A_{s,max} = 0,04 A_c$: Hors des zones de recouvrement,

$A_{s,max} = 0,08 A_c$: Au droit des recouvrements.

- Dispositions des armatures :

Pour des poteaux de section polygonale, il convient de disposer au moins une barre dans chaque angle. Dans un poteau circulaire, il convient que le nombre de barres longitudinales ne soit pas inférieur à quatre.

- Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

Il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou armature en hélice) ne soit pas inférieur à 6 mm ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales, si cette dernière valeur est supérieure.

- Espacement des armatures transversales :

Il convient de limiter l'espacement des armatures transversales (notés $s_{cl,tmax}$) le long du poteau à :

- 20 fois le diamètre minimal des barres longitudinales ;
- la plus petite dimension du poteau ;
- 400 mm

- Ancrage des armatures des poteaux :

La longueur minimale d'ancrage des armatures tendues doit être prise égale à

$$l_{b,min} = \max(20 \phi, 200 \text{ mm}) \quad \dots(\text{II.13})$$

- Dispositions particulières aux poteaux de la classe DC «H» (2.8.3) :

Zone nodale (art.8.2.3) :

A défaut de données plus précises, la longueur de la zone critique peut être calculée comme suit :

$$l_{cr} = \max\left(1,5d_c, \frac{l_{cl}}{5}, 600 \text{ mm}\right) \quad \dots(\text{II.14})$$

Avec :

d_c : la plus grande dimension de la section du poteau,

l_{cl} : longueur libre du poteau

I.4.3. Coffrage des poteaux (art.2.8.2.4) :

La dimension minimale de la section des poteaux est de 300 mm

- Dispositions particulières aux poteaux de la classe DC «M» (**art.2.8.3**) :

À défaut de données plus précises, la longueur de la zone critique peut être calculée comme suit :

$$l_{cr} = \max\left(1,5d_c, \frac{l_{cl}}{6}, 450 \text{ mm}\right) \quad \dots(\text{II.15})$$

Avec :

d_c : la plus grande dimension de la section du poteau,

l_{cl} : longueur libre du poteau

- *Coffrage des poteaux (2.8.3.4) :*

La dimension minimale de la section des poteaux est de 250 mm.

- Dispositions particulières aux poteaux de la classe DC «L» (**2.8.4**) :

À défaut de données plus précises, la longueur de la zone critique peut être calculée comme suit :

$$l_{cr} = \max\left(1,5d_c, \frac{l_{cl}}{6}, 450 \text{ mm}\right) \quad \dots (\text{II.16})$$

Avec :

d_c : La plus grande dimension de la section du poteau,

l_{cl} : Longueur libre du poteau.

PARTIE II : CONCEPTION DES POUTRES SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODES 2 ET 8

II.1. Introduction

Une poutre est une pièce conçue pour résister essentiellement à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges (poids de la construction, du mobilier, des surcharges d'exploitation, etc.) et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie [11].



Figure II-10. Coffrage d'une poutre rectangulaire en béton armé.

II.2. Formes des poutres en béton armé

Diverses formes sont utilisées pour la réalisation des poutres en béton armé, notamment les formes :

Les poutres rectangulaires :

Elles peuvent dans certains cas, être étagées. Elles sont utilisées pour des portées de 5 à 15 m de portées. Hauteur et bases variables.



Figure II.11. Poutre rectangulaire [12].

Les poutres en L :

Elles sont réalisées dans le but de réduire l'encombrement de la structure, englobant leurs propres hauteurs dans celles du plancher qu'elles supportent. Les poutres sont solidarées au plancher par la dalle de compression.

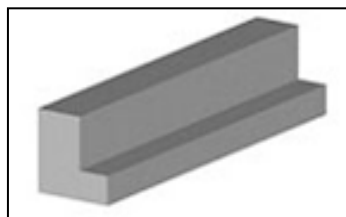


Figure II.12. Poutre en L [12].

Les poutres en T renversées :

Elles ont une utilisation similaire à celles en L, en ce sens qu'elles englobent leurs propres hauteurs dans celles du plancher. Les poutres sont solidarisées au plancher par la dalle de compression.

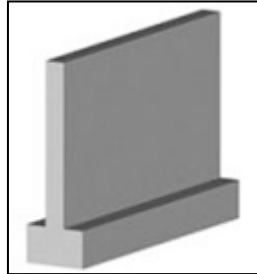


Figure II.13. Poutre en Té [12].

Les poutres caissons :

Une poutre-caisson est en fait identique à une poutre profilée, mais offre plus de possibilités. La poutre profilée utilise des profils standards de l'industrie, tandis que la poutre-caisson est soudée sur mesure.

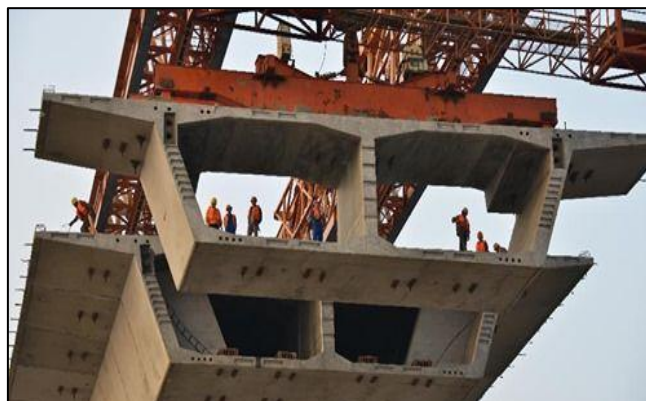


Figure II.14. Poutres à caissons [12].

Les poutres peuvent être coulées sur place où préfabriquées.

II.3. COFFRAGE DES POUTRES

Le coffrage d'une poutre est une étape importante dans la mise en œuvre d'une poutre en béton. Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir le béton utile pour la réalisation de la poutre. Le coffrage d'une poutre peut être réalisé de deux manières : soit en utilisant une poutre préfabriquée, soit en réalisant un coffrage de poutre sur place [13].



Figure II-15. Coffrage d'une poutre en béton armé.

II.4. COULAGE DES POUTRES

Le coulage des poutres est réalisé généralement en deux couches, [14].



Figure II-16. Coulage d'une poutre en béton armé.

II.5. COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME LORS DES SEISMES

La rupture en cisaillement des poutres en béton armé peut se produire prématurément et sans signes précurseurs. En l'absence d'un design adéquat, une telle rupture est à craindre, avant même que la poutre n'atteigne sa pleine capacité en flexion. De là, on comprend les raisons de cette abondance de travaux consacrés au sujet, depuis les premières propositions de Morsch et Ritter, il y a un siècle, jusqu'à aujourd'hui.

Regan, retracent, à travers un état des connaissances très exhaustif, l'ampleur de l'effort de recherche dédié à ce sujet par des générations de chercheurs, et les progrès accomplis grâce à cet effort. L'occurrence, le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP. Cette mise en contexte est circonscrite autour des points suivants : la fissuration et les modes de

rupture les aspects liés aux mécanismes de résistance en cisaillement les paramètres d'influence majeure; et les modèles de calcul auxquels se réfèrent le plus souvent les normes de béton armé.

Le comportement en cisaillement d'une poutre en béton armé et les modes de rupture qui s'y produisent sont intimement liés au rapport a/d . On distingue quatre types de poutres :

- a. les poutres très profondes : $a/d \leq 1$
- b. les poutres profondes : $1 < a/d \leq 2,5$
- c. les poutres élancées : $2,5 < a/d \leq 6$
- d. les poutres très élancées : $a/d > 6$

II.6. COFFRAGE DES POUTRES SELON LES RPA /99 (article 7.5.1)

La réglementation parasismique Algérienne /99 impose pour les dimensions des poutres les valeurs minimales ci-suivantes :

$$\boxed{\text{largeur } b \geq 20 \text{ cm}} \quad \dots(\text{II.17})$$

$$\boxed{\text{hauteur } h \geq 30 \text{ cm}} \quad \dots(\text{II.18})$$

$$\boxed{\frac{h}{b} \leq 4} \quad \dots(\text{II.19})$$

(**b**, **h**) : représentent respectivement la largeur et la hauteur de la poutre.

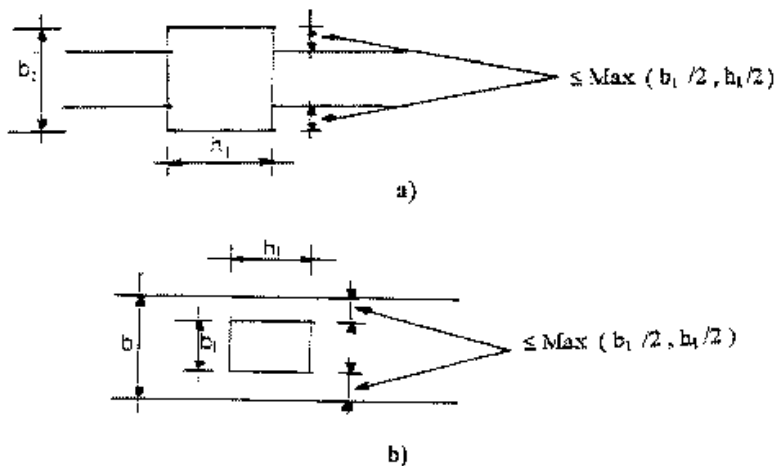


Figure II.17. Dimensions à respecter pour une poutre.

II.7. COMBINAISONS D' ACTIONS SELON LE RPA /99

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états-limites. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\boxed{G + Q \pm E} \quad \dots(\text{II.20})$$

$$\boxed{0,8G \pm E} \quad \dots(\text{II.21})$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Surcharge d'exploitation ;

S_n : Action de la neige ;

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

II.8. FERRAILLAGE MINIMAL ET MAXIMAL DES POUTRES

Armatures longitudinales (article 7.5.2.1) :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux des poutres doit être de **0,5 %** en toute section, et le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante,
- 6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement des barres des poutres est de :

- 40 \emptyset en zones sismiques I et II,
- 50 \emptyset en zone sismique III.

\emptyset étant le diamètre des barres.

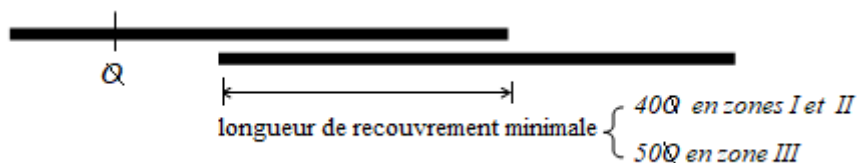


Figure II-18. Recouvrement des barres dans les poutres.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U (figure II.20) superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

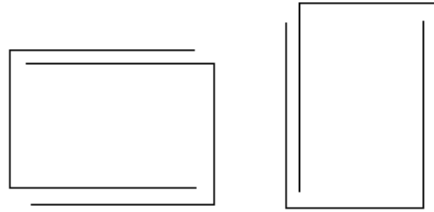


Figure II.19. Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Largeur de la zone nodale des poutres selon le RPA /99 (article 7.4.2.1.)

La zone nodale pour les poutres s'étale sur une distance de deux fois la hauteur selon l'article des règles RPA /99.

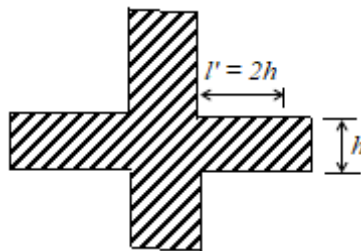


Figure II.20. Détermination de la zone des poutres selon le RPA /99.

Armatures transversales des poutres selon les règles RPA /99 (article 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 s b \quad \dots(\text{II.22})$$

s : étant l'espacement des barres et **b** la largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right\} \quad \dots(\text{II.23})$$

En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} \quad \dots(\text{II.24})$$

Dispositions des cadres :

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Dispositions du ferrailage des poutres selon l'Eurocode 2 :

La largeur des poutres ne doit pas être inférieure à 200 mm. Le rapport entre la largeur et la hauteur de l'âme ne doit pas être inférieur à 0,25.

Un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appuis doit être prolongé sur toute la longueur de la poutre.

PARTIE III : CONCEPTION DES VOILES SELON LES REGLES RPA /99 ET LES EUROCODE 2 ET 8

III.1. Introduction

Le voile béton est une paroi, obtenue par coulage d'un béton, dans un coffrage vertical. Il peut être réalisé en béton décoratif : coloré, avec relief. C'est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.



Figure II.21. Voile en béton armé en cours de réalisation dans la commune de Tamlouka [2].

Le rôle des voiles en béton armé est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers et de participer au contreventement de l'édifice.

III.2. Principe de pré dimensionnement des voiles

Le principe de pré-dimensionnement des voiles en béton armé consiste à prendre en compte les charges et les contraintes auxquelles les voiles seront soumis, afin de déterminer les dimensions et les armatures nécessaires pour assurer leur résistance. À partir d'un certain niveau de contraintes, il est nécessaire de prévoir des renforts aux extrémités des voiles, conçus comme des poteaux ou des voiles en retour.

Les règlements parasismiques imposent également une épaisseur minimale de l'âme et une quantité minimale d'armatures pour assurer la résistance des voiles [15]. Le pré-dimensionnement des voiles fait partie du pré-dimensionnement des éléments de structure d'un bâtiment, qui prend en compte les charges, les portées à franchir, les charges, l'élanement mécanique, etc.

III.3. Coffrage de voiles

Une banche est un coffrage utilisé dans les travaux de bâtiment et travaux publics pour coffrer les voiles en béton armé. On parle alors de béton banché.



Figure II.22. Coffrage d'un voile en béton armé [16].

III.4. Coulage des voiles en béton armé

Le coulage des voiles en béton armé est un processus important dans la construction. Les voiles en béton peuvent être travaillés pour obtenir différents aspects esthétiques, tels que la couleur, la texture et le relief de surface [13].



Figure II.23. Coulage d'un voile en béton armé.

III.5. Classification des voiles

Les voiles sont classés en quatre catégories :

- Voile plein sans raidisseur (Figure II.24.a) ;
- Voile avec raidisseur (Figure II.24.b);
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure II.24.c);
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure II.24.d).

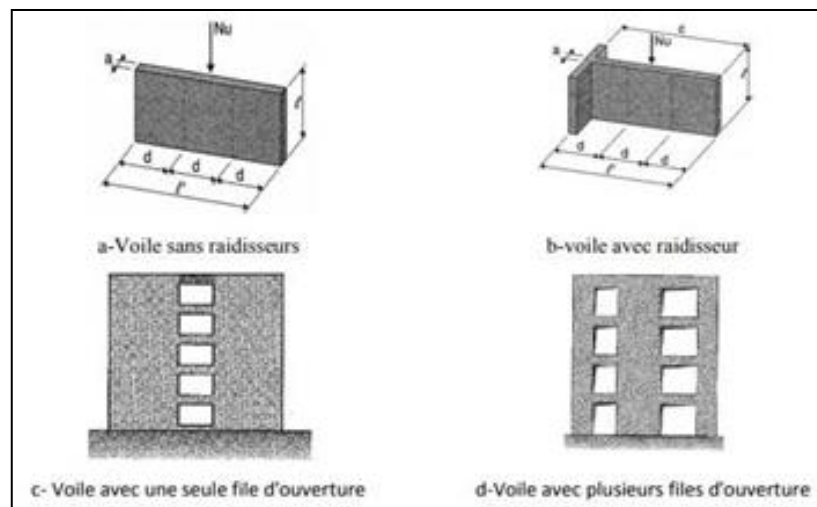


Figure II.24. Différents types de voiles [17].

III.6. Comportement des voiles lors des séismes

Les voiles en béton armé sont souvent utilisés comme système de contreventement principal dans les bâtiments pour résister aux chargements latéraux dans les régions potentiellement sismiques. Les murs de contreventements ont montré qu'ils étaient bien adaptés à la construction parasismique, mais leur mode de fonctionnement met en évidence divers mécanismes de déformation relativement complexes. Les caractéristiques du comportement des voiles sous séisme, certains principes de dimensionnement ainsi que les divers choix de modélisation sont discutés dans la littérature.

Des études ont montré que les voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré lors de tremblements de terre sévères.

III.7. Coffrage des voiles selon le RPA /99 (article 7.7.1)

Les voiles en béton armé doivent impérativement satisfaire la condition suivante :

$$l \geq 4a$$

...(II.25)

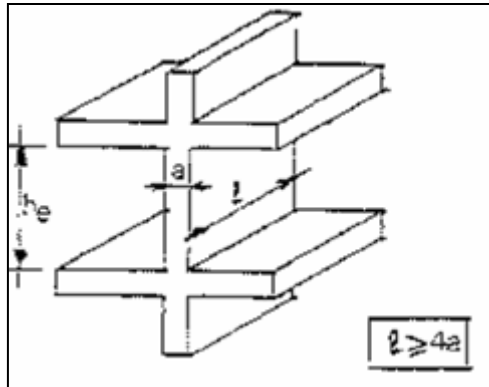


Figure II.25. Vue en élévation d'un voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué la figure II.26.

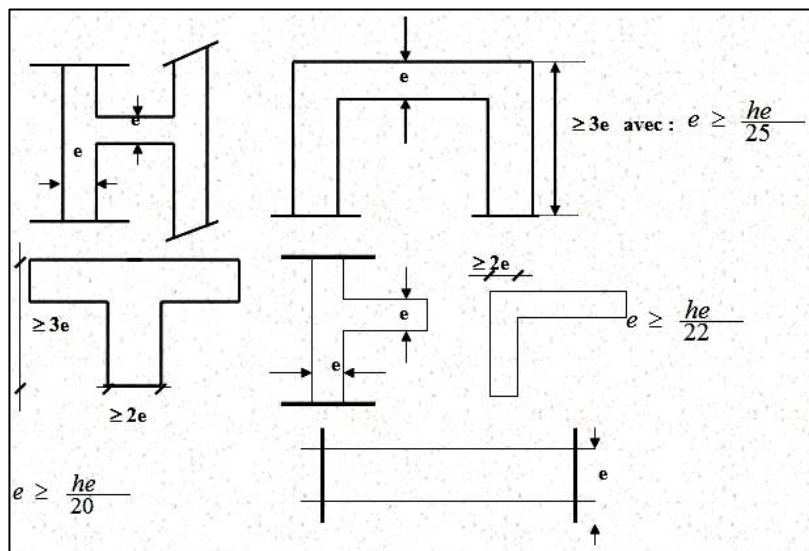


Figure II.26. Vue en plan.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devra être la plus petite des valeurs indiquées sur la Figure II.27.

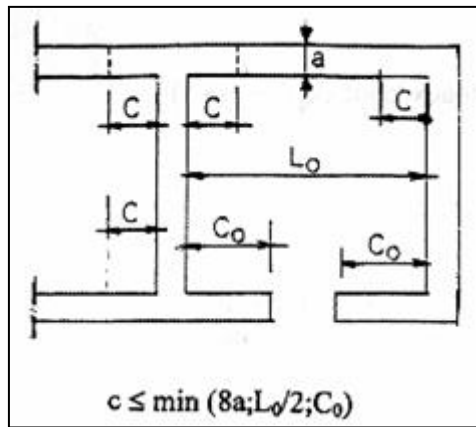


Figure II.27. Prise en compte des murs en retour.

III.8. Combinaisons d'actions selon le RPA /99 (article 10.1.4)

Les voiles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G + Q \pm E \quad \dots(\text{II.26})$$

$$0,8 G \pm E \quad \dots(\text{II.27})$$

Avec :

G : Charge permanent ;

Q : Surcharge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

III.9. Ferrailage des voiles selon les règles RPA /99 (article 7.7.3)

Ferrailage minimal (article 7.7.3.3):

Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \cdot b \cdot h(0,15\%) \quad \dots(\text{II.28})$$

Armatures transversales :

Pour : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s(0,15\%) \quad \dots(\text{II.29})$$

Pour : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s(0,25\%) \quad \dots(\text{II.30})$$

Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_C (réalisées en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20 %.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure II.28). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

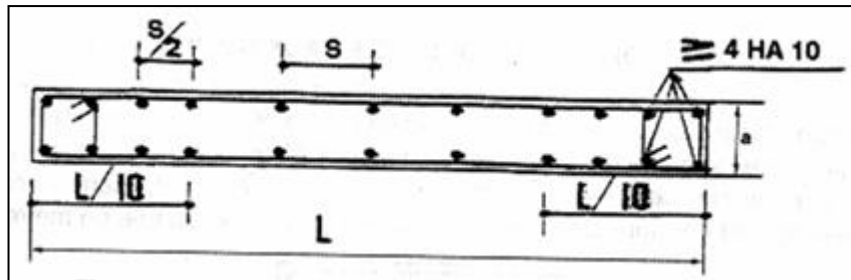


Figure II.28 : Dispositions des armatures des voiles selon le RPA /99.

Règles communes (article 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 % ;
- En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a \quad \dots(\text{II.31})$$

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad \dots(\text{II.32})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées en vers l'extérieur

Condition sur le diamètre des barres :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Jonction des armatures :

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible;
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Conditions sur les armatures transversales des voiles selon les règles RPA /99 (article 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \dots(\text{II.33})$$

Où:

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \cdot d} \quad \dots(\text{II.34})$$

Avec :

\bar{v} : Effort tranchant dans la section considérée ;

b_0 : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile du voile ;

h : Hauteur totale de la section brute.

III.10. ferrailage des voiles selon les Eurocodes

Armatures verticales (art.9.6.2) :

Taux :

Il convient que l'aire de la section des armatures verticales soit comprise entre $A_{s, \min}$ et $A_{s, \max}$.

Avec :

$$A_{s, \min} = 0,002 A_c \quad \dots(\text{II.35})$$

$$A_{s, \max} = 0,04 A_c \text{ Hors zone de recouvrement} \quad \dots (\text{II.36})$$

Cette limite peut être doublée au droit des recouvrements.

Espacement :

La distance entre deux barres verticales adjacentes ne doit pas dépasser :

- Une fois l'épaisseur du voile
- 400 mm

Armatures horizontales (art.9.6.3) :

Des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) doivent être placées sur chaque face dont la section ne soit pas inférieure à $A_{s, h \min}$:

- 25 % des armatures verticales,
- ou $0,001 A_c$, si cette valeur est supérieure.

Espacement :

La distance entre deux barres horizontales adjacentes ne doit pas dépasser :

- 400 mm.

Armatures transversales (art.9.6.4) :

Il convient de prévoir au moins quatre armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m^2 de surface de voile.

CONCLUSION DE DEUXIÈME CHAPITRE

La conception des éléments porteurs des structures en béton armé implantées en zones sismiques est un élément clé qui doit être effectué en respectant les normes et les règles de calcul en vigueur. Les règles RPA/99 en Algérie et l'Eurocode 8 en Europe sont deux normes importantes qui ont pour objectif commun de protéger les bâtiments et les structures des effets des séismes.

Cependant, les deux normes ont sur certains points des approches différentes pour la conception des éléments porteurs. Les règles nationales (RPA/99) sont considérées comme plus strictes que l'Eurocode 8 en ce qui concerne le ferrailage minimal des éléments structuraux. Les règles RPA/99 utilisent des coefficients de sécurité plus élevés pour garantir la résistance et la stabilité des éléments porteurs en cas de séisme. En revanche, l'Eurocode 8 utilise des spectres de réponse pour modéliser les effets des séismes et déterminer les charges sismiques.

En fin de compte, les ingénieurs civils doivent suivre les normes et les règles de calcul en vigueur dans leur pays et s'assurer que la conception des éléments porteurs est effectuée avec rigueur et précision pour garantir la sécurité et la durabilité des structures en cas de séisme.

BIBLIOGRAPHIE DU DEUXIÈME CHAPITRE

- [1] CHERAIT Y ; Conception des bâtiments en zone sismique ; Direction de la publication universitaire de Guelma 2012
- [2] rapport de stage au CTC : Sortie en mission avec le CTC ; à la commune de Tamlouka ; le 27/02/2023
- [3] <http://dspace.univ-tiaret.dz:80/handle/123456789/4926> ; 30/03/2023 à22:58H
- [4] <http://www.guidebeton.com/poteaux-beton> ; 01/04/2023 à 04:04H)
- [5] [<https://btp-cours.com/le-seisme-et-les-batiments/> ; 08/04/2023;00:40H]
- [6] <https://btp-cours.com/le-seisme-et-les-batiments/> ; 08/04/2023;00:55H].
- [7] <http://www.bipcons.ce.tuiasi.ro/Archive/175.pdf> ; 06/04/2023 ; à15 :31H)
- [8] Règles parasismiques algériennes R.P.A. 99 version 2003, document technique règlementaire B.C.2-48. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [9] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93, document technique règlementaire B.C.2-41. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [10] Norme européenne EN 1992-1-1. – Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [11] CHERAIT.Y ; CHAPITRE 1 – Dispositions règlementaires relatives aux poutres et poteaux)
- [12] (<https://www.eurobeton.fr/nos-produits-beton/le-plancher-beton/les-poutresbeton/#savoir> ; 02/04/2023 ; à14 :20H)
- [13] [<https://travauxbeton.fr/coffrage-poutre/>; 08/04/2023;23:52H]
- [14] (<https://dspace.univ-bba.dz:443/xmlui/handle/123456789/2530> ; 03/04/2023 ; à 21:03H)
- [15] <https://www.4geniecivil.com/2018/08/cours-dimensionnement-des-voiles-en.html>; 07/04/2023; 17:40H]
- [16] (file:///C:/Users/DELL/Desktop/chapitre02/voiles.pdf ; 05/04/2023 ; à 21:38H).
- [17] (<http://e-biblio.univ-mosta.dz/bitstream/handle/1> ; 05/04/2023;22:53H)

CHAPITRE III :

Détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et des voiles selon les règles RPA/99 et les Eurocodes

RESUME : Dans ce chapitre, nous présenterons les principes de base de ces normes et expliquerons comment déterminer le ferrailage des poteaux, poutres et voiles en fonction de ces règles. Nous ferons également quelques applications de calcul par Eurocode 2 et CBA 93 avec vérification par les règles RPA /99 et l’Eurocode 8.

CHAPITRE III.

Détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et voiles selon les règles RPA/99 et les Eurocodes

INTRODUCTION

La détermination pratique du ferrailage des poteaux, poutres et murs est une étape essentielle dans la conception des structures en béton armé. Cette étape consiste à déterminer les dimensions et la quantité d'armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité de la structure. Les règles RPA /99 et les Eurocodes sont deux normes qui définissent les méthodes de calcul pour la conception des ouvrages en béton armé. Dans ce chapitre, nous présenterons les principes de base de ces normes et expliquerons comment déterminer le ferrailage des poteaux, poutres et voiles en fonction de ces règles. Nous ferons également quelques applications de calcul par Eurocode2 et CBA 93 avec vérification par RPA /99 et Eurocode 8.

PARTIE I : DÉTERMINATION PRATIQUE DU FERRAILAGE DES POTEAUX SELON LES RÈGLES RPA /99 ET LES EUROCODES

1.1. Poteaux sollicités en compression simple

Bien qu'il présente une bonne résistance à la compression, il arrive parfois que des éléments de structures se rompent par excès de compression. La figure suivante montre la rupture d'un poteau sous l'effet d'une charge excessive d'une bâtisse en cours de construction.



Figure III.1 : Rupture des poteaux sous l'effet d'une charge excessive.

1.2. Phénomène du flambement des poteaux

Le phénomène du flambement est souvent associé à l'effort de compression et il constitue un des critères de dimensionnement des poteaux, des colonnes et des barres comprimées.



Figure III.2 : Essai de Flambement d'un poteau en laboratoire.

Au niveau des règles nationales CBA 93, le phénomène du flambement des poteaux est pris en compte à travers un coefficient notée α qui tient compte des dimensions transversales du poteau et de ses conditions d'appuis. Le schéma suivant expose les valeurs de la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.

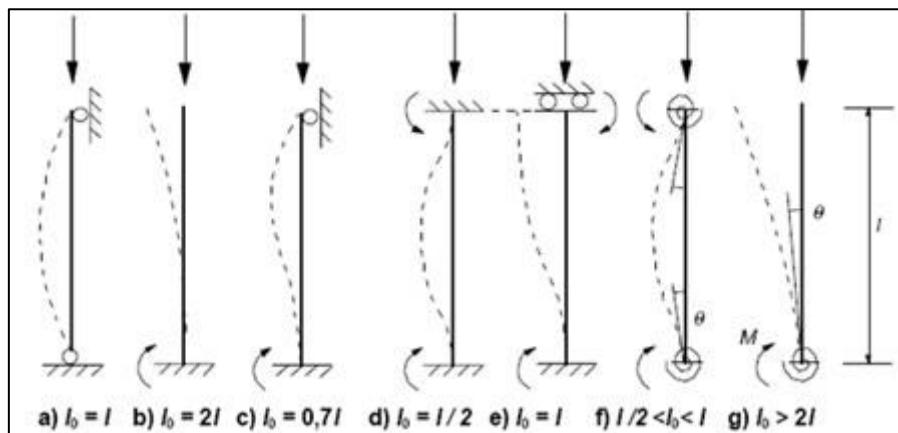


Figure III.3. Valeurs de la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.

Dans les paragraphes suivant, nous allons exposer brièvement les combinaisons d'actions et le calcul des sections des aciers pour les poteaux travaillant uniquement en compression simple. Une étude comparative sera établie entre l'approche des règles nationales CBA et de l'Eurocode 2.

I.3. Combinaisons d'actions à considérer pour le calcul des poteaux

I.3.1 Combinaisons selon les règles CBA 93

- État-limites ultimes (ELU)

Situations durables ou transitoires

Symboliquement, la combinaison fondamentale peut s'écrire sous la forme générale :

$$\overbrace{1,35 G_{max} + G_{min}}^{\text{Actions permanentes}} + \overbrace{\gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \Psi_{Qi} Q_i}_{\substack{\text{Actions variables} \\ \text{de base} \\ \text{d'accompagnement}}} \quad \dots \text{ (III. 1)}$$

Les combinaisons d'actions les plus courantes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Combinaisons d'actions courantes selon le CBA 93.

Actions permanentes	Actions variables		
	De base	D'accompagnement	D'accompagnement
1,35 G_{max} + G_{min}	$\gamma_{Q1} \cdot Q_1$	$1,3 \cdot \Psi_{Q2} \cdot Q_2$	1,3 · Ψ_{Q3} · Q₃
1,35 G ou G	$1,5 Q_B$	0 ou W ou S _n Ou W + S _n	0 ou 0,8T
	$1,5 W$	0 ou 1,3 Ψ ₀ Q _B ou S _n Ou 1,3 Ψ ₀ Q _B + S _n	0 ou 0,8T
	$1,5 S_n$	0 ou 1,3 Ψ₀ Q_B ou W Ou 1,3 Ψ₀ Q_B + W	0 ou 0,8T

- États limites de service (ELS) :

On considère la combinaison rare suivante:

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{Qi} \cdot Q_i \quad \dots \text{ (III. 2)}$$

Pour les bâtiments courants, les combinaisons d'actions à l'état-limite de service sont exposées dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Combinaisons d'actions selon à l'ELS.

Actions permanentes	Actions variables	
$G_{\max} + G_{\min}$	De base	D'accompagnement $1,3 \cdot \Psi_{Q2} \cdot Q_2$
G	Q_B	0 où $0,77 W$ ou S_n
	W	0 où $\Psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\Psi_0 Q_B$ où W Où $1,3 \Psi_0 Q_B$

Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon le CBA 93 :

La section d'armature théorique selon les règles CBA 93 se déduit de l'inégalité suivante :

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \dots \text{(III. 3)}$$

Avec :

N_U : effort normal en compression à l'état-limite ultime ;

A_U : section totale des aciers ;

B_r : section réduite du béton ;

γ_b : coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1,15 ;

α : coefficient de flambement ;

f_{c28} : résistance caractéristique du béton en compression ;

f_e : limite élastique de l'acier.

La démarche proposée par le CBA 93 pour la détermination des éléments comprimés est exposée à travers l'organigramme de l'annexe A.

I.3.2. . Combinaisons des règles Eurocode 1 (art.9.4.2) :

Situations de projet durables et transitoires pour vérification des états-limites ultimes autres que ceux liés à la fatigue :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 4)}$$

Combinaisons pour les situations de projet accidentelles :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + A_d + \gamma_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 5)}$$

Combinaison pour la situation de projet sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 6)}$$

Où :

G_{kj} : valeurs caractéristiques des actions permanentes ;

A_d : valeur de calcul de l'action accidentelle ;

Q_{k1} : valeur caractéristique de l'action variable dominante 1 ;

Q_{ki} : valeur caractéristique des autres actions variables ;

γ_{Gj} : coefficient partiel pour l'action permanente j G_{kj} ;

γ_{Qi} : coefficient partiel pour l'action variable i ;

Ψ : coefficient.

➤ Etats limites de service (art.9.5) :

Trois combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies par les expressions suivantes (**art.9.5.2**)

Combinaison caractéristique (rare) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 7)}$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 8)}$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 9)}$$

- Vérification simplifiée des structures de bâtiments (art.9.4.5) :

Pour les structures de bâtiments, la combinaison caractéristique (rare) peut être simplifiée jusqu'à donner les expressions suivantes, qui peuvent également se substituer à la combinaison fréquente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1,5 Q_{k1} \quad \dots \text{(III. 10)}$$

Situations de projet avec deux actions variables Q_{ki} :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 11)}$$

- Etats limites de service (art.9.5) :

Trois combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies par les expressions suivantes (art.9.5.2) :

Combinaison caractéristique (rare) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 12)}$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 13)}$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 14)}$$

Vérification simplifiée des structures de bâtiments (art.9.5.5) :

Pour les structures de bâtiments, la combinaison caractéristique (rare) peut être simplifiée jusqu'à donner les expressions suivantes, qui peuvent également se substituer à la combinaison fréquente :

Situations de projet avec une seule action variable Q_{k1} :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} \quad \dots \text{(III. 15)}$$

Situations de projet avec deux actions variables Q_{k1} ou davantage :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad \dots \text{(III. 16)}$$

- Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon l'Eurocode 2

Cependant et afin de tenir compte de certains paramètres dont notamment le risque de flambement, l'Eurocode 2 [4] propose pour l'effort ultime de compression la valeur réglementaire suivante :

$$N_{Ed,u} \leq N_{Rd} = k_h \cdot k_s \cdot \alpha \left[\frac{A_c \times f_{cd}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_{ck}}{\gamma_s} \right] \quad \dots \text{(III. 17)}$$

Avec :

$N_{Ed,u}$: effort normal en compression à l'état-limite ultime,

N_{Rd} : effort normal résistant,

A_s : section totale des aciers,

A_c : aire de la section droite du béton,

k_h, K_s : coefficients dépendant de la forme du poteau.

La démarche proposée par l'Eurocode 2 pour la détermination des éléments comprimés est exposée à travers l'organigramme de l'annexe B.

I.1. APPLICATION NUMÉRIQUE 1: Étude d'un poteau en compression simple selon les règles CBA 93 et l'EC 2

DONNÉES DE BASE :

Forme du poteau : carrée

Dimensions : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Effort normal sous charges permanentes : $N_G = 1700 \text{ kN}$

Effort normal sous surcharge d'exploitation : $N_Q = 1450 \text{ kN}$

Longueur de flambement : $l_f = 3 \text{ m}$

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Aciers : Fe E500

Enrobage des armatures: $c = 3 \text{ cm}$.

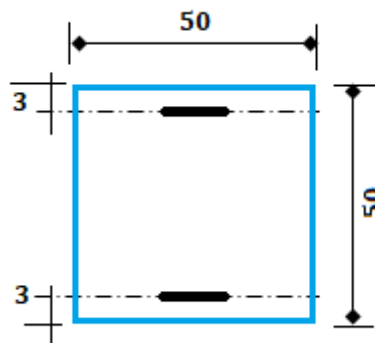


Figure III.4 : Dimensions du poteau.

RÉSOLUTION :

I.1) Détermination des armatures du poteau selon le CBA 93

Armatures longitudinales

Effort normal ultime : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1700 + 1,5 \times 1450 = 4470 \text{ kN}$

Elancement λ du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{300}{\frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{50}{2\sqrt{3}}} = 20,8 < 70$

Il n'y a pas de risque de flambement.

La section du béton et la section d'acier doivent pouvoir équilibrer l'effort normal ultime N_u .

$$A_u \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Valeurs du coefficient α : $\lambda = 20,8 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{20,8}{35}\right)^2} = 0,794$

Section réduite du poteau : $B_r = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$

Soit une section d'armatures longitudinales de :

$$A_u \geq \left[\frac{4470 \times 10^3}{0,794} - \frac{230400 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = 3135,03 \text{ mm}^2$$

Section adoptée : 4 HA25 + 4 HA20 (32,21 cm²).

Sections d'aciers minimales des armatures longitudinales :

$$A_{min} = 4u = 4 \times 2(a + a) = 4 \times 2(0,5 + 0,5) = 8 \text{ cm}^2 < 32,21 \text{ cm}^2$$

et :

$$A_{min} = \left[0,1 \left(\frac{B}{100} \right) \right] = \left[0,1 \left(\frac{50 \times 50}{100} \right) \right] = 2,5 \text{ cm}^2 < 32,21 \text{ cm}^2$$

Section d'acier maximale des armatures longitudinales :

$$A_{max} \leq \left[4 \left(\frac{B}{100} \right) \right] = \left[4 \left(\frac{50 \times 50}{100} \right) \right] = 100 \text{ cm}^2 < 32,21 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Diamètre :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} \leq 12 \text{ mm} \rightarrow \phi_t \geq 25/3 = 8,33 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

Soit un diamètre des armatures transversales de 10 mm ($\phi_t = 10 \text{ mm}$)

Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(50 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15 \phi_{t \min}) = \min(50 \text{ cm} ; 40 + 10 ; 15 \times 2) = 30 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de $s_t = 15 \text{ cm}$.

Longueur de recouvrement pour les barres comprimées :

$$l_r \Rightarrow 0,6 l_s = 0,6 (50 \phi) = 30 \phi = 75 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de compression à l'état-limite de service :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + n A_u} = \frac{3150 \times 10^3}{500 \times 500 + 15 \times 3221} = 10,56 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage du poteau :

La vue en plan du ferrailage du poteau est représentée sur la Figure III.5.

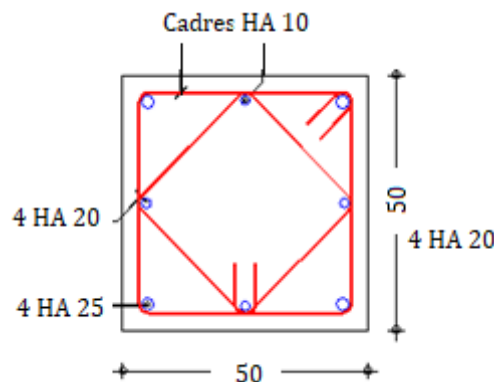


Figure III.5 : Ferrailage du poteau selon le CBA 93.

I.2) Détermination des armatures du poteau selon l'Eurocode 2

Armatures longitudinales :

Effort normal ultime :

$$N_{Ed,u} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1700 + 1,5 \times 1450 = 4470 \text{ kN}$$

Vérification du risque de flambement :

$$\text{Elancement } \lambda \text{ du poteau : } \lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{300}{14,43} = 20,8 < 60$$

La section du béton et la section d'acier doivent pouvoir équilibrer l'effort normal ultime $N_{Ed,u}$.

$$A_s \geq \frac{1}{f_{yd}} \left[\frac{N_{Ed,u}}{k_h \times k_s \times \alpha} - b \times h \times f_{cd} \right]$$

Pour les poteaux dont la largeur est supérieure ou égale à 50 cm, il vaut 1.

$$k_s = 1.$$

$$\lambda = 21 < 60 \Rightarrow \alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{20,8}{62}\right)^2} = 0,773$$

$$A_s = \left[\frac{4470 \times 10^3}{1 \times 1 \times 0,773} - 500 \times 500 \times 16,67 \right] \frac{1,15}{500} = 3714,88 \text{ mm}^2$$

Choix de la section d'armatures : 8 HA25 ($39,27 \text{ cm}^2$)

Sections d'aciers minimales des armatures longitudinales :

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1N_{Ed,u}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right\} = \max \left\{ \frac{0,1 \times 4470000}{435} ; \frac{0,2}{100} (50 \times 50) \right\} = 1027,60 \text{ mm}^2 < 39,27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Section d'aciers maximale hors des zones de recouvrement :

$$A_{s,max} = \frac{4}{100} \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2 < 39,27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Section d'aciers maximale en zones de recouvrement :

$$A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c = \frac{8}{100} \times (50 \times 50) = 200 \text{ cm}^2 < 2 \times 39,27 = 78,54 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max \left\{ 6 \text{ mm} ; \frac{\phi_{l,max}}{4} \right\} = \max \left\{ 6 \text{ mm} ; \frac{25}{4} \right\} = 6,25 \text{ mm}$$

En adopte : $\phi_t = HA 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(b ; 40 \text{ cm} ; 20 \phi_{l,min}) = \min(50 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 20 \times 2,5) = 40 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté de : $s_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte de compression du béton à l'état limite de service :

$$\sigma_c = \frac{N_{ser}}{A_c + nA_s} = \frac{3150000}{500 \times 500 + 17 \times 3957} = 9,94 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

Discussion des résultats :

Après avoir analysé les résultats de l'application numérique pour les éléments travaillant en compression simple, on peut en conclure que :

- Pour l'évaluation de l'effort de compression global des bâtiments courants, les deux règlements adoptent les mêmes combinaisons à l'état-limite ultime.
- Les méthodes de calcul des sections des pièces comprimées selon les deux règlements sont relativement proches.
- Ils reprennent le même principe pour la détermination du ferrailage, à savoir qu'une partie de cet effort est équilibrée par la section de béton seule, l'autre partie sera équilibrée par les aciers.
- La notion de section réduite n'existe pas au niveau de l'Eurocode 2.
- Les sections d'armatures calculées sont relativement peu différentes (33,35 cm² pour le CBA 93, contre 37,14 cm² pour l'EC 2, soit une différence de 10 %).
- Au niveau des armatures transversales, les sections d'armatures sont pratiquement équivalentes pour les deux codes de calcul. La principale différence réside dans le fait que l'EC 2 impose un diamètre minimal de 6 mm pour les armatures.
- L'EC 2 autorise des élancements maximaux pour poteaux plus importants (120 contre 70 pour le CBA 93).

PARTIE II: DÉTERMINATION PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES POUTRES SELON LES RÈGLES RPA /99 ET LES EUROCODES

II.1. POUTRES SOLLICITÉES EN FLEXION SIMPLE

Principe de calcul des armatures

Pour la détermination du ferrailage des poutres le CBA 93 et l'EC 2 admettent les trois hypothèses suivantes :

- 1) Au cours des déformations, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions
- 2) La résistance du béton tendu est négligée
- 3) Adhérence parfaite acier – béton.

Pour le dimensionnement des armatures en flexion simple à l'ELU, on suppose que le diagramme des déformations passe par l'un des deux pivots de flexion simple (A ou B).

Pour le dimensionnement des armatures en flexion simple à l'ELU, on suppose que le diagramme des déformations passe par l'un des deux pivots de flexion simple (A ou B).

Règle des 3 pivots

Le problème consiste à trouver les positions limites du diagramme des déformations d'une section, de sorte qu'aucune déformation limite fixée ne soit dépassée, la section étant sollicitée à l'état-limite ultime, selon différents types de sollicitations normales qui sont : la traction, la traction excentrée, la flexion simple, la flexion composée et la compression simple.

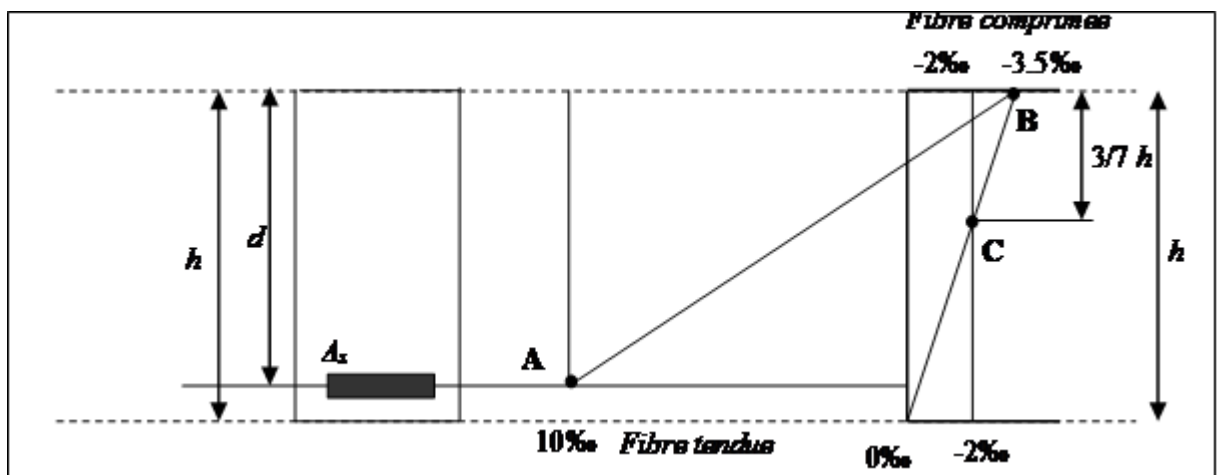


Figure III.6. : Règle des 3 pivots.

- Pivot A : Allongement de l'acier : $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$ (la valeur de ε_{uk} est fonction de la nuance de l'acier utilisée. L'annexe C présente ces valeurs).
- Pour $f_{ck} \leq 50MPa$ on utilise un diagramme parabole rectangle.
- Pivot B : Raccourcissement du béton : $\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ (flexion).
- C : Raccourcissement du béton à $\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}\right)h$ de la fibre la plus comprimée : $\varepsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3}$ (compression, flexion composée).

Nous présenterons dans les paragraphes suivants un bref résumé sur le calcul des armatures des poutres de formes rectangulaires. Les organigrammes détaillés du calcul des aciers seront présentés en annexes.

II.2. CALCUL DES POUTRES A L'ELU SELON LE CBA 93

Selon l'article A.4.3.4 des règles CBA 93 le diagramme caractéristique contraintes-déformations du béton est schématisé sur la Figure III.7. Il est composé d'un arc de parabole de second degré et d'un rectangle.

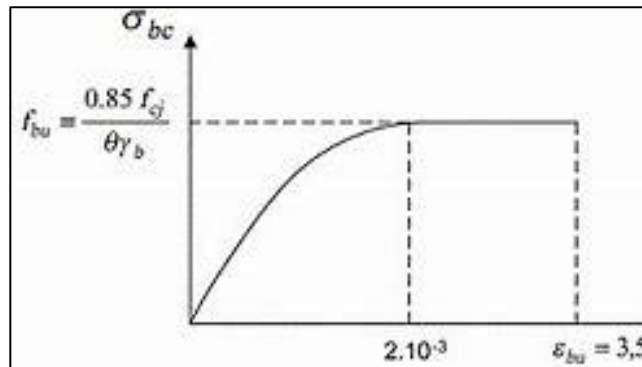


Figure III.7 : Diagramme parabole-rectangle.

Le diagramme constitué d'un arc de parabole depuis l'origine et jusqu'à son sommet :

- d'abscisse : $\varepsilon_{bc} = 2/00$ et une contrainte de compression de : $\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Le coefficient θ tient compte de la durée d'application des charges. Il prend les valeurs suivantes :

- $\theta = 1$ pour $t > 24$ heures
- $\theta = 0,9$ pour $1h \leq t \leq 24$ heures
- $\theta = 1$ pour $t < 1$ heure.

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser le diagramme rectangulaire défini comme suit (article A.4.3.4.2).

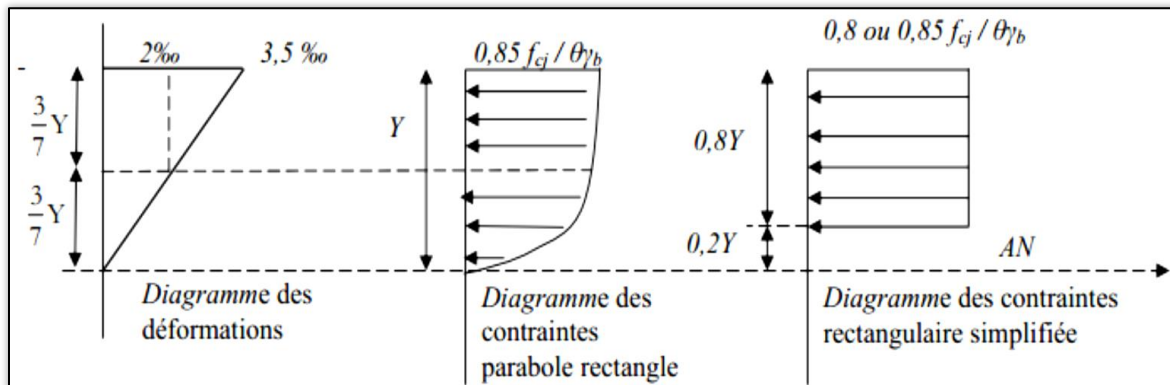


Figure III.8 : Diagramme simplifié.

Y_u : désigne la distance de l'axe neutre à la fibre le plus comprimée :

- sur une distance $0,2Y_u$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle
- sur la distance $0,2Y_u$ restante, la contrainte $\frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$ si la section a une largeur constante ou croissante vers les fibres, ou $\frac{0,80f_{cj}}{\theta\gamma_b}$ si la section a une largeur décroissante vers ces mêmes fibres.

L'organigramme de calcul des armatures des poutres fléchies selon C.B.A93 est présenté à dans l'annexe C.

Section d'armatures minimale

La section d'armatures longitudinales d'une poutre doit être supérieure ou égale à :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \dots \text{(III. 18)}$$

II.3. CALCUL DES POUTRES A L'ELU SELON L'EC 2

La fissuration est considérée dans l'EC2 comme normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées. Cependant, la fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable. Les ouvertures de fissures peuvent être calculées conformément à la clause 7.3.4 de l'EC2. Les valeurs recommandées pour les différentes classes d'exposition sont données dans le tableau (7.1N dans l'EC2).

Section minimale des armatures longitudinales (article 9.2) :

La section d'armatures longitudinales d'une poutre doit être supérieure ou égale à :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} bd ; 0,001bd \right\} \quad \dots (III.19)$$

Maîtrise de la fissuration (article 7.3.4) :

Si la maîtrise de la fissuration est requise, une quantité minimale d'armatures est nécessaire :

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad \dots (III.20)$$

Avec :

$A_{s,min}$: section minimale d'armatures dans la zone tendue

A_{ct} : aire de la section droite de béton tendu (avant l'apparition des fissures)

σ_s : contrainte dans les aciers après la formation de la fissure (peut être prise égale à f_{yk})

$f_{ct,eff}$: valeur moyenne de la résistance en traction du béton ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$)

k : réduction des efforts dus aux déformations gênées

k_c : prise en compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration et de la modification du bras de levier.

- Traction pure : $k_c = 1,0$
- Flexion simple pour une section rectangulaire, $k_c = 0,4$.

L'organigramme de calcul des armatures des poutres fléchies selon l'EC2 est présenté dans l'annexe D.

II.4. APPLICATION II: Étude d'une poutre en flexion simple selon le CBA 93 et l'EC2 soumise uniquement à des charges verticales

DONNÉES DE BASE :

Forme de la poutre : rectangulaire

Dimensions = $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Combinaison ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

- ✓ Valeur du moment maximal en travée $M_{max}(\text{en travée}) = 2,7 \text{ t.m}$
- ✓ Effort tranchant Effort tranchant ultime $V_u = 0,917 \text{ t}$
- ✓ Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ✓ Acier : $f_e E 400$
- ✓ Fissuration peu préjudiciable

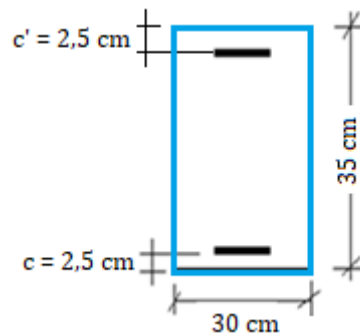


Figure III.9 : Dimensions de la poutre.

RÉSOLUTION :

2.1) Détermination des armatures de la poutre selon le CBA 93

Ferraillage longitudinal en travée (armatures vers le bas) :

Moment maximal : $M_{travée} = 2,7 \text{ t.m}$

Calcul des paramètres :

$$\mu_t = \frac{M_{travée}}{f_{bu} b d^2} = \frac{2,7 \times 10^4 \times 10^3}{17.300.325^2} = 0,050 < \mu_l = 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2.0,050} \right) = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,031 = 0,987$$

Section d'armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{M_{travée}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,7 \times 10^4 \times 10^3}{0,987.325.435} = 193,49 \text{ mm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : **3 HA 12 (3,39 cm²)**

Vérifications sur les armatures longitudinales :

Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,001bh = 0,001.30.35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23.30.32,5 \left(\frac{2,1}{400} \right) = 1,17 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Armatures transversales des poutres : $V_u = 0,917 \text{ t}$

Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0,917 \times 10^4}{300.325} = 0,09 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = 0,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.30}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit des armatures transversales constituées par des aciers HA de 8 mm de diamètre.

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \emptyset_l \right) = \min \left(\frac{300}{10} ; \frac{350}{35} ; 12 \right) = 10 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8 mm de diamètre, soit une section totale de : **4 HA 8 = 2,01 cm²**

Espacement des armatures transversales :

$$s_t = \min(15\emptyset_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 29,25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement fixe de 20 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{201.400}{300.200} = 1,34 \text{ MPa} \geq \text{Max} \left(\frac{0,09}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage de la poutre :

En haut les armatures ne sont pas nécessaires, on placera toutefois 3 barres de montage HA 10. La vue

en plan du ferrailage de la poutre est représentée sur la suivante :

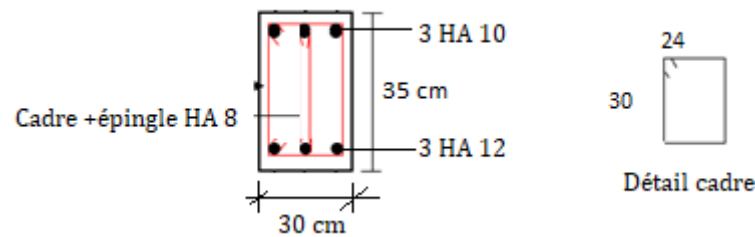


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la poutre.

2.2) Détermination des armatures de la poutre selon l'EC 8

Ferrailage longitudinal :

Valeur du moment en travée : $A_{ut} = 2,7t.m$

Calcul des paramètres

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,7 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,051 < \mu_l = 0,372$$

Aucune armature de compression n'est nécessaire, $\blacktriangleright A' = 0$

Calcul du bras de levier :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha) = 325(1 - 0,4 \times 0,065) = 317 \text{ mm}$$

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{2,7 \times 10^7}{317 \times \frac{400}{1,15}} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : **3 HA 12.**

Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d}{f_{yd}}$$

f_{ctm} : résistance caractéristique du béton à la traction qui vaut :

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{32,5}{348} = 1,89 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04 A_c$$

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 > 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Discussion des résultats :

D'après les résultats de l'application numérique, on peut conclure que :

- les méthodes de calcul des sections des pièces en flexion simple selon les deux règlements sont similaires.
- les deux règlements adoptent les mêmes combinaisons à l'état-limite ultime pour l'évaluation de l'effort dans les bâtiments courants.
- Ils reprennent également le même principe pour la détermination du ferrailage, que ce soit au niveau des appuis ou des travées.
- les sections d'armatures calculées sont très similaires, avec un écart très faible.
- Un écart est constaté au niveau de la condition de non fragilité (terme de 0,23 pour le CBA 93, contre 0,26 pour l'EC2).

II.5. APPLICATION III : Étude d'une poutre en flexion simple selon le RPA /99 93 et l'EC8 soumise à l'action sismique

DONNÉES DE BASE :

Forme de la poutre : rectangulaire

Dimensions = $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Combinaison accidentelle : $.G + Q + E$ (RPA 99)

Combinaison accidentelle : $.G + Q + V_{Ed}$ (EC 8)

- ✓ Valeur du moment maximal en appui : $M_{max} = -9,1 \text{ t.m}$
- ✓ Effort tranchant Effort tranchant ultime $V_u = 3,2 \text{ t}$
- ✓ Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ✓ Acier : $f_e E500$
- ✓ Zone de moyenne sismicité
- ✓ Fissuration peu préjudiciable

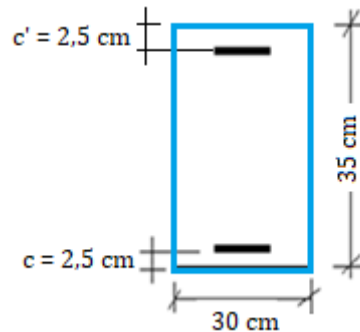


Figure III.11 : Dimensions de la poutre.

RESOLUTION

2.1) Détermination des armatures de la poutre selon le RPA /99

Vérification des dimensions selon les prescriptions du RPA /99 :

$$b = 30 \text{ cm} > b_{min} = 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} > h_{min} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on pourra conserver les dimensions de la poutre.

Ferraillage longitudinal en appui (armatures placées vers le haut) :

Nous sommes en situation accidentelle, les coefficients de sécurité des matériaux prendront les valeurs suivantes :

Béton : $\gamma_b = 1,15$.

Acier : $\gamma_s = 1,00$.

Moment maximal : $M_{appui} = -9.1 \text{ t.m}$

Calcul des paramètres :

$$\mu_t = \frac{M_{travée}}{f_{bu} b d^2} = \frac{9,1 \times 10^7}{22,17.300.325^2} = 0,129 < \mu_l = 0,358$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,129}) = 0,173$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,173 = 0,931$$

Section d'armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{M_{appui}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.1 \times 10^7}{0,987.325.500} = 601.59 \text{ mm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : **6 HA 12 (6,79 cm²)**

Vérifications sur les armatures longitudinales :

Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,005 b h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Armatures transversales de la poutre : $V_u = 3,2 t$

Contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{3,2 \times 10^4}{300 \times 325} = 0,33 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = 0,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 30}{1,15} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Diamètre des armatures transversales :

Les armatures transversales seront constituées par deux cadres HA 8.

La quantité d'armatures transversales minimale peut être déterminée grâce à l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{A_t}{t b_l} \right) \% > 0,3$$

Soit un espacement à ne pas dépasser de:

$$t < \frac{A_t}{0,3b} = 14,8 \text{ cm}$$

Dimension de la zone nodale de la poutre :

$$2 h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

Espacement des armatures transversales en zone nodale :

$$t \leq \min(15\emptyset_l ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone nodale de 10 cm.

Espacement des armatures transversales en zone courante :

$$t \leq 15\phi_l = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone courante de 15 cm.

Schéma de ferrailage de la poutre :

En bas les armatures ne sont pas nécessaires, on placera toutefois 3 barres de montage HA 10. La vue en plan du ferrailage de la poutre est représentée sur la suivante :

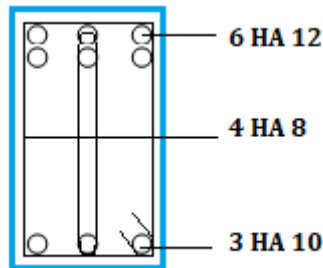


Figure III.12. Schémas de ferrailage de la poutre.

2.2) Détermination des armatures de la poutre selon l'EC 8

Vérification de la largeur et du rapport b/h :

La largeur de poutre ne doit pas être inférieure à :

$$b = 30 \text{ cm} > b_{min} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{35} = 0,857 > 0,25$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Ferrailage longitudinal

Valeur du moment en appui : $A_{ut} = -9,1 \text{ t.m}$

Calcul des paramètres

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9,1 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{25}{1,15}} = 0,129 < \mu_l = 0,358$$

Aucune armature de compression n'est nécessaire, $\blacktriangleright A' = 0$

Calcul du bras de levier :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,129}) = 0,173$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha) = 325(1 - 0,4 \times 0,173) = 302,5 \text{ mm}$$

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{9,1 \times 10^7}{302,5 \times \frac{500}{1}} = 601,6 \text{ mm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : **3 HA 12**

Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 \times f_{ctm} \times b \times \frac{d}{f_{yd}}$$

f_{ctm} : résistance caractéristique du béton

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{32,5}{348} = 1,89 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04A_c$$

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 > 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appuis doit être prolongé sur toute la longueur de la poutre.

Discussion des résultats :

D'après les résultats de l'application numérique, on peut conclure que :

- Au niveau des combinaisons d'actions, l'action sismique est prise en compte à travers sa valeur nominale,
- les méthodes de calcul des sections d'armatures selon les deux règlements sont similaires.
- les deux règlements adoptent les mêmes combinaisons accidentelles pour les poutres.
- Le RPA /99 impose une hauteur minimale pour les poutres, cette condition est absente au niveau de l'EC 2.
- Le RPA /99 impose d'armer toute poutre en zone sismique de 0,5 % d'armatures, cette condition est absente au niveau de l'EC 2.

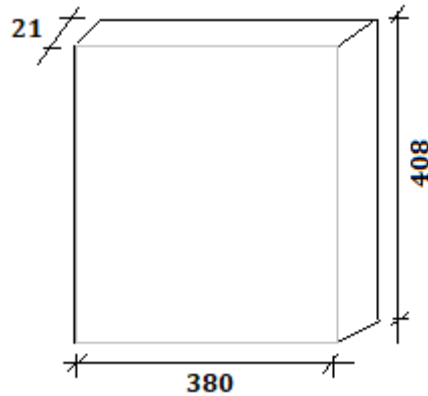


Figure III.13. Dimensions du voile.

II.6. APPLICATION IV : Étude d'un voile selon le DTR national BC.2.42

DONNÉES DE BASE :

Données géométriques :

Epaisseur du voile $e = 21$ cm

Longueur du voile $L = 380$ cm

Hauteur du voile $h : 408$ cm

Longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0 = 285,6$ cm

Voile de rive : $\gamma = 1$

Sollicitations de calcul du voile: Combinaison (ELU) : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression à la base : $N = 1340843$ N

- Moment de flexion à la base: $M = 1847247$ N.m

Données sur les matériaux :

Acier : Fe E 400

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa

RÉSOLUTION :

IV.1) Etude d'un voile selon le DTR national BC.2.42 /

Calcul de la contrainte de compression admissible du béton :

La contrainte de compression admissible σ_{b0} des voiles représente une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

$$\sigma_{b0} = \min(0.45 \times \alpha \times \gamma \times \delta ; 0.5 \alpha \times \beta \times \gamma \times \delta) f_{c28}$$

Les expressions analytiques permettant la détermination des différents paramètres sont présentées ci-après :

Le coefficient α sera pris égal à :

$$\alpha = \frac{a - \frac{10 \times e}{3}}{a}$$

Le coefficient "e" représente l'excentricité qui se calcule conformément à l'expression suivante :

$$e = \min\left(1 \text{ cm} ; \frac{l_f}{300}\right)$$

Vu l'importance de l'édifice, un contrôlée régulier sera imposé, la valeur du coefficient γ sera prise égale à 1.

Le coefficient β est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$$

$$\sigma_{b0} = 8,9 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes maximales σ_1 et σ_2 :

Le voile travaille en flexion composée (M + N), les contraintes extrêmes ont pour valeur :

$$\sigma_1 = \frac{1340843}{210 \times 3800} + \frac{184724,7 \times 10^4}{\frac{210 \times 3800^3}{12}} \times 1900 = 5,34 \text{ MPa} > 0 \text{ (compression)}$$

$$\sigma_2 = \frac{1340843}{210 \times 3800} - \frac{184724,7 \times 10^4}{\frac{210 \times 3800^3}{12}} \times 1900 = -1,97 \text{ MPa} < 0 \text{ (traction)}$$

La section est donc partiellement comprimée et l'état de contrainte est schématisé à travers la figure suivante :

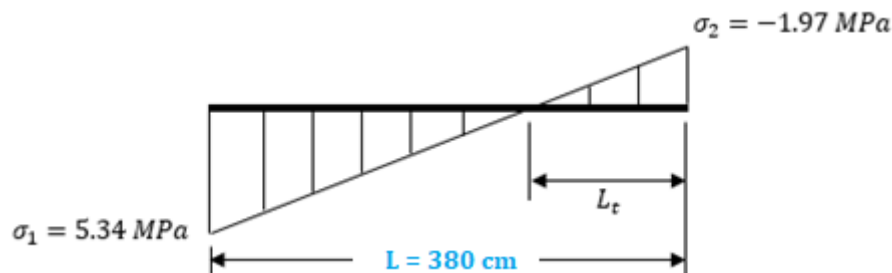


Figure III.14. Diagramme des contraintes σ_1 et σ_2 .

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité du trapèze, d'où une contrainte en ce point :

Le point de contrainte nulle correspond à l'abscisse $x = 2,29 \text{ m}$

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times x}{L}$$

$$\sigma_{\text{moyenne}} = 2.88 + \frac{(11.9 - 2.88) \times 2.29}{3.8} = 8,31 \text{ MPa}$$

Calcul du ferrailage des voiles :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = 8,31 \text{ MPa}$$

A cette contrainte correspond une force de compression globale dans la zone comprimée de :

$$F_c = \sigma_{\text{moyenne}} \times a \times L$$

$$F_c = 8,31 \times 210 \times 3800 = 6631380 \text{ N}$$

Ferrailage longitudinal :

Armatures verticales A_s :

$$A_s = \frac{F_c}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{6631380}{\frac{500}{1.15}} = 15252 \text{ mm}^2$$

La section sera équitablement partagée en deux parts égales sur les deux faces du voile. On aura ainsi par face, une section de $76,26 \text{ cm}^2$.

$$A_v = 39 \text{ HA16} = 78,39 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à placer **10 HA16** = $20,10 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire de parement sur les deux faces.

Armatures horizontales A_H :

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section égale à :

$$A_H = \frac{A_v}{2} = \frac{20.1}{2} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$$A_H = \mathbf{10 \text{ HA12/ml}} = 11,31 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal :

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les deux nappes pendant le coulage du béton. Selon l'art 2.233 du DTR-B.C.2.42, les armatures transversales peuvent être de diamètre de 6 mm lorsque les barres longitudinales sont de diamètre au plus égale à 20 mm.

$$\emptyset_v = 16 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Donc les épingles seront de diamètre 6mm.

On adopte : **$A_t = 10 \emptyset 6/ml$**

On placera également des **cadres HA 10** aux extrémités des voiles, afin d'augmenter leurs rigidités.

Vérification du ferrailage selon les prescriptions du D.T.R B.C-2.42 :

Une fois le ferrailage déterminé, il y a lieu de procéder aux vérifications suivantes :

Les sections d'armatures adoptées doivent répondre aux conditions du document technique réglementaire BC-2.42. Ces conditions s'écrivent :

Armatures verticales minimale :

La densité des armatures peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande. Le pourcentage minimal $w'v$ d'une bande verticale rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$A_V \geq \max \left(0.001 \times a \times d ; 0.0015 \times \frac{400}{f_e} \times \theta_1 \left(\frac{3 \times \sigma_m}{\sigma_{b0}} - 1 \right) \times a \times d \right)$$

$$A_V \geq \max \left(0.001 \times 21 \times 380 ; 0.0015 \times \frac{400}{500} \times 1.4 \times \left(\frac{3 \times 8.31}{8.86} - 1 \right) \times 21 \times 380 \right) = 24.32 \text{ cm}^2$$

$$A_V = 78,39 \text{ cm}^2 > A_{Vmin} = 24,32 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée.

- Espacement minimale :

L'article 2.2.3.3 du D.T.R.B.C.2.42 exige :

$$s_{tmin} = 25 \text{ cm} > s_t = 10 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

L'article 2.2.3.3 du DTR B.C.2.42 sur les armatures transversales exige que ces derniers doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égale à 15 fois le diamètre des armatures verticales. Ce qui représente pour notre cas :

$$\emptyset_V = 16 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

Donc :

$$s_t = 10 \text{ cm} < 15 \emptyset_V = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

→ la condition est vérifiée.

Vérification de la mise en œuvre des voiles :

Afin d'éviter tout problème lors de l'opération de mise en œuvre pour les voiles, il y a lieu de vérifié les conditions suivantes :

Condition sur l'enrobage :

L'enrobage doit être supérieur au diamètre maximal des barres.

$$c = 2 \text{ cm} > \emptyset_{max} = 1,6 \text{ cm}$$

Condition sur le bétonnage correct :

L'article A.6.4.1 du C.B.A93 exige que le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doive être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

$$\emptyset_{max} = 1,6 \text{ cm} < \frac{\text{épaisseur du voile}}{10} = \frac{21}{10} = 2,1 \text{ cm}$$

Toutes les conditions étant vérifiées on peut par voie de conséquent conserver les sections adoptées.

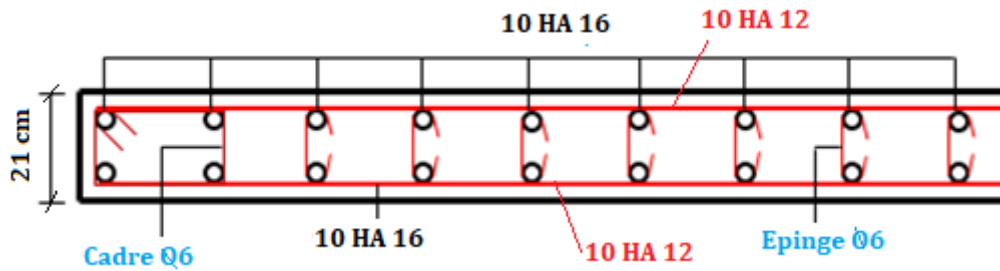


Figure III.15. Schéma de ferrailage du voile.

II.7. APPLICATION V : Etude d'un voile en flexion composée selon le RPA /99 et l'EC 8 soumis à l'action sismique

V.1) Etude d'un voile selon le RPA /99 :

Nous allons dans cette application, vérifier les conditions du RPA /99 et de l'EC 8 pour l'application précédente.

Armatures verticales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile **0,15 %**

$$A_{min} = 0,15 \% \text{ Section} = 0,15 \% b L = 0,0015 \times 21 \times 380 = 11,97 \text{ cm}^2 < 78,39 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

En zone courante : **0,10 %**

$$A_{min} = 0,10 \% \text{ Section} = \frac{0,10}{100} b L = 0,0010 \times 21 \times 380 = 7,98 \text{ cm}^2 < 78,39 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par le RPA /99 est limité comme suit :

$$s \leq \min\{1,5 a; 30 \text{ cm}\} = \min\{1,5 \times 21; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée, puisque nous avons placés 9 barres par mètre linéaire, soit un espacement réel de 10 cm.

Aciers horizontaux :

Ferrailage minimal:

Le pourcentage minimal d'armatures horizontales

$$\Rightarrow A_{min} = 0,10 \% B = 0,10 \% b L = 0,0010 \times 21 \times 380 = 7,98 \text{ cm}^2$$

Section réelle :

$$A_H = 11,39 \times 3,8 = 43,28 \text{ cm}^2 > 7,98 \text{ cm}^2$$

V.2) Etude d'un voile selon l'EC 2

Section minimale des armatures verticales :

$$A_{min} = 0,002 A_c = 0,002 \times 21 \times 380 = 15,96 \text{ cm}^2 < 78,39 \text{ cm}^2$$

Section maximale des armatures verticales :

$$A_{max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 21 \times 380 = 319,2 \text{ cm}^2 > 78,39 \text{ cm}^2$$

Espacement :

La distance entre deux barres verticales adjacentes ne doit pas dépasser :

- fois l'épaisseur du voile (ici 21 cm)
- 400 mm
- $s \leq \min\{a; 40 \text{ cm}\} = \min\{21; 40 \text{ cm}\} = 21 \text{ cm}$

Condition vérifiée, puisque nous avons placés 9 barres par mètre linéaire, soit un espacement réel de 10 cm.

Armatures horizontales :

Des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) doivent être placées sur chaque face dont la section ne soit pas inférieure à :

$$A_{s,hmin} = \frac{A_v}{4} = \frac{20,1}{4} = 5,25 \text{ cm}^2 < 11,31 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

L'ensemble des conditions sont vérifiées.

II.8. APPLICATION VI : Etude des éléments structuraux d'une poutre en béton armé implantée dans une zone de moyenne sismicité

Dans cette dernière application nous visons à déterminer le ferrailage d'une tour implantée dans une zone de moyenne sismicité. La modélisation de la structure, ainsi que le calcul des sollicitations sous différentes combinaisons ont été entrepris dans le cadre d'un autre projet de fin d'études [1].

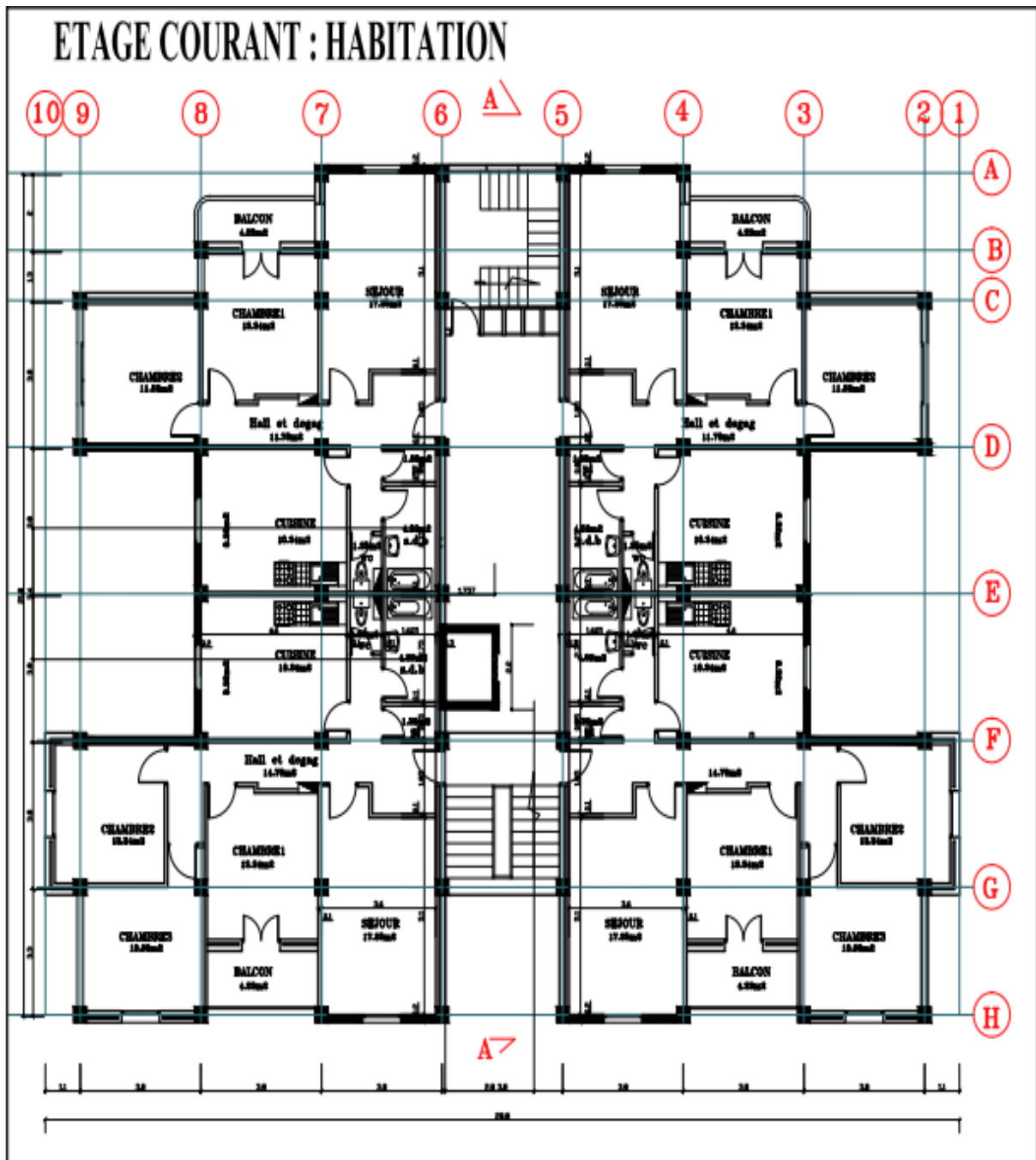


Figure III. 16. Vue en plan du RDC de la tour [1].

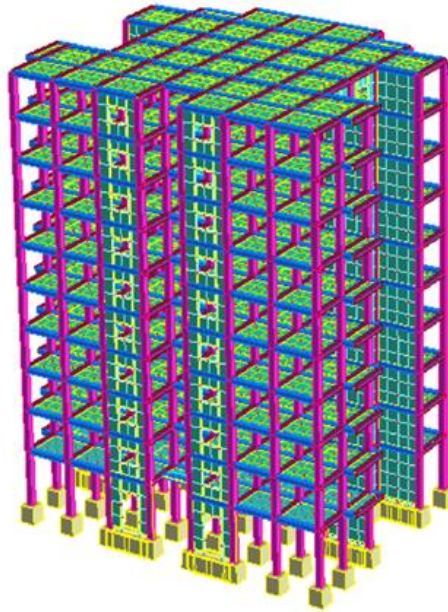


Figure III.17 : Modélisation de la tour avec le logiciel ROBOT [1].

Caractéristiques géométriques de la structure

- Longueur totale = 28,80 m
- Largeur totale = 21,8 m
- Hauteur totale = 31,62 m
- Hauteur du rez-de-chaussée = 4,08 m
- Hauteur des étages courants = 3,06 m.

DONNÉES DE BASE :

Forme du poteau : carrée

Dimensions: $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Hauteur poteau : 306 cm

Moment de flexion : $M_u = 7,29 \text{ t.m}$

Effort normal : $N_u = 135,1 \text{ t}$

Effort tranchant : $T_u = 8,96 \text{ t}$

Combinaison d'action accidentelle : $G + Q \pm 1,2 E$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Aciers : Fe E 400

Enrobage des armatures: $c = c' = 2,5 \text{ cm}$

Zone sismique de moyenne sismicité.

Classe de ductilité DC «L» (EC2).

I) ETUDE DES POTEAUX

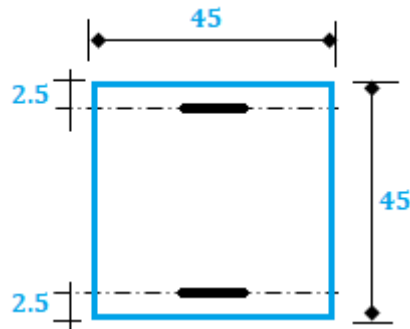


Figure III.18. Dimensions du poteau.

I.1) REGLES NATIONALES CBA 93 ET RPA /99

Vérifications des dimensions du poteau :

En zone II, les règles RPA /99 imposent pour les dimensions les conditions suivantes :

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} > 0,25$$

Dans notre cas :

$$b = h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 > 0,25$$

Les conditions sur les dimensions des poteaux sont vérifiées.

I.1) Etude des poteaux de la tour selon les règles CBA 93 et RPA /99

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,29}{135,1} = 0,0539 \text{ m}$$

Hauteur utile :

$$d = h - c = 45 - 2,5 = 42,5 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c) - M_u < \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu}$$

$$135,1(0,425 - 0,025) - 7,29 = 46,75 < \left(0,337 - 0,81 \frac{0,025}{0,45}\right) 0,45 \cdot 0,45^2 \left(0,85 \frac{25}{1,15}\right) = 49,16$$

Le poteau sera donc calculé en flexion simple sous un moment M_{ua} égal à :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 7,29 + 135,1 \left(0,425 - \frac{0,45}{2}\right) = 34,31 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'armatures sous moment M_{uA} :

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34,31 \times 10^7}{450 \times 425^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,15} \right)} = 0,228 < \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A'=0$).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,228)} \right) = 0,328$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,328 = 0,868$$

Soit une section d'armatures de

$$A_u = \frac{M_a}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{34,31 \times 10^7}{0,868 \times 425 \left(\frac{400}{1} \right)} = 2325,15 \text{ mm}^2 = 23,25 \text{ cm}^2$$

- Détermination de l'acier longitudinal :

$$A = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1873 - \frac{135,1 \cdot 10^4}{400} = -15,04 \text{ cm}^2 < 0$$

La section trouvée étant négative on ferraille donc les poteaux à partir des sections minimales imposées par les règlements en vigueur.

Section minimale selon le RPA /99 :

En zone IIa, la section minimale doit être d'au moins 0,8 % de la section du poteau, soit :

$$A_{min} = 0,008(b \times h) = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$$

Notre choix : **4 HA20 + 4 HA16**.

Conditions sur les armatures longitudinales selon le RPA /99 :

Diamètre et nature des barres :

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence, avec un diamètre minimum de 12 mm, condition vérifiée puisque le diamètre minimal choisi est de 16 mm.

Pourcentage maximal :

En ne doit en aucun cas dépasser les deux valeurs limites suivantes :

Zone courante :

$$A_{max} = 0,04(b \times h) = 0,04(45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 > A_{ua} = 20,6 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

En admettant que le recouvrement de l'ensemble des barres se fasse au niveau d'une même section, on obtient :

$$A_{max} = 0,06(b \times h) = 0,06(45 \times 45) = 121,5 \text{ cm}^2 > A_{ua} = 2 \times 20,6 = 41,2 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Distance minimale des armatures longitudinales :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Jonction des armatures :

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zone II,

$$40\phi = 40(2) = 80 \text{ cm}$$

Détermination de hauteur de la zone nodale :

Hauteur du poteau = 306 cm.

Soit une zone nodale de :

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60\text{cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{306}{6}; 45; 45; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

Vérification des sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \frac{135,1 \times 10^4}{(450 \times 450)25} = 0,266 < 0,30$$

La condition est vérifiée.

Conditions sur les armatures longitudinales selon le CBA 93 :

- Section minimale :

$$A_{min} = \text{Max}\{0,2\%(b \times h); 8(b + h)\} = \text{Max}\{0,002(45 \times 45); 8\%(45 + 45)\} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2 < A_{ua} = 20,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Pourcentage maximal :

$$A_{max} = 5\%(b \times h) = 0,05(b \times h) = 0,05(45 \times 45) = 101,25 \text{ cm}^2 > A_{ua} = 20,6 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

Distance minimale entre armatures longitudinales :

La distance maximum entre deux aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur de :

$$\text{Min}\{b + 0,1; h + 0,1; 0,4\} = \text{Min}\{0,45 + 0,1; 0,45 + 0,1; 0,4\} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Jonction des armatures longitudinales :

Pour les barres à haute adhérence de nuance Fe E400, la longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ , soit:

$$40\phi = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Vérification du risque de flambement :

hauteur du poteau = 306 cm

Longueur de flambement pour un plancher de bâtiment :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Élancement du poteau :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12(b^2)}}} = \frac{214,2}{\sqrt{\frac{45^4}{12 \times 45^2}}} = 16,48 < 50$$

L'élancement du poteau est t faible, le risque de flambement n'est donc pas à craindre

Détermination des armatures transversales selon le RPA /99 :

Vérifications des sollicitations tangentés :

Sous action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8,96 \times 10^4}{450 \times 425} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075(25) = 1,87 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Diamètre des armatures transversales :

Les armatures transversales seront constituées par deux cadres HA 8.

La quantité d'armatures transversales minimale peut être déterminée grâce à l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{A_t}{tb_l} \right) \% > 0,3$$

Soit un espacement à ne pas dépasser de:

$$t < \frac{A_t}{0,3b} = 14,8 \text{ cm}$$

Espacement des armatures transversales en zone nodale :

$$t \leq \text{Min}(15\phi_l ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone nodale de 10 cm.

Espacement des armatures transversales en zone courante :

$$t \leq 15\phi_l = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone courante de 15 cm.

Les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de :

$$10\phi_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$$

Détermination des armatures transversales selon le CBA 93 :

Effort tranchant ultime : $V_u = 8,96 \text{ t}$.

Contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{8,96 \cdot 10^4}{450 \times 425} = 0,46 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\phi_t < \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\} \Rightarrow \phi_t < \text{Min} \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{450}{10} ; 16 \right\} = 12,85 \text{ mm}$$

Les deux conditions sont vérifiées puisque le diamètre choisi pour les armatures transversales est de 8 mm.

Espacement des cadres :

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit être égal au plus à la plus basse des deux valeurs :

$$s_t \leq \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 42,5 ; 40 \text{ cm}\} = 38,3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{2,01 \times 400}{450 \times 150} = 0,12 \text{ MPa} < 0,40 \text{ MPa}$$

Ainsi le poteau étudié serait armé longitudinalement par **4 HA 20 + 4 HA16** et transversalement par deux cadres en **HA 8**.

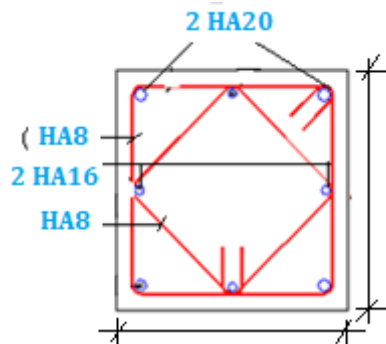


Figure III.19. Schéma de ferrailage du poteau.

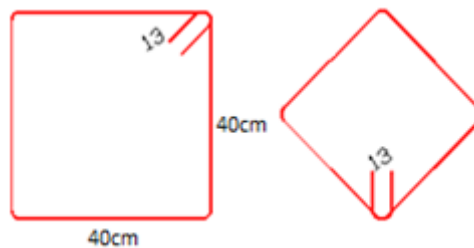


Figure III.20. Détails des cadres du poteau.

I.2) REGLES EC 2 ET EC 8

Vérifications selon l'EC 8 :

Dimensions :

Les règles proposées par l'Eurocode 2 s'appliquent pour les poteaux pour lesquels la plus grande dimension h est inférieure ou égale à 4 fois la plus petite dimension b .

$$\frac{b}{h} > 0,25$$

Dans notre cas :

$$\frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 > 0,25$$

La dimension minimale de la section des poteaux est de 250 mm.

Les conditions sur les dimensions des poteaux sont vérifiées.

Résistance du béton :

Pour la classe DC «L» :

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} > 16 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Armatures minimale longitudinales :

Elle ne doit pas être inférieure à :

$$0,002A_c = 0,002 \times 450 \times 450 = 405 \text{ mm}^2 < 2060 \text{ mm}^2$$

Condition vérifiée.

Quantité totale d'armatures maximale longitudinales :

Hors des zones de recouvrement :

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 450 \times 450 = 8100 \text{ mm}^2 > 2060 \text{ mm}^2$$

Condition vérifiée.

Au droit des recouvrements.

$$A_{s,max} = 0,08 A_c = 0,08 \times 450 \times 450 = 16200 \text{ mm}^2 > 2 \times 2060 = 4120 \text{ mm}^2$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} > \phi_{min} = 6 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

Espacement des armatures transversales :

$$s_{cl,tmax} = 15 \text{ cm} < \min(20\phi_l ; 45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Ancrage des armatures des poteaux :

La longueur minimale d'ancrage des armatures tendues doit être prise égale à

$$l_{b,min} = \max(20 \phi, 200 \text{ mm}) \quad \dots(\text{II.13})$$

Longueur de la zone nodale :

$$l_{cr} = \max\left(1,5d_c, \frac{l_{cl}}{5}, 600 \text{ mm}\right) = l_{cr} = \max\left(1,5 \times 450, \frac{3060}{5}, 600 \text{ mm}\right) = 600 \text{ mm}$$

Valeur identique à celle du RPA /99.

Toutes les conditions étant vérifiées, le schéma de ferrailage sera donc maintenu.

II) ETUDE DES POUTRES DE LA TOUR

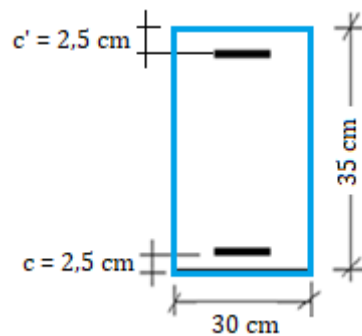


Figure III.21. Dimensions de la section transversale de la poutre.

II.1) Etude des poutres de la tour selon les règles CBA 93 et RPA /99

DONNÉES DE BASE :

Forme de la poutre : rectangulaire

Dimensions : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Hauteur poteau : 306 cm

Moment de flexion en travée (sous 1.35G + 1.5Q) : $M_{travée} = 2,7 \text{ t.m}$

Moment de flexion en appui (sous G + Q + E) : $M_{appui} = 8,93 \text{ t.m}$

Effort tranchant : $T_u = 0,917 \text{ t}$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Aciers : Fe E 400

Enrobage des armatures: $c = c' = 2,5 \text{ cm}$

Fissuration préjudiciable.

Ferraillage en travée : Il a été obtenu sous la combinaison 1.35 G+1.5 Q :

Valeur du moment maximal en travée $M_{travée} = 2,7 \text{ t.m}$

La poutre sera ferraillée en flexion simple avec des coefficients de sécurité de 1,5 pour le béton et de 1,15 pour les armatures.

Calcul des paramètres :

$$\mu_t = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{2,7 \times 10^7}{300 \cdot 325^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 0,0601 < \mu_l = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires, $\blacktriangleright A' = 0$

$$\alpha = 0,077$$

$$\beta = 0,969$$

Section d'armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,7 \times 10^7}{0,969 \times 325 \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de **4 HA12**.

Ferraillage en appui : il a été obtenu sous la combinaison G + Q +1.2 E :

Valeur du moment maximal en appui $M_{travée} = 8.93 \text{ t.m}$

La poutre sera ferraillée en flexion simple avec des coefficients de sécurité de 1,15 pour le béton et de 1 pour les armatures.

$$\mu_t = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{8,93 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{1,15} \right)} = 0,152 < \mu_l = 0,359$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $\blacktriangleright A' = 0$

$$\alpha = 0,207$$

$$\beta = 0,917$$

Section d'armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,93 \times 10^7}{325 \times 435 \left(\frac{400}{1} \right)} = 7,49 \text{ cm}^2$$

Section adoptée composée de six barres HA14 (9.24 cm²).

Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le CBA 93

- Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,001 b h = 0,001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition de non fragilité : Elle s'écrit :

$$A_{min} = 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 30 \times 32,5 \left(\frac{2,1}{400} \right) = 1,18 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Vérifications selon le RPA /99 :

Pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = \frac{0,5}{100} (30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2$$

la condition est vérifiée.

Pourcentage maximal :

zone courante : $A_{max} = 4\%B = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 > 9,24 \text{ cm}^2$

zone nodale : $A_{max} = 6\%B = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2 > 2 \times 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

Armatures transversales :

Vérification selon le CBA 93 :

Effort tranchant ultime = 0,917 t

Contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,917 \times 10^4}{300 \times 325} = 0,094 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\emptyset_t < \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\}$$

$$\rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm} < \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 16 \right\} = 15 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8 mm de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = 4 HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des cadres :

CBA 93 :

$$s_t \leq \min(15\phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$Ss_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 29,25 \text{ cm}$$

On adoptant un espacement fixe de 10 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{201.400}{325.100} = 2,47 \text{ MPa} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Vérification des conditions RPA /99 :

Conditions sur l'espacement :

En zone nodale :

$$t \leq \min \left\{ 12\phi_l ; \frac{h}{4} \right\} = \min \left\{ 12 \times 1,6 ; \frac{35}{4} \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

soit un espacement choisit de 8 cm.

En zone courante :

$$t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté : $t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,002 s b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Remarquons bien que la section adoptée vérifie cette condition :

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

Détermination dimensionnelle de la zone nodale :

La longueur l' de la zone nodale, côté poutre est égale à :

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures longitudinales :

L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° et les cadres du nœud disposés comme armatures transversales du poteau, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Finalement on aboutit aux résultats finaux suivants :

Armatures longitudinales

- En appui : 6 HA14
- En travée : 6 HA10

Armatures transversales 1 cadre + 1 étrier de 8 mm de diamètre

Espacement : 8 cm sur les deux bouts de la poutre (zone nodale), et 15 cm en zone courante.

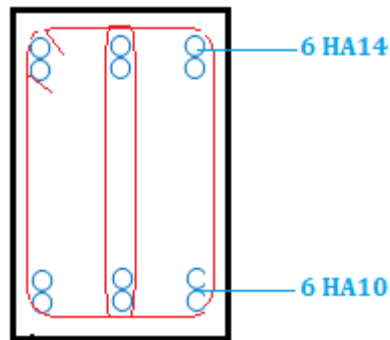


Figure III.22 : Coupe du schéma de ferrailage de la poutre.

II.2) Etude des poutres de la tour selon l'EC 2 et l'EC8

Conformément à l'organigramme présenté, et puisque la classe du béton utilisé est inférieure à la classe 50/60.

Ferrailage en appui : Moment maximal : $M_{\text{appui}} = 8,93 \text{ t.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8,93 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,169 < \mu_l = 0,359$$

Aucune armature de compression n'est nécessaire, $\blacktriangleright A' = 0$

Calcul du bras de levier z :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169}) = 0,233$$

$$Z_u = d(1 - 0,4 \alpha) = 325(1 - 0,4 \times 0,233) = 295 \text{ mm}^2$$

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{8,93 \times 10^7}{295 \times \frac{400}{1,15}} = 8,70 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : 6 HA 14

Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,26 \times f_{ctm} \times b \times \frac{d}{f_{yd}}$$

f_{ctm} : résistance caractéristique du béton à la traction.

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{32,5}{348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Ferraillage en travée :

Etat limite ultime :

Valeur du moment en travée: $A_{ut} = 2,7t.m$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2,7 \times 10^7}{300 \times 325^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,051 < \mu_l = 0,372$$

Aucune armature de compression n'est nécessaire, $\blacktriangleright A' = 0$

Calcul du bras de levier z :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha) = 325(1 - 0,4 \times 0,065) = 317 \text{ mm}$$

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{2,7 \times 10^7}{317 \times \frac{400}{1,15}} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armatures constituée de : 6 HA 10 $\rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

- Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 \times f_{ctm} \times b \times \frac{d}{f_{yd}}$$

f_{ctm} : résistance caractéristique du béton

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{32,5}{348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04 A_c$$

A_c : Section transversale de la poutre

$$A_s \leq A_{s \max} = 0,04(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ HA}10 + 6 \text{ HA}14 \rightarrow A_s = 9,3 + 3,14 = 13,94 \text{ cm}^2 < 42 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

III) ETUDE DES VOILES DE LA TOUR

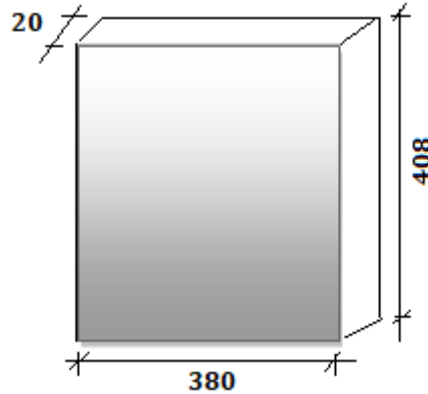


Figure III.23 : Dimensions du voile.

III.1) Etude des voiles selon le DTR B.C 2.42 et RPA /99

DONNÉES DE BASE :

Forme du voile : rectangulaire

Voile plein, épaisseur : 20 cm

Longueur = 380 cm

Moment de flexion en appui (sous G + Q + E) : $M_{appui} = M = 185,3 t.m$

Effort normal : $N = 236,6 t.m$

Béton : $f_{c28} = 25 MPa$

Aciers : Fe E 400

Enrobage des armatures : $c = c' = 2,5 cm$

Calcul de la contrainte de compression admissible du béton:

La contrainte de compression admissible σ_{b0} des voiles représente une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

$$\sigma_{b0} = \text{Min}[(0,45 \alpha \gamma \delta) f_{c28}; (0,50 \alpha \beta \gamma \delta) f_{c28}]$$

Le coefficient "α" sera pris égal à : $\alpha = \frac{a - (\frac{10e}{3})}{a}$

e : représente l'excentricité qui se calcule conformément à l'expression suivante :

$$e = \text{min} \left(1 \text{ cm}; \frac{l_f}{300} \right) = \text{min} \left(1 \text{ cm}; \frac{285,6}{300} \right) = 0,96 \text{ cm}$$

D'où :

$$e = \frac{20 - \left(\frac{10 \times 0,95}{3} \right)}{20} = 0,84$$

Vu l'importance de l'ouvrage, un contrôlée régulier sera imposé, la valeur du coefficient γ sera prise égale à 1.

Le coefficient β est donné par la formule suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = \beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{49,5}{100}\right)^2} = 0,67$$

Tout calcul fait, la contrainte admissible en compression pour l'ensemble des voiles sera donc égale à :

$$\sigma_{b0} = \text{Min}[(0,45 \times 0,84 \times 1)25 ; (0,5 \times 0,84 \times 0,67 \times 1)25] = 7,1 \text{ MPa}$$

On peut remarquer que le taux de travail admissible utilisé pour les voiles est relativement faible par rapport aux capacités du béton utilisé, il ne représente en effet que 28,4 %.

Sollicitations de calcul dans les voiles :

Effort normal de compression : $N = 236,6 \text{ t.m}$

Moment de flexion (calculé par rapport à sa base): $M = 185,3 \text{ t.m}$

Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

S = section du voile,

I = inertie maximale.

$$S = 0,2 \times 3,8 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 3,8^3}{12} = 0,91 \text{ m}^4$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs:

$$\sigma_{max} = \frac{236,6}{0,76} + \left(\frac{185,3}{0,91}\right) \times 1,9 = 698,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{236,6}{0,76} - \left(\frac{185,3}{0,91}\right) \times 1,9 = -75,6 \text{ t/m}^2$$

La répartition des contraintes est donc bi-rectangulaire, et le diagramme de ces mêmes contraintes au niveau de la base du voile est illustré à travers la graphique suivant :

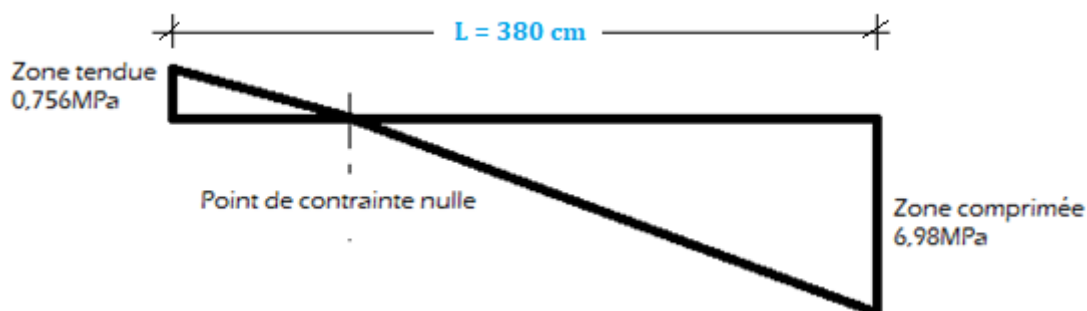


Figure III.24. Répartition des contraintes à la base du voile.

Nous constatons bien que la contrainte maximale en compression est admissible

$$(6,98 \text{ MPa} < 7,1 \text{ MPa}).$$

Le point de contrainte nulle correspond à l'abscisse: $x = 3,43 \text{ m}$.

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité, soit au $1/3$ de la base du triangle.

$$\frac{\sigma_{moyenne}}{\frac{2}{3} \times 3,43} = \frac{698,2}{3,43} \rightarrow \sigma_{moyenne} = 465,47 \text{ t/m}^2$$

A cette contrainte correspond une force de compression globale dans la zone comprimée de:

$$F_c = \sigma_{moyenne} \times a \times L = 465,4 \times 0,2 \times 3,8 = 353,7 \text{ t}$$

Détermination du ferrailage du voile :

La section des armatures verticale sera égale à :

$$A_c = \frac{F_c}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{3537000}{\frac{400}{1,15}} = 10163,9 \text{ mm}^2$$

La section sera équitablement partagée en deux parts égales sur les deux faces du voile. On aura ainsi par face, une section de $50,82 \text{ cm}^2$.

Choix de la section : L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur (soit 40 cm) sans pouvoir excéder 33 cm . Ainsi on propose la section suivante:

$$A_{v'} = 34 \text{ HA } 14 = 52,36 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à placer 9 barres HA14 par mètre linéaire de parement sur les deux faces.

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section, cette fois exprimée par mètre linéaire, égale à :

$$A'_H = \frac{A'_V}{2} = \frac{13,85}{2} = 6,95 \text{ cm}^2$$

Choix : La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1 cm . L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33 cm . Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$$A'_H = 9 \text{ HA } 10 = 7,07 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales :

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les deux nappes pendant le coulage du béton. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ , défini dans le tableau suivant :

Diamètre longitudinal ϕ (mm)	Diamètre transversal ϕ (mm)
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10

Vérification du ferrailage selon les prescriptions du DTR BC2.42 :

Armatures verticales :

Le pourcentage minimal $w'v$ d'une bande verticale rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à :

$$A_V \geq \text{Max} \left(0,001 ad ; \frac{2,1}{\sigma_b} \theta_1 \theta_2 \left(\frac{3\sigma' - 1}{\sigma'_{b0}} \right) a. d \right)$$

$$\theta_1 = 1,4 (\text{Mur de rive}),$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} = 1 + \frac{49,5}{20} = 3,5$$

$$0,001 ad = 0,001 \times 20 \times 100 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{m0} = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{2,1}{400} \times 1,4 \times 3,5 \left((3 \times 4,65) - 1 \right) 20 \times 380 \right) = 25,32 \text{ cm}^2$$

$$A_V = 52,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 25,32 \text{ cm}^2$$

La condition est donc vérifiée et les sections adoptées pour les armatures verticales peuvent être conservées.

Armatures horizontales :

$$A_{min} = \frac{2}{3} A_{Vmin} = 16,88 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 6,95 \times 3,8 = 26,41 \text{ cm}^2 > 16,88 \text{ cm}^2,$$

la condition est vérifiée.

Armatures transversales :

$$\sigma'_M = 4,65 \text{ MPa} < \frac{3}{4} \sigma'_{b0} = \frac{3 \times 7,1}{4} = 5,32 \text{ MPa}$$

Ainsi aucune disposition particulière n'est à prendre.

Le schéma de ferrailage du voile étudié est présenté dans la figure suivante :

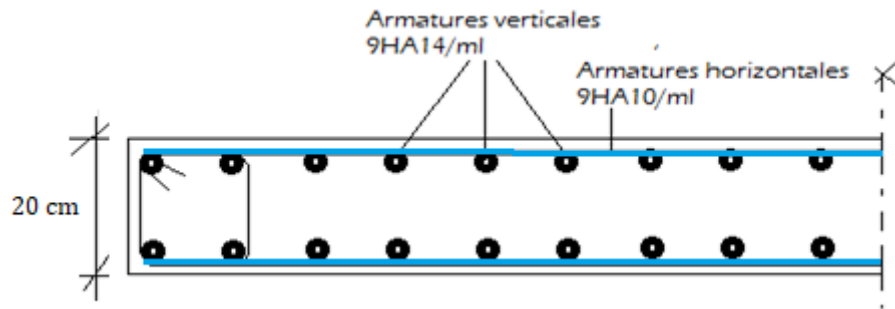


Figure III.25 : Coupe longitudinale du schéma du ferrailage des voiles.

Étude des voiles selon l'EC2 :

Section minimale des armatures verticales :

$$A_{min} = 0,002 A_c = 0,002 \times 20 \times 380 = 15,2 \text{ cm}^2 < 101,63 \text{ cm}^2$$

Section maximale des armatures verticales :

$$A_{max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 20 \times 380 = 304 \text{ cm}^2 > 101,63 \text{ cm}^2$$

Espacement :

La distance entre deux barres verticales adjacentes ne doit pas dépasser :

- Une fois l'épaisseur du voile (soit 20 cm)
- 400 mm
- $s \leq \min\{a; 40 \text{ cm}\} = \min\{20; 40 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

Condition vérifiée, puisque nous avons placés 10 barres par mètre linéaire, soit un espacement réel de 10 cm.

Armatures horizontales :

Des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) doivent être placées sur chaque face dont la section ne soit pas inférieure à :

$$A_{s,hmin} = \frac{A_V}{4} = \frac{26,41}{4} = 6,60 \text{ cm}^2 < 11,31 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

L'ensemble des conditions sont vérifiées.

BIBLIOGRAPHIE DU TROISIEME CHAPITRE

[1] BOUZABRA, HARIDI : Etude d'une tour, Mémoire de Master en génie civil, soutenue à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma, Juin 2020.

C ONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif visé par notre travail dans le cadre du mémoire de fin d'études est de clarifier la manière de concevoir et de détailler correctement les éléments structuraux (particulièrement les poteaux, les poutres et les voiles) de construction conformément aux normes en vigueur en Algérie (notamment les règles CBA 93 et RPA /99) et en Europe (notamment les Eurocodes 2 et 8), en particulier dans le contexte des défis sismiques auxquels les bâtiments de la région peuvent être confrontés.

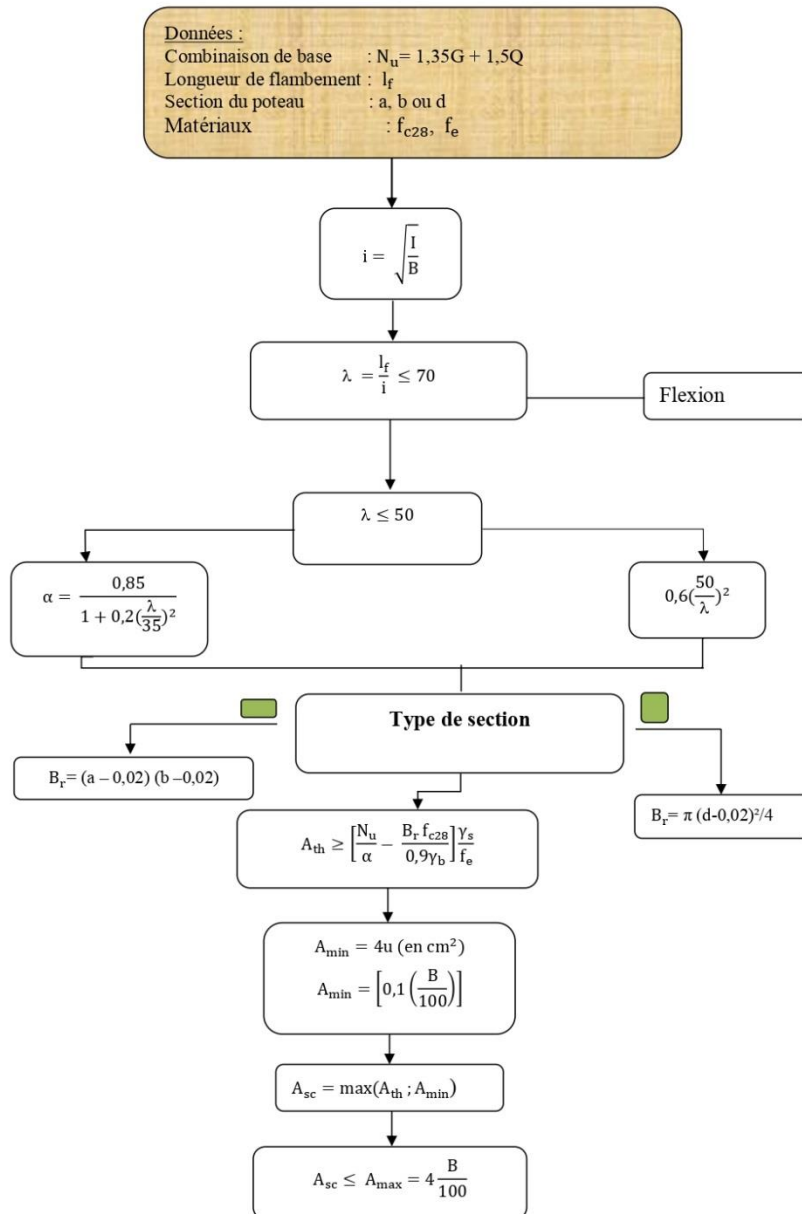
En outre, l'objectif mémoire d'analyser et de comparer les exigences de construction en vigueur en Algérie et en Europe, et de comprendre les différences et les défis potentiels liés à l'application de ces exigences en Algérie.

Nous espérons que notre mémoire pourra contribuer à renforcer la compréhension des étudiants et des ingénieurs de l'importance de se conformer aux exigences parasismiques dans la conception des éléments porteurs des bâtiments.

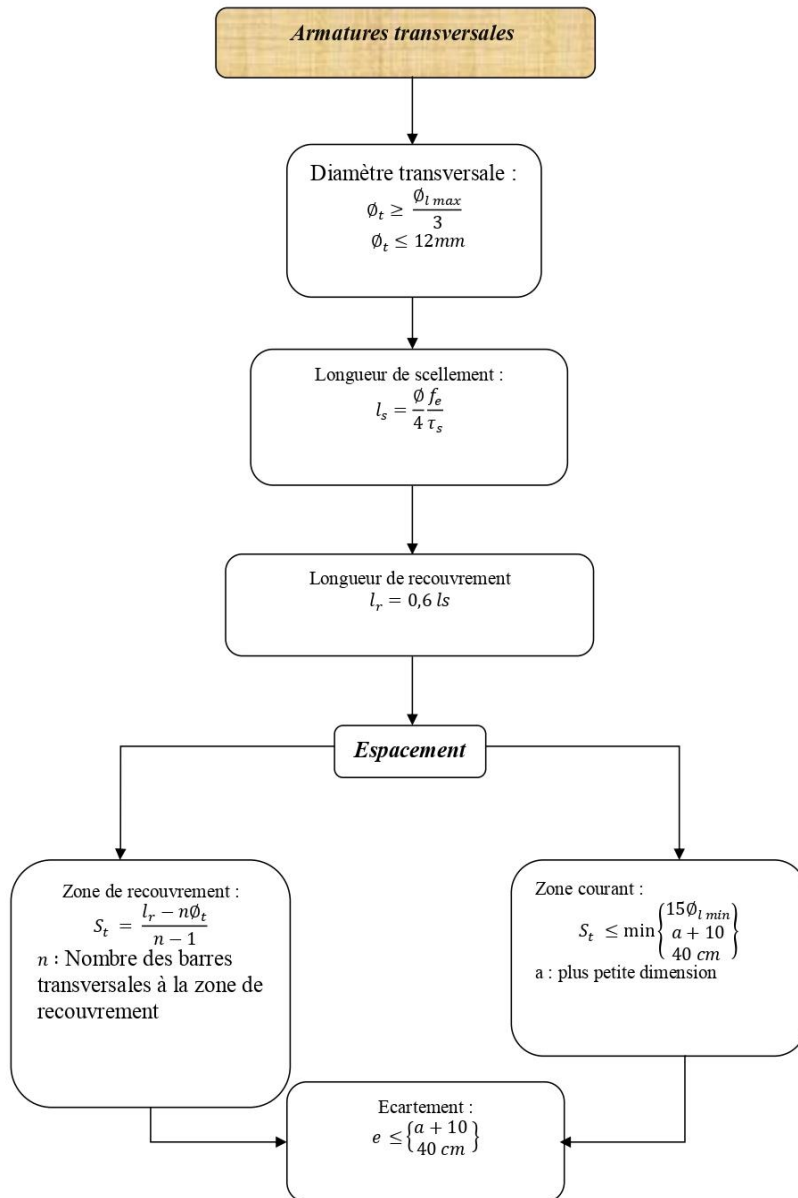
ANNEXE A

Organigramme de calcul des armatures des poteaux soumis la compression simple selon le CBA 93

Organigramme de calcul des pièces comprimées selon le C.B.A 93



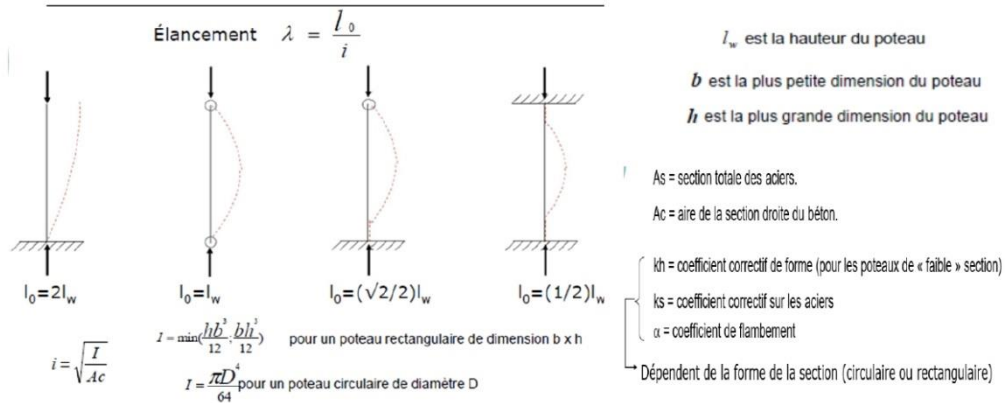
SUITE DE L'ANNEXE A



ANNEXE B

Organigramme de calcul des armatures des poteaux soumis la compression simple selon l'EC 2

Organigramme de La Compression selon EC2



$$N_{Ed,u} \leq N_{Rd} = k_h k_s \alpha [A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

N_{Rd} : Effort normal résistant

$$N_{Ed,u} = 1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q$$

$N_{Ed,u}$: Effort normal de compression à l'ELU

Section rectangulaire	Section circulaire
$N_{Ed,u} \leq N_{Rd} = k_h k_s \alpha [bh \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$ $\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$ $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$ $k_h = [0,75 + 0,5b] [1 - 6\rho\delta] \quad (\text{b en m}) \text{ pour } b < 0,500 \text{ m}$ <p>sinon $k_h = 1$</p> $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ MPa} \text{ et } \lambda > 40$ <p>sinon $k_s = 1$</p> $A_s \geq \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left[\frac{N_{Ed,u}}{k_h k_s \alpha} - bh \cdot f_{cd} \right]$ <p>Remarque : Le nombre minimal de barres pour les poteaux rectangulaires est de 4</p>	$N_{Ed,u} \leq N_{Rd} = k_h k_s \alpha \left[\frac{\pi D^2}{4} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \right]$ $\alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$ $\alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$ $k_h = [0,7 + 0,5D] [1 - 8\rho\delta] \text{ pour } D < 0,600 \text{ m}$ <p>sinon $k_h = 1$</p> $k_s = 1,6 - 0,65 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ MPa}$ <p>$\lambda > 30$ sinon $k_s = 1$</p> $A_s \geq \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left[\frac{N_{Ed,u}}{k_h k_s \alpha} - \frac{\pi D^2}{4} \cdot f_{cd} \right]$ <p>Remarque : Le nombre minimal de barres pour les poteaux circulaires est de 4 (EC2) et 6 d'après les recommandations professionnelles.</p>

Remarque : si $\lambda > 120$ il faut redimensionner le poteau

SUITE DE L'ANNEXE B

$$A_{s,min} = \max \left[\frac{0,10 N_{Ed,u}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right]$$

A_c = aire de la section brute transversale de béton

f_{yd} limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales $\phi_l \geq \phi_{min} = 8 \text{ mm}$

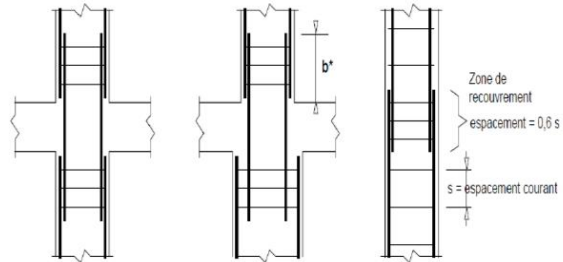
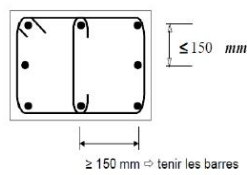
en dehors des zones de recouvrement

$$A_{s,max} = \frac{4}{100} A_c$$

dans les zones de recouvrement

$$A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c$$

Disposition constructives :



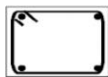
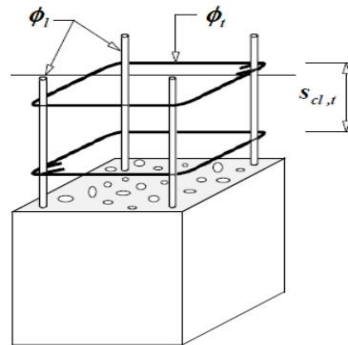
$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$$

armatures transversales

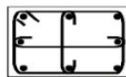
$$\phi_t \geq \max \left(6 ; \frac{\phi_{l,max}}{4} \right)$$

$$s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \text{Min} \begin{cases} 20\phi_{l,min} \\ 400\text{mm} \\ b \end{cases}$$

$\phi_{l,min}$: diamètre de la plus petite armature longitudinale



Cadre simple



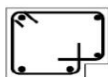
Cadre + épingles



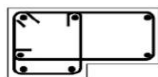
Double cadre



Cadre + épingle



Poteaux à feuillure

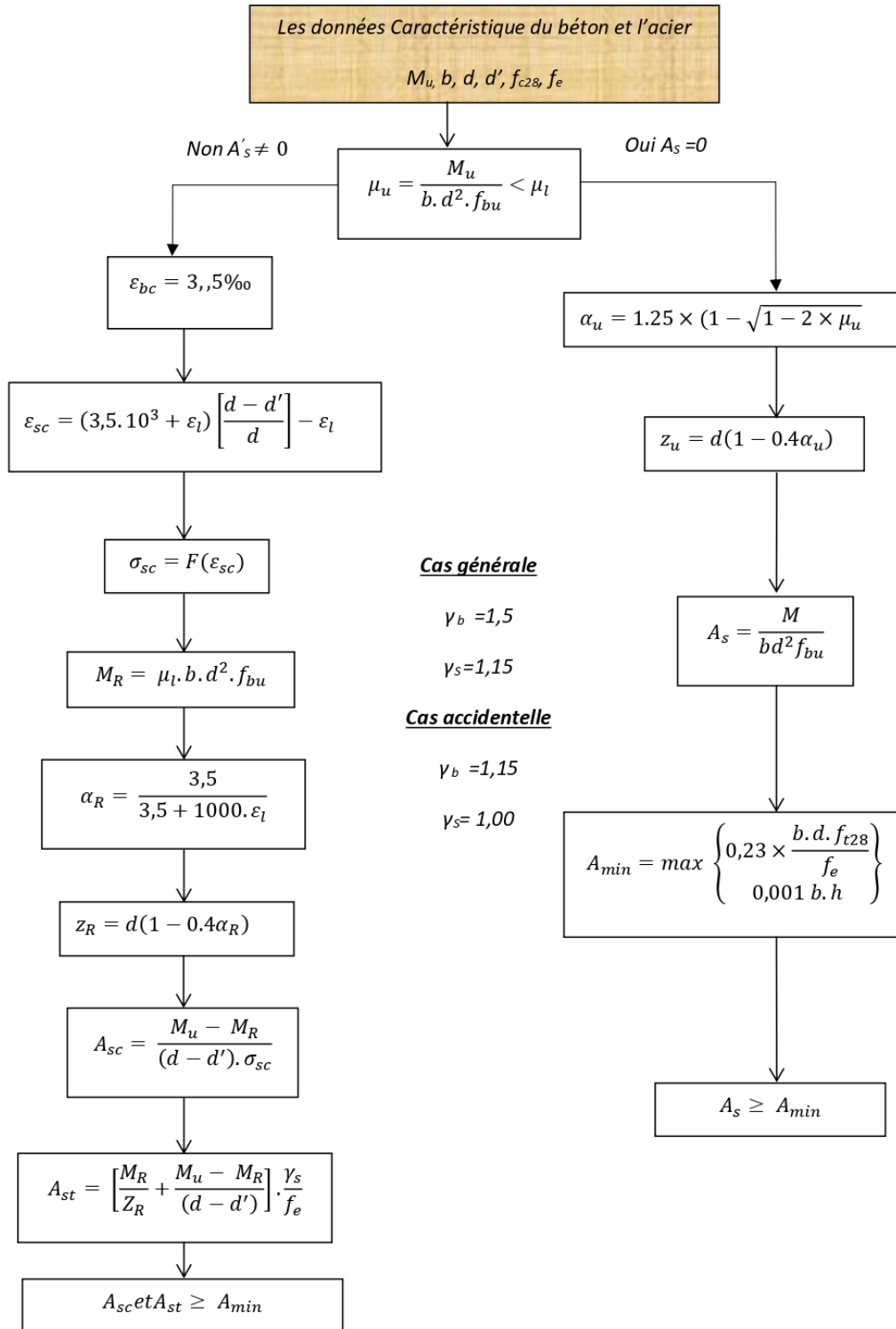


Poteau cylindrique
nombre de barres longitudinales ≥ 4



ANNEXE C

Organigramme de calcul des armatures des poutres soumise la flexion simple selon le CBA 93



ANNEXE D

Organigramme de calcul des armatures des poutres soumise la flexion simple selon

l'EC 2

