

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BEDJAOUI Rafiq

BEN HACENE Ilyes

**Thème : Analyse comparative des règles Algériennes CBA/93 et
des Eurocodes2.**

Sous la direction de : Pr CHERAIT Yacine

Septembre 2020

Remerciements

Avant tout nous remercions ALLAH Tout-Puissant de nous avoir gardés en bonne santé et de nous avoir donné la force, la confiance en soi, la volonté et le courage pour accomplir à bien ce modeste travail.

Nos remerciements chaleureux pour nos chers parents, pour leurs soutiens, leurs encouragements moraux, leurs aides et leurs patiences le long de nos études.

C'est avec une immense reconnaissance, que nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur le Pr CHERAIT Yacine, pour son soutien, son aide et ses précieux conseils ; il était toujours à l'écoute et très disponible, tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier l'ensemble des membres de jury qui nous ont fait l'immense honneur d'examiner et de juger ce modeste travail.

Un grand merci à tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire et en particulier les enseignants et le personnel administratif de département de génie civil et hydraulique.

Et enfin nos remerciements vont pour tous nos ami(e)s pour leurs encouragements et à tous les gens qui ont contribué de loin ou de près à réaliser ce mémoire.

Dédicaces

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

- ✿ À ma très chère mère et à mon cher père : Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Puisse ALLAH, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*
- ✿ À mon cher frère et à ma chère sœur pour leur soutien moral, leur encouragement et leur aide.*
- ✿ À ma 2^{ème} famille "BENLAMARI" : Vous m'avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous.*
 - ✿ À toute ma grande famille sans exception.*
 - ✿ À tous mes amis proches.*
 - ✿ À Mon binôme "BENHACENE" et sa famille.*
- ✿ À Mon encadreur "Pr CHERAIT" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans la réalisation de notre mémoire.*
- ✿ À Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*
 - ✿ À toute ma promotion de Génie Civil 2020.*
 - ✿ Enfin à tous ceux qui sont très chers.*

BEDJAOUI Rafiq

∞ DÉDICACES ∞

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- ✘ Avant tous, nous remercions « **ALLAH** » le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.
- ✘ **A MON PÈRE**, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.
- ✘ **A MA MÈRE**, qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, **merci ma mère**.
- ✘ mon encadreur « **PR : CHERAIT YACINE** » qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté pendant ce travail.
- ✘ A mes frères (**ANIS ET ISLAM ET SKENDAR**), pour son encouragement
- ✘ A tous les membres de la famille « **BEN HACENE** ».
- ✘ A mon binôme « **BEDJAOUI RAFIK** » et **SA FAMILLE**.
- ✘ A Tous mes amies.
- ✘ A toute la Promotion 2020.
- ✘ A Tous **LES ENSEIGNANTS** qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

BEN HACENE Ilyes

الملخص

نهدف من خلال هذا العمل الى إنشاء تحليل مقارن بين النظم الجزائرية C.B.A.93 المطبقة لحساب الهياكل الخرسانية المسلحة والنظم الأوروبية EC2 المعمول بها في حساب هياكل الخرسانة المسلحة أو الخرسانة مسبقة الإجهاد. تركز هذه الدراسة على مقارنة الخصائص التنظيمية للخرسانة والحديد (ال فولاد)، تحديد مساحة التسليح في الشد، الانضغاط البسيط، الإنحناء والقص بالإضافة إلى خصائص أخرى مثل تماسك الخرسانة وحديد التسليح.

يبدو في نهاية هذه الدراسة أن المناهج (الطرق) المستعملة في كلتا الأنظمة متشابهة كثيرا من ناحية الحساب والتدقيق في تحديد مساحة التسليح. وزد على ذلك فإن EC2 يغطي مجالات تطبيق أوسع بكثير (خرسانة مسلحة عادية، خرسانة خفيفة، خرسانة خفيفة مسلحة وخرسانة مسبقة الإجهاد) عكس C.B.A.93 التي تطبق إلا على الهياكل الخرسانية المسلحة. في الأخير وبالرغم من أن EC2 يستخدم بشكل كبير مناهج ومفاهيم أكثر تقدما في نظرية الخرسانة المسلحة أو مسبقة الإجهاد، إلا أن الفوارق المسجلة على مستوى مساحة التسليح والمتحصل عليها من خلال بعض التطبيقات العددية التي تم تنفيذها منخفضة نسبياً.

كلمات البحث: C.B.A.93 – EC2 – الخصائص – الخرسانة – الحديد (ال فولاد)

Abstract

We aim through this work to establish a comparative analysis between the Algerian regulation applicable to reinforced concrete structures C.B.A 93 and the European regulation on reinforced concrete or prestressed structures EC 2. The study focuses on comparing the regulatory characters of concrete and steel, justifications of tensile sections, simple compression, bending and shear as well as other parameters such as the bond between concrete and steel.

It shows at the end of this study, that the approaches used by both codes for the calculation and the verification of sections share many similarities . However, the EC 2 covers much wider fields of application (normal reinforced concrete, light concrete, lightly reinforced concrete and prestressed concrete) than the C.B.A 93 that which only applies to standard reinforced concrete structures. Finally and despite the EC2 using approaches and much more advanced notions of the theory, of reinforced and prestressed concrete, the differences observed at the area of steel obtained through the few numerical applications performed out under normal solicitations are relatively low.

Keywords: C.B.A 93 – EC2 – characters – concrete – steel.

Résumé

Nous visons à travers ce travail d'établir une analyse comparative entre le règlement Algérien applicable aux structures en béton armé C.B.A 93 et le règlement Européen sur les ouvrages en béton armé ou précontrainte EC 2. L'étude porte sur la comparaison des caractères réglementaires du béton et des aciers, les justifications des sections en traction, compression simple, flexion et cisaillement ainsi que d'autres paramètres tels que l'adhérence acier-béton.

Il apparaît à l'issue de cette étude que les approches utilisées par les deux codes pour le calcul et la vérification des sections présentent beaucoup de similitudes. Cependant l'EC 2 couvre des champs d'application nettement plus vastes (béton armé normal, béton léger, béton faiblement armé et béton précontraint) que le C.B.A 93 qui ne s'applique que pour les ouvrages courants en béton armé. Enfin et malgré que l'EC2 utilise des approches et des notions nettement plus évoluées de la théorie du béton armé et précontraint, les écarts constatés aux niveaux des sections d'aciers obtenues à travers les quelques applications numériques effectuées sous sollicitations normales sont relativement faibles.

Mots clés : C.B.A 93 – EC2 – caractères – béton – acier

Table des matières

<i>Table des matières</i>	<i>I</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>VI</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>IX</i>
<i>Liste des notations</i>	<i>XI</i>
Introduction Générale	1
 Chapitre 1 : Généralités sur les normes et les règlements	
1.1 Introduction	3
1.2 La normalisation	3
1.2.1 Définition.....	3
1.3 Normes standards techniques	4
1.3.1 Définition.....	4
1.3.2 Différents types de normes	4
1.3.3 Processus d'élaboration des normes	5
1.4 Règlementation	5
1.4.1 Objectifs visés par la réglementation en génie civil.....	5
1.4.2 Différences entre normes et réglementations	6
1.5 Notion de sécurité en génie civil	6
1.6 Evolution des méthodes de calcul des ouvrages en béton armé	7
1.6.1 Méthode des contraintes admissibles	7
1.6.2 Méthode des états-limites	8
1.6.2.1 Historique.....	8
1.6.3 Théorie probabiliste de la sécurité.....	9
1.6.4 Résistance de calcul	9
1.7 Présentation générale des règles Algériennes C.BA. 93	10
1.7.1 Objectifs du règlement.....	10
1.7.2 Domaines d'application	11
1.8 Présentation générale des Euro codes	11
1.8.1 Qu'est-ce que sont les Euro codes.....	11
1.8.2 Place des Euro codes dans la normalisation européenne	12
1.8.3 Bref historique	12
1.8.4 Objectifs des Euro codes	13
1.8.5 Organisation des Euro codes	14
1.8.6 Lien entre les Euro codes	14
1.8.7 Les annexes nationales	15
1.8.8 Euro codes et les annexes nationales	15

1.8.9	<i>Euro codes dans le domaine des bâtiments</i>	16
1.9	Présentation générale des Eurocodes2	17
1.9.1	<i>Domaines d'application de l'EC2</i>	18
1.10	Conclusion du premier chapitre	19
	Références bibliographiques du premier chapitre	20
 Chapitre 2 : Caractères du béton et des aciers 		
2.1	Introduction	21
2.2	Le béton	21
2.2.1	<i>Avantages du béton armé</i>	21
2.2.2	<i>Principaux inconvénients du béton armé</i>	22
2.2.3	<i>Résistance caractéristique à la compression du béton</i>	22
2.2.3.1	<i>Résistance caractéristique selon le C.B.A 93 (A.2.1.1.1)</i>	22
2.2.3.2	<i>Résistance caractéristique à la compression selon l'EC2 (A.3.1.2)</i>	24
2.2.4	<i>Résistance à la traction du béton</i>	27
2.2.4.1	<i>Résistance caractéristique à la traction selon le C.B.A 93 (A.2.1.1.2)</i>	27
2.2.4.2	<i>Résistance caractéristique à la traction selon l'EC2 (A.3.1.2)</i>	27
2.2.5	<i>Modules de déformation longitudinale</i>	28
2.2.5.1	<i>Déformations longitudinales du béton selon le C.B.A 93 (A.2.1.2)</i>	28
2.2.5.2	<i>Déformation longitudinale du béton selon l'EC2 (A.3.1.3)</i>	29
2.2.6	<i>Coefficient de poisson (ν)</i>	30
2.2.6.1	<i>Selon le C.B.A.93 (A.2.1.3)</i>	30
2.2.6.2	<i>Selon l'EC2 (A.3.1.3)</i>	30
2.2.7	<i>Coefficient de dilatation thermique</i>	30
2.2.7.1	<i>Selon le C.B.A.93 (A.3.1.3.3)</i>	30
2.2.7.2	<i>Selon l'EC2 (A.3.1.3)</i>	30
2.2.8	<i>Masse volumique</i>	30
2.2.8.1	<i>Selon le C.B.A.93 (A.3.1.2.1)</i>	30
2.2.8.2	<i>Selon l'EC2 (A.11.3.1)</i>	31
2.2.9	<i>Le fluage</i>	31
2.2.9.1	<i>Selon le C.B.A.93 (A.2.1.2.2)</i>	31
2.2.9.2	<i>Selon l'EC2 (A.3.1.4. et annexe B)</i>	31
2.2.10	<i>Le retrait</i>	32
2.2.10.1	<i>Valeurs du retrait final en Algérie C.B.A.93 (A.2.1.2.2 et annexe G)</i>	33
2.2.10.2	<i>Etude règlementaire du retrait selon l'EC2 (A.3.1.4. (6) et annexe B)</i>	34
2.2.11	<i>Lois de comportements</i>	36
2.2.11.1	<i>Diagramme contraintes-déformations pour le calcul aux l'ELU selon le C.B.A.93</i> ..	36
2.2.11.2	<i>Diagramme contraintes-déformations du béton selon l'EC2(A.3.1.5)</i>	37

2.3	Les aciers	38
2.3.1	Les armatures pour béton armé	38
2.3.2	Armatures à haute adhérence (HA).....	38
2.3.2.1	Diagramme conventionnel des armatures passives selon le C.B.A 93 (A.2.2.2).....	38
2.3.2.2	Diagramme contrainte-déformation selon l'EC2 (A.3.2.7).....	39
2.3.3	Les treillis soudés	40
2.3.4	Nuances des armatures pour béton armé.....	40
2.3.5	Aptitudes des armatures passives à rester solidaires au béton.....	41
2.4	Conclusion du deuxième chapitre.....	42
	Références bibliographiques du deuxième chapitre	43

Chapitre 3 : Justifications des ouvrages en béton armé selon le C.B.A 93 et l'EC2

3.1	Introduction	44
3.2	Domaines d'utilisation des deux codes.....	44
3.3	Combinaisons d'actions	44
3.3.1	Actions.....	44
3.3.2	Actions et valeurs représentatives.....	45
3.3.3	Situations.....	46
3.3.4	Sollicitations de calcul	46
3.3.5	Combinaisons d'actions	46
3.3.5.1	Combinaisons d'actions selon le C.B.A. 93 (Annexe C2)	47
3.3.5.2	Combinaisons d'actions selon l'EC2(A.2.4.3)	49
3.4	Etat-limite de compression du béton armé à l'état-limite de service	53
3.4.1	Pour le béton	53
3.4.1.1	Selon le C.B.A.93.....	53
3.4.1.2	Selon l'EC 2 (A.7.2)	53
3.4.2	Pour les aciers.....	53
3.4.2.1	Selon le C.B.A. 93 (A.4.5.3).....	53
3.4.2.2	Selon le l'EC 2 (A.7.2).....	54
3.5	Vérification des flèches	55
3.5.1	Evaluation des flèches selon l'article (B 6.5.2) du C.B.A. 93	55
3.5.2	Valeurs limites des flèches selon le C.B.A. 93.....	56
3.5.3	Selon l'article 7.4 de l'Euro code 2.....	57
3.6	Protection des aciers.....	57
3.6.1	Définition de l'enrobage.....	58
3.6.2	Règles de protection des aciers	58
3.6.2.1	Selon le C.B.A. 93.....	58
3.6.2.2	Selon l'EC2 (A.4.1, A.4.2 et Annexe E).....	58

3.7	Adhérence Acier – béton	61
3.7.1	Introduction	61
3.7.2	Définition	61
3.7.3	Rôles de l'adhérence	61
3.7.4	Facteurs agissant sur l'adhérence	62
3.7.4.1	Etat de surface des barres	62
3.7.4.2	Groupement d'armatures	62
3.7.4.3	La résistance du béton	62
3.7.4.4	La compression transversale	62
3.7.5	Ancrage rectiligne	63
3.7.6	Exemple numérique	65
3.8	Conclusion du troisième chapitre	67
	Références bibliographiques du troisième chapitre	68
 Chapitre 4 : Détermination des armatures selon le C.B.A 93 et l'EC2		
 Partie 1 : La traction simple		
4.1.1	Définition	70
4.1.2	Étude des contraintes	70
4.1.3	Calcul des armatures des éléments soumis à la traction simple	71
4.1.3.1	Hypothèses	71
4.1.3.2	Calcul des tirants selon l'EC2	71
4.1.3.3	Calcul des tirants selon le C.B.A 93	75
4.1.4	Application numérique	79
4.1.5	Analyse des résultats	85
 Partie 2 : La compression simple		
4.2.1	Définition	86
4.2.2	Phénomène du flambement des pièces comprimées	87
4.2.2.1	Définition	87
4.2.3	Principe de ferrailage des éléments comprimés	88
4.2.3.1	Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon l'EC2	88
4.2.3.2	Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon le C.B.A 93	92
4.2.4	Application numérique	95
4.2.5	Comparaison les résultats calculés selon les deux règlements	103
4.2.6	Analyse des résultats	104
 Partie 3 : La Flexion Simple		
4.3.1	Définition de la flexion simple	105
4.3.2	Principe de calcul des armatures	105
4.3.2.1	Hypothèses	105

4.3.2.2	Propriétés du béton et des aciers à l'état-limite ultime selon l'EC2.....	105
4.3.2.3	Fissuration	107
4.3.2.4	Section d'armatures minimale.....	107
4.3.2.5	Maîtrise de la fissuration (EC2 7.3.4).....	107
4.3.3	Calcul des sections rectangulaires selon le C.B.A 93.....	109
4.3.3.1	Etats-limites ultimes	109
4.3.4	Application numérique	112
4.3.5	Analyse des résultats.....	118

Partie 4 : L'effort tranchant

4.4.1	Introduction	119
4.4.2	Définition du cisaillement	119
4.4.2.1	Sollicitation de calcul.....	119
4.4.2.2	Les armatures transversales.....	120
4.4.3	Principe de calcul des armatures transversales.....	120
4.4.3.1	Selon le C.B.A 93.....	120
4.4.4	Principe de calcul des armatures transversales selon l'EC2	122
4.4.4.1	Hypothèses	122
4.4.4.2	Aire minimale (EC2, 9.2.2)	123
4.4.4.3	Espacement maximal (EC2, 9.2.2).....	123
4.4.5	Application numérique	125
4.4.6	Analyse des résultats.....	129
	Références bibliographiques du quatrième chapitre	130
	Conclusion Générale	131

Annexes

Annexe A : Le contenu du C.B.A 93

Annexe B : le contenu de l'EC2

Annexe C : Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales

Annexe D : Classes d'expositions selon l'EC2 Article.4.2

Liste des figures		
Chapitre 1 : Généralités sur les normes et les règlements		
Figure 1.1	Exemples de normes dans notre vie courante	3
Figure 1.2	Différents types de normes	5
Figure 1.3	Processus d'élaboration d'une norme	5
Figure 1.4	Différence entre norme et réglementation	6
Figure 1.5	Evolution de la réglementation en Algérie	11
Figure 1.6	Historique des Euro codes	13
Figure 1.7	Liens entre les différents Euro codes	15
Figure 1.8	Répartition des annexes nationales par Euro code	16
Figure 1.9	Relation entre l'Euro code 2 et les autres normes	18
Chapitre 2 : Caractères du béton et des aciers		
Figure 2.1	Ecrasement d'éprouvettes cylindriques de béton avec une presse hydraulique	24
Figure 2.2	Eprouvette cylindrique (diamètre 16cm, hauteur 32cm)	24
Figure 2.3	Dimensions des éprouvettes cylindriques et cubiques	24
Figure 2.4	classe de résistance d'un béton selon l'EC2	25
Figure 2.5	Variation du coefficient $\beta_{cc}(t)$ dans le temps	26
Figure 2.6	Influence du rapport eau/ciment et granulats/ciment sur le retrait	33
Figure 2.7	Cartes de micro zonage climatique de l'Algérie	34
Figure 2.8	Diagramme parabole-rectangle	36
Figure 2.9	Diagramme proposé par l'EC2 pour l'analyse structurale	37
Figure 2.10	Diagramme conventionnel des aciers naturels	39
Figure 2.11	Diagramme conventionnel des aciers écrouis	39
Figure 2.12	Diagramme contrainte-déformation simplifié	40
Figure 2.13	Rouleau d'un treillis soudés	40
Chapitre 3 : Justifications des ouvrages en béton armé selon le C.B.A 93 ET L'EC2.		
Figure 3.1	Combinaison pour la vérification de la flèche à l'ELS selon le C.B.A.93	55
Figure 3.2	Combinaison pour la vérification de la flèche à l'ELS selon l'EC 2	55
Figure 3.3	Vérification de la flèche	57
Figure 3.4	Définition de l'enrobage	58
Figure 3.5	Enrobage des armatures selon l'EC2	60

Figure 3.6	Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton	61
Figure 3.7	Répartition des fissures	62
Figure 3.8	Groupement de barres	62
Figure 3.9	effet de l'effort transversal sur acier –béton	63
Figure 3.10	effet de l'épaisseur du béton sur acier –béton	63
Figure 3.11	Longueur d'ancrage des barres	63
Chapitre 4 : Détermination des armatures selon le C.B.A 93 et l'EC2		
Figure 4.1	Pièce sollicitée en traction simple	70
Figure 4.2	Organigramme de calcul des armatures en traction simple selon l'EC2	74
Figure 4.3	Organigramme de calcul des armatures en traction simple selon le C.B.A 93	78
Figure 4.4	Schéma de ferrailage du tirant selon CBA.93	82
Figure 4.5	Schéma de ferrailage du tirant selon l'EC2	84
Figure 4.6	Poutre sollicitée en compression simple	86
Figure 4.7	Effets parasites sur un élément sollicité en compression simple	87
Figure 4.8	Flambement d'un poteau soumis à la compression simple	87
Figure 4.9	Valeurs de la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis	88
Figure 4.10	Organigramme de calcul des pièces comprimées selon l'EC2	91
Figure 4.11	Organigramme de calcul des pièces comprimées selon le C.B.A 93	94
Figure 4.12	Détermination de la section réduite	97
Figure 4.13	Schéma de ferrailage du poteau selon le C.B.A. 93	99
Figure 4.14	Schéma de ferrailage du poteau selon l'Euro code 2	103
Figure 4.15	Règle des 3 pivots	106
Figure 4.16	Organigramme de calcul d'une poutre rectangulaire en flexion simple selon l'EC2.	108
Figure 4.17	Diagramme parabole-rectangle.	109
Figure 4.18	Diagramme simplifié	109
Figure 4.19	Organigramme de calcul d'une poutre rectangulaire en flexion simple selon CBA93	111
Figure 4.20	Section transversale de la poutre	112
Figure 4.21	Schéma de ferrailage de la poutre selon CBA93	115
Figure 4.22	Schéma de ferrailage de la poutre selon l'EC2	118
Figure 4.23	Modélisation d'une éprouvette sollicitée au cisaillement	119
Figure 4.24	les différents types d'armatures transversales	120

Figure 4.25	Organigramme de calcul des armatures transversales selon le C.B.A 93	121
Figure 4.26	Organigramme de calcul des armatures transversales selon l'EC2	124
Figure 4.27	Section transversale de la poutre	126
Figure 4.28	Schéma de ferrailage de la poutre selon CBA-93	127
Figure 4.29	Schéma de ferrailage de la poutre selon l'EC2	128

Liste des tableaux		
Chapitre 1 : Généralités sur les normes et les règlements		
Tableau 1.1	Liste des Euro codes	14
Tableau 1.2	Quelques exemples d'annexes européennes	15
Tableau 1.3	Les Euro codes applicables au calcul des bâtiments en béton armé où précontraint	17
Chapitre 2 : Caractères du béton et des aciers		
Tableau 2.1	Valeurs de f_{c28} en fonction du dosage et de la classe du ciment	22
Tableau 2.2	Evolution de la résistance en compression dans le temps pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$	23
Tableau 2.3	Evolution de la résistance dans le temps pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$	23
Tableau 2.4	Classes de résistance du béton et résistance caractéristique à la compression f_{ck} et résistance moyenne f_{cm} selon l'EC2	25
Tableau 2.5	Valeurs de f_{ctm} en fonction de la classe de résistance du béton selon l'EC2	28
Tableau 2.6	Valeurs du module de Young en fonction de la résistance en compression du béton selon le C.BA 93	28
Tableau 2.7	Valeur de E_{cm} en fonction de la classe du béton selon EC2	29
Tableau 2.8	Valeurs dur retrait final pour le territoire national selon C.B.A.93	33
Tableau 2.9	Valeurs du coefficient k_h	35
Tableau 2.10	Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné ε_{cd0} (en %) pour le béton avec des ciments CEM de classe N	35
Tableau 2.11	Propriétés physiques des armatures passives	38
Tableau 2.12	Spécifications mécaniques des nuances d'aciers HA selon la norme Algérienne NA8634	41
Chapitre 3 : Justifications des ouvrages en béton armé selon le C.B.A 93 ET L'EC2.		
Tableau 3.1	Exemples de charges d'exploitations agissantes sur les immeubles à usage d'habitation	46
Tableau 3.2	Combinaisons d'actions selon le C.B.A.93 à l'état-limite ultime	48
Tableau 3.3	Combinaisons d'actions selon C.B.A. 93 à l'ELS	48
Tableau 3.4	Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions à l'ELS	51
Tableau 3.5	comparaison entre les valeurs des coefficients $\Psi_{0,1,2}$ adoptées par le C.B.A93 et l'EC2	52

Tableau 3.6	Valeur de l'enrobage minimal c_{min} requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé.	60
Chapitre 4 : Détermination des armatures selon le C.B.A 93 et l'EC2		
Tableau 4.1	Etude comparative des résultats	103
Tableau 4.2	Contrainte de cisaillement minimale et maximale $(\frac{V_{Ed}}{b_w \times z})$ pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton	125
Tableau 4.3	Valeurs de $\rho_{w,min}$	125

Liste des notations		
Notation EC2	Signification	Notation C.B.A 93
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours	f_{c28}
f_{cm}	Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours	
$\beta_{cc}(t)$	Coefficient qui dépend de l'âge.	
t	Age du béton exprime en jours.	t
s	Coefficient qui dépend du type de ciment	
$f_{ctk,0,05}$	Résistance caractéristique à la traction avec un fractile de 5%.	
f_{ctd}	Résistance de calcul en traction du béton	
f_{tj}	Résistance en traction du de béton à j jours	f_{tj}
E_{cm}	Module de déformation longitudinale instantanée du béton	E_{ij}
$E_{cm}(t)$	Module de déformation longitudinale différée du béton	E_{iv}
ν	Coefficient de poisson	
α_{θ}	Coefficient de dilatation thermique	
ρ	Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m ³	
$\varphi(t, t_0)$	Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t ₀ , par rapport à la déformation élastique à 28 jours	
$\varphi(\infty, t_0)$	Valeur finale du coefficient de fluage	
ε_{es}	Déformation totale de retrait	ε_r
ε_{cd}	Déformation due au retrait de dessiccation	
ε_{ca}	Déformation due au retrait endogène	
R_H	Humidité relative de l'environnement ambiant en %	
$\alpha_{ds1} \alpha_{ds2}$	Coefficients dépendant du type de ciment	
u	Périmètre de la section	
$G_{k,j}$	Action permanente	G
$Q_{K,1}$	Action variable dominante ou de base	Q_1
$Q_{k,i}$	Action variable d'accompagnement	Q_i
$\gamma_{G,j}$	Coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente	

Liste des notations

$\gamma_{Q,1}$	Coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable	γ_{Q1}
f_{cyk}	Contrainte caractéristique du béton en compression	σ_{bc}
f_{yd}	Limite élastique des aciers	f_e
	Contrainte d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé	σ_s
f_{yk}	Résistance caractéristique du béton en traction	f_{Tt28}
$\overline{\sigma_c}$	Contrainte limite de compression du béton à l'ELS,	$\overline{\sigma_{bc}}$
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte limite de traction de l'acier à l'ELS,	$\overline{\sigma_s}$
l ou L	Longueur de la Portée	
c_{nom}	Enrobage à respecter	c
c_{min}	Enrobage minimal	
$\emptyset_{l,max}$	Diamètre maximal des barres	$\emptyset_{l,max}$
$\emptyset_{l,min}$	Diamètre minimale des barres	$\emptyset_{l,min}$
d_g	Dimension du plus gros granulat	C_g
e_h ou e_v	Espacements horizontal et vertical entre barres	
	Coefficient d'adhérence ou de fissuration	η
	Coefficient de scellement (ancrage)	ψ
f_{bd}	Valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence	τ_s
$l_{b,rqd}$	Longueur de scellement droit	l_s
\emptyset	Diamètre de l'armature	\emptyset
$N_{Ed,u}$	Effort normal à état limite ultime	N_u
N_{ser}	Effort normal à l'état-limite de service	N_{ser}
A_u	Section des armatures à l'état-limite ultime	A_u
A_{ser}	Section des armatures à l'état-limite ultime	A_{ser}
$A_{s,min}$	Section minimale des armatures	A_{min}
$A_{s,max}$	Section maximale des armatures	A_{max}
A_c	Aire de la section droite du béton	B
\emptyset_t, \emptyset_l	Diamètres respectivement des armatures transversales et longitudinales.	\emptyset_t, \emptyset_l
A_s	Section des armatures	A_s
s_t	Espacement des armatures transversales	s_t
N_{Rd}	Effort normal résistant	

k_h	Coefficient correctif de forme	
k_s	Coefficient correctif pour les aciers	
γ_c	coefficient de sécurité du béton	γ_b
γ_s	coefficient de sécurité du béton	γ_s
α	coefficient de flambement	α
	section réduite du béton	B_r
λ	Elancement mécanique	λ
I_0	Moment d'inertie	I
n	coefficient d'équivalence	
$M(x)$	moment fléchissant à l'abscisse x	$M(x)$
	contrainte tangentielle conventionnelle	τ_u
	contrainte tangentielle amissible	$\bar{\tau}_u$
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant	V_u
A_{sl}	section des armatures tendues	
A_{sw}	aire de la section des armatures d'effort tranchant	A_t



*Introduction
Générale*



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.

Dans notre pays le premier règlement spécifique sur le calcul des ouvrages en béton armé a vu le jour en 1993. Intitulé 'Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, **C.B.A 93** il utilise sur la méthode de calcul dite méthode aux états-limites. Avant l'apparition de ce document, les bureaux d'études et les ingénieurs locaux se référaient principalement aux règles Françaises : BA45 puis B.A60, C.C.B.A68, B.A.E.L.80, B.A.E.L83 et enfin le B.A.E.L. 91. Au niveau Européen et plus précisément en 1975, la Commission des communautés européennes décida d'harmoniser les méthodes et règles de calcul des structures de génie civil en lançant la rédaction des Euro codes. En 1989, la Commission transféra au Comité européen de normalisation (CEN) la prise en charge de la rédaction des Euro codes. Les Euro codes constituent un ensemble de 58 normes regroupées en 10 groupes de normes (EN 1990 à NF EN 1999) : – EN 1990 Euro code 0 : bases de calcul des structures. – EN 1991 Euro code 1 : actions sur les structures. – EN 1992 Euro code 2 : calcul des structures en béton. – EN 1993 Euro code 3 : calcul des structures en acier. – EN 1994 Euro code 4 : calcul des structures mixtes acier-béton. – EN 1995 Euro code 5 : calcul des structures en bois. – EN 1996 Euro code 6 : calcul des structures en maçonnerie. – EN 1997 Euro code 7 : calcul géotechnique. – EN 1998 Euro code 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes. – NF EN 1999 Euro code 9 : calcul des structures en alliages d'aluminium. Enfin l'Euro code 2 concernant le matériau béton armé et précontraint.

Notre travail, entrepris dans le cadre du mémoire de fin d'études, consiste à établir une étude comparative sur certains aspects et concepts des règles Algérienne C.B.A 93 et Européennes EC2.

Structuration du document

Notre mémoire est scindé en 4 chapitres :

Le premier chapitre intitulé '*Généralités sur les normes et les règlements*' expose les concepts de normes et de réglementation ainsi qu'une présentation sommaire des règles Algériennes C.B.A 93 et Européennes EC.

Le deuxième chapitre intitulé '*Caractères du béton et des aciers*' est consacré à la présentation des principaux caractères du béton et des aciers, des lois de comportement, et des phénomènes différés (retrait et fluage) tels que définis par le C.B.A 93 et l'EC2.

Le troisième chapitre intitulé '**Justifications des ouvrages en béton armé selon le C.B.A93 et l'EC2**' expose les résultats d'une analyse comparative entre le C.B.A 93 et l'EC2 analyse qui à portée sur les points suivants : domaines d'utilisation, combinaisons d'actions, l'état-limite de compression du béton armé à l'état-limite de service, vérification des flèches, protection des aciers enfin l'adhérence acier – béton.

Le chapitre quatrième est dernier chapitre intitulé '**Déterminations des armatures selon le C.B.A 93 et l'EC2**' expose les résultats d'applications numériques sur la détermination du ferrailage sous sollicitations normales (traction simple, compression pure, flexion simple et effort tranchant) selon les prescriptions des règles C.B.A 93 et l'EC2. 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 ainsi que quelques perspectives futures concernant la poursuite du présent travail.



Chapitre 1
Généralités sur les normes
et les règlements



Chapitre 1 : Généralités sur les normes et les règlements

1.1 Introduction

Le domaine du génie civil est intimement lié aux notions de 'normes' et de 'règlements'. Nous allons dans ce chapitre exposer un bref aperçu sur ces deux notions, sur l'évolution historique des méthodes de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'une présentation des règles Algériennes C.B.A 93 et les Euro codes.

1.2 La normalisation

1.2.1 Définition

La normalisation est une activité d'intérêt général qui a pour objet de fournir des documents de référence élaborés de manière consensuelle par toutes les parties intéressées, portant sur des règles, des caractéristiques, des recommandations ou des exemples de bonnes pratiques, relatives à des produits, à des services, à des méthodes, à des processus ou à des organisations. Elle vise à encourager le développement économique et l'innovation tout en prenant en compte des objectifs de développement durable.



Figure 1.1 : Exemples de normes dans notre vie courante.

1.3 Normes standards techniques

1.3.1 Définition

Une norme technique est un référentiel publié par un organisme de normalisation officiellement agréé par un état via une organisation nationale de standardisation (comme l'institut national de la normalisation où IANOR en Algérie), agréé au niveau Européen (comme le CES : comité Européen de normalisation) ou encore issu d'un traité international (comme les normes ISO).

La normalisation ou la standardisation est le fait d'établir respectivement des normes et standard techniques c'est-à-dire d'un référentiel commun et documenté destiné à harmoniser l'activité d'un secteur. Cette dernière est réalisée par des organismes spécialisés. Traditionnellement présents dans le secteur industriel, les normes ont gagné le domaine des services, notamment à travers des normes relatives aux processus et à la qualité service (ISO 9001).

Pour être considérée comme norme, le document doit remplir 2 conditions :

1. Les moyens et méthodes décrits doivent être reproductibles en utilisant et respectant les conditions qui sont indiquées.
2. Elle doit avoir reçu la connaissance de tous.

La norme doit impérativement :

- lister les méthodes pour reproduire un produit ou service.
- être reconnue par les professionnels du milieu concerné.

1.3.2 Différents types de normes

On distingue quatre types de normes :

- 1) **les normes fondamentales** : elles donnent les règles en matière de terminologie, sigles, symboles, métrologie (exemple : norme iso 31 : elle définit les grandeurs et unités).
- 2) **les normes de spécifications** : elles indiquent les caractéristiques, les seuils de performance d'un produit ou d'un service (exemple : norme EN2076 - lingots et pièces moulées en alliage d'aluminium et de magnésium).
- 3) **les normes d'analyse et d'essais** : elles indiquent les méthodes et moyens pour la réalisation d'un essai sur un produit (exemple : norme NA455 qui fixe la procédure à suivre pour déterminer l'équivalent de sable).
- 4) **les normes d'organisation** : elles décrivent les fonctions et les relations organisationnelles à l'intérieur d'une entité (norme iso 9001 systèmes de management de la qualité et le processus qualité).

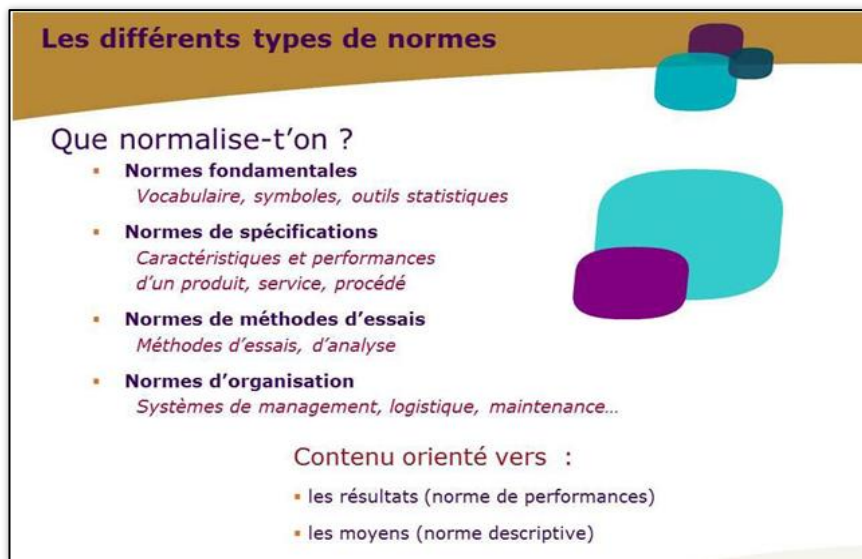


Figure 1.2 : Différents types de normes.

1.3.3 Processus d'élaboration des normes

D'une manière générale, le processus d'élaboration d'une norme suit les étapes présentées à travers l'organigramme suivant :



Figure 1.3 : Processus d'élaboration d'une norme.

1.4 Règlementation

1.4.1 Objectifs visés par la réglementation en génie civil

Le but principal pour toute réglementation est d'édicter des prescriptions qui permettent de réaliser des constructions stables, durables et fonctionnelles. Ces prescriptions doivent tendre à fixer une limite qui ne doit être ni trop basse, puisque la sécurité ne serait plus assurée, ni trop haute non plus, car

les ouvrages seraient alors d'un prix trop élevé. L'adoption d'un règlement implique donc la recherche d'un compromis entre le coût et la sécurité. L'élaboration d'un règlement nécessite le recours à un vaste programme théorique et expérimental. Il doit permettre à l'ensemble des constructeurs de bénéficier des dernières techniques accomplies : au-fur et à mesure de l'augmentation de la qualité et de la régularité de fabrication des matériaux, et d'une approche plus fine du fonctionnement des structures, il devient possible, tout en assurant un même degré de sécurité, d'augmenter le degré de sollicitations des matériaux.

1.4.2 Différences entre normes et réglementations

Réglementations, normes et standards sont des notions reliées les unes aux autres, mais présentant des différences (figure 1.4).

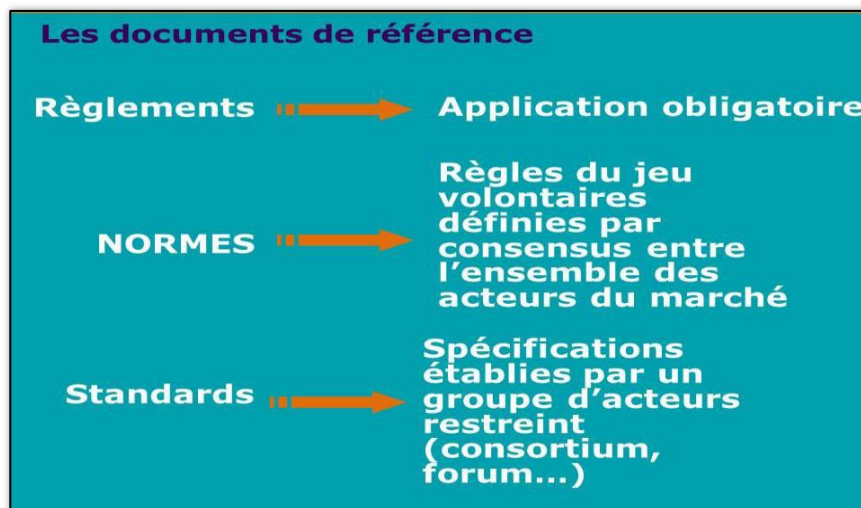


Figure 1.4 : Différence entre norme et réglementation.

1.5 Notion de sécurité en génie civil

D'une façon générale la sécurité, est définie comme l'absence de risque. Dans le domaine du génie civil elle sous-entend les notions suivantes : **stabilité, durabilité, et fonctionnalité**. Une sécurité totale étant hors de portée et ce quelques soit nos connaissances et notre maîtrise technologique, on se contente dans l'élaboration des règlements et des normes à poser un seuil de probabilité pour que l'effondrement de l'ouvrage ne se produise pas.

Pour la plupart des éléments de structures, les contraintes sont proportionnelles aux actions, si bien que si les contraintes du béton et de l'acier sont limitées à une certaine fraction $1/k$ de la contrainte ultime du matériau, on peut dire que l'élément considéré présente un coefficient de sécurité égal à k . Pour le béton précontraint, en revanche, les contraintes résultent en général de la différence de sollicitations agissant en sens contraire.

Il en résulte que la limitation de la contrainte à une fraction ultime ne suffit pas à garantir un élément de béton précontraint vis-à-vis d'un dépassement accidentel des actions : il est donc absolument nécessaire d'effectuer une vérification directe de la sécurité en recherchant directement les actions qui engendrent l'Etat-Limite ultime.

Une deuxième conséquence réside dans le fait qu'une diminution des actions peut se révéler aussi dangereuse qu'une augmentation de celles-ci: dès que la précontrainte est appliquée à un élément de béton, il faut donc veiller à ce que les charges prises en compte dans le calcul s'appliquent en même temps, car la compensation des contraintes de signe contraire ne se produirait pas, et l'action de la précontrainte pourrait être suffisante pour entraîner la ruine de l'ouvrage.

1.6 Evolution des méthodes de calcul des ouvrages en béton armé

Les ouvrages ou les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

Le calcul permet de justifier qu'une sécurité appropriée est assurée :

- vis-à-vis de la ruine de l'ensemble de l'ouvrage ou de ses éléments constitutifs.
- vis-à-vis d'un comportement non satisfaisant en service.

Les recommandations du comité européen du béton (C.E.B) et de la fédération internationale de la précontrainte (F.I.P) classent les méthodes d'après :

- le mode d'introduction des coefficients relatifs à la sécurité en :
 - méthodes des contraintes admissibles.
 - méthodes aux états-limites.
- la conception même de la sécurité en :
 - méthodes déterministes.
 - méthodes probabilistes.

1.6.1 Méthode des contraintes admissibles

Le calcul fait intervenir les sollicitations de service, qui sont pondérées pour les justifications relatives à la ruine de l'ouvrage, en vue de tenir compte du caractère plus néfaste des surcharges à caractère variable. En ce qui concerne la justification de la résistance, les sollicitations pondérées sont calculées dans l'hypothèse de l'élasticité, en supposant que le béton n'est pas fissuré.

On déduit de ces efforts des contraintes, qui sont calculées en admettant que le béton est fissuré. Ainsi, la résistance à la traction est considérée comme nulle et la totalité des tractions est équilibrée par les aciers. De plus, on admet la proportionnalité des contraintes aux déformations (loi de Hooke), il en résulte que, dans le calcul des contraintes des pièces prismatiques qui relèvent de la théorie des poutres,

les formules usuelles de la résistance des matériaux des poutres homogènes peuvent s'appliquer au béton armé, sous réserve de remplacer chaque section d'acier ' A ', par une section de béton fictive ' $n.A$ ' (n étant le coefficient d'équivalence) ayant même centre de gravité.

Les contraintes ainsi calculées ne doivent pas dépasser des valeurs admissibles égales aux résistances nominales des matériaux multipliées par des coefficients de minoration appropriés. La méthode aux contraintes admissibles ne tient pas compte du risque de dépassement de certaines charges telles que le séisme et le vent compte-tenu de leur caractère aléatoire et la méconnaissance de leurs valeurs maximales.

1.6.2 Méthode des états-limites

1.6.2.1 Historique

La méthode des états-limites a été mise au point en vue de remplacer la méthode des contraintes admissibles et a été adoptée tout d'abord par le Comité Européen du Béton dans ses recommandations internationales unifiées en 1964.

Depuis ces recommandations ont été étendues au béton précontraint ainsi qu'aux diverses formes intermédiaires associant dans un même ouvrage des armatures ordinaires passives et des armatures actives. Une commission mixte du Comité Européen du Béton et de la Fédération Internationale de la Précontrainte a ainsi préparé des recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, qui ont été adoptées officiellement en juin 1970.

La méthode aux états-limites a pour objet d'intégrer l'ensemble des vérifications relatives à la ruine d'une part, à l'état de service d'autre part, de manière rationnelle et en tenant compte aussi fidèlement que possible du comportement réel des matériaux, mis en évidence par des essais.

Un état limite est défini comme un état au-delà duquel l'ouvrage ou l'un de ses éléments est mis hors service, c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il a été conçu, les états-limites se classent en deux catégories :

a. Etat-limite ultime (ELU) :

Il correspond à la ruine de l'ouvrage ou l'un de ses éléments. Cette ruine pourra résulter :

- d'une perte de stabilité (exemple : renversement de l'ouvrage)
- d'une instabilité élastique liée à la forme de l'élément tel le flambage
- d'un dépassement de la capacité portante du matériau
- des déformations plastiques exagérées.

b. Etat-limite de service (ELS) :

C'est un état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitations et de durabilité. Pour le béton, les états-limites de service sont :

- l'état limite de fissuration.
- l'état limite de déformation.
- les dommages tels la corrosion.
- les vibrations excessives.

Un même ouvrage devra satisfaire à la fois à des conditions d'états limites de service et d'états limites ultimes. Dans la pratique, on peut distinguer essentiellement deux types de calcul : la vérification et le dimensionnement. La vérification d'un ouvrage se traduira par une relation du type :

Sollicitation de calcul agissante \leq *Sollicitation résistante*

$$S_a \leq S_r \quad \dots (1.1)$$

Avec une sollicitation agissante S_a de la forme :

$$S_a = \sum \psi_i \gamma_i Q_i \quad \dots (1.2)$$

Où :

- Q_i : représente la valeur caractéristique de l'action i .
- γ_i : un coefficient de pondération de cette action.
- ψ_i : un coefficient de non-occurrence simultanée de deux ou plusieurs actions à leur valeur caractéristique au même instant.

On doit vérifier que l'inégalité (1.2) est satisfaite pour la structure globale.

1.6.3 Théorie probabiliste de la sécurité

Un ouvrage aura une sécurité acceptable, si sa probabilité de ruine est inférieure à une valeur fixée à priori, valeur que l'on peut faire varier selon les conséquences engendrées par la ruine de l'ouvrage, selon la durée de vie que l'on escompte pour celui-ci, et selon des données économiques. L'approche de la sécurité selon la théorie probabiliste nécessite la connaissance des lois de distribution des actions agissant sur la structure. Actuellement, une analyse probabiliste complète est techniquement impossible.

1.6.4 Résistance de calcul

La sollicitation résistante de calcul du matériau est définie par :

$$\frac{S(f_k)}{\gamma_m} \quad \dots (1.3)$$

Où :

f_k : représente la contrainte caractéristique et γ_m un coefficient de sécurité du matériau.

1.7 Présentation générale des règles Algériennes C.B.A. 93

En Algérie c'est le ministère de l'habitat (en collaboration avec des organismes spécialisés) qui a la charge d'éditer les règlements et autres normes concernant le domaine de la construction. Le Document Technique Réglementaire D.T.R-B.C. 2.41 intitulé "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", en abrégé C.B.A 93 a été approuvé officiellement par le ministère de l'habitat le 29 décembre 1993. Le document de 185 pages se compose de 16 chapitres et de 5 annexes (C, D, E, F, G).

1.7.1 Objectifs du règlement

Le C.B.A 93 a pour principal objet de spécifier les principes devant servir à la conception et aux calculs des structures et ouvrages réalisés en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants. Ainsi les ouvrages d'arts sortent du cadre d'application de ce document.

Du fait de la prédominance des techniques de construction en béton armé ce document constitue sans conteste, avec le règlement parasismique R.P.A/2003 (D.T.R-B.C. 2.48) l'un des règlements les plus importants du domaine de la construction. Il s'inscrit en droite ligne dans la philosophie du premier document de base du schéma technique réglementaire national, savoir le DTRBC 2.1 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages" qui fixe les méthodes modernes de vérification des structures basées sur la théorie des états limites et qui est lui-même issu de la norme internationale ISO 2394 - 1973. Cette théorie de traitement "semi-probabiliste" de la sécurité des constructions a été d'ailleurs à la base des règlements européens et internationaux parus ces dernières années dans ce domaine particulier.

Le groupe de travail spécialisé (G.T.S) représentatif de l'administration et de la profession «organismes spécialisés, entreprises et bureaux d'études) a apporté aussi un certain nombre d'adaptations relatives aux conditions climatiques ou de réalisation locales.

C'est donc le premier règlement technique national en la matière et qui vient se substituer officiellement et définitivement à une pratique admise jusqu'à présent et qui consistait à utiliser de facto les règlements français existants à savoir le "C.C.B.A 68" basé sur la théorie des "contraintes admissibles" (domaine élastique), le B.A.E.L 80 (révisé en 83, puis en 1991).

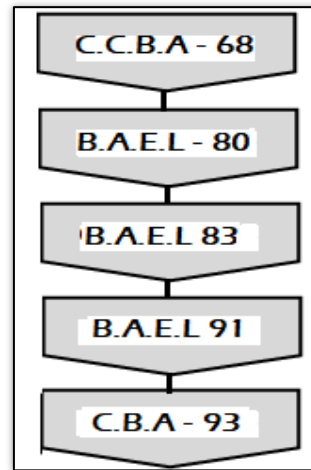


Figure. 1.5 : Evolution de la réglementation en Algérie.

1.7.2 Domaines d'application

Le C.B.A. 93 est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m^3 de béton mis en œuvre. Ainsi les bétons à base de granulats léger sort du cadre d'applications.

1.8 Présentation générale des Euro codes

La normalisation en matière de construction codifie des méthodes de conception et de calcul permettant d'obtenir, lorsqu'elles sont correctement appliquées et sous réserve d'une qualité de réalisation adéquate, un ouvrage assurant la sécurité des personnes et des biens, offrant l'usage auquel il est destiné et bénéficiant d'une durabilité en cohérence avec sa durée d'usage prévue. En effet, les normes et notamment les Euro codes, sont établies et approuvées par des commissions réunissant les organismes intéressés par chacun des sujets concernés : maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, entreprises et industriels [1].

1.8.1 Qu'est-ce que sont les Euro codes

Les Euro codes sont des normes européennes de conception et de calcul des ouvrages de génie civil et des bâtiments. Leur rôle est de définir des exigences de performances d'ouvrages, des niveaux de sécurité et des méthodes de vérification pour satisfaire ces exigences ou atteindre les niveaux de sécurité requis. Ils admettent que certains paramètres soient déterminés au niveau national [1].

Les Euro codes reconnaissent la responsabilité des autorités de régulation dans chaque État membre et sauvegardent leur droit de déterminer les valeurs liées à la réglementation au niveau national pour les aspects de sécurité, car ils pourraient varier d'un État à l'autre [2].

1.8.2 Place des Euro codes dans la normalisation européenne

L'objet des Euro codes est de donner des méthodes communes de conception organisées dans une série de textes techniques mis à disposition des états membres, constituant une référence technique et commerciale dans le domaine du génie civil, ces règles communes à l'intérieur de l'Union européenne sont également adoptées par des états européens non membres de l'UE, éventuellement destinés à le devenir [1].

L'application des Euro codes permet de bénéficier d'une présomption de respect des prescriptions de sécurité, de stabilité et de durabilité des constructions en service, ainsi que de sécurité au feu exigées par la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de construction (DPC), dans la mesure où ils permettent de déterminer les performances des structures ou des éléments structuraux vis-à-vis de ces exigences. Leur application doit faciliter les échanges des services, des travaux et des produits dans le domaine de la construction dans le marché intérieur [1].

La conception d'un ouvrage est conforme aux Euro codes si elle respecte l'ensemble des dispositions de l'ensemble des Euro codes avec les valeurs des paramètres de sécurité définies dans chaque état membre par l'annexe nationale. Si un état accepte sur un sujet particulier l'application de règles de calcul non explicitement autorisées par les Euro codes, ce qui est son droit, la conception ne pourra être déclarée «conforme aux Euro codes» [1].

1.8.3 Bref historique

Les Euro codes sont une série de normes européennes régissant la conception des ouvrages de construction. L'objectif des Euro codes est la suppression des barrières commerciales et techniques par l'utilisation de spécifications techniques identiques dans chaque pays. En 1989, la Commission européenne a adopté la directive 89/106/EEC sur les produits de construction, Cette directive organise le statut et les conditions préalables des Euro codes et leur mode d'application dans les Etats membres [3].



Figure. 1.6 : Historique des Euro codes. [4]

1.8.4 Objectifs des Euro codes

Les Euro codes sont utilisés en tant que documents de référence pour les finalités suivantes :

- Pour vérifier la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil, en particulier pour répondre aux exigences suivantes [2] :
 - Résistance mécanique et stabilité.
 - La sécurité en cas d'incendie.
- Les contrats, et particulièrement les marchés publics, dans le domaine de l'ingénierie et des travaux [1].
- L'établissement de spécifications techniques harmonisées relatives à des produits de construction (euro-normes et agréments techniques européens) [5].

Les Euro codes fournissent des règles communes aux fins suivantes [2] :

- conception structurelle, en cours d'utilisation.
- conception des structures dans son ensemble.
- conception d'éléments de structure, de type traditionnel ou innovant.

1.8.5 Organisation des Euro codes

Les Euro codes actuels sont au nombre de dix textes couvrant les aspects techniques du calcul structural et du calcul au feu des bâtiments et des ouvrages de génie civil ; chacun subdivisé en parties et sous parties. Chaque Euro code est caractérisé par un numéro de norme européenne (EN). Ex. : EN 1991 pour l'Euro code 1, etc. [6].

Tableau 1.1 : Liste des Euro codes. [1]

EN 1990	Euro code 0	Bases de calcul des structures
EN 1991	Euro code 1	Actions sur les structures
EN 1992	Euro code 2	Calcul des structures en béton
EN 1993	Euro code 3	Calcul des structures métalliques
EN 1994	Euro code 4	Calcul des structures mixtes acier- béton
EN 1995	Euro code 5	Calcul des structures en bois
EN 1996	Euro code 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Euro code 7	Calcul géotechnique
EN 1998	Euro code 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Euro code 9	Calcul des structures en aluminium

Les Euro codes 0, 1, 7 et 8 constituent le tronc commun des méthodes proposées, Les autres Euro codes concernent les méthodes spécifiquement adaptées aux matériaux employés. Chacune de ces normes est subdivisée en sections et annexes [7].

1.8.6 Lien entre les Euro codes

Les Euro codes forment un ensemble cohérent qui apporte une plus grande homogénéité dans les règles de calcul et de justification des ouvrages [4].

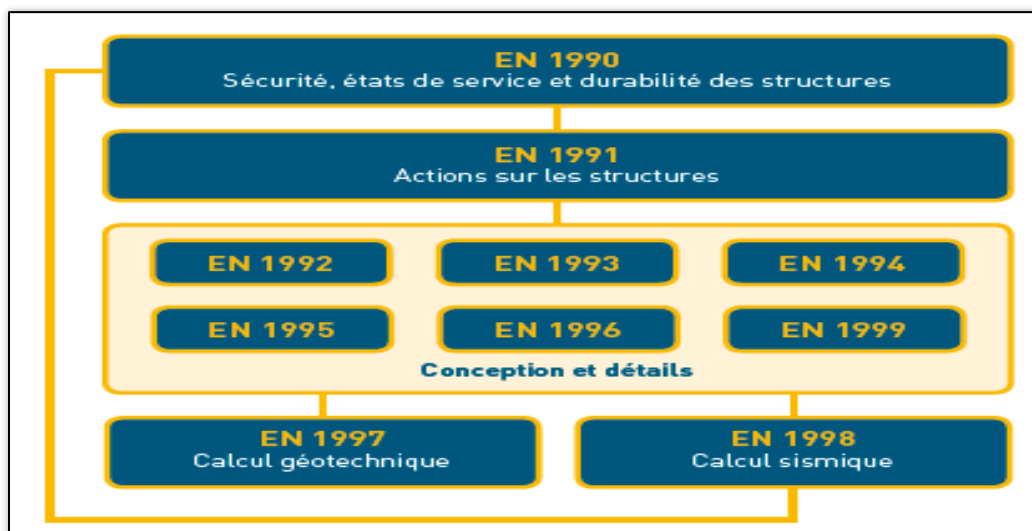


Figure 1.7 : Liens entre les différents Euro codes. [4]

1.8.7 Les annexes nationales

Les annexes nationales fournissent des paramètres déterminés au niveau national (NPD) à certaines clauses des normes européennes EN 199 autorisant un choix national, Elles précisent les informations complémentaires non contradictoires (NCCI) pour faciliter l'application des normes. Elles sont indissociables des normes auxquelles elles se réfèrent. Ces annexes ont généralement un préfixe qui indique le pays concerné. Quelques exemples d'annexes européennes sont présentés à travers le tableau 1.2 [8] :

Tableau 1.2 : Quelques exemples d'annexes européennes. [8]

Préfixe	signification	Zone d'application
EN	Europeen Norm	Europe
BS	British Standards	Royaume-Uni
DIN	Deutsches Institut für Normung	Allemagne
IS	Irish Standards	Irlande
NBN	Bureau de Normalisation	Belgique
NF	Norme Française	France

1.8.8 Euro codes et les annexes nationales

Considérant l'applicabilité future obligatoire de ces documents pour le domaine de la construction l'échelle européen, la comité Européen des normalisations encourage à appliquer les Euro codes et les annexes nationales dès à présent [4].

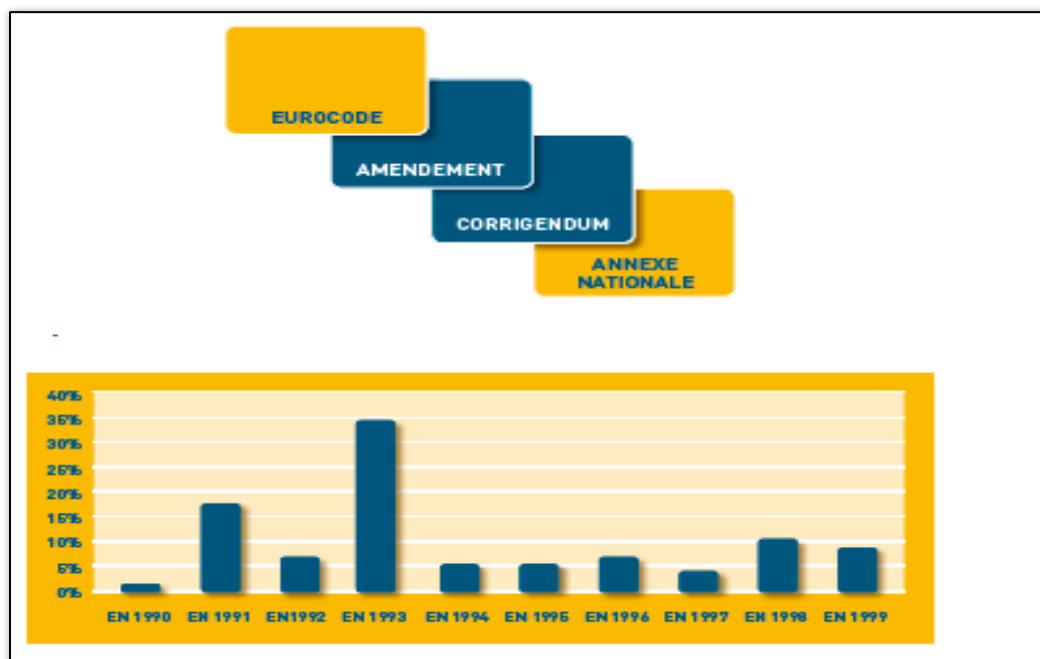


Figure 1.8 : Répartition des annexes nationales par Euro code. [4]

1.8.9 Euro codes dans le domaine des bâtiments

La liste des Euro codes applicables à la conception et au calcul des bâtiments en béton est indiquée dans le tableau 1.3 [1].

Tableau 1.3 : Les Euro codes applicables au calcul des bâtiments en béton armé où précontraint. [1]

	Textes de référence
Détermination des actions et formation des combinaisons d'actions	
Poids volumique et actions dues au poids propre	EN 1991-1-1
Charges d'exploitation des bâtiments	EN 1991-1-1
Actions sur les structures exposées au feu	EN 1991-1-1-2
Charges de neige	EN 1991-1-1-3
Actions du vent	EN 1991-1-1-4
Actions thermiques	EN 1991-1-1-5
Actions en cours de construction	EN 1991-1-1-6
Actions accidentelles	EN 1991-1-1-7
Combinaisons d'actions	EN 1990+Annexe A1
Calcul de la structure en béton	
Dimensionnement (règles générales)	EN 1992-1-1
Calcul au feu	EN 1992-1-2
Calcul des fondations	
Dimensionnement (règles générales)	EN 1997-1+EN1992-1-1
Calcul des constructions en zone sismique	
Dimensionnement : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments	EN 1998-1
Renforcement et réparation des bâtiments	EN 1998-3
Dimensionnement des fondations et murs de soutènement	EN 1998-5

1.9 Présentation générale des Eurocodes2

L'EC 2 (norme NF EN 1992 – calcul des structures en béton) est la norme de base pour le calcul des structures en béton. L'Euro code 2 comprend quatre(4) normes permettant de concevoir et dimensionner les structures et les éléments structuraux des constructions en béton (bâtiments, ouvrages d'art, silos et réservoirs) et ou de vérifier les propriétés mécaniques des éléments structuraux préfabriqués en béton.

L'Euro code 2 remplace en fusionnant les règles de calcul du béton armé (BAEL) et du béton précontraint (BPEL) en un texte unique, les quatre normes de l'euro code2 sont :

- NF EN 1992(Partie-1-1) : règles générales et règles pour les bâtiments
- NF EN 1992(Partie-1-2) : règles générales : calcul du comportement au feu
- NF EN 1992(Partie-2) : ponts : calcul et dispositions constructives
- NF EN 1992(Partie-3) : silos et réservoirs.

La partie-1-1 : '**Règles générales et règles pour les bâtiments**' contient 12 sections et 10annexes (notées de A à J) [9].

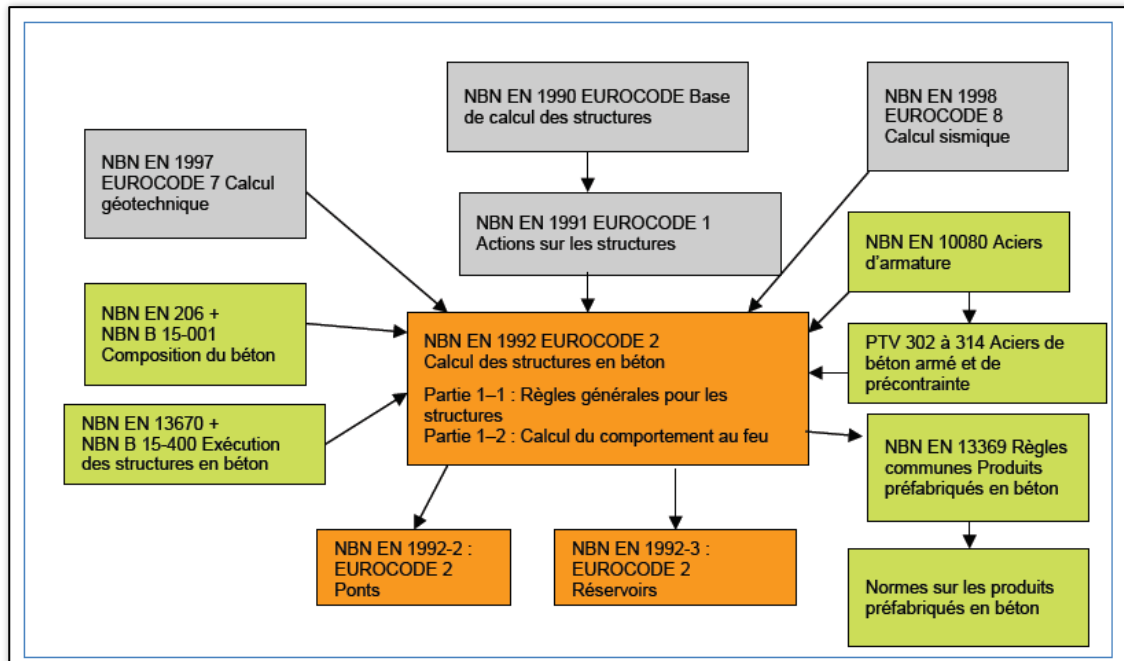


Figure 1.9 : Relation entre l'Euro code 2 et les autres normes. [10]

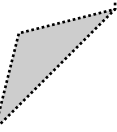
1.9.1 Domaines d'application de l'EC2

L'EC2 permet le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint. Il traite en conformité avec l'Euro code 0 (Base de calcul des structures) des principes et des exigences pour la résistance mécanique, la sécurité, l'aptitude au service, la durabilité et la résistance au feu des structures en béton [9].

1.10 Conclusion du premier chapitre

Une synthèse de ce premier chapitre nous permet de conclure que :

- *L'Algérie s'est dotée depuis 1993 d'un code de calcul national applicable aux ouvrages courants en béton armé.*
- *Les pays de la communauté Européenne ont unifiés leurs codes de calcul dans le domaine du génie civil à travers des documents réglementaires intitulés Euro codes.*
- *Les codes de calcul pour les ouvrages en béton Algérien C.B.A 93 et l'Euro code 2 pour les ouvrages en béton armé et précontraint reposent tous les deux sur la méthode aux états-limites.*
- *Les deux codes de calcul traitent des principes et des exigences pour la résistance mécanique, la sécurité, l'aptitude au service, la durabilité avec un complément supplémentaire concernant la résistance au feu des structures en béton pour l'EC2.*
- *La réglementation dans le domaine du génie est évolutive et ce afin de tenir compte des nouveaux matériaux élaborés et une meilleure maîtrise des lois de comportement des matériaux.*



Références bibliographiques du premier chapitre

- [1] « Projet Tfe (Étude Comparative Entre BAEL91 Et L’Eurocode2) - Free Download PDF ». https://kupdf.net/download/projet-tfe-etude-comparative-entre-bael91-et-139eurocode2_598da445dc0d605e1c300d1c_pdf (consulté le 20 avril 2020).
- [2] Rédaction, « Calcul de Structure : qu’est-ce que sont les Eurocodes », BibLus, mai 30, 2017. <http://biblus.accasoftware.com/fr/calcul-de-structure-eurocodes/> (consulté le 20 avril 2020).
- [3] « Eurocodes - Infosteel ». <https://www.infosteel.be/fr/materiaux/technique-normes/eurocodes.html#statuts-des-eurocodes> (consulté le 20 avril 2020).
- [4] « guide-eurocodes-et-annexes-nationales.pdf ». Consulté le 20 avril 2020. [En ligne]. Disponible sur : <https://portail-qualite.public.lu/dam-assets/fr/publications/normes-normalisation/information-sensibilisation/guide-eurocodes-et-annexes-nationales/guide-eurocodes-et-annexes-nationales.pdf>.
- [5] « Eurocodes : impératifs ou supplétifs ? (fr) - La GBD ». [https://www.lagbd.org/index.php/Eurocodes%3A%9ratifs_ou_suppl%3A%9tifs_%3F_\(fr\)](https://www.lagbd.org/index.php/Eurocodes%3A%9ratifs_ou_suppl%3A%9tifs_%3F_(fr)) (consulté le 20 avril 2020).
- [6] « Etude et conception d’une construction en charpente métallique et béton selon les eurocodes », Cours Génie Civil | BTP - Livres - PFE - Formations - Exercices - Projets. <https://www.geniecivilstore.com/2017/12/etude-et-conception-dune-construction.html> (consulté le 20 avril 2020).
- [7] « Eurocodes, l’harmonisation normative européenne de la construction | LABELS Construction | Le blog de Christophe Chabbi ». <http://www.chabbi.fr/2012/06/eurocodes-harmonisation-normative-construction/> (consulté le 20 avril 2020).
- [8] « Les Eurocodes et leurs annexes nationales », févr. 04, 2019. https://www.lisa.blue/help/the_eurocodes/fr_FR (consulté le : 20 avril 2020).
- [9] « CT-G12.32-85.pdf | Béton armé | Résistance des matériaux », Scribd. <https://fr.scribd.com/document/58969895/precontraint> (consulté le : 22 avril 2020).
- [10] « EC2CommentCalculer.pdf ». Consulté le 22 avril 2020. [En ligne]. Disponible sur : https://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/autres-publications/fr/EC2CommentCalculer.pdf.

Règlements

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- Norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générale et règles pour les bâtiments.



Chapitre 2
Caractères du béton et des
aciers



Chapitre 2 : Caractères du béton et des aciers

2.1 Introduction

Pour pouvoir dimensionner et ferrailer les éléments en béton, l'ingénieur aura besoin des propriétés mécanique et physiques des matériaux utilisés. Dans les prochains paragraphes nous allons présenter les principales propriétés du béton et des aciers telles que présentées par les règles Algériennes C.B.A 93 et Européennes EC2.

2.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants et ajouts cimentaires pour en modifier les propriétés. C'est actuellement de loin le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit dans le domaine du bâtiment ou en travaux publics [1].

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température et l'hygrométrie.

Le béton résiste aux efforts de compression, mais il présente une résistance faible aux efforts de traction, c'est pour cela que l'on adjoint au béton des armatures en acier qui travaillent à la fois à la traction et à la compression. Cette association donne naissance à un matériau résistant appelé le béton armé. Or, l'utilisation du béton sur le plan pratique présente des avantages et des inconvénients résultants de la complexité de ce matériau [1].

2.2.1 Avantages du béton armé

- La simplicité d'exécution : grâce à l'état pâteux du béton et le pliage de l'acier.
- La commodité de préfabrication : le développement du béton armé a donné des éléments préfabriqués faciles à poser et à assembler sur chantier.
- La résistance au feu : le béton par sa nature est un matériau résistant à la chaleur excessive une construction en béton peut être réutilisée, en cas d'incendie, après sa réfection contrairement à une construction métallique [1].
- Economie d'entretien : les constructions en béton armé nécessitent peu d'entretien.
- Durabilité : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer la protection des armatures [2].

2.2.2 Principaux inconvénients du béton armé

Malgré les nombreux avantages cités précédemment, le béton armé présente toutefois quelques inconvénients majeurs à savoir :

- c'est un matériau relativement lourd dans la mesure où les parties tendues ne servent qu'à enrober les armatures, constituant ainsi un poids mort non négligeable.
- une présence systématique de fissures.
- les portées libres réalisables sont assez limitées : elles sont de l'ordre de 20 mètres environ.
- La difficulté de modifier un ouvrage en béton armé présentant des imperfections [1].
- Brutalité des accidents : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [2].

2.2.3 Résistance caractéristique à la compression du béton

2.2.3.1 Résistance caractéristique selon le C.B.A 93 (A.2.1.1.1)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci, notée f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locale et des régies de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Des exemples de valeurs usuelles de résistance en compression du béton proposé par le C.B.A. 93 sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Valeurs de f_{c28} en fonction du dosage et de la classe du ciment

Classes du ciment		CPA 325	
Conditions de fabrication du béton		AS	CC
f_{c28}	16		
	20	325	300
	25	375	350
	30	(1)	(1)

Dans le tableau précédent :

- CC, désigne les conditions courantes de fabrication des bétons.
- AS, signifie avec autocontrôle surveillé.
- (1), cas à justifier par une étude appropriée.

Règlementairement (A.2.1.1.1) et pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, les règles C.B.A. 93 se réfèrent à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré selon les approximations suivantes :

- Pour : $f_{c28} \leq 40MPa$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) f_{c28} \quad \dots (2.1)$$

Pour les bétons non traités thermiquement les règles C.B.A 93 donnent pour les bétons de résistance au plus égale à 40MPa , les taux de croissance reportés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Evolution de la résistance en compression dans le temps pour $f_{c28} \leq 40MPa$

Age du béton (jours)	3	7	14	21	28
$\frac{f_{cj}}{f_{c28}}$ (%)	41,4	66,2	85,5	94,6	100

- Pour : $f_{c28} > 40MPa$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1,40 + 0,95j} \right) f_{c28} \quad \dots (2.2)$$

Pour les bétons qui n'ont fait l'objet d'aucun traitement thermique, les règles C.B.A 93 donnent pour les bétons de résistance caractéristique supérieure à 40MPa , les taux de croissance reportés dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Evolution de la résistance dans le temps pour $f_{c28} > 40MPa$.

Age du béton (jours)	3	7	14	21	28
$\frac{f_{cj}}{f_{c28}}$ (%)	70,6	86,9	95,2	98,4	100

Lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours, la valeur de f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} pour justifier la résistance des sections. Pour d'autres types de vérifications, on peut évaluer la valeur de f_{cj} , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement, par les formules suivantes :

$$f_{c\infty} = 1,1f_{c28} \quad \text{si : } f_{c28} \leq 40MPa \quad \dots (2.3)$$

$$f_{c\infty} = f_{c28} \quad \text{si : } f_{c28} > 40MPa \quad \dots (2.4)$$

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre (16×32) cm^2 .

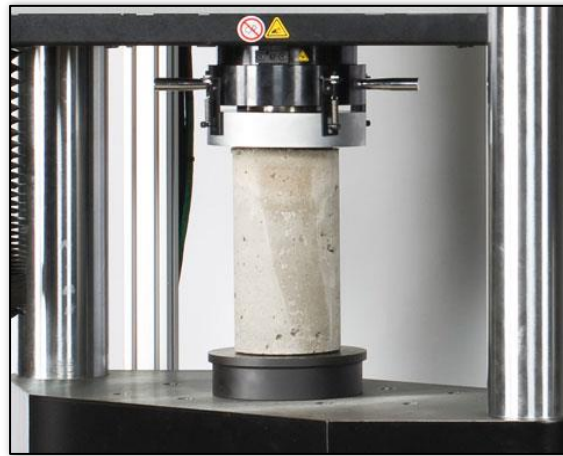


Figure. 2.1 : Ecrasement d'éprouvettes cylindriques de béton avec une presse hydraulique

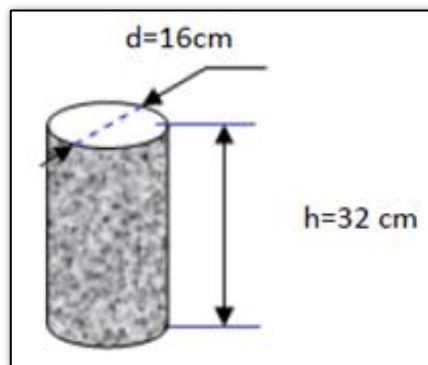


Figure. 2.2 : Eprouvette cylindrique (diamètre 16cm, hauteur 32cm)

2.2.3.2 Résistance caractéristique à la compression selon l'EC2 (A.3.1.2)

Pour la détermination de la résistance en compression du béton, l'EC2 laisse aux utilisateurs le choix entre les éprouvettes cylindriques et les éprouvettes cubiques (figure 2.3).

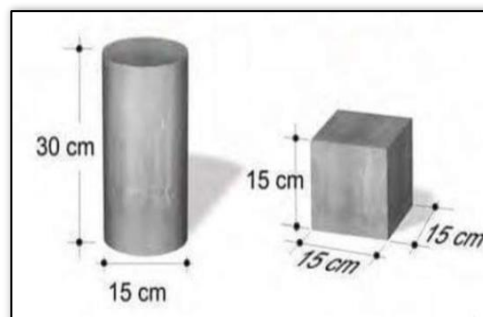


Figure. 2.3 : Dimensions des éprouvettes cylindriques et cubiques selon l'EC2

Cependant il fixe le rapport des résistances entre les deux formes comme suit :

$$\frac{f_{cylindre}}{f_{cube}} = 0,83 \quad \dots (2.5)$$

a. Classe d'un béton selon l'EC2

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique mesurée sur cylindre où sur cube, sous le forme de $C\ x/y$, le premier chiffre indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cylindre, le second chiffre indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cube. L'EC2 plafonne la résistance en compression du béton à hauteur de 90MPa, et définit quatorze classes de résistance qui sont directement reportées dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 : Classes de résistance du béton et résistance caractéristique à la compression f_{ck} et résistance moyenne f_{cm} selon l'EC2

Classe	12/15	16/20	20/25	25/30	30/35	35/45	40/50
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48
Classe	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105
f_{cm}	53	58	63	68	78	88	98

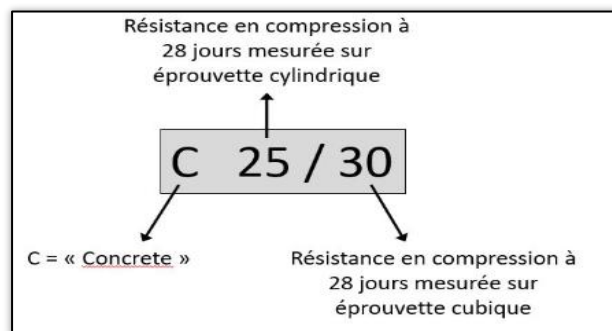


Figure. 2.4 : Classe de résistance d'un béton selon l'EC2

b. Evolution de la résistance en compression dans le temps selon l'EC2

Pour une température moyenne de 20°C et une cure effectuée conformément à l'EN 12390, la résistance moyenne à la compression du béton $f_{cm}(t)$ à un âge t quelconque en jours, peut être déduite de la résistance f_{cm} à 28 jours par la relation :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad \dots (2.6)$$

Avec :

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad \dots (2.7)$$

Où :

$f_{cm}(t)$: résistance moyenne en compression du béton à l'âge (t).

f_{cm} : résistance moyenne en compression du béton à 28 jours.

$\beta_{cc}(t)$: coefficient qui dépend de l'âge.

t : âge du béton exprime en jours.

s : coefficient qui dépend du type de ciment.sa valeur est de :

- 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R (rapide), CEM 52,5 N (normal) et CEM 52,5 R (classe R).
- 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (classe N).
- 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (classe S).

La loi donnant la variation du facteur $\beta_{cc}(t)$ selon l'équation 2.7 pour les trois classes de ciments est représentée à travers la figure suivante :

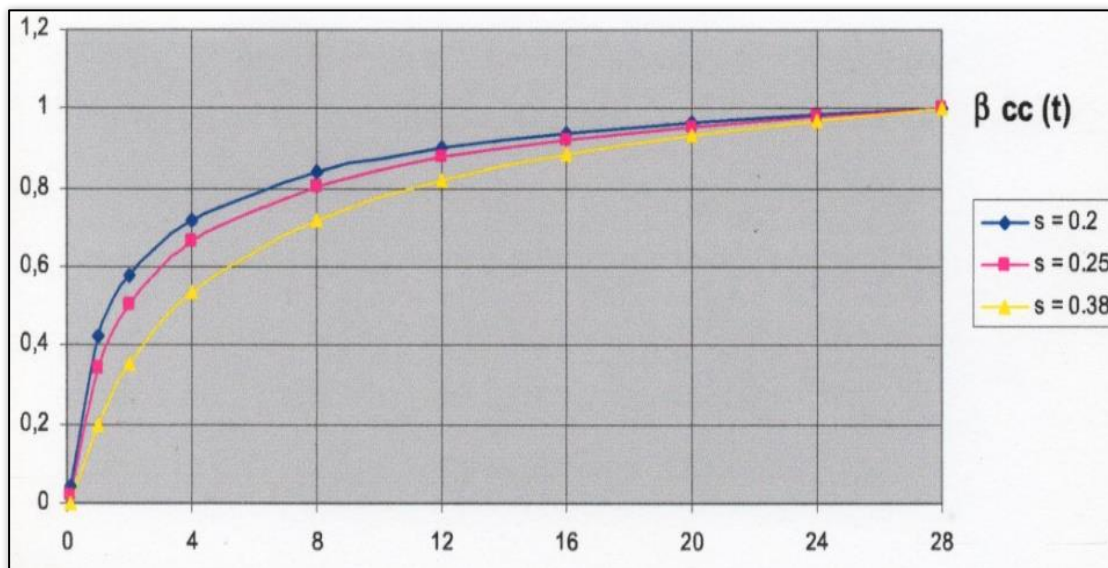


Figure.2.5 : Variation du coefficient $\beta_{cc}(t)$ dans le temps

Commentaires

- L'éprouvette cubique présente l'avantage de peser nettement moins que les traditionnelles éprouvettes cylindriques en effet : un cube d'arête 15cm pèse pratiquement la moitié d'un cylindre ($\Phi 16 \times 32$), dont la masse est d'environ 15kg. De plus, pourvu que le moule de

confection le permette, les faces de chargement sont parfaitement parallèles et planes (en faisant faire un quart de tour au cube par rapport au coulage), ce qui n'est pas le cas du cylindre.

- Le C.B.A 93 admet que l'évolution de la résistance à la compression du béton dans le temps dépend uniquement de son âge du béton.
- L'EC2 admet que l'évolution de la résistance à la compression du béton dans le temps dépend de son âge du béton mais également de la nature du ciment utilisé, ce qui corrobore mieux avec la réalité.

2.2.4 Résistance à la traction du béton

2.2.4.1 Résistance caractéristique à la traction selon le C.B.A 93 (A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie selon le C.B.A 93 par la relation suivante :

- Pour : $f_{c28} \leq 60 \text{MPa}$

$$f_{tj} = 0,06f_{cj} + 0,6 \quad \dots (2.8)$$

- Exemple :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}, \rightarrow f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{MPa}$$

Bien que dans la plupart des calculs réglementaires des pièces soumises à des contraintes normales, la résistance mécanique du béton tendu sera négligée, elle joue cependant un rôle fondamental dans le processus de la fissuration du béton et le comportement au cisaillement.

2.2.4.2 Résistance caractéristique à la traction selon l'EC2 (A.3.1.2)

Pour des bétons de classes au plus égales à C50/60, âgés d'au moins 28 jours, la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad \dots (2.9)$$

Pour les bétons de classe supérieure à C50/60 :

$$f_{tj} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \dots (2.10)$$

Les valeurs de f_{cj} et f_{tj} doivent être exprimées en MPa.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance en traction d'un béton en fonction de sa classe.

Tableau 2.5 : Valeurs de f_{ctm} en fonction de la classe de résistance du béton selon l'EC2

Classe	12/15	16/20	20/25	25/30	30/35	35/45	40/50
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5
Classe	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105
f_{ctm}	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5

Commentaire

- D'une manière générale l'EC2 fournit des valeurs de résistance en traction du béton plus avantageuses que celles du C.B.A 93.

2.2.5 Modules de déformation longitudinale

2.2.5.1 Déformations longitudinales du béton selon le C.B.A 93 (A.2.1.2)

a) déformation longitudinale instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots (2.11)$$

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

Nous avons reporté sur le tableau suivant les valeurs du module de Young du béton pour des résistances variant entre 16 et 40MPa.

Tableau 2.6 : Valeurs du module de Young en fonction de la résistance en compression du béton selon le C.B.A 93

Résistance (MPa)	16	20	25	30	35	40
Module d'élasticité (MPa)	27718	29859	32164	34180	35982	37619

b) déformation longitudinale différée

Pour des chargements de longue durée on utilisera le module différé E_{iv} , qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, cette approche simplificatrice, permet d'estimer les déformations cumulées dues à la déformation instantanée élastique et au fluage à un temps infini.

Le C.B.A 93 propose la formule suivante pour la détermination du module de Young différée du béton, au temps $t = \infty$ en fonction de sa résistance caractéristique à la compression.

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \dots (2.12)$$

2.2.5.2 Déformation longitudinale du béton selon l'EC2 (A 3.1.3)

En exprimant le module de déformation longitudinale instantanée enMPa l'EC2 propose l'expression suivante :

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad \dots (2.13)$$

Le tableau suivant reporte la valeur du module instantané en fonction de la classe du béton selon l'EC2.

Tableau 2.7 : valeur de E_{cm} en fonction de la classe du béton selon EC2

Classe	12/15	16/20	20/25	25/30	30/35	35/45	40/50	50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	50
$E_{cm}(GPa)$	27	29	30	31	33	34	35	36

Commentaires

- On peut constater à partir d'une lecture des valeurs reportées dans les tableaux précédents que les règles C.B.A donnent des valeurs concernant le module de Young supérieures à celles de l'EC2.
- dans le temps dépend uniquement de son âge du béton.
- Le CBA/93 donne les valeurs du module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton en fonction uniquement de la résistance à la compression du béton à j jours.

- Tandis que l'EC2 prévoit une évolution du module d'élasticité du béton en fonction du temps, de la résistance moyenne à la compression, du module d'élasticité déterminé à 28 jours et de la nature des granulats.

2.2.6 Coefficient de poisson (ν)

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = - \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \right) \quad \dots (2.14)$$

2.2.6.1 Selon le C.B.A.93 (A.2.1.3)

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 pour le calcul des déformations
- 0 pour le calcul des sollicitations.

2.2.6.2 Selon l'EC2 (A.3.1.3)

Le coefficient de poisson peut être pris égal à 0,2 pour le béton non fissuré et à 0 pour le béton fissuré.

2.2.7 Coefficient de dilatation thermique

La dilatation thermique est la tendance de la matière à changer en volume lorsque la température change. Lorsqu'une substance est chauffée, ses particules commencent à se déplacer plus rapidement par conséquent, ils maintiennent généralement une séparation moyenne plus grande.

2.2.7.1 Selon le C.B.A.93 (A.3.1.3.3)

Le coefficient de dilatation du béton armée égal à $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$.

2.2.7.2 Selon l'EC2 (A.3.1.3)

Le coefficient linéaire de dilatation thermique peut être pris égal à $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

2.2.8 Masse volumique

2.2.8.1 Selon le C.B.A.93 (A.3.1.2.1)

La masse volumique du béton armée est prise égale à 2500 kg/m^3 .

2.2.8.2 Selon l'EC2 (A.11.3.1)

D'après un tableau présenté dans l'EC2 on peut constater que la masse volumique du béton armée est fonction de la classe de la masse volumique et en générale la masse volumique pour le béton dit normal égale à 2500kg/m^3 .

Commentaires

- *Aucune différence n'est constatée entre les deux règlements (C.B.A. 93 et EC 2) au niveau du coefficient de poisson, le coefficient de dilatation thermique ainsi que la masse volumique du béton.*

2.2.9 Le fluage

Le fluage du béton est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

2.2.9.1 Selon le C.B.A.93 (A.2.1.2.2)

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les formations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

2.2.9.2 Selon l'EC2 (A.3.1.4. et annexe B)

Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge. La déformation de fluage du béton à l'instant $t = \infty$, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$, sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton (t_0), est donnée par la relation suivante :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad \dots (2.15)$$

- Lorsque : $\sigma_c \leq 0.45.f_{ck}(t_0)$:

$\varphi(\infty, t_0)$: c'est le coefficient de fluage du béton qu'on détermine par la valeur obtenue à l'aide de la figure présenté dans l'EC2 (Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales).

- Lorsque : $\sigma_c \geq 0.45.f_{ck}(t_0)$:

Le coefficient de fluage théorique non-linéaire est déterminé par de la manière suivante :

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1.5(k_\varphi - 0.45)) \quad \dots (2.16)$$

Avec :

$\varphi_k(\infty, t_0)$: Le coefficient de fluage théorique non linéaire, qui remplace $\varphi(\infty, t_0)$.

k_φ : Le rapport $(\sigma_c / f_{cm}(t_0))$, dans lequel σ_c est la contrainte de compression et $f_{cm}(t_0)$ la résistance moyenne en compression du béton à la date du chargement.

Selon l'annexe B et pour plus d'informations y compris sur l'évolution du fluage avec le temps, le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ peut être calculé à partir de :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \dots (2.17)$$

Où :

φ_0 : est le coefficient de fluage conventionnel.

$\beta_c(t, t_0)$: est un coefficient qui rend compte du développement du fluage avec le temps après chargement.

Commentaires

- *On remarque une différence entre les deux règlements au niveau de la définition de la déformation due au fluage du béton.*
- *L'EC2 envisage deux méthodes de calcul du coefficient de fluage du béton suivant la valeur calculée de la contrainte de compression σ_c .*

2.2.10 Le retrait

Le retrait correspond au raccourcissement du béton au cours de son durcissement et ce en l'absence de toute sollicitation. Le retrait a plusieurs origines, mais les deux effets principaux sont le retrait d'origine chimique, dit «retrait endogène» et le retrait de dessiccation ou retrait de séchage.

Le retrait endogène est dû à une diminution du volume de béton du fait de la réaction chimique de prise du béton. Les molécules avant réaction chimique occupent en effet un volume plus élevé que les molécules après réaction, ce qui engendre donc une diminution de volume [5].

Le retrait de dessiccation provient de l'évaporation des molécules d'eau non consommées par la réaction chimique. Ceci entraîne également un raccourcissement du béton. La figure suivante présente la variation du retrait en fonction du rapport eau/ciment pour différentes proportions en granulats.

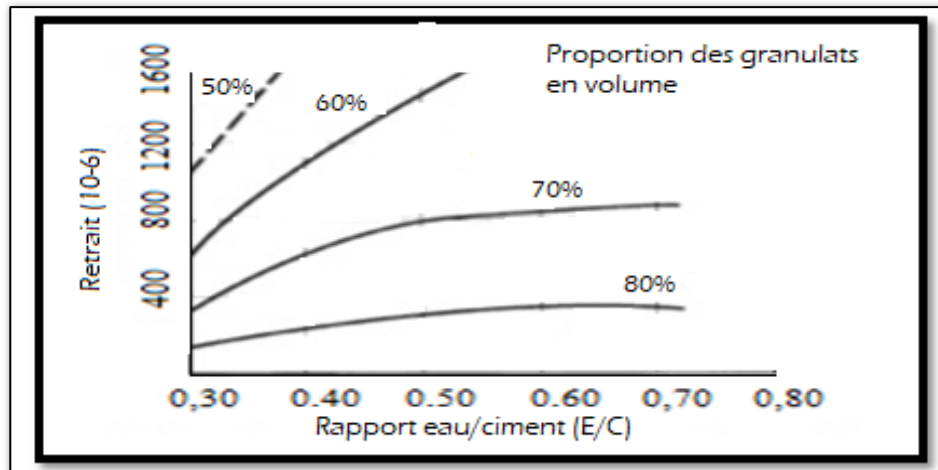


Figure.2.6 : Influence du rapport eau/ciment et granulats/ciment sur le retrait

2.2.10.1 Valeurs du retrait final en Algérie C.B.A.93 (A.2.1.2.2 et annexe G)

Les valeurs du retrait final change d'un règlement à un autre en fonction généralement du climat qui y règne dans chaque pays. En Algérie et concernant le retrait final, on pourra adopter les valeurs forfaitaires suivantes données par le document technique règlementaire intitulé règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.

Tableau 2.8 : Valeurs dur retrait final pour le territoire national selon C.B.A.93

Zone climatique	Retrait final : ϵ_r
Climat humide zone A	2.10^{-4}
Climat tempéré sec zone B	3.10^{-4}
Climat chaud et sec zones B', C et D1	4.10^{-4}
Climat très sec ou désertique zones D2 et D3.	5.10^{-4}

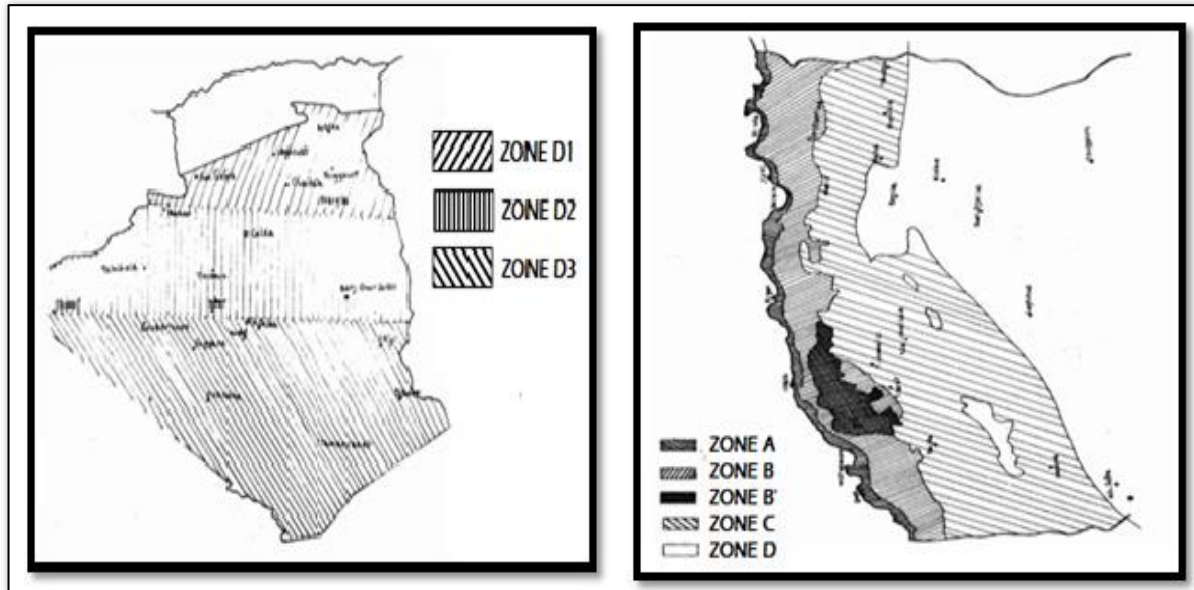


Figure.2.7 : Cartes de micro zonage climatique de l'Algérie

2.2.10.2 Etude règlementaire du retrait selon l'EC2 (A.3.1.4. (6) et annexe B)

Le raccourcissement total (retrait de dessiccation et retrait endogène) peut se mettre sous la forme :

$$\varepsilon_{es}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \dots (2.18)$$

✓ Le retrait endogène :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) \cdot \beta_{as}(t) \quad \dots (2.19)$$

Avec :

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad \dots (2.20)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad \dots (2.21)$$

t : étant exprimé en jours.

✓ Le retrait de dessiccation est donné par :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0)k_h\varepsilon_{cd0} \quad \dots (2.22)$$

Avec :

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} \quad \dots (2.23)$$

α_{ds1} et α_{ds2} sont des coefficients qui dépendent du type de ciment.

$$\beta_{RH} = 1,55 \left(1 - \left(\frac{R_H}{R_{H0}} \right)^3 \right) \quad \dots (2.24)$$

R_H : est l'humidité relative de l'environnement ambiant en %.

$R_{H0} = 100\%$.

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad \dots (2.25)$$

Rayon moyen :

$$h_0 = \left(\frac{2A_c}{u} \right) \quad \dots (2.26)$$

Où u : est le périmètre de la section et A_c la section de béton.

Les valeurs du coefficient k_h et du retrait de dessiccation non gênée ϵ_{cd0} sont reportées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 2.9 : Valeurs du coefficient k_h

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tableau 2.10 : Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gênée ϵ_{cd0} (en %) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

Classe du béton (MPa)	Humidité relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90 /105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Commentaires

- Le C.B.A 93 donne uniquement la valeur du retrait final en fonction de la zone climatique d'implantation de l'ouvrage.
- L'EC2 propose une démarche nettement plus détaillée et intègre plusieurs paramètres dont notamment le taux d'humidité, la nature du ciment et le rayon moyen des pièces réalisés.

2.2.11 Lois de comportements

Les lois de comportement de la matière, étudiées en science des matériaux et notamment en mécanique des milieux continus, visent à modéliser le comportement des fluides ou solides par des lois empiriques lors de leur déformation.

2.2.11.1 Diagramme contraintes-déformations pour le calcul aux l'ELU selon le C.B.A.93

Le diagramme caractéristique contraintes-déformations (A.4.3.4) du béton est schématisé sur la figure 2.8. Il est composé d'un arc de parabole de second degré et d'un rectangle.

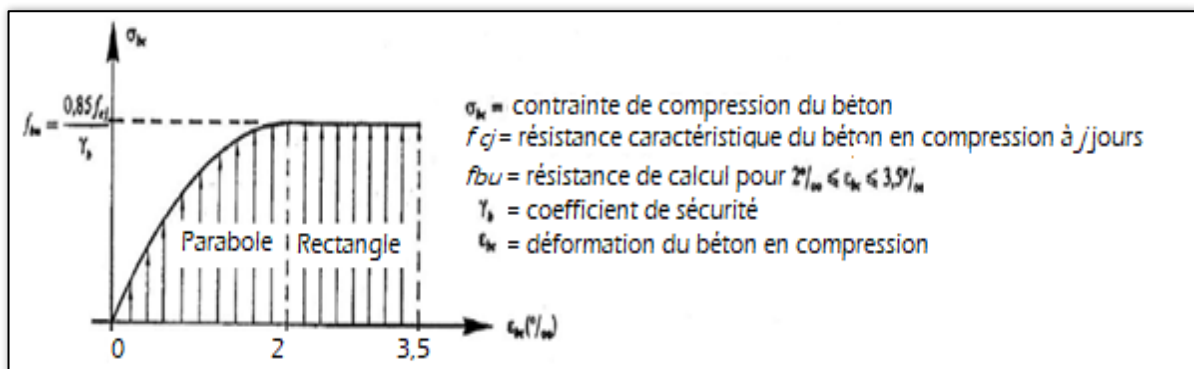


Figure.2.8 : Diagramme parabolique-rectangle

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

- d'abscisse :
- 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.

2.2.11.2 Diagramme contraintes-déformations du béton selon l'EC2(A.3.1.5)

Soumettons un prisme de béton à une déformation croissante, et traçons le diagramme représentant le raccourcissement relatif $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ en fonction de σ .

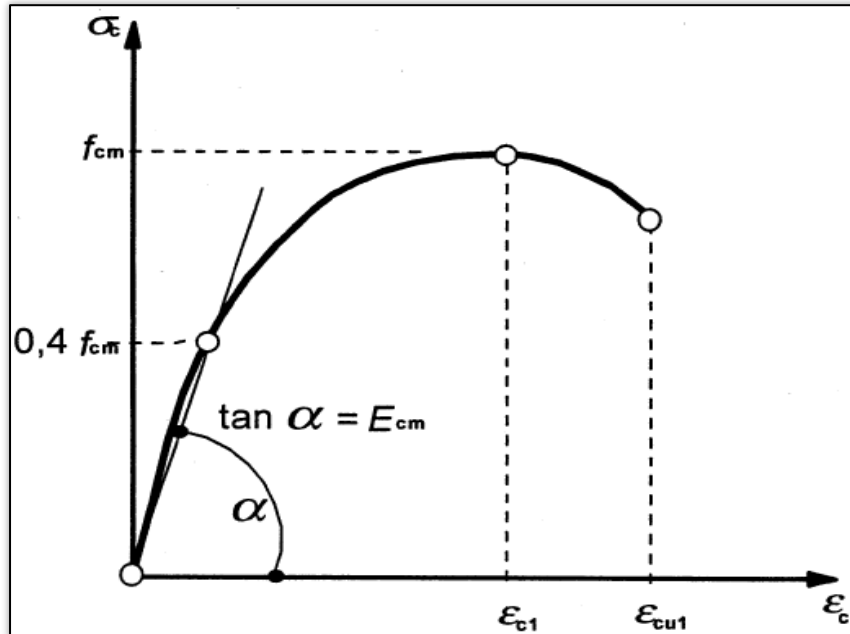


Figure.2.9 : Diagramme proposé par l'EC2 pour l'analyse structurale

Le diagramme obtenu est sensible à la vitesse de montée en déformation. C'est pourquoi il est indispensable d'opérer à vitesse normalisée.

Le fonctionnement est tout d'abord élastique ($\sigma = 0,4f_{cm}$): on peut définir un module élastique moyen (E_m): qui est égal au module sécant pour ($\sigma = 0,4f_{cm}$). La courbe $\sigma(\varepsilon)$ passe par un maximum, dit pic de contrainte, pour une déformation ε_{c1} de l'ordre de $2 \cdot 10^{-3}$, la rupture du béton ne survenant que pour un raccourcissement estimé, en général, à $\varepsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Commentaires

- L'EC2 présente des diagrammes supplémentaires et différents du CBA/93 et donc des valeurs de déformations limites distinctes.
- D'après les diagrammes de deux règlements, on constate qu'ils ont la même forme.

2.3 Les aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone) [3].

Dans les techniques du bâtiment, l'acier est livré sous forme d'éléments prêts à être utilisés [4].

2.3.1 Les armatures pour béton armé

Les produits sidérurgiques les plus couramment utilisés en béton armé sont les ronds lisses (RL) de nuance douce, les barres à haute adhérence (HA) en acier naturel ou écroui et les treillis soudés (TS). Le tableau suivant présente les principales propriétés physiques des armatures pour béton armé fabriqués localement.

Tableau 2.11 : Propriétés physiques des armatures passives [5]

Diamètre nominal (mm)	Aire nominale (mm ²)	Poids
HA6	28,3	0,222
HA8	50,3	0,395
HA10	78,5	0,617
HA12	113	0,888
HA14	154	1,21
HA16	201	1,58
HA20	314	2,47
HA25	491	3,85
HA32	804	6,31
HA40	1256	9,86

Les masses des barres d'aciers ont été calculées à partir d'une masse volumique de 7850 kg/m^3 .

2.3.2 Armatures à haute adhérence (HA)

L'adhérence acier béton peut être considérablement améliorée en réalisant des saillies sur le noyau rond de l'armature. On a ainsi imaginé différentes formes de saillies dont les meilleures sont constituées de noyaux cylindriques munis de nervures enroulées en hélice. On parle alors d'acier à haute adhérence.

2.3.2.1 Diagramme conventionnel des armatures passives selon le C.B.A 93 (A.2.2.2)

Il s'agit de diagrammes simplifiés utilisés dans les codes de calcul des structures en béton armé et précontraint dont le C.B.A.93. Les deux figures suivantes montrent respectivement les diagrammes contraintes déformations d'un acier naturel et d'un acier écroui.

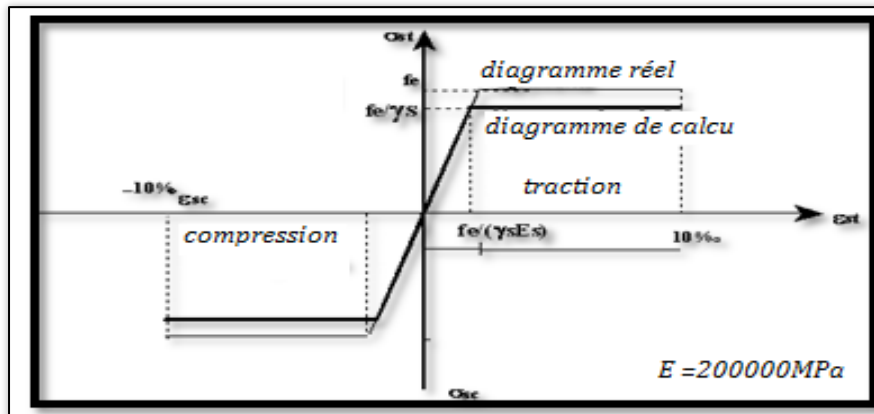


Figure 2.10 : Diagramme conventionnel des aciers naturels

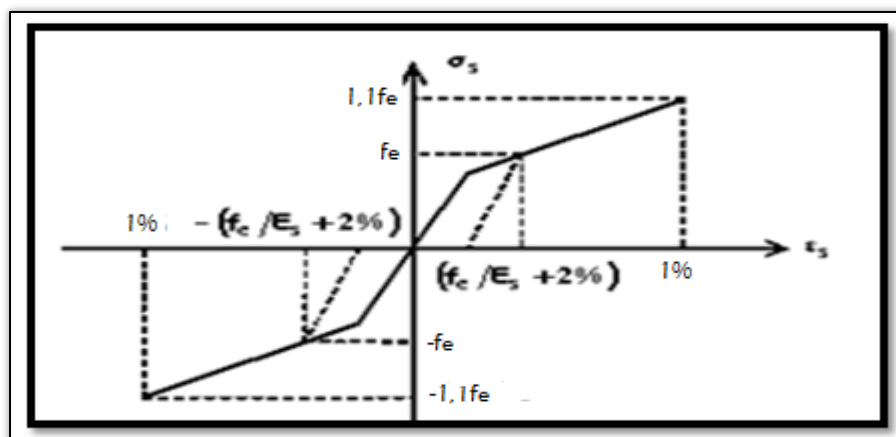


Figure 2.11 : Diagramme conventionnel des aciers écrouis

Avec :

- ϵ_s = allongement relatif de l'acier, limité à 0,1%.
- E_s = module d'élasticité longitudinal pris égal à 2×10^5 MPa.
- f_e = limite élastique garantie par le fabricant exprimée en MPa, au moins égale à 400MPa.

2.3.2.2 Diagramme contrainte-déformation selon l'EC2 (A.3.2.7)

Les aciers des armatures de béton armé utilisés avec l'EC2 sont dans la gamme. Ils sont soit laminés à chaud et possèdent une certaine ductilité, soit des profilés laminés à froid avec une ductilité plus faible. L'annexe C de l'EC2 distingue trois classes de ductilité :

- Classe A → la moins ductile
- Classe B → normal
- Classe C → la plus ductile.

Les aciers à hautes adhérence (HA) sont de classe B au sens de l'annexe C de l'EC2. Le diagramme conventionnel utilisé est reproduit sur la courbe suivante :

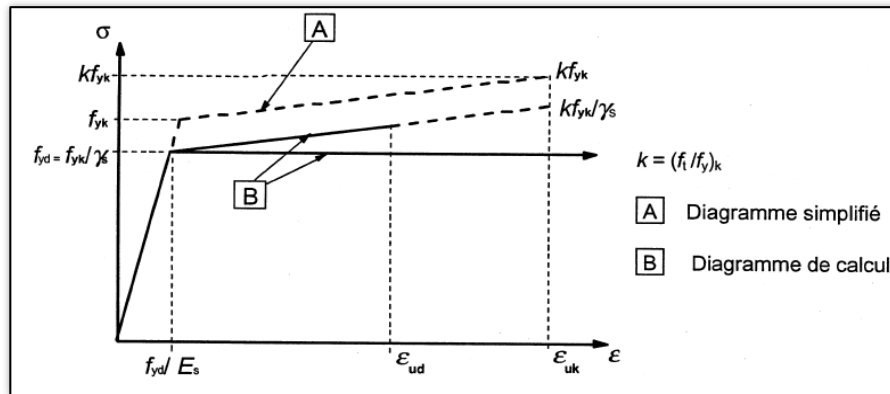


Figure 2.12 : Diagramme contrainte-déformation simplifié

Selon les recommandations de l'EC2 :

- la valeur moyenne de la masse volumique peut être supposée égale à 7850 kg/m³.
- la valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être supposée égale à 2.10^5 MPa.
- La limite d'élasticité (f_{yk}) égale à 400 à 600 MPa armatures à haute adhérence et soudables, y compris les treillis soudés.

2.3.3 Les treillis soudés

Les treillis soudés (TS) peuvent se présenter sous forme de fils bruts de tréfilage ou de fils tréfilés à haute adhérence. Les fils sont ensuite assemblés par soudure pour constituer des mailles carrées ou rectangulaires. D'un point de vue commercial, les treillis soudés se présentent :

- Sous forme de rouleaux (figure 2.13) de 25 m de longueur pour les diamètres inférieurs ou égaux à 5 mm.



Figure 2.13 : Rouleau d'un treillis soudés

2.3.4 Nuances des armatures pour béton armé

Les aciers pour béton armé sont désignés par leur limite d'élasticité garantie f_e (exprimée en MPa), leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). Pour les ronds lisses, il existe deux nuances FeE215 et FeE235, correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 et 235 MPa, pour les barres

à haute adhérence, les nuances sont $FeE400$ et $FeE500$ et correspondent à des limites d'élasticités garanties de 400 et 500MPa.

Tableau 2.12 : Spécifications mécaniques des nuances d'aciers HA selon la norme Algérienne NA8634

Nuance	Limite supérieure d'écoulement	Résistance à la traction	allongement	Résistance de traction d'écoulement
RB 400	400	440	14	1.05
RB 400W	400	440	14	1.05
RB 500	500	550	14	1.05
RB 500W	500	550	14	1.05

2.3.5 Aptitudes des armatures passives à rester solidaires au béton

Ces aptitudes s'expriment à travers le coefficient de fissuration η et de scellement ψ .

a. Valeurs du coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les barres HA où fils HA de diamètre supérieur ou égal à 6mm.
- $\eta = 1,3$ pour les fils de diamètre inférieur à 6mm.

b. Valeurs du coefficient de scellement

- $\psi = 1$ pour les ronds lisses.
- $\psi = 1,5$ pour les barres où fils HA.

Commentaires

- *D'après les diagrammes de deux règlements, on constate qu'ils ont la même forme.*
- *La nouveauté est que, dans L'EC2 deux courbes de contrainte- déformation de calcul sont données : l'une avec branche inclinée et l'autre avec palier horizontal sans limite (qui supprime l'existence du pivot A)*
- *On peut noter une différence entre les deux diagrammes de calcul de l'acier au niveau de la limite de la déformation et de la contrainte maximale.*
- *Aucune différence n'est constatée entre les deux règlements (C.B.A. 93 et EC 2) au niveau du module d'élasticité et la masse volumique de l'acier.*

- *On remarque que la limite d'élasticité varie entre 400 et 600 MPa pour l'EC2, par contre le C.B.A 93 au plus égale à 400 MPa.*

2.4 Conclusion du deuxième chapitre

Une synthèse de ce deuxième chapitre nous permet de conclure que :

- *Enfin on peut conclure dans ce chapitre une comparaison entre les propriétés réglementaires des matériaux (béton et acier) selon le C.B.A.93 et l'EC2. On constate que les deux règlements utilisent des notions, des hypothèses et des spécifications techniques pour traiter et justifier certaines caractéristiques de béton (résistance en compression et en traction, module de Young, fluage et retrait...). Par contre il y'a des caractéristiques traitées de la même façon dans les deux règlements (le coefficient de poisson, le coefficient de dilatation thermique et la masse volumique du béton).*
- *Pour l'acier on constate que les deux règlements prennent en considération des notions totalement différentes pour justifier la même caractéristique de l'acier.*
- *En générale les propriétés réglementaires de l'EC2 sont plus détaillées et plus explicites.*

Références bibliographiques du deuxième chapitre

- [1] « Projet Tfe (Étude Comparative Entre BAEL91 Et L'Eurocode2) - Free Download PDF », https://kupdf.net/download/projet-tfe-etude-comparative-entre-bael91-et-139eurocode2_598da445dc0d605e1c300d1c_pdf (consulté le 20 avril 2020).
- [2] S. Koko, « Cours Du Béton Armé I : République Algérienne Démocratique et Populaire », Consulté le : mai 04, 2020. [En ligne]. Disponible sur : https://www.academia.edu/8673476/Cours_Du_B%C3%A9ton_Arm%C3%A9_I_R%C3%A9publique_Alge%C3%A9rienne_D%C3%A9mocratique_et_Populaire.
- [3] « (PDF) COURS DE BÉTON ARME-Suivant les Règles BAEL 91 Et modifications 99 juin 2002-Révision n°2 Mars 2009 A | WALLET Joey - Academia.edu », https://www.academia.edu/5345752/COURS_DE_B%C3%89TON_ARME-Suivant_les_R%C3%A8gles_BAEL_91_Et_modifications_99_juin_2002-R%C3%A9vision_n_2_Mars_2009_A (consulté le mai 04, 2020).
- [4] « L'acier, un matériau de construction aux multiples avantages ». <https://www.futura-sciences.com/maison/questions-reponses/architecture-acier-materiau-construction-multiples-avantages-10956/> (consulté le mai 04, 2020).
- [5] CHERAIT.Y, NAFA.Z, "Eléments de matériaux de construction", éditions offices des publications universitaires, (2008).

Règlements

- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1994.*
- *Norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

Normes

- *NF EN 12390-3 : Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes - Essais pour béton durci - Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes.*
- NA8634



Chapitre 3
Justifications des ouvrages
en béton armé selon le
C.B.A 93 et l'EC2



Chapitre 3 : Justifications des ouvrages en béton armé selon le C.B.A 93 et l'EC2

3.1 Introduction

Dans ce troisième chapitre nous allons exposer les résultats d'une analyse comparative entre le C.B.A 93 et l'EC2, analyse qui a porté sur les points suivants :

- Les domaines d'utilisation
- Les combinaisons d'actions
- L'état-limite de compression du béton armé à l'état-limite de service
- La vérification des flèches
- La protection des aciers
- L'adhérence acier – béton.

3.2 Domaines d'utilisation des deux codes

Le C.B.A. 93 est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m³ de béton mis en œuvre.

L'EC 2 est applicable aux ouvrages et constructions en béton armé (même très faiblement) et précontraint, soumis toutes les conditions d'expositions. Il s'applique aussi au béton normal qu'au béton léger.

Commentaires

- *Le champ d'application de l'EC2 est nettement plus vaste que celui du C.B.A 93. Il s'applique à plusieurs catégories de béton armé où précontraint.*

3.3 Combinaisons d'actions

3.3.1 Actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure (tassement par exemple). On peut classer les actions selon leur variation dans le temps [1].

3.3.2 Actions et valeurs représentatives

Selon leur nature, les actions sont classées en :

- actions permanentes (poids propre, poids des équipements fixes, précontrainte, etc.).
- actions variables (qui peuvent être cycliques comme la température climatique, ou intermittentes comme les charges d'exploitation ou les charges d'origine naturelle telles que la neige et le vent).
- Actions accidentelles (séismes, chocs, explosions).

a) Les actions permanentes

Les actions permanentes, autres que la précontrainte, notée G . Ces actions sont habituellement les suivantes :

- le poids propre des éléments de la construction
- le poids des équipements fixes
- les poids, poussées et pressions des solides et des liquides, lorsque leurs intensités sont pratiquement constantes dans le temps
- les déformations permanentes imposées
- les efforts de montage.

b) Les actions climatiques

Elles comprennent les actions de la neige (notée S_n (Snow en anglais), du vent (notée W (Wind en anglais), du sable (dans les zones sahariennes) et de la variation de la température (notée T).

c) Les actions variables

Pour tenir compte de différentes probabilités d'occurrence ainsi que de l'application simultanée de plusieurs actions variables, on introduit pour elles, outre des valeurs caractéristiques Q_k , diverses valeurs représentatives dites :

- valeurs caractéristiques
- valeurs fréquentes
- valeurs quasi permanentes.

❖ Exemples de surcharges d'exploitation

En Algérie, les surcharges d'exploitation agissantes sur les ouvrages sont fixées par le document technique réglementaire D.T.R. B.C.2.2 intitulé '*Charges permanentes et charges d'exploitation*'. Au niveau Européens c'est l'Euro code 1 intitulée '*Actions sur les structures*' (Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments) qui fixe ces valeurs.

Le tableau suivant présente quelques valeurs de charges d'exploitation sur les différentes parties des bâtiments à usage d'habitation selon le D.T.R. B.C.2.2 et l'Euro code 1.

Tableau 3.1 : Exemples de charges d'exploitations agissantes sur les immeubles à usage d'habitation

Eléments	D.T.R B.C 2.2 (kg/m²)	EC 1 (kg/m²)
Les planchers à usage d'habitation	150	150
Les planchers à usage commercial	500	400 à 500
Les balcons	350	350
Les escaliers	250	250

d) Les actions accidentelles

Telles que les explosions, les chocs, les séismes, etc. Elles sont notées A (ou F_A). La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées par le règlement en vigueur. Au niveau national, les actions sismiques sur certains types d'ouvrages courants, sont évaluées conformément aux Règles Parasismiques Algériennes. Au niveau Européens c'est l'Euro code 1 intitulée 'Actions sur les structures' (Partie 1-7) qui définit les actions accidentelles à considérer.

3.3.3 Situations

Les états limites distinguent principalement 2 types de situation :

a. Les situations durables

La durée d'application est du même ordre que la durée de vie de la construction.

b. Les situations temporelles

La durée d'application est beaucoup plus faible que la durée de vie de la construction, on distingue :

- Les situations transitoires.
- Les situations accidentelles [2].

3.3.4 Sollicitations de calcul

Pour une combinaison d'action précise, on commence par le calcul des sollicitations, c'est-à-dire, les moments de flexion, le moment de torsion, l'effort normal et l'effort tranchant à l'aide des méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou par d'autres méthodes (recours aux logiciels dont l'utilisation est devenue quasi-automatique) [2].

3.3.5 Combinaisons d'actions

Le terme 'combinaison d'actions' est utilisé spécialement pour la définition de l'ampleur des actions à utiliser lorsqu'un état-limite comprend l'influence d'actions de nature différentes. Le processus suivant peut être utilisé pour déterminer la valeur des actions utilisée dans l'analyse :

1. Identifier la situation de projet (par exemple, permanente, transitoire, accidentelle)
2. Identifier toutes les sollicitations réalistes
3. Déterminer les coefficients partiels (voir ci-dessous) relatifs à chaque combinaison d'action possible.
4. Disposer les actions de façon à produire les conditions les plus critiques [3].

Une combinaison d'actions est généralement, la somme :

- des actions permanentes G_{kj} introduites avec une valeur moyenne (ou probable).
- une action variable de base (ou dominante) avec sa valeur caractéristique $Q_{k,i}$
- des autres actions variables d'accompagnement avec leurs valeurs de combinaison $\Psi_{i0} \gamma_Q Q_{k,i}$ fréquentes $\Psi_{i1} Q_{k,i}$ ou quasi-permanentes $\Psi_{i2} Q_{k,i}$.

On ne combine que des actions compatibles (par exemple, une charge d'entretien pour la réparation d'une toiture terrasse ne se combine pas avec une charge de neige). On ne considère que les combinaisons les plus défavorables [1].

3.3.5.1 Combinaisons d'actions selon le C.B.A. 93 (Annexe C2)

1. État-limites ultimes (ELU)

a. Situations durables ou transitoires

Symboliquement, la combinaison fondamentale peut s'écrire sous la forme générale [4] :

$$\overbrace{1,35 \cdot G_{Max} + G_{Min}}^{\text{Actions Permanentes}} + \underbrace{\gamma_{Q1} \cdot Q_1}_{\text{de Base}} + \underbrace{\sum_{i>1} 1,3 \cdot \Psi_{Qi} \cdot Q_i}_{\text{d'Accompagnement}} \quad \dots (3.1)$$

Avec :

G_{Max} : actions permanentes défavorables

G_{Min} : actions permanentes favorables

Q_1 : action variable dite de base

Q_i : action variable d'accompagnement

$\Psi_{Qi} \cdot Q_i$: valeur de combinaison

$\gamma_{Q1} = 1,5$ cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$ dans les cas suivants :

- Température.
- Charges d'exploitation étroitement bornée ou de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels) [1].

Pour les bâtiments courants, les combinaisons d'actions sont exposées dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Combinaisons d'actions selon le C.B.A.93 à l'état-limite ultime

Actions permanentes	Actions variables		
$1,35G_{max} + G_{min}$	De base $\gamma_{Q1} \cdot Q_1$	D'accompagnement $1,3 \cdot \Psi_{Q2} \cdot Q_2$	D'accompagnement $1,3 \cdot \Psi_{Q3} \cdot Q_3$
$1,35G$ 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 $1,3 \Psi_0 Q_B$ ou S_n Ou $1,3 \Psi_0 Q_B + S_n$	0 ou $0,8T$
	$1,5 S_n$	0 ou $1,3 \Psi_0 Q_B$ ou W Ou $1,3 \Psi_0 Q_B + W$	0 ou $0,8T$

Remarque :

En général, les combinaisons d'actions fondamentales à l'état-limite ultime sont de la forme : [4]

$$1,35G_{Max} + 1,5 Q_1 \quad \dots (3.2)$$

$$G_{Min} + 1,5 Q_1 \quad \dots (3.3)$$

2. États-limites de service (ELS)

On considère la combinaison rare suivante [4] :

$$G_{Max} + G_{Min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{Qi} \cdot Q_i \quad \dots (3.4)$$

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

Tableau 3.3 : Combinaisons d'actions selon C.B.A. 93 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 ou $0,77 W$ ou S_n
	W	0 ou $\Psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\Psi_0 Q_B$ ou W Ou $1,3 \Psi_0 Q_B$

Il est rappelé que les combinaisons à considérer dépendent de la définition des états limites de service. En général les actions de base sont seules à intervenir, par exemple, pour les états limites de déformation. Et les effets des variations dimensionnelles (notamment dues à la température) peuvent être négligés sous réserve de respecter certaines dispositions constructives relatives aux distances entre joints, à la flexibilité des appuis et aux pourcentages minimaux d'armatures.

Remarque : en général, la combinaison d'action fondamentale à l'état-limite de service s'écrit sous la forme [4] :

$$G_{Max} + G_{Min} + Q_1 \quad \dots (3.5)$$

3.3.5.2 Combinaisons d'actions selon l'EC2(A.2.4.3)

Les formats généraux de combinaison d'actions pour les états-limites ultimes et de service sont donnés dans l'EN 1990, Section 6. (EUROCODE 0 : Bases de calcul des structures).

1. Etat-limite ultime (ELU)

On distingue les vérifications de résistance de la structure (STR) et les vérifications de risques de perte d'équilibre statique (EQU). Les vérifications de non-dépassement de la résistance au sol (GEO) et les vérifications due à la fatigue (FAT) [1].

a. Les combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires (combinaisons fondamentales)

D'après l'Euro code 0(A.6.4.3.2 et Annexe A) la combinaison fondamentale peut s'écrire sous la forme générale :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.6)$$

$\gamma_{G,j}$: coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente $G_{k,j}$.

$\gamma_{G,j} = 1,35$: pour les actions permanentes dont l'effet augmente celui des actions variables et produisant des effets défavorables.

$\gamma_{G,j} = 1$: pour les actions permanentes produisant des effets favorables et les vérifications de résistance (STR).

$\gamma_{G,j} = 1,10$: pour les actions permanentes produisant des effets défavorables et les vérifications de risques de perte d'équilibre statique (EQU).

$\gamma_{G,j} = 0,9$: pour les actions permanentes produisant des effets favorables et (EQU).

$\gamma_{Q,1}$: Constitue un coefficient de sécurité sur l'action variable Q_i .

$\gamma_{Q,1} = 1,5$: pour les actions variables produisant des effets défavorables.

$\gamma_{Q,1} = 1,0$: pour les actions variables produisant des effets favorables.

$Q_{K,1}$: action variable dominante.

$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$: surcharge d'accompagnement d'une autre action variable $Q_{k,i}$.

γ_p : coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P.

$\Psi_{0,i} = 0,7$: pour les charges d'exploitations des bâtiments, catégorie A (habitation, zones résidentielles) [1].

- **Pour les bâtiments** et par simplification les combinaisons d'actions à l'état-limite ultime sont :
 - Lorsqu'uniquement l'action variable la plus défavorable est considérée [5] :

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j} + 1,5 Q_{K,1} \quad \dots (3.7)$$

- Lorsque toutes les actions variables sont considérées :

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j} + 1,5 Q_{K,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.8)$$

2. Etat-limite de service

Trois combinaisons d'actions peuvent être utilisées pour vérifier les états-limites de service. L'Euro code 2 indique quelle combinaison doit être utilisée pour quel phénomène (par exemple, les flèches sont contrôlées à l'aide de la combinaison quasi-permanente) [3].

- D'après l'Euro code 0 les trois types de combinaisons sont :

a) Combinaison caractéristique (permanente) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.9)$$

La combinaison caractéristique est à considérer normalement pour les états limites à court terme, liés à une seule atteinte d'une certaine valeur par l'effet étudié (par exemple, formation d'une fissure, rupture d'une cloison par déformation instantanée excessive). De façon plus synthétique, on peut dire que la combinaison caractéristique est à considérer pour des justifications vis-à-vis d'états limites de service irréversible [1].

b) Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.10)$$

La combinaison fréquente est à considérer pour des états limites à moyen terme, liés à l'atteinte par l'effet étudié d'une certaine valeur soit pendant une petite partie de la durée de référence, soit un certain nombre de fois, on peut dire que la combinaison caractéristique est à considérer pour des justifications vis-à-vis d'états limites de service réversible [1].

c) Combinaison quasi permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.11)$$

La combinaison quasi permanente est à considérer pour l'étude des effets à long terme des actions, liés à l'atteinte d'une certaine valeur par ces effets pendant une longue durée (par exemple pour l'étude du fluage d'une structure en béton) [1].

Tableau 3.4 : Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions à l'ELS

combinaison	Actions permanentes $G_{k,j}$		Actions variables $Q_{k,i}$	
	défavorables	Favorables	dominante	autres
Caractéristique	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{K,1}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,i}$
Quasi-permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{K,1}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,i}$

- **Pour les bâtiments** et Par simplification la combinaison d'action caractéristique (permanente) peut s'écrire [5] :

- Lorsqu'uniquement l'action variable la plus défavorable est considérée :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{K,1} \quad \dots (3.12)$$

- Lorsque toutes les actions variables sont considérées :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (3.13)$$

Le tableau suivant compare entre les facteurs Ψ_i qui reflètent la probabilité que les actions se produisent simultanément, adoptés par le C.B.A 93 et l'Euro code2.

Tableau 3.5 : comparaison entre les valeurs des coefficients $\Psi_{0,1,2}$ adoptées par le C.B.A93 et l'EC2

Actions variables	Ψ_0		Ψ_1		Ψ_2	
	CBA	EC	CBA	EC	CBA	EC
Habitations résidentielles	0,77	0,7	0,75	0,50	0,65	0,30
Bureaux	0,77	0,7	0,65	0,50	0,40	0,30
Lieux de réunions	0,77	0,7	0,65	0,70	0,40	0,60
Commerce	0,77	0,7	0,75	0,70	0,65	0,60
Stockage archives	0,9	1,0	0,90	0,90	0,80	0,80
Charge de la neige						
Altitude > 500m	0,77		0,30		0,10	
Altitude > 1000m		0,70		0,50		0,20
Altitude ≤ 500m	0,77		0,15		0	0
Altitude ≤ 1000m		0,50		0,20		
Vent	0,77	0,60	0,20	0,20	0	0
température	0,60	0,60	0,50	0,50	0	0

Commentaires

- On constate qu'en général les coefficients adoptés par l'EC2 sont moins sévères que ceux du C.B.A93.
- les combinaisons d'actions déterminées par l'EC2 sont plus défavorables que celles du C.B.A.93
- l'EC2 prévoit des combinaisons d'actions fondamentales différentes suivant le type de l'état limite ultime à vérifier : (EQU, STR ou STR/GEO), et à l'état limite de service suivant la durée du projet ou l'étude des effets (court, moyen, long) terme.
- Par contre au C.B.A93 nous avons une seule combinaison d'action fondamentale selon les états limites ultimes et de service.

3.4 Etat-limite de compression du béton armé à l'état-limite de service

Pendant la phase de service des constructions, il faut veiller à ce que les contraintes de compression dans le béton et des contraintes dans les aciers restent dans les limites autorisées.

3.4.1 Pour le béton

3.4.1.1 Selon le C.B.A.93

La contrainte de compression du béton en phase d'exploitation est limitée selon l'article (A.4.5.2) à :

$$0,6f_{c28} \quad \dots (3.14)$$

f_{c28} : étant la résistance caractéristique du béton déterminée sur cylindre.

3.4.1.2 Selon l'EC 2 (A.7.2)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6f_{ck}$ pour les zones soumises aux classes d'exposition XD (corrosion induite les chlorures), XS (corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer) et, XF (attaque gel/dégel). Sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $0,45f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède $0,45f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire.

f_{ck} : étant la résistance caractéristique du béton

3.4.2 Pour les aciers

3.4.2.1 Selon le C.B.A. 93 (A.4.5.3)

La limitation des contraintes de traction dans les armatures dépend du cas de la fissuration considérée. On distingue les trois cas suivants :

- Peu préjudiciable : aucune limitation. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, lorsque l'élément à vérifier est situé dans les locaux ouverts.
- Préjudiciable : la fissuration considérée comme préjudiciable si les éléments sont exposés aux intempéries (pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau. La contrainte de traction dans les armatures tendues sera limitée à la valeur suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right\} \quad \dots (3.15)$$

- Très préjudiciable : la fissuration sera considérée comme très préjudiciable si l'élément est soumis à un milieu agressif. La contrainte de traction des armatures tendues sera limitée par la valeur suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right\} \quad \dots (3.16)$$

Avec :

f_e = Limite élastique des aciers utilisés

f_{t28} = résistance caractéristique du béton en traction

$$\mu = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA} \end{cases}$$

3.4.2.2 Selon le l'EC 2 (A.7.2)

La contrainte de traction dans les armatures doit être limitée afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

- Nous pouvons considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas 400MPa. Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à 500MPa.

Commentaires

- *Au niveau du béton, les contraintes de compression limites autorisées en phase d'exploitation sont identiques pour les 2 codes de calcul.*
- *Pour les aciers, les règles C.B.A. 93 sont plus strictes et imposent de faire travailler les aciers sous des taux de contraintes relativement faibles. A titre d'exemple et pour un béton de 25MPa et des aciers de nuance FeE500, les contraintes ne devraient pas dépasser 201MPa (soit environ 40% de sa limite élastique) lorsque la fissuration est préjudiciable et 165MPa (soit environ 33% de sa limite élastique) lorsque la fissuration est très préjudiciable. Concernant l'EC 2, il borne la contrainte dans les aciers $\sigma_s = 0,8f_{yk}$, soit environ 70% de la limite élastique. Le fait d'autoriser à faire travailler l'acier à des taux plus élevés aura des conséquences sur les sections de ferrailages calculées à l'ELS.*

3.5 Vérification des flèches

La vérification des flèches des poutres fléchies constitue une étape importante dans l'étude des planchers des bâtiments. En effet des flèches excessives peuvent conduire à des désordres importants au niveau des planchers et des cloisons avec comme seuil limite leurs propres ruptures. Ainsi les règlements proposent des démarches pour procéder à leurs études.

D'une manière générale la vérification des flèches se fait pour les deux règlements à l'état-limite de service avec cependant des combinaisons différentes. En effet selon le C.B.A 93 la combinaison à considérer est la suivante :

$$G + Q \quad \dots (3.17)$$

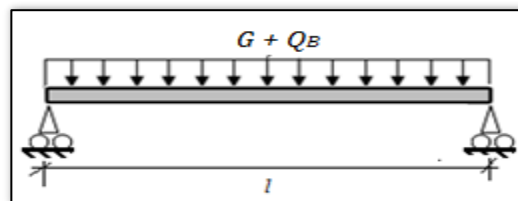


Figure. 3.1 : Combinaison pour la vérification de la flèche à l'ELS selon le C.B.A.93

Tandis que l'EC2 propose la combinaison la suivante :

$$G + 0,3Q \quad \dots (3.18)$$

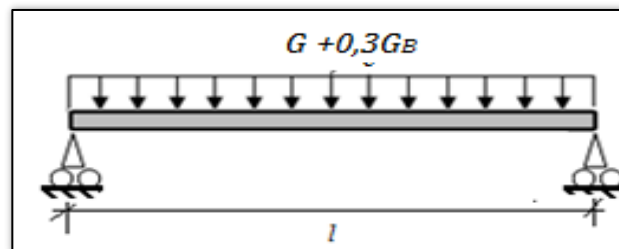


Figure. 3.2 : Combinaison pour la vérification de la flèche à l'ELS selon l'EC 2

3.5.1 Evaluation des flèches selon l'article (B 6.5.2) du C.B.A. 93

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f_{adm} = \frac{l}{500} \quad \dots (3.19)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} f_i &= \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_i I_{fi}} && \dots (3.20) \\ f_v &= \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_v I_{fv}} && \dots (3.21) \end{aligned} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section I_0 :**

$$I_0 = \frac{be^3}{12} + 15A_s \left(\frac{e}{2} - d\right)^2 - 15A'_s \left(\frac{e}{2} - d'\right)^2 \quad \dots (3.22)$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \Lambda_i \mu} \quad \dots (3.23) \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \Lambda_v \mu} \quad \dots (3.24) \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \quad \dots (3.25) \\ \Lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \quad \dots (3.26) \end{array} \right.$$

et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \dots (3.27) \\ \mu = \max\left(0 ; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}\right) \quad \dots (3.28) \\ \sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s d} \quad \dots (3.29) \end{array} \right.$$

Une fois les flèches maximales sous charges verticales calculées (soit manuellement, soit à l'aide de logiciels spécialisés), il faudra vérifier qu'elles ne dépassent pas les seuils suivants :

3.5.2 Valeurs limites des flèches selon le C.B.A. 93

L'article B 6.5.3 indique qu'à défauts de données précises, on pourra admettre les valeurs limites suivantes :

- Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes :

$$\frac{\text{Portée}}{500} = \frac{L}{500}, \quad \text{si la portée } l \leq 5m \quad \dots (3.30)$$

$$\frac{\text{Portée}}{1000} + 0,5cm, \quad \text{si la portée } l > 5m \quad \dots (3.31)$$

et pour les éléments supports en console, la valeur :

$$\frac{\text{Portée}}{250} = \frac{l}{250}, \quad \text{si la portée } l \leq 2m \quad \dots (3.32)$$

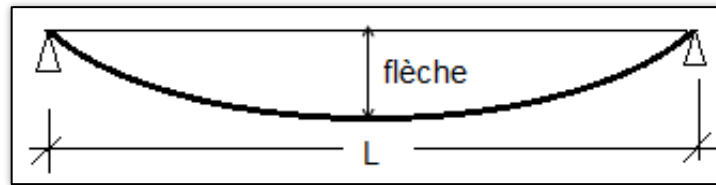


Figure. 3.3 : Vérification de la flèche [7]

3.5.3 Selon l'article 7.4 de l'Euro code 2

Pour des conditions d'utilisation normales, la flèche, calculée par rapport aux actions quasi permanentes, doit être inférieure à :

$$\left(\frac{\text{Portée}}{250}\right) \text{ dans les cas sans cloisonnement} \quad \dots (3.33)$$

$$\left(\frac{\text{Portée}}{500}\right) \text{ dans les cas avec cloisonnement} \quad \dots (3.34)$$

Commentaires

- L'évaluation des flèches est totalement différente entre le code national C.B.A. 93 et l'EC2. Pour l'EC2, on calcule les caractéristiques des sections fissurées et non fissurées pour déterminer la flèche totale alors que le C.B.A. 93 se base sur un écart entre les flèches calculées sous différents cas de charges (permanentes, permanentes avant cloisons, permanentes + exploitations)
- Les flèches sont vérifiées avec des sollicitations moins importantes (70% des surcharges en moins) selon l'EC2.

3.6 Protection des aciers

Les ouvrages en béton armé sont calculés et réalisés pour une durée de service importante. Pendant cette durée, ils ne doivent pas se dégrader à un point tel qu'ils ne remplissent plus leurs fonctions de base. Et l'une des causes principales de la dégradation du béton armé est la corrosion des armatures. Les aciers se corrodent lorsqu'ils sont en contact avec des agents agressifs comme l'eau par exemple. Concernant la prévention de la corrosion des aciers, dans des structures à construire, les normes en cours proposent aux concepteurs le respect de certains points dont principalement l'enrobage [6].

3.6.1 Définition de l'enrobage

L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature.

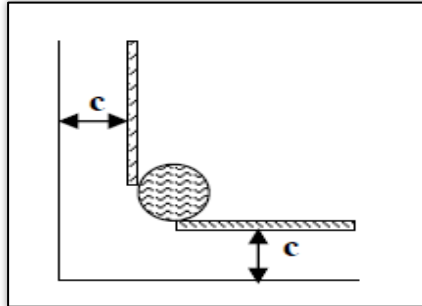


Figure. 3.4 : Définition de l'enrobage

3.6.2 Règles de protection des aciers

3.6.2.1 Selon le C.B.A. 93

C'est l'article (A.6.3.) du C.B.A qui fixe les valeurs de l'enrobage à respecter. Il y'a lieu de prévoir un enrobage minimal compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton. Quel que soit le cas de figures l'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 5cm pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage de 5cm, peut être réduit à 3cm, si, soit les armatures, soit le béton est protégé par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.
- 3cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives (et à 2 cm si $f_{c28} > 40MPa$).
- 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide. La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.
- 1cm pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

3.6.2.2 Selon l'EC2 (A.4.1, A.4.2 et Annexe E)

Selon l'EC2 La protection du ferrailage contre la corrosion dépend de la compacité, de la qualité et de l'épaisseur de l'enrobage d'une part, et de la fissuration d'autre part. La protection requise

de la structure doit être établie en considérant l'utilisation prévue, la durée d'utilisation de la construction, le programme de maintenance envisagé ainsi que les actions attendues.

❖ Classes d'exposition

L'EC2 définit 18 classes d'exposition (voir annexe I) en fonction des conditions d'environnements comme suit :

- X0 : aucun risque de corrosion ni d'attaque.
- XC1, XC2, XC3, XC4 : classes correspondant au risque de corrosion induite par carbonatation.
- XD1, XD2, XD3 : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures.
- XS1, XS2, XS3 : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer.
- XF1, XF2, XF3, XF4 : classes correspondant au risque d'attaque par gel et dégel.
- XA1, XA2, XA3 : classes correspondant au risque d'attaques chimiques.

D'après l'EC2(A.4.4) l'enrobage nominale est défini comme l'enrobage minimal c_{min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \dots (3.35)$$

c_{nom} : Enrobage à respecter

c_{min} : Enrobage minimal

Δc_{dev} : Tolérance d'exécution = 10mm

Avec :

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,sl} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad \dots (3.36)$$

$c_{min,b}$: Enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence.

Pour les barres individuelles :

$$c_{min,b} = \emptyset \quad \text{si } \emptyset \leq 32mm \quad \dots (3.37)$$

Sinon :

$$c_{min,b} = \emptyset + 5mm \quad \dots (3.38)$$

Avec :

$c_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

$\Delta c_{dur,\gamma}$: marge de sécurité (valeur recommandée selon l'EC2 = 1)

$\Delta c_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable (0 en général)

$\Delta c_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire (0 en général).

- ❖ **La classe structurale** : permet de caractériser les critères liés à la durabilité de l'ouvrage. Et c'est la classe S4 qui recommandée par l'EC2 pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants (durabilité visée de 50 ans). La classe peut être modifiée en fonction de la durée de vie visée, de la classe du béton, de la nature du liant.

Tableau 3.6 : Valeur de l'enrobage minimal c_{min} requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé.

Exigence environnementale pour $C_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

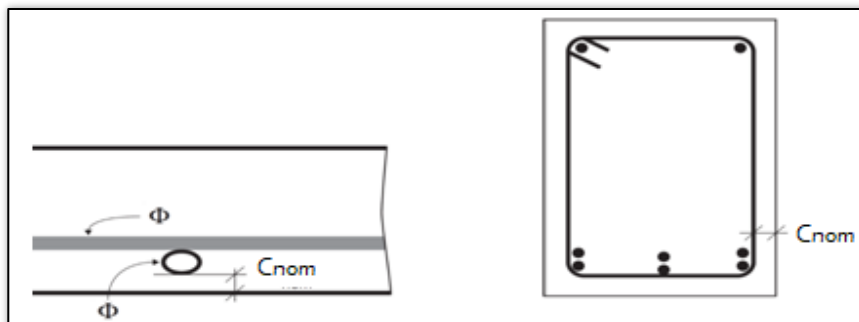


Figure. 3.5 : Enrobage des armatures selon l'EC2. [8]

- Espacements horizontal et vertical entre barres (e_h et e_v)

D'après l'EC2, (A.8.2) :

$$e_h \text{ ou } e_v \geq \max(\phi_{max}; d_g + 5mm ; 20mm) \quad \dots (3.39)$$

Avec :

ϕ_{max} : Diamètre maximal des barres

d_g : Dimension du plus gros granulat.

Commentaires

- Le C.B.A 93 propose pour la protection des armatures un enrobage minimal à respecter en fonction de l'environnement ambiant. Il varie entre 1 et 5cm.
- L'EC2 propose une démarche nettement plus détaillée car outre les 18 classes d'exposition il propose la notion de classe structurale qui permet de caractériser les critères liés à la durabilité de l'ouvrage.

3.7 Adhérence Acier – béton

3.7.1 Introduction

La transmission des efforts du béton aux armatures s'effectue par adhérence et également par la courbure que l'on pourra donner aux barres.

3.7.2 Définition

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier-béton due au frottement et à l'arc-boutement des bielles de béton. Cette adhérence peut être mesurée généralement par l'essai d'arrachement (pull out test). Si on a une barre d'acier dans un massif en béton et que l'on exerce un effort d'arrachement suivant l'axe de la barre, on observe trois modes de rupture [2] :

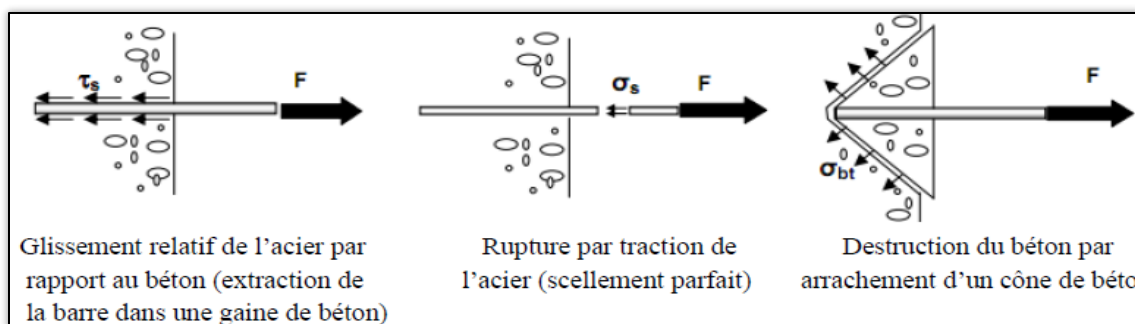


Figure. 3.6 : Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton.[2].

3.7.3 Rôles de l'adhérence

L'adhérence joue principalement trois rôles :

- 1- Elle assure le scellement ou l'ancrage des barres arrêtées [9].
- 2- Elle assure l'entraînement des armatures sous l'effort de glissement longitudinal provoqué par l'effort tranchant (en permettant le développement des contraintes tangentielles qui équilibrent les variations des contraintes longitudinales) [9].
- 3- L'adhérence permet de répartir les fissures tout en évitant la formation de grandes fissures concentrées [10].

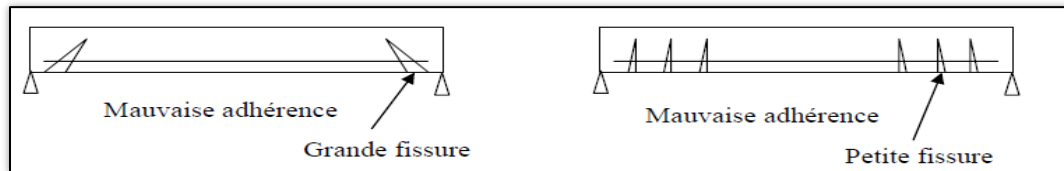


Figure. 3.7 : Répartition des fissures [7]

3.7.4 Facteurs agissant sur l'adhérence

Plusieurs facteurs influencent l'adhérence des barres d'aciers dans le béton, parmi lesquels on pourra citer :

3.7.4.1 Etat de surface des barres

Les surfaces rugueuses augmentent le frottement entre le béton et l'acier et par conséquent augmente l'adhérence. La résistance de barres au glissement est caractérisée par le C.B.A 93 par deux coefficients [7] :

- 1) η : Coefficient d'adhérence ou de fissuration $\Rightarrow \begin{cases} \eta = 1 \Rightarrow \text{pour R.L} \\ \eta = 1,6 \Rightarrow \text{pour H.A} \end{cases}$
- 2) ψ : Coefficient de scellement (ancrage) $\Rightarrow \begin{cases} \psi = 1 \Rightarrow \text{pour R.L} \\ \psi = 1,5 \Rightarrow \text{pour H.A} \end{cases}$

3.7.4.2 Groupement d'armatures

- l'adhérence d'une barre individuelle est supérieure à l'adhérence de deux barres groupées.
- l'adhérence de deux barres groupées dans le sens vertical est supérieure à l'adhérence de deux barres groupées horizontalement [7].

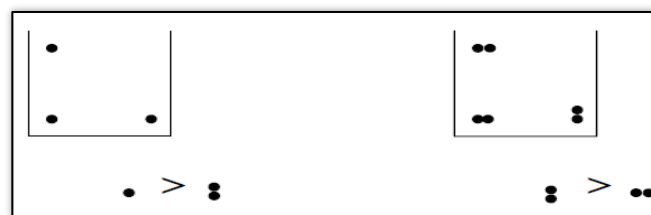


Figure. 3.8 : Groupement de barres [7]

3.7.4.3 La résistance du béton

L'adhérence augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton [7].

3.7.4.4 La compression transversale

Dans une pièce comprimée (figure 3.9), l'adhérence va augmenter par la contrainte créée par le serrage [7].

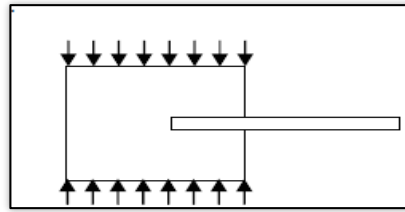


Figure. 3.9 : effet de l'effort transversal sur acier –béton [7]

3.7.4.5. L'épaisseur du béton

Plus l'élément est épais plus l'adhérence est mieux assurée car l'épaisseur du béton évite l'éclatement [7].

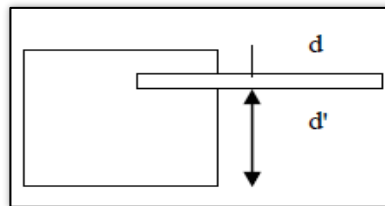


Figure. 3.10 : effet de l'épaisseur du béton sur acier –béton [7]

Les règles à respecter pour l'étude de l'adhérence béton-acier sont relatives à l'Etat-limite ultime.

3.7.5 Ancrage rectiligne

La longueur d'ancrage sera la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur la barre [7].

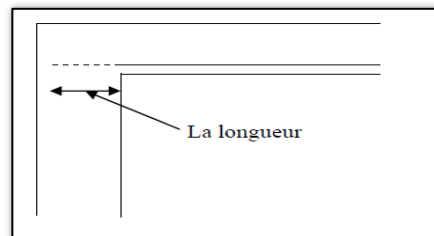


Figure. 3.11 : Longueur d'ancrage des barres [7]

3.7.5.1. Ancrage rectilignes des barres selon le C.B.A 93

Les barres rectilignes sont ancrées sur une longueur dite longueur de scellement droit. Cette longueur d'ancrage conventionnelle (**Article.6.1.2.2**) est définie par l'expression suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \dots (3.40)$$

Avec :

ϕ : Diamètre de l'armature

f_e : Limite élastique des aciers

τ_s : Valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence (**Article 6.1.2.1**) défini par l'expression suivante :

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{tj} \quad \dots (3.41)$$

Avec :

Ψ : Coefficient d'adhérence dont la valeur est de

$\Psi = 1$ Pour les barres lisses

$\Psi = 1,6$ Pour les barres à haute adhérence

f_{tj} : Contrainte caractéristique du béton en traction à j jours.

$$f_{tj} = 0,06f_{tj} + 0,6 \quad \dots (3.42)$$

3.7.5.2. Ancrage rectilignes des barres selon l'EC2

La longueur d'ancrage conventionnelle de référence (**Article 8.4.3**) se déduit à partir de l'expression suivante :

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \dots (3.43)$$

Avec :

\emptyset : diamètre de l'armature.

σ_{sd} : Contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage (=435MPa pour des aciers de 500MPa et dans les conditions maximales, sinon on peut calculer la valeur exacte en fonction du chargement).

f_{bd} : Valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence (**Article 8.4.2**) calculée à partir de la formule suivante :

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad \dots (3.44)$$

Avec :

$\eta_1 = 1$ si les conditions d'adhérence sont bonnes, sinon 0,7

$\eta_2 = 1$ si $\emptyset \leq 32mm$; sinon $\frac{132-\emptyset}{100}$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad \dots (3.45)$$

$f_{ctk,0,05}$: Résistance caractéristique à la traction avec un fractile de 5%.

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm} \quad \dots (3.46)$$

3.7.6 Exemple numérique

On cherche à déterminer la longueur de scellement droite selon le C.B.A 93 et l'EC2.

➤ **Données :**

- Béton de classe 25/30 selon l'EC2,
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$ (C.B.A 93)
- Bonnes conditions d'adhérence
- Diamètre courant pour bâtiment.
- **Acier S500**

➤ **Réponse**

- **Selon le C.B.A 93 :**

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Résistance du béton en traction :

$$f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1\text{MPa}$$

Contrainte ultime d'adhérence

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,6^2 \times 2,1 = 3,22\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{500}{4 \times 3,22} \phi = 38,8\phi$$

Ainsi la longueur de scellement droit équivaut à 39 fois le diamètre ($l_s \cong 39\phi$).

- **Selon l'EC2 :**

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$\sigma_{sd} = 435\text{MPa}$ pour des aciers de 500MPa,

f_{bd} : Valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence :

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

Avec :

$\eta_1 = 1$ car les conditions d'adhérence sont bonnes

$\eta_2 = 1$ car $\phi < 32\text{mm}$

D'où :

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctm} = 0,3(25)^{2/3} = 2,56MPa$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm} = 0,7 \times 2,56 = 1,8MPa$$

$$f_{ctd} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,2 = 2,7MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{435}{4 \times 2,7} \emptyset = 40,3\emptyset$$

Ainsi la longueur de scellement droit équivaut à 40 fois le diamètre $l_{b,rqd} \cong 40\emptyset$.

Analyse des résultats

D'après l'application numérique concernant le calcul de longueur d'ancrage des barres selon les deux règlements nous avons constaté les points suivants :

- *Les deux codes de calcul fixé une valeur limite pour la contrainte d'adhérence.*
- *Le C.B.A-93 intègre pour l'évaluation de la longueur de scellement les 5 paramètres suivants : les coefficients de scellement et d'adhérence, la résistance en traction du béton, la limite élastique des aciers et le diamètre de la barre*
- *L'EC 2 fait intervenir le diamètre et sa taille, la qualité de l'adhérence, la résistance en traction du béton et la limite élastique des aciers.*
- *L'écart observé entre la longueur de scellement calculée selon le CBA-93 et l'EC2 est très faible (moins de 3%), ainsi les deux règlements convergent sur ce point.*

3.8 Conclusion du troisième chapitre

Selon les résultats acquis de cette étude, on peut émettre les conclusions suivantes :

- *Pour que la structure soit durable et résistible, l'EC2 donne une grande importance aux combinaisons d'actions soit à l'état-limite ultime où l'état-limite de service et pour chaque situation différente du projet.*
- *Le C.B.A.93 donne une seule combinaison d'action à l'ELU et l'ELS.*
- *La contrainte de compression du béton à l'ELS est limitée par le facteur 0,6 dans les deux règlements mais dans l'EC2 plus détaillée, elle dépend de la classe d'exposition et aussi du phénomène de fluage du béton (linéaire ou non linéaire).*
- *La contrainte de traction dans les armatures à ELS est différente pour les deux règlements, en ce qui concerne le C.B.A.93 elle dépend du cas de fissuration (Peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable).*
- *Par contre dans l'EC2 elle dépend de l'adhérence des armatures, les combinaisons à l'ELS (quasi permanente ou fréquente) et la classe d'exposition.*
- *Le calcul de la flèche se fait soit avec un logiciel spécialisé ou en utilise le rapport (portée/hauteur).*
- *L'enrobage des armatures selon les règlements algériens C.B.A93 dépend de la nature des granulats et la maniabilité du béton, par contre cet enrobage dépend de la classe d'exposition et la classe structurale selon les règlements européens EC2.*

Références bibliographiques du troisième chapitre

- [1] « Etude comparative BAEL91-EC2.pdf ». Consulté le : 9 janvier 2020. [En ligne]. Disponible sur : <http://dspace.univtebessa.dz:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/179/Etude%20comparative%20BAEL91-EC2.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- [2] H. R. Eddine, « Calcul des Eléments en Béton Armé Aux Etats Limites Cours & Applications - Partie 1- », University of sciences and technology in Oran, Working Paper, juin 2018. Consulté le 9 mai 2020. [En ligne]. Disponible sur : <http://dspace.univ-usto.dz/handle/123456789/342>.
- [3] « EC2CommentCalculer.pdf ». Consulté le : 9 mai 2020. [En ligne]. Disponible sur: https://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/autres-publications/fr/EC2CommentCalculer.pdf.
- [4] F. H. Eddine, « Ch1 Actions et Sollicitations », Consulté le : mai 09, 2020. [En ligne]. Disponible sur : https://www.academia.edu/5997610/Ch1_Actions_et_Sollicitations.
- [5] « Pratique de l'eurocode 2 (www.Livre.tk).pdf ». Consulté le : mai 04, 2020. [En ligne]. Disponiblesur : <https://ia801000.us.archive.org/9/items/pratiquedeleurocode2www.livre.tk/Pratique%20de%20l%27eurocode%202%20www.Livre.tk%29.pdf>.
- [6] « Projet Tfe (Étude Comparative Entre BAEL91 Et L'Eurocode2) - Free Download PDF ». https://kupdf.net/download/projet-tfe-etude-comparative-entre-bael91-et-139eurocode2_598da445dc0d605e1c300d1c_pdf (consulté le 20 avril 2020).
- [7] « beton_bechar.pdf ». Consulté le 3 mai 2020. [En ligne]. Disponible sur : https://cours-examens.org/images/Etudes_superieures/Ingeniorat_Genie_civil/4_annee/Beton_arme_et_precontraint/Bechar_cours/beton_bechar.pdf.
- [8] « Passage du bael à l'eurocode 2 ». <https://fr.slideshare.net/nguyenmlan/passage-du-bael-leurocode-2> (consulté le mai 09, 2020).
- [9] « beton_armé-cours-12.pdf ». Consulté le 3 mai 2020. [En ligne]. Disponible sur : http://f2school.com/wp-content/uploads/2019/12/beton_arm%C3%A9-cours-12.pdf.
- [10] « beton_armé-cours-08.pdf ». Consulté le 3 mai 2020. [En ligne]. Disponible sur : http://f2school.com/wp-content/uploads/2019/12/beton_arm%C3%A9-cours-08.pdf.

- Note de calcul personnelle.

Les règlements

❖ **Les règlements Algériens :**

- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1994.*
- *Charge permanente et charge d'exploitation, document technique réglementaire B.C.2-2. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1988.*

- Règles parasismiques algériennes R.P.A. 99 version 2003, document technique réglementaire B.C.2-48. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.

❖ **Les règlements Européens :**

- Norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- Norme européenne EN 1991-1-1. – Euro code 1 : Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- Norme européenne EN 1991-1-7. – Euro code 1 : Actions sur les structures – Partie 1-7 : Actions générales — Actions accidentelles.
- Norme européenne EN 1990. – Euro codes structuraux : Bases de calcul des structures.



Chapitre 4
Détermination des
armatures selon le C.B.A 93
et l'EC2



Chapitre 4 : Détermination des armatures selon le C.B.A 93 et l'EC2

~ Partie 1 : La traction simple ~

4.1.1 Définition

Une poutre est sollicitée en traction simple lorsqu'elle est soumise à deux forces axiales directement opposées, appliquées au centre des surfaces extrêmes, qui tendent à l'allonger.

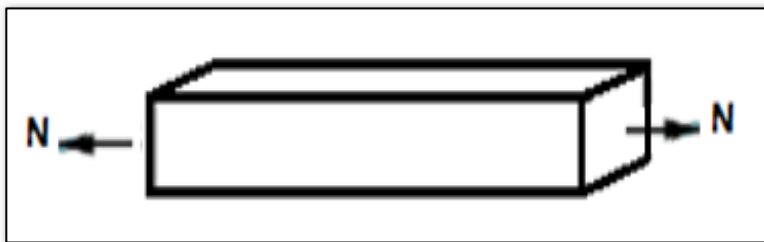


Figure 4.1 : Pièce sollicitée en traction simple.

4.1.2 Étude des contraintes

Pour une poutre, de section B , sollicitée à la traction simple la valeur de la contrainte normale est égale au rapport de l'effort normal N par la section B .

$$\sigma = \frac{N}{B} \quad \dots (4.1)$$

Avec :

- N : effort normal de traction
- B : Section de la poutre.

La vérification de la résistance de la poutre s'écrit :

$$\sigma = \frac{N}{B} < \bar{\sigma}_{limite} \quad \dots (4.2)$$

$\bar{\sigma}_{limite}$: étant la résistance limite de la poutre en traction. Cette résistance dépend de la nature du matériau constituant la pièce. Pour le matériau béton la résistance ultime en traction varie généralement entre 2 à 4MPa.

Cette loi classique de la résistance des matériaux ne s'applique cependant pas au béton. En effet les règles de calcul des ouvrages en béton armé, négligent la résistance intrinsèque du béton, et par voie de conséquent l'effort normal de traction sera équilibré en totalité par les armatures de renforts.

4.1.3 Calcul des armatures des éléments soumis à la traction simple

4.1.3.1 Hypothèses

Les deux codes étudiés reposent sur les deux hypothèses simplificatrices suivantes :

1. La résistance du béton tendu est négligée
2. Même centre de gravité pour le béton et la section d'armatures.

A partir de ces hypothèses il apparaît clairement que l'effort de traction sera équilibré en totalité par les armatures.

4.1.3.2 Calcul des tirants selon l'EC2

a) Détermination des armatures à l'états-limite ultime

L'effort normal à l'état-limite ultime pour le cas où seules les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q interviennent se calcule selon la combinaison suivante :

$$N_{Ed} = 1,35G + 1,5Q \quad \dots (4.3)$$

b) Résistance de l'acier en traction

La contrainte admissible pour l'acier est de :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \dots (4.4)$$

Avec :

f_{yk} : limite élastique des aciers

$\gamma_s = 1,15$ (Coefficient de l'acier à l'état-limite ultime).

c) Section d'acier à l'état-limite ultime

$$A_u = \frac{N_{Ed,u}}{f_{yd}} = \frac{N_{Ed,u}}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right)} \quad \dots (4.5)$$

d) Détermination des armatures à l'états-limite de service

L'effort normal à l'état-limite de service pour le cas où seules les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q interviennent se calcule selon la combinaison suivante :

$$N_{ser} = G + Q \quad \dots (4.6)$$

e) Résistance de l'acier en traction

Pour éviter une ouverture de fissures excessive, l'EC 2 limite la contrainte de traction sous la combinaison caractéristique des charges dans les aciers $\bar{\sigma}_s$ à :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8f_{yk} \quad \dots (4.7)$$

f) Section d'acier à l'état-limite de service

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{0,8f_{yk}} \quad \dots (4.8)$$

La section d'armatures du tirant est :

$$A = \sup\{A_u ; A_{ser}\} \quad \dots (4.9)$$

g) Maitrise de la fissuration

Selon les deux conditions suivantes :

$$A_{s,min} = \left\{ \begin{array}{ll} A_c \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) & \text{si } h \leq 30cm \quad \dots (4.10) \\ 0,65 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) A_c & \text{si } h \leq 80cm \quad \dots (4.11) \end{array} \right.$$

h) Armatures transversales

Ce sont des armatures destinées à relier les armatures longitudinales.

Conditions sur le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_{l,max}}{3} \quad \dots (4.12)$$

Et :

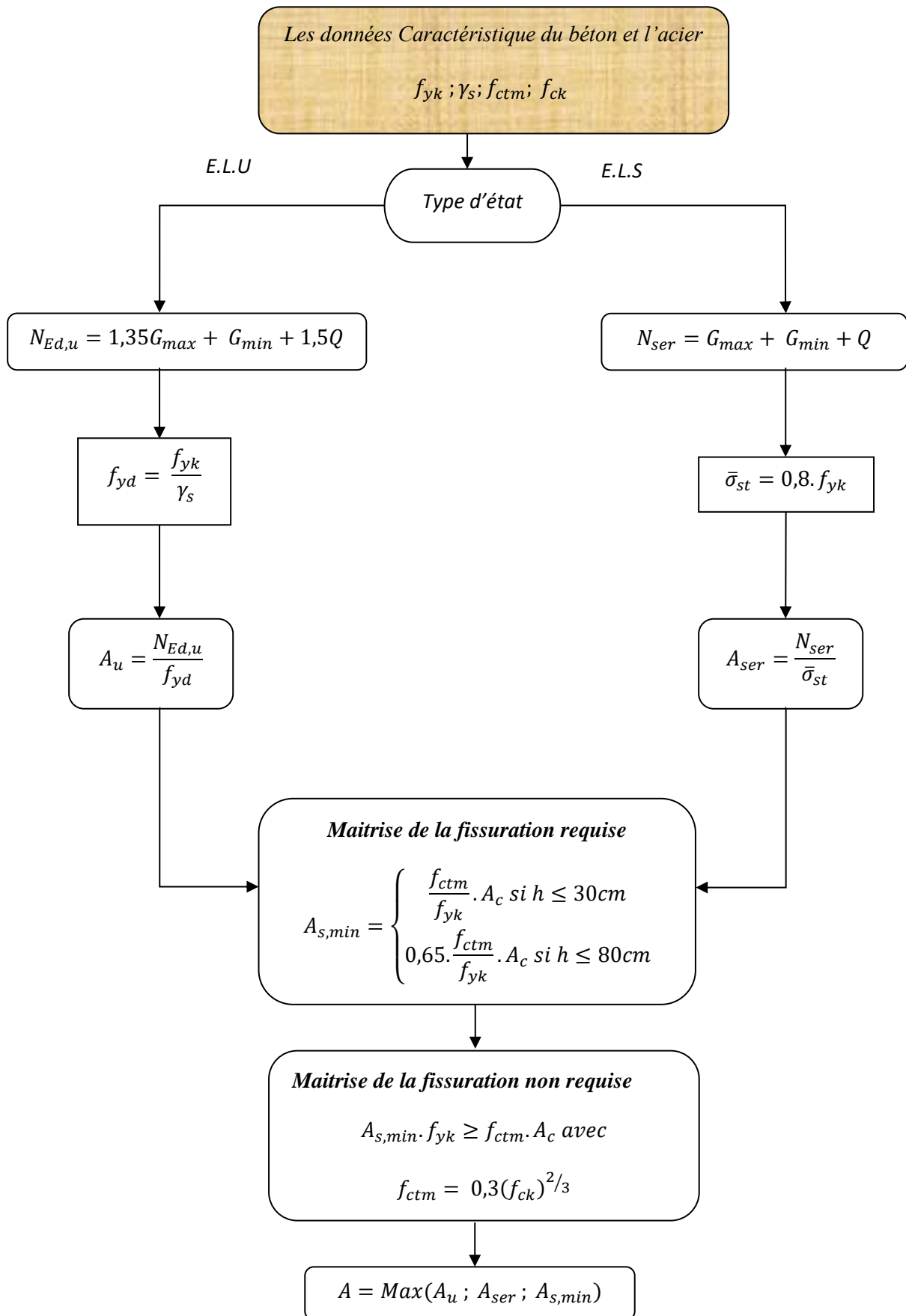
$$\phi_t \geq 8mm \quad \dots (4.13)$$

ϕ_t et ϕ_l : diamètres respectivement des armatures transversales et longitudinales.

Condition sur l'espacement :

$$s_t < \text{plus petite dimension de la pièce} \quad \dots (4.14)$$

Le calcul des armatures des éléments travaillant en traction simple selon l'EC2 est illustré à travers l'organigramme suivant :



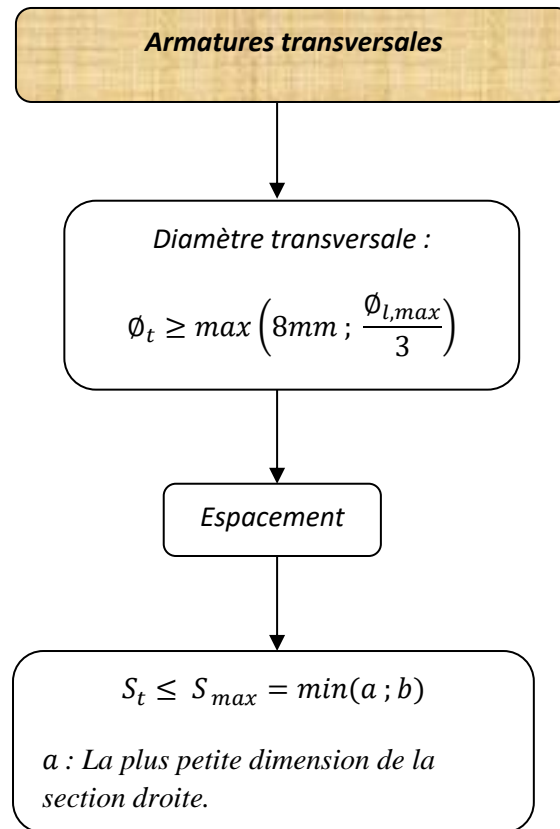


Figure 4.2 : Organigramme de calcul des armatures en traction simple selon l'EC2.

4.1.3.3 Calcul des tirants selon le C.B.A 93

a) Détermination des armatures à l'états-limite ultime

L'effort normal à l'état-limite ultime se calcule selon la combinaison suivante :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad \dots (4.15)$$

b) Résistance de l'acier en traction

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \dots (4.16)$$

Avec :

f_e : limite élastique des aciers

$$\gamma_s = 1,15$$

c) Section d'acier à l'état-limite ultime

$$A_u = \frac{N_u}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \quad \dots (4.17)$$

d) Détermination des armatures à l'états-limite de service

L'effort normal à l'état-limite de service se calcule selon la combinaison suivante :

$$N_{ser} = G + Q \quad \dots (4.18)$$

e) Résistance de l'acier en traction

Elle dépend de la nature de la fissuration considérée. Le C.B.A 93 distingue les 3 cas :

- **Fissuration peu nuisible** : aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable** (exemples éléments exposés aux intempéries ou à des condensations, où alternativement noyés ou émergés en eau douce), la contrainte limite des aciers vaut (Article : A.4.5.3.3).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \quad \dots (4.19)$$

- **Fissuration très préjudiciable** (exemple noyé en eau de mer), la contrainte limite des aciers vaut (Article : A.4.5.3.3).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \quad \dots (4.20)$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité des aciers.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton en traction à 28 jours.

η : coefficient de fissuration (= 1 pour les ronds lisses et 1,6 pour les barres à haute adhérence).

f) Section d'acier à l'état-limite de service

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \quad \dots (4.21)$$

g) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq B \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \dots (4.22)$$

Avec :

A_{min} : section minimale des armatures.

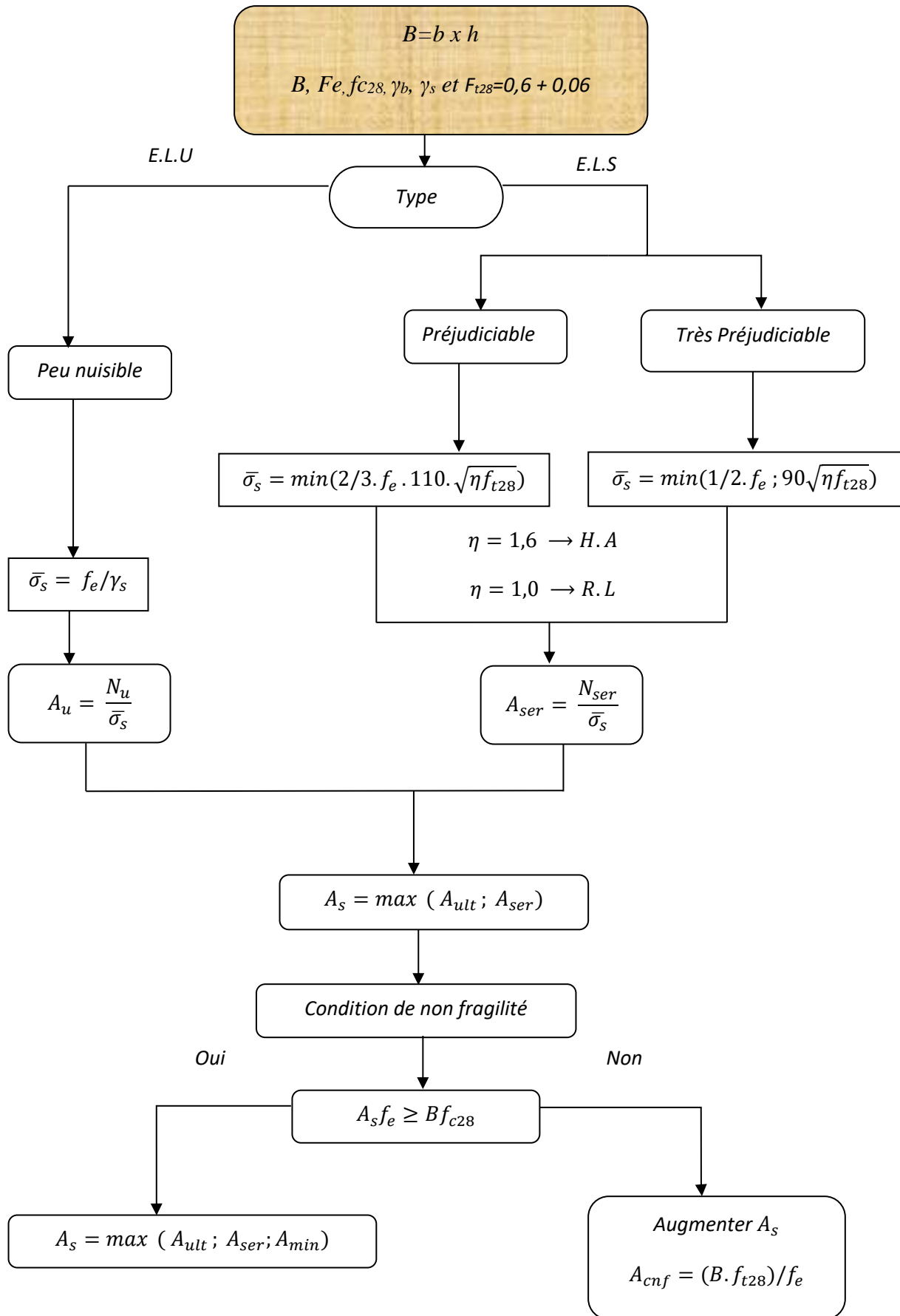
f_e : limite d'élasticité des aciers.

B : section du béton.

La section d'armatures du tirant sera déduite du cas le plus défavorable, soit :

$$A = \sup\{A_u ; A_{ser} ; A_{min}\} \quad \dots (4.23)$$

Le calcul des armatures des éléments travaillant en traction simple selon C.B.A 93 est illustré à travers l'organigramme suivant :



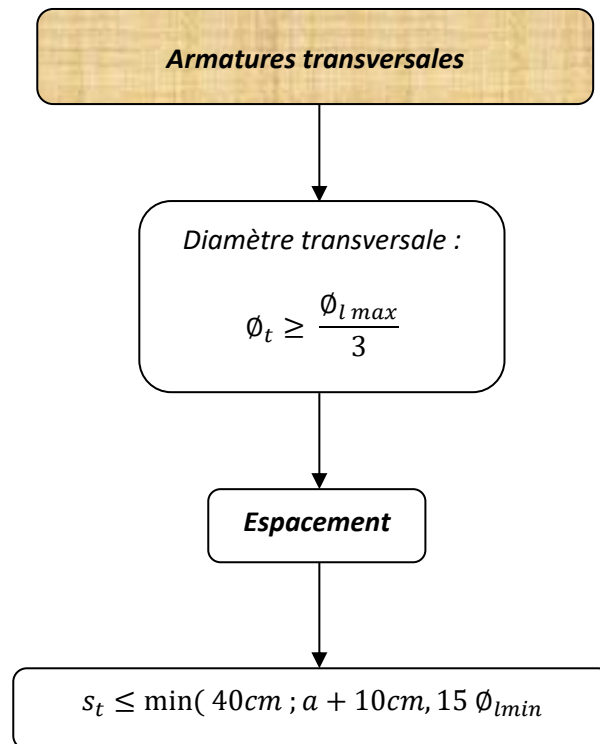


Figure 4.3 : Organigramme de calcul des armatures en traction simple selon le C.B.A 93.

4.1.4 Application numérique

Dimensions du tirant : (50x50) cm²

Sollicitations :

$$N_G = 250kN$$

$$N_Q = 140kN$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

Béton de classe 25/30 selon l'EC2

Nature des armatures longitudinales : S500

Enrobage des armatures selon l'EC2 : $c_{nom} = 3cm$

Maitrise de la fissuration requise

A partir des deux organigrammes présentés précédemment nous allons procéder, à travers une application numérique, d'établir une étude comparative du calcul du ferrailage des tirants selon les deux règlements.

1. Détermination des armatures selon le C.B.A 93

1.1 Armatures longitudinales

Les armatures en traction sont déterminées à l'état-limite ultime et service. En effet le béton étant en contact avec de l'eau la fissuration sera considérée au sens du C.B.A 93 comme préjudiciable.

1.1.1 Evaluation des sollicitations

a) À l'état-limite ultime

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 250 + 1,5 \times 140 = 547,5kN$$

Avec :

N_u = effort normal a l'état-limite ultime.

N_G = effort normal dû aux charges permanentes.

N_Q = effort normal dû à la surcharge d'exploitation.

b) À l'état-limite de service

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 250 + 140 = 390kN$$

Avec :

N_S = Effort normal a état-limite de service.

1.1.2 Calcul la section des armatures longitudinales (ELU)

La section de béton est négligée et l'effort de traction sera équilibrée par une section d'armatures de :

$$A_u = \frac{N_u}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

Avec :

A_u : Section des armatures à l'état-limite ultime

f_e : limite élastique des aciers utilisés

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1,15

$$A_u = \frac{547500}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 1259mm^2$$

1.1.3 Calcul la section des armatures longitudinales (ELS)

A l'état-limite de service la section d'armature se déduit de :

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

A_{ser} : Section des armatures à l'état-limite

N_{ser} : Effort normal de traction de béton à l'E.L.S

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers : elle dépend de la nature de la fissuration. Pour une fissuration préjudiciable (exemples éléments exposés aux intempéries ou à des condensations, où alternativement noyés ou émergés en eau douce), la contrainte limite des aciers vaut (article : A.4.5.3.3)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité des aciers

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6(0,06 \times 25 + 0,6)} \right] = 201,6MPa$$

Finalement :

$$A_{ser} \geq \frac{390000}{201,6} = 1934mm^2$$

1.1.4 Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq B \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec :

A_{min} : Section minimale des armatures.

B : section du béton.

$$A_{min} \geq (500 \times 500) \times \frac{2,1}{500} = 1050 \text{mm}^2$$

1.1.5 Choix la section des armatures longitudinales

La section A_s à prendre en considération correspond au cas le plus défavorable :

$$A = \text{Max} [A_u ; A_{ser}, A_{min}] = \max [1259 ; 1934 ; 1050] = 1934 \text{mm}^2 = 19,34 \text{cm}^2$$

Il nous faudra placer au moins une barre dans chaque angle, soit 4 barres et puisque la fissuration est préjudiciable, le diamètre le plus proches des parois doit être au moins égal à 6mm.

On adoptera ainsi pour les armatures longitudinales **4HA20 + 4HA16 = 20,61 cm²**

1.2 Armatures transversales

L'effort tranchant étant nul, les armatures transversales en traction sont donc des armatures de construction. Elles sont dimensionnées comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$$

Et $\phi_t \leq 12 \text{mm}$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{mm}$$

En adopte **$\phi_t = \text{HA8mm}$**

1.2.1 Espacement des armatures transversales

$$s_t \leq a = 50 \text{ cm (petite dimension de la section)}$$

$$s_t \leq v \min(40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}, 15 \phi_{lmin}) = 24 \text{ cm}$$

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

1.3 Schéma de ferrailage

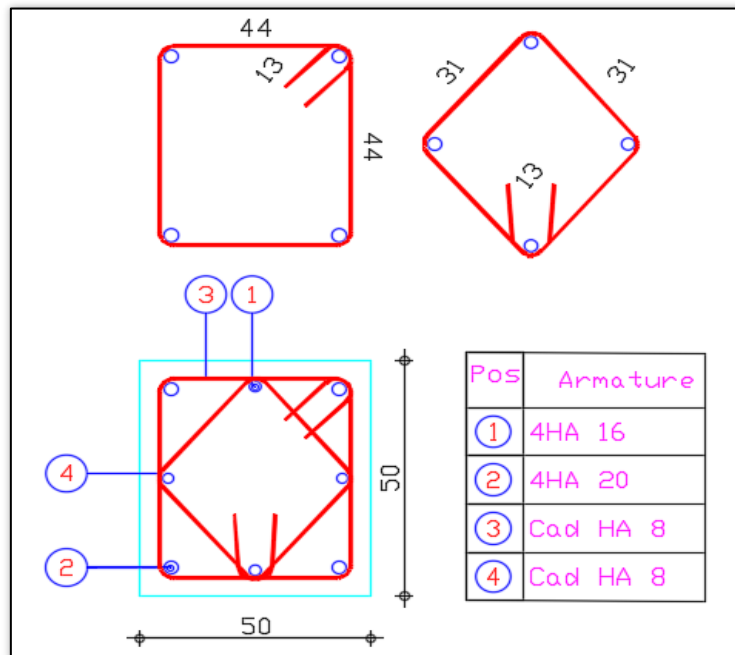


Figure 4.4 : Schéma de ferrailage du tirant selon CBA.93.

2. Détermination des armatures selon l'EC2

2.1 Armatures longitudinales

Les armatures en traction sont déterminées à l'état-limite ultime et service

2.1.1 Evaluation des sollicitations

a) À l'état-limite ultime

$$N_{ed,u} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 250 + 1,5 \times 140 = 547,5kN$$

Avec :

$N_{ed,u}$ = Effort normal a l'état-limite ultime

N_G = Effort normal dû aux charges permanentes

N_Q = Effort normal dû à la surcharge d'exploitation.

b) À l'état-limite de service

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 250 + 140 = 390kN$$

Avec :

N_{ser} = Effort normal a état-limite de service.

2.1.2 Calcul la section des armatures longitudinales (ELU)

La section de béton est négligée et l'effort de traction sera équilibrée par une section d'armatures de :

$$A_u = \frac{N_{Ed,u}}{\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right)}$$

Avec :

A_u : Section des armatures à l'état-limite ultime

f_{ck} : Limite caractéristique d'élastique des aciers de béton armé

γ_s : coefficient de sécurité des aciers de béton armé = 1,15

$$A_u = \frac{547500}{\left(\frac{500}{1,15}\right)} = 1259mm^2$$

2.1.3 Calcul la section des armatures longitudinales (ELS)

A l'état-limite de service la section d'armature se déduit de :

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{ser} : Section des armatures à l'état-limite de service

N_{ser} : Effort normal de traction de béton à l'état-limite de service

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers : $\bar{\sigma}_s = 0,8f_{ck}$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{390000}{0,8 \times 500} = 975mm^2$$

2.1.4 Maîtrise de la fissuration

Dans le cas où la maîtrise de la fissuration est requise et pour une hauteur de la section de béton considérée supérieure à 30cm, il y'a lieu de placer une section d'armature minimale de :

$$A_{s,min} = 0,65 \times A_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Avec :

$A_{s,min}$ = section des armatures tendues

f_{ctm} = résistance caractéristique du béton à la traction

Pour des bétons de classes au plus égales à C50/60, âgés d'au moins 28 jours, la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(25)^{2/3} = 2,6MPa \rightarrow A_{s,min} = 0,65(50 \times 50) \times \frac{2,6}{500} = 845 \text{ mm}^2$$

2.1.5 Choix la section des armatures longitudinales

La section A à prendre en considération correspond au cas le plus défavorable :

$$A = \max [A_u ; A_{ser}, A_{s,min}] = \max [1259 ; 975 ; 845] = 1259 \text{ mm}^2 = 12,59 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour les armatures longitudinales une section de : **4HA16 + 4HA14 = 14,20 cm²**

2.2 Armatures transversales

Le sujet n'est pas abordé par l'EC2. Cependant on pourra appliquer les règles générales suivantes :

- Les armatures transversales en traction sont des armatures de construction. Elles sont dimensionnées comme suit :

$$\phi_t \geq \max \left\{ 8\text{mm} ; \frac{1}{3} \phi_{l,max} \right\} = \max \left\{ 8\text{mm}, \frac{16}{3} = 5,33\text{mm} \right\} = 8\text{mm}$$

En adopte : **$\phi_t = HA8$**

2.2.1 Espacement des armatures transversales

$$s_t \leq \min\{a, b\} = 50\text{cm (petite dimension de la section)}$$

Soit un espacement adopté de **$s_t = 20\text{cm}$**

2.3 Schéma de ferrailage

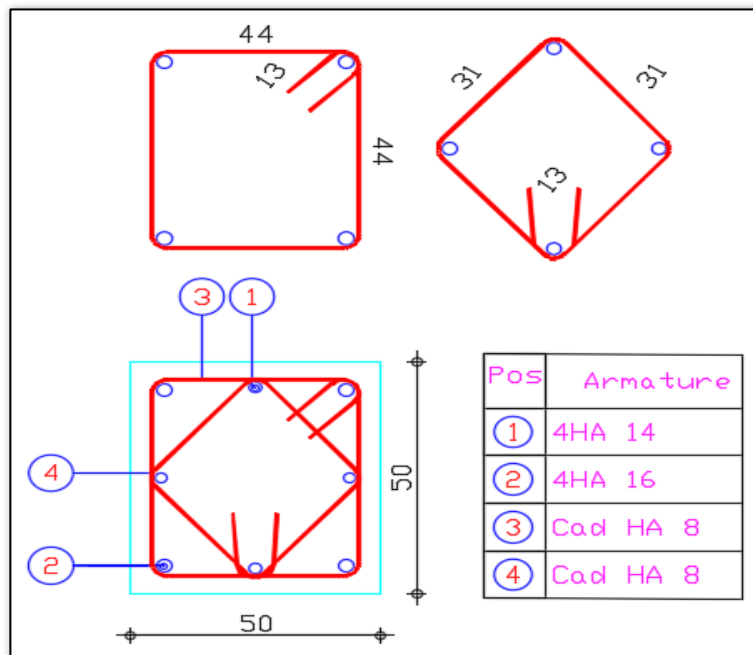


Figure 4.5 : Schéma de ferrailage du tirant selon l'EC2.

4.1.5 Analyse des résultats

Pour les éléments travaillant en traction simple, et à partir des résultats de l'application numérique, on pourra conclure que :

- *Les deux codes de calcul négligent carrément la résistance réelle du béton en traction*
- *Pour l'état-limite ultime, on aboutit aux mêmes résultats car les charges considérées ainsi que les propriétés des matériaux sont évaluées de manière identique*
- *Pour l'état-limite de service, l'écart observé au niveau de la section des armatures longitudinales s'élève à 35%. L'EC2 donne ainsi des sections plus favorables que celles du C.B.A 93. Ceci s'explique par le fait qu'à l'état-limite de service l'EC2 fait travailler les aciers à hauteur de 80% de leur limite élastique, contre des seuils variant entre 67% et 50% (en fonction du type de fissuration) pour le C.B.A 93*
- *La notion de maîtrise de la fissuration n'apparaît pas au niveau du C.B.A 93*
- *Concernant la section minimale c'est le C.B.A qui donne une plus grande valeur avec un écart de 19,5%.*
- *Ainsi et d'une manière générale, en traction simple l'EC 2 est plus économique en terme de consommation en aciers.*

~ Partie 2 : La compression simple ~

4.2.1 Définition

Une pièce est sollicitée en compression simple lorsque l'ensemble des forces exerçant sur celle-ci peut être réduit par rapport au centre de gravité de la section B de la pièce à une force unique de compression N .

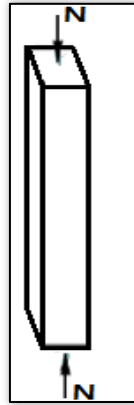


Figure 4.6 : Poutre sollicitée en compression simple.

La compression simple implique une contrainte constante d'intensité :

$$\sigma_c = \frac{N}{B} \quad \dots (4.24)$$

Avec :

- N : effort normal de compression
- B : section de la poutre.

En pratique, les éléments de construction qui sont sollicités en compression simple sont :

- Les poteaux et voiles des bâtiments
- Les voûtes et coques
- Les piles ou culées de ponts.

En réalité, la compression simple n'existe pas. La compression est toujours accompagnée d'une flexion parasite qui peut être provoquée par plusieurs phénomènes parasites dont quelques exemples sont présentés ci-après :

- Des défauts de réalisation ou des imperfections d'exécution d'où création d'une excentricité : ce sont des défauts de verticalité (a) ou de rectitude (b)
- La présence de moments de flexion au niveau des nœuds, à la jonction poutres-poteaux par exemple (c)

- Des différences importantes de part et d'autre d'un poteau par exemple (d) et (e).

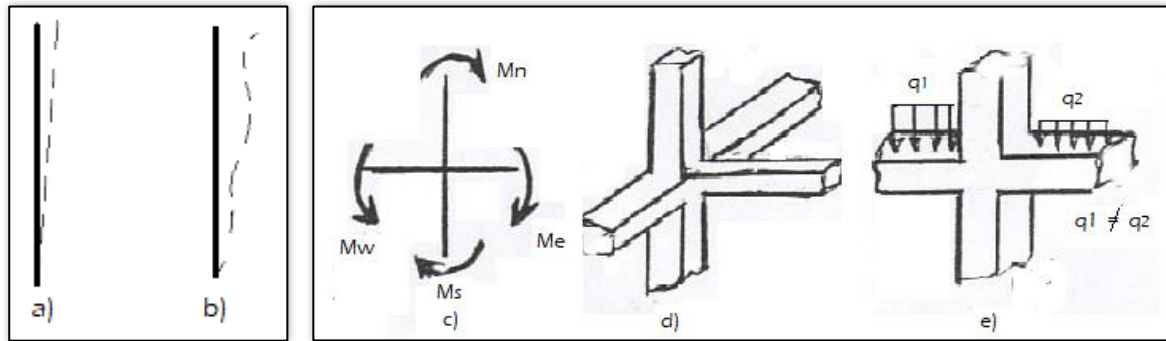


Figure.4.7 : Effets parasites sur un élément sollicité en compression simple.

4.2.2 Phénomène du flambement des pièces comprimées

4.2.2.1 Définition

Le flambage ou flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique qui pour échapper à une charge importante exploite un mode de déformation non sollicité mais opposant moins de raideur à la charge en compression simple, les éléments élancés risquent de subir une instabilité élastique (le flambement) qui doit être vérifié à l'état limite ultime.

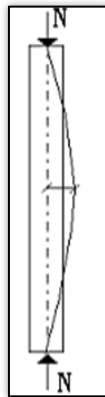


Figure.4.8 : Flambement d'un poteau soumis à la compression simple.

La prise en compte de ce phénomène dans le calcul se fait en intégrant l'élancement λ des poteaux, élancement qui dépend du rayon de giration i et de la longueur de flambement défini par la graphique suivant :

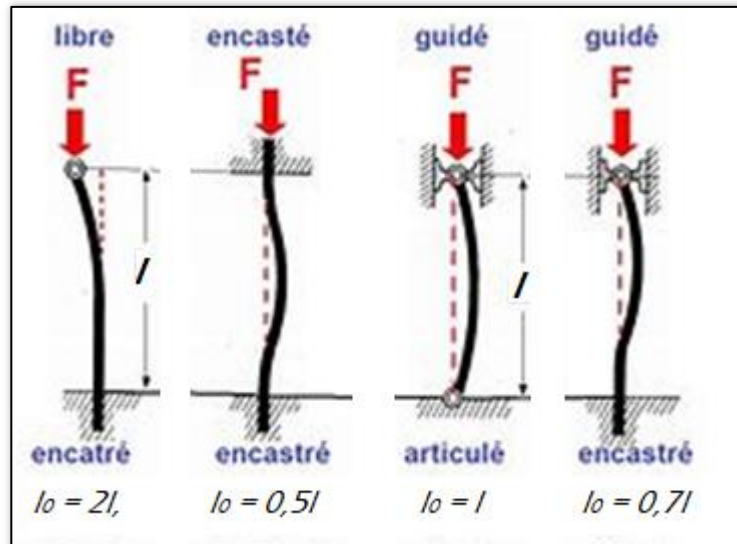


Figure.4.9 : Valeurs de la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.

4.2.3 Principe de ferrailage des éléments comprimés

L'effort de compression ultime est repris en partie par la section de béton seule et le risque sera repris par les armatures et la résistance théorique en compression simple d'un poteau en béton armé s'écrit sous la forme :

$$N_{Ed} = N_{bEton} + N_{acier} \quad \dots (4.25)$$

Le béton équilibre une partie égale à :

$$N_{bEton} = Section \times f_{bu} = B \times f_{bu} \quad \dots (4.26)$$

L'acier équilibre une partie égale à :

$$N_{acier} = Section \times \sigma_{sc} = A \times \sigma_{sc} \quad \dots (4.27)$$

Ce principe est repris au niveau des deux règlements avec cependant quelques différences aux niveaux des paramètres.

4.2.3.1 Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon l'EC2

Cependant et afin de tenir compte de certains paramètres dont notamment le risque de flambement, l'EC2 propose pour l'effort ultime de compression la valeur réglementaire suivante :

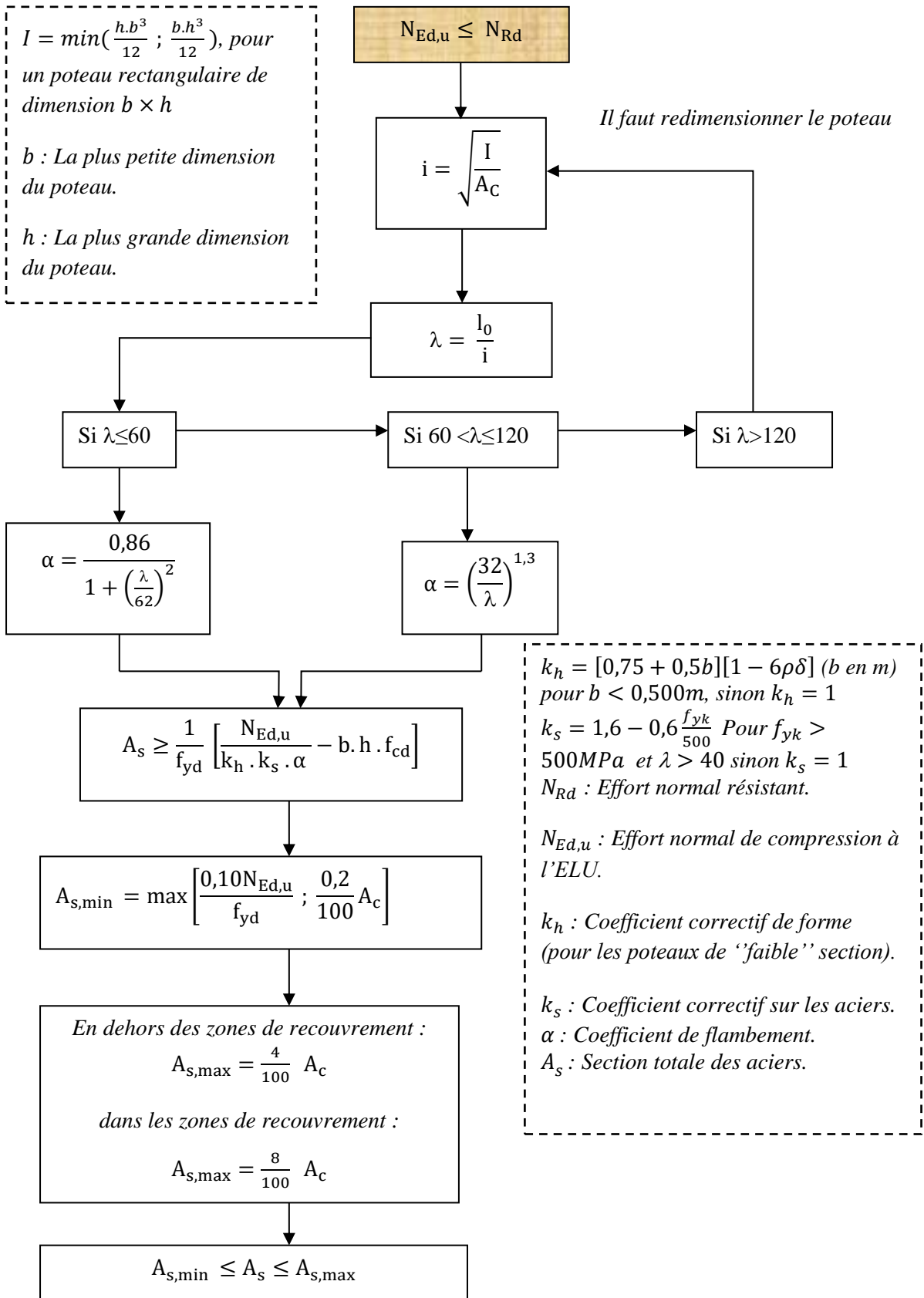
$$N_{Ed,u} \leq N_{Rd} = k_h \cdot k_s \cdot \alpha \left[\frac{A_c \times f_{cd}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_{ck}}{\gamma_s} \right] \quad \dots (4.28)$$

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, α : coefficients dépendant de la forme du poteau.

La démarche proposée par l'EC2 pour la détermination des éléments comprimés sont exposées à travers l'organigramme suivant :



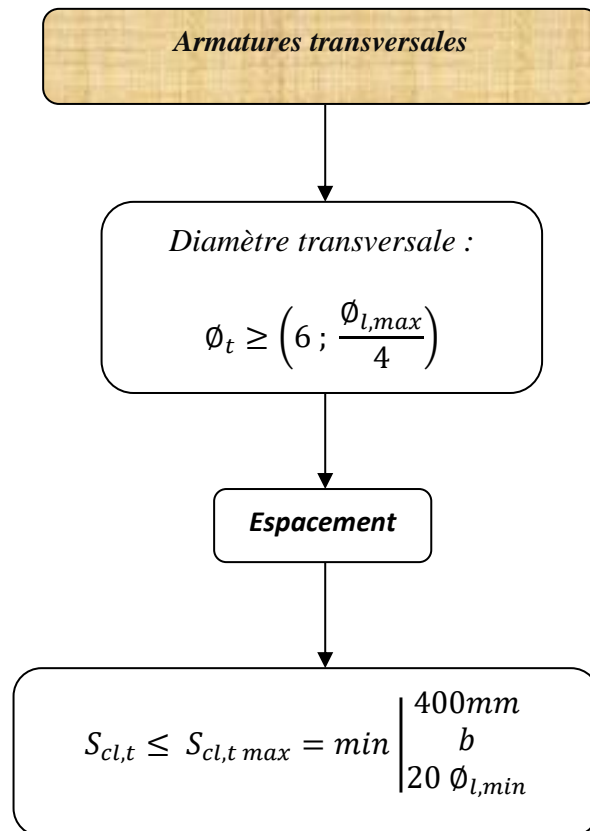


Figure 4.10 : Organigramme de calcul des pièces comprimées selon l'EC2.

4.2.3.2 Détermination du ferrailage des pièces comprimées selon le C.B.A 93

Afin de tenir compte du risque de flambement, le C.B.A 93 incorpore un coefficient α dont la valeur dépend de l'élancement dont la valeur est limitée à 70.

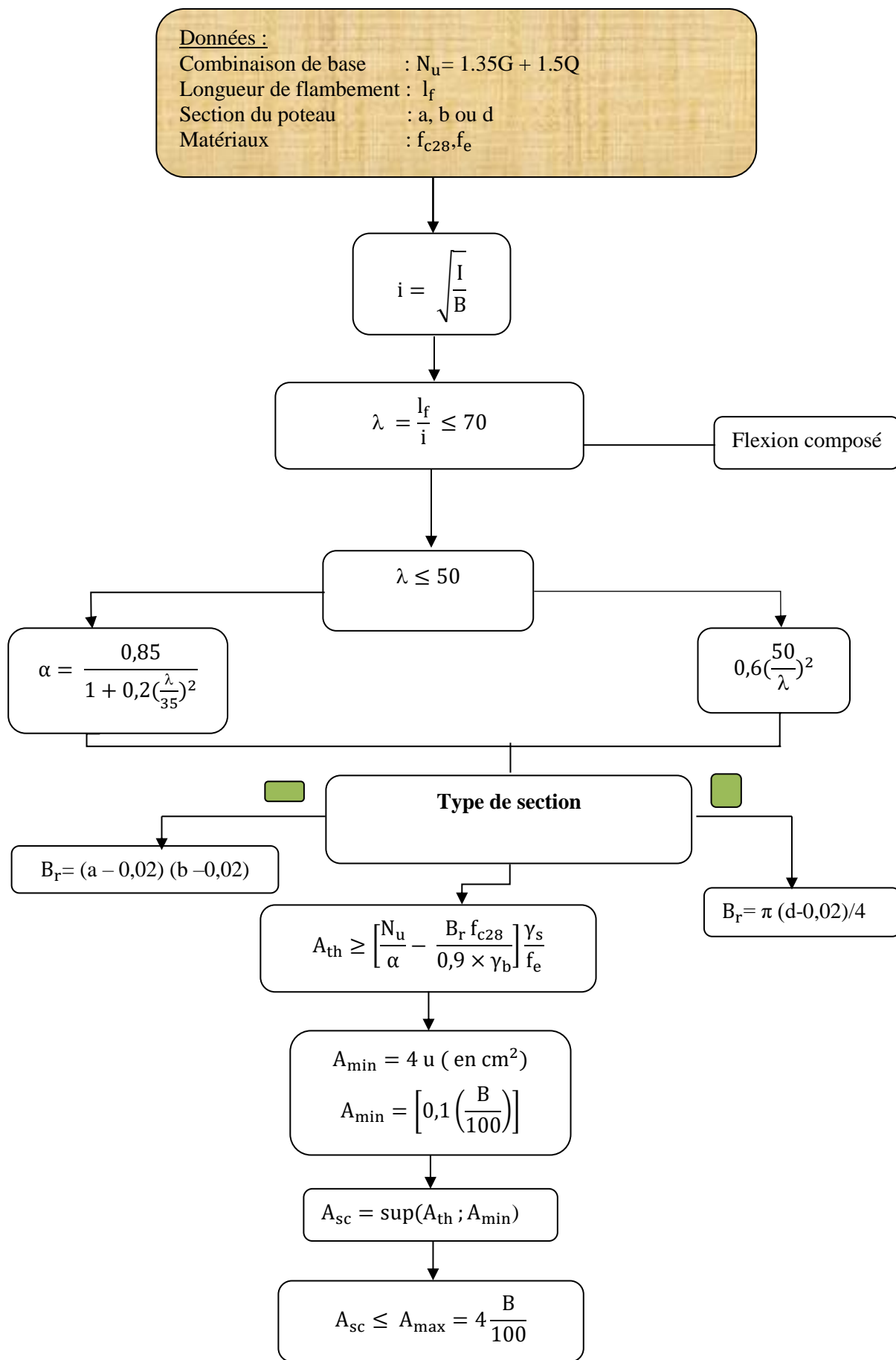
Concernant la valeur réglementaire de l'effort ultime de compression elle est représentée par l'inégalité suivante :

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \dots (4.29)$$

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_{bs} : coefficient de sécurité des aciers = 1,15
- α : coefficient de flambement
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton en compression
- f_e limite élastique des aciers utilisés.

Le calcul des armatures des éléments travaillant en compression simple selon C.B.A 93 est illustré à travers le l'organigramme suivant :



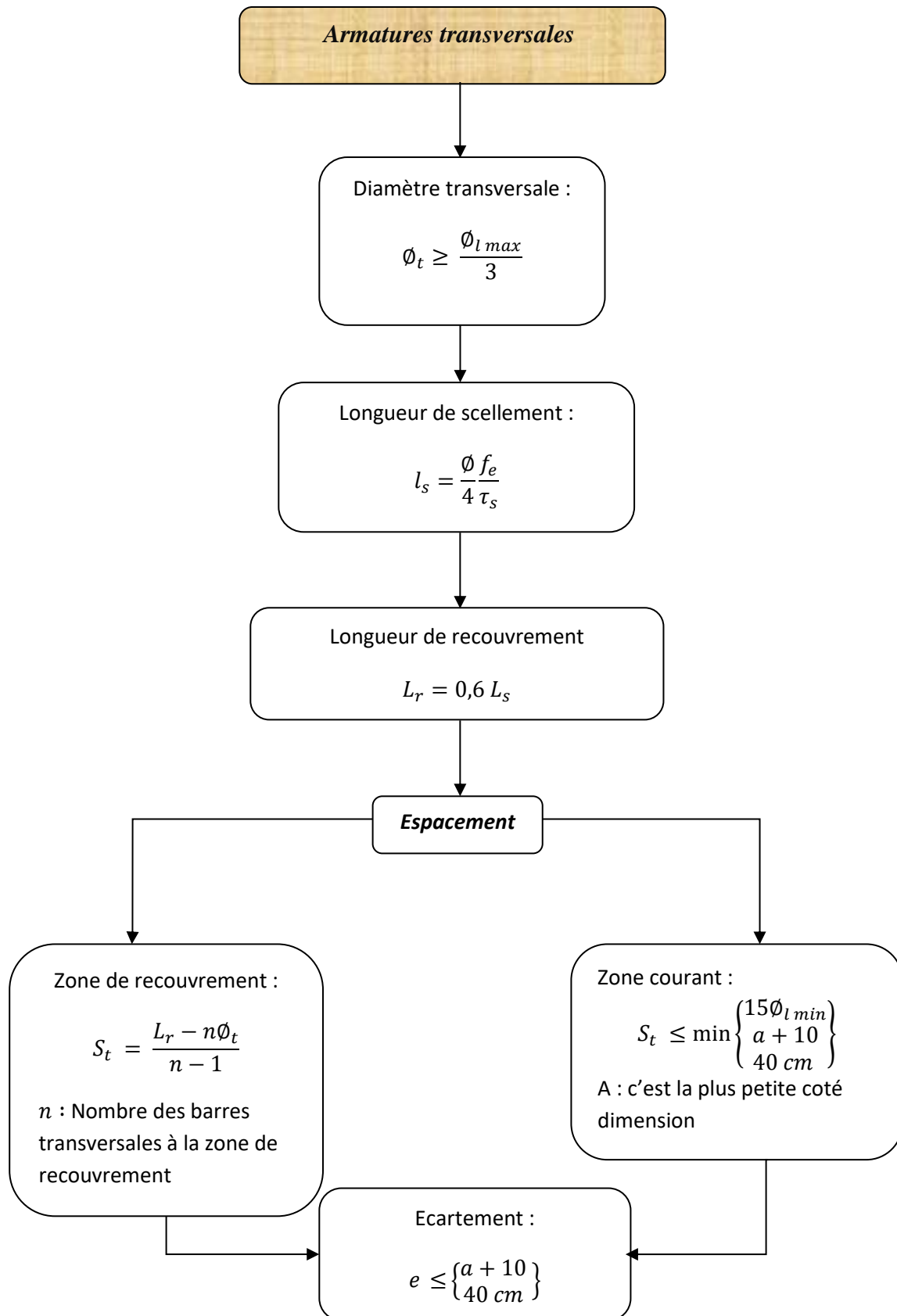


Figure.4.11 : Organigramme de calcul des pièces comprimées selon le C.B.A 93

4.2.4 Application numérique

On cherche à déterminer les armatures longitudinales et transversales d'un poteau carré sollicité en compression simple selon le C.B.A 93 et l'EC2.

Données :

- Section du poteau = $(50 \times 50)\text{cm}^2$
- $N_G = 1700\text{kN}$
- $N_Q = 1450\text{kN}$
- $l_f = 3\text{m}$
- Béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ pour le C.B.A et classe 25/30 pour l'EC2
- Aciers : S500
- Enrobage des armatures $c = c_{\text{nom}} = 3\text{cm}$.
- Diamètre maximal des granulats $c_g = 25\text{mm}$

A partir des deux organigrammes présentés précédemment nous allons procéder, à travers une application numérique, d'établir une étude comparative du calcul du ferrailage d'un poteau carré selon les deux règlements.

1. Détermination des armatures selon le C.B.A 93

1.1 Armatures longitudinales

Les armatures en compression simple se déterminent à l'état-limite ultime.

1.1.1 Evaluation de l'effort normal

a) À l'état-limite ultime

Seule la combinaison suivante est à considérer :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

Avec :

N_u = Effort normal ultime

N_G = Effort normal dû aux charges permanentes

N_Q = Effort normal dû à la surcharge d'exploitation.

Soit : $N_u = 1,35 \times 1700 + 1,5 \times 1450 = 4470 \text{ kN}$

1.1.2 Vérification du risque de flambement

a) Elancement λ du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$$

Avec :

l_f = longueur de flambement du poteau

i_{min} = rayon de giration minimal.

Le poteau est de forme carrée, le rayon de giration vaut :

$$i_{min} = i = \sqrt{\frac{a^4}{\frac{12}{(a \times a)}}} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{50}{2\sqrt{3}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{300}{14,43} = 20,8 < 70$$

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 .

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

Avec :

- N_u : effort normal ultime.
- B_r : section réduite du béton
- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ
- A_u : section des armatures à l'état limite ultime
- f_{c28} : résistance caractéristique en compression du béton
- γ_b : coefficient de sécurité de béton
- f_e : nuance des aciers
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

b) Valeurs du coefficient α

Puisque :

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

La section réduite d'un poteau carré est de :

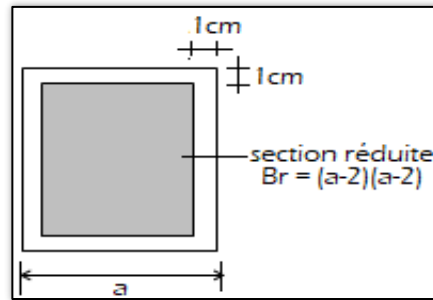


Figure 4.12 : Détermination de la section réduite.

$$B_r = (a - 2cm)^2 = (50 - 2)^2 = 2304cm^2$$

Finalement on aboutit à une section d'armatures de :

$$A_{th} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{4470 \times 10^3}{0,794} - \frac{230400 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = 3135,03mm^2$$

1.1.3 Sections d'aciers minimales des armatures longitudinales

Selon l'article A.7.1.2.1 la section des armatures longitudinales pour les éléments comprimés est au moins égale à 4cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction des armatures, soit :

$$A_{min} = 4u = 4 \times 2(a + a)$$

Avec : u = périmètre du poteau exprimée en m .

$$A_{min} = 4 \times 2(0,5 + 0,5) = 8cm^2$$

D'autre part et selon le même article, il y'a lieu de vérifier que cette section répondent à l'autre condition suivante :

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

1.1.4 Section d'acier maximale des armatures longitudinales

Selon l'article A.7.1.2.1 en dehors des zones de recouvrement la section d'armatures longitudinales ne doit pas dépasser la valeur de :

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

Pour les poteaux de sections rectangulaires entièrement comprimées la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- Une fois la longueur du petit côté augmentée de 10cm
- 40cm.

Cet article conduit à une distance entre barre maximale de 40cm et puisque le poteau est carré avec un coté de 50cm, il y a lieu de placer au moins 3 barres par face.

1.1.5 Choix des armatures longitudinales

$$A_{min} = 8 \text{ cm}^2 < A_{th} = 31,35 \text{ cm}^2 < A_{max} = 100 \text{ cm}^2$$

a) Valeur de la section théorique

$$A_{th} = 31,35 \text{ cm}^2$$

b) Section réelle

$$4HA25 + 4HA20 = 32,20 \text{ cm}^2$$

c) Enrobage des aciers longitudinaux

L'enrobage des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$c \geq \max\{\phi_{lmax}; c_g\}$$

ϕ_{lmax} = diameter maximal des aciers

$$c = 3 \text{ cm} > \max\{25 \text{ mm} ; 25 \text{ mm} \} = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

La condition est respectée et l'enrobage de 3cm pourra être maintenu.

1.2 Armatures transversales (cadres + étriers)

Le rôle principal des armatures transversales est d'empêcher le flambage des aciers longitudinaux.

Leur diamètre est tel que :

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

En adopte : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

1.2.1 Espacement des armatures transversales

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

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

1.2.2 Longueur de recouvrement pour les barres comprimées

Pour les aciers de nuance FeE500, la longueur de scellement doit être de :

$$L_r \Rightarrow 0,6l_s = 0,6(50\phi) = 30 \phi$$

Soit pour les barres HA25, une longueur de scellement droit de 75cm.

1.3 Vérification à l'état-limite de service

En service la contrainte dans le béton ne doit pas dépasser 60% de la résistance caractéristique du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + nA_u} < 0,6f_{c28} = 15MPa$$

n : étant le coefficient d'équivalence =15

$$\sigma_{bc} = \frac{3150 \times 10^3}{500 \times 500 + 15 \times 3220} = 10,56 MPa < 0,6f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

1.4 Schéma de ferrailage

- Le schéma de ferrailage est illustré à travers la figure suivante :

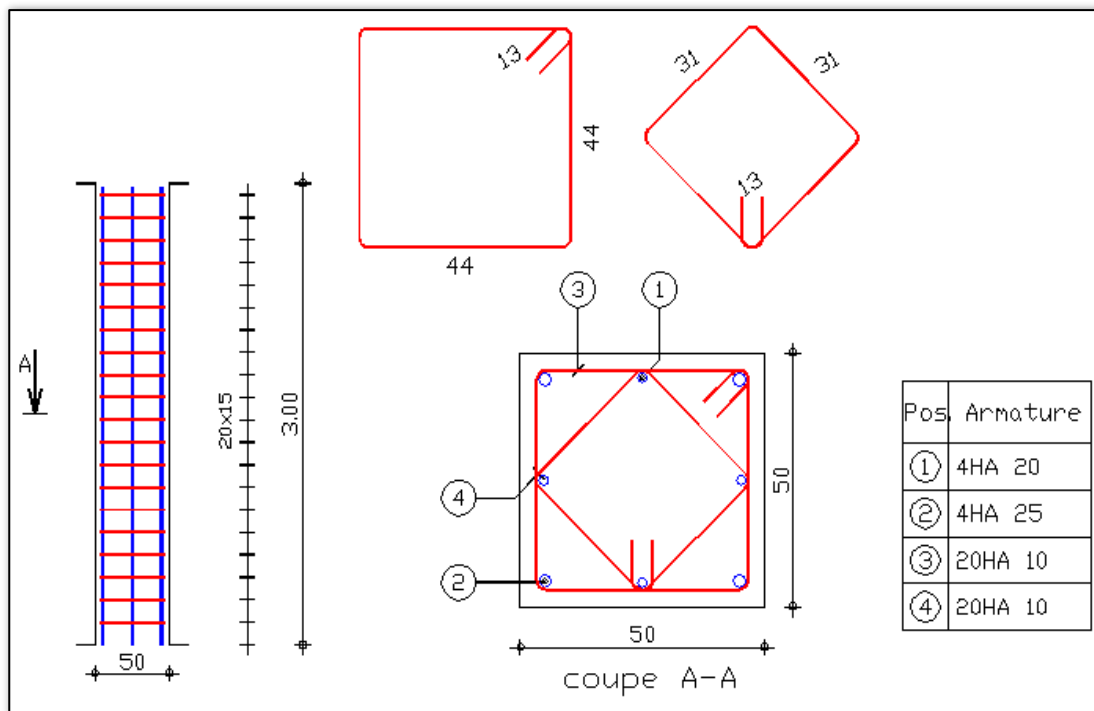


Figure 4.13 : schéma de Ferrailage du poteau selon le C.B.A. 93

2. Détermination des armatures selon l'EC2

2.1 Armatures longitudinales

2.1.1 Evaluation de l'effort normal

a) À l'état-limite ultime

La combinaison de calcul est suivante :

$$N_{Ed,u} = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

Avec :

$N_{Ed,u}$ = Effort normal ultime

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

2.1.2 Vérification du risque de flambement

a) Elancement λ du poteau

Elancement : on distingue deux cas de figures : l'élancement inférieur à 60 où compris entre 60 et 120.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{300}{14,43} = 20,8 < 60$$

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

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

Avec :

- $N_{Ed,u}$: effort normal ultime
- α : coefficient
- A_s : Section des armatures
- f_{cd} : résistance de calcul du béton
- f_{yd} : résistance de calcul du béton des aciers.
- k_h : coefficient correctif de forme.

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

k_s : coefficient correctif pour les aciers. Puisque l'élancement est inférieur à 40 et que la limite élastique des aciers utilisés est de 500MPa, alors $k_s = 1$.

b) Valeurs du coefficient α

Puisque :

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

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

Pour le béton :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

Pour l'acier :

$$f_{yd} = \frac{500}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

Finalement :

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

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

2.1.3 Sections d'aciers minimales des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1 N_{Ed,u}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1 \times 4470000}{435} ; \frac{0,2}{100} (500 \times 500) \right\} = 1027,60 \text{ mm}^2$$

2.1.4 Section d'aciers maximale en dehors des zones de recouvrement

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

2.1.5 Section d'aciers maximale en zones de recouvrement

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

2.1.6 Choix des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = 8,14 \text{ cm}^2 < A_s = 37,15 \text{ cm}^2 < A_{s,max} (100, \text{ ou } 200 \text{ cm}^2)$$

a) Valeur de la section théorique

$$A_s = 37,15 \text{ cm}^2$$

b) Section réelle

$$\mathbf{6HA25 + 4HA16 = 37,50 \text{ cm}^2}$$

2.2 Armatures transversales (cadres + étriers)

Leur diamètre est tel que :

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

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

2.2.1 Espacement des armatures transversales

$$s_t \leq \min(b ; 40 \text{ cm} ; 20 \phi_{l,min}) = \min(50 \text{ cm} ; 40 ; 20 \times 1,6) = 32 \text{ cm}$$

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

2.2.2 Longueur d'ancrage requise

$$l_{b, rqd} = \frac{\emptyset}{4} \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{Ed}}{A_s}$$

$$N_{Ed} = N_{E,ud} - A_c \times f_{cd} = 4470000 - (500 \times 500) \frac{25}{1,5} = 3033333\text{N}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{Ed}}{A_s} = \frac{3033333}{3750} = 80,88\text{ MPa}$$

$$l_{b, rqd} = \frac{\emptyset}{4} \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = 20,2\emptyset = 50,5\text{cm}$$

2.3 Vérification à l'état limite de service

En service la contrainte dans le béton ne doit pas dépasser 60% de la résistance caractéristique du béton.

$$\sigma_c = \frac{N_{ser}}{A_c + nA_s} = < 0,6f_{ck} = 15\text{MPa}$$

n : étant le coefficient d'équivalence. Sa valeur pour la vérification des contraintes à l'ELS est déterminée par l'article 7.4.3(5) qui donne l'expression suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_{c,28j}} (1 + \rho_{ef})$$

ρ_{ef} : Coefficient de fluage effectif.

Pour les cas courants $n = [16 ; 18]$

En prenant une valeur médiane, la vérification de la contrainte de compression s'écrit :

$$\sigma_c = \frac{N_{ser}}{A_c + nA_s} = \frac{3150000}{500 \times 500 + 17 \times 3750} = 10,04\text{MPa} < 0,6f_{ck} = 15\text{MPa}$$

→ La condition est vérifiée.

2.4 Schéma de ferrailage

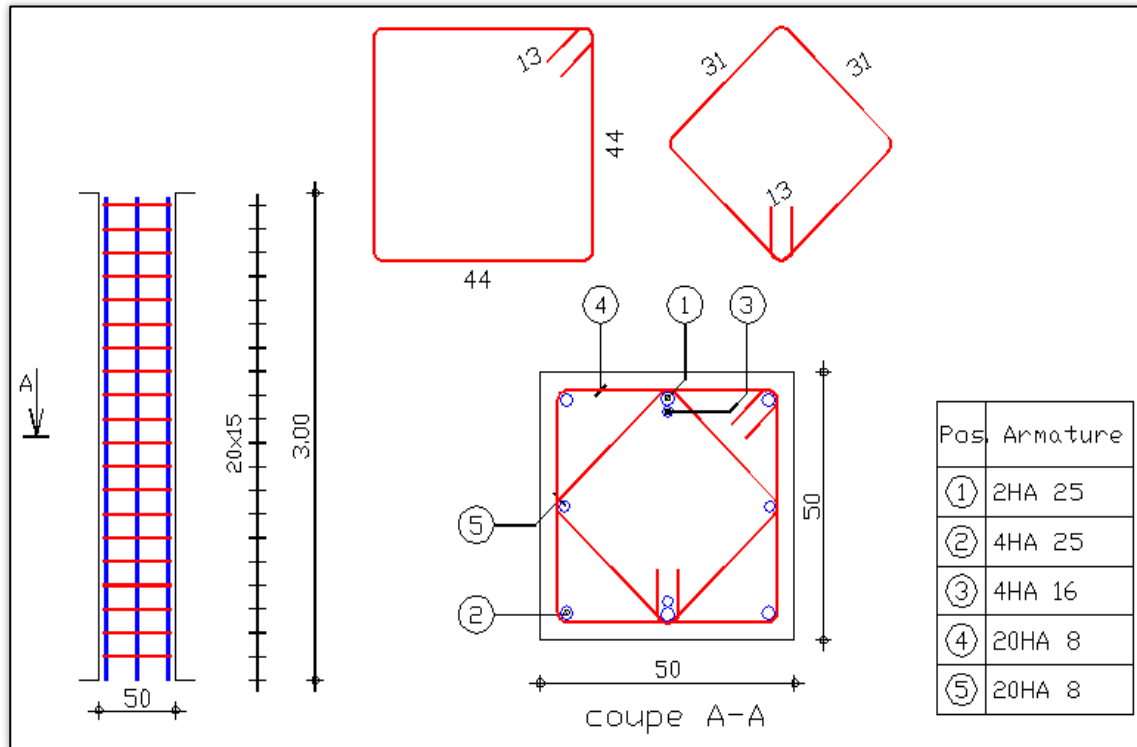


Figure 4.14 : schéma de Ferrailage du poteau selon l'Euro code 2

4.2.5 Comparaison les résultats calculés selon les deux règlements

Les principaux résultats de la note de calcul ont été regroupés dans le tableau suivant

Tableau 4.1 : Etude comparative des résultats

	EC 2		C.B.A.93		Ecart(%)
Evaluation des sollicitations	$1,35N_G + 1,5N_Q$		$1,35N_G + 1,5N_Q$		/
Armatures longitudinales					
Sections calculées	A_s	37,15cm ²	A_{th}	31,35 cm ²	18,50%
	$A_{s,min}$	10,28 cm ²	A_{min}	8cm ²	28,50%
	$A_{s,max}$	200cm ²	A_{max}	100cm ²	100%
Section réelle	37,50cm ²		32,20cm ²		16,46 %
Armatures transversales					
Diamètre	HA8		HA10		/
Section adopté	2,01cm ²		3,14 cm ²		56 %

4.2.6 Analyse des résultats

Pour les éléments travaillant en compression simple, et à partir des résultats de l'application numérique, on pourra conclure que :

- *Les méthodes de calcul des sections des pièces comprimées selon les deux règlements sont relativement proches.*
- *Les deux règlements adoptent pour les bâtiments courants les mêmes combinaisons à l'état-limite ultime pour l'évaluation l'effort de compression global.*
- *Ils reprennent le même principe pour la détermination du ferrailage, à savoir une partie de cette effort est équilibré par la section de béton seul, l'autre partie sera équilibrée par les aciers.*
- *La notion de section réduite n'existe pas au niveau de l'EC2*
- *Les sections d'armatures calculées sont relativement peu différentes avec un écart d'environ 18,50% de plus pour l'EC2.*
- *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'Euro code 2 impose un diamètre minimal de 6mm.*

~ Partie 3 : La flexion simple ~

4.3.1 Définition de la flexion simple

On appelle moment fléchissant appliqué à une section d'une poutre la somme des moments des forces situées à gauche de la section. Le moment sera positif s'il tend à faire tourner la section dans le sens d'une aiguille d'une montre. Le moment fléchissant engendre sur une section quelconque des contraintes normales (de compression et de traction) dont la valeur, en un point donné, a pour expression générale :

$$\sigma_f(x) = \frac{M(x)}{I} y \quad \dots (4.30)$$

Où :

- $M(x)$: représente le moment fléchissant à l'abscisse x
- I : représente l'inertie de la section par rapport à un axe passant par le centre de gravité de la section
- y : est l'ordonnée du point considéré, mesurée par rapport à ce même axe.

Les contraintes maximales et minimales s'observent aux niveaux des fibres les plus éloignées du centre de gravité.

4.3.2 Principe de calcul des armatures

4.3.2.1 Hypothèses

Pour la détermination du ferrailage des poutres le C.B.A 93 et l'EC2 admettent sur les 3 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).

4.3.2.2 Propriétés du béton et des aciers à l'état-limite ultime selon l'EC2

Pour la détermination des armatures à l'état-limite ultime on utilise pour les aciers et le béton les propriétés suivantes :

➤ Pour les armatures

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \dots (4.31)$$

f_{yk} : limite élastique des aciers

γ_s : coefficient de sécurité des aciers. A l'état-limite ultime il vaut 1,15.

➤ Pour le béton

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \dots (4.32)$$

f_{ck} : contrainte caractéristique du béton en compression

γ_c : coefficient de sécurité du béton. A l'état-limite ultime il vaut 1,5.

Règle des 3 pivots

Le problème consiste à trouver les positions limites du diagramme des déformations d'une section, de sorte qu'aucune déformation limites fixées 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.

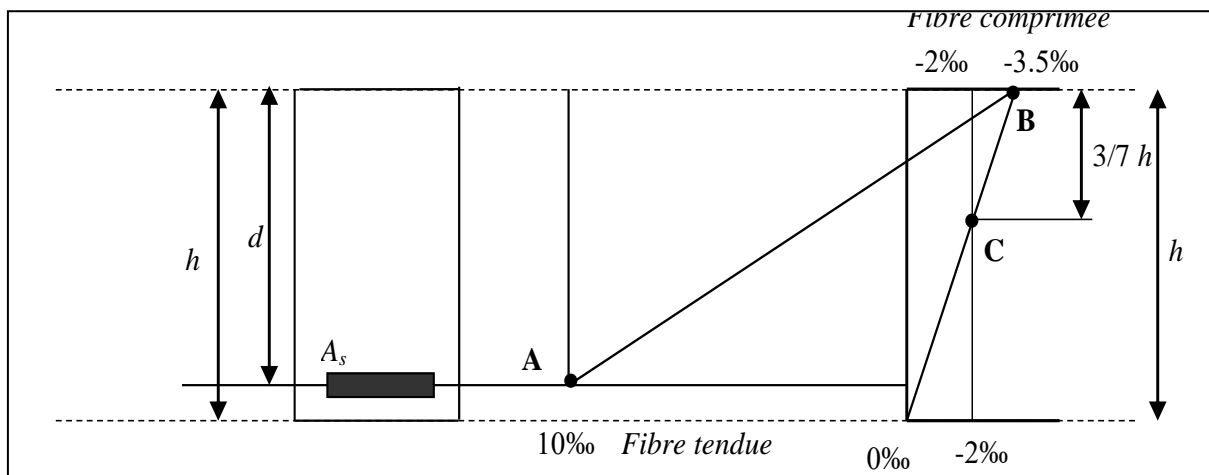


Figure 4.15 : Règle des 3 pivots

- Pivot A : Allongement de l'acier : $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ (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 : $\epsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ (flexion).
- C : Raccourcissement du béton à $(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{c1}})h$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3}$ (compression, flexion composée).

4.3.2.3 Fissuration

4.3.2.3.1. Généralités

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).

4.3.2.4 Section d'armatures minimale

Selon l'article 9.2 de l'EC2, 9.2 : La section d'armatures longitudinale d'une poutre doit être supérieure ou égale à :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} bd ; 0,001bd \right\} \quad \dots (4.33)$$

4.3.2.5 Maîtrise de la fissuration (EC2 7.3.4)

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

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad \dots (4.34)$$

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 (prise en compte des contraintes non uniformes auto-équilibrées) = 1,0 pour les âmes avec $h \leq 300mm$ ou les membrures d'une largeur inférieure à $300mm$ = 0,65 pour les âmes avec $h \geq 800mm$ ou les membrures d'une largeur supérieure à $800mm$ (interpolation pour les valeurs intermédiaires)

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 à travers la figure suivante :

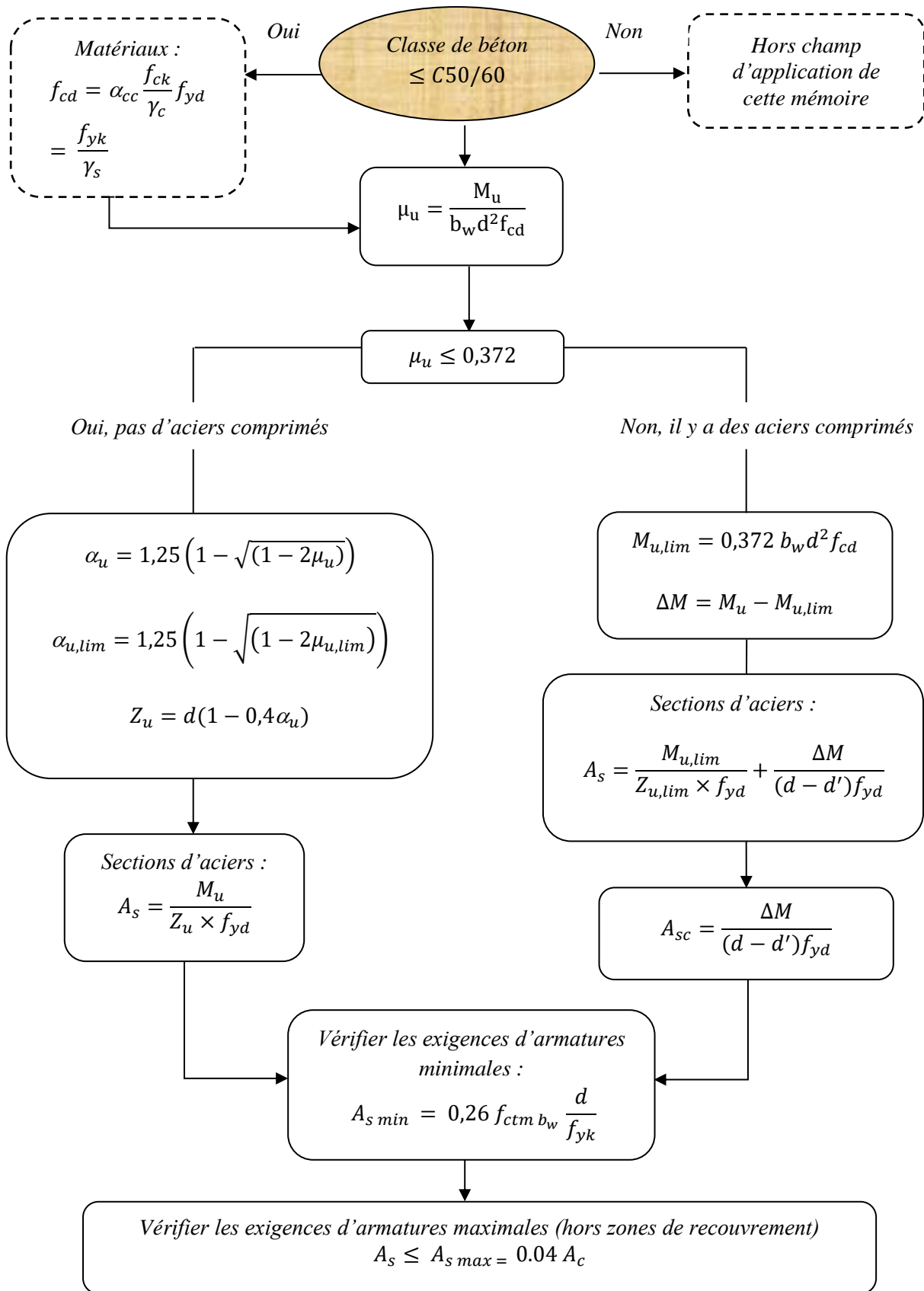


Figure. 4.16 : Organigramme de calcul d'une poutre rectangulaire en flexion simple selon l'EC2.

4.3.3 Calcul des sections rectangulaires selon le C.B.A 93

4.3.3.1 Etats-limites ultimes

D'après l'article A.4.3.4 du C.B.A 93 le diagramme caractéristique contraintes-déformations du béton est schématisé sur la figure 4.x. Il est composé d'un arc de parabole de second degré et d'un rectangle.

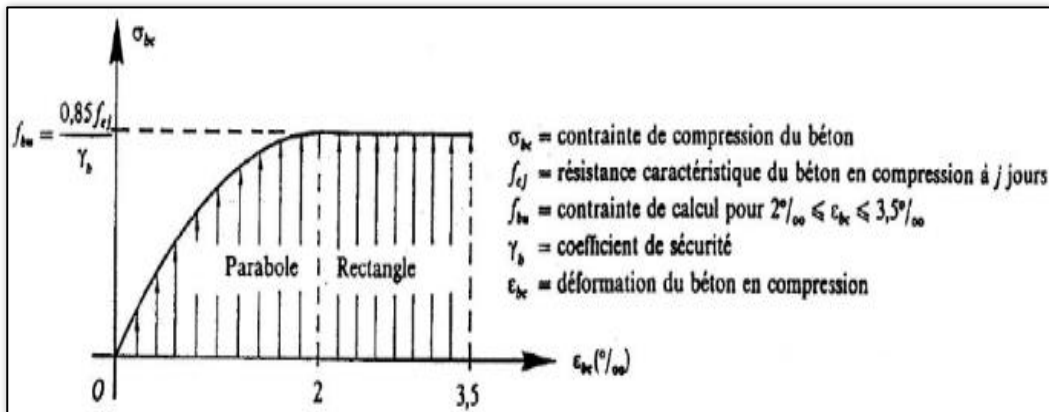


Figure 4.17 : Diagramme parabole-rectangle.

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

- d'abscisse : $\varepsilon_{bc} = 2/1000$ et une contrainte de compression de : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

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).

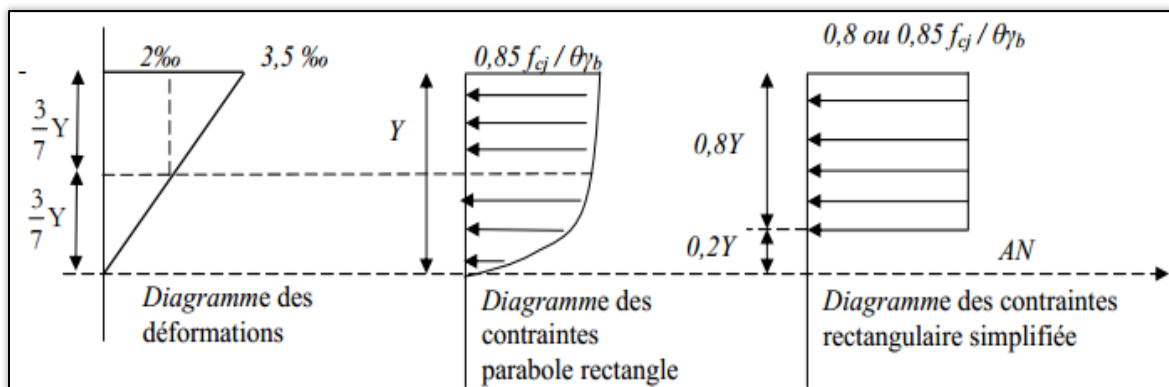


Figure 4.18 : Diagramme simplifié

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 $\frac{0,85f_{cj}}{\sigma_{\gamma_b}}$ si la section a une largeur constante ou croissante vers les fibres, ou $\frac{0,80f_{cj}}{\sigma_{\gamma_b}}$ 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 travers la figure suivante :

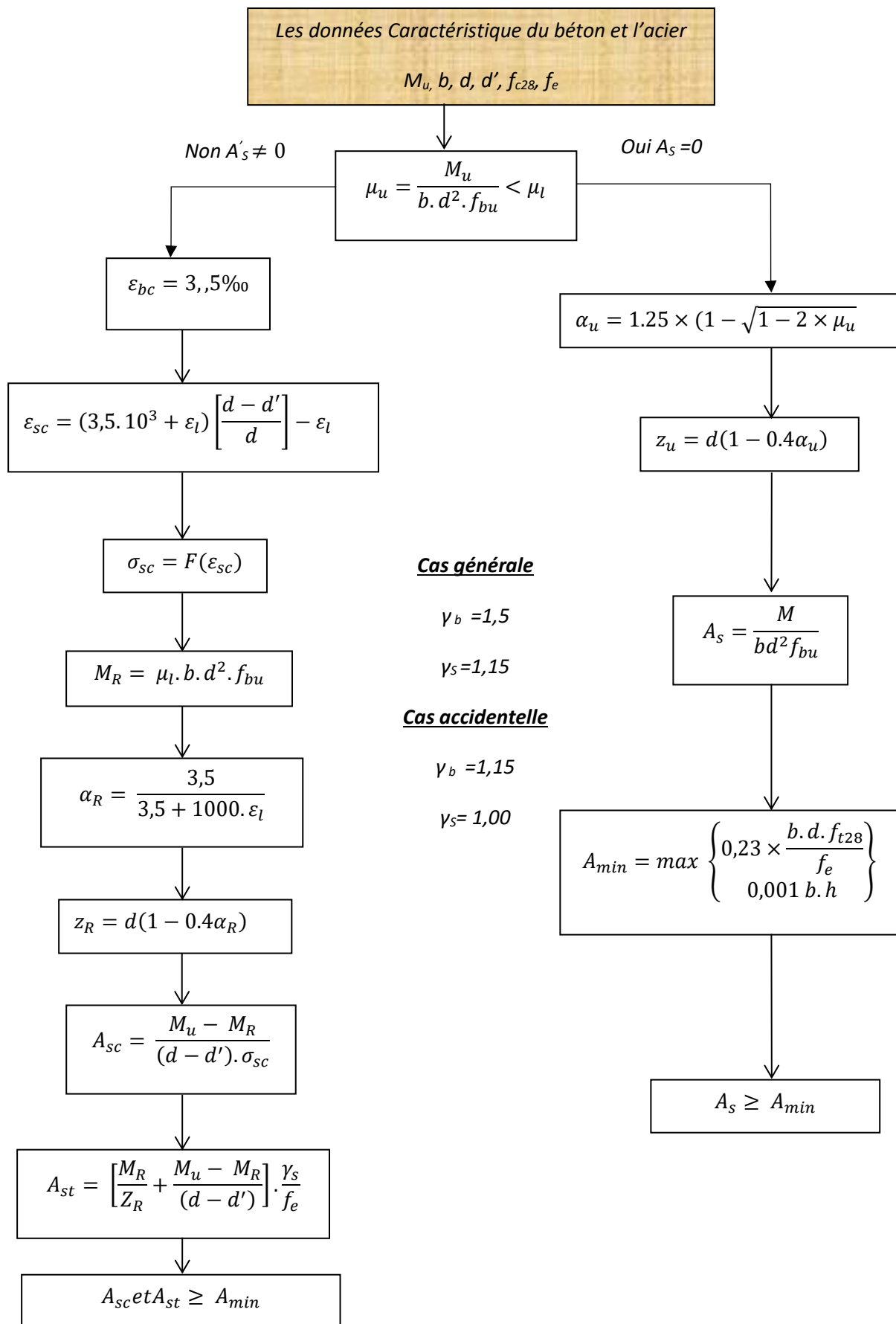


Figure 4.19 : organigramme de calcul d'une poutre rectangulaire en flexion simple selon CBA93.

4.3.4 Application numérique

Déterminer le ferrailage longitudinal et procéder aux vérifications nécessaires d'une poutre rectangulaire soumise à la flexion simple

Données :

Poutre de section rectangulaire : $(30 \times 35)cm^2$

Sollicitations extérieures :

Etat-limite ultime : Sous la combinaison 1,35G +1,5Q

- Moment en travée : $M_{tu} = 9,5tm$
- Moment en appui : $M_{au} = 6tm$
- Effort tranchant : $V_u = 8,44t$

Etat-limite de service : Sous la combinaison G +Q

- Moment en travée : $M_{st} = 4tm$

Béton :

- $f_{c28} = 25MPa$
- Classe 25/30 selon l'EC2

Nature des armatures longitudinales : S500

Enrobage des armatures selon l'EC2 : $c_{nom} = 2cm$

Maitrise de la fissuration non requise.

Classe d'exposition : XD1.

1. Calcul des sections selon le C.B.A 93

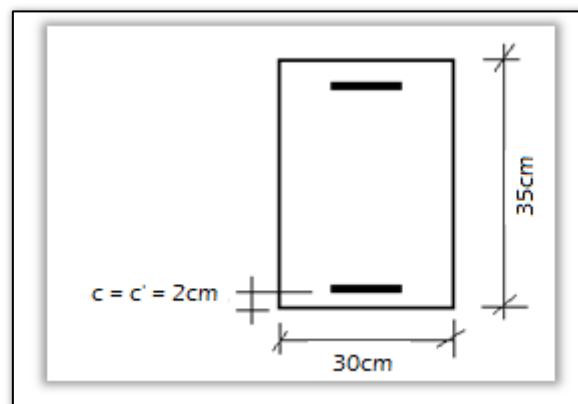


Figure 4.20 : Section transversale de la poutre.

1.1 Armatures longitudinales

1.1.1 Ferrailage en appui

a) Etat limite ultime

Valeur du moment en appui = $M_{au} = 6t.m$

$$c = c' = 2cm \quad \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6 \times 10^7}{300 \times 330^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 0,129 \quad \mu_l = 0,371$$

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

$$\alpha = 0,173 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,931$$

b) Section d'armatures :

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{6 \times 10^7}{0,931 \times 330 \left(\frac{500}{1,15} \right)} = 449 \text{ mm}^2$$

Soit une section adoptée constituée composée de **4HA12 = 4,52 cm²**

1.1.2 Ferrailage en travée

a) Etat limite ultime

Valeur du moment en travée : $M_{tu} = 9,5t.m$

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,50 \times 10^7}{300 \times 320^2 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 0,205 < \mu_l = 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $\blacktriangleright A' = 0$

$$\alpha = 0,290 \Rightarrow \beta = 0,884$$

b) Section d'armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{9,50 \times 10^7}{0,884 \times 320 \times \frac{500}{1,15}} = 7,72 \text{ cm}^2$$

Section adoptée composée de composée de **4HA16 = 8,04 cm²**

c) Etat limite de service

Bornage de la contrainte dans les aciers :

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b(h-c)^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 4 \times 10^7}{300(350-20)^2 \times 201,6} = 0,182$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,182 \Rightarrow \alpha = 0,360$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_{ser} = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{300 \times 330 \times (0,360)^2}{30(1-0,360)} = 668 \text{mm}^2$$

1.1.3 Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le C.B.A93

a) Section minimale

$$A_{min} = 0,001 b \times h = 0,001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times (h-c) \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{30 \times (35-2) \times 2,1}{500} = 0,96 \text{cm}^2$$

Toutes les conditions selon C.B.A 93 sur les armatures longitudinales sont respectées.

1.2 Vérification à l'état-limite de service

En service la contrainte dans le béton ne doit pas dépasser 60% de la résistance caractéristique du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{201,6 \times 0,36}{15(1-0,36)} = 7,56 \text{MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.3 Schéma de ferrailage

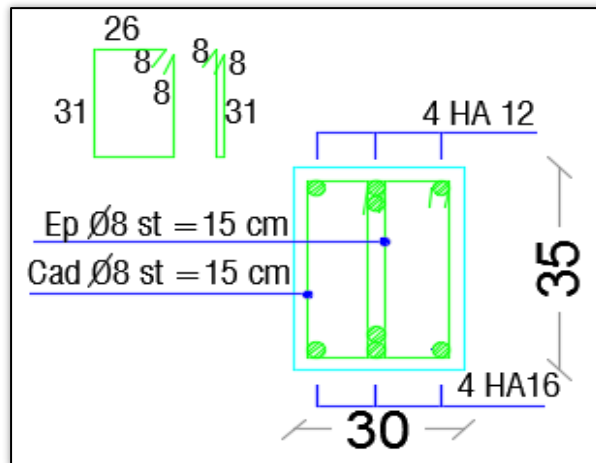


Figure 4.21 : Schéma de ferrailage de la poutre selon CBA93.

2. Calcul des sections selon l'EC2

Conformément à l'organigramme présenté, et puisque la classe du béton utilisé est inférieure à la classe 50/60.

2.1 Armatures longitudinales

2.1.1 Ferrailage en appui

a) Etat limite ultime

Valeur du moment en appui : $M_{au} = 6t.m$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}} = \frac{6 \times 10^7}{300 \times 330^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,110 < \mu_l = 0,372$$

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

b) Calcul du bras de levier z

$$\alpha_{au} = 0,146 \Rightarrow Z_u = 311 \text{ mm}^2$$

c) Section d'armatures

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{6 \times 10^7}{311 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 4,44 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de **4HA12 = 4,52 cm²**

2.1.2 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

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

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{33}{435} = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.1.3 Ferrailage en travée

a) Etat limite ultime

Valeur du moment en appui : $A_{ut} = 9,5 \text{ t.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}} = \frac{9,5 \times 10^7}{300 \times 330^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,174 < \mu_l = 0,372$$

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

b) Calcul du bras de levier z

$$\alpha_{au} = 0,241 \Rightarrow Z_u = 298 \text{ mm}^2$$

c) Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \times f_{yd}} = \frac{9,5 \times 10^7}{298 \times \frac{500}{1,15}} = 7,33 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de **4HA16 = 8,04 cm²**

2.1.4 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

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

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{33}{435} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,31 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 0,26 \times 2,6 \times 30 \times \frac{33}{435} = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

A_c : Section transversale de la poutre

$$A_s \leq A_{smax} = 0,04(30 \times 35) = 42cm^2$$

$$A_s = 4HA12 + 4HA16 = 8,04 + 4,52 = 12,56cm^2 < 42cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.2 Vérification à l'état-limite de service

Pour les classes d'exposition XD, XS, XF, il faut vérifier que la contrainte dans le béton :

$$\sigma_c < k_1 \times f_{ck}$$

Avec : $k_1 = 0,6$

Il faut dans un premier temps calculer le moment statique :

$$Sgz(\Omega) = \frac{b}{2}x^2 - \alpha A_s \times (d - x) = 0 \text{ avec } \alpha : \text{coefficient d'équivalence acier - béton}$$

$$Sgz(\Omega) = 15x^2 - 110 \times (33 - x) = 0 \text{ avec } \alpha : \text{coefficient d'équivalence acier - béton}$$

D'après les calculs on trouve :

$$x = 12,32cm$$

Puis, il faut déterminer l'inertie de la section fissurée définie par l'expression suivante :

$$I_{ii} = b \frac{x^3}{3} + \alpha A_s \times (d - x)^2$$

$$I_{ii} = 15 \frac{12,32^3}{3} + 110 \times (33 - 12,32)^2 = 56392,7cm^4$$

a) La contrainte dans le béton

$$\sigma_c = M_{ser} \frac{x}{I_{ii}} < k_1 \times f_{ck}$$

avec M_{ser} : moment de flexion aux ELS

$$\sigma_c = 4 \times 10^6 \times \frac{12,32}{56392,7} = 8,74MPa < 0,6 \times 25 = 15 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \alpha \times M_{ser} \frac{d - x}{I_{ii}} < 0,8 \times f_{yk}$$

$$\sigma_s = 15 \times 4 \times 10^6 \times \frac{33 - 12,32}{56392,7} = 220MPa < 0,8 \times 500 = 400MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.3 Schéma de ferrailage

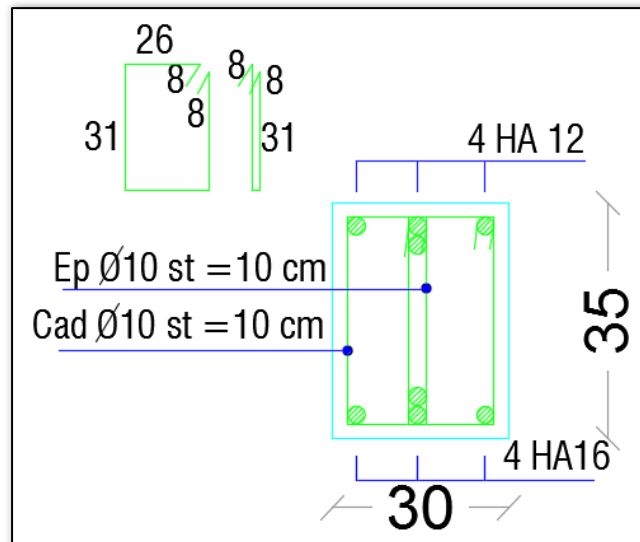


Figure 4.22 : Schéma de ferrailage de la poutre selon l'EC2.

4.3.5 Analyse des résultats

Pour les éléments travaillant en flexion simple, et à partir des résultats de l'application numérique, on pourra conclure que :

- *Les méthodes de calcul des sections des pièces en flexion simple selon les deux règlements sont relativement proches.*
- *Les deux règlements adoptent pour les bâtiments courants les mêmes combinaisons à l'état-limite ultime et service pour l'évaluation l'effort.*
- *Ils reprennent le même principe pour la détermination du ferrailage, au niveau des appuis et travées.*
- *Les sections d'armatures calculées sont relativement proches, avec un écart très faible.*

~ Partie 4 : L'effort tranchant ~

4.4.1 Introduction

L'étude du moment de flexion fournit les dimensions transversales et les armatures longitudinales dans une section donnée, l'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure des armatures longitudinales. Ainsi dans une poutre en béton armé l'effort tranchant est équilibré par les armatures transversales [1].

4.4.2 Définition du cisaillement

Il y a cisaillement lorsqu'une pièce est sollicitée par deux forces égales, de même droite d'action mais de sens contraires qui tendent à faire glisser l'une sur l'autre les deux parties de la pièce [2].

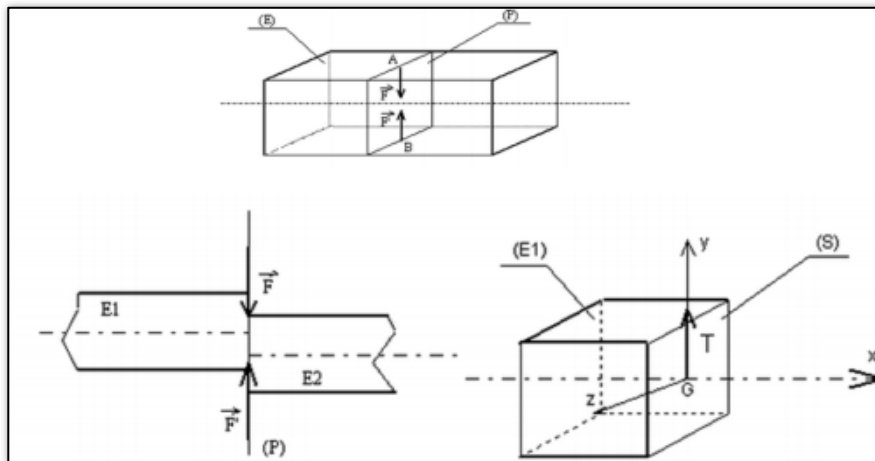


Figure 4.23 : Modélisation d'une éprouvette sollicitée au cisaillement [2]

Sous l'action de ces deux forces la poutre tend à se séparer en deux tronçons E1 et E2 glissant l'un par rapport à l'autre dans le plan de section droite (P). Une section droite (S) d'une poutre (E) est sollicitée au cisaillement simple si les éléments de réduction au centre de surface G de (S) du tenseur des efforts de cohésion sont :

$$\{\tau_{coh}\}_G = \begin{Bmatrix} \bar{T} \\ 0 \end{Bmatrix}_G = \begin{Bmatrix} 0 & 0 \\ T_y & 0 \\ 0 & 0 \end{Bmatrix}_G \quad \dots (4.35)$$

4.4.2.1 Sollicitation de calcul

La sollicitation d'effort tranchant V_u est toujours déterminée à l'état limite ultime (E.L.U). La combinaison de base dans les cas courants pour calculer V_u est [3] :

$$1,35G + 1,5Q \quad \dots (4.36)$$

4.4.2.2 Les armatures transversales

Elles sont appelées armatures de couture puisqu'elles coudent les fissures. Elles ont un diamètre généralement inférieur à 10 mm et il existe trois sortes d'armatures transversales. [4]

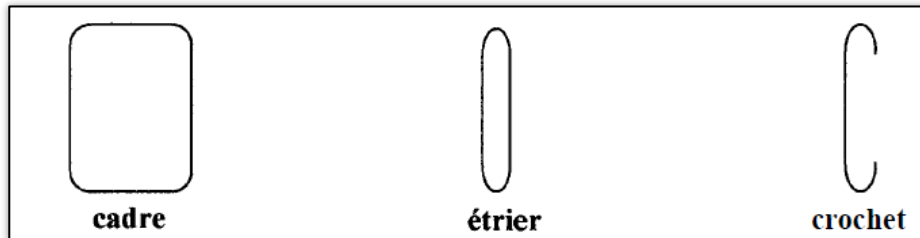


Figure 4.24 : les différents types d'armatures transversales [4]

- Les armatures transversales sont disposées le long de la poutre, elles sont très rapprochées au niveau des appuis parce que l'effort tranchant est maximum.
- Les armatures transversales sont attachées aux barres longitudinales en maintenant leurs écartements.

4.4.3 Principe de calcul des armatures transversales

4.4.3.1 Selon le C.B.A 93

Les sections soumises à des efforts tranchants sont justifiées à l'**état-limite ultime**. Les justifications de l'âme d'une poutre (article A.5.10) sont conduites à partir de la contrainte tangentielle prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 D} \quad \dots (4.37)$$

Où :

- τ_u représente la contrainte tangentielle conventionnelle
- V_u effort tangentielle vis-à-vis de l'état-limite ultime
- b_0 est l'ordonnée du point considéré, mesurée par rapport à ce même axe.

La procédure proposée par le C.B.A 93 pour la détermination des armatures transversales est représentée à travers l'organigramme suivant :

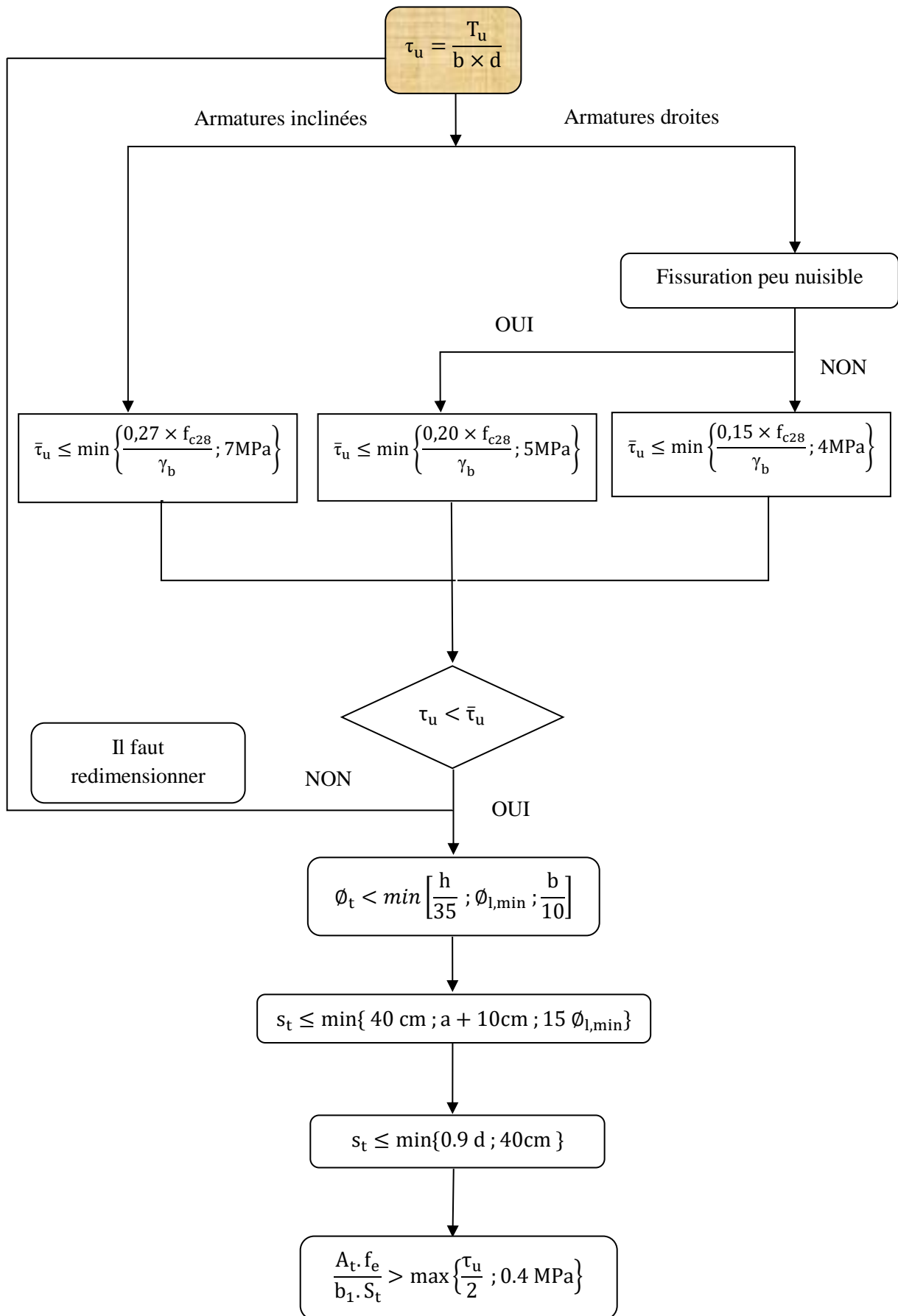


Figure 4.25 : Organigramme de calcul des armatures transversales selon le C.B.A 93.

4.4.4 Principe de calcul des armatures transversales selon l'EC2

4.4.4.1 Hypothèses

- Les directions principales théoriques de traction et compression dans la zone tendue de la poutre sont à 45°.
- Les vérifications de l'effort tranchant sont menées à l'ELU.
- ELU du béton de l'âme : vérification de la résistance en compression des bielles de béton en **zone courante**.
- ELU des armatures d'âme : dimensionnement des cadres pour résister aux efforts de traction en **zone courante**.
- ELU des aciers d'ancrage : dimensionnement des aciers longitudinaux à prolonger sur **appuis**.
- ELU du béton des bielles d'about : vérification de la résistance en compression des bielles de béton sur **appuis**.

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si (EC2, 6.2.1 et 6.2.2) :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.c} = \left[\max \left[C_{Rd.c} \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} ; v_{min} \right] + k_1 \sigma_{pc} \right] b d \quad \dots (4.38)$$

Avec :

- $C_{Rd.c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- v_{min} = facteur qui dépend de la nature de l'élément (dalles, poutres, voiles)
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
- A_{sl} : section des armatures tendues, prolongées sur plus de $(lbd + d)$ au-delà de la section considérée, b_w largeur de la section droite dans la zone tendue (mm),
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$
- N_{Ed} : effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées en newtons

A_c : section droite du béton (mm²).

Cas où les armatures sont nécessaires avec des armatures d'effort tranchant verticales ($\alpha = 90^\circ$ EC2, 6.2.3)

Vérification de la compression des bielles ($\alpha = 90^\circ$) :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.c} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{\tan \theta + \cot \theta} \quad \dots (4.39)$$

Avec :

v_1 : réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \dots (4.40)$$

θ : est l'angle des bielles par rapport à la fibre moyenne de l'élément avec :

$$1 \leq \theta \leq 2,5$$

Détermination des armatures d'effort tranchant ($\alpha = 90^\circ$)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \dots (4.41)$$

Avec :

A_{sw} : aire de la section des armatures d'effort tranchant s espacement des cadres ou étriers

f_{ywd} : limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant

4.4.4.2 Aire minimale (EC2, 9.2.2)

$$\frac{A_{sw}}{s} > \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \dots \quad (4.42)$$

4.4.4.3 Espacement maximal (EC2, 9.2.2)

$$s_{st.max} = 0,75d < 60cm \quad \dots (4.43)$$

D'une manière générale la conduite des vérifications et du calcul sous efforts tranchants selon l'EC2 est directement reportée sur l'organigramme suivant :

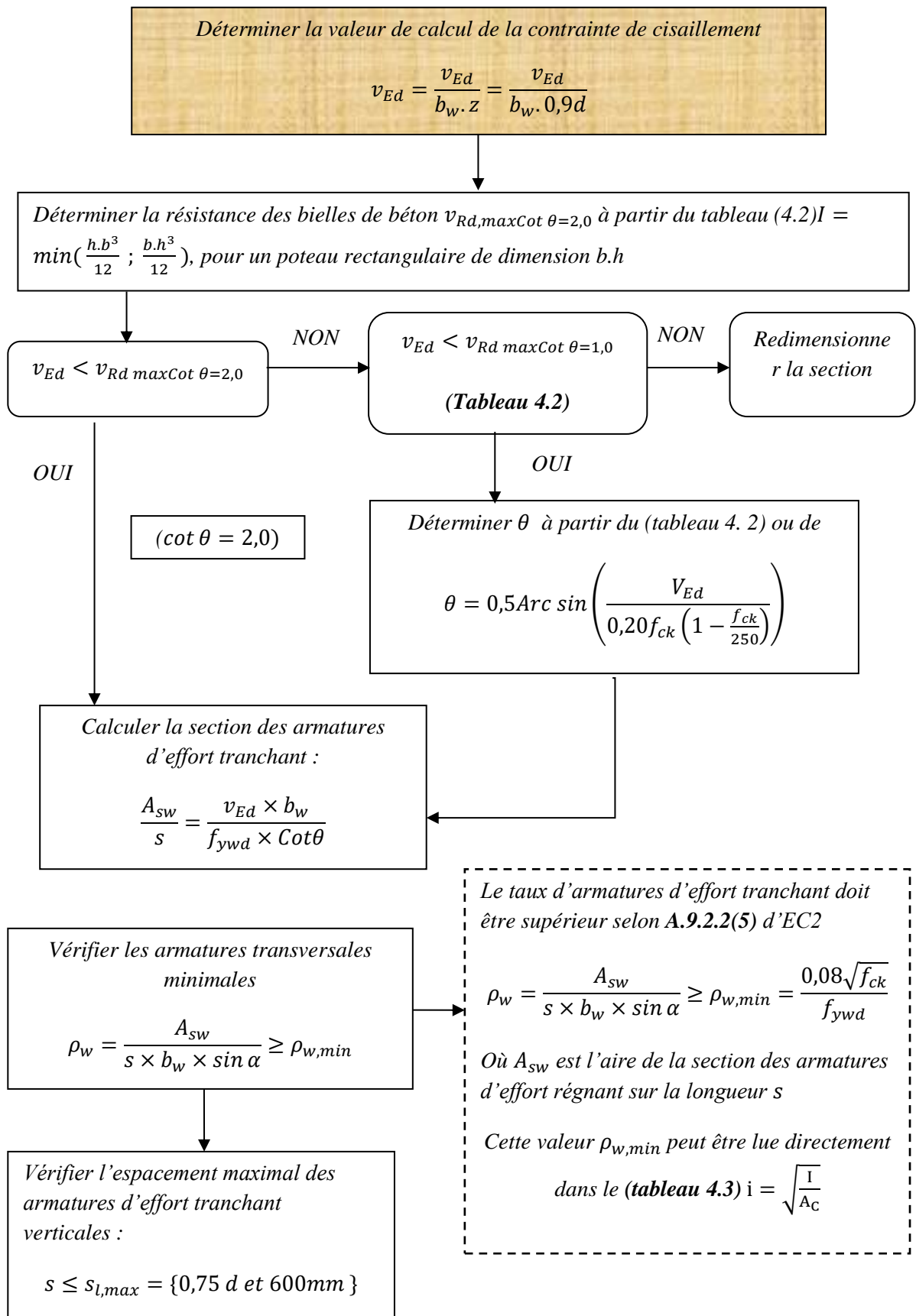


Figure 4.26 : Organigramme de calcul des armatures transversales selon l'EC2

Tableau 4. 2 : Contrainte de cisaillement minimale et maximale ($\frac{V_{Ed}}{b_w \times z}$) pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton

f_{ck}	$v_{Rd,max}$ (MPa)						v
	$\theta = 26,57^\circ$	29,05°	32,01°	35,54°	39,81°	45°	
	$\cot \theta = 2,0$	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	
20	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,552
25	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,540
30	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,528
35	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,516
40	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,504
45	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,492
50	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,480

Note :
Le tableau a été élaboré à de l'EC2 en supposant la présence de cadres verticaux, c'est-à-dire $\cot \alpha = 0$

Tableau 4. 3 : Valeurs de $\rho_{w,min}$ (avec $f_{ywd} = 500MPa$)

f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{w,min}$ (%)	0,072	0,080	0,088	0,095	0,101	0,107	0,113

4.4.5 Application numérique

Déterminer le ferrailage transversal et procéder aux vérifications nécessaires d'un élément en béton.

données :

Poutre de section rectangulaire : $(30 \times 35)cm^2$

Sollicitation extérieures :

Etat-limite ultime : Sous la combinaison 1,35G +1,5Q

- Effort tranchant : $V_u = 8,44t$

Béton :

- $f_{c28} = 25MPa$
- Classe 25/30 selon l'EC2

Nature des armatures longitudinales : S500

Enrobage des armatures selon l'EC2 : $c_{nom} = 2cm$

Maitrise de la fissuration non requise.

Classe d'exposition : XD1.

1. Calcul des sections selon le C.B.A 93

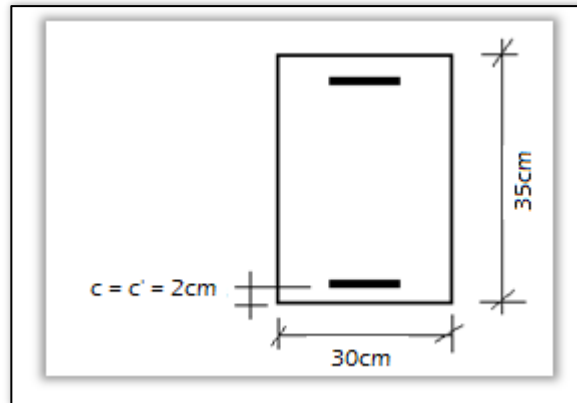


Figure 4.27 : Section transversale de la poutre

1.1 Les armatures transversales

1.1.1 Vérification selon le C.B.A93

Effort tranchant ultime : $V_u = 8,44t$

a) Contrainte de cisaillement ultime

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8,44 \times 10^4}{300 \times (350 - 20)} = 0,85 MPa$$

b) Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,85MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

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

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

En adopte $\phi_t = 8mm$

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

$$\phi_t < \left[\frac{b}{35}; \frac{a}{10}; 16 \right]$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < \max \left[\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right] = 16mm$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$$

1.1.2 Espacement des cadres

$$s_t \leq \min(40\text{ cm} ; a + 10\text{cm} ; 15 \phi_{lmin}) = \min(40\text{ cm} ; 30 + 10 ; 15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

$$s_t \leq \min(0.9 d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 33 ; 40\text{cm}) = 29,7\text{cm}$$

On adoptant un espacement fixe de $s_t = 15\text{cm}$, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_1 \cdot s_t} = \frac{201 \times 500}{300 \times 150} = 2,23\text{MPa} > \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{ Mpa}\right\} = 0.425\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

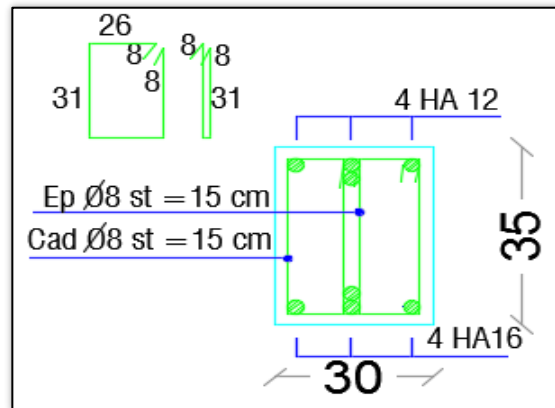


Figure 4.28 : Schéma de ferrailage de la poutre selon CBA93

2. Calcul des sections selon l'EC2

2.1 Les armatures transversales

2.1.1 Vérification selon l'EC2

Effort tranchant ultime : $V_{Ed} = 8,44t$

a) Contrainte de cisaillement ultime

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{8,44 \times 10^4}{300 \times 0,9(350 - 20)} = 0,95\text{MPa}$$

$$v_{Ed} = 0,95\text{MPa} < v_{Rd \max \cot \theta = 2}$$

Pour une classe de 25/30, la valeur de $v_{Rd \max \cot \theta = 2} = 3,6\text{ MPa}$

$$v_{Ed} = 0,95\text{MPa} < v_{Rd \max \cot \theta = 2} = 3,6\text{MPa}$$

b) Calcul de la section des armatures d'effort tranchant

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{Ed} \times b_w}{f_{ywd} \times \cot\theta}$$

Avec :

A_{sw} : section des armatures d'effort tranchant

s : espacement

f_{ywd} : limite élastique des aciers

On adopte une section de

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{Ed} \times b_w}{f_{ywd} \times \cot\theta}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,95 \times 300}{500 \times 2} = 0,285$$

Adoptons un espacement de $s_t = 10\text{cm}$

$$\frac{A_{sw}}{10} = 0,285 \rightarrow A_{sw} = 10 \times 0,285 = 2,85\text{cm}^2$$

Soit une section adoptée de **4 HA 10 = 3,14 cm²**

2.1.2 Vérification de l'espacement des armatures d'effort tranchant

$$s \leq \min\{0,75d; 600\text{mm}\} = 24,75\text{cm}$$

$$s = 10\text{cm} < 24,75\text{cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

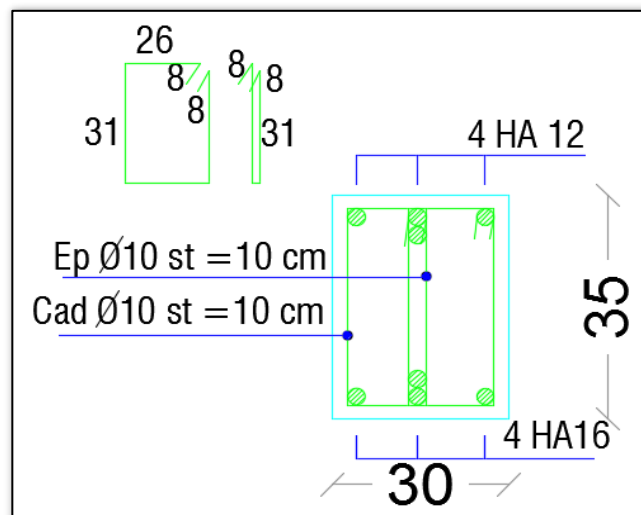


Figure 4.29 : Schéma de ferrailage de la poutre selon l'EC2

4.4.6 Analyse des résultats

Pour les éléments travaillant en cisaillement simple, et à partir des résultats de l'application numérique, on pourra conclure que :

- *Les deux règlements fixent une contrainte tangentielle maximale.*
- *Pour le C.B.A 93 cette contrainte limite dépend essentiellement de la résistance du béton utilisé et du type de fissuration considérée*
- *Pour l'EC2 cette contrainte limite dépend de la résistance du béton utilisé, de l'inclinaison des bielles*
- *L'écart entre la section adoptée pour les armatures transversales calculée par le CBA 93 et l'EUROCODE égale 56%.*
- *Un écart sur l'espacement des barres a été également observé, il passe de 15cm pour le C.B.A 93 à seulement 10 cm pour l'EC2*
- *Les critères de choix sur le diamètre a adopté pour ferrailer les poutres au niveau des armatures transversales sont différentes.*
- *Enfin le CBA93 semble est plus économique que l'EC 2 sur la question du dimensionnement des armatures transversales.*

Références bibliographiques du quatrième chapitre

[1] « beton_bechar.pdf ». Consulté le : mai 03, 2020. [En ligne]. Disponible sur: https://cours-examens.org/images/Etudes_superieures/Ingeniorat_Genie_civil/4_annee/Beton_arme_et_precontraint/Bechar_cours/beton_bechar.pdf.

[2] « chapitre-4-cisaillement-simple.pdf ». Consulté le : mai 07, 2020. [En ligne]. Disponible sur : <https://www.technologuepro.com/resistance-des-materiaux-2/chapitre-4-cisaillement-simple.pdf>.

[3] « 38475200-M18-Calcul-des-Structures-en-Beton-Arme-BAEL.doc », Google Docs. https://drive.google.com/file/d/1mPJtaNOq8h5uzl43rAwBKchvFPmjVI2q/view?usp=embed_facebook (consulté le mai 06, 2020).

[4] « beton_armé-cours-08.pdf ». Consulté le : mai 03, 2020. [En ligne]. Disponible sur : http://f2school.com/wp-content/uploads/2019/12/beton_arm%C3%A9-cours-08.pdf.

Règlements

- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.*
- *norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*



*Conclusion
Générale*



Conclusion Générale

L'objectif principal de ce travail était d'établir une étude comparative entre les règles Algériennes sur le calcul des ouvrages en béton armé C.B.A 93 et Européennes l'Euro code2. L'EC2 qui traite également les structures en béton précontraint n'ont pas été pris en compte dans notre analyse. Par ailleurs et étant données le volume de ces deux codes règlementaires, on s'est donc limité à comparer les principaux caractères calcul des matériaux acier et béton, les lois de comportement, les justifications des ouvrages en béton armé ainsi que le dimensionnement des éléments des bâtiments soumis à la traction simple, à la compression mono-axiale, à la flexion pure et à l'effort tranchant. Et dans le but de mieux apprécier les fondements des 2 codes, plusieurs applications numériques détaillées ont été entreprise. Au terme de cette analyse comparative on pourra dégager les conclusions suivantes :

- L'Algérie s'est dotée depuis 1993 d'un code de calcul national applicable aux ouvrages courants en béton armé, et les pays de la communauté Européenne ont unifiés leurs codes de calcul dans le domaine du génie civil à travers des documents règlementaires intitulés Euro codes.
- Les 2 codes reposent tous les deux sur la méthode aux Etats-Limites.
- Les deux codes de calcul traitent des principes et des exigences pour la résistance mécanique, la sécurité, l'aptitude au service, la durabilité avec un complément supplémentaire concernant la résistance au feu des structures en béton pour l'EC2.
- La réglementation dans le domaine du génie est évolutive et ce afin de tenir compte des nouveaux matériaux élaborés et une meilleure maîtrise des lois de comportement des matériaux.
- Le C.B.A 93 admet que l'évolution de la résistance à la compression du béton dans le temps dépend uniquement de son âge.
- L'EC2 admet que l'évolution de la résistance à la compression du béton dans le temps dépend de son âge du béton mais également de la nature du ciment utilisé, ce qui corrobore mieux avec la réalité.
- D'une manière générale l'EC2 fournit des valeurs de résistance en traction du béton plus avantageuses que celles du C.B.A 93.
- Les règles nationales C.B.A 93 donnent des valeurs concernant le module de Young supérieures à celles de l'EC2.
- Concernant les modules de déformation longitudinale instantanée et différée du béton, le CBA 93 donne des expressions analytiques prenant en considération uniquement la résistance à la compression du béton à l'âge j jours. Tandis que l'EC2 prévoit une évolution du module d'élasticité du béton en fonction du temps, de la résistance moyenne à la compression, du module d'élasticité déterminé à 28 jours et de la nature des granulats.

- Aucune différence n'est constatée entre les deux règlements au niveau du coefficient de poisson,
- Aucune différence n'est constatée entre les deux règlements au niveau du coefficient de dilatation thermique du béton avec la valeur traditionnelle de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.
- Aucune différence n'est constatée entre les deux règlements au niveau la masse volumique du béton dit 'courant', soit $2500\text{kg}/\text{m}^3$.
- L'EC2 couvre également le domaine des bétons légers et ce contrairement aux règles C.B.A 93 qui se limitent uniquement aux bétons standards.
- Concernant le retrait du béton, le C.B.A 93 fournit uniquement sa valeur finale (en fonction de la zone climatique d'implantation de l'ouvrage) tandis que l'EC2 propose une démarche nettement plus détaillé et intègre plusieurs paramètres dont notamment le taux d'humidité, la nature du ciment et le rayon moyen des pièces réalisées.
- L'EC2 présente des diagrammes supplémentaires et différents du CBA 93 et donc des valeurs de déformations limites distinctes.
- Le C.B.A 93 propose des coefficients de majorations plus sévères que ceux de l'EC 2.
- les combinaisons d'actions déterminées par l'EC2 sont plus défavorables que celles du C.B.A 93.
- l'EC2 prévoit des combinaisons d'actions fondamentales différentes suivant les types des Etats-Limites, par contre au le C.B.A 93 propose une seule combinaison d'action fondamentale selon les Etats-Limites ultimes et de service.
- Les contraintes de compression limites du béton autorisées en phase d'exploitation sont les mêmes pour les deux codes de calcul.
- Pour les aciers, les règles C.B.A 93 sont plus strictes et imposent de faire travailler les aciers sous des taux de contraintes relativement faibles, concernant l'EC 2 autorise à faire travailler l'acier à des taux plus élevés aura des conséquences sur les sections de ferrailages calculées à l'Etat-Limite de service.
- L'évaluation des flèches est totalement différente entre le C.B.A 93 et l'EC2.
- Les flèches sont vérifiées sous des seuils de chargements moins importants selon l'EC2.
- L'enrobage des armatures selon le C.B.A 93 dépend de la nature des granulats et la maniabilité du béton, par contre cet enrobage dépend de la classe d'exposition et la classe structurale selon l'EC2.
- Les deux codes de calcul fixent une valeur limite pour la contrainte d'adhérence.
- L'écart observé entre la longueur de scellement calculée selon le CBA 93 et l'EC2 est très faible (moins de 3%), ainsi les deux règlements convergent sur ce point.
- Les deux codes de calcul négligent carrément la résistance réelle du béton en traction simple. l'EC2 est plus économique en terme de consommation en aciers.

- Les méthodes de calcul des sections des pièces comprimées et des pièces en flexion simple selon les deux règlements sont relativement proches.
- Les sections d'armatures calculées en compression simple sont relativement peu différentes avec un écart d'environ 18,50% de plus pour l'EC2, les sections des armatures transversales sont pratiquement équivalentes, l'EC2 impose un diamètre minimal de 6mm.
- Les sections d'armatures calculées en flexion simple sont relativement proches, avec un écart très faible.
- Les critères de choix sur le diamètre a adopté pour ferrailer les poutres au niveau des armatures transversales sont différentes.
- Enfin le CBA 93 semble est plus économique que l'EC 2 sur la question du dimensionnement des armatures transversales.

A la fin nous observons que les deux règlements sont sévères mais avec des avantages pour l'EC2 qui est plus détaillé, moderne et développé que C.B.A 93, donc il faut tenir en compte l'amélioration de notre règlement pour être courant avec les nouvelles exigences dans le domaine de génie civil.

Perspectives

Nous proposons comme une suite logique de notre travail, un complément d'analyse portant sur les axes suivants :

1. Flambement des poteaux.
2. L'étude des éléments sollicités en flexion composée.
3. L'étude des éléments sollicités en torsion pure.



ANNEXES



Annexe A : Le contenu du C.B.A 93

***PREMIERE PARTIE : REGLES
GENERALES.***

CHAPITRE - A 1- PRINCIPES ET DEFINITIONS

CHAPITRE - A.2. - PROPRIETES DES MATERIAUX

CHAPITRE - A.3. - ACTIONS ET SOLLICITATIONS

CHAPITRE – A. 4. - RESISTANCE AUX SOLLICITATIONS NORMALES

CHAPITRE – A. 5.- JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

CHAPITRE - A .6. - REGLES DE DETAILS DES ARMATURES

CHAPITRE – A. 7. - DISPOSITIONS PARTICULIERES AUX DIVERS ELEMENTS DE
STRUCTURES

DEUXIEME PARTIE :

***Régies applicables aux ossatures et
éléments courants des structures en
béton armé***

CHAPITRE B-1- INDICATIONS SUR LE CHOIX DES MATERIAUX

CHAPITRE B-2 - DOMAINE D'APPLICATION

CHAPITRE B-3 - EVALUATION DES SOLLICITATIONS

CHAPITRE B-4 - LIAISONS ENTRE LES DIVERS ELEMENTS DES CONSTRUCTIONS

CHAPITRE B-5 - EFFETS DES VARIATIONS DIMENSIONNELLES ET DES
TASSEMENTS DIFFERENTIELS

CHAPITRE B-6 - PLANCHERS ET POUTRES

CHAPITRE B-7 - DALLES SUR APPUIS CONTINUS

CHAPITRE B-8 - POTEAUX

CHAPITRE B-9 - FONDATIONS

Annexes (C.B.A.93)

C - Régies transitoires relatives à la définition des valeurs représentatives des actions et des combinaisons d'actions dans les cas courants

D - Méthode simplifiée de calcul des flèches

E - Méthode de calcul applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée, dite "méthode forfaitaire"

F - Calcul des panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

G - Carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie

Annexe B : Le contenu de l'EC2

***Partie 1-1 : Règles générales et règles
pour les bâtiments***

Avant – propos

Section 1 : GÉNÉRALITÉS

Section 2 : BASES DE CALCUL

Section 3 : MATÉRIAUX

Section 4 : DURABILITÉ ET ENROBAGE DES ARMATURES

Section 5 : ANALYSE STRUCTURALE

Section 6 : ÉTATS-LIMITES ULTIMES (ELU)

Section 7 : ÉTATS-LIMITES DE SERVICE (ELS)

Section 8 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ARMATURES DE BÉTON ARMÉ ET DE PRÉCONTRAÎNTE — GÉNÉRALITÉS

Section 9 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ÉLÉMENTS ET RÈGLES PARTICULIÈRES

Section 10 : RÈGLES ADDITIONNELLES POUR LES ÉLÉMENTS ET LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON

Section 11 : STRUCTURES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

Section 12 : STRUCTURES EN BÉTON NON ARMÉ OU FAIBLEMENT ARMÉ

Annexes(EC2)

Annexe A : Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux

Annexe B : Déformations dues au fluage et au retrait

Annexe C : Propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation du présent Euro code

Annexe D : Méthode de calcul détaillée des pertes de précontrainte par relaxation

Annexe E : Classes indicatives de résistance pour la durabilité

Annexe F : Expressions pour le calcul des armatures tendues dans les situations de contraintes planes

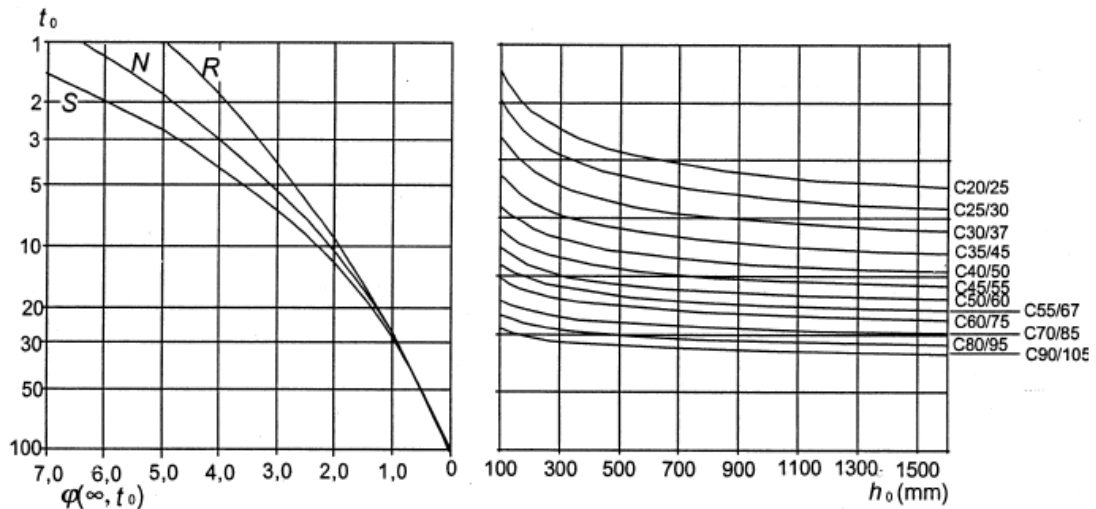
Annexe G : Interaction sol-structure

Annexe H : Effets globaux du second ordre sur les structures

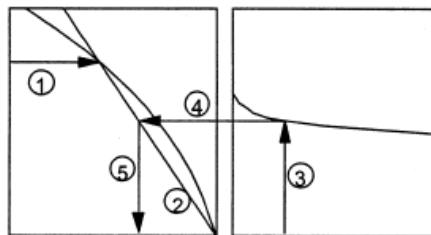
Annexe I : Analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement

Annexe J : Dispositions constructives pour des cas particuliers

Annexe C : Méthode de détermination du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales

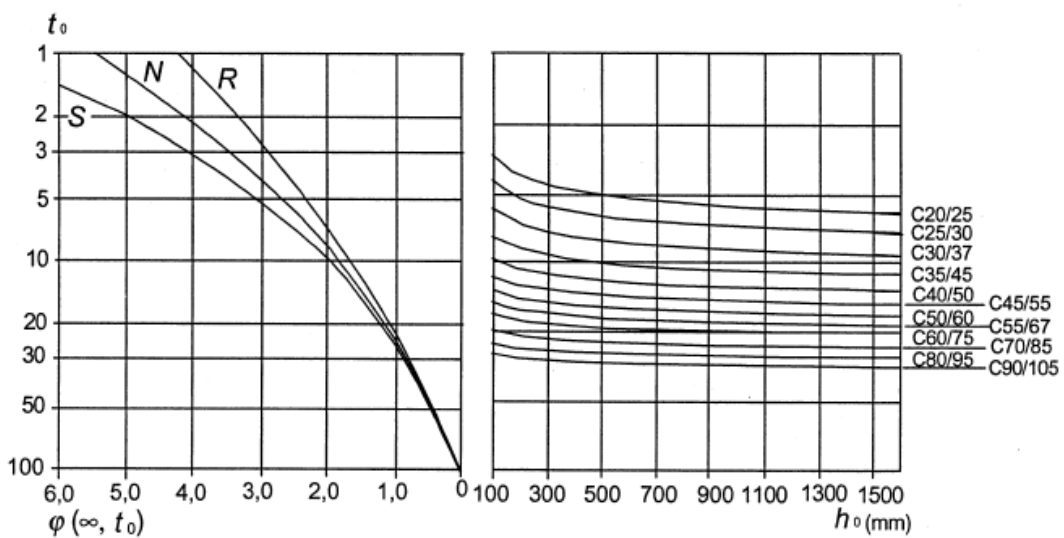


a) Environnement intérieur — RH = 50 %



NOTE

- le point d'intersection des droites 4 et 5 peut également se situer au-dessus du point 1
- pour $t_0 > 100$, il est suffisamment précis de supposer $t_0 = 100$ (et d'utiliser la tangente)



b) Environnement extérieur — RH = 80 %

Annexe D : Classes d'expositions selon l'EC2 Article.4.2

classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1- Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions, sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique. Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec.	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible.
2- Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence.	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible. Béton submergé en permanence dans de l'eau.
XC2	Humide, rarement sec.	Surface de béton soumis au contact à long terme de l'eau. Un grand nombre de fondations.
XC3	Humide modérée.	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé. Béton extérieur abrité de la pluie.
XC4	Alternativement humide et sec.	Surface de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2.
3- Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée.	Surface de béton exposé à des chlorures transportés par voir aérienne.
XD2	Humide, rarement sec.	Piscines. Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures.
XD3	Alternativement humide et sec.	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures. Chaussées. Dalles de parcs de stationnement de véhicules.
4- Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer.	Structure sur ou à proximité d'une côte.
XS2	Immergé en permanence.	Éléments de structures marines.

XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns.	Eléments de structures marines.
5- Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agents de déverglaçage.	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel.
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage.	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage.
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage.	Surface horizontales de béton exposé à la pluie et au gel.
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer.	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel.
6- Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2.	Sols naturels et eau dans le sol.
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2.	Sols naturels et eau dans le sol.
XA3	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2.	Sols naturels et eau dans le sol.