



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : ELBIA Zohra & HASSANI Halima

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Structures

Thème

COMPORTEMENT AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT
AXIAL DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ SELON LES
RÈGLES EUROCODE – CBA - CSA – BS - ACI

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. Merah Ahmed	M.C.A	Président
Mr. Krobba Benharzallah	M.C.B	Examineur
Mr. Zaidi Ali	Pr	Rapporteur

Promotion : Septembre-2021

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions Allah le tout puissant pour son aide et sa bénédiction.

Notre profonde gratitude à notre encadreur le professeur **ALI ZAIDI** qui a dirigé ce travail avec beaucoup de compétence et d'efficacité, ainsi que pour son entière disponibilité, et remercier de nous avoir proposé ce sujet et nous avoir encadrés, pour ses orientations et ses conseils qui nous ont été d'un grand apport.

Nous remercions Mr **Krobba Benharzallah** chef de notre option pour ces orientations.

Nous remercions également Mr **Sekkoum mohamed** chef de notre département à l'Université d'Ammar Telidji et tous les enseignants.

Nous remercions les membres du jury pour avoir accepté de présider et examiner ce mémoire.

A toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de ce travail soit en prenant part aux débats, soit en fournissant des documents.

Sincères remerciements.



Dédicace

*On remercie le Dieu le tout puissant qui nous a donné le savoir , qui nous a orné du maîtrise du soi ,
qui nous a honorés de piété et qui nous a traité avec du bien-être.*

*Je dédie le fruit de mes efforts à celle qui à l'égard duquel a dit notre Prophète (sur lui la paix et le
salut) : << Ta mère, et puis ta mère, ... >>*

À celle qui ne connaissais jamais l'ennui ni la lassitude à mon égard.

À celle qui était une mère aimante, une professeur morale et une sœur guide.

À la Source de tendresse "Ma Chère Mère ", que Dieu prolonge sa vie et préserve sa santé.

*Je dédie aussi ce mémoire à celui qui a sacrifié le long sa vie pour le bien de mon éducation et qu'il
s'efforce toujours pour me pousser en avant.*

À celui qui était le meilleur ami et le meilleur guide

*À celui qui m'a donné une affection énorme, qui m'a soigné avec gentillesse et qui m'a dorloté, mon
idole " Mon Cher Père", que Dieu prolonge sa vie et préserve sa santé.*

*À mon soutien; mes frères, les compagnons dans mon chemin et de ma vie." Mostapha. Baghdad.
Mohammed"*

*A celles auxquelles leurs amour coule dans mes veines et croît à leurs mémoire; mes sœurs
charmantes"Zohra. Mebarqa. Fatima. Safia.Sarah.Nour El-houda. Fatima et Mailoda "*

*Aux bourgeons de la famille, la caresse de l'innocence absolue et l'émeute enfantine "Ichrak, Nour.
Adem et sofiane "*

A ma belle benne preneuse, à qui je ne souhaite pas me séparer

À mes soeurs amies que ma mère n'a pas accouché"fadia. Fatima. Rim "

*À celle qui m'a fait mal son départ, et qui m'a laissé un vide que personne d'autre ne peut pas le
combler, ma chère Karima , que Dieu ait pitié à son âme.*

*Sans oublier de remercier ma collègue Aisha pour son soutien moral, de sa patience et pour sa
compréhension tout au long de ce projet.*

*Je remercie toutes personnes que j'ai connus et qui ont m'aidaient pendant le cycle de mes études
Acceptez tous mon amour, mes appréciations et mon respect en souhaitant que notre Bon Dieu nous
bénisse et aide.*

Halima





Dédicace

Au nom de Dieu le miséricordieux et que les prières et la paix soient sur notre noble Prophète.

D'abord, je dédie le fruit de mon effort à ma chère et la lumière de mes yeux, ma mère, que Dieu la protège et prenne soin d'elle.

À mon père le bien-aimé, que Dieu ait pitié de lui et lui accorde la paix,

À celui qui a remplacé mon père et qui me fait connaître le sens de la sécurité, à mon cher frère Makki

À mon grand frère et mon pôle Buhafs

À mon soutien mon cher mari Ahmed

À ma chère grand-mère et à celles que j'ai vécu ma joie : mes soeurs Bakhta, Nadia, Tasneem, Rafaida, Anfal, Souad et Amal.

*À la chère de mon coeur, ma petite fille «Sodjoud» et à toutes les fleurs de ma famille.
À celle que j'ai partagé les meilleurs moments avec elle, mon amour et amie d'amour Halima
et à toutes mes amies.*

Sans oublier la famille de mon mari et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite

Zohra



ملخص

يركز هذا المشروع البحثي على مقارنة خمس قوانين

❖ القانون الأمريكي (ACI 318-08)

❖ القانون الأوروبي (EUROCODE 2)

❖ القانون الجزائري (CBA.93)

❖ القانون الكندي (CSA-A.23.3)

❖ القانون البريطاني (BS 8110)

في الدراسة المقارنة هذه نقوم بتحليل معمق لمختلف العوامل الخاصة بحساب مقاومة القص و القوى المحورية في الهياكل الخرسانية المسلحة (الاجهادات , القص , التسليح ... الخ) مع إبراز نقاط التشابه و الاختلاف بين الخمس قوانين.

هذه النتائج تسمح بالخروج باقتراحات كمساهمة لمراجعة القانون الجزائري في هذا المجال (CBA.93)

كلمات مفتاحية : ACI,BS,CSA,CBA,EUROCODE, المقاومة, دراسة مقارنة , القوى المحورية, قوى القص .

ABSTRACT

This research project presents a comparative study on the shear and axial loading strengths of reinforced concrete elements according to following codes:

- ❖ Algerian code CBA.93.
- ❖ American code ACI 318-08.
- ❖ Canadian code CSA-A.23.3.
- ❖ British code BS 8110.
- ❖ European standards EUROCODE 2 (NF EN 1992-1-1).

In this comparative study we analyze in depth the different parameters affected the shear and axial loading strengths of steel bars reinforced concrete structures with highlighting the concordance points between the five codes considered and the difference in their approach respectively.

The results obtained permit to conclude with proposed suggestions as a contribution for an eventual revision of the Algerian code CBA.

Keys words: ACI, EUROCODES, CBA, CSA, BS comparative study, strength, axial effort, shear effort.

RESUME

Ce mémoire présente une étude comparative réglementaires de la résistance au cisaillement et au chargement axial des éléments en béton armé selon les cinq codes suivants :

- ❖ Le code Algérien CBA.93.
- ❖ Le code Américain ACI 318-08.
- ❖ Le code Canadien CSA-A.23.3.
- ❖ Le code Britannique BS 8110.
- ❖ Les normes Européennes EUROCODE 2

Dans cette étude comparative on analyse en profondeur les différents paramètres de calculs justificatifs de résistance au cisaillement et chargement axial des structures en béton armé tout en mettant relief les points concordants entre les cinq codes considérés et les différences marquantes dans leurs approches respectives. Les résultats obtenus permettent de conclure par des recommandations et propositions comme contribution pour une éventuelle révision du code algérien CBA.

Mots clés: ACI, EUROCODE, CBA, CSA, BS, étude comparative, résistance, effort axial, effort tranchant

LISTES DES FIGURES

Figure	Titre de figure	Page
Chapitre II		
Figure II.1	Dispersion obtenue lors d'essais de compression	22
Figure II.2	Diagramme contraintes-déformations réel de béton selon l'EUROCODE	33
Figure II.3	Diagramme contraintes-déformations de béton en traction et en compression	33
Figure II.4	Diagramme contraintes-déformations réel de béton selon ACI	34
Figure II.5	Accompagnement de la déformation transversale à la déformation longitudinale	35
Figure II.6	Déformations à long terme d'un cylindre chargé axialement	36
Figure II.7	Effets de l'humidité relative, de l'âge du chargement et de l'épaisseur de la section sur le facteur de fluage	39
Figure II.8	Augmentation du retrait en fonction du temps	42
Figure II.9	Retrait au séchage du béton de poids normal	43
Figure II.10	Diagrammes contrainte-déformation d'aciers de béton armé selon l'EUROCODE (La contrainte de traction et la déformation apparaissent en valeurs absolues)	47
Figure II.11	Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier selon CBA	48
Figure II.12	Courbe contrainte-déformation de calcul à court terme des armatures d'acier selon le BS	49
Figure II.13	de calcul contraintes-déformations de l'acier selon ACI	50
Chapitre III		
Figure III.1	Diagramme Contraintes-Déformations du béton	54
Figure III.2	Détail des Contraintes de Compression à l'ELU	54
Figure III.3	Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier	55
Figure III.4	Règles des Trois Pivots	55
Figure III.5	Diagramme parabole-rectangle pour le béton comprimé	57
Figure III.6	Diagramme contrainte – déformation de béton à ELU	58
Figure III.7	7 Courbe de contrainte-déformation de conception à court terme pour le béton de poids normal	61
Figure III.8	Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)	62
Figure III.9	Diagramme contraintes – déformations d'acier	64
Figure III.10	(a) Charges réparties sur les surfaces ; b) Charges appliquées au niveau des planchers	73

Chapitre IV		
Figure IV.1	Pièce soumise à une traction simple	80
Figure IV.2	Diagramme des déformations limites des sections	83
Figure IV.3	Résultante des contraintes dans le béton et dans l'acier	86
Figure IV.4	Pièce en compression	93
Figure IV.5	Longueur de flambement (dite efficace)	94
Figure IV.6	Liaisons des extrémités de poteau pour la détermination K_1 et K_2	95
Figure IV.7	Longueur de flambement des différents cas de poteaux isolés	101
Figure IV.8	Longueur de flambement d'un poteau de bâtiments à étages multiples	102
Figure IV.9	Résultante des contraintes dans le béton et dans l'acier [Paultre (2012)]	109
Figure IV.10	Dispositions constructives des armatures des pièces comprimées	112
Figure IV.11	Longueur de flambement	114
Figure IV.12	Longueur de flambement des différents cas de poteaux isolés	118
Figure IV.13	Poteaux dans un portique de structure	118
Figure IV.14	M_1 et M_2 du premier ordre dans les extrémités d'un poteau	119
Figure IV.15	Modélisation d'une éprouvette sollicitée au cisaillement	122
Figure IV.16	Compression des bielles d'about	127
Figure IV.17	Nœud soumis à la compression et à la traction avec armatures dans une direction au niveau de l'appui de rive	128
Figure IV.18	Nœud à compression, sans tirant au niveau d'un appui intermédiaire	129
Figure IV.19	Section en béton armé	130
Figure IV.20	Position des armatures transversales et l'angle d'inclinaison des fissures dans une poutre droite	131
Figure IV.21	Dispositions des armatures transversales d'une poutre	134
Figure IV.22	Largeur efficace de la nervure d'une poutre en T	137
Figure IV.23	Disposition des étriers verticaux	141
Figure IV.24	Disposition des étriers inclinés	141
Figure IV.25	Termes utilisés dans les équations de calcul de l'effort tranchant	144
Figure IV.26	Dimensions d'une poutre coulée de manière monolithe avec une dalle	145
Figure IV.27	Détermination de déformation longitudinale ε_x pour l'effort tranchant	146
Figure IV.28	Résistance au cisaillement des étriers	148
Figure IV.29	A_{sv} pour les différentes dispositions d'armatures de cisaillement	149
Figure IV.30	Barres relevées (inclinées)	150
Chapitre VI		
Figure VI.1	Ferraillage du poteau en traction selon l'EUROCODE	193
Figure VI.2	Ferraillage du poteau en traction selon le code CBA	195
Figure VI.3	Ferraillage du poteau en traction selon le code CSA	196
Figure VI.4	Ferraillage du poteau en traction selon le code BS	197
Figure VI.5	Ferraillage du poteau en traction selon le code ACI	199

Figure VI.6	Ferraillage de la section du poteau en compression selon l'EUROCODE	203
Figure VI.7	Ferraillage de la section du poteau en compression selon le code CBA	205
Figure VI.8	Ferraillage de la section du poteau en compression selon le code CSA	207
Figure VI.9	Ferraillage de la section du poteau en compression selon le code BS	209
Figure VI.10	Poteau soumis à un effort de cisaillement	213

LISTES DES TABLEAUX

Tableau	Titre de tableau	Page
Chapitre I		
Tableau I.1	Codes de conception	12
Chapitre II		
Tableau II.1	Résistance à la compression du béton normal obtenue sur cube	23
Tableau II.2	Facteur de modification de l'écart-type S_s lorsque moins de 30 tests sont Disponibles	24
Tableau II.3	Résistance à la compression moyenne requise lorsque les données ne sont pas disponibles pour établir un écart-type d'échantillon (nombre d'essais moins de 15)	24
Tableau II.4	Plage typique du module d'élasticité statique à 28 jours de béton de poids normal	29
Tableau II.5	Expansion thermique du groupe rocheux et du béton associé	32
Tableau II.6	Coefficients de fluage adoptés par la norme CSA Standard A23.3	38
Tableau II.7	Valeurs de k_h en fonction du rayon moyen	41
Tableau II.8	Résistance des armatures d'acier	46
Chapitre III		
Tableau III.1	Valeurs de γ_{Qi} et γ_{Gj}	68
Tableau III.2	Valeurs des coefficients de réduction ψ en fonction des catégories	69
Tableau III.3	Combinaison de charges et valeurs de γ_f pour l'état limite ultime	72
Chapitre IV		
Tableau IV.1	Contraintes de traction admissible de l'acier à l'ELS en MPa	84
Tableau IV.2	Contraintes maximale de traction dans les deux cas de fissures	85
Tableau IV.3	valeurs de β_1 en fonction de f'_c et f_y	91

Tableau IV.4	Valeurs de β pour les poteaux entrecroisés	114
Tableau IV.5	Valeurs des contraintes tangentes ultimes (MPa) avec $\gamma_b = 1,5$	132
Tableau IV.6	Valeurs de la résistance du béton au cisaillement (v_c en N/mm²)	147
Chapitre V		
Tableau V.1	Comparaison des caractéristiques physiques et mécaniques de béton	160
Tableau V.2	Comparaison des diagrammes contraintes - déformations réel de béton	164
Tableau V.3	Comparaison des caractéristiques physiques et mécaniques d'acier	166
Tableau V.4	Comparaison des diagrammes contraintes - déformations de l'acier	168
Tableau V.5	Comparaison des contraintes admissibles de béton	169
Tableau V.6	Comparaison des contraintes admissibles d'acier	171
Tableau V.7	Comparaison des Combinaisons à l'ELU	172
Tableau V.8	Comparaison des Combinaisons à l'ELS	175
Tableau V.9	Comparaison des justifications des sections soumises à la traction simple selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE	177
Tableau V.10	Comparaison des justifications des sections soumises à la compression simple selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE	179
Tableau V.11	Comparaison des justifications des sections soumises au cisaillement	186
Chapitre VI		
Tableau VI.1	Comparaison des résultats d'exemple de traction simple	199
Tableau VI.2	Comparaison des résultats d'exemple de compression simple	212
Tableau VI.3	Comparaison des résultats d'exemple de cisaillement	225

Notation

1) Notation relative au code EUROCODE :

A_s : Aire d'une section d'acier.

B : Aire d'une section de béton.

b_w : Largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en L.

$E_{c, \text{eff}}$: Module d'élasticité effectif du béton.

E_{cd} : Valeur de calcul du module d'élasticité du béton.

E_s : Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_v : Module de déformation différée (E_{ij} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

E_q : Séisme.

F : Force ou action en général.

G_k : Valeur caractéristique d'une action permanente

I : Moment d'inertie

L : Longueur ou portée.

$A_{s, \text{min}}$: Aire de la section minimale d'armatures

A_{sw} : Aire de la section des armatures d'effort tranchant

A_c : Aire de la section droite du béton

e : Excentricité

D : Diamètre du mandrin de cintrage

L : Longueur

γ_A : Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A

γ_G : Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G

G_k : Valeur caractéristique d'une action permanente

Q_k : Valeur caractéristique d'une action variable

b : largeur ou épaisseur d'une section.

d : Distances du barycentre d'armatures respectivement tendues (et comprimées) à la fibre extrême la plus comprimée.

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance en compression du béton

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours.

f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre

f_{tk} : Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé.
 f_y : Limite d'élasticité de l'acier de béton armé.
 f_{yd} : Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé.
 f_{yk} : Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé.
 f_{ywd} : Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
 H : Hauteur totale d'une section de béton armé.
 i : Initial ou instantané.
 j : âge de j jours.
 k : Coefficient en général.
 η : Coefficient d'équivalence acier-béton
 α_e : est le rapport E_s/E_{cm}
 γ : Coefficient partiel de sécurité défini dans les Directives Communes.
 γ_s : Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé
 ε : Déformation relative (ε_b pour le béton, ε_r pour le retrait de béton, ε_s pour l'acier)
 ε_{cl} : Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte f_c .
 ε_{cu} : Déformation relative ultime du béton en compression.
 ε_{cd} : Déformation due au retrait de dessiccation.
 ε_{ca} : Déformation due au retrait endogène.
 θ : Température déviation angulaire ; coefficient sans dimension.
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.
 ν : Coefficient de Poisson d'une structure en béton, coefficient sans dimension.
 σ_c : Contrainte de compression du béton.
 N : Effort normal
 N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
 τ : Contrainte tangente de torsion
 $\emptyset$: Diamètre d'une barre d'armature
 ψ : Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables
 V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

2) Notation relative au code CBA :

A_s : Aire totale des armatures.
 B : Aire d'une section de béton.
 B_r : Aire réduite de béton.
 E : Module d'élasticité longitudinale.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_v : Module de déformation différée (E_{ij} pour chargement appliqué à l'âge de t_j).

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

F_A : Force ou action en général.

G : Charges permanentes

I : Moment d'inertie

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement

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

N_u : Effort normal de traction à l'état limite ultime

Q : Action ou charge variable.

S : Actions dues au neige.

S_t : Espacement entre armatures transversale

T : Température

W : Action dues au vent.

V_u : Effort tranchant de calcul de service ou d'utilisation.

b : largeur ou épaisseur d'une section de béton.

b_0 : Largeur de la section de béton.

h : Hauteur totale d'une section de béton armé.

d : Distance entre la fibre supérieure et les armatures inférieures.

f_{bu} : Contrainte limite ultime du béton.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à j jour.

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à j jour.

i : Rayon de giration de la section de béton.

u : Périmètre de la section de béton

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne d'une pièce linéaire

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_i : Coefficients de pondération des charges

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

ε_{bc} : Déformation relative du béton

η : Coefficient de fissuration

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.

σ_{st} : Contrainte de traction admissible de l'acier

ν : Coefficient de poisson

ρ : Masse volumique de béton

σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression de béton
 τ_u : Contrainte de cisaillement ultime
 ψ_i : Coefficients définis dans les Directives Communes.
 ϕ : Coefficient de fluage
 $\emptyset_t$: Diamètre nominal d'armature transversale.
 $\emptyset_l$: Diamètre nominal d'armature longitudinale

3) Notation relative au code CSA :

A : Aire d'une section de béton.
 A_g : section brute de béton.
 A_s : aire de l'armature longitudinale du coté ou l'élément est tendu.
 E_c : module d'élasticité du béton.
 A_C : Aire délimitée par la périphérie de la section de béton, y compris l'aire des perforations.
 A_{st} : aire de l'armature dans le tirant
 A_v : aire de l'armature de cisaillement sur une distance s .
 E_{eff} : Module effectif de béton.
 D : charges permanentes.
 $E_c(t)$: Module élastique au temps t .
 E_c : Module d'élasticité de béton en compression.
 E : charges dues au séisme.
 E_s : Module d'élasticité d'acier.
 L : surcharges.
 P_{ro} : Résistance des poteaux.
 R : Acier à ductilité normale.
 T : charges dues à la contraction ou la dilatation.
 V_c : Part de l'effort tranchant résistant du à la contribution du béton.
 V_s : Part de l'effort tranchant résistant du à la contribution des aciers transversaux.
 W : Surcharges de vent.
 d_v : Hauteur efficace de cisaillement.
 f_y : Limite d'élasticité des aciers.
 b : Largeur de la pièce.
 b_w : Largeur de l'âme de la poutre, diamètre de la section circulaire.
 H : Hauteur ou épaisseur hors tout d'une pièce.
 d : Distance entre la fibre extrême comprimée et la centre de gravité de l'armature longitudinale tendue de la console.

f_t' : Résistance à la traction.

f_c' : Résistance à la compression spécifiée du béton.

f_r : Module de rupture du béton.

f_s : Contrainte calculée dans l'armature sous la charge d'application.

f_y : Limite d'élasticité spécifiée de l'armature.

α : Angle d'inclinaison des armatures transversales par rapport à l'axe longitudinales de la poutre.

β : Coefficient tenant compte de la résistance au cisaillement du béton fissuré.

γ_c : Masse volumique de béton.

ε : Déformation.

ε_s : Déformation longitudinale d'acier.

θ : Angle d'inclinaison de la bielle de béton comprimé par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

λ : Facteur de pondération de la densité du béton.

ν_s : Coefficient de Poisson.

ρ_t : Taux d'armatures espacement entre des armatures.

σ : Contrainte appliquée au béton.

$\bar{\sigma}_t$: Contrainte admissible de traction.

γ : Facteur d'importance.

ψ : Facteur de combinaison de charges.

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton.

ϕ_s : Coefficient de résistance d'acier.

ϕ_l : Diamètre des barres longitudinales.

ϕ_t : Diamètre barres des armatures transversaux.

$\phi(t, t_0)$: Coefficient de fluage tenant en compte de l'effort de fluage t et t_0 .

4) Notation relative au code BS :

A_s : Aire de la section d'armature longitudinale tendue.

A_c : L'aire totale de la section du béton.

A_{sv} : Armatures transversales minimales.

f_y : limite d'élasticité spécifiée de l'armature.

f_{bu} : la contrainte d'adhérence d'ancrage ultime de calcul.

f_{cu} : Résistance à la compression du béton.

β : Coefficient dépendant de type de barre.
 f_{yd} : Résistance de l'acier en traction.
 N_d : Effort normal de traction pondéré.
 l_e : Longueur de flambement (effective) du poteau
 l_0 : Longueur libre d'un poteau
 r : Rayon de giration obtenu de la section du poteau.
 N : La charge ultime.
 F_c : La charge supportée par le béton.
 F_s : La charge supportée par les armatures d'acier.
 A_{cc} : section brute de béton comprimé.
 A_{sc} : section d'armatures longitudinales comprimées.
 s_l : L'espace minimal entre les armatures longitudinales.
 $\emptyset_l$: Diamètre de la barre longitudinale.
 $\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.
 V : Force de cisaillement de conception due aux charges extrême.
 b_v : largeur de la section.
 d : Profondeur effective de la section.
 ν : La contrainte de cisaillement.
 ν_c : Contrainte de cisaillement du béton de conception.
 γ_m : Facteur de sécurité pour le cas de cisaillement.
 V_c : L'effort résistant au cisaillement de béton.
 V_s : L'effort résistant des étriers.

5) Notation relative au code ACI :

A_c : aire d'une section de béton.
 A_s : aire de l'armature tendue.
 A_g : la surface du béton uniquement et n'inclut pas la surface du vide
 D : Actions dues aux charges permanentes.
 b : largeur de la section de la poutre.
 E : Actions dues au séisme
 E_c : module d'élasticité du béton.
 E_s : module d'élasticité de l'armature.
 F : Charge variable due Pression d'un liquide.

f_c' : résistance à la compression spécifiée du béton.
 f_t : module de rupture du béton.
 f_s : la contrainte ou armatures le plus près de la face tendue à l'état limite de service.
 f_y : limite d'élasticité spécifiée de l'armature.
 H : Charge variable due poussée des terres.
 h : hauteur ou épaisseur la section de la poutre
 L : Charge variable d'exploitation.
 L_r : Charge variable due au toiture.
 R : charges variables de la pluie.
 S : charges variables de la neige.
 W : charges variables due au vent.
 γ_c : masse volumique du béton.
 ε_s : déformation de l'armature.
 λ : coefficient tenant compte du béton léger.
 ρ : taux d'armature tendue non précontrainte, égal à $A_s / b.d$.
 Ψ_t : facteur utilisé pour modifier la longueur de développement en fonction de l'emplacement du ferrailage
 Ψ_e : facteur utilisé pour modifier la longueur de développement en fonction du revêtement des armatures
 ρ' : taux d'armature comprimée, égal à $A_s' / b.d$.
 σ : contrainte normale efficace.
 ϕ : facteur que dépend de type d'acier et la valeur de c et d.
 b_w : largeur de la bande, épaisseur de la paroi ou diamètre de la section circulaire, mm
 f_{ct} : résistance moyenne à la rupture du béton léger, MPa,
 l_e : longueur utile de flambement (efficace)
 l_u : longueur libre d'un poteau
 K : coefficient dépendant de l'état de liaison des extrémités du poteau.
 r : rayon de giration
 l_d : longueur de développement en traction d'une barre déformée, d'un fil métallique déformé, d'un renfort de fil métallique soudé lisse ou déformé ou d'un brin précontraint en mm.
 M_1 : moment d'extrémité pondéré plus petit sur un membre compressif, à considérer comme positif si le membre est courbé en courbure simple et négatif s'il est courbé en double courbure, N·mm.
 M_2 : moment final pondéré plus grand sur le membre de compression.

N_c : force de traction résultante agissant sur la partie de la section du béton soumise à des contraintes de traction sous l'effet combiné des charges de service et de la précontrainte effective, N.

P_0 : force axiale nominale à une excentricité nulle, N.

P_u : force axiale pondérée; à prendre comme positif pour la compression et négatif pour la tension, N.

P_n : résistance axiale nominale de la section, N.

U : résistance requise pour résister aux charges pondérées ou aux moments et forces internes connexes.

V_n : contrainte de cisaillement nominale, en MPa.

V_u : force de cisaillement pondérée à la section, N.

V_s : nominal shear strength provided by shear reinforcement, N.

α : Angle defining the orientation of reinforcement.

ϕ : facteur de réduction de la force.

r : rayon de giration de la section transversale d'un élément de compression, mm

TABLES DE MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE

1. GENERALITE	1
1.1. Avantages et inconvénients du béton armé :	2
1.1.1. Avantages :	2
1.1.2. Inconvénients :	2
L'exécution : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :	2
2. OBJECTIFS DU MEMOIRE	3
3. ORGANISATION DU MEMOIRE	3

I. DESCRIPTION DES CODES EN BÉTON ARMÉ

I.1. Introduction	8
I.2. Description et évolution des normes de calcul EUROCODE, CBA, CSA, BS, ACI ... 8	
I.2.1. EUROCODE (Norme Européenne)	8
I.2.2. CBA (Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé)	10
I.2.3. CSA (Canadian Standard Association)	10
I.2.4 BS (BRITISH STANDARD)	12
I.2.5. ACI (American Concrete Institute):	13

II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE 17

II.1. Béton	17
II.1.1. Généralités	17
a) Définition du béton :	17
b) Composition du béton :	17
c) Méthodes de formulations:	18
II.1.2. Caractéristiques physiques et mécaniques :	19
II.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression :	19
A) Selon l'EUROCODE :	19
B) Selon le code CBA :	20
C) Selon le code CSA :	21
D) Selon le code BS :	22
E) Selon le code ACI :	23
II.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction	24
A) Selon l'EUROCODE :	24
B) Selon le code de CBA :	25
C) Selon le code CSA :	25
D) Selon le code BS :	26
E) Selon le code ACI :	26
II.1.2.3 Module de Déformations longitudinales	27
A) Selon l'EUROCODE	27

B)Selon le code CBA.....	27
C)Selon le code CSA	27
D)Selon le code de BS	28
E)Selon le code ACI:	29
II.1.2.4. Densité :	30
A)Selon l'EUROCODE :	30
B)Selon le code CBA.....	30
C)Selon le code CSA :	30
D)Selon le code BS :	30
E)Selon le code ACI :	31
II.1.2.5.Coefficient d'expansion thermique.....	31
A)Selon l'EUROCODE :	31
B)Selon le code CBA :	31
C)Selon le code CSA :	31
D)Selon le code BS :	32
E)Selon le code ACI :	32
II.1.2.6. Diagramme contraintes - déformations :	32
A)Selon le code EUROCODE :	32
B)Selon le code CBA :	33
C)Selon le code CSA :	33
D)Selon le code BS :	34
E)Selon le code ACI :	34
II.1.2.7. Coefficient de Poisson :	34
A)Selon l'EUROCODE :	35
B)Selon le code CBA :	35
C)Selon le code CSA :	35
D)Selon le code BS :	36
E)Selon le code ACI :	36
II.1.2.8 Déformation différées du Béton.....	36
II.1.2.8.1. Déformation de longue durée (fluage) :	36
A)Selon le code EUROCODE :	37
B)Selon le code CBA :	37
C)Selon le code CSA :	37
D)Selon le code BS :	38
E)Selon le code ACI :	40
II.1.2.8.2. Retrait.....	40
A)Selon l'EUROCODE :	40
B)Selon le code CBA :	41
C)Selon le code CSA :	42
D)Selon le code ACI :	44
II.2. Acier.....	44
II.2.1. Généralité	44
II.2.2. Classes d'acier :	45
A) Selon l'EUROCODE :	45
B)Selon le code CBA :	45
C)Selon le code CSA :	45
D)Selon le code BS :	45
E)Selon le code ACI :	46
II.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques :	46
II.2.3.1 Densité :	46
A)Selon le code EUROCODE :	46
B)Selon le code CBA :	46

C)Selon le code CSA :	46
D)Selon le code BS :	46
E)Selon le code ACI :	47
II.2.3.2. Coefficient d'expansion thermique :	47
A)Selon le code EUROCODE :	47
B)Selon le code CBA :	47
C)Selon le code CSA :	47
D)Selon le code BS :	47
II.2.3.3. Diagramme contraintes– déformations:	47
A)Selon le code EUROCODE :	47
B)Selon le code CBA :	48
C)Selon le code CSA :	48
D)Selon le code BS :	49
E)Selon le code ACI :	49
II.2.3.4. Module d'élasticité :	50
A)Selon l'EUROCODE :	50
B)Selon le code CBA :	50
C)Selon le code CSA :	50
D)Selon le code BS :	50
E)Selon le code ACI :	50
II.2.3.5.Coefficient de Poisson :	50
A)Selon l'EUROCODE :	50
B)Selon le code CBA :	50
C)Selon le code CSA :	51
D)Selon le code BS :	51
E)Selon le code ACI :	51

III. LES ETATS LIMITES 53

III.1 Philosophie d'état limite :	53
III.2 Définition des états limites :	53
III.3 Les Différents états limites :	53
III.3.1 Etats limites ultimes :	53
III.3.1.1 Hypothèses de calcul à l'ELU :	54
III.3.2 Etat limite de service (ELS) :	56
III.3.2.1 Hypothèses de calcul à l'ELS :	56
III.4 Avantages du calcul aux états limites :	56
III.5 Contraintes admissibles selon CBA, l'ACI, EUROCODE, CSA et BS	57
III.5.1 Contraintes admissibles de béton	57
A)Selon l'EUROCODE :	57
B)Selon le code CBA :	58
C)Selon le code CSA :	59
D)Selon le code BS :	60
E)Selon le code ACI :	61
III.5.2 Contraintes admissibles de l'acier :	62
A)Selon le code EUROCODE :	62
B)Selon le code CBA :	62
C)Selon le code CSA :	63

D)Selon le code BS :	65
E)Selon le code ACI :	65
III.6 Actions et sollicitations selon le CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS	65
III.6.1 Les actions :	65
III.6.2 Sollicitations de calcul	66
III.6.2.1 Définition et généralités :	66
III.6.2.2 Classification des sollicitations :	66
III.6.3 Combinaisons d'actions	67
III.6.4 Aux états limites ultimes (ELU) :	67
A)Selon le code EUROCODE :	67
B)Selon le code CBA :	69
C)Selon le code CSA : (article 8.3, CSA-A 23.3-94).....	70
D)Selon le code BS :	71
E)Selon le code ACI :	74
III.6.6 Aux états limites de service (ELS) :	75
A)Selon le code EUROCODE :	75
B)Selon le code CBA :	76
C)Selon le code CSA : (article 8.3 CSA-A 23.3-94).....	76
D)Selon le code BS : (Design provisions of BS 5950 part-1)	77
E)Selon le code ACI :	77

IV. RÉSISTANCE D'ÉLÉMENTS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL 80

IV.1 Résistances des sections à la traction :	80
IV.1.1 Définition:	80
IV.1.2 Calcul réglementaire selon le code EUROCODE 2 :	80
IV.1.2.1 Hypothèses de calcul :	80
IV.1.2.2 Contraintes admissibles de l'acier à la traction des armatures :	80
IV.1.2.3 Principe de dimensionnement	81
IV.1.2.3.1 Calcul à l'ELU et l'ELS	81
IV.1.2.4 Maitrise de la fissuration :	82
IV.1.2.5 Armatures transversales	82
IV.1.3 Calcul réglementaire selon le code CBA 93 :	82
IV.1.3.1 Détermination des armatures :	82
IV.1.4 Calcul réglementaire de la traction simple selon le code CSA	85
IV.1.4.1 Condition de non fragilité.....	86
IV.1.4.2 Armatures minimales au niveau de sa jonction avec consoles :	87
IV.1.4.3 Dimensionnement des tirants :	87
IV.1.4.4 Dimensionnement des zones de nœuds	87
IV.1.5 Calcul réglementaire de la traction simple selon le code BS:	88
IV.1.5.1 Pourcentage minimal d'armatures	88
IV.1.5.2 Pourcentage maximal d'armatures longitudinales :	88
IV.1.5.3 Contrainte d'aciers dans la traction :	88
IV.1.5.4 Résistance de l'acier en traction :	89
IV.1.5.5 Section d'armatures longitudinales :	89
IV.1.6 Calcul réglementaire selon le code ACI 318-08 :	89
IV.1.6.1 Condition de non fragilité :	89
IV.1.6.2 Diamètre minimum et maximum de l'armature.....	89
IV.1.6.3 Distance minimale entre les barres :	89

IV.1.6.4	Espacement maximal des barres de traction.....	90
IV.1.6.5	Section minimale des armatures.....	90
IV.1.6.6	Section maximal des armatures.....	90
IV.1.6.7	Section des armatures à l'état limite ultime	91
IV.1.6.8	Longueur d'ancrage (développement) en traction:	92
IV.1.6.9	Armatures minimales de traction pour les dalles (traction due au retrait et température).....	92
IV.2.4.10	Espacement maximal des armatures.....	93
IV.2	Résistance des sections à la compression simple.....	93
IV.2.1	Définition	93
IV.2.2	Calcul réglementaire de compression selon le code EUROCODE 2:	93
IV.2.2.1	Longueur de flambement et élancement	93
IV.2.2.2	Dimensionnement des armatures.....	96
IV.2.2.3	Dispositions constructives.....	99
IV.2.2.4	Armatures transversales	100
IV.2.2.5	Enrobage nominal des armatures:	100
IV.2.3	Calcul réglementaire de la compression simple selon le code CBA 93.....	101
IV.2.3.1	Longueur de flambement L_f	101
IV.2.3.2	Elancement	102
IV.2.3.3	Disposition constructives	103
IV.2.3.4	Justification des poteaux	104
IV.2.4	Calcul réglementaire de la compression simple selon le code CSA:.....	109
IV.2.4.1	Hypothèses relatives aux sections planes.....	109
IV.2.4.2	Résistance des poteaux [article 10.10, CSA 23.3.04]	110
IV.2.4.3	Dimensionnement d'une section [Paultre (2012)].....	110
IV.2.4.4	Disposition constructives	111
IV.2.5	Calcul réglementaire de la compression simple selon le code BS.....	114
IV.2.5.1	Longueur de flambement.....	114
IV.2.5.2	Elancement :	114
IV.2.5.3	Section d'armature longitudinale d'un poteau chargé axialement	114
IV.2.5.4	Pourcentage minimal et maximal d'armatures longitudinales	115
IV.2.5.5	Diamètre et espacement des armatures longitudinales.....	116
IV.2.5.6	Diamètre et espacement des armatures transversales.....	116
IV.2.6	Calcul réglementaire de compression simple selon le code ACI 318-08	116
IV.2.6.1	Sections limites des éléments en compression.....	116
IV.2.6.2	Longueur de d'ancrage (développement) en compression.....	117
IV.2.6.3	Longueur de flambement.....	117
IV.2.6.4	Élancement	119
IV.2.6.5	Section d'armature	120
IV.2.6.6	L'espacement maximal des armatures	121
IV.2.6.7	Les armatures transversales.....	121
IV.2.6.8	L'enrobage des armatures	121
IV.2.6.9	Section totale du poteau	122
IV.3	Résistance des sections au cisaillement.....	122
IV.3.1	Introduction.....	122
IV.3.1.1	Définition de cisaillement	122
IV.3.2	Calcul réglementaire au cisaillement selon le code EUROCODE 2	123
IV.3.2.1	État de fissuration d'une poutre en béton armé.....	123
IV.3.2.2	Vérifications de la compression des bielles d'about :	127
IV.3.3	Calcul réglementaire du cisaillement selon le code CBA 93.....	129

IV.3.3.1 Dimensionnement des sections sous sollicitation d'effort tranchant	129
IV.3.3.2 Contrainte tangentielle conventionnelle	129
IV.3.3.3 Justification des poutres sous sollicitations tangentes.....	130
IV.3.4 Calcul réglementaire selon le code CSA.....	135
IV.3.4.1 Contrainte tangente conventionnelle	137
IV.3.4.2 Largeur efficace de la nervure.....	137
$d_v = 0,9 d$ avec $d_v \geq 0,72h$ (IV.228)	138
IV.3.4.3 Résistance pondérée	138
IV.3.4.4 Calcul de l'effort résistant de béton (V_c)	139
IV.3.4.5 Calcul de l'effort résistant des aciers transversaux	139
Figure IV.24 Disposition des étriers inclinés	141
IV.3.4.6 Espacement maximal des étriers	141
IV.3.4.7 Méthode simplifiée (article 11.3.6.3, CSA A23.3)	143
IV.3.4.8 Méthode simplifiée pour des éléments particuliers	144
Figure IV.26 Dimensions d'une poutre coulée de manière monolithe avec une dalle. .	145
IV.3.4.9 Méthode générale	145
IV.3.5 Calcul réglementaire du cisaillement selon le code BS :	146
IV.3.5.1 Contrainte tangentielle	146
IV.3.5.2 Résistance au cisaillement des étriers	148
IV.3.5.3 Espacement maximal des étriers	151
IV.3.5.4 Armatures transversales minimales.....	151
IV.6 Calcul réglementaire au cisaillement selon le code ACI 318-08	151
IV.3.6.1 Conception de l'armature d'une poutre au cisaillement.....	151
IV.3.6.2 Résistance au cisaillement.....	152
IV.3.6.2.1 Résistance au cisaillement fournie par le béton.....	152
IV.3.6.2.2 Résistance au cisaillement fournie par l'acier	154
IV.3.6.3 Types d'armatures transversales résistantes au cisaillement.....	155
IV.3.6.4 Calcul des armatures du cisaillement	156
IV.3.6.5 Section d'armatures minimales de cisaillement	156
IV.3.6.6 Espacements limites pour les armatures de cisaillement.....	157

V. COMPARAISON DES CALCULS JUSTIFICATIFS DE RESISTANCE DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA ET BS

ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

V.1 INTRODUCTION :	159
V.2 Caractéristiques physiques et mécaniques :	159
A) Béton :	159
1-Densité :	163
2-Coefficient d'expansion thermique :	163
3-Résistance caractéristique à la compression :	163
4-Résistance caractéristique à la traction :	163
5-Diagramme contraintes - déformations réel :	164
6-Module de déformation longitudinale :	165
7-Déformations différées :	165
a-Retrait :	165
8-Coefficient de Poisson :	166
B) Acier :	166
1-Type d'acier :	167

2-Densité :.....	167
3-Coefficient d'expansion thermique :	167
4-Module d'élasticité :.....	167
5-Coefficient de Poisson :.....	168
6-Diagramme contraintes - déformations :	168
V.3 Contraintes admissibles :.....	169
A) Béton	169
B) Acier :	171
V.4 Action et sollicitations :.....	172
a- Aux états limites ultimes (ELU) :	172
b- Aux états limites de service :	174
V.5 Comparaison des résistances aux charges axiales et au cisaillement selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE.....	176
b) Section d'armatures	178

VI. EXEMPLES D'APPLICATION 191

VI.1 Exemple du cas de la traction simple.....	191
VI.1.1 Selon l'EUROCODE:	191
VI.1.2 Selon le code CBA :	193
VI.1.3 Selon le code CSA	195
VI.1.5 Selon le code ACI :	198
VI .2 Exemple du cas de la compression simple.....	200
VI .2 .1 L'EUROCODE	200
VI.2.2 Selon le code CBA.....	203
VI.2.3 Selon le code CSA	205
Figure VI.8 Ferrailage de la section du poteau en compression selon le code CSA.....	207
VI.2.4 Selon le code BS	207
Figure VI.9 Ferrailage de la section du poteau en compression selon le code BS	209
VI.2.5 Selon le code ACI	209
VI .3 Exemple du cas du Cisaillement.....	213
Figure VI.10: Poteau soumis à un effort de cisaillement	213
VI.3.1 Selon l'EUROCODE	214
VI.3.2 Selon le code CBA.....	216
VI.3.3 Selon le code CSA	218
VI.3.4 Selon le code BS	221
VI.3.5 Selon le code ACI	223

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS228

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

.....233

ANNEXE I

ANNEXE II

ANNEXE III

ANNEXE IV

ANNEXE V

ANNEXE VI

ANNEXE VII

ANNEXE VIII

ANNEXE IX

ANNEXE X

ANNEXE XI

1. Généralité

La première structure en béton armé a été conçue en 1855 par l'ingénieur La française Joseph Lambot. Depuis cette date, ce matériau s'est fortement répandu dans le domaine de la construction : bâtiments, ponts, murs de soutènement ... en sont constitués. Le domaine des arts n'est pas en reste puisque certains ouvrages sont réalisés, entièrement ou partiellement, en béton armé, comme la structure du Christ Rédempteur de Rio de Janeiro ou l'église du Raincy. Ses multiples avantages sont à l'origine de son succès à l'échelle mondiale.

Les principales étapes historiques illustrant le béton armé sont les suivantes :

- 1) 1855 - Première structure en béton armé : l'ingénieur Joseph Lambot présente à l'exposition universelle de Paris une barque en béton de chaux hydraulique armé d'un treillis de fers ronds. Cette barque est considérée comme la première structure en béton armé.
- 2) 1860 - Premier plancher en béton armé : l'ingénieur François Coignet construit un plancher à base de béton armé de chaînes de fer.
- 3) 1865 - Premier brevet : l'horticulteur Joseph Monier développe la technologie et conçoit plusieurs brevets d'application de béton armé : fabrication de caisses à fleurs, de dalles, de réservoirs d'eau... Ses brevets sont rachetés par l'entreprise allemande Wayss et Freytag. Le béton armé se propage donc en Allemagne.
- 4) 1906 : premier règlement.
- 5) 1980 : premier BAEL (béton armé aux états limites).
- 6) 2003 : dernière version du BAEL. (Construire en béton armé 2012)

1.1. Avantages et inconvénients du béton armé :

1.1.1. Avantages :

- L'intérêt économique : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la Compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.
- La souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place dans des moules (coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents Éléments en béton se réalisent par simple contact. Le béton armé se prête facilement à la préfabrication en usine.
- Economie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien dis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.
- Résistance au feu : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux encas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.
- Résistance aux efforts accidentels : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.
- Durabilité : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air

1.1.2. Inconvénients :

- Le poids : les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les autres types de constructions.

L'exécution : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :

- Le placement des armatures.
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à se que le béton atteint une résistance suffisante.
 - Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger Contré le gel et l'évaporation de l'eau.
- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

- 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 (Support du cours Béton Armé I TEC 185)

2. Objectifs du mémoire

L'objectif principal de cette étude consiste à analyser le comportement au cisaillement et au chargement axial des éléments en béton armé selon les normes européennes Eurocode, le code Algérien CBA, le code Canadien CSA, le code Britannique BS, et le code américain ACI. Cette étude permet de mettre en relief les différences et les concordances éventuelles entre ces cinq codes en termes de calculs justificatifs de résistances des sections en béton armé au cisaillement et charges axiales des éléments en béton armé de barres d'acier. Les résultats de cette comparaison permettent d'enrichir la banque de données établie contribuant à la révision du code de béton Algérien CBA93.

3. Organisation du mémoire

La structure du mémoire suit la méthodologie choisie. Elle est constituée de 6 chapitres :

❖ Chapitre I :

Ce chapitre donne des généralités sur le béton armé et définitions des cinq codes à savoir l'EUROCODE, CBA, CSA, BS et ACI.

❖ Chapitre II :

Ce chapitre présente les caractéristiques des matériaux, acier et béton établies par les cinq codes EUROCODE, CBA93, CSA, BS et ACI.

❖ Chapitre III :

Ce chapitre comprend une définition de la philosophie des états limites, les contraintes admissibles, les actions et calcul des sollicitations, et les combinaisons d'actions aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) selon les cinq codes EUROCODE, CBA 93, CSA, BS et ACI.

❖ Chapitre IV :

Ce chapitre est consacré à l'étude de la résistance au cisaillement due à l'effort tranchant et la résistance des éléments de structure sollicités par des charges axiales selon les cinq codes EUROCODE, CBA 93, CSA, BS et ACI.

❖ Chapitre V :

On présente des comparaisons sur les méthodes de calcul des résistances au cisaillement et charges axiales selon les codes EUROCODE, CBA 93, CSA, BS et ACI avec interprétations des points concordants et les différences marquantes.

❖ Chapitre VI :

Ce chapitre présente un exemple numérique suivi par les principales conclusions obtenues de cette étude, clôturées par des propositions et recommandations générales comme contribution pour une éventuelle révision du code Algérien (CBA).

Chapitre I:

Description des codes en béton armé





I. DESCRIPTION DES CODES EN BÉTON ARMÉ

I.1. Introduction

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier). Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil. Plusieurs codes ont été établis pour la conception et le calcul des structures en béton armé. Ce chapitre décrit les principaux codes utilisés dans cette étude à savoir les normes européennes Eurocode, le code Algérien CBA, le code Canadien CSA, le code Britannique BS, et le code américain ACI.

I.2. Description et évolution des normes de calcul EUROCODE, CBA, CSA, BS, ACI

I.2.1. EUROCODE (Norme Européenne)

Les Eurocodes sont un ensemble d'une soixantaine de normes européennes, d'application volontaire, destinées à harmoniser les méthodes de calcul utilisables pour vérifier la stabilité et le dimensionnement des différents éléments constituant des bâtiments ou des ouvrages de génie civil, quels que soient les types d'ouvrages ou de matériaux. (Le béton armé selon l'Eurocode2, 2010, 2013, 2014).

- Origine du programme des Eurocodes : En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction. L'objectif de ce programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages. En 1989, la Commission et les États Membres de l'Union Européenne (UE) et de l'AELE (Association Européenne de Libre - Échange) décidèrent, sur la base d'un accord entre la Commission et le CEN (Comité Européenne de Normalisation), de transférer au CEN, par une série de Mandats, la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes.



Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de Parties :

- EN 1990 Eurocode 0 : bases de calcul des structures.
- EN 1991 Eurocode 1 : actions sur les structures.
- EN 1992 Eurocode 2 : calcul des structures en béton.
- EN 1993 Eurocode 3 : calcul des structures en acier.
- EN 1994 Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- EN 1995 Eurocode 5 : calcul des structures en bois.
- EN 1996 Eurocode 6 : calcul des structures en maçonnerie.
- EN 1997 Eurocode 7 : calcul géotechnique.
- EN 1998 Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- EN 1999 Eurocode 9 : calcul des structures en alliages d'aluminium. (Bases de calcul des structures EN1990).

- Objectif des Eurocodes :

- 1) Les «Eurocodes Structuraux» regroupent un ensemble de normes pour le calcul des structures et fondations des ouvrages de bâtiment et de génie civil.
- 2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation à satisfaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.
- 3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, un certain nombre d'Eurocodes Structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

- Domaine d'application des Eurocodes 2 :

L'Eurocode 2 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint. Il est conforme aux principes et exigences de sécurité et d'aptitude au service des ouvrages et aux bases de calcul et de vérification données dans l'EN 1990 : Bases de calcul des structures.

L'Eurocode 2 ne traite que ce qui concerne les exigences de résistance mécanique, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en béton. Les autres exigences, celles relatives aux isolations thermiques et acoustiques, par exemple, ne sont pas abordées.



I.2.2. CBA (Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé)

"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", en abrégé "C.B.A. 93", a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

Il s'inscrit en droite ligne dans la philosophie du premier document de base du schéma technique réglementaire national, à savoir le DTR BC 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.

Le premier règlement technique national Algérien qui est appliqué officiellement et définitivement est inspiré des règlements français existants tels que le "C.C.B.A. 68" qui est basé sur la théorie des "contraintes admissibles" (domaine élastique). Et plus récemment "le B.A.E.L 80, puis 83" qui est depuis une dizaine d'années était enseigné dans les instituts de génie civil et grandes écoles.

-Domaine d'application :

Ces règles de calcul sont applicables à toutes les structures et ouvrages en béton armé, soumis à des environnements s'écartant peu des seules conditions climatiques. En outre, le béton de ces structures devrait être composé de granulats naturels ordinaires et de ciment ayant un dosage au moins égale à 300 kg/m^3 de béton utilisé.

Il est à noter que ces règles ne traitent pas :

- les constructions en béton non armé ;
- les constructions en béton constitué de granulats légers ;
- les constructions en béton caverneux ou cellulaire mixtes acier –béton ;
- les éléments soumis en service à des températures s'écartant sensiblement de celles qui résultent des seules influences climatiques.

I.2.3. CSA (Canadian Standard Association)

L'Association canadienne de normalisation (CSA) a reçu ses lettres patentes en 1919 et son accréditation au sein du Système de Normes nationales par le Conseil canadien des normes en



1973. Association d'affiliation libre, sans but lucratif ni pouvoir de réglementation, elle se consacre à l'élaboration de normes et à la certification. Les normes CSA reflètent le consensus de producteurs et d'utilisateurs de partout au pays, au nombre desquels se trouvent des fabricants, des consommateurs, des détaillants et des représentants de syndicats, de corps professionnels et d'agences gouvernementales.

L'utilisation des normes CSA est très répandue dans l'industrie et le commerce, et leur adoption à divers ordres de législation, tant municipale et provinciale que fédérale, est chose courante, particulièrement dans les domaines de la santé, de la sécurité, du bâtiment, de la construction et de l'environnement.

Les Canadiens d'un bout à l'autre du pays témoignent de leur appui au travail de normalisation mené par la CSA en participant bénévolement aux travaux des comités de la CSA et en appuyant ses objectifs par leurs cotisations de membres de soutien. Les cotisations des membres de soutien représentent une source importante de revenu pour les services de soutien à la normalisation volontaire.

L'Association offre des services de certification et de mise à l'essai qui appuient et complètent ses activités dans le domaine de l'élaboration de normes. De manière à assurer l'intégrité de son processus de certification, l'association procède de façon régulière et continue à l'examen et à l'inspection des produits portant la marque CSA.

Outre son siège social et ses laboratoires à Toronto, la CSA possède des bureaux régionaux dans des centres vitaux partout au Canada, de même que des agences d'inspection et d'essai dans huit pays.

Depuis 1919, l'association a parfait les connaissances techniques qui lui permettent de remplir sa mission d'entreprise, à savoir la CSA est un organisme de services indépendant dont la mission est d'offrir une tribune libre et efficace pour la réalisation d'activités facilitant l'échange de biens et de services par l'intermédiaire de services de normalisation, de certification et autres, pour répondre aux besoins de nos clients, tant à l'échelle nationale qu'internationale.

- Les normes de calcul des structures en béton établies par la CSA sont les suivantes :

-  CAN/CSA-A23.3-04: Design of Concrete Structures (calcul des Ouvrages en béton).
-  CAN/CSA-S6-06: Canadian Highway Bridge Design code.



- ✚ CSA-A23.1-09 et CSA-A23.2-09: Concrete Materials and Methods of concrete construction / Methods of test for concrete. (Béton : constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton).
- ✚ CSA-A23.4-09: Precast concrete Materials and construction/ Qualification code for Architectural structural precast concrete Products (Béton préfabriqué : constituants et exécution des travaux).

- Domaine d'application de la norme CSA-A23.3 :

Cette norme exige des prescriptions relatives au calcul et à l'évaluation :

- des ouvrages en béton armé et précontraint ;
- des éléments en béton non armé ;
- des ouvrages spéciaux, comme les ouvrages de stationnement, les arches, les réservoirs, les silos, les tours, les châteaux d'eau, les ouvrages résistant aux explosions et les cheminées, en conformité au Code national du bâtiment du Canada.

1.2.4 BS (BRITISH STANDARD)

Les normes britanniques BS (British Standards) sont les normes produites par le British Standards Institution (BSI), qui est le National Standards Body (NSB) du Royaume-Uni (UK). Il a été créé en 1901 par le Conseil de l'Institution des ingénieurs civils sous le nom de « Comité des normes d'ingénierie ». En 1929, il reçut une charte royale et devint le British Standards Institution Group.

Le premier code de conception pour les structures en béton au Royaume-Uni a été introduit en 1934. Par la suite, de nouveaux codes ont été introduits. Les codes clés sont répertoriés dans le tableau ci-dessous. Invariablement, il y avait un certain chevauchement à chaque transition entre un ancien et un nouveau code. De plus, les codes sont soumis à des révisions avant d'être éventuellement remplacés. Certains codes étaient accompagnés de guides.

Tableau I.1 Codes de conception

Date	
1948	CP 114, The structural use of normal reinforced concrete in buildings (revised version published in 1957, published in metric form as Part 2 in January 1969).
1959	CP 115, The structural use of prestressed concrete in buildings.
1960	CP 2007: Part 2, Design and construction of reinforced and prestressed concrete structures



	for the storage of water and other aqueous liquids (published in metric form in 1970)
1965	CP 116, The structural use of precast concrete.
1972	CP 110, Code of practice for the structural use of concrete.
1973	Technical Memorandum (Bridges) BE 1/73, Reinforced concrete highway structures, BE 2/73 Prestressed concrete highway structures.
1976	BS 5337, Code of practice for the structural use of concrete for retaining aqueous liquids.
1984	BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 4, Code of practice for design of concrete bridges.
1984	BS 6349, Maritime structures.
1985	BS 8110, Structural use of concrete, Part 1, Code of practice for design and construction, Part 2, Code of practice for special circumstances.
1987	BS 8007, Code of practice for design of concrete structures for retaining aqueous liquids.

- Domaine d'application :

La partie du document BS8110 (Structural use of concrete, Part 1 : Code of practice for design and construction, Part 2 : Code of practice for special circumstances) donne des recommandations pour l'utilisation structurelle du béton dans les bâtiments et les structures, à l'exclusion des ponts et du béton de structure fait de ciment à haute teneur en alumine. Les recommandations de robustesse ont été préparées en supposant que tous les éléments porteurs, comme les dalles, les colonnes et les murs, sont en béton. Dans une structure où des éléments en béton tels que des dalles de plancher sont utilisés conjointement avec des éléments porteurs d'autres matériaux, des principes similaires sont appropriés, mais lorsque d'autres moyens assurent une robustesse adéquate, les traverses recommandées par le présent code peuvent ne pas être nécessaires.

Note : Il est à noter qu'il existe des normes britanniques appropriées pour les produits en béton préfabriqué, par exemple les trottoirs et les tuyaux, mais il n'est pas prévu que ce code remplace leurs exigences plus spécifiques.

I.2.5. ACI (American Concrete Institute):

L'American Concrete Institute (ACI) appelé, au début, Association Nationale des Utilisateurs de Ciment (NACU : National Association of Cement User), est une association technique et pédagogique à but non lucratif qui élabore des normes, fondée en janvier 1905 lors d'une



convention à Indianapolis. Le siège de l'Institut est actuellement situé à Farmington Hill, dans le Michigan, aux États-Unis. L'ACI est l'une des principales autorités du monde dans la technologie du béton. Il a comme mission de fournir des connaissances et des informations afin d'avoir la meilleure utilisation du béton dans l'industrie.

En 1908, le premier siège officiel de l'Association nationale des utilisateurs de ciment (NACU) fut établi au bureau de Richard Humphrey qui a été élu comme premier président. En 1910 le premier "code du bâtiment" en béton armé fut apparu. En juillet 1913, le nom de l'association NACU fut changé à l'American Concrete Institute (ACI).

Entre 1945 et 1949, le premier code ACI fut délivré, en 1983 les règles et les commentaires du code ACI apparurent côte à côte pour la première fois.

L'évolution du code ACI depuis son apparition est comme suit :

- ✓ 1910 NACU Standard No. 4 Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete
- ✓ 1920 American Concrete Institute Standard Specifications No.23
- ✓ 1927 Reinforced Concrete Building Design and Specifications
- ✓ 1936 Building Regulations for Reinforced Concrete (ACI 501 36T)
- ✓ 1941 Building Regulations for Reinforced Concrete (ACI 318-41)
- ✓ 1947,1951,1956 Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-47)(ACI 318-51), (ACI 318-56)
- ✓ 1963,1971 Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63) (ACI 318-71)
- ✓ 1973-1974-1975-1976 Supplement to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)
- ✓ 1977- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), his Commentary (ACI 318R-77)
- ✓ 1980- Supplement to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)
- ✓ 1983- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), his Commentary (ACI 318R-83)
- ✓ 1986- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) (Revised 1986)
- ✓ 1989- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318R-89)



- ✓ 1992- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318R-89) (Revised 1992)
- ✓ 1995-1999-2002-2005 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95 to ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-95 to ACI 318R-05)
- ✓ 2008-2011-2014-2019 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08 to ACI 318-19).

- **Domaine d'application** : Le code est destiné à couvrir tous les bâtiments de types habituels, et les types d'ouvrages en béton.

Chapitre II:

Caractéristiques des matériaux selon l'ACI, CBA, CSA, BS et EUROCODE





II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI,

Ce chapitre présente l'étude des caractéristiques des matériaux (acier et béton) selon les cinq codes à savoir le code Américain ACI, le code Algérien CBA, le code Canadien CSA, le code Britannique BS et les normes Européennes EUROCODE 2.

II.1. Béton

II.1.1. Généralités

a) Définition du béton :

Le béton est le mélange du ciment, des granulats et de l'eau qui, après durcissement, devient un matériau pierreux. La caractéristique essentielle du béton est sa résistance à la compression. Sa résistance à la traction intervient seulement dans certains calculs relatifs à l'état-limite de service. La loi de déformation, le fluage, le retrait et la dilatation thermique doivent être prise en considération lors du calcul des structures en béton armé (Gyorgy Farkas, 1991)

b) Composition du béton : La composition du béton est définie essentiellement par le dosage du ciment (le poids exprimé en kg par m³ du béton durci) et le rapport eau/ciment (w/c). La résistance du béton croît avec le dosage du ciment et décroît avec le rapport w/c. En vue d'assurer une protection des armatures contre la corrosion, on recommande un dosage minimal de 300 kg/m³ et un rapport w/c maximal de 0,65.

La Recommandation CEB-FIP ainsi que le règlement BAEL 83 n'inscrivent pas des dosages pour les différentes classes du béton, c'est leur contrainte caractéristique qui doit être respectée.

Les principaux constituants du béton sont :

1- Le ciment :

Les ciments utilisés sont:

- le ciment portland artificiel (C.P.A.) : qui contient au moins 97% de clinker, le reste étant du filler ;
- le ciment portland composé (C.P.C.) : qui contient au moins 65% de clinker, le reste étant l'un, ou plusieurs des constituants ci-dessous ;



- le ciment de haut-fourneau (C.H.F.) qui contient entre 09 et 75% de laitier, le reste étant du clinker avec, éventuellement, du filler ;
- le ciment de laitier au clinker qui contient moins 80% de laitier, le reste étant du clinker avec, éventuellement, du filler.

2- Les granulats : Ils doivent avoir une résistance suffisante, être insensibles au gel et ne pas contenir d'éléments argileux ou d'impureté organique. Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

Les sables : Ils sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. Le diamètre de leurs grains est généralement inférieur à 5mm.

Les pierrailles : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

La granulométrie : c'est la proportion des divers éléments de grains. Elle a une grande influence sur la résistance du béton. Ce qui est donc nécessaire de l'étudier en fonction des matériaux dont on dispose.

Le diamètre maximal des grains sera choisi en fonction des dimensions minimales de l'élément structural ainsi que de l'écartement le plus faible de ses barres d'armatures. Ce diamètre maximal ne doit pas dépasser 1/3 environ de la dimension la plus faible de la section.

3- L'eau de gâchage : l'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec de béton, elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats, et la facilité de mise en œuvre du béton.

c) Méthodes de formulations:

Les méthodes de formulation de béton les plus utilisées sont comme suit:

- Méthode de Bolomey.
- Méthode d'Abrams.
- Méthode de Faury.
- Méthode de Valette.
- Méthode de Baron et Lesage.
- Méthode de Dreux et Gorisse.
- Méthode simplifiée.



II.1.2. Caractéristiques physiques et mécaniques :

II.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini généralement par sa résistance caractéristique à la compression mesurée à 28 jours sur des cylindres ou cubes en béton dont les dimensions dépendent des normes et codes utilisés.

A) Selon l'EUROCODE :

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique mesurée sur cylindre f_{ck} ou sur cube $f_{ck,cube}$, conformément au tableau donné en annexe I de ce mémoire.

La résistance moyenne en compression du béton à 28 jours f_{cm} peut être évaluée par l'expression suivante :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{II.1})$$

La résistance en compression du béton à l'âge t dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20°C et une cure conforme à l'EN 12390, la valeur moyenne de la résistance en compression du béton à différents âges t , $f_{cm}(t)$ peut être estimée à l'aide des expressions (II.1) et (II.2). (Article 3-1-2 (6) page 26 EN 1992-1-1 :2004)

Avec :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (\text{II.2})$$

$$\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (\text{II.3})$$

Où

$f_{cm}(t)$: est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours ;

f_{cm} : est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de 28 jours conformément au tableau donné en annexe I de ce mémoire ;

$\beta_{cc}(t)$: est un coefficient qui dépend de l'âge t du béton ;

t : est l'âge du béton, en jours ;

S : est un coefficient qui dépend du type de ciment ;



$S = 0,20$ pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R (Classe R)

$S = 0,25$ pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N).

$S = 0,38$ pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S).

B) Selon le code CBA :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales ; et des régies de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes : (Article A.2.1.1.1, page 5, CBA 93).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{II. 4})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{II. 5})$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultras-fines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule (II.4) ci-dessus pour $28 < j < 60$, cependant $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur égale à deux fois de leur diamètre.



C) Selon le code CSA :

Pour déterminer la résistance à la compression, la norme canadienne CSA A23.1 spécifie l'utilisation de cylindres dont la longueur est le double du diamètre.

Généralement, des cylindres de dimensions 300 mm × 150 mm (pour le béton ordinaire) et 200 mm × 100 mm (pour le béton à haute résistance) sont utilisés. Le résultat du test est la résistance moyenne de deux cylindres de 300 mm × 150 mm testés au même âge. Pour un cylindre de 200 mm × 100 mm, la valeur moyenne des résultats d'essai doit être multipliée par 0,95, car le petit cylindre a plus de résistance que le grand cylindre. La résistance à la compression spécifiée du béton obtenu sur le cylindre pendant 28 jours est enregistrée comme f'_c , et la résistance utilisée dans le calcul ne doit pas être inférieure à 20MPa ou supérieure à 80MPa. (Article 8.6.1.1 de la CSA-A23.3).

Note :

Les concepteurs qui planifient d'utiliser des résistances du béton supérieur à 50MPa devraient déterminer si de tels bétons sont existants dans leurs régions. La fabrication ou l'utilisation de bétons haute résistance peuvent exiger la qualification préalable des fournisseurs et des entrepreneurs, ainsi que de la technique de construction spécialisée.

On peut déroger à l'exigence relative à la limite supérieure de la résistance à la compression spécifiée des bétons mentionnée à l'article 8.6.1.1 de CSA-A23.3. Cependant, cette dérogation n'est admise que si les propriétés structurales et les exigences détaillées des bétons armés dont la résistance est supérieure à 80MPa sont établies pour des bétons similaires à ceux qu'on utilisera.

La résistance à la compression du béton à l'âge de t jours, notée f'_{cj} est une relation en fonction du temps. Parmi les différentes relations nous retiendrons la formule suivante :

$$f'_c(t) \approx f'_c \frac{t}{4 + 0,85 t} \quad (\text{II. 6})$$

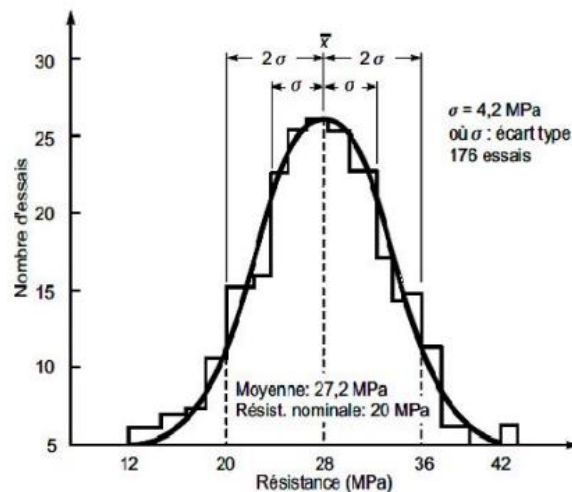


Figure II.1 Dispersion obtenue lors d'essais de compression.

D) Selon le code BS :

La résistance à la compression du béton est généralement déterminée par des essais de compression sur des cubes de 100 mm d'arête à l'âge de 28 jours. Ces cubes sont préparés selon une procédure normalisée établie dans la norme BS EN 12390-1 (2000). Une autre approche consiste à utiliser des cylindres de 100 mm de diamètre par 200 mm de longueur. Quelle que soit la forme de l'échantillon d'essai, si un grand nombre d'essais de compression étaient effectués sur des échantillons faits du même mélange, on constaterait qu'un tracé de la résistance à l'écrasement par rapport à la fréquence de l'occurrence se rapprocherait d'une distribution normale. À des fins de conception, il est nécessaire d'assumer une valeur unique de la résistance du mélange. Cependant, le choix d'une valeur trop élevée entraînera une forte probabilité que la plus grande partie de la structure sera construite avec du béton ayant une résistance inférieure à cette valeur. À l'inverse, une valeur trop faible entraînera une utilisation inadéquate du matériau. En tant que compromis entre économie et sécurité, la norme BS 8110 fait référence à la résistance caractéristique (f_{cu}) qui est définie comme la valeur en dessous de laquelle pas plus de 5 pour cent des résultats des essais tombent. (Chanakya Arya, 2009).

La résistance caractéristique f_{cu} est donnée par l'expression suivante :

$$f_{cu} = f_m + 1,64 sd \quad (\text{II. 7})$$

Où :

f_m : la résistance moyenne à la compression du béton

sd : l'écart type



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cu} peut être identifiée par sa classe de résistance donnée par le Tableau II.1

Tableau II.1 Résistance à la compression du béton normal obtenue sur cube

Classe de résistance	Résistance caractéristique f_{cu} N/mm ²	Résistance du cube à l'âge de				
		7 jours N/mm ²	2 mois N/mm ²	3 mois N/mm ²	6 mois N/mm ²	1 an N/mm ²
20	20,0	13,5	22	23	24	25
25	25,0	16,5	27,5	29	30	31
30	30,0	20	33	35	36	37
40	40,0	28	44	45,5	47,5	50
50	50,0	30	54	55,5	57,5	60

E) Selon le code ACI :

Le béton est défini par sa résistance à la compression spécifiée f'_c et qui ne doit pas être inférieur à 2500 psi (17 MPa) (Article 1.1.1 ACI 318M-08), cette résistance est déduite d'essais effectuée à 28 jours d'âge sur des cylindres d'environ 6 x 12 in (15 x 30 cm) ou 4x8in (10 x 20 cm) (article 5.3.3.2 ; Page 318-69 ACI 318-08).

Lorsque l'on dispose d'une expérience antérieure portant sur les mêmes matériaux constitutifs et les mêmes conditions de fabrication que celle prévues, la résistance à la compression moyenne requise f'_{cr} déterminée par des essais d'au moins 30 éprouvettes consécutives, est donnée ci-après. (Article 5.3.2; Page 69 ACI 318M-08).

$$f'_c \leq 35 \text{ MPa} \quad f'_{cr} = \max(f'_c + 1.34S_s ; f'_c + 2.33S_s - 3.5) \quad (\text{II. 8})$$

$$f'_c \leq 5000 \text{ psi} \quad f'_{cr} = \max(f'_c + 1.34S_s ; f'_c + 2.33S_s - 500) \quad (\text{II. 9})$$

$$f'_c > 35 \text{ MPa (5000 psi)} \quad f'_{cr} = \max(f'_c + 1.34S_s ; 0.90f'_c + 2.33S_s) \quad (\text{II. 10})$$

$$S_s = \left(\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n - 1)} \right)^{1/2} \quad (\text{II. 11})$$

Avec :

S_s : L'écart-type en [MPa].

x_i : La résistance individuelle des essais tels que définis à l'article 5.6.2.4.

$\bar{x}$: Moyenne de n résultats d'essais de résistance.

n : Nombre d'essais de résistance consécutifs



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

Lorsque le nombre d'essais (éprouvette) est situé entre 15 et 30, l'écart-type S_s est augmenté d'un facteur donné par le tableau II.2 ci-dessous :

Tableau II.2 Facteur de modification de l'écart-type S_s lorsque moins de 30 tests sont Disponibles

Nombre des essais	Facteur de modification de l'écart-type S_s [MPa]
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 ou plus	1.00

Tableau II.3 - Résistance à la compression moyenne requise lorsque les données ne sont pas disponibles pour établir un écart-type d'échantillon (nombre d'essais moins de 15)

Les formules en psi (Table 5.3.2.2; Page 318-68 ACI 318-08).	Les formules en MPa (Table 5.3.2.2; Page 68 ACI 318M-8).
Pour $f'_c < 3000$ psi $f'_{cr} = f'_c + 1000$	Pour $f'_c < 21$ MPa $f'_{cr} = f'_c + 7$
Pour $3000 \text{ psi} \leq f'_c \leq 5000 \text{ psi}$ $f'_{cr} = f'_c + 1200$	Pour $21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 35 \text{ MPa}$ $f'_{cr} = f'_c + 8.3$
Pour $f'_c > 5000$ psi $f'_{cr} = 1.10f'_c + 700$	Pour $f'_c > 35$ MPa $f'_{cr} = 1.10f'_c + 5$

II.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction

A) Selon l'EUROCODE :

La résistance à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction uni-axiale centrée. Pour la résistance à la traction en flexion, il convient de se reporter à l'article 3.1.8 EN 1992-1-1:2004.

Lorsque la résistance à la traction du béton $f_{ct,sp}$ déterminée par essai de fendage est disponible, il est possible d'évaluer approximativement la résistance à la traction directe du béton f_{ct} par l'expression suivante :

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (\text{II. 12})$$



L'évolution de la résistance à la traction du béton en fonction du temps dépend vigoureusement des conditions de cure et de séchage ainsi que des dimensions des éléments structuraux considérés. En première approximation, on peut admettre que la valeur moyenne de la résistance en traction $f_{ctm}(t)$ dépendant du temps est donnée par (article 3.1.2, (9) Page 27 EN 1992-1-1:2004) :

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (\text{II. 13})$$

$\alpha = 1$ pour $t < 28$.

$\alpha = 2/3$ pour $t \geq 28$.

Les valeurs de f_{ctm} sont données dans le tableau d'annexe I.

B) Selon le code de CBA :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{II. 14})$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa (Article A.2.1.1.2, CBA93).

C) Selon le code CSA :

La résistance à la traction du béton peut être évaluée à l'aide de l'expression du module de rupture du béton (résistance à la traction par flexion) donnée par (Article 8.6.4, page 35, CSA-A23.3-04) :

$$f_r = 0,6 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 15})$$

Où

λ : Facteur de pondération de la densité du béton γ_c qui tient compte de l'effet des granulats de faible masse volumique sur la résistance à la traction du béton.

$\lambda = 1,00$ pour le béton à densité normale $2150 \text{ kg/m}^3 < \gamma_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$;

$\lambda = 0,85$ pour le béton semi-léger dans lequel le sable naturel tient lieu de tous les agrégats fins ; $1850 \text{ kg/m}^3 < \gamma_c \leq 2150 \text{ kg/m}^3$

$\lambda = 0,75$ pour le béton léger dans lequel le sable naturel ne fait pas partie des agrégats fins $\gamma_c \leq 1850 \text{ kg/m}^3$.



D) Selon le code BS :

D'après la littérature, la résistance à la traction du béton est $0,10f_{cu}$. Elle est déterminée par l'essai de fendage selon les normes BS 1881:Part 117:1983 et BS EN 12390:6:2000 (Prab Bhatt et al., 2006, page 13).

E) Selon le code ACI :

Le code indique que la résistance caractéristique à la traction par fendage du béton f_{ct} dépend de f'_c et λ via la relation ci-après.

- La relation en MPa (Article 8.6.1 et R8.6.1, Page 107, ACI 318M-08) est :

$$f_{ct} \approx 0,56 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 16})$$

- La relation en psi (Article 8.6.1 et R8.6.1, Page 318-107, ACI 318-08) est :

$$f_{ct} \approx 6,7 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 17})$$

La résistance caractéristique à la traction par flexion du béton f_r dépend de f'_c et λ via la relation suivante :

- La relation en MPa (Article 9.5.2.3, Page 123, ACI 318M-08) est :

$$f_r \approx 0,62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 18})$$

- La relation en psi (Article 9.5.2.3, Page 318-123, ACI 318-08) est :

$$f_r \approx 7,5 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 19})$$

Avec :

λ est un facteur qui reflète la basse résistance à la traction du béton léger.

$\lambda = 0,85$ pour un béton léger sableux ; $\lambda = 0,75$ pour tous les autres bétons légers ; $\lambda = 1$ pour les bétons normaux.



II.1.2.3 Module de Déformations longitudinales

A) Selon l'EUROCODE

La déformation du béton dépend fortement de la composition de celui-ci, particulièrement, les granulats.

Des valeurs approchées du module d'élasticité du béton E_{cm} , module sécant entre $\sigma_c = 0$ et $\sigma_c = 0,4f_{cm}$, pour des granulats de quartzite sont données au tableau de l'annexe I de ce mémoire (voir le Tableau 3.1 de l'Eurocode 2, page 27). Pour des granulats calcaires et des granulats issus de grès, il convient de réduire la valeur de 10 % et 30 % respectivement. Cependant, pour des granulats issus de basalte, il convient de l'augmenter de 20 %. (EN 1992-1-1:2004, page 28)

L'évolution dans le temps du module d'élasticité du béton peut être estimée par :

$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} E_{cm} \quad (II. 20)$$

Où : E_{cm} et f_{cm} sont respectivement le module d'élasticité et la résistance à la compression moyenne du béton à 28 jours.

L'expression de $f_{cm}(t)$ est donnée par l'équation (II.2).

B) Selon le code CBA

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 : (Article A.2.1.2.1,CBA)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (II. 21)$$

f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à ce jours. Le module de déformation longitudinale différée : (Article A.2.1.2.2, CBA93)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (II. 22)$$

C) Selon le code CSA

Le module d'élasticité du béton en compression E_c doit être défini comme le module sécant moyen pour une contrainte de $0,40f'_c$, déterminé pour béton comparable, conformément à la norme ASTM C469.



À défaut de résultats expérimentaux, on peut déterminer E_c par l'expression suivante :

$$E_c = (33000\sqrt{f'_c} + 6900) \left[\frac{\gamma_c}{2300} \right]^{1.5} \quad (\text{II. 23})$$

Où γ_c : densité de béton variant de 1500 à 2500 Kg /m³

Pour un béton de densité normale dont la résistance à la compression varie entre 20 et 40MPa, E_c est donné par l'équation ci-après (CSA A23.3-04, page 35):

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 24})$$

D) Selon le code de BS

Le module élastique est affecté par les granulats utilisés, le rapport granulats/ciment et l'âge du béton. Cependant, les variations dues à l'un de ces facteurs ne doivent pas être prises en compte dans la conception des structures normales conformément au BS 8110-1. Les valeurs moyennes données dans le Tableau II.4 sont jugées suffisamment précises pour analyser la structure afin de déterminer les distributions de forces lorsque des données précises ne sont pas disponibles.

Les valeurs du module d'élasticité du béton à 28 jours, $E_{c,28}$ données au Tableau II.4 sont obtenues par la formule suivante :

$$E_{c,28} = K_0 + 0.2f_{cu,28} \quad (\text{II. 25})$$

Où :

$E_{c,28}$: le module d'élasticité statique du béton à 28 jours.

$f_{cu,28}$: la résistance caractéristique du béton obtenue sur cube à 28 jours (en N/mm²)

K_0 : une constante étroitement liée au module d'élasticité du granulat (pris comme 20 kN/mm² pour le béton de poids normal).

Le module d'élasticité du béton à un âge t peut être dérivé de l'équation suivante :

$$E_{c,t} = E_{c,28} \left(0.4 + 0.6 \frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}} \right) \quad (\text{II. 26})$$

Où :

$t \geq 3$ jours

Les valeurs de $\frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}}$ de l'équation ci-dessus peuvent être obtenue à partir du Tableau II.1.

Ce tableau montre qu'il est possible d'avoir en moyenne un gain de résistance au-delà de 28 jours, car cela conduira à une évaluation plus réaliste du module d'élasticité. Il convient



de noter qu'il y a ici une différence par rapport à la norme BS 8110-1, où aucune augmentation de la résistance au-delà de 28 jours n'est permise pour satisfaire aux exigences de l'état limite. Une plus faible augmentation de la résistance se produira avec de petits éléments de structure qui sont exposés à un environnement sec après le durcissement initial.

Lorsque des calculs de flèche ou de déformation doivent être effectués, la fiabilité de l'estimation du module statique d'élasticité dépendra de la précision requise par le calcul. Lorsque les flèches sont d'une grande importance, des essais doivent être effectués sur du béton fait avec l'agrégat à utiliser dans la structure. Dans d'autres cas, l'expérience avec un agrégat particulier, étayée par des données d'essai générales, fournit souvent une valeur fiable pour K_0 , et donc pour $E_{c,28}$, mais avec des agrégats inconnus, il serait souhaitable, au stade de la conception, d'envisager une gamme de valeurs pour $E_{c,28}$, sur la base de $K_0 = 14$ kN/mm² à 26 kN/mm², comme indiqué dans le Tableau II.4. Pour le béton à granulats légers, les valeurs du module statique du Tableau II.4 doivent être multipliées par $(w/2400)^2$ où w est la densité du béton à granulats légers (en kg/m³).

Tableau II.4 Plage typique du module d'élasticité statique à 28 jours de béton de poids normal.

$f_{cu,28}$ N/mm ²	$E_{c,28}$	
	Valeur moyenne KN/mm ²	Plage typique KN/mm ²
20	24	18 à 30
25	25	19 à 31
30	26	20 à 32
40	28	22 à 34
50	30	24 à 36
60	32	26 à 38

E) Selon le code ACI:

Le module d'élasticité de béton, E_c en MPa, est donné par l'expression suivante (article 8.5.1, Page 318-107, ACI 318M-08) :

- L'expression de E_c en MPa est (article 8.5.1; Page 107, ACI 318M-08):

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 27})$$



- L'expression de E_c en psi est (article 8.5.1; Page 318-107, ACI 318M-08):

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{II. 28})$$

w_c : La masse volumique de béton comprise entre $1440 \div 2560 \text{ kg/m}^3$

f'_c : La résistance du béton à la compression, en [MPa].

Pour les bétons normaux (masse volumique : 2500 kg/m^3), les expressions du module E_c , en MPa et en psi, sont comme suit :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II. 29})$$

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \quad [\text{psi}] \quad (\text{II. 30})$$

II.1.2.4. Densité :

A) Selon l'EUROCODE :

Le code n'indique aucune valeur pour la masse volumique des bétons normaux. Cependant, pour les bétons de granulats légers, la masse volumique est inférieure ou égale à 2200 kg/m^3 . Ce béton contient une certaine proportion de granulats légers naturels ou artificiels dont la masse volumique est inférieure à 2000 kg/m^3 . (Article 11.1.1, (4) Page 168 EN 1992-1-1:2004).

B) Selon le code CBA :

La masse volumique du béton armé est prise égale à $25 \text{ KN/m}^3 (= 2,5 \text{ t/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3)$ (Article A.3.1.2.1, CBA93).

C) Selon le code CSA :

Selon le code CSA la masse volumique de béton est comprise entre $1500 \div 2500 \text{ kg/m}^3$ (article 8.6.2.2 CSA-A23.3-04). Pour un béton normal (ordinaire), la densité est comprise entre $2150 \div 2500 \text{ kg/m}^3$ (Chaallal O. and Lachemi M., 2010).

D) Selon le code BS :

Selon le code BS la densité de béton est comprise entre $1.2 \div 2.4 \text{ t/m}^3 = 1200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$ (article 4.5.7, Tableau 4.6, page 36, BS 8110-2 :1985).



E) Selon le code ACI :

Le béton normal (ordinaire) a une densité variant entre 2155 kg/m³ et 2555 kg/m³, et elle est normalement prise comme 2315 à 2400 kg/m³. (Article R2.2, page 31 ACI 318M-08).

II.1.2.5.Coefficient d'expansion thermique

La dilatation thermique est l'expansion du volume d'un corps soumis à une variation de température. Pour les corps solides, la variation de longueur ΔL sous variation de température ΔT peut être calculée de la formule suivante :

$$\alpha = \frac{\Delta L}{L_0} \frac{1}{\Delta T} \quad (\text{II. 31})$$

Avec :

ΔL : Variation de longueur en mètre (m).

α : Coefficient de dilatation linéaire en degré Celsius puissance moins un (/°C).

L_0 : Longueur initiale en mètre (m).

$\Delta T = T - T_0$: Variation de température en degré Celsius (°C).

A) Selon l'EUROCODE :

À défaut d'informations plus précises, le coefficient linéaire de dilatation thermique peut être pris égal à $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. (Article 3.1.3, (5), Page 28 EN 1992-1-1 :2004).

B) Selon le code CBA :

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10° et +25°) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient dilatation du béton armé égal à $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. (Article A.3.1.3.3, page 12, CBA93).

C) Selon le code CSA :

Pour une analyse structurale, le coefficient de dilatation thermique du béton peut être pris égal à 10×10^{-6} . Il est à noter que la valeur du coefficient de dilatation thermique dépend du type de granulats, du degré d'humidité du béton et de la température du béton. Elle peut



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

varier entre environ $6 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ et $13 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour le béton dont la température se situe entre 0 et 80°C . (Article 8.6.6 CSA-A23.3).

D) Selon le code BS :

Le coefficient de dilatation thermique du béton dépend principalement des coefficients de dilatation des granulats et de la pâte de ciment, ainsi du degré de saturation du béton. La dilatation thermique des agrégats est liée à la composition minéralogique (voir le Tableau II.5 ci-après).

Tableau II.5 Expansion thermique du groupe rocheux et du béton associé

Type d'agrégat (Voir BS 812)	Coefficient d'expansion typique ($1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)	
	Agrégat	Béton
Silex, quartzite	11	12
Granit, basalte	7	10
Calcaire	6	8

Note :

La pâte de ciment a un coefficient de dilatation thermique qui est fonction de la teneur en humidité, ce qui affecte l'expansion du béton. Il est à noter que le béton partiellement sec a un coefficient de dilatation thermique environ $2 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ plus grand que le coefficient du béton saturé (Article 7.5, page 49, BS 8110-2 :1985).

E) Selon le code ACI :

Le code n'indique aucune valeur de coefficient de dilatation thermique.

II.1.2.6. Diagramme contraintes - déformations :

A) Selon le code EUROCODE :

L'EUROCODE présente un diagramme contraintes-déformation réel de béton pour l'analyse structurale non-linéaire, donné par la figure II.2 dessous : (Page 32, EN 1992-1-1: 2004).

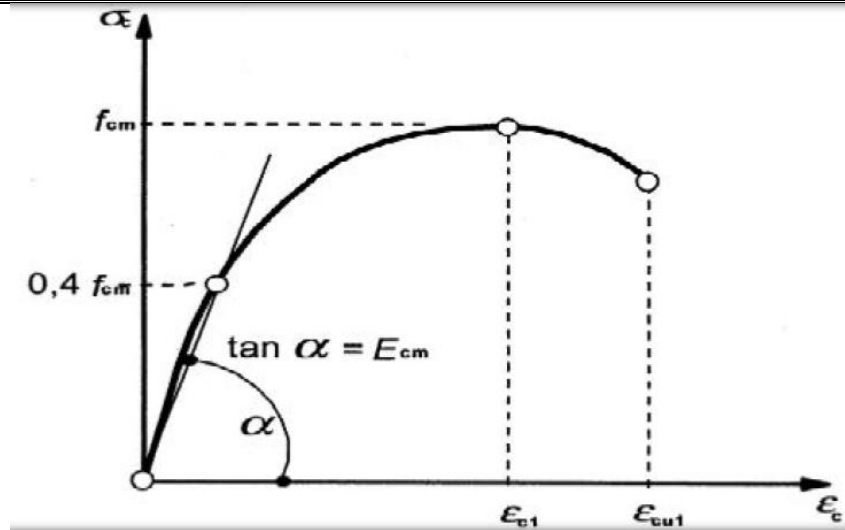


Figure II.2 Diagramme contraintes-déformations réel de béton selon l'EUROCODE

Avec :

ϵ_{c1} : est la déformation au pic de contrainte, telle qu'indiquée au Tableau de l'annexe I.

ϵ_{cu1} : est la valeur nominale de la déformation ultime.

B) Selon le code CBA :

Le code n'indique aucun diagramme contraintes-déformations réel de béton.

C) Selon le code CSA :

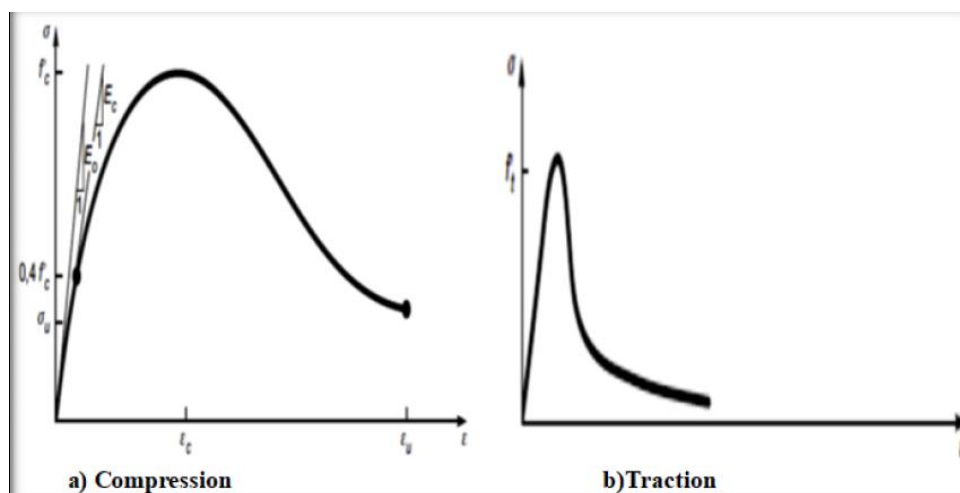


Figure II.3 Diagramme contraintes-déformations de béton en traction et en compression



En compression, la courbe est quasi linéaire jusqu'à $30\%f_c'$ alors qu'en traction le béton est presque linéaire jusqu'à $90\%f_t$. La partie descendante de la courbe est plus prononcée en compression qu'en traction. En compression, cette partie est plus importante pour du béton à faible résistance. En effet, plus la résistance du béton est élevée, plus son comportement est linéaire et fragile, comme illustré sur la figure II.3.

D) Selon le code BS :

Le code n'indique aucun diagramme contraintes-déformations réel de béton.

E) Selon le code ACI :

La forme générale de ce diagramme se compose d'une courbe ascendante culminant à une abscisse comprise entre $1,5 \cdot 10^{-3}$ et $2 \cdot 10^{-3}$ suivie d'une branche descendante s'étendant jusqu'à une déformation ultime pouvant aller de $3 \cdot 10^{-3}$ à plus de $8 \cdot 10^{-3}$ pour des bétons spéciaux. Pour le calcul des éléments structuraux en béton de proportions normales, le code recommande une déformation ultime maximale de $3 \cdot 10^{-3}$. (Article R10.2.6; Page 318-130 ACI 318-08).

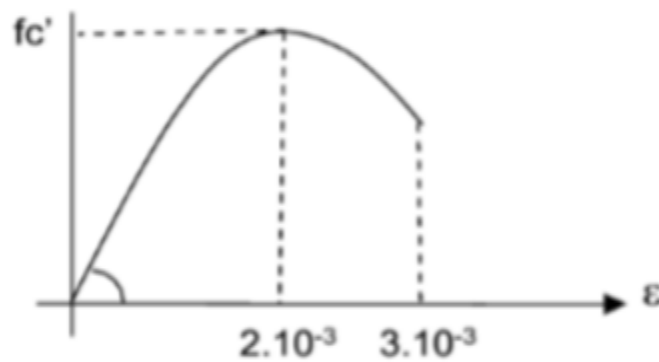


Figure II.4 Diagramme contraintes-déformations réel de béton selon ACI

II.1.2.7. Coefficient de Poisson :

Le rapport de la déformation latérale à la déformation longitudinale est appelé le coefficient de Poisson donné par l'expression suivante :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta L/L} \quad (\text{II. 32})$$

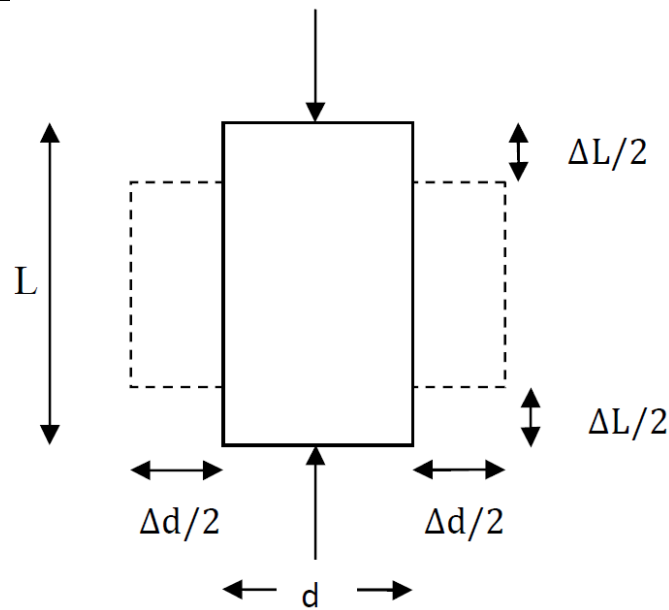


Figure II.5 Accompagnement de la déformation transversale à la déformation longitudinale

$\Delta d/d$: Déformation transversale.

$\Delta L/L$: Déformation longitudinale.

A) Selon l'EUROCODE :

Le coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,2 pour le béton non fissuré et à 0 pour le béton fissuré. (Article 3.1.3(4), page 28, EN 1992-1-1 :2004).

B) Selon le code CBA :

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. (Article A.2.1.3, page 8, CBA 93).

C) Selon le code CSA :

Le coefficient de Poisson pour un béton non-fissuré varie entre 0,15 et 0,20 pour une contrainte de compression de béton inférieure à $0,70f'_c$ (Chaallal O. and Lachemi M., 2010, section 1.2, page 6). En outre, pour les voiles minces de comportement élastiques, le code CSA suggère une valeur de coefficient de Poisson du béton égale à zéro. (Article 19.2.1, page 127, CSA A23.3-04).

D) Selon le code BS :

Pour une analyse élastique linéaire appropriée, le coefficient de Poisson du béton peut être pris égal à 0,2. (Article 2.4.2.4, page 9, BS8110-1 :1997 révisé en 2007).

E) Selon le code ACI :

Le code n'indique aucune valeur de coefficient de Poisson de béton. Bien que pour les coques et plaques minces, il recommande de prendre un coefficient de Poisson égal à zéro (Article 19.2.1, page 311, ACI 318M-08).

II.1.2.8 Déformation différées du Béton

II.1.2.8.1. Déformation de longue durée (fluage) :

Fluage: c'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes, ça veut dire si l'on maintient l'effort constant, l'éprouvette va se déformer. La figure II.6 présente les déformations à long terme d'un cylindre chargé axialement.

Le taux de fluage diminue dans le temps et la déformation de fluage atteint sa valeur limite maximale pour un temps infini pratiquement au bout de 3 à 5 ans. Le fluage est influencé par l'humidité relative (il augmente si l'humidité relative diminue).

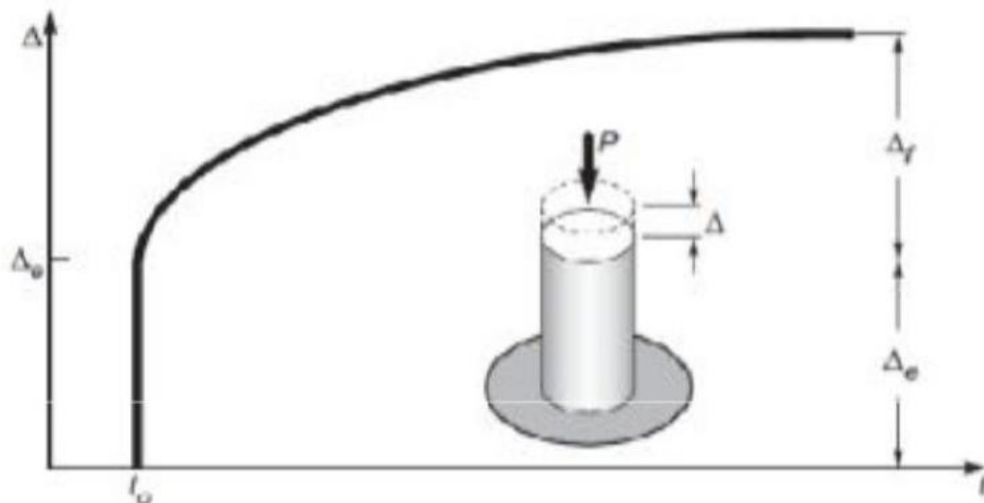


Figure II.6 Déformations à long terme d'un cylindre chargé axialement



A) Selon le code EUROCODE :

Le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ est fonction du module tangent, E_c , qui peut être pris égal à $1,05E_{cm}$. Dans les cas où une grande précision n'est pas requise, la valeur obtenue à l'aide de la Figure d'annexe II peut être considérée comme le coefficient de fluage, sous réserve que le béton ne soit pas soumis à une contrainte de compression supérieure à $0,45f_{ck}(t_0)$ à un âge t_0 , âge du béton au moment du chargement.

La déformation de fluage du béton à l'instant t_∞ , $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$, sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est donnée par (Article 3.1.4(2), page 28, EN 1992-1-1:2004) :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (\text{II. 33})$$

B) Selon le code CBA :

Les déformations longitudinales de longue durée dues au fluage final du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge. Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule ci-après (Article A.2.1.2.2, page 7, CBA93).

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{II. 34})$$

Où :

E_{ij} : le module de déformation longitudinale instantanée du béton avec f_{cj} (exprimé en MPa).

C) Selon le code CSA :

La valeur de fluage de béton dépend du rapport volume/surface de la pièce et de l'intensité de la charge appliquée.

Comme le fluage cause une augmentation des déformations, on le considère dans les calculs en réduisant le module élastique, appelé module effectif ou module soutenu. Pour des contraintes inférieures à environ $40\%f'_c$, les déformations de fluage sont proportionnelles aux contraintes :

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_e + \varepsilon_f = \frac{\sigma}{E_c(t)} [1 + \varphi(t, t_0)] = \frac{\sigma}{E_{eff}} \quad (\text{II. 35})$$

Donc :

$$E_{eff} = \frac{E_c(t)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (\text{II. 36})$$

E_{eff} : Module effectif de béton.



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

$E_c(t)$: Module élastique au temps t .

$\phi(t, t_0)$: Coefficient de fluage qui tenant en compte de l'effet de fluage entre t et t_0 .

σ : Contrainte appliquée au béton.

La valeur ϕ peut être calculée à partir des conditions réelles d'humidité, de géométrie, etc.

Dans les normes de calcul, on propose des valeurs simplifiées pour le calcul des flèches.

Ainsi, la norme A23.3 propose les valeurs indiquées au tableau II.6 calculées par rapport au module élastique à 28 jours.

Pour des structures complexes construites par étapes, il importe de considérer le fluage selon les conditions réelles.

Tableau II.6 Coefficients de fluage adoptés par la norme CSA Standard A23.3

Durée de chargement	Coefficient de fluage	$E_{eff}/E_c(28j)$
3 mois	1,0	0,50
6 mois	1,2	0,45
12 mois	1,4	0,42
5 ans	2,0	0,33

D) Selon le code BS :

La déformation de fluage finale (à 30 ans) dans le béton ϵ_{cc} peut être évaluée par l'expression suivante :

$$\epsilon_{cc} = \frac{\text{contrainte}}{E_t} \phi \quad (\text{II. 37})$$

Où :

E_t : est le module d'élasticité du béton à l'âge de la charge t .

ϕ : est le coefficient de fluage.

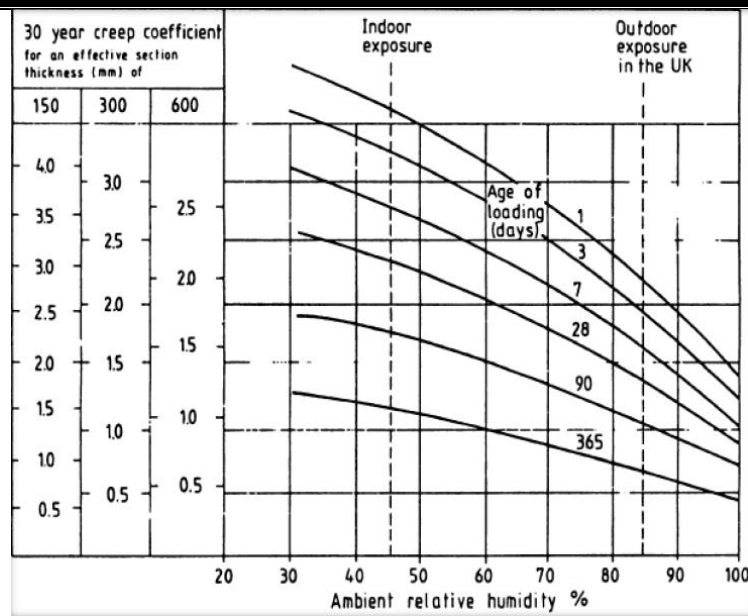


Figure II.7 Effets de l'humidité relative, de l'âge du chargement et de l'épaisseur de la section sur le facteur de fluage.

Le coefficient de fluage peut être estimé à partir de la figure II.7. Dans cette figure, l'épaisseur de la section effective est définie, pour les sections uniformes, comme le double de la section transversale divisée par le périmètre exposé. Si le séchage est empêché par immersion dans l'eau ou par scellement, l'épaisseur effective de la section doit être prise à 600 mm. Les valeurs appropriées d'humidité relative pour une exposition intérieure et extérieure au Royaume-Uni sont de 45% et 85%, lors de l'utilisation de la figure II.7 à des fins de conception générale. On peut supposer qu'environ 40%, 60% et 80% du fluage final se développent respectivement pendant le premier mois, 6 mois et 30 mois sous charge, lorsque le béton est exposé à des conditions d'humidité relative constante.

Le fluage est en partie récupérable avec une réduction de la contrainte. La récupération finale par fluage après 1 an est d'environ $0,3 \times \text{réduction des contraintes} / E_u$, où E_u est le module d'élasticité du béton à l'âge du déchargement. Il est à souligner que ces déclarations ne fournissent que des indications générales et sont basées principalement sur des données de laboratoire. Le jugement, basé sur l'expérience, est essentiel pour interpréter ces données dans des cas individuels; comme pour la déformation élastique, cela dépendra de l'importance de l'estimation et de la raison pour laquelle elle est nécessaire. Il peut être conseillé au stade de la conception de considérer une plage de valeurs pour encadrer le problème, car une surestimation peut être tout aussi mauvaise qu'une sous-estimation. En particulier, il convient



de noter que lorsque des calculs détaillés sont effectués, les contraintes et les humidités relatives peuvent varier considérablement pendant la durée de vie de la structure et des jugements appropriés doivent être faits. (Article 7.3, page 46, BS 8110-2 :1985).

E) Selon le code ACI :

Le code ACI ne donne aucune valeur numérique, et il indique seulement qu'il convient de faire une estimation réaliste des effets en service du fluage et du retrait. (Article 9.2.3; Page 318- 117 ACI 318-08).

II.1.2.8.2. Retrait

A) Selon l'EUROCODE :

La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène. La déformation due au retrait de dessiccation évolue lentement, car elle est fonction de la migration de l'eau au travers du béton durci. La déformation due au retrait endogène se développe au cours du durcissement du béton : elle se produit par conséquent en majeure partie aux cours des premiers jours suivant le coulage. Le retrait endogène est une fonction linéaire de la résistance du béton. Il convient d'en tenir compte de manière spécifique lorsque du béton frais est coulé au contact de béton durci. (Article 3.1.4(6), page 30, EN 1992-1-1 :2004).

Par conséquent, la déformation totale de retrait ε_{cs} est égale à :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (II. 38)$$

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (II. 39)$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (II. 40)$$

Expression dans laquelle :

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (II. 41)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad (II. 42)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}} \quad (II. 43)$$

Où :

ε_{cs} : est la déformation totale de retrait.

ε_{cd} : est la déformation due au retrait de dessiccation.

$\varepsilon_{cd,0}$: est la valeur nominale du retrait de dessiccation non gêné.

Les valeurs de $\varepsilon_{cd,0}$ sont données dans le tableau d'annexe III.



ε_{ca} : est la déformation due au retrait endogène.

$\varepsilon_{ca}(\infty)$: est la valeur finale du retrait de dessiccation.

k_h : est un coefficient dépendant du rayon moyen h_o , conformément au Tableau II. 7

t : est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours

t_s : est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement).

Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

f_{ck} : est la résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours.

h_o : est le rayon moyen (mm) de la section transversale

$$h_o = 2A_c/u$$

Avec :

A_c : est l'aire de la section du béton.

u : est le périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation.

Tableau II.7 Valeurs de k_h en fonction du rayon moyen

h_o (mm)	K_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

B) Selon le code CBA :

À défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre (article A.2.1.2.2, page 7, CBA93) :

$\varepsilon_r = 2.10^{-4}$  Climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.

$\varepsilon_r = 3.10^{-4}$  Climat tempéré sec zone B de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.

$\varepsilon_r = 4.10^{-4}$  Climat chaud et sec zones B, C et D1 de la carte climatique provisoire de l'Algérie.



$\varepsilon_r = 5.10^{-4}$  Climat très sec ou désertique "zones D2 et D3" de la carte de zonage.

C) Selon le code CSA :

Le retrait est principalement dû à deux causes. Premièrement, une réaction chimique intrinsèque dans laquelle le produit de réaction qui occupe un volume moindre que les produits d'origine provoque une perte de volume. Ce retrait est appelé retrait endogène et se produit sans échange d'eau avec l'environnement extérieur. La seconde source de retrait, généralement la contribution dominante, est due à une perte d'eau absorbée du béton avec son environnement extérieur. Ce retrait est appelé retrait de dessiccation.

Le retrait augmente lorsque l'humidité relative diminue et varie en fonction du temps et de la surface exposée (Figure II.8). La relation suivante permet d'estimer les déformations dues au retrait.

$$\varepsilon_r(t, t_0) = \varepsilon_{r\infty} F_{vs} F_{HR} (F_t - F_{t_0}) \quad (\text{II. 44})$$

Avec :

$\varepsilon_{r\infty}$: Retrait maximal

F_{vs} : Facteur fonction du rapport Volume/Surface.

F_{HR} : Facteur fonction de l'humidité relative.

F_t : Fonction variable avec le temps.

Un grand nombre de lois ou expressions pour ces termes sont proposées dans la littérature ou adoptées par les normes.

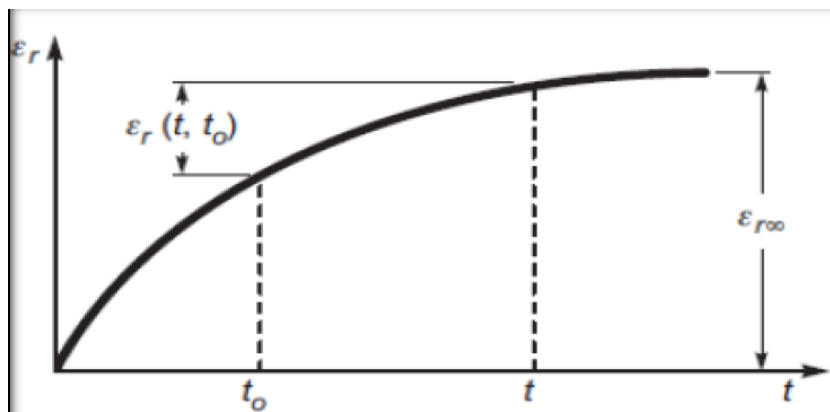


Figure II.8 Augmentation du retrait en fonction du temps

Le retrait est récupérable en partie si les conditions d'exposition changent. Ainsi, on peut observer des cycles de retrait et gonflement pour des structures où l'humidité relative varie dans le temps, comme les barrages en particulier.

D) Selon le code BS :

Une estimation du retrait au séchage du béton brut (non-armé) peut être obtenue à partir de la figure II.9. Les recommandations concernant l'épaisseur efficace de la section et l'humidité relative sont les mêmes que celles données au fluage.

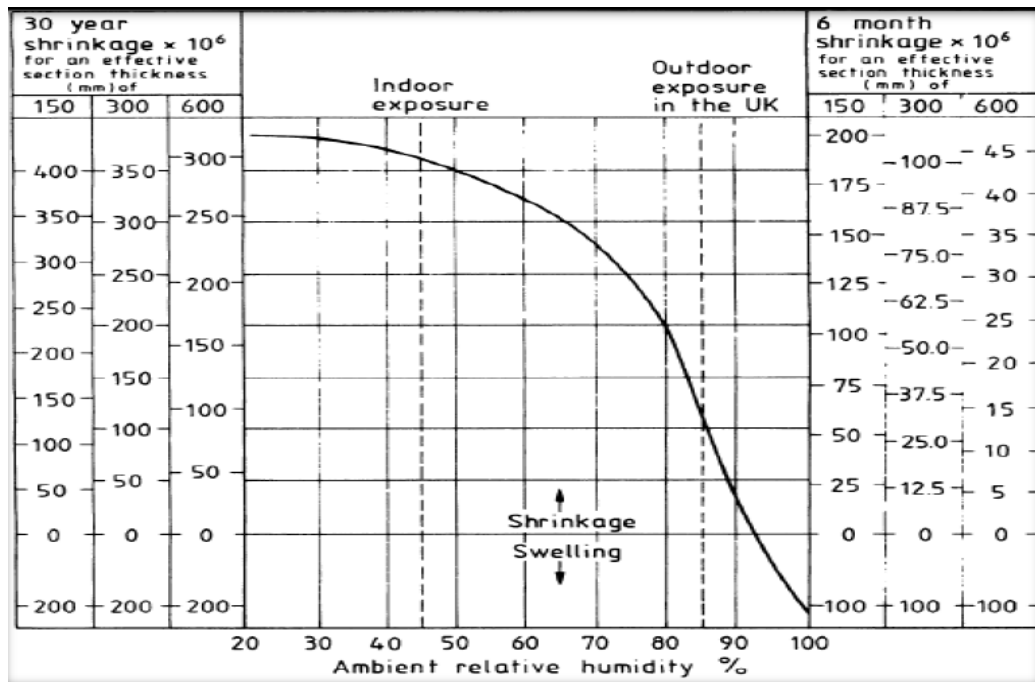


Figure II.9 Retrait au séchage du béton de poids normal

Le retrait du béton brut dépend principalement de l'humidité relative de l'air entourant le béton, de la surface à partir de laquelle l'humidité peut être perdue par rapport au volume de béton et des proportions du mélange. Elle est légèrement augmentée par la carbonatation et l'auto-dessiccation et réduite par un durcissement prolongé.

Le béton exposé au climat extérieur au Royaume-Uni présentera des déformations cycliques saisonnières de $\pm 0,4$ fois le retrait sur 30 ans superposé à la déformation moyenne de retrait ; le retrait maximum se produira à la fin de chaque été.

Une estimation du retrait des sections de béton symétriquement armé peut être obtenue à partir de :

$$\frac{\varepsilon_{sh}}{1 + K \rho} \quad (II.45)$$

Où :



ε_{sh} : est le retrait du béton brut.

ρ : est la surface de l'acier par rapport à celle du béton.

K : est un coefficient, pris comme 25 pour l'exposition interne et comme 15 pour l'exposition externe. (Article 7.4, page 48, BS 8110-2 :1985).

E) Selon le code ACI :

Le code ACI ne donne aucune valeur numérique, et indique seulement qu'il convient de faire une estimation réaliste des effets en service du fluage et du retrait. (Article 9.2.3, page 318-117, ACI 318-08).

II.2. Acier

II.2.1. Généralité : L'acier c'est l'alliage du fer et de carbone. On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

Acier doux $\rightarrow$ % carbone 0,15 - 0,25 %

Acier mi-dur et dur $\rightarrow$ % carbone 0,25 - 0,45 %

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode d'élaboration, ainsi que leurs propriétés mécaniques.

Types d'aciers :

- Les ronds lisses : sont obtenus par laminage d'un acier doux. Leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités du laminage.
- Les armatures à haute adhérence : présentent une forme spéciale pour améliorer l'adhérence entre le béton et l'acier. La haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature, ou par torsion d'un profil non-circulaire, ou les deux procédés à la fois. Ils subissent un traitement mécanique leur conférant une résistance élevée. Il existe deux types différents :
 - Le type I : correspond aux armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
 - Le type II : correspond aux armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud suivi d'un écrouissage, sans réduction de section, par torsion ou traction. Les fils à haute adhérence sont obtenus par écrouissage, avec forte réduction de section,



d'un fil préalablement obtenu par laminage à chaud. L'écrouissage s'effectue soit par tréfilage, soit par laminage à froid, soit par combinaison des deux procédés.

- Les treillis soudés : sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement.

II.2.2. Classes d'acier :

A) Selon l'EUROCODE :

Les règles d'application relatives au dimensionnement et aux dispositions constructives figurant dans le présent Eurocode sont valables pour une gamme de la limite d'élasticité spécifiée, telle que $f_{yk} = 400$ à 600 MPa. (Article 3.2.2 (3), page 36, EN 1992-1-1:2004).

B) Selon le code CBA :

a-Acier haute adhérence (HA) : On distingue généralement deux types d'acier HA.

FeE400 de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.

FeE500 de limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.

b-Acier rond lisse (RL) :

FeE215 dont la limite d'élasticité $f_e = 215$ MPa.

FeE235 dont la limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.

C) Selon le code CSA :

D'après CSA standard G30.18 les classes sont :

300R, 400R et 500R

500W et 400W

Le chiffre indique la résistance (f_y) en MPa .

R : acier à ductilité normale.

W : acier soudable et à meilleure ductilité.

D) Selon le code BS :

Les résistances caractéristiques des armatures sont données dans les BS 4449, BS 4482 et BS 4483 et sont présentées dans le Tableau II.8.



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

La conception peut être basée sur la résistance caractéristique appropriée ou une valeur inférieure si nécessaire pour réduire la flèche ou contrôler la fissuration. (Article 3.1.7.4 page 18 BS 8110-1 :1997 en révisé 2007).

Tableau II.8 Résistance des armatures d'acier

Désignation	Résistance caractéristique spécifiée, F_y (N/mm ²)
Acier doux laminé à chaud	250
Acier à haute limite (laminé à chaud ou travaillé à froid)	500

E) Selon le code ACI :

D'après le code ACI les classes d'acier sont (annexe A1.1, page 607 ; M. SETAREH et R. DARVAS Concrete Structures) :

Grade 40 ($f_y = 276\text{MPa}$)

Grade 50 ($f_y = 345\text{MPa}$)

Grade 60 ($f_y = 414\text{MPa}$)

Grade 75 ($f_y = 517\text{MPa}$)

Grade 80 ($f_y = 552\text{MPa}$)

Grade 100 ($f_y = 690\text{MPa}$)

II.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques :

II.2.3.1 Densité :

Selon le code EUROCODE :

La valeur moyenne de la masse volumique peut être supposée égale à 7850 kg/m^3 . (Article 3.2.7, (3), Page 38 EN 1992-1-1 :2004).

Selon le code CBA :

Le code n'indique aucune valeur de densité pour l'acier.

Selon le code CSA :

Le code n'indique aucune valeur de densité pour l'acier.

Selon le code BS :

La densité théorique de l'acier est 7850 kg/m^3 . (Article NC.2.1, page22, BS EN 196-1 :1995).



Selon le code ACI :

Le code n'indique aucune valeur de densité pour l'acier.

II.2.3.2. Coefficient d'expansion thermique :

Selon le code EUROCODE :

Le code n'indique aucune valeur d'expansion thermique pour l'acier.

Selon le code CBA :

Le code n'indique aucune valeur d'expansion thermique pour l'acier.

Selon le code CSA :

Le coefficient de dilatation thermique de l'armature peut être fixé à $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. (Article 8.5.5 CSA- A23.3).

Selon le code BS :

Coefficient de dilatation thermique de l'armature est : $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. (Code of Practice for Structural Use of Concrete, 2013).

II.2.3.3. Diagramme contraintes- déformations:

A) Selon le code EUROCODE :

La Figure II.10 présente des courbes contrainte-déformation pour des aciers laminés à chaud et des types d'aciers profilés à froid. (Article 3.2.4(2), page 36, En1992-1-1 :2004)

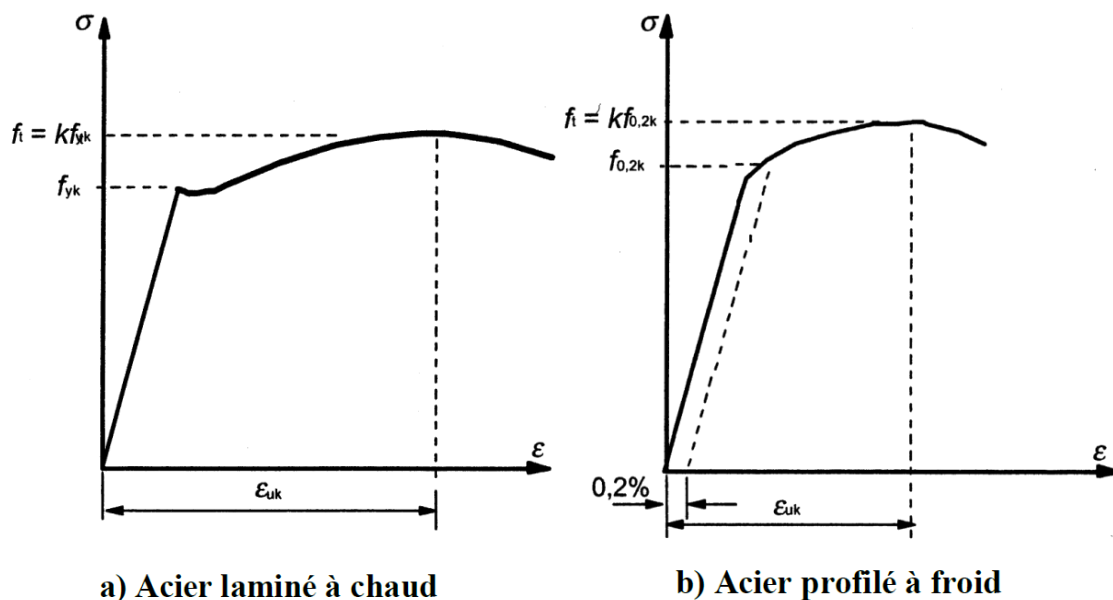


Figure II.10 Diagrammes contrainte-déformation d'aciers de béton armé selon l'EUROCODE (La contrainte de traction et la déformation apparaissent en valeurs absolues).

B) Selon le code CBA :

- Le diagramme déformation (ϵ_s) contraintes (σ_s) est conventionnellement défini ci-dessous.
- Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement relatif de 10‰. (Article A.2.2.2, page 9, CBA93).

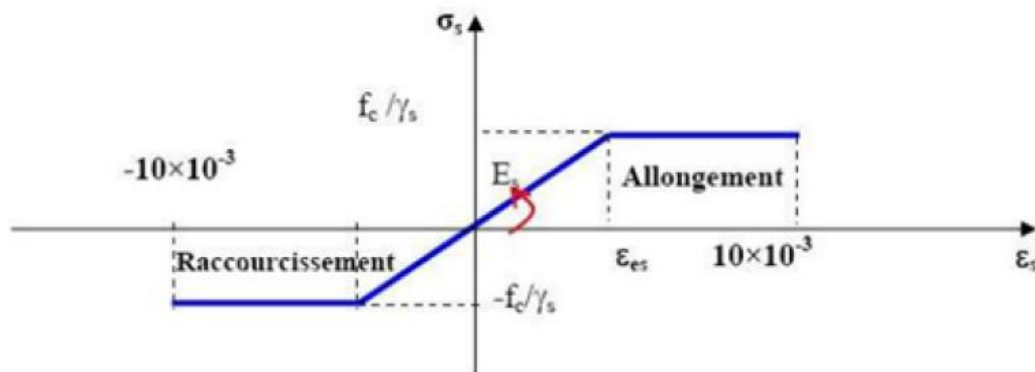


Figure II.11 Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier selon CBA

Avec :

σ_{st} : Contrainte de traction admissible de l'acier à l'état limite ultime (ELU).

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{II. 46})$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

C) Selon le code CSA :

Pour l'armature dont la limite d'élasticité maximale spécifiée est de 500 MPa, on peut tenir compte des hypothèses suivantes (article 8.5.3.2 CSA- A23.3) :

- Pour les déformations, ϵ_s , inférieures à la déformation élastique, $\frac{f_y}{E_s}$, on suppose un effort de $\phi_s A_s E_s \epsilon_s$ dans l'armature;
- Pour les déformations, ϵ_s supérieures à la déformation élastique, on suppose un effort de $\phi_s A_s f_y$ dans l'armature.

Où :



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

A_s : Aire de l'armature longitudinale du côté où l'élément est tendu.

E_s : Module d'élasticité d'acier.

ϵ_s : Déformation longitudinale d'acier.

ϕ_s : Coefficient de résistance d'acier $\phi_s = 0,85$ (article 8.4.3, page 33, CSA- A23.3).

f_y : Limite d'élasticité d'acier.

D) Selon le code BS :

La Figure II.12 présente la courbe contrainte-déformation de calcul à court terme pour les armatures d'acier utilisées en béton armé (Article 2.6.2, page13, BS8110-1 :1997 révisé 2007).

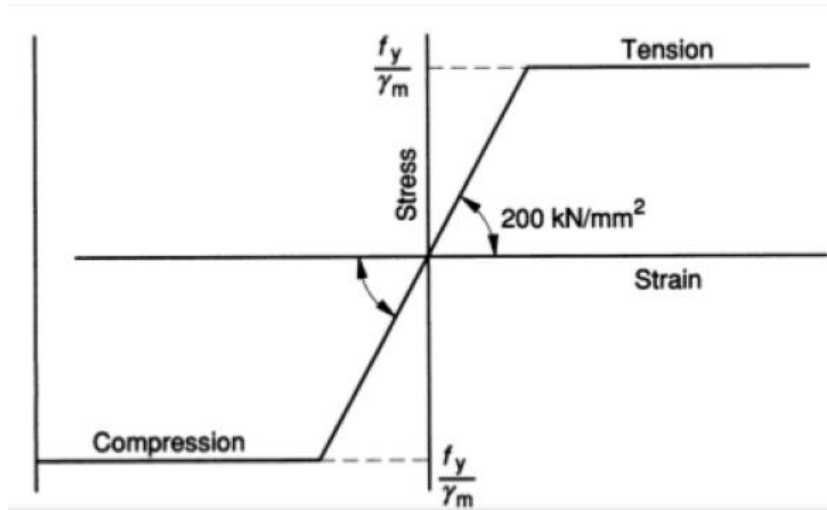


Figure II.12 Courbe contrainte-déformation de calcul à court terme des armatures d'acier selon le BS.

Où :

γ_m : facteur de sécurité partiel pour la résistance des matériaux;

$\gamma_m = 1,15$ pour l'acier ;

f_y : est résistance caractéristique de l'armature en N/mm².

E) Selon le code ACI :

La forme des diagrammes ($\sigma_s - \epsilon_s$) n'est pas précisée dans le code ACI lui-même, le commentaire (article R10.2.4 ; Page 318-129 ACI 318-08) indique que l'on peut admettre un diagramme bilinéaire avec une droite issue de l'origine, de pente E_s et un palier horizontal d'ordonnée f_y .

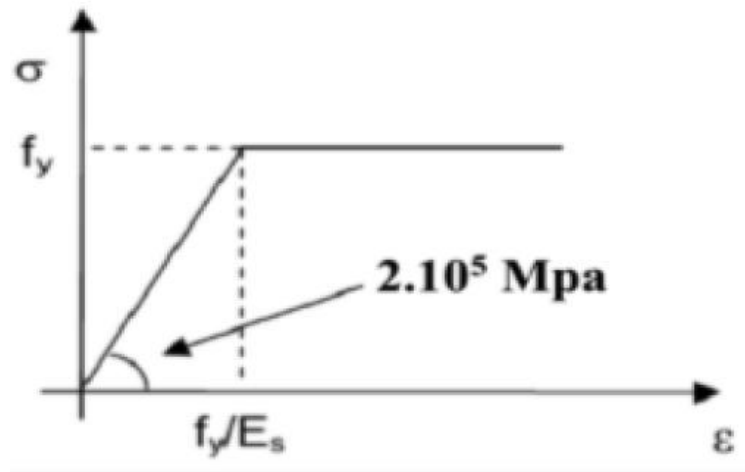


Figure II.13 Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier selon ACI.

II.2.3.4. Module d'élasticité :

Selon l'EUROCODE :

La valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être supposée égale à 200 GPa (2.10^5 MPa). (Article 3.2.7(4), Page 38, EN 1992-1-1 :2004).

Selon le code CBA :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200000 MPa (N/mm²) (ou encore 2000000 bars) (Article A.2.2.1, page 9, CBA93).

Selon le code CSA :

La valeur du module d'élasticité de l'acier d'armature E_s , doit être fixée à 2.10^5 MPa. (Article 8.5.4.1, page 34, CSA- A23.3).

Selon le code BS :

Le module élastique pour l'acier doit être pris comme 200 kN/mm² (2.10^5 MPa). (Article 2.5.4, page12, BS8110-1 :1997 révisé 2007).

Selon le code ACI :

Le module d'élasticité est pris égale à : $E_s = 2.10^5$ MPa = 29000000 psi (Article R10.2.4, page 130, ACI 318M-08), (article R10.2.4, page 318-130, ACI 318-08).

II.2.3.5.Coefficient de Poisson :

Selon l'EUROCODE :

Le code n'indique aucune valeur de Coefficient de Poisson

Selon le code CBA :

Le code n'indique aucune valeur de Coefficient de Poisson.



Chapitre II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON L'ACI, CBA, CSA, BS ET EUROCODE

Selon le code CSA :

Le code n'indique aucune valeur du Coefficient de Poisson.

Selon le code BS :

Le code n'indique aucune valeur de Coefficient de Poisson.

Selon le code ACI :

Le code n'indique aucune valeur de Coefficient de Poisson.

Chapitre III

LES ÉTATS LIMITES





III. LES ETATS LIMITES

III.1 Philosophie d'état limite :

Dans le calcul aux contraintes admissibles, on dimensionne une structure en calculant les contraintes, dans le domaine élastique des matériaux, provoquées par les charges et surcharges maximales prévues et en les comparant avec les contraintes admissibles des matériaux. La contrainte admissible d'un matériau est égale à sa contrainte de rupture divisée par un coefficient de sécurité. Les coefficients de sécurité ont d'abord été déterminés en appliquant la méthode de calcul aux contraintes admissibles à des structures déjà en service et dont le comportement était satisfaisant. Les coefficients de sécurité pour les nouveaux matériaux étaient évalués à partir de ceux retenus pour les matériaux traditionnels, en tenant compte du type de défaillance, de la marge d'erreur dans l'évaluation de la résistance du matériau et de la variation du comportement de celui-ci. Le calcul aux contraintes admissibles a été à la base des codes et des normes de conception durant la plus grande partie du siècle.

III.2 Définition des états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

III.3 Les Différents états limites :

La théorie des états limites considère 2 états limites :

- ❖ État limite ultime (ELU)
- ❖ État limite de service (ELS)

III.3.1 Etats limites ultimes :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Cet état est caractérisé par :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

III.3.1.1 Hypothèses de calcul à l'ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation (sauf lorsque la sollicitation appliquée comporte un bi moment) (hypothèse de Navier)
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.
- Le diagramme contraintes-déformations du béton selon le CBA est celui défini à la figure III.1.

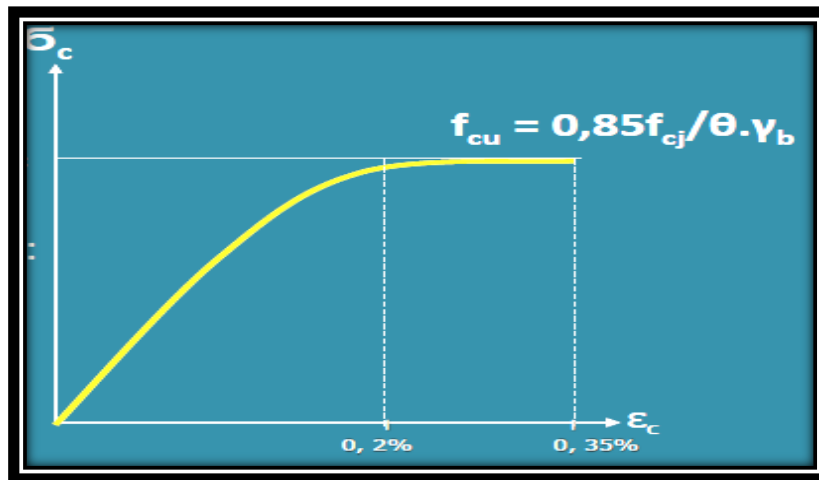


Figure III.1 : Diagramme Contraintes-Déformations du béton

On prend :

Pour : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 0,2\%$ $\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$ (III.1)

Pour : $0,2\% \leq \varepsilon_c \leq 0,35\%$ $\sigma_{bc} = f_{bc}$ (III.2)

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (III.3)$$

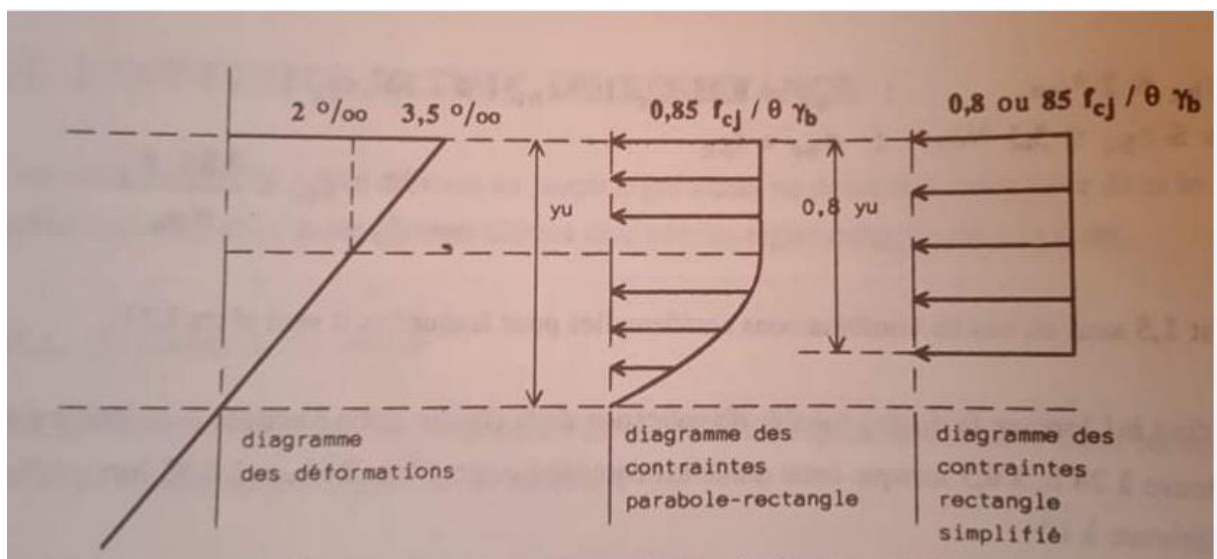


Figure III.2 : Détail des Contraintes de Compression à l'ELU

➤ Le diagramme contraintes- déformations de l'acier selon le CBA est celui défini à la figure III.3.

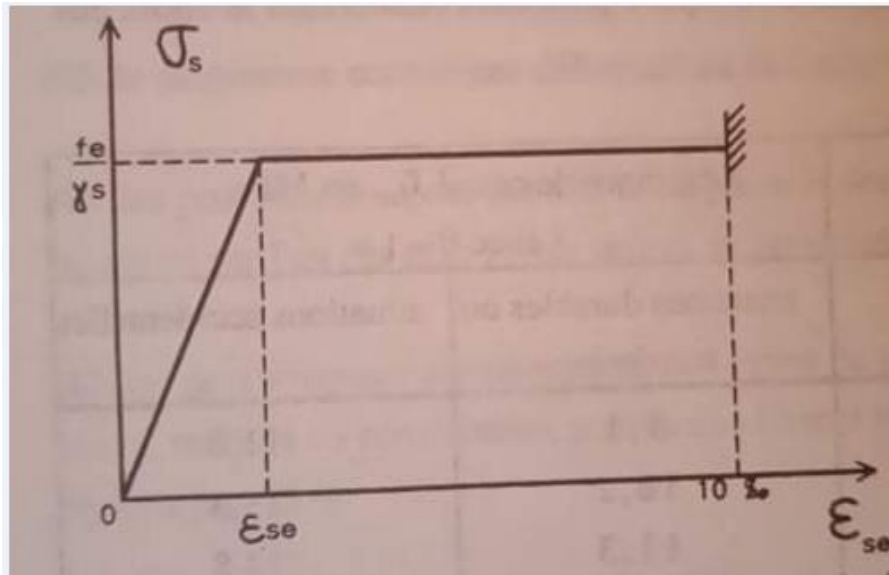


Figure III.3 : Diagramme Contraintes-Déformations de l'acier

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad (\text{III.4})$$

$$\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{III.5})$$

➤ Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots définis à la figure III.4.

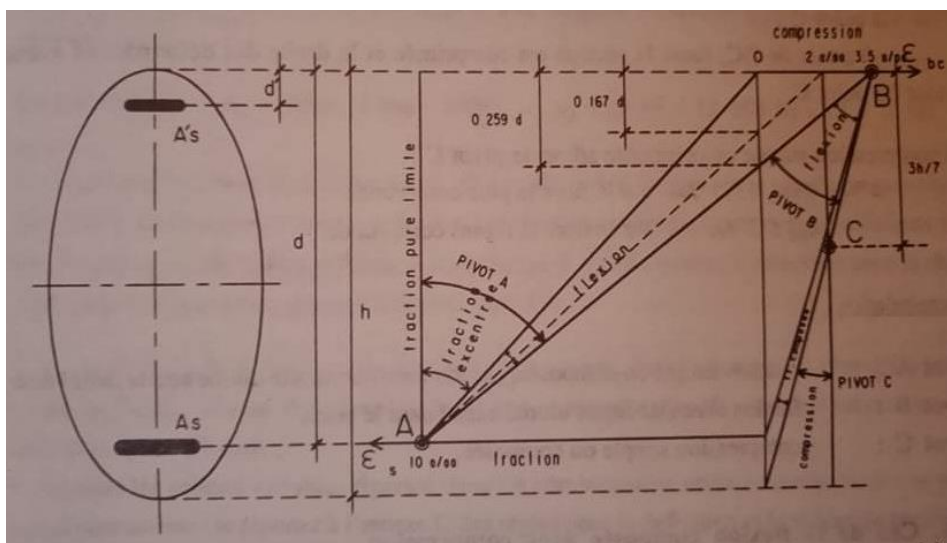


Figure III.4 : Règles des Trois Pivots



III.3.2 Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit d'un état dont les conditions de bon fonctionnement de la structure sont atteintes et la durabilité de la structure est remise en cause. Cet état est caractérisé par :

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures (contraintes admissibles atteintes).
- Etat limite de compression du béton : volontairement la contrainte de compression est limitée à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est à dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

III.3.2.1 Hypothèses de calcul à l'ELS :

- les sections droites restent planes.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- l'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- le béton tendu est négligé ($f_{bt}=0$).
- par convention, le rapport entre les modules d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, appelé coefficient d'équivalence, selon le CBA est pris égal à

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\text{III.6})$$

- on ne déduit pas les aires d'acier de l'aire de béton comprimé; on suppose en outre que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur ainsi commise sur les déformations unitaires ne dépasse pas 15.

III.4 Avantages du calcul aux états limites :

- Les états limites fournissent une liste des points fondamentaux à considérer dans le calcul des structures.

- Le calcul aux états limites assure des conditions uniformes de sécurité et de tenue en service et un emploi économique des matériaux. Il s'applique à de nombreux types de défaillances, de matériaux et de construction.
- Le calcul aux états limites est un outil de base pour le calcul et l'évaluation des structures de génie civil et un moyen d'uniformiser les codes et les normes traitant du calcul des structures.

III.5 Contraintes admissibles selon CBA, l'ACI, EUROCODE, CSA et BS

III.5.1 Contraintes admissibles de béton

A) Selon l'EUROCODE :

A.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

L'Eurocode 2 indique que le raccourcissement relatif du béton est limité à (article 3.1.6 EN 1992.1.1.2004) :

- En flexion à 3,5‰ et en compression à 2‰ pour le béton de $f_{ck} \leq 50$ MPa et que la contrainte ultime de compression de béton est :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{III.7})$$

Où : $\alpha_{cc} = 1$. (Valeur recommandée par le code).

$\gamma_c = 1.5$ pour situations durables ou transitoires.

$\gamma_c = 1.2$ pour situations accidentelles.

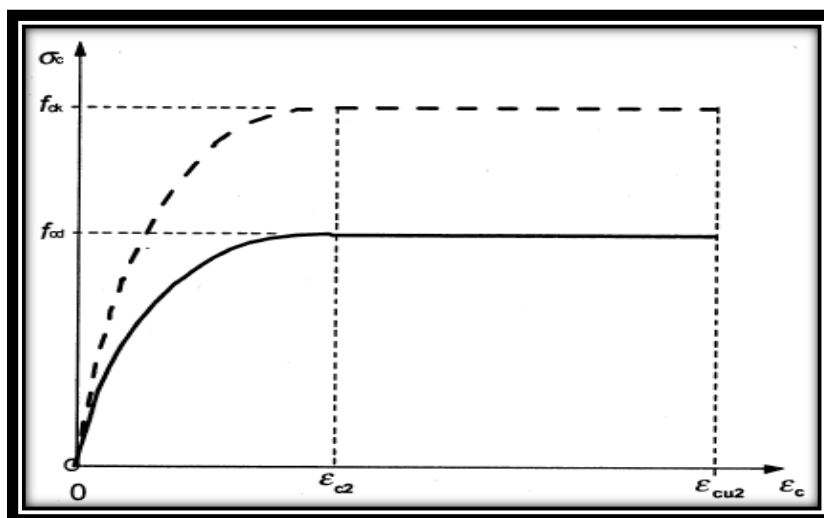


Figure III.5 Diagramme parabolique-rectangle pour le béton comprimé

ε_{c2} et ε_{cu2} sont données au Tableau de l'annexe I.

A.2 Aux états limites de service (ELS) :

Le code n'indique aucune valeur de σ_c mais (article 5.1, Béton Armé Eurocode2 de S. Multon) indique que la compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_c = K_1 f_{ck} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

f_{ck} : est la résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours

$K_1 = 0,6$ (valeur recommandée par le code pour les milieux correspondants aux classes d'exposition XD, XF et XS, voir l'article 4.2 Eurocode2).

B) Selon le code CBA :

a) Compression :

a.1) Aux états limites ultimes (ELU) :

Le diagramme déformations - contraintes du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole-rectangle". Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3,5‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées.

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{III.9})$$

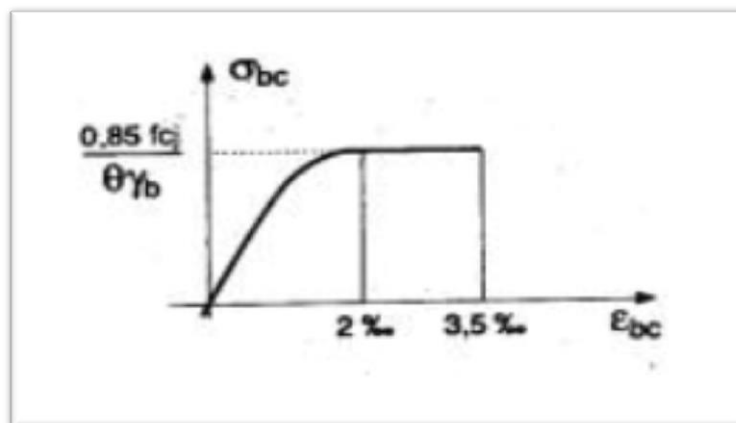


Figure III.6 Diagramme contrainte – déformation de béton à ELU



La contrainte limite ultime est donnée par (Article A.4.3.4.1, page 23, CBA93):

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

θ : Coefficient d'application des actions considérées qui est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions, il vaut:

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0,9$ si cette durée est comprise entre 1 h et 24h.

$\theta = 0,85$ si elle est au plus égale à 1 h.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

a.2 Aux états limites de service (ELS) :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. L'état limite de fissuration et de déformation de service à la compression est donné comme suit (Article A.4.5.2, page 30, CBA93):

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} \quad (\text{III.11})$$

C) Selon le code CSA :

C.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

- Compression :

La résistance pondérée à la compression du béton, utilisée pour la vérification des états limites ultimes, doit être de (article 8.4.2 CSA- A23.3) :

$$\bar{\sigma}_c = \phi_c f'_c \quad (\text{III.12})$$



σ_c : Contrainte admissible de compression, en MPa.

f'_c : Résistance du béton à la compression à 28 jours, en MPa.

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton.

Avec : $\phi_c = 0,65$.

- Traction :

La contrainte admissible du Béton à la traction est :

$$\bar{\sigma}_t = \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (\text{III.13}) \quad (\text{article 8.4.2 CSA-A23.3})$$

$\bar{\sigma}_t$: Contrainte admissible de traction , en MPa.

f'_c : Résistance du béton à la compression à 28 jours, en MPa.

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton ($\phi_c = 0,65$).

C.2 Aux états limites de service (ELS) :

Selon le code CSA-A23.3 les vérifications à faire aux états limites de service se portent uniquement sur les flèches et les ouvertures de fissure que l'on verra aux chapitres suivants. Néanmoins, les contraintes admissibles de béton à l'ELS ne doivent pas dépasser celles données par les équations (III.12) et (III.13).

D) Selon le code BS :

D.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

La contrainte de compression dans le béton à ELU est limitée à (voir figure ci-dessous) (article 3.4.4.1, page 25, BS 8110-1-1997 révisé en 2007) :

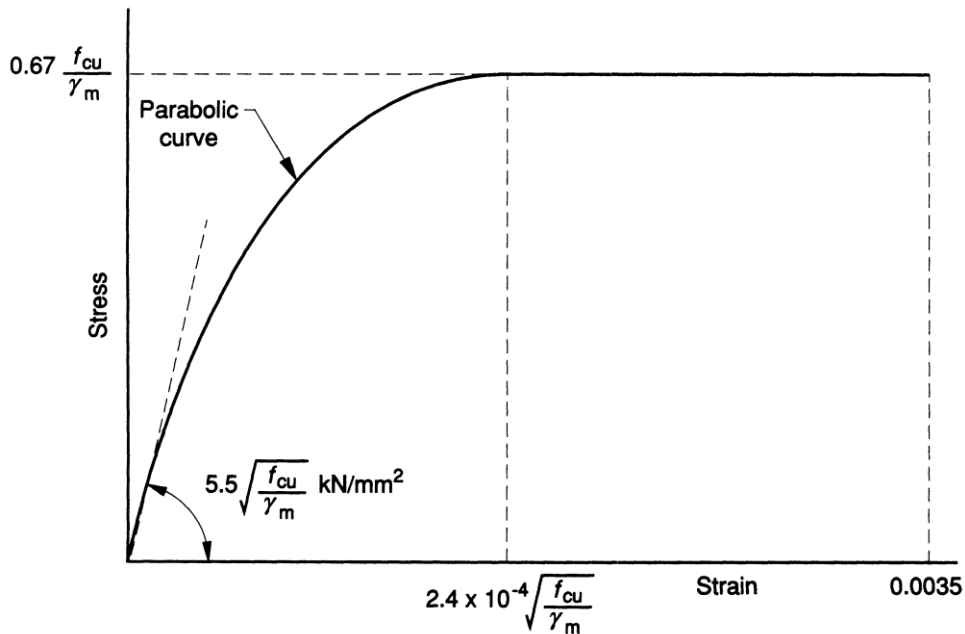


Figure III.7 Courbe de contrainte-déformation de conception à court terme pour le béton de poids normal

$$\sigma_{cc} = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_m} \quad (\text{III.14})$$

Où $\gamma_m = 1,5$

Note : 0.67 tient compte de la relation entre la résistance du cube et la résistance à la flexion dans un élément fléchi. Il s'agit simplement d'un coefficient et non pas un facteur de sécurité partiel.

f_{cu} : est en N/mm^2 .

D.2 Aux états limites de service (ELS)

À l'ELS on limite la flèche et la largeur de fissure. Le code suggère que l'état limite de flèche et de fissuration ne sera pas atteint si les recommandations données sur le rapport de la portée à la hauteur utile et l'espacement des armatures sont respectées (article 3.1.2, page 15, BS 8110-1-1997 révisé en 2007).

E) Selon le code ACI :

La contrainte admissible du béton est égale à (Article 10.2.7, page 318-130, ACI 318-08) :

$$\sigma_c = 0.85 f'_c \quad (\text{III.15})$$

III.5.2 Contraintes admissibles de l'acier :

A) Selon le code EUROCODE :

A.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{III.16})$$

f_{yk} : Limite caractéristique élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires. (Article 3.2.7(2), page 38, EN 1992-1-1 :2004).

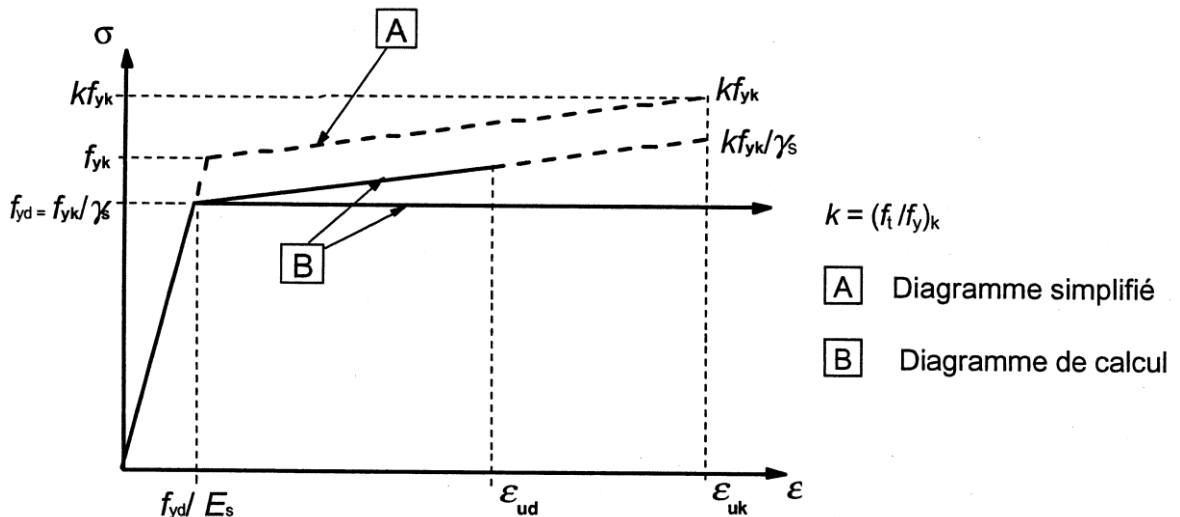


Figure III.8 Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)

A.1 Aux états limites de service (ELS) :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 f_{yk} \quad (\text{III.17})$$

B) Selon le code CBA :

B.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{III.18})$$

f_e : limite élastique de l'acier.

B.2 Aux états limites de service (ELS) :



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

D'après les règles CBA (article A.4.5.3), on distingue trois cas de fissuration :

a-fissuration peu-préjudiciable :

La fissuration est considérée comme peu-préjudiciable, lorsque l'élément à vérifier est situé dans les locaux couverts. Aucune vérification n'est demandée et la contrainte dans les aciers n'est pas limitée.

b-Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs suivantes (article A.4.5.3.3., CBA93)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 (\eta f_{tj})^{1/2} \} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

η : coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$\eta = 1,3$ pour les aciers HA de diamètre $< 6mm$.

$\eta = 1,6$ pour les aciers HA de diamètre $> 6mm$.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses .

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (\text{MPa}) \quad (\text{III.20})$$

c- Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité. La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs suivantes (article A.4.5.3.4., CBA93)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 0,5 f_e ; 90 (\eta f_{tj})^{1/2} \} \quad (\text{III.21})$$

C) Selon le code CSA :

La contrainte de traction admissible de l'acier selon le diagramme de la figure III.9 est comme suit :

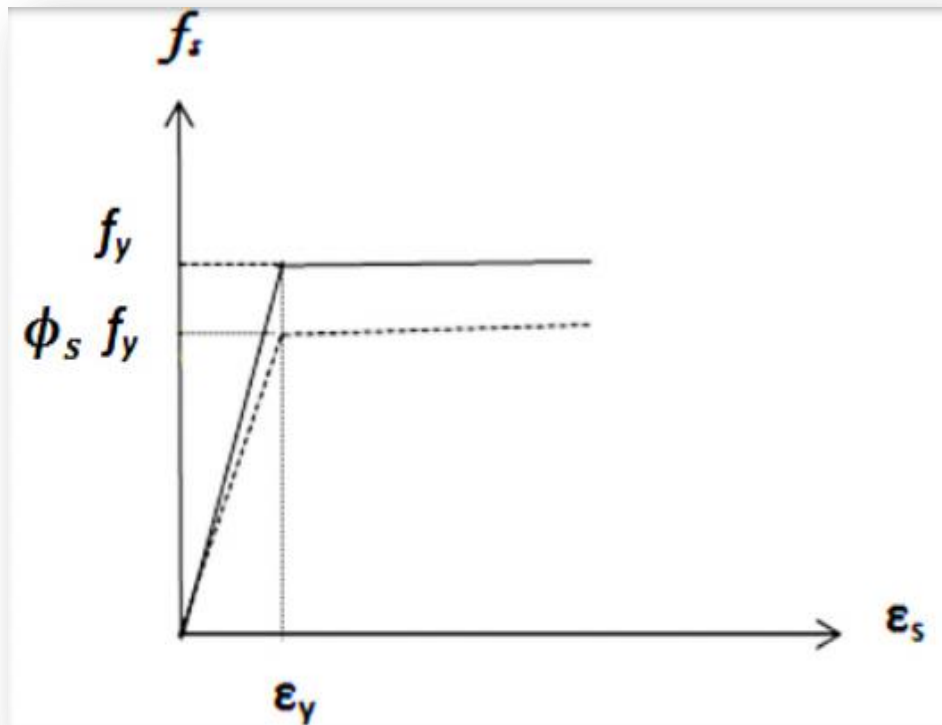


Figure III.9 Diagramme contraintes – déformations d'acier.

$$f_s = \phi_s f_y \quad (\text{III.22})$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{III.23})$$

Où :

ϕ_s : Coefficient de résistance de l'acier $\phi_s = 0.85$

f_s : Contrainte limite calculée dans l'armature sous la charge *d'application*.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

ε_y : Déformation de l'acier correspondant à la limite élastique f_y de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

Pour l'armature dont la limite d'élasticité maximale spécifiée est de 500 MPa, on peut tenir compte des hypothèses suivantes (article 8.5.3.2 CSA-A23.3) :

- pour les déformations, ε_s , inférieures à la déformation élastique, $\frac{f_y}{E_s}$, on suppose un effort de $\phi_s A_s E_s \varepsilon_s$ dans l'armature ; et
- pour les déformations, ε_s , supérieures à la déformation élastique, on suppose un effort de $\phi_s A_s f_y$ dans l'armature.

Note : Les contraintes admissibles de l'acier aux états limites de service sont les mêmes que celles des états limites ultimes. Néanmoins les ouvertures des fissures à l'ELS sont contrôlées en prévoyant un pourcentage d'armature minimale dans la section de béton.



D) Selon le code BS :

D.1 Aux états limites ultimes (ELU) :

La contrainte admissible de l'acier (tendu ou comprimé) est donnée par la figure II.12 précédente.

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\gamma_m} \quad (\text{III.24})$$

Où $\gamma_m = 1,15$ (facteur de sécurité de l'acier)

D.2 Aux états limites de service (ELS) :

À l'ELS on limite la flèche et la largeur de fissure pour qu'elles ne dépassent pas les valeurs admissibles fixées par le code. Cependant, si les recommandations du code sur le rapport de la portée à la hauteur utile et l'espacement des armatures sont respectées, il est inutile de faire le calcul justificatif à l'ELS (article 3.12, BS 8110-1-1997 révisé en 2007 ; article 3.1, BS 8110-2-1985).

E) Selon le code ACI :

Le code n'indique aucune valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ (page 4, TN331_ACI_floor_desing8040509).

III.6 Actions et sollicitations selon le CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

Ce chapitre présente les actions et les sollicitations de calcul des structures en béton armé ainsi les combinaisons d'actions aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) selon les cinq codes.

III.6.1 Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc., permanentes, d'exploitation et climatiques) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, fluage, variation de température, tassement d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur probabilité d'occurrence et leur variation d'intensité dans le temps.

A. Actions permanentes :



Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure, calculé d'après les dimensions prévue aux dessins d'exécution. Le poids volumique du béton armé étant pris égal à 25 KN/m^3
- Les charges des superstructures, des équipements fixes, les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction, etc.

B. Actions variables :

Les actions variables comprennent :

- ✚ Les charges d'exploitation liée à l'exploitation propre de l'ouvrage concerné.
- ✚ Les efforts exercés par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient de manière fréquente.
- ✚ Les charges non permanentes appliquées au cours de la réalisation de l'ouvrage (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux de construction etc...)
- ✚ Les actions naturelles : neige, vent, température climatique.

C. Action accidentelles :

Les actions accidentelles proviennent de phénomène se produisant rarement et avec une faible durée d'application, comme par exemple : les séismes, les chocs de véhicules ou de bateaux, les incendies, les explosions, les cyclones.

III.6.2 Sollicitations de calcul

III.6.2.1 Définition et généralités :

Ce sont les efforts internes provoqués en un point de la structure par les actions qui s'exercent sur elle. Les sollicitations sont exprimées sous forme d'efforts (efforts normal, effort tranchant) et de moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

III.6.2.2 Classification des sollicitations :

✚ Effort normal N :

Une section est dite soumise à une sollicitation normale, si l'ensemble des forces extérieures agissant à droite d'une section (S) se réduit à une force perpendiculaire à (S) et appliquée centre de gravité de la section G.



- L'effort N est dirigé vers la droite s'il s'agit d'un effort de traction et vers la gauche s'il s'agit d'un effort de compression.

Effort tranchant T :

Si l'ensemble des forces extérieures agissant à droite d'une section (S) se réduit à une force parallèle à (S) et appliquée au centre de gravité de la section G, on dit que cette dernière est soumise à un effort tranchant.

Moment fléchissant M_f :

Une section est sollicitée en flexion si l'ensemble des forces extérieures agissant à droite d'une section (S) se réduit à un couple de moment M_f par rapport à (O) et passant par le centre de gravité G.

Moment de torsion M_t :

Une pièce est soumise à un moment de torsion lorsque, au droit d'une section (S), l'ensemble des forces appliquées se réduit à un couple de moment M_t qui fait tourner la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité G.

III.6.3 Combinaisons d'actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

Les trois types de combinaison sont :

-  Combinaisons fondamentales (ELU).
-  Combinaisons accidentelles (ELS).
-  Combinaisons rares (ELU).

III.6.4 Aux états limites ultimes (ELU) :

A) Selon le code EUROCODE :

D'après le chapitre 2 de l'ouvrage de Yannick Sieffert (YANNICK.SIEFFERT "Le Béton armé selon L'Eurocode2", Page 8) et la section 6 (annexe A) de la norme Européenne EN 1990:2002 "Eurocode : Basis of Structural Design", on a :

a- Combinaisons Fondamentales :

$$\Sigma \gamma_{Gj, \text{sup}} \cdot G_{Kj, \text{sup}} + \Sigma \gamma_{Gj, \text{inf}} \cdot G_{Kj, \text{inf}} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \Sigma \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{Ki} \quad (\text{III.25})$$

Avec :

$G_{Kj, \text{sup}}$ et $G_{Kj, \text{inf}}$: actions permanentes d'origines différentes.



Les valeurs de γ_{Gj} et γ_{Qi} sont résumées dans le Tableau III.1.

$\Psi_{0,i}$: Coefficient de réduction donné au Tableau III.2.

Tableau III.1 Valeurs de γ_{Qi} et γ_{Gj}

	Actions permanentes (γ_{Gj})	Actions variables (γ_{Qi})	
		Dominante avec sa valeur caractéristique	Dominante avec sa valeur caractéristique
Effet favorable	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	0	0
Effet défavorable	$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	1,50	1,50

Cas des bâtiments :

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

$$\Sigma 1,35G_{Kj,sup} + \Sigma G_{Kj,inf} + 1,5Q_{K1} \quad (III.26)$$

Lorsque toutes les actions variables sont considérées :

$$\Sigma 1,35G_{Kj,sup} + \Sigma G_{Kj,inf} + 1,5Q_{K1} + \Sigma 1,5\Psi_{0,i} \cdot Q_{ki} \quad (III.27)$$

b- Combinaisons accidentelles ou sismiques :

Ces combinaisons font intervenir les actions accidentelles. Un choc, la neige, le vent et les actions sismiques peuvent être des actions variables ou accidentelles.

Les actions accidentelles sont habituellement de courte durée mais de grandeur significative et dont la probabilité d'occurrence pendant la durée du projet est très faible.

- Pour les situations de projets accidentels :

$$\Sigma G_{K,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (III.28)$$

$\Psi_{1,1} Q_{k1}$: valeur fréquente de l'action variable dominante.

$\Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$: valeur quasi – permanente des actions variables dominantes ou d'accompagnement.

Le choix de $\psi_{1,1}$ et $\psi_{2,1}$ dépend de la situation accidentelle du projet.

- Pour les situations de projets sismiques :



$$\Sigma G_{K,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{III.29})$$

Avec:

A_d : Valeur représentative de l'action accidentelle.

A_{Ed} : Valeur représentative de l'action sismique.

Tableau III.2 Valeurs des coefficients de réduction ψ en fonction des catégories

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Catégorie A : habitation, zones résidentielle	0.7	0.5	0.3
Catégorie B : bureaux	0.7	0.5	0.3
Catégorie C : lieu de réunion	0.7	0.7	0.3
Catégorie D : commerces	0.7	0.7	0.6
Catégorie E : stockage	1.0	0.9	0.8
Catégorie F : zone de trafic, véhicule de poids ≤ 30 KN	0.7	0.7	0.6
Catégorie G : zone de trafic, véhicule entre 30 à 160 KN	0.7	0.5	0.3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charge de neige pour les bâtiments situés > 1000 m	0.7	0.5	0.2
Charge de neige pour les bâtiments situés ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments	0.6	0.2	0
Action de la température (hors incendie) dans les bâtiments	0.6	0.5	0

B) Selon le code CBA :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

a-Combinaisons Fondamentales :

D'après l'article A.3.3.2.1, lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison d'action suivante :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \Sigma 1,3\Psi_{0i}Q_i \quad (\text{III.30})$$

Avec :

- $G_{\max}$: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.
- $G_{\min}$: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} (avec $i > 1$).

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température; les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier; les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation



humaine(et sans action humaine permanente).

Ψ_{0i} : Coefficient intervient dans les combinaisons fondamentales (ELU) et dans les combinaisons rares (ELS).

- **Cas des bâtiments** (article C.2.1, page 172, CBA93):

$$1,35G_{max} + G_{min} + \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \left\{ \begin{array}{l} Q_B \\ W \\ S_n + 1,3 \left\{ \begin{array}{l} 0,77W \\ 0,77S_n \\ \Psi_0 Q_B \\ 0,77W + \Psi_0 Q_B \\ 0,77S_n + \Psi_0 Q_B \\ 0,77W + 0,77S_n \end{array} \right. \end{array} \right. \\ 1,35[T] \end{array} \right. + \{0,8T \quad (III.31)$$

Avec :

Q_B : Charges d'exploitation du bâtiment.

W : Vent.

S_n : Neige.

T : Température.

Ψ_0 : Les valeurs de Ψ_0 relatives aux charges d'exploitation sont définies dans l'annexe d'article C.2.1, CBA93.

- La valeur de Ψ_0 est égale à 0,77 pour tous les locaux à l'exception des archives et des parcs de stationnement pour lesquels sa valeur est de 0,9.

- Les effets de la température ne sont généralement pas pris en compte ; s'ils doivent intervenir en tant qu'action de base, ils sont introduits avec le coefficient 1,35.

b-Combinaisons Accidentelles : (Article A.3.3.2.2, CBA93)

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, la combinaison d'actions à considérer est :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i \quad (III.32)$$

Avec :

- FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

- $\psi_{11} \cdot Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

- $\Psi_{2i} \cdot Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

C) Selon le code CSA : (article 8.3, CSA-A 23.3-94)

a) Les combinaisons de charges qui ne tiennent pas en compte l'action sismique sont données par l'équation suivante :

$$\alpha_D \cdot D + \gamma \cdot \psi(\alpha_L L + \alpha_W W + \alpha_T T) \quad (III.33)$$

b) Les combinaisons de charges, tenant en compte de l'action sismique, sont données par :



$$1.0D + \gamma(1.0E) \quad (\text{III.34})$$

- Et soit : les locaux de stockage et les salles de réunion :

$$1.0D + \gamma(1.0L + 1.0E) \quad (\text{III.35})$$

- Ou pour tous les autres usages :

$$1.0D + \gamma(0.5L + 1.0E) \quad (\text{III.36})$$

Avec :

D : Charges permanentes.

L : Surcharges dues à l'utilisation prévue et l'occupation (y compris les charges verticales dues aux grues, de la neige, la glace et la pluie, la terre et la pression hydrostatique, et les composantes horizontales des forces statiques ou de l'inertie).

W : Surcharges de vent.

E : Charges dues au séisme.

T : Charges dues à la contraction ou la dilatation causée par les changements de température, le retrait, les changements d'humidité, les effets cumulatifs de la température de rétrécissement de fluage et tassement différentiel.

Les facteurs de charge :

Les facteurs de charge, α , doivent être pris égal à :

a) $\alpha_D = 1,25$ sauf, lorsque la charge permanente s'oppose au renversement, le soulèvement, ou l'effet renversé de charge $\alpha_D = 0,85$.

b) $\alpha_L = 1,5$ à l'exception du liquide contenu dans les réservoirs où $\alpha_L = 1,25$ (CSA-A23.3 articles C.1.2.5).

c) $\alpha_W = 1,5$

d) $\alpha_T = 1,25$

Le facteur de combinaison de charges :

Le facteur de combinaison de charges est égal à :

a) $\psi = 1,0$ lorsque l'un des charges, L, W ou T est inclus dans l'équation (III.33)

b) $\psi = 0,7$ lorsque deux des charges, L, W ou T sont inclus dans l'équation (III.33)

c) $\psi = 0,6$ lorsque tous les trois charges, L, W ou T sont inclus dans l'équation (III.33)

L'effet le plus défavorable :

L'effet le plus défavorable doit être déterminé en tenant en compte les charges L, W ou T agissant seul avec $\psi = 1,0$ ou en combinaisons avec 0,7 ou 0,6.

Le facteur d'importance :

Le facteur d'importance, γ , ne doit pas être inférieur à 1,0 pour tous les bâtiments, sauf s'il peut être démontré que l'effondrement n'est pas susceptible de causer des blessures ou d'autres conséquences graves, auquel cas il ne doit pas être inférieur à 0,8.

D) Selon le code BS :

Selon le code BS, les charges qui devraient être utilisées dans la conception des constructions sont les suivantes : (Article 2.4.1, page 8, BS 8110 :1:1997 révisé en 2007 ; MacGinley and Choo, 1990, Reinforced concrete design theory & examples-BS8110, section 13.2, Page 392).

1- Les charges permanentes G_k :



La charge permanente est due au poids des toits, des planchers, des poutres, des murs, des colonnes, des finitions de plancher, des cloisons, des plafonds, etc.

2-Les charges imposées (variables) Q_k :

La charge imposée dépend de l'occupation ou de l'utilisation du bâtiment et comprend les charges réparties, les charges concentrées, l'impact, l'inertie et la neige. Les charges pour tous les types de bâtiments sont données dans le BS6399 : Partie 1 :1996

3- Les charges dues au vent W_k :

La charge de vent sur les bâtiments est estimée conformément au CP3 : Chapitre V : Partie 2.

D'autres charges peuvent intervenir telles que les charges dynamiques, accidentelles, et les charges de terre nominales E_n .

Facteurs de sécurité partiels pour la charge γ_f :

La charge nominale pour un type donné de chargement et d'état limite est obtenue à partir de : $\gamma_f G_k$ ou $\gamma_f Q_k$ ou $\gamma_f W_k$ ou $\gamma_f E_n$

Où :

γ_f : Est le facteur de sécurité partiel approprié. Il est introduit pour tenir compte des augmentations possibles non considérées de la charge, de l'évaluation inexacte des effets de la charge, de la redistribution imprévue des contraintes, de la variation de la précision dimensionnelle et de l'importance de l'état limite considéré. La valeur de γ_f choisie garantit également que les exigences de service peuvent généralement être satisfaites par des règles simples.

Tableau III.3 Combinaison de charges et valeurs de γ_f pour l'état limite ultime

Combinaison de Charges	Type de charge					
	Permanente		Imposée		Pression de la terre et de l'eau	Vent
	Défavorable	Favorable	Défavorable	Favorable		
1. Permanente et imposée (et pression de la terre et de l'eau)	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—
2. Permanente et vent (et pression de la terre et de l'eau)	1.4	1.0	—	—	1.4	1.4
3. Permanente et vent et imposée (et pression de la terre et de l'eau)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Nota : Il est à souligner que les valeurs de γ_f pour les pressions de terres et de l'eau citées dans ce tableau sont celles de l'ancienne version du BS 8110. Pour plus de détails des nouvelles valeurs, voir le BS 8110 :1:1997 révisé en 2007.

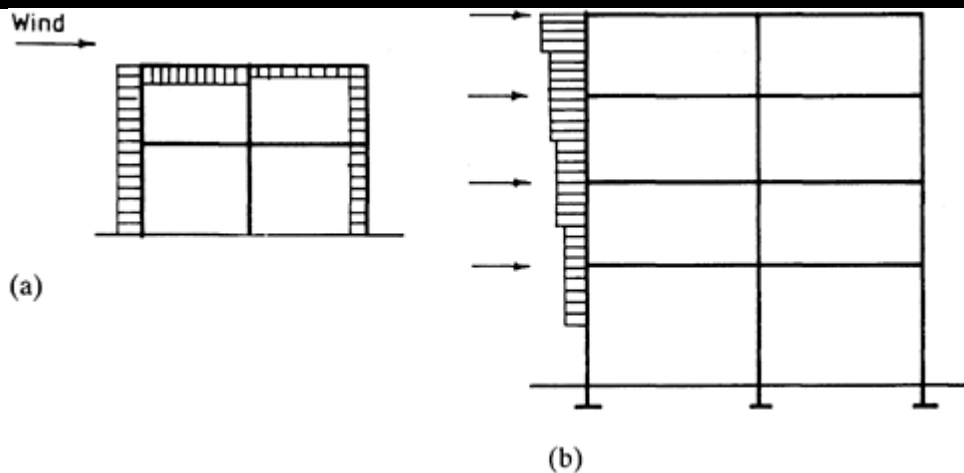


Figure III.10 (a) Charges réparties sur les surfaces ; b) Charges appliquées au niveau des planchers.

a- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k :

1. Toutes les portées sont chargées avec la charge de conception maximale de :

$$1.4G_k + 1.6Q_k \quad (\text{III.37})$$

2. Les portées alternatives sont chargées avec la charge de conception maximale de :

$$1.4G_k + 1.6Q_k \quad (\text{III.38})$$

Et toutes les autres portées sont chargées avec la charge de conception minimale de :

$$1.0G_k \quad (\text{III.39})$$

b- Charge permanente G_k + charge de vent W_k :

1- Si la charge permanente et la charge de vent agissent dans la même direction ou si leurs effets sont additifs, la combinaison de charges est :

$$1.4(G_k + W_k) \quad (\text{III.40})$$

2- Cependant, si les effets sont dans des directions opposées, par exemple le soulèvement par le vent, la combinaison de charge critique est :

$$1.0G_k - 1.4W_k \quad (\text{III.41})$$

c- Charge permanente G_k + charge sismique E_1 :

$$1.4(G_k + E_1) \quad (\text{III.42})$$

d- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge de vent W_k :

La structure doit être chargée avec :

$$1.2(G_k + Q_k + W_k) \quad (\text{III.43})$$

e- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge sismique E_1 :

$$1.2(G_k + Q_k + E_1) \quad (\text{III.44})$$

Avec :



G_k : Est la valeur caractéristique de la charge permanente.

Q_k : Est la valeur caractéristique de la charge imposée.

W_k : Est la valeur caractéristique la charge de vent.

E_I : Est la charge sismique.

Remarque :

- Dans les combinaisons (III.37), (III.38), (III.39), la force horizontale ~~notionnelle~~ fictive doit être appliquée, en prenant au minimum 0,5 % des charges verticales permanentes et imposées pondérées afin de tenir compte des effets des imperfections pratiques structurales (manque de verticalité par exemple) (Design provisions of BS 5950 part-1, article 2.4.2.4, page 14).
- Dans les autres combinaisons, la composante horizontale de la charge de vent pondérée ne doit pas être considérée comme inférieure à 1,0 % de la charge permanente pondérée appliquée horizontalement (Design provisions of BS 5950 part-1, article 2.4.2.3, page 13).

Étant donné que les charges spécifiées provenant des ponts roulants supérieurs comprennent déjà des charges horizontales importantes, il n'est pas nécessaire d'inclure les charges verticales de la grue dans le calcul de la charge minimale par le vent / des forces horizontales théoriques.

Charge accidentelle sur des éléments clés ou protégés :

Lorsqu'une charge accidentelle est requise pour une approche de conception à un élément clé ou protégé, cette charge doit être prise comme 34 kN/m² (Article 12, page 7, BS 6399 : Part 1 : 1996).

E) Selon le code ACI :

D'après l'article C9.2 (Page 318-403, ACI 318-08), il existe les types d'action suivants :

- Charges permanentes (D).
- Charge variable d'exploitation (L).
- Charge de vent (W).
- Séisme (E).
- Pluie (R).
- Neige (S).
- Charge variable d'exploitation de toiture (Lr).
- Poussée des terres (H).
- Pression d'un liquide (F).
- Effet cumulé des déformations imposées (température, retrait, fluage, tassements différentiels des appuis) (T).



La résistance requise U doit être au moins égale aux effets des charges pondérées données par les équations (III.45) à (III. 46). (Article 9.2, Page 115, ACI 318M-08).

-Combinaisons tenant en compte de l'action de la pression d'un liquide et les déformations imposées:

La formule en (US ou SI)	
$U=1,4(D+F)$	(III.45)
$U=1,2(D+F+T) +1,6(L+H)+0,5(S \text{ ou } L_r \text{ ou } R)$	(III.46)

Autres combinaisons :

La formule en (US ou SI) :

$$U = 1,2 D + 1,6 (S \text{ ou } L_R \text{ ou } R) + \gamma_L L \quad (\text{III.47})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (S \text{ ou } L_R \text{ ou } R) + 0,8 W \quad (\text{III.48})$$

$$U = 1,2 D + \beta_W W + 0,5 (S \text{ ou } L_R \text{ ou } R) + \gamma_L L \quad (\text{III.49})$$

$$U = 0,9 D + \beta_W W + 1,6 H \quad (\text{III.50})$$

$$U = 0,9 D + \beta_W W \quad (\text{III.51})$$

$$U = 1,2 D + \alpha_E E + \gamma_L L + 0,2 S \quad (\text{III.52})$$

$$U = 0,9 D + \alpha_E E + 1,6 H \quad (\text{III.53})$$

$$U = 0,9 D + \alpha_E E \quad (\text{III.54})$$

Avec :

$\gamma_L = 1$ dans le cas des parkings, d'une place de rassemblement public et les surfaces où $L > 480 \text{ Kg/m}^2$.

$\gamma_L = 0,5$ dans les autres cas.

$\beta_W = 1,6$ si W est réduit par un facteur de direction, si non $\beta_W = 1,3$.

$\alpha_E = 1,4$ si E est basée sur l'effort sismique de niveau de service, si non $\alpha_E = 1$

III.6.6 Aux états limites de service (ELS) :

A) Selon le code EUROCODE :

Aux états limites de service, il y a trois combinaisons sont à envisager (EN 1990 :2002, articles 1.5.3, 6.5.3) :

- Combinaison caractéristique (pondérée par ψ_0) : les actions variables sont considérées comme constamment présentes, comme les actions permanentes.
- Combinaison fréquente (pondérée par ψ_1) : la probabilité d'avoir les actions variables est considérée comme fréquente pendant la durée de vie du projet.
- Combinaison quasi-permanente (pondérée par ψ_2) : la probabilité d'avoir les actions variables est considérée comme faible pendant la durée de vie du projet. Les effets du poids propre seront alors prépondérants dans cette combinaison par rapport aux effets des actions variables.

**a-Combinaison caractéristique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{III.55})$$

Cas des bâtiments :

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} \quad (\text{III.56})$$

Lorsque toutes les actions variables sont considérées :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{III.57})$$

b-Combinaison fréquente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{III.58})$$

c-Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{III.59})$$

B) Selon le code CBA :

D'après l'article A.3.3.3, CBA93, les sollicitations de calcul à l'ELS résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \cdot Q_i \quad (\text{III.60})$$

Cas du bâtiment (article C.2.2, page 173, CBA93):

$$G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} Q_B \\ W \\ S_n \end{cases} + \begin{cases} 0,77W \\ 0,77S_n \\ \psi_0 Q_B \end{cases} \quad (\text{III.61})$$

Lorsqu'il y a lieu d'introduire la température comme une action de base, elle intervient avec sa valeur nominale.

C) Selon le code CSA : (article 8.3 CSA-A 23.3-94)

La combinaison de charges pour la vérification des exigences de service doit être prise comme :

$$D + \psi (L + Q + T) \quad (\text{III.62})$$

ψ : Le facteur de combinaison des charges (les valeurs de Ψ sont définies au paragraphe précédent III .6.4(C)).

**D) Selon le code BS : (Design provisions of BS 5950 part-1)****a- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k :**

-Toutes les portées sont chargées avec la charge de conception maximale et les portées alternatives sont chargées avec la charge de conception maximale :

$$1.0G_k + 1.0Q_k \quad (\text{III.63})$$

Et toutes les autres portées sont chargées avec la charge de conception minimale :

$$1.0G_k \quad (\text{III.64})$$

b- Charge permanente G_k + charge de vent W_k :

-Si la charge permanente et la charge de vent agissent dans la même direction ou si leurs effets sont additifs, la combinaison de charges est :

$$1.0G_k + 1.0W_k \quad (\text{III.65})$$

- Cependant, si les effets sont dans des directions opposées, par exemple le soulèvement par le vent, la combinaison de charge critique est :

$$G_k - W_k \quad (\text{III.64})$$

c- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge de vent W_k :

La structure doit être chargée avec :

$$1.0G_k + 0.8Q_k + 0.8W_k \quad (\text{III.65})$$

d- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge sismique E_l :

La structure doit être chargée avec :

$$1.0G_k + 0.8Q_k + 0.8E_l \quad (\text{III.66})$$

Remarque :

Généralement, les charges à l'état limite de service devraient prises sans majoration.

Les charges de neige exceptionnelles ne devraient pas être incluses dans la charge imposée lors de la vérification de l'état de service.

Dans le cas d'une combinaison Q_k et W_k , seulement 80% des valeurs totales spécifiées doivent être pris en compte lors de la vérification de l'état de service (article 2.5.1, page 24, Design provisions of BS 5950 part-1).

E) Selon le code ACI :

- Combinaisons tenant en compte de l'action de la pression d'un liquide et les déformations imposées: (RAM Concept H, 2018)

$$U = D + F \quad (\text{III.67})$$

$$U = D + H + F + L + T \quad (\text{III.68})$$

$$U = D + H + F + (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) \quad (\text{III.69})$$

$$U = D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) \quad (\text{III.70})$$

-Combinaisons accidentelles :



$$U = D + H + F + (W \text{ ou } 0.7E) \quad (\text{III.71})$$

$$U = D + H + F + 0.75 (W + 0.7E) + 0.75L + 0.75(S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) \quad (\text{III.72})$$

$$U = 0.6D + W + H \quad (\text{III.73})$$

$$U = 0.6D + 0.7E + H \quad (\text{III.74})$$

III.7 Conclusion :

L'objectif de la conception structurale devrait être fournir une structure capable de remplir la fonction prévue et de maintenir les charges spécifiées pour sa durée de vie prévue en tenant dûment compte de l'économie.

Des facteurs partiels appropriés devraient être appliqués pour fournir des degrés de fiabilité adéquats pour les états limites ultimes et les états limites de fonctionnement.

Chapitre IV

RÉSISTANCE D'ÉLÉMENTS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL



IV. RÉSISTANCE D'ÉLÉMENTS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

Ce chapitre étudie la résistance des éléments en béton armé au cisaillement dû à l'effort tranchant et aux charges axiales de compression ou de traction selon les cinq codes à savoir le code Américain ACI, le code Algérien CBA, le code Canadien CSA, le code Britannique BS et les normes Européennes EUROCODE 2.

IV.1 Résistances des sections à la traction :

IV.1.1 Définition:

Une pièce est en traction simple si l'ensemble des forces extérieures qui s'appliquent à gauche de la section se réduit à une force normale de traction appliquée au centre de gravité de la section..

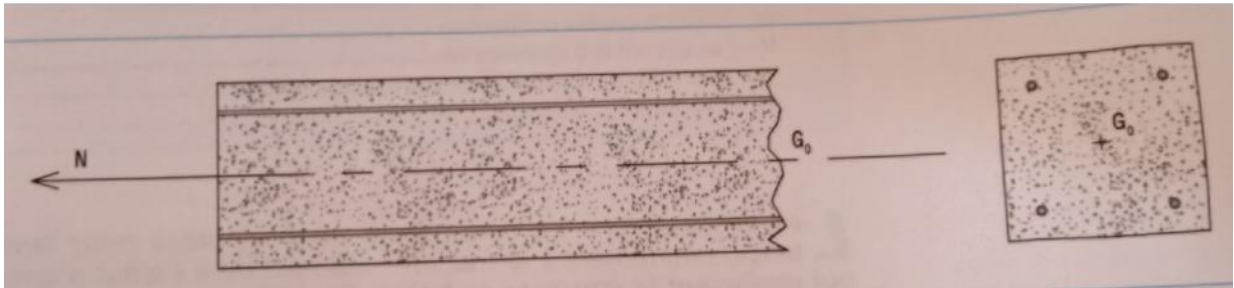


Figure IV.1 : Pièce soumise à une traction simple

La section de ces pièces est entièrement et uniformément tendue. Le centre de gravité de la section du béton est confondu avec celui des armatures.

IV.1.2 Calcul réglementaire selon le code EUROCODE 2 :

IV.1.2.1 Hypothèses de calcul :

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

IV.1.2.2 Contraintes admissibles de l'acier à la traction des armatures :

A- L'état limite ultime (ELU) : (S. Multon (2012) béton armé -Eurocode 2, page38) .

Résistance de l'acier en traction :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (IV.1)$$

Avec :



f_{yd} : Contrainte limite de traction de l'acier.

f_{yk} : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires.

B- L'état limite de service (ELS) : (S. Multon (2012) béton armé -Eurocode 2, page 39)

Pour éviter une ouverture de fissures excessive, on limite la contrainte de traction sous la combinaison caractéristique des charges dans les aciers $\bar{\sigma}_{st}$ à :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8f_{yk} \quad (\text{IV.2})$$

IV.1.2.3 Principe de dimensionnement : (S. Multon (2012) béton armé -Eurocode 2 page (39-40))

$$N = A \cdot \sigma \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

N : Effort normal de traction,

A : Section d'aciers,

σ : Contraintes limites de calcul.

IV.1.2.3.1 Calcul à l'ELU et l'ELS : (S. Multon (2012) béton armé Eurocode 2 page 40)

A-Etat limite ultime :

$$N_{Ed} = 1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{IV.4})$$

Condition d'équilibre statique :

$$N_{Ed} = A_u F_{yd} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

N_{Ed} : Effort normal de traction à l'ELU.

A_u : Section d'aciers à l'ELU.

F_{yd} : Contrainte limite de calcul à l'ELU.

B-Etat limite de service :

$$N_{ser} = G + Q \quad (\text{IV.6})$$

Condition d'équilibre statique :

$$N_{ser} = A_{ser} \cdot \sigma_{st} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal de traction à l'ELS.

A_{ser} : Sections d'aciers à l'ELS.

σ_{st} : Contrainte limite de calcul à l'ELS.



La section d'armatures du tirant est : $A = \sup (A_u ; A_{ser})$ (IV.8)

IV.1.2.4 Maîtrise de la fissuration : (S. Multon (2012) béton armé -Eurocode 2 page 40-41)

a) Maîtrise de la fissuration non requise :

Limitation de la section du béton vis-à-vis de la section d'acier :

$$A_{smin} \cdot f_{yk} > A_c \cdot f_{ctm} \quad (IV.9)$$

Avec :

A_{smin} : Section des aciers tendus.

f_{yk} : Limite d'élasticité de l'acier.

A_c : Section de béton tendu.

f_{ctm} : Résistance caractéristique du béton à la traction.

$$A_{s,min} = \begin{cases} A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} & \text{si } h \leq 30 \text{ cm} \\ 0,65 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} & \text{si } h \geq 80 \text{ cm} \end{cases} \quad (IV.10)$$

Les valeurs intermédiaires ($30\text{cm} < h < 80\text{cm}$) peuvent être obtenues par interpolation.

IV.1.2.5 Armatures transversales :(S. Multon (2012) béton armé -Eurocode 2 page 41)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} \quad \text{et } \phi_t \geq 6\text{mm} \quad (IV.11)$$

Écartement : $S_t < La$ plus petite dimension de la pièce.

IV.1.3 Calcul réglementaire selon le code CBA 93 :

IV.1.3.1 Détermination des armatures :

A. Condition de non fragilité (Article A.4.2 ,1 CBA93) :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton ne doit pas entraîner le dépassement de la limite d'élasticité dans l'acier.

Cette condition se traduit par : $A f_e \geq B f_{t28}$ (IV.12)

Avec :

A : Aire totale des armatures.

B : Aire de la section droite de béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jour.

B. Dimensionnement des armatures :

Le béton tendu étant négligé, l'effort de traction doit être intégralement équilibré par les armatures. La section d'armatures à prévoir est :



- En cas de fissuration peu nuisible, celle qui résulte du calcul à l'état limite ultime.
- En cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, celle qui résulte du calcul à l'état limite de service sauf si, la fissuration n'étant que préjudiciable, l'armature est constituée par des rond lisse Fe E22 ou Fe E24 ou par des barres HA Fe E40 en acier naturel, auquel cas la section d'armatures à prévoir est celle qui résulte du calcul à l'état limite ultime.

B.1 Calcul à l'état limite ultime (ELU) (article A.4.3 ,2 CBA93) :

L'effort normal de traction, à l'état limite ultime, est de la forme suivante :

$$N_u = \sum \gamma_i N_i \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

γ_i : Coefficients de pondération des charges.

La droite des déformations étant la verticale du pivot A (voir la figure IV.2), les armatures subissent uniformément un allongement $\varepsilon_s = 10\text{‰}$, auquel correspond à une contrainte σ_{s10} quel'on peut lire sur les diagrammes de calcul de l'acier utilisé.

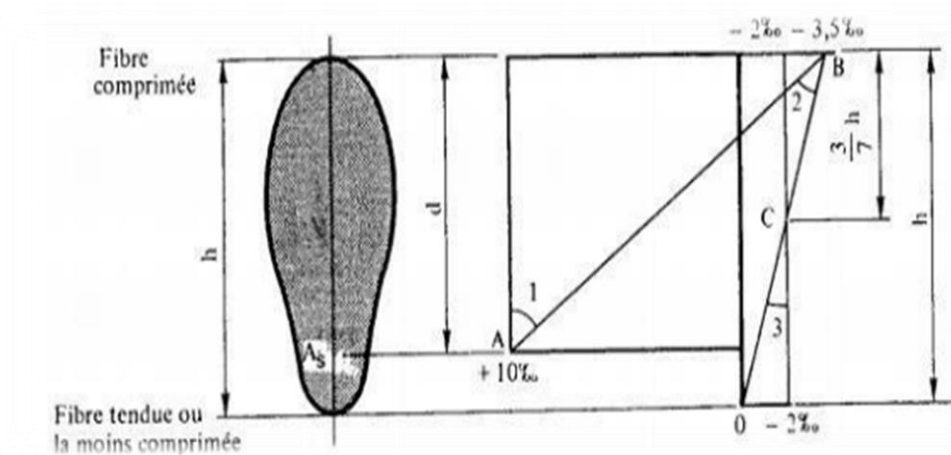


Figure IV.2 Diagramme des déformations limites des sections.

La section totale d'armatures doit satisfaire l'égalité :

$$A_u = N_u / \bar{\sigma}_s \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité d'acier.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier à la traction $\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$ (IV. 15)

N_u : L'effort normal de traction, à l'état limite ultime.

B.2 Calcul à l'état limite de service (ELS) (article A.4.5.3.1 CBA93) :

Le classement des éléments selon le danger présenté par leur fissuration est comme suit :

-  Fissuration peu nuisible.
-  Fissuration préjudiciable.
-  Fissuration très préjudiciable.



B.2.1 Contraintes maximales de traction des armatures :

a) Fissuration peu nuisible : pas d'autre limite que celle imposée par l'état limite ultime de résistance.

b) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : les contraintes admissibles de traction de armatures d'acier à l'ELS sont déterminées par le tableau (IV.1) et les équations ci-dessous :

- Fissuration très préjudiciable : (Article A.4.5.3.3 CBA 93)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{0,5f_e ; 90 (\eta f_{tj})^{1/2}\} \quad (\text{IV.16})$$

- Fissuration préjudiciable : (Article A.4.5.3.2)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{2/3 f_e ; 110 (\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}}\right\} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

f_{tj} : La résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

f_e : Limite d'élasticité d'acier.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour acier doux.

$\eta = 1,6$ pour acier à haute adhérence.

Tableau IV.1 Contraintes de traction admissible de l'acier à l'ELS en MPa

Résistance de béton (MPa)		FeE215		FeE235		FeE400		FeE500 D ≥ 6mm		FeE500 D < 6mm	
		$\eta = 1$		$\eta = 1$		$\eta = 1,6$		$\eta = 1,6$		$\eta = 1,3$	
f_{c28}	f_{t28}	FP	FTP	FP	FTP	FP	FTP	FP	FTP	FP	FTP
16	1.56	137	110	137	110	200	160	250	200	250	200
18	1.68	143	114	143	114	200	160	250	200	250	200
20	1.80	143	115	148	118	200	160	250	200	250	200
25	2.10	143	115	157	125	202	161	250	200	250	200
30	2.40	143	115	157	125	216	172	250	200	250	200
40	3.00	143	115	157	125	241	193	250	200	250	200
50	3.60	143	115	157	125	264	211	264	211	250	200
60	4.20	143	115	157	125	267	213	285	228	257	206

FP : Fissuration préjudiciable.

FTP : Fissuration très préjudiciable.

B.2.2 Section d'armatures :

L'effort normal de traction, à l'état limite de service, est de la forme suivante :

$$N_{ser} = \Sigma N_i \quad (\text{IV.18})$$



Dans le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures doit satisfaire l'inégalité :

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} \quad (IV.20)$$

$\bar{\sigma}_{st}$ Étant déterminée par le tableau (IV-1) ou les équations (IV-16) et (IV-17). La section d'armatures à retenir est donc, finalement :

$$A = \text{Max} (A_u, A_{ser}) \quad (IV.21)$$

L'état-limite déterminera la section des armatures si $A \geq A_{ser}$

$$\frac{N_u}{\sigma_{st}} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} \quad (IV.22)$$

La simplicité de ce résultat permet évidemment d'effectuer une vérification « au coup-par-coup ». On peut également se livrer à une étude systématique de la condition qui conduit, pour le cas général où l'on aura, aux conclusions du tableau IV.2 ci-après.

$$1,35 \leq \frac{N_u}{N_{ser}} \leq 1,5 \quad (IV.23)$$

Tableau IV.2 Contraintes maximale de traction dans les deux cas de fissures

Fissuration	Acier	Etat limite déterminant
Peu nuisible	Tous	Etat limite ultime
Préjudiciable	Ronds lisses FeE22	Etat limite ultime
	Barres HA FeE40 acier naturel et Fils tréfilés HA FeTE40 D>6mm	Si $\frac{N_u}{N_{ser}} > 1,45$: état limite ultime Si $\frac{N_u}{N_{ser}} < 1,45$: état limite de service
Très préjudiciable	Tous	Etat limite de service

B.3 Armatures transversales :

Elles n'ont aucun rôle dans la résistance à la traction. Leur diamètre est calculé comme suit:

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot \phi_l \quad (IV.24) \quad \text{avec : } \phi_{tmin} = 6 \text{ mm}$$

Espacement :

$$e_{sp} \leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) \quad (IV.25)$$

Avec :

a : la plus petite dimension de la section du béton.

IV.1.4 Calcul réglementaire de la traction simple selon le code CSA

Nous considérons dans cette partie le cas des tirants, qui sont des pièces en béton armé, soumises à des charges de traction centrées.

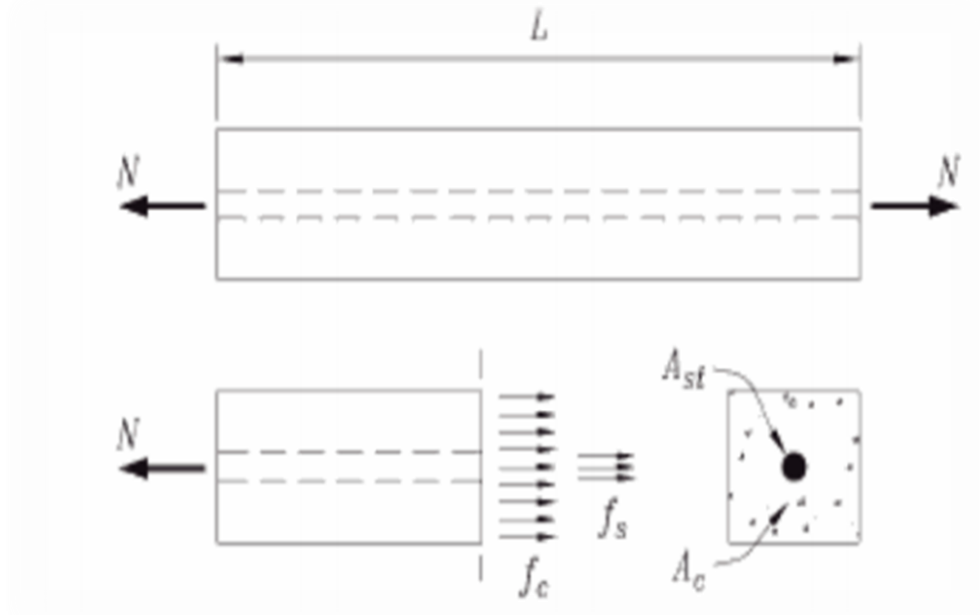


Figure IV.3 Résultante des contraintes dans le béton et dans l'acier

IV.1.4.1 Condition de non fragilité

Une redistribution des forces internes se produit à la fissuration d'une section et les forces de traction dans le béton sont transférées à l'armature. La plastification de l'armature suivra la formation de la première fissure si la quantité d'armature présente dans la section est insuffisante pour reprendre la force de traction, rendant impossible le contrôle de la fissuration. Il s'ensuit que dans tous les cas où des forces de traction risquent de se produire, soit par application de forces externes, soit par mouvements empêchés, il faudra prévoir une section minimum d'armature capable de reprendre au moins les forces de traction causant la fissuration. L'armature minimum est donc :

$$A_{s,min} \cdot f_y = A_c \cdot f_{ct} \quad (IV.26)$$

Soit

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct}}{f_y} \cdot A_c \quad (IV.27)$$

Le taux d'armature minimum égal :

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_c} = \frac{f_{ct}}{f_y} \quad (IV.28)$$

Avec

f_{ct} : Résistance en traction du béton à l'âge de j jour.

f_y : Aire délimitée par la périphérie de la section de béton, y compris l'aire des perforations.

**IV.1.4.2 Armatures minimales au niveau de sa jonction avec consoles :**

Le rapport A_{st}/bd calculé à la face de l'appui, ne doit pas être inférieur à 0,04 (f_c'/f_y) [Article 11.6.6, CSA A23.3]

$$\frac{A_{st}}{b.d} > 0,04 \frac{f_c'}{f_y} \quad (\text{IV.29})$$

Avec :

b : Largeur de la pièce

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de l'armature longitudinale tendue de la console.

A_{st} : Aire de l'armature dans le tirant.

f_c' : Résistance à la compression spécifiée du béton.

f_y : Limite d'élasticité spécifiée de l'armature.

IV.1.4.3 Dimensionnement des tirants :**A- Résistance des tirants (article 11.4.3.1 de code CSA A23.3)**

L'aire de l'armature dans un tirant tendu, A_{st} , doit être suffisamment grande pour assurer que l'effort de traction calculé dans le tirant n'excède pas $\phi_s f_y A_{st}$:

$$N_f \leq \phi_s f_y A_{st} \quad (\text{IV.30})$$

Avec :

ϕ_s : Coefficient de résistance des barres d'armature non précontraintes ($\phi_s = 0,85$)

N_f : Effort de traction pondéré (ELU) .

IV.1.4.4 Dimensionnement des zones de nœuds : (article 11.4.4 de code CSA A23.3)**A- Limites de contraintes dans les zones de nœuds**

À moins d'un confinement spécial en place, la contrainte de compression calculée dans les zones de nœuds ne doit pas excéder les valeurs suivantes :

- a) $0,85 \phi_c f_c'$ pour les zones délimitées par des bielles et des surfaces d'appui ;
- b) $0,75 \phi_c f_c'$ pour les zones assurant l'ancrage d'un tirant dans une seule direction ;
- c) $0,65 \phi_c f_c'$ pour les zones assurant l'ancrage de tirants dans plus d'une direction.

Avec :

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton ($\phi_c = 0,65$)

B- Limites de contraintes respectées dans les zones de nœuds :

On considère que les limites de contraintes dans les zones de nœuds sont respectées si :



- a) La contrainte d'appui dans les zones de nœuds provoquée par les charges concentrées ou les réactions n'excède pas les limites de contrainte données au paragraphe précédent (IV.1.4.4.A)
- b) L'armature du tirant est répartie uniformément sur une aire efficace de béton au moins égale à l'effort dans le tirant divisé par les limites de contrainte données au paragraphe précédent (IV.1.4.4.A)

IV.1.5 Calcul réglementaire de la traction simple selon le code BS:

IV.1.5.1 Pourcentage minimal d'armatures : (article 3.12.5.3, BS 8110 part 1, page 85-86) :

$$f_y = 250 \text{ N/mm}^2 \quad \frac{100A_s}{A_c} = 0,8 \quad (\text{IV.40})$$

$$f_y = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \frac{100A_s}{A_c} = 0,45 \quad (\text{IV.41})$$

A_s : Aire de la section d'armature longitudinale de traction

A_c : L'aire totale de la section du béton

Le diamètre de barre longitudinale ne doit pas être inférieur à 12 mm (article 3.12.5.3, page 85, BS 8110 part 1).

IV.1.5.2 Pourcentage maximal d'armatures longitudinales :

Il ne doit pas dépasser le montant suivant, calculé en pourcentage de la superficie de la section brute de béton.

- Poteaux coulés verticalement : 6%.
- Poteaux coulés horizontalement : 8%
- Zones de recouvrement dans des poteaux coulés verticalement ou horizontalement : 10%.

Longueur d'ancrage et de recouvrement en Traction :

$$L = L_A \times \Phi \quad (\text{IV.42})$$

Φ = est le diamètre de la barre (plus petite)

L_A = est obtenu à partir du Tableau 3.27 du code BS8110 et dépend de la classe du béton et le type d'armature

IV.1.5.3 Contrainte d'aciers en traction :

$$f_{st} = E \varepsilon_{st} \leq 0,87 f_y \quad (\text{IV.43})$$

Valeur pour la contrainte d'adhérence d'ancrage ultime conception.

$$f_{bu} = \beta \sqrt{f_{cu}} \quad (\text{IV.44})$$

f_{bu} : est la contrainte d'adhérence d'ancrage ultime de calcul.

f_{cu} : Résistance à la compression du béton.

β : est coefficient dépendant de type de barre.

$$\beta = 0.82 \quad \text{Barres lisses}$$

$$\beta = 0.50 \quad \text{Barres déformées de type 2}$$

**IV.1.5.4 Résistance de l'acier en traction :**

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{ms}} \quad (\text{IV.45})$$

γ_{ms} : Facteur de sécurité partiel pour la résistance des matériaux
 $\gamma_{ms}=1,15$ pour l'acier

IV.1.5.5 Section d'armatures longitudinales :

$$f_{yd} A_s \geq N_d \quad (\text{IV.46})$$

N_d : Effort normal de traction pondéré
 A_s : Aire de la section d'armature longitudinale tendue.

IV.1.6 Calcul réglementaire selon le code ACI 318-08 :**IV.1.6.1 Condition de non fragilité :**

$$p_u \leq 0.3 A_g f'_c \quad (\text{IV.47})$$

et $f'_c \leq 69 \text{ MPa ou } 10000 \text{ psi}$

Avec :

A_g : Surface brute de la section de béton pour une section creuse, A_g est la surface du béton uniquement et n'inclut pas la surface des vides.

p_u : Force axiale pondérée, à prendre comme positif pour la compression et négatif pour la traction.

f'_c : Résistance à la compression spécifiée du béton.

IV.1.6.2 Diamètre minimum et maximum de l'armature: (Design Parameters for Longitudinal Bars Beams ACI 318-08)

Les barres longitudinales doivent avoir un diamètre minimal de 0,042 fois l'espacement entre les étriers, mais pas moins de 9 mm (3/8 pouce).

Les diamètres maximum des armatures à utiliser dans les différents emplacements sont définis par l'utilisateur.

Les crochets standard pour les étriers et les traverses sont limités à la barre numéro #8 ou $d_b = 25 \text{ mm}$.

Et le crochet à 90 degrés avec extension $6d_b$ est en outre limité à la barre numéro #5, ou $d_b = 16 \text{ mm}$.

Pour le ferrailage primaire, la taille des barres n'est pas limitée.

Avec :

d_b : Diamètre de la barre transversale

IV.1.6.3 Distance minimale entre les barres : (Design parameters for Longitudinal Bars Beams ACI 318-08) :

L'espace libre minimum entre les barres parallèles dans une couche, $S_{cl,min}$, est donné par :

$$S_{cl,min} \geq \max [d_b, 25\text{mm}] \text{ en (SI)} \quad (\text{IV.48})$$

$$S_{cl,min} \geq \max [d_b, 1\text{in}] \text{ en (US)} \quad (\text{IV.49})$$



Lorsque des armatures parallèles sont placées sur deux ou plusieurs couches, les barres des couches supérieures doivent être placées directement au-dessus des barres de la couche inférieure, avec une distance nette entre les couches d'au moins 25mm.

IV.1.6.4 Espacement maximal des barres de traction : (Article 10.6.4 Design Paramètres for Longitudinal Bars Beams ACI 318-08)

L'espacement du ferrailage le plus proche de la face tendue, S est donné par :

$$S \leq \max \left[380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c; 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right] \text{ en (SI)} \quad (\text{IV.50})$$

$$S \leq \max \left[15 \left(\frac{40000}{f_s} \right) - 2,5C_c; 12 \left(\frac{40000}{f_s} \right) \right] \text{ en (US)} \quad (\text{IV.51})$$

Où :

C_c : la plus petite distance entre la surface du ferrailage et la face tendue.

f_s : Contrainte calculée dans l'armature à la charge de service; doit être calculée en fonction du moment non factorisé il est permis de prendre f_s égale à $2/3f_y$ (IV.52)

IV.1.6.5 Section minimale des armatures : (Articles 10.5.1, 10.5.2, ACI 318-08, ACI 318 M-08)

La section minimale de l'armature en traction longitudinale, $A_{s,min}$, est donnée par :

-Pour les Barre de traction minimale des poutres :

$$A_{s,min} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w d) \geq \frac{200}{f_y} (b_w d) \quad \text{en (US)} \quad (\text{IV.53})$$

$$A_{s,min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w d) \geq \frac{1,4}{f_y} (b_w d) \quad \text{en (SI)} \quad (\text{IV.54})$$

-Pour des éléments statiquement déterminés avec une table en traction :

$$A_{s,min} = \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (bd) \geq \frac{200}{f_y} (bd) \quad \text{en(US)} \quad (\text{IV.55})$$

$$A_{s,min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (bd) \geq \frac{1,4}{f_y} (bd) \quad \text{en(SI)} \quad (\text{IV.56})$$

Où :

$$b = \min \{ 2b_w ; \text{largeur de la table} \} \text{ [in, mm]} \quad (\text{IV.57})$$

Avec :

f'_c : Résistance à la compression spécifiée du béton.

f_y : Limite d'élasticité spécifiée du ferrailage.

b_w : Largeur de l'âme de la section pour des éléments statiquement déterminés avec une table en traction. [mm]

IV.1.6.6 Section maximale des armatures : (Article 10.3.5 Design Paramètres for Longitudinal Bars Beams ACI 318-08)

La déformation en traction dans la couche extrême d'acier en traction longitudinale, ε_t ne doit pas être inférieure à 0,004 :



$$\varepsilon_t \geq 0,004 \quad (\text{IV.58})$$

$$A_{s,max} \leq 0,36 \cdot (f'_c/f_y) \cdot \beta_1 \cdot b_w \cdot d \quad (\text{IV.59})$$

Avec :

β_1 : Coefficient de détermination de contrainte.

d : Profondeur utile à partir du sommet d'une poutre en béton armé au centre de gravité de l'acier.

Les valeurs de β_1 sont indiquées dans le tableau ci-dessous : (Article 10.2.7.3 ACI 318-08)

Tableau IV.3 valeurs de β_1 en fonction de f'_c et f_y

	$f'_c = 3000 \text{ psi}$	$f'_c = 3500 \text{ psi}$	$f'_c = 4000 \text{ psi}$	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	$f'_c = 6000 \text{ psi}$
f_y	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.80$	$\beta_1 = 0.75$
40,000 psi	0.0203	0.0237	0.0271	0.0319	0.0359
50,000 psi	0.0163	0.0190	0.0217	0.0255	0.0287
60,000 psi	0.0135	0.0158	0.0181	0.0213	0.0239

	$f'_c = 20 \text{ MPa}$	$f'_c = 25 \text{ MPa}$	$f'_c = 30 \text{ MPa}$	$f'_c = 35 \text{ MPa}$	$f'_c = 40 \text{ MPa}$
f_y	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.81$	$\beta_1 = 0.77$
300 MPa	0.0181	0.0226	0.0271	0.0301	0.0327
350 MPa	0.0155	0.0194	0.0232	0.0258	0.0281
400 MPa	0.0135	0.0169	0.0203	0.0226	0.0245
500 MPa	0.0108	0.0135	0.0163	0.0181	0.0196

IV.1.6.7 Section des armatures à l'état limite ultime :

$$Nu \leq \phi A_s f_y \quad \rightarrow \quad A_s \geq \frac{Nu}{\phi f_y} \quad (\text{IV.60})$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue.

ϕ : facteur de réduction de résistance.

$\phi = 0,9$ pour le cas des sections soumises à la traction simple.

Nu : Effort normal ultime de traction.

$$Nu = 1,2 G + 1,6 Q \quad (\text{IV.61})$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation (variable).

**IV.1.6.8 Longueur d'ancrage (développement) en traction:** (Article 12.2.2 ACI 318-08, ACI 318M-08)

Avec l'espacement et le recouvrement appropriés entre les barres, les équations courantes de la longueur de développement sont les suivantes:

En unités américaines on a:

$$\text{Barre N}^{\circ} 19 \text{ et petite barre : } l_d = \left[\max \frac{d_b f_y \Psi_t \Psi_e}{25 \lambda \sqrt{f_c'}} ; 12 po \right] \quad (\text{IV.62})$$

$$\text{Barre N}^{\circ} 22 \text{ et plus grande barre: } l_d = \left[\max \frac{d_b f_y \Psi_t \Psi_e}{20 \lambda \sqrt{f_c'}} ; 12 po \right] \quad (\text{IV.63})$$

En unités internationales on a :

$$\text{Barre N}^{\circ} 19 \text{ et petite barre : } l_d = \left[\max \frac{d_b f_y \Psi_t \Psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f_c'}} ; 300 mm \right] \quad (\text{IV.64})$$

$$\text{Barre N}^{\circ} 22 \text{ et plus grande barre: } l_d = \left[\max \frac{d_b f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f_c'}} ; 300 mm \right] \quad (\text{IV.65})$$

Avec :

d_b : diamètre d'une barre d'armature

f_c' : résistance à la compression du béton.

f_y : limite élastique de l'acier.

λ : facteur de modification tenant compte de type du béton

($\lambda = 1$ pour un béton normal (ordinaire)).

Ψ_t : facteur utilisé pour modifier la longueur de développement en fonction de l'emplacement du ferrailage

Ψ_e : facteur utilisé pour modifier la longueur de développement en fonction du revêtement de renforcement

IV.1.6.9 Armatures minimales de traction pour les dalles (traction due au retrait et température) :

$$A_{smin} = 0,0018 . A_g \quad \text{pour } f_y = 60 \text{ ksi (420MPa)} \quad (\text{IV.66})$$

$$A_{smin} = 0,0020 . A_g \quad \text{pour } f_y = 40 \text{ ou } 50 \text{ ksi (280 ou 530MPa)} \quad (\text{IV.67})$$



$$A_{smin} = 0,0018. (60 / f_y). A_g \quad \text{pour } f_y > 60 \text{ ksi (420MPa)} \quad (\text{IV.68})$$

IV.2.4.10 Espacement maximal des armatures :

$$S_{max} = \min (5h, 18\text{in}) \quad \text{en (US)} \quad (\text{IV.69})$$

$$S_{max} = \min (5h, 450\text{mm}) \quad \text{en (SI)} \quad (\text{IV.70})$$

S_{max} : Espacement maximal des armatures.

h : Epaisseur de la dalle.

IV.2 Résistance des sections à la compression simple

IV.2.1 Définition :

Une pièce est en compression simple si l'ensemble des forces extérieures qui s'appliquent à gauche de la section se réduit à un effort normal de compression appliqué au centre de gravité de la section.

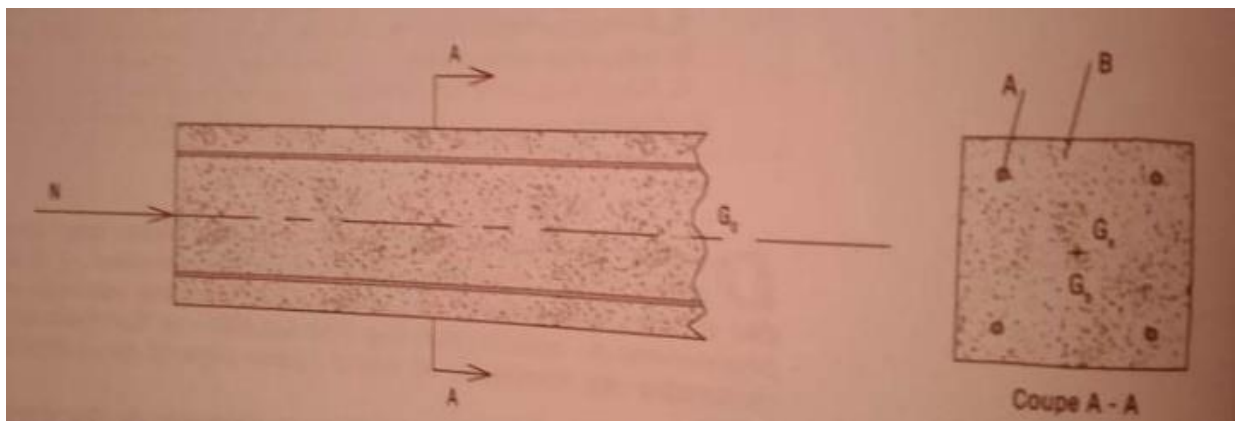


Figure IV.4 : Pièce en compression

La section de ces pièces est entièrement et uniformément comprimée. Le centre de gravité de la section du béton est confondu avec celui de l'armature.

IV.2.2 Calcul réglementaire de compression selon le code EUROCODE 2:

IV.2.2.1 Longueur de flambement et élancement : (Article 5.8.3.2 ; S. Multon (2012) béton armé , Eurocode 2)

En compression, risque de flambement :

Pour des éléments isolés ne jouant aucun rôle de contreventement.

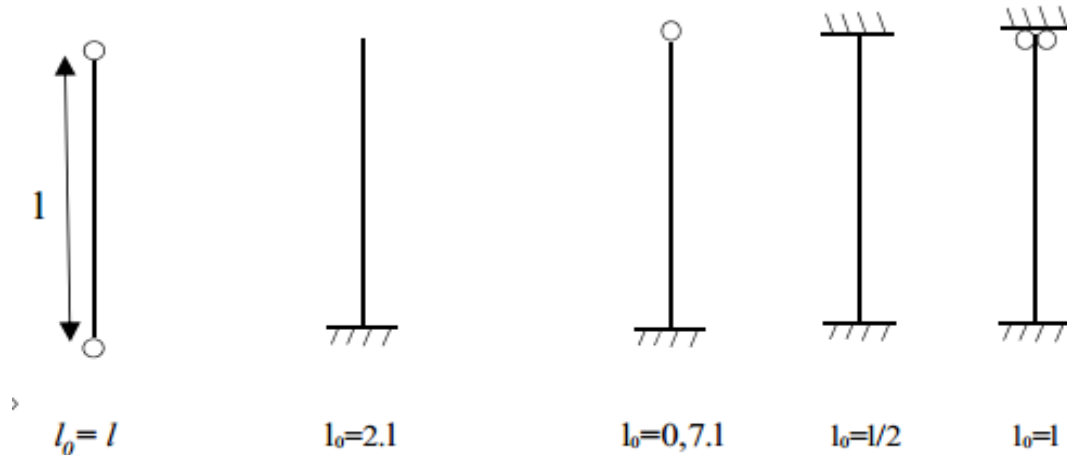


Figure IV.5 : Longueur de flambement (dite efficace)

Avec :

l_0 : Longueur de flambement (Longueur efficace).

l : Longueur libre (réelle) de l'élément.

Longueurs de flambement (l_0) :

- Structure contreventée :

$$l_0 = 0,51 \sqrt{\left(1 + \frac{K_1}{0,45 + K_1}\right) \left(1 + \frac{K_2}{0,45 + K_2}\right)} \quad (\text{IV.71})$$

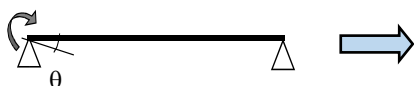
- Structure non contreventée :

$$l_0 = l \cdot \max \left(\sqrt{\left(1 + \frac{10K_1K_2}{K_1 + K_2}\right) \left(1 + \frac{K_2}{0,45 + K_2}\right)}; \left(1 + \frac{K_1}{1 + K_1}\right) \left(1 + \frac{K_2}{1 + K_2}\right) \right) \quad (\text{IV.72})$$

Avec k_1 et k_2 : les coefficients de souplesses des deux encastres partiels du poteau

$$K = \frac{\theta EI}{Ml} \quad (\text{IV.73})$$

Avec θ : rotation des éléments s'opposant à la rotation pour un moment fléchissant M EI et l , la rigidité en flexion et la longueur de l'élément comprimé (s'il y a un élément comprimé adjacent dans un nœud, il faut remplacer EI/l par la somme des EI/l des deux poteaux). Le rapport M / θ dépend de la nature de la liaison au niveau de l'appui opposé à celui étudié :

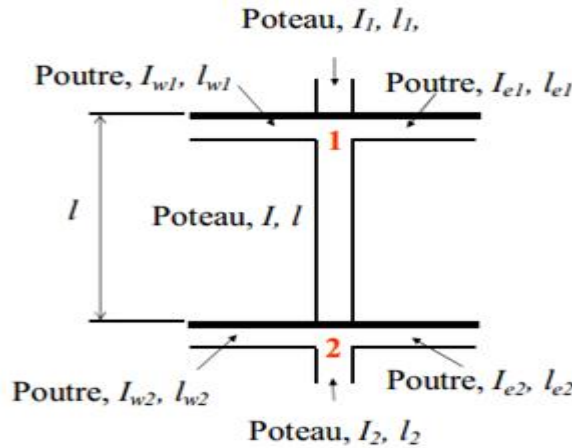


$$M = \frac{3EI}{l} \theta \quad (\text{IV.74})$$



$$M = \frac{4EI}{l} \theta \quad (\text{IV.75})$$

Détermination des coefficients K_1 et K_2 :



$$K_1 = \frac{I_1/l_1 + I/l}{\frac{\alpha_{w1} I_{w1}}{l_{w1}} + \frac{\alpha_{e1} I_{e1}}{l_{e1}}} \quad (\text{IV.76})$$

$$K_2 = \frac{I_2/l_2 + I/l}{\frac{\alpha_{w2} I_{w2}}{l_{w2}} + \frac{\alpha_{e2} I_{e2}}{l_{e2}}} \quad (\text{IV.77})$$

Figure IV.6 Liaisons des extrémités de poteau pour la détermination K_1 et K_2 .

Avec :

α_{wi} ou $\alpha_{ei} = 4$ si l'autre appui de la poutre est un encastrement ou 3 si c'est un appui simple.

Remarque: Il faut tenir compte de la fissuration dans la rigidité des éléments s'opposant à la déformation.

Longueur de flambement des poteaux de bâtiments (Recommandations professionnelles, clause 5.8.3.2) :

- si leur raideur est non prise en compte dans le contreventement ;
- s'ils sont correctement connectés en tête et en pied à des éléments de raideur supérieure ou égale ;

la longueur de flambement peut être prise égale à $0,7l$.

-Élancement d'un élément :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (\text{IV.78})$$

Avec :

l_0 : longueur de flambement (m).

i : rayon de giration (m).



$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{IV. 79})$$

Avec :

I : Moment Inertie de l'élément dans le plan de flambement (m⁴).

B : Section de l'élément (m²).

IV.2.2.2 Dimensionnement des armatures :

Imperfections géométriques (Article 5.2, EUROCODE 2; S. Multon (2012) béton armé) :

Cas d'un élément isolé (pas de rôle de contreventement, sinon prise en compte d'un effort transversal supplémentaire) : Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i . Donc, l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques est donnée par :

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \quad (\text{IV. 80})$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (\text{IV.81})$$

$$\theta_0 = l/200 \quad (\text{IV.82})$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} \quad (\text{IV.83})$$

Avec :

e_i : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques (après exécution).

θ_0 : l'inclinaison de base.

α_h : Coefficient de réduction relatif la longueur ou hauteur il est Compris entre 2/3 et 1.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} \quad (\text{IV. 84})$$

Avec :



m : le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total.

$m = 1$ pour un poteau isolé (poteau ne participant pas au contreventement).

l_0 : La longueur de flambement ou longueur efficace de l'élément.

Si les conditions suivantes sont respectées :

- poteau bi articulé sous charges centrées ;
- élancement $\lambda \leq 120$;
- $20 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa ;
- épaisseur dans le sens du flambement $h \geq 0,15$ m
 - distance d' des aciers à la paroi la plus proche $d' \leq \min(0,30h ; 100 \text{ mm})$ (IV.85)
 - armatures symétriques par moitié sur chaque face
 - chargement appliqué à au moins 28 jours.

Les Recommandations professionnelles de la FFB (Fédération Française du bâtiment) autorisent l'emploi de la méthode suivante :

Résistance théorique en compression simple :

$$N_{Ed} = N_{bét} + N_{acier} = B \cdot f_{bu} + A_s \cdot \sigma_{sc}$$

(IV.86)

Effort ultime de compression réglementaire (FFB) :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = K_h K_s \alpha \cdot \left[\frac{b h f_{ck}}{\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] \quad (\text{IV.87})$$

A_s : Aire d'acier à dimensionner.

N_{Rd} : Effort résistant du béton.

α : permet de prendre en compte les risques de flambement.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.



$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

Pour un poteau de section rectangulaire :

$$N_{Ed} = K_h K_s \alpha (bh f_{cd} + A_s f_{yd}) \quad (\text{IV. 88})$$

Où :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b} \quad \text{et} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{IV. 89})$$

Pour une section rectangulaire :

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h} \quad (\text{IV. 90})$$

h : épaisseur du poteau dans le sens du flambement.

$$\text{Si } \lambda \leq 60 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,86}{[1 + (\frac{\lambda}{62})^2]} \quad (\text{IV. 91})$$

$$\text{Si } 60 < \lambda \leq 120 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \quad (\text{IV. 92})$$

$$K_h = (0,75 + 0,5h)(1 - \rho \delta) \quad \text{pour } h < 0,50 \text{ m sinon } k_h = 1 \quad (\text{IV.93})$$

Avec :

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad (\text{IV. 94})$$

d' : enrobage des acier.

ρ : taux d'armatures qui est le rapport de la section du béton à la la section de l'acier : si ρ et

δ inconnus, on peut prendre $k_h = 0,93$.



$$K_s = 1,6 - \frac{0,6 f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ MPa et } \lambda > 40 \text{ sinon } k_s = 1. \quad (\text{IV.95})$$

- Pour un poteau de section circulaire de diamètre D :

$$N_{Rd} = K_h K_s \alpha \left(\left(\frac{\pi D^2}{4} \right) f_{cd} + A_s f_{yd} \right) \quad (\text{IV.96})$$

$$\lambda = \frac{4 \cdot L_0}{D} \quad (\text{IV.97})$$

$$\text{si } \lambda \leq 60 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{52} \right)^2} \quad (\text{IV.98})$$

$$\text{si } 60 < \lambda \leq 120 \quad \rightarrow \quad \alpha = \left(\frac{27}{\lambda} \right)^{1,24} \quad (\text{IV.99})$$

$$K_h = (0,7 + 0,5D) (1 - 8 \rho \delta) \quad \text{pour } D < 0,60 \text{ m sinon } k_h = 1. \quad (\text{IV.100})$$

$$\delta = \frac{d'}{D} \quad d': \text{enrobage des aciers.}$$

$$\rho = A_s / (\pi D^2 / 4) \quad (\text{IV.101})$$

si ρ et δ inconnus, on peut prendre $k_h = 0,93$.

$$K_s = 1,6 - \frac{0,65 f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ MPa et } \lambda > 30 \text{ sinon } K_s = 1 \quad (\text{IV.102})$$

IV.2.2.3. Dispositions constructives :

Recommandations professionnelles de la FFB :

A_s : section totale des aciers situés à la distance d' des parois, disposés en 2 lits symétriques pour une section rectangulaire ou en 6 barres réparties pour une section circulaire

Armatures longitudinales (Article 9.5.2, EUROCODE 2) :

- Diamètre minimal = 8 mm.
- Ferrailage minimum :

$$A_s \geq A_{s, \min} = \max \left(0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right) \quad (\text{IV.103})$$

- Ferrailage maximum :

$$A_s \leq A_{s, \max} = \max \begin{cases} 0,04 \cdot A_c & \text{hors zone de recouvrement} \\ 0,08 \cdot A_c & \text{au droit des zones de recouvrement} \end{cases} \quad (\text{IV.104})$$

Où :



A_c : Aire de la section du béton.

IV.2.2.4 Armatures transversales (Article 9.5.3, EUROCODE2) :

- Diamètre minimal des armatures transversales ϕ_t :
 - pour les cadres ou boucles : $\phi_t \geq \max (6 \text{ mm}; \phi_{lmax} / 4)$ (IV.105)
 - pour le treillis soudé : $\phi_t = 5 \text{ mm}$

ϕ_{lmax} : diamètre maximal des armatures longitudinales

- Espacement maximal des cadres en zone courante :

$$S_{tmax} = \min(20.\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b) \quad (\text{IV.106})$$

b : La plus petite dimension du poteau.

ϕ_{lmin} : diamètre minimal des barres longitudinales.

Cet espacement maximal peut être réduit par un facteur de 0,6 pour les cas suivant :

- dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ; ces sections peuvent se trouver au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle ;
- dans les zones de recouvrement d'armatures, si le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

IV.2.2.5 Enrobage nominal des armatures: (Article 4.4.1, EUROCODE2)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (\text{IV.107})$$

Avec :

c_{nom} : enrobage nominal à respecter.

c_{min} : enrobage minimal

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

Avec :

$$c_{min} = \max (C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} + \Delta c_{dur,add} ; 10\text{mm}) \quad (\text{IV.108})$$

$C_{min,b}$: enrobage minimal requis vis-à-vis de l'adhérence.

- Armature individuelle :

$$\text{si } \phi \leq 32 \text{ mm alors } c_{min,b} = \phi \text{ sinon } C_{min,b} = \phi + 5 \text{ mm} \quad (\text{IV.109})$$



- Diamètre équivalent du Paquet de barres : $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$ (IV.110)

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

$\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$: marge de sécurité ; $\Delta c_{\text{dur}, \gamma} = 0$ valeur recommandée par l'eurocode2.

$\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable.

$\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0$ en cas général.

$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire

$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0$ en cas général.

Note :

- ✚ Dans les problèmes de fissuration auxquels risque de conduire, un enrobage nominal supérieur à 50 mm ($c_{\text{nom}} > 5 \text{ cm}$).
- ✚ Dans le cas d'environnement agressif, l'utilisation d'armatures peut permettre de conserver un enrobage inférieur à 50 mm ($c_{\text{nom}} < 5 \text{ cm}$).
- ✚ Les difficultés de bétonnage auxquelles risque de conduire, un enrobage nominal inférieur à la dimension nominale de plus gros granulats ($c_{\text{nom}} < 5 \text{ cm}$).

IV.2.3 Calcul réglementaire de la compression simple selon le code CBA 93

IV.2.3.1 Longueur de flambement L_f : (article B.8.3 le code CBA 93)

La longueur de flambement est en fonction de la longueur libre L_0 et de la nature des liaisons d'extrémité :

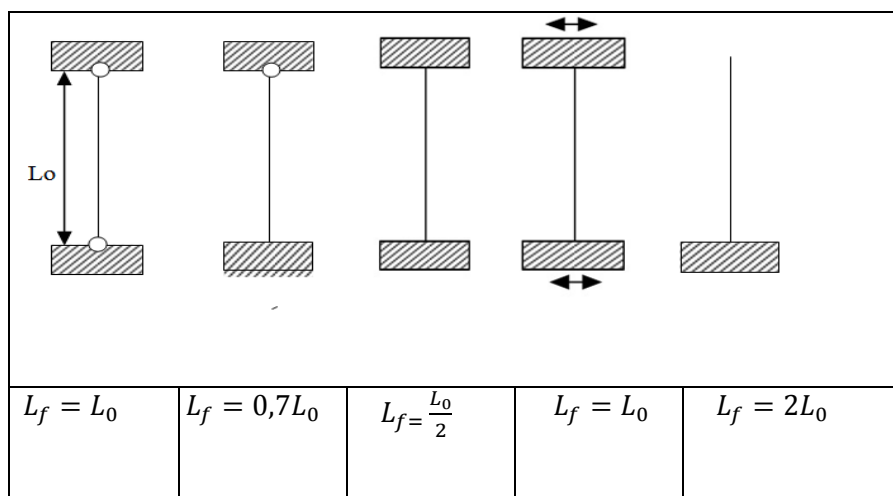


Figure IV.7 Longueur de flambement des différents cas de poteaux isolés



-Cas des poteaux dans des bâtiments à étages multiples :

- $L_f = 0,7L_0$: si le poteau est encastré dans un massif de fondation ou bien assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur (E.I) dans le sens de flambement.
- $L_f = L_0$: pour tous les autres cas.

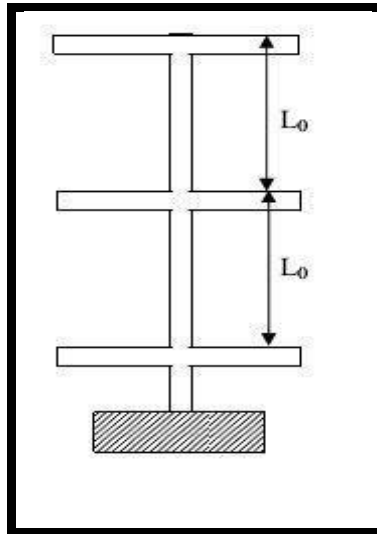


Figure IV.8 Longueur de flambement d'un poteau de bâtiments à étages multiples

IV.2.3.2 Elancement :

On appelle élancement le rapport :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{IV.111})$$

Avec :

i : rayon de giration de la section de béton seul :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{IV.112})$$

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

B : aire totale de la section droite.

**1- Poteau d'une section rectangulaire :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad , \quad I_{yy} = \frac{a \cdot b^3}{12} \quad (\text{IV.113})$$

$$a < b \quad \rightarrow \quad I_{xx} < I_{yy} \quad ; \quad i_{xx} < i_{yy} \quad (\text{IV.114})$$

D'où :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{B}} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (\text{IV.115})$$

2-Poteau d'une Section circulaire de diamètre (D):

$$i_{xx} = \frac{\pi D^4}{64} \quad (\text{IV.116})$$

$$i_x = \sqrt{\frac{\frac{\pi D^4}{64}}{\frac{\pi D^2}{4}}} = \sqrt{\frac{D^2}{4}} = \frac{D}{4} \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{4l_f}{D} \quad (\text{IV.117})$$

IV.2.3.3 Disposition constructives :**A- Armatures longitudinales (article A.8.1 CBA 93) :**

Les armatures longitudinales des poteaux peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres à haute adhérence ou treillis soudés. Il faut toutefois utiliser des aciers de limite élastique $f_e \geq 330$ MPa.

La section "A" des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction des armatures,
- $0,2\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%$, où B étant l'aire de la section du poteau.

Pour les sections rectangulaires $a < b$, la distance maximale "c" de deux barres voisines sur une même face doit respecter la condition suivante :

$$c < \text{Min} (a+10\text{cm} ; 40\text{cm}) \quad (\text{IV.119})$$

Les armatures seront réparties au voisinage des parois:

- Pour les sections polygonales, on disposera, au moins, une barre dans chaque angle,
- Pour les sections circulaires, on disposera au moins six barres régulièrement réparties sur tout le contour.

B- Armatures transversales (article A.8.1,3 CBA 93) :



Elles doivent entourer toutes les barres longitudinales de diamètre supérieur ou égale à 20 mm ; il est cependant rappelé que, conformément à A.4. 1,2, on ne doit pas prendre en compte dans les calculs de résistance, les armatures comprimées qui ne sont pas ligaturées tous les 15 fois leur diamètres au plus par des armatures transversales.

C- Conditions de mise en œuvre (article A.8.4, 1 CBA 93) :

Par ailleurs, les conditions de mise en œuvre et, en particulier la qualité des coffrages, doivent être telles que l'imperfection de rectitude des poteaux puisse être estimée au plus égale à la plus grande des deux valeurs : 1 cm et la longueur du poteau divisée par 500 (Excentricité accidentelle) :

$$e_a \leq \max\left(1\text{cm}; \frac{l_0}{500}\right) \quad (\text{IV. 120})$$

IV.2.3.4 Justification des poteaux :

Le calcul est mené à l'état limite ultime.

On notera par "B" l'aire de béton et "A" l'aire des armatures.

Il est à noter, pour l'aire d'armatures considérée dans le calcul, ce qui suit :

- ✚ Toutes les barres longitudinales de diamètre $\emptyset$ non maintenues par des armatures transversales espacées au maximum de $15 \emptyset$ ne peut être prise en compte pour la résistance.
- ✚ Si l'élancement " λ " est supérieur à 35, on ne prend en compte que les armatures qui augmentent efficacement la rigidité dans le plan de flambement (aciers disposés dans le grand côté dans les sections rectangulaires).

A- Évaluation forfaitaires de l'effort normal résistant :

Lorsque l'aire de la section d'armature "A" et l'aire de la section de béton "B" étant connus, on peut chercher l'effort normal N_{res} que peut supporter le poteau à l'état limite ultime. On s'assurera que la section d'acier "A" respecte la section minimale définie plus haut.

En compression centrée, le diagramme des déformations passe par le pivot C (voir la figure IV.2), en conséquence, les déformations ultimes dans le béton et l'acier sont :

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon'_s = 2\text{‰} \quad (\text{IV.121})$$

ε_{bc} : Déformation relative du béton.

ε'_s : Déformation de l'armature. La contrainte ultime dans le béton est :



$$\sigma_{bc} = F_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{IV. 122})$$

Donc, la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{resth} = B \cdot \sigma_{bc} + A \sigma_s \quad (\epsilon'_s = 2\text{‰}) \quad (\text{IV.123})$$

En effet, les règles CBA apportent à cette formule de nombreux correctifs :

- Elles pénalisent les poteaux de faibles sections, sensibles aux imperfections d'exécution, en introduisant à la place de "B" une aire de béton réduite (B_r) obtenue en déduisant des dimensions réelles 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau ; pour une section rectangulaire ($a * b$), cette aire réduite vaut :

$$B_r = (a - 2\text{cm}) (b - 2\text{cm}) \quad (\text{IV.124})$$

Où a et b en cm.

- Les charges étant appliquées généralement après 90 jours, la résistance du béton est majorée :

$$\sigma_{bc} = \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \quad (\text{IV. 125})$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours.

Elles comportent le fait de négliger les effets du second ordre (flambement) en minorant la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient réducteur fonction de l'élancement : (article B.8.4, 1 CBA93).

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0,85}{\beta} \\ \text{soit } \beta = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 \end{cases} \quad (\text{IV. 126})$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \begin{cases} \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \text{soit } \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \end{cases} \quad (\text{IV. 127})$$



Si $\lambda > 70$, on peut calculer le poteau par la méthode forfaitaire ;

Elles admettent enfin que $\sigma_{s2\%} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (IV.128)

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime vaut :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow \beta N_u = B_r \frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,85 A \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{IV.129})$$

$$\text{Ou' } \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{IV.130})$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, les valeurs de " α " sont à diviser par 1,1 (β multiplié par 1,1).

Si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours, il faut prendre f_{cj} au lieu de f_{c28} et diviser " α " par 1,2 (multiplier " β " par 1,2).

B- Détermination des armatures longitudinales :

Etant donné que l'aire de la de béton section "B" et l'effort normal ultime N_u sont connus, la section des armatures longitudinales est déterminée par l'équation suivante :

$$A \geq \frac{\beta N_u - B_r \frac{\sigma_{bc}}{0,9}}{0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{ou} \quad A \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (\text{IV.131})$$

La section d'armature "A" calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

$$A \geq \text{Max} \{ 4\text{cm}^2 / \text{m} \cdot u ; 0,2\% B \} \quad (\text{IV.132})$$

Avec :

u : Périmètre de la section de béton en mètre.

$$A \leq 5\% B \quad (\text{IV.133})$$

(Le dépassement de cette valeur n'est autorisé que dans les zones de recouvrement de barres).

C- Dimensionnement de la section de béton :



Seul N_u est connu ; on recherche B et A . " B " peut être totalement libre ou une de ses dimensions peut être imposée.

C.1 Le choix de B est totalement libre :

La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A f_e}{B_r \gamma_s}} \quad (\text{IV. 134})$$

Un certain nombre de choix étant libres, on peut prendre $A/B_r = 1\%$, soit :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{IV. 135})$$

Le dénominateur de cette expression se calcule pour chaque cas de matériaux utilisés, on peut, donc, poser :

$$k(f_{c28}, f_e) = \frac{1}{\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{IV. 136})$$

Et l'équation (IV.74) devient :

$$B_r \geq K(f_{c28}, f_e) \beta N_u \quad (\text{IV.137})$$

-Pour un poteau rectangulaire ($a < b$)

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ à l'exception des poteaux élancés.

$$\text{Avec } \lambda = 35, a = \frac{l_f \sqrt{12}}{35} \approx \frac{l_f}{10} : \text{ on prend } a = \frac{l_f}{10} \text{ et } b = 0,02 + \frac{B_r}{a - 0,02} \quad (\text{IV.138})$$

Si on trouve $b < a$, on peut prendre un poteau carré de côté $\frac{l_f}{10}$

-Pour un poteau circulaire de diamètre D :

$$\text{On prend : } D \approx \frac{l_f}{9} \text{ et } D = 0,02 + 2 \sqrt{\frac{B_r}{\pi}} \quad (\text{IV.139})$$

Section rectangulaire avec un côté imposé :

Soit " c_1 " la dimension imposée, on ignore s'il s'agit de " a " ou de " b ",



On calcule $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{c_1}$ puis $\beta = f(\lambda)$ puis B_r puis :

$$c_r = 0,02 + \sqrt{B_r} \quad (\text{IV.140})$$

- si $c_1 \leq c_r$, c'est le petit côté, $c_1 = a$ et $b = \frac{B_r}{c_1 - 0,02}$ (IV.141)

- Si $c_1 > c_r$, c'est le grand côté, $c_1 = b$: on doit avoir $a = 0,02 + \frac{B_r}{b - 0,02}$ (IV.142)

Le problème se résout par itération :

On a:
$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Et on suppose que :

$$K_0 = \frac{N_u}{\left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s} \right) (b - 0,02)} \quad (\text{IV.143})$$

On fixe λ_1 tel que $\lambda > \frac{l_f \sqrt{12}}{b}$: on calcule β_1 puis $a_1 = k_0 \beta_1 + 0,02$

D'où λ puis β_2 , puis a_2 , etc. ; la convergence est assez rapide.

Note : le choix restent toujours libre, le premier résultat fourni par le calcul effectué avec l'hypothèse $A = B_r/100$ peut servir d'indication à partir de laquelle on peut choisir les dimensions du poteau puis recalculer les armatures d'un poteau dont les dimensions sont connues.

D- Détermination des armatures transversales :

Elles se déterminent par des règles forfaitaires.

D.1 Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \quad (\text{IV.143})$$

D.2 Espacement (article A.8.1,3 CBA 93) :

Hors des zones de recouvrement, l'espacement de deux cours d'armatures transversales doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois valeurs suivantes :

- 15 fois le diamètre minimal des armatures longitudinales,
- 40 cm,
- $a+10$ cm, où a est la plus petite dimension de la section ou son diamètre.

$$S_{\max} \leq \min (15\phi, 40\text{cm}, a+10) \quad (\text{IV.144})$$

Dans les zones où la proportion des armatures présentant des jonctions supérieures à 50%, on dispose sur la longueur de recouvrement au moins trois nappes d'armatures transversales, tout en respectant la règle précédente.

IV.2.4 Calcul réglementaire de la compression simple selon le code CSA:

La compression simple est rarement rencontrée en pratique pour les constructions en béton armé et qu'elle est presque toujours accompagnée de la flexion. En effet, le monolithisme des structures en béton armé engendre toujours des moments aux extrémités des poutres et des poteaux. De plus et à cause des tolérances de construction, il y a toujours des défauts de verticalité ou de rectitude entre deux poteaux consécutifs. En outre, les poteaux de rive ou de coin sont sollicités par la flexion provenant des poutres situées d'un côté de ceux-ci

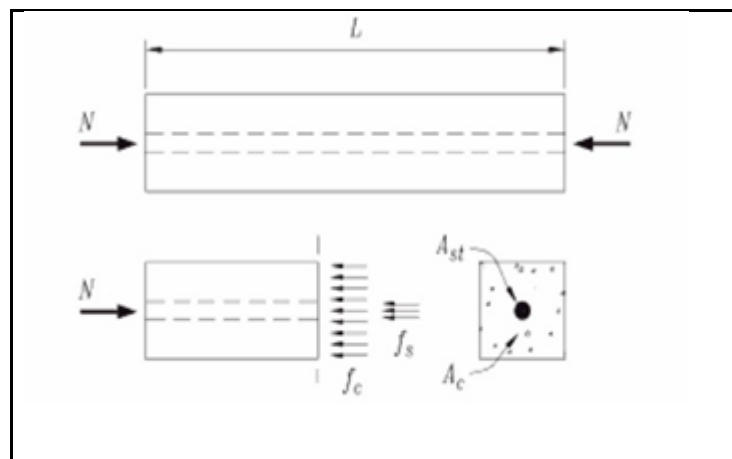


Figure IV.9 Résultante des contraintes dans le béton et dans l'acier (Paultre, 2012)

IV.2.4.1 Hypothèses relatives aux sections planes

-On suppose que les déformations de l'acier d'armature et du béton sont directement proportionnelles à la distance mesurée à partir de l'axe neutre.

- On peut supposer que la relation entre la répartition des contraintes de compression du béton et les déformations du béton peut découler de courbes contraintes déformations ou



prendre l'aspect de toute autre forme à partir de laquelle l'évaluation de la résistance est compatible avec les résultats d'une gamme exhaustive d'essais.

Note : Pour tenir compte des écarts entre la résistance du béton coulé en place et la résistance d'une éprouvette cylindrique normalisée en béton, la répartition rectangulaire des contraintes devrait se fonder sur des courbes contraintes déformations qui donnent une contrainte de pointe non supérieure à $0,9f'_c$.

IV.2.4.2 Résistance des poteaux [article 10.10, CSA 23.3.04] :

La résistance pondérée P_{ro} à la charge axiale maximale, $P_{r,max}$ des pièces comprimées doit être établie selon les équations suivantes :

$$P_{r,max} = \begin{cases} 0,85 P_{ro} & \text{pour les poteaux soutenus par l'armature hélicoïdale.} \\ 0,80 P_{ro} & \text{pour les poteaux soutenus par des cadre.} \end{cases} \quad (IV.145)$$

Où P_{ro} est l'effort résistant défini comme étant la somme des efforts résistants dus à la contribution de béton et de l'armature longitudinale:

$$P_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} \quad (IV.146)$$

Avec :

A_g : Section brute de béton.

A_{st} : Section totale d'armature longitudinale.

α_1 : Rapport de la contrainte moyenne du diagramme de répartition des contraintes à la résistance spécifiée du béton.

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c \geq 0,67 \quad (IV.147)$$

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton ($\phi_c = 0,65$)

ϕ_s : Coefficient de résistance des barres d'armature non précontraintes ($\phi_s = 0,85$)

f'_c : Résistance à la compression spécifiée du béton.

f_y : Limite d'élasticité spécifiée de l'armature non précontrainte.

IV.2.4.3 Dimensionnement d'une section (Paultre, 2012) :

Le dimensionnement d'une section en compression simple se fait à partir des équations (IV.145) et (IV.146). Étant donné que la résistance du béton et la nuance d'acier sont connues, les deux inconnus restant à déterminer sont: la section de béton et la section d'acier.

Soient $\rho_t = A_{st} / A_g$: le taux d'armature, P_f : la charge axiale pondérée. On peut exprimer A_g en fonction de P_f et ρ_t à partir de l'équation (IV.146).

Pour une section rectangulaire armée de cadres transversaux, en négligeant la correction pour la section de béton occupée par l'acier et après simplification, nous obtenons:



$$A_g \approx \frac{1,25P_f}{\alpha_1 \phi_c f'_c + \phi_s f_y \rho_t} \quad (\text{IV.148})$$

Où :

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (\text{IV.149})$$

Avec :

ρ_t : Taux d'armature.

A_g : Section brute de béton.

Pour une section armée à l'aide d'une spire hélicoïdale, nous obtenons :

$$A_g \approx \frac{1,18P_f}{\alpha_1 \phi_c f'_c + \phi_s f_y \rho_t} \quad (\text{IV.150})$$

IV.2.4.4 Disposition constructives :

Pour les poteaux, les dispositions constructives comprennent celles des armatures transversales et les armatures longitudinales.

A-Armatures transversales

a) Spires hélicoïdales [articles 7.6.4, CSA A23.3]

Les barres d'armature servant à la fabrication des spires hélicoïdales doivent avoir un diamètre d'au moins 6 mm, et le pas ou espacement entre deux spires "s" doit respecter les règles suivantes:

- Le pas "s" ne doit pas excéder 1/6 du diamètre du noyau confiné, mesuré au périmètre extérieur de la spire, afin d'assurer un confinement efficace.
- L'espacement net entre deux tours de spires ne doit pas excéder 75 mm et doit être supérieur à 25 mm afin d'éviter les problèmes de mise en œuvre du béton frais.

b) Cadres et épingles

L'armature sous forme de cadres et épingles est placée de façon que les barres longitudinales soient soutenues dans deux directions perpendiculaires. On conçoit donc que l'espacement de deux cours consécutifs d'armatures transversales soit fonction de leur diamètre et du moment d'inertie des barres longitudinales, et donc du diamètre de ces dernières.

Les barres longitudinales des poteaux, de diamètre nominal inférieur à 30 mm, doivent être entourées de cadres réalisés avec des barres dont le diamètre (ϕ_t) est au moins égal à 30% du diamètre (ϕ_l) de la plus grosse barre longitudinale ($\phi_t \geq 30\% \phi_{l \max}$).

Les cadres doivent être réalisés avec des barres d'au moins 10M (signifie une barre de 10 mm de diamètre nominal) ou de plus grand diamètre d'armatures longitudinales lorsque les armatures longitudinales sont constituées de barres de 35M, 45M, 55M ou de barres regroupées.

L'espacement "s" des cadres doit être la plus petite des valeurs suivantes (article 7.6.5.2, CSA A23.3)

$$s \leq \begin{cases} (1) 16 \text{ fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale } \phi_{lmin} \text{ ou de la plus petite barre d'un groupe de barres.} \\ (2) 48 \text{ fois le diamètre des étriers } \phi_t. \\ (3) \text{ La plus petite dimension } a \text{ de la section de l'élément en béton comprimé.} \\ (4) 300 \text{ mm pour les éléments comportant des barres groupées en paquet.} \end{cases} \quad (\text{IV. 151})$$

$$s \leq \min(16\phi_{lmin}; 48\phi_t; a; 300 \text{ mm})$$

Où ϕ_{lmin} : Le diamètre minimal des armatures longitudinales ; ϕ_t : Le diamètre des armatures transversales ; a : La plus petite dimension de la section du poteau.

Lorsque la résistance à la compression du béton est supérieure à 50 MPa, l'espacement déterminé aux paragraphes (1) à (4) ci-dessus est multiplié par 0,75.

Les cadres doivent être disposés de manière que chaque barre longitudinale de coin ou intermédiaire soit supportée latéralement par le coin d'un cadre façonné selon un angle interne maximum de 135° (article 7.6.5.5). Aucune barre longitudinale non supportée directement par le coin d'un cadre ne doit être éloignée de plus de 150 mm, de part et d'autre, d'une barre supportée latéralement par le coin d'un cadre comme montre la figure IV.10.

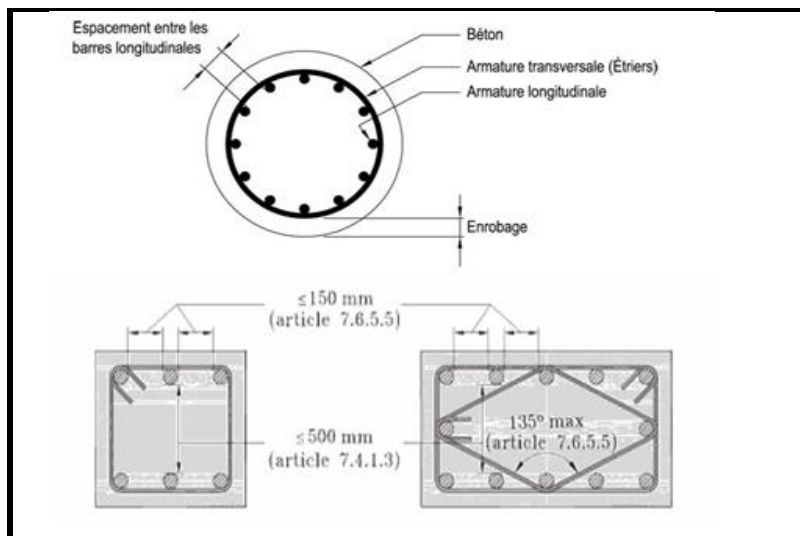


Figure IV.10 Dispositions constructives des armatures des pièces comprimées



Aux niveaux des jonctions des poteaux avec les dalles ou semelles, les cadres doivent être placés à une distance d'au plus $\frac{s}{2}$ de la surface des dalles ou semelles, où "s" est l'espacement calculé des cadres.

De plus, les cadres doivent être placés à une distance d'au plus $\frac{s}{2}$ en dessous de l'armature inférieure de la dalle ou gousset sus jacent (article 7.6.5.3 de code CSA A23.3).

B-Détermination des Armatures longitudinales

L'aire de l'armature longitudinale A_{st} d'une pièce comprimée ne doit pas être inférieure à 1% de l'aire brute A_g de la section transversale de cette pièce, c'est-à-dire $A_{st} \geq 0,01A_g$. De plus, l'aire de l'armature longitudinale d'une pièce comprimée, y compris les zones de jonction par chevauchement, ne doit pas être supérieure à 8% de l'aire brute de la section transversale de cette pièce, c'est-à-dire $A_{st} \leq 8\% A_g$. En pratique pour une bonne mise en œuvre du béton, il est recommandé que l'aire des armatures longitudinales ne doive pas dépasser 4% A_g . Une section d'armature supérieure à 4% A_g , à l'extérieur de la zone de jonction par chevauchement, peut entraîner de sérieuses difficultés d'ordre pratique pour placer et compacter le béton, ainsi que pour la pose de l'armature dans les nœuds poutres-poteaux [article 10.9.2, CSA A23.3 de code CSA A23.3], la section d'armature longitudinale est donc :

$$A_s = \frac{1,25P_f - \alpha_1 \phi_c f'_c A_g}{\phi_s f_y + \alpha_1 \phi_c f'_c} \quad (\text{IV. 152})$$

Le nombre minimum de barres longitudinales dans la section d'une pièce comprimée est de 4 pour des barres entourées de cadres ou d'étriers circulaires (cerces), de 3 pour des barres entourées d'étriers triangulaires et de 6 pour des barres entourées de spires [article 10.9.3, CSA A23.3].

Le taux de l'armature hélicoïdale ne doit pas être inférieur à la valeur suivante [article 10.9.4, CSA A23.3] :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (\text{IV. 153})$$

Où f_y est la limite d'élasticité spécifiée des armatures hélicoïdales d'une valeur maximale de 500 MPa.

A_c : Aire délimitée par la périphérie de la section de béton, y compris l'aire des perforations.



IV.2.5 Calcul réglementaire de la compression simple selon le code BS

IV.2.5.1 Longueur de flambement : (article 3.8.1.6 BS 8110 part 1 page 65)

$$l_e = \beta l_0 \quad (\text{IV.154})$$

l_e : Longueur utile de flambement.

l_0 : Longueur libre d'un poteau

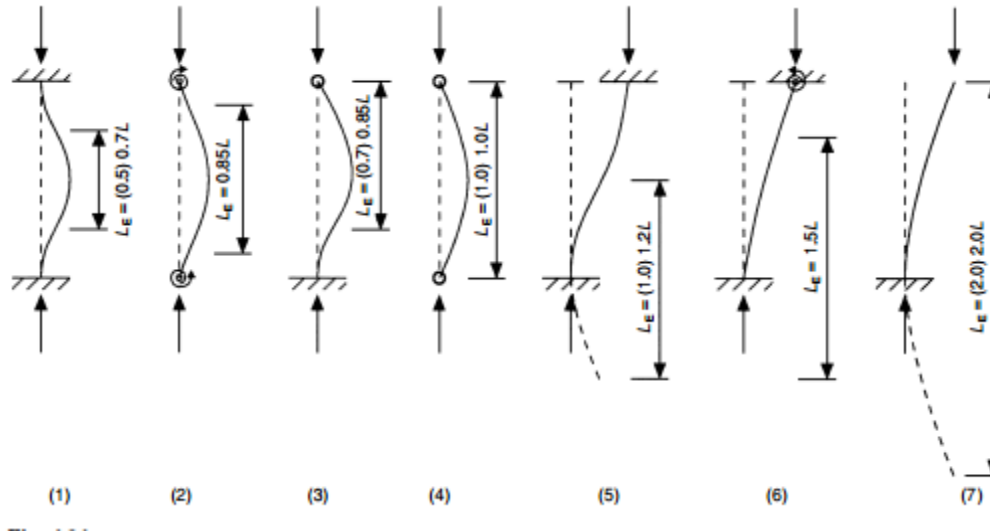


Figure IV.11 Longueur de flambement

Tableau IV.4 Valeurs de β pour les poteaux entrecroisés

Condition d'extrémité haute	Condition d'extrémité basse		
	1	2	3
1	0.75	0.80	0.90
2	0.80	0.90	0.95
3	0.90	0.95	1.00

- Condition d'extrémité 1 signifie que l'extrémité du poteau est entièrement retenue.
- Condition d'extrémité 2 signifie que l'extrémité du poteau est partiellement retenue.
- Condition d'extrémité 3 signifie que l'extrémité du poteau est nominalemt retenue (comme par exemple une poutre simplement appuyée).

IV.2.5.2 Elancement :

$$\lambda = \frac{l_e}{r} \quad (\text{IV.155})$$

l_e : Longueur de flambement (effective) du poteau

r : Rayon de giration obtenu de la section du poteau

IV.2.5.3 Section d'armature longitudinale d'un poteau chargé axialement : (article 3.8.4.3, BS8110 part 1, Chanakya Arya (2009), page 132)



Les contraintes de calcul pour le béton et l'acier en compression sont :

-La contrainte de calcul du béton :

$$\rightarrow = \frac{0,67f_{cu}}{1,5} = 0,45f_{cu}$$

- La contrainte de calcul des armatures :

$$\rightarrow = \frac{f_y}{1,15} = 0,87f_y$$

La charge ultime N pouvant être supportée par le poteau est :

$$N = F_c + F_s \quad (\text{IV. 156})$$

Où F_c : La charge supportée par le béton ; F_s : La charge supportée par les armatures d'acier.

$$F_c = 0,45f_{cu} \text{ et } F_s = 0,87f_y \quad (\text{IV.157})$$

Donc, de l'équation (IV.157) dans (IV.156), on a :

$$N = 0,45f_{cu}A_c + 0,87f_yA_{sc} \quad (\text{IV.158})$$

L'équation (IV.158) suppose que la charge N est appliquée axialement au poteau. Cependant, en pratique, il existe toujours une petite excentricité. Le BS8110 tient en compte de cette excentricité en réduisant les contraintes de calcul dans cette équation d'environ 10 %, et par conséquent l'expression ci-dessus devient :

$$N = 0,4f_{cu}A_c + 0,75f_yA_{sc} \quad (\text{IV. 159})$$

C'est l'équation donnée par le BS8110 part 1, article 3.8.4.3, pour les poteaux courts, contreventés et chargés axialement.

$$A_{sc} = \frac{N - 0,4f_{cu}A_c}{0,75f_y} \quad (\text{IV. 160})$$

Pour les poteaux supportant des poutres de dispositions approximativement symétriques (article 3.8.4.4, BS 8110), la charge ultime N du poteau est évaluée par :

$$N = 0,35f_{cu}A_c + 0,67f_yA_{sc} \quad (\text{IV. 161})$$

L'équation ci-dessus est valide si les charges appliquées sur les poutres sont uniformément réparties et que les portées des poutres ne diffèrent pas de plus de 15 % de la plus longue.

IV.2.5.4 Pourcentage minimal et maximal d'armatures longitudinales : (articles 3.12.5 et 3.12.6 BS8110, page 86):



Le code recommande que pour les poteaux ayant une section brute de béton comprimé (A_{cc}), la section d'armatures longitudinales comprimées (A_{sc}) doit être comprise entre les limites suivantes :

$0,4\% A_{cc} \leq A_{sc} \leq 6\% A_{cc}$ pour un poteau coulé verticalement ;

$0,4\% A_{cc} \leq A_{sc} \leq 8\% A_{cc}$ pour un poteau coulé horizontalement.

Aux zones de recouvrement le pourcentage maximal des armatures longitudinales peut être augmenté de 10% de la section brute du poteau (A_{cc}).

IV.2.5.5 Diamètre et espacement des armatures longitudinales : (article 3.12.5, BS 8110 ; Chanakya Arya (2009), page 138)

L'espacement minimal entre les armatures longitudinales adjacentes est :

$$s_l \geq \max(\phi_l; h_{agg} + 5 \text{ mm}) \quad (\text{IV.162})$$

h_{agg} : est la taille maximale du plus gros granulat

ϕ_l : Diamètre de la barre longitudinale.

Pour l'espacement maximal, le code ne donne aucune limitation.

Le diamètre minimal des armatures longitudinales $\phi_l \geq 12 \text{ mm}$.

IV.2.5.6 Diamètre et espacement des armatures transversales : (article 3.12.7, BS 8110 ; Chanakya Arya (2009), page 139)

Le diamètre minimal des armatures transversales $\phi_t \geq \max\left(\frac{\phi_{lmax}}{4}; 6 \text{ mm}\right)$

L'espacement maximal des armatures transversales $s_t \leq \min(12\phi_{lmin}; a)$

ϕ_{lmax} : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

ϕ_{lmin} : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

a : La plus petite dimension de la section du poteau. Cette condition relative à la dimension n'est pas indiquée par le code BS8110 mais par le code CP114.

IV.2.6 Calcul réglementaire de compression simple selon le code ACI 318-08 :

IV.2.6.1 Sections limites des éléments en compression : (Article 10.9.1, ACI318 08)

Le taux d'armature maximal et minimal d'une section soumise à la compression selon l'ACI est donné par :

$$0,01 \leq A_s / A_g \leq 0,08 \quad (\text{IV.163})$$



Avec :

A_s : l'aire de la section des armatures longitudinales.

A_g : l'aire totale de la section transversale du poteau.

$$A_g = A_s + A_c \quad (\text{IV.164})$$

A_c : l'aire de la section du béton.

ρ_s : Taux des armatures longitudinales égale à :

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \quad (\text{IV.165})$$

IV.2.6.2 Longueur de d'ancrage (développement) en compression : (Article 12.3, ACI 318M-08, ACI 318-08)

$$l_d = \max\left(\frac{d_b f_y}{50 \lambda \sqrt{f'_c}}; 0,0003 f_y d_b; 8 \text{ po}\right) \quad (\text{IV.166})$$

$$l_d = \max\left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b; 0,043 f_y d_b; 200 \text{ mm}\right) \quad (\text{IV.167})$$

d_b : diamètre d'une barre d'armature.

f'_c : contrainte de compression de conception du béton.

f_y : limite élastique ou résistance.

λ : facteur de modification tenant compte du type du béton.

IV.2.6.3 Longueur de flambement :

$$l_e = K l_u \quad (\text{IV.168})$$

Avec :

l_e : longueur utile de flambement (efficace)

l_u : longueur libre d'un poteau



K : coefficient dépendant de l'état de liaison des extrémités du poteau. Pour les éléments comprimés d'un portique à nœuds fixes, le K varie entre 0,5 et 1, il est donné graphiquement par la figure R10.10.1.1 du code ACI 318M-08 page 141.

$l_e = l_u$ Poteau doublement articulé

$l_e = 0,7l_u$ Poteau encastré - articulé

$l_e = 0,5l_u$ Poteau doublement encastré.

$l_e = 2 l_u$ Poteau encastré – libre.

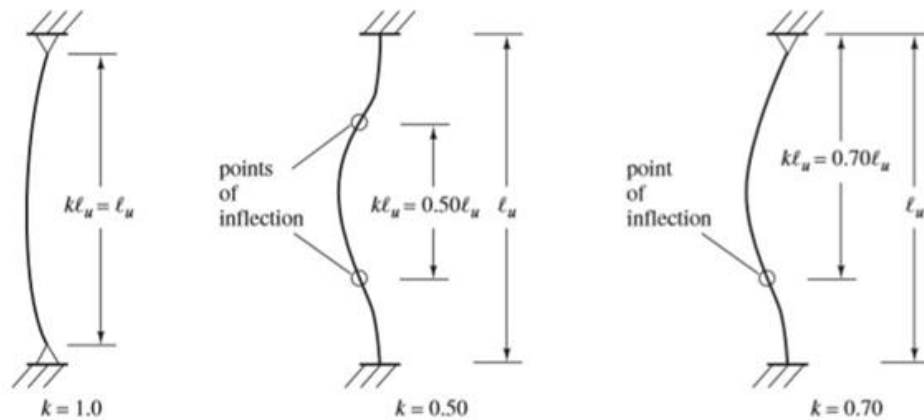
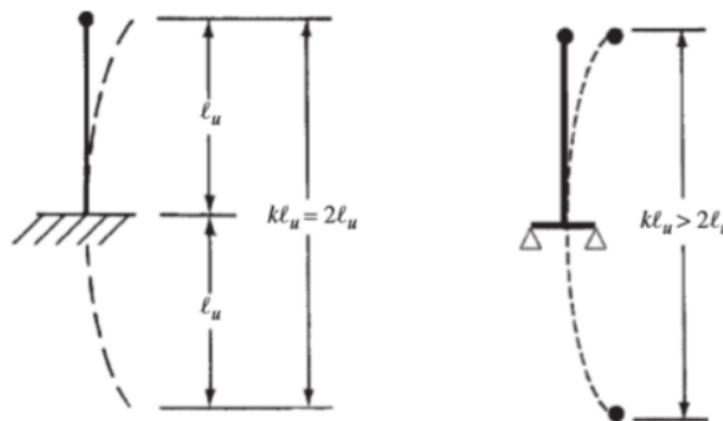


Figure IV.12 Longueur de flambement des différents cas de poteaux isolés



a) Extrémité supérieure libre en rotation
et en translation, extrémité inférieure fixe

b) Extrémité supérieure libre en rotation
et en translation, extrémité inférieure
partiellement empêchée de tourner

Figure IV.13 Poteaux dans un portique de structure

**IV.2.6.4 Élancement :**(Article 10.10, ACI 318M-08, ACI 318-08)

$$\lambda = \frac{Kl_u}{r} \quad (\text{IV.169})$$

Avec :

$$r : \text{rayon de giration égale à : } r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (\text{IV.170})$$

I_g : moment d'inertie de la section du poteau.

A_g : l'aire de la section totale du poteau.

Cet élancement géométrique λ est limité par un élancement admissible λ_n il est donné en fonction de plusieurs paramètres influents sur la stabilité du poteau :

-Pour les éléments comprimés contreventés :

$$\lambda_n = (34 - 12(\frac{M_1}{M_2})) \leq 40 \quad (\text{IV.171})$$

Où M_1 , M_2 sont les moments du premier ordre des extrémités d'un poteau comme le montre la figure IV.14, avec M_2 toujours supérieur à M_1 ($M_2 > M_1$)

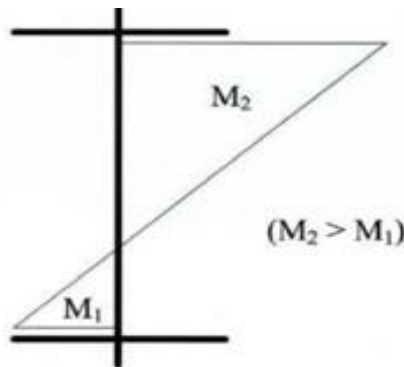


Figure IV.14 Moments M_1 et M_2 du premier ordre dans les extrémités d'un poteau.

-Pour les éléments comprimés non-contreventés :

$$\lambda_n = 22$$

Si $\lambda \leq \lambda_n$: le poteau est considéré comme court, dans ce cas l'effet du second ordre est négligeable.



Si $\lambda > \lambda_n$: le poteau est considéré comme élancé, l'effet du second ordre doit être pris en compte dans la conception.

IV.2.6.5 Section d'armature : (Article 10.3.6.1 ACI 318-08):

Si l'on tient compte de la section nette de béton :

$$P_u \leq \Phi P_n = \alpha \Phi (A_{st} f_y + 0,85 f'_c (A_g - A_{st})) = \alpha \Phi P_0 \quad (\text{IV.172})$$

Où

$$P_0 = (A_{st} f_y + 0,85 f'_c (A_g - A_{st})) \quad (\text{IV.173})$$

Si l'on tient compte de la section brute de béton :

$$P_u \leq \Phi P_n = \alpha \Phi (A_{st} f_y + 0,85 f'_c A_g) \quad (\text{IV.174})$$

$$P_u \leq \Phi \alpha P_0 \Leftrightarrow P_0 \geq \frac{P_u}{\Phi \alpha} \Leftrightarrow A_{st} \geq \frac{\frac{P_u}{\Phi \alpha} - 0,85 f'_c A_g}{f_y - 0,85 f'_c} \quad (\text{IV.175})$$

Avec :

P_n : force nominal résistant sans coefficient de sécurité.

P_u : Effort normal de compression ultime (ELU)

A_{st} : l'aire de la section des armatures longitudinales.

A_g : l'aire totale de la section transversale du poteau.

Φ : facteur de réduction de résistance.

$\Phi = 0,65$ pour les poteaux avec cadres ou cerces.

$\Phi = 0,75$ pour les poteaux en armatures transversales spirales.

$\alpha = 0,85$ pour les poteaux en armatures transversales spirales.

$\alpha = 0,80$ pour les poteaux avec cadres ou cerces.

A) Section des armatures pour les poteaux en spirale :

$$P_u \leq \Phi P_n(\max) = \alpha \Phi (A_{st} f_y + 0,85 f'_c (A_g - A_{st})) \quad (\text{IV.176})$$

On a : $\Phi = 0,75$ et $\alpha = 0,85$ donc la section d'armature pour les poteaux en spirales égale à :



$$A_{st} \geq \frac{1,569P_u - 0,85f'_c A_g}{f_y - 0,85f'_c} = \frac{P_u - 0,542f'_c A_g}{0,638f_y - 0,542f'_c} \quad (\text{IV. 177})$$

B) Section des armatures pour les poteaux attachés en cerces ou cadres :(Article 10.3.6.2 ACI318-08)

$$P_u \leq \Phi p_n (\text{max}) = \alpha \Phi (A_{st}f_y + 0,85f'_c (A_g - A_{st})) \quad (\text{IV.178})$$

On a : $\Phi=0,65$ et $\alpha= 0,80$ donc, la section d'armature pour les poteaux attachés en cerces ou cadres égale à :

$$A_{st} \geq \frac{1,923P_u - 0,85f'_c A_g}{f_y - 0,85f'_c} = \frac{P_u - 0,442f'_c A_g}{0,52f_y - 0,442f'_c} \quad (\text{IV. 179})$$

IV.2.6.6 L'espacement maximal des armatures : (Article 7.10.5.2 ACI 318M-08)

$$S_{\text{max}} \leq \min (16\phi_{\text{min}}; 48\phi_t; a) \quad (\text{IV.180})$$

Avec:

ϕ_t : diamètre de l'armature transversale.

ϕ_{min} : diamètre de l'armature longitudinal minimal

a : petite dimension de la section du poteau.

IV.2.6.7 Les armatures transversales : (Article 7.10.5.1 ; ACI 318-08 ; ACI M 318-08)

$\phi_t \geq \text{N}^\circ 10$ (10 mm) pour $\phi_l \leq \text{N}^\circ 32$ (32mm) en (SI) (IV.181)

$\phi_t \geq \text{N}^\circ 13$ (13 mm) pour $\phi_l > \text{N}^\circ 32$ (32 mm)

$\phi_t \geq \#3$ (9,525 mm) pour $\phi_l \leq \#10$ (32,258 mm) en (US) (IV.182)

$\phi_t \geq \#4$ (12,70mm) pour $\phi_l > \#10$ (32,258mm)

Avec :

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

IV.2.6.8 L'enrobage des armatures :

L'enrobage en béton (c) des armatures ne doit pas être inférieur à ce qui suit : (Article 7.7.1 ACI 318M-08)

a) Béton coulé en place et exposé à la terre $c=7,5$ cm

b) Béton exposé à la terre et intempéries :

-pour les barres $\text{N}^\circ 19$ à $\text{N}^\circ 57$ $c= 5$ cm

-pour les barres $\text{N}^\circ 16$, les fils MW200 ou MD 200, et plus petit $c= 4$ cm

- c) Béton non exposé aux intempéries ou en contact au sol :
- Pour les dalles, murs (voiles /solives) :
 - barre N°43 et N°57 $c = 4\text{cm}$
 - barre N°36 et moins $c = 2\text{cm}$
 - Pour les poutres et les poteaux :
 - Armatures principales, armatures transversales (cadre, étrier, épingle, armature spirale) $c = 4\text{cm}$
 - Pour les coques et plaques :
 - barre N°19 et plus $c = 2\text{cm}$
 - barre N°16, fils MW200 ou MD200 et plus petit $c = 1,3\text{cm}$

IV.2.6.9 Section totale du poteau :

L'aire de la section totale du poteau (A_g) est conçue de la manière suivante :

-Pour les poteaux attachés (cerces ou cadres) :

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,40(f'_c + f_y \rho_s)} \quad (\text{IV. 183})$$

-Pour les poteaux en spirale (armature transversale spirale) :

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \rho_s)} \quad (\text{IV. 184})$$

IV.3 Résistance des sections au cisaillement

IV.3.1 Introduction:

IV.3.1.1 Définition de 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 (Figure IV.15).

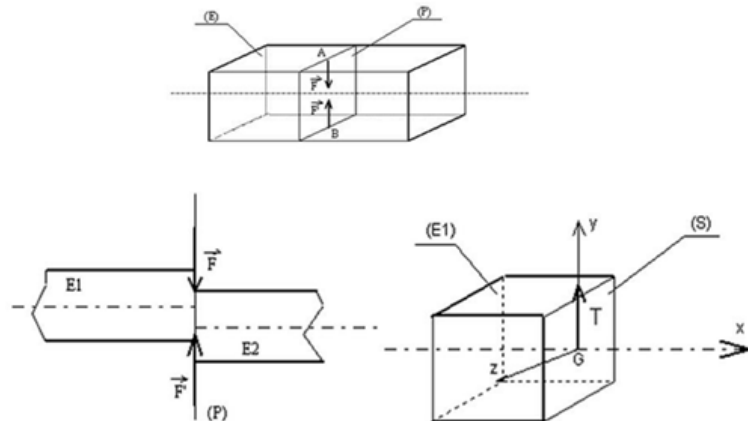


Figure IV.15 Modélisation d'une éprouvette sollicitée au cisaillement.

**IV.3.2 Calcul réglementaire au cisaillement selon le code EUROCODE 2 :****IV.3.2.1 État de fissuration d'une poutre en béton armé :**

Les vérifications de l'effort tranchant sont menées à l'état limite ultime (ELU) :

- a) ELU du béton de l'âme : vérification de la résistance en compression des bielles de béton en zone courante.
- b) ELU des armatures d'âme : dimensionnement des cadres pour résister aux efforts de traction en zone courante.
- c) ELU des aciers d'ancrage : dimensionnement des aciers longitudinaux à prolonger sur appuis.
- d) ELU du béton des bielles d'about : vérification de la résistance en compression des bielles de béton sur appuis.

L'effort tranchant résistant de l'acier et du béton (V_{Rd}) est :

$$V_{Rd} = (V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}) \quad (\text{IV.185})$$

V_{ccd} : est la valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de compression, dans le cas d'une membrure comprimée inclinée ;

V_{td} : est la valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force dans l'armature tendue, dans le cas d'une membrure tendue inclinée ;

$V_{Rd,s}$: est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant (armatures transversales) travaillant à la limite d'élasticité.

Pour les sections de hauteur constante $V_{ccd} = V_{td} = 0$

1. Armatures d'effort tranchant non-nécessaires (articles 6.2.1 et 6.2.2, page 79-80 Eurocode 2 ; Multon (2012)):

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si l'effort tranchant ultime dû aux charges appliquées $V_u = V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

$$\text{Où } V_{Rd,c} = \max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}; V_{min} \right] + k_1 \sigma_{cp} b_w d \quad (\text{IV.186})$$

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ alors, les armatures transversales sont utiles (nécessaires).

Les valeurs recommandées du code pour les paramètres $C_{Rd,c}$ et k_1 sont :



$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c ; k_1 = 0,15 ; f_{ck} \text{ en MPa} ; b_w \text{ et } d \text{ en mm (IV. 186)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{IV. 187})$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (\text{IV. 188})$$

$$v_{\min} = (0,34/\gamma_c) f_{ck}^{1/2} \quad (\text{pour les dalles}) \quad (\text{IV.189})$$

$$v_{\min} = (0,053/\gamma_c) k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (\text{pour les poutres}) \quad (\text{IV.190})$$

$$v_{\min} = (0,35/\gamma_c) f_{ck}^{1/2} \quad (\text{pour les voiles}) \quad (\text{IV.191})$$

La valeur recommandée de $v_{\min}$ est donnée par l'expression suivante : (Article 6.2.2. EUROCODE 2, page 80)

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (\text{IV.192})$$

A_{sl} : section des armatures tendues, prolongées sur plus de $(l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée,

b_w : largeur de la section droite dans la zone tendue (mm)

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindres à 28 jours.

V_{Ed} ou V_u : Effort tranchant agissant de calcul dans la section considéré dû aux charges extérieures et de la précontrainte.

$V_{Rd,c}$: Effort tranchant résistant de calcul de l'élément en absence d'armatures transversales.

V_{Rd} : Effort tranchant résistant de l'acier et béton.

σ_{cp} : est la contrainte de compression dans le béton au niveau du centre de gravité sous l'effort normal N_{Ed} dû aux charges et/ou à la précontrainte ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ en MPa, $N_{Ed} > 0$ en compression);

A_c : Section droite du béton (mm²).

2. Armatures d'effort tranchant nécessaires (article 6.2.3 ; EUROCODE 2)

2.1 Cas d'armatures d'effort tranchant verticales ($\alpha = 90^\circ$)

- Vérification de la compression des bielles :



$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min \left[V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\tan\theta + \cot\theta)} ; V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \right] \quad (\text{IV. 193})$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\theta} \quad (\text{IV. 194})$$

Avec :

$$Z = 0,9d$$

$\alpha_{cw} = 1$ pour les éléments non précontraints.

v_1 : Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (\text{IV. 194})$$

où f_{ck} en MPa

θ : est l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à la fibre moyenne de l'élément avec :

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (\text{IV.195})$$

$V_{Rd,max}$: effort tranchant résistant maximal repris par l'élément avant écrasement des bielles de béton comprimé.

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.

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b}$: La résistance de compression dans le béton ($\gamma_b = 1,5$)

2.2 Cas d'armatures d'effort tranchant inclinées de α

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min[V_{Rd,max} ; V_{Rd,s}]$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$



$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

α : Angle d'inclinaison des armatures d'effort tranchant

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}$$

3. Aire minimale d'armatures d'effort tranchant (Article 9.2.2, Eurocode 2 ; S. Multon (2012)):

$$\frac{A_{sw}}{s b_w} > \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{IV. 196})$$

4. Espacement maximal entre les armatures d'effort tranchant (Article 9.2.2, Eurocode 2 ; S. Multon (2012) béton armé):

$$s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75d ; 60 \text{ cm}) \quad (\text{IV. 197})$$

$$s_l \leq s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) \quad (\text{IV. 198})$$

Pour $\alpha=90^\circ$ on a : $s_{l,max} = 0,75d$

Avec :

s_l : Espacement longitudinale entre les cours d'armatures d'effort tranchant.

s_t : Espacement transversal des brins verticaux dans une série des cadres, étriers ou épingles.

5. Ancrage des armatures d'about (Article 6.2.3 et 9.2, EUROCODE 2; S. Multon (2012) béton armé):

Au niveau des appuis d'une poutre, il faut vérifier que les armatures longitudinales les reprennent Δf_{td} :

$$\Delta f_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} \cot\theta + \frac{M_{Ed}}{z} \quad (\text{IV.199})$$

Avec :



Δf_{td} : Effort de traction dans les armatures longitudinales dû à l'effort tranchant V_{Ed} et le moment M_{Ed} .

$$\text{Pour } \alpha \neq 90^\circ \rightarrow \Delta f_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} (\cot \theta + \cot \alpha) + \frac{M_{Ed}}{Z} \leq \frac{M_{Edmax}}{Z} \quad (\text{IV.200})$$

-Sur les appuis considérés comme faiblement ou pas encastrés, il faut ancrer au moins 25% du moment en travée (Article 9.2.1.4 ; EUROCODE 2).

IV.3.2.2 Vérifications de la compression des bielles d'about :

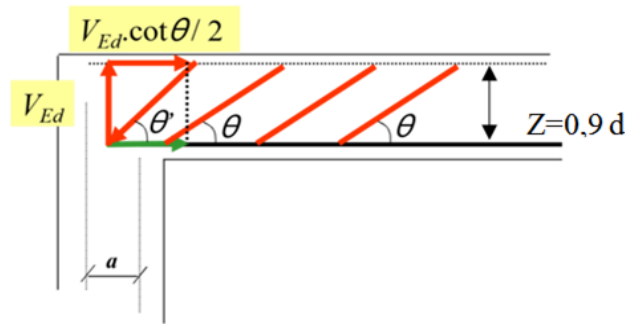


Figure IV.16 Compression des bielles d'about

Sur appui, l'angle de la bielle d'about est θ' :

$$\cot \theta' = \cot \theta / 2 \quad (\text{IV.201})$$

A- Vérification de la compression des bielles d'about d'un appui de rive :

$$\sigma_{Rd} = \max[\sigma_{Rd1}; \sigma_{Rd2}] \leq \sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{IV.202})$$

$$\sigma_{Rd1} = \frac{V_{Ed}}{b_w a_1} \quad \text{et} \quad \sigma_{Rd2} = \frac{V_{Ed}}{b_w a_2 \sin \theta'} \quad (\text{IV.203})$$

Avec :

a_1, a_2 : Les largeurs de la bielle sur appui.

$$a_1 = a_{appui} - c_{nom} - 2s_0 \quad (\text{IV.204})$$

$$a_2 = (a_1 + \cot \theta' (2s_0 + s)) \sin \theta' \quad (\text{IV.205})$$

s_0 : Distance entre le bas de la poutre et l'entraxe de l'acier le plus bas.



s : entraxe entre les lits des aciers.

C_{nom} : Epaisseur d'enrobage du béton.

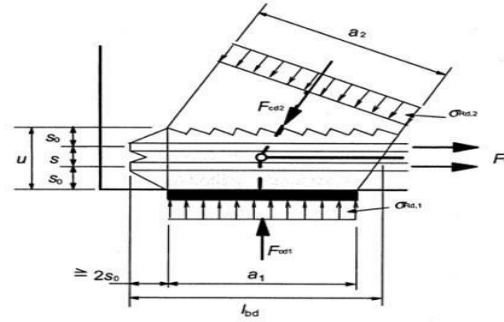


Figure IV.17 Nœud soumis à la compression et à la traction avec armatures dans une direction au niveau de l'appui de rive.

B- Vérification de la compression des bielles d'about d'un appui intermédiaire (article 6.5.4 Eurocode 2; S. Multon (2012) béton armé,)

$$\sigma_{Rd} = \max[\sigma_{Rd1}; \sigma_{Rd2}; \sigma_{Rd3}] \leq \sigma_{Rd;max} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (IV.206)$$

Avec :

$$\sigma_{Rd1} = \frac{V_{Edw} + V_{Ede}}{b_w a_1} \quad (IV.207)$$

$$\sigma_{Rd2} = \frac{V_{Edw}}{b_w a_2 \sin \theta'_w} \quad (IV.208)$$

$$\sigma_{Rd3} = \frac{V_{Ede}}{b_w a_3 \sin \theta'_e} \quad (IV.209)$$

$$a_3 = (a_1 + \cot \theta'_e (2s_0 + s)) \sin \theta'_e \quad (IV.210)$$

$$a_2 = (a_1 + \cot \theta'_w (2s_0 + s)) \sin \theta'_w$$

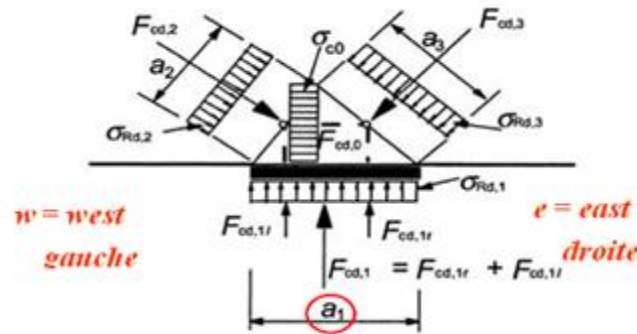


Figure IV.18 Nœud à compression, sans tirant au niveau d'un appui intermédiaire.

IV.3.3 Calcul réglementaire du cisaillement selon le code CBA 93 :

IV.3.3.1 Dimensionnement des sections sous sollicitation d'effort tranchant:

Le règlement CBA 93 prévoit que les poutres sont toujours justifiées à l'état limite ultime vis-à-vis de sollicitation par un effort tranchant et la justification à l'état-limite de service se traduisant uniquement par des dispositions constructives.

IV.3.3.2 Contrainte tangentielle conventionnelle: (article A.5.1, 1 CBA 93)

La contrainte tangente (contrainte de cisaillement) dans la section où se produit l'effort tranchant sera donnée par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{T S}{b I} \quad (\text{IV. 211})$$

Avec :

T : l'effort tranchant.

S : Moment statique de la section.

b : la largeur de la section.

I : le moment d'inertie de la section.

Par simplification de calcul, le règlement CBA recommande une contrainte tangente conventionnelle ultime suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad (\text{IV. 212})$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement, en MPa, à l'ELU.



T_u : L'effort tranchant ultime.

b : la largeur de la section.

d : la distance entre la fibre supérieure et les armatures inférieures.

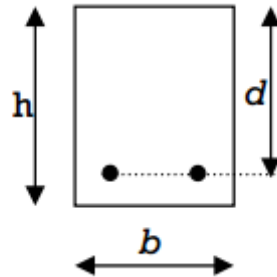


Figure IV.19 Section en béton armé

Dans l'expression conventionnelle, le règlement introduit la hauteur utile à la place du bras de levier afin de simplifier les calculs. La contrainte de cisaillement τ_u ne représente donc pas la valeur réelle de la contrainte exercée, mais une fraction comprise entre 0,8 et 0,9.

Note : En cas de largeur variable sur la hauteur de la section, il convient d'adopter pour b_0 une valeur minimale.

IV.3.3.3 Justification des poutres sous sollicitations tangentes :

a-Justification du béton :

La contrainte tangentielle τ_u doit satisfaire les conditions suivantes :

- Cas d'armatures droites $\alpha=90^\circ$ (article A.5.1.2.1.1 CBA 93) Le règlement impose la vérification suivante :

✓ Fissuration non préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{IV. 213})$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{IV. 214})$$

Cette vérification étant également valable pour les armatures mixtes (barres relevées plus cadres).

- Cas où les armatures sont inclinées à 45° (article A.5.1.2.1.2 CBA 93)

Quelle que soit fissuration, la vérification à faire est comme suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left(\frac{0,27 f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{MPa} \right) \quad (\text{IV. 215})$$

Si $\tau_u > \tau_{ulimite} \Rightarrow$ on doit augmenter les dimensions de la section.

Généralement la disposition des armatures à 45° est notamment recommandée lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire ($45^\circ < \alpha < 90^\circ$), il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

Sous l'effet de l'effort tranchant, le béton se fissure et se découpe en bielles inclinées à 45° , comme le montre la figure suivante :

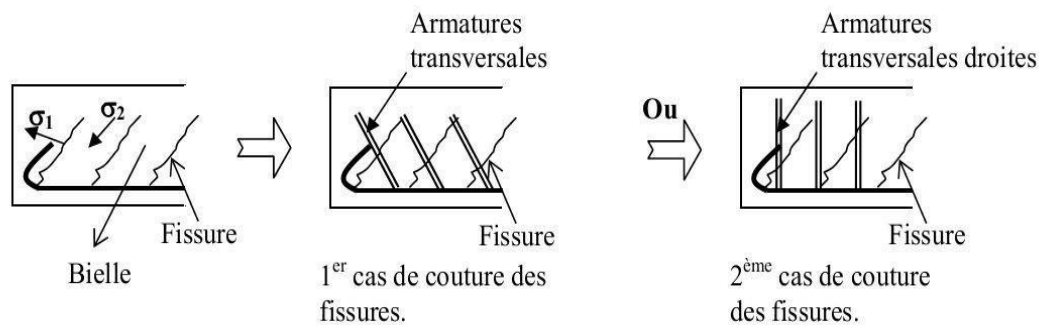


Figure IV.20 Position des armatures transversales et l'angle d'inclinaison des fissures dans une poutre droite.



Tableau IV.5 Valeurs des contraintes tangentes ultimes (MPa) avec $\gamma_b = 1,5$

f_{c28} (MPa)	Armature droites		Armatures à 45° pour toutes fissurations
	Fissurations non préjudiciable	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	
	$\min(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa)$	$\min(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$	$\min(\frac{0,27f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa)$
16	2,13	1,60	2,88
18	2,40	1,80	3,24
20	2,67	2,00	3,60
25	3,33	2,50	4,50
30	4,00	3,00	5,40
40	5,00	4,00	7,00
50	5,00	4,00	7,00
60	5,00	4,00	7,00

B. Justification d'acier :

B.1 Calcul des armatures (article A.5.1.2.3 CBA 93) :

Le rapport de la section A_t sur l'espacement s_t des armatures transversales doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}}{0,8 f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (IV.216)$$

- Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

b_0 : Largeur de l'âme.



f_e : Limite d'élasticité garantie des armatures transversales

γ_s : Coefficient de sécurité partiel sur les armatures (en général $\gamma_s = 1,15$)

α : Angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$ si elles sont droites).

A_t : Aire de la section des armatures transversales

S_t : Espacement entre armatures transversales

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours de valeur maximale de 3,3MPa.

Cette relation donne la section d'armatures d'âme nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant.

La relation comporte deux termes qui sont les suivants:

Le premier résulte de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch qui a pour but d'assurer l'équilibre des bielles par la disposition des armatures transversales inclinées d'un angle " α " par rapport à l'axe de la poutre appelée les armatures des coutres.

Le deuxième (terme soustractif) tient compte, par l'intermédiaire du coefficient empirique " K ", les valeurs suivantes :

* $K = 1$ en flexion simple

* en flexion composée avec compression (σ_{cm} contrainte moyenne)

$$K = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}} \quad (\text{IV. 217})$$

*en flexion composée avec traction (σ_{tm} contrainte moyenne),

$$K = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}} \quad (\text{IV. 218})$$

* $K = 0$ si la fissuration considérée est très préjudiciable ou s'il y a une reprise de bétonnage non traités.

* $K=1$ si la reprise de bétonnage est munie d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm, ou le cas où il n'y a pas de reprise de bétonnage.

B.2 Section minimale d'armatures transversales : (article A.5.1.2.2 CBA 93)

Pour toute âme de poutre comportant d'armatures transversales composées d'aciers parallèles au plan moyen d'âme et ancrés, il faut vérifier que :

$$S_t \geq 7 \text{ cm} \quad \text{avec :} \quad S_{\min} = 7 \text{ cm} \quad S_t \leq \min (0,9.d ; 40 \text{ cm}) \quad (\text{IV.219})$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{IV. 220})$$

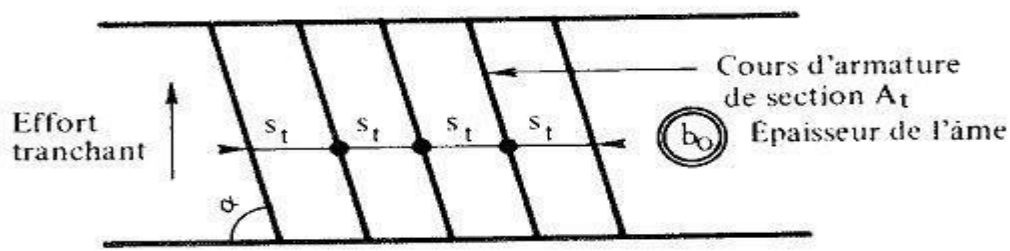


Figure IV.21 Dispositions des armatures transversales d'une poutre

Aussi il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right) \quad (\text{IV.221})$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre nominal d'armature transversale

ϕ_l : Diamètre nominal d'armature longitudinale.

h : Hauteur totale de la poutre

b_0 : Largeur brute d'une poutre.

• **Méthode forfaitaire de Caquot :**

Cette méthode est applicable qu'aux poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

1°- On calcule S_{t0}

2°- On prendra l'espacement immédiatement inférieur à S_{t0} dans la série de Caquot suivantes : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35. (cm). On choisit les espacements successivement que l'on respectera autant de fois en nombre entier compris dans la demi portée de la poutre ou la portée d'une console.

• **Epure de répartition :** aucune condition n'est imposée.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}}{0,8f_e} \quad (\text{IV.222})$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e} - \frac{0,3K \cdot f_{tj}}{0,8f_e}$$



$$\tau_u \leq \frac{A_t 0,8 f_e}{b_0 S_t} + 0,3 K f_{tj}$$

multiplions les deux cotés par $(b_0 \times d)$.

$$\tau_u \leq \frac{A_t 0,8 f_e d}{S_t} + 0,3 K f_{tj} b_0 d$$

Posons : $K_1 = A_t \cdot 0,8 \cdot f_e \cdot d$ et $K_2 = 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k \cdot b_0 \cdot d$ (IV.223)

D'où : $\tau_u \leq \frac{K_1}{S_t} + K_2$ (IV.224)

La méthode sera la suivante :

- On calcule S_{t0} .
- On choisit les espacements S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} Tel que $S_{t1} \leq S_{t2} \leq S_{t3} \dots$
- On calcule les quantités $\frac{K_1}{S_{t0}} + K_2$, $\frac{K_1}{S_{t1}} + K_2$, $\frac{K_1}{S_{t2}} + K_2$,

IV.3.4 Calcul réglementaire selon le code CSA :

Les pionniers du calcul de la résistance à l'effort tranchant ont été Mörsch et Ritter qui ont proposé à l'aube du XXe siècle l'utilisation du treillis à 45° pour le calcul des étriers. Les principes de calcul de la résistance à l'effort tranchant adoptés dans les normes nord-américaines se sont éloignés des principes de la méthode des treillis élaborés au début du XXe siècle. Deux aspects principaux étaient incorrectement traités dans les normes de l'époque. Les ruptures à l'effort tranchant sont fragiles et soudaines, avec peu de signes précurseurs. Ainsi les règles de calcul adoptées par la norme A23.3 à compter des années 1960 étaient plus rigoureuses et sécuritaires. Elles avaient toutefois le défaut d'être principalement empiriques et plusieurs applications particulières nécessitaient l'introduction de nouvelles équations qui même si adéquates étaient parfois dépourvues de sens physique (Bruno, 2005).

Des efforts de recherche importants ont été entrepris au sein de divers groupes de recherche, en particulier au Canada, dans le but d'améliorer les méthodes de calcul en introduisant une version améliorée de la méthode des treillis à angle variable. Ceci a donné lieu au développement des nouvelles théories, exercice justifié par la motivation d'aborder le calcul à



l'effort tranchant à partir de bases théoriques rationnelles. Typiquement les méthodes adoptées utilisaient le principe du treillis à 45° pour le calcul des efforts dans les étriers tout en ajoutant des termes pour prendre en considération la contribution du béton, l'effet de la précontrainte ou des charges axiales de traction ou compression (Bruno, 2005).

La norme CAN/CSA-A23.3-04 adopte trois méthodes de calcul de la résistance à l'effort tranchant, à savoir la méthode simplifiée, la méthode générale basée sur la théorie du champ de compression, et la méthode des bielles et tirants. Les démarches de calculs de résistance au cisaillement diffèrent d'une méthode à une autre dépendamment de la portée de la poutre, particulièrement, du rapport de la distance entre l'appui et la charge appliquée à la profondeur des armatures longitudinales (a/d). La méthode des bielles et tirants implique des calculs laborieux qui tendent à sur dimensionner l'armature dans le cas de conditions simples. Elle s'applique davantage aux poutres profondes ou en présence de discontinuité de la géométrie de l'élément. Dans la méthode simplifiée et générale, la contribution du béton (V_c) et la contribution des aciers transversaux (V_s) se traduisent respectivement par les équations (IV.225) et (IV.226) ci-dessous (articles 11.3.4 et 11.3.5, CAN/CSA-A23.3-04). La contribution du béton dans la résistance à l'effort tranchant est en partie reliée à la résistance en traction du béton. Tandis que celle de l'acier dépend du nombre d'étriers traversant une fissure et de la composante verticale des efforts dans les étriers.

$$V_c = \lambda \beta \phi_c \sqrt{f'_c} b_w \cdot d_v \quad (\text{IV.225})$$

□

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour étriers droites} \\ \text{pour étriers inclinés d'un angle "}\alpha\text{"} \end{array} \right\} \begin{array}{l} V_s = \frac{\Phi_s f_y A_v d_v}{s \tan \theta} \\ V_s = \frac{\Phi_s f_y A_v d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \end{array} \quad (\text{IV.226})$$

β : Coefficient tenant compte de la résistance au cisaillement du béton fissuré.

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton.

f'_c : Résistance à la compression spécifiée du béton.

d_v : Hauteur efficace de cisaillement.

b_w : Largeur de l'âme de la poutre ou diamètre de la section circulaire.

$f_y \square$: Limite d'élasticité spécifiée de l'armature non précontrainte.

$\square A_v$: Aire de l'armature de cisaillement sur une distance.



θ : Angle d'inclinaison de la bielle de béton comprimé par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

s : Espacement de l'armature de cisaillement, mesuré parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce.

IV.3.4.1 *Contrainte tangente conventionnelle* (article 13.3.5.5 du code CSAA23.3-04)

La contrainte pondérée de cisaillement, v_f , doit être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$v_f = \frac{V_f}{b_0 d_v} \quad (\text{IV. 227})$$

Avec :

V_f : Effort tranchant horizontal pondéré.

b_0 : Largeur de la pièce.

IV.3.4.2 *Largeur efficace de la nervure* :

La largeur effective minimale de l'âme b_w est prise égale à la largeur minimale de l'âme sur la profondeur d_v définie comme suit figure IV.22.

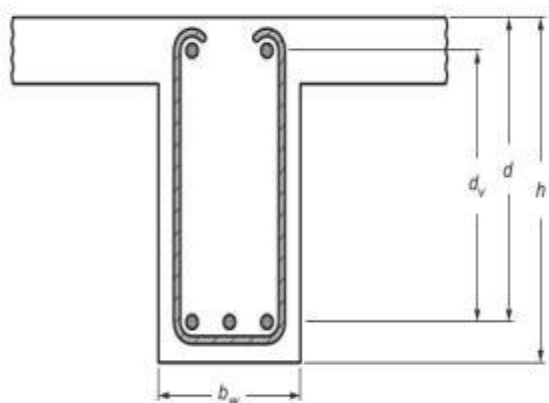


Figure IV.22 Largeur efficace de la nervure d'une poutre en T



Hauteur efficace de cisaillement, fixée à :

$$d_v = 0,9 d \quad \text{avec} \quad d_v \geq 0,72h \quad (\text{IV.228})$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section de béton.

d_v : Hauteur efficace de cisaillement.

d : Hauteur utile de la section de béton (distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité d'armature tendue).

Note : On prend la valeur la plus élevée.

Les cas particuliers suivants s'appliquent toutefois :

- Pour les sections circulaires, $b_w = D$.
- Pour les âmes de forme trapézoïdale, b_w est la largeur moyenne de l'âme incluant la portion la plus étroite mais excluant toute portion excédant une ligne faisant un angle de 20° à partir de la section la plus mince (Bruno, 2005).

IV.3.4.3 Résistance pondérée :

Dans le calcul de la résistance pondérée à l'effort tranchant, la norme A23.3 distingue les poutres profondes et des poutres élancées. Pour les poutres élancées avec aciers transversaux, la résistance pondérée au cisaillement doit être déduite de l'équation suivante (articles 11.3.3, CAN/CSA-A23.3-04):

$$V_r = V_s + V_c \quad (\text{IV.229})$$

Où

V_c : La part de l'effort tranchant résistant dû à la contribution du béton, égale à celle obtenue sans les aciers transversaux.

V_s : La part de l'effort tranchant résistant dû à la contribution des aciers transversaux.

Afin d'éviter les ruptures en compression dans l'âme, une limite maximale est donnée à :

$$V_{r,\max} = 0,25\phi_c f'_c b_w d_v \quad (\text{IV.230})$$

Avec :

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton.

f'_c : Résistance à la compression spécifiée du béton.

b_w : Largeur de l'âme de la poutre, diamètre de la section circulaire.

d_v : Hauteur efficace de cisaillement.

**IV.3.4.4 Calcul de l'effort résistant de béton (V_c) :**

L'expression générale adoptée par la norme A23.3-04 pour la contribution du béton est donnée par (articles 11.3.4, CAN/CSA-A23.3-04):

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (\text{IV.231})$$

Où :

ϕ_c : Coefficient de résistance du béton ($\phi_c = 0.65$)

λ : Facteur de pondération de la densité du béton [article 11.2.3 de code CSA]

- $\lambda = 1,00$ pour le béton à densité normale ;
- $\lambda = 0,85$ pour le béton semi-léger;
- $\lambda = 0,75$ pour le béton léger ;
- β : Coefficient tenant compte de la résistance au cisaillement du béton fissuré.

Le terme $\sqrt{f'_c}$ dans l'équation (IV.231) est limité à 8 MPa même si des bétons de résistance à la compression supérieure à 64 MPa sont utilisés (article 11.3.4 du code CSA A23.3).

IV.3.4.5 Calcul de l'effort résistant des aciers transversaux :

La contribution des aciers transversaux dépend du nombre d'étriers croisant une fissure et de la composante verticale des forces dans ces étriers. On considère que les étriers atteignent la contrainte de plastification f_y . La projection horizontale d'une fissure ayant une inclinaison θ par rapport à l'horizontal est $d_v / \tan \theta$. Ainsi, pour des étriers verticaux, l'effort tranchant résistant des aciers transversaux (V_s) est obtenu, comme le montre la figure (IV.23), de la manière suivante (article 11.3.5.1, CSA A23.3) :

$$V_s = \phi_s A_v f_y \cdot n \quad (\text{IV.232})$$

Où

n : Nombre d'étriers verticaux.

A_v : Somme de l'aire des branches des étriers dans le même plan.

Pour une fissure faisant un angle θ , le nombre d'étriers verticaux "n" est égal à :

$$n = \frac{d_v}{s \tan \theta} \quad (\text{IV.233})$$



$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan \theta} \quad (\text{IV. 234})$$

Où

s : Espacement d'un cours d'armatures transversales sur une ligne horizontale des étriers.

V_s : Effort tranchant résistant fournie par l'armature de cisaillement.

Pour des étriers inclinés ($\alpha \leq 90$), l'effort résistant V_s devient (article 11.3.5.2 du code CSA):

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{IV. 235})$$

$$V_r = V_s + V_c = V_f \Leftrightarrow V_s = V_f - V_c \quad (\text{IV.236})$$

La détermination de " θ " dépend de l'application et de la méthode choisie, tel qu'indiqué plus loin dans la présente section. Pour plus de détail sur θ , voir l'article 11.3.6 du code CSA A23.3.04

En conception, où V_c et V_f sont connus, l'espacement " S " des étriers verticaux est obtenu de l'équation suivante :

$$S = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{(V_f - V_c) \tan \theta} \quad (\text{IV. 237})$$

Avec:

s : Espacement maximal entre axes de l'armature transversale.

V_f : Effort tranchant pondéré.

V_c : Effort tranchant résistant du béton.

A_v : Aire de l'armature de cisaillement sur une distance .

ϕ_s : Coefficient de résistance ($\phi_s = 0,85$ pour les barres d'armature en acier encastrés).

f_y : Limite d'élasticité spécifiée de l'armature non précontrainte.

d_v : Hauteur efficace de cisaillement.

θ : Angle d'inclinaison de la bielle de béton comprimé par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

α : Angle d'inclinaison des armatures transversale par rapport à l'axe longitudinale de la poutre.

β : Coefficient tenant compte de la résistance au cisaillement du béton fissuré.

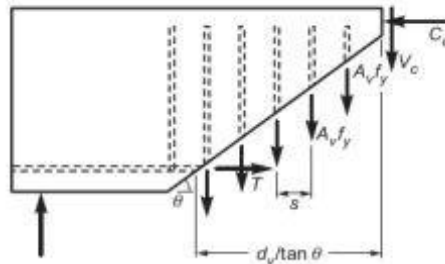


Figure IV.23 Disposition des étriers verticaux

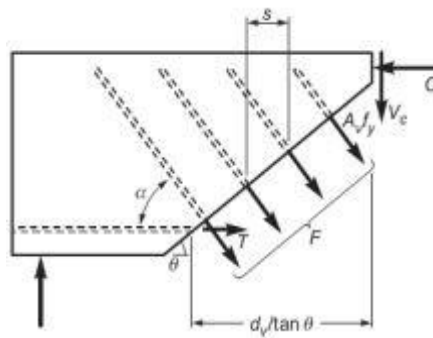


Figure IV.24 Disposition des étriers inclinés

Malgré la variation du diagramme d'effort tranchant, il est recommandé de limiter les changements d'espacement des étriers. Il est courant pour une poutre d'avoir trois espacements, celui correspondant aux extrémités, celui du centre et une valeur intermédiaire entre ces deux derniers. Enfin aux extrémités des poutres, le premier étrier est placé à une distance égale $S/2$ de l'appui.

IV.3.4.6 Espacement maximal des étriers :



La norme requiert que des étriers soient utilisés lorsque $V_f \geq V_c$. Tel qu'il est présenté plus loin, la contribution du béton est améliorée en présence d'étriers car ceux-ci favorisent le transfert des efforts le long du plan de fissuration en maintenant les fissures fermées.

Toutefois dans le cas où il n'y a pas d'étriers, V_c aura une valeur moindre comparativement à la situation où des étriers sont utilisés.

Pour que la contribution des étriers dans le calcul de V_c et de V_s puisse être considérée, la norme CSA requiert l'utilisation d'une quantité minimale d'armature minimale. L'armature minimale est requise dans le but d'assurer une certaine ductilité en cisaillement et d'éviter une rupture fragile. La norme spécifie ainsi une limite minimale à la portion de la résistance à l'effort tranchant reprise par les étriers égale à : 30% de celle reprise par le béton, ce qui correspond à une contrainte équivalente verticale de $0,06\sqrt{f'_c}$ en MPa :

$$V_{s,min} = A_{v,min} f_y \frac{d_v}{s} = 0,30 \cdot 0,2\sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (\text{IV.238})$$

Ce qui donne (article 11.2.8.2, CSA A23.3.04) :

$$A_{v,min} = 0,06\sqrt{f'_c} b_w \frac{s}{f_y} \quad (\text{IV.239})$$

Cependant, comme le type de barre pour les étriers est habituellement déterminé pour des considérations géométriques et pour satisfaire la résistance, la section A_v est connue a priori de sorte que c'est l'espacement maximal qui est requis. De l'équation (IV.239) on peut ainsi obtenir s_{max} :

$$\square s_{max} = \frac{A_v f_y}{0,06 b_w \sqrt{f'_c}} \quad (\text{IV.240})$$

De plus l'espacement maximal des étriers est fixé à (article 11.3.8.1, CSA A23.3.04)

$$\color{blue}{\oplus} V_f \leq 0,125\lambda\phi_c f'_c b_w d_v \Rightarrow \begin{cases} s \leq 600 \text{ mm} \\ \text{et} \\ s \leq 0,7 d_v \end{cases} \quad (\text{IV.241})$$

$$s \leq s_{max} = \min(0,7 d_v ; 600 \text{ mm})$$

$$\color{blue}{\oplus} V_f > 0,125\lambda\phi_c f'_c b_w d_v \Rightarrow \begin{cases} s \leq 300 \text{ mm} \\ \text{et} \\ s \leq 0,35 d_v \end{cases} \quad (\text{IV.242})$$



Avec :

λ : Coefficient tenant compte du béton.

V_f : Effort tranchant pondéré.

Enfin, tout comme l'angle θ , la valeur de β est déterminée en fonction de l'application et de la méthode de calcul choisie (Bruno, 2005).

IV.3.4.7 Méthode simplifiée (article 11.3.6.3, CSA A23.3) :

Pour des éléments dont la limite élastique nominale des armatures longitudinales n'excède pas 400 MPa et que la résistance spécifiée du béton ne dépasse pas 60 MPa, la norme recommande de prendre $\theta = 35^\circ$, et la valeur de β est déterminée, selon qu'il y ait ou non présence d'armatures transversales, comme suit :

a) Avec armatures transversales : Pour les éléments comportant au moins la quantité d'armatures transversales indiquée par l'équation (IV.239), la norme recommande de prendre $\beta = 0,18$.

b) Sans armatures transversales : Pour les éléments sans armatures transversales ou en quantité moindre que ce qui est prescrit par l'équation (IV.239), la norme recommande de déterminer β de l'équation suivante:

$$\beta = \frac{230}{1000 + s_{ze}} \quad (\text{IV. 243})$$

Où s_{ze} est appelé paramètre d'espacement de fissure équivalent, donné par :

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \quad (\text{IV. 244})$$

Cependant, s_{ze} ne doit pas être inférieur à $0,85s_z$. L'espacement des fissures d'âmes s_z est défini par la figure (IV.25) alors que le terme " a_g " correspond au diamètre des plus gros granulats. Pour les éléments qui ne comportent aucun lit d'armatures longitudinales intermédiaires, l'espacement " s_z " comme le montre la figure (IV.25) est donné par :

$$s_z = d_v \quad (\text{IV. 245})$$

Pour les éléments comportant des lits d'armatures longitudinales intermédiaires, s_z est pris égal à l'espacement vertical maximal entre ces lits à condition que l'aire de chacun des lits soit égale ou supérieure à $0,003 b_w \cdot s_z$ comme l'indique la figure (IV.25).

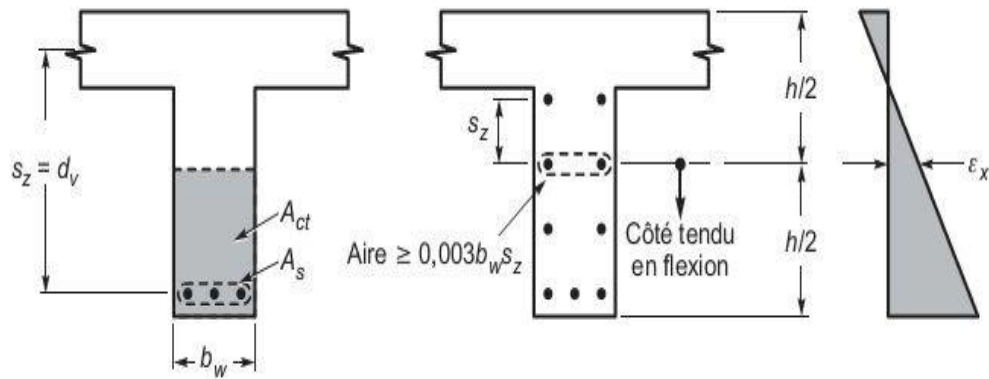


Figure IV.25 Termes utilisés dans les équations de calcul de l'effort tranchant

IV.3.4.8 Méthode simplifiée pour des éléments particuliers :

La norme (CSA A23.3) recommande de prendre $\theta = 42^\circ$ et $\beta = 0,21$ pour les éléments cités ci-dessous: [article 11.3.6.2, CSA A23.3]

- Dalles et semelles de fondation dont l'épaisseur totale h ne dépasse pas 350 mm.
- Semelles de fondation dont la distance entre le point de cisaillement nul et la face du poteau n'excède pas $3d_v$.
- Poutres de hauteur totale h n'excède pas 250 mm.
- Poutres coulées de manière monolithe avec la dalle et dont la dimension sous la dalle ($h_w = h - h_f$) n'excède pas les limites suivantes :

$$h_w \leq \frac{b_w}{2} \quad (\text{IV.246})$$

$$h_w \leq 350 \text{ mm} \quad (\text{IV.247})$$

h_w : Retombée de la poutre au dessous de la dalle.

b_w : Hauteur de la dalle. $\square h_f$: Largeur de l'âme de la poutre. h : Hauteur de la poutre y compris la dalle.

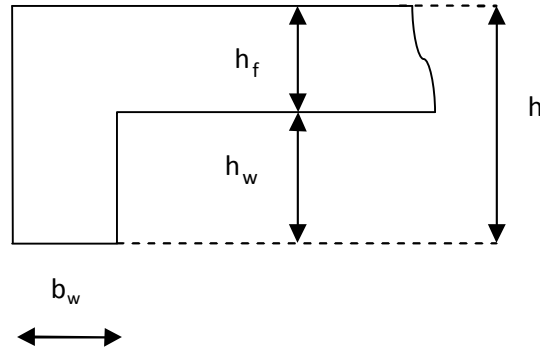


Figure IV.26 Dimensions d'une poutre coulée de manière monolithe avec une dalle.

IV.3.4.9 Méthode générale :

La méthode générale est basée sur la théorie modifiée du champ de compression et s'appuie sur la déformation longitudinale, sur l'ouverture effective des fissures, la valeur de β doit être calculée selon l'équation suivante :

$$\beta = \frac{0,40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (\text{IV. 248})$$

L'angle d'inclinaison θ , des contraintes de compression diagonales doit être calculé comme suit:

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (\text{IV. 249})$$

Dans le cas des sections comportant au moins des armatures transversales minimales $A_{\min}$, le paramètre équivalent d'espacement des fissures s_{ze} doit être fixé à 300 mm. Dans les autres cas, s_{ze} est déterminée par l'équation (IV.244).

Si f'_c dépasse 70MPa, le terme a_g doit être nul dans l'équation (IV.244).

Si $60 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$; le terme a_g doit être ramené linéairement à zéro.

Au lieu de calculs plus précis, la déformation longitudinale, ε_x , à mi-hauteur de la section doit être calculée à partir de l'équation suivante (article 11.3.6.4 CSA A23.3) :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0,5N_f}{2E_s A_s} \quad (\text{IV. 250})$$

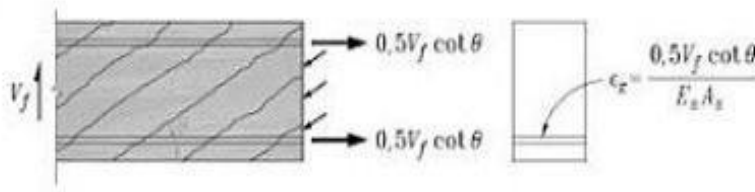


Figure IV.27 Détermination de déformation longitudinale ϵ_x pour l'effort tranchant

IV.3.5 Calcul réglementaire du cisaillement selon le code BS :

IV.3.5.1 Contrainte tangentielle (article 3.4.5.2 BS 8110 part 1, page 28):

La contrainte de cisaillement ν n'importe quelle section est donnée par :

$$\nu = \frac{V}{b_v d} \quad (\text{IV. 251})$$

Lorsque :

V : Force de cisaillement de conception due aux charges extrême.

b_v : La largeur de la section.

d : Profondeur effective de la section.

$$\nu \leq \min(0,8\sqrt{f_{cu}} ; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{IV. 252})$$

Afin de déterminer si l'armature du cisaillement est nécessaire, il est nécessaire de calculer la résistance au cisaillement, en utilisation la contrainte de cisaillement du béton de conception du code BS 8110, à la section critique le long des poutres. La contrainte de cisaillement du béton de conception ν_c , est composée de trois composantes principales, à savoir :

1. Le béton de la zone de compression.
2. Dispositif de verrouillage des agrégats dans la zone de fissure.
3. Action de couture à l'aide de l'armature de traction.

La contrainte de cisaillement du béton de conception ν_c peut être déterminée à l'aide du tableau IV.6. Les valeurs de ν_c sont en fonction du pourcentage de l'aire de la section des armatures longitudinales tendues ($100 A_s/b_v d$) et de la profondeur effective (d) de la section de l'élément.



Tableau IV.6 Valeurs de la résistance du béton au cisaillement (v_c en N/mm²)

$\frac{100A_s}{b_v d}$	Profondeur effective (d), mm							
	125	150	175	200	225	250	300	≥ 400
≤ 0.15	0.45	0.43	0.41	0.40	0.39	0.38	0.36	0.34
0.25	0.53	0.51	0.49	0.47	0.47	0.45	0.43	0.40
0.50	0.57	0.64	0.62	0.60	0.58	0.56	0.54	0.50
0.75	0.77	0.73	0.71	0.68	0.66	0.65	0.62	0.58
1.00	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71	0.68	0.63
1.50	0.97	0.92	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.72
2.00	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80
≥ 3	1.22	1.16	1.12	1.08	1.05	1.02	0.98	0.91

Le tableau ci-dessus suppose que la résistance à la compression du béton sur cube est de 25N/mm², pour d'autres valeurs de cube jusqu'à un maximum de 40 N/mm², les contraintes de cisaillement de calcul peuvent être déterminées en multipliant les valeurs du tableau ci-dessus par le facteur $(f_{cu}/25)^{1/3}$. Les valeurs de v_c citées au tableau ci-dessus sont évaluées par l'expression suivante :

$$v_c = \frac{0.79}{\gamma_m} \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \quad (\text{IV. 253})$$

Où

$$\frac{100A_s}{b_v d} < 3$$

$$\left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \geq 0.67 \quad \text{pour éléments sans armatures transversales}$$

$$\left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \geq 1 \quad \text{pour éléments avec armatures transversales}$$

d : Profondeur effective

A_s : Aire de la section d'armatures longitudinales tendue

$\gamma_m = 1.25$ facteur de sécurité pour le cas de cisaillement.

Généralement, lorsque la contrainte de cisaillement de conception de l'élément dépasse la contrainte de cisaillement de calcul du béton, un ferrailage transversal (de cisaillement) est nécessaire et qui se fait de deux manières suivantes :

- un ferrailage transversal vertical (cadres ou/et étriers)
- une combinaison d'armatures transversales verticales et inclinées (ou barres relevées).

IV.3.5.2 Résistance au cisaillement des étriers

- Cas d'armatures transversales verticales (droites) :

Considérons une poutre en béton armé avec des étriers uniformément espacés d'une distance s_v , sous l'action d'une force de cisaillement V . On suppose que le plan de rupture par cisaillement est incliné approximativement d'un angle de 45° par rapport au plan horizontal de la poutre, comme le montre la figure IV.28.

Le nombre d'étriers traversant la fissure potentielle est égal à d/s_v et il s'ensuit donc que l'effort résistant de cisaillement de ces étriers est donné par :

$$V_s = (d/s_v) \times A_{sv} \times 0,87 f_{yv} \quad (\text{IV.254})$$

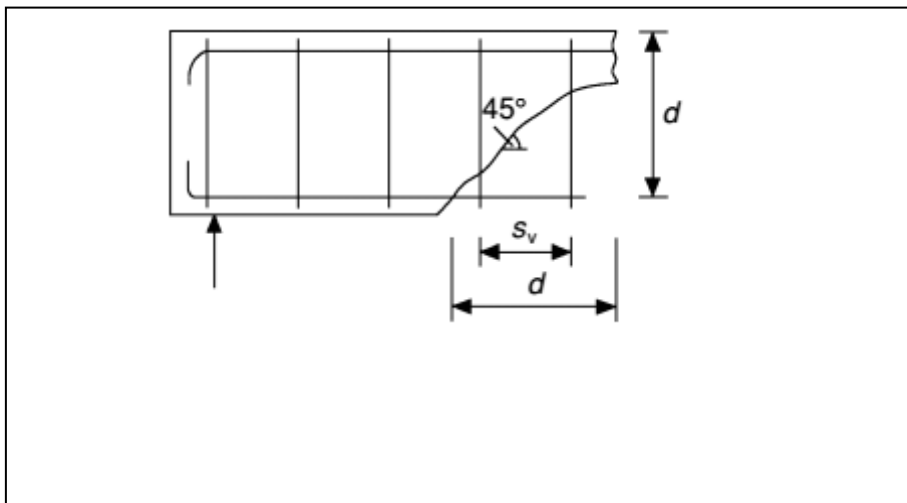


Figure IV.28 : Résistance au cisaillement des étriers

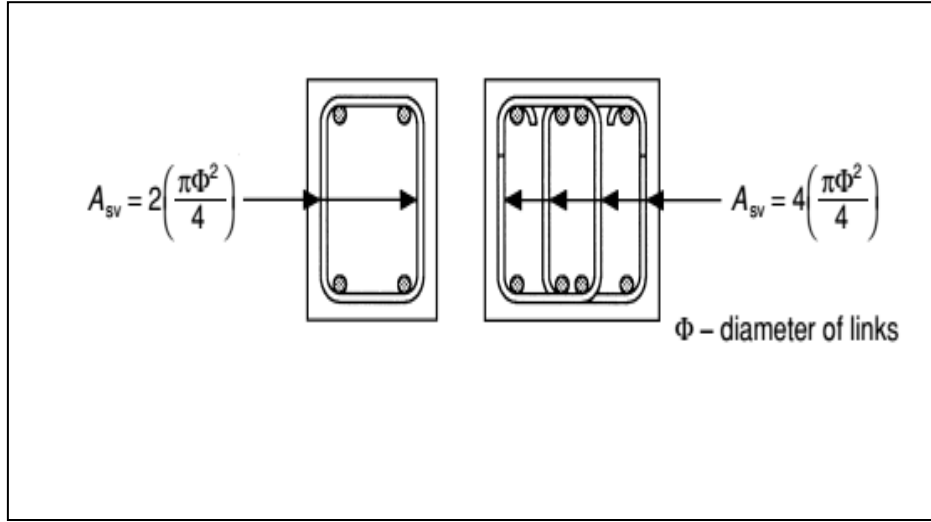


Figure IV.29 : A_{sv} pour les différentes dispositions d'armatures de cisaillement.

L'effort résistant au cisaillement de béton V_c , peut être calculée à partir de :

$$V_c = v_c b_v d$$

La force de cisaillement de calcul due aux charges extrême, V , doit être inférieure à la somme de l'effort résistant du béton V_c plus l'effort résistant des étriers V_s , sinon une rupture peut survenir. Donc :

$$\begin{aligned} V &\leq V_c + V_s \\ V &\leq v_c b_v d + \left(\frac{d}{s_v}\right) A_{sv} 0,87 f_{yv} \\ v &\leq v_c + \left(\frac{1}{b_v s_v}\right) A_{sv} \cdot 0,87 f_{yv} \\ \frac{A_{sv}}{s_v} &= \frac{b_v (v - v_c)}{0,87 f_{yv}} \quad (\text{IV. 255}) \end{aligned}$$

- Lorsque $(v - v_c)$ est inférieur à $0,4 \text{ N/mm}^2$, alors les étriers doivent être calculés par :

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{0,4 b_v}{0,87 f_{yv}} \quad (\text{IV. 256})$$



- Lorsque $v < 0,5v_c$, aucune armature transversale (de cisaillement) n'est nécessaire, mais en pratique on doit mettre un minimum d'armatures transversales dans les structures de grandes importances.
- Lorsque $0,5v_c < v < (v_c + 0,4)$, un minimum d'armatures transversales doit être prévu le long de la poutre et qui est donné par l'équation (IV.256).
- Lorsque $v > (v_c + 0,4)$, les armatures transversales sont nécessaires et sont calculées par l'équation (IV.255).

- Cas d'armatures transversales inclinées d'angle α (Article 3.4.5.6 BS 8110 part 1 page 29):

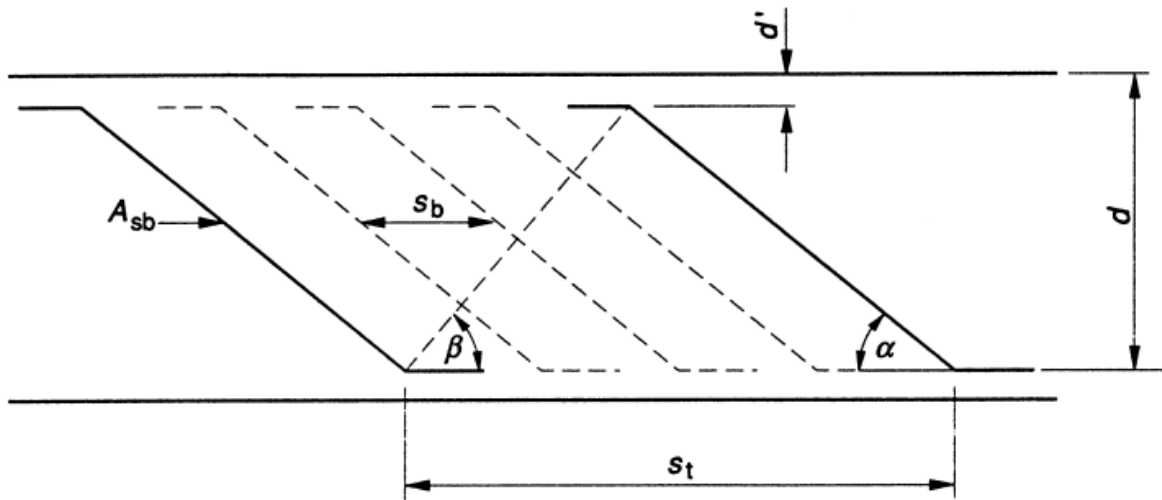


Figure IV.30 : Barres relevées (inclinées)

L'effort de cisaillement dû aux charges extérieures pondérées, V , doit être inférieur à la somme de l'effort résistant du béton V_c et l'effort résistant des barres relevées (inclinées) V_b :

$$V \leq V_c + V_b$$

$$V \leq V_c + 0.87f_{yv}A_{sb} \sin \alpha \frac{(d - d')(\cot \beta + \cot \alpha)}{s_b}$$

$$vb_v d \leq v_c b_v d + 0.87f_{yv}A_{sb} \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta)(d - d')}{s_b}$$

$$(v - v_c)b_v d \leq 0.87f_{yv}A_{sb}(\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta) \frac{(d - d')}{s_b}$$

$$\frac{A_{sb}}{s_b} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87f_{yv}(\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta)} \frac{d}{(d - d')} \quad (\text{IV. 257})$$



C'est la formule générale du code BS pour des bielles de béton inclinées de β et des armatures transversales inclinées de α .

Si l'on prend : $\beta = 45^0$

$$\frac{A_{sb}}{s_b} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87 f_{yv} (\cos \alpha + \sin \alpha)} \frac{d}{(d - d')} \quad (\text{IV. 258})$$

BS prend : $d - d' \cong d$

Donc :

$$\frac{A_{sb}}{s_b} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87 f_{yv} (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (\text{IV. 259})$$

IV.3.5.3 Espacement maximal des étriers : (Article 3.4.5.5, BS 8110 part 1 page 29)

- L'espacement des étriers le long de la poutre doit être : $s_v \leq s_{v\max} = 0,75d$

- Au niveau des appuis (sur une distance « d » de l'appui) : $s_v \leq \max(150\text{mm} ; d)$

IV.3.5.4 Armatures transversales minimales :

$$A_{sv} \geq \frac{0,4 b_v s_v}{0,87 f_{yv}} \quad (\text{IV. 260})$$

IV.6 Calcul réglementaire au cisaillement selon le code ACI 318-08

IV.3.6.1 Conception de l'armature d'une poutre au cisaillement :

L'armature de cisaillement est conçue pour chaque combinaison de charge à chaque situation sur la longueur de la poutre. Lors de la conception du ferrailage de cisaillement, pour une combinaison de chargement particulière, à une situation particulière en raison du cisaillement majeur de l'élément, les étapes suivantes sont appliquées :

- ✚ Déterminez l'effort de cisaillement pondéré, V_u .
- ✚ Déterminez l'effort de cisaillement, V_c à laquelle le béton peut résister.
- ✚ Déterminez le ferrailage de cisaillement requis pour supporter l'effort de cisaillement.



On note : SI unité : formule établie en unité internationale ; US Unité : formule établie en unité américaine.

IV.3.6.2 Résistance au cisaillement :

La conception des sections transversales soumises au cisaillement doit être basée sur :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{IV.261})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{IV.262})$$

Avec :

V_u : l'effort de cisaillement pondéré à la section considérée.

V_n : la résistance nominale au cisaillement.

V_c : la résistance nominale au cisaillement fournie par le béton, calculée conformément à l'article 11.2, 11.3 ou 11.11 ACI 318-08.

V_s : la résistance nominale au cisaillement fournie par un ferrailage de cisaillement calculé conformément à l'article 11.4, 11.9.9 ou 11.11 ACI 318-08.

IV.3.6.2.1 Résistance au cisaillement fournie par le béton :

- V_c doit être calculé conformément aux dispositions des articles 11.2.1.1 à 11.2.1.3 ACI 318-08, sauf si un calcul plus détaillé est effectué conformément à l'article 11.2.2 ACI 318-08 ou ACI 318 M-08.

- Pour les éléments soumis au cisaillement et flexion seulement :

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.263})$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.264})$$

- Pour les éléments soumis à une compression axiale :

$$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.265})$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.266})$$

Où $\lambda = 1$ pour un béton ordinaire (normal)

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0,56\sqrt{f'_c}} \leq 1 \quad \text{pour un béton léger} \quad (\text{IV.267})$$



Avec :

f_{ct} : résistance à la traction du béton léger (MPa)

f'_c : résistance à la compression du béton normal (MPa)

Pour la formule en unité américaine (US) N_u/A_g doit être exprimée en psi.

Cependant N_u / A_g en (MPa) pour la formule en unité internationale (SI)

- Pour les éléments soumis à une traction axiale importante, V_c doit être pris comme zéro, sauf si une analyse plus détaillée est effectuée à l'aide de l'article 11.2.2.3 de ACI 318-08-ACI 318M-08
- V_c peut être évalué en utilisant un calcul plus détaillé donné comme suit : (Article 11.2.2.1 ACI 318-08 ; ACI 318M-08)

$$V_c = \left(1,9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 3,5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.268})$$

$$V_c = \left(0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.269})$$

Lors du calcul de V_c par Eq. (IV.268) et (IV.269), $V_u d / M_u$ ne doit pas être pris supérieur à 1,0, où M_u apparaît simultanément avec V_u à la section considérée.

- Pour les éléments soumis à une compression axiale, il sera permis de calculer V_c en utilisant Eq. (IV.268) ou (IV.269) avec M_m substitué à M_u et $V_u d / M_u$ n'est pas alors limité à 1 :

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (\text{IV.270})$$

Cependant, V_c doit être :

$$V_c \leq 3,5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}} \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.271})$$

$$V_c \leq 0,29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}} \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.272})$$



N_u/A_g doit être en psi pour la formule en unité américaine (US).

Cependant, N_u / A_g doit être en MPa pour la formule en unité internationale (SI).

Quand M_m calculé par Eq (IV.270) est négatif, V_c doit être calculé par Eq (IV.271) ou (IV.272) ou (IV.265) ou (IV.266).

- Pour les éléments soumis à une traction axiale importante :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d > 0 \quad \text{en (US unité) (IV. 273)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d > 0 \quad \text{en (SI unité) (IV. 274)}$$

Où N_u est négatif pour la traction.

- Pour les éléments circulaires, la surface utilisée pour calculer V_c doit être prise comme le produit du diamètre et de la profondeur effective de la section de béton. Il est permis de prendre ' d ' égale à 0,80 fois le diamètre de la section en béton.

IV.3.6.2.2 Résistance au cisaillement fournie par l'acier : (Article 11.4.7 ; ACI 318 M-08)

Lorsque $V_u > \phi V_c$, un ferrailage de cisaillement doit être fourni pour satisfaire l'équation suivante :

$$V_u \geq \phi V_n \quad \text{où} \quad V_n = V_s + V_c \quad \text{(IV.275)}$$

Où V_s doit être calculé comme suite :

- Cas d'armatures de cisaillement perpendiculaires à l'axe de l'élément :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad \text{(IV. 276)}$$

Avec :

A_v : l'aire de la section d'armature de cisaillement.

s : l'espacement des armatures.

f_{yt} : la limite d'élasticité spécifiée d'une armature de cisaillement.

Lorsque les attaches circulaires, des cerceaux ou des spirales sont utilisés comme armatures de cisaillement, " V_s " doit être calculée à l'aide de l'Eq (IV. 276), A_v doit être pris égal à



deux fois l'aire de la barre dans une attache circulaire, une cerce ou une spirale à un espacement 's' qui est mesurée dans une direction parallèle aux armatures longitudinales.

- Lorsque des étriers inclinés sont utilisés comme armatures de cisaillement, alors :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (\text{IV.277})$$

Où α est l'angle entre les étriers inclinés et l'axe longitudinal de l'élément, et s est mesuré dans une direction parallèle au renforcement longitudinal.

Lorsque l'armature de cisaillement est une barre unique ou un groupe unique de barres parallèles, toutes inclinées à la même distance de l'appui, alors :

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 3 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.278})$$

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0,25 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.279})$$

Lorsque l'armature de cisaillement est composée d'une série de barres parallèles inclinées (barres relevées) ou de groupes de barres parallèles inclinées à différentes distances d'appui, la valeur de V_s doit être calculée par Eq. (IV.277).

Seuls les trois quarts centraux de la partie inclinée de toute barre cintrée longitudinale doivent être considérés comme efficaces pour le renforcement par cisaillement.

Lorsque plusieurs types de ferrailage de cisaillement sont utilisés pour renforcer la même partie d'un élément, la valeur de V_s doit être calculée en faisant la somme des valeurs calculées pour les différents types de ferrailage de cisaillement.

La valeur de V_s doit respecter la condition suivante:

$$V_s \leq 8 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (US unité)} \quad (\text{IV.280})$$

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{en (SI unité)} \quad (\text{IV.281})$$

IV.3.6.3 Types d'armatures transversales résistantes au cisaillement :

- Les armatures de cisaillement suivantes sont utilisées:

- (a) Étriers perpendiculaires à l'axe de l'élément.
- (b) Armature en fil soudé avec des fils situés perpendiculairement à l'axe de l'élément;
- (c) Spirales, attaches circulaires ou cerceaux.



- Les valeurs de f_y et f_{yt} utilisées dans la conception de l'armature de cisaillement ne doivent pas dépasser 420MPa (60 000 psi), sauf que la valeur ne doit pas dépasser 550 MPa (80 000 psi) pour les armatures de fils soudées et déformées.
- Les étriers et autres barres ou fils utilisés comme armatures de cisaillement doivent s'étendre à une distance "d" de la fibre de compression extrême et doivent être développés aux deux extrémités.

IV.3.6.4 Calcul des armatures du cisaillement :

L'effort de cisaillement résistant est limitée à un maximum de (Article 11.4.7.9 ACI 318-08 ACI 318M-08) :

$$V_{\max} = V_c + 8\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{US unité}) \quad (\text{IV.282})$$

$$V_{\max} = V_c + 0,66\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{SI unité}) \quad (\text{IV.283})$$

-Si $V_u \leq 0,5\phi V_c$ (Article 11.4.6.1 ACI 318-08) : Pas d'armatures transversales $A_v = 0$

-Si $0,5\phi V_c < V_u \leq \phi V_{\max}$ (Article 11.4.7.1, 11.4.7.2, ACI 318-08) :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt}d(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad (\text{IV. 284})$$

Pour $\alpha = 90^\circ$ (armatures transversales droites), on a :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt}d} \quad (\text{IV. 285})$$

Avec :

ϕ : facteur de réduction de la résistance, est égal à 0,75 pour le cas des sections soumise au cisaillement (article 9.3.2.3, ACI 318-08 ; ACI 318M-08).

- Si $V_u > \phi V_{\max}$, la section de béton devrait être augmentée (Article 11.4.7.9 ACI 318-08).

IV.3.6.5 Section d'armatures minimales de cisaillement (Article 11.4.6.3, ACI 318-08 ; ACI 318M-08) :



Pour les éléments en béton armé et précontraint, l'aire de la section d'armature transversale minimale $A_{v,min}$ doit être calculée comme suit :

$$A_{v,min} = \max \left(0,75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{50 b_w s}{f_{yt}} \right) \text{ en (US unité) (IV.286)}$$

$$A_{v,min} = \max \left(0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \right) \text{ en (SI unité) (IV.287)}$$

Pour les éléments précontraints ayant une force de précontrainte effective n'est plus inférieure à 40% de la résistance à la traction du ferrailage de flexion, le ferrailage de cisaillement minimal requis $A_{v,min}$ est déterminé de la manière suivante :

$$A_{v,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left(0,75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{50 b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \end{array} \right. \text{ en (US unité) (IV.288)}$$

$$A_{v,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left(0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \end{array} \right. \text{ en (SI unité) (IV.289)}$$

Où f_{pu} : Résistance à la traction spécifiée de l'acier de précontrainte ; A_{ps} : Aire de la section d'armatures précontraintes.

IV.3.6.6 Espacements limites pour les armatures de cisaillement :

$$s \leq s_{max} = \min (0,5d ; 60\text{cm}) \quad (\text{IV.290})$$

Avec :

s : l'espacement des armatures transversales (de cisaillement).

s_{max} : l'espacement maximal des armatures transversales (de cisaillement).

d : hauteur utile entre la fibre de compression extrême et le centre de gravité du ferrailage longitudinal.

Chapitre V

COMPARAISON DES CALCULS JUSTIFICATIFS DE RESISTANCE DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS





V. COMPARAISON DES CALCULS JUSTIFICATIFS DE RESISTANCE DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

V.1 Introduction :

Ce chapitre présente la comparaison des méthodes de calculs justificatifs de résistance des sections au cisaillement et aux charges axiales, ainsi que les différentes caractéristiques des matériaux (béton et acier) recommandées par les cinq règlements CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS.

V.2 Caractéristiques physiques et mécaniques :

A) Béton :

Tableau V.1 Comparaison des caractéristiques physiques et mécaniques de béton

	Densité	Coefficient d'expansion thermique	Résistance caractéristique à la compression
Selon le code CBA	2500 Kg/ m ³	10×10 ⁻⁶ /°C	$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 60$ 1,10 f_{c28} lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
Selon le code ACI	2155 ÷ 2555 Kg/ m ³	Le code n'indique aucune valeur de coefficient de dilatation thermique.	-Pour un nombre d'essais $15 \leq n \leq 30$: $f'_c \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow \max (f'_{cr} = f'_c + 1,34S_s ; f'_{cr} = f'_c + 2,33S_s - 3,5)$ $f'_c > 35 \text{ MPa} \rightarrow \max (f'_{cr} = f'_c + 1,34S_s ; f'_{cr} = 0,90f'_c + 2,33S_s)$ -Pour un nombre d'essais S_s moins de 15 : $f'_c < 21 \text{ MPa} \rightarrow f'_{cr} = f'_c + 7$ $21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow f'_{cr} = f'_c + 8.3$ $f'_c > 35 \text{ MPa} \rightarrow f'_{cr} = 1.10f'_c + 5$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

Selon l'EUROCODE	La densité du béton à granulats légers est inférieure ou égale à 2200 kg/m ³ .	$10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	-La résistance moyenne en compression du béton à 28 jours : $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ -La résistance en compression du béton à l'âge test : $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$ Pour S = 0.25 (ciments de classe de résistance CEM 32.5R, CEM 42,5 N) $\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$
Selon le code CSA	1500 ÷ 2500 Kg/m ³	$10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ Pour le béton dont la température se situe entre 0 et 80°C : $6 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ et $13 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	$f'_c(t) \approx f'_c \frac{t}{4 + 0.85t}$ $20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 80 \text{ MPa}$ La valeur moyenne de 30 essais de résistance consécutifs soit : $\sigma > 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \bar{f}_c \geq f'_c + 1.4\sigma$ $\sigma \leq 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \bar{f}_c \geq f'_c + (2.4\sigma - 3.5)$ Avec : σ: l'écart type
Selon le code BS	1200 ÷ 2400 kg/m ³	$10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (Cette valeur est désignée pour le béton formé de Granit, basalte et pour les autres types d'agrégat (Voir tableau II.5, Chapitre 2 de ce mémoire))	$f_{cu} = f_m + 1.64 \text{ sd}$ Avec :sd: l'écart type.

	Résistance caractéristique à la traction	Module de déformation longitudinal	Coefficient de Poisson
Selon le code CBA	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ Pour $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ -Exemple : béton de densité normale $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ $E_c = 32164,2 \text{ MPa}$	- $\nu = 0,2$ (calcul des déformations) - $\nu = 0$ (calcul des sollicitations)
	-Par fendage : $f_{ct} \approx 0,56 \lambda \sqrt{f'_c}$ (en MPa).	$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$ - Béton de densité normale : $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$ -Exemple : béton de densité	Le code n'indique aucune valeur de coefficient de Poisson



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

Selon le code ACI	-Par flexion : $f_r \approx 0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ (en MPa).	normale $\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$ $f'_c = 25 \text{ MPa}$ $E_c = 23650 \text{ MPa}$	Néanmoins, pour les coques et plaques minces, le coefficient de Poisson pourrait être pris égal à zéro.
Selon l'EUROCODE	$f_{ctm} = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm}$ - $\alpha = 1$ pour $t < 28 \text{ j}$ - $\alpha = 2/3$ pour $t \geq 28 \text{ j}$. - f_{ctm} (sont données dans le tableau d'annexe I).	$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm}$ E_{cm} et f_{cm} ce sont les valeurs déterminées à 28 jours. -Le module d'élasticité du béton à 28 jours est : $E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$ (En GPa) - Exemple : béton de densité normale ($t=28 \text{ j}$) $f_{cm} = 25 \text{ MPa}$ $E_c = 31000 \text{ MPa}$	- $\nu = 0,2$ (béton non fissuré) - $\nu = 0$ (béton fissuré).
Selon le code CSA	- Par flexion : $f_r = 0,6 \lambda \sqrt{f'_c}$	E_c pour un béton dont γ_c est entre 1500 et 2500 kg/m^3 : $E_c = (3300 \sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5}$ Pour : $20 \leq f'_c \leq 40 \text{ MPa}$ et le béton de densité normale alors : $E_c = (4500 \sqrt{f'_c})$ -Exemple : béton de densité normale ($t=28 \text{ j}$) $f'_c = 25 \text{ MPa}$ $E_c = 22500 \text{ MPa}$	- $\nu = 0,2$ (béton non fissuré) - $\nu = 0$ (pour les voiles minces de comportement élastique).
Selon le code BS	$0,10 f_{cu}$ Elle est déterminée par l'essai de fendage selon les normes BS 1881 :1983 et BS EN 12390 :3 :2000	-Si $t=28 \text{ jours}$: $E_{c,28} = K_0 + 0.2 f_{cu,28}$ Le module d'élasticité du béton à un âge t : $E_{c,t} = E_{c,28} (0.4 + 0.6 \frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}})$ - Si $t \geq 3 \text{ jours}$ Les valeurs de $\frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}}$ pour l'équation ci- dessus ($E_{c,t}$) peuvent être obtenue à partir du tableau (II.3) dans le chapitre 2 de ce mémoire. -Exemple : béton de densité normale ($t=28 \text{ j}$) $f_{cu} = 25 \text{ MPa}$	$\nu = 0,2$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

		$E_c = 25000 \text{ MPa}$	
--	--	---------------------------	--

	Déformations différées	
	Retrait	Fluage
Selon le code CBA	$-\epsilon_r = 2.10^{-4}$ (Climat humide). $-\epsilon_r = 3.10^{-4}$ (Climat tempéré). $-\epsilon_r = 4.10^{-4}$ (Climat chaud). $-\epsilon_r = 5.10^{-4}$ (Climat très sec).	$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ $\epsilon_{fl}(\infty) = 2\epsilon_i = 2 \frac{\sigma}{E_{ij}}$
Selon le code ACI	Le code ACI ne donne aucune valeur numérique, et il indique seulement qu'il convient de faire une estimation réaliste des effets en service du fluage et du retrait.	
Selon l'EUROCODE	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ $\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0}$ $\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty)$ $\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) 10^{-6}$ $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$ $\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} -$ $\epsilon_{cd0} = (\text{Annexe III}).$ $- k_h = \text{Tableau II.7.}$	$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c}$ $-\varphi(\infty, t_0) = (\text{Annexe II})$ $\sigma_c > 0.45 f_{ck}(t_0) \rightarrow \varphi_{nl}(\infty, t_0) =$ $\varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1.5(K_T - 0.45)] \text{ où } K_T = \frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)}$ $- t_0 : \text{l'âge du béton au moment du chargement.}$ $- E_c = 1.05 E_{cm}$
Selon le code CSA	$\epsilon_r(t, t_0) = \epsilon_{r\infty} F_{vs} F_{HR} (F_t - F_{t0})$	$\epsilon_{totale} = \epsilon_e + \epsilon_f = \sigma / (E_c(t))$ $[1 + \varphi(t, t_0)] = \frac{\sigma}{E_{eff}}$ $E_{eff} = \frac{E_c(t)}{[1 + \varphi(t, t_0)]}$ La valeur φ peut être calculée à partir des conditions réelles d'humidité, de géométrie, etc., ou on peut prendre la valeur d'après le tableau (II.6) dans le chapitre 2 de ce mémoire calculé par rapport au module élastique à 28 jours.
Selon le code BS	-Une estimation du retrait au séchage du béton brut (non-armé) peut être obtenue à partir de la figure (II.14) dans le chapitre 2 de ce mémoire. -Une estimation du retrait de béton symétriquement armé peut être obtenue à partir de : $\frac{\epsilon_{sh}}{1 + K\rho}$	$\epsilon_{cc} = \frac{\text{contrainte}}{E_t} \varphi$ Le coefficient de fluage φ peut être estimé à partir de la figure (II.11) dans le chapitre 2 de ce mémoire.

**1-Densité :**

On constate à propos de cette caractéristique que les deux codes CSA et BS donnent un intervalle qui limite la densité d'un béton normal et léger avec une légère différence entre eux, le code ACI exhibe une gamme de valeurs pour un béton normal (ordinaire), cependant le code CBA présente une valeur de 2500 Kg/m^3 pour le béton armé ordinaire proche de la valeur maximale ($2400\text{-}2500 \text{ Kg/m}^3$) donnée par les codes CSA et BS. Néanmoins, l'EUROCODE n'indique aucune valeur de densité de béton mais il spécifie que celle d'un béton léger doit être inférieure ou égale à 2200 Kg/m^3 (voir le tableau V.1).

2-Coefficient d'expansion thermique :

Les quatre codes CBA, EUROCODE, CSA et BS indiquent une même valeur de coefficient de dilatation thermique de $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, par contre le code ACI ne donne aucune valeur (voir le tableau V.1).

3-Résistance caractéristique à la compression :

Cette résistance a des expressions empiriques presque différentes pour les cinq codes (tableau V.1). Le calcul se base sur le nombre d'essais selon les cinq codes. L'EUROCODE propose une formule basée sur la classe de résistance de ciment utilisée, de la température et des conditions de cure. Cependant, le CBA propose des formules déterminant la résistance en fonction de l'âge de béton et la valeur de f_{c28} . Pour le code BS, le calcul est basé sur la classe et l'âge de béton, et l'écart type. Pour le code CSA, la résistance à l'âge de 28 jours doit être située entre 20 et 80 MPa. L'expression déterminant la résistance moyenne est presque similaire à celle du code ACI. Aussi, on constate que ce code (CSA) propose plusieurs relations donnant la résistance en fonction de l'âge de béton dont nous retiendrons l'expression la plus proche à celle du code CBA.

4-Résistance caractéristique à la traction :

On remarque que les trois codes ACI, CSA et CBA présentent des formules empiriques approximatives pour le calcul de la résistance à la traction du béton, dépendant de la résistance à la compression de béton. Bien que l'EUROCODE présente une formule qui dépend de la résistance à la compression de béton et la classe de résistance de ciment utilisée. Néanmoins, le code BS souligne que la résistance caractéristique à la traction doit être déterminée par l'essai de fendage.



5-Diagramme contraintes - déformations réel :

Tableau V.2 Comparaison des diagrammes contraintes - déformations réel de béton

Selon le code ACI	Selon l'EUROCODE
Selon le code CSA	Selon le code BS
	Le code n'indique aucun diagramme réel
Selon le code CBA	
Le code n'indique aucun diagramme contraintes-déformations réel de béton.	

- Concernant le diagramme contraintes-déformation réel de béton, les deux codes CBA et BS n'indiquent aucun diagramme. Par contre, pour les trois diagrammes de contrainte – déformation du béton en compression d'ACI, EUROCODE, et CSA on remarque qu'ils ont la même forme d'allure qui reflète le comportement non – linéaire de béton comprimé comme le montre le tableau (V.2).

La partie descendante de la courbe contraintes – déformations est plus importante pour les bétons de faible résistance. En effet, plus la résistance du béton est élevée, plus son comportement est linéaire et fragile. Selon l'ACI la forme générale de ce diagramme se



compose d'une courbe ascendante culminant à une déformation pouvant atteindre 2.10^{-3} suivie d'une branche descendante s'étendant jusqu'à une déformation ultime de 3.10^{-3} et peut être plus. Bien que l'EUROCODE relie la déformation ε_{c1} correspondant à la contrainte maximale à la classe de résistance du béton d'après l'annexe I de ce mémoire. Selon le code CSA, il est remarquable de dire qu'en compression, la courbe est quasi linéaire jusqu'à 30% f'_c alors qu'en traction le béton est presque linéaire jusqu'à 90% f'_t . Aussi, on remarque que la partie linéaire de la courbe du béton en compression selon le CSA est presque similaire à celle donnée par l'EUROCODE.

6-Module de déformation longitudinale :

D'après les formules empiriques proposées par les cinq codes comme l'indique le tableau V.1, on constate qu'elles sont basées sur la valeur de la résistance à la compression. Bien que le module d'élasticité selon l'ACI et CSA dépend de la densité du béton. En outre, on remarque que les valeurs du module d'élasticité du béton selon l'EUROCODE, CBA et le BS sont supérieures à celles obtenues par les deux codes ACI et CSA, pour un béton de résistance à la compression f_{c28} ou $f'_c=25$ MPa à titre indicatif. Aussi, on constate que les valeurs du module d'élasticité du béton selon les deux codes ACI et CSA sont relativement proches, la même remarque peut être mentionnée pour les codes CBA et EUROCODE.

7-Déformations différées :

a-Retraît :

Pour les coefficients de raccourcissement, il est difficile de les comparer vu que ces coefficients ont des termes différents (voir le tableau V.1). Néanmoins, on essaie de les comparer entre les codes CBA, EUROCODE, CSA et BS car le code ACI ne donne aucune valeur numérique, et indique seulement qu'il convient de faire une estimation réaliste des effets en service du retrait. Le code EUROCODE propose une relation dépendant des facteurs qui sont en fonction du temps et d'humidité relative. Cependant, le code CBA propose des valeurs dépendantes de climat dans les régions d'Algérie, alors que le code CSA propose une relation dépendant des facteurs qui sont en fonction du rapport Volume / Surface de la pièce, d'humidité relative, et du temps. Par contre, le code BS estime la valeur du retrait du béton brut (non-armé) à partir d'un graphe (figure II.9) dépendant de l'épaisseur efficace de la



section et de l'humidité relative. Les recommandations concernant l'épaisseur efficace de la section et l'humidité relative sont les mêmes que celles données au fluage.

b-Fluage :

Le code ACI ne donne aucune valeur numérique, et il indique seulement qu'il convient de faire une estimation réaliste des effets en service du fluage, alors que les quatre codes CBA, EUROCODE, CSA et BS donnent des expressions de fluage qui sont basées d'une manière générale sur le même fondement théorique. Ces expressions dépendent du module d'élasticité du béton, de la contrainte appliquée au béton, du coefficient de fluage et du temps comme l'indique les relations dans le tableau V.1. Bien que l'EUROCODE adopte une relation détaillée dépendant de la contrainte appliquée au béton, de la classe de résistance du béton, et du coefficient de fluage qui dépend du temps et de l'environnement intérieur et extérieur de la pièce.

8-Coefficient de Poisson :

D'après le tableau V.1 les valeurs de coefficient de Poisson de béton sont similaires pour les quatre codes CBA, EUROCODE, CSA et BS, par contre l'ACI qui ne donne aucune valeur.

B) Acier :

Tableau V.3 Comparaison des caractéristiques physiques et mécaniques d'acier

Type d'acier				
Selon le code CBA	Selon le code ACI	Selon l'EUROCODE	Selon le code CSA	Selon le code BS
-Haute adhérence (HA)	-Grade 40 ($f_y = 276$ MPa)	$f_{yk} = 400$ à 600 MPa.	-Ductilité normale (R):	- Acier doux laminé à chaud :
FeE400 ($f_e = 400$ MPa), FeE500 ($f_e = 500$ MPa).	-Grade 50 ($f_y = 345$ MPa) -Grade 60 ($f_y = 414$ MPa) -Grade 75 ($f_y = 517$ MPa)		300R, 400R, 500R	$F_y = 250$ MPa
-Rond lisse (RL)	-Grade 80 ($f_y = 552$ MPa)		-Soudable et à meilleure ductilité (W):	- Acier à haute limite :
FeE215	-Grade 100			



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

($f_c=215\text{MPa}$), FeE235 ($f_c235\text{MPa}$)	($f_y = 690 \text{ MPa}$) -Grade 120 ($f_y = 827 \text{ MPa}$)		500W, 400W	$F_y=500\text{MPa}$
Densité				
Les deux codes n'indiquent aucune valeur		$\gamma_a = 7850 \text{ kg/m}^3$	Le code n'indique aucune valeur.	7850 kg / m^3
Coefficient d'expansion thermique				
Les trois codes n'indiquent aucune valeur			$10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$	$12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
Module d'élasticité				
$2 \times 10^5 \text{ MPa}$				
Coefficient de Poisson				
Les cinq codes n'indiquent aucune valeur				

1-Type d'acier :

D'après le tableau V.3, les quatre codes CBA, EUROCODE, CSA et BS proposent une classification dont les limites élastiques sont presque rapprochées. On remarque que le CSA classe les aciers selon leur ductilité et leur soudabilité. Le code BS suggère uniquement deux classes d'acier : de basse et de haute limite d'élasticité. Cependant l'ACI présente plusieurs classes d'acier.

2-Densité :

Concernant cette caractéristique, les trois codes CBA, ACI et CSA n'indiquent aucune valeur, cependant l'EUROCODE et le BS présentent une même valeur de densité d'acier de 7850 kg/m^3 .

3-Coefficient d'expansion thermique :

D'après le tableau V.3, les trois codes CBA, EUROCODE et ACI n'indiquent aucune valeur par contre les deux codes CSA et BS indiquent une valeur de $(10 \text{ et } 12) \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, respectivement.

4-Module d'élasticité :

À partir du tableau (V.3), on constate que les valeurs de module d'élasticité d'acier selon les cinq codes sont similaires et égales à $2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

**5-Coefficient de Poisson :**

Concernant ce coefficient les cinq codes n'indiquent aucune valeur.

6-Diagramme contraintes - déformations :

Tableau V.4 Comparaison des diagrammes contraintes - déformations de l'acier

Selon le code CBA	Selon le code ACI
Selon l'EUROCODE	
a) Acier laminé à chaud	b) Acier profilé à froid
Selon le code CSA	Selon le code BS



-D'après les quatre diagrammes simplifiés de contraintes – déformations de l'acier des codes CBA, ACI, CSA et le BS (Tableau V.4), on constate qu'ils ont la même forme d'allure. Les quatre diagrammes sont composés d'une partie de domaine élastique et d'une autre de domaine plastique dont la droite est parallèle à l'axe de déformation. Bien que l'EUROCODE suggère deux diagrammes presque de même allure l'un pour les profilés à chaud et l'autre pour les profilés à froid. Les codes CBA et BS présentent un diagramme conventionnel de contraintes-déformations pour la traction et l'autre pour la compression mais de même allure dont les valeurs de la limite d'élasticité (en traction et compression) sont identiques. Aussi, on constate que le CBA limite l'allongement et le raccourcissement relatifs de l'acier à 10%.

V.3 Contraintes admissibles :

A) Béton :

Tableau V.5 Comparaison des contraintes admissibles de béton

Selon le code CBA	Selon le code ACI	Selon l'EUROCODE	Selon le code CSA
ELU		ELU	ELU
$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$ γ_b : 1.5 pour situations durables ou transitoires. γ_b : 1.15 pour situations accidentelles $\theta = 1$ pour une durée d'application d'actions supérieure à 24 h. $\theta = 0,9$ si cette durée est entre 1 h et 24h $\theta = 0,85$ si elle est au plus égale à 1 h.	$\sigma_c = 0.85f'_c$	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}f_{ck}}{\gamma_c}$ γ_c : est le coefficient partiel relatif au béton. Avec : α_{cc} : 1 (Valeur recommandée par le code). γ_c : 1.5 pour situations durables ou transitoires. γ_c : 1.2 pour situations accidentelles.	- Compression : $\bar{\sigma}_c = \phi_c f'_c$ - Traction : $\bar{\sigma}_t = \phi_c \sqrt{f'_c}$ $\phi_c = 0.65$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

ELS		ELS	ELS
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$		$\bar{\sigma}_c = K_1 f_{ck}$ $K_1 = 0,6$ (valeur recommandée par le code pour les milieux correspondants aux classes d'exposition XD, XF et XS)	Les contraintes admissibles de béton à l'ELS ne doivent pas dépasser celles données par l'ELU.
Selon le code BS			
ELU		ELS	
$\sigma_{cc} = \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m}$ Où $\gamma_m = 1,5$		À l'ELS le BS limite la flèche et la largeur de fissure. Le code note que l'état limite de flèche et de fissuration ne sera pas atteint si les recommandations données sur le rapport de la portée à la hauteur utile et l'espacement des armatures sont respectées	

-À partir du tableau V.5 ci-dessus, on remarque que la limitation des contraintes de compression dans le béton selon le code ACI se fait sans spécification de la nature de l'état limite, par contre l'EUROCODE et CBA vérifient les contraintes de compressions dans les deux états limites ultime et service. Le code CSA limite les contraintes de compression et de traction dans le béton aux deux états ELU et ELS. Les expressions déterminant les contraintes admissibles de compression à l'ELU et l'ELS selon les trois codes CSA, CBA et EUROCODE sont relativement semblables particulièrement à l'ELS. Par contre, le code BS suggère une formule à l'ELU donnant une valeur petite par rapport aux autres codes, ceci s'explique par le fait que le BS utilise dans son approche la résistance à la compression déterminée sur cubes alors que les autres codes utilisent celle évaluée sur cylindres. Bien que, le code ACI propose une expression donnant une contrainte limite plus grande par rapport aux autres codes car la philosophie de l'ACI ne pénalise pas les efforts résistants dans le béton et l'acier séparément mais pénalise l'effort total résistant. En outre, les vérifications à l'ELS d'une manière générale selon les codes BS, ACI et CSA se portent uniquement sur la limitation des flèches et des ouvertures de fissures.

**B) Acier :****Tableau V.6 Comparaison des contraintes admissibles d'acier**

Selon le code CBA	Selon le code ACI	Selon l'EUROCODE	Selon le code CSA
ELU	Le code n'indique aucune valeur de $\bar{\sigma}_{st}$.	ELU	$f_s = \phi_s f_y$ Où : $\phi_s = 0.85$
$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles. $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles. $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables ou transitoires	
ELS		ELS	
- fissuration peu nuisible pas de limite - Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \{2/3f_e ; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}\}$ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \{0,5f_e ; 90 (\eta f_{tj})^{1/2}\}$		$\bar{\sigma}_s = 0.8f_{yk}$	
Selon le code BS			
ELU		ELS	
La contrainte admissible de l'acier (tendu ou comprimé) est donnée par la figure II.12 dans le 2ème chapitre de ce mémoire. $\sigma_s = \frac{f_y}{\gamma_m}$ Où $\gamma_m = 1,15$		À l'ELS le BS limite la flèche et la largeur de fissure pour qu'elles ne dépassent pas les valeurs admissibles fixées par le code. Cependant, si les recommandations du code sur le rapport de la portée à la hauteur utile et l'espacement des armatures sont respectées, il est inutile de faire le calcul justificatif à l'ELS	

- D'après les relations citées au tableau (V.6), on constate que le code ACI n'indique aucune valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ car l'ACI ne réduit pas les efforts résistants dans l'acier et le béton séparément mais il réduit la résultante des efforts résistants par un coefficient de tenu. Les deux codes CBA et EUROCODE contrôlent les contraintes dans les deux états limites. De plus, la nuisibilité de la fissuration à l'ELS selon ces deux codes est contrôlée par la limitation des



contraintes dans l'acier. D'une manière générale, les contraintes admissibles de l'acier à l'ELU selon les quatre codes CBA, EUROCODE, CSA et BS sont très similaires à l'ordre de $(0,85-0,87) f_y$. Quant aux vérifications à l'ELS, au lieu de contrôler la contrainte dans l'acier, les codes CSA, BS et ACI recommandent de contrôler la flèche et l'ouverture de fissure pour qu'elles ne dépassent pas les valeurs limites exigées par chaque code.

V.4 Action et sollicitations :

a- Aux états limites ultimes (ELU) :

Tableau V.7 Comparaison des Combinaisons à l'ELU

Selon le code CBA	Selon le code ACI
☞ Combinaisons fondamentales: $1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$ ☞ Combinaisons accidentelles : $G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11}.Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{2i}.Q_i$ -Exemple de combinaison de charge permanente $G = 30 \text{ KN/ml}$, et d'exploitation $Q = 20 \text{ KN/ml}$ d'une poutre isostatique : $1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 30) + (1,5 \times 20) = 70,5 \text{ KN/ml}$.	Combinaisons tenant en compte de l'action de pression d'un liquide et les déformations imposées : $U = 1.4 (D + F)$ $U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R)$ Combinaisons accidentelles : $U = 1.2D + 1,6 (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) + \gamma_L.L$ $U = 1.2D + 1,6 (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) + 0.8W$ $U = 1.2D + \beta_W. W + 0,5 (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R) + \gamma_L.L$ $U = 0.9D + \beta_W. W + 1.6H$ $U = 0.9D + \beta_W. W$ $U = 1.2D + \alpha_E. E + \gamma_L. L + 0,2 S$ $U = 0.9D + \alpha_E. E + 1.6H$ $U = 0.9D + \alpha_E. E$ Avec : $\gamma_L = 1$ dans le cas des parkings; d'une place publique et les surfaces où $L > 490 \text{ Kg/m}^2$. $\gamma_L = 0.5$ dans les autres cas. $\beta_W = 1.6$ si W est réduit par un facteur de direction, si non $\beta_W = 1.3$ $\alpha_E = 1.4$ si E est basée sur le niveau de service de l'effort sismique, si non $\alpha_E = 1$.



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

	-Exemple de combinaison de charge permanente $D = 30\text{KN/ml}$, et d'exploitation $L = 20\text{KN/ml}$ d'une poutre isostatique : $1,2G + 1,6Q = (1,2 \times 30) + (1,6 \times 20) = 68 \text{ KN/ml}$
Selon le code EUROCODE	Selon le code CSA
Combinaisons fondamentales : $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj, \text{inf}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ Avec : $G_{kj, \text{sup}}$ et $G_{kj, \text{inf}}$: sont des actions permanentes d'origines différentes. $\psi_{0,i}$: Coefficient de réduction donné au Tableau III.2 dans le chapitre 3 de ce mémoire. Les valeurs de γ_{Gj} et $\gamma_{Q,i}$ sont résumées dans le Tableau III.1 dans le chapitre 3 de ce mémoire. Combinaisons accidentelles ou sismiques :- Pour les situations de projets accidentels : $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \begin{cases} \psi_{1,1} \\ \text{ou } Q_{k,1} \end{cases} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ Avec : - $\psi_{1,1}$ et $\psi_{2,1}$ dépend de la situation accidentelle du projet. - A_d : valeur représentative de l'action accidentelle. Pour les situations de projets sismiques : $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ -Exemple de combinaison de charge permanente $G = 30 \text{ KN/ml}$, et d'exploitation $Q = 20\text{KN/ml}$ d'une poutre isostatique : $1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 30) + (1,5 \times 20) = 70,5\text{KN/ml}.$	Combinaisons ne tenant pas en compte de l'action sismique : $\alpha_D D + \gamma \psi (\alpha_L L + \alpha_W W + \alpha_T T)$ Avec : $\alpha_D = 0,85$ si la charge permanente s'oppose au renversement, le soulèvement, ou l'effet renversé de charge. $\alpha_D = 1,25$ autre cas. $\alpha_L = 1,5$; $\alpha_W = 1,5$; $\alpha_T = 1,25$ - Combinaisons tenant en compte de l'action sismique : $1,0 D + \gamma (1,0 E)$ - Combinaisons considérées pour les locaux de stockage et les salles de réunion : $1,0 D + \gamma (1,0 L + 1,0 E)$ - Combinaisons considérées pour les autres usages : $1,0 D + \gamma (0,5 L + 1,0 E)$ -Exemple de combinaison de charge permanente $D = 30 \text{ KN/ml}$, et d'exploitation $L = 20\text{KN/ml}$ d'une poutre isostatique : $1,25 D + 1,5 L = (1,25 \times 30) + (1,5 \times 20) = 67,5\text{KN/ml}.$



Selon le code BS
a- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k : 1-Toutes les portées sont chargées avec la charge de conception maximale : $1.4G_k + 1.6Q_k$ 2- Les portées alternatives sont chargées avec la charge de conception maximale : $1.4G_k + 1.6Q_k$ Et toutes les autres portées sont chargées avec la charge de conception minimale : $1.0G_k$ b- Charge permanente G_k + charge de vent W_k : 1-Si la charge permanente et la charge de vent agissent dans la même direction ou si leurs effets sont additifs, la combinaison de charges est : $1.4(G_k + W_k)$ 2-Cependant, si les effets sont dans des directions opposées, par exemple le soulèvement par le vent, la combinaison de charge critique est : $1.0G_k - 1.4W_k$ c-Charge permanente G_k + charge sismique E_l : $1.4(G_k + E_l)$ d- Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge de vent W_k : La structure doit être chargée avec : $1.2(G_k + Q_k + W_k)$ e-Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge sismique E_l : $1.2(G_k + Q_k + E_l)$ -Exemple de combinaison de charge permanente $G_k = 30$ KN/ml, et d'exploitation $Q_k = 20$ KN/ml d'une poutre isostatique : $1,4 G_k + 1,6 Q_k = (1,4 \times 30) + (1,6 \times 20) = 74$ KN/ml

b- Aux états limites de service :



Tableau V.8 Comparaison des Combinaisons à l'ELS

Selon le code CBA	Selon le code ACI	Selon le code EUROCODE
$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$	Combinaisons tenant en compte de l'action pression d'un liquide et les déformations imposées : $U = D + F$ $U = D + H + F + L + T$ $U = D + H + F + (S \text{ ou } L_r \text{ ou } R)$ $U = D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(S \text{ ou } L_r \text{ ou } R)$ Combinaisons accidentelles : $U = D + H + F + (W \text{ ou } 0.7E)$ $U = D + H + F + 0.75(W + 0.7E) + 0.75L + 0.75(S \text{ ou } L_r \text{ ou } R)$ $U = 0.6D + W + H$ $U = 0.6D + 0.7E + H$	Combinaison caractéristique : $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Selon le code CSA		
$D + \psi (L + Q + T)$		
Selon le code BS		
a-Charge permanente G_k + charge imposée Q_k : 1-Toutes les portées sont chargées avec la charge de conception maximale et les portées alternatives sont chargées avec la charge de conception maximale : $1.0G_k + 1.0Q_k$ Et toutes les autres portées sont chargées avec la charge de conception minimale : $1.0G_k$ b-Charge permanente G_k + charge de vent W_k: 1-Si la charge permanente et la charge de vent agissent dans la même direction ou si leurs effets sont additifs, la combinaison de charges est :		



$$1.0G_k + 1.0 W_k$$

2-Cependant, si les effets sont dans des directions opposées, par exemple le soulèvement par le vent, la combinaison de charge critique est :

$$G_k - W_k$$

c-Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge de vent W_k :

La structure doit être chargée avec :

$$1.0 G_k + 0.8 Q_k + 0.8W_k$$

d-Charge permanente G_k + charge imposée Q_k + charge sismique E_l :

La structure doit être chargée avec :

$$1.0 G_k + 0.8 Q_k + 0.8E_l$$

-D'après les deux tableaux (V.7) et (V.8), on constate que selon les cinq codes les combinaisons d'actions sont basées sur le même fondement théorique. Ces combinaisons sont en fonction de la charge permanente, d'exploitation, accidentelle (sismique), température, neige, vent, et d'autres charges, et aussi en fonction de l'importance d'usage d'ouvrage. Les coefficients de pondération des charges permanentes et d'exploitation à ELU selon les deux codes CBA et EUROCODE sont similaires et qui sont différents à ceux des codes ACI, CSA et BS. Les codes ACI et CSA sous-estiment les coefficients de pondération des charges permanentes à ELU par rapport aux autres codes étudiés. Cependant, le code BS surestime les coefficients de pondération des charges permanentes et d'exploitation à ELU comparés à ceux des quatre codes.

V.5 Comparaison des résistances aux charges axiales et au cisaillement selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE :

A) résistance à la traction simple :



Tableau V.9 : Comparaison des justifications des sections soumises à la traction simple selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE

	(a) Condition de non fragilité	
EUROCODE	$A_{s,min}.f_{yk} = A_c \cdot f_{ctm}$	
CBA	$A f_e \geq B f_{t28}$	
CSA	Avec	$A_{s,min.} = \rho_{min} A_g$ $\rho_{min} = \frac{f_{ct}}{f_y}$
BS	$f_y = 250 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\frac{100 A_s}{A_c} = 0,8$ $\frac{100 A_s}{A_c} = 0,45$
ACI	$A_{s,min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w d) \geq \frac{1,4}{f_y} (b_w d)$	

a) Condition de non fragilité :

Les cinq formules de condition de non fragilité comme le montre le tableau V.9(a), sont basées sur le même fondement théorique. Les cinq codes préconisent un pourcentage minimal d'armatures à respecter afin de s'assurer de la condition de non fragilité d'un élément en béton armé. On remarque que la formule de calcul de la section minimale d'armatures selon les quatre codes Eurocode, CBA, CSA et ACI dépend de la limite élastique de l'acier, la résistance à la traction du béton et l'aire de la section du béton. Cependant, le code BS recommande une section d'armature minimale égale à (0,45 et 0,8)% de l'aire de la section du béton pour deux types d'acier de limite d'élasticité égale à 250 et 500 MPa, respectivement, sans tenir compte directement de la résistance à la traction du béton.



	(b) Dimensionnement des armatures	
	ELU	ELS
EUROCODE	$A_u = N_{ed}/f_{yd}$ Avec $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $N_{ed} = 1,35G + 1,5Q$	$A_{ser} = N_{ser}/\bar{\sigma}_{st}$ Avec $\bar{\sigma}_{st} = 0,8f_{yk}$ $N_{ser} = G + Q$
CBA	Avec : $A_u = N_u/\bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s = f_e/\gamma_s$ $N_u = 1,35G + 1,5Q$	$A_{ser} \geq N_{ser}/\bar{\sigma}_s$ $\bar{\sigma}_s$ dépend du mode de fissuration $N_{ser} = G + Q$
CSA	$A_s \geq \frac{N_f}{\phi_s f_y}$	
BS	Avec $A_s \geq N_d/f_{yd}$ $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{ms}}$ $N_d = 1.4G + 1.6Q$	
ACI	$N_u \leq \phi A_s f_y$ $A_s \geq \frac{N_u}{\phi f_y}$ $\phi = 0.9$ $N_u = 1,2G + 1,6Q$	

b) Section d'armatures :

D'après le tableau V.9(b) on remarque que les codes CBA et EUROCODE préconisent de prendre la valeur maximale des sections d'armatures calculées aux deux états limites. Cependant, les codes ACI, BS et CSA suggèrent de calculer la section d'armatures à l'ELU et de vérifier à l'ELS la largeur de fissures en limitant l'espacement entre les barres.



Tableau V.10 : Comparaison des justifications des sections soumises à la compression simple selon les codes ACI, BS, CBA, CSA, EUROCODE

	Longueur de flambement	
	Poteaux isolés	Poteaux de bâtiments
EUROCODE	$l_0 = l$ Poteau doublement articulé $l_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} l$ Poteau encastré articulé $l_0 = \frac{l}{2}$ Poteau doublement $l_0 = 2 l$ Poteau encastré –libre	$l_0 = 0,7 L$ cas général $l_0 = L$ cas particulier
CBA	$L_f = L_0$ Poteau doublement articulé $L_f = \frac{\sqrt{2}}{2} L_0$ Poteau encastré articulé $L_f = \frac{L_0}{2}$ Poteau doublement $L_f = 2 L_0$ Poteau encastré –libre	$L_f = 0,7 L_0$ cas général $L_f = L_0$ cas particulier
CSA	le code n'indique aucune valeur de longueur de flambement	
BS	$L_e = \beta l_0$ $L_e = L_0$ Poteau doublement articulé $L_e = 0,7 L_0$ Poteau encastré articulé $L_e = 0,5 L_0$ Poteau Doublement encastré $L_e = 2 L_0$ Poteau encastré –libre	$L_e = 0,7 L_0$ cas général $L_e = L_0$ cas particulier
ACI	$L_e = K l_u$ $L_e = L_u$ Poteau doublement articulé $L_e = 0,7 L_u$ Poteau encastré articulé $L_e = 0,5 L_u$ Poteau Doublement encastré $L_e = 2 L_u$ Poteau encastré –libre	$L_e = 0,7 L_u$ cas général $L_e = L_u$ cas particulier



	Elancement	Type des armatures longitudinales
EUROCODE	$\lambda = \frac{l_0}{i}$ cas général $\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h}$ poteau de section rectangulaire $\lambda \leq 60 \rightarrow \alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2}$ $60 \leq \lambda \leq 120 \rightarrow \alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3}$ $\lambda = \frac{4l_0}{a}$ poteau de section circulaire $\lambda \leq 60 \rightarrow \alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2}$ $60 \leq \lambda \leq 120 \rightarrow \alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24}$	Les armatures longitudinales peuvent être indifféremment constituées : -Ronds lisses - Barres à haute adhérence ou treillis soudés
CBA	$\lambda = \frac{l_f}{i}$ cas général $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$ poteau de section rectangulaire $\lambda = \frac{4l_f}{a}$ poteau de section circulaire $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	Les armatures longitudinales peuvent être indifféremment constituées : -Ronds lisses - Barres à haute adhérence ou treillis soudés
CSA	Le code n'indique aucune valeur d'elancement	Les armatures longitudinales peuvent être indifféremment constituées: -barres crénelées
BS	$\lambda = \frac{l_e}{r}$	Les armatures longitudinales peuvent être indifféremment constituées : -Ronds lisses - Barres à haute adhérence ou



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ r: rayon de giration	treillis soudés
ACI	$\lambda = \frac{k L_u}{r}$ r : rayon de giration $\alpha = 0,85$ pour les poteaux en armatures transversales spirale $\alpha = 0,80$ pour les poteaux avec cadres ou cerces	Les armatures longitudinales peuvent être indifféremment constituées : -Ronds lisses - Barres à haute adhérence ou treillis soudés

	Effort normal résistant pour les poteaux	Section minimale et maximale des Armatures longitudinales
EUROCODE	$N_{Ed} \leq N_{Rd} = K_h K_s \alpha \left\{ \frac{b h f_{ck}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right\}$	$A_s \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$ $A_s \leq A_{s,max}$ $= \begin{cases} 0,04 A_c & \text{zone courante} \\ 0,08 A_c & \text{zone de recouvrement} \end{cases}$ $0,2\% A_c \leq A_s \leq 8\% A_c$
CBA	$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ $N_u = B_r \frac{F_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}$	$A \geq \max\{4 \text{ cm}^2 / \text{m. u}; 0,2\% B\}$ $A \leq 5\% B$
CSA	Poteaux soutenus par armatures hélicoïdales : Les poteaux soutenus par des cadres $P_{r,max} = 0,8 P_{ro}$ Où $P_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}$	$A_s \geq A_{smin} = 1\% A_g$ $A_s \leq A_{s,max}$ $= \begin{cases} 4\% A_g & \text{zone courante} \\ 8\% A_g & \text{zone de recouvrement} \end{cases}$ $1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g$
BS	$N = 0,4 f_{cu} A_c + 0,75 f_y A_{sc}$	$A_{sc} \geq A_{smin} = 0,4\% A_{cc}$ $A_{sc} \leq 6\% A_{cc} \text{ poteau coulé verticalement}$ $A_{sc} \leq 8\% A_{cc} \text{ poteau coulé horizontalement}$ $A_{sc} \leq 10\% A_{cc} \text{ zone de chevauchement}$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

ACI	$P_u \leq \Phi P_n = \Phi \cdot \alpha [0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s]$ $P_u \leq \Phi P_n = \Phi \cdot \alpha [0.85f'_c A_g + f_y A_s]$ $P_u \leq \Phi \cdot \alpha P_o$ $P_o = [0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s]$	$A_s \geq A_{smin} = 1\%A_g$ $A_s \leq 8\%A_g$ $1\%A_g \leq A_s \leq 8\%A_g$ As : Section d'armatures longitudinales Ag : Section totale de la section transversale du poteau.
------------	---	--

	Section d'armatures longitudinales	Espacement des armatures Longitudinales
EUROCODE	$A_s = \frac{N_{Ed}}{K_h K_s f_{yd} \alpha} - \frac{b h f_{cd}}{f_{yd}}$	$e_h \text{ ou } e_v > \max(\phi_{max}; d_g + 5mm; 20mm)$
CBA	$A \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$c < \min(a + 10cm; 40cm)$
CSA	$A_{st} = \frac{1.25 P_f - \alpha_1 \phi_c f'_c A_g}{\phi_y f_y - \alpha_1 \phi_c f'_c}$	
BS	$A_{sc} \geq \frac{N - 0.4 f_{cu} A_c}{0.75 f_y}$	$s_l \geq \max(\phi_l; h_{agg} + 5 \text{ mm})$
ACI	$A_{st} \geq \frac{P_o - 0.85 f'_c A_g}{f_y - 0.85 f'_c}$	$s_{stmax} \leq \min(16\phi_{lmin}; 48\phi_t; a)$

	Enrobage	Armatures transversales	Espacement
EUROCODE	$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$ $\Delta c_{dev} = 10mm$ $C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$ Les problèmes de fissuration,	Cadre et boucle: $\phi_t \geq \max(6mm; \phi_{lmax}/4)$ Treillis $\phi_t = 5mm$	$S_{tmax} = \min(20\phi_{lmin}; 40cm; b)$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

	$C_{nom} > 5 \text{ cm.}$ -d'environnement agressif, $C_{nom} < 5 \text{ cm.}$ -Les difficultés de bétonnage C_{nom} inférieur à la dimension nominale de plus gros granulats.		
CBA	-5 cm : pour les ouvrages exposés à la mer, ou aux atmosphères très agressives -3 cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations -1 cm : pour des parois situées dans un local couvert.	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$ Utilisation des règles forfaitaires	$S_t \leq \min(15\phi_{lmin}; 40\text{cm}; a+10\text{cm})$ avec ϕ_{lmin} : diamètre minimale des armatures longitudinales
CSA	L'enrobage de béton net ne doit pas nécessairement être supérieur à 50 mm	$\phi_t \geq 30\% \phi_{lmax}$ <i>si $\phi_l \leq 30\text{mm}$</i> Avec ϕ_t : diamètre des armatures transversals ϕ_l : diamètre de la plus grosse barre longitudinal – les barres longitudinales regroupées ou de 35M, 45M, 55M, doivent être soutenues par des cadres d'au moins 10M.	$s \leq \min(16\phi_{lmin}; 48\phi_t; a; 300 \text{ mm})$ ϕ_{lmin} : diamètre de la plus petite barre longitudinale ou plus petite barre d'un groupe de barres. a : La plus petite dimension de la section du poteau
BS	$15 + \Delta c \leq c_{nom} \leq 50 + \Delta c$ $\Delta c = 10 \text{ mm}$ et c_{nom} en mm	$\phi_t \geq \max\left(\frac{\phi_{lmax}}{4}; 6 \text{ mm}\right)$	$s_t \leq \min(12\phi_{lmin}; a)$
ACI	a) Béton coulé en place et exposé au sol $c=7,5 \text{ cm}$ b) Béton exposé au sol et intempéries : -pour les barres N°19 à N°57 $c=5 \text{ cm}$ a) Béton non exposé aux intempéries ou en contact avec le sol : -Pour les poutre et poteaux	$\phi_t \geq \text{N}^\circ 10 (10\text{mm})$ pour $\phi_l \leq \text{N}^\circ 32 (32\text{mm})$ $\phi_t \geq \text{N}^\circ 13 (13\text{mm})$ pour $\phi_l \leq \text{N}^\circ 32 (32\text{mm})$	$S_{tmax} \leq \min(16\phi_{lmin}; 48\phi_t; a)$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL
SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

	armatures principales, armatures transversales (cadre, étrier, épingle, armature spirale) c= 4cm		
--	---	--	--

a) Longueur de flambement:

D'après le tableau IV.10 on remarque que selon les quatre codes Européen EUROCODE, Algérien CBA, Américain ACI et le code Britannique BS, la Longueur de flambement est basée sur le même fondement théorique et dépend de la nature des liaisons (encastrement, articulation, etc.) au niveau des extrémités des éléments, les valeurs de la Longueur de flambement selon les quatre codes sont similaires par contre le code canadien CSA indique une seule valeur de longueur de flambement qui égale à la longueur libre du poteau.

b) Elancement :

On constate que les quatre codes Européen EUROCODE, Algérien CBA, Américain ACI et le code Britannique BS ont la même formule de l'élancement, qui dépend de la Longueur de flambement et le rayon de giration. Cependant le code CSA ne donne aucune indication sur l'élancement.

c) Type des armatures longitudinales:

Les cinq codes utilisent les mêmes types des armatures longitudinales qu'ils soient ronds lisses ou hautes adhérence cette dernière est formée par des barres crénelées sous forme de fils crénelés et de treillis soudés.

d) Diamètre et espacement des armatures transversales:

Les expressions d'espacement des armatures transversales selon les trois codes (Eurocode, CBA, BS) sont presque similaires et dépendent de diamètre des armatures longitudinales et la petite dimension de l'élément, $S_t \leq \min[(12 \text{ à } 20)\phi_{lmin}; (30 \text{ à } 40\text{cm}); a \text{ à } (a + 10\text{mm})]$, on peut remarquer que le BS sous-estime l'espacement des armatures transversales ($12\phi_{lmin}$) contrairement à l'Eurocode qui le sur-estime ($20\phi_{lmin}$). Néanmoins, les deux codes ACI et CSA font intervenir le diamètre des armatures transversales dans leurs propres expressions ce qui n'est pas le cas pour les autres codes. Pour le diamètre des armatures transversales ϕ_t , les



quatre codes (Eurocode, CBA, CSA, BS) recommandent un diamètre ϕ_t supérieur ou égale au (1/3-1/4) du diamètre maximale des barres longitudinales ϕ_{lmax} . Cependant, l'ACI exige un diamètre ϕ_t supérieur ou égale à 10 mm.

e) Effort normal résistant :

La vérification d'effort normal selon les cinq codes se fait à l'état limite ultime, le code ACI impose deux formules pour calcul l'effort normal selon la section nette et section brute du béton, le code CBA utilise la section brute réduite de béton, ainsi le paramètre " α " tenant en compte de l'effet de l'élancement (flambement) d'une manière forfaitaire et le code EUROCODE utilise la section nette du béton, ainsi le paramètre " α " tenant en compte de l'effet de l'élancement (flambement) d'une manière forfaitaire et les coefficients K_h et K_s tenant compte des valeurs de coefficient δ , taux d'armatures ρ , limite d'élastique de l'acier f_{yk} , élancement λ . Le code CSA impose deux formules pour calcul l'effort normal selon le type d'armatures transversales utilisé (cadres ou armature hélicoïdale). Aussi, ce code tient en compte de la section nette du béton dans l'évaluation du béton. Le code ACI pénalise l'effort résistant total d'un coefficient de réduction Φ , cependant les autres codes (Eurocode, CBA, CSA, BS) pénalisent les efforts résistants des deux matériaux (béton et acier) séparément par des coefficients de sécurité (ϕ_c, γ_b) et (ϕ_s, γ_s) respectivement. En outre, le code BS pénalise (réduit) de plus les efforts résistants du béton et acier de 10% afin de tenir compte de l'excentricité accidentelle probable de la charge axiale dans le poteau et par conséquent les effets de second ordre.

f) Armatures longitudinales :

Les cinq codes limitent le taux d'armatures longitudinales (rapport de l'aire totale d'armature à la section brute de béton) des poteaux comprimés à des valeurs maximales et minimales comme indiqué au tableau IV.10. On remarque que le code CBA sous-estime le pourcentage minimal des armatures longitudinales. Selon le code CBA, le pourcentage d'armatures longitudinales varie entre 0,2 % et 5% de l'aire de la section brute de béton. En outre, ce pourcentage doit être supérieur à 4 cm² par mètre du périmètre de la section du béton. Néanmoins, les deux codes ACI et CSA limitent le pourcentage d'armature longitudinale d'une pièce comprimée entre 1 % et 8% de l'aire brute de la section de béton. L'EUROCODE limite le pourcentage d'armature longitudinale d'une pièce comprimée



Chapitre V

 DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL
 SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

entre 0,2% et 8% de l'aire de la section de béton. Pour le code BS, le pourcentage d'armature longitudinale dépend du mode de coulage du poteau et doit être comprise entre 0,4% et 6% pour un poteau coulé verticalement et entre 0,4% et 8% pour un poteau coulé horizontalement, de plus, il suggère un taux d'armature maximale de 10% en zone de chevauchement des barres. En conséquence, on remarque que les codes CBA et Eurocode sous-estiment le pourcentage minimal d'armature longitudinale (0,2%B) par rapport d'autres codes.

g) Enrobage :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Les quatre codes CBA, EUROCODE, ACI et BS proposent des valeurs d'enrobage dépendant des conditions d'exposition de l'ouvrage et de la géométrie de l'élément. L'Eurocode et BS proposent un enrobage nominal à respecter égale à la somme de l'enrobage minimale et la tolérance d'exécution égale à 10mm, le code CSA limite l'enrobage à 5cm comme valeur à ne pas dépasser.

Tableau V.11 : Comparaison des justifications des sections soumises au cisaillement

	Contrainte tangentielle	Justification des poutres sollicitations tangentes			
		Justification de béton			
		armatures droites $\alpha = 90^\circ$		Armatures inclinées $\alpha=45^\circ$	$45^\circ<\alpha<90^\circ$
		FPN	FP ou FTP		
EUROCODE	$\tau = \frac{V_{Ed}}{b_w d}$	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c}(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}; V_{min}) + K_1 \sigma_{pc} b_w d$ Avec en général $V_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ armatures transversales sont inutiles Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ armatures transversales sont utiles			
CBA	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$	$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$	$\tau_u \leq \min\left(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right)$	interpolation linéaire
CSA	$v_f = \frac{V_f}{b_w d_v}$	$v_f \leq V_{r,max} / (b_w d_v) = 0,25 \phi_c f'_c$			



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

BS	$v = \frac{V}{b_v d}$	$v \leq \min(0,8\sqrt{f_{cu}} ; 5 \text{ MPa})$
ACI	$v_u = \frac{V_u}{b_w d}$	$v_u \leq V_{max}/(b_w d) = 0,17\sqrt{f'_c} + 0,66\sqrt{f'_c}$

a) Contrainte tangentielle :

On remarque que selon les cinq codes la contrainte de cisaillement est définie conventionnellement comme l'effort tranchant ultime appliqué sur la section du béton d'une poutre. Cette contrainte ne doit pas dépasser une valeur limite dépendant principalement de la résistance à la compression du béton (f'_c, f_{ck}, f_{cj}) afin d'éviter l'écrasement des bielles du béton.

Justification des poutres sollicitations tangentes		
Justification d'acier		
	Section d'armatures transversales	Espacement d'armatures transversales
EUROCODE	Si $V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$ $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\tan\theta + \cot\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{\sigma_{Rd,c} b_w z \cot\theta}{(1 + \cot^2\theta)}$ avec $\sigma_{Rd,c} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$ $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta$ $\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}$ Pour armatures transversales droites $\alpha = 90^\circ$ $\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\theta}$ $\frac{A_{sw}}{s b_w} > \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$	$s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75d; 60\text{cm})$ $s_l \leq s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha)$



Chapitre V

DES SECTIONS AU CISAILLEMENT ET CHARGEMENT AXIAL

SELON LES REGLES CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS

CBA	$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ $\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$	$s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$
CSA	$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(V_f - V_c)}{\phi_s f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}$ $V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$ Pour étriers droites $\alpha = 90^\circ$: $\frac{A_v}{s} \geq \frac{(V_f - V_c) \tan\theta}{\phi_s f_y d_v}$ $A_{v,min} = 0,06 \sqrt{f'_c} b_w \frac{s}{f_y}$	- Pour $V_f \leq 0,125 \lambda \phi_c f'_c b_w d_v \Rightarrow$ $s \leq s_{\max} = \min(0,7 d_v ; 60 \text{ cm})$ - Pour $V_f > 0,125 \lambda \phi_c f'_c b_w d_v \Rightarrow$ $s \leq s_{\max} = \min(0,35 d_v ; 30 \text{ cm})$
BS	$\frac{A_{sb}}{s_b} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87 f_{yv} (\cos\alpha + \sin\alpha)}$ $v_c = \frac{0.79}{\gamma_m} \left(\frac{100 A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3}$ Pour étriers droites $\alpha = 90^\circ$: $\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0.87 f_{yv}}$	- Espacement des étriers le long de la poutre : $s_v \leq s_{v\max} = 0,75d$ - Au niveau des appuis (sur une distance d de l'appui) : $s_v \leq \max(15 \text{ cm} ; d)$
ACI	-si $V_u > 0,5\phi V_c \Rightarrow$ $\frac{A_v}{S} \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d (\sin\alpha + \cos\alpha)}$ $V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} b_w d$ Pour $\alpha = 90^\circ$ $\frac{A_v}{S} \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d}$	$S \leq S_{t\max} = \min(0,5d; 60\text{cm})$

**b) Justification des poutres sous sollicitations tangentes :**

- L'expression de la justification de la résistance à l'effort tranchant selon cinq codes est basée sur le même fondement théorique c'est à dire que l'effort tranchant ultime doit être inférieure à la somme des efforts résistants du béton et de l'acier. Cependant l'Eurocode néglige la contribution du béton comprimé dans le calcul des armatures transversales.
- Selon les cinq codes les formules de calcul de la résistance du béton au cisaillement sont d'une manière générale en fonction de la résistance de béton à la compression et la section utile du béton. En outre, le code CBA fait intervenir dans l'évaluation de la résistance au cisaillement deux autres paramètres tel que le type de fissuration et l'inclinaison des armatures transversales.
- Contrairement à l'Eurocode, CSA, BS et ACI qui ne donnent aucune indication sur l'influence de la fissuration et l'inclinaison des armatures transversales.
- Pour l'espacement maximum des armatures transversales, il dépend selon les cinq codes de la hauteur utile ou efficace (d) de la section de béton. Les trois codes Eurocode, CSA et BS suggèrent un espacement maximal très similaire de $(0,70-0,75)d$. Néanmoins, le code ACI sous-estime l'espacement maximal à une valeur de $0,5d$, contrairement au code CBA qui sur-estime cet espacement à $0,9d$.

Chapitre VI

EXEMPLES D'APPLICATION





VI. EXEMPLES D'APPLICATION

VI.1 Exemple du cas de la traction simple

Soit un tirant d'une section carrée 25cm×25cm sollicité par un effort de traction égale à :

- Charge permanente 180 KN
- Charge d'exploitation 250 KN

Le béton utilisé est de résistance caractéristique à la compression égale à 25MPa

Objectif de cette exemple : calcul de la section des armatures tendues

VI.1.1 Selon l'EUROCODE:

-Les Données :

Acier : $f_{yk} = 400\text{MPa}$

Béton : $f_{ctm} = 2,6\text{ MPa}$

-La Solution :

a) Effort de traction à l'état limite ultime :

$$N_{ed} = 1,35 \cdot 180 + 1,5 \cdot 250 = 618\text{ MN}$$

b) Effort de traction à l'état limite de service :

$$N_{ser} = 0,18 \cdot 180 + 0,25 \cdot 250 = 118\text{ MN}$$

c) Calcul des armatures à l'état limite ultime :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 347,8\text{ MPa}$$



$$A_u \geq \frac{N_{ed}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,6181}{348} \leftrightarrow A_u \geq 17,77 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures à l'état limite de service :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8f_{yk} \leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot 400 = 320 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,430}{348} \leftrightarrow A_{ser} \geq 12,356 \text{ cm}^2$$

e) Condition d'équilibre statique :

1) L'état limite ultime :

$$N_{edR} = A_u \cdot f_{yd} = 1,777 \cdot 347,8 \rightarrow N_{edR} = 618,0406 \text{ KN} = 0,618 \text{ MN}$$

2) L'état limite de service :

$$N_{serR} = A_{ser} \cdot \bar{\sigma}_s = 1,235 \cdot 348 \rightarrow N_{serR} = 429,78 \text{ KN} = 0,429 \text{ MN}$$

$$A = \max (A_u; A_{ser}) = \max (17,77 ; 12,35) \rightarrow A = 17,77 \text{ cm}^2$$

f) Maitrise de la fissuration :

1) Maitrise de la fissuration non requise :

$$A_s \cdot f_{yk} \geq A_c \cdot f_{ctm}$$

$$A_{s,min} = \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{625 \times 2.6}{400} = 4,0625 \text{ cm}^2$$

2) Maitrise de fissuration requise :

$$A_{smin} = \min \begin{cases} A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} & \text{si } h \leq 30 \text{ cm} \\ 0,65 \cdot A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} & \text{si } h \geq 80 \text{ cm} \end{cases}$$



On a : $h = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

Donc :

$$A_s = A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{625 \times 2,6}{400} = 4,0625 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures de ferrailage :** (Annexe VIII)

Du tableau de l'annexe VIII de ce mémoire on choisit $A_s = 4 \text{ } \varnothing 25 = 1963 \text{ mm}^2$

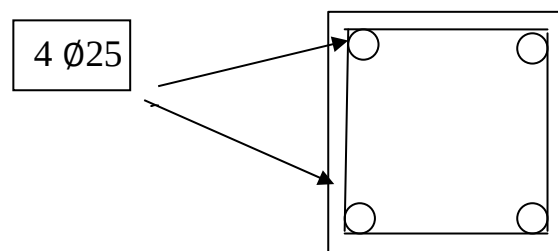


Figure VI.1 : Ferrailage du poteau en traction selon l'EUROCODE

VI.1.2 Selon le code CBA :

-Les Données :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

Acier : FeE40 ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$G = 0,18 \text{ MN}$; $Q = 0,25 \text{ MN}$

Fissuration : préjudiciable

-La Solution :

a) Effort de traction à l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 0,25 = 0,618 \text{ MN}$$

b) Effort de traction à l'état limite de service :



$$N_{ser} = 0,18 + 0,25 = 0,43 \text{ MN}$$

c) Calcul des armatures à l'état limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_u \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{618 \times 10}{347,83}$$

$$\Leftrightarrow A_u \geq 17,76 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures à l'état limite de service :

La fissuration étant (préjudiciable), on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{430}{201,63}$$

$$\Leftrightarrow A_{ser} = 21,32 \text{ cm}^2$$

e) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq B \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A_s \geq (25 \times 25) \frac{2,1}{400} \Leftrightarrow A_{smin} = 3,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max (A_u ; A_{ser} ; A_{smin}) = \max (17,76 ; 21,32 ; 3,28) \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 21,32 \text{ cm}^2$$

-Le choix des armatures : (voir l'annexe IX)



$$A_s = 4\phi_{25} + 2\phi_{16} = 19,63 + 4,02 = 23,65 \text{ cm}^2$$

Ce qui est réalisé avec $4\phi_{25}$ dans les coins et $2\phi_{16}$ au milieu des faces

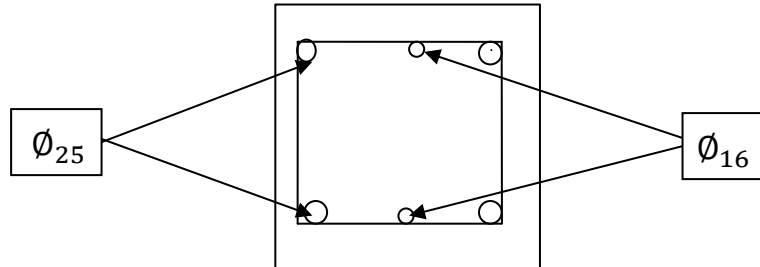


Figure VI.2 : Ferrailage du poteau en traction selon le code CBA

VI.1.3 Selon le code CSA

Données :

$$f'_c = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ MPa} ; N_D = 0,18 \text{ MN} ; N_L = 0,25 \text{ MN}$$

$$\phi_s = 0,85 ; \phi_c = 0,65 ; A_g = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \gamma = 1 ; \psi = 1 ; \alpha_D = 1,25 ; \alpha_L = 1,5$$

Solution

a) Effort de traction pondéré :

$$N_f = \alpha_D N_D + \gamma \psi \alpha_L N_L = 1,25 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 0,25 = 0,6 \text{ MN}$$

b) Section des armatures à l'état limite ultime :

$$A_s \geq \frac{N_f}{\phi_s f_y} = \frac{600 \cdot 10}{0,85 \cdot 400} = 17,64 \text{ cm}^2$$

c) Armatures minimum



La résistance en traction du béton par essai de traction directe est :

$$f_{ct} = 0,33 \sqrt{f'_c} = 0,33 \sqrt{25} = 1,65 \text{ MPa} ;$$

$$\text{D'où : } \rho_{\min} = \frac{f_{ct}}{f_y} = \frac{1,65}{400} = 0,004125 = 0,41\%$$

La section minimum d'armature est donc :

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} A_c = 0,004125 \cdot 250 \cdot 250 = 257,8125 \text{ mm}^2 = 2,57 \text{ cm}^2$$

d) Choix d'armature : (Annexe X)

$$A_s \geq \max (17,64 ; 2,57) = 17,647 \text{ cm}^2 = 1764,7 \text{ mm}^2$$

Adoptants un arrangement de 6 barres 20M dont la section transversale totale est :

$$A_s = 6 \cdot 300 = 1800 \text{ mm}^2$$

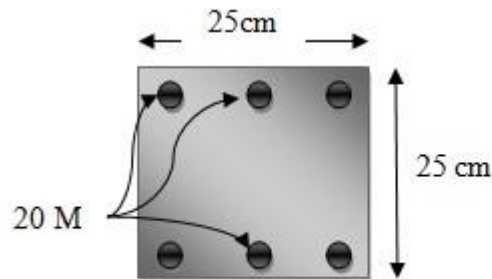


Figure VI.3: Ferrailage du poteau en traction selon le code CSA

VI.1.4 Selon le code BS :

-Acier : $f_y = 500 \text{ MPa}$

-Béton : La résistance du à la compression : $f_{cu} = 25 \text{ MPa}$ enrobage : $c = 5 \text{ cm}$

$$N_{Gk} = 0,18 \text{ MN} ; N_{Qk} = 0,25 \text{ MN}$$

a) Effort normal de traction pondéré :



$$N_d = 1,4N_{Gk} + 1,6N_{Qk}$$

$$N_d = 1,4 \times 0,18 + 1,6 \times 0,25 = 0,652 \text{ MN}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{ms}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

b) Section d'armatures longitudinales :

$$f_{yd} A_s \geq N_d \quad A_s \geq \frac{N_d}{f_{yd}}$$

$$A_s \geq \frac{652 \times 10}{434,78} = 15 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Pour } f_y = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{100A_s}{A_c} = 0,45$$

$$A_s = \frac{0,45A_c}{100} = \frac{0,45 \cdot 625}{100} = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{15 ; 2,81\}$$

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

d) Le choix des armatures : (Annexe XI)

$$A_s = 4\phi_{20} + 2\phi_{16} = 12,60 + 4,02 = 16,62 \text{ cm}^2$$

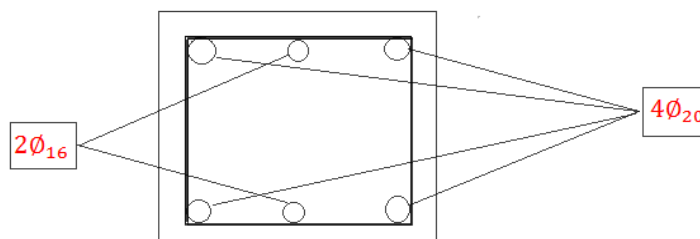


Figure VI.4 : Ferrailage du poteau en traction selon le code BS



VI.1.5 Selon le code ACI :

-Les Données :

-Acier : Grade 60; La limite élastique : $f_y = 414$ MPa

-Béton : La résistance à la compression : $f'_c = 25$ MPa enrobage : $c = 5$ cm

a) Effort de traction à l'état limite ultime:

$$N_u = 1,2 G + 1,6 Q = 1,2 \times 0,18 + 1,6 \times 0,25 = 0,616 \text{ MN}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w d) \geq \frac{1,4}{f_y} (b_w d) = \frac{1,4}{414} (250 \times 200) = 169,08 \text{ mm}^2$$

$$\frac{0,25 \cdot \sqrt{25}}{414} (250 \times 200) = 150,97 \text{ mm}^2 = 1,51 \text{ cm}^2 < 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 1,69 \text{ cm}^2$$

c) Section des armatures :

$$N_u \leq \phi p_n = \phi A_s f_y$$

$$A_s \geq \frac{N_u}{\phi f_y} = 16,53 \text{ cm}^2$$

($\phi = 0,9$ pour le cas traction simple)

d) Le Choix des armatures : (Annexe VII)

On choisit : $A_s = 6\emptyset 19 = 1703 \text{ mm}^2$ (SI)

$A_s = 6\#6 = 1703 \text{ mm}^2$ (US)

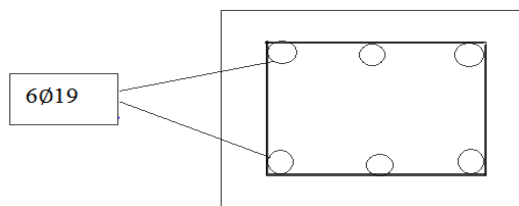


Figure VI.5 : Ferrailage du poteau en traction selon le code ACI

Tableau VI.1 : Comparaison des résultats d'exemple de traction simple

		EUROCODE	CBA	CSA	BS	ACI
La résistance caractéristique à la compression		25 MPa	25 MPa	25MPa	25 MPa	25 MPa
limite d'élasticité des aciers		400 MPa	400 MPa	400MPa	500 MPa	414 MPa
Section de béton		625cm ²	625cm ²	625cm ²	625cm ²	625cm ²
Charge permanente		0,18 MN	0,18 MN	0,18 MN	0,18	0,18 MN
Charge d'exploitation		0,25 MN	0,25 MN	0,25 MN	0,25	0,25 MN
Charge Pondérée	ELU	0,618 MN	0,618 MN	0,6 MN	0,652 MN	0,616 MN
	ELS	0,43 MN	0,43 MN	0,43 MN	0,43 MN	0,43 MN
Section d'armatures	ELU	17,77 cm ²	17,76 cm ²	17,64 cm ²	15,00 cm ²	16,53 cm ²
	ELS	13,437 cm ²	23,035 cm ²	Contrôle de fissure ou décours à des membranes étanches	Contrôle de fissure ou décours à des membranes étanches	Contrôle de fissure ou décours à des membranes étanches
	Armature Minimal	4,06 cm ²	3,28 cm ²	2,57 cm ²	2,81 cm ²	1,69 cm ²
Section d'acier obtenue		19,63cm ²	23,65 cm ²	17,64 cm ²	15,00 cm ²	16,53 cm ²

**Comparaison des résultats :**

On remarque que les efforts de traction pondérée sont presque similaires dans les cinq codes, et la section des armatures de traction calculée à l'ELS avec le code CBA est supérieure à celle calculée par les autres codes car le CBA limite la contrainte d'acier dans le cas des fissurations préjudiciables ou très préjudiciables à l'ELS contrairement à l'ACI, le BS et le CSA qui ne limitent pas la contrainte dans l'acier à l'ELS mais il contrôle l'ouverture des fissures par la limitation de la largeur de fissure dépendant de l'usage de l'ouvrage et du milieu d'environnement ou par la mise en place d'un pourcentage minimal d'armatures. C'est pour cette raison à l'ELU où la contrainte dans l'acier n'est pas limitée, les cinq codes prévoient des sections d'armature très proches (15,00-19,31 cm²).

On peut conclure que les codes CBA et l'Eurocode sont plus sécuritaires pour le calcul justificatif de la résistance des éléments à la traction simple notamment pour les ouvrages et les chantiers non-contrôlés.

VI.2 Exemple du cas de la compression simple :

Soit un poteau en béton de section rectangulaire de 40× 25 cm soumis à :

- Charge axiale permanente égale à 0,7 MN
- Charge axiale d'exploitation égale à 0,35MN
- Enrobage $c = 3$ cm

Ce poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples, sa longueur a pour valeur $l = 2,95$ m. Le poteau est conçu en béton de résistance à la compression égale à 25 MPa et de barres d'acier d'une limite élastique située entre 400 et 500 MPa dépendant du type du code utilisé.

-Déterminer la section des armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement. Faire le choix des aciers et le schéma de ferrailage de la section transversale.

VI.2.1 L'EUROCODE :



$$N_{ed} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,35 = 1,47 \text{ MN}$$

Longueur de flambement :

$$L_0 = 0,7 \cdot 2,95 = 2,065 \text{ m}$$

Élancement :

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{206,5 \sqrt{12}}{25} = 28,61$$

$$\lambda \leq 60 \rightarrow \alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = 0,709$$

Excentricité :

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2}$$

$$\begin{cases} \theta_i = \alpha_m \cdot \alpha_h \cdot \theta_0 \\ \theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005 \\ \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{2,95}} = 1,163 \\ \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \\ \alpha_m = 1 \end{cases} \quad (m = 1 \text{ pour le poteau isolé})$$

Donc :

$$\theta_i = 1,163 \cdot 0,005 = 5,815 \cdot 10^{-3}$$

$$e_i = 5,815 \cdot 10^{-3} \cdot 206,5 = 0,6 \text{ cm}$$

$$e_i = 0,6 \text{ cm} \leq \frac{h}{6} = 4,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

1. Section d'armatures longitudinales :

$$N_{ed} = k_h \cdot k_s \alpha (b h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \Leftrightarrow$$



$$A_s = \frac{N_{Ed}}{K_h K_s f_{yd} \alpha} - \frac{b h f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\begin{cases} K_h = (0.75 + 0.5)(1 - \rho \cdot \delta) \\ \rho \text{ et } \delta \text{ inconnu, on peut prendre } K_h = 0,93 \\ K_s = 1.6 - \frac{0.6 f_{yk}}{500} = 1.6 - \frac{0.6 \cdot 400}{500} = 1,12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{N_{Ed}}{K_h K_s f_{yd} \alpha} - \frac{b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1,47 \cdot 10^6}{0,93 \cdot 1,12 \cdot 348 \cdot 0,709} - \frac{400 \cdot 250 \cdot 16,7}{348} = 921,08 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9,21 \text{ cm}^2$$

-Le choix des armatures longitudinales : (Annexe VIII)

$$6\text{HA}14 = 924 \text{ mm}^2$$

Ferraillage minimum :

$$A_s \geq A_{s \min} = \max \left(0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right) = \max \left(0,1 \frac{1,47}{348} ; 0,002 \cdot 1000 \right) = \max (4,22 ; 2)$$

$$A_{s \min} = 4,22 \text{ cm}^2$$

Ferraillage maximum :

$$A_s \leq A_{s, \max} = \begin{cases} 0.04 A_c = 40 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ 0.08 A_c = 80 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

2. Section d'armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max(6 \text{ mm}; \phi_{l \max} / 4) = \max(6 \text{ mm}; 3,5 \text{ mm})$$



$\phi_t \geq 6 \text{ mm}$ on adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales :

$$S_{\text{tmax}} = \min(20\phi_{\text{lmin}}; 40 \text{ cm}; b) = \min(28 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm}$$

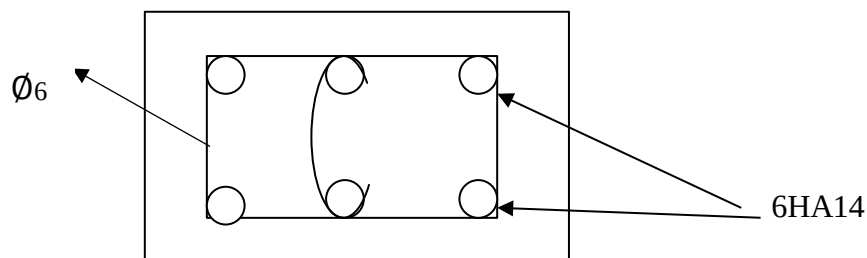


Figure VI.6 Ferrailage de la section du poteau en compression selon l'EUROCODE

VI.2.2 Selon le code CBA :

$$G = 0,7 \text{ MN} ; Q = 0,35 \text{ MN} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,67 \text{ MPa}$$

Longueur de flambement :

$$l_f = 0,7 \cdot 2,95 = 2,065 \text{ m}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,35 = 1,47 \text{ MN}$$

$$\text{La Section réduite : } B_r = (0,25 - 0,02) \cdot (0,4 - 0,02) = 0,38 \cdot 0,23 = 0,0874 \text{ m}^2$$



Rayon de giration: $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7,22 \text{ cm}$

Élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{206,5}{7,22} = 28,31$

Pour $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{28,31}{35} \right)^2} = 0,75$

1. Section d'armatures longitudinales :

$$A \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1,47}{0,75} - \frac{0,0874 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A \geq 9,81 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales et maximales :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot B = 0,2 \frac{25,40}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A \leq 4 \text{ cm}^2 / \text{m du périmètre} = 4 \cdot [2 \cdot (0,4 + 0,25)] = 5,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5\% B = 0,05 \cdot 25 \cdot 40 = 50 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \max(2 \text{ cm}^2 ; 5,2 \text{ cm}^2) \leq A \leq A_{\max} = 50 \text{ cm}^2$$

$$5,2 \text{ cm}^2 < 9,81 < 50 \text{ cm}^2 \text{ donc cette condition est bien vérifiée}$$

-Choix des armatures longitudinales : (Annexe IX)

$$A = 4\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 10,3 \text{ cm}^2$$

2. Section d'armatures transversales :

$$\text{Diamètre } \phi_t = \frac{1}{3} \phi_{l\max} = \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ mm}$$

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



-Espace des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\phi_{lmin} = 15.1,2 = 18 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 = 25 + 10 = 35 \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

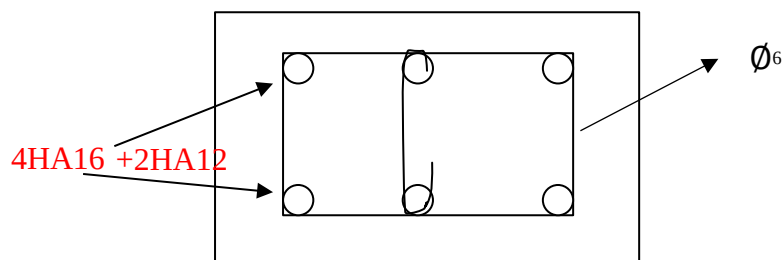


Figure VI.7 Ferrailage de la section du poteau en compression selon le code CBA

-Espace des armatures longitudinales :

$$C \leq \min (a+10\text{cm} ; 40\text{cm}) = \min (25+10 ; 40\text{cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$C = (40 - 2.1,6 - 1,2 - 2.3 - 2.0,6) / 2 = 14,2 \text{ cm}$$

On choisit : $C = 14,2 \text{ cm} \leq 35\text{cm}$ Cette condition est vérifiée

VI.2.3 Selon le code CSA

Données

$$P_D = 0,7 \text{ MN} ; P_L = 0,35 \text{ MN}$$

$$\text{Pour } f'_c = 25\text{MPa, on a } \alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c = 0,85 - 0,0015.25 = 0,81 > 0,67$$

$$\phi_s = 0,85 ; \phi_c = 0,65 ; f_y = 400\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = 1 ; \Psi = 1 ; \alpha_D = 1,25 ; \alpha_L = 1,5$$

Solution



La force normale pondérée vaut : $P_f = \alpha_D P_D + \gamma \Psi (\alpha_L P_L)$

$$P_f = 1,25 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,35 = 1400 \text{ KN}$$

$$A_g = 25 \cdot 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

1. Section des armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{1,25 P_f - \alpha_1 \phi_c f_c A_g}{\phi_y f_y - \alpha_1 \phi_c f_c} = \frac{1,25 \cdot 1400 \cdot 10^3 - 0,81 \cdot 0,65 \cdot 25 \cdot 250 \cdot 400}{0,85 \cdot 400 - 0,81 \cdot 0,65 \cdot 25} = 1327,11 \text{ mm}^2$$

Le choix des armatures longitudinales : (Annexe X)

Adoptons un arrangement de six barres dont la section transversale total est :

$$A_s = 4 \cdot 20\text{M} + 2 \cdot 15\text{M} = 1600 \text{ mm}^2$$

Vérification

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_g} = \frac{1327,11}{1000} = 0,013 = 1,3\%$$

$$1\% \leq \rho_t \leq 8\% \text{ (Condition vérifié)} \Leftrightarrow 10 \text{ cm}^2 < A_s < 80 \text{ cm}^2$$

2. Section d'armatures transversales (CSA A 23.3-4, article.7.6.5.2)

$\emptyset_t \geq 30\%$ $\emptyset_{\text{max}} = 0,30 \cdot 20 = 6 \text{ mm}$ on choisit $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ (10M) car on a regroupement des barres en zone de recouvrement qui exige un diamètre $\emptyset_t \geq 10\text{mm}$

Puisque nous avons un arrangement de six barres placées en trois lits, nous avons deux barres non supportées par des coins de cadres. La distance libre entre ces barres et une barre du même lit située à un coin est $(400 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 20 - 1 \cdot 15) / 2 = 132,5 \text{ mm}$. Cette distance étant inférieure à 150mm, il n'est pas nécessaire d'utiliser des épingles pour supporter les deux barres intermédiaires. (CSA A23.3-4, article. 7.6.5.5)

Espacement entre les cadres.

$$s \leq \min(16\phi_{\min}; 48\phi_t; a; 300 \text{ mm})$$

$$s \leq \min(16.15; 48.10; 250; 300 \text{ mm}) \rightarrow s \leq \min(240; 480; 250; 300 \text{ mm})$$

$$s \leq 240 \text{ mm} \Rightarrow s = 24 \text{ cm}$$

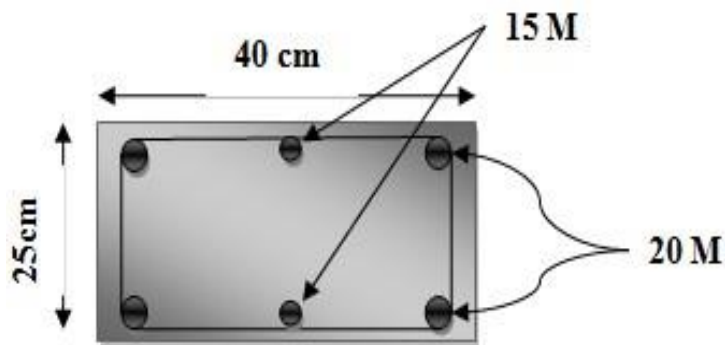


Figure VI.8 Ferrailage de la section du poteau en compression selon le code CSA

VI.2.4 Selon le code BS :

$$N_G = 0,7 \text{ MN} ; N_Q = 0,35 \text{ MN}$$

Longueur de flambement :

$$l_e = \beta l_0 = 0,7 \times 2,95 = 2,065 \text{ m}$$

$$N = 1,4N_G + 1,6N_Q = 1,54 \text{ MN}$$

Rayon de giration :
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 7,22 \text{ cm}$$

L'élancement :
$$\lambda = \frac{l_e}{r} = \frac{206,5}{7,22} = 28,61$$

1. Section d'armatures longitudinales :



$$A_c = 25.40 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$N = 0,4f_{cu} \cdot A_c + 0,75f_y \cdot A_{sc}$$

$$A_{sc} = \frac{N - 0,4f_{cu}A_c}{0,75f_y} = \frac{1,54 \cdot 10^6 - 0,4 \cdot 25 \cdot 100000}{0,75(500)}$$

$$A_{sc} = 1440 \text{ mm}^2 = 14,40 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{sc} \geq A_{smin} = 0,4\%A_{cc}$$

$$A_{sc} \geq A_{smin} = 4 \text{ cm}^2$$

- poteau coulé verticalement : $A_{sc} \leq 6\%A_{cc}$

$$14,4 \text{ cm}^2 \leq 60 \text{ cm}^2$$

- poteau coulé horizontalement : $A_{sc} \leq 8\%A_{cc}$

$$14,4 \text{ cm}^2 \leq 80 \text{ cm}^2$$

- zone de chevauchement : $A_{sc} \leq 10\%A_{cc}$

$$14,4 \text{ cm}^2 \leq 100 \text{ cm}^2 \quad \text{« les conditions sont vérifiées »}$$

Choix des armatures longitudinales : (Annexe XI)

$$A_{sc} = 4\emptyset 12 + 2\emptyset 12 = 14,86 \text{ cm}^2$$

L'espace minimal entre les armatures longitudinales adjacentes est :

$$s_l \geq \max(\emptyset_l; h_{agg} + 5 \text{ mm})$$

$$s_l \geq \max(20; 250 + 5 \text{ mm}) = 25,5 \text{ cm}$$



2. Section d'armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max\left(\frac{\phi_{lmax}}{4}; 6 \text{ mm}\right) = \max\left(\frac{20}{4}; 6 \text{ mm}\right) = \max(5; 6 \text{ mm})$$

$$\phi_t \geq 6 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(12\phi_{lmin}; a)$$

$$s_t \leq \min(24; 25) \quad s_t = 24 \text{ cm}$$

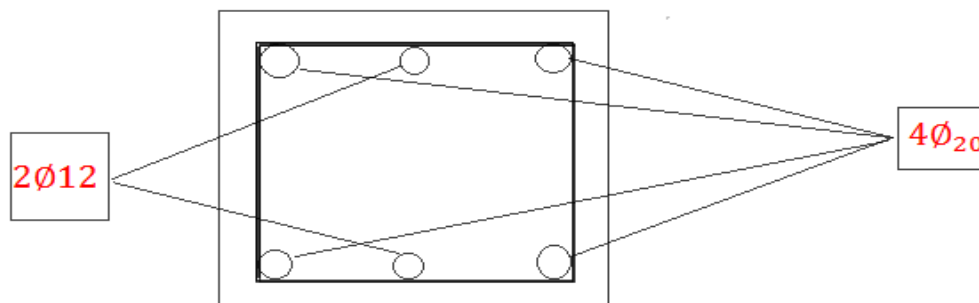


Figure VI.9 Ferrailage de la section du poteau en compression selon le code BS

VI.2.5 Selon le code ACI :

$$P_u = 1,2 G + 1,6 Q = 1,2 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ MN}$$

-La Longueur de flambement :

$$L_e = K l_u$$

On prend $K = 0,7$



$$L_e = K l_u = 0,72, 95 = 2,065 \text{ m}$$

- **L'élancement :**

$$\lambda = \frac{KL_u}{r}$$

$$r = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7,22 \text{ cm} \rightarrow \lambda = \frac{KL_u}{r} = \frac{0,72,95}{0,0722} = 28,61$$

- **Section limites des armatures des éléments en compression :**

$$0,01 \leq A_s / A_g \leq 0,08$$

$$A_g = 25 \cdot 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

1. Les armatures longitudinales des poteaux :

$$0,01 \leq \rho_s \leq 0,08$$

$$\Phi P_n \geq P_u$$

$$\Phi \alpha P_0 \geq P_u$$

Pour les poteaux avec cadre ou cerce $\Phi = 0,65$ et $\alpha = 0,80$

$$P_0 \geq \frac{P_u}{\Phi \alpha} = \frac{1,4}{0,65 \cdot 0,8} = 2,69 \text{ MPa}$$

$$P_n = \alpha P_0$$

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \Leftrightarrow P_0 = 0,85 f'_c A_g + A_{st} (-0,85 f'_c + f_y) \Leftrightarrow$$

$$A_{st} \geq \frac{P_0 - 0,85 f'_c A_g}{f_y - 0,85 f'_c} = \frac{2,69 \times 10^6 - 0,85 \times 25 \times 100000}{414 - 0,85 \times 25} = 1438,57 \text{ mm}^2$$



$$A_{st} = 1438,57 \text{ mm}^2 = 14,38 \text{ cm}^2$$

-Le choix Les armatures longitudinales des poteaux : (Annexe VII)

$$\text{On prend : } A_{st} = 4\text{No}19 + 2\text{No}16 = 1535,48 \text{ mm}^2 \text{ (SI)} \Leftrightarrow 4\#6 + 2\#5 \text{ (US)}$$

2. Section d'armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t = \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\text{Donc pour No}19, \phi_t = 19\text{mm} < \text{No}32 (32\text{mm}) \implies \phi_t \geq 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 10 \text{ mm} = \text{No}10 \text{ (en SI)}$$

Limite de la section d'armature:

$$0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

$$10 \text{ cm}^2 < A_{st} = 14,38 \text{ cm}^2 < 80 \text{ cm}^2$$

L'espacement maximum des armatures :

$$S_{\text{tmax}} \leq \min (16\phi_{\text{min}}; 48\phi_t; a) \leq \min (16.1,6; 48.1; 25\text{cm}) = \min (25,6\text{cm}; 48\text{cm}; 25\text{cm})$$

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm}$$



Tableau VI.2 Comparaison des résultats d'exemple de compression simple

	EUROCODE	CBA	CSA	BS	ACI
Section brute de béton	1000 cm ²	1000 cm ²	1000 cm ²	1000 cm ²	1000 cm ²
Charge permanent	0,7 MN	0,7 MN	0,7 MN	0,7 MN	0,7 MN
Charge d'exploitation	0,35MN	0,35MN	0,35 MN	0,35 MN	0,35MN
Longueur de poteau	2,95m	2,95m	2,95 m	2,95 m	2,95m
résistance à la compression	25MPa	25MPa	25MPa	25MPa	25MPa
Limite élastique	400MPa	400MPa	400MPa	500 MPa	414MPa
Longueur de flambement	2 ,065 m	2,065m	Aucune indication	2,065m	2,065m
Élancement	28,61	28,61	Aucune indication	28,61	28,61
Section d'armatures minimales	$4,22\text{cm}^2 \leq A_s \leq 80\text{cm}^2$	$5,2\text{cm}^2 \leq A_s \leq 50\text{cm}^2$	$10\text{cm}^2 \leq A_s \leq 80\text{cm}^2$	$4\text{cm}^2 \leq A_s \leq 60\text{cm}^2$	$10\text{cm}^2 \leq A_s \leq 80\text{cm}^2$
Force normale pondérée	1,47MN	1,47MN	1,4 MN	1,54 MN	1,4 MN
Section des armatures longitudinales	9,21 cm ²	9,81cm ²	13,27cm ²	14,40 cm ²	14,38 cm ²
Choix des armatures	6Ø14	4HA16 + 2HA12	4 barres 20M + 2barres 15M	4Ø20 + 2Ø12	4No19 + 2No16
Diamètre des cadres	6 mm	6mm	10 mm	6mm	10 mm
Espacement des armatures transversales	25 cm	18cm	24 cm	24cm	25cm

- Comparaison des résultats

On remarque que les codes ACI, CSA et BS donnent des sections d'armatures longitudinales presque similaires (13,27-14,40 cm²). Cependant, les deux codes CBA et l'EUROCODE sous-estiment la section d'armatures longitudinales car ces deux codes prennent en considération de l'augmentation de la résistance du béton à la compression à 90 jours dans la formule de calcul de la section d'armatures, et par conséquent, cette dernière sera moins importante par rapport à celle calculée par les codes ACI, CSA et BS. De plus, on remarque que le pourcentage minimal d'armature, selon les deux codes ACI et le CSA (10 cm²), est environ deux fois plus grand que celui des autres codes CBA, EUROCODE et BS (4 - 5,22cm²).

On peut conclure que les codes ACI, CSA et BS sont beaucoup plus sécuritaires pour le calcul justificatif de la résistance des éléments à la compression simple spécialement pour les ouvrages et les chantiers non-contrôlés

VI.3 Exemple du cas du Cisaillement

Considérons un poteau de section de 500 x 500 mm² soumise aux charges présentées sur la figure suivante :

L'objectif de l'exemple est la détermination des armatures transversales d'effort tranchant d'un poteau selon les cinq codes CBA, ACI, EUROCODE, CSA et BS.

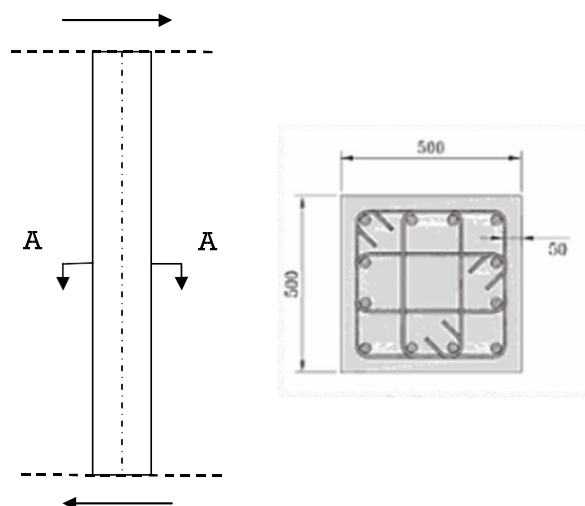


Figure VI.10: Poteau soumis à un effort de cisaillement



Les efforts tranchants dus à la charge permanente et la charge d'exploitation sont respectivement 0,1 MN et 0,2MN

VI.3.1 Selon l'EUROCODE :

$$V_{Ed} = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \cdot 0,1 + 1,5 \cdot 0,2 = 0,435 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa} \\ f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$b_w = 50 \text{ cm}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 450 = 405 \text{ mm}$$

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$$\sigma_{Rd,c} = \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot v_1 = 9,018 \text{ Mpa}$$

1. Vérification de la compression des bielles ($\alpha = 90^\circ$) :

$$V_{ed} \leq \min (V_{Rd,max}; V_{Rd,s}) = \min \left(\sigma_{Rd,c} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \right)$$

2. Choix de l'angle α des bielles :

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ on choisit $\cot \theta = 2$ afin d'optimiser les armatures de l'effort tranchant donc :
 $\theta = 26,5^\circ$

$$V_{ed} \leq V_{Rd,max} = \sigma_{Rd,c} b_w z \frac{2}{1+2^2} = 9,018 \cdot 500 \cdot 405 \cdot \frac{2}{1+2^2} = 730458 \text{ N} = 730,46 \text{ KN}$$

$V_{ed} = V_u = 435 \text{ KN} < 730,46 \text{ KN}$ Pas s'écrasement des bielles de béton comprimé, des armatures transversales droites sont suffisantes.

En termes de contraintes :



$$\tau_{ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = 1,93 \text{ MPa} < \tau_{Rd,max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w d} = \frac{730460}{500.450} = 3,25 \text{ MPa}$$

Aussi :

$$V_{ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} Z f_{ywd} \cot \theta \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{Z f_{ywd} \cot \theta}$$

-Le choix des armatures transversales: (Annexe VIII)

$$A_{sw} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{435000}{405.348.2} = 1,54 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,5 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \frac{314}{s} \geq 1,54 \rightarrow s \leq 204 \text{ mm} \rightarrow s \leq 20,4 \text{ cm}$$

On prend $s = 20 \text{ cm}$

3. La contrainte tangente conventionnelle vaut :

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{1,35(0,1) + 1,5(0,2)}{0,5(0,5 - 0,05)} = 1,93 \text{ MPa}$$

4. Pourcentage minimal d'armature d'effort tranchant :

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08\sqrt{25}}{400} 500$$



$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,5 \text{ mm}$$

5. Espacement maximal :

$$s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75d; 60\text{cm})$$

$$s_{t,max} = \min(0,75 \times 45; 60\text{cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S = 20 \text{ cm} < s_{t,max} = 33,75 \text{ cm}$$

VI.3.2 Selon le code CBA

Soit un poteau carré comme le montre la figure (VI.10), ce poteau soumis à un effort tranchant. On suppose que les cadres transversaux sont droits. Sachant que : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; la fissuration est préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Les Données

Les armatures longitudinales : $12\text{Ø}30$

Etriers : Ø_{10}

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$V_G = 0,1 \text{ MN/ml}$; $V_Q = 0,2 \text{ MN/m}$; $d = 45 \text{ cm}$

1-Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :

$$V_u = 1,35(0,1) + 1,5(0,2) = 0,435 \text{ MN} = 435 \text{ KN}$$

La contrainte tangente conventionnelle vaut :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,435}{0,5(0,5 - 0,05)} = 1,93 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible, lorsque la fissuration est préjudiciable, vaut:



$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15.25}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas d'écrasement des bielles de section comprimé}$$

- Calcul de l'espacement entre cadres :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} k)}{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

On choisit ici des cadres droits ($\alpha=90^\circ$)

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06.25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on prend $k=1$ (pas de reprise de bétonnage)

-Le choix des armatures longitudinales : (Annexe IX)

$$A_t = 4\emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t 0,9 f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{tj})} = \frac{3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 400}{0,5 \cdot 1,15 (1,93 - 0,3 \cdot 2,1)} = 0,151 \text{ m}$$

$$S_t \leq 15,1 \text{ cm}$$

Donc on prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

-Conditions complémentaires :

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) \leq \min (40,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$



$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{0,4 \cdot 0,5} = 0,628 \text{ m} = 62,8 \text{ cm}$$

Donc on prend la valeur minimale de ces valeurs $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.3.3 Selon le code CSA :

Données

$V_D = 0,1 \text{ MN}$; $V_L = 0,2 \text{ MN}$

Avec:

V_D : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

V_L : Effort tranchant dû aux charges d'exploitation.

Barres longitudinales : 12N°30

Etriers : N°10

$f_c' = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

- Dimensionnement pour le cisaillement pondéré

Pour un poteau avec une distribution régulière des barres d'acier longitudinales, on prend "A" égale à l'aire totale des barres situées dans la moitié inférieure de la section de béton. Ainsi, "d" est calculé comme étant la distance de la fibre la plus comprimée du béton au centre de gravité des aciers tendus :

$$d = 500 - \frac{(15 + 50)(4\pi \cdot 15^2) + \left(\frac{500-120-100}{3} + 50 + 30 + 15\right)(2\pi \cdot 15^2)}{4\pi \cdot 15^2 + 2\pi \cdot 15^2}$$

$$d = 500 - \frac{65.2800 + 188,33.1400}{2800 + 1400}$$

$$d = 393,9 \text{ mm}$$

- Hauteur efficace en cisaillement:



$$d_v = \max \begin{cases} 0,9d = 0,9.393,9 = 354,5 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72.500 = 360 \text{ mm} \end{cases}$$

D'où $d_v = 360 \text{ mm}$

- Calcul de l'effort tranchant pondéré (E.L.U) :

$$V_f = 1,25 V_D + 1,5 V_L = 1,25(100) + 1,5(200) = 425 \text{ KN}$$

- La contrainte tangente conventionnelle :

$$v_f = \frac{V_f}{b_w d_v} = \frac{425 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,36} = 2,36 \text{ MPa}$$

- Vérification des bielles de béton comprimé :

Afin d'éviter l'écrasement des bielles du béton comprimé, on doit vérifier que la contrainte tangente $v_f \leq V_{r,\max} / (b_w d_v) = 0,25 \phi_c f'_c$

$$V_{r,\max} = 0,25 \phi_c f'_c b_w d_v = 0,25 \cdot 0,65 \cdot 25 \cdot 500 \cdot 360 = 731250 \text{ N} \Rightarrow$$

$$v_{r,\max} = \frac{V_{r,\max}}{b_w d_v} = \frac{731250}{500 \cdot 360} = 3,25 \text{ MPa}$$

$v_f = 2,36 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas d'écrasement du béton comprimé, donc, les armatures transversales droites sont suffisantes.

- Espacement des étriers :

Par la méthode simplifiée, $\beta = 0,18$ et $\theta = 35^\circ$ (à condition que la limite d'élasticité de l'armature longitudinale ne dépasse pas 400 MPa et que la résistance spécifiée du béton ne dépasse pas 60 MPa) [CSA A23.3-04, art. 11.3.6]. Pour une pièce pourvue d'étriers, la part de cisaillement reprise par le béton est (CSA A23.3-04 art 11.3.4) :

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v = 0,65 \cdot 1 \cdot 0,18 \cdot \sqrt{25} \cdot 500 \cdot 360 = 105,3 \cdot 10^3 \text{ N} = 105,3 \text{ KN}$$



$$v_c = V_c / (b_w d_v) = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} = 0,585 \text{ MPa}$$

v_c : Résistance pondérée au cisaillement développée par le béton

La résistance à l'effort tranchant maximum permise est:

$$V_s = V_f - V_c = 425 - 105,3 = 319,7 \text{ KN (CSA A23.3-04, art .11.3.3)}$$

Avec des étriers formés de barres 10M et une configuration comme celle montrée à la figure (VI.10), la section totale d'acier résistant au cisaillement est $A_s = 4.100 = 400 \text{ mm}^2$ (voir le tableau de l'annexe X). L'espacement des étriers est donné par (CSA A23 .3-04, art .11.3.5.1) :

$$s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{0,85.400.360 \cot 35^\circ}{319,7.10^3} = 219 \text{ mm} = 21,9 \text{ cm}$$

- Espacement maximal des étriers :

L'espacement maximal des étriers dépend de l'intensité de l'effort tranchant V_f (CSA A23.3-04, art 11.3.8) qui doit être comparé à la valeur limite suivante:

$$0,125 \lambda \phi_c f'_c b_w d_v = 0,125.1.0,65.25.500.360 = 365,63 \text{ KN}$$

$$V_f = 425 \text{ KN} > 365,63 \text{ KN} \Rightarrow s \leq s_{\max} = \min (0,35 d_v ; 30 \text{ cm})$$

$$s_{\max} = \min (12,6 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 12,6 \text{ cm}$$

Puisque $s > s_{\max}$ alors on adopte $s = 12,5 \text{ cm}$

L'effort tranchant résistant total est :

$$V_r = V_c + \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{S} = 105,3 + \frac{0,85.400.400.360. \cot 35^\circ}{125} . 10^{-3} = 664,677 \text{ KN} > V_f$$

- Armatures minimum de cisaillement



L'espace maximum permis pour satisfaire aux exigences concernant l'armature de cisaillement minimum est (art. 11.2.8.2) :

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{0,06 b_w \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \cdot 400}{0,06 \cdot 500 \cdot \sqrt{25}} = 1066,67 \text{ mm} = 106,67 \text{ cm}$$

Un espacement de 12,5 cm est donc adéquat pour ce poteau.

VI.3.4 Selon le code BS :

Données :

$$V_G = 0,1 \text{ MN} ; V_Q = 0,2 \text{ MN} ; d = 45 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales : 12Ø30

Etriers : 4Ø10

$$f_y = 500 \text{ MPa} ; f_{cu} = 25 \text{ MPa}$$

- Effort tranchant pondéré :

$$V = 1,4V_G + 1,6V_Q = 1,4 \cdot 0,1 + 1,6 \cdot 0,2 = 0,46 \text{ MN} = 460 \text{ kN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$v = \frac{V}{b_v d} = \frac{460 \cdot 10^3}{500 \cdot 450} = 2,04 \text{ MPa}$$

Pour éviter l'écrasement des bielles du béton comprimé il faut que la contrainte de cisaillement $v \leq \min(0,8\sqrt{f_{cu}} ; 5 \text{ MPa})$

$$\min(0,8\sqrt{f_{cu}} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,8\sqrt{25} ; 5 \text{ MPa}) = \min(4 ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$v = 2,04 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas d'écrasement du béton comprimé, donc, les armatures transversales droites sont suffisantes

- Choix des armatures transversales:

$$A_{sv} = 4\text{Ø}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$



- La résistance du béton au cisaillement v_c :

$$v_c = \frac{0.79}{\gamma_m} \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3}$$

A_s : Aire de la section d'armatures longitudinales tendue $4\emptyset 30 = 2800 \text{ mm}^2$

$$\frac{100A_s}{b_v d} = \frac{100 \times 2800}{500 \times 450} = 1,24 < 3$$

$$\left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \geq 1 \Leftrightarrow \left(\frac{400}{450} \right)^{1/4} = 0,97 \approx 1$$

$$v_c = \frac{0,79}{1,25} \left(100 \frac{2800}{500 \cdot 450} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{450} \right)^{1/4} \left(\frac{25}{25} \right)^{1/3} = 0,68 \text{ MPa}$$

L'effort résistant au cisaillement de béton V_c :

$$V_c = v_c b_v d$$

$$V_c = v_c \cdot b_v d = 0,68 \times 500 \times 450 = 153000 \text{ N} = 153 \text{ KN}$$

Lorsque $v > (v_c + 0,4) \Rightarrow$ les armatures transversales sont nécessaires.

$v = 2,04 \text{ MPa} > (v_c + 0,4) = 0,68 + 0,4 = 1,08 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont utiles

Donc, l'espacement s_v entre les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) est donné par :

$$\frac{A_{sv}}{s_v} \geq \frac{b_v(v - v_c)}{0,87 f_{yv}} \Leftrightarrow s_v \leq \frac{A_{sv} 0,87 f_{yv}}{b_v(v - v_c)}$$

$$s_v \leq \frac{314 \times 0,87 \times 500}{500(2,04 - 0,68)} = 200,86 \text{ mm}$$

$$s_v = 20 \text{ cm}$$

- Espacement maximal :

$$s_{v\max} = 0,75d$$

$$s_{v\max} = 0,75 \cdot 450 = 337,5 \text{ mm} = 33,75 \text{ cm} \quad s_v = 20 \text{ cm} < s_{v\max} = 33,75 \text{ cm}$$



VI.3.5 Selon le code ACI :

-Les Données :

$V_D = 0,1 \text{ MN}$; $V_L = 0,2 \text{ MN}$; $f'_c = 25 \text{ MPa}$; Etriers : $4\phi 10$; $f_y = 414 \text{ MPa}$

Avec :

V_D : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

V_L : Effort tranchant dû aux charges d'exploitation.

- Effort tranchant pondéré :

$$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L = 1,2 \cdot 100 + 1,6 \cdot 200 = 120 + 320 = 441 \text{ KN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} = \frac{441 \cdot 10^3}{500 \cdot 450} = 1,96 \text{ MPa}$$

Résistance nominale du béton au cisaillement :

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 500 \cdot 450 = 191250 \text{ N} = 191,25 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \lambda = 1 \text{ (pour le béton normale)} \\ d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ mm} \\ b = b_w = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

Résistance maximale du béton et acier au cisaillement:

$$V_{\max} = V_c + 0,66 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{\max} = 191250 + 0,66 \cdot \sqrt{25} \cdot 500 \cdot 450 = 933750 \text{ N} = 933,75 \text{ KN}$$

Pour éviter l'écrasement des bielles du béton comprimé il faut que la contrainte de

$$\text{cisaillement } v_u \leq V_{\max} / (b_w d) = 0,17 \sqrt{f'_c} + 0,66 \sqrt{f'_c} = 933750 / (500 \cdot 450) = 4,15 \text{ MPa}$$

$v_u = 1,96 \text{ MPa} < 4,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas d'écrasement du béton comprimé, donc, les armatures transversales droites sont suffisantes.

Conception du ferrailage de cisaillement :

$$A_v = 4 \cdot 70,96 = 283,8 \text{ mm}^2 \approx 284 \text{ mm}^2$$



-Le choix des armatures transversales : (Annexe VII)

$$A_v = 4N^{\circ}10 \quad (\text{en SI unité})$$

$$A_v = 4 \# 3 \quad (\text{en US unité})$$

-Espacement des armatures :

-Si $V_u \leq 0,5\phi V_c$ Pas d'armatures transversales $A_v = 0$

-Si $0,5\phi V_c < V_u \leq \phi V_{\max}$, l'espacement est déterminé par l'expression suivante:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Pour $\alpha = 90^\circ$ (armatures transversales droites), on a :

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d}$$

- Si $V_u > \phi V_{\max}$, la section de béton devrait être augmentée

Avec $\phi = 0,75$: facteur de réduction de la résistance pour le cas des sections soumises au cisaillement.

$$0,5\phi V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 191,25 = 71,719 \text{ KN}$$

$$\phi V_{\max} = 0,75 \cdot 933,75 = 700,313 \text{ KN}$$

$$V_u = 441 \text{ KN}$$

On remarque que $0,5\phi V_c < V_u \leq \phi V_{\max}$, donc l'espacement des armatures transversales droites est donné par :

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt} d} \Leftrightarrow s \leq \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c}$$

$$s \leq \frac{284 \cdot 0,75 \cdot 414 \cdot 450}{441000 - 0,75 \cdot 191250} = 133,36 \text{ mm} = 13,3 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \min(0,5d ; 60 \text{ cm}) = \min(0,5 \cdot 45 ; 60 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 60 \text{ cm})$$

$$s_{\max} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_v \geq \max \left(0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} ; \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \right) \Leftrightarrow s \leq \min \left(\frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'_c} b_w} ; \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 b_w} \right)$$

$$\frac{284 \cdot 414}{0,35 \cdot 500} = 671,86 \text{ mm} = 67,2 \text{ cm}$$



$$\frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'_c} b_w} = \frac{284.414}{0,062 \sqrt{25} \cdot 500} = 758,55 \text{ mm} = 75,85 \text{ cm}$$

$$s \leq \min(75,85 \text{ cm}; 67,2 \text{ cm}) = 67,2 \text{ cm}$$

Donc, on prend $s = 13 \text{ cm}$

Tableau VI.3 : Comparaison des résultats d'exemple de cisaillement

	CBA	EUROCODE	CSA	BS	ACI
Données d'exemple	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$ Armatures longitudinales : 12Ø30 Etriers : 4Ø10	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ Armatures longitudinales : 12Ø30 Etriers : 4Ø10	$f_c = 25 \text{ MPa}$ $f_y = 400 \text{ MPa}$ Barres longitudinales : 12N°30 Etriers : 4N°10	$f_c = 25 \text{ MPa}$ $f_y = 500 \text{ MPa}$ Barres longitudinales : 12N°30	$f'_c = 25 \text{ MPa}$ $f_y = 414 \text{ MPa}$ Armatures longitudinales : 12Ø30 Etriers : 4Ø10
Section de béton	$b_w \cdot h = 50.50 \text{ cm}^2$	$b_w \cdot h = 50.50 \text{ cm}^2$	$b_0 \cdot h = 50.50 \text{ cm}^2$	$b_0 \cdot h = 50.50 \text{ cm}^2$	$b_w \cdot h = 50.50 \text{ cm}^2$
Hauteur utile de la section (d)	d = 45 cm	d = 45 cm	$d_v = 36 \text{ cm}$	d = 45 cm	d = 45 cm
Les charges	$V_Q = 0,2 \text{ MN}$ $V_G = 0,1 \text{ MN}$	$V_Q = 0,2 \text{ MN}$ $V_G = 0,1 \text{ MN}$	$V_L = 0,2 \text{ MN}$ $V_D = 0,1 \text{ MN}$	$V_Q = 0,2 \text{ MN}$ $V_G = 0,1 \text{ MN}$	$V_L = 0,2 \text{ MN}$ $V_D = 0,1 \text{ MN}$
L'effort tranchant à (ELU)	$V_u = 1,35 V_G + 1,5 V_Q = 435 \text{ KN}$	$V_{ed} = 1,35 V_G + 1,5 V_Q = 435 \text{ KN}$	$V_f = 1,25 V_D + 1,5 V_L = 425 \text{ KN}$	$V = 1,4 V_G + 1,6 V_Q = 460 \text{ KN}$	$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L = 441 \text{ KN}$
l'espacement de calcul (s)	15,1 cm	20,4 cm	12,5 cm	20 cm	13,13 cm
Espacement maximal $s_{\max}$	40 cm	33,75 cm	12,6 cm	33,75 cm	22,5 cm
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,93 \text{ MPa}$	$\tau_{ed} = \frac{V_{ed}}{b_0 d} = 1,93 \text{ MPa}$	$v_f = \frac{V_f}{b_w d_v} = 2,36 \text{ MPa}$	$v = \frac{V}{b_0 d} = 2,04 \text{ MPa}$	$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,96 \text{ MPa}$
Section d'armatures transversales	4Ø10 = 3,14 cm ²	4Ø10 = 3,14 cm ²	4N°10 = 4 cm ²	4Ø10 = 3,14 cm ²	4N°10 = 4#3 = 2,84 cm ²

Comparaison et interprétation :

D'après le tableau VI.3 on remarque que :



1) La valeur d'effort tranchant calculée par le code BS est supérieure à celles obtenues par les quatre autres codes (ACI, CSA, CBA, Eurocode), cette supériorité est due aux valeurs des coefficients de pondération des charges permanentes et d'exploitation adoptée par le code BS, respectivement, égales à 1,4 et 1,6 qui sont supérieures à celles des coefficients de pondération des quatre autres codes.

2) L'espacement des armatures de cisaillement selon l'Eurocode et le BS est relativement plus grand par rapport à ceux des trois autres codes (ACI, CSA, CBA) car l'Eurocode suggère généralement une inclinaison des fissures des bielles de béton autour de 27° qui est plus petite par rapport à celle adoptée par les quatre autres codes dont la valeur est de 45° . Alors que la supériorité de la valeur d'espacement selon le BS est due aux valeurs de l'effort tranchant et de la limite d'élasticité adoptées par ce code qui sont respectivement de 8% et 25% environ plus grandes à celles des autres codes (ACI, CSA, CBA, Eurocode). Il est à souligner que le BS utilise seulement deux types d'acier de limite d'élasticité égale à 500MPa et 250 MPa. Pour l'espacement maximal des armatures transversales, on remarque que le code CSA sous estime la valeur de cet espacement à $(0,35d)$ lorsque l'effort tranchant pondéré dépasse une certaine valeur limite, ce qui est largement inférieure à 0,9d pour le code CBA, 0,75d pour les codes (BS et Eurocode) et 0,5d pour le code ACI.

On peut conclure que les codes ACI et CSA sont beaucoup plus sécuritaire pour le calcul justificatif de la résistance des structures au cisaillement, particulièrement, pour les ouvrages et les chantiers non-contrôlés.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS



CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'analyse théorique comparative effectuée sur les prescriptions réglementaires de la résistance au cisaillement et au chargement axial des éléments en béton armé selon cinq codes : Américain ACI, Britannique BS, Algérien CBA, Canadien CSA et Européen EUROCODE, nous a permis de dresser les conclusions suivantes :

Matériaux :

- La résistance caractéristique à la compression et à la traction de béton à j jours selon les cinq codes sont estimées par des expressions empiriques.
- Les diagrammes de contraintes-déformations réels de béton selon les trois codes ACI, CSA et EUROCODE, exhibent la même forme d'allure, cependant les deux codes BS et CBA ne présentent aucun diagramme réel. En outre, les diagrammes de contraintes-déformations d'acier selon les quatre codes ACI, BS, CBA et CSA sont pratiquement semblables. Il est à noter que l'ACI n'utilise aucun coefficient de sécurité pour réduire la résistance de l'acier contrairement aux autres codes qui préconisent un coefficient dans la gamme de (0,85-0,87). Bien que l'EUROCODE recommandent deux diagrammes presque de même allure l'un pour les profilés à chaud et l'autre pour les profilés à froid.
- Les valeurs du module d'élasticité de béton selon les codes BS, CBA et EUROCODE sont supérieures à celle des codes ACI et CSA qui dépend de la densité de béton. En outre, les valeurs du module d'élasticité du béton selon les deux codes ACI et CSA sont relativement proches de même pour les codes CBA et EUROCODE. Bien que, les valeurs du module d'élasticité de l'acier selon les cinq codes sont identiques et égales à 200000 MPa.
- Les coefficients de Poisson de béton sont similaires ($\nu = 0,2$) pour les quatre codes BS, CBA, CSA et EUROCODE, cependant l'ACI ne donne aucune valeur.
- Le coefficient d'expansion thermique de béton est de $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ selon les quatre codes BS, CBA, CSA et EUROCODE. Cependant, aucune valeur n'est indiquée par le code ACI.

Contraintes admissibles :

- Les contraintes dans le béton selon le code ACI sont limitées sans spécification de la nature de l'état limite, par contre l'EUROCODE et CBA limitent les contraintes de compressions

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

dans les deux états limites ultime et service. Le code CSA limite les contraintes de compression et de traction dans le béton aux deux états limites ultime (ELU) et de service (ELS). Les formules évaluant les contraintes admissibles de compression à l'ELU et l'ELS selon les trois codes CBA, CSA et EUROCODE sont relativement semblables particulièrement à l'ELS. Par contre, le code BS suggère une formule à l'ELU donnant une valeur relativement petite ($\frac{0.67f_{cu}}{1.5} = 0.45f_{cu}$) par rapport aux autres codes car le BS fait intervenir dans son approche de calcul la résistance à la compression déterminée sur cubes alors que les autres codes utilisent celle mesurée sur cylindres. Bien que, le code ACI propose une expression donnant une contrainte limite ($0.85 f_c'$) plus grande par rapport aux autres codes car la philosophie de l'ACI ne réduit pas les efforts résistants dans le béton et l'acier séparément mais pénalise l'effort total résistant par un coefficient de réduction ϕ . De plus, les vérifications à l'ELS d'une manière générale selon les codes ACI, BS et CSA se portent uniquement sur la limitation des flèches et de la largeur des ouvertures de fissures.

- Pour limiter la fissuration nuisible dans le béton à l'état limite de service (ELS), le code CBA recommande de limiter les contraintes dans l'acier en réduisant sa valeur limite. Cependant, l'ACI, BS, CSA et l'EUROCODE ne préconisent aucune condition directe sur la contrainte dans l'acier mais il contrôle la fissuration nuisible de béton par limitation de la largeur de fissures en prévoyant en général un pourcentage d'armature minimal dans la section de béton.

Combinaisons d'actions :

- Les combinaisons d'actions selon les cinq codes ACI, BS, CBA, CSA et EUROCODE s'appuient sur le même fondement théorique. Ces combinaisons sont en fonction des charges permanentes, d'exploitation, accidentelles, climatiques et d'autres charges, et aussi en fonction de l'importance d'usage d'ouvrage. Bien que, les valeurs de coefficient de pondération des charges permanentes adoptées par les trois codes CBA et EUROCODE ($\gamma_G=1.35$), ainsi le BS ($\gamma_{fG}=1.4$) sont supérieures à celles des codes ACI ($\alpha_D=1.2$) et CSA ($\alpha_D=1.25$). Le code BS exige des valeurs de coefficients de pondération relativement élevées pour les charges permanentes ($\gamma_{fG}=1.4$) et les charges d'exploitation ($\gamma_{fQ}=1.6$). Cependant, les combinaisons d'actions à l'ELS selon les cinq codes sont similaires.

Résistance au chargement axial :

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

On distingue les deux cas suivant :

** Cas de la traction simple :*

- Les armatures longitudinales de traction à l'ELS selon les deux codes CBA et EUROCODE, sont déterminées en limitant la contrainte dans l'acier. Cependant, les trois codes ACI, BS et CSA ne limite pas la contrainte dans l'acier mais préconise le contrôle la largeur de fissure par le placement d'un pourcentage d'armature minimale et la limitation de l'espacement entre les barres.

*** Cas de la Compression simple :*

- Selon les quatre codes ACI, BS, CBA et EUROCODE, la détermination de longueur de flambement dépend des liaisons existant le long des bords d'élément considéré, les valeurs de la longueur de flambement selon les trois codes sont similaires. Cependant, le code CSA ne donne aucune indication sur la longueur du flambement des poteaux non élancés (courts).

- La section d'armatures longitudinales est limitée de (1% à 8%) de la section brute du béton (B) selon les codes ACI et CSA, de (0,2% à 5%)B selon le CBA et de (0,2% à 8%)B selon l'EUROCODE. Pour le code BS, le pourcentage d'armature longitudinale dépend du mode de coulage du poteau et doit être comprise entre 0,4% et 6%B pour un poteau coulé verticalement et entre 0,4% et 8%B pour un poteau coulé horizontalement, de plus, il suggère un taux d'armature maximale de 10%B en zone de chevauchement des barres. On constate que les codes CBA et EUROCODE sous-estiment la section minimale d'armature longitudinale (0,2% B) par rapport aux codes ACI, CSA et BS.

Résistance au cisaillement :

-L'expression de la justification de la résistance à l'effort tranchant selon cinq codes (ACI, BS, CBA, CSA et EUROCODE) est basée sur le même fondement théorique c'est à dire que l'effort tranchant ultime doit être inférieure à la somme des efforts résistants du béton et de l'acier. Bien que, l'Eurocode néglige la contribution du béton comprimé dans le calcul des armatures transversales. Le code CBA limite cette contribution à l'état du béton au bétonnage (reprise de béton ou non) et le type de sollicitations en introduisant le fameux coefficient K.

- Selon les cinq codes ACI, BS, CBA, CSA et EUROCODE, la contrainte de cisaillement est définie conventionnellement comme étant l'effort tranchant ultime appliqué sur la section du béton d'une poutre. Cette contrainte ne doit pas dépasser une certaine valeur limite dépendant principalement de la résistance à la compression du béton (f'_c, f_{ck}, f_{cj}) afin

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

d'éviter l'écrasement des bielles du béton. En outre, cette valeur limite selon le CBA dépend aussi de deux autres paramètres tel que le type de fissuration et l'inclinaison des armatures transversales. Par contre les quatre codes EUROCODE, ACI, CSA et BS ne font aucune attention sur ces deux paramètres.

- Le code canadien CSA sous-estime la hauteur utile ou efficace (d) de la section du béton par rapport aux autres quatre codes CBA, ACI, BS et EUROCODE, et par conséquent, la contrainte tangentielle pourrait être réduite selon ces quatre codes.

- L'Eurocode suggère généralement une inclinaison des fissures des bielles de béton autour de 27° qui est plus petite à celle adoptée par les autres quatre codes dont la valeur est en général de 45° .

- Pour l'espacement maximal des armatures transversales, le code CSA sous estime la valeur de cet espacement à $(0,35d)$ lorsque l'effort tranchant pondéré dépasse une certaine valeur limite, ce qui est largement inférieure à $0,9d$ pour le code CBA, $0,75d$ pour les codes (BS et Eurocode) et $0,5d$ pour le code ACI. Il est clair que le code Algérien CBA surestime l'espacement maximal des armatures de cisaillement par rapport aux autres codes.

- Le code ACI recommande un diamètre minimal d'armatures transversales de 9,5 mm (barre N°10 (#3)) de même pour le code CSA qui préconise la même recommandation mais aux zones de couvrement des barres seulement. Cependant, ce diamètre pourrait atteindre un minimum de 6 mm selon les codes BS, CBA et Eurocode.

Recommandations et propositions

Les résultats de l'analyse comparative réglementaire de la résistance au cisaillement et chargement axial selon les cinq codes ACI, EUROCODE, CSA, BS et CBA permettent de dresser les recommandations et propositions suivantes comme contribution pour la révision du code Algérien de béton armé (CBA) :

- Etablir une formulation pour le calcul des armatures longitudinales résistant à la compression simple en s'inspirant de celle des codes ACI, CSA et BS qui sont plus sécuritaires notamment pour les ouvrages et les chantiers non-contrôlés.

- L'expression de calcul des armatures longitudinales résistant à la traction simple selon le CBA est plus sécuritaire et peut être maintenue particulièrement pour les structures en béton armé et les chantiers non-contrôlés ce qui est le cas pour l'Algérie.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

- Etablir une formulation pour le calcul des armatures transversales résistant au cisaillement en s'inspirant de celle des codes ACI et CSA qui sont plus sécuritaires particulièrement pour les structures et chantiers non-contrôlés.
- Il est à souligner que le code du béton armé Algérien CBA93 fait référence au code Français BAEL91 à l'exception des valeurs de retrait dépendant du climat de l'Algérie. Néanmoins, la qualité de contrôle des ouvrages et de matériaux dans les chantiers Algériens sont loin de celles de la France ce qui exige d'établir des formules plus sécuritaires en s'inspirant de celles des autres codes surtout pour le calcul justificatif de la résistance au cisaillement et à la compression simple.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] ALLEN D.E. "Calcul au Etats limites" Archives des publications du CNRC, Digeste de la construction au Canada, janvier 1982.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318-08, "Building code requirements for structural concrete", 2008.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318M-08, "Building Code Requirements for Structural Concrete", 2008.
- [4] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION (CSA A23.3-04).
- [5] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION "Calcul des ouvrages en béton armé" CSA A23F-04, Spectrum Way, bureau 100, Mississauga (Ontario) Canada L4W 5N6.
- [6] BRITISH STANDARD "Methods of testing cement" (04-1999), BS EN 196-1:1995
- [7] BRITISH STANDARD "Structural use of concrete" (2007), BS 8110-1:1997.
- [8] BRITISH STANDARD "Structural use of concrete" (2007), BS 8110-1:1997.
- [9] BRITISH STANDARD Loading for buildings Part 1. Code of practice for dead and imposed loads BS 6399: Part 1: 1996.
- [10] BRITISH STANDARD "Structural use of concrete" (06-1999), Part 2: Code of practice for special circumstances BS 8110-2:1985.
- [11] BRUNO M. "Cours de béton (civ-04-35) " édition hiver2005.
- [12] C.B.A 93" Règles de conception et de calcul des structures en béton armé".
- [13] CEMENT ASSOCIATION OF CANADA "Concrete design handbook" second edition.
- [14] CHAALLAL OMAR AND LACHEMI MOHAMED "Reinforced Concrete Structures Design according to CSA A23.3-04" éditeur l'université du Québec, Canada, 2010.
- [15] CHANAKYA ARYA "Design of Structural Elements (Third edition)"éditeur Spon press de London and New York, 1994, 2003, 2009.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

- [16] COURS BETON ARME « Calcul des Eléments en Béton Armé Aux Etats Limites Cours & Applications - Partie1 », Polycopié Génie – Civil, faculté d’architecture et de génie civil, Université des Sciences et de la Technologie d’Oran Mohamed BOUDIAF.
- [17] DR IR P. BOERAEEVE "Manuel de Calcul de Béton Armé Selon EN1992-1.1" Institut Gramme – Unité Construction 2017.
- [18] Design Parameters for Longitudinal Bars Beams ACI 318-08.
- [19] EUROCODE 2 : "Calcul des structures en béton" (NF EN 1992-1-1).
- [20] FARKAS GYORGY, Cours du Béton Armé et Construction Hydrauliques tome 1 , Béton Armé aux Etats-Limites,1991.
- [21] GUILLEMONT PIERRE " aide-mémoire Ouvrages en béton armé (4e édition) "éditeur Dunod de Paris,1997,2006,2009,2013,2015.
- [22] JACK C. MC CORMAC “Design of Reinforced Concrete ACI 318-08”.
- [23] MAC GINLEY T.J. and CHOO B.S. "Reinforced Concrete Design Theory and Examples" (Second edition) éditeur Spon press de London and New York, 1990.
- [24] MEGUENNI. K, Actions et sollicitations. Récupéré du site-web <https://fr.calameo.com/read/0008998697b8a44d8a6c0>
- [25] MOUGIN JEAN-PIERRE, "Cour de Béton Armé B.A.E.L.91 Calcul des éléments Simples et des Structures de Batiments" éditeur EYROLLES , Paris,1992.
- [26] MULTON S. "Béton armé Eurocode2" Centre de Génie Civil, INSA-Université Paul Sabatier- Toulouse- France 30 Novembre 2012.
- [27] PAULTRE P. "Structure en béton armé-analyse et dimensionnement " hiver 2012
- [28] PRAB BHATT, T.J. MAC GINLEY, Ban Seng Choo, “Reinforced Concrete Design: Design Theory and Examples”, Third Edition, Published by CRC Press, 2006.
- [29] TEC185 « Support du cours Béton Armé I » Centre Universitaire de Béchar Département de Génie Civil et d'Architecture.
- [30] SETAREH M. et DARVAS R. "Concrete Structures" Springer International Publishing Switzerland 2017.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

- [31] TECHNIQUE DE L'INGENIEUR, Construire en béton armé, Actualisation permanente sur [www.techniques-ingenieur](http://www.techniques-ingenieur.fr).
- [32] TN331_ACI_floor_design_040509 "Technical Note details the requirements of ACI318-08 for design of concrete floor systems"
- [33] YANNICK SIEFFERT "Le Béton armé selon L'Eurocode2 (2e édition)" éditeur Dunod de Paris, 2010, 2013, 2013

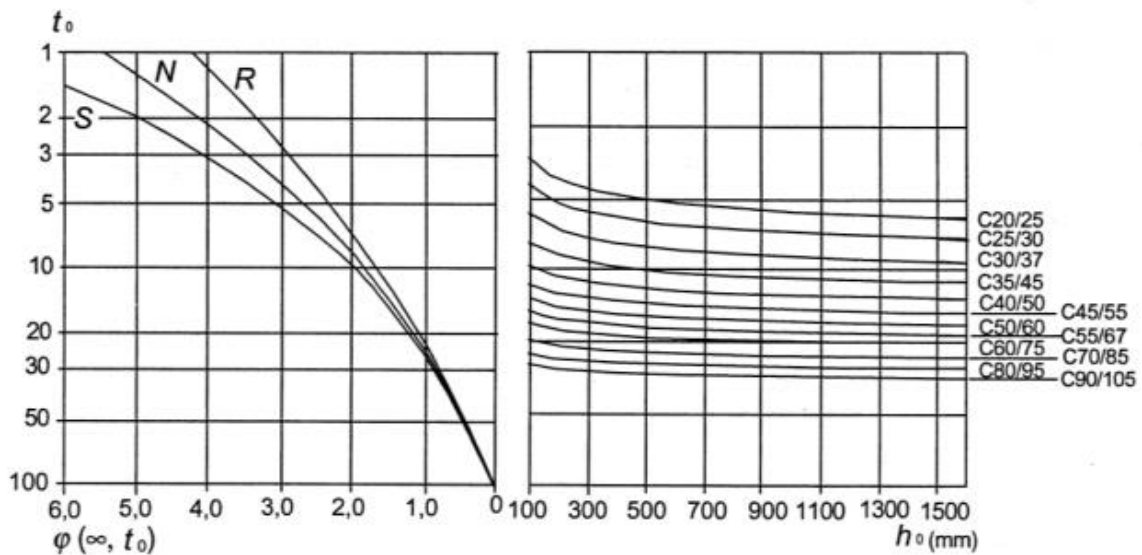
Annexe I

Caractéristiques (résistance et déformation) du béton selon l'Eurocode

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
f_{dk} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{dk,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{dk} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} en MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Annexe II

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



b) Environnement extérieur — RH = 80 %

Note:

- h_0 = rayon moyen = $2A_c / u$, où A_c est l'aire de la section transversale du béton et u le périmètre de la partie exposée à la dessiccation (pour une dalle $h_0 = h$).
- S désigne les ciments de Classe S (prise lente "slow").
- N désigne les ciments de Classe N.
- R désigne les ciments de Classe R (prise rapide).
- 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).

Annexe III

**Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné ε_{cd0} (en ‰) pour le béton
avec des ciments CEM de classe N**

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ (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

Annexe IV

Tableau des valeurs des coefficients ψ pour les actions climatiques

Nature des charges		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent		0,77	0,2	0
Neige pour une altitude	≤ 500 m	0,77	0,15	0
	> 500 m	0,77	0,30	0,77
Variations uniformes de la température		0,6	0,5	0

Annexe V

Les valeurs de ρ_{max} et ρ_{tc} en fonction de f_y et f'_c

f_y [MPa]	$f'_c=20.7$ MPa	$f'_c=27.6$ MPa	$f'_c=34.5$ MPa	Φ
$\rho_{max} (\varepsilon_t=0.004)$				
276	0,0232	0,0310	0,364	0,83

414	0,0155	0,0207	0,0243	0,81
517	0,0124	0,0165	0,0194	0,80
$\rho_{\max} (\varepsilon_t=0.005)$				
276	0,0203	0,0270	0,0318	0,90
414	0,0135	0,0180	0,0212	0,90
517	0,0108	0,0144	0,0169	0,90

Annexe VI

Les valeurs de $\rho_{\min}$ en fonction de f_y et f_c'

f_y [Mpa]	$\rho_{\min}$			
	$f_c'=20.7$ MPa	$f_c'=27.6$ MPa	$f_c'=34.5$ MPa	$f_c'=41.4$ MPa
276	0.0050	0.0050	0.0053	0.0058
414	0.0033	0.0033	0.0035	0.0039
517	0.0027	0.0027	0.0028	0.0031

Annexe VII

Tableau de propriétés des barres selon le code ACI

Désignation De barre	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#14	#18
Diamètres [mm]	9.525	12.700	15.875	19.050	22.225	25.400	28.652	32.258	35.814	43.002	57.327
Surface [mm ²]	70.96	129.03	200.00	283.87	387.09	509.67	645.16	819.35	1006.45	1451.61	2580.64

Annexe VIII

Tableau d'armature selon le code EUROCODE

Section totale des armatures (en mm ²)																
Diam. (mm)	Nombre de barres placées dans la poutre															Poids (N/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
6	28	57	85	113	141	170	198	226	254	283	311	339	368	396	424	2.2
8	50	101	151	201	251	302	352	402	452	503	553	603	653	704	754	3.9
10	79	157	236	314	393	471	550	628	707	785	864	942	1021	1100	1178	6
12	113	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	1244	1357	1470	1583	1696	8.7
14	154	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1539	1693	1847	2001	2155	2309	11.9
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	2212	2413	2614	2815	3016	15.5
20	314	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	3142	3456	3770	4084	4398	4712	24.2
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	4909	5400	5890	6381	6872	7363	37.8
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	8847	9651	10455	11259	12064	61.9
40	1257	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	12566	13823	15080	16336	17593	18850	96.8

Annexe IX

Sections des barres indépendantes selon le code CBA

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

Annexe X

Propriétés des barres selon le code CSA

Désignation De barre	Dimensions			Masse Kg/m
	Diamètre (mm)	Surface (mm ²)	Aire (mm)	
10	11,3	100	35,5	0,785

15	16,0	200	50,1	1,570
20	19,5	300	61,3	2,355
25	25,2	500	79,2	3,925
30	29,9	700	93,9	5,495
35	35,7	1000	112,2	7,850
45	43,7	1500	137,3	11,775
55	56,4	2500	177,2	19,625

Annexe XI

Tableau d'armature selon le code BS

diamètre des barres (mm)	Nombre de barres									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	28.3	56.6	84.9	113	142	170	198	226	255	283
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	503
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	785
12	113	226	339	452	566	679	792	905	1020	1130
16	201	402	603	804	1010	1210	1410	1610	1810	2010
20	314	628	943	1260	1570	1890	2200	2510	2830	3140
25	491	982	1470	1960	2450	2950	3440	3930	4420	4910
32	804	1610	2410	3220	4020	4830	5630	6430	7240	8040
40	1260	2510	3770	5030	6280	7540	8800	10100	11300	12600

عنوان المذكرة : سلوك القص و التحميل المحوري لعناصر الخرسانة المسلحة وفق القوانين ACI, EUROCODES, CBA, CSA, BS

المؤطر: زايدي علي

الإسم: حليلة و زهرة

اللقب: حساني و البية

ملخص : يركز هذا المشروع البحثي على مقارنة خمس قوانين

- ❖ القانون الأمريكي (ACI 318-08)
- ❖ القانون الأوروبي (EUROCODE 2)
- ❖ القانون الجزائري (CBA.93)
- ❖ القانون الكندي (CSA-A.23.3)
- ❖ القانون البريطاني (BS 8110)

في الدراسة المقارنة هذه نقوم بتحليل معمق لمختلف العوامل الخاصة بحساب مقاومة القص و القوى المحورية في الهياكل الخرسانية المسلحة (الاجهادات , القص , التسليح ... الخ) مع إبراز نقاط التشابه و الاختلاف بين الخمس قوانين.
هذه النتائج تسمح بالخروج باقتراحات كمساهمة لمراجعة القانون الجزائري في هذا المجال (CBA.93)

كلمات مفتاحية : ACI,BS,CSA,CBA,EUROCODE, المقاومة, دراسة مقارنة , القوى المحورية, قوى القص .

Memory title: Shear and axial loading behavior of reinforced concrete elements according to ACI, EUROCODES, CBA, CSA, BS codes

Name: Elbia et Hassani

First name: Zohra et Halima

Directed by: Zaidi Ali

Abstract: This research project presents a comparative study on the shear and axial loading strengths of reinforced concrete elements according to following codes:

- ❖ Algerian code CBA.93.
- ❖ American code ACI 318-08.
- ❖ Canadian code CSA-A.23.3.
- ❖ British code BS 8110.
- ❖ European standards EUROCODE 2 (NF EN 1992-1-1).

In this comparative study we analyze in depth the different parameters affected the shear and axial loading strengths of steel bars reinforced concrete structures with highlighting the concordance points between the five codes considered and the difference in their approach respectively.

The results obtained permit to conclude with proposed suggestions as a contribution for an eventual revision of the Algerian code CBA.

Keys words: ACI, EUROCODES, CBA, CSA, BS comparative study, strength, axial effort, shear effort.

Titre du mémoire : Comportement au cisaillement et chargement axial des éléments en béton armé selon les règles EUROCODE – CBA - CSA – BS - ACI

Nom: Elbia et Hassani

Prénom: Zohra et Halima

Encadreur: Zaidi Ali

Résumé : Ce mémoire présente une étude comparative réglementaires de la résistance au cisaillement et au chargement axial des éléments en béton armé selon les cinq codes suivants :

- ❖ Le code Algérien CBA.93.
- ❖ Le code Américain ACI 318-08.
- ❖ Le code Canadien CSA-A.23.3.
- ❖ Le code Britannique BS 8110.
- ❖ Les normes Européennes EUROCODE 2

Dans cette étude comparative on analyse en profondeur les différents paramètres de calculs justificatifs de résistance au cisaillement et chargement axial des structures en béton armé tout en mettant relief les points concordants entre les cinq codes considérés et les différences marquantes dans leurs approches respectives. Les résultats obtenus permettent de conclure par des recommandations et propositions comme contribution pour une éventuelle révision du code algérien CBA.

Mots clés: ACI, EUROCODE, CBA, CSA, BS, étude comparative, résistance, effort axial, effort tranchant