

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

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

**CALCUL DES VOILES DE CONTREVENTEMENT
EN BÉTON ARMÉ**

Année universitaire 2020-2021

AVANT-PROPOS

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la vulnérabilité au séisme des structures comportant des voiles de béton ou béton armé est relativement faible. Les dommages sismiques aux voiles sont assez facilement réparables et les éventuels dommages dans les zones critiques créent moins d'effondrement que pour les ossatures. Même lourdement endommagés, les voiles continuent à porter les plancher et jouent ainsi un rôle primordial pour la sécurité des occupants. L'utilisation des voiles réduit considérablement les dommages sismiques des éléments non porteurs et diminue l'influence de ces derniers sur le comportement de la structure.

Les voiles peuvent être généralement définis comme des consoles verticales à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Le voile est sollicité par un effort normal et un effort tranchant, constants sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés et les voiles courts. Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés (ruptures en flexion ; ruptures en flexion-effort tranchant ; ruptures par effort tranchant) et modes de ruptures des voiles courts (rupture par glissement à l'encastrement ; rupture diagonale ; cisaillement de la diagonale ; écrasement du béton de l'âme).

Différents paramètres sont considérés dans les études expérimentales sur des voiles isolés (élancement, géométrie, disposition et pourcentage du ferrailage, sollicitations). Des études minutieuses des pathologies des voiles ont mis en évidence que le faible taux d'armature, le manque d'armatures transversales et l'insuffisance des longueurs de recouvrement au niveau des joints, introduisent des ruptures fragiles de cisaillement, de compression ou de glissement, qui restreignent la capacité de déformation.

Le présent cours, destiné aux étudiants en master en génie civil (CCI & Structures), est un guide de calcul des voiles en béton armé selon les Règles Parasismiques Algériennes R.P.A. 99/Version 203, les Eurocodes et Le code sismique ACI 318-14. On y trouvera également les caractéristiques du comportement des voiles, certains principes de dimensionnement ainsi que les divers choix de modélisation.

SOMMAIRE

Avant-propos	1
Sommaire	2
Notations principales	4
1. Introduction	8
2. Comportement des bâtiments à voiles en béton armé	9
2.1. Modes de rupture des voiles élancés	10
2.2. Modes de rupture des voiles courts	12
2.3. Comportement non linéaire des voiles - Modélisation	13
2.3.1. Niveau de modélisation	15
3. Distribution des sollicitations d'ensemble aux refends – Notion d'inertie équivalente	16
4. Répartition des charges verticales sur les refends	16
5. Répartition des charges horizontales sur les refends	16
5.1. Effort tranchant d'étage	16
5.2. Méthode du centre de torsion	18
5.3. Détermination de l'effort tranchant de niveau revenant à chaque voile	19
5.3.1. Force sismique agissant transversalement (sens y)	19
5.3.2. Force sismique agissant longitudinalement (sens x)	20
6. Prescriptions parasismiques réglementaires : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/Version 2003)	20
6.1. Coffrage des voiles	20
6.2. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux	21
6.3. Ferrailage des linteaux	22
6.3.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	22
6.3.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$	23
6.3.3. Ferrailage minimal	24
Application 1	24
6.4. Ferrailage des trumeaux	28
6.4.1. Aciers verticaux	29
6.4.2. Aciers horizontaux	29
6.4.3. Règles commune	30
Application 2	30
6.5. Dimensionnement des voiles suivant les RPA99 /Version 2003	37
7. Eurocode 2 (EN 1992-1-1)	38
7.1. Voiles en béton non armés ou faiblement armés	38
7.1.1. Matériau : Béton	39
7.1.2. États-limites ultimes (E.L.U.)	40
7.1.2.1. Résistance de calcul aux forces axiales et aux moments	40
7.1.2.2. Effort tranchant	41
7.1.2.3. États-limites ultimes provoqués par une déformation structurale (flambement)	42
7.1.2.3.1. Élancement et longueur efficace des éléments isolés	42
7.1.2.3.2. Méthode de calcul simplifiée (Vérification au 2 nd ordre)	43
7.2. Voiles armés	44
7.2.1. Quantité et dispositions constructives des armatures	45

7.2.1.1. Armatures verticales	45
7.2.1.2. Armatures horizontales	46
7.2.1.3. Armatures transversales.....	46
7.2.2. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction	47
7.2.3. Élancement des voiles	48
7.2.4. Vérification à la flexion composée	48
7.2.4.1. Imperfections géométriques	48
7.2.4.2. Effets du 2 nd ordre négligés	50
7.2.4.3. Calcul des armatures en flexion composée avec prise en compte des effets du second ordre.....	51
7.2.4.3.1. Méthode basée sur une rigidité nominale	51
7.2.4.3.2. Méthode basée sur une courbure nominale.....	54
7.2.5. Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....	57
7.2.5.1. Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise	58
7.2.5.2. Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises	59
8. Eurocode 8 (EN 1998-1)	61
8.1. Contraintes géométriques	62
8.2. Murs de grandes dimensions en béton peu armé	62
8.2.1. Dispositions particulières	62
8.2.2. Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives	63
8.3. Murs ductiles	64
8.3.1. Dispositions particulières	64
8.3.2. Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives	65
Application 3	71
Application 4	82
9. Le code sismique ACI 318-14	91
9.1. Résistances requises (de calcul)	93
9.1.1. Force axiale et moment pondérés	93
9.1.2. Cisaillement pondéré	96
9.2. Résistance de conception	96
9.2.1. Charge axiale, et flexion dans le plan ou hors plan	97
9.2.2. Charge axiale et flexion hors plan - méthode simplifiée	97
9.2.3. Cisaillement dans le plan	98
9.2.4. Cisaillement hors plan	101
9.3. Valeurs limites des armatures.....	104
9.3.1. Dans le plan $V_u \leq 0.5\phi V_c$	104
9.3.2. Dans le plan $V_u \geq 0.5\phi V_c$	105
9.4. Espacement des armatures	105
9.4.1. Armatures longitudinales	105
9.4.2. Armatures transversales.....	106
10. Conclusion	106
Bibliographie	108

NOTATIONS PRINCIPALES

A_c	aire de la section droite du béton
A_{cc}	aire comprimée
A_g	surface brute de la section de béton
A_{pd}	aire totale occupée par les gaines et les armatures de précontrainte
A_{pt}	aire totale des armatures de précontrainte
A_s	aire totale de la section des armatures longitudinales
$A_{s,hmin}$	section minimale des armatures horizontales
A_{st}	aire totale des armatures longitudinales non précontraintes
$A_{s,vmax}$	aire de la section maximale des armatures verticales
$A_{s,vmin}$	aire de la section minimale des armatures verticales
A_{sw}	aire de la section des armatures d'effort tranchant
A_v	section d'armatures de cisaillement dans l'espace s
a_{cc}	coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression
a_{ct}	coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction
b	largeur totale de la section droite
b_o	largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement)
b_c	largeur brute de la section transversale
b_w	la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée ; ou largeur du mur
c	coefficient dépendant de la distribution des courbures.
c_0	coefficient qui dépend de la distribution du moment du premier ordre
d	distance entre la fibre extrême de compression et le centre de gravité des armatures longitudinales de traction
E_{cd}	valeur de calcul du module d'élasticité du béton
E_{cm}	module d'élasticité sécant du béton
EI	rigidité nominale d'éléments élancés
E_p	module d'élasticité des armatures de précontrainte
E_s	valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier
e	excentricité de l'effort normal N_{Ed} dans la direction h_w
e_0	excentricité du premier ordre
e_2	déformation
e_i	excentricité additionnelle couvrant les effets des imperfections géométriques
f'_c	résistance à la compression du béton
f_{cd}	résistance de calcul effective en compression du béton
f_{ck}	résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
f_{ctd}	résistance de calcul en traction du béton
f_{ctm}	valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
f_{cvd}	résistance de calcul en cisaillement et compression du béton
f_{se}	contrainte effective dans l'armature de précontrainte, après prise en compte de toutes les pertes de précontrainte
f_y	limite d'élasticité des armatures non précontraintes
f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
f_{yt}	limite d'élasticité des armatures transversales
f_{ywd}	limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant

H_i	charge transversale représentant l'effet des imperfections
h	épaisseur du voile
h_{cr}	hauteur de la zone critique au-dessus de la base du mur
h_s	hauteur libre d'étage
h_w	profondeur totale ou hauteur totale de la section droite du mur
I_c	moment d'inertie de la section droite de béton
I_s	moment d'inertie de la section d'armatures par rapport au centre de la section de béton
i	rayon de giration minimal
i_s	rayon de giration de la section totale d'armatures
k_1	coefficient qui dépend de la classe de résistance du béton
k_2	coefficient qui dépend de l'effort normal et de l'élancement
K_φ	coefficient tenant compte du fluage
K_c	coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage etc.
K_r	coefficient de correction dépendant de l'effort normal
K_s	coefficient tenant compte de la contribution des armatures
L	longueur ou hauteur
l_0	longueur efficace (de flambement) de l'élément
l_c	hauteur libre de niveau, mesurée entre les centres des articulations
l_w	hauteur libre de l'élément ; longueur du mur
M_{01}, M_{02}	moments d'extrémité du premier ordre, $ M_{02} \geq M_{01} $
M_{0Ed}	moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (E.L.U.)
M_{0Eqp}	moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (E.L.S.)
M_2	moment nominal du second ordre
M_{Ed}	moment de calcul total
M_n	résistance nominale aux moments
M_u	résistances requises aux moments
m	nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total
N_B	charge de flambement basée sur la rigidité nominale
N_{Ed}	effort normal agissant de calcul, appliqué sur le voile
N_{Rd}	effort normal résistant
n	effort normal relatif
P_0	effort axial nominal à excentricité nulle
P_n	résistance nominale aux charges axiales
P_u	résistances requises aux charges axiales
q	coefficient de comportement
q_0	valeur de base correspondante du coefficient de comportement
r_m	rapport des moments
$1/r$	courbure
s	espacement entre les centres des armatures ; espacement des cadres ou étriers
$s_{cl,tmax}$	espacement des armatures transversales le long du voile
T_1	période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu
T_C	période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre

V_{ccd}	valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de compression, dans le cas d'une membrure comprimée inclinée
V_{Ed}	effort tranchant de calcul
V_n	résistance nominale au cisaillement
$V_{Rd,c}$	effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant
$V_{Rd,max}$	valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression
$V_{Rd,s}$	effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité
V_{td}	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_u	effort tranchant maximal dans le plan et hors plan du voile
V_u	résistances requises au cisaillement
x_u	position de l'axe neutre correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive
α	coefficient d'efficacité du confinement ;
α_{cw}	coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée
α_h	coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur
α_m	coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments
β	coefficient qui dépend de la distribution des moments du premier et du second ordre
γ_c	coefficient partiel relatif au béton
γ_d	effort normal réduit de calcul
ε_{cu}	déformation limite dans la fibre extrême du béton comprimé
$\varepsilon_{cu2,c}$	déformation limite pour le béton non confiné
$\varepsilon_{sy,d}$	valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité
ε_t	déformation de traction nette
ε_{ty}	valeur de la déformation de traction nette dans la nappe extrême des armatures longitudinales
θ	angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément
θ_0	valeur de base de la déviation angulaire
θ_i	déviation angulaire représentant les imperfections
λ	élancement d'un voile
λ_{lim}	valeur limite de l'élancement
μ_φ	coefficient de ductilité en courbure
ν_1	coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant
ρ	ratio géométrique d'armatures
ρ_l	rapport des armatures verticales
ρ_t	rapport des armatures horizontales
σ_2 (σ_3)	contrainte effective de compression latérale à l'ELU due au confinement
σ_{cm}	valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée
σ_{cp}, τ_{cp}	valeur absolue des composantes des contraintes de calcul
σ_{cp}	contrainte de compression moyenne dans le béton due à l'effort normal de calcul

Φ	facteur prenant en compte l'excentricité et incluant les effets du second ordre ainsi que les effets normaux de fluage
ϕ	facteur de réduction appliqué aux résistances nominales
φ_{ef}	coefficient de fluage effectif
$\varphi(\infty, t_0)$	valeur finale du coefficient de fluage
ω	ratio mécanique d'armatures
ω_v	rapport mécanique des armatures verticales d'âme
ω_{wd}	rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques

1. Introduction

Deux types de structures semblent s'être relativement bien comportés lors des derniers séismes. Le premier est le système de construction mixte, comportant des voiles en béton armé et des portiques autostables. Il s'agit en fait d'insérer judicieusement quelques voiles, soit autour d'un noyau central, soit en périphérie. Le principe est d'augmenter la résistance au cisaillement horizontal de la structure dans les deux directions orthogonales. Ce système se doit d'être effectué en respectant certaines règles élémentaires de conception : 1. répartir ces voiles de la façon la plus symétrique possible au sein de la structure pour éviter toute excentricité de masse ou de rigidité ; 2. prolonger ces voiles sur toute la hauteur de la structure afin d'éviter toute variation brutale de ductilité du système et donc de résistance aux forces sismiques, qui entraînerait une rupture. Le second type de structure est intégralement composé de voiles.

Dans le cas des structures entièrement en voiles, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de système résistant aux forces horizontales. Dans le cas des structures « mixtes » avec des voiles associés à des portiques, aussi bien les voiles que les portiques participent à la résistance aux charges horizontales. Dans un premier temps, en raison de leur rigidité, les voiles reprennent presque la totalité de ces charges. Après l'apparition des zones plastifiées dans les voiles, une plus grande part des charges se reporte sur les portiques qui, si les dispositions constructives des règles parasismiques sont respectées, possèdent une grande capacité à dissiper l'énergie induite. L'interaction des voiles et des portiques est très favorable à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent une certaine déformation avant la rupture.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la rigidité dans le sens perpendiculaire à leur plan est négligeable. Dans leur plan, ils offrent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, permettant ainsi de contrôler les déplacements globaux et de minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

Les voiles se comportent comme des consoles verticales. Lorsqu'ils sont élancés, ils se déforment en flexion sous l'effet des charges horizontales. Contrairement aux voiles travaillant au cisaillement, les voiles pour lesquels la flexion est prépondérante présentent en général une grande capacité de dissipation d'énergie. Les extrémités des voiles sont d'autant plus sollicitées que la construction est élevée, ce qui nécessite de les renforcer par des chaînages ou poteaux intégrés qui seront soumis à d'importantes forces de traction-compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

Afin d'éviter des ruptures fragiles, les codes et règlements parasismiques préconisent pour les structures à voiles l'utilisation de coefficients de comportement inférieurs à ceux des structures en portique, malgré l'influence bénéfique des voiles sur leur comportement. Il faut, cependant, remarquer qu'il n'y a pas de code de dimensionnement spécifique pour les voiles et que les règlements de calcul des poutres et des poteaux-consols s'appliquent.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastiques simplifiées ont été quasi-systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures constituées de voiles en béton armé. L'approche élastique étant insuffisante et ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire en terme de déplacement, ductilité, distribution des dommages, modes de ruine, etc. doit alors être explorée. Cependant, un calcul statique simplifié en poussée progressive « Pushover » basé sur un modèle de comportement non linéaire pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base, sollicitée par un effort normal, un effort tranchant constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique d'un voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile soumises à d'importantes forces de traction/compression, d'armatures verticales uniformément réparties et d'armatures horizontales, elles aussi uniformément réparties. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

2. Comportement des bâtiments à voiles en béton armé

L'action sismique agit sur une structure en lui appliquant de l'énergie, et entraîne les matériaux de manière cyclique loin dans le domaine plastique. La plupart des codes de construction essaient de dimensionner les bâtiments de façon que l'énergie sismique apportée par le séisme puisse être dissipée par des déformations inélastiques. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements. En contrepartie, les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement élastique. En génie parasismique, la capacité dissipative hystérétique de la structure ainsi que sa surrésistance sont prises en compte par un facteur global de réduction, le coefficient de comportement R (FEMA, 1997 ; ATC – 3 – 06, 1978 ; ATC – 19, 1995).

Le concept en vigueur dans la plupart des codes est celui du dimensionnement en capacité « Capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création de rotules plastiques dans des endroits préalablement choisis, conçus de manière à supporter ces

déformations. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans ces régions, tout en assurant un comportement élastique dans le reste de la structure.

Dans le cas des voiles, sous réserve que la base de chaque mur soit convenablement ancrée dans sa fondation et que le ferrailage soit adapté, certains codes (Eurocode 8, ACI 318-14) préconisent que les bases de ces murs subissent les contraintes les plus élevées, et sont donc considérées comme zones critiques où la dégradation du béton ou sa rupture fragile commenceront. Pour assurer une grande capacité de dissipation d'énergie dans les zones critiques, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées, par renforcement des chainages à ces endroits. Toutefois, la méthode des murs ductiles n'est pas adaptée à la conception des murs surabondants, surdimensionnés et nécessitant peu d'armatures pour résister aux efforts dus à un séisme. Dans ce cas, il est difficile d'imaginer que tels murs puissent être ancrés efficacement dans le sol et la méthode adoptée se base sur une optimisation des armatures à dissiper l'énergie le long de la hauteur du bâtiment (PS 92).

Dans le cadre du dimensionnement en capacité, la première étape est de choisir un mécanisme plastique approprié. Ce mécanisme doit permettre les déformations plastiques globales de la structure en minimisant les rotations locales des rotules plastiques. De plus, il faut disposer les rotules plastiques dans les éléments qui peuvent facilement être conçus de manière ductile. Différents critères de ruptures peuvent être considérés.

Le comportement d'un voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, défini comme étant le rapport de la hauteur par la largeur (h/l), de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, de la disposition et du pourcentage des armatures. Ainsi, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement de ces murs est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres, poteaux).

Selon que l'élancement est inférieur à deux ($h/l < 2$: voiles courts) ou supérieur à deux ($h/l > 2$: voiles élancés), on peut distinguer deux grandes catégories de point de vue de leur fonctionnement, correspondant à deux grandes familles de mode de rupture : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts.

Nous présentons dans ce qui suit, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus fréquents.

2.1. Modes de rupture des voiles élancés

Le comportement d'un voile élancé est assimilable à celui d'une poutre. Les principaux modes de rupture des voiles élancés sont les suivants (Figures 2.1a et 2.1b) :

Rupture en flexion

- **Mode f1** : Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé, ceci correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. Ce mode de ruine est observé dans les voiles très élancés, soumis à un effort de compression faible et à un cisaillement modéré et lorsque la flexion est modérée.
- **Mode f2** : Rupture par écrasement du béton, rencontrée pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Ce mode est moins ductile que le précédent, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- **Mode f3** : Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. Ce mode se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures tendues sont essentiellement réparties et ne sont pas concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

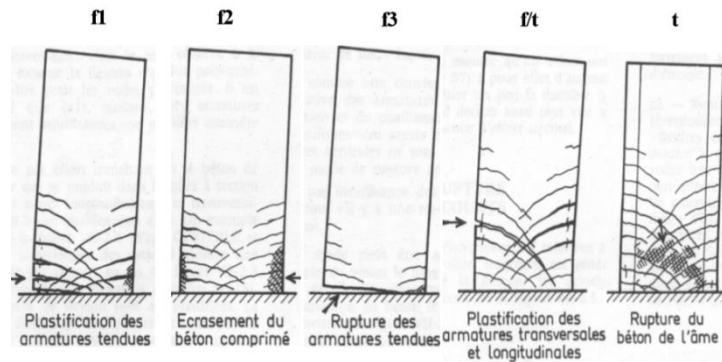
Rupture en flexion-effort tranchant

- **Mode f/t** : Rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

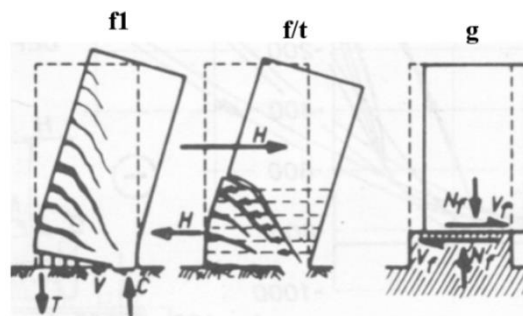
Rupture par effort tranchant

Ce mode de rupture apparaît quand le cisaillement devient prépondérant :

- **Mode t** : Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile muni de raidisseur, fortement armé longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- **Mode g** : Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode qui est plutôt caractéristique des voiles courts a été également observé dans le cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.



(a) D'après [B. FOURE]



(b) D'après [T. PAULAY, M. J. N. PRIESTLEY]

Figure 2.1 - Modes de rupture des voiles élancés.

2.2. Modes de rupture des voiles courts

Le comportement des voiles en béton armé ayant un élancement très faible (inférieur ou égal à un) est dominé par l'effort tranchant. Ceci se traduit par des cycles force-déplacement très étroits, dissipant ainsi peu d'énergie. Ce type de comportement peut être bien modélisé par des bielles diagonales et des tirants horizontaux et verticaux. On peut distinguer trois types de modes de ruine (Fig. 2.2) :

- **Mode T1** : Rupture par glissement à l'encastrement suite à la plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance des armatures verticales réparties.
- **Mode T2** : Rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- **Mode T3** : Rupture par écrasement de béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. Ce mode est caractéristique des voiles fortement armés surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

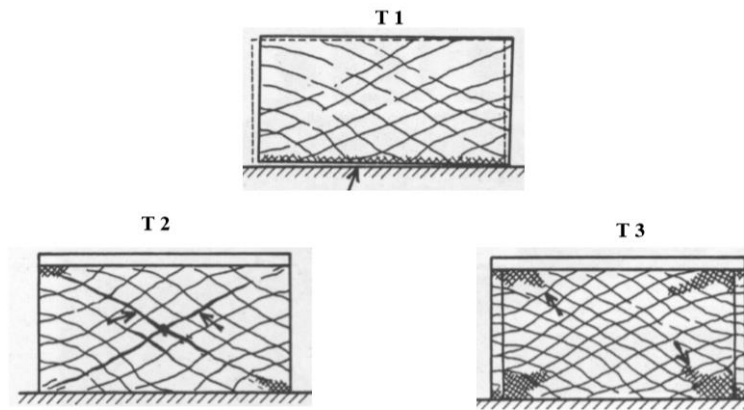


Figure 2.2 - Modes de rupture des voiles courts [B. FOURE].

2.3. Comportement non linéaire des voiles - Modélisation

Une structure comportant des voiles, et qui est soumise à des forces latérales qui la sollicitent au-delà du domaine élastique, se comporte de manière fortement non-linéaire. La dégradation apparaît soit progressivement soit brusquement en diverses parties de la structure, provoquant ainsi leur plastification qui entraîne une redistribution des efforts. La technique des « murs ductiles » qui se base sur la méthode en capacité adoptée initialement en Nouvelle-Zélande et reprise par l'Eurocode 8, privilégie la formation de la rotule plastique à la base et assure en outre la ductilité de cette rotule plastique vis-à-vis de la rotation. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cet endroit (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-delà de la zone critique.

Avant la mise en œuvre d'une analyse linéaire ou non-linéaire, il est indispensable de procéder à un choix de niveau de modélisation (global, semi-local, local) et d'échelle de discrétisation.

Dans les approches habituelles de modélisation, l'analyse du comportement des voiles adopte généralement l'élément « poteau-poutre » (Fig. 3.1) situé sur l'axe central du voile. Les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec un ressort de rotation non-linéaire placé à chaque extrémité pour tenir compte du comportement non-linéaire des zones critiques. Cet élément privilégie généralement des rotations autour des points situés sur l'axe central du mur et ne tient pas compte des déformations de traction et de rotation d'extrémité fixe, dues aux effets de glissement, liées au décalage de l'axe neutre. Par ailleurs, dans le cas des voiles courts et des voiles moyennement élancés, il est nécessaire d'ajouter un ressort horizontal au milieu pour traduire le comportement non linéaire en cisaillement de l'élément. Ainsi, deux rotules plastiques de type « *PMM* » sont introduites au sommet et à la base du voile et une rotule de cisaillement « $V_2 - V_3$ » au milieu de celui-ci.

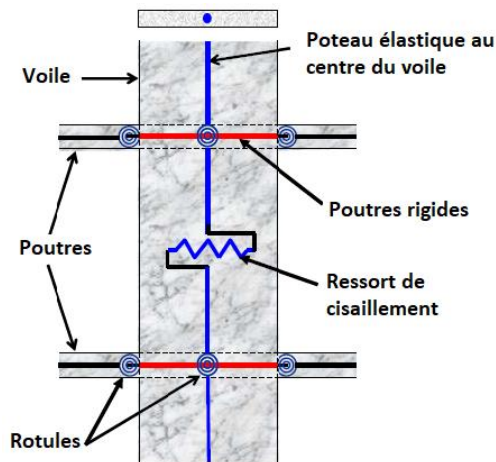


Figure 2.3 - Modélisation usuelle des voiles par analogie « poteau-poutre » (ATC 72).

L'élément multi-lignes-verticales *MVLEM* [Kabeyasawa et al. (1983), Vulcano et al. (1988), Colotti (1993) and Orakcal et al. (2004)] (Fig. 3.2) combine la simplicité du modèle macroscopique et les raffinements du modèle microscopique. Les macro-modèles multi-ressorts consistent en un ensemble de ressorts répartis de manière à permettre une meilleure représentation de la répartition des déformations à travers la section du voile, ainsi que le déplacement de l'axe neutre sous chargement latéral.

Ce modèle a l'avantage de représenter les principales caractéristiques observées (le comportement raffiné du matériau, le décalage de l'axe neutre, le basculement du voile, l'effet d'une force axiale fluctuante sur la résistance et la rigidité, le comportement non linéaire de cisaillement), et permet une prédiction assez précise de la réponse en flexion du voile lorsque des lois de comportement hystérétiques raffinées sont adoptées.

Un voile est alors modélisé par une pile de m macroéléments. Chaque macroélément est constitué de n éléments uniaxiaux verticaux parallèles reliés par des poutres infiniment rigides au sommet et à la base. Les deux éléments extrêmes représentent les rigidités axiales des colonnes aux extrémités du voile, tandis que les éléments intérieurs représentent les rigidités axiale et flexionnelle du panneau central. Le nombre n d'éléments uni-axiaux peut être augmenté pour obtenir une description plus raffinée de la section transversale du voile. Un ressort horizontal central, ayant une rigidité k_H et un comportement hystérétique non linéaire, simule la réponse inélastique de cisaillement du voile. Les modes de déformation en flexion et en cisaillement du voile sont découplés. La rotation relative se produit autour d'un point placé sur l'axe central de l'élément à une hauteur ch (h – hauteur d'étage ; c – un coefficient). Les lois de comportement hystérétiques pour le béton non confiné et confiné et pour l'acier peuvent être incorporées dans le modèle.

L'élément *MVLEM* peut simuler de manière appropriée la rupture en compression et en flexion lorsque le cisaillement est faible, ainsi que la rupture par cisaillement pur. Toutefois, il est incapable de simuler l'interaction entre les comportements de cisaillement et de

flexion. La réponse de l'élément *MVLEM* est très sensible à la loi de comportement force-déformation adopté pour le ressort de cisaillement. Ainsi, de gros efforts doivent être fournis pour estimer d'une manière précise le comportement de cisaillement lorsque les données expérimentales sont indisponibles. C'est un problème majeur notamment dans le cas des analyses tridimensionnelles.

Afin de permettre le couplage des réponses de flexion et de cisaillement, chaque élément uniaxial vertical du *MVLEM* a été associé à un ressort de cisaillement (Massone et al., 2006). Ainsi, le comportement du voile en béton armé est simulé par un macro-modèle bidimensionnel.

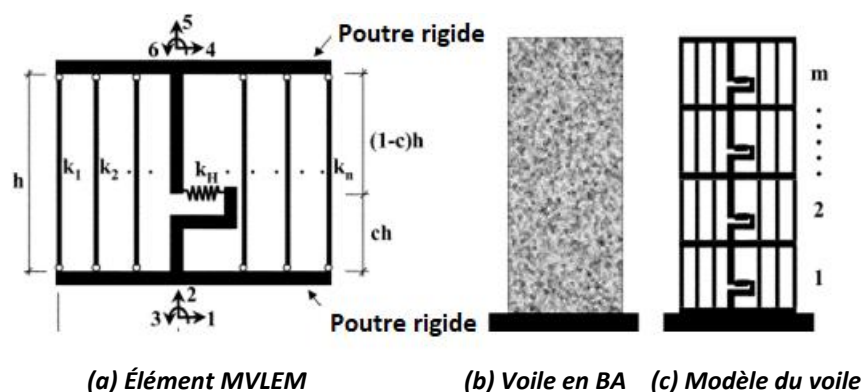


Figure 2.4 - Élément MVLEM.

2.3.1. Niveau de modélisation

Trois approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques de type cyclique :

1. Modèles globaux,
2. Modèles semi-locaux, et
3. Modèles locaux.

Dans le premier cas, le comportement du béton armé est décrit en variables généralisées ($N - \varepsilon_m$, $V - \gamma$, $M - \phi$). Les modèles semi-locaux permettent d'utiliser les modèles locaux de comportement du béton et de l'acier, et des éléments finis de type poutre, plaque ou coque.

Les approches semi-locales et globales sont mieux adaptées pour les systèmes de poutres et poteaux. Dans le cas des voiles relativement élancés, l'approche semi-locale peut apporter des résultats intéressants, à condition que la perturbation apportée par l'effort tranchant ne soit pas très importante. Dans le cas des voiles faiblement élancés, le meilleur choix est d'adopter une approche locale biaxiale.

Pour les modèles locaux, la rhéologie est exprimée en variables locales : contraintes et déformations. Cette loi de comportement est en général indépendante de la géométrie de la

structure. L'inconvénient principal de l'approche locale réside dans le volume important de calcul, généré par le grand nombre de degré de liberté utilisé.

3. Distribution des sollicitations d'ensemble aux refends – Notion d'inertie équivalente

On suppose que :

- Les refends ont une section constante sur toute la hauteur du bâtiment, ou que les éventuels rétrécissements dans le sens de l'épaisseur effectués vers la partie supérieure de la construction n'affectent pas le rapport des inerties des refends.
- Les refends sont pleins, sinon il faudra faire appel à la notion d'inertie équivalente.

La notion d'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Par définition, l'inertie équivalente I_e d'un refend considéré est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

4. Répartition des charges verticales sur les refends

Les sollicitations provenant des charges permanentes G et utiles Q sont distribuées selon les surfaces afférentes des planchers correspondant à chaque voile pris en considération.

En ce qui concerne les éléments porteurs (refends, etc.) la dégression des surcharges Q s'effectuent conformément au RÉF P06.001, qui indique la loi suivante :

- Pour le toit ou la terrasse Q
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage, jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

5. Répartition des charges horizontales sur les refends

5.1. Effort tranchant d'étage

La force sismique totale, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (RPA99/version 2003) :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W ; W = \sum W_i \quad (5.1)$$

- A** coefficient d'accélération de zone, donné selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
- D** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure
- Q** facteur de qualité de la structure
- W** poids total de la structure
- W_i** poids de la structure, calculé à chaque niveau i
- R** coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement

La résultante des forces sismique V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure comme suit (RPA99/version 2003) :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (5.2)$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad (5.3)$$

F_t la force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = 0.07 T \cdot V$$

$$F_t \leq 0.25 V$$

$F_t = 0$ si $T \leq 0.7$ secondes ; T la période fondamentale de la structure

F_i force horizontale revenant au niveau i

h_i niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j niveau d'un planche quelconque

W_i ; W_j poids revenant aux planchers i, j

Les efforts sismiques sont supposés concentrés au niveau des plancher.

L'effort tranchant H_j d'étage j est la somme des forces agissant au-dessus de l'étage j considéré.

$$H_j = \sum_{i=j}^n F_i \quad (5.4)$$

F_i force appliquée à l'étage i du bâtiment comportant n niveau

5.2. Méthode du centre de torsion

Le centre de torsion d'un groupe de refends est caractérisé par :

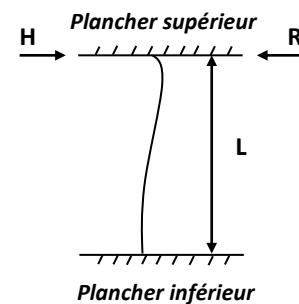
- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
- Un moment dont l'axe passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que celui du moment.

Les refends se partagent les efforts sismiques suivant leurs rigidités R . La rigidité à la flexion d'un voile est par définition la force (ou le couple) de rappel par laquelle le voile réagit quand une force (ou un couple) extérieure H provoque une translation (ou une rotation).

Exemple :

Pour un voile quelconque ayant les caractéristiques suivantes :

- I moment d'inertie du voile
- E module d'élasticité du matériau
- L hauteur du voile
- R rigidité du voile



$$R = \frac{12 E I}{L^3} \quad (5.5)$$

Si les voiles ont tous la même hauteur, le même module d'élasticité et les mêmes conditions aux appuis, on peut simplifier les calculs en remplaçant la rigidité par l'inertie. Dans ce cas, les coordonnées (x_c, y_c) du centre de torsion de n éléments sont données par les relations :

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}} ; y_c = \frac{\sum_{j=1}^{n_2} I_{ej} y_j}{\sum I_{ej}} \quad (5.6)$$

x_i abscisse de l'élément transversal i , disposé suivant l'axe y

I_{ei} inertie équivalente de l'élément transversal i (par rapport à l'axe x)

n_1 nombre d'éléments transversaux

y_j ordonnée de l'élément longitudinal j , disposé suivant l'axe x

I_{ej} inertie équivalente de l'élément longitudinal j (par rapport à l'axe y)

n_2 nombre d'éléments longitudinaux

$n = n_1 + n_2$

Les coordonnées (x_G, y_G) du centre de masse des éléments (longitudinaux et transversaux), de masse M_i , appartenant à l'étage considéré, sont données dans le même repère par :

$$x_G = \frac{\sum_1^n M_i x_i}{\sum_1^n M_i} ; y_G = \frac{\sum_1^n M_i y_i}{\sum_1^n M_i} \quad (5.7)$$

On définit ainsi les excentricités théoriques (e_x, e_y) représentant la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion de chaque niveau :

$$\begin{cases} e_x = x_G - x_c \\ e_y = y_G - y_c \end{cases} \quad (5.8)$$

5.3. Détermination de l'effort tranchant de niveau revenant à chaque voile

Un voile parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation et un effort de rotation.

Un voile perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis seulement à un effort de rotation.

On considère les cas fréquents où les axes d'inertie principaux des refends sont parallèles. Chaque refend disposé selon une autre direction est remplacé par deux refends fictifs dont le centre de gravité coïncide avec celui du refend réel.

5.3.1. Force sismique agissant transversalement (sens y)

- Refend transversal i

$$H_i = H_{i \text{ rot}} + H_{i \text{ transl}} \begin{cases} H_{i \text{ rot}} = \frac{I_{xi} \cdot X_G \cdot X_{ti}}{I_\theta} \cdot H_y \\ H_{i \text{ transl}} = \frac{I_{xi}}{\sum I_{ix}} \cdot H_y \\ I_\theta = \sum_{i=1}^{n_1} (I_{xi} \cdot X_{ti}^2) + \sum_{j=1}^{n_2} (I_{yj} \cdot Y_{lj}^2) \end{cases} \quad (5.9)$$

- Refend longitudinal j

$$H_j = H_{j \text{ rot}} = \frac{I_{yj} \cdot X_G \cdot Y_{lj}}{I_\theta} \cdot H_y \quad (5.10)$$

H_i	effort tranchant de niveau revenant au voile transversal i
H_j	effort tranchant de niveau revenant au voile longitudinal j
H_y	effort tranchant total de niveau agissant transversalement
X_G, Y_G	excentricités
X_{ti}, Y_{lj}	coordonnées du centre de gravité de chaque refend (transversal et longitudinal) par rapport au centre de torsion
I_θ	moment d'inertie à la torsion
I_{xi}, I_{yj}	moments d'inertie des refends transversaux et longitudinaux par rapport aux axes x et y respectivement

n_1 nombre d'éléments transversaux
 n_2 nombre d'éléments longitudinaux

5.3.2. Force sismique agissant longitudinalement (sens x)

- Refend transversal i

$$H_i = H_{i\text{rot}} = \frac{I_{ix} \cdot Y_G \cdot X_{ti}}{I_\theta} \cdot H_x \quad (5.11)$$

- Refend longitudinal j

$$H_j = H_{j\text{rot}} + H_{j\text{transl}} \begin{cases} H_{j\text{rot}} = \frac{I_{jy} \cdot Y_G \cdot Y_{lj}}{I_\theta} \cdot H_x \\ H_{j\text{transl}} = \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} \cdot H_x \\ I_\theta = \sum (I_{ix} \cdot X_{ti}^2) + \sum (I_{jy} \cdot Y_{tj}^2) \end{cases} \quad (5.12)$$

H_y effort tranchant total de niveau agissant longitudinalement

6. Prescriptions parasismiques réglementaires : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/Version 2003)

6.1. Coffrage des voiles

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4 \cdot a$ (Fig. 6.1). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités (Fig. 6.2).

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la Figure 6.3.

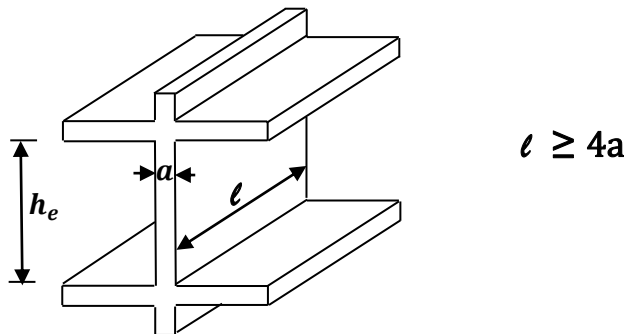


Figure 6.1 – Coupe de voile en élévation (RPA99/Version 2003).

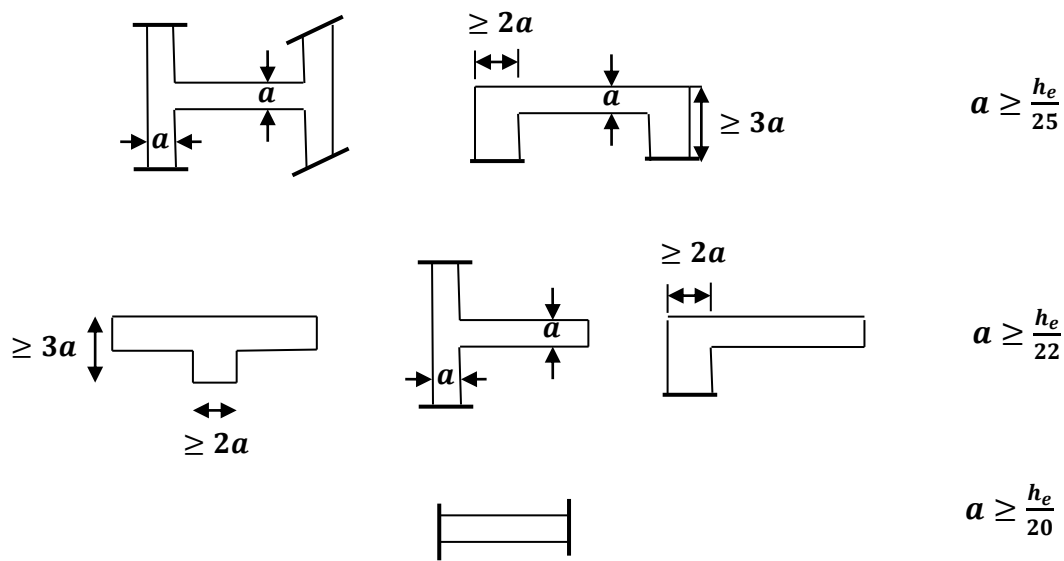


Figure 6.2 – Coupe de voile en plan (RPA99/Version 2003).

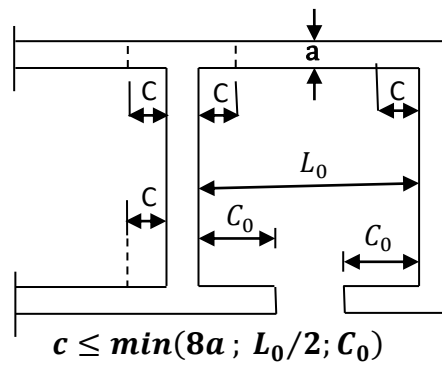


Figure 6.3 – Prise en compte des murs en retour (RPA99/Version 2003).

6.2. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

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

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad (6.1)$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad (6.2)$$

$$V = 1.4 V_{u \text{ calcul}} \quad (6.3)$$

b_0 l'épaisseur du linteau ou du voile

d la hauteur utile ($= 0.9 h$)

h la hauteur totale de la section brute.

6.3. Ferrailage des linteaux

6.3.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V). On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)

a. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l = \frac{M}{z \cdot f_e} \quad (6.4)$$

$$z = h - 2d' \quad (6.5)$$

h la hauteur totale du linteau

d' la distance d'enrobage

M le moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$).

b. Aciers transversaux

- Premier sous-cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V} ; \quad z = h - 2d' ; \quad V = 1.4 V_{u \text{ calcul}} \quad (6.6)$$

s l'espacement des cours d'armatures transversales

A_t la section d'un cours d'armatures transversales

V l'effort tranchant dans la section considérée

l la portée du linteau.

- Deuxième sous-cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$) (Fig. 6.4)

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad (6.7)$$

$$V = \min(V_1, V_2) \quad (6.8)$$

$$V_2 = 2V_{u \text{ calcul}} \quad (6.9)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \quad (6.10)$$

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z ; z = h - 2d' \quad (6.11)$$

Avec M_{ci} et M_{cj} les moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} (Fig. 6.4).

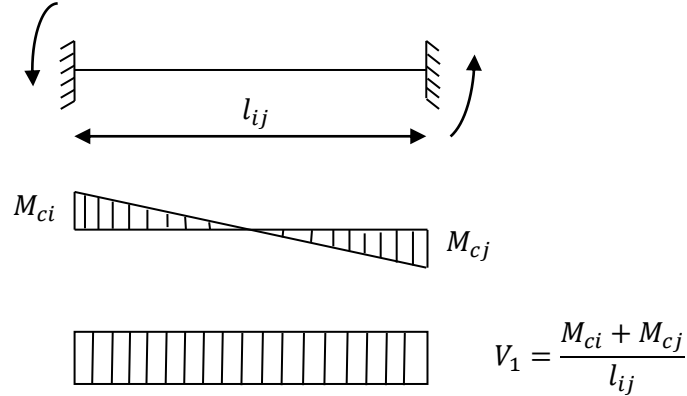


Figure 6.4 – Éléments de calcul des linteaux courts (RPA99/Version 2003).

6.3.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (Fig. 6.5). Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} \quad (6.12)$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad (\text{Fig. 6.6}) \quad (6.13)$$

$$V = V_{calcul} \text{ (sans majoration)}$$

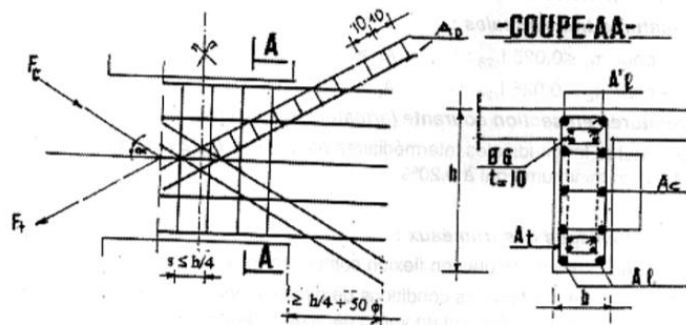


Figure 6.5 – Armatures de linteaux (RPA99/Version 2003).

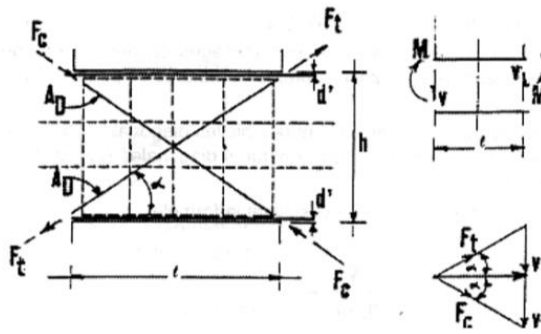


Figure 6.6 – efforts dans les bielles du linteau (RPA99/Version 2003).

6.3.3. Ferrailage minimal

a. Armatures diagonales

$$- A_D \geq 0.0015bh \quad \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \quad (6.14)$$

$$- A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad (6.15)$$

b. Armatures longitudinales

$$- (A_v, A'_l) \geq 0.0015. b. h \quad (0.15 \%) \quad (6.16)$$

c. Armatures transversales

$$- \text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0.0015. b. s \quad (0.15 \%) \quad (6.17)$$

$$- \text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} : \quad A_t > 0.0025. b. s \quad (0.25 \%) \quad (6.18)$$

d. Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20 %.

Application 1

Calculer les armatures des linteaux dans les deux cas suivants :

I. Premier cas

- $b = 0.20 \text{ m}$ épaisseur du linteau
- $h = 0.72 \text{ m}$ hauteur totale de la section brute du linteau
- $l = 2.00 \text{ m}$ portée du linteau
- $V_{calcul} = 12 \text{ t}$ effort tranchant agissant sur le linteau
- $f_{c28} = 20 \text{ Mpa}$ résistance caractéristique du béton à la compression

- Acier feE500 nuance de l'acier

II. Deuxième cas

- $b = 0.20 \text{ m}$; $h = 0.80 \text{ m}$; $l = 1.00 \text{ m}$
- $V_{calcul} = 15 \text{ t}$
- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Acier feE400

Solution

I. Premier cas

1) Vérification de la contrainte de cisaillement dans les linteaux

$$\tau_b = \frac{V}{bd} = \frac{1.4 V_{calcul}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 12 \times 10^4}{200 \times 0.9 \times 720} = 1.3 \text{ Mpa}$$

$$0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < 0.2 f_{c28}$, la contrainte limite de cisaillement dans les linteaux n'est donc pas atteinte.

2) Ferrailage des linteaux

$$\tau_b (= 1.3 \text{ Mpa}) > 0.06 f_{c28} (= 1.5 \text{ Mpa})$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer :

- des armatures diagonales (A_D)
- et suivant les minimum réglementaires,
- des aciers longitudinaux (A_l, A'_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers courants (A_c)

2.1. Armatures diagonales A_D

$$A_D = \frac{V_{calcul}}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{0.72 - 2 \times 0.04}{2} = 0.32 \rightarrow \alpha = 17.74^\circ$$

$$A_D = \frac{12 \times 10^4}{2 \times 500 \times \sin 17.74} = 393.83 \text{ mm}^2 = 3.94 \text{ cm}^2 \approx 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2$$

2.2. Armatures longitudinales (A_l, A'_l)

$$A_l = A'_l \geq 0.0015 \times b \times h = 0.015 \times 20 \times 72 = 2.16 \text{ cm}^2$$

Soit 2 HA12 = 2.26 cm^2 .

2.3. Armatures transversales A_t

$$\tau_b = 1.3 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 \times b \times s \text{ avec}$$

$$s \leq h/4 = 72/4 = 18 \text{ cm} ; \text{ soit } s = 18 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 18 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre HA8 ayant une section 1 cm^2 (12 cadres).

2.4. Armatures de peau A_c

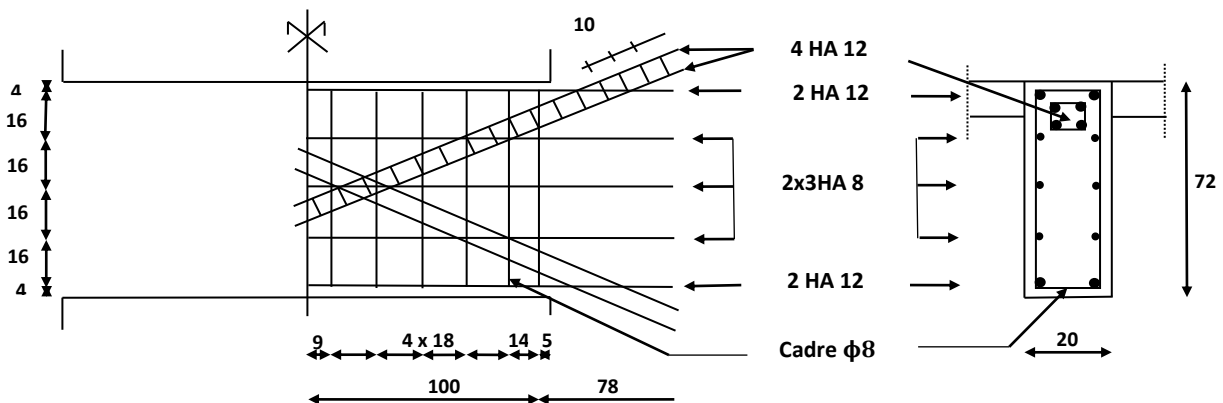
$$A_c \geq 0.0020 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 72 = 2.88 \text{ cm}^2$$

On prévoit 6 HA8 de section 3.02 cm^2 , disposées en deux nappes.

2.5. Ancrages des armatures

$$l_s \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{72}{4} + 50 \times 1.2 = 78 \text{ cm}$$

2.6. Disposition des armatures



II. Deuxième cas

1) Vérification de la contrainte de cisaillement dans les linteaux

$$\tau_b = \frac{V}{bd} = \frac{1.4 V_{calcul}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 15 \times 10^4}{200 \times 0.9 \times 800} = 1.46 \text{ Mpa}$$

$$0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < 0.2 f_{c28}$, la contrainte limite de cisaillement dans les linteaux n'est pas atteinte.

2) Ferrailage des linteaux

$$\tau_b (= 1.46 \text{ Mpa}) < 0.06 f_{c28} (= 1.5 \text{ Mpa})$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l, A'_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers courants (A_c)

2.1. Armatures longitudinales (A_l, A'_l)

$$(A_l, A'_l) \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

- $M = 1.4 \times V_{calcul} \times l/2 = 1.4 \times 15 \times 0.5 = 10.5 \text{ t.m}$
- $z = h - 2 \times d' = 80 - 2 \times 4 = 72$
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A_l \geq \frac{10.5 \times 10^7}{720 \times 400} = 364.58 \text{ mm}^2 = 3.65 \text{ cm}^2$$
$$A_{l \min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit $A_l = A'_l = 4.02 \text{ cm}^2$ (2HA 16)

2.2. Armatures transversales A_t

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1}{0.8} = 1.25 > 1 \rightarrow \text{linteau long}$$

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}; V = 1.4 V_{calcul}$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}; \text{ soit } s = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{s \cdot V}{f_e \cdot z} = \frac{200 \times 1.4 \times 15 \times 10^4}{400 \times 720} 145.83 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

$A_t \geq 1.46 \text{ cm}^2$, soit un cadre $\emptyset_{10}$ de section 1.57 cm^2 . Cette section doit être comparée à $A_{t \min}$:

$$\tau_b = 1.46 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ Mpa}$$
$$\Rightarrow A_{t \min} = 0.0025 \times b \times s = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.0 \text{ cm}^2$$
$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.0 \text{ cm}^2$$

2.3. Armatures de peau A_c

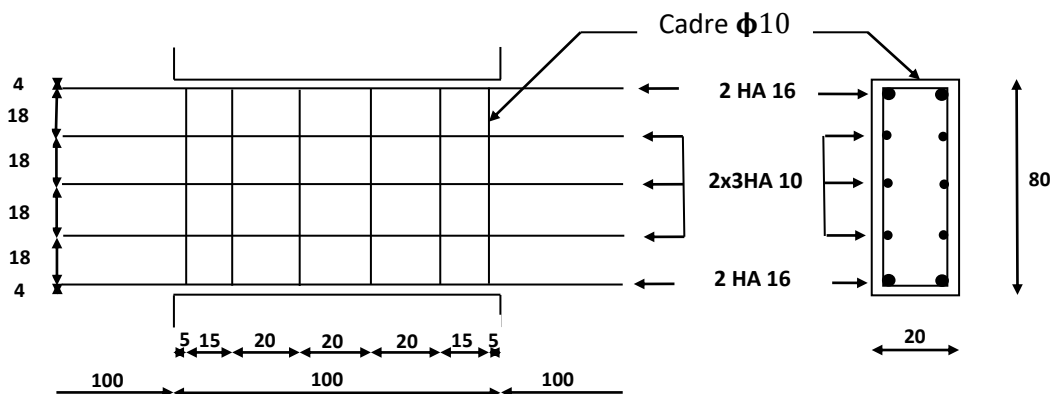
$$A_c \geq 0.0020 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 80 = 3.2 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA10 de section 4.71 cm^2 , disposées en deux nappes.

2.4. Ancrages des armatures

$$l_s \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{72}{4} + 50 \times 1.6 = 100 \text{ cm}$$

2.5. Disposition des armatures



Fin de l'application 1

6.4. Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en §6.1 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé. (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions ; le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.41 « Règles de conception des parois et murs en béton ». Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min(h_e/2, 2l'/3) \quad (6.19)$$

l' étant la longueur de la zone comprimée

h_e la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants :

- des aciers verticaux,
- des aciers horizontaux.

6.4.1. Aciers verticaux

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile (Fig. 6.7). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

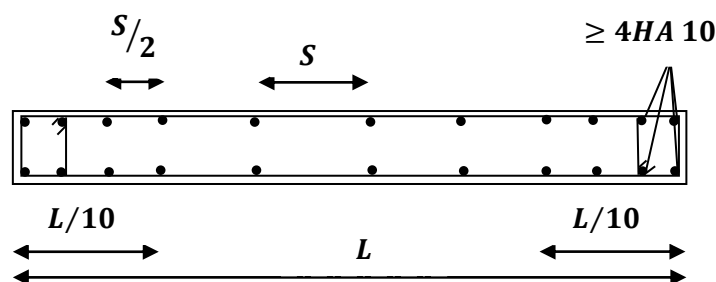


Figure 6.7 – Disposition des armatures verticales dans les voiles (RPA99/Version2003).

6.4.2. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

6.4.3. Règles communes

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

- | | | |
|--|--------|--------|
| - Globalement dans la section du voile | 0.15 % | (6.20) |
| - En zone courante | 0.10 % | (6.21) |

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

- $$-s \leq 1.5 a \quad (6.22)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être réalisées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'intérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad (6.24)$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Application 2

Calculer les armatures d'un trumeau dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $a = 0.20\text{ m}$ épaisseur du trumeau
- $l = 2.00\text{ m}$ longueur du trumeau
- $H = 2.70\text{ m}$ hauteur du trumeau
- $H_e = 3.20\text{ m}$ hauteur d'étage

Soumis aux efforts les plus défavorables, selon la combinaison sismique :

- $M = 50.4 \text{ t.m} = 504 \text{ KN.m}$ moment de flexion
- $N = 19.48 \text{ t} = 194.8 \text{ KN}$ effort normal de traction
- $T = 29 \text{ t} = 290 \text{ KN}$ effort tranchant

Les matériaux utilisés ont les caractéristiques suivantes :

- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ résistance caractéristique du béton à la compression
- Acier feE400 nuance de l'acier

Solution

1) Diagramme des contraintes

On calcule d'abord l'excentricité e , puis les contraintes extrêmes σ_{max} et σ_{min} :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{50.4}{19.48} = 2.59 \text{ m} > L/2 - c \Rightarrow S.P.C.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V ; \begin{cases} S = 0.4 \text{ m}^2 \\ V = 1.0 \text{ m} \\ I = 0.133 \text{ m}^4 \end{cases}$$

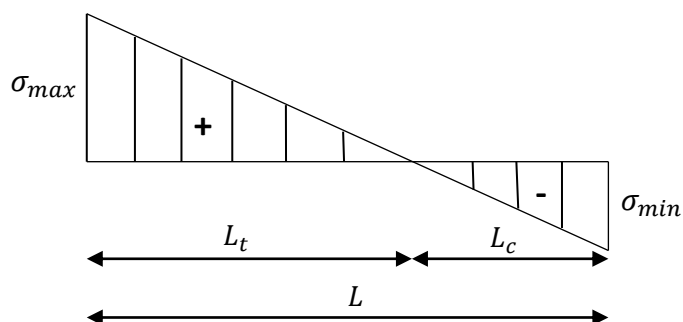
$$\sigma_{max} = \sigma_t = 4.277 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_c = -3.303 \text{ MPa}$$

Triangles semblables :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = 1.13 \text{ m ; longueur de la zone tendue}$$



2) Vérification des contraintes

On vérifie la contrainte de compression dans le béton (articles 7.3.2.3 - RPA99/Version 2003) comme suit :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ MPa, résistance de calcul du béton}$$

$$\sigma_c = 3.303 \text{ MPa} < f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

On vérifie également que la contrainte de cisaillement τ_b dans le béton ne dépasse pas la valeur limite $0.2f_{c28}$ (article 7.7.2 - RPA99/Version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{a \times (0.9 \times l)} = 1.13 \text{ MPa}$$

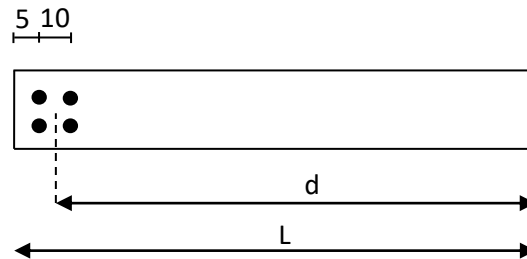
$$0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

On en déduit :

$$\tau_b = 1.13 \text{ MPa} < 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

3) Calcul de la hauteur utile d

$$d = L - 5 - 10/2 = 190 \text{ cm}$$



Remarque :

- À défaut de méthode précise dans les RPA99/Version 2003, nous avons choisi de concentrer les armatures de traction au niveau des potelets.
- Contrairement aux RPA99/Version 2003, l'EC8 prévoit des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, ou éléments de rive, dont il convient de déterminer la quantité. Les armatures de confinement s'étendent verticalement sur la hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du mur et horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

4) Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues (M_1)

$$M_1 = M - N(d - L/2) = 328.68 \text{ KN.m}$$

5) Ferrailage du trumeau

5.1. Armatures verticales

$$\mu = \frac{328.68 \times 10^6}{200 \times 1900^2 \times 21.7} = 0.0246 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu \approx 0.05 \rightarrow \beta = 0.9875$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = 437.95 \text{ mm}^2 = 4.38 \text{ cm}^2 ; \text{ armatures fictives}$$

N étant une traction :

$$A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s} = 9.25 \text{ cm}^2 ; \text{ armatures en flexion composée}$$

$$\text{Soit } 4HA20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

En cas d'action sismique, les armatures tendues A , trouvées lors du dimensionnement en flexion composée, doivent être placées aux deux extrémités du voile (voir schéma ci-dessous), car le séisme agit dans les deux directions d'où la nécessité d'un ferrailage symétrique.

5.1.1. Vérification des taux d'aciers (RPA99/Version 2003)

- **Dans la zone tendue**

$$S_t = a \times L_t = 2260 \text{ cm}^2 ; \text{ section de la zone tendue}$$

$$A_{st} = 4 HA20 + 2(5HA8) = 17.56 \text{ cm}^2 ; \text{ armatures de cette zone}$$

$$\frac{A_{st}}{S_t} = 0.78 \% > 0.20 \%$$

- **Dans la section totale du trumeau**

$$S = a \times L = 4000 \text{ cm}^2 ; \text{ section totale du trumeau}$$

$$A_s = 2 \times 4HA20 + 2 \times 8HA8 = 33.12 \text{ cm}^2 ; \text{ section d'acier totale}$$

$$\frac{A_s}{S} = 0.83 \% > 0.15 \%$$

- **Dans la zone courante**

$$L_c = L - 2(L/10) = 160 \text{ cm} ; \text{ longueur de la zone courante}$$

$$S_c = a \times L_c = 3200 \text{ cm}^2 ; \text{ section brute de la zone courante}$$

$$A_{sc} = 2 \times 8HA8 = 8 \text{ cm}^2 ; \text{ section d'acier de cette zone}$$

$$\frac{A_{sc}}{S_c} = \frac{8}{3200} = 0.0025 = 0.25 \% > 0.10 \%$$

5.1.2. Diamètre des barres

$$\emptyset = 2.0 \text{ cm} \leq b/10 = 20/10$$

5.1.3. Espacement des barres

$$S = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(1.5 b = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

5.2. Armatures horizontales

Les armatures d'effort tranchant A_{sw} , sont calculées à partir de la formule suivante (EC2) :

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V \operatorname{tg} \theta}{z f_{ywd}}$$

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
θ	angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément
z	bras de levier des forces internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant dans l'élément considéré
V_{Ed}	effort tranchant majoré

Selon les RPA/Version 2003 : $V_{Ed} = 1.4 V_{calcul} = 1.4 T = 0.406 \text{ MN}$

Calcul du bras de levier :

$$\begin{aligned} z &= d(1 - 0.4 \alpha) \\ \alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031 \\ z &= d(1 - 0.4 \alpha) = 1.88 \text{ m} \end{aligned}$$

Si on considère des bielles inclinées à 45° , on a :

$$\frac{A_{sw}}{S} = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si on considère des armatures horizontales sur chacune des faces du voile, on devra placer $2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$) sur chaque face.

Remarque :

À défaut de méthode de calcul des aciers horizontaux dans les RPA, nous avons utilisé la formule donnée par l'EC2.

5.2.1. Vérifications des taux d'aciers (RPA99/Version 2003)

- Globalement dans la section du voile

$$S = a \times H = 20 \times 270 = 5400 \text{ cm}^2 ; \text{ section totale du trumeau}$$

$$A_s = 2 \times 5.5 = 17.16 \text{ cm}^2 ; \text{ section d'acier totale}$$

$$\frac{A_s}{S} = 0.003 = 0.3 \% > 0.15 \%$$

- Zone courante

$L_c = H - 2(H/10) = 270 - 270/5 = 216 \text{ cm}$; longueur de la zone courante

$S_c = aL_c = 20 \times 216 = 4320 \text{ cm}^2$; section brute de la zone courante

$A_{sc} = 2 \times 9HA10 = 14.14 \text{ cm}^2$; section d'acier de cette zone

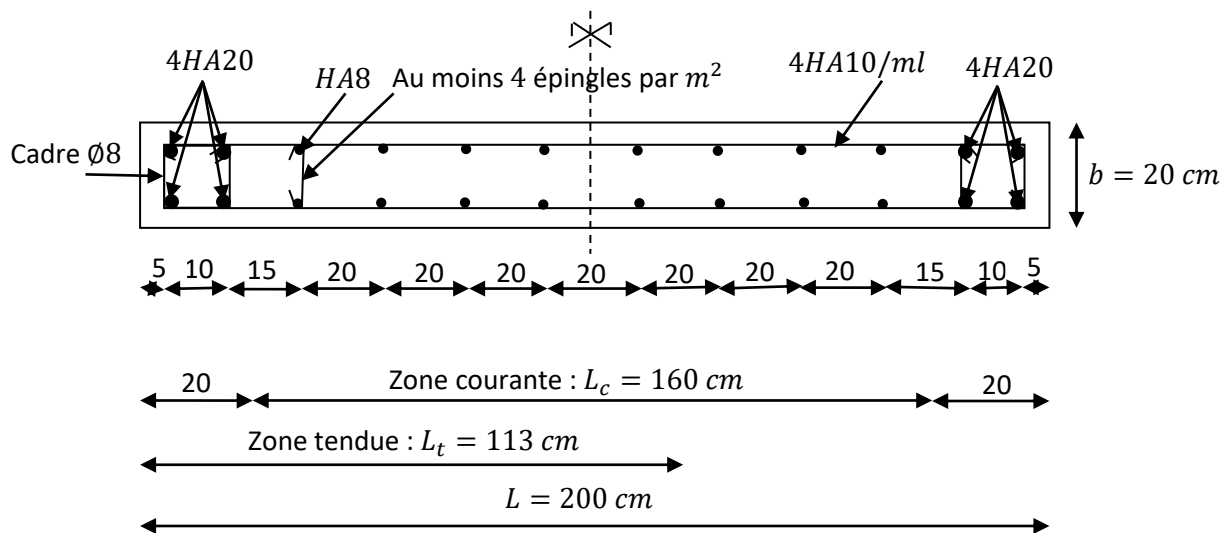
$$\frac{A_{sc}}{S_c} = 0.0032 = 0.32 \% > 0.10 \%$$

5.2.2. Diamètre des barres

$$\varnothing = 1.0 \text{ cm} < a/10 = 2 \text{ cm}$$

5.2.3. Espacement des barres

$$S = 25 \text{ cm} < \text{Min}(1.5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$



6) Méthode des contraintes

On montre dans ce paragraphe les principales étapes de la méthode des contraintes.

Cette méthode peut être utilisée si les conditions de l'article (7.7.4) des R.P.A./Version 2003 sont vérifiées.

L'étude du voile se fera en le découpant fictivement en bandes, à l'intérieur desquelles la contrainte est considérée uniforme. Ainsi, on peut facilement, pour chacune de ces bandes, calculer l'effort normal puis en déduire la section d'acier de traction.

On admet de limiter la largeur des bandes à la plus petite des deux valeurs : la moitié de la hauteur d'étage et les $2/3$ de la longueur de la zone comprimée.

$$d \leq \min \left\{ \begin{array}{l} H_e/2 \\ 2/3 L_c \end{array} \right.$$

d la largeur des bandes

H_e la hauteur d'étage

L_c la longueur comprimée du voile

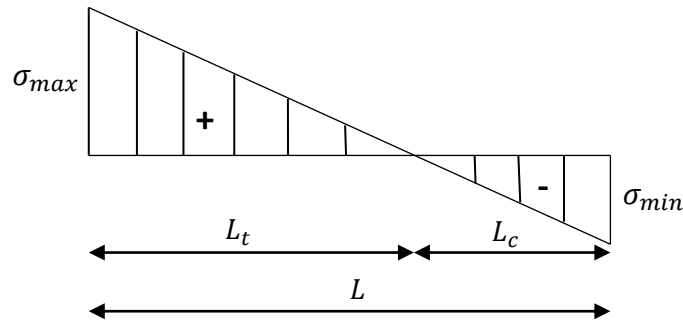
Les contraintes de traction σ_t et de compression σ_c sont calculées précédemment :

$$\sigma_t = 4.277 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = -3.303 \text{ MPa}$$

$L_t = 1.13 \text{ m}$; longueur de la zone tendue

$L_c = L - L_t = 0.87 \text{ m}$; longueur de la zone tendue



Le diagramme de contraintes sera divisé en bandes verticales, de largeur d :

$$d \leq \min(H_e/2 ; 2 L_c/3)$$

L_c la longueur de la zone comprimée,

H_e la hauteur entre nus de planchers du voile.

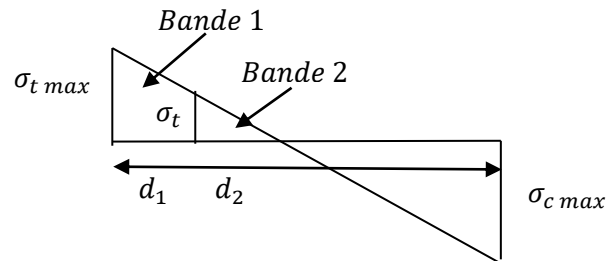
$$d \leq \min(3.20/2 ; 2 \times 0.87/3) \rightarrow d \leq 0.58 \text{ m}$$

On choisit de subdiviser la zone tendue en deux bandes identiques de longueur d :

$$d_{max} = 0.58 \text{ m}$$

$$d_1 = d_2 = d = l_t/2 = 0.565 \text{ m}$$

$$d < d_{max}$$



$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{t \max}} = \frac{d_2}{l_t} \rightarrow \sigma_t = \sigma_{t \max} \times \frac{d_2}{l_t} = 4.277 \times \frac{0.565}{1.13} = 2.139 \text{ MPa}$$

Soit $\sigma_{t \text{ moy } 1}$ et $\sigma_{t \text{ moy } 2}$ les contraintes moyennes dans les bandes 1 et 2 respectivement :

$$\sigma_{t\text{ moy }1} = \frac{\sigma_{t\text{ max}} + \sigma_t}{2} = \frac{4.277 + 2.139}{2} = 3.208 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t\text{ moy }2} = \frac{\sigma_t}{2} = \frac{2.139}{2} = 1.069 \text{ MPa}$$

Les forces moyennes de traction F_{t1} et F_{t2} qui s'exercent sur les bandes 1 et 2 sont respectivement :

$$F_{t1} = \sigma_{t\text{ moy }1} \times b \times d_1 = 3.208 \times 200 \times 565 = 362.504 \text{ KN}$$

$$F_{t2} = \sigma_{t\text{ moy }1} \times b \times d_2 = 1.069 \times 200 \times 565 = 120.797 \text{ KN}$$

On en déduit les sections d'acier de traction dans les deux bandes :

$$A_{s1} = \frac{F_{t1}}{f_e/\gamma_s} = \frac{362504}{400}, A_{s1} = 9.06 \text{ cm}^2 \text{ (8HA12)}$$

$$A_{s2} = \frac{F_{t2}}{f_e/\gamma_s} = \frac{120797}{400}, A_{s2} = 3.01 \text{ cm}^2 \text{ (4HA10)}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

Fin de l'application 2

6.5. Dimensionnement des voiles suivant les RPA99 /Version 2003

Les dimensions des voiles sont fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (article 7.7.1). Les voiles sont calculés en flexion composée avec effort tranchant (article 7.7.4) en appliquant les règles classiques du béton armé, moyennant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales. Si cette dernière condition n'est pas respectée, le calcul doit alors se faire pour des bandes verticales suivant les « Règles de conception des parois et murs en béton ».

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 % (article 7.7.4.1). Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de 0.15 % globalement dans la section du voile, et 0.10 % en zone courante (article 7.7.4.3). Les armatures horizontales sont régulièrement espacées sur toute la hauteur du voile.

Un tel ferrailage pourrait, cependant, favoriser l'apparition de rotules plastiques sur plusieurs étages de la structure et le concept de dimensionnement en capacité n'est pas pris en charge.

Lorsque les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales (systèmes 4a et 4b), les R.P.A. 99 prévoient des valeurs relativement importantes du coefficient de comportement ($R = 5$ et 4 respectivement). Cependant, le système 4a est considéré plus ductile que le système 4b, puisque les portiques reprennent, outre les charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage dans le premier cas, et ne reprennent que les charges verticales dans le second cas.

Lorsque les voiles reprennent plus de 20 % des charges verticales et la totalité des charges horizontales, le système de contreventement résultant (système 2) s'avère moins ductile que les systèmes 4a et 4b ($R = 3.5$). Notons qu'avec le système de contreventement 4b, les bâtiments sont limités à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

En effet, quelque soit le système de contreventement, les R.P.A. 99 préconisent des valeurs forfaitaires du coefficient de comportement R et ne donnent aucune explication sur le principe ni le procédé d'évaluation de ce paramètre ; celui-ci pourrait cependant prendre des valeurs différentes pour le même système de contreventement.

7. Eurocode 2 (EN 1992-1-1)

Un mur ou « un voile » est un élément dont le rapport entre sa longueur et son épaisseur est au moins égal à 4.

L'Eurocode 2 définit, en fonction des charges appliquées, deux types de voiles :

1. Les voiles « non armés » qui ne possèdent pas d'acier de traction sous sollicitation de flexion composée dans leur plan et qui respectent les conditions de la section 12 de l'EC2-1-1 ;
2. Les murs « armés » qui relèvent des sections 6 à 9 de l'EC2-1-1.

Le choix d'un fonctionnement en voile armé ou non-armé est une hypothèse de départ qui doit être vérifiée à différentes étapes du calcul. Par ailleurs, dans tous les cas, les murs (armés ou non) doivent satisfaire à des dispositions constructives minimales de chaînage, d'encadrement (notamment des ouvertures) et de quadrillage de peau.

L'EC2 distingue entre les voiles porteurs reprenant uniquement des charges verticales, et les voiles de contreventement qui reprennent également des charges horizontales. Ces derniers, participant activement au contreventement de la structure, contribuent à la stabilité latérale de celle-ci. En général, les efforts horizontaux appliqués dans le plan du voile proviennent essentiellement :

1. des effets dus au séisme ;
2. des effets dus au vent.

Un voile de contreventement «classique» est dimensionné suivant l'Eurocode 2. En zones sismiques, l'application des règles «Eurocode 8» en plus de l'Eurocode 2 est nécessaire.

7.1. Voiles en béton non armé ou faiblement armé

La présente section fournit des règles complémentaires pour les voiles en béton non armé ou lorsque le ferrailage mis en place est inférieur au minimum requis pour le béton armé. Ces règles s'appliquent aux éléments pour lesquels l'effet des actions dynamiques peut être ignoré. À titre d'exemple on citera les éléments principalement soumis à la compression autre que celle provoquée par la précontrainte.

Dans les éléments en béton non armé, il n'est pas exclu de disposer des armatures qui seraient nécessaires pour satisfaire les exigences d'aptitude au service et/ou de durabilité ou qui seraient nécessaires dans certaines parties de ces éléments. Ce ferrailage peut être pris en compte pour la vérification locale des états limites ultimes aussi bien que pour la vérification des états-limites de service.

7.1.1. Matériau : Béton

- La résistance de calcul en traction f_{ctd} est définie comme :

$$f_{ctd} = \frac{a_{ct,pl} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (7.1)$$

γ_c est le coefficient partiel relatif au béton. Pour les états limites ultimes : situations durable et transitoire $\gamma_c = 1.5$; situation accidentelle $\gamma_c = 1.2$. Les valeurs de γ_c à utiliser dans un pays donné pour la vérification à l'état-limite de service peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de γ_c pour les situations non couvertes par des articles spécifiques de l'EC2-1-1 est $\gamma_c = 1.0$.

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \text{ (fractile 5 \%)}$$

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton, donnée en fonction de la classe de résistance du béton (Tableau 3.1 Eurocode 2.1.1).

- La résistance de calcul en compression est définie comme :

$$\eta f_{cd} = \eta a_{cc,pl} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (7.2)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

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

Note :

Du fait de la plus faible ductilité du béton non armé, il convient de prendre des valeurs de $a_{cc,pl}$ et $a_{ct,pl}$ inférieures à a_{cc} et a_{ct} du béton armé. Les valeurs de $a_{cc,pl}$ et $a_{ct,pl}$ à utiliser

dans un pays peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $a_{cc,pl} = 0.8$ et $a_{ct,pl} = 0.8$.

a_{ct} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur recommandée est $a_{ct} = 1.0$.

a_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur recommandée est $a_{cc} = 1.0$.

7.1.2. États-limites ultimes (E.L.U.)

7.1.2.1. Résistance de calcul aux forces axiales et aux moments

L'effort normal résistant, N_{Rd} , d'une section rectangulaire d'un voile non armé avec une excentricité uniaxiale e dans la direction de h_w (hors plan) (Figure 7.1) , peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = \eta f_{cd} \times b \times h_w \times \left(1 - \frac{2e}{h_w}\right) \quad (7.3)$$

b la largeur totale de la section droite

h_w la hauteur totale de la section droite

e l'excentricité de N_{Ed} dans la direction h_w

ηf_{cd} la résistance de calcul effective en compression

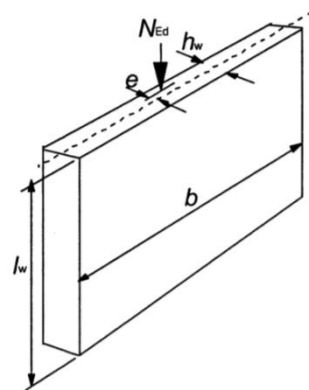


Figure 7.1 – Notation pour les voiles non armés (EC2).

L'excentricité « e » peut correspondre par exemple aux effets de planchers appuyés partiellement sur le voile.

Si on considère N_{Ed} l'effort normal appliqué sur le voile, on doit effectuer la vérification suivante :

- $N_{Ed} \leq N_{Rd} \Rightarrow$ voile non-armé,
- $N_{Ed} > N_{Rd} \Rightarrow$ voile armé.

Note :

On peut admettre un diagramme rectangulaire de compression dans le béton (tel que représenté sur la Figure 7.2). Le coefficient λ définissant la hauteur utile de la zone comprimée, et le coefficient η définissant la résistance effective, valent :

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8 && \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \lambda &= 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 && \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \\ \text{et} \\ \eta &= 1,0 && \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \eta &= 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 && \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours, donnée dans le Tableau 3.1 de l'Eurocode 2.1.1.

f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance en compression du béton.

Si la largeur de la zone comprimée diminue dans la direction de la fibre extrême la plus comprimée, il convient de réduire ηf_{cd} de 10 %.

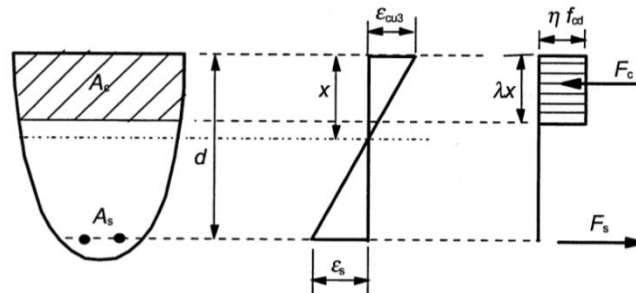


Figure 7.2 – Diagramme rectangulaire (EN 1992-1-1).

7.1.2.2. Effort tranchant

Pour une section soumise à un effort tranchant V_{Ed} et un effort normal N_{Ed} agissant sur une aire comprimée A_{cc} , il convient de prendre les valeurs suivantes pour la valeur absolue des composantes des contraintes de calcul :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} \quad (7.4)$$

$$\tau_{cp} = \frac{K V_{Ed}}{A_{cc}} \quad (7.5)$$

Note :

La valeur recommandée de K est $K = 1,5$.

Et il y a lieu de vérifier que :

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

où :

$$\text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (7.6)$$

ou bien

$$\text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \quad (7.7)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd} + (f_{ctd} + f_{cd})} \quad (7.8)$$

f_{cvd} résistance de calcul en cisaillement et compression du béton

f_{cd} résistance de calcul en compression du béton

f_{ctd} résistance de calcul en traction du béton.

Si la contrainte de cisaillement τ_{cp} est supérieure au cisaillement limite f_{cvd} , il faudra dimensionner un mur armé.

Un élément en béton peut être considéré comme non fissuré à l'état-limite ultime s'il reste complètement comprimé ou bien si la valeur absolue de la contrainte principale de traction dans le béton σ_{ct1} ne dépasse pas f_{ctd} .

7.1.2.3. États-limites ultimes provoqués par une déformation structurale (flambement)

7.1.2.3.1 Élancement et longueur efficace des éléments isolés

L'élancement d'un voile est donné par :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (7.9)$$

où :

i est le rayon de giration minimal

l_0 est la longueur efficace (de flambement) de l'élément, qui peut être supposée égale à :

$$l_0 = \beta l_w \quad (7.10)$$

l_w hauteur libre de l'élément

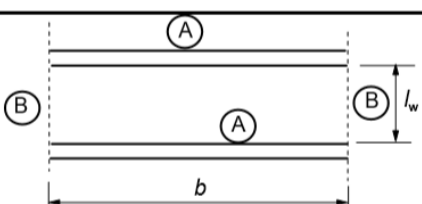
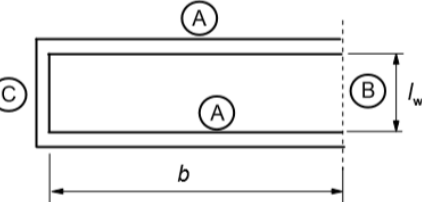
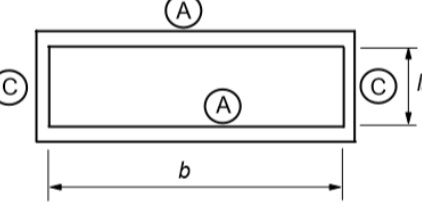
β coefficient qui dépend des conditions d'appui. Les valeurs de β sont données dans le Tableau 7.1. Les données du Tableau 7.1 ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture

de hauteur supérieure à $1/3$ de la hauteur l_w du voile, ou de surface supérieure à $1/10$ de la surface du voile. Pour les voiles encastrés sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastrées sur deux cotés seulement et de les dimensionner en conséquence.

Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du béton coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de β données au Tableau 7.1 peuvent être multipliées par 0,85.

Il convient que l'élancement des voiles en béton non armé coulés en place n'excède pas $\lambda = 86$ (c'est-à-dire $l_0/h_w = 25$).

Tableau 7.1 – Valeurs de β pour diverses conditions de rive (EN 1992-1-1).

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés			$\beta = 1,0$ pour tout rapport l_w/b	
Sur trois cotés		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Sur quatre cotés		Si $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Si $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

(A) - Dalle de plancher (B) - Bord libre (C) - Voile transversal

7.1.2.3.2. Méthode de calcul simplifiée (Vérification au 2nd ordre)

En l'absence d'une approche plus rigoureuse, l'effort normal résistant de calcul pour un voile non armé peut être calculé comme suit :

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd} \times \Phi \quad (7.11)$$

N_{Rd} l'effort normal résistant

b la largeur totale de la section

h_w la profondeur totale de la section

Φ un facteur prenant en compte l'excentricité et incluant les effets du second ordre ainsi que les effets normaux de fluage.

Pour les éléments contreventés, le facteur Φ peut être pris égal à :

$$\Phi = 1,14 \times \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \times \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - 2\frac{e_{tot}}{h_w}\right) \quad (7.12)$$

où :

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (7.13)$$

e_0 est l'excentricité du premier ordre incluant, le cas échéant, les effets des planchers (éventuels moments transmis par la dalle au voile, par exemple) et les actions horizontales.

e_i est l'excentricité additionnelle couvrant les effets des imperfections géométriques.

Dans le cas des voiles isolés dans des structures contreventées, il est toujours possible, pour simplifier, d'adopter :

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{400}; 2 \text{ cm}\right), l_0 = \beta \cdot L_w \text{ est la longueur efficace préalablement définie.}$$

Dans le cas où $e_0 \geq 0.15 h_w$ ou si l'élancement est supérieur à 40, il faut remplacer le terme « 0.02 » par « 0.026 » et limiter dans tous les cas l'élancement à 86.

Il convient que l'épaisseur totale h_w des voiles en béton coulé en place ne soit pas inférieure à 120 mm.

7.2. Voiles armés

Les murs qui ne vérifient pas les conditions d'application selon la section 12 de l'EC2-1-1 (Cf. 7.1. du présent chapitre), sont calculés avec la section 6 de l'EC2-1-1 qui donne les règles de calcul des poutres et des poteaux. Cette section ne fixe néanmoins aucune disposition ou limites chiffrées concernant les voiles armés, et renvoie :

- en ce qui concerne les prescriptions relatives aux effets du 2nd ordre à la section 5 de l'EC2-1-1 ; clause 5.8 ;
- et aux clauses 9.6.1 à 9.6.4 de l'EC2-1-1, pour les dispositions particulières aux voiles.

Des compléments utiles pour le calcul des voiles armés sont donnés dans les annexes nationales, et dans les recommandations professionnelles liées à la norme.

Les murs, qu'ils soient armés ou non, subissent de multiples actions (retrait différentiel dû aux phases de coulage ou à leur grande épaisseur par exemple, effets des variations thermo-

hygrométriques ou des actions climatiques), qui nécessitent de prendre des dispositions constructives minimales. Ces armatures sont appelées armatures minimales. Si la justification de la stabilité et de la résistance du mur ne nécessite pas d'autres armatures, le mur est dit non armé. Dans le cas contraire, il est dit armé.

La gêne apportée par les voiles transversaux peut être prise en compte dans le calcul de la longueur efficace des voiles au moyen d'un facteur β donné en 7.1.3.1. Dans l'expression (7.10), l_w est alors remplacé par l_o .

Nous adopterons dans ce qui suit les mêmes notations que celles proposées par l'EC2 pour les voiles non-armés (Fig. 7.1).

7.2.1. Quantité et dispositions constructives des armatures

Ces dispositions se rapportent aux voiles en béton armé dont la longueur est au moins égale à 4 fois l'épaisseur et dont les armatures sont prises en compte dans le calcul de la résistance.

7.2.1.1. Armatures verticales

Il convient que l'aire de la section des armatures verticales soit comprise entre $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$. Les valeurs recommandées de ces dernières sont :

- la valeur de $A_{s,vmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,vmin} = 0,002 A_c$, A_c étant l'aire de la section droite du béton.

- la valeur de $A_{s,vmax}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$ hors des zones de recouvrement à moins que l'on puisse prouver que l'intégrité du béton n'est pas affectée et que la pleine résistance est obtenue aux ELU. Cette limite peut être doublée au droit des recouvrements.

Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armatures, $A_{s,vmin}$, il convient de disposer la moitié de cette aire sur chaque face.

La distance entre deux barres verticales adjacentes est limitée à 3 fois l'épaisseur du voile ou à 400 mm si cette valeur est inférieure.

7.2.1.2. Armatures horizontales

Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) sur chaque face. L'aire de la section de ces armatures ne soit pas inférieure à $A_{s,hmin}$.

La valeur de $A_{s,hmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de $A_{s,hmin}$ est 25 % des armatures verticales ou $0,001 A_c$, si cette valeur est supérieure.

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

7.2.1.3. Armatures transversales

Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles conformément aux exigences données pour les poteaux :

(1) il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou armature en hélice) ne soit pas inférieur à 6 mm ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales, si cette dernière valeur est supérieure. Il convient que le diamètre des fils du treillis soudé utilisé pour les armatures transversales ne soit pas inférieur à 5 mm ;

(2) il convient d'ancrer convenablement les armatures transversales ;

(3) il convient de limiter à $s_{cl,tmax}$ l'espacement des armatures transversales le long du voile. La valeur recommandée de $s_{cl,tmax}$ est la plus petite des trois distances suivantes :

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

(4) il convient de réduire l'espacement maximal exigé en (3) par un facteur de 0,6 :

a) dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du voile ;

b) 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 ;

(5) lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions du voile par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12 ;

(6) il convient que chaque barre longitudinale ou paquet de barres longitudinales placé dans un angle soit maintenu par des armatures transversales. Il convient, dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à moins de 150 mm d'une barre tenue.

Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m^2 de surface de voile.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ sont employés avec un enrobage de béton supérieur à $2 \varnothing$.

7.2.2. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction

- La résistance de calcul en compression est définie comme suit :

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (7.14)$$

a_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur de a_{cc} qu'il convient de prendre est entre 0.8 et 1.0. La valeur recommandée est $a_{cc} = 1$.

f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours. Ses valeurs sont données pour différentes classes du béton dans le Tableau 3.1 de l'Eurocode 2.1.1.

γ_c est le coefficient partiel relatif au béton (pour les états-limites ultimes : situation durable et transitoire $\gamma_c = 1.5$; situation accidentelle $\gamma_c = 1.2$).

- La résistance de calcul en traction f_{ctd} est définie comme suit :

$$f_{ctd} = a_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad (7.15)$$

a_{ct} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur de a_{ct}

à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $a_{ct} = 1.0$.

Les valeurs de $f_{ctk,0.05}$ sont donnés par le Tableau 3.1 de l'Eurocode 2.1.1.

γ_c est le coefficient partiel relatif au béton.

7.2.3. Élancement des voiles

L'élancement d'un voile est donné par les relations précédentes (7.9) et (7.10):

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

i le rayon de giration de la section de béton non fissurée

h_w la hauteur totale de la section droite

l_0 la longueur efficace de l'élément, qui peut être supposée égale à : $l_0 = \beta l_w$

avec :

l_w la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

β est un coefficient qui dépend des conditions d'appui.

Note :

La longueur efficace est la longueur utilisée pour rendre compte de la forme de la courbe de déformation ; elle peut également être définie comme la longueur de flambement, c'est-à-dire la longueur d'un voile bi-articulé soumis à un effort normal constant, ayant la même section droite et la même charge de flambement que l'élément considéré.

7.2.4. Vérification à la flexion composée

7.2.4.1. Imperfections géométriques

L'analyse des éléments et des structures doit tenir compte des effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure ainsi que des écarts dans la position des charges. Les écarts sur les dimensions des sections sont normalement pris en compte dans les coefficients partiels relatifs aux matériaux.

Les imperfections doivent être prises en compte aux états-limites ultimes, à la fois dans les situations de projet durables et dans les situations de projet accidentelles.

Les dispositions ci-après s'appliquent aux éléments soumis à une compression axiale et aux structures soumises à des charges verticales, principalement aux bâtiments.

Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i (déviations angulaire) :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (7.16)$$

θ_0 la valeur de base. La valeur recommandée de θ_0 est : $\theta_0 = 1/200$.

α_h un coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur : $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

α_m un coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments : $\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}$

l est une longueur ou une hauteur [m],

m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total :

- effet sur un élément isolé : l = longueur réelle de l'élément, $m = 1$.

Dans le cas d'éléments isolés, l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières a) ou b) :

a) Comme une excentricité e_i donnée par :

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (7.17)$$

où l_0 est la longueur efficace.

Dans le cas des voiles et des poteaux isolés dans des structures contreventées, il est toujours possible, pour simplifier, d'adopter $e_i = l_0/400$, ce qui correspond à $\alpha_h = 1$.

b) Comme une charge transversale H_i , dans la position conduisant au moment maximal :

- pour les éléments non contreventés (Figure 7.3a) :

$$H_i = \theta_i N \quad (7.18)$$

- pour les éléments contreventés (Figure 7.3b) :

$$H_i = 2 \theta_i N \quad (7.19)$$

où N est la charge axiale.

Note :

L'emploi de l'excentricité convient pour des éléments isostatiques, tandis que l'emploi d'une charge transversale convient à la fois pour les éléments isostatiques et pour les éléments hyperstatiques. La force H_i peut être remplacée par une autre action transversale équivalente.

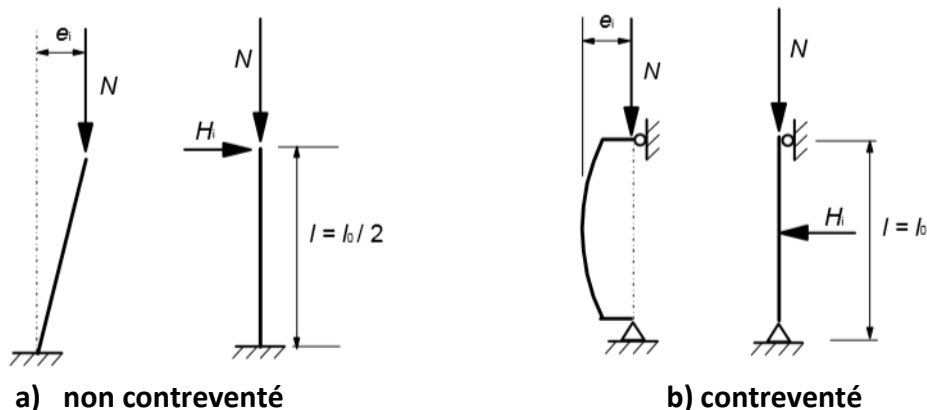


Figure 7.3 – Exemples de l’effet des imperfections géométriques. Cas des éléments isolés soumis à une charge axiale excentrée ou à une charge transversale (EN 1992-1-1).

7.2.4.2. Effets du 2nd ordre négligés

Les effets du premier ordre sont les effets des actions calculés sans considération de l'effet des déformations de la structure mais en incluant les imperfections géométriques.

Les effets du second ordre sont les effets additionnels des actions, provoqués par les déformations de la structure.

Note 1 :

Les effets du second ordre peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre correspondants.

Note 2 :

À la place du critère indiqué en (Note 1), on admet, pour les éléments isolés, que les effets du second ordre peuvent être négligés si l'élancement λ est inférieur à une valeur λ_{lim} . Les éléments isolés sont des éléments effectivement isolés, ou bien éléments d'une structure pouvant être traités comme tels pour les besoins du calcul.

La valeur recommandée de λ_{lim} est définie par :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (7.20)$$

où :

λ est le coefficient d'élancement

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (si φ_{ef} n'est pas connu, on peut prendre $A = 0,7$)

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (si ω n'est pas connu, on peut prendre $B = 1,1$)

$C = 1,7 - r_m$ (si r_m n'est pas connu, on peut prendre $C = 0,7$)

φ_{ef} coefficient de fluage effectif

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; ratio mécanique d'armatures

A_s est l'aire totale de la section des armatures longitudinales

A_c est l'aire de la section droite du béton

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; effort normal relatif

$r_m = M_{01}/M_{02}$; rapport des moments

M_{01}, M_{02} sont les moments d'extrémité du premier ordre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Si les moments d'extrémité M_{01} et M_{02} provoquent des tractions sur une même face, il convient de prendre r_m positif (c.à.d. $C \leq 1,7$), sinon, de prendre r_m négatif (c.à.d. $C > 1,7$).

Dans les cas suivants, il convient de prendre $r_m = 1,0$ (c.à.d. $C = 0,7$) :

- éléments contreventés, avec moments du premier ordre uniquement ou moments dus de manière prépondérante à des imperfections ou aux charges transversales,
- éléments non contreventés en général.

7.2.4.3. Calcul des armatures en flexion composée avec prise en compte des effets du second ordre.

Parmi les méthodes d'analyse, on recense une méthode générale, basée sur une analyse non-linéaire du second ordre et les deux méthodes simplifiées ci-après :

- a. méthode basée sur une rigidité nominale
- b. méthode basée sur une courbure nominale.

La méthode (a) peut être utilisée à la fois pour les éléments isolés et pour les structures complètes, à condition que la rigidité nominale soit estimée d'une manière appropriée. La méthode (b) convient essentiellement pour des éléments isolés. Toutefois, moyennant des hypothèses réalistes concernant la distribution des courbures, la méthode (b) peut également être utilisée pour les structures.

7.2.4.3.1. Méthode basée sur une rigidité nominale

Dans une analyse du second ordre basée sur la rigidité, il convient d'utiliser les valeurs nominales de la rigidité en flexion, en tenant compte des effets de la fissuration, de la non-linéarité des matériaux et du fluage sur le comportement global. Le moment de calcul qui en résulte est utilisé pour le dimensionnement des sections vis-à-vis du moment fléchissant et de l'effort normal.

(a) Rigidité nominale

La rigidité nominale d'éléments élancés, de section droite quelconque, travaillant en compression, peut être estimée de la manière suivante :

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (7.21)$$

K_c un coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage etc.

E_{cd} la valeur de calcul du module d'élasticité du béton

I_c le moment d'inertie de la section droite de béton

K_s un coefficient tenant compte de la contribution des armatures

E_s la valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier

I_s le moment d'inertie de la section d'armatures par rapport au centre de la section de béton

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$$

$\gamma_{CE} = 1.2$ (valeur recommandée)

E_{cm} est le module d'élasticité sécant du béton, donné dans le Tableau 3.1 de l'Eurocode 2.1.1.

Les coefficients à utiliser dans l'expression (7.21) peuvent être pris égaux aux valeurs ci-dessous, sous réserve que $\rho \geq 0,002$:

$$\begin{aligned} K_s &= 1 \\ K_c &= k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (7.22)$$

où :

ρ le ratio géométrique d'armatures, A_s / A_c

A_s l'aire totale de la section d'armatures

A_c l'aire de la section droite de béton

φ_{ef} le coefficient de fluage effectif

k_1 un coefficient qui dépend de la classe de résistance du béton, Expression (7.23)

k_2 un coefficient qui dépend de l'effort normal et de l'élancement, Expression (7.24)

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} = (MPa) \quad (7.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (7.24)$$

où :

n est l'effort normal relatif, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ est le coefficient d'élancement.

Si le coefficient d'élancement λ n'est pas défini, k_2 peut être pris égal à :

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (7.25)$$

Sous réserve que $\rho \geq 0,01$, on peut adopter, dans l'Expression (7.21), les valeurs des coefficients ci-dessous :

$$\begin{aligned} K_s &= 0 \\ K_c &= \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} \end{aligned} \quad (7.26)$$

Dans les structures hyperstatiques, il convient de tenir compte des effets défavorables de la fissuration des éléments adjacents à l'élément considéré. Les Expressions (7.21-7.26) ne s'appliquent pas, de manière générale, à ce type d'éléments. Il est possible de tenir compte d'une fissuration partielle et de la participation du béton tendu. Toutefois, pour simplifier, on peut admettre que les sections sont entièrement fissurées. Il convient d'établir la rigidité sur la base d'un module effectif du béton :

$$E_{cd,eff} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef}) \quad (7.27)$$

où :

E_{cd} est la valeur de calcul du module d'élasticité, $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$

φ_{ef} est le coefficient de fluage effectif ; on peut utiliser la même valeur que pour les poteaux.

Note :

L'effet du fluage doit être pris en compte dans l'analyse du second ordre.

La durée du chargement peut être prise en compte d'une manière simplifiée au moyen d'un coefficient de fluage effectif φ_{ef} qui, utilisé conjointement avec la charge de calcul, donne une déformation de fluage (courbure) correspondant à la charge quasi-permanente :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed} \quad (7.28)$$

$\varphi(\infty, t_0)$ la valeur finale du coefficient de fluage, donnée en fonction de la classe du béton et de son âge t_0 au moment du chargement par les courbes de la Figure 3.1 de l'Eurocode 2.1.1.

M_{0Eqp} le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (E.L.S.)

M_{0Ed} le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (E.L.U.).

Si M_{0Eqp}/M_{0Ed} varie dans l'élément ou la structure, on peut soit calculer le rapport pour la section de moment maximal soit utiliser une valeur moyenne représentative.

L'effet du fluage peut être ignoré, ce qui revient à admettre $\varphi_{ef} = 0$, si les trois conditions suivantes sont satisfaites conjointement :

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$

Ici, M_{0Ed} est le moment du premier ordre et h est la hauteur de la section dans la direction correspondante.

(b) Coefficient de majoration des moments

Le moment de calcul total, incluant le moment de second ordre, peut être exprimé comme une valeur majorée du moment fléchissant résultant d'une analyse au premier ordre, à savoir :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (7.29)$$

où :

M_{0Ed} est le moment du premier ordre

β est un coefficient qui dépend de la distribution des moments du premier et du second ordre

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

N_B est la charge de flambement basée sur la rigidité nominale.

Note :

Dans le cas des éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, on peut normalement admettre une distribution sinusoïdale du moment du second ordre. On a alors :

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (7.30)$$

où :

c_0 est un coefficient qui dépend de la distribution du moment du premier ordre (par exemple, $c_0 = 8$ pour un moment du premier ordre constant, $c_0 = 9,6$ pour une distribution parabolique et $c_0 = 12$ pour une distribution triangulaire symétrique, etc.).

7.2.4.3.2. Méthode basée sur une courbure nominale

Cette méthode convient essentiellement pour les éléments isolés soumis à un effort normal constant, et de longueur efficace donnée l_0 . La méthode donne un moment nominal du second ordre basé sur une déformation, celle-ci étant basée à son tour sur la longueur efficace et sur une courbure maximale estimée. Toutefois, moyennant des hypothèses

réalistes concernant la distribution des courbures, cette méthode peut également être utilisée pour les structures.

Le moment de calcul qui en résulte est utilisé pour le dimensionnement des sections vis-à-vis du moment fléchissant et de l'effort normal.

(a) Moments fléchissants

Le moment de calcul vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (7.31)$$

M_{0Ed} le moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections

M_2 le moment nominal du second ordre.

La valeur maximale de M_{Ed} est donnée par les distributions de M_{0Ed} et M_2 ; la distribution de M_2 peut être prise comme parabolique ou comme sinusoïdale sur la longueur efficace.

Dans le cas des éléments hyperstatiques, M_{0Ed} est déterminé pour les conditions aux limites réelles, M_2 dépendant des conditions aux limites via la longueur efficace.

Pour des éléments pour lesquels aucune charge n'est appliquée entre les extrémités, des moments d'extrémité du premier ordre M_{01} et M_{02} différents peuvent être remplacés par un moment d'extrémité du premier ordre équivalent M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (7.32)$$

Il convient de prendre M_{01} et M_{02} de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face et de signes opposés dans le cas contraire. En outre, $M_{02} \geq M_{01}$.

Le moment nominal du second ordre M_2 dans l'expression (7.31) vaut :

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (7.33)$$

N_{Ed} l'effort normal agissant de calcul

e_2 la déformation $e_2 = (1/r) l_o^2 / c$

$1/r$ la courbure

l_o la longueur efficace

c un coefficient dépendant de la distribution des courbures.

Dans le cas d'une section constante, on adopte normalement $c = 10 (\approx \pi^2)$. Si le moment du premier ordre est constant, il convient d'adopter une valeur inférieure (8 constituant une limite inférieure, qui correspond à un moment total constant).

Note :

La valeur π^2 correspond à une distribution sinusoïdale des courbures. Dans le cas d'une courbure constante, $c = 8$. On notera que c dépend de la distribution de la courbure totale.

(b) Courbure

Dans le cas des éléments de section droite constante et symétrique (ferrailage compris), on peut adopter :

$$1/r = K_r \cdot K_\phi \cdot 1/r_0 \quad (7.34)$$

où :

K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal

K_ϕ est un coefficient tenant compte du fluage

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d est la hauteur utile.

Si toutes les armatures ne sont pas concentrées sur les faces opposées, mais qu'une partie est distribuée parallèlement au plan de flexion, d est défini par :

$$d = (h/2) + i_s \quad (7.35)$$

où i_s est le rayon de giration de la section totale d'armatures.

Pour K_r dans l'Expression (7.34), il convient de prendre :

$$K_r = (\eta_u - \eta) / (\eta_u - \eta_{bal}) \leq 1 \quad (7.36)$$

où

$$\eta = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) ; \text{effort normal relatif}$$

N_{Ed} l'effort normal agissant de calcul

$$\eta_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

A_s l'aire totale de la section des armatures

A_c l'aire de la section droite du béton.

η_{bal} est la valeur de η correspondant au moment résistant maximal ; on peut supposer que $\eta_{bal} = 0,4$.

Il convient de tenir compte de l'effet du fluage au moyen du coefficient :

$$K_{\varphi} = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (7.37)$$

où

φ_{ef} est le coefficient de fluage effectif, voir Expression (7.28)

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$$

λ est le coefficient d'élanement.

7.2.5. Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit :

$V_{Rd,c}$ l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant (la résistance du béton seul).

$V_{Rd,s}$ l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité

$V_{Rd,max}$ la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression.

Dans les éléments de hauteur variable, on définit également (Figure 7.4) :

V_{ccd} 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} 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.

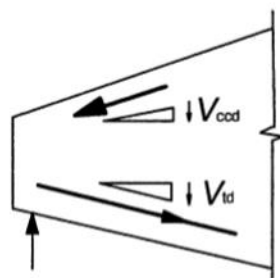


Figure 7.4 – Composantes d'effort tranchant dans le cas d'éléments de hauteur variable (EN 1992-1-1).

La résistance à l'effort tranchant d'un élément comportant des armatures d'effort tranchant est égale à :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (7.38)$$

Dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées et de la précontrainte (armatures adhérentes ou non).

Dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ($V_{Rd,c}$ étant donné par l'Expression (7.39)), il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant en quantité suffisante de telle sorte que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (voir l'Expression (7.40)).

7.2.5.1. Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise

L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donné par :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (7.39a)$$

avec une valeur minimale

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (7.39b)$$

expressions dans lesquelles :

f_{ck} en MPa

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ avec } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

A_{sl} est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée (Figure 7.5).

b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ en MPa}$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte, en newtons ($N_{Ed} > 0$ pour la compression). L'influence sur N_{Ed} des déformations imposées peut être négligée.

A_c est l'aire de la section droite du béton, en mm²

$V_{Rd,c}$ est en Newtons

Les valeurs de $C_{Rd,c}$, v_{min} et k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Leurs valeurs recommandées sont comme suit :

$$k_1 = 0.15$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

la contrainte de cisaillement résistante minimale de calcul v_{min} dans les voiles non précontraints et sans armature d'effort tranchant, est calculée par l'expression :

$$v_{min} = \frac{0.35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

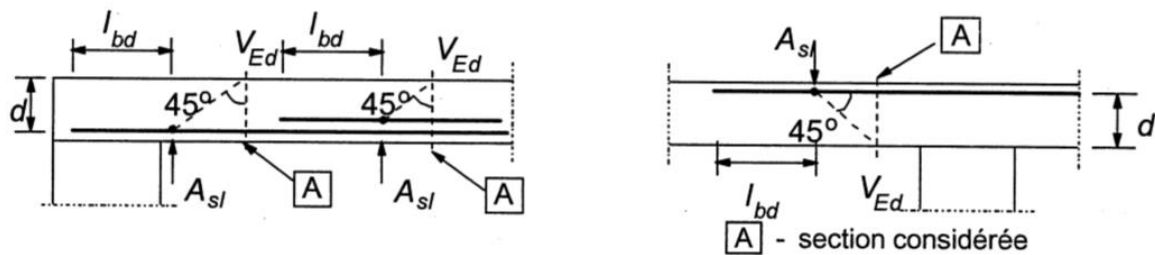


Figure 7.5 – Définition de A_{sl} dans l'expression (7.39) (EN 1992-1-1).

7.2.5.2. Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises

Le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur un modèle de treillis. Les valeurs limites de l'angle θ des bielles inclinées de l'âme sont données comme suit :

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (7.40)$$

Note :

Si on utilise l'expression (7.44), il convient de réduire la valeur de f_{ywd} à $0,8 f_{ywk}$ dans l'expression (7.40).

et

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.41)$$

où :

- A_{sw} l'aire de la section des armatures d'effort tranchant
 s l'espacement des cadres ou étriers
 f_{ywd} la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
 ν_1 un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant
 α_{cw} coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée
 z le bras de levier des forces internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant dans l'élément considéré. Pour les calculs à l'effort tranchant d'une section de béton armé sans effort normal, on peut normalement adopter la valeur approchée $z = 0,9d$. On peut considérer $d = 0,9 \times l$ longueur du voile.
 b_w la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée
 θ l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément.

La valeur recommandée de α_{cw} est :

1	pour les structures non précontraintes	
$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$	(7.42a)
1,25	pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	(7.42b)
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$	(7.42c)

où :

σ_{cp} est la contrainte de compression moyenne dans le béton due à l'effort normal de calcul, mesurée positivement. Il convient de la déterminer en faisant la moyenne sur toute la section de béton, en tenant compte des armatures. Il n'y a pas lieu de calculer σ_{cp} à une distance inférieure à $0,5d \cot\theta$ du nu de l'appui.

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (7.43)$$

Note 1 :

La valeur de ν_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (7.43).

Note 2 :

Pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint, si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant est inférieure à 80 % de la limite caractéristique d'élasticité f_{yk} , on peut adopter pour ν_1 :

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (7.44a)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{pour } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \quad (7.44b)$$

8. Eurocode 8 (EN 1998-1)

L'article 5.1.2 de l'EC8 définit deux types de voiles :

(1) mur de grandes dimensions en béton peu armé, ayant de grandes dimensions transversales (dimension horizontale l_w au moins égale à 4.0 m ou aux deux tiers de la hauteur h_w du mur, en prenant la valeur inférieure) grâce auxquelles il est supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul.

Un tel mur est supposé transformer l'énergie sismique en énergie potentielle (par soulèvement temporaire des masses de la structure) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide, etc. En raison de ses dimensions, du manque de fixité à la base ou de la connectivité avec des murs de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, il ne peut être dimensionné efficacement pour dissiper de l'énergie dans une rotule plastique à la base.

(2) mur ductile, fixé à la base de sorte que la rotation relative de la base par rapport au reste du système structural est empêchée, dimensionné et conçu dans le détail pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion ne présentant pas d'ouverture ou de perforation large juste au-dessus de sa base.

À ces deux types de murs, correspondent deux types de rupture :

(1) Une rupture fragile dans le cas d'un mur de grandes dimensions en béton peu armé. En effet, dans ce cas, l'effort tranchant est bien souvent prépondérant sur la flexion et on a une rupture par écrasement des bielles comprimées ou par plastification des armatures verticales.

(2) Une rupture ductile dans le cas d'un mur ductile, par plastification des armatures tendues et écrasement du béton comprimé. Ce mode de rupture est le plus satisfaisant en zone sismique car il correspond à la formation d'une rotule plastique capable de dissiper de l'énergie.

Les notations utilisées par l'EC2 pour le dimensionnement des voiles armés ou non armés sont modifiées dans l'EC8 comme suit (Fig. 8.1) :

h_w : la hauteur du mur,

l_w : la longueur du mur,

b_w : la largeur du mur.

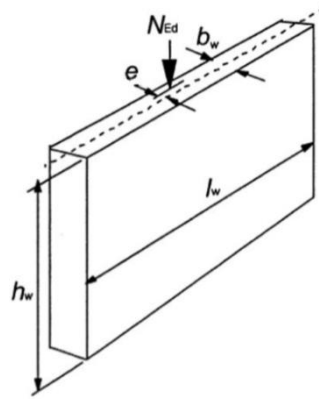


Figure 8.1 – Notation pour les voiles (EN 1998-1).

8.1. Contraintes géométriques

Pour les murs ductiles et les murs de grandes dimensions en béton peu armé, il convient que l'épaisseur b_{wo} (en mètres) de l'âme respecte la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15, \frac{h_s}{20} \right\} \quad (8.1)$$

h_s est la hauteur libre d'étage, en mètres.

8.2. Murs de grandes dimensions en béton peu armé

8.2.1. Dispositions particulières

Pour assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement, l'effort tranchant V'_{Ed} provenant de l'analyse doit être augmenté. Cette exigence est considérée comme satisfaite si, à chaque niveau du mur, l'effort tranchant de calcul V_{Ed} est obtenu à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse conformément à l'expression suivante :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q + 1}{2} \quad (8.2)$$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et de la fermeture de fissures horizontales, doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime, vis-à-vis de la flexion composée.

À moins de disposer de résultats de calcul plus précis, la composante dynamique de l'effort normal du mur peut être prise comme correspondant à 50 % de l'effort normal dans le

mur, dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. Il convient de prendre cette force en compte avec un signe positif et un signe négatif, en prenant le plus défavorable.

Si la valeur du coefficient de comportement q ne dépasse pas 2.0, l'effet de l'effort normal dynamique peut être négligé.

8.2.2. Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives

Lorsque l'effort normal dynamique est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, la déformation limite $\varepsilon_{cu2,c}$ pour le béton non confiné peut être augmentée à 0,005. Une valeur plus élevée peut être prise en compte pour le béton confiné, conformément à l'EN 1992-1-1 :2004, 3.1.9, sous réserve que l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit pris en compte dans la vérification.

Lorsque la valeur de V_{Ed} issue de §8.2.1 est inférieure à la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant $V_{Rd,c}$ de §7.2.5.1, le pourcentage minimal des armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min}$ dans l'âme n'est pas requis. Lorsque la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ n'est pas remplie, il convient de calculer l'armature d'effort tranchant.

Il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales conformément à l'EN 1992-1-1: 2004, 6.2.5.

Il convient que les barres verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, ou pour le respect de toute disposition concernant les armatures minimales, soient maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre supérieur ou égal à 6 mm ou correspondant à un tiers du diamètre de la barre verticale, d_{bL} . Il convient que les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement vertical inférieur ou égal à 100 mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur.

Il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, soient concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Il y a lieu que ces éléments se prolongent dans la longueur l_w du mur sur une longueur non inférieure à b_w ou $3 b_w \sigma_{cm} / f_{cd}$, en prenant la plus petite valeur, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée.

Il convient que le diamètre des barres verticales ne soit pas inférieur à 12 mm sur le premier niveau du bâtiment, ou dans tout étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage h_s . Dans tous les autres

étages, il convient que le diamètre minimal des barres verticales ne soit pas inférieur à 10 mm.

8.3. Murs ductiles

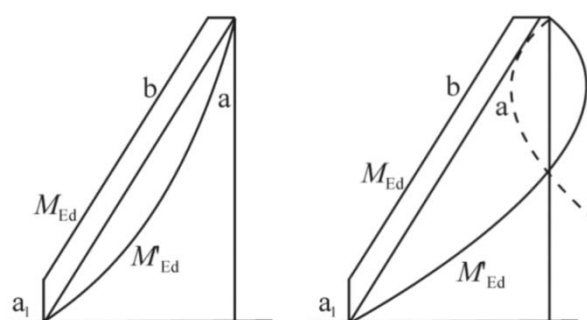
Dans les murs sismiques primaires, il convient que la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne dépasse pas 0.4.

Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

8.3.1. Dispositions particulières

Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés (avec un rapport entre la hauteur et la longueur h_w/l_w supérieur à 2.0) doivent être prises en compte. Cette exigence peut être satisfaite en appliquant la procédure simplifiée suivante, quel que soit le type d'analyse utilisé :

Il convient que le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur soit donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse et déplacé verticalement (déplacement de la traction). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur (Figure 8.2). Il convient que ce déplacement de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants.

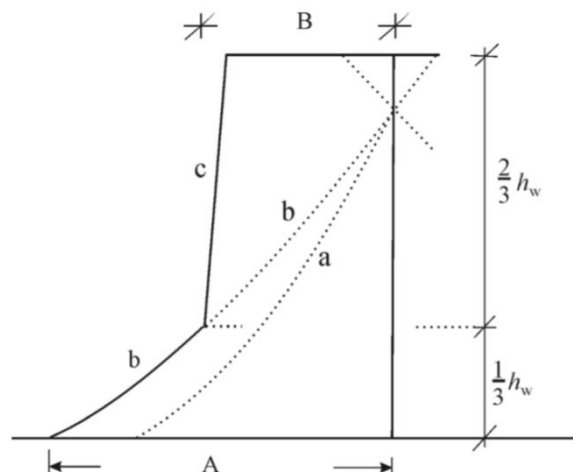


a : diagramme des moments obtenus par l'analyse ; b : enveloppe de calcul ; a_l : déplacement de la traction

Figure 8.2 – Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants dans les murs élancés (à gauche : systèmes de murs, à droite : systèmes à contreventement mixte) (EN 1998-1).

L'augmentation possible des efforts tranchants après plastification à la base d'un mur sismique primaire doit être prise en compte. Cette exigence peut être considérée comme satisfaite si les efforts tranchants de calcul sont augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la Figure 8.3, afin de prendre en compte les incertitudes liées aux effets des modes plus élevés.



a : diagramme des efforts tranchants obtenus par l'analyse ; b : diagramme des efforts tranchants augmentés ; c : enveloppe de calcul ; A : $V_{mur,base}$; B : $V_{mur,sommet} \geq V_{mur,base}$

Figure 8.3 – Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte (EN 1998-1).

8.3.2. Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives

Dans les murs sismiques primaires, il convient que la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne dépasse pas 0,4. Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

(1) La hauteur de la zone critique h_{cr} au-dessus de la base du mur peut être estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max[l_w, H_w / 6] \quad (8.3)$$

Mais

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot l_s \text{ pour } n \leq 7 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (8.4)$$

l_w, H_w sont respectivement la longueur et la hauteur du mur.

h_s est la hauteur libre de chaque niveau et la base est définie comme le niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement avec des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

Note :

La zone critique est la région d'un élément sismique primaire où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets (M, N, V, T) des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire. Dans les bâtiments en béton, les zones critiques sont les zones dissipatives.

(2) Dans les zones critiques des murs, il convient de prévoir une valeur μ_ϕ du coefficient de ductilité en courbure au moins égale à celle calculée à partir des expressions ci-dessous, en remplaçant dans ces expressions la valeur de base du coefficient de comportement q_o par le produit de q_o par la valeur maximale du rapport M_{Ed}/M_{Rd} à la base du mur, dans la situation sismique de calcul (M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul issu de l'analyse ; M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul).

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_c \quad (8.5)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_c/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_c \quad (8.6)$$

où

q_o la valeur de base correspondante du coefficient de comportement

T_1 la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu

T_c la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

(3) À défaut de méthode plus précise, la valeur de μ_ϕ spécifiée dans l'alinéa (2) du présent paragraphe peut être obtenue par des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, ou éléments de rive, dont il convient de déterminer le volume conformément à l'alinéa (6) du présent paragraphe. Il convient de déterminer la quantité d'armatures de confinement conformément à (4) et (5) du présent paragraphe :

(4) Dans les murs de section rectangulaire, il convient que le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} , dans les éléments de rive, respecte la condition ci-dessous, avec les valeurs de μ_ϕ spécifiées dans l'alinéa (2) du présent paragraphe :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(\gamma_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (8.7)$$

avec :

α coefficient d'efficacité du confinement ;

ω_{wd} rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (8.8)$$

- μ_φ valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;
 γ_d effort normal réduit de calcul ($\gamma_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ;
 ω_v rapport mécanique des armatures verticales d'âme ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$) ;
 $\varepsilon_{sy,d}$ valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ;
 b_c largeur brute de la section transversale ;
 b_o largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

(5) Dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en T, L, I, U, etc.), le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les éléments de rive peut être déterminé comme suit :

a) L'effort normal, N_{Ed} , et l'aire totale des armatures verticales d'âme, A_{sv} , sont normalisés à $h_c b_c f_{cd}$, avec l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure en compression prise comme la largeur transversale b_c ($\gamma_d = N_{Ed}/h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd}$). La position de l'axe neutre x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u = (\gamma_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (8.9)$$

où b_o est l'épaisseur du noyau confiné dans l'excroissance ou la membrure.

Si la valeur de x_u d'après l'expression précédente ne dépasse pas l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, alors le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans l'excroissance ou la membrure est déterminée comme en §8.2 (4).

b) Si la valeur de x_u est supérieure à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, la méthode générale basée sur :

- 1) la définition du coefficient de ductilité en courbure par $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$,
- 2) le calcul de φ_u par $\varepsilon_{cu2,c}/x_u$ et de φ_y par $\varepsilon_{sy}/(d - x_y)$,
- 3) l'équilibre de la section pour l'estimation des positions d'axes neutres x_u et x_y , et
- 4) la résistance et la déformation ultime du béton confiné, $f_{ck,c}$ et $\varepsilon_{cu2,c}$, exprimés en fonction de la contrainte effective de confinement (EN 1992-1-1:2004, §3.1.9), peut être suivie.

Il convient de calculer en conséquence les armatures de confinement requises, si nécessaire, et les longueurs de mur confiné.

Note (EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 – Béton confiné) :

(1) Le confinement du béton entraîne une modification de la relation contrainte-déformation : la résistance et la déformation critique sont toutes deux supérieures. Les

autres caractéristiques de base du matériau peuvent être considérées comme inchangées pour le calcul.

(2) En l'absence de données plus précises, il est possible d'utiliser la relation contrainte-déformation de la Figure 8.4 (les déformations en compression apparaissent comme positives), avec une résistance caractéristique et des déformations accrues, conformément à :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (8.10)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (8.11)$$

$$e_{c2,c} = e_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (8.12)$$

$$e_{cu2,c} = e_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (8.13)$$

où :

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ est la contrainte effective de compression latérale à l'ELU due au confinement, e_{c2} et e_{cu2} étant donnés par le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1:2004. Le confinement peut être obtenu au moyen de cadres correctement fermés ou d'armatures transversales, qui atteignent l'état plastique du fait de la dilatation latérale du béton.

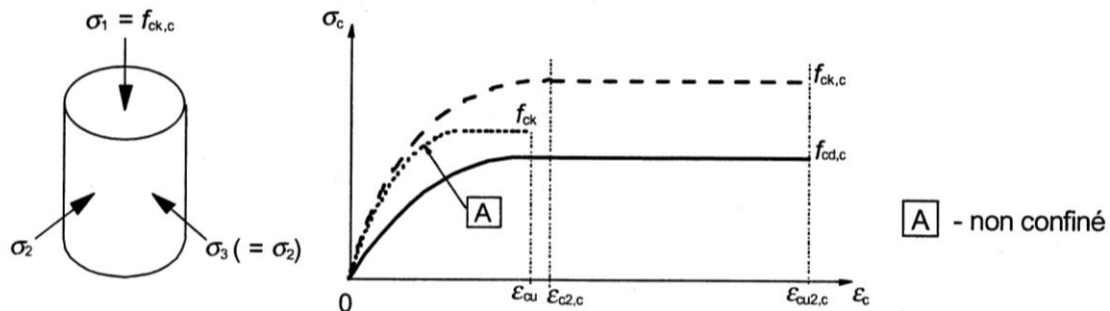


Figure 8.4 – Relation contrainte-déformation dans le cas du béton confiné (EN 1998-1).

(6) Il convient que les armatures de confinement indiquées dans les alinéas (3) à (5) du présent paragraphe s'étendent verticalement sur la hauteur h_{cr} de la zone critique telle que définie en (1) et horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

Faute de données plus précises, la déformation de compression à laquelle l'éclatement est attendu peut être prise égale à $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. L'élément de rive confiné peut être considéré comme s'étendant sur une distance limitée à $x_u (1 - \epsilon_{cu2} / \epsilon_{cu2,c})$ depuis l'axe des armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême, la hauteur de zone confinée en compression x_u étant calculée à la courbure extrême pour une largeur constante b_o de la zone confinée en compression et la contrainte ultime $\epsilon_{cu2,c}$ du béton confiné, estimée sur la base de l'EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, comme étant $\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 +$

$0,1 \alpha \omega_{wd}$ (Figure 8.5). Comme condition minimale, il convient que la longueur l_c de l'élément de rive confiné ne soit pas prise inférieure à $0,15 l_w$ ou $1,50 b_w$.

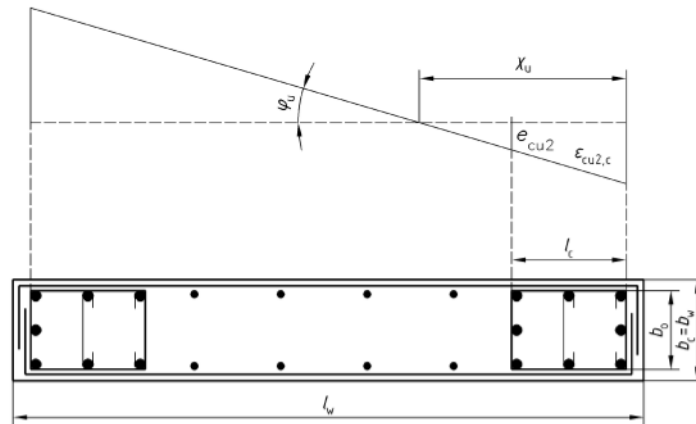


Figure 8.5 – Élément de rive confiné d'une extrémité de mur à bords libres (EN 1998-1).
*(en haut : déformations obtenues à la courbure extrême ;
en bas : section transversale du mur)*

(7) Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s/15$ et une largeur $l_f \geq h_s/5$, h_s étant la hauteur libre d'étage (Figure 8.6).

Néanmoins, des éléments de rive confinés peuvent être nécessaires aux extrémités de ces membrures en raison de la flexion hors plan du mur.

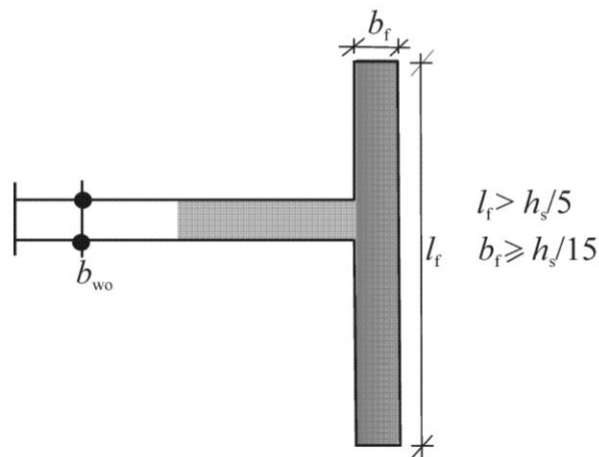


Figure 8.6 – Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante (EN 1998-1).

(8) Il convient que le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive ne soit pas inférieur à 0,005.

(9) Les dispositions suivantes s'appliquent dans les éléments de rive des murs. Il convient de prolonger les armatures de confinement et de les recouvrir, de sorte que toutes les autres barres longitudinales soient maintenues par une armature de confinement ou une épingle :

- a. Il convient de mettre en place une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0,08 dans la zone critique à la base des voiles sismiques primaires.
- b. Dans les zones critiques des voiles sismiques primaires, des armatures de confinement et des épingles d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales. La forme des armatures de confinement doit être choisie de telle sorte qu'elles produisent dans la section du voile un état de contraintes tri-axiales.
- c. Les conditions minimales de l'alinéa (b) du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites si les conditions suivantes sont respectées :

- L'espacement des armatures de confinement (en millimètres) ne dépasse pas :

$$s = \min\{b_o/2 ; 175 ; 8d_{bL}\} \quad (8.14)$$

expression dans laquelle b_o est la dimension minimale (en millimètres) du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement) et d_{bL} le diamètre minimal des barres longitudinales (en millimètres).

- La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne dépasse pas 200 mm.

(10) Il convient que l'épaisseur b_w des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) ne soit pas inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de $2b_w$ et $0,2l_w$, il convient que b_w ne soit pas inférieure à $h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale de $2b_w$ et $0,2l_w$, il convient que b_w ne soit pas inférieure à $h_s/10$ (Figure 8.7).

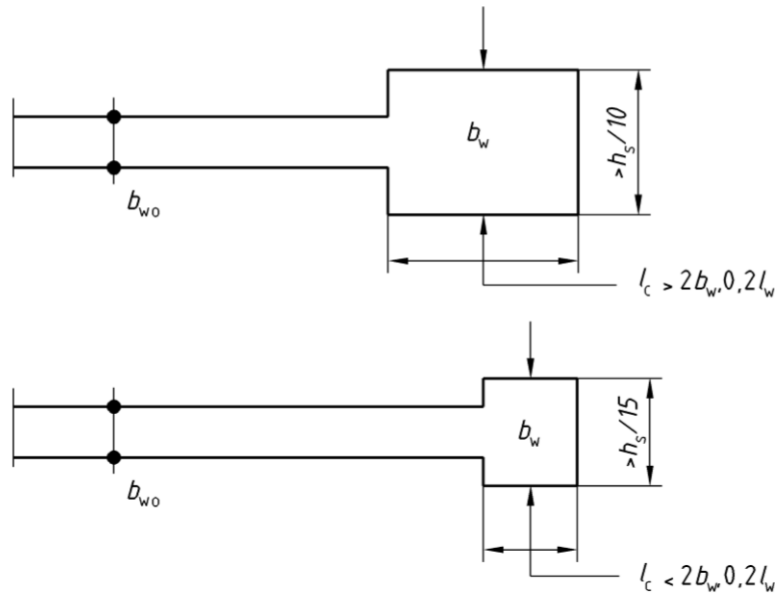


Figure 8.7 – Épaisseur minimale des éléments de rive confinés (EN 1998-1).

(11) Dans les parties de la section où, dans la situation sismique de calcul, la déformation de compression ε_c est supérieure à 0,002, il convient de prévoir un pourcentage minimal d'armatures verticales égal à 0,005.

(12) Les armatures transversales des éléments de rive des alinéas (4) à (10) du présent paragraphe peuvent être déterminées selon l'EN 1992-1-1 :2004, seulement si l'une des conditions suivantes est remplie :

- a) la valeur de l'effort normal réduit de calcul γ_d n'est pas supérieure à 0,15 ; ou
- b) la valeur de γ_d n'est pas supérieure à 0,20 et le coefficient q utilisé dans l'analyse est réduit de 15 %.

Application 3

Calcul d'un voile armé de bâtiment suivant l'EC2

1. Données

Caractéristiques géométriques :

Hauteur d'étage : $h_e = 360 \text{ cm}$

Épaisseur des dalles : $ep_d = 20 \text{ cm}$

Épaisseur du voile : $h_w = 20 \text{ cm}$

Hauteur libre : $l_w = 360 - 20 = 340 \text{ cm}$ (entre dalles)

Longueur du voile : $b = 450 \text{ cm}$.

Charges verticales :

Charges permanentes (y compris le poids propre du voile) : $G = 850 \text{ kN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 260 \text{ kN/m}$

On suppose que l'effet du vent est négligeable : $w = 0$

2. Calcul de la charge appliquée au voile (N_{Ed})

Catégorie A :

$$\Psi_0 = 0.7$$

$$\Psi_1 = 0.5$$

$$\Psi_2 = 0.3$$

Combinaisons fondamentales à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q + 1.5 \Psi_0 W = 1.35 \times 850 + 1.5 \times 260 = 1537.5 \text{ kN/m}$$

$$1.35 G + 1.5 \Psi_0 Q + 1.5 W = 1.35 \times 850 + 1.5 \times 0.70 \times 260 = 1420.5 \text{ kN/m}$$

On retiendra comme charge de calcul à l'ELU :

$$N_{Ed} = 1540 \text{ kN/m}$$

Combinaison à l'ELS :

$$G + \Psi_2 Q = 850 + 0.3 \times 260 = 928 \text{ kN/m} \text{ (Combinaison quasi-permanente)}$$

Combinaison accidentelle (Incendie) :

$$G + \Psi_1 Q + A_d = 980 \text{ kN/m}$$

A_d représente la valeur de calcul de l'action thermique indirecte due à l'incendie ($A_d = 0$).

3. Classe d'exposition

Suivant l'EC2 :

classe d'exposition XC1.

4. Résistance caractéristique minimum du béton

Classe de résistance minimum du béton : C20/25

5. Épaisseur et enrobage minimum

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (épingles, étriers et cadres compris, ainsi que les armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière.

L'enrobage nominal est défini comme l'enrobage minimal $c_{\min}$ plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

où

c_{min} : enrobage minimal

Δc_{dev} : tolérances d'exécution.

$$c_{min} = \max \{c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\}$$

avec :

$c_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence. Dans le cas d'une barre individuelle, $c_{min,b}$ est égal au diamètre de la barre, $c_{min,b} = \emptyset$.

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

En supposant une classe structurale S4, $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$ en classe XC1.

$\Delta c_{dur,\gamma}$: marge de sécurité. La valeur recommandée est $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$.

$\Delta c_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable. La valeur recommandée est $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$.

$\Delta c_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire. La valeur recommandée est $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$.

Il en résulte :

$$c_{min} = \max (\emptyset ; 15 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}, \text{ si } \emptyset \leq 15 \text{ mm}.$$

Pour le calcul de l'enrobage nominal c_{nom} , l'enrobage minimal doit être majoré, au niveau du calcul, pour tenir compte des tolérances d'exécution Δc_{dev} . La valeur recommandée est $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

Soit un enrobage nominal : $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

La résistance au feu d'un voile porteur en béton armé peut être supposée satisfaite si les valeurs du Tableau 1 sont appliquées. Les valeurs d'épaisseur minimale du voile données dans le Tableau 1 peuvent également être utilisées pour les voiles en béton non armé.

Pour éviter une déformation thermique excessive et les pertes d'étanchéité qui en résultent entre le voile et la dalle, il convient que le rapport de la hauteur libre du voile à l'épaisseur du voile n'excède pas 40.

$$l_w/h_w = 340/20 = 17 < 40$$

Suivant l'annexe pour l'EN 1992-1-2, un facteur de réduction μ_{fi} , pour le niveau de chargement de calcul en situation d'incendie, a été introduit. Il prend en compte les combinaisons de charge, et la résistance à la compression et à la flexion du voile, y compris les effets du second ordre.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$$

où :

$N_{Ed,fi}$ est la charge axiale de calcul en situation d'incendie

N_{Rd} est la résistance de calcul du voile à température normale.

Le facteur de réduction μ_{fi} peut être remplacé par η_{fi} pour le niveau de chargement de calcul à titre de simplification conservatoire, dans la mesure où η_{fi} suppose que le voile est entièrement chargé dans le calcul à température normale.

$$\mu_{fi} = \eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_1 \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\mu_{fi} = \frac{850 + 0.5 \times 260}{1.35 \times 850 + 1.5 \times 260} = \frac{980}{1537.5} = 0.64$$

$$\mu_{fi} \approx 0.7$$

on en déduit :

- épaisseur minimale du voile : 160 mm (condition vérifiée : 200 mm > 160 mm)
- distance axe armature/parement : 35 mm.

Les voiles de façade et de pignon, dont les caractéristiques de résistance à la pénétration de l'eau peuvent être affectées par la fissuration du béton, doivent avoir une épaisseur d'au moins 15 cm dans les parties courantes. Ceci ne concerne donc pas les façades et pignons protégées par un parement rapporté du type bardage, peau ou placage.

6. Armatures minimales

6.1. Armatures verticales

Il convient que l'aire de la section des armatures verticales soit comprise entre $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$. La valeur recommandée de $A_{s,vmin}$ est $A_{s,vmin} = 0,002 A_c$, A_c est l'aire de la section droite du béton. Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armatures, $A_{s,vmin}$, il convient de disposer la moitié de cette aire sur chaque face.

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c = 0.0004 m^2/m$$

$$A_{s,vmin} = 4.0 cm^2/m, \text{ soit } 2.0 cm^2/m \text{ par face.}$$

La valeur recommandée de $A_{s,vmax}$ est $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$ hors des zones de recouvrement. Cette limite peut être doublée au droit des recouvrements.

$$A_{s,vmax} = 0,04 A_c = 0.008 m^2/m$$

$$A_{s,vmax} = 80.0 cm^2/m, \text{ soit } 40.0 cm^2/m \text{ par face.}$$

Il convient de limiter la distance entre deux barres verticales adjacentes à 3 fois l'épaisseur du voile ou à 400 mm si cette valeur est inférieure.

$$\text{Min}(600 ; 400 mm) = 400 mm$$

6.2. Armatures horizontales

Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile sur chaque face.

$$A_{s,hmin} = \text{Max}(25\% A_{s,vmin} ; 0,001 A_c) = 2.0 cm^2/m, \text{ soit } 1.0 cm^2/m \text{ par face.}$$

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

7. Détermination de f_{cd} , E_{cm} , f_{yd}

On considère, dans ce qui suit, un béton de classe C25/30, des aciers de classe S500, un coefficient de fluage $\Phi = 2$ correspondant à une mise en charge progressive.

Béton C25/30 :

- résistance caractéristique en compression du béton, mesurée à 28 jours : $f_{ck} = 25 MPa$.
- module d'élasticité sécant du béton : $E_{cm} = 31 GPa$.

La résistance de calcul en compression est définie comme :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

où :

α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

γ_C est le coefficient partiel relatif au béton. Suivant l'EC2, il convient d'utiliser les coefficients partiels relatifs aux matériaux, γ_C et γ_s , définis pour les états-limites ultimes.

Il en résulte : $\alpha_{cc} = 1.00, \gamma_c = 1.5 \Rightarrow f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$.

Aciers S500 :

- limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

- limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

- $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$.

8. Calcul de la longueur de flambement l_0 , l'élancement λ

L'élancement d'un voile est donné par :

$$\lambda = l_0 / i$$

où :

i est le rayon de giration minimum

l_0 est la longueur efficace de l'élément, qui peut être supposée égale à :

$$l_0 = \beta \cdot l_w$$

avec :

l_w hauteur libre de l'élément

β coefficient qui dépend des conditions d'appui.

Pour un voile tenu sur 2 côtés : $\beta = 1.0$.

D'où la longueur de flambement : $l_0 = 3.40 \text{ m}$.

Le rayon de giration i est défini par :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

S l'aire de la section droite, I le moment quadratique minimal de la section suivant l'axe principal perpendiculaire à la direction de la déformation.

$$i = \frac{h_w}{\sqrt{12}} = \frac{0.20}{\sqrt{12}} = 0.058 \text{ m}$$

D'où :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3.40}{0.058} = 58.62$$

9. Calcul des imperfections géométriques θ_i et e_i

Ces imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i (déviations angulaires) :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

où

θ_0 est la valeur de base : $\theta_0 = 1/200$.

α_h est un coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur :

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m est un coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments :

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}$$

l est une longueur ou une hauteur [m]

m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total.

Dans notre cas :

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} = 2/\sqrt{3.40} \approx 1; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}; \quad m = 1 \Rightarrow \alpha_m = 1$$

Il en résulte :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005 \text{ rad}$$

Dans le cas d'éléments isolés, l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières :

- a) Comme une excentricité e_i donnée par : $e_i = \theta_i l_0 / 2$; l_0 est la longueur efficace.
- b) Comme une charge transversale H_i , dans la position conduisant au moment maximal :
 - pour les éléments non contreventés : $H_i = \theta_i N$
 - pour les éléments contreventés : $H_i = 2 \theta_i N$; N est la charge axiale.

En utilisant la première méthode, on obtient :

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 = 8.5 \text{ mm}$$

10. Effets du second ordre

On admet que les effets du second ordre peuvent être négligés si l'élancement λ est inférieur à une valeur λ_{lim} .

La valeur recommandée de λ_{lim} est définie par :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

où :

λ est le coefficient d'élancement

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (si φ_{ef} n'est pas connu, on peut prendre $A = 0,7$)

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (si ω n'est pas connu, on peut prendre $B = 1,1$)

$C = 1,7 - r_m$ (si r_m n'est pas connu, on peut prendre $C = 0,7$)

φ_{ef} coefficient de fluage effectif

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; ratio mécanique d'armatures

A_s est l'aire totale de la section des armatures longitudinales

A_c est l'aire de la section droite du béton

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; effort normal relatif

$r_m = M_{01} / M_{02}$; rapport des moments

M_{01}, M_{02} sont les moments d'extrémité du premier ordre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Il en résulte :

$A = 0,7$

$B = 1,1$

$C = 0,7$

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) = 1540 / (0,2 \times 16700) = 0,46$

$\lambda_{lim} = 20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7 / \sqrt{0,46} = 15,89$

$\lambda = 58,62 > \lambda_{lim} = 15,89 \Rightarrow$ les effets du second ordre doivent être pris en compte.

11. Calcul des sections

Trois méthodes d'analyse sont proposées dans l'EC2 :

- méthode générale non linéaire au second ordre,
- méthode basée sur une rigidité nominale,
- méthode basée sur une courbure nominale.

Nous effectuerons le calcul avec la méthode (c), à l'ELU.

11.1. Calcul du moment du premier ordre, M_{0Ed} , compte tenu de l'effet des imperfections

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_i = 13,09 \text{ kNm/m}$$

11.2. Calcul de la courbure à partir des armatures minimum

Dans le cas des éléments de section droite constante et symétrique (ferraillage compris), on peut adopter :

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal

K_φ est un coefficient tenant compte du fluage

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d est la hauteur utile.

Calcul de $1/r_0$

On prendra en première approximation : $d = 165 \text{ mm}$.

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\begin{cases} f_{yd} = 434.8 \text{ MPa} \\ E_s = 200 \text{ GPa} \end{cases} \Rightarrow \varepsilon_{yd} = 0.002174$$

D'où :

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45 d) = 0.0293 \text{ m}^{-1}$$

Calcul de K_r

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$$

où :

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; effort normal relatif

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal agissant

$$n_u = 1 + \omega$$

n_{bal} est la valeur de n correspondant au moment résistant maximal ; on peut supposer que

$$n_{bal} = 0,4$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

A_s est l'aire totale de la section des armatures

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

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) = 1.54 / 0.2 \times 16.7 = 0.46$$

$$n_u = 1 + \omega ; \omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) = 0.0004 \times 434.8 / 0.2 \times 16.7 = 0.0521 \Rightarrow n_u = 1.0521.$$

$$n_{bal} = 0,4$$

D'où :

$$K_r = \text{Min} ((n_u - n) / (n_u - n_{bal}) ; 1) = 0.908.$$

Calcul de K_φ

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

où :

φ_{ef} est le coefficient de fluage effectif

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda /150$$

λ est le coefficient d'élancement.

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

où :

$\varphi(\infty, t_0)$ est la valeur finale du coefficient de fluage

M_{0Eqp} est le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (ELS)

M_{0Ed} est le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (ELU).

Note : Il est également possible de définir φ_{ef} à partir des moments fléchissants totaux M_{Eqp} et M_{Ed} , mais ceci nécessite une itération et une vérification de la stabilité sous charge quasi-permanente avec $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

$$\varphi(\infty, t_0) = 2$$

$$M_{0Eqp} / M_{0Ed} = N_{Eqp} / N_{Ed} = 0.60$$

$$\Rightarrow \varphi_{ef} = 1.2$$

$$\beta = 0.35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 = 0.0842$$

$$\Rightarrow K_\varphi \approx 1$$

D'où :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 0.0266 \text{ m}^{-1}$$

11.3. Calcul du moment de calcul M_{Ed} , la déformation e_2 , le moment nominal du second ordre M_2

- Calcul de e_2

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c$$

Dans le cas d'une section constante, on adopte normalement $c = 10 (\approx \pi^2)$. La valeur π^2 correspond à une distribution sinusoïdale des courbures. Si le moment du premier ordre est constant, il convient d'adopter une valeur inférieure (8 constituant une limite inférieure, qui correspond à un moment total constant).

Ainsi, pour un moment du premier ordre constant : $c = 8$

D'où :

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c = 0.0384 \text{ m}$$

- Calcul de M_2

Le moment nominal du second ordre M_2 vaut :

$$M_2 = N_{Ed} e_2$$

où :

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

e_2 est la déformation ; $e_2 = (1/r) l_0^2 / c$

$1/r$ est la courbure

l_0 est la longueur efficace

c est un coefficient dépendant de la distribution des courbures.

$$\Rightarrow M_2 = N_{Ed} e_2 = 59.14 \text{ kNm/m (Moment nominal du second ordre).}$$

- Calcul de M_{Ed}

Le moment de calcul vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

où :

M_{0Ed} est le moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections

M_2 est le moment nominal du second ordre.

La valeur maximale de M_{Ed} est donnée par les distributions de M_{0Ed} et M_2 ; la distribution de M_2 peut être prise comme parabolique ou comme sinusoïdale sur la longueur efficace.

D'où :

$$M_{Ed} = 72.23 \text{ kNm/m (Moment total).}$$

11.4. Sections d'acier nécessaires

On peut procéder de différentes manières :

1. On suppose une section minimale d'acier $A_{sv} = 4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ et on calcule le moment résistant correspondant M_{Rd} , puis on compare M_{Rd} à $M_{Ed} = 72.23 \text{ kNm/m}$. Deux cas peuvent se présenter :

- Si $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, les armatures minimales sont suffisantes.

- Si $M_{Ed} > M_{Rd}$, les armatures minimales sont insuffisantes. On itère alors sur la quantité d'armatures jusqu'à ce que le moment appliqué M_{Ed} soit inférieur ou égal au moment résistant M_{Rd} de la section du voile.

2. On calcule les aciers nécessaires pour une section rectangulaire en flexion composée soumise à un effort normal $N_{Ed} = 1540 \text{ kN/m}$ et un moment de flexion $M_{Ed} = 72.23 \text{ kNm/m}$.

Le calcul du moment résistant M_{Rd} ou des armatures nécessaires requiert en général un calcul informatique ou l'utilisation d'abaques (courbes d'interaction) suivant la précision recherchée.

En utilisant la deuxième procédure, on aboutit à des sections d'aciers négatives. La résistance du mur étant assurée, des armatures correspondant au pourcentage minimal sont requises :

- Armatures verticales

$$A_{s,v} = A_{s,vmin} = 4.0 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ soit } 2.0 \text{ cm}^2/\text{m par face}.$$

L'espacement est limité à : $\text{Min}(3 \times 200 ; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$

- Armatures horizontales

$$A_{s,h} = A_{s,hmin} = \text{Max}(25\% A_{s,vmin} ; 0,001 A_c) = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ soit } 1.0 \text{ cm}^2/\text{m par face}.$$

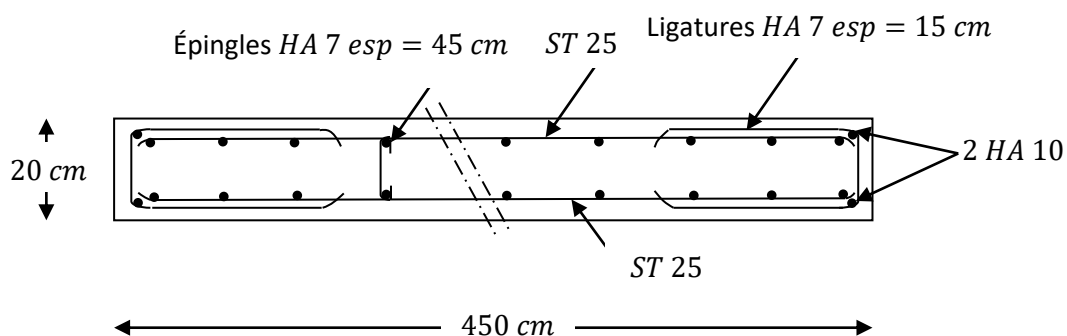
Armatures à disposer avec un espacement maximal de 400 mm.

Le panneau de treillis soudé ST 25, avec des fils $\varnothing 7$, disposé sur chaque face convient parfaitement.

La section d'acier offerte verticalement est $S = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ et l'écartement entre les fils verticaux vaut $e = 150 \text{ mm}$.

Horizontalement, la section des fils est $s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$, et l'espacement vertical des fils est $e = 300 \text{ mm}$.

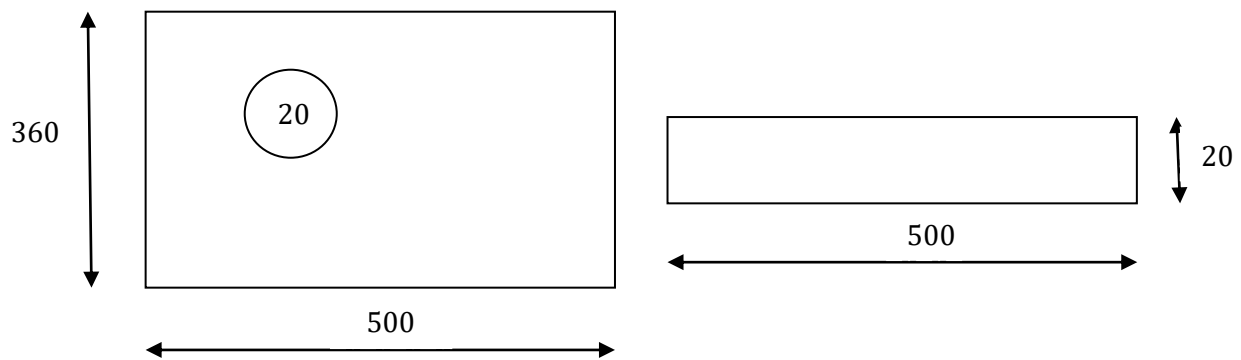
Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales dans le présent cas, avec l'emploi de treillis soudés et des barres de diamètre $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ et un enrobage de béton supérieur à $2 \varnothing$.



Fin de l'application 3

Application 4

On se propose de traiter le cas d'un voile d'un bâtiment en zone sismique, dont la géométrie est définie comme suit :



Les efforts donnés par le calcul sismique, en pied du voile, sont arrondis à :

effort normal : $N = 4 \text{ MN}$ ($N > 0$: effort de compression)

effort horizontal : $V = 0.8 \text{ MN}$

moment fléchissant : $M = 10 \text{ MN.m}$

coefficient de comportement : $q = 4$

Les principales dimensions sont :

épaisseur : $h_w = 0.20 \text{ m}$

hauteur d'étage : 4.0 m

hauteur libre : $l_w = 3.6 \text{ m}$

longueur : $b = 5.0 \text{ m}$

1. Caractéristiques des matériaux

Béton C25/30 :

- résistance caractéristique en compression du béton, mesurée à 28 jours : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

- module d'élasticité sécant du béton : $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$\alpha_{cc} = 1.00, \gamma_c = 1.2 \Rightarrow f_{cd} = 20.83 \text{ MPa}.$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

Aciers S500B :

- limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

- limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé (Fig. 1) : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

- $\gamma_s = 1.0 \Rightarrow f_{yd} = 500 \text{ MPa}$.

2. Longueur de flambement l_0 et élancement λ du voile

La longueur de flambement est définie comme suit :

$$l_0 = \beta \cdot l_w$$

l_w hauteur libre de l'élément : $l_w = 3.6 \text{ m}$

β coefficient qui dépend des conditions d'appui. Pour un voile tenu sur 2 côtés : $\beta = 1.0$.

On en déduit : $l_0 = 3.6 \text{ m}$

L'élanement du voile est calculé par la formule :

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h_w} = 62.35$$

3. Les excentricités

- Excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 2.5 \text{ m}$$

- Excentricité accidentelle (due aux imperfections géométriques) :

$$e_i = \text{Max} \left(\frac{l_0}{400} ; 2 \text{ cm} \right), l_0 \text{ est la longueur de flambement.}$$
$$\frac{l_0}{400} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm} \Rightarrow e_2 = 2 \text{ cm}$$

4. Les effets du second ordre

On admet que les effets du second ordre peuvent être négligés si l'élanement λ est inférieur à une valeur λ_{lim} . La valeur recommandée de λ_{lim} est définie par :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

où :

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) = 4 / (0.2 \times 5 \times 20.83) = 0.19$$

$$\lambda_{lim} = 24.73$$

$\lambda = 62.35 > \lambda_{lim} = 24.73 \Rightarrow$ les effets du second ordre doivent être pris en compte.

5. Calcul du moment du premier ordre M_{Ed} (sans prise en compte des effets du 2nd ordre), compte tenu de l'effet des imperfections

$$M_{0Ed} = (e_1 + e_2) \cdot N_{Ed} = 10.08 \text{ MN.m}$$

$$N_{Ed} = 4 \text{ MN}$$

Ces valeurs sont calculées par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

Pour pouvoir effectuer les calculs en flexion composée, il est nécessaire de ramener le moment au centre de gravité des aciers tendus.

$$M_a = M_{0Ed} + N_{Ed} \left(d - \frac{b}{2} \right) = 18.76 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{b}{d} \left(1 - 0.4 \frac{b}{d} \right) = 0.489$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.206$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Le procédé de dimensionnement d'une section partiellement comprimée (ou tendue) en flexion composée est le suivant :

1. On calcule le moment M_a (à l'ELU ou ELS) par rapport aux aciers tendus ;
2. On détermine les sections A_s et A'_s par un dimensionnement en flexion simple ;
3. On en déduit les aciers de flexion composée A et A' à partir de :

$$A' = A'_s \quad (\text{Armatures comprimées})$$

$$A = A_s - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (\text{Armatures tendues})$$

6. Calcul des aciers tendus

- En flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.214$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.29$$

$$z = [1 - 0.4\alpha] d = 4.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot f_{yd}} = 91 \text{ cm}^2$$

- En flexion composée

$$A = A_s - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 11 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armatures pour une section rectangulaire en flexion composée partiellement tendue (comprimée) vaut :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} h_w d \frac{e - 0.45 d}{e - 0.185 d}$$

$$A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

On place en about de voile 8 HA14, ce qui donne une section d'acier de $12,31 \text{ cm}^2$, et une section totale de $12,31 \times 2 = 24.62 \text{ cm}^2$ répartie sur les deux zones d'about du voile.

7. Calcul de la courbure

Pour les éléments de section droite constante et symétrique (ferrailage compris), la courbure peut être calculée comme suit :

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

où :

K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal

K_φ est un coefficient tenant compte du fluage

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45 d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d est la hauteur utile.

Calcul de $1/r_0$

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45 d) = \frac{f_{yd} / E_s}{0.45 d} = 0.00117 \text{ m}^{-1}$$

Calcul de K_r

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$$

où :

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) ; \text{ effort normal relatif}$$

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal agissant

$$n_u = 1 + \omega$$

n_{bal} est la valeur de n correspondant au moment résistant maximal ; $n_{bal} = 0,4$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

A_s est l'aire totale de la section des armatures

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

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) = 0.192$$

$$n_u = 1 + \omega ; \omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) = 0.059$$

$$n_u = 1 + \omega = 1.059$$

$$n_{bal} = 0,4$$

D'où :

$$K_r = \text{Min} ((n_u - n) / (n_u - n_{bal}) ; 1) = \text{Min} (1.31 ; 1) = 1.$$

Calcul de K_φ

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

où :

φ_{ef} est le coefficient de fluage effectif ($\varphi_{ef} = 2$)

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda /150$$

λ est le coefficient d'élanement.

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda /150 = 0.059$$

$$K_{\varphi} = 1 + 0.059 \times 2 = 1.118 > 1$$

D'où :

$$\frac{1}{r} = 1 \times 1.118 \times 0.00117 = 0.00131 \text{ m}^{-1}$$

8. Calcul du moment nominal du second ordre M_2

Le moment nominal du second ordre M_2 vaut :

$$M_2 = N_{Ed} e_2$$

où :

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

e_2 est la déformation ; $e_2 = (1/r) l_0^2 / c$

$\frac{1}{r}$ est la courbure

l_0 est la longueur efficace

c est un coefficient dépendant de la distribution des courbures ($c = 10$).

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c = 0.0017 \text{ m}$$

$$M_2 = N_{Ed} e_2 = 0.0068 \text{ MN.m}$$

9. Calcul de M_{Ed}

Le moment de calcul M_{Ed} vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

où :

M_{0Ed} est le moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections

M_2 est le moment nominal du second ordre.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = 10.0868 \text{ MN.m}$$

Note : les effets du second ordre sont négligeables. On maintient les sections d'acier calculées précédemment ($2 \times 8 \text{ HA14}$).

10. Vérification à l'effort tranchant

Suivant l'EC2 :

- dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée,

résultant des charges extérieures. $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant

- dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant en quantité suffisante de telle sorte que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

L'effort tranchant de calcul V_{Ed} est obtenu à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q + 1}{2}$$

q est le coefficient de comportement

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q + 1}{2} = 2 \text{ MN}$$

L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donné par :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

avec une valeur minimale

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

f_{ck} en MPa

A_{sl} est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée

b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm

N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte, en newtons ($N_{Ed} > 0$ pour la compression)

A_c est l'aire de la section droite du béton, en mm^2

$V_{Rd,c}$ est en Newtons.

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ avec } d \text{ en mm}$$

$$k = 1.21 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = 0.00132 \leq 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ en MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 4 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 4.166 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = \frac{0.35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2} = 1.46$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = 0.813 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c \min} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 1.924 \text{ MN}$$

On maintient alors la valeur minimale : $V_{Rd,c} = 1.924 \text{ MN}$

$V_{Ed} > V_{Rd,c}$, les armatures d'efforts tranchants sont nécessaires.

Le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur un modèle de treillis. Soit θ l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Pour calculer les armatures d'effort tranchant, on considère le voile comme une poutre verticale. Les armatures sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{wdy} \cot \theta}$$

A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant

s est l'espacement des cadres ou étriers

z est le bras de levier des forces internes

f_{wdy} est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{wdy} \cot \theta} = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\theta = 45^\circ)$$

Cette section sera répartie sur les deux faces du voile, ce qui donne $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ sur chaque face. Cette section peut être fournie par le treillis soudé ST 50 ou ST 50 C.

La valeur de calcul de l'effort tranchant maximal $V_{Rd,max}$ pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression est donnée par :

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

où :

a_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée
 b_w est la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée

z est le bras de levier des forces internes

v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant

θ est l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément.

$$a_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.54$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 4.65 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

11. Armatures minimales

Armatures verticales

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c = 4 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 A_c = 400 \text{ cm}^2$$

Il convient de limiter la distance entre deux barres verticales adjacentes à :

$$\text{Min}(3h_w ; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Armatures horizontales

$$A_{s,hmin} = \text{Max}(25\% A_{s,vmin} ; 0,001 A_c) = 2.0 \text{ cm}^2/m$$

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

12. Dispositions constructives (EC8)

- Les barres verticales calculées en flexion composées doivent être maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre $\emptyset$ supérieur ou égal à 6 mm ou correspondant à un tiers du diamètre de la barre verticale d_{bL} . Les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement s vertical inférieur ou égal à 100 mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur.

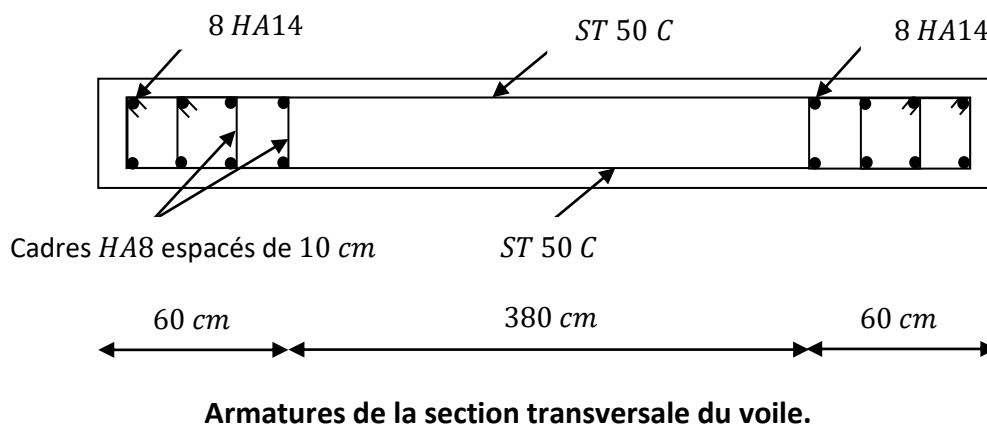
$$\emptyset \geq \text{Max}(6 \text{ mm} ; d_{bL}/3 = 4.67 \text{ mm}) = 6 \text{ mm}$$

$$s \leq \text{Min}(100 ; 8d_{bL} = 112 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$$

- Il convient que le diamètre de ces barres verticales ne soit pas inférieur à 12 mm sur le premier niveau du bâtiment, ou dans tout étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage h_s . Dans tous les autres étages, il convient que le diamètre minimal des barres verticales ne soit pas inférieur à 10 mm.

- Il convient que les armatures verticales nécessaires en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Il y a lieu que ces éléments se prolongent dans la longueur l_w du mur sur une longueur l non inférieure à b_w ou $3 b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, en prenant la plus petite valeur, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée.

$$l \geq \text{Max} \left(b_w = 20 \text{ cm} ; 3 \frac{b_w \sigma_{cm}}{f_{cd}} = 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$



Fin de l'application 4

9. Le code sismique ACI 318-14

Note

Dans ce qui suit, les unités du système américain sont maintenues. Leurs abréviations sont exprimées en anglais. Toutefois, une équivalence entre ces unités et celles du système international (système métrique) est donnée entre parenthèse pour les équations non homogènes de ce code.

Grandeur	Système métrique	Système américain
Contrainte	1 MPa	145 psi
Force	1 N	0.2248 lbf
Longueur	1 mm	0.03937 in

Psi (pound-force per square inch, ou lbf/in^2), la livre-force par pouce carré parfois appelé de façon abusive livre par pouce carré (pound per square inch, lb/in^2).

Lbf (pound-force), la livre force, à ne pas confondre avec les livres de masse (lb), souvent appelé simplement livre. Dans certains contextes, le terme « livre » est utilisé presque exclusivement pour désigner l'unité de la force et non l'unité de masse.

In (inch), le pouce, c'est l'unité de base du système de mesure.

Les voiles sont considérés comme des éléments résistant aux forces verticales et horizontales. Un voile structural est défini comme étant un mur porteur, ou un mur de cisaillement. Un mur porteur doit supporter une charge verticale au-delà d'un certain seuil. Un mur de cisaillement, porteur ou non, est conçu pour résister aux forces latérales agissant dans son plan. Les forces agissant généralement sur un voile sont illustrées sur la Figure 9.1.

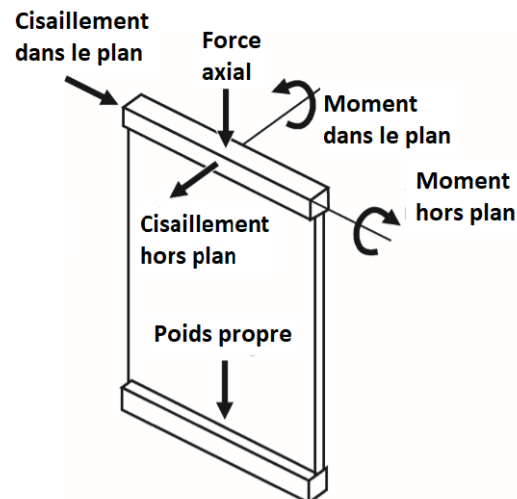


Figure 9.1 – Forces dans le plan et hors plan du voile (ACI 318-14).

L'indice n est utilisé pour désigner les résistances nominales ; par exemple, la résistance nominale aux charges axiales P_n , la résistance nominale aux moments M_n et la résistance nominale au cisaillement V_n .

L'indice u est utilisé pour désigner les résistances requises ; par exemple, les résistances requises aux charges axiales P_u , aux moments M_u et au cisaillement V_u , calculées à partir des charges et forces pondérées appliquées.

Dans la procédure de calcul de la résistance, le niveau de sécurité est assuré par une combinaison de facteurs appliqués aux charges, et de facteurs de réduction de résistance ϕ appliqués aux résistances nominales.

La résistance d'un élément ou d'une section transversale, calculée en utilisant les valeurs nominales des résistances du matériau et des dimensions, est appelée résistance nominale et est généralement désignée par S_n . La résistance de conception ou la résistance utile d'un élément ou d'une section transversale est la résistance nominale réduite par le facteur de réduction de résistance ϕ . Le but du facteur de réduction ϕ est de tenir compte de la probabilité de sous-résistance due aux variations des dimensions et des résistances des matériaux en place, de l'effet de la simplification des hypothèses dans les équations

utilisées, du degré de ductilité, du mode de rupture potentiel de l'élément, de la fiabilité requise, de l'importance de la défaillance et l'existence de charges alternatives pour l'élément dans la structure.

Le présent code décrit des combinaisons de charges de calcul, appelées également combinaisons de charges pondérées, qui définissent la manière dont différents types de charges sont multipliés (pondérées) par des facteurs de charge individuels, puis combinées pour obtenir une charge pondérée U . Les facteurs de charge individuels et la combinaison additive reflètent la variabilité de l'ampleur de l'effet des charges individuelles, la probabilité d'occurrence simultanée des divers effets des charges, et les hypothèses et approximations faites dans l'analyse structurelle lors de la détermination des résistances.

Les structures et les éléments de structure doivent avoir une résistance de conception à toutes les sections, ϕS_n , supérieure ou égale à la résistance requise U calculée pour les charges et forces pondérées dans les combinaisons définies par le présent code ou le code général du bâtiment.

L'exigence de base pour le calcul de la résistance peut être exprimée comme suit :

résistance de conception $\geq$ résistance requise

$$\phi S_n \geq U$$

par exemple, $\phi P_n \geq P_u$; $\phi M_n \geq M_u$; $\phi V_n \geq V_u$.

9.1. Résistances requises (de calcul)

9.1.1. Force axiale et moment pondérés

Les voiles doivent être conçus pour le moment pondéré maximal M_u qui peut accompagner la force axiale pondérée P_u pour chaque combinaison de charges considérée. La force axiale pondérée P_u à une excentricité donnée, ne doit pas dépasser $\phi P_{n,max}$, où $P_{n,max}$ est la valeur limite maximale de l'effort axial nominal de compression P_n , et ϕ le facteur de réduction de la résistance (Tableau 9.1) (Les valeurs de $P_{n,max}$ sont données dans le Tableau 22.4.2.1 du présent code).

$$P_u \leq \phi P_{n,max} \quad (9.1)$$

Pour tenir compte de l'excentricité accidentelle, l'effort axial $P_{n,max}$ d'une section en compression pure est limité à 80 à 85% de l'effort axial nominal à excentricité nulle P_0 calculé comme suit :

a) pour les éléments non précontraints et les éléments composites en acier et béton, par l'équation suivante :

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (9.2)$$

où

P_0 l'effort axial nominal à excentricité nulle, *lb*

f'_c la résistance à la compression du béton, *psi*

A_g la surface brute de la section de béton, *in.*² Pour une section creuse, A_g est la surface du béton seul et ne comprend pas la section du vide (s)

A_{st} l'aire totale des armatures longitudinales non précontraintes, *in.*²

f_y la limite d'élasticité des armatures non précontraintes, *psi*

b) Pour les éléments précontraints par :

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt} \quad (9.3)$$

où

f'_c la résistance à la compression du béton, *psi*

A_g la surface brute de la section de béton, *in.*² Pour une section creuse, A_g est la surface du béton seul et ne comprend pas la section du vide (s)

A_{st} l'aire totale des armatures longitudinales non précontraintes, *in.*²

A_{pd} l'aire totale occupée par les gaines et les armatures de précontrainte, *in.*²

f_y la limite d'élasticité des armatures non précontraintes, *psi*

f_{se} la contrainte effective dans l'armature de précontrainte, après prise en compte de toutes les pertes de précontrainte, *psi*. La valeur de f_{se} doit être d'au moins $0,003E_p$.

E_p le module d'élasticité des armatures de précontrainte, *psi*

A_{pt} l'aire totale des armatures de précontrainte, *in.*²

Le facteur de réduction ϕ est donné par le Tableau 9.1 pour un élément soumis à un moment, à une force axiale ou à la combinaison d'un moment et d'une force axiale, en fonction de la déformation de traction nette ε_t et du type des armatures transversales. ε_t est calculée dans la nappe extrême des armatures de traction longitudinales (à l'exclusion des déformations dues à la précontrainte, au fluage, au retrait et à la température) à la résistance nominale, en supposant une déformation limite ε_{cu} de 0.003 dans la fibre extrême comprimée (Figures 9.2).

Tableau 9.1 - Facteur de réduction ϕ pour moment, force axiale ou combinaison de moment et force axiale (ACI 318-14).

Déformation de traction ε_t	Classification	ϕ			
		Type d'armatures transversales			
		Spirales		Autres	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Contrôlé par compression	0.75	(a)	0.65	(d)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transition	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.005 - \varepsilon_{ty}}$	(b)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.005 - \varepsilon_{ty}}$	(e)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Contrôlé par traction	0.90	(c)	0.90	(f)
<i>Pour les sections classées dans la zone de transition, il est permis d'utiliser ϕ correspondant aux sections contrôlées par compression.</i>					

Les éléments soumis uniquement à une compression axiale sont considérés comme étant contrôlés par compression et les éléments soumis uniquement à une traction axiale sont considérés comme étant contrôlés par traction.

Suivant les Figures 9.2a et 9.2b :

- Si la déformation de traction nette ε_t dans l'armature de traction extrême est suffisamment grande ($\geq 0,005$), la section est définie comme étant contrôlée par traction, pour laquelle une défaillance par déflexion et fissuration excessives peut être attendue.
- Si ε_t est faible ($\leq \varepsilon_{ty}$), la section est contrôlée par compression et une rupture fragile de compression est attendue. ε_{ty} est la valeur de la déformation de traction nette dans la nappe extrême des armatures longitudinales, utilisée pour définir une section contrôlée par compression.

Certains éléments, tels que ceux soumis à de faibles forces axiales et de grands moments de flexion, subissent une déformation ε_t dans les armatures extrêmes de traction entre 0,005 et ε_{ty} . Ces sections se trouvent dans une zone de transition entre les sections contrôlées par compression et celles contrôlées par traction.

Dans le cas courant, ε_{ty} est calculée par :

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad (9.4)$$

f_y est la limite d'élasticité des armatures non précontraintes, *psi*.

Pour toutes les armatures précontraintes, ε_{ty} doit être prise égale à 0,002.

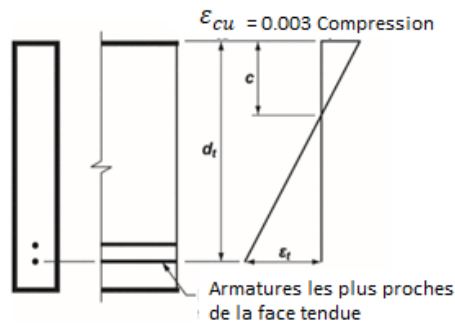


Figure 9.2a – Distribution des contraintes dans un élément non précontraint (ACI 318-14).

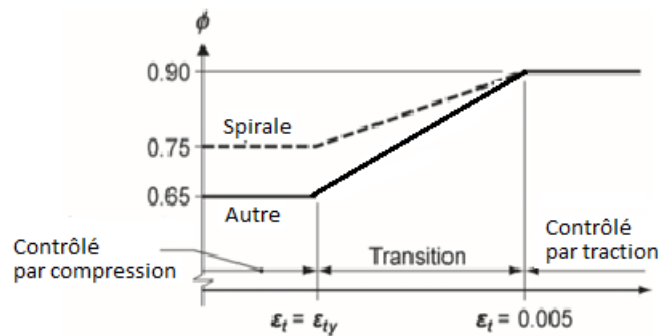


Figure 9.2b – Variation de ϕ en fonction de la déformation de traction nette dans les armatures extrêmes de traction, ε_t (ACI 318-14).

ε_{cu} est la déformation maximale utilisable à la fibre extrême du béton comprimé.

9.1.2. Cisaillement pondéré

Le voile doit être conçu pour l'effort tranchant maximal V_u dans son plan et hors plan.

9.2. Résistance de conception

Pour chaque combinaison de charges pondérées, la résistance de conception à toutes les sections doit satisfaire les conditions (1-3) : $\phi S_n \geq U$. L'interaction entre la charge axiale et le moment doit être prise en compte :

$$(1) \phi P_n \geq P_u$$

$$(2) \phi M_n \geq M_u \quad (9.5)$$

$$(3) \phi V_n \geq V_u$$

$P_n(lb)$, $M_n(in.-lb)$, $V_n(lb)$ sont les efforts nominaux (force axiale de compression, moment de flexion, effort de cisaillement).

$P_u(lb)$, $M_u(in.-lb)$, $V_u(lb)$ sont les efforts pondérés (force axiale, moment, effort tranchant).

P_u est considérée positive pour la compression et négative pour la traction.

ϕ est le facteur de réduction des résistances.

9.2.1. Charge axiale, et flexion dans le plan ou hors plan

Pour les voiles porteurs, P_n et M_n (dans le plan ou hors plan) doivent être calculés conformément à l'aliéna 9.1.1. Alternativement, la charge axiale et la flexion hors plan peuvent être prises en considération conformément à l'aliéna 9.2.2.

9.2.2. Charge axiale et flexion hors plan - méthode simplifiée

La méthode simplifiée s'applique uniquement aux sections transversales rectangulaires. Des charges axiales excentrées et des moments dus à des forces hors plan sont utilisés pour déterminer l'excentricité totale maximale de la force axiale pondérée P_u . Lorsque la force axiale résultante pour toutes les combinaisons possibles de charges tombe dans le tiers de la moitié de l'épaisseur h du mur non déformé (excentricité non supérieure à $h/6$), aucune tension n'est induite dans le mur et la méthode simplifiée peut être utilisée. L'analyse est donc réalisée en considérant P_u comme une force axiale concentrée. La force axiale pondérée P_u doit être inférieure ou égale à ϕP_n .

$$P_u \leq \phi P_n \quad (9.6)$$

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (9.7)$$

P_u effort axial pondéré issu des combinaisons appliquées, lb

ϕ facteur de réduction

P_n effort axial nominal de compression, lb

f'_c résistance à la compression du béton, psi

A_g section transversale brute du voile, $in.^2$

l_c hauteur libre de niveau (longueur de l'élément de compression, mesurée entre les centres des articulations), in

h épaisseur du voile, in .

Le coefficient k dépend des conditions aux limites du voile (possibilité de translation et de rotation au sommet et à la base du voile) :

1. Si les deux extrémités du voiles sont renforcées contre la translation latérale et :
 - a. la rotation est limitée à l'une ou aux deux extrémités ($k = 0.8$)
 - b. la rotation n'est pas limitée aux deux extrémités ($k = 1.0$)
2. Si les deux extrémités du voile ne sont pas renforcées contre la translation latérale ($k = 2.0$)

Les armatures doivent être au moins égales à celles définies dans le paragraphe 9.3.

9.2.3. Cisaillement dans le plan

Le cisaillement dans le plan du voile est principalement important pour les murs structuraux de faible élancement (rapport hauteur / longueur).

Pour se prémunir contre la rupture par compression suivant la diagonale du mur, l'effort tranchant nominal V_n à toute section horizontale ne doit pas dépasser $10\sqrt{f'_c}hd$ (SI : $0.83\sqrt{f'_c}hd$).

$$V_n \leq 10\sqrt{f'_c}hd \quad (\text{SI : } 0.83\sqrt{f'_c}hd) \quad (9.8)$$

$$d = 0.8l_w \quad (9.9)$$

f'_c résistance à la compression du béton, *psi*

h épaisseur du voile, *in*

l_w longueur du voile, considérée dans le sens de la force de cisaillement, *in*

L'effort V_n est calculé par :

$$V_n = V_c + V_s \quad (9.10)$$

V_c peut être calculé conformément au Tableau 9.2, où N_u est la force axiale pondérée normale à la section transversale se produisant simultanément avec V_u ; considérée positive pour la compression et négative pour la traction, et la quantité N_u / A_g est exprimée en *psi*.

Tableau 9.2 - V_c pour voiles précontraints et non précontraints (ACI 318-14).

Option de calcul	Force axiale	V_c	
simplifiée	compression	$2\lambda\sqrt{f'_c}hd$ (SI : $0.17\lambda\sqrt{f'_c}hd$)	(a)

	Traction	Plus grand de :	$2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} h d$ $\left(SI : 0.17 \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} h d \right)$	(b)
			0	(c)
			$3.3 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4l_w}$ $\left(SI : 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4l_w} \right)$	(d)
détaillée	Traction ou compression	Moindre de :	$\left[0.6 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(1.25 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$ $\left(SI : \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \right)$ L'équation ne s'applique pas si $(M_u/V_u - l_w/2)$ est négatif.	(e)

Le facteur de modification λ reflète les propriétés mécaniques réduites du béton léger par rapport au béton de poids normal de même résistance à la compression.

Le facteur de modification λ est utilisé comme multiplicateur de $\sqrt{f'_c}$ pour tenir compte du plus faible rapport *résistance à la traction / compression* du béton léger par rapport au béton de poids normal.

Deux procédures sont fournies pour déterminer λ . La première repose sur l'hypothèse que, pour des niveaux de résistance à la compression équivalents, la résistance à la traction du béton léger est une fraction fixe de la résistance à la traction du béton de poids normal (Ivey et Buth 1967). Les multiplicateurs utilisés pour λ sont basés sur les données d'essais sur béton réalisés avec de nombreux types d'agréats légers (Tableau 9.3).

La deuxième procédure alternative pour déterminer λ est basée sur des essais en laboratoire de béton léger avec une source d'agréats et une résistance à la compression représentatives de celles à utiliser dans les travaux. Les tests de laboratoire effectués conformément à ASTM C330 fournissent une résistance moyenne (mesurée) au fendage par traction f_{ct} et une résistance moyenne (mesurée) à la compression f_{cm} pour le béton léger et la valeur de λ doit être calculée par l'équation 9.11.

Tableau 9.3 - Facteur de modification λ (ACI 318-14).

Béton	Composition des agrégats	λ
Tout-léger	Fine : ASTM C330 Grossière : ASTM C330	0.75
Mélange fin, léger	Fine : Combinaison de ASTM C330 et C33 Grossière : ASTM C330	0.75 à 0.85 ^[1]
Sable léger	Fine : ASTM C33 Grossière : ASTM C330	0.85
Mélange sable léger, grossier	Fine : ASTM C33 Grossière : Combinaison de ASTM C330 et C33	0.85 à 1 ^[2]
Poids normal	Fine : ASTM C33 Grossière : ASTM C33	1

^[1] Une interpolation linéaire de 0,75 à 0,85 est permise sur la base du volume absolu d'agrégats fins de poids normal en tant que fraction du volume absolu total d'agrégats fins.

^[2] Une interpolation linéaire de 0,85 à 1 est autorisée sur la base du volume absolu d'agrégats grossiers de poids normal en tant que fraction du volume absolu total d'agrégats grossiers.

Les agrégats doivent être conformes à (1) ou (2) :

(1) Agrégat de poids normal : ASTM C33.

(2) Agrégat léger : ASTM C330 (ayant une masse volumique apparente de 70 lb/ft³ ou moins).

Les granulats non conformes à ASTM C33 ou ASTM C330 sont autorisés s'il a été démontré qu'ils produisent du béton d'une résistance et d'une durabilité adéquates.

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f_{cm}}} \leq 1.0 \quad (SI : \lambda = f_{ct}/(0.56\sqrt{f_{cm}}) \leq 1.0) \quad (9.11)$$

Les expressions (a) à (e) du Tableau 9.2 peuvent être utilisées pour déterminer V_c à n'importe quelle section d'un voile de cisaillement. Au fur et à mesure que le terme $(M_u / V_u - \ell_w / 2)$ diminue, l'équation (d) primera ; (d) est utilisée même lorsque ce terme devient négatif.

Les valeurs de V_c calculées à partir de (d) et (e) dans le Tableau 9.2, à une section située à une distance au-dessus de la base de $\ell_w / 2$ ou $h_w / 2$, ou la plus faible des deux, s'appliquent à cette section et à toutes les sections entre elle et la base. Toutefois, l'effort de cisaillement pondéré maximal V_u à n'importe quelle section, y compris la base du mur, est limitée à la valeur maximale de V_n ($V_u \leq 10\sqrt{f'_c}hd$).

V_s doit être fourni par les armatures de cisaillement transversales et doit être calculé par :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (9.12)$$

A_v section d'armatures de cisaillement dans l'espace s , $in.^2$

f_{yt} limite d'élasticité des armatures transversales, psi

d distance entre la fibre extrême de compression et le centre de gravité des armatures longitudinales de traction, $in.$

s espacement entre les centres des armatures, $in.$

9.2.4. Cisaillement hors plan

Dans un élément sans armatures de cisaillement, le béton est supposé résister seul au cisaillement. Dans un élément avec armatures de cisaillement, une partie de la résistance au cisaillement est supposée être fournie par le béton et le reste par les armatures de cisaillement.

La résistance au cisaillement fournie par le béton, V_c , est supposée être la même pour les éléments avec et sans armatures de cisaillement et est considérée comme le cisaillement provoquant une fissuration inclinée.

La résistance au cisaillement est basée sur une contrainte de cisaillement moyenne sur la section efficace, $b_w d$ (b_w = largeur de l'âme de la section).

$$V_n = V_c + V_s$$

Les dimensions de la section transversale doivent être choisies de telle sorte à satisfaire l'équation :

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 8\sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad \left(SI : V_u \leq \phi \left(V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d \right) \right) \quad (9.13)$$

Pour les éléments non précontraints, V_c doit être calculé conformément à :

a. Éléments sans effort axial

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (SI : V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (9.14)$$

Un calcul plus détaillé peut être effectué conformément au Tableau 9.4.

Tableau 9.4 - Méthode détaillée pour le calcul de V_c (ACI 318-14).

V_c		
Le moindre de (a), (b) et (c):	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ $\left(SI : \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d\right)$ M_u se produit simultanément avec V_u dans la section considérée.	(a)
	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w\right) b_w d$ $(SI : \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w\right) b_w d)$	(b)
	$3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ $(SI : 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d)$	(c)

b. Éléments avec effort axial de compression

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad \left(SI : 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad (9.15)$$

Un calcul plus détaillé peut être effectué conformément au Tableau 9.5.

Tableau 9.5 - Méthode détaillée pour le calcul de V_c pour les éléments non précontraints avec compression axiale (ACI 318-14).

V_c		
Le moindre de (a) et (b)	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}}\right) b_w d$ $\left(SI : \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}}\right) b_w d\right)$ Équation non applicable si $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$ M_u se produit simultanément avec V_u dans la section considérée.	(a)
	$3.5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{500A_g}}$	(b)

	$\left(SI : 0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.29N_u}{A_g}} \right)$	
--	---	--

c. Éléments avec une traction axiale importante

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0 \quad (9.16)$$

$$\left(SI : 0.17 \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0 \right)$$

où

N_u est négatif pour la traction et

V_c ne doit pas être inférieur à zéro.

Dans le cas d'un cisaillement hors plan, à chaque section où $V_u > \phi V_c$, des armatures transversales doivent être fournies de telle sorte que l'équation (9.17) soit satisfaite :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (9.17)$$

Pour les éléments unidirectionnels renforcés par des armatures transversales, V_s doit être calculé comme suit :

1. Dans les éléments non précontraints et précontraints, les armatures de cisaillement satisfaisant (a), (b) ou (c) sont autorisées :

(a) Cadres rectangulaires ou cerceaux perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'élément

(b) armature en treillis soudé avec des fils situés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'élément

(c) armatures en spirales.

Dans ce cas, V_s pour les armatures de cisaillement doit être calculé par :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (9.18)$$

où

s est l'espacement de l'armature de cisaillement, et

A_v est donné comme suit :

- Pour les cadres rectangulaires, les cerceaux, ou les épingles, A_v est la surface efficace de toutes les extrémités des barres ou fils dans l'espacement s .

- Pour les armatures en spirale, A_v doit être égale à deux fois la surface de la barre ou du fil à l'intérieur de l'espacement s .

2. Les cadres rectangulaires inclinés faisant un angle d'au moins 45 degrés avec l'axe longitudinal de l'élément et traversant le plan de la fissure potentielle de cisaillement peuvent être utilisés comme armatures de cisaillement dans les éléments non précontraints.

Dans ce cas, V_s pour les armatures de cisaillement doit être calculé par :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (9.19)$$

où

α est l'angle entre les cadres inclinés et l'axe longitudinal de l'élément

s est mesuré parallèlement aux armatures longitudinales.

Pour les cadres rectangulaires (des poutres et des poteaux), les cerceaux, ou les épingles, A_v doit être la surface efficace de toutes les extrémités des barres ou fils dans l'espacement s .

9.3. Valeurs limites des armatures

Les armatures sont disposées parallèlement à l'axe longitudinal ou transversal du voile. Par conséquent, pour les segments de voiles verticaux, ρ_t et ρ_l désignent respectivement les rapports des armatures horizontales et verticales.

9.3.1. Dans le plan $V_u \leq 0.5 \phi V_c$

Les valeurs minimales de ρ_l et ρ_t doivent être conformes au Tableau 9.6. Cependant, Il n'est pas nécessaire de respecter ces limites si une résistance et une stabilité adéquates peuvent être démontrées par une analyse structurale.

Armatures W31 ou D31 : diamètre nominal = 0.628 in. ; section nominale = 0.310 in.²

Barres no. 5 : diamètre nominal = 0.625 in. ; section nominale = 0.310 in.²

Tableau 9.6. Armatures minimales pour voiles, avec dans le plan $V_u \leq 0.5\phi V_c$ (ACI 318-14).

Type de voile	Type d'armatures non précontraintes	Dimension Barre/fil	f_y, psi	Minimum longitudinal, ρ_l	Minimum transversal, ρ_t
Coulé en place	barre	$\leq \text{No. 5}$	$\geq 60,000$	0.0012	0.0020
			$< 60,000$	0.0015	0.0025
	Treilli soudé	$> \text{No. 5}$	-	0.0015	0.0025
		$\leq \text{W31 ou D31}$	-	0.0012	0.0020
préfabriqué	Barre ou treilli soudé	-	-	0.0010	0.0010

9.3.2. Dans le plan $V_u \geq 0.5\phi V_c$

Deux conditions doivent être satisfaites :

- a) ρ_l doit être au moins égal à la plus grande de la valeur calculée par l'équation (9.20) et 0,0025, mais ne doit pas dépasser ρ_t conformément au Tableau 9.6.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (9.20)$$

- b) ρ_t doit être au moins égal à 0,0025

h_w hauteur du mur, *in*.

ℓ_w longueur du mur, considérée dans le sens de la force de cisaillement, *in*.

9.4. Espacement des armatures

9.4.1. Armatures longitudinales

- L'espacement s des barres longitudinales dans les voiles coulés en place ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs $3h$ et 18 in (h = épaisseur de l'élément, *in*). Si des armatures de cisaillement sont requises pour la résistance dans le plan, l'espacement des armatures longitudinales ne doit pas dépasser $\ell_w / 3$.
- L'espacement s des barres longitudinales dans les murs préfabriqués ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs (a) et (b) :
 - (a) $5h$
 - (b) 18 in . pour les murs extérieurs ou 30 in . pour les murs intérieurs.

- Si des armatures de cisaillement sont requises pour la résistance dans le plan, s ne doit pas dépasser la plus faible de $3h$, 18 in. et $\ell_w / 3$.

9.4.2. Armatures transversales

- L'espacement s des barres transversales dans les voiles coulés en place ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs $3h$ et 18 in. Si des armatures de cisaillement sont requises pour la résistance dans le plan, l'espacement des armatures longitudinales ne doit pas dépasser $\ell_w / 5$.

- L'espacement s des barres longitudinales dans les murs préfabriqués ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs (a) et (b) :

(a) $5h$

(b) 18 in. pour les murs extérieurs ou 30 in. pour les murs intérieurs

Si des armatures de cisaillement sont requises pour la résistance dans le plan, s ne doit pas dépasser la plus faible de $3h$, 18 in. et $\ell_w / 5$.

10. Conclusion

Suivant les RPA99 /Version 2003, les voiles sont calculés en flexion composée en appliquant les règles classiques du béton armé, moyennant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales. Si cette condition n'est pas respectée, le calcul doit alors se faire pour des bandes verticales suivant les « Règles de conception des parois et murs en béton ». Les armatures horizontales sont régulièrement espacées sur toute la hauteur du voile. Un tel ferrailage pourrait favoriser l'apparition de rotules plastiques sur plusieurs étages de la structure et le concept de dimensionnement en capacité n'est pas pris en charge.

Les Eurocodes offrent au concepteur un large choix de méthodologies. L'Eurocode 2 (Calcul des structures en béton) définit, en fonction des charges appliquées, les voiles non armés qui ne possèdent pas d'acier de traction sous sollicitation de flexion composée ; et les murs armés. L'EC2 distingue entre les voiles porteurs reprenant uniquement des charges verticales, et les voiles de contreventement qui reprennent également des charges horizontales. Un voile de contreventement «classique» est dimensionné suivant l'Eurocode 2. En zones sismiques, l'application des règles Eurocode 8 (calcul des structures pour leur résistance aux séismes) en plus de l'EC2 est nécessaire.

L'EC8 définit deux types de voiles : 1. mur de grandes dimensions en béton peu armé, ayant de grandes dimensions transversales grâce auxquelles il est supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul. Dans ce cas, l'effort tranchant, qui est bien souvent prépondérant sur la flexion, engendre une rupture fragile. 2. mur ductile, fixé à la base, dimensionné et conçu pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion juste au-dessus de sa base.

La notion de « dimensionnement en capacité », très importante pour le calcul des murs ductiles en zone sismique, est prise en compte par l'EC8. Ainsi, la conception des bâtiments en béton résistant aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale sous l'effet des charges horizontales et verticales. L'EC8 prévoit des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, ou éléments de rive, dont il convient de déterminer la quantité. Les armatures de confinement s'étendent verticalement sur la hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du mur et horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

Le code américain ACI 318-14 s'oriente également vers le principe « mono-fusible » pour le dimensionnement sismique des voiles de contreventement en béton armé avec la dissipation de l'énergie concentrée au niveau de la rotule plastique qui se forme par flexion à la base du voile, particulièrement pour les zones de forte sismicité. Des règles strictes permettent de définir les détails de ferrailage des zones confinées des voiles de contreventement.

Bibliographie

1. Abrams, D. P., & Sozen, M. A., *"Experimental Study of Frame-Wall Interaction in Reinforced Concrete Structures Subjected to Strong Earthquake Motions"*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series (University of Illinois at Urbana-Champaign, Department of Civil Engineering), (460), 1979.
2. Albert Fuentes, *"Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé"*, Edition Eyrolles, Paris, 1983.
3. M. Albiges, J. Goulet, *"Contreventement des bâtiments"*, Annales I.T.B.T.P. N° 149, 1960.
4. Applied Technology Council, ATC-3-06. *"Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings"*. Redwood City, California, 1978.
5. Applied Technology Council, ATC-19. *"Structural Response Modification Factors"*. Redwood City, California, 1995.
6. Applied Technology Council, ATC-34. *"A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design"*. Redwood City, California, 1995.
7. Colotti, V. *"Shear behavior of RC structural walls"*. A.S.C.E. Journal of Structural Engineering. 119:3, 728–46, 1993.
8. Emori, K. and W. C. Schnobrich, *"Analysis of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures for Strong Motion Earthquakes"*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 457, University of Illinois, Urbana, December 1978.
9. Eurocode 8 : *"Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments"*. Réf. n° EN 1998-1: 2004 F, CEN, Bruxelles, (2004).
10. Fajfar P. *"A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design"*, Earthquake spectra, Vol. 16, pp. 573–592, 2000.
11. Fajfar P. *"Structural Analysis in Earthquake Engineering a Breakthrough of simplified Nonlinear Methods"*. 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002.
12. Fardis, M., *"Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering"*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1991.
13. Federal Emergency Management Agency (FEMA) NEHRP. *"The Seismic Rehabilitation of Buildings"*, Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Commentary), Washington, D.C, 1997.
14. Foure, B. *"Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé"*, en Génie parasismique, Presses de l'ENPC, pp. 605-616, 1985.

15. Foure, B. *"Panorama des études expérimentales sur les murs porteurs en béton dans leur rôles de résistance aux forces horizontales"*, Conférence internationale A.F.P.C Bâtiments à murs porteurs en béton en zone sismique, 248 p., Paris, juin 1991.
16. Freeman S.A. *"On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demand"*. Proceedings 4th U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1990.
17. Gilberte Areiza, Celal N. Kostem, *"Interaction of Reinforced concrete frame cracked shear wall systems subjected to earthquake loadings"*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 433.4, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, July 1979.
18. Greifenhagen, C., and Lestuzzi, P., *"Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls"*. Engineering Structures, 27(11), 1703–1712, 2005.
19. Guedes, J., Pegon, P., Pinto, A. V. *"A Fibre/Timoshenko beam element in CASTEM 2000"*, Special publication No. I.94.31, ELSA, Ispra (Italy), Joint Research Centre, 1994, 55 p.
20. Hiraishi, H., Nakata, S., Kitagawa, Y. and Kaminosono, T. *"Static tests on shear walls and beam-column assemblies and study between shaking table tests and pseudo-dynamic tests"*, ACI-SP, No 84, pp. 11-48, 1985.
21. Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama H. *"Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure"*. J. Fac. Eng.University of Tokyo.XXXVII:2,432–78, 1983.
22. Kotronis, P., and Mazars, J., *"Simplified Modelling Strategies to Simulate the Dynamic Behaviour of R/C Walls"*. Journal of Earthquake Engineering, 9(2), 285–306, 2005.
23. Krawinkler H., Nassar A.A. *"Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demand and Capacities"*. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler, Eds., Elsevier Applied Science, New York, USA, 1992.
24. Laborderie, C. *"Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse des structures en béton"*, Thèse de doctorat, Université Paris 6, France, 193 p, 1991.
25. Marius Diver, *"Calcul pratique des tours en béton armé"*, Edit. Dunod, Paris, 1972.
26. Massone, L.M., Orakcal, K. and Wallace J.W. *"Shear–flexure interaction for structural walls"*. ACI special publication - Deformation capacity and shear strength of reinforced concrete members under cyclic loading. ACI-SP236-07,127–150, 2006.
27. Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F., and Casaux, G., *"Using multifiber beams to account for shear and torsion: Applications to concrete structural elements"*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195(52), 7264–7281, 2006.

28. Merabet, O. *"Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique"*, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France, 1990, 267 p.
29. Mitchell D., Paultre P. *"Ductility and Overstrength in Seismic Design of Reinforced Concrete Structures"*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 1049-1060, 1994.
30. Morgan, B., Hiraishi, H. and Corley, W.G. *"Medium scale wall assemblies: Comparison of analysis and results"*, ACI-SP, No. 84, pp. 241-269, 1985.
31. Mwafy A.M., Elnashai A.S. *"Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Building"*. Engineering Structures, Vol. 23, pp. 407-424, 2001.
32. Nassar A., Osteraas, J., Krawinkler, H. *"Seismic Design Based on Strength and Ductility Demands"*. Proceeding of the Earthquake Engineering Tenth World Conference, Belkema, Rotterdam, pp. 5861-5866, 1992.
33. Newmark N.M., Hall, W.J. *"Earthquake Spectra and Design"*. EERI Monograph Series, EERI, Okland, CA, U.S.A, 1982.
34. Orakcal, K., Wallace, J.W. *"Modeling of slender reinforced concrete walls"*. 13th Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, British Columbia, Canada. Paper No. 555, 2004.
35. Orakcal, K., Wallace, J.W., and Conte, J.P. *"Flexural modeling of reinforced concrete walls-model attributes"*. ACI Structural Journal.101:5,688-98, 2004.
36. Paulay, T., Priestley, M. J. N. *"Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings"*, New York: Willey & Sons, 744 p, 1992.
37. *Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/VERSION 2003)*, Document Technique Règlementaire, D.T.R. -B.C. 2.48, juin 2003.
38. Su, R. K. L., and Wong, S. M., *"Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio"*. Engineering Structures, 29, 1957–1965, 2007.
39. Takayanagi, T., Derecho, A.T. and Corley, W.G. *"Analysis of Inelastic Shear Deformation Effects in Reinforced Concrete Structural Wall Systems. Nonlinear Design of Concrete Structures"*. CSCE-ASCE-ACICEB International Symposium. University of Waterloo, Ontario, Canada, pp. 545-579, 1979.
40. Taleb R., Kono S, Tani M, Sakashita M. *"Effects of end regions confinement on seismic performance of RC cantilever walls"*. Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK, 2014.

41. ULM, F., J. *"Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures. Application aux calculs statiques et dynamiques de structures en béton armé et béton précontraint"*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1994, 225 p.
42. Vulcano, A., Bertero, V.V. and Colotti, V. *"Analytical modeling of RC structural walls"*. 9th World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 6, 41–6, 1988.
43. Wallace, B. and Krawinkler, H. *"Small scale model tests of structural components and assemblies"*, ACI-SP, No. 84, pp. 305-346, 1985.