



# Journal of Materials and Engineering Structures

## Research Paper

### Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions

Algerian Seismic Regulations RPA 99 - Version 2003 for Reinforced Concrete Building Structures: Interpretations and Proposals

**Rafik Taleb** <sup>a,b,\*</sup>

<sup>a</sup>Laboratoire de Génie Civil et Géo-matériaux, Département de Génie Civil, Université de Blida 1, BP270 route de Soumaa, Blida, Algeria

<sup>b</sup>Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Nagatsuta 4259, 226-8503 Yokohama, Japan.

#### ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Reçu : 15 juin 2017

Révisé : 24 septembre 2017

Accepté : 24 septembre 2017

Mots clés:

RPA 99 Version 2003

Système de contreventement

Combinaison modale

Keywords :

RPA 99 version 2003

Bracing systems

Modal Combination

#### RESUME

La réglementation parasismique Algérienne RPA99 - Version 2003 se traduit par un ensemble de règles de conception et de calcul qui nécessite, pour leur bonne application, la maîtrise de leur interprétation. Cependant, il a été constaté que ces règles ne sont pas toujours appliquées de façon satisfaisante. Le présent article présente des éclaircissements sur certains articles qui peuvent poser des problèmes d'interprétation, ainsi que des propositions de modification pour une future révision. Cet article s'arrête aussi sur certaines mal-pratiques dans l'application de ces règles.

#### ABSTRACT

The Algerian seismic design regulations RPA 99 - Version 2003 are a set of design and calculation rules that require their good interpretation for a proper application. However, it has been found that these rules are not always applied in a satisfactory way. This paper presents clarifications regarding some provisions that may raise interpretation issues, as well as modification proposals of some provisions for future revision. This paper focuses also on some misconceptions in the application of these rules.

\* Corresponding author.

E-mail address: rafik.taleb.dz@gmail.com

## 1 Introduction

L'Algérie a connu au cours du siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Le dernier séisme majeur du 21 mai 2003 de Boumerdès qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés est un exemple parlant. Cependant, l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81 [1], a été promulguée, suivi par la mise à jour de 1983 les RPA 81 - Version 1983 [2]. Ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique. En 1988, viennent les RPA 88 [3] où la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe. En 2000, une version plus complète des règles parasismiques Algériennes RPA 99 [4] qui est une continuité des documents précédents avec une actualisation qui tient compte des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie et dans d'autres pays. Dans cette version des RPA, on trouve la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique équivalente au même niveau. La quatrième révision a eu lieu après le séisme de Boumerdès en 2003 donnant lieu aux RPA99 - Version 2003 [5]. Dans cette version, il y a eu, principalement, la révision de la carte de zonage sismique et la restriction en hauteur du système structurel en portiques avec murs de remplissage en maçonnerie. Par conséquent, l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé a été fortement encouragée et recommandée.

L'application stricte de ces règles parasismiques passe tout d'abord par la bonne interprétation de ces dernières. L'intérêt principal de cet article est de donner des interprétations claires et des propositions liées à certains articles des règles parasismiques Algérienne qui doivent faire l'objet d'une attention particulière, surtout que l'interprétation erronée de certains articles de ces règles a induit des pratiques erronées sur le calcul et la conception parasismique des structures. Ces interprétations et propositions sont principalement liées aux points suivants :

- Critères de choix entre les systèmes de contreventement avec voiles en béton armé (Système 2, 4a et 4b) et donc du coefficient de comportement approprié, ainsi que la condition de justification de l'interaction voile-portique pour le système 4a et le système 4b en zone sismique III et IIb ;
- Ajustement de la période analytique par rapport à la période empirique, ainsi que le calage de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale par rapport à celui calculé par la méthode statique équivalente ;
- Méthode de combinaison des réponses modales pour la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Calcul des voiles de contreventement en béton armé ;
- Condition de l'effort normal réduit.

## 2 Critères de classification des systèmes de contreventement avec voiles en béton armé

### 2.1 Principe de l'interaction voile-portique

Les règles parasismiques Algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faibles mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique (le coût des éléments non structuraux peut être très considérable pour certains bâtiments). Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant en comparaison avec le cas du voile seul. Dans ce cas, la déformée du portique est celle donnée par la figure 1.a et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure 1.b). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essaiera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme le montre la figure 1.c, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande

déformation latérale dans les étages intermédiaires. Il est donc clair que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur.

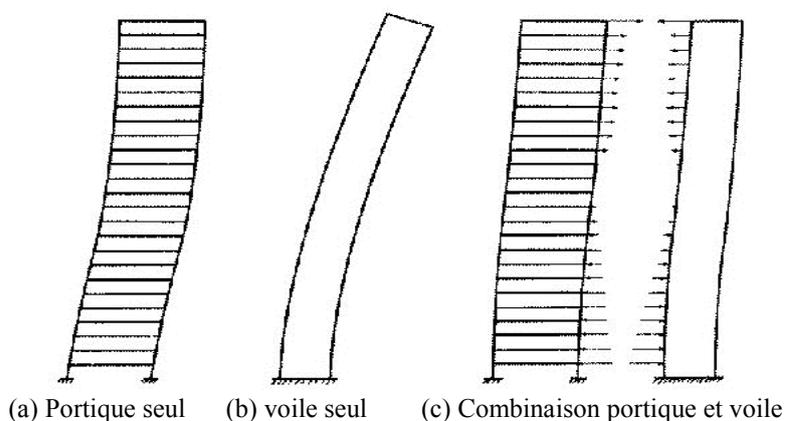


Figure 1 – Principe de l'interaction voile-portique

### 2.2 Classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b

Les RPA 99 - Version 2003 stipulent que pour le système de contreventement 2, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Tandis que, pour les systèmes 4a et 4b, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. En effet, en cas de séisme fort, lorsque la structure subit des déformations non-linéaires, les charges verticales importantes (plus de 20% au sens des RPA) sur les voiles peuvent causer leurs instabilités qui peuvent induire une réduction de la ductilité et de la capacité de déformation. Ces instabilités peuvent se manifester sous forme de flambement des extrémités comprimées des voiles ou bien sous forme de flambement des armatures longitudinales aux extrémités. De ce fait, le système de contreventement 2 est considéré le moins ductile ( $R=3,5$ ) par rapport aux systèmes 4.a ( $R=5$ ) et 4.b ( $R=4$ ). Donc, au sens des RPA, le premier critère de classification est de vérifier la portance des voiles par rapport aux charges verticales afin de vérifier si elle dépasse les 20% des charges verticales totales du bâtiment.

D'autre part, la différence fondamentale entre les systèmes de contreventement 4a et 4b est que le système 4b est limité pour les bâtiments avec une hauteur de moins de 10 niveaux ou 33m au maximum, donc au sens des RPA, pour les structures en portique-voile de plus de 10 niveaux (ou 33m), l'effet de l'interaction voile-portique doit être considéré ( $R=5$ ). Cependant, pour les bâtiments en voile et portique de moins de 10 niveaux ou une hauteur totale de moins de 33m, les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales. La figure 2 représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b pouvant apporter plus de simplicité pour les ingénieurs.

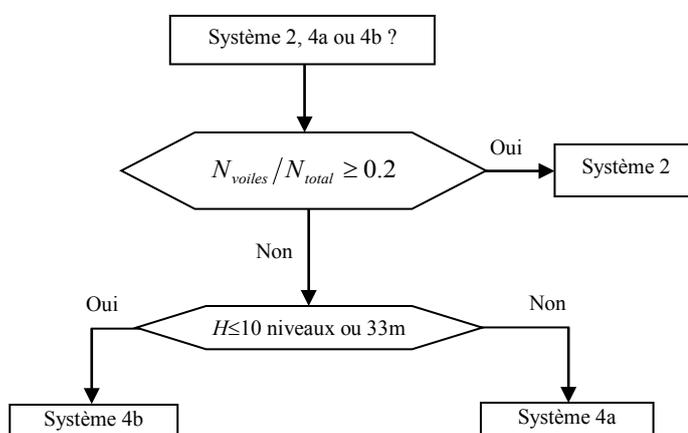


Figure 2 – Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

### 2.3 Condition des 25% d'effort tranchant d'étage reprise par les portiques

Pour le système de contreventement 4a, le règlement RPA exige que les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. En effet, lors du dimensionnement d'un système structurel dont le système de contreventement est assuré par les voiles et les portiques simultanément, le règlement exige que les portiques (sans les voiles) doivent résister à au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, afin de justifier l'interaction voile-portique. Cette prescription garantit que le système mixte possède suffisamment de redondance pour justifier l'augmentation du coefficient de comportement de  $R=4$  pour un système de contreventement par voiles, à  $R=5$  pour un système mixte en voiles et portiques. Cette disposition garantit que le système de contreventement possède une redondance suffisante pour justifier l'augmentation du coefficient de comportement à  $R=5$ . Ainsi, l'interaction voile-portique est justifiée, et les portiques présentent une deuxième ligne de défense qui assure un certain niveau de protection du bâtiment. Cette exigence est nécessaire aussi pour le système de contreventement 4b en zones sismique III et IIb.

Le respect de cette exigence se fait par l'analyse du modèle numérique d'un système structurel identique au système mixte, mais sans les voiles (portiques seulement) sous 25% de la charge sismique. Si la méthode modale spectrale est utilisée, qui est le cas le plus courant, le spectre de réponse de calcul est multiplié par 0,25. Il est signalé que les poteaux représentant les éléments de bord des voiles de contreventement sont à retenir comme poteaux pour l'analyse sous 25% de la charge sismique afin que les résultats soient rationnels.

Une pratique erronée issue de la mauvaise interprétation de cette exigence fait qu'elle est interprétée comme une condition pour la classification d'un système structurel avec voiles et portique entre le système de contreventement 4a et 4b. Cette pratique consiste à vérifier l'effort tranchant à la base repris séparément par les voiles et par les portiques : si l'effort tranchant à la base repris par les voiles est inférieur à 75% de l'effort tranchant global à la base de la structure, et par conséquent l'effort tranchant à la base repris par les portiques est inférieur à 25%, cela implique un système de contreventement 4a (portique-voile avec interaction), dans le cas contraire, il s'agit du système 4b (contreventement par voile). La source de cette pratique erronée est dû au fait que la condition qui stipule que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage est considérée comme une condition à vérifier, alors qu'il s'agit d'une exigence de calcul à respecter pour justifier l'interaction voile-portique.

Cette exigence du 25% de l'effort tranchant d'étage se trouve également dans le code américain (UBC 97 [6], ASCE 7-10 [7]). Les figures 3 et 4 présentent un exemple de vérification de cette exigence pour un bâtiment en béton armé à 13 niveaux avec un sous-sol traité par FEMA 451 [8]. Dans la figure 4, il est montré la comparaison de l'effort tranchant d'étage reprise par les portiques du bâtiment avec les voiles sous charge sismique (représenté par un trait épais) et ceux reprises par les portiques sous 25% de la charge sismique (représenté par un trait fin). Comme il peut être constaté, la règle des 25% ne contrôle que le niveau du rez-de-chaussée du bâtiment. Pour les portiques 1 et 8, la règle des 25% est satisfaite, alors que pour les autres portiques, les poteaux et poutres du rez-de-chaussée doivent être dimensionnés par les efforts internes qui doivent être multiplié par le rapport des efforts tranchants du rez-de-chaussée afin que la règle des 25% soit satisfaite.

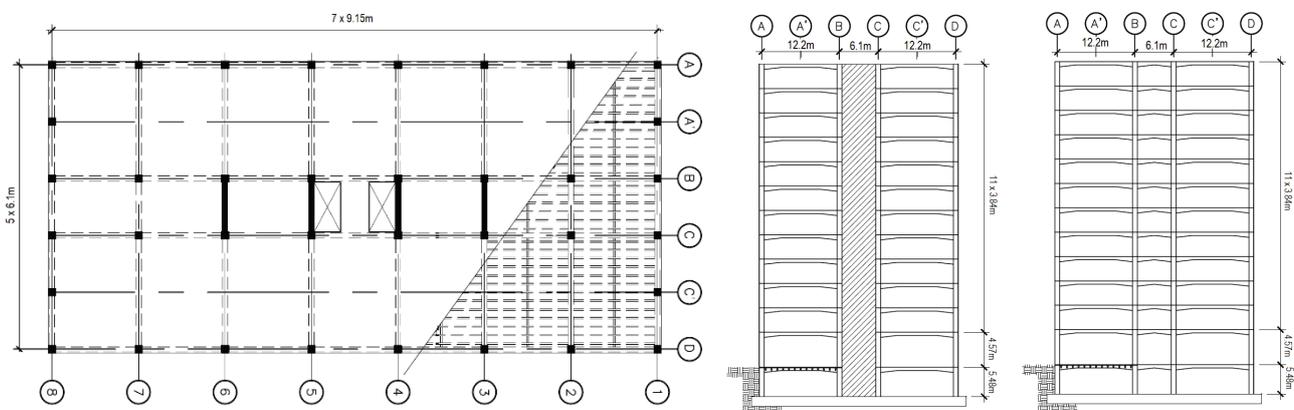


Figure 3 – (a) Vue en plan, (b) vue en élévation portiques 3, 4, 5 et 6 (c) vue en élévation portiques 2 et 7 [8]

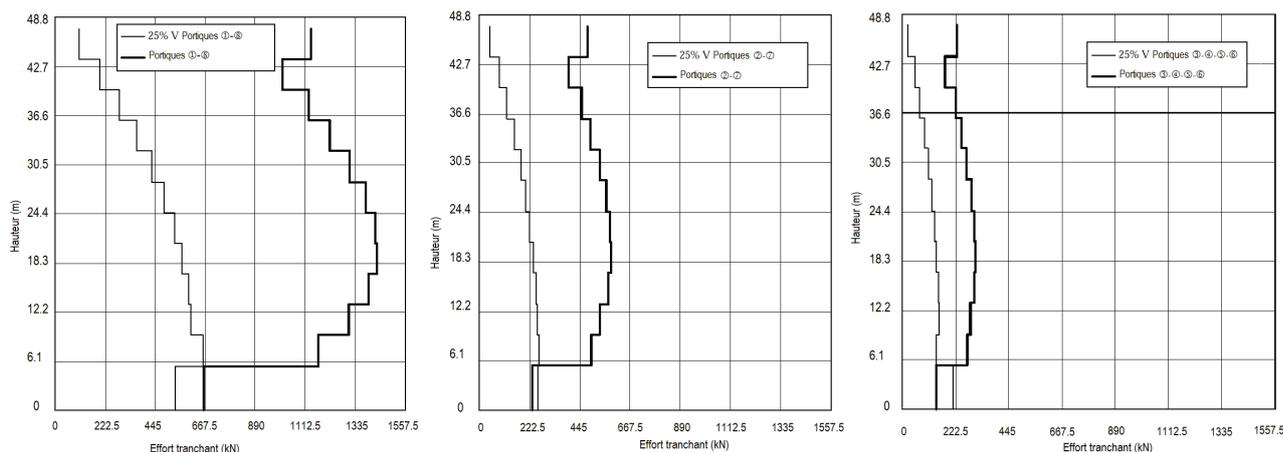


Figure 4 – Exigence des 25% d’effort tranchant d’étages pour les portiques du système 4a [8]

### 3 Combinaison statistique des réponses modales maximales

#### 3.1 Les différentes combinaisons modales réglementaires

Pour déterminer la réponse maximale sous une analyse modale spectrale, on ne peut additionner directement les réponses modales maximales, car ces valeurs maximales ne se produisent pas au même temps et leur addition donne des résultats très sécuritaires. On doit recourir à une combinaison statistique des réponses modales maximales pour estimer la réponse globale en déplacement et en efforts internes. Plusieurs combinaisons existent dans la littérature et utilisées dans les règlements sismiques. Parmi les plus utilisés nous pouvons citer la combinaison SRSS (Square Root of Sum of Squares), la combinaison CQC (Complete Quadratic Combinaison), la combinaison de 10%, la combinaison de Humar [9] et la combinaison de Gupta [10]. Les deux premières combinaisons sont de loin les plus utilisées dans les règlements parasismiques. La combinaison de la racine carrée de la somme des carrés SRSS est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \tag{1}$$

Cette combinaison donne généralement de bons résultats pour des modes propres de vibration indépendants (sans corrélation) ayant des périodes bien séparées. Cette combinaison a été à l’origine proposée pour l’analyse des bâtiments représentés par des modèles plans dans deux directions orthogonales ; ainsi, les périodes propres des modes dans la direction orthogonale à la direction de calcul ne sont pas considérées. Toutefois, dans une analyse avec des modèles tridimensionnels, des modes dans des directions différentes peuvent posséder des périodes très rapprochées. En conséquence, il existe une certaine corrélation entre ces modes qui doit être prise en compte, et l’utilisation de la combinaison SRSS, qui suppose une indépendance totale entre les modes, peut donner des résultats non sécuritaires. Les RPA 99 - Version 2003 utilisent la combinaison SRSS lorsque les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres.

La combinaison quadratique complète CQC est utilisée lorsque les modes ne sont pas indépendants et une certaine corrélation existe entre ces modes. La formule générale pour les combinaisons modales avec évaluation de la corrélation est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \rho_{ij} E_i E_j} \tag{2}$$

avec  $\rho_{ij}$  coefficients de corrélation entre le modes  $i$  et  $j$ . La formule de calcul des coefficients de corrélation la plus utilisée pour la combinaison CQC est celle proposée par Kiureghian [11]. Les règlements PS 92[12] et l’Eurocode 8 [13] utilisent

la combinaison CQC lorsque les modes ne sont pas indépendants. Dans le cas de modes indépendants, la combinaison SRSS est utilisée.

Dans la combinaison du 10%, lorsque le rapport entre deux périodes associées à deux modes différents varie de moins de 10%, une corrélation totale est considérée entre ces deux modes, et donc une indépendance totale entre ces deux modes est considérée si le rapport entre ces deux périodes est supérieur à 10%. Cette combinaison est celle utilisée par les RPA 88. Lorsque les deux modes 1 et 2 ne sont pas indépendants par exemple, cette combinaison est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=3}^k E_i^2 + (|E_1| + |E_2|)^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2 + 2|E_1||E_2|} \quad (3)$$

### 3.2 Anomalie et proposition sur l'approche des RPA 99 - Version 2003

Selon les RPA 99 - Version 2003, deux modes de vibrations  $i$  et  $j$  sont considérés indépendants si :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad (4)$$

Lorsque toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la combinaison SRSS est utilisée. Par contre, lorsque deux modes ne sont pas indépendants, la combinaison du 10% est utilisée. Cette combinaison, selon son utilisation par les RPA 99 - Version 2003, conduit à supposer une corrélation parfaite entre des modes qui peuvent être considérés indépendants. Elle est donc considérée très sécuritaire et peut conduire à une surestimation de la réponse. Afin de montrer cette anomalie, et en supposant un taux d'amortissement modal constant, nous avons :

$$r \leq \frac{10}{10 + \xi} \quad (5)$$

Si on considère les deux bornes extrêmes pour l'amortissement définies par le tableau 4.2 des RPA 99 - Version 2003 ( $4\% \leq \xi \leq 10\%$ ), nous avons donc :

$$\text{Pour } \xi = 4\%, \quad r = T_i/T_j \leq 0.71$$

$$\text{Pour } \xi = 10\%, \quad r = T_i/T_j \leq 0.5$$

Cependant, pour des rapports de périodes de l'ordre de 50% à 70% il est irrationnel de considérer une corrélation parfaite. En effet, Carr [14] a comparé les coefficients de corrélations générés par les différentes méthodes de combinaisons statistiques des réponses modales maximales, et a conclu que lorsque deux périodes associées à deux modes différents varient de plus de 20%, les coefficients de corrélation sont négligeables et toutes les combinaisons convergent vers la combinaison SRSS.

Il est donc proposé de réviser la méthode de combinaison modale entre modes non indépendants utilisée par les RPA 99 - Version 2003 et d'utiliser la combinaison CQC lorsqu'une certaine corrélation existe entre les modes au lieu de supposer une corrélation parfaite.

## 4 Conditions sur la période analytique et l'effort tranchant à la base

### 4.1 Résultante des forces sismiques de calcul

L'analyse dynamique modale spectrale permet d'avoir une distribution améliorée de l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment. C'est particulièrement avantageux pour les bâtiments irréguliers avec des irrégularités significatives en plan et en élévation, ou avec des variations significatives de rigidité et/ou de masse. L'analyse dynamique modale spectrale est également préférée pour le cas des bâtiments avec des excentricités significatives de torsion.

L'analyse dynamique modale spectrale dans les RPA 99 - Version 2003 n'est pas cependant prévue pour la détermination indépendante de l'effort tranchant à la base pour le dimensionnement du bâtiment. L'effort tranchant à la

base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'implication que ceux obtenus par des analyses dynamiques devraient être ajustés par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur. Il est possible d'obtenir un effort tranchant à la base sensiblement inférieur par l'analyse dynamique, selon les hypothèses faites dans les modèles de structures et les modèles numériques ainsi que les mouvements au sol utilisés. Les ingénieurs ont été découragés d'utiliser l'analyse dynamique comme l'unique moyen pour le calcul de l'effort tranchant à la base en raison de sa sensibilité aux caractéristiques des mouvements au sol choisis et les hypothèses de calcul faites, qui dépendent à leur tour de l'expérience et le jugement de l'ingénieur de calcul.

Le choix des techniques de modélisation et les hypothèses de calcul qui ne sont pas toujours maîtrisables, peut soulever des inquiétudes sur l'exactitude des résultats d'un calcul dynamique de structure. Des résultats distinctement différents pourraient être obtenus à partir des analyses du même bâtiment conduites par différents ingénieurs de calcul. Par conséquent, les procédures d'analyse dynamiques ont été considérées comme peu sûres, à moins qu'elles soient conduites par des ingénieurs expérimentés et de compétences confirmées. En conséquence, les RPA 99 - Version 2003, comme d'autres règlements parasismiques, ajustent le calcul de l'effort tranchant à la base par rapport à l'approche statique équivalente

En dépit des soucis mentionnés ci-dessus sur l'utilisation de l'analyse dynamique dans le dimensionnement parasismique, cette méthode est couramment utilisée dans la pratique pour l'étude des bâtiments de grandes hauteurs et des structures irrégulières en raison de sa capacité de produire une réponse sismique meilleure par rapport à la méthode statique équivalente lorsqu'elle est utilisée correctement. Avec l'arrivée des ordinateurs et l'évolution des technologies, couplées à la recherche avancée dans la modélisation du comportement non-linéaire des matériaux, des outils de calcul plus fiables sont devenus disponibles pour l'usage de la conception des bâtiments.

#### 4.2 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base. Les règlements parasismiques fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale. Bien que l'utilisation des méthodes numériques plus précises soit recommandée par les règlements, il est souvent exigé que la valeur de la période trouvée par ces méthodes soit inférieure à une certaine borne supérieure calculée par des formules empiriques. Les RPA exigent que les valeurs de la période calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne dépassent pas celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ( $T_{analytique} \leq 1.3T_{empirique}$ ). Cette limite supérieure peut être justifiable d'un point de vue sécuritaire pour les raisons suivantes :

1. Incertitudes liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique ;
2. Inexactitudes possibles dans le modèle de calcul en appliquant des méthodes simplistes dans la modélisation ;
3. Différences potentielles entre les paramètres de calcul et les conditions réelles du bâtiment, particulièrement en termes de rigidité et de masse structurales.

Comme mentionné ci-dessus, les restrictions imposées aux valeurs de conception obtenues à partir d'une analyse dynamique sont justifiées par les incertitudes liées à la modélisation. Il n'est pas donc considéré prudent de s'éloigner des valeurs de conception obtenues par le calcul statique équivalent. Ainsi, selon les prescriptions des RPA 99 - Version 2003, si la période déterminée à partir d'une analyse dynamique est plus longue que celle obtenue à partir des formules empiriques, jusqu'à une limite de 30%, c'est la valeur de la période empirique pondérée par le coefficient 1,3 qui sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente. Cette valeur de l'effort tranchant à la base sera utilisée par la suite pour fixer la valeur de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale.

Il est à noter aussi que l'établissement des formules empiriques de la période fondamentale est basé sur une analyse de régression à bande inférieure. Chopra et Goel [15, 16] ont comparés les périodes données par la formule empirique utilisée par le code américain, et les périodes mesurées sur plus de 80 bâtiments instrumentés lors de plusieurs événements sismiques entre les années 1971 et 1994. Ils ont trouvés que la formule empirique pour l'estimation de la période donne des valeurs de période proche de la bande inférieure des périodes mesurées pour des bâtiments de hauteur jusqu'à 48m, et donne des période excessivement courtes en comparaison avec les périodes mesurées pour des bâtiments de hauteur entre 48m et 68m. De ce fait, la formule empirique pour l'estimation de la période a été jugé conservatrice. De ce fait, les

règlements parasismiques exigent cette majoration pour la valeur de la période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul. Ainsi il est proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases} \quad (6)$$

## 5 Comportement et calcul des voiles de contreventement en béton armé

### 5.1 Principes de dimensionnement sismique des voiles en béton armé

Les RPA 99 - Version 2003 ne donne pas une méthode détaillée pour le dimensionnement des voiles en béton armé. L'article 7.7.4 qui traite du ferrailage des trumeaux, stipule que ces derniers devront être calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le ferrailage calculé est conditionné par un pourcentage minimum de 0,15% sur la section totale du voile et de 0,2% sur la section de la zone tendue. En fait, l'approche des RPA 99 - Version 2003 pour le calcul des voiles en béton armé est un concept spécial de calcul adapté pour les voiles en béton faiblement armé basé sur un principe appelé « multi-fusible » qui favorise l'apparition des dommages sur plusieurs étages [17-20]. Ce principe de dimensionnement des voiles utilisé par le règlement français PS 92 est particulièrement adapté pour les bâtiments en zone de faible à moyenne sismicité. En effet, les faibles pourcentages de renforcement (généralement moins de 0,2%) combinés à une distribution appropriée à plusieurs niveaux conduit à une dissipation de l'énergie par la fissuration du béton distribuée sur différentes hauteurs du mur. En revanche, le dimensionnement des voiles selon les codes sismiques modernes (Eurocode 8 [13], ACI 318-14 [21]) privilégient le principe appelé « mono-fusible » avec la dissipation de l'énergie concentrée au niveau de la rotule plastique qui se forme par flexion à la base du voile. Au-dessus de la zone de rotule plastique, le voile est surdimensionné en flexion pour éviter un comportement plastique partout au-dessus de la région de base. Ce dernier principe de dimensionnement qui est plus adapté pour les zones de forte sismicité, nécessite une attention particulière à la zone de formation de rotule plastique à travers des dispositions constructives bien adaptées à ce principe de dimensionnement. Cette approche assure plus de ductilité surtout pour les bâtiments avec voiles en zones de forte sismicité. Il est ainsi recommandé de réviser l'approche de dimensionnement des voiles en béton armé des RPA 99 -Version 2003 pour l'orienter vers l'approche « mono-fusible ».

### 5.2 Proposition pour le calcul des voiles selon les RPA

Pour la future révision des RPA 99 - Version 2003, il serait nécessaire de les aligner avec les codes sismiques internationaux (EC8, ACI 318-14) et s'orienter 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. Il est proposé un certain nombre de règles pour le dimensionnement des voiles ductiles en Algérie sur la base des codes sismiques actuels. Ces règles sont applicables pour les voiles élancés ( $h_w/l_w$  est supérieur à 2.0). Pour ces voiles, qui sont calculés en flexion composée avec effort tranchant, il est nécessaire de modifier les diagrammes des moments fléchissant et effort tranchants résultants du calcul de structure afin de s'assurer de la formation de la rotule plastique à la base. De plus, l'effort normal de compression de calcul doit être limité au même titre que pour les poteaux afin d'éviter la rupture fragile des extrémités confinées.

Pour leur conférer une bonne ductilité, il est nécessaire que le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) soit confiné sur une longueur  $l_c$  mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0.2% (Figure 9). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur  $l_c$ , et l'épaisseur  $b_c$ , de l'élément de rive doivent respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w) \quad (7)$$

$$b_c \geq \max(20\text{cm}, h_e/15) \quad (8)$$

Avec :  $b_w$  largeur de l'âme du voile,  $h_e$  hauteur libre de l'étage.

Ces dispositions de confinement doivent être respectées sur une certaine hauteur du voile appelé hauteur critique. Cette hauteur critique correspond à la longueur de la rotule plastique [22, 23]. Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égal à 0,5% de la surface de la zone confinée.

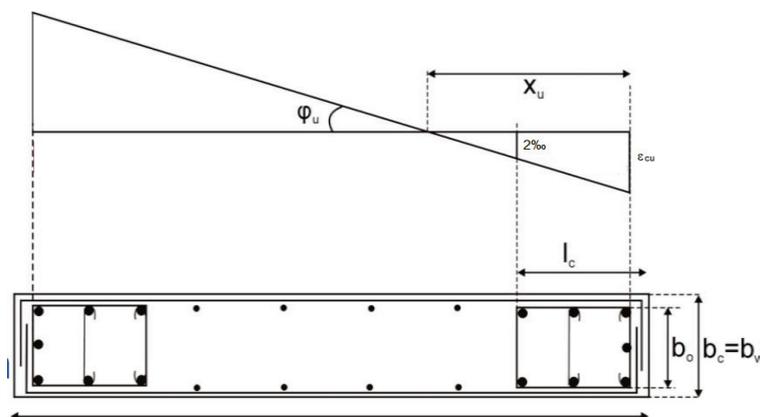


Figure 5 – Éléments de rive pour les voiles (EC8)

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t \leq \min(b_0 / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl}) \quad (9)$$

Avec  $d_{bl}$  désignant le diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive, et  $b_0$  la largeur de la zone confinée aux extrémités.

Les armatures transversales de confinement dans les éléments de rive, mesurées dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur critique doivent satisfaire :

$$A_t \geq \max\left(0,09 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}; 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \quad (10)$$

Avec  $A_g/A_{ch}$  représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée,  $s_t$  est l'espacement vertical des armatures transversales,  $b_c$  est la largeur de la zone confinée,  $f_e$  est la limite d'élasticité des armatures de confinement, et  $f_{c28}$  est la résistance caractéristique du béton à la compression.

### 5.3 Observations récentes sur la performance sismique des voiles en béton armé

À l'heure actuelle, les voiles en béton armé sont fréquemment utilisés comme le composant principal du système résistant aux charges latérales dans les bâtiments en béton armé situés dans des zones sismiques. En effet, l'utilisation du système constructif avec voiles permet grâce à sa grande rigidité, de réduire les déplacements latéraux. Il permet d'une part de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux et d'autre part, de réduire les effets psychologiques sur les habitants. De plus, lorsqu'ils sont bien dimensionnés, les voiles peuvent aussi assurer la ductilité nécessaire pour une bonne dissipation d'énergie. Cependant, les observations sur la nature de dommages dans les bâtiments avec voiles en béton armé lors des séismes récents au Chili (2010) et en Nouvelle Zélande (2011) ont révélées un certain nombre de problèmes sur la faible performance sismique des voiles rectangulaire avec éléments de rive intégrés avec l'épaisseur du voile. Les dommages dans ces voiles se résument en l'écrasement du béton comprimé aux extrémités avec éclatement du béton d'enrobage sur pratiquement toute la longueur du voile, le flambement des armatures longitudinales dans les zones confinées d'extrémités sous compression, rupture des armatures en traction, ainsi que le flambement global des extrémités des voiles. La figure 5 montre des exemples de modes de ruine des voiles en béton armé observés lors du séisme du Chili (2010). Il a été reporté que le faible confinement des zones d'extrémités des voiles était l'une des raisons principales de leur faible performance sismique [24-26]. En effet, la pratique traditionnelle pour la conception des voiles

était de les insérer dans les cadres des portiques où les poteaux jouent le rôle de raidisseur aux zones d'extrémités des voiles. Cette conception, qui a prouvé sa bonne performance suite à plusieurs événements sismiques passés, a laissé une fausse croyance selon laquelle les voiles se comportaient toujours bien sous sollicitation sismique. Cela a encouragé les concepteurs, pour des besoins de l'architecture moderne, à favoriser l'utilisation des voiles minces avec les zones confinées des extrémités intégrées avec l'épaisseur du voile. Plusieurs bâtiments avec des voiles rectangulaires ont connu une ruine totale ou partielle lors du séisme du Chili en 2010.



(a) Flambement global



(b) Eclatement du béton



(c) Rupture des armatures



(d) Ecrasement du béton et flambement des armatures

**Figure 6 – Types des dommages dans les voiles suite au séisme de Chilien 2010[21]**

Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés ces dernières années afin d'évaluer la performance sismiques des voiles rectangulaires [27-32]. Ces travaux ont montré que pour les voiles rectangulaires il était nécessaire de revoir leur dimensionnement afin d'éviter les modes de ruine prématurés, causés par le flambement des armatures longitudinales ou le flambement global or-plan des extrémités confinées. Taleb et al. [28] ont réalisés des essais sous chargement cyclique vertical sur des poteaux en béton armé simulant les extrémités confinées des voiles rectangulaires. Les variables expérimentales considérées étaient le pourcentage des armatures transversales (léger et dense), le pourcentage des armatures longitudinales, et la géométrie de la section. La figure 6 montre les types de modes de ruine observés lors de ces tests. Pour les voiles dimensionnés en flexion, le mode de ruine due à l'écrasement du béton comprimé est le mode favorable. En effet, le confinement doit assurer la stabilité maximale de la zone comprimée afin de permettre une bonne ductilité due à la déformation plastique des armatures en traction. Les modes de ruine dues au flambement des armatures longitudinales ou bien le flambement global des extrémités du voile sont des modes de ruine qui doivent être éliminés.

La figure 7 montre un organigramme proposé par Taleb *et al.* [28] pour la classification des extrémités confinées des voiles rectangulaires en béton armé en fonction du mode de ruine probable. Cet organigramme est utile pour la vérification des armatures transversales et longitudinale ainsi que l'épaisseur du voile pour éviter les modes de ruines indésirables dues au flambement des armatures ou le flambement global des extrémités du voile.

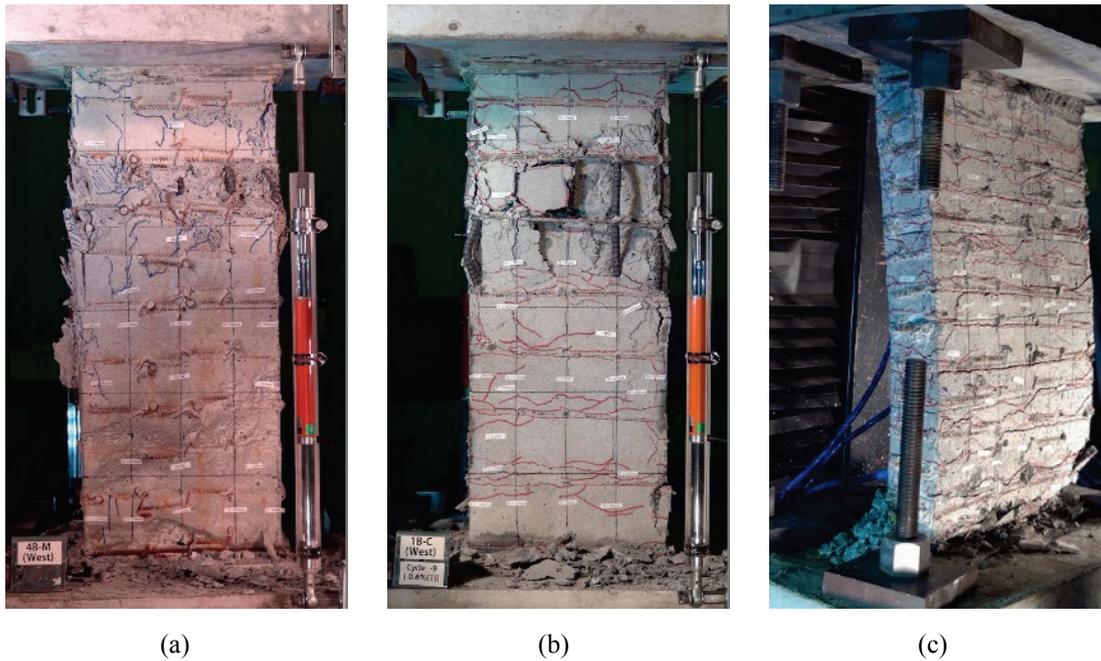


Figure 7 – Types des dommages dans les extrémités confinées des voiles : (a) écrasement du béton comprimé (b) flambement des armatures longitudinales (c) flambement global [28]

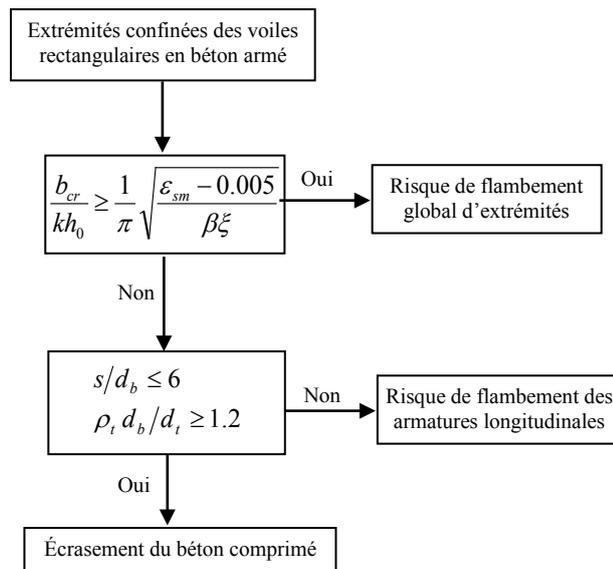


Figure 8 – Organigramme de dimensionnement et de vérification des extrémités confinées des voiles rectangulaires [28]

Le code américain actuel ACI 318-14 a connu des révisions majeures par rapport à l'ancienne version ACI 318-11 [33] sur le sujet du dimensionnement sismique des voiles de contreventement en béton armé à la lumière des observations faites suites aux séismes du Chili (2010) et de la Nouvelle Zélande (2011), et suite aux travaux de recherche qui ont suivis ces observations. Ces changements ont donné lieu à un dimensionnement sismique plus strict pour les voiles de contreventement. Des règles plus strictes sur le ferrailage transversal des extrémités confinées avec une épaisseur minimale de 30cm de ces dernières pour éviter le risque de la ruine prématurée par flambement global ou flambement des armatures longitudinales (Figure 8).

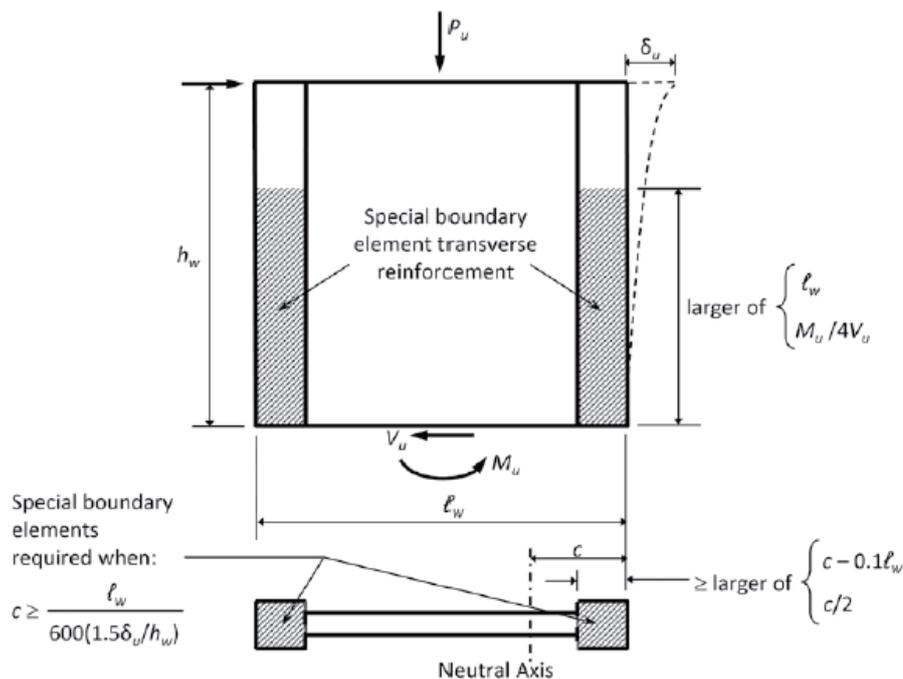


Figure 9 – Principe de dimensionnement des extrémités confinées des voiles selon l'ACI 318-14 [33]

## 6 Sur la condition de l'effort normal réduit

### 6.1 Effets de l'effort normal sur la performance sismique des poteaux en béton armé

Il est bien connu que la ruine des bâtiments avec un système structurel en portiques est souvent liée à la rupture des poteaux. Protéger les poteaux pour leur éviter de perdre leur capacité portante est une étape cruciale dans le dimensionnement parasismique des bâtiments. Le confinement des zones critiques des poteaux et la limitation de l'effort normal de compression sont les deux manières efficaces couramment utilisées par les règlements sismiques afin d'assurer le niveau requis de capacité de déformations et donc de ductilité. Le confinement des poteaux en zones critiques (zones de formation de rotules plastiques) est fourni sous forme d'armatures transversales (cadres et épingles). Le confinement assure principalement les deux fonctions suivantes :

1. Augmenter la capacité de ductilité locale des poteaux en béton armé en imposant une pression de confinement latéral sur les régions du noyau afin de limiter la dilatation et augmenter la résistance à l'écrasement du béton ainsi que la déformation ultime de béton.
2. Éliminer (ou limiter) le risque de flambement des armatures longitudinales pour éviter une rupture fragile.

Le béton confiné dans les poteaux peut assurer une grande ductilité et une dissipation d'énergie stable sous charge à caractère cyclique inverse tels que les séismes. Cependant, une compression axiale élevée peut provoquer un écrasement plus rapide du béton en compression, et le flambement des armatures longitudinales, réduisant ainsi considérablement la ductilité et la capacité portante des poteaux. La quantité requise des armatures de confinement est souvent beaucoup plus élevée pour les poteaux soumis à une compression axiale élevée, afin de compenser la ductilité réduite [34]. De nombreux codes modernes de conception sismique fixent également des limites supérieures de la force de compression sur les poteaux en béton armé sous forme d'un effort normal réduit dans le but de réduire les conséquences de l'éclatement du béton d'enrobage, et d'éviter les incertitudes liées à la ductilité disponible, sous des niveaux élevés d'effort normal.

Sur la base des travaux de Priestley et al. [35] et Yuen et al. [36], la figure 10 présente la relation entre l'effort normal réduit et la capacité en déformation. Cette figure illustre l'inefficacité des armatures de confinement pour des efforts normaux élevés à l'augmentation de la déformation ultime. En effet, sous une forte compression axiale, une augmentation supplémentaire de la quantité d'armature de confinement peut ne plus être efficace pour améliorer la ductilité des éléments. Néanmoins, différents codes de conception parasismique sont des dispositions différentes sur le confinement et sur les limites de compression axiales, malgré le même fondement théorique.

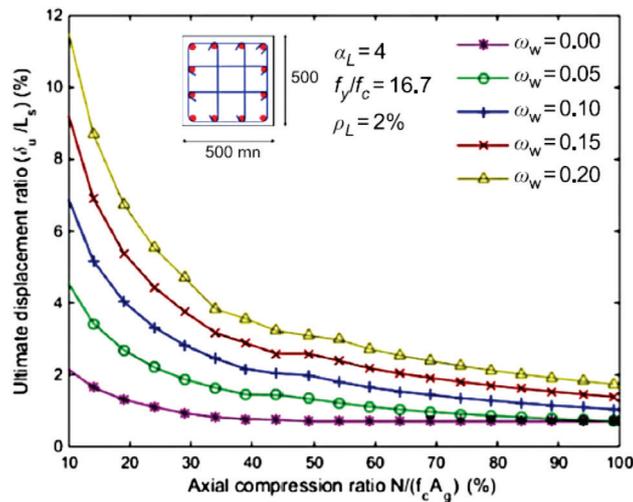


Figure 10 – Déplacement latéral ultime en fonction de l’effort normal réduit [36]

6.2 Vérification de l’effort normal réduit pour les poteaux en béton armé

À cause de l’influence de l’effort normal de compression sur la capacité en déformation des poteaux en béton armé, de nombreux codes modernes de conception sismique donnent des limites supérieures de la force de compression sur les poteaux en béton armé sous forme d’un effort normal réduit sous combinaison de charge sismique.

Tableau 1– Condition de l’effort normal réduit dans les codes sismiques

	NZS 3101:2006	ACI 318-14	GB 50011	EC8	RPA 99- Version 2003
Formule ENR <sup>(1)</sup>	$\frac{N_0^*}{\phi N_{n,max}}$	$\frac{P_u}{P_0}$	$\frac{N_{C,C}}{f_{c,GB} A_g}$	$\frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c}$	$\frac{N_d}{f_{c28} B_c}$
Limite supérieure	0.7	$0.8\phi^{(2)}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.65 \text{ (Grade I)} \\ 0.75 \text{ (Grade II)} \\ 0.85 \text{ (Grade III)} \\ 0.90 \text{ (Grade IV)} \end{array} \right. \text{ }^{(3)}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.55 \text{ (DCH)} \\ 0.65 \text{ (DCM)} \\ - \text{ (DCL)} \end{array} \right.$	0.3
Combinaison	$N_0^* = G + \psi_E Q + E$ avec $\psi_E \leq 1^{(4)}$	La plus défavorable <sup>(5)</sup>	$N_{C,C} = 1.2(G + r_d Q)$ avec $r_d \leq 1$	$N_{Ed} = G + \psi_2 Q + E$ avec $\psi_2 \leq 1^{(4)}$	$N_d$ de calcul <sup>(6)</sup>
ENR re- normalisé pour $f'_c$	$\frac{N_0^*}{f'_c A_g}$	$\frac{P_u}{f'_c A_g}$	$\frac{N_{C,C}}{f'_c A_g}$	$\frac{N_{Ed}}{f'_c A_g}$	$\frac{N_d}{f'_c A_g}$
ENR re- normalisé	$0.5 \sim 0.85^{(7)}$	$0.5 \sim 0.9^{(7)}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.37 \text{ (Gr. I)} \\ 0.42 \text{ (Gr. II)} \\ 0.48 \text{ (Gr. III)} \\ 0.51 \text{ (Gr. IV)} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.37 \text{ (DCH)} \\ 0.43 \text{ (DCM)} \\ - \text{ (DCL)} \end{array} \right.$	0.3

<sup>(1)</sup>ENR: Effort Normal Réduit.

<sup>(2)</sup>La limite du ACI est celle donné par l’effort normal résistant de dimensionnement. Cependant, la version révisée de 2014 stipule que pour  $P_u/P_0 \geq 0.3$ , des exigences supplémentaires sur la disposition des armatures transversales sont à respecter.

<sup>(3)</sup>Les Grades de I à IV du règlement GB 50011 correspondent plus au moins aux classes de ductilité de l’EC8

<sup>(4)</sup> $\psi_E$  et  $\psi_2$  sont égale à 0.3 pour les bâtiments à usage d’habitation ou de bureaux.

<sup>(5)</sup> $P_u$  doit être la plus grande valeur en compression conformément aux combinaisons de charges factorisées, y compris E.

<sup>(6)</sup>Les RPA99Ver. 2003 stipulent que  $N_d$  est l’effort normal de calcul s’exerçant sur la section de béton sans donnés de combinaison précise.

<sup>(7)</sup>Les limites du NZS et ACI dépendent des valeurs du facteur de réduction de résistance  $\phi$ , du ratio des armatures longitudinales  $\rho_L$  et du rapport entre limite d’élasticité des armatures et la résistance à la compression du béton  $f_y/f'_c$ . Les valeurs limites de l’effort normal réduit sont données pour des valeurs typiques de ces derniers variables.

Le tableau 1 présente une comparaison de la condition de l'effort normal réduit entre différents règlements sismiques : Le code de la Nouvelle Zélande NZS 3101 : 2006 [37], le code américain ACI 318-2014, le code chinois GB 50011-2010 [38], le code européen Eurocode 8, et le règlement algérien RPA 99 Version 2003. Il est noté que les limites du NZS et ACI dépendent des valeurs du facteur de réduction de résistance  $\phi$ , du ratio des armatures longitudinales  $\rho_L$  et du rapport entre limite d'élasticité des armatures et la résistance à la compression du béton  $f_y/f'_c$ . Dans le tableau 1, les formules de l'effort normal réduit sont re-normalisées par rapport à la contrainte caractéristique de compression  $f'_c$ , afin de permettre une comparaison directe. Il est montré dans le tableau que la vérification de la condition de l'effort normal réduit est faite sous combinaison sismique qui tient compte de l'effet dynamique sur la réduction de la charge d'exploitation  $Q$ . Les RPA99 - Version 2003 stipulent que  $N_d$  est l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, mais ne donnent pas de combinaison de calcul de cet effort. Cela laisse sous-entendre que  $N_d$  est l'effort normal correspondant à la combinaison la plus défavorable y compris les combinaisons de calcul de l'état limite ultime. Il est remarqué aussi que la limite de l'effort normal réduit des RPA99 - Version 2003, semble être la plus pénalisante en comparaison aux autres codes sismiques.

Il est signalé aussi que les codes sismiques cités dans le tableau 1, à l'exception des RPA 99 - Version 2003, donnent aussi des limites de l'effort normal réduit pour les voiles de contreventement en béton armé qui doivent être vérifiés au même titre que pour les poteaux.

## 7 Sur la prise en compte de la fissuration des éléments fléchis en béton armé

Pour une analyse dynamique linéaire des structures, il est nécessaire de tenir compte des effets de la fissuration du béton sur la rigidité flexionnelle des éléments résistants du système structurel pour la détermination des efforts internes dans les structures hyperstatiques, ainsi que pour la détermination des périodes de vibrations et des déplacements latéraux. Cela peut être assuré généralement par l'utilisation de l'inertie effective de la section fissurée prise comme une fraction de l'inertie de la section non fissurée. L'EC8, par exemple, préconise des coefficients de réduction de l'ordre de 0.5~0.7 selon le type d'éléments (poteau, poutre, ..) et le type de comportement (flexion, cisaillement, ..). De même, les règlements américain ou Néozélandais, donnent aussi des coefficients de réductions de l'ordre de 0.4~0.8. Cependant, les RPA 99 - Version 2003 exigent en général un calcul en considérant les sections non fissurées. Il est vrai que la non-prise de la fissuration dans le calcul dynamique va dans le sens de la sécurité pour la détermination des efforts sismiques. Cependant, cela peut conduire à une sous-estimation des valeurs des déplacements latéraux. Dans les RPA, l'exception est faite pour le cas où les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement. Cependant, les RPA 99 - Version 2003 ne donnent pas d'indication sur ces valeurs des coefficients de comportement et les systèmes structurels concernés, mais surtout il n'est pas donné la manière de prise en compte de la fissuration et les valeurs de réduction de la rigidité pour les différents types d'éléments structurels. Il est donc nécessaire, pour la future révision des RPA, de définir les coefficients de réduction de la rigidité pour les différents types d'éléments résistants.

## 8 Conclusion

Le présent article présente une réflexion et des propositions de modification sur certains articles des RPA 99 -Version 2003.

Le principe de l'interaction voile-portique ainsi que le principe du dimensionnement des portiques pour reprendre 25% de l'effort tranchant de l'étage dans les systèmes mixtes ont été clarifiés. De plus, un organigramme simple est proposé pour la classification entre les systèmes de contreventement de type 2, 4a et 4b.

La méthode de combinaison modale des RPA 99 - Version 2003 présente l'anomalie de considérer une corrélation parfaite même pour des rapports de périodes entre modes adjacents de l'ordre de 50% à 70%. Il est donc proposé d'utiliser la combinaison CQC lorsqu'une certaine corrélation existe entre les modes au lieu de supposer une corrélation parfaite.

Des éclaircissements ont été apportés sur la condition de la période analytique qui doit être calée par rapport à la période empirique, une mauvaise-pratique liée à une fausse interprétation de cette condition a été cernée, et une proposition a été aussi faite sur le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base.

Les RPA 99-Version 2003 ne donnent pas une méthode détaillée pour le dimensionnement des voiles en béton armé, et sa philosophie de dimensionnement s'articule sur l'approche « multi-fusible » qui est particulièrement adaptée pour les

bâtiments en zone de faible à moyenne sismicité. Une proposition orientée vers l'approche « mono-fusible » est présentée pour une future révision des RPA sur la base des codes européen et américain.

Il est proposé de revoir la valeur limite de l'effort normal réduit des RPA 99 - Version 2003, et de calculer l'effort normal de compression de vérification sous la combinaison sismique  $G+\beta Q+E$ .

## REFERENCES

- [1]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81, 1981.
- [2]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81 version 1983, 1983.
- [3]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA 88, Edition CGS, 1988.
- [4]- Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, Edition CGS, 2000.
- [5]- Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003, Edition CGS, 2000.
- [6]- International Congress of Building Officials, Uniform Building Code UBC 97, Whittier, C. A., 1997.
- [7]- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI Standard 7-10, 2010. doi:10.1061/9780784412916
- [8]- Federal Emergency Management Agency, NEHRP Recommended Provisions: Design Examples (FEMA 451), August 2006.
- [9]- J.L. Humar, Design for Seismic Torsional Forces. *Can. J. Civ. Eng.* 11(2): 150-163, 1984. doi:10.1139/l84-027
- [10]- A.K. Gupta, Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures. Blackwell Scientific, Cambridge, Mass, 1990
- [11]- A.D. Kiureghian, A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 9(5) (1981) 419-435. doi:10.1002/eqe.4290090503
- [12]- NF P06-013 : Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92, AFNOR, 1995.
- [13]- British Standard BS EN 1998-1: 2004, Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part I: general rules, seismic actions and rules for buildings. 2004.
- [14]- A.J. Carr, Dynamic analysis of structures. *B. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.* 27(2) (1994) 129–146.
- [15]- R.K. Goel, A.K. Chopra, Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings. *J. Struct. Eng.* 123(11) (1997) 1454-1461. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1454)
- [16]- A.K. Chopra, R.K. Goel, Building Period Formulas for Estimating Seismic Displacements. *Earthquake Spectra* 16(2) (2000) 533-536. doi:10.1193/1.1586125
- [17]- I. Rhee, Seismic Response Analysis of Lightly Reinforced Concrete Shear Walls. *Int. J. Railway* 3(2) (2010)73-82.
- [18]- K. Galal, Modeling of Lightly Reinforced Concrete Walls Subjected to Near-Faults and Far-Field Earthquake Ground Motions. *Struct. Design Tall Spec. Build.* 17(2) (2008) 295–312. doi:10.1002/tal.354
- [19]- P. Bisch, A. Coin, The CAMUS 2000 research. In: *Proceedings of the 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, London, 2002.
- [20]- D. Combescure, F. Ragueneau, J. Mazars, CAMUS 2000 benchmark: experimental results and specifications to the participants. Report CEA/SEMT/EMSI/RT/02-067/A, Commissariat de L'énergie Atomique, 2002.
- [21]- American Concrete Institute ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Farmington Hills, MI: ACI, 2014.
- [22]- J.W. Wallace, K. Orakcal, ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls. *ACI Struct. J.* 99(4) (2002)499-508. doi:10.14359/12119
- [23]- A. Bohl, P. Adebar, Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls. *ACI Struct. J.* 108(2) (2011)148-157. doi:10.14359/51664249
- [24]- J.W. Wallace, Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams - lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *Int. J. Concrete Struct. Mater.* 6(1) (2012) 3-18. doi:10.1007/s40069-012-0001-4.
- [25]- J.W. Wallace, L.M. Massone, P. Bonelli, J. Dragovich, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* 28(S1) (2012) S281-S299. doi:10.1193/1.4000047
- [26]- B. Westenenk, J.C. Llera, J.J. Besa, R. Jünemann, J. Moehle, C. Lüders, J.A. Inaudi, K.J. Elwood, S.J. Hwang,

- Response of reinforced concrete buildings in concepción during the Maule earthquake. *Earthquake Spectra* 28(S1) (2012) S257-S280. doi:10.1193/1.4000037
- [27]- R. Taleb, S. Kono, M. Tani, M. Sakashita, Effects of end regions confinement on seismic performance of RC cantilever walls. In: *Proceedings of the 10<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, July 2014.
- [28]- R. Taleb, M. Tani, S. Kono, Performance of Confined Boundary Regions of RC Walls under Cyclic Reversal Loadings. *J. Adv. Concrete Technol.* 14(4) (2016) 108-124. doi:10.3151/jact.14.108
- [29]- E. Yuniarsyah, S. Kono, M. Tani, R. Taleb, K. Sugimoto, T. Mukai, Damage Evaluation of Lightly RC Walls in Moment Resisting Frames under Seismic Loading. *Eng. Struct.* 132(1) (2017) 349-371. doi:10.1016/j.engstruct.2016.11.047
- [30]- S. Takahashi, K. Yoshida, T. Ichinose, Y. Sanada, K. Matsumoto, H. Fukuyama, H. Suwada, Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement, *ACI Struct. J.* 110(1) (2013) 95-104. doi:10.14359/51684333
- [31]- T.A. Tran, J.W. Wallace, Cyclic Testing of Moderate-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Structural Walls. *ACI Struct. J.* 112(6) (2015) 653-666. doi:10.14359/51687907
- [32]- O.A. El-Azizy, M.T. Shedid, W.W. El-Dakhkhni, R.G. Drysdale, Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations, *Eng. Struct.* 101(2015) 246-263. doi:10.1016/j.engstruct.2015.06.042
- [33]- American Concrete Institute ACI 318-11, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)*. Farmington Hills, MI: ACI, 2011.
- [34]- R. Park, Ductile design approach for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*, 2(3) (1986) 565–619. doi:10.1193/1.1585398
- [35]- M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-based seismic design of structures*. Instituto Universitario di Studi Superiori, IUSS Press, 2007.
- [36]- T.Y.P. Yuen, J.S. Kuang, D.Y.B. Ho, Ductility design of RC columns. Part 1: consideration of axial compression ratio. *HKIE Transactions* 23(4) (2016) 230-244. doi:10.1080/1023697X.2016.1232179
- [37]- Standards New Zealand (SNZ). *Concrete structure standard-the design of concrete structures incorporating amendment No. 1 & 2 (NZS 3101: Part 1:2006-A1&A2)*. Wellington, New Zealand: SNZ, 2006.
- [38]- National Standard of the People's Republic of China, *Code for seismic design of buildings (GB 50011-2010)*. China Architecture & Building Press, Beijing, 2010.