

RÉFLEXION SUR LE SPECTRE RÉGLEMENTAIRE ET LE FACTEUR DE COMPORTEMENT DES R.P.A.

Par Megnounif A., Djafour M. : Chargés de cours à l'institut de Génie Civil de l'université de Tlemcen.

RÉSUMÉ

L'objectif initial de notre travail était d'établir, pour nos étudiants, un lien rationnel entre la théorie de la dynamique des structures et les méthodes de calcul figurant dans le texte réglementaire des R.P.A. Nous avons alors relevé un certain nombre de points qui prêtent à confusion ou bien qui sont théoriquement incorrects.

Le premier de ces points concerne la valeur du facteur de comportement ou plus précisément la valeur du facteur qui permet d'établir une équivalence entre le calcul élastique linéaire et le calcul non linéaire. Le deuxième problème porte sur la valeur du spectre de réponse à utiliser dans la méthode spectrale. En effet, l'expression qui est proposée dans les R.P.A rentre en contradiction avec d'autres dispositions du même règlement.

Nous exposerons une solution à ces différents problèmes et nous donnerons quelques suggestions que nous pensons utiles à la rédaction de la nouvelle version des R.P.A.

Mots-Clés

Règles Parasismiques Algériennes - Méthode Spectrale - Facteur de Comportement.

1. INTRODUCTION

Depuis la catastrophe causée par le séisme d'EL-ASNAM, CHLEF actuellement, en octobre 1980, les autorités algériennes se sont penchées sérieusement sur le problème de la sécurité vis à vis des séismes. Un règlement antisismique a été alors élaboré. Il s'agit des règles parasismiques algériennes (RPA). Bien que révisé plusieurs fois, ce règlement reste très général et vague sur plusieurs points. L'élève ingénieur et l'ingénieur débutant trouvent beaucoup de difficultés à le comprendre et à l'utiliser, surtout lorsque la structure ne présente pas les critères justifiant le calcul simplifié.

En effet, bien que les RPA permettent d'utiliser toutes les méthodes dynamiques connues (calcul temporel ou spectral), seule la méthode simplifiée, dite méthode statique équivalente (MSE), y est correctement expliquée au point où, souvent, on fait l'amalgame entre les RPA et la MSE. Cette dernière reste cependant limitée et parfois inutilisable.

Concernant les méthodes temporelles, les règles dans leur article 3.2.2.2.4 obligent l'ingénieur à utiliser plusieurs accélérogrammes représentatifs de la sismicité de la région pour couvrir convenablement le problème, ce qui est difficile à obtenir, à moins de disposer de données historiques et géologiques suffisantes pour faire une étude statistique raisonnable.

Pour étudier les structures relativement complexes, il reste l'alternative de la méthode spectrale. Seulement, d'après l'article 3.2.2.2.3, les R.P.A n'insistent que sur la règle de la « racine carrée de la somme des carrés » sans faire aucune allusion au spectre réglementaire. La seule donnée supplémentaire est un cas particulier de la méthode spectrale présenté en annexe V du document réglementaire. On a pensé qu'on pouvait en déduire le spectre réglementaire mais on s'est heurté à plusieurs problèmes et contradictions qu'on va essayer de résumer dans le présent article.

Avant même d'exposer ces problèmes, il est utile de rappeler quelques notions importantes de la dynamique des structures dans le cas de la viscoélasticité linéaire en passant par une présentation de ce qu'on appelle spectre de réponse.

Aussi, il est indispensable de tenir compte du comportement non linéaire d'une structure soumise à une excitation sismique. La non-linéarité peut être géométrique (effet P- Δ) ou matérielle (déformations inélastiques). Il est d'ailleurs connu que grâce à la dissipation d'énergie par déformations plastiques, on arrive à concevoir des constructions antisismiques économiques. Cette

non linéarité peut être traitée en utilisant un calcul linéaire équivalent où la méthode de résolution spectrale reste applicable. Cette équivalence est traduite généralement par la présence d'un facteur de comportement.

Notre travail consiste à exposer les problèmes rencontrés dans les R.P.A concernant la définition du spectre réglementaire et ceux relatifs au facteur de comportement. On donnera, par la suite, une solution à ces problèmes tout en concluant notre travail par des suggestions utiles à la rédaction de la nouvelle version des R.P.A.

2. CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES A COMPORTEMENT VISCOELASTIQUE LINEAIRE SOUMISES A L'ACTION SISMIQUE

2.1. Réponse sismique d'une structure.

On rappelle qu'en viscoélasticité linéaire, l'équation de mouvement d'une structure à plusieurs degrés de liberté soumise à une translation $X_s(t)$ du support prend la forme suivante:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = - [M] \{u\} \ddot{X}_s(t) - \{P_{ext}(t)\} \quad (1)$$

où $[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ la matrice d'amortissement et $[K]$ celle de rigidité; $\{x\}$ étant le vecteur déplacements et $\{P\}$ celui des forces extérieures. $\{u\}$ représente le vecteur des coefficients d'influence du déplacement du sol sur les degrés de liberté.

Ce système d'équations différentielles peut être résolu en utilisant la méthode de superposition modale qui permet de découpler ces équations afin d'obtenir un ensemble d'équations à un seul degré de liberté, correspondant à chaque mode de vibration. La solution sera obtenue en utilisant l'intégrale de DUHAMEL et elle sera de la forme :

$$y_r(t) = \frac{L_r}{M_r \omega_{ar}} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) e^{-\xi_r \omega_r (t-\tau)} \sin(\omega_{ar} (t-\tau)) d\tau = \frac{L_r}{M_r \omega_{ar}} W_r(t) \quad (2)$$

Avec : $M_r = \{\Phi_r\}^T [M] \{\Phi_r\}$ et $L_r = \{\Phi_r\}^T [M] \{u\}$ dans le cas des masses concentrées.

ω_r représente la pulsation amortie correspondante au mode «r». En revenant aux coordonnées géométriques on aura :

$$\{x\} = [\Phi] \cdot \{y\} = \sum_{r=1}^n \{\Phi_r\} \cdot y_r(t) = \sum_{r=1}^n \{\Phi_r\} \frac{L_r}{M_r \omega_{ar}} W_r(t) \quad (3)$$

Enfin, les forces élastiques associées à ces déplacements relatifs peuvent être exprimées soit en fonction de la matrice de rigidité :

$$\{F_e\} = [K] \{x\} = [K] [\Phi] \{y\} \quad (4)$$

Soit en fonction de la matrice masse :

$$\{F_e\} = [M] [\Phi] [\Omega^2] \{y\} = [M] [\Phi] [\Omega^2] \left\{ \frac{L_r}{M_r \omega_{ar}} \right\} W_r(t) \quad (5)$$

Comme $\omega_{ar} \approx \omega_r$, pour de faibles valeurs de l'amortissement ($\xi_r < 0,2$), on peut écrire :

$$\{F_e\} = [M] [\Phi] \left\{ \frac{L_r}{M_r} \omega_r W_r(t) \right\} = \sum_{r=1}^n [M] \{\Phi_r\} \frac{L_r}{M_r} \omega_r W_r(t) = \sum_{r=1}^n \{F_{e_r}\} \quad (6)$$

2.2. Notion de spectre.

De toute la réponse dynamique, l'ingénieur de construction n'a, en général, besoin que de la valeur maximale. Celle du déplacement est appelée déplacement spectral noté S_d . On peut aussi définir la pseudo-vitesse spectrale S_v et la pseudo-accelération spectrale S_a par :

$$S_v = \omega_0 S_d \quad \text{et} \quad S_a = \omega^2 S_d \quad (7)$$

Pour une excitation $\ddot{X}_s(t)$ donnée, les valeurs S_d , S_v et S_a dépendent uniquement des propriétés dynamiques intrinsèques du système, la période propre $T = 2\pi / \omega_r$, et le facteur d'amortissement ξ_r . Les familles des courbes $S_d(T, \xi)$, $S_v(T, \xi)$ et $S_a(T, \xi)$ constituent respectivement les spectres de réponse du déplacement relatif, de la pseudo-vitesse et de la pseudo-accelération.

Or, puisque le spectre de réponse concerne un seul séisme, il est souvent difficile, voire impossible, de définir pour une région un séisme de référence. On contourne en général cette difficulté en définissant un spectre de calcul *moyen*. Il sera déduit en effectuant des moyennes et des lissages de courbes, d'un ensemble de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés sur des sites comparables du point de vue de la nature du sol. Les spectres doivent, au préalable, être normalisés.

De plus on sait que la nature du terrain traversé par l'onde sismique et les conditions locales (topographie du terrain, présence de cavités, etc.) influent considérablement sur l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné. En particulier, on a constaté que les ouvrages construits sur des sols meubles subissent habituellement d'avantage de dégâts que ceux construits sur des sols de consistance rocheuse. Pour cela la forme du spectre de réponse dépend en général de la nature du sol de fondation (figure 1) [1].

De ces spectres de calcul les RPA utilisent un spectre élastique normalisé de pseudo-accelération, noté D et appelé coefficient d'amplification dynamique (figure 2). Il représente le rapport de S_a sur l'accélération maximale du sol. On y distingue deux courbes correspondant à deux types de sols : ferme et meuble. Le facteur d'amortissement ξ qui y est considéré est égal à 10%. Cette valeur peut être considérée comme une moyenne des amortissements courants.

Ce spectre D doit être calibré à la sismicité de la zone de construction en le multipliant par un coefficient A représentant le rapport de l'accélération maximale du sol à l'accélération g de la pesanteur. Le spectre élastique de pseudo-accelération des RPA est

donc donné par :

$$(S_a)_{\text{élastique}} = A \cdot D \cdot g \quad (8)$$

Ce genre de spectre élastique doit, en général, être modifié pour tenir compte de l'atténuation due à l'interaction sol - structure, du comportement non linéaire des structures et de la qualité de la construction. Dans les RPA les Facteurs B et Q correspondent à ces deux derniers points.

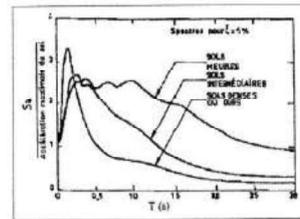


Figure 1 : Formes du spectre d'accélération

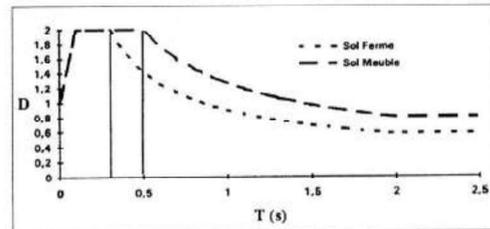


Figure 2 : Spectre élastique normalisé de pseudo accélération selon les RPA

2.3. Application de la méthode spectrale aux oscillateurs multiples

2.3.1 Réponse maximale d'un mode de vibration r.

En considérant l'équation (2) et sachant que $\omega_{ar} \approx \omega_r$, l'amplitude modale maximale s'écrit :

$$y_{r \max} = \frac{L_r}{M_r \omega_r} S_v(\xi_r, T_r) = \frac{L_r}{M_r} S_d(\xi_r, T_r) = \frac{L_r}{M_r \omega_r^2} S_a(\xi_r, T_r) \quad (9)$$

Ceci est obtenu en posant :

$$W_r(t)_{\max} = S_v(\xi_r, T_r) = \omega_r S_d(\xi_r, T_r) = S_a(\xi_r, T_r) / \omega_r \quad (10)$$

Et les déplacements relatifs maxima dus à ce mode r sont donnés par l'équation suivante :

$$\{X_r\}_{\max} = \{\Phi_r\} y_{r \max} \quad (11)$$

De même, l'équation (6) permet d'écrire les forces élastiques maxima dues au mode r :

$$\{F_{e_r}\}_{\max} = [M] \{\Phi_r\} \frac{L_r}{M_r} \omega_r S_v(\xi_r, T_r) = [M] \{\Phi_r\} \frac{L_r}{M_r} S_a(\xi_r, T_r) \quad (12)$$

2.3.2. Cas d'une structure plane à masses concentrées se déplaçant horizontalement sous une excitation sismique horizontale

Sous une excitation sismique horizontale, une modélisation courante des structures planes consiste à ne considérer que les déplacements horizontaux et à supposer que les masses sont

concentrées aux nœuds. Les composantes du vecteur $\{u\}$ sont alors toutes égales à l'unité et la matrice masse est diagonale ($[M] = \text{diag}[m_i]$)

Si n est nombre de degrés de liberté, le facteur de participation du mode r , noté a_r , est :

$$a_r = \frac{L_r}{M_r} = \frac{\{\Phi_r\}^T [M] \{u\}}{\{\Phi_r\}^T [M] \{\Phi_r\}} = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{kr}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} \quad (13)$$

D'après l'équation (12), la force élastique maximale agissant au degré de liberté i et correspondant au mode r est donnée par l'expression ci-dessous :

$$F_{e_{ir}} = m_i \Phi_{ir} \frac{L_r}{M_r} S_a(\xi_r, T_r) = \gamma_{ir} m_i S_a(\xi_r, T_r) \quad (14)$$

avec $\gamma_{ir} = \Phi_{ir} a_r$.

L'effort tranchant total V_{or} à la base de la structure dû au mode r est égal à la somme des forces agissant aux différents degrés de liberté :

$$V_{or} = \{u\}^T \{F_{e_r}\} = \sum_{k=1}^n F_{e_{kr}} = S_a(\xi_r, T_r) \sum_{k=1}^n \gamma_{kr} m_k \quad (15)$$

En rapportant V_{or} à la masse totale de la construction ($M = \sum m_k$), il prend la forme suivante :

$$V_{or} = S_a(\xi_r, T_r) \bar{\alpha}_r M \quad (16)$$

$$\bar{\alpha}_r = \frac{\sum_{k=1}^n \gamma_{kr} m_k / \sum_{k=1}^n m_k}{\left[\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{kr}^2 \right]^{1/2} \left[\sum_{k=1}^n m_k \right]^{1/2}} \quad (17)$$

3. CALCUL ELASTIQUE EQUIVALENT AU CALCUL NON LINEAIRE - COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

En calcul parasismique la non linéarité (matérielle et/ou géométrique) est inévitable. Celle de type matérielle permet d'absorber beaucoup d'énergie si la structure est ductile donnant lieu à des déplacements inférieurs à ceux donnés par un calcul purement élastique.

De plus le phénomène de stabilité (non linéarité géométrique) intervenant dans la sécurité de la structure dans son ensemble est essentiellement un problème de grands déplacements. En effet, le déplacement horizontal, élastique ou non, peut devenir relativement important sous l'effet de l'action horizontale d'un séisme. Une masse m qui jouait uniquement un rôle d'inertie, se trouve munie d'une excentricité (Δ) et son poids P provoque alors un moment de renversement supplémentaire et une amplification du déplacement. Ce phénomène est connu sous le nom d'effet P- Δ .

Le calcul dynamique non linéaire des structures soumises à l'action sismique peut être effectué à l'aide d'un programme à base d'éléments finis, en considérant différents accélérogrammes représentatifs de la région considérée. Cette manière de faire présente l'inconvénient d'exiger un matériel informatique puissant vu le nombre élevé de calculs numériques.

Pour permettre la prise en compte du comportement non linéaire d'une structure à l'aide d'une méthode de calcul linéaire telle que la méthode spectrale, plusieurs méthodes ont été proposées. La plus récente fait appel à la notion de coefficient de comportement caractérisant un type de structure donné. On peut définir ce coefficient de la manière suivante [6] :

Soit une structure donnée soumise à un accélérogramme $a(t)$. La structure est constituée d'un matériau élastoplastique de limite

d'élasticité f_y . A l'aide d'un programme dynamique non linéaire, on effectue une série de calcul de la réponse de cette structure sous des accélérogrammes $\lambda a(t)$ où, λ est un multiplicateur. On choisit un paramètre représentatif du comportement de la structure, par exemple la valeur maximale D du déplacement d'un point de référence (sommets) de la structure. On désigne par λ_c la valeur de λ pour laquelle on obtient, pour la première fois, la limite élastique f_y du matériau en un point de la structure et par D_e la valeur de D qui lui correspond. On trace ensuite le diagramme donnant D/D_e en fonction de $q = \lambda/\lambda_c$. On obtient une forme similaire à celle montrée par la figure (3) et dans laquelle on observe successivement :

1- Un segment de droite pour $0 \leq \lambda \leq \lambda_c$ ($0 \leq q \leq 1$) : il correspond à la phase où toutes les sections de la structure sont dans le domaine élastique. Le prolongement de cette droite serait le résultat d'un calcul dynamique linéaire sur une structure parfaitement élastique (sans limite d'élasticité).

2- Pour $\lambda_c \leq \lambda \leq \lambda_{max}$ ($1 \leq q \leq q_{max}$), on obtient des déplacements D inférieurs à ceux résultant d'un calcul dynamique linéaire sur une structure parfaitement élastique : La courbe commence par s'éloigner de la droite "élastique" à cause de la dissipation d'énergie par déformations plastiques. Ensuite, elle a tendance à rejoindre la droite, c'est à dire que les déplacements tendent à augmenter rapidement avec la charge. Ceci à cause de l'influence croissante de l'effet P- Δ . L'intersection a lieu pour une valeur de λ notée λ_{lim} : la valeur de D qui lui correspond est D_{max} . Cette partie de la courbe correspond à un **comportement stable** de la structure. L'influence négative de l'effet P- Δ est inférieure à l'influence positive de la dissipation d'énergie par déformations plastiques.

3- Pour $\lambda_{max} \leq \lambda \leq \lambda_e$ ($q_{max} \leq q \leq q_{lim}$), on a des déplacements supérieurs aux déplacements donnés par un calcul linéaire sur une structure élastique. Ceci correspond à un **comportement instable** dans lequel l'effet déstabilisateur P- Δ est prédominant. La ruine de la structure est atteinte pour $\lambda = \lambda_{lim}$.

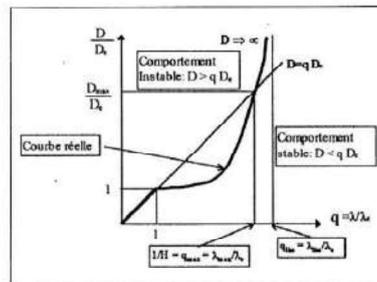


Figure 3: Détermination du facteur de comportement.

On choisit de définir le facteur de comportement H de la structure comme suit :

$$H = \frac{1}{q_{max}} = \frac{\lambda_c}{\lambda_{max}} = \frac{D_e}{D_{max}} \quad (18)$$

Il correspond au respect d'un critère d'égalité des déplacements maxima obtenus en utilisant soit le calcul dynamique non linéaire sur la structure en matériau réel, soit le calcul dynamique linéaire sur la structure en matériau parfaitement élastique, sous le même accélérogramme $\lambda_{max} a(t)$. Ce facteur établit une correspondance entre un calcul linéaire dynamique et un calcul non linéaire dynamique. Cette relation est expliquée ci-dessous :

En zone sismique, il faut éviter l'effondrement de la structure sous l'accélérogramme le plus sévère de la région, noté $\gamma(t)$. Le critère de sécurité consiste donc à vérifier que l'état de déformation

est un état stable; c'est à dire à vérifier qu'on se trouve au plus à l'état limite qui est celui où l'influence négative de l'effet P-Δ contrebalance l'influence positive de la dissipation d'énergie par la mécanismes plastiques. Cela revient à vérifier que le déplacement réel maximum D sous $\gamma(t)$, reste inférieur ou égal à D_{max} :

$$D \leq D_{max} \quad \text{ou bien} \quad H.D \leq D_e \quad (19)$$

Maintenant, si on effectue un calcul dynamique linéaire de la structure sous l'accélérogramme $H.\gamma(t)$ et qu'on trouve un déplacement maximum d, le critère classique de résistance impose des contraintes inférieures ou égales à la limite élastique.

$$\sigma \leq f_y \quad \text{ou bien par hypothese de linéarité} \quad d < D_e \quad (20)$$

Or, d'après la figure (3), on remarque que pour un état stable, les déplacements D obtenus par un calcul non linéaire sont inférieurs à ceux donnés par un calcul linéaire, sous le même accélérogramme $\gamma(t)$:

$$D \leq d/H \quad (21)$$

Il devient alors évident que la vérification du critère de sécurité (20) donne un niveau de sécurité supérieur ou égal au critère (19).

En conclusion, effectuer un calcul élastique linéaire avec un accélérogramme $H.\gamma(t)$ et respecter le critère classique de résistance permet d'affirmer la sécurité (stabilité) de la structure sous l'accélérogramme $\gamma(t)$ en comportement non linéaire. Par contre, les déplacements d donnés par ce calcul ne sont pas les déplacements réels D. Une borne supérieure D_{sup} de ces derniers peut être évaluée par:

$$D_{sup} = d/H \quad (22)$$

C'est avec cette valeur que sont vérifiées les conditions imposées par les codes de calcul concernant l'effet P-Δ et l'entredistance de bâtiments voisins.

Le calcul linéaire cité ci-dessus peut prendre différentes formes, calcul direct à l'aide d'un accélérogramme, analyse spectrale et superposition modale au départ d'un spectre de réponse ou analyse statique équivalente, le facteur H intervenant chaque fois simplement comme réducteur ($H \leq 1$) de l'action maximale. Le cas où $H=1$ correspond à un comportement totalement élastique de la structure.

4. MISE EN EVIDENCE DES PROBLEMES RENCONTRES

En faisant tout ce développement théorique, on voulait retrouver le spectre à utiliser dans les règles algériennes. Dans la méthode spectrale exposée dans l'annexe V des RPA, l'effort tranchant à la base est donné, pour un mode r, par :

$$V_r = A.D(T_r).B.Q.g.M.\bar{u}_r = A.D(T_r).B.Q.W.\bar{u}_r \quad (23)$$

où B est dit facteur de comportement et Q facteur de qualité de la construction; W est le poids de la construction et les autres termes ont été déjà définis.

L'identification avec l'équation (16) permet de déduire que le spectre utilisé est celui de la pseudo accélération S_a et que sa valeur est donnée par :

$$S_a(T) = A.D(T).B.Q.g \quad (24)$$

C'est d'ailleurs cette expression qui est utilisée dans les bureaux d'études et qui est exigée par le CTC. A première vue, elle semble correcte: $A.D(T).g$ étant le spectre élastique (équation 8), $B.(A.D(T).g)$ serait le spectre réduit qui permettrait d'effectuer un calcul élastique équivalent au calcul non linéaire du moment que B est défini dans les RPA comme étant le facteur de comportement ($B=H$). Enfin, Q n'est qu'un coefficient de sécurité pénalisant les structures mal conçues. Cette expression (24) pose néanmoins certains problèmes qu'on exposera ci-après.

La première remarque concerne la valeur de la force sismique totale à la base donnée par l'équation (23) pour le premier mode ($r=1$). Pour avoir une idée sur la valeur numérique de \bar{u}_1 (équation 17) nous avons fait varier le nombre d'étages de 1 à 100 en prenant différentes configurations modales, allant de la forme linéaire à la forme parabolique. Il en résulte que \bar{u}_1 prend des valeurs comprises entre 0,56 et 1 comme indiqué dans le tableau 1 (la masse est supposée uniforme).

Comme en général le premier mode est prédominant et peut être considéré comme suffisant pour une étude, il devient alors évident que la méthode spectrale donne des valeurs inférieures à la méthode statique équivalente ($V = A.D.B.Q.W$). On aurait pu conclure à un surdimensionnement par cette dernière si ce n'était la restriction de l'article 3.2.2.1 des RPA. En effet, il interdit d'utiliser les méthodes dynamiques si elles donnent des efforts tranchants à la base inférieurs à 60%

Nbre d'étages	Mode linéaire	Mode parabolique
1	1,00	1,00
2	0,90	0,74
6	0,81	0,61
10	0,79	0,59
100	0,75	0,56

Tab.1: Quelques valeurs numériques de α ,

de l'effort donné par la méthode statique équivalente. Le domaine de validité de la méthode spectrale se trouve ainsi très réduit. On ne sera d'ailleurs « sûrs » de son application que pour les structures de faibles hauteurs ce qui est surprenant.

La deuxième remarque concerne le facteur de comportement ou plus précisément la valeur du facteur qui permet d'établir une équivalence entre le calcul élastique linéaire et le calcul non linéaire. Si B était ce facteur, et en vertu de l'équation (22), la borne supérieure des déplacements relatifs réels serait égale à d/B (d est le déplacement élastique calculé). Or, dans leur article 3.2.1.7, les RPA prévoient $d/(2.B)$, soit la moitié des déplacements théoriques, d'où problème.

En réalité, la valeur du facteur de comportement est $H=(2.B)$ d'où la disposition de l'article 3.2.1.7.

Si maintenant l'équivalence entre le calcul élastique et le calcul non linéaire est établie par le facteur (2.B) comme on l'a souligné plus haut, il serait logique d'avoir pour S_a :

$$S_a = (S_a)_{\text{élastique}} .(2.B).Q = (A.D.g) .(2.B) .Q \quad (25)$$

Entre les équations (24) et (25) on passe du simple au double. Il apparaît alors évident qu'il y a un chaînon qui manque.

Une réponse peut être donnée en se basant sur un polycopié édité à l'OPU par SALHI, RILI et DAUDI [7]. Ils parlent d'un coefficient 0,7 qui tient compte forfaitairement de l'atténuation due

à l'interaction sol - structure. La nouvelle expression du spectre de pseudo-accélération est :

$$S_a = 0,7 \cdot (S_a)_{\text{élastique}} \cdot (2.B) \cdot Q = 1,4.A \cdot D.B.Q.g \quad (26)$$

En utilisant cette nouvelle expression dans la formule (16) et en prenant 0,7 comme valeur moyenne de α_n , on aura

$$V_i = 1,4.A.D.B.Q.g.M.0,7 \approx A.D.B.Q.W \quad (27)$$

On retrouve ainsi la formule de la méthode statique équivalente qui, on le rappelle, n'est autre qu'une méthode spectrale limitée au premier mode avec quelques simplifications sur la forme du mode propre et sur la période.

Cette expression (26) de la pseudo-accélération spectrale lèverait donc l'ensemble des interrogations exposées, seulement elle est 1,4 fois celle donnée par l'équation (24).

5. CONCLUSION

En conclusion, nous pensons que la nouvelle version des RPA devrait se pencher davantage sur la méthode spectrale et donner moins d'importance à la méthode statique équivalente. En effet tous les bureaux d'études se trouvent actuellement équipés de micro ordinateurs, ce qui laisse la méthode spectrale largement à leur portée. Le spectre de réponse devrait être correctement donné en indiquant sa signification physique.

Nous pensons également que le gros travail à faire dans l'immédiat concerne le facteur de comportement B ou (2.B). En effet, la définition qui est donnée dans les RPA (art. 3.2.1.3.3) est très insuffisante. On sait maintenant que le facteur de comportement n'est pas seulement lié au type de structure. Il dépend aussi de la durée de l'accélérogramme et du contenu énergétique, car il peut y avoir dégradation progressive avec le nombre et l'amplitude des cycles appliqués. Donc le facteur de comportement peut être différent pour deux structures identiques construites dans deux zones géographiques différentes. On sait également que pour un même type de structure (par exemple les portiques autostables) la ductilité varie en fonction de l'hyperstaticité, etc.

Il faut relever au niveau de la définition de B la remarque suivante: le facteur B peut prendre selon les RPA la valeur 2/3. Ce qui nous donne 4/3 pour (2.B). Autrement dit, pour les structures concernées on n'ira qu'à 3/4 (75%) de la réponse élastique. Nous pensons que B devrait avoir 1/2 comme maximum (aller à 100% de la réponse élastique) et s'il faut pénaliser davantage certaines structures que cela se fasse sur le facteur Q afin de garder la cohésion entre la théorie et le texte réglementaire.

Enfin, il faut également penser à introduire une correction de D pour les nombreux cas où l'amortissement est différent de 10%.

Bibliographie

1. E. ABSI, « Introduction au génie parasismique », Annales de l'ITBTPN°453, p47, Mars - Avril 1987.
2. R.W. CLOUGH & J. PENZIEN, « Dynamique des structures », Ed. Pluralis, 1980.
3. M. DJAFOUR & A. MEGNOUNIF, « Eléments de calcul et de conception des structures en zone sismique », Cours, Université de Tlemcen, 1994.
4. G. FONDER & A. PLUMIER, « Calcul et conception des ouvrages soumis aux effets sismiques », Cours, Université de Liège, 1988.

5. Ministère de l'urbanisme et de l'équipement, « Document technique réglementaire DTR B-C 2-48 - Règles parasismiques algériennes - RPA 88 », CGS, 1988.

6. A. PLUMIER, « Constructions en zone sismique », Cours, Université de Liège, 1992.

7. A. SALHI, M. RILI & M. DAOUDI, « Conception et calcul des structures soumises aux séismes », OPU, 1984.

8. L. TZENOV & P. BONNEVILLE, « Calcul des structures parasismiques », ENAL, Alger, 1985.