

## 4. Etude sismique

Lorsqu'une structure se trouve sous une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivie par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus au moins rapidement.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres lors des vibrations.

# 4.1. Choix de la méthode de calcul

Le règlement parasismique Algérien RPA 99-v2003 propose trois méthodes différentes pour le calcul des forces sismiques :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

## 4.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente RPA (4.1.2) :

a- Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**voir RPA « section 3.5 »**), avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et II et à 30 m en zone III ;

b- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en « a », les conditions complémentaires suivantes (**Groupe d'usage « voir RPA section 3.2 »**) :

**Zone I** : • tous groupes

**Zone II** : • groupe d'usage 3

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III** : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### **4.1.2. Méthodes dynamiques RPA (4.1.3) :**

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## 4.2. Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

### 4.2.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Avec:  $A$ : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 1, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau 1:** Coefficient d'accélération de zone "A"

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 2.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où :  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau 3** : Valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 2** : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**R**: Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4, fonction du système de contreventement tel que défini. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y'a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

**Tableau 4 : Valeurs du coefficient de comportement R**

Catégorie	Description du système de contreventement	R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé:</u></b>	
1a	Portiques autos tables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse.	2
<b>B</b>	<b><u>Acier:</u></b>	
7	Portiques auto stables ductiles	6
8	Portiques auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques / palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques / palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b>C</b>	<b><u>Maçonnerie:</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée.	2.5
<b>D</b>	<b><u>Autres systèmes:</u></b>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples).	2

**Q**: facteur de qualité, le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité du contrôle de la construction; La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

$Pq$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " satisfait ou non " sa valeur est donnée au tableau 5:

**Tableau 5 : Valeurs des pénalités  $Pq$**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**W**: Poids de la structure.

**W** est égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>**, calculés à chaque niveau (**i**).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec:

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>**: Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: charges d'exploitation

**β**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 6.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau 6:** Valeurs du coefficient de pondération **β**

#### 4.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots(1)$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 7.

**Tableau 7:** Valeurs du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n°3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule:

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots(2)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré. Dans ce cas de figure, il y'a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) et (2)

$$T = \min \left( C_T (h_N)^{3/4}, 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

3. La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left(\sum W_i \delta_i^2\right)}{\left(g \sum_i^n f_i \delta_i\right)}}$$

$f_i$  : Système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

$\delta_i$  : Flèche horizontales dues aux forces  $f_i$  calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

### 4.2.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule suivante:

$$F_t = 0.07xTxV$$

Où  $T$ : est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0.7 seconde.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où  $F_i$ : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$ : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$ : niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$ : poids revenant aux planchers  $i, j$ .

#### 4.2.4. Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage " k " est:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

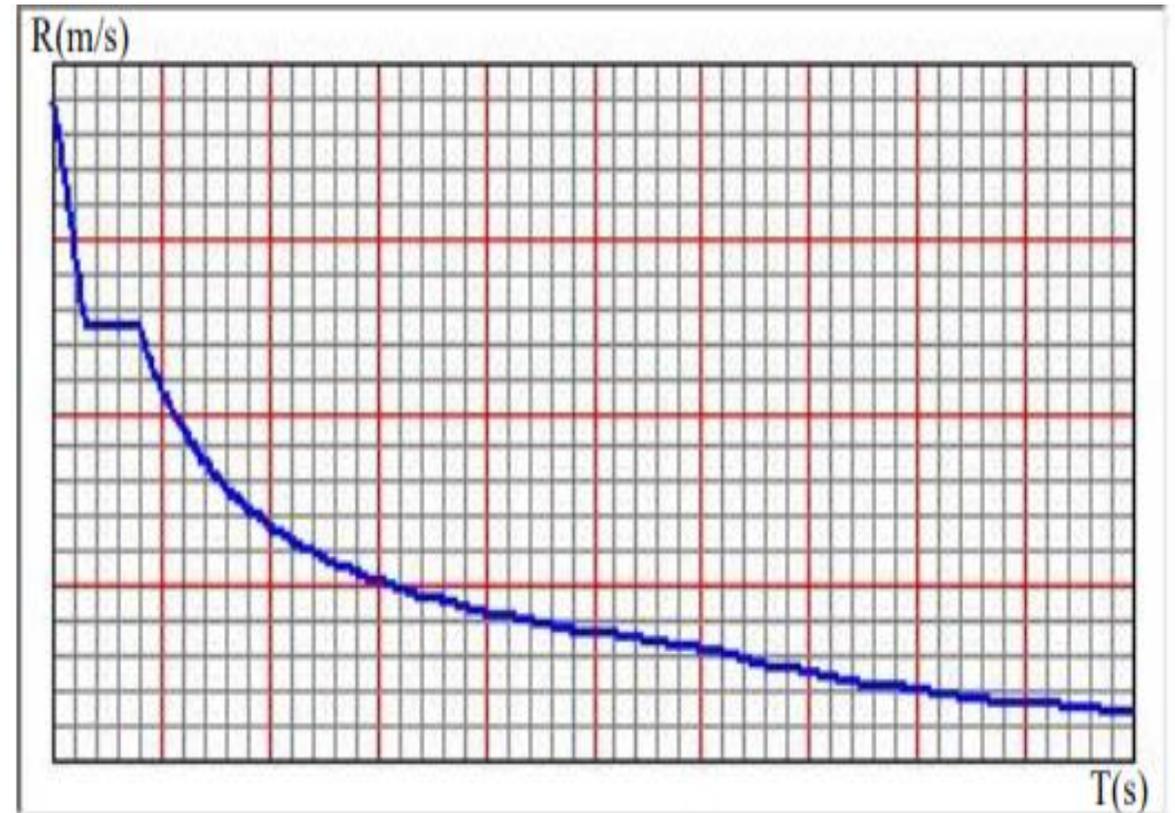
## 4.3. Méthode dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 4.3.1. Spectre de réponse de calcul:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) \rightarrow T > 3.0s \end{cases}$$



**A**: coefficient d'accélération de zone (le tableau 1).

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%) donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où:  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique.

**R**: Coefficient de comportement global de la structure (tableau 4).

**T<sub>1</sub>** et **T<sub>2</sub>**: période caractéristique, associée à la catégorie du site (tableau 2)

**Q**: facteur de qualité (tableau 5).

Dans la détermination de la valeur de Q, il y'a lieu de tenir compte du fait que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y'a lieu de prendre, comme valeur de Q, la plus pénalisante des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

#### **4.3.2. Nombre de modes à considérer:**

1- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que:

$$\boxed{K \geq 3\sqrt{N}} \quad \text{et} \quad \boxed{T_K \leq 0.20\text{sec}}$$

où: N est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### 4.3.3. Combinaison des réponses modales:

1. Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport

( $T_i \leq T_j$ ) vérifie:

$$\boxed{r = \frac{T_i}{T_j}}$$

$$r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i x \xi_j})}$$

2. Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par:

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

E: effet de l'action sismique considéré

$E_i$ : valeur modale de E selon le mode "i"

K: nombre de modes retenues.

3. Dans le cas où deux réponses ne sont pas indépendantes;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par:

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

#### 4.3.4. Résultats des forces sismiques de calcul:

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$\boxed{0.8 \frac{V}{V_t}}$$

## 4.4. Prescription communes aux méthodes « statique » et « dynamique »

### 4.4.1. Stabilité au renversement :

Il faut vérifier que :

$$\sum W_k . b_i \geq \sum F_k . h_k$$

- $W_k$  : Le poids calculé à chaque niveau (k)

$W_{kg}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{kq}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

- $b_i$  : Centre de gravité de la structure  $b_i = X_G + 1m$ .
- $F_k$  : la somme des forces sismiques à chaque étage k.
- $h_k$  : La hauteur de l'étage k.

### 4.4.2. Composante verticale de l'action sismique:

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1.50m de long et ceci, en zone sismique III. A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette doit être prise en considération.

$$F_V = 0.5 A . W_P$$

- $W_p$ : poids propre de l'élément en porte-à-faux
- $A$ : coefficient sismique de zone.

### 4.4.3. Calcul des déplacement :

Le déplacement horizontal pour chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

**le déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)  
 $R$  : coefficient de comportement

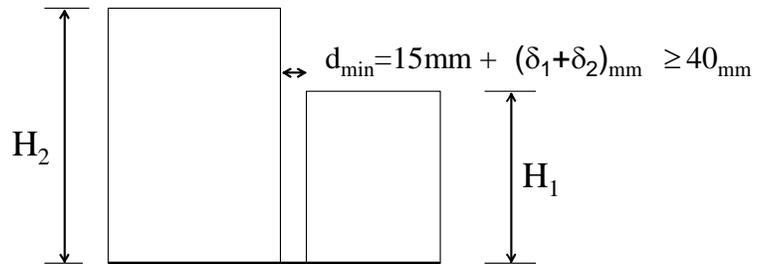
## 4.5. Justification de la sécurité

### 4.5.1. Justifications de la largeur des joints sismiques:

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante:

$$d_{\min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations (figure 1).



**Figure 1:** Largeur minimum du joint sismique

#### 4.5.2. Justifications vis-à-vis l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W) « RPA »}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »  
(voir paragraphe 4.2.10) « RPA »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### **4.5.3. Justifications vis-à-vis des déformations:**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré