

# *Chapitre V*

*Etudes Dynamiques*

*et*

*Sismiques*

## **V.1 introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## **V.2 Etude dynamique:**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000,ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS 2008 .

## **V.3 STRATEGIE ADOPTEE :**

La structure a étudié est un R+4+ sous-sol en zone I et donc le contreventement doit être assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon a rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité

## **V.4 Présentation du programme ETABS2008**

ETABS 2008 est un logiciel de calcul des structures de génie civil, Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

## V.5 Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

### V.5.1 Méthode statique équivalente:

#### - Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I groupe d'usage A1

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en <sup>(1)</sup> :

la méthode d'analyse modale spectrale peut être utiliser dans tous les cas selon **RPA 99 / version 2003 critère 4.1.3.a**

A cet effet, on a utilisé dans notre cas la méthode d'analyse modale spectrale à la place de la méthode statique équivalente

### V.5.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

#### - Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque période 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.

## V.6 Détermination des paramètres du spectre de réponse:

### Coefficient d'accélération A:

- Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya de Tiaret (RPA 99)
- Groupe d'usage 1A ouvrage a une importance vitale.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.12**

<sup>1</sup> **RPA 99 version 2003** critère 4.1.2.b

**Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4.**

**Facteur de qualité Q :**

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

**1-Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

**➤ BlocA :**

- sens longitudinal : (8 travée) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.4 / 3,4 = 1.33 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

- sens transversal : (3 travée) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.00 / 4.90 = 1,02 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

**2-redondance en plan.**

Chaque étage devra avoir en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

→ Critère non observé ;  **$p_q = 0.05$**

**3-régularité en élévation.**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.  
La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

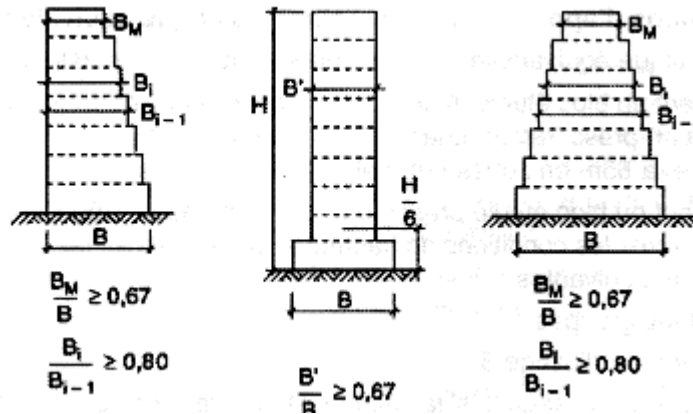


Figure V-3 : Limite des décrochements en élévation <sup>(2)</sup>

La structure est classée régulièrement en élévation :  $P_q = 0$

#### 4-régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

$$\frac{l_x}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{5}{14.9} = 0,35 < 0.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La structure n'est pas classée régulièrement en plan :  $P_q=0.05$

#### 5-contrôle de qualité de matériaux.

On suppose que les matériaux utilisés dans notre structure ne sont pas contrôlés donc :  $P_q = 0,05$

#### 6-contrôle de qualité de l'exécution.

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $P_q = 0,10$

Sens longitudinal :  $Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,25$

Sens transversal =  $1 + \Sigma P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,25$ .

$\omega$  Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \dots$$

<sup>2</sup> RPA 99 / version 2003 figure 3.2.page 35

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

$\xi = 7 \%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc :  $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,88$ .

Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,50. \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s<sup>2</sup>

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone I: sismicité faible.

Groupe A1 : ouvrages d'importance vitale

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=4 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone I=0,12

Facteur de qualité Q=1,15

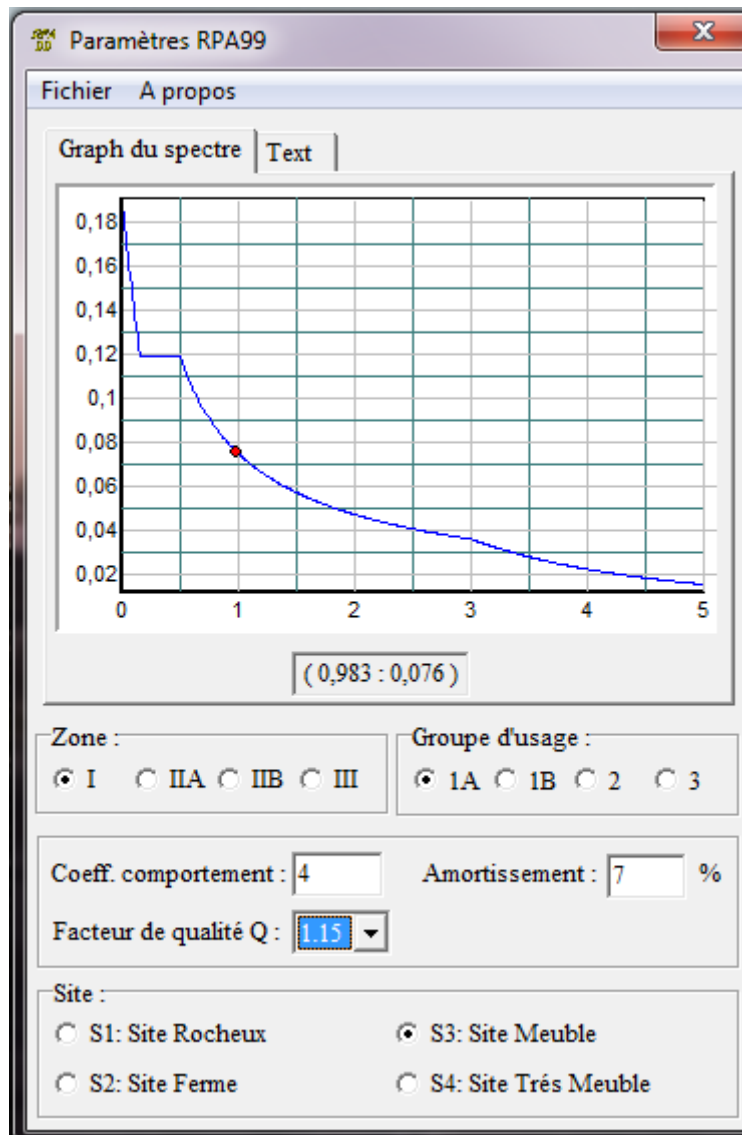


Figure V-1 : Diagramme de spectre de réponse

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

$h$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 21,08\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (21,08)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,49 \text{ s}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 35,91 \text{ m et } D_y = 14,9 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.09 * (21,08) / \sqrt{28.5} = 0.36 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.09 * (21,08) / \sqrt{14.9} = 0.49 \text{ s}$$

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,36 \text{ s}$$

**Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq T_2.$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2,5 \cdot 0,88 = 2,2$$

**V.7.2 Définition des combinaisons de charges :**

Les différentes actions appliquées à la structure pour la détermination des sollicitations sont combinées comme suit :

**Combinaison fondamentales :**

$$G+Q \text{ ELS}$$

$$1.35G+1.5Q \text{ ELU}$$

**Combinaison Accidentelles :**

$$G+Q \pm E$$

$$G+Q \pm 1.2E$$

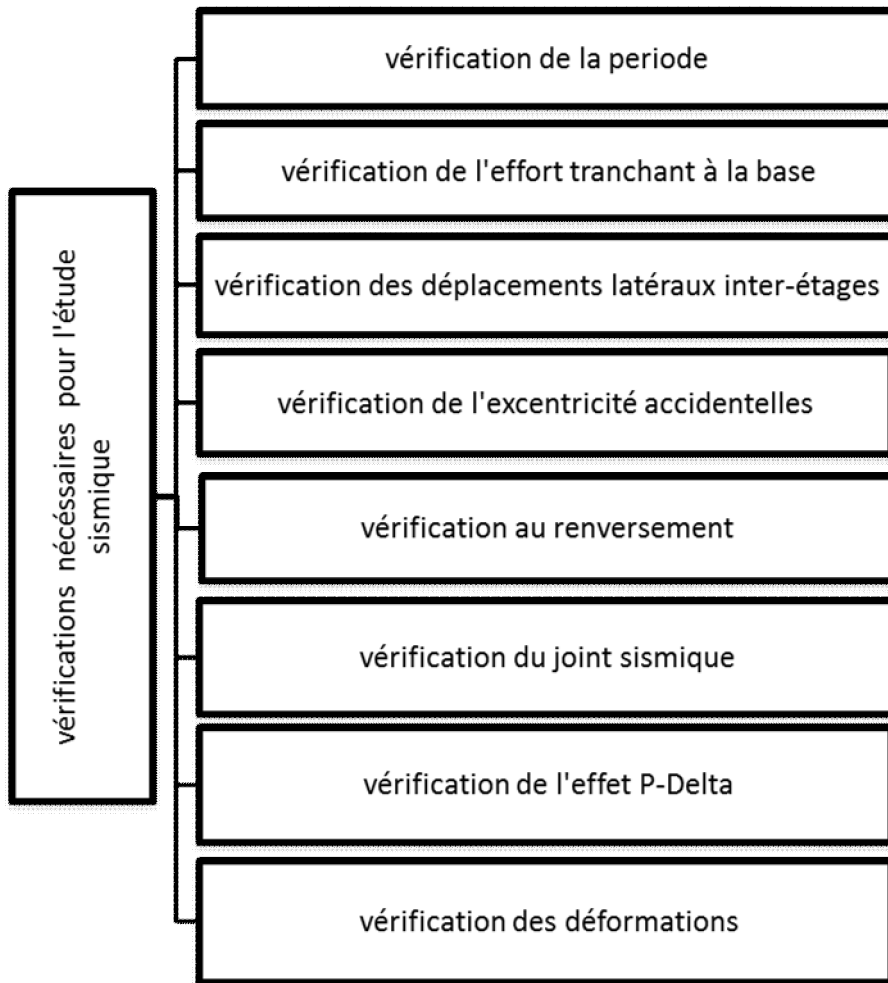
$$0.8 G \pm E$$

**V-4-Justification de la sécurité <sup>(3)</sup>:**

D'après le **RPA 99 version 2003** , Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- $\Delta$ ) sont satisfaits simultanément

<sup>3</sup> **RPA 99 / version 2003** article 5 page 53





**V-5-1-1-vérification de la période :**

- Période empirique de la structure = 0,36 secondes.
- Période analytique de la structure = 0,46 secondes.
- $1,3 \times T_{emp} = 1,3 \times 0,36 = 0,47$  secondes.

On a  $T_{analy} < 1,3T_{emp}$

$0,46 < 0,47 \rightarrow$  condition vérifiée

$$D = 2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3} = 2.2$$

**Tableau V-1:** périodes et facteurs de participation modale  
(Résultats d'ETABS 2008)

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	U <sub>Z</sub>	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,459029	63,1524	0,7037	0	63,1524	0,7037	0
2	0,41147	0,5732	53,5191	0	63,7256	54,2228	0
3	0,312796	0,2014	7,8734	0	63,927	62,0961	0
4	0,107137	14,0248	1,7967	0	77,9518	63,8928	0
5	0,100658	1,3696	19,5084	0	79,3214	83,4013	0
6	0,081569	0,1441	0,0016	0	79,4655	83,4028	0
7	0,05077	2,3695	3,6206	0	81,8349	87,0235	0
8	0,047897	3,2889	3,1399	0	85,1238	<b>90,1634</b>	0
9	0,039676	0,2939	0,7419	0	85,4177	90,9053	0
10	0,032929	0,5111	3,941	0	89,3491	94,8463	0
11	0,031085	2,3761	1,0643	0	<b>90,3525</b>	95,9106	0
12	0,027154	0,4825	1,5037	0	93,3144	97,4143	0

**V-5-1-2-Poids total de la structure (⁴):**

Selon le **RPA 99 / version 2003** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations (⁵).

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{GI} + \beta W_{Qi}$$

W<sub>gi</sub> : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W<sub>qi</sub>: charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

Pour notre type de structure : β = 0,30

⁴ RPA 99 / version 2003 article 4.2.3 page 44

⁵ RPA 99 / version 2003 tableau 4.5 page 44

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **ETABS 2008**.

$$\sum W_i = 33858,45 \text{ KN}$$

### V-5-1--3-Calcul de la force sismique statique (6):

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

$$\frac{0,12 \times 2,2 \times 1,25 \times 33858,45}{4} = 2793,32 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

$$V_{x \text{ dynamique}} = 2709,24 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 3748,71 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = 2709,24 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 2234,65 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 3748,71 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 2234,65 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V-5-1-4-Vérification des déformations :

Selon le **RPA99/2003 (7)**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h). Concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$  ;  $h_e$  est la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad ; \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad ; \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

$\delta_{ex}^k$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 4

<sup>6</sup> RPA 99 / version 2003 article 4.3.6 page 50

<sup>7</sup> RPA 99 / version 2003 article 5.10 page 55

**Tableau V-2 : les déplacements latéraux inter-étage (ETABS 2008)**

Niveau	Sens x				Sens y			
	h <sub>e</sub>	$\Delta_{ex}^k$	R	$\Delta_x^k$	$\Delta_{ey}^k$	R	$\Delta_y^k$	1% h <sub>e</sub>
4	3,19	0,000558	4	0.00232	0,000957	4	0.00382	0,0319
3	3,19	0,000564	4	0.002256	0,00098	4	0.00392	0,0319
2	3,19	0,000612	4	0.002448	0,000932	4	0.00372	0,0319
1	3,19	0,000542	4	0.00216	0,000797	4	0.00318	0,0319
RDC	3,19	0,000368	4	0.00147	0,000511	4	0.00204	0,0319
S-sol	3,89	0,000033	4	0.00013	0,000076	4	0.00030	0,0389

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) → condition vérifiée

**V-5-1-5-vérification de l'effet P-Δ  $\Theta$ :**

Selon le RPA 99 / version 2003 Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P<sub>k</sub> : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum (W_{Gt} + 0.3 W_{Qt})$$

V<sub>k</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ<sub>k</sub>: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**Tableau V-3 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (ETABS2008)**

Niveau	Sens x					Sens y				
	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$
<b>4</b>	6401,46155	0.00232	971,47	3,19	0,049	6401,46155	0.00382	1355,69	3,19	0,058
<b>3</b>	5761,74262	0.002256	1593,61	3,19	0,026	5761,74262	0.00392	2122,62	3,19	0,034
<b>2</b>	5714,12488	0.002448	2064,84	3,19	0,022	5714,12488	0.00372	2681,48	3,19	0,025
<b>1</b>	5402,00109	0.00216	2426,35	3,19	0,015	5402,00109	0.00318	3153,7	3,19	0,017
<b>RDC</b>	5287,37124	0.00147	2654,05	3,19	0,009	5287,37124	0.00204	3508,55	3,19	0,010
<b>S-sol</b>	5291,7465	0.00013	2709,24	3,89	0,001	5291,7465	0.00030	3748,71	3,89	0,002

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$  Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

**V-5-1-6-Vérification de L'excentricité accidentelle <sup>(8)</sup>:**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

Le L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X :  $e_{\text{accidentelle}} = 0,15 \times L_{xi}$

Sens Y :  $e_{\text{accidentelle}} = 0,15 \times L_{yi}$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum X_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum Y_i}$$

<sup>8</sup> **RPA 99 / version 2003** article 4.3.7page 51

Avec :

M<sub>i</sub> : la masse de l'élément i.

X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub>: coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse dynamique par le logiciel **ETABS 2008** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V-4 : l'excentricité accidentelle (ETABS2008)**

plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
		x <sub>G</sub>	y <sub>G</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub> (-)	e <sub>y</sub>	Ex	Ey
<b>S-sol</b>	5291,7465	16,737	8,552	17,397	9,231	-0,66	-0,679	5.38	2.26
<b>RDC</b>	5287,37124	17,636	8,643	16,216	7,835	1,42	0,808	5.38	2.26
<b>1</b>	5402,00109	17,734	8,62	15,743	7,721	1,991	0,899	5.38	2.26
<b>2</b>	5714,12488	18,519	8,606	16,03	7,882	2,489	0,724	5.38	2.26
<b>3</b>	5761,74262	18,529	8,601	16,277	8,073	2,252	0,528	5.38	2.26
<b>4</b>	6401,46155	18,715	8,497	16,413	8,221	2,302	0,276	5.38	2.26

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau

Précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas  $0,15 \times L_i$  dans chaque direction de

Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

**V-5-1-8-Vérification de l'effort normal réduit (°):**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_j}} \leq 0,3$$

où :

N<sub>d</sub> désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B<sub>c</sub> est l'aire (section brute) de cette dernière

f<sub>cj</sub> est la résistance caractéristique du béton

- **Poteau (45×45)**

<sup>9</sup>RPA 99 / version 2003 article 7.1.3.3 page 63

$$v = \frac{9.12 \times 10^3}{45 \times 45 \times 25} = 0,228 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'effort normal réduit est vérifié, alors les sections des poteaux (45×45) sont suffisantes

➤ **Le bloc B :**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 21,08\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (21,08)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,49 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 16,4 \text{ m et } D_y = 13,6 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.09 * (21,08) / \sqrt{16.4} = 0.47\text{s}$$

$$T_3 = 0.09 * (21,08) / \sqrt{13.6} = 0.51\text{s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,47\text{s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.42\text{s}$$

**Vérification de la période :**

$$T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow 0.42 < 0.61 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{On a } 0 \leq T \leq T_2.$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2,5 \cdot 0,88. = 2,2$$

**Tableau V-1:** périodes et facteurs de participation modale

(Résultats d'ETABS 2008)

Mode	Période	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	U <sub>Z</sub>	ΣU <sub>X</sub>	ΣU <sub>Y</sub>	ΣU <sub>Z</sub>
1	0,419035	2,3717	45,8153	0	2,3717	45,8153	0
2	0,296438	32,2045	11,3782	0	34,5762	57,1935	0
3	0,208899	31,6109	1,9859	0	66,1871	59,1794	0
4	0,104016	0,32	15,498	0	66,5071	74,6774	0
5	0,062908	8,4301	3,8888	0	74,9372	78,5662	0
6	0,052329	14,0338	2,2638	0	88,971	80,83	0
7	0,05169	0,1145	5,5873	0	89,0855	86,4174	0

8	0,035646	0,0013	5,5511	0	89,0868	<b>91,9684</b>	0
9	0,02906	0,2624	2,7807	0	89,3491	94,7492	0
10	0,027931	1,5173	0,0014	0	<b>90,8665</b>	94,7506	0
11	0,024566	5,448	0,0076	0	96,3144	94,7582	0
12	0,020675	0,0139	4,8235	0	96,3283	99,5816	0

**V-5-1-2-Poids total de la structure :**

$$\sum W_i = 16819,56 \text{ KN}$$

**V-5-1--3-Calcul de la force sismique statique :**

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

$$\frac{0,12 \times 2,2 \times 1,25 \times 16819,56}{4} = 1387,62 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1356,27 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 1313 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1356,27 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1110,10 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 1313 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1110,10 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**V-5-1-4-Vérification des déformations :**

**Tableau V-2 : les déplacements latéraux inter-étage (ETABS 2008)**

Niveau	Sens x				Sens y			
	h <sub>e</sub>	$\Delta_{sx}^k$	R	$\Delta_x^k$	$\Delta_{ey}^k$	R	$\Delta_y^k$	1% h <sub>e</sub>
4	3,19	0,000305	4	0,00122	0,000718	4	0,002872	0,0319
3	3,19	0,000303	4	0,001212	0,000766	4	0,003064	0,0319
2	3,19	0,000282	4	0,001128	0,00074	4	0,00296	0,0319
1	3,19	0,000234	4	0,000936	0,000574	4	0,002296	0,0319



<b>RDC</b>	3,19	0,000149	4	0,000596	0,000222	4	0,000888	0,0319
<b>S-sol</b>	3,89	0,000039	4	0,000156	0,000034	4	0,000136	0,0389

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) → condition vérifiée

**V-5-1-5-vérification de l'effet P-Δ**

**Tableau V-3 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (ETABS2008)**

Niveau	Sens x					Sens y				
	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$
<b>4</b>	2468,87191	0,00122	463,47	3,19	0,021	2468,87191	0,002872	442,24	3,19	0,051
<b>3</b>	2697,06821	0,001212	715,6	3,19	0,015	2697,06821	0,003064	728,4	3,19	0,036
<b>2</b>	2757,52037	0,001128	893,4	3,19	0,011	2757,52037	0,00296	934,02	3,19	0,028
<b>1</b>	2839,0091	0,000936	1061,62	3,19	0,008	2839,0091	0,002296	1091,96	3,19	0,019
<b>RDC</b>	2737,87388	0,000596	1218,61	3,19	0,004	2737,87388	0,000888	1202,99	3,19	0,006
<b>S-sol</b>	3319,22037	0,000156	1356,27	3,89	0,001	3319,22037	0,000136	1313	3,89	0,001

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$  Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

**V-5-1-6-Vérification de L'excentricité accidentelle**

**Tableau V-4 : l'excentricité accidentelle (ETABS2008)**

plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
		$x_G$	$y_G$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x(-)$	$e_y$	$E_x$	$E_y$
<b>S-sol</b>	3319,22037	7,689	6,666	6,779	6,953	0,91	-0,287	2.46	2.04
<b>RDC</b>	2737,87388	7,32	6,384	6,194	5,424	1,126	0,96	2.46	2.04

1	2839,0091	7,616	6,698	4,855	4,721	2,761	1,977	2.46	2.04
2	2757,52037	7,712	6,746	4,365	4,404	3,347	2,342	2.46	2.04
3	2697,06821	7,69	6,745	4,227	4,248	3,463	2,497	2.46	2.04
4	2468,87191	7,853	6,776	4,179	4,157	3,674	2,619	2.46	2.04

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas  $0,15 \times L_i$  dans chaque direction de Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

**V-5-1-8-Vérification de l'effort normal réduit (<sup>10</sup>):**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_j}} \leq 0,3$$

où :

$N_d$  désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

$B_c$  est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  est la résistance caractéristique du béton

• **Poteau (45×45)**

$$v = \frac{6.82 \times 10^3}{45 \times 45 \times 25} = 0,135 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'effort normal réduit est vérifié alors les sections des poteaux (45×45) est suffisante

➤ **Bloc C :**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 21,08\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (21,08)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,49 \text{ s}$$

$$T = 0,09 \cdot h_n / \sqrt{D}$$

$$D_x = 31.6 \text{ m et } D_y = 10 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,09 * (21,08) / \sqrt{31.6} = 0.38\text{s}$$

$$T_3 = 0,09 * (21.08) / \sqrt{10} = 0.60\text{s}$$

<sup>10</sup>RPA 99 / version 2003 article 7.1.3.3 page 63

$$T_{\text{empirique}} = \min(T_1, T_2, T_3) = 0,38\text{s}$$

$$\triangleright T_{\text{analytique}} = 0,47\text{s}$$

**Vérification de la période :**

$$T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow 0,47 < 0,49 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{On a } 0 \leq T \leq T_2.$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2,5 \cdot 0,88 = 2,2$$

**Tableau V-1:** périodes et facteurs de participation modale

(Résultats d'ETABS 2008)

Mode	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	0,470381	0,2412	50,5989	0	0,2412	50,5989	0
2	0,406774	55,3853	0,9988	0	55,6265	51,5977	0
3	0,346316	8,8807	14,781	0	64,5072	66,3787	0
4	0,097364	0,6053	15,7409	0	65,1125	82,1195	0
5	0,089924	0,0318	3,7473	0	65,1443	85,8668	0
6	0,086959	19,8989	0,4433	0	85,0432	86,3101	0
7	0,045837	0,1012	2,0292	0	85,1444	88,3393	0
8	0,043996	0,5765	4,8769	0	85,7209	<b>93,2162</b>	0
9	0,039885	6,7393	0,2036	0	<b>92,4601</b>	93,4198	0
10	0,032253	0,0043	0,8728	0	92,4645	94,2926	0
11	0,029008	0,1995	3,0688	0	92,664	97,3613	0
12	0,027007	2,2046	0,1566	0	94,8686	97,518	0

**V-5-1-2-Poids total de la structure :**

$$\sum W_i = 24262,0135 \text{ KN}$$

**V-5-1--3-Calcul de la force sismique statique :**

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

$$\frac{0,12 \times 2,2 \times 1,25 \times 24262,01}{4} = 2001.62KN$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1893.51 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 2685.13 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1893.51 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1601.30 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 2685.13 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1601.30 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **V-5-1-4-Vérification des déformations :**

**Tableau V-2 :** les déplacements latéraux inter-étage (ETABS 2008)

Niveau	Sens x				Sens y			
	h <sub>e</sub>	$\Delta_{sx}^k$	R	$\Delta_x^k$	$\Delta_{ey}^k$	R	$\Delta_y^k$	1% h <sub>e</sub>
4	3,19	0,000331	4	0,001324	0,000642	4	0,002568	0,0319
3	3,19	0,000333	4	0,001332	0,000652	4	0,002608	0,0319
2	3,19	0,000311	4	0,001244	0,000622	4	0,002488	0,0319
1	3,19	0,000256	4	0,001024	0,000539	4	0,002156	0,0319
RDC	3,19	0,000165	4	0,00066	0,000353	4	0,001412	0,0319
S-sol	3,89	0,000033	4	0,000132	0,000063	4	0,000252	0,0389

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau inférieur, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) → condition vérifiée

**V-5-1-5-vérification de l'effet P-Δ ()**

**Tableau V-3 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (ETABS2008)**

Niveau	Sens x					Sens y				
	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_k$ (m)	$\Theta$
<b>4</b>	396,9061	0,001324	501,22	3,19	0,003	396,9061	0,002568	462,48	3,19	0,007
<b>3</b>	404,0749	0,001332	789,7	3,19	0,002	404,0749	0,002608	728,74	3,19	0,005
<b>2</b>	413,5549	0,001244	1001,59	3,19	0,002	413,5549	0,002488	925,83	3,19	0,004
<b>1</b>	409,3538	0,001024	1168,55	3,19	0,001	409,3538	0,002156	1084,06	3,19	0,003
<b>RDC</b>	412,1537	0,00066	1299,18	3,19	0,001	412,1537	0,001412	1207,44	3,19	0,002
<b>S-sol</b>	437,1486	0,000132	1366,59	3,89	0,000	437,1486	0,000252	1285,13	3,89	0,000

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$  Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

➤ **V-5-1-6-Vérification de L'excentricité accidentelle**

**Tableau V-4 : l'excentricité accidentelle (ETABS2009)**

plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
		$x_G$	$y_G$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x(-)$	$e_y$	$E_x$	$E_y$
<b>S-sol</b>	4288,42777	15,343	5,063	17,648	8,165	-2,305	-3,102	4.70	1.5
<b>RDC</b>	4043,2278	16,239	4,57	15,381	5,424	0,858	-0,854	4.70	1.5
<b>1</b>	4015,76078	16,198	4,594	14,248	4,524	1,95	0,07	4.70	1.5
<b>2</b>	4056,97357	16,259	4,57	13,672	4,029	2,587	0,541	4.70	1.5
<b>3</b>	3963,97477	16,269	4,56	13,367	3,71	2,902	0,85	4.70	1.5
<b>4</b>	3893,64884	16,136	4,641	13,187	3,497	2,949	1,144	4.70	1.5

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau

Précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas  $0,15 \times L_i$  dans chaque direction de  
Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

#### V-5-1-8-Vérification de l'effort normal réduit <sup>(11)</sup>:

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_j}} \leq 0,3$$

où :

$N_d$  désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

$B_c$  est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c_j}$  est la résistance caractéristique du béton

- **Poteau (45×45)**

$$v = \frac{8.36.10^3}{45 \times 45 \times 25} = 0,165 < 0,3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'effort normal réduit est vérifié alors la section du poteau **(45×45)** est suffisante

<sup>11</sup>RPA 99 / version 2003 article 7.1.3.3 page 63