

V. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humaines et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, suivie d'une diminution du niveau de vie pendant une longue période, dans les régions touchées.

Donc Il est nécessaire de construire des structures para- sismiques en zone sismique par une étude de comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Le calcul sismique d'une structure ne se fait pas sous l'action latérale seulement mais la stabilité doit être assurée sous les actions combinées définies par les règles parasismiques algériennes ce qu'il nécessite de faire une évaluation des charges statiques gravitaires à reprendre par chaque élément horizontale.

V.1. Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

1. Méthode d'analyse statique équivalente ;
2. Méthode d'analyse modale spectrale.

V.1.1 Méthode d'analyse modale spectrale :

-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

La régularité en plan.

La rigidité ou non des planchers.

Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.

La déformabilité du sol de fondation.

- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.1.2. Présentation du logiciel ' ETABS' :

Le 'ETABS' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A)

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

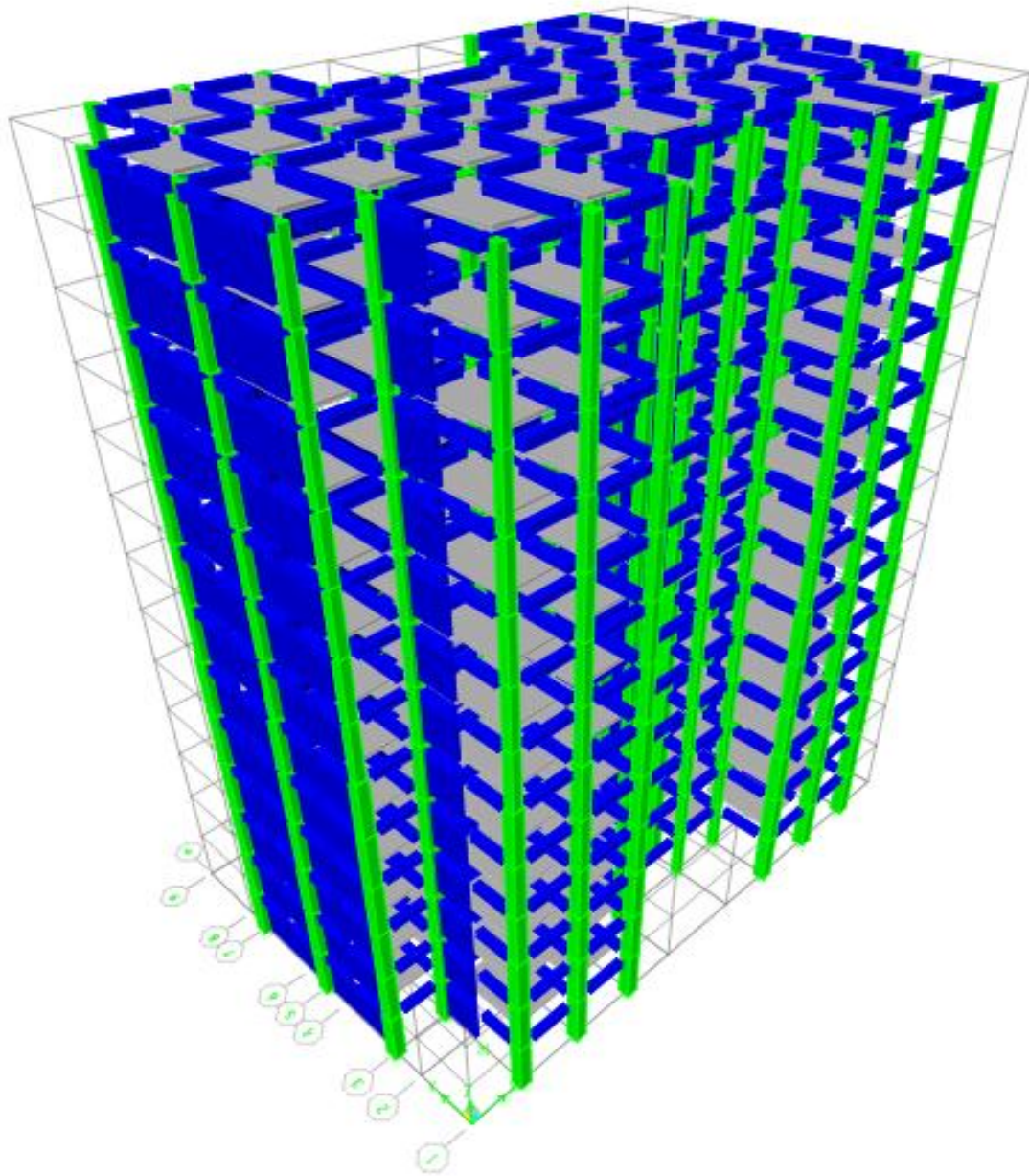


Figure .V.1 : Modélisation de la structure sous ETABS

V.1.3 Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

V.2 Calcul sismique :

V.2.1 Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ; 14.49

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

W : Poids de chaque niveau i ;

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

Le logiciel ETABS calcul automatiquement l'inertie massique.

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

V.2.2 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifiée que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

V.2.3. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Tableau .V.1 : Coefficient d'accélération de zone(A)

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	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

Dans ce cas, A = 0,12

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Tableau .V.2 : pénalité (P_q)

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles 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

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérée, il y a lieu d'adopter pour les coefficient R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 4$

W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Tableau .V.3 : Coefficient de pondération (β)

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30 0,40
	Salles d'exposition, ... Sales de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

-Principe de détermination des poids (W_i) de la structure :

Les niveaux RDC ET étages courante:

Soit (S) La surface du plancher en question en m^2 .

Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

Poids de Plancher = $G \times S$

Poids des Poteaux = $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h)$

Poids des poutres principales = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$

Poids des poutres secondaires = $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$

Poids des murs extérieurs = $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$

Poids des murs voile = $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$

Poids des dalles pleines = $G \times S_{dalle}$

Au niveau de terrasse Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf les hauteurs sont les demi-hauteurs de dernier niveau et en plus le poids d'acrotère sera additionné.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivante :

Tableau .V.4 : Masse de la structure

étage	Plancher (KN)	PP(KN)	PS(KN)	Accr (Kg)	Murfaç (KN)	Poteaux (KN)	Voile(KN)	$0,2W_{Qi}$	$W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$
12	3570,95	438,32	319,02	194,12	641,15	171,15	366,65	85,65	5887,01
11	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	434,25	833,3	119,98	5207,72
10	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	434,25	833,3	119,98	5207,72
9	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	515,25	833,3	119,98	5288,72
8	1673,54	538,32	319,02	0	1389,40	575,25	833,3	119,98	5348,72
7	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	575,25	833,3	119,98	5348,72
6	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	575,25	833,3	119,98	6348,72
5	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	744,2	833,3	119,98	5517,67
4	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	895	833,3	119,98	5668,47
3	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	895	833,3	119,98	5668,47
2	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	996,25	833,3	119,98	5769,72
1	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	1078,75	833,3	119,98	5852,22
RDC	1673,54	438,32	319,02	0	1389,40	1078,75	833,3	119,98	5852,22
								W =	70562.1 KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Tableau .V.5 : Périodes caractéristiques (T_1, T_2)

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Tableau .V.6 : Pourcentage d'amortissement critique(ξ)

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

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

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.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$ (I)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad (II)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par I et II.

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 39,78^{3/4} = 0,79 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times \frac{39,78}{\sqrt{28,7}} = 0,66 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times \frac{39,78}{\sqrt{19,3}} = 0,81 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T = 0,56 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 ; \xi = 7\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,79}\right)^{2/3} = 1,62$$

f) Calcul de l'effort :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,12 \times 1,62 \times 1,20}{4} \times 70562,1 = 4103,51 \text{ t}$$

Nombre de modes à considérer :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{13} = 10,81 \approx 11 \text{ modes}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$, de ce fait la participation massique est vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).

V.2.4 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

V.2.5. Principe et positionnements des contreventements :

Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment (le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus on des murs voiles en béton armé disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

Après plusieurs variantes des dispositions des Voiles de contreventement on a retenu le système suivant :

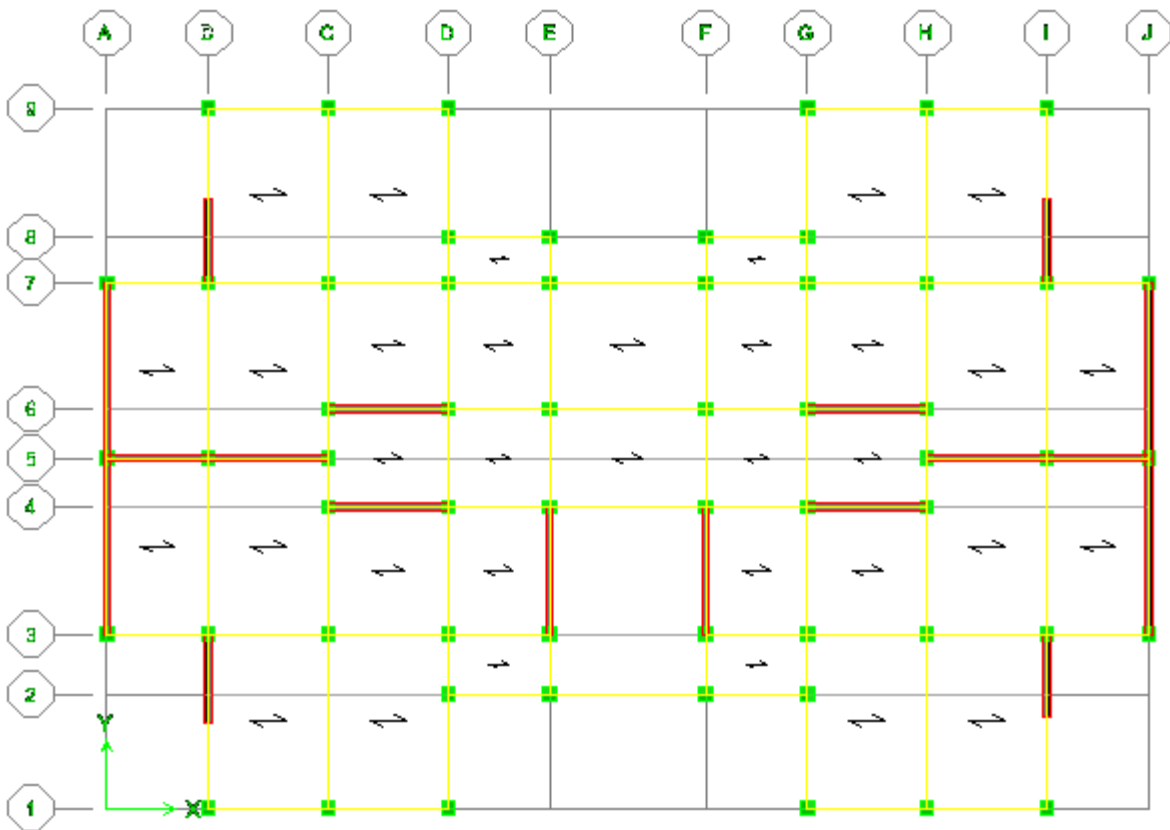


Figure .V.2 : Disposition des voiles

Tableau V.7 : Période et facture de participation massique du modèle.

Mode	Périodes	UX	UY	Cumul UX	Cumul UY
1	0,660377	0	66,5992	69,9775	66,5992
2	0,610626	69,9775	0	69,9775	66,5992
3	0,534493	0,0009	0,0004	69,9784	66,5996
4	0,171195	17,0542	0	87,0325	66,5996
5	0,163345	0	19,232	87,0325	85,8316
6	0,129181	0,0002	0,0001	87,0327	85,8317
7	0,083389	5,7522	0	92,7849	85,8317
8	0,07443	0	6,7804	92,7849	92,6121
9	0,05888	0,0002	0	92,7851	92,6121
10	0,053027	2,9127	0	95,6977	92,6121
11	0,046091	0	3,1194	95,6977	95,7315
12	0,038109	1,66	0	97,3578	95,7315

V.3.2. Constatation :

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,66$ s.

Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation

Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% dans les deux directions (selon le RPA99/vérifier en 2003).

V.4. Vérification de la modélisation par le RPA 99 :

V.4.1. Vérifications de participation de la masse :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 97,35\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 95,73\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2. Vérification de la période :

Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

$$T_{dyn} = 0,68 \text{ sec} < 30\%T = 1,3 \times 0,79 = 1,02 \text{ sec}$$

La condition de l'article (4.2.4.4) du RPA 99/version 2003 est vérifiée

V.4.3 L'effort sismique dynamique à la base:

On doit vérifier que 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 3594,19 \text{ t} > 80\%V_{st} = 3282,80 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_{dy} = 3311,35 \text{ t} > 80\%V_{st} = 3282,80 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.4. Vérification au renversement :

M_r : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'ETABS'.

M_s : moment stabilisant.

$$M_s = W.L/2$$

W= poids du bâtiment.

Sens longitudinal : (dans le sens des x)

$$M_r = 131591,591 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1012566,135 \text{ KN.m}$$

$$M_s/M_r = 7,69 > 1,5 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Sens transversal : (dans le sens des y)

$$M_r = 136598,493 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 680924,265 \text{ KN.m}$$

$$M_s/M_r = 5,17 > 1,5 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

V.5. Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 4

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V.8 : Valeurs des déformations calculée et admissibles

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x			Sens y-y			$1\% \overline{\delta_k}$	$\frac{\Delta_k}{\overline{\delta_k}} \leq 1$
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
ETAGE-12	306	1,12	4,48	0,28	0,65	2,6	0,24	3,06	Vérifié
ETAGE-11	306	1,05	4,2	0,28	0,59	2,36	0,24	3,06	Vérifié
ETAGE-10	306	0,69	2,76	1,44	0,53	2,12	0,24	3,06	Vérifié
ETAGE-9	306	0,86	3,44	0,68	0,47	1,88	0,24	3,06	Vérifié
ETAGE-8	306	0,76	3,04	0,4	0,45	1,8	0,08	3,06	Vérifié
ETAGE-7	306	0,66	2,64	0,4	0,35	1,4	0,4	3,06	Vérifié
ETAGE-6	306	0,56	2,24	0,4	0,27	1,08	0,32	3,06	Vérifié
ETAGE-5	306	0,45	1,8	0,44	0,25	1	0,08	3,06	Vérifié
ETAGE-4	306	0,35	1,4	0,4	0,17	0,68	0,32	3,06	Vérifié
ETAGE-3	306	0,25	1	0,4	0,12	0,48	0,2	3,06	Vérifié
ETAGE-2	306	0,17	0,68	0,32	0,075	0,3	0,18	3,06	Vérifié
ETAGE-1	306	0,09	0,36	0,32	0,04	0,16	0,14	3,06	Vérifié
RDC	306	0,03	0,12	0,24	0,015	0,06	0,10	3,06	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

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 calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.9 : les résultats obtenu

Niveau	P_K	Δk_x	Δk_y	V_X	V_Y	h	θ_X	θ_Y
12	5887,01	0,28	0,24	709,64	706,09	306	0,0075	0,0014
11	5207,72	0,28	0,24	1322,64	2001,94	306	0,0036	0,00065
10	5207,72	1,44	0,24	1830,41	3757,35	306	0,0013	0,00030
9	5288,72	0,68	0,24	2281,23	5908,74	306	0,00051	0,00070
8	5348,72	0,4	0,08	2681,49	8416,29	306	0,00026	0,00016
7	5348,72	0,4	0,4	3031,74	2815,54	306	0,00023	0,0024
6	5348,72	0,4	0,32	3335,81	3078,95	306	0,00020	0,0018
5	5517,67	0,44	0,08	3599,10	3311,43	306	0,00022	0,00043
4	5668,47	0,4	0,32	3826,57	3511,81	306	0,00019	0,0016
3	5668,47	0,4	0,2	4010,82	3675,25	306	0,00018	0,001
2	5769,72	0,32	0,18	4153,26	3813,02	306	0,00014	0,00089
1	5852,22	0,32	0,14	4258,95	3920,68	306	0,00010	0,00068
RDC	5852,22	0,24	0,10	4313,03	3973,62	306	0,00010	0,00048

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