

I .Introduction :

Ce bâtiment est contreventé par un système mixte (murs voiles et portiques), nous allons calculer les éléments structuraux du bâtiment de sorte qu'ils résistent aux différentes charges (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Notre travail est structuré de la sorte :

- Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme et au vent ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre étude porte sur le calcul des composantes d'une tour de huit (08) étages en béton armé et à usage d'habitation située à Tiaret classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003) et dans la zone du vent (zone II) d'après le règlement neige et vent (RNV 99).

La tour est composée d'un R.D.C. et sept étages destinés à un usage d'habitation.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :

Longueur totale de la structure : 27,60 m

Largeur totale de la structure : 18,40 m

Hauteur du R.D.C. : 3,06 m

Hauteur des étages courants : 3,06 m

Hauteur totale de la structure : 24,48 m

Hauteur de l'acrotère : 60 cm

La régularité de la structure :

D'après le RPA 99/2003 (3.5.1.b), notre structure présente une régularité en élévation.

Pour la régularité en plan (3.5.1.a) :

$$\frac{L_2 + l_2}{L} = \frac{1 + 1}{18,40} = \frac{2}{18,40} = 0,11 < 0,25 ; \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc notre structure est régulière en plan.

I.1.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour notre bâtiment sont des planchers à corps creux.

Escalier : il est composé du palier + une palliasse, on Un escalier à deux (2) volées situé dans la cage d'escalier.

Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : Enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 1,5$ bars pour un ancrage $D = 2$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc S_3 .

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :

- Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$;

- Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ kN/m}^2$.

I.2.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Tableau. I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.

$f_{c28}(\text{MPa})$	6	0	2	5	0	5	0
7 jours	,06	3,2	4,6	6,5	9,9	3,2	6,5
14 jours	3,7	7,9	8,8	1,4	5,6	9,9	4,2
90 jours	7,6	2	4,2	7,5	3	8,5	4

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

c) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

c.1) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

c.2) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

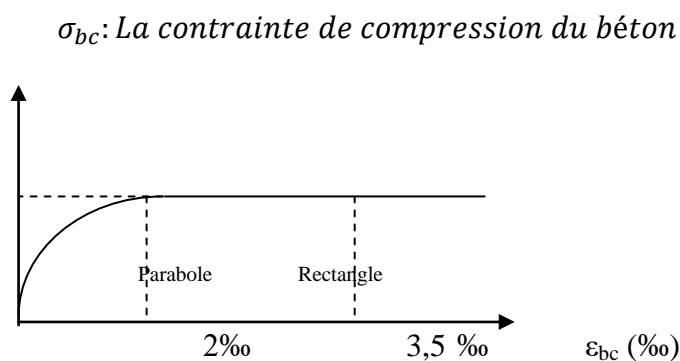


Figure I.1 : Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa ; Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec:

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$; Cas générale ;

$\gamma_b = 1,50$; Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion Simple.

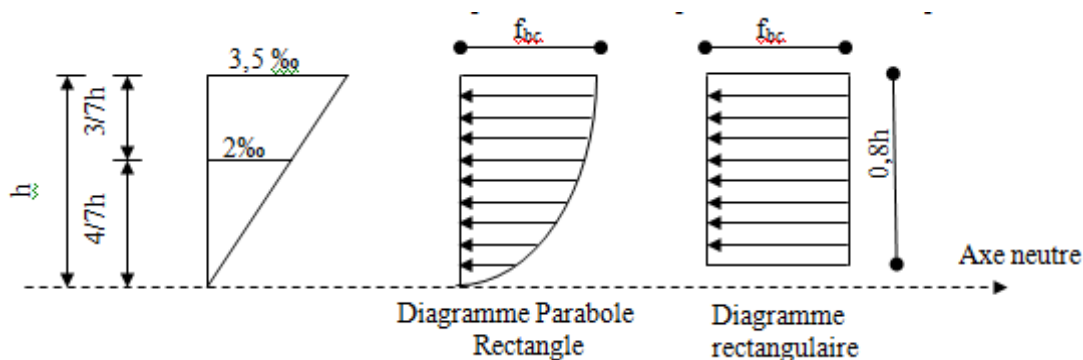


Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

{ Avec : b_0 : largeur de la pièce
 d : hauteur utile

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$$= 3,34 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de poisson

$$\nu = 0 ; \text{ Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.)} \rightarrow G = 16082,1$$

$$\nu = 0,2 ; \text{ Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.)} \rightarrow G = 13401,75$$

I.2.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (ϕ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

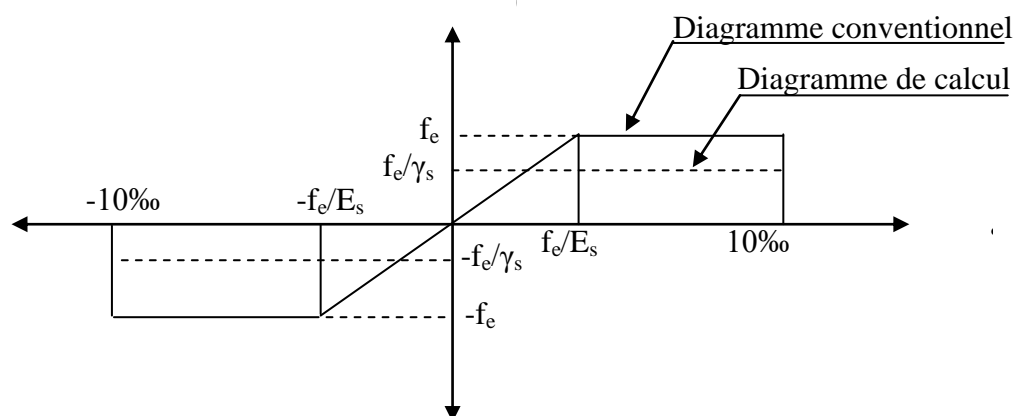


Figure I.3 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$$\left. \begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} &= 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \\ \sigma_{st} &= 165 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Fissuration très préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{aligned} \eta &= 1 ; \text{ Pour rond lisse ;} \\ \eta &= 1,6 ; \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta &= 1,3 ; \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3 Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.3.1 E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

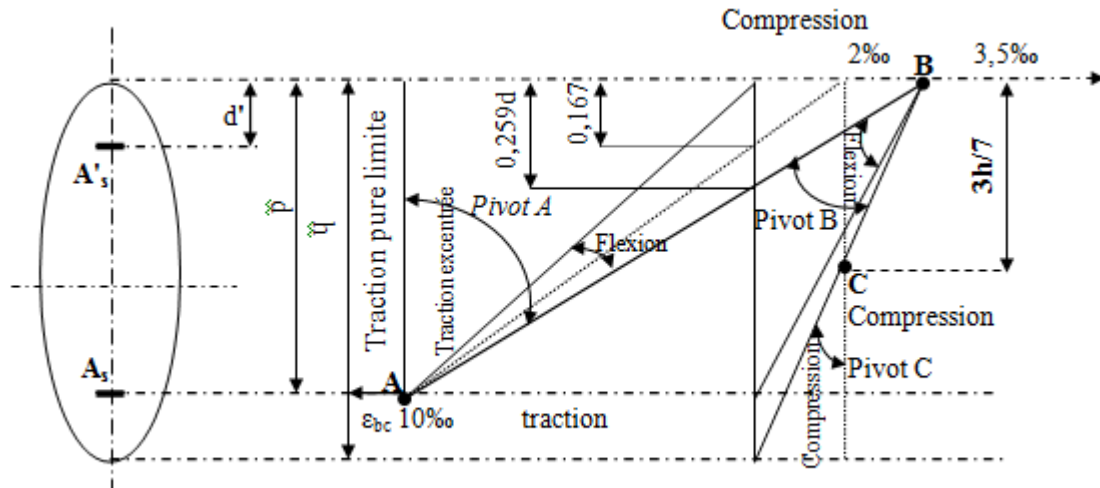


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.

- Règles des trois pivots -

I.3.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

- Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8.G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente ;} \\ Q : \text{charge d'exploitation ;} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$