



CRITÈRES DE CLASSIFICATION

3 CRITÈRES DE CLASSIFICATION 43

- 3.1 Classification des zones sismiques
- 3.2 Classification des sites
- 3.3 Actions sismiques
- 3.4 Classification des bâtiments selon leur importance
- 3.5 Classification des systèmes de contreventement
- 3.6 Coefficient de comportement global de la structure
- 3.7 Classification des bâtiments selon leur configuration
- 3.8 Facteur de qualité



3. CRITÈRES DE CLASSIFICATION

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

3.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

L'aléa est pris en compte par un seul paramètre, A : il s'agit de l'accélération maximale normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur, g , et nommée en coefficient d'accélération de référence de zone, au niveau d'un sol de classe S_1 (au rocher). Pour l'objectif de non-effondrement, elle est représentée par sa valeur caractéristique, A_k , choisie comme le fractile 90% ayant la période de retour égale à $T_r = 475$ ans (cf. §3.3).

Un coefficient d'importance, I , égal à 1.0 est associé à cette période de retour, $T_r = 475$ ans. Pour des périodes de retour autres que la période, $T_r = 475$ ans, l'accélération de calcul, au niveau d'un sol de classe S_1 , est égale à $(A.I.g)$, où I est le coefficient d'importance dont les valeurs sont données au Tableau (3.10) et Annexe I.

Commentaire 1 : Les zones, de très faible sismicité, sont celles où l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe S_1 , $(A.g)$, ne dépasse pas 0.04 g (0.39 m/s²) où g est l'accélération de la

(pesanteur).

Commentaire 2 : Les zones, de sismicité faible, sont celles où l'accélération de calcul, au niveau d'un sol de classe S₁, (A.g), ne dépasse pas 0.08 g (0.78 m/s²).

La Figure (3.1) représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe A donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

Commentaire 3 : Dans le cas de zone de sismicité très faible (Zone 0 de la carte de zonage sismique, cf. Figure (3.1) & Annexe A), les séismes qui pourraient s'y produire sont estimés avoir de faibles magnitudes ; les calculs de stabilité des constructions aux effets du vent sont jugés suffisants pour y couvrir les effets éventuels des sollicitations d'origine sismique.

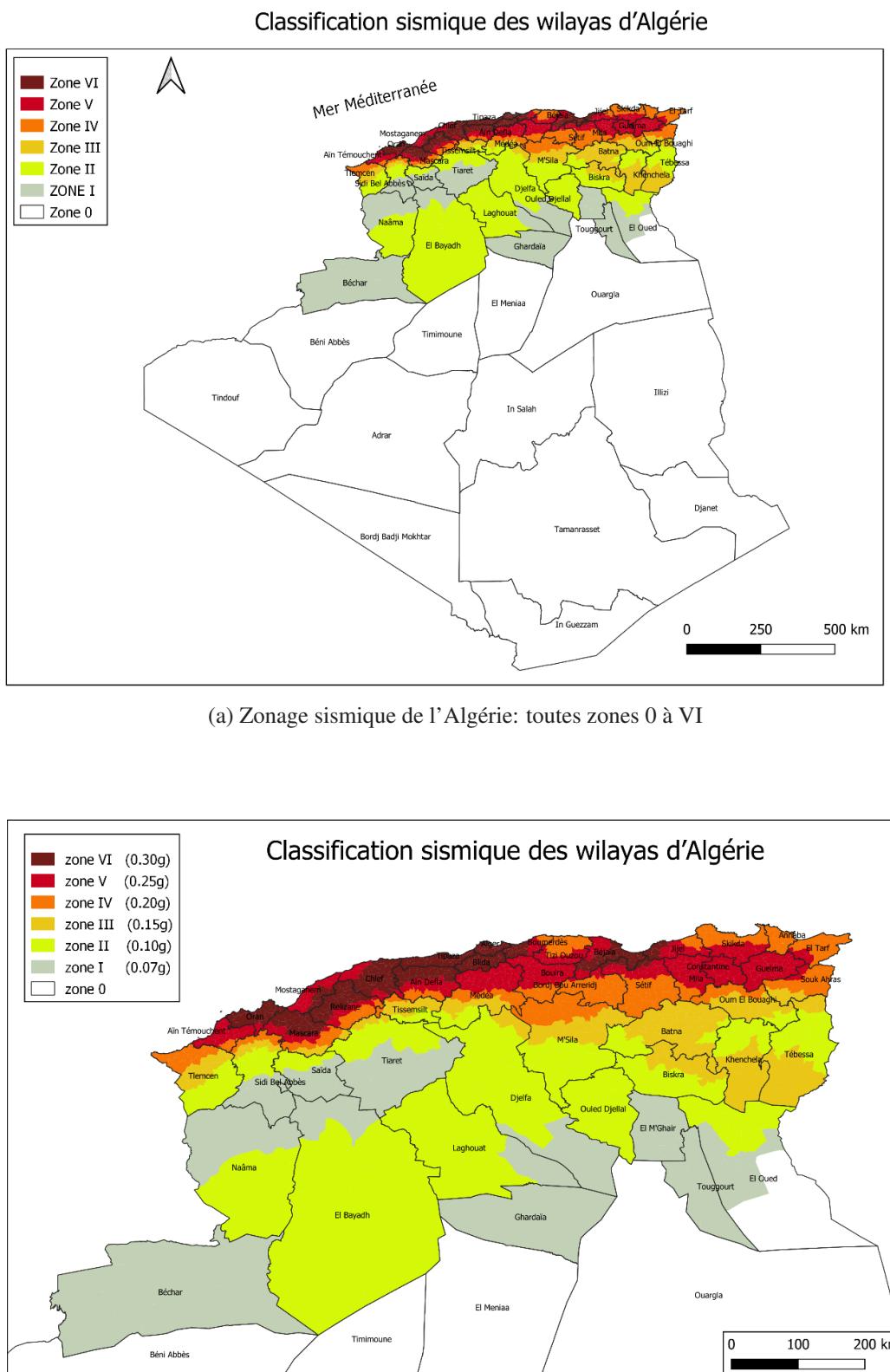


Figure 3.1: Zonage sismique de l'Algérie

3.2 Classification des sites

3.2.1 Catégories et critères de classification

Des études géotechniques appropriées doivent être réalisées (cf. Annexe B) en vue de classer le site.

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, cf. Tableau (3.1).

Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques (S_S) (cf. § 3.2.2 & 3.2.3).

Catégorie S_1 (site rocheux) :

Rocher ou autre formation géologique de ce type pouvant comporter une couche superficielle moins résistante (sable très dense, dense ou moyennement dense, de graviers, d'argile très rigide ou rigide) d'épaisseur inférieure à 5 m et caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_S > 800 \text{ m/s}$).

Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et/ou de graviers très denses ou d'argile surconsolidée de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur et des vitesses d'ondes de cisaillement ($360 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 800 \text{ m/s}$).

Catégorie S_3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement $180 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 360 \text{ m/s}$.

Catégorie S_4 (site très meuble) :

Dépôts épais de sables lâches ou dépôts d'argile molle à moyennement raide et caractérisée par des vitesses d'ondes de cisaillement ($V_{s30} < 180 \text{ m/s}$) ou tout autre profil contenant une couche d'argile molle de plus de 3 m d'épaisseur.

Catégorie S_S (site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques) (cf. § 3.2.2 & 3.2.3).

Par ailleurs, il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs (V_{s30}). Ce paramètre est le plus fiable pour la classification du site.

En cas d'indisponibilité de V_s , il convient d'utiliser les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre, etc), données dans le Tableau (3.1). Selon la disponibilité et la fiabilité des résultats de différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, il convient de classer le site dans la catégorie voisine, immédiate, la plus défavorable.

- (a) La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou altérées peuvent être classées en catégorie S_2 dans le cas où V_S n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S_1 s'il existe plus de 3 m de sol entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles.

Catégorie	Description	q_{c30}	N_{30}	C_{u30}	R_{c30}	P_{l30}	E_{p30}	V_{S30}
		(MPa) (c)	(coups) (d)	(kPa) (e)	(MPa) (f)	(Mpa) (g)	(MPa) (g)	(m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	< 15	< 50	< 0.1	< 1	< 5	< 180
S_S	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Table 3.1: Classification des sites

- (b) L'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $c_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_S < 180$ m/s.

Il convient de calculer les valeurs moyennes sur une profondeur totale de 30 m au moins, sauf dans le cas de rocher, conformément aux expressions suivantes:

- (c) **Pénétromètre statique:**

$$q_{c30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{q_{ci}}} \quad (3.1)$$

- (d) **Essai SPT:**

$$N_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_i}} \quad (3.2)$$

- (e) **Essai de résistance au cisaillement non drainé:**

$$C_{u30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C_{ui}}} \quad (3.3)$$

- (f) **Essai de résistance à la compression simple:**

$$R_{c30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{R_{ci}}} \quad (3.4)$$

- (g) **Caractéristiques pressiométriques:**

$$E_{p30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_{pi}}} \quad (3.5)$$

$$P_{l30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{P_{l_i}}} \quad (3.6)$$

- (h) Vitesse des ondes de cisaillement:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{Si}}} \quad (3.7)$$

avec:

h_i : épaisseur de la couche i

q_{ci} : résistance de pointe moyenne à travers la couche i

N_i : nombre de coups moyen non corrigé enregistré à travers la couche i

C_{ui} : résistance au cisaillement non drainée de la couche i

R_{ci} : Résistance à la compression simple dans la couche i

E_{pi} : module pressiométrique moyen à travers la couche i

P_{l_i} : pression limite moyenne à travers la couche i

V_{Si} : vitesse de l'onde de cisaillement dans la couche i

3.2.2 Conditions de site : investigations approfondies et études spécifiques

Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- présence de sols instables sous les actions sismiques tels que sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.
- présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p \geq 75$) sur une épaisseur de plus de 7.5 m.
- présence sur une épaisseur de plus de 37 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c = 1.5$ à 5 MPa, $P_l = 0.5$ à 2 MPa, $E_p = 5$ à 25 MPa, $C_u \leq 50$ kPa, $R_c = 0.1$ à 0.4 MPa).

3.2.3 Etapes pour classer un site

Les étapes nécessaires pour classer un site consistent à:

1. Vérifier les quatre conditions nécessitant des investigations approfondies. Si le site répond à l'une de ces conditions, il y a lieu de faire une étude spécifique du site pour la définition de l'action sismique, (Site S_5).
2. Vérifier l'existence d'épaisseur totale d'argile molle supérieure à 3m. Si ce critère est satisfait, classer le site en S_4 .
3. Classer le site en utilisant les valeurs moyennes harmoniques des V_s ou les résultats d'essais géotechniques (pénétromètre statique, SPT, C_u , pressiomètre, cisaillement non drainé et résistance à la compression simple) tels que définis dans le Tableau (3.1). Les classes de site sont fondamentalement définies en fonction de V_s ou tout autre résultat d'essais géotechnique, de la surface du sol à une profondeur de 30 m du profil du site.

3.3 Actions sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, servant de valeur de référence au niveau d'un sol de classe S_1 , pour une période de retour, $T_r = 475$ ans, appelé coefficient d'accélération de référence de zone, A (cf. Tableau (3.2)).

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Table 3.2: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

- **Commentaire 1:** Dans le domaine d'application du présent DTR, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique».
- **Commentaire 2 :** Les deux niveaux d'action sismique, décrits en § 1.2.1 et § 1.2.2, sont représentés par une seule forme de spectre de réponse élastique pour l'objectif de non-effondrement (état limite ultime — action sismique de calcul) et pour l'objectif de limitation des dommages.
- **Commentaire 3 :** L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse.
- **Commentaire 4 :** Lors du choix de la forme appropriée du spectre, il convient de tenir compte de la magnitude des séismes qui contribuent principalement à l'aléa sismique défini pour l'évaluation probabiliste de l'aléa.
- **Commentaire 5 :** Lorsque la classe de site est autre que rocheuse (S_1), il convient de considérer le coefficient de site approprié.
- **Commentaire 6 :** Des représentations temporelles du mouvement sismique peuvent être utilisées.
- **Commentaire 7 :** La prise en compte de la variation du mouvement du sol dans l'espace ainsi que dans le temps peut être exigé pour certains types de structure.
- **Commentaire 8 :** Une amplification supplémentaire de l'accélération de zone doit être introduite, par le biais d'un coefficient d'amplification topographique, situées sur ou à proximité de pentes (cf. Annexe C). Cette amplification supplémentaire est à prendre en considération aussi dans les vérifications de la stabilité de terrains en pente.

3.3.1 Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g), $\frac{S_{ae}}{g}(T)$, pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par Eqn. (3.8) (cf. Figure (3.2)).

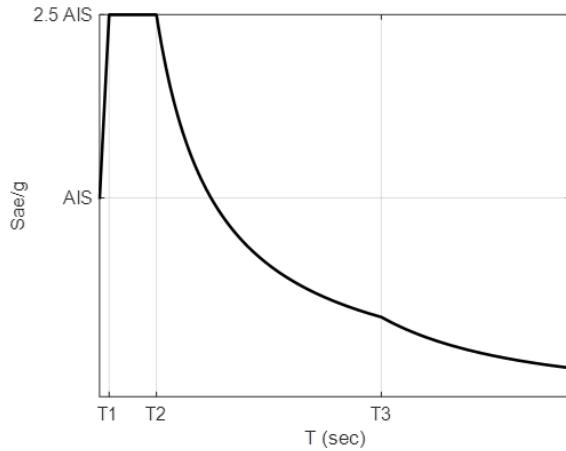


Figure 3.2: Spectre de réponse élastique $\frac{S_{ae}}{g}$

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & si : 0 < T < \leq T_1 \\ A.I.S.(2.5\eta) & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.8)$$

avec :

- $\frac{S_{ae}}{g}(T)$: spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, \mathbf{g} ;
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;
- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S_1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans ;
- T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- I : coefficient d'importance ;
- S : coefficient de site ;
- η : coefficient de correction de l'amortissement.

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S , qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

Deux types de formes de spectres sont utilisés : le type 1 et le type 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique, défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment, M_w , inférieure ou égale à 5.5, le type de spectre 2 est adopté. Si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment ($M_w \geq 5.5$), le type de spectre 1 est adopté.

Le spectre, selon la zone sismique, est de:

- **Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- **Type 2** : appliqué aux zones sismiques I, II et III.

Pour les quatre classes de sol S_1 , S_2 , S_3 , et S_4 , les valeurs recommandées des paramètres S , T_1 , T_2 et T_3 sont données dans :

- le Tableau (3.3) pour le spectre de type 1
- le Tableau (3.4) pour le spectre de type 2.

La Figure (3.3) montre les formes des spectres de type 1 et de type 2, pour 5 % d'amortissement et normalisé par A.

Spectre	type 1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>					
site: S_1		1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2		1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3		1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4		1.35	0.15	0.70	2.0

Table 3.3: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre	type 2	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones I, II et III)</i>					
site: S_1		1.00	0.05	0.25	1.20
site: S_2		1.30	0.05	0.30	1.20
site: S_3		1.55	0.10	0.40	1.20
site: S_4		1.80	0.10	0.50	1.20

Table 3.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux, η , peut être déterminée par Eqn. (3.9):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (3.9)$$

où: ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (cf. Tableau (3.5)). Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$.

La valeur du coefficient d'importance, I, dépend du groupe d'importance (cf. § 3.4, Tableau (3.10) & Annexe I).

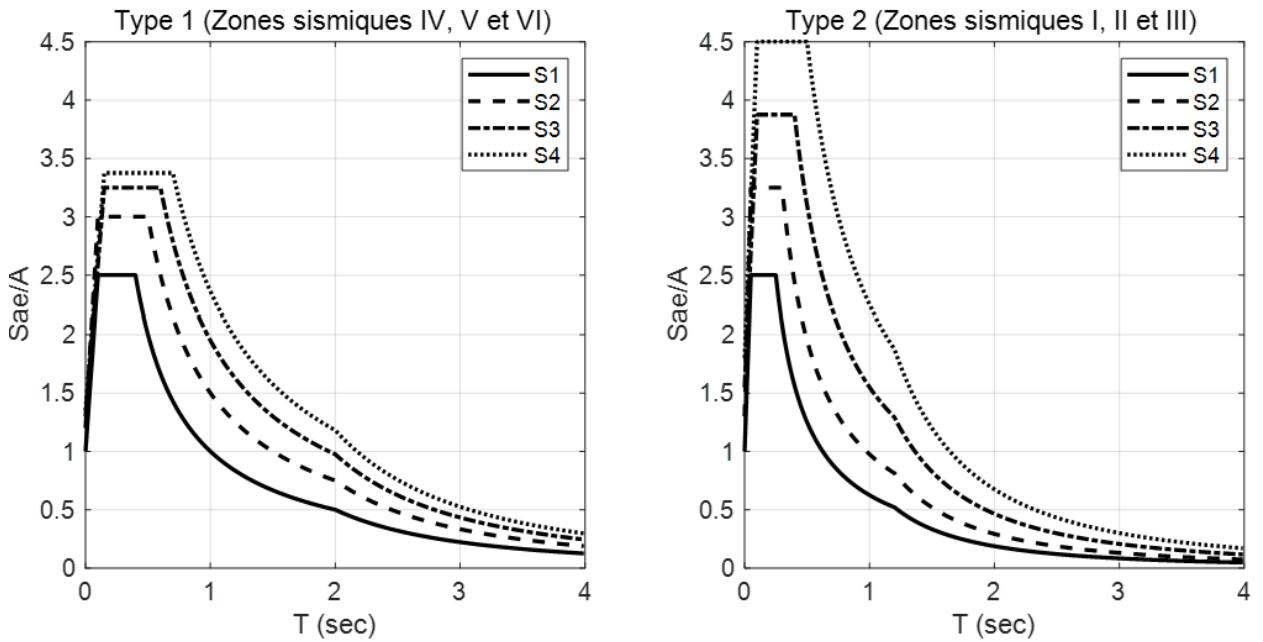


Figure 3.3: Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S_1 à S_4 (à 5 % d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne ($I=1$)

Portiques (*)			Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé

(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Table 3.5: Valeurs de ξ (%)

Déplacement de calcul du sol

Le déplacement de calcul au niveau du sol normalisé, d_g , correspondant à l'accélération de calcul (A.I.S) au niveau du sol est donné par Eqn. (3.10) :

$$d_g = (A.I.S).g.(0.025.T_2.T_3) \quad (3.10)$$

où: g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2).

Spectre de réponse élastique en déplacement

Pour les structures ayant une période de vibration longue, l'action sismique peut être représentée sous la forme d'un spectre de réponse élastique en déplacement, $S_{De}(T)$, comme montré dans la Figure (3.4).

Le spectre de réponse élastique en déplacement, $S_{De}(T)$, doit être obtenu comme suit :

$$S_{De}(T) = S_{ae}(T).[\frac{T}{2\pi}]^2, \text{ si } T \leq T_4 \quad (3.11)$$

$$S_{De}(T) = d_g \cdot [2.5\eta + \frac{(T - T_4)}{(T_5 - T_4)} \cdot (1 - 2.5\eta)] , \text{ si } : T_4 < T \leq T_5 \quad (3.12)$$

$$S_{De}(T) = d_g , \text{ si } : T > T_5 \quad (3.13)$$

où :

- S, T_2 et T_3 sont donnés dans les Tableaux (3.3) et (3.4)
- η est donné par Eqn. (3.9)
- d_g est donné par Eqn. (3.10)
- Les périodes T_4 et T_5 sont les périodes de contrôle données dans le Tableau (3.6).

Classe de sol	T_4 (s)	T_5 (s)
S_1	6.0	10.0
S_2	6.0	10.0
S_3	6.0	10.0
S_4	6.0	10.0

Table 3.6: Périodes de contrôle supplémentaires pour le spectre de déplacement

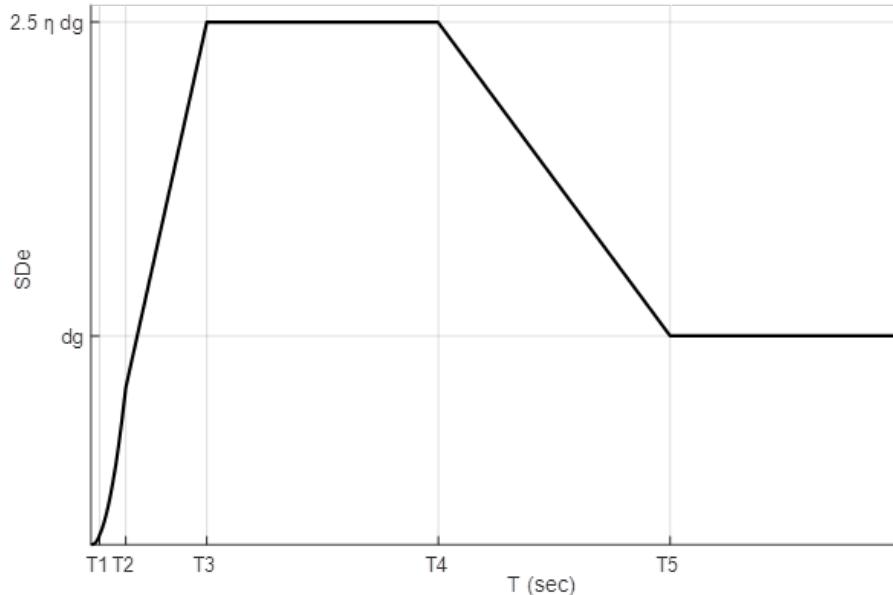


Figure 3.4: Spectre de réponse élastique en déplacement

Il convient de souligner que pour les périodes supérieures à 4 s, le spectre de réponse élastique en accélération peut être obtenu à partir du spectre de réponse élastique en déplacement à partir d'Eqns.(3.11) à (3.13).

3.3.2 Spectre de réponse élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique, $\frac{S_{ve}}{g}(T)$, donné par Eqn. (3.14) :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.14)$$

Comme pour les spectres qui définissent les composantes horizontales de l'action sismique, si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment ($Mw \leq 5.5$), le type de spectre 2 est adopté. Les valeurs devant être attribuées à T_1 , T_2 , T_3 , α et $(\frac{A_v}{A})$, pour chaque classe de sol et type (forme) de spectre, sont données dans les Tableaux (3.7) et (3.8).

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Table 3.7: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
S_2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
S_3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
S_4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

Table 3.8: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 2

3.3.3 Spectre de calcul

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, Q_F .

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3})] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

où:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;
- R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & Annexe I);
- Q_F : facteur de qualité (cf. § 3.8).

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à (0.2A.I).

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les expressions (3.16), avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale, A_v , S étant pris égal à 1.0, Q_F étant pris égal à 1.0, et les autres paramètres tels que définis en § 3.3.2.

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.16)$$

3.3.4 Représentation temporelle de l'action sismique

Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps ou par des grandeurs associées (vitesse et/ou déplacement).

Lorsqu'un modèle spatial de la structure est exigé, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant dans les 03 directions (E-O, N-S et Ver) simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales orthogonales. En fonction de la nature de l'application et des informations disponibles, la description du mouvement sismique peut être fondée sur l'utilisation d'accélérogrammes artificiels ou d'accélérogrammes enregistrés ou simulés.

Accélérogrammes artificiels

La série d'accélérogrammes artificiels doit être établie de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique cibles donnés en § 3.3.1 pour un amortissement visqueux de 5 % ($\xi = 5\%$).

La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et la classe de site servant à la définition de A (cf. Tableau (3.9)).

La suite d'accélérogrammes artificiels doit respecter les règles suivantes, i.e. :

- a) utiliser un minimum de sept (07) accélérogrammes: la réponse moyenne doit être prise en compte pour estimer les effets de l'action sismique.
- b) la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne doit pas être inférieure à la valeur de (A.I.S), pour le site en question.
- c) dans le domaine des périodes comprises entre $(0.2T_1)$ et $(2T_1)$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec 5 % d'amortissement.
- d) dans le même intervalle de périodes, il convient qu'aucune valeur, du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement calculé pour chaque accélérogramme, ne soit inférieure à 50 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec 5 % d'amortissement.

Accélérogrammes enregistrés

Les accélérogrammes enregistrés, disponibles à partir de bases de données qualifiées sur les mouvements forts, devraient être la représentation privilégiée de l'action sismique pour les analyses dans le domaine temporel.

Des accélérogrammes enregistrés ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes, peuvent être utilisés à condition qu'ils tiennent compte, du mieux possible, de l'environnement tectonique régional, de la magnitude du séisme, de la distance source-site ainsi que des conditions du sol du site. Les exigences citées en (cf. § 3.3.4) doivent être observées.

Les accélérogrammes enregistrés doivent être calés à la valeur (A.I.S) pour le site considéré. Le facteur d'échelle ne doit être ni supérieur à 2, ni inférieur à 0.5.

Si les trois (03) composantes du mouvement sismique sont nécessaires: par exemple, dans le cas d'un modèle structurel 3D, les deux composantes horizontales et la composante verticale doivent être du même enregistrement.

Modèle spatial de l'action sismique

Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre l'hypothèse d'une excitation identique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés.

Ces modèles spatiaux doivent être en concordance avec les spectres de réponse élastique utilisés pour la définition de base de l'action sismique conformément à § 3.3.1 et 3.3.3.

Magnitude et durée des accélérogrammes

Pour les besoins de la simulation des accélérogrammes artificiels, de sélection des accélérogrammes enregistrés, et la vérification du potentiel de liquéfaction, le Tableau (3.9) donne, à titre indicatif, les valeurs de la magnitude (M_w) et de la durée de la phase forte (T_s) estimées en champ proche, pour les sept (07) zones de sismicité et les 04 classes de site.

La phase forte, T_s , est définie comme la phase stationnaire du signal sismique. Le début et la fin de cette phase correspondent à 5% et 95% de l'énergie du signal, respectivement.

Des études spécifiques peuvent être réalisées pour les situations où la sismicité est contrôlée par des séismes importants et lointains.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A	Mw	T_s (sec)			
				S_1	S_2	S_3	S_4
0	Très faible	-	-	-	-	-	-
I	Faible	0.07	4.5	2.5	3.0	4.0	5.0
II	Faible à moyenne	0.10	5.0	3.5	4.0	5.0	6.0
III	Moyenne	0.15	5.5	4.5	5.0	6.5	8.0
IV	Moyenne à élevée	0.20	6.0	6.0	6.5	8.5	11.0
V	Elevée	0.25	6.3	7.0	8.0	10.5	13.0
VI	Elevée	0.30	6.5	8.5	9.5	12.0	15.0

Table 3.9: Valeurs de la magnitude et de la durée de la phase forte estimées pour les 06 zones de sismicité et les 04 classes de sol

3.4 Classification des bâtiments selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance.

Les groupes d'importance sont caractérisés par différents coefficients d'importance, I, décrits aux § 1.2 et 3.1 et donnés par Eqn. (1.2).

A ce titre, pour un bâtiment d'usage courant d'importance moyenne, le coefficient d'importance, I=1.0, est associé à l'action sismique ayant une période de retour de référence comme indiqué au § 1.2.1.

Pour un bâtiment de plus grande importance (bâtiment accueillant beaucoup d'usagers, bâtiments stratégiques, etc), une plus grande protection ou sécurité est assurée par un coefficient d'importance supérieur à un (1), appliquée à la sollicitation d'un bâtiment courant, ce qui équivaut à augmenter la période de retour de l'événement sismique de calcul de ces bâtiments.

Les listes des groupes, décrites ci-après, sont nécessairement incomplètes mais elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes ainsi que les biens économiques et culturels de la communauté.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant le bâtiment pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application du présent DTR doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- **Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale**

- Bâtiments vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, tels que :
 - * Bâtiments abritant les centres de décision stratégique
 - * Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel (casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours,...)
 - * Bâtiments des établissements publics de santé (les hôpitaux, centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique,...)
 - * Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), relais Hertziens, tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne
 - * Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale
 - * Bâtiments publics à caractère culturel ou historique d'importance nationale
 - * Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale
 - * Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme

- **Groupe 1B : Bâtiments de grande importance**

- Bâtiments abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes
 - * Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels
 - * Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m
- Bâtiments publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine
 - * Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc

- * Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A
 - * Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A
 - * Châteaux d'eau et réservoirs
 - Ouvrages scolaires quelque soit leur taille
- **Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne**
 - Bâtiments non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
 - * Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
 - * Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc
 - * Parkings de stationnement publics, etc
 - **Groupe 3 : Bâtiments de faible importance**
 - Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs
 - Bâtiments à risque limité pour les personnes
 - Constructions provisoires

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eqn. (1.2) & Annexe I).

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Table 3.10: Valeurs des coefficients d'importance

3.5 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement, R (cf. Tableau (3.17)).

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans le présent DTR sont classés selon les catégories suivantes :

A) Structures en béton armé

Le contreventement des bâtiments en béton armé est assuré en général par des ossatures «poteaux-poutres», des voiles, ou les deux, dans des proportions variables. Avec des liaisons horizontales rigides, les forces latérales (efforts tranchants) sont distribuées à ces éléments structuraux en proportion de leurs rigidités relatives à chaque niveau. Dans les définitions suivantes, les pourcentages de résistance à l'effort tranchant peuvent être remplacés par les pourcentages d'effort

tranchant sollicitant dans la situation sismique de calcul.

1. Système à ossature

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures spatiales et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Le Tableau (3.11) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	3
Hauteur maximale (m)	17	14	11	11

Table 3.11: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

2. Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées, ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Le Tableau (3.12) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	7	6	5	5
Hauteur maximale (m)	23	20	17	17

Table 3.12: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

3. Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide

Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide non structural et interagissant avec la structure.

Commentaire : Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie, de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépi) ne dépasse pas 10 cm, exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux (2) locaux d'un même niveau où une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur, est tolérée. Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction.

Ils devraient être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de

contreventement en béton armé de l'étage.

Le Tableau (3.13) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

Table 3.13: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

4. Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

5. Système de contreventement constitué par des voiles

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m.

6. Système à ossature à noyau ou à effet noyau

Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, I_s , du plancher, cf. Figure (3.5):

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x \leq I_s \\ \text{et} \\ r_y \leq I_s \end{array} \right. \quad (3.17)$$

Commentaire 1: Les systèmes de contreventement (1), (2), (3), (4), (5) et (6), qui ne présentent pas une rigidité à la torsion minimale définie par l'expression (3.17), dans les deux directions horizontales orthogonales, sont classés comme système à noyau ou à effet noyau.

Commentaire 2 : L'exemple d'un tel système est une structure composée d'ossatures flexibles combinées avec des voiles, concentrés en plan, à proximité du centre du bâtiment.

Raideur de translation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum I_{xi} \\ \text{et} \\ \sum I_{yi} \end{array} \right. \quad (3.18)$$

Raideur de torsion

$$\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}] \quad (3.19)$$

Rayons de torsion, r_x et r_y : racines carrées de la rigidité à la torsion, i.e.

:

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi}]}{\sum I_{xi}}} \\ \text{et} \\ r_y = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 I_{xi} + y_i^2 I_{yi}]}{\sum I_{yi}}} \end{array} \right. \quad (3.20)$$

G : Centre de gravité des masses m_j du/ou associées au plancher

T : Centre de torsion

Moment d'inertie polaire:

$$\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2) \quad (3.21)$$

l_s (cf. Eqn. (3.22)): Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

$$l_s = \sqrt{\left[\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j} \right]} \quad (3.22)$$

Le même type de relation est à considérer dans le sens x (en intervertissant x et y).

Commentaire 3 : *Cette définition ne couvre pas les systèmes comportant plusieurs voiles très perforés constituant des gaines verticales contenant diverses distributions. Pour de tels systèmes, il convient de choisir au cas par cas la définition de configuration la plus appropriée.*

Commentaire 4 : *Pour les systèmes à ossature ou de voiles dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan, l'exigence de la rigidité de torsion spécifiée dans le présent paragraphe peut être considérée, sans nécessité de vérification analytique, comme satisfaite.*

Commentaire 5 : *Pour que ce système de contreventement soit régulier en plan, il faut qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0x} et e_{0y} doivent vérifier les deux conditions suivantes:*

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0x} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq l_s \end{array} \right.$$

et

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0y} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq l_s \end{array} \right.$$

avec:

- e_{0x} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;
- e_{0y} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

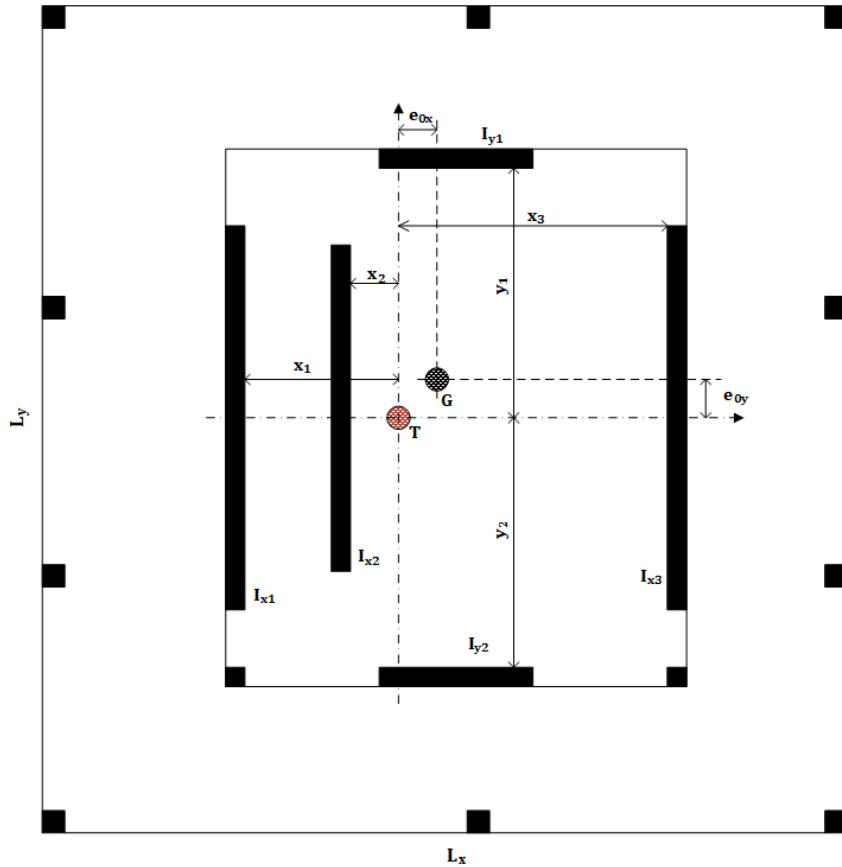


Figure 3.5: Définition des différents paramètres

- r_x et r_y : sont, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y
- l_s est le rayon de giration massique du plancher en plan

7. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes

C'est le cas, par exemple, d'un réservoir cylindrique, d'un silo et d'une cheminée de forme cylindrique et autres.

8. Système en pendule inversé

Système dans lequel 50 %, ou plus, de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique de l'ouvrage.

Commentaire 1 : Les ossatures ayant un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et dont la valeur de l'effort normal réduit dans les poteaux, v , ne dépasse la valeur 0.3 en aucun point, n'appartiennent pas à cette catégorie.

Commentaire 2 : Cette définition ne couvre pas les systèmes comportant plusieurs voiles très perforés constituant des gaines verticales contenant diverses distributions. Pour de tels systèmes, il convient de choisir, au cas par cas, la définition de configuration la plus appropriée.

9. Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé

On entend par, voile de grandes dimensions transversales, les voiles qui répondent aux condi-

tions de dimensionnement ci-dessous, grâce auxquelles, ils sont supposés développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul :

$$l_w \geq \min(4.0 \text{ m}, \frac{2.h_w}{3})$$

avec:

- l_w : longueur du voile
- h_w : hauteur totale du voile

Commentaire : Un tel voile est supposé transformer l'énergie sismique en énergie potentielle (par soulèvement temporaire des masses de la structure) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide, etc. En raison de ses dimensions, du manque de fixité (rigidité de la liaison) à la base ou de la connectivité avec des voiles de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, il ne peut être dimensionné efficacement pour dissiper de l'énergie dans une rotule plastique à la base.

- Ce système constructif doit comprendre au moins deux voiles dans chaque direction horizontale.
- Ces deux voiles doivent porter collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale.
- Ces deux voiles, supposés encastrés à leur base, doivent avoir une période fondamentale inférieure ou égale à 0.5 seconde.
- Les dispositions constructives minimales de ce type de voile sont données dans l'annexe D.

B) Structures en acier

10. Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé

Ce sont des ossatures composées de portiques à haute ductilité. Elles résistent aux forces horizontales essentiellement par flexion. Les zones dissipatives sont situées principalement dans des rotules plastiques près des nœuds poutre-poteau.

11. Ossatures en portiques avec remplissage maçonnerie rigide

Ce sont des ossatures composées de portiques à moyenne ductilité par le fait de la présence d'une maçonnerie rigide. Les zones dissipatives sont situées principalement dans des rotules plastiques près des nœuds poutre-poteau.

La hauteur des bâtiments utilisant ce type d'ossatures doit être limitée à 5 niveaux ou 17 m.

12. Ossatures avec palées de contreventement à barres centrées

Dans ces ossatures, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux. Les zones dissipatives sont situées principalement dans les diagonales tendues.

Ces ossatures sont classées dans les deux catégories suivantes :

(12a) : Palées de contreventement à barres centrées en X, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées ;

(12b) : Palées de contreventement à barres centrées en V, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales ne peut être assurée que par la participation conjointe des diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une membrure horizontale qui doit être continue.

Les palées de contreventement à barres centrées en K ne sont pas autorisées, sauf justifications spécifiques probantes.

La hauteur des bâtiments utilisant des ossatures avec palées de contreventement à barres centrées doit être limitée à 10 niveaux ou 32 m.

13. Ossatures en portiques avec palées de contreventement à barres centrées

Dans ces ossatures, la résistance aux forces horizontales est assurée, d'une part, par des portiques et, d'autre part, par des palées de contreventements, agissant dans le même plan.

Ces ossatures sont classées dans les deux catégories suivantes :

(13a) : Palées de contreventement à barres centrées en X, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées ;

(13b) : Palées de contreventement à barres centrées en V, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales ne peut être assurée que par la participation conjointe des diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une membrure horizontale qui doit être continue.

Les palées de contreventement à barres centrées en K ne sont pas autorisées, sauf justifications spécifiques probantes.

14. Système en pendule inversé

Cette catégorie de système structural de faible degré d'hyperstaticité concerne essentiellement des portiques classiques, à un seul niveau avec une traverse rigide, et des structures élancées de type "tube", où les éléments résistants sont essentiellement des poteaux situés en périphérie de la structure.

Ces structures particulières se traduisent par un comportement dissipatif localisé uniquement aux extrémités des poteaux.

C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)

15. Système de contreventement en panneaux en PAF

Il s'agit d'un système de contreventement constitué de panneaux avec plaques en tôles d'acier capables de reprendre la totalité des forces latérales.

Le Tableau (3.14) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	5	4	3
Hauteur maximale (m)	17	17	14	11

Table 3.14: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

16. Système de contreventement en PAF en diagonales tendues

La stabilité et la résistance latérale sont assurées par un système en diagonales travaillant en traction uniquement.

Le Tableau (3.15) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

D) Structures en maçonnerie

Les constructions en maçonnerie porteuse ordinaire sont interdites en zone sismique ; seule la maçonnerie porteuse chaînée y est permise.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	3	3	2	2
Hauteur maximale (m)	11	11	8	8

Table 3.15: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

17. Structures en maçonnerie porteuse chaînée

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé, mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent, en même temps, aux charges verticales et horizontales.

Le Tableau (3.16) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

Table 3.16: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

E) Structures en bois

En zone sismique, les constructions en bois comportant les systèmes 18, 19, 20 et 21, décrits ci-après, sont limitées à 2 niveaux ou 8m de hauteur.

18. Consoles ; poutres à joints cantilevers

Les porte-à-faux et les poutres à joints cantilevers sont des structures non dissipatives.

19. Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents

Ces structures ont une capacité réduite à dissiper l'énergie. Les arcs produisent des poussées latérales importantes, plus particulièrement les arcs à trois articulations. Ces poussées, qui se combinent avec les forces sismiques, sont délicates à équilibrer. Il convient alors que les culées des arcs soient reliées directement par des longrines ou par une ceinture périphérique. Un dallage, armé en conséquence, peut également jouer le rôle de tirant.

Les arcs portés par des éléments verticaux (poteaux ou murs) ne sont pas conseillés en zone sismique. Les arcs à deux articulations sont hyperstatiques et possèdent une certaine ductilité grâce au bras de levier qui sépare l'axe des articulations des boulons fixant le pied de l'arc. Des déformations inélastiques y sont possibles.

20. Murs en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous ou boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur

Ce sont des panneaux de murs qui forment l'ossature, assemblés entre eux par des clous et des boulons, avec des diaphragmes collés. Il peut aussi s'agir de portiques en treillis dont les assemblages poteaux-poutres sont réalisés au moyen d'une couronne de broches et de boulons.

21. Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés ou brochés, Treillis avec assemblages cloués**F) Autres structures**

22. Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme

Ces structures résistent, vis à vis de l'action sismique, par l'effet de diaphragme des parois verticales (murs) et horizontales (planchers). Le niveau de comportement dissipatif de ces structures est fonction de la capacité de résistance ductile au cisaillement des parois, celles-ci pouvant être élaborées à partir de techniques et de matériaux très divers (tôle nervurée formée à froid, parois en béton ou béton armé, etc.). Les parois doivent être fixées au cadre de l'ossature métallique de manière à pouvoir considérer la liaison comme rigide.

23. Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé Même définition que pour système 6.**24. Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé**

Même définition que pour système 4.

25. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie**26. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie****3.6 Coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur unique est donnée par le Tableau (3.17) en fonction du système de contreventement.

Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R, doit être utilisée pour chaque direction principale.

La valeur de R, pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Ce coefficient de comportement, R, est corrigé par le coefficient de qualité, Q_F (cf. Eqn. (3.23) et Tableau (3.18)), qui permet de tenir compte du degré de régularité et de redondance du système de contreventement dans la phase de calcul de dimensionnement, qui suppose par ailleurs que les règles de qualité et d'exécution, propres à chaque matériau, et système ainsi que les dispositions constructives, des Chapitres VII à IX ainsi que des annexes E et F, sont strictement respectées.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)
B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6.5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissages maçonnerie rigide	3 ^(a)
12a	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2.5 ^(b)
13a	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4.5 ^(b)
13b	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3.5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)
C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)		
15	Système de contreventement en panneaux en PAF	2 ^(b)
16	Système de contreventement en PAF, en diagonales tendues	1.5 ^(c)
D) Structures en maçonnerie		
17	Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2.5 ^(b)
E) Structures en bois		
18	Consoles ; poutres à joints cantilevers	1.5 ^(c)
19	Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents	1.5 ^(c)
20	Voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur	2 ^(b)
21	Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, Treillis avec assemblages cloués	2.5 ^(b)
F) Autres structures		
22	Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme	2 ^(b)
23	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2.5 ^(b)
24	Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé	3.5 ^(b)
25	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie	2.5 ^(b)
26	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie	3.5 ^(b)

Les exposants ^(a), ^(b) et ^(c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structuré, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation.

Table 3.17: Valeurs du coefficient de comportement, R

3.7 Classification des bâtiments selon leur configuration

3.7.1 Régularité

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

- a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. figure (3.6))
La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction, (cf. figure (3.6))
- a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

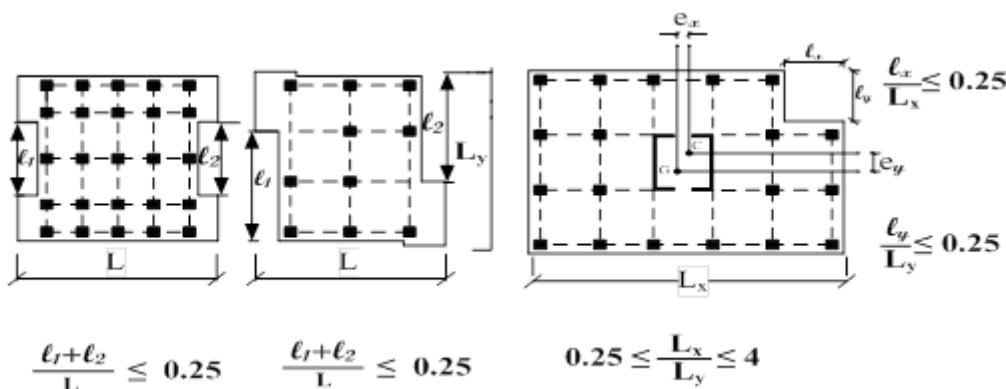


Figure 3.6: Limites des décrochements en plan

b) Régularité en élévation

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés

conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

D'une manière générale, il convient de se reporter aux schémas illustratifs fournis en Figure (3.7)).

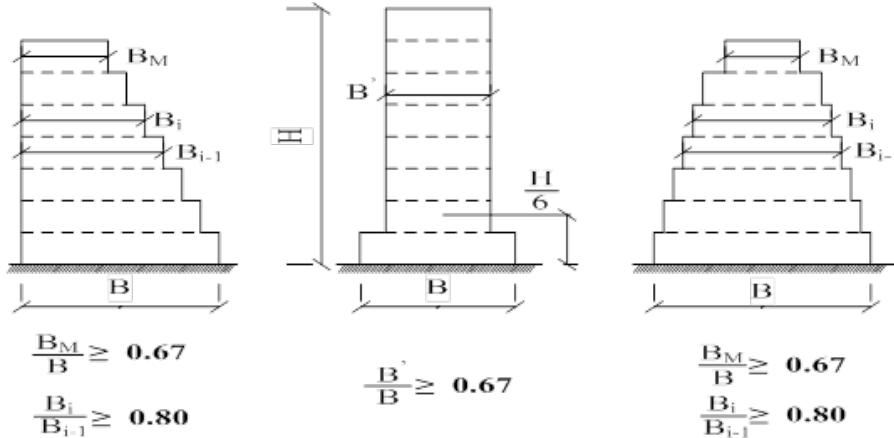


Figure 3.7: Limites des décrochements en élévation

3.7.2 Un bâtiment est classé régulier en plan

si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.7.3 Un bâtiment est classé régulier en élévation

si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.7.4 Un bâtiment est classé régulier

s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

3.8 Facteur de qualité

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation

La valeur de Q_F est déterminée par Eqn. (3.23) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad (3.23)$$

où:

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.18: Valeurs des Pondérations P_q

- **Pondérations de la catégorie (a)**

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).
2. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b).
3. Conditions minimales sur le nombre de niveaux
La structure doit comporter au minimum deux niveaux.
4. Conditions minimales sur les travées
La structure doit présenter, à chaque niveau, au minimum trois (03) travées.

- **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan
La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).
2. Régularité en élévation
La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)
3. Redondance en plan
Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5) (cf. § 3.5).

- **Catégories de pondérations (c)**

Le facteur de qualité, Q_F , doit être pris égal à 1.

Commentaire : Il est reconnu que les irrégularités, en plan et en élévation, créent des torsions spatiales ou d'axe vertical ainsi que des concentrations de contraintes en certains points singuliers. De même, le manque de redondance des files porteuses diminue, de manière significative, le niveau de ductilité globale de la structure.

Le coefficient de qualité, Q_F , vient donc moduler la valeur du coefficient de comportement, R , en fonction de la ductilité du système de contreventement que contrôlent en grande partie les régularités en plan et en élévation, d'une part, et les redondances des résistances (hyperstaticité) dans les deux directions horizontales, d'autre part. De ce fait, le coefficient de comportement réel est ($\frac{R}{Q_F}$).

Les pénalités prévues au Tableau (3.18) devraient logiquement inciter les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre à une meilleure conception et économie des ouvrages.