

CHAPITRE 3

CALCUL DES PORTIQUES EN BÉTON ARMÉ SOUS LES CHARGES HORIZONTALES

3.1 INTRODUCTION

3.2 NOTION DU CENTRE DE TORSION

3.3 RÉPARTITION DES FORCES HORIZONTALES DE NIVEAU SUR LES PORTIQUES PAR LA MÉTHODE DU CENTRE DE TORSION

3.4 CALCUL DES PORTIQUES SOUS LES FORCES HORIZONTALES PAR LA MÉTHODE DE MUTO

3.1 INTRODUCTION

Les forces horizontales qui concernent ce chapitre sont dues au séisme.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. On peut utiliser des appuis parasismiques appelés isolateurs pour réduire cette accélération. On peut réduire la masse en utilisant un matériau ayant non seulement une masse volumique faible mais aussi en utilisant un matériau le plus performant possible celui possédant une contrainte spécifique élevée (rapport entre la contrainte de rupture et la masse volumique).

La limitation des effets de l'action sismique peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- rechercher à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie ;
- rechercher à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie ;
- rechercher à favoriser la résistance mécanique.

Les forces mises en jeu : Sous séisme, les structures sont soumises à des déplacements imposés de leurs fondations (oscillations forcées). L'ouvrage subit alors des forces d'inertie due à l'accélération d'entraînement. Donc nous avons intérêt à utiliser les matériaux les moins lourds et que le centre de gravité de l'ouvrage soit le plus proche du sol. L'action du séisme est décomposée selon deux composantes horizontales et une composante verticale.

Détermination des sollicitations : Pour la détermination des sollicitations, on peut effectuer un calcul purement élastique. Pour prévenir l'effondrement, on admet, dans certains cas, la formation d'éventuelles rotules plastiques dans les éléments de structure (calcul plastique). Et on détermine ainsi le coefficient de sécurité de l'ouvrage.

Modélisation : La détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure est une phase essentielle. Si le calcul des masses et de leurs positions peut être effectué avec une bonne précision, par contre, celui des raideurs est très souvent approché. En effet, les phénomènes de fissuration dans le béton armé induisent des incertitudes dans la détermination des raideurs. De plus, quel que soit le type de structure, il faut tenir compte de l'imprécision des données relative au sol de fondation.

- ✓ *La modélisation des structures* : modélisation spatiale (3 D) (utilisation de logiciels) ou modélisation plane.
- ✓ *La modélisation des masses* : La masse d'une structure doit être concentrée en un certain nombre de nœuds suivant des règles qui diffèrent selon la direction des séismes. On utilise en général un modèle unique, qui permet à lui seul de prendre en compte toutes les directions du séisme étudié. Les logiciels existants permettent d'envisager une distribution harmonique des masses.

CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE TOTALE selon le RPA 2024 :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure est estimée par :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g}$ (T_0) : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

Distribution verticale de la force sismique V (RPA) :

La force V doit être distribuée selon la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t étant la force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration :

$F_t = 0.07 TV \leq 0.25 V$ (T = la période fondamentale (1^{er} mode) de la structure en secondes)

Si $T \leq 0.7$ S on prend $F_t = 0$.

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

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

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i,

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

h_j : niveau d'un plancher quelconque,

W_i et W_j : poids revenant aux planchers i et j.

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

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

3.2 NOTION DU CENTRE DE TORSION (rappel)

Le centre de torsion d'un ensemble de contreventements (voiles, portiques...) est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le C_T , engendre uniquement une translation des contreventements. La direction de la translation est parallèle à la force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le C_T , engendre uniquement une rotation d'ensemble. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

Détermination de la position du C_T :

Cas courant : les axes principaux d'inertie des voiles sont parallèles aux directions principales du bâtiment.

Pour calculer les coordonnées du C_T , on suppose une translation unitaire dans la direction x, qui engendre pour chaque contreventement (A) une force égale à sa rigidité R_{Ax} . La résultante de toutes les forces engendrées par tous les contreventements sera $\sum R_{Ax}$. On a :

\sum des moments / l'origine = 0

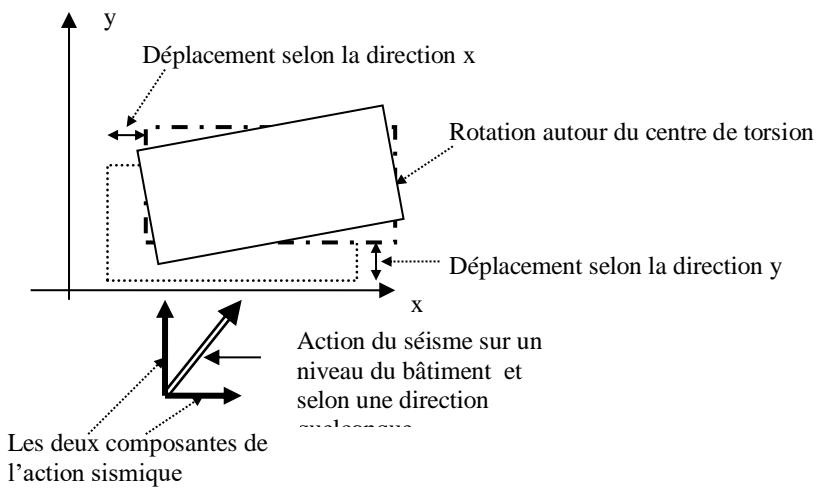
$$y_{ct} \sum R_{Ax} = \sum R_{Ax} \cdot y_A \Rightarrow y_{ct} = \frac{\sum R_{Ax} \cdot y_A}{\sum R_{Ax}}$$

$$x_{ct} \sum R_{Ay} = \sum R_{Ay} \cdot x_A \Rightarrow x_{ct} = \frac{\sum R_{Ay} \cdot x_A}{\sum R_{Ay}}$$

Remarque : pour les structures monotones, la position du C_T d'un niveau est celle de tous les niveaux du bâtiment.

3.3 RÉPARTITION DES FORCES HORIZONTALES DE NIVEAU SUR LES PORTIQUES PAR LA MÉTHODE DU CENTRE DE TORSION

Tout plancher d'une construction soumise à l'action des forces initiées par un séisme quelconque, peut subir des déplacements horizontaux plus une rotation d'ensemble.



Effet de l'action horizontale du séisme sur un niveau donné d'un bâtiment

Pour une action sismique dans la direction d'un *axe principal* (cas défavorable) :

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan et dans le cas d'une distribution symétrique des masses et des rigidités (c'est-à-dire quand le centre des masses et le centre des rigidités coïncident), l'effort tranchant du niveau considéré V_k est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

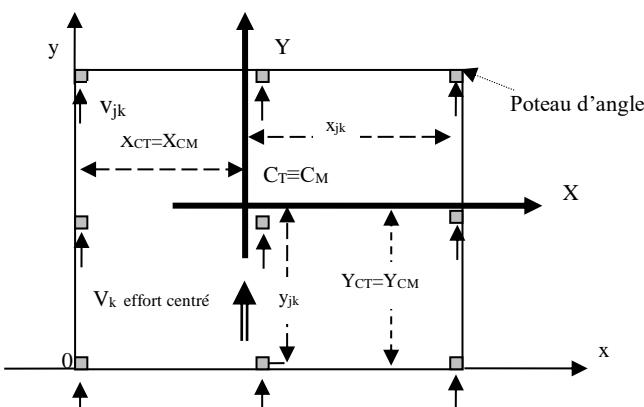
$$v_{jk} = V_k \frac{R_{jk}}{\sum_{i=1}^m R_{ik}}$$

V_k = Effort tranchant au niveau k.

v_{jk} = effort tranchant revenant à l'élément de contreventement j de l'étage considéré k.

R_{jk} = Rigidité de l'élément de contreventement j de l'étage considéré k.

$\sum_{i=1}^m R_{ik}$ = somme des rigidités des éléments verticaux de l'étage k.



Centre des masses \equiv Centre des rigidités (pas de torsion d'ensemble)

Effet de la torsion d'axe vertical :

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité C_{Mi} et les centre de rigidité C_{Ri} (ou centre de torsion) à chaque niveau i :

- ✓ Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité C_{Mi} , point de passage de la résultante des forces d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau i donné, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion C_{Ri} de cet étage. Il en résulte des moments de torsion.
- ✓ Dans une construction multi - étagée, les centres de masses C_{Mi} des différents étages i ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion C_{Ri} . Un niveau j dont le centre de masse C_{Mj} serait confondu avec le centre de torsion C_{Rj} peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre C_M et C_R aux niveaux supérieurs.

Il y a ensuite des incertitudes diverses sur les positions de C_M et C_R :

- ✓ La position du centre de masse C_{Mi} de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc. ...
- ✓ La position du centre de raideur C_{Ri} de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de la flexibilité réelle des diverses unités de contreventement, qui est forcément une estimation, en particulier dans les constructions en béton.

Enfin, il existe des phénomènes additionnels engendrant de la torsion, tel : les mouvements horizontaux différentiels du sol correspondant à la propagation des ondes de cisaillement en surface, qui appliquent aux constructions des rotations alternées faisant appel à leur inertie torsionnelle ; cet effet existe toujours ; il est significatif pour les constructions dont la longueur est comparable à la longueur des ondes de cisaillement.

On tient compte des phénomènes décrits en considérant 2 contributions à la torsion :

- ✓ La torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité C_M avec les centres de torsion C_R , qu'on appelle **la torsion "naturelle"**, cependant que la distance entre C_M et C_R est appelée **excentricité structurale**,
- ✓ La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle torsion **"accidentelle"**.

On supposera à chaque niveau et dans chaque direction, que la résultante des forces horizontales (appliquée au centre des masses du plancher) a une excentricité par rapport au centre de torsion (centre des rigidités) égale à la plus grande des deux valeurs (RPA) :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (**cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion**).
- Excentricité théorique résultant des plans.
- Et, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$, (L étant, dans ce cas, la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Cette torsion d'ensemble provoque dans les éléments de contreventement des forces proportionnellement à leur rigidité et leur position par rapport au centre de torsion.

En négligeant la rigidité à la torsion propre des éléments de contreventement verticaux on a :

$$v_{jk} = V_k \cdot Y_G(X_G) \cdot \frac{R_{jk} \cdot y_{jk}(x_{jk})}{R_{k\theta}}$$

y_{jk} (ou x_{jk}) = coordonnée de l'élément de contreventement j.

Y_G (ou X_G) = coordonnée du C_M dans le système d'axes principaux.

$V_k \cdot Y_G(X_G)$ = Moment de torsion autour du C_T.

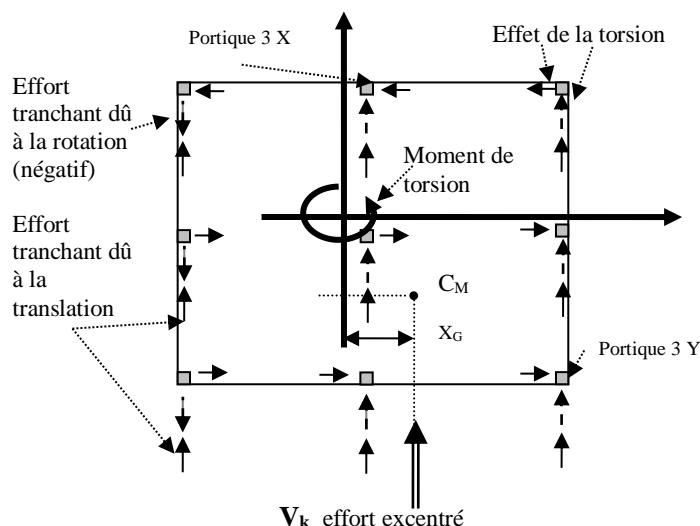
En négligeant les inerties de torsion propres des éléments verticaux, on a :

$R_{k\theta}$ = Rigidité à la torsion de l'étage k, elle est égale à :

$$R_{k\theta} = \sum_{j=1}^m R_{jx} \cdot x_{jk}^2 + \sum_{p=1}^l R_{jy} \cdot y_{jp}^2$$

Au total on a pour une direction donnée x ou y la somme des forces des deux effets (déplacement et torsion) :

$$v_{jk} = V_k \frac{R_{jk}}{\sum_{i=1}^m R_{ik}} + V_k \cdot Y_G(X_G) \cdot \frac{R_{jk} \cdot y_{jk}(x_{jk})}{R_{k\theta}}$$



D'après le RPA les efforts négatifs (c.-à-d. de sens contraire à l'action sismique) sont négligés.

Remarquons que par exemple le portique 3Y subit l'effet combiné de la translation et de la rotation du bâtiment, et que dans ce cas de figure le portique 3X subit l'effet de la rotation.

3.4 CALCUL DES PORTIQUES SOUS LES FORCES HORIZONTALES PAR LA MÉTHODE DE MUTO

Le dimensionnement aux séismes a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et limiter l'étendue des dommages causés aux ouvrages. Il faut être conscient que cette notion de protection assurée est très relative, on ne peut garantir une protection absolue de tout ouvrage à l'égard des séismes les plus destructeurs. Les normes sont avant tout élaborées pour assurer la protection des ouvrages dans les zones à sismicité normale.

La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques (séisme) est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs tels que l'intensité et la durée des secousses sismiques, la nature et la compacité du sol de fondation, le système de contreventement de la structure et la nature des matériaux constituant la structure ainsi que la fréquence propre de la construction.

Pour l'étude des portiques sous l'action de ces charges nous disposons des mêmes types de méthode que celles de l'étude des charges verticales. Dans ce cours nous étudierons la méthode réglementaire japonaise MUTO, et nous présenterons la méthode simplifiée (pour une étude d'avant-projet) de Bowman.

- **Méthode approchée de MUTO :**

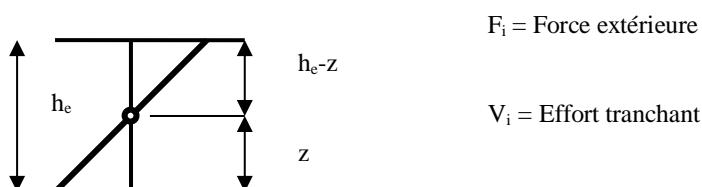
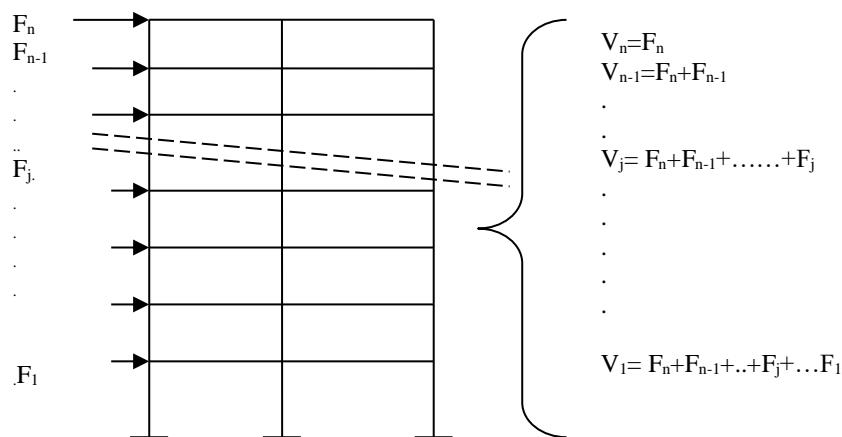
Les règles parasismiques Japonaises ont proposé une méthode simple. MUTO.

Cette méthode se prête bien pour un contreventement par portiques, elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont les poteaux sont parfaitement encastrés, multipliée par un coefficient correcteur.

Cette méthode se propose de déterminer les moments fléchissants dans les poteaux et poutres en positionnant le point de moment nul dans les poteaux. Elle a l'avantage d'évaluer le déplacement horizontal relatif de niveau.

$\Delta = \frac{V_j}{R_j} \leq \bar{\Delta}(RPA)$ Ainsi nous pouvons changer les dimensions de la structure avant le calcul des moments fléchissants (si l'inéquation n'est pas vérifiée).

R étant la rigidité de niveau.



Étapes de calcul :

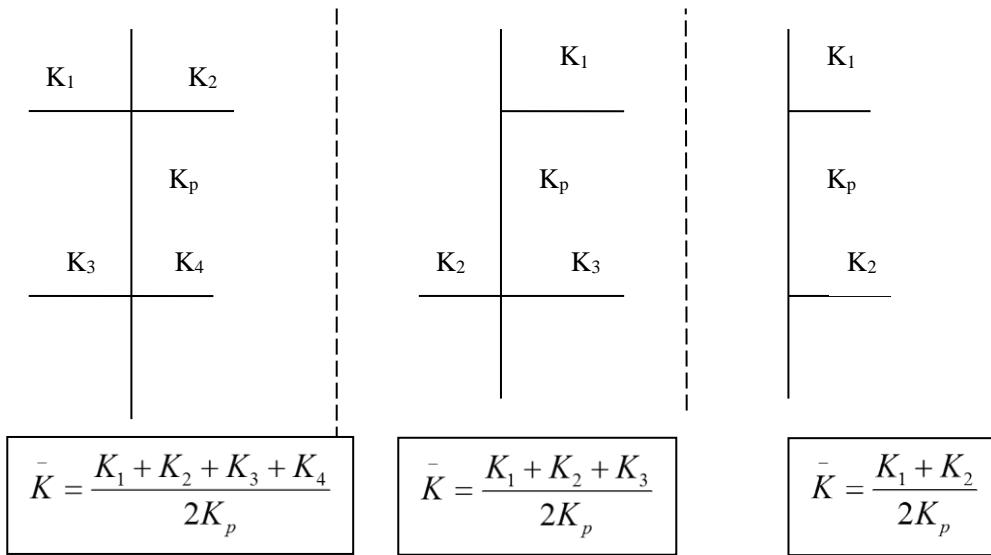
- ❖ Première étape : Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

$$K_{\text{poteau}} = K_p = \frac{I_p}{h_e} \quad I_p ; I_i = \text{Inertie du poteau ou poutre.}$$

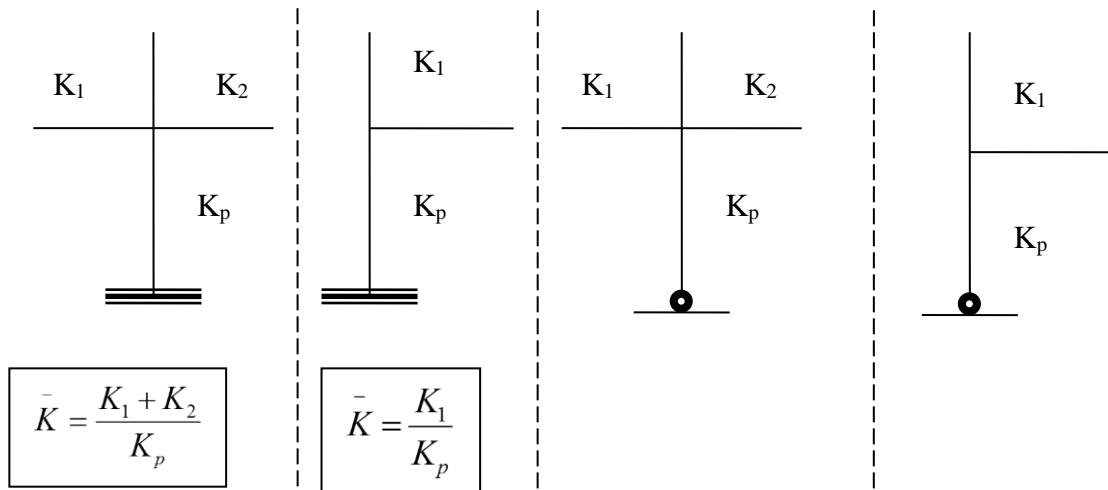
$$K_{\text{poutre}} = K_i = \frac{I_i}{L} \quad h_e = \text{Hauteur du poteau considéré} ; L = \text{portée de la poutre considérée}$$

- ❖ Deuxième étape : Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux.

- Etage courant : $\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2K_p}$ (formule générale)



- Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_i}{K_p}$



❖ Troisième étape : Calcul des coefficients correcteurs “ a_i ”

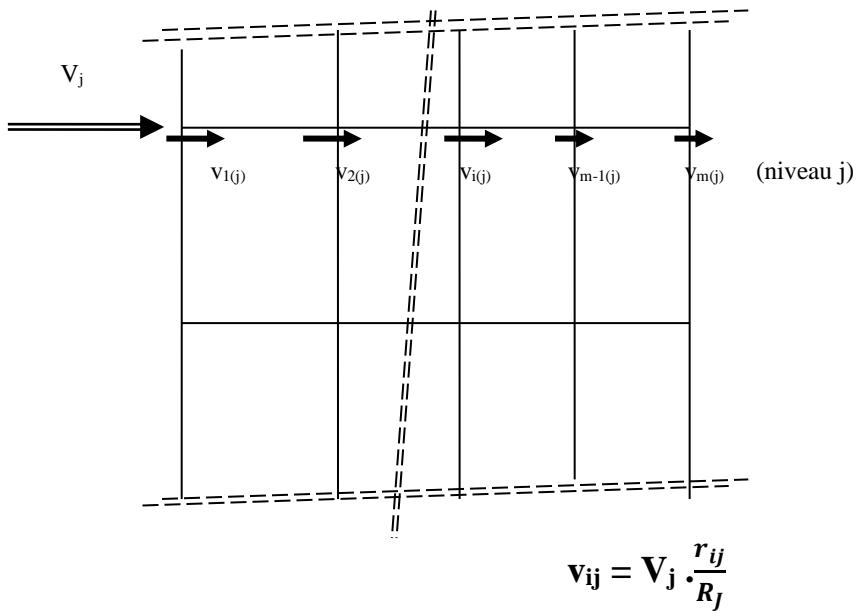
- Étage courant : $a = \frac{\bar{K}}{2+\bar{K}}$

- Premier niveau :

- Poteau encastré : $a = \frac{0.5+\bar{K}}{2+\bar{K}}$

- Poteau articulé : $a = \frac{0.5\bar{K}}{1+2\bar{K}}$

❖ Quatrième étape : Calcul des efforts v_{ij} relatifs repris par chaque poteau :



Avec $r_{ij} = a_i \frac{12E}{h_j^3} I_i$ (pour l'étage courant et RDC avec poteaux encastrés.),

$r_{ij} = a_i \frac{3E}{h_j^3} I_i$ (pour RDC avec poteaux articulés à la base)

$$R_j = \sum_{i=1}^m r_{ij} \quad (\text{au niveau } j)$$

$a_{(i)}$ = coefficient correcteur du poteau (i)

$I_{(i)}$ = inertie du poteau de la file (i) au niveau (j) par rapport à l'axe (sens) considéré.

❖ **Cinquième étape** : Détermination de la position du point de moment nul dans les poteaux :

$$\text{On a : } z = yh \quad \text{avec } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

y_0 = coefficient donné par les tableaux pour charges uniformes (vent) et charges triangulaires (type séisme) en fonction :

- du nombre total de niveaux que comporte le portique
- du rang du niveau occupé par le poteau considéré
- et de K (déjà défini).

Remarque : les tableaux donnant les valeurs de y_0 pour des poteaux supposés encastrés à leurs bases. Pour les poteaux articulés à leurs bases, les valeurs de y_0 du premier niveau seront prises égales à 0, les autres seront maintenues.

y_1 = terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et inférieures (donné par le tableau) en fonction de α_1 et K .

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} = \frac{K_{p.sup}}{K_{p.inf}}$$

Remarque : Si $K_{sup} > K_{inf}$

On prend : $\alpha_1 = \frac{K_{p.inf}}{K_{p.sup}}$ et affecter un signe moins aux valeurs de y_1 données par le tableau.

y_2 = Terme correcteur dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent, donné par le tableau en fonction de α_2 et K .

$\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$ h_s = hauteur du poteau adjacent supérieur et h = hauteur du poteau considéré.

Remarque : pour les poteaux du dernier niveau on aura $y_2 = 0$.

y_3 = Terme correcteur dû à la variation de hauteur d'étage inférieur adjacent, donné par le tableau en fonction de α_3 et K .

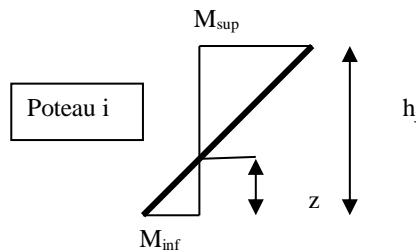
$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h}, h_i = \text{hauteur du poteau adjacent inférieur.}$$

Remarque : pour les poteaux du premier niveau on aura $y_3 = 0$.

❖ **Sixième étape :** Calcul des moments en têtes des poteaux :

$$M_{\text{sup}} = v_{ij} (h_j - z)$$

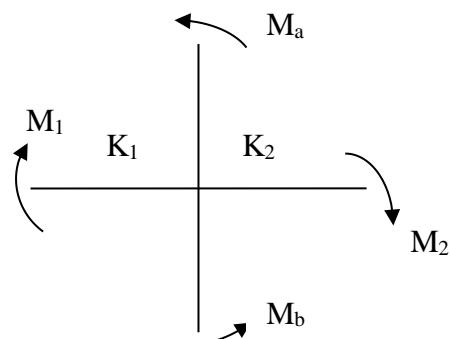
$$M_{\text{inf}} = v_{ij} z$$



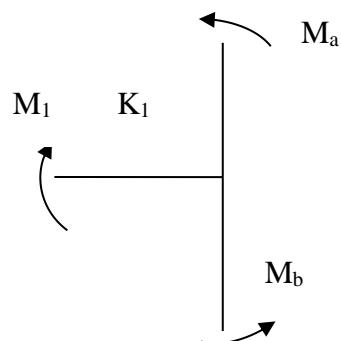
❖ **Septième étape :** Calcul des moments dans les poutres :

$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$\text{Et } M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$



Et $M_1 = M_a + M_b$ pour :



Remarques :

1/ Cas des poteaux encastrés élastiquement à la base soit par :

- Des longrines de rigidités linéaires K_{L1} et K_{L2}
- Une fondation de rigidité K_F

Et le calcul se fera en deux étapes :

- Détermination des moments dans les poteaux supposés parfaitement encastrés à leurs bases M_b .

- Ce premier diagramme des moments sera corrigé en lui superposant le moment de relaxation à chaque étage.

$$M_{\text{relaxation}} = -\gamma_{(1)} M_b \quad \text{pour les poteaux du premier niveau ;}$$

$$M_{\text{relaxation}}(j) = -\gamma_{(1)} \gamma_{(2)} \dots \gamma_{(j-1)} \gamma_{(j)} M_b \quad \text{pour des poteaux d'étage } j.$$

$\gamma_{(j)} \leq 1$ Donc les valeurs des moments de relaxation deviennent rapidement négligeables dans les étages supérieurs.

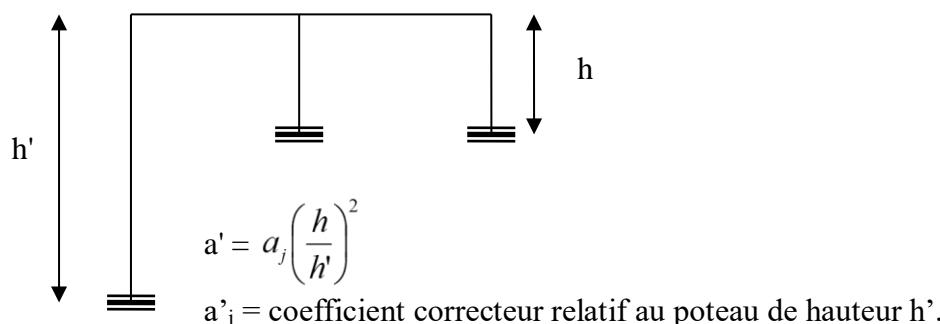
Les valeurs de $\gamma_{(j)}$ sont données par le tableau suivant en fonction de \bar{K} .

En général, la rigidité d'une fondation K_F est difficile à estimer. On prend comme valeurs des moments dans les poteaux et poutres, les valeurs les plus défavorables obtenues dans les deux cas suivants :

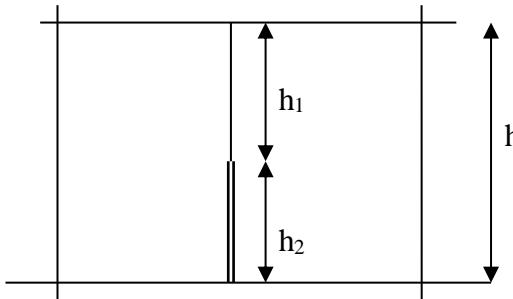
- 1^{er} cas : Considération d'un encastrement parfait des poteaux à leurs bases ($K_F = \infty$)
- 2^{ème} cas : Considération d'un encastrement élastique des poteaux à leurs bases, dû aux seules longrines ($K_F = 0$).

\bar{K}	γ	1 ^{er} niveau (rdc ou s-sol)	Niveau courant
0.2	0.35	$\bar{K} = \frac{K_{L1} + K_{L2} + K_F}{K_p}$ $K_F = \text{rigidité fondation}$ $K_{Li} = I/L \text{ (longrine)}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$
0.3	0.28		
0.4	0.24		
0.5	0.21		
0.6	0.18		
0.8	0.15		
1.0	0.13		
1.2	0.11		
1.6	0.09		
2.0	0.07		
3.0	0.05		
5.0	0.03		

2/



3/



$$\text{Rigidité relative} = \frac{1}{\frac{1}{r_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \frac{1}{r_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2}$$

4/ La méthode MUTO donne une précision satisfaisante pour des valeurs de $\bar{K} \geq 0.2$.

5/ Dans le cas où, il existe une variation brusque de rigidité entre deux niveaux, MUTO recommande l'utilisation d'une méthode plus exacte.

α_1	$\frac{y_1}{\bar{k}}$														
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8	0.15	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00										

$K_s = K_1 + K_2 ; K_i = K_3 + K_4 \quad \alpha_1 = \frac{K_s}{K_i}$
 Si $K_s > K_i$ on prend $\alpha_1 = \frac{K_i}{K_s}$ et on affecte
 d'un signe moins (-) la valeur de y_1 du tableau.
Au premier niveau $y_1 = 0$

α_2	α_3	y_2 ou y_3														
		\bar{k}														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00						
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
1.4	0.6	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.00											
1.0	1.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8	1.2	-.05	-.05	-.05	0.00											
0.6	1.4	-.10	-.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
0.4	1.6	-.15	-.10	-.10	-.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
1.8		-.20	-.15	-.10	-.10	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	-.05	0.00	0.00	0.00	0.00
2.0		-.25	-.15	-.15	-.10	-.10	-.10	-.10	-.10	-.05	-.05	-.05	-.05	0.00	0.00	0.00

$y_2: \alpha_2 = \frac{h_s}{h}; y_3: \alpha_3 = \frac{h_i}{h}$;
Au dernier niveau $y_2 = 0$;
au premier niveau $y_3 = 0$.

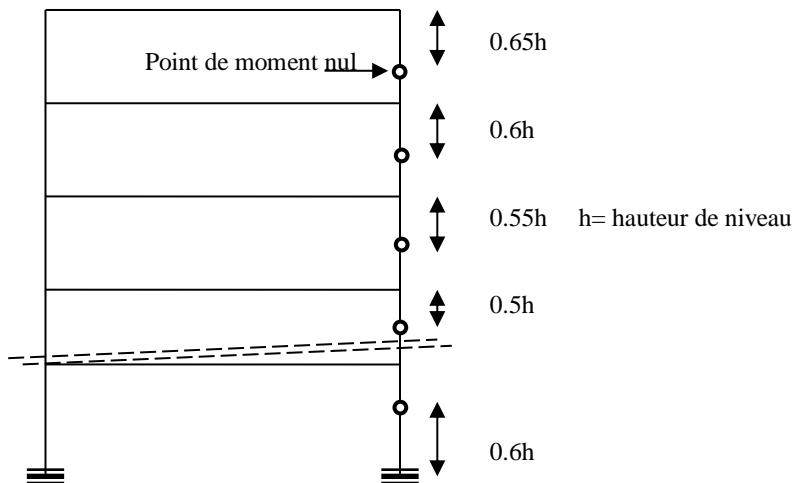
Nb de niveau	Rang du niveau	y₀ (pour charge triangulaire type séisme)													
		\bar{k}													
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

10	10	-.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.50												
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50										
	3	0.60	0.55	0.50												
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50							
	1	1.35	1.00	.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
11	11	-.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50							
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50									
	4	0.50														
	3	0.65	0.55	0.50												
	2	0.85	0.65	0.60	0.55											
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
≥ 12	n	-.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	n-1	-.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	n-2	0.05	0.25	0.30	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	n-3	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50						
	n-4	0.25	0.35	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50						
	n-5	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50							
	n-6	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50								
	n-7	0.40	0.45	0.55	0.45	0.50										
	$5 \leq i \leq n-$	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50										
	8	0.55	0.50													
	4	0.65	0.55	0.50												
	3	0.85	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50							
	2	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
	1															

▪ Méthode simplifiée de BOWMAN

Pour les bâtiments courants et un calcul en avant-projet, nous pouvons utiliser la méthode de BOWMAN qui permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes plus exactes.

Elle consiste à partager l'effort tranchant total à chaque niveau du portique, proportionnellement aux rigidités respectives des poteaux, puis de déterminer les points de moment nul (voir figure suivante).



Et on calcule les moments de la même manière (comme exposée dans la méthode MUTO).

- **Stabilité au renversement** : (RPA)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Donc chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques. A chaque niveau, l'augmentation du moment de renversement calculé à l'étage considéré doit être distribuée aux différents éléments résistants de ce niveau.

Cette distribution peut se faire dans la même proportion que celle des efforts tranchants.

On peut (en admettant certaines simplifications) procéder de la manière suivante :

Le moment renversant à la base sera alors : $M_R = \sum_{j=1}^n F_j \cdot d_j$

Ce moment sera repris par les poteaux. L'effort normal repris par chaque poteau à la base est alors :

$$N_i = \frac{M_R}{(I/\Delta)} \cdot X_i \cdot B_i \quad (\text{Effort de compression ou de traction})$$

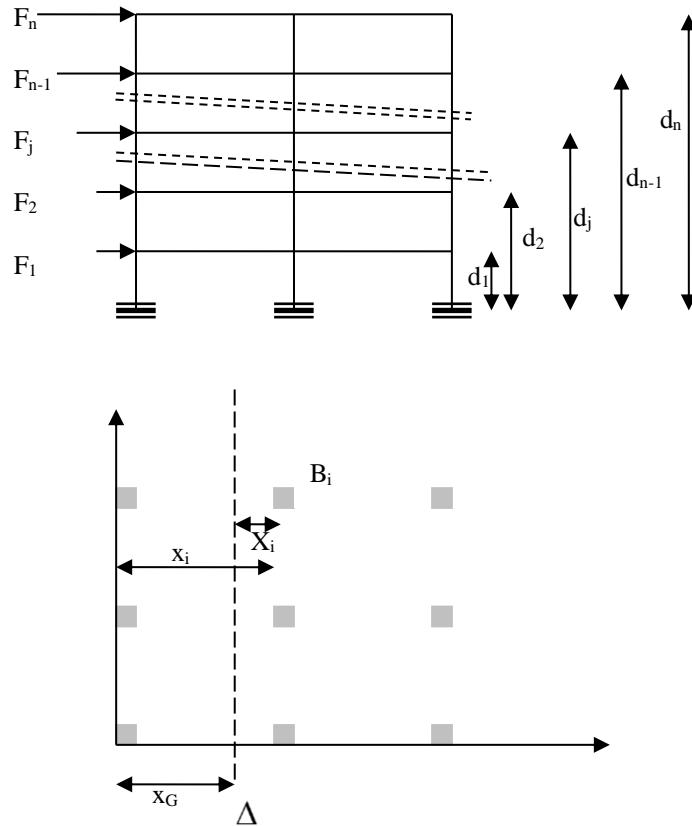
Avec $X_i = x_i - x_G$ (en valeur algébrique)

x_G = position de Δ par rapport à un système d'axe quelconque.

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^m x_i \cdot B_i}{\sum_{i=1}^m B_i}$$

Δ = l'axe dans le plan de la structure autour duquel s'effectue le renversement.

$(I/\Delta) = \sum_{i=1}^m X_i^2 \cdot B_i + \sum_{i=1}^m I_{0i}$ (I_{0i} = inertie propre de la section / à son axe.)



▪ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA)

Les effets du second ordre P-Δ peuvent être négligés dans le cas de bâtiments courants si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 = $\delta_k - \delta_{k-1}$

$\delta_k = R \delta_{ek}$ = déplacement horizontal du niveau k

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R = coefficient de comportement

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k = hauteur de l'étage k

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

▪ Justification vis-à-vis des déformations : (RPA 99 version 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur d'étage à moins qu'on ne puisse prouver qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.