

Chapitre 02 : Systèmes de contreventement

2.1. Introduction

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

2.2. Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses.

Le rôle de contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- *leur nombre* : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- *leur disposition* : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- *leur distribution verticale* : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

2.3. Contreventement général des bâtiments

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments.

Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées.

Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages. Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories.

2.3.1. Contreventement assuré par portiques

Les portiques (Figure 2.1) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre.

Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.



Figure 2.1. Ossature en portiques en béton armé.

2.3.2. Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée par :

- des triangulations.
- des voiles en béton armé.
- éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

2.3.2.1. Contreventement par triangulations

La présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés particulières ; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds.

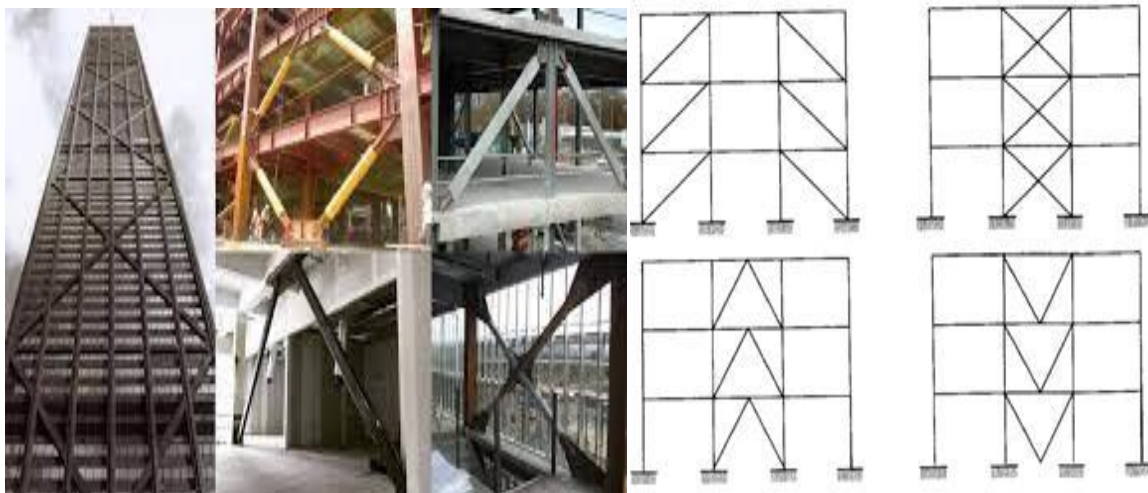


Figure 2.2. Contreventement triangulé.

2.3.2.2. Contreventement par voiles en béton armé

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le

contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié. Dans ce type de contreventement, Les voiles assurent en mêmes temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure 2.3 fait apparaître ce système constructif.



Figure 2.3. Contreventement par voiles en béton armé.

Le contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, est peut être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température. Il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (Figure 2.4).

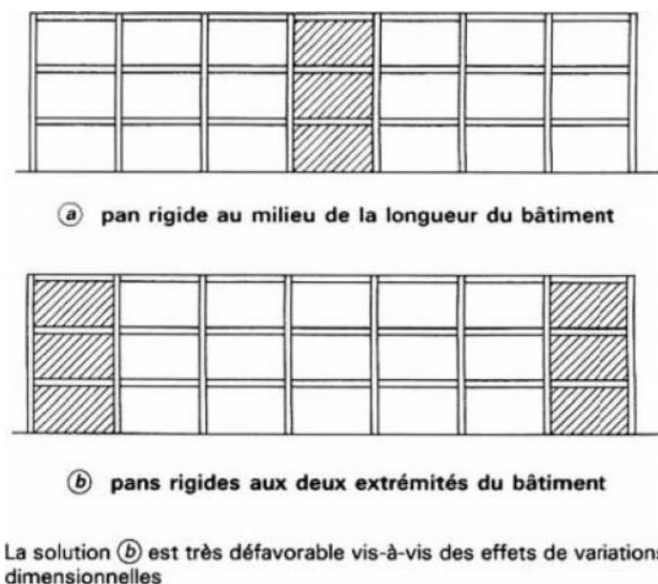


Figure 2.4. Contreventement longitudinal d'un bâtiment par des voiles

2.3.2.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués en France mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage.



Figure 2.5. Contreventement par maçonnerie.

2.3.3. Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.). Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Dans certains cas, le noyau de stabilité a été réalisé en béton armé, alors que les parties périphériques comportaient une ossature poutres et poteaux en métal.

Il faut cependant noter que, dans certains immeubles-tours, ce sont les ossatures des façades qui ont été conçues pour assurer la stabilité sous l'action du vent.

Les calculs ne diffèrent pas, dans leurs principes, de ceux correspondant à la solution du contreventement par voiles en béton armé ; il faut déterminer la répartition des efforts entre les différents voiles dans chaque sens et étudier notamment la résistance des linteaux entre éléments de voiles situés dans un même plan.

Dans ce type de contreventement, le noyau rigide reprend la totalité de l'effort horizontal. La Figure 2.6 présente un exemple de contreventement par noyau central dans la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.



(a). Cage d'escalier en béton armé.



(b). Cage d'ascenseur en béton armé.

Figure 2.6. Contreventement par noyau central.

2.3.4. Contreventement mixte

On peut envisager des solutions mixtes (Figure 2.7), utilisant simultanément plusieurs types de contreventement. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

Selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, et pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction voiles-portiques, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.



Figure 2.7. Contreventement mixte d'un bâtiment.

2.4. Emplacement des murs de contreventement

Les murs individuels peuvent être soumis à des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La mesure dans laquelle un mur contribuera à la résistance des moments de renversement, les forces de cisaillement, et la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan et l'orientation géométrique ainsi que l'emplacement dans le plan de l'édifice. Les positions des murs de contreventement dans un bâtiment sont généralement dictées par des impératifs fonctionnels. Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale.

Les concepteurs des structures sont souvent en mesure de conseiller les architectes sur les endroits les plus souhaitables pour les murs de contreventements, afin d'optimiser la résistance sismique. Les considérations structurelles majeures pour le mur porteur seulement seront les aspects de la symétrie, la rigidité, la stabilité de torsion, et la capacité disponible de renversement des fondations. La clé de la stratégie de disposition des murs de contreventement est le désir que les déformations inélastiques soient distribuées uniformément raisonnable sur tout le plan de la construction plutôt que d'être concentrer seulement sur quelques murs.

Une disposition typique des murs est montrée dans la Figure 2.8. Dans le sens nord-sud de la force latérale par mur sera faible en raison d'un grand nombre de murs. Le comportement dans le sens Est-Ouest de la structure de la Figure 2.8 (a) sera plus critique, car la zone de paroi réduite et le grand nombre d'ouvertures doivent être fournis.

Le grand nombre de murs, l'adéquation des systèmes dans la Figure 2.8 (b) provient de la position des centres de masses et la rigidité étant confondus, d'où il en résulte une faible

excentricité statique. En évaluant la stabilité en torsion des systèmes de murs, la disposition des murs, ainsi que la rigidité en flexion et en torsion, doit être considérée.

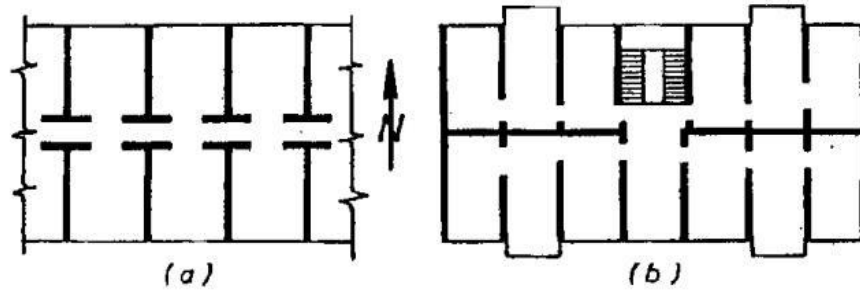


Figure 2.8. Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation.

2.5. Effet de torsion sur les systèmes des murs de contreventement

La stabilité de torsion de systèmes de murs peut être examinée à l'aide de la Figure 2.9. Beaucoup de murs porteurs sont ouverts avec des parois de sections minces et de petites rigidités à la torsion. Ainsi, dans la conception parasismique, il est habituel de négliger la résistance à la torsion des murs individuels. On constate que la résistance à la torsion des dispositions des murs de la Figure 2.9(a), (b) et (c) pourrait être atteints que si la résistance de force latérale de chaque mur par rapport à son faible axe est significative. Comme ce n'est pas le cas, ces exemples représentent des systèmes de torsion instable. Dans le cas de la disposition dans la Figure 2.9 (a) et (c), les calculs peuvent ne présenter aucune excentricité des forces d'inertie. Cependant, ces systèmes ne répondront pas à la torsion.

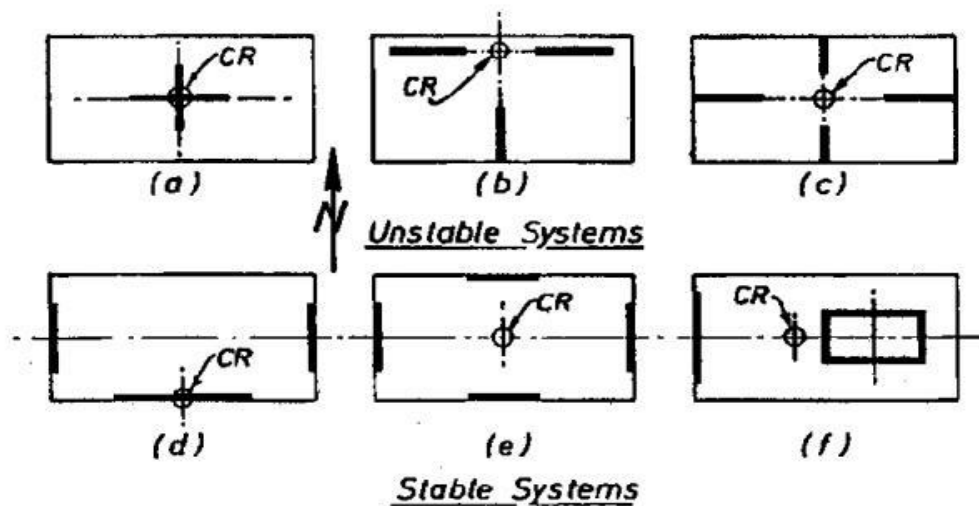


Figure 2.9. Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur

Les Figures 2.9(d) et (f) montrent des configurations stables en torsion. Même dans le cas de la disposition de la Figure 2.9(e), où l'excentricité significative présentée sous l'axe est-ouest de la force latérale, la résistance à la torsion peut être efficacement fournie par les actions induites dans le plan des murs court. Cependant, les systèmes excentriques, tel que représenté par les Figure 2.9(d) et (f), sont des exemples particuliers qui ne doivent pas être favorisés dans les bâtiments ductiles résistant aux séismes sauf les systèmes de résistances additionnels de la force latérale, tels que les portiques ductiles, sont également présents. Pour illustrer la stabilité en torsion de systèmes de murs inélastique, les dispositions indiquées dans la Figure 2.10 peuvent être examinées. La force horizontale H dans le sens de la longueur peut être résistée efficacement dans les deux systèmes. Dans le cas de Figure 2.10(a) l'excentricité, le cas échéant, sera faible, et les éléments dans la direction courte peuvent fournir la résistance à la torsion, même si le raidisseur de la section peut ainsi être soumis à des déformations inélastiques dues à la force sismique de cisaillement H .

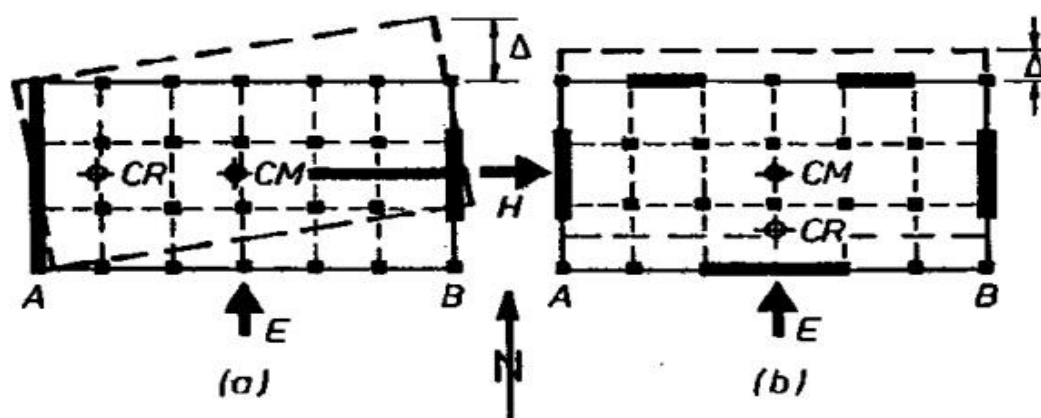


Figure 2.10 : Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique.

Sous l'action sismique E dans la direction courte, la structure de la Figure 10(a) est apparemment stable, malgré l'excentricité importante entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR).

Il sera pratiquement impossible d'assurer que les deux murs parallèles à E atteignent simultanément l'état maximal (yield), en raison des incertitudes inévitables des distributions de masse et la rigidité. Si l'un des murs, soit B, le premier échec atteint d'abord, sa rigidité incrémentale permettra de réduire à zéro, ce qui provoque des rotations excessives d'étage comme indiqué. Il n'y a pas de murs dans le sens transversal à E (c'est à dire, la direction longue) pour offrir la résistance contre cette rotation, et donc la structure est en torsion instable. En revanche, si l'un des deux murs parallèles à E dans la Figure 2.10(b), s'échec d'abord, comme c'est à nouveau probables, les murs dans la direction longue, ce qui reste élastique sous l'action de E, vont stabiliser la tendance de la rotation incontrôlée par le développement du cisaillement en plan, et la structure est donc en torsion stable.

Les cages d'ascenseur et des escaliers se prêtent à la formation d'un noyau en béton armé, ont été utilisés pour fournir la composante majeure à la résistance de force latérale dans les immeubles de bureaux à plusieurs étages. La résistance additionnelle peut être dérivée, si nécessaire, à partir du périmètre des portiques comme indiqué dans la Figure 2.11(a). La position d'un tel noyau central peut aussi fournir suffisamment de résistance à la torsion.

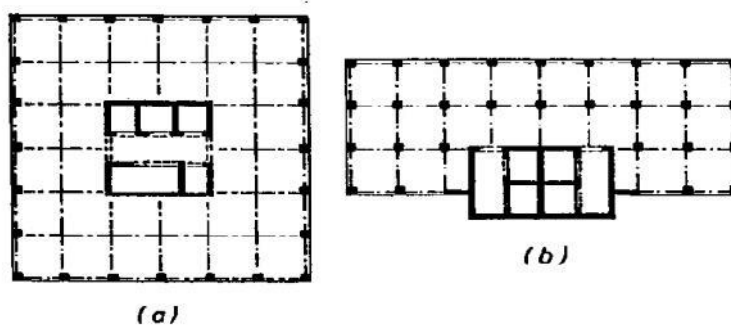


Figure 2.11. Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé.

2.6. Méthodes de calcul des contreventements

Dans le développement du calcul des éléments de contreventement nous nous intéressant particulièrement ici au calcul des structures en portiques et en voiles.

2.6.1. Contreventement par portiques

Le système porteur est constitué par l'ensemble de poteaux-poutres formant des portiques étages. La déformation d'ensemble d'un portique soumis à un système quelconque de forces horizontales dépend :

- x De l'intensité de la répartition des forces sur la hauteur du bâtiment
- Des caractéristiques géométriques et mécaniques du portique

Avant de commencer d'étudier les portiques en parler sur les poteaux comment réagir avec les forces horizontales.

- a) **Les poteaux** peuvent résister à des forces horizontales par effet d'encastrement à leur base tel que l'excentricité entre la charge normale appliquée et celle du terrain déterminera le type de fondation choisi.

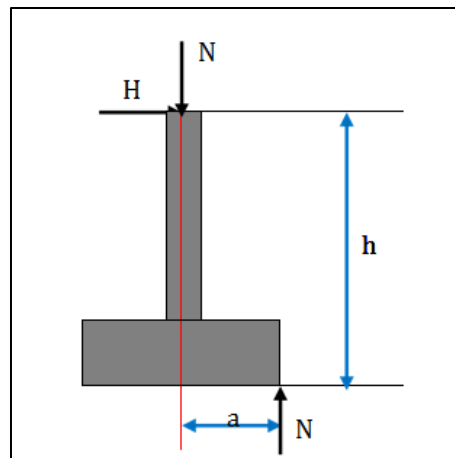


Figure 2.12. Poteau soumis aux chargements N et H

b) **Structure en portique :**

Le calcul des sollicitations de cette structure s'effectue principalement par deux approches tel que : Les méthodes exactes qui font appelent à

- La résistance des matériaux (R.D.M)
- Le calcul numérique (M.E.F)

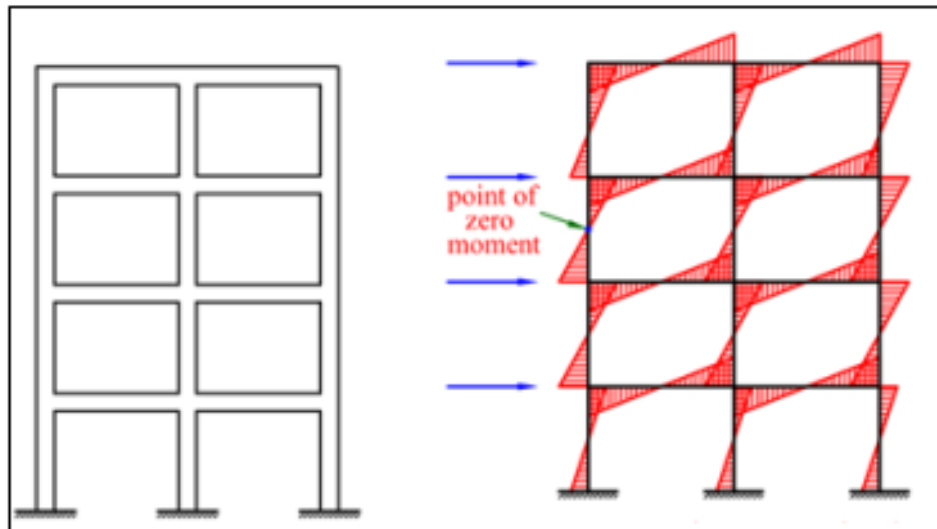


Figure. 2.13. Structure en portique

Des méthodes approchées : qui sont développés pour les charges horizontales par plusieurs auteurs tel que :

- MUTO
- FUENTES
- BOWMAN

Nous présenterons ici l'une des méthodes approchées les plus connue qui sont celle de [MUTO].

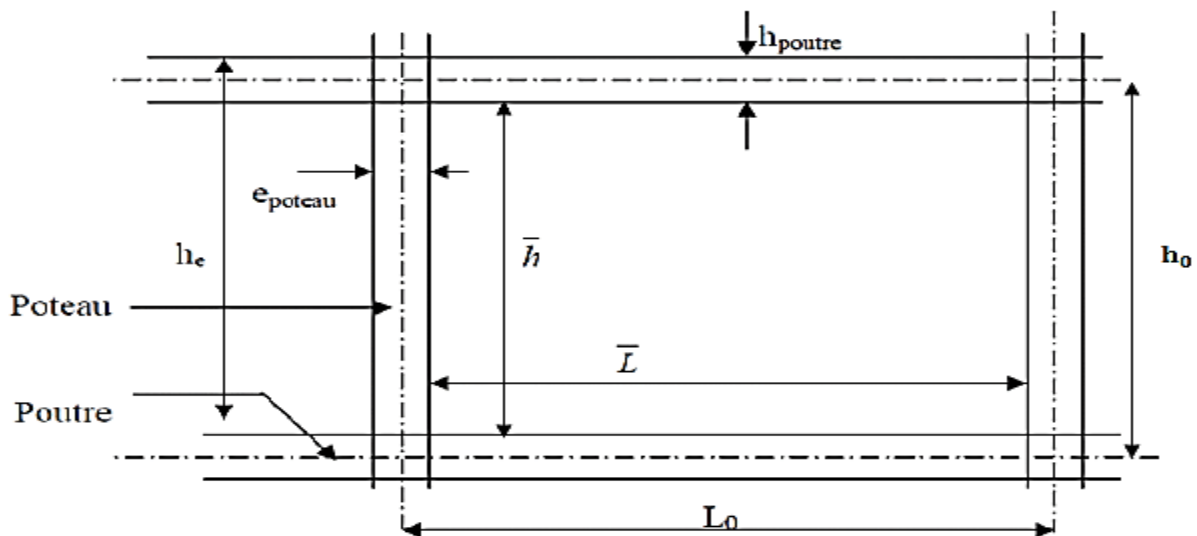
La méthode MUTO est proposée dans la réglementation Japonaise, c'est la mieux indiquée pour ce type de contreventement. Elle est basée sur la notion de « rigidité relative de niveau » d'un portique dont « MUTO » suggère comme valeur la rigidité avec poteaux supposés parfaitement encastrés multipliée par un coefficient « a » correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Rigidités des portiques :**Calcul des rigidités linéaires :**

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres
«Poteaux forts -poutres faibles ».

Rigidités linéaires d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidités linéaires d'une poutre : $K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$



Avec :

I_{pot} : Inertie des poteaux au niveau n

I_{pout} : inertie des poutres du niveau n

K_{pout} : (m^3): Raideur des poutres

K_{pot} : (m^3): Raideur des poteaux

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$\left. \begin{aligned} h_c &= \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \\ L_c &= \bar{L} + \frac{1}{2} h_{pout} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

L_c : Longueur de calcul de la poutre.

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

$\bar{h}$: Hauteur de poteau entre nus des poutres . ($h_0 - h_{pout}$).

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux) $\bar{L} = (L_0 - h_{pot})$

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

- Calcul des coefficients ($\bar{K}$) relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux et (a) coefficient correcteur

Le tableau suivant résumer les deux coefficients ($\bar{K}$) et (a)

Poteaux intermédiaire			Poteaux de rive		
Etage courant	1 ^{er} niveau	1 ^{er} niveau	Etage courant	1 ^{er} niveau	1 ^{er} niveau
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$
$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

Calcul des rigidités des poteaux suivant des deux directions

- Pour étage courant :

$$r = a \frac{12 EI}{h_e^3}$$

- Pour premier niveau

a- Poteau encastré à la base :

$$r = a \frac{12 EI}{h_e^3}$$

b- Poteau articulé à la base :

$$r = a \frac{3 EI}{h_e^3}$$

Avec :

- E : module d'élasticité (de Young longitudinal) du béton armé.
- I : inertie de la section du poteau suivant la direction considérée
- he : hauteur du poteau.

$$E_{c28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- **Calcul des rigidités équivalentes du niveau des dans les deux sens « transversale et longitudinale »**

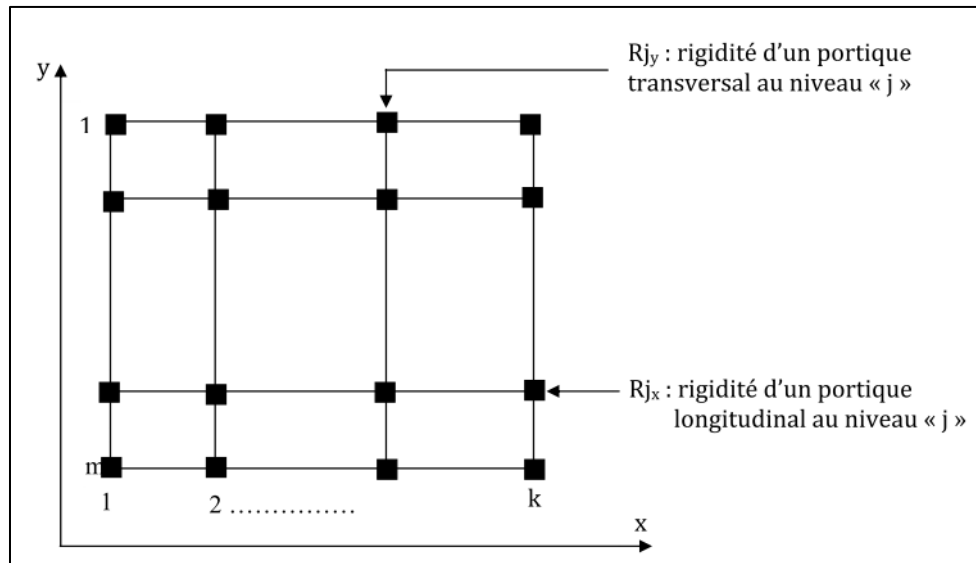


Figure. 2.14. Vue en plan étage « j ».

Le sens transversal :

$$R_{jt} = \sum_{i=1}^{i=m} a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3}$$

Le sens longitudinal :

$$R_{jl} = \sum_{i=1}^{i=k} a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3}$$

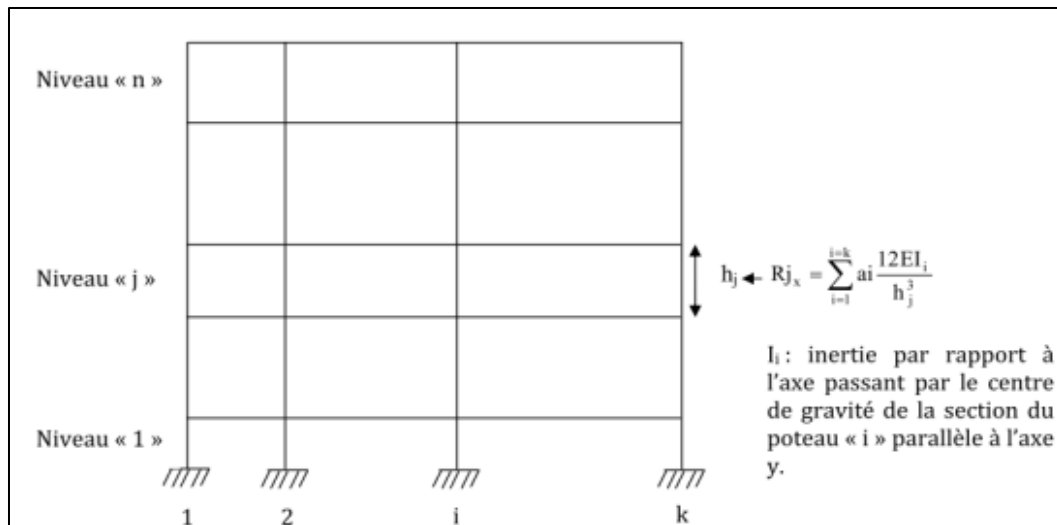


Figure. 2.15. Coupe longitudinale de portique « j »

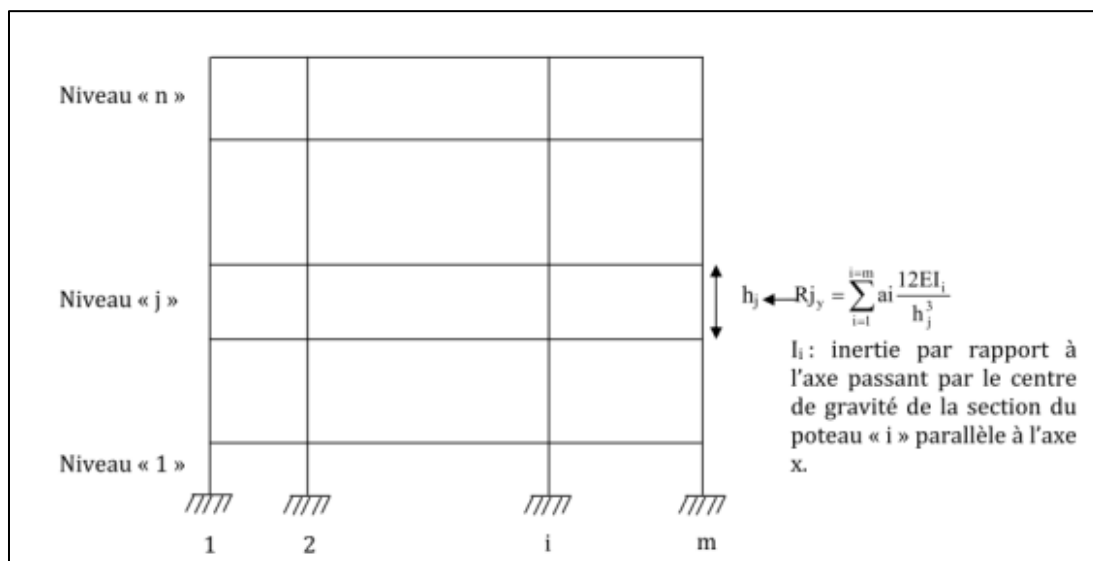


Figure. 2.16. Coupe transversale de portique « j »

- **Calcul du Centre de masse G_j (centre de gravité) :**

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc. Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

x_i et y_i : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.

X_G et Y_G : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

- **Centre de torsion C_j (centre de rigidité) :**

Le centre de torsion (centre de rigidités) est le point pour lequel la force tourne autour de ce point. Par ce point (G_j), coïncide (C_j) n'engendra qu'une translation du plancher et un moment dans l'axe de la rotation passant par ce point n'engendre qu'une rotation du plancher. Le centre de torsion à un niveau

(j) est calculé par les formules suivantes :

$$x_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jt} x_t}{\sum_{t=1}^k R_{jt}}$$

$$y_c = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jt} y_t}{\sum_{t=1}^k R_{jt}}$$

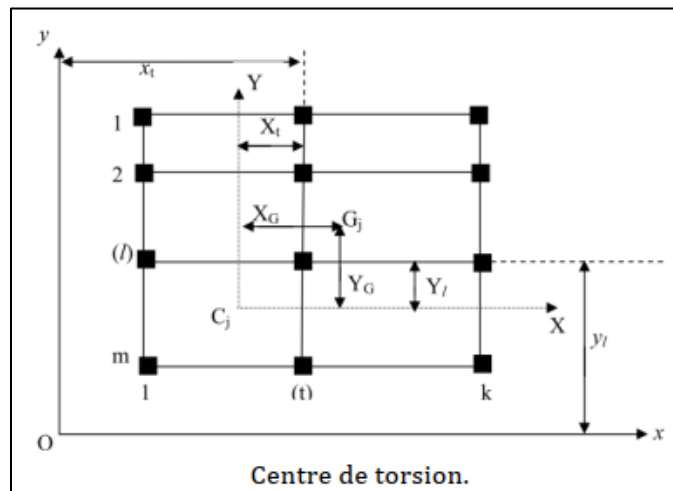


Figure. 2.17. Centre de torsion

On définit :

C_j : centre de torsion à l'étage « j ».

$C_j \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix}$ coordonnées de C_j par rapport à $(o \ x \ y)$.

G_j : centre du gravité du plancher « j ».

$G_j \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix}$ coordonnées de G_j par rapport au nouveau repère (C_j, X, Y) .

O : point quelconque.

O_x ; O_y : les axes parallèles aux directions principales du bâtiment.

X_t : distance d'un portique transversal à l'axe o_y .

Y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe o_x .

- **Calcul de l'excentricité :**

- Excentricité théorique : C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{x\text{théorique}} = XG - XC$$

$$e_{y\text{théorique}} = YG - YC$$

- Excentricité accidentelle : Cette excentricité accidentelle sera déterminée selon l'article 4.2.7 du RPA 99 ; l'excentricité accidentelle égale à 5% L (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$e_{x\text{ accidentelle}} = 5\% L_x$$

$$e_{y\text{ accidentelle}} = 5\% L_y$$

L_x, L_y : dimension en plan du bâtiment

Excentricité adopté :

$$e_x \text{ adopte} = \max(e_{x\text{théorique}}, e_{x\text{ accidentelle}})$$

$$e_y \text{ adopte} = \max(e_{y\text{théorique}}, e_{y\text{ accidentelle}})$$

- **Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage (j)**

La rigidité à la torsion de l'étage « j » notée $R_{j\theta}$ est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^K R_{jt} (X_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (Y_l)^2$$

Où :

X_t est la distance d'un portique transversal à l'axe CY .

Y_l est la distance d'un portique longitudinal à l'axe CX .

- **Détermination des efforts tranchants de niveau par étage**

Soient $f_1, f_2, \dots, f_n$ les forces sismiques calculés d'après le RPA.

w est égal à la somme des poids w_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Selon le RPA, la valeur de W (poids total) est égale à la somme des poids W_i , calculée à chaque niveau

w_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes eventuels, solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charges exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par RPA (tableau 4.5).

valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

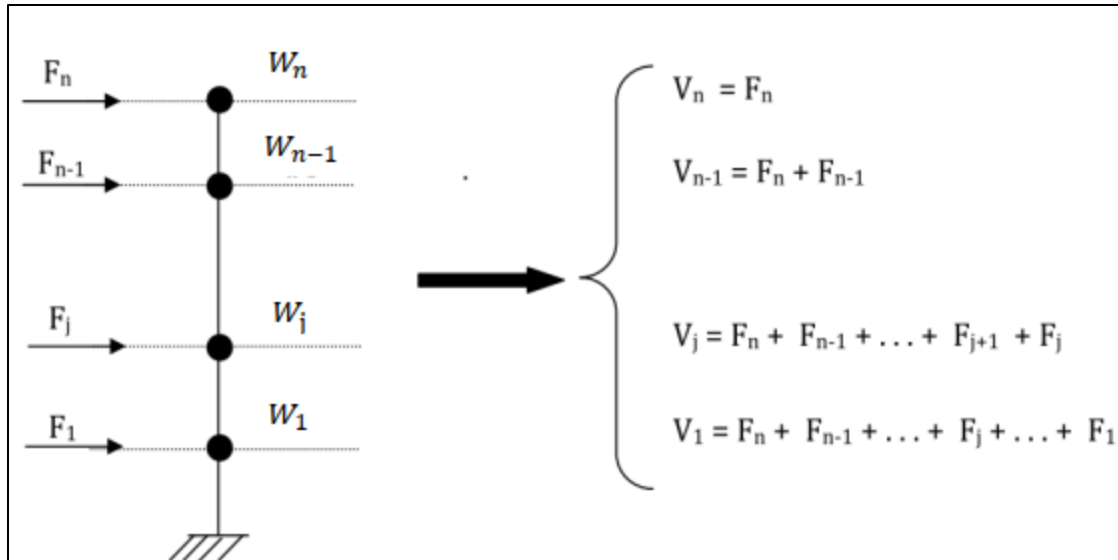


Figure. 2. 18. Efforts tranchants à chaque niveau du bâtiment

× Répartition des efforts tranchant par étage aux différents portiques

Soit:

V_{jx} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens x à l'étage « j »

V_{jy} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens y à l'étage « j ».

Le plus souvent les rigidités relatives de niveau des portiques R_x ou R_y ne varient pas ou varient progressivement de la même manière suivant la hauteur du bâtiment, on peut dans ce cas considérer que le centre de torsion C et le centre de masse G varient peu d'un étage à l'autre.

Les centres de torsions C_j et les centres de gravité G_j sont sensiblement sur la même verticale généralement.

Portiques longitudinaux : l'effort tranchant de niveau « j ».

$$V_{jx}^l \text{ sera : } V_{jx}^l = V_{jx} \frac{R_{jt}}{\sum_{l=1}^m R_{jt}} + V_{jx} \cdot Y_G \frac{R_{jt} y_t}{R_{j\theta}}$$

Portiques transversaux : : l'effort tranchant de niveau « j ».

$$V_{jy}^t \text{ sera : } V_{jy}^t = V_{jy} \frac{R_{jt}}{\sum_{t=1}^k R_{jt}} + V_{jy} \cdot X_G \frac{R_{jt} x_t}{R_{j\theta}}$$

2.6.2 Contreventement par voiles

Ce genre de structure est constitué par des éléments en béton ou en maçonnerie qui fonctionne

Comme des consoles encastrées à leur base sur des fondations.

- Répartition des forces horizontales entre les refends

Quelle que soit l'origine des forces horizontales, la stabilité doit être assurée, au minimum, par deux refends « voiles » non coplanaires par direction, ou encore trois refends disposés dans les plans de contreventement non parallèles constituant des systèmes isostatiques, il est à remarquer que dans un système purement isostatique, la distribution de la résultante des actions horizontales est indépendante des inerties respectives des éléments de contreventement. Le plancher est considéré comme étant rigide et indéformable dans son plan.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventements (système hyperstatique) de formes et conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur.

Un calcul manuel est toujours possible, mais il faut prendre en compte les hypothèses simplificatrices suivantes : Les planchers sont indéformables dans leurs plans, Les éléments de contreventements sont parfaitement encastrés à leur base, et d'autres hypothèse en relations avec l'élancement et les déformations des éléments de contreventements.

Il existe deux types de refends

- Système isostatique
- Système Hyperstatique

a) Cas de deux refends (système isostatique)

Si l'on ne dispose que de deux éléments par direction, il faut qu'ils soient suffisamment espacés afin de mobiliser des couples de force devant équilibrer les moments de torsion. La répartition isostatique par direction donne :

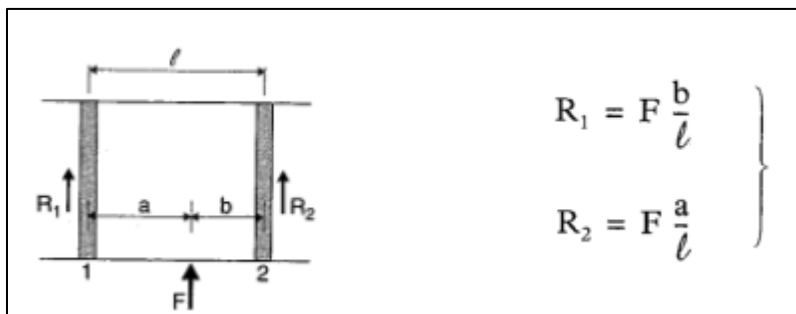


Figure 2.19. Contreventement isostatique, refends parallèles

b) Cas de trois refends non concourants et non parallèles (système isostatique)

Si l'on ne veut pas faire intervenir le fonctionnement en section profilées, les composantes suivant les trois directions sont :

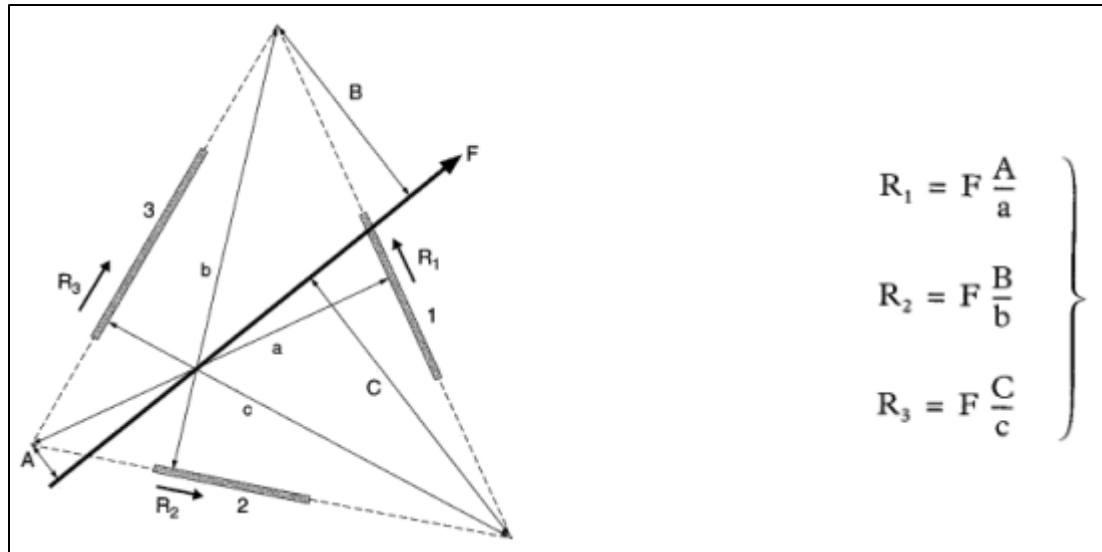


Figure 2.20. Contreventement par trois refends disposés en triangle

c) Cas de trois refends disposés en U (système isostatique)

En supposant les trois refends sont liés, on a la répartition suivante :

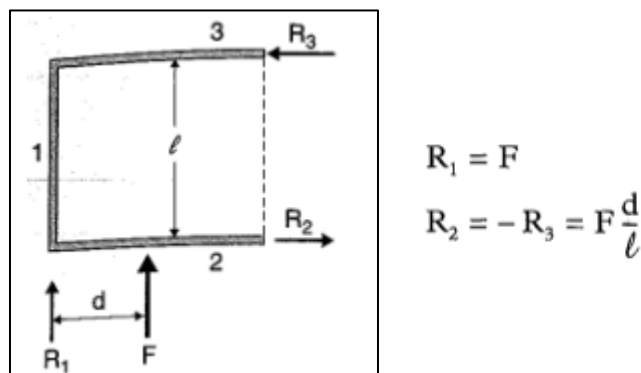


Figure. 2.21. Contreventement isostatique par trois refends disposés en U

d) Cas de refends parallèles (système hyperstatique)

Lorsque plusieurs refends sont disposés selon une trame orthogonale, ce qui est le cas le plus fréquent, le modèle de calcul peut être simplifié en prenant en compte, par exemple, uniquement les refends dans la direction correspondant à celle des forces considérées ; ces refends sont considérés comme étant des refends indépendants.

Pour la répartition des forces horizontales, on simplifie en posant les hypothèses suivantes :

- Les planchers sont indéformables horizontalement
- Les refends sont parfaitement encastres à leur base,
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou alors, la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

La force propre à chaque refend est proportionnelle à son inertie :

$$R_i = FI_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{dx_i}{\sum I_i x_i^2} \right)$$

Si la résultante F coïncide avec la position de centre de gravité des inerties de refends, la rotation est nulle, et l'effort R_i est uniquement proportionnel à l'inertie du refend considéré :

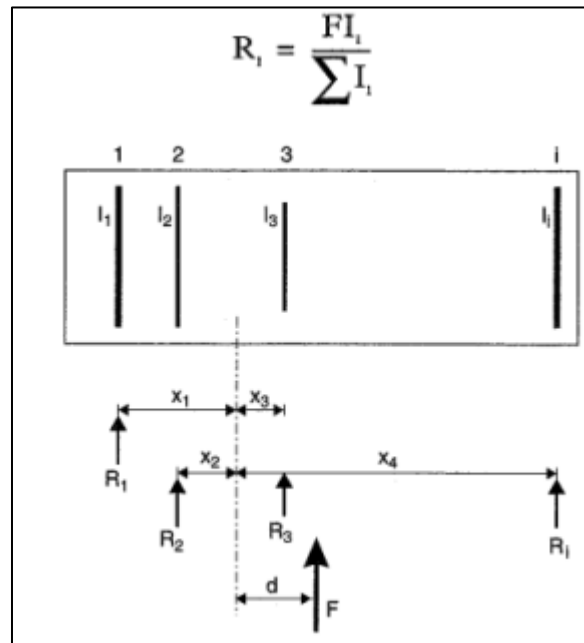


Figure 2.21. Contreventement par refends parallèles

e) Cas de du contreventement par cage (système hyperstatique)

Soit O le centre de gravité des inerties de refends considérés deux à deux. La position de O est déterminée par :

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= a \frac{I_2}{I_1 + I_2} \\ Y_0 &= b \frac{I_4}{I_3 + I_4} \end{aligned} \right\}$$

La déformation du bâtiment peut être décomposée en une translation sous l'action de la force F appliquée en O , et une rotation autour du centre O sous l'action d'un couple égal à Fd .

Si l'on pose :

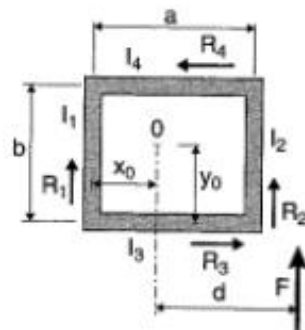
$$\begin{aligned} I_1 &= I_2 = I \\ I_3 &= I_4 = I' \end{aligned}$$

On obtient les forces par refend :

$$R_1 = F \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{a + \frac{b^2}{a} \frac{I'}{I}} \right)$$

$$R_2 = F \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{a + \frac{b^2}{a} \frac{I'}{I}} \right)$$

$$R_3 = -R_4 = \frac{Fd}{b + \frac{a^2}{b} \frac{I'}{I}}$$



Répartition de la force horizontale
dans cas d'un noyau

Figure 2.22. Répartition de la force horizontale dans le cas d'un noyau

Référence du cours:

Dr. Touhami TAHENNI, "Structures en béton armé 2", Université Djilali BOUNAAMA Khemis Miliana, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de la Technologie, 2022.

Dr. Dr. Taleb Hosni Abderrahmane, "Structures en béton armé 2", Centre Universitaire AbdelHafid Boussouf de Mila, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de Génie Civil, 2023.