

Chapitre 02 :

Eléments de calcul des actions s'exerçant sur les structures métalliques

1. Situations de projets

Les situations de projet peuvent être classées comme suit :

- Situations durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale.
- Situations transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution, de montage ou de réparation.
- Situations accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition (par exemple à un incendie, à une explosion, à un choc). Le séisme est considéré comme une situation accidentelle.

Dans le présent chapitre, nous allons décrire les actions agissant en situation durable, ainsi que les actions sismiques considérées, par les normes en vigueur, comme accidentelles. Par ailleurs, on peut distinguer, en situation durable, les actions permanentes de celles classées comme variables. Les actions permanentes sont caractérisées par leur faible variabilité au cours du temps aussi bien en sens, direction, intensités que zones d'application. Les actions variables sont dues aux surcharges d'exploitation de l'ouvrage ainsi qu'aux actions climatiques telles que le vent et la neige. Davantage de détails sont donnés dans les paragraphes suivants.

2. Les actions en situations durables

2.1 Les actions permanentes

Les charges permanentes correspondent aux actions qui agissent de manière constante tout au long de la durée de vie d'une structure. Comme mentionné plus haut, leur variation temporelle est négligeable. Ces charges permanentes comprennent le poids propre des éléments de la structure (ossature et autres éléments) ainsi que le poids des équipements et des installations qui restent quasiment constants pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. On peut citer d'autres exemples d'actions permanentes tels que : l'action des câbles de précontrainte, les déplacements différentiels des appuis, etc.

En Algérie, le DTR BC 2.2 intitulé "Charges permanentes et surcharges d'exploitation", qui tient compte des forces de pesanteur, définit les charges à prendre en compte lors des calculs. En général, ces charges sont évaluées en fonction des densités des matériaux. Quelques valeurs de charges permanentes, tirées de la littérature, sont fournies ci-dessous.

Généralement, les façades et les murs rideaux sont pris en considération par le biais d'une charge linéaire répartie agissant sur l'élément de structure porteur. Les cloisons légères de distribution, non porteuses, de poids inférieur à 250 daN/m^2 , qui subdivisent les locaux et dont la densité est relativement importante et régulière dans certains types de bâtiments (habitation, bureaux, etc.), peuvent être prises en compte comme une charge uniformément répartie de 100 daN/m^2 .

Désignation	Valeur (daN/m ²)
Plancher	
• Dalle pleine en béton armé (par cm d'ép.)	25
• Béton non armé (par cm d'ép.)	22
• Planchers préfabriqués à partir de dalles alvéolées	
- 12 cm	200 - 250
- 16 cm	240 - 290
- 20 cm	280 - 330
- 24 cm	320 - 370
• Planchers mixtes collaborants (bac acier - béton)	
Cofradal 60 :	
- ép 10 cm	170
- ép 12 cm	220
- ép 15 cm	295
- ép 16 cm	320
Revêtement de plancher	
• Chape de mortier de ciment (par cm d'ép.)	20
• Carrelages scellés	
- grès cérame 50 x 50 x 4,5	50
- carrelages ou dallages collés (par cm d'ép.)	20
• Parquets de 23 mm, y compris lambourdes	25
Couverture	
• Tôle ondulée d'acier galvanisée 8/10 mm	6
• Plaques ondulées en amiante-ciment	17

2.2 Les actions variables dues aux surcharges d'exploitation

Pour le calcul d'un élément structural (poutre, poteau, solive, dalle), les charges d'exploitation ou d'entretien sont affectées à une surface d'influence directement liée à cet élément. La figure 33 ci-dessous illustre des exemples de détermination de ces surfaces d'influence, utilisées pour le calcul des poteaux ou des poutres.

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'utilisation des espaces. Elles comprennent le mobilier, l'équipement, le stockage et la présence de personnes dans des conditions normales d'occupation des locaux. Les charges d'entretien, de rénovation et de modification correspondent aux matériaux et équipements qui peuvent être utilisés lors de ces travaux.

Le DTR BC 2.2 établit des règles de réduction des valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'étendue de la surface d'influence utilisée dans le calcul d'un élément porteur, ou en fonction du nombre d'étages.

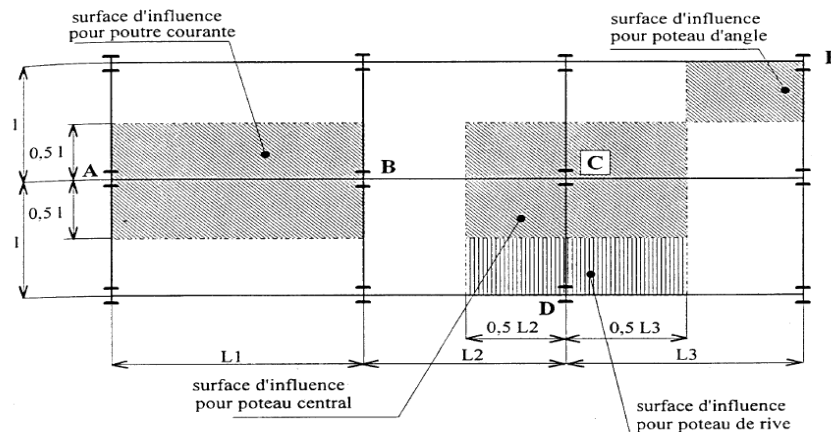


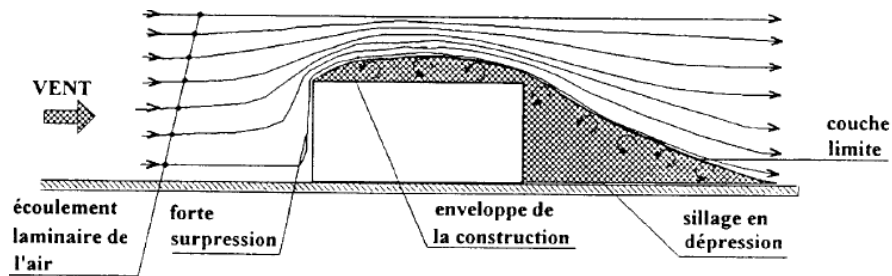
Figure 33 : Surfaces d'influence pour l'application de la charge d'exploitation à prendre en compte dans les calculs

À titre d'information, sont données au tableau ci-après les valeurs des charges d'exploitation usuellement prises en compte dans le calcul de certaines catégories de bâtiments.

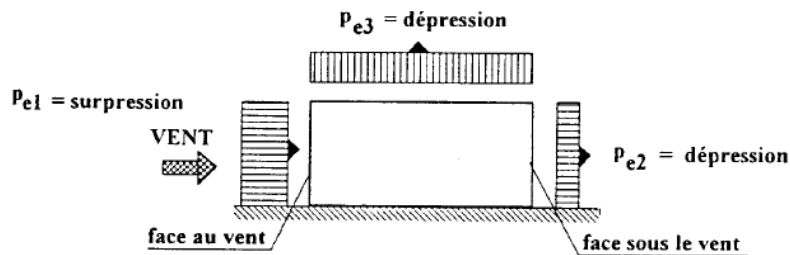
Nature du local ou de la charge	Valeur (daN/m ²)
Bureaux	
• Bureau proprement dit	250
• Bureau paysagé	350
• Salle de réunion	250
• Salle de conférence ou de projection ($\leq 50 \text{ m}^3$)	350
• Circulation et escalier	250
• Bibliothèque (50 % d'occup. au sol du rayonnage)	800
• Archives (50 % d'occup. au sol du rayonnage)	600
Bâtiments à usage d'habitation	
• Logement, y compris combles aménageables	150
• Balcon	350
• Escalier, hall d'entrée, circulation	250
Surface de vente	
• Stockage des produits mis en vente	350
Terrasse et toiture	
• Terrasse privée accessible aux usagers	150
• Terrasse recevant du public (selon usage, restaurant, salle de spectacles...)	250 - 600
• Terrasse et toiture non accessibles recevant une étanchéité	100
• - Terrasse technique (en plus des équipements fixes)	150
• - Charge d'entretien sur couverture	100 daN placé aux 1/3 et 2/3 des portées

2.3 Les actions variables dues au vent

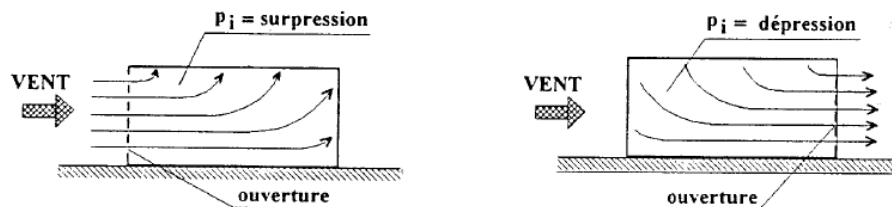
Considérons une construction exposée aux actions du vent. Ces actions se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions (figure 34 ci-dessous) peuvent être soit positives (surpression ou, tout simplement, « pression ») ou négatives (dépression ou « suction »).



a): écoulement d'air autour d'une construction



b): Pressions extérieures dues au vent



c): Pressions intérieures dues au vent

Figures 34: Effets du vent sur une construction

Le vent est susceptible de « frapper » les quatre faces d'une construction. On doit considérer tour à tour les pressions extérieures exercées sur les parois par le vent lorsque celui-ci provient des quatre directions géographiques (Nord, Sud, Est et ouest) (figure 35). On distingue d'abord les pressions extérieures qui agissent sur les faces de la construction: pignons, longs pans, versants. Si les faces sont « au vent », il s'exerce une pression sur celles-ci comptée positivement. Si elles sont « sous le vent », les faces seront soumises à des succions comptées négativement

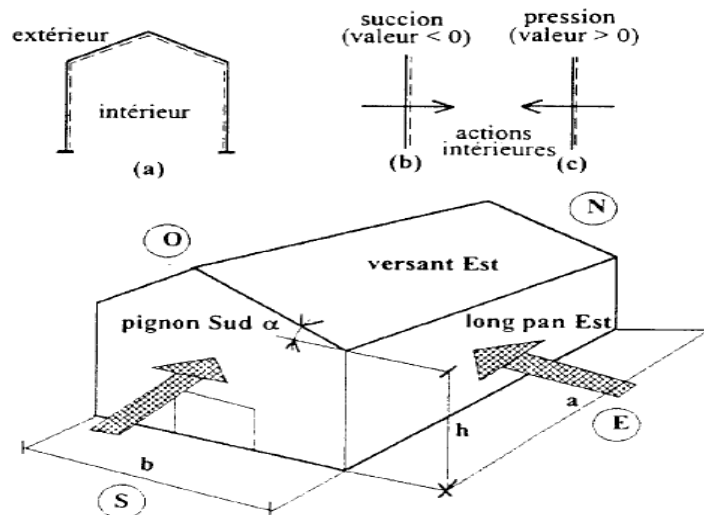


Figure 35 : terminologie des différentes façades de Hangars

Il existe également des pressions intérieures au bâtiment engendrées par le vent qui varient selon la perméabilité à l'air du bâtiment. Les parois intérieures sont soumises à des surpressions (lorsque la pression agit vers l'extérieur) ou à des dépressions (succions agissant vers l'intérieur). Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur du coefficient de pression est négative. Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur du coefficient de pression est positive.

L'action résultante unitaire du vent sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi. Elle est donnée par l'expression algébrique suivante :

$$p = (c_e - c_i)q = c \cdot q$$

Dans cette expression, c est le coefficient de pression unitaire résultant ; q est la pression du vent donnée en fonction de « la vitesse V du vent en mètre par seconde (m/s).

Les actions intérieures dépendent essentiellement de la perméabilité des parois. C'est ainsi que si toutes les parois et la toiture sont parfaitement étanches, il n'existera pas de pression intérieure du fait de l'écoulement du vent et la construction se comporte comme si le volume intérieur était plein.

Dans les constructions non étanches, la perméabilité (ouvertures, fenêtres, portes, etc.) peut influencer considérablement sur la pression intérieure. Cette dernière peut être soit positive soit négative selon la position des ouvertures prépondérantes dans l'enveloppe de la structure (façades et toiture) par rapport à la direction et au sens du vent. En effet, si le vent s'engouffre dans la construction, par des ouvertures face au vent, la pression intérieure est en surpression, donc positive (voir la figure 34c précédente). Si, au contraire, les ouvertures (portes ou fenêtres) se trouvent sur la face sous le vent,

l'air est aspiré hors de la construction, la construction est en dépression et la pression intérieure est négative.

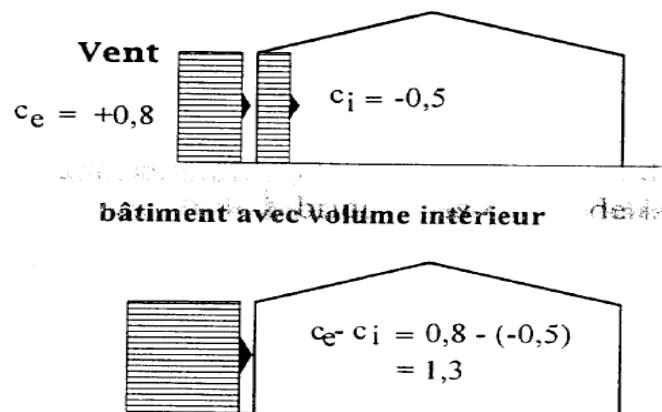
Les valeurs des pressions, appliquées normalement aux surfaces, dépendent de la direction, du sens et de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie), des ouvertures et de la position de ces ouvertures (portes, fenêtres, etc.). Pour l'exemple de la figure 35 précédente:

$$p_1 = (c_{pe1} - c_{pi})q ; p_2 = (c_{pe2} - c_{pi})q ; p_3 = (c_{pe3} - c_{pi})q$$

- c_{pe1} coefficient de pression extérieure sur la façade au vent
- c_{pe2} coefficient de pression extérieure sur la façade sous le vent
- c_{pe3} coefficient de pression extérieure sur la toiture
- c_{pi} coefficient de pression intérieure

Les valeurs de ces divers coefficients de pression sont données dans les codes Neige et vent tel le code algérien en vigueur : le RNVA2013.

Par ailleurs, lorsqu'on calcule les pressions unitaires résultantes sur chaque paroi d'une construction, il faut **cumuler de manière algébrique** les effets de la pression extérieure et de la pression intérieure. Par exemple, la paroi ci-contre est soumise à des forces d'entraînement unitaires qui valent dans ce cas 1,3 (daN/m²).



Par ailleurs, il est à noter que, dans certains cas (surfaces « longues » et rugueuses ou présentant des discontinuités de forme), on doit tenir compte d'actions d'entraînement du vent dues aux frottements entre l'air en écoulement sur les parois. Dans ce cas, il s'agit des surfaces parallèles au vent et non perpendiculaires.

2.4 Les actions variables dues à la neige

2.4.1 Charge de neige au sol

Les actions de la neige sur les constructions sont définies par rapport à une valeur de référence qui est la charge de neige sur le sol S_K par unité de surface.

Cette charge de neige dépend de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. A cet effet, le RNVA 2013 distingue quatre régions en Algérie. Il s'agit en l'occurrence des régions **A**, **B**, **C** et **D** dont les valeurs de neige au sol représentent une période de retour de 50 ans.

Le tableau 01 ci-dessous donne les valeurs de référence de la neige au sol en KN/m² selon les quatre régions, pour des altitudes inférieures ou égales à 2000 m. Au de la de 2000 m, le cahier des charges doit fixer les valeurs à prendre en compte.

Les valeurs de S_k (en KN /m²) sont déterminées par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude **H (en mètres)**.

Zones	A	B	C	D
S_k	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H}{100}$	Pas de charge de neige. Dans cette zone, les charges sont remplacées par celles dues aux sables.

Tableau 01 : valeurs de S_k en fonction de la zone et de l'altitude

2.4.2 Charge de neige sur les toitures

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en **projection horizontale** de toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

S : la charge de neige sur la toiture.

S_k : La charge de la neige sur le sol.

μ : le coefficient de forme (à déterminer en fonction de la forme de la toiture)

2.4.3 Coefficients de forme des toitures

Les valeurs des coefficients **μ** données ci-après concernent les toitures de formes courantes. Pour des formes particulières de toitures, le cahier de charge doit préciser la valeur à prendre en compte.

2.4.3.1 Cas de charges

Ce coefficient de forme **μ** varie selon les cas de charge : de **0.8**, pour les cas où il n'y a pas de risque d'accumulation de neige dû à la forme de la toiture, à **2.0** pour les toitures avec des obstacles locaux. Les différents cas de charge pris en compte par les différentes valeurs de **μ** sont les suivants :

- Cas de charge répartie sur toute la surface (sans redistribution par le vent).
- Cas de charge non uniforme : distribution initiale non uniforme, accumulation localisée au droit d'un obstacle, distribution de neige affectant la répartition de la charge sur l'ensemble de la toiture, (par exemple lorsque la neige est transportée du côté au vent vers le côté sous le vent)..
- Cas de charge résultant d'une redistribution de la neige depuis une partie du bâtiment plus élevée (par glissement).
- Cas de charge répartie sur une partie quelconque de la surface, et la moitié de cette valeur répartie sur le reste de cette surface, de manière à produire l'effet le plus défavorable sur l'élément considéré.

2.4.3.2 Toitures en pente :

La figure 36 ci-dessous récapitule les différentes valeurs des coefficients de formes utilisés pour les différents cas de toitures en pente que nous allons traiter dans ce qui suit, à savoir :

- Toiture à un seul versant (utilisation de μ_1 uniquement) (voir figure 37)
- Toiture à deux versants (utilisation de μ_1 et de μ_2) (voir figure 38)
- Toiture à versants multiples (utilisation de μ_1 , de μ_2 et de μ_3)

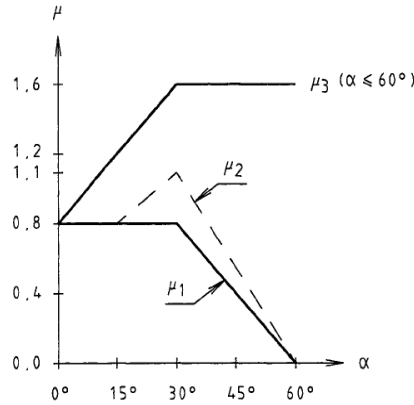


Figure 36 : Coefficients de forme utilisés dans les calculs des toitures en pente.

2.4.3.3 Cas des toitures à un versant :

Les coefficients de forme des toitures à un versant sans obstacle de retenue de la neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement) sont donnés par le tableau 02 ci-dessous.

Dans le cas où une rive de la toiture se termine par un obstacle de retenue des neiges, telles que garde-corps, barrières à neige, ou autres, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8.

Il convient de considérer les dispositions de charges suivantes (voir figure 37 ci-dessous) :

- cas de charge uniformément répartie (cas I) ;
- cas de charge uniformément répartie, appliquée sur la moitié la plus défavorable de la toiture (cas II).

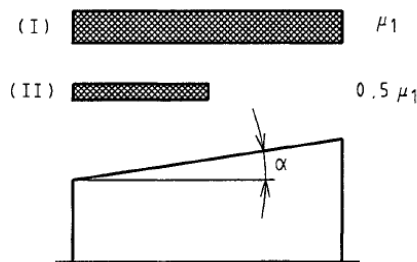


Figure 37 : Cas de charges pour toitures à un versant.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 02 : coefficient de forme – cas des toitures à un versant.

2.4.3.4 Cas des toitures à deux versants :

Les coefficients de forme des toitures à deux versants sans obstacles de retenue sont donnés par le tableau 03 ci-dessous. Dans le cas où une rive de toiture se termine par un obstacle de retenue de la neige, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0,8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 03: coefficients de forme – cas des toitures à deux versants.

Les dispositions des charges à prendre en compte sont celles produisant les effets plus défavorables parmi les cas de la figure 38 ci-dessous.

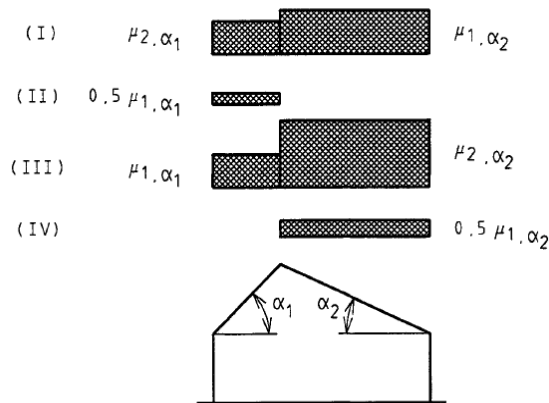
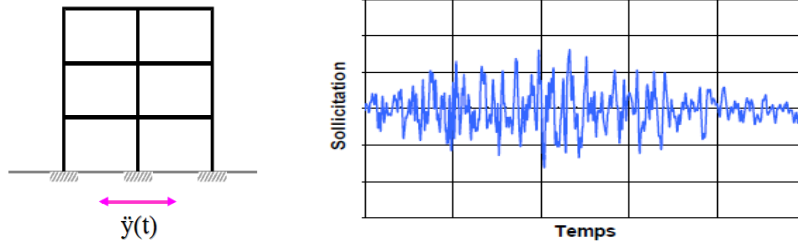


Figure 38 : cas de charges pour toitures à deux versants.

3. Les actions variables en situation accidentelles : le cas du séisme

3.1 Aspects théoriques



Un séisme se manifeste par des mouvements horizontaux et verticaux des sols. Ces mouvements sont transmis aux fondations des constructions. Les constructions sont mises ainsi en vibration dynamique laquelle engendre des forces d'inertie dues à leur masse. Ce qui entraîne des sollicitations dans les éléments de structure des constructions.

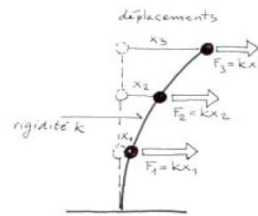
Or, la force d'inertie agissant sur un corps i est égale au produit de sa masse m_i par son accélération γ_i (2^{ème} loi de Newton) :

$$F_i = m_i \cdot \gamma_i$$

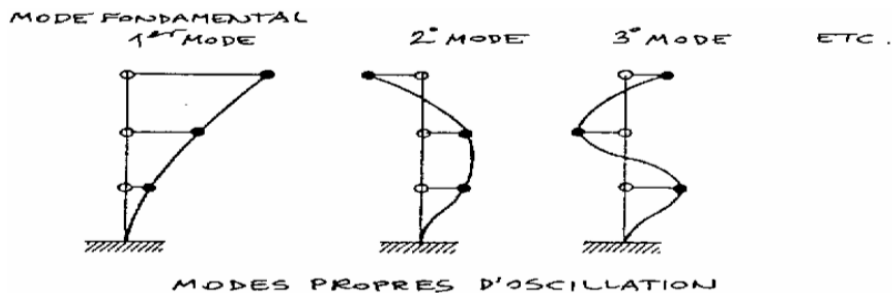
Les Forces d'inertie s'appliquent sur les masses de la construction. Dans le cas général, on considèrera que les masses sont concentrées dans les planchers. On peut constater que la réduction des masses permet de minimiser les sollicitations d'origine sismique. C'est le cas de certaines constructions métalliques légères sur lesquelles les forces sismiques (ou d'inertie) sont faibles.



Déplacements maximaux des planchers (1^{er} mode)



Forces appliquées sur les planchers



Le mouvement d'oscillation d'une structure qui comporte plusieurs masses (planchers par exemple) étant complexe, pour l'analyser on le décompose en plusieurs modes d'oscillation :

- mode fondamental et modes supérieurs.
- Pour le mode fondamental, les diverses masses oscillent en phase.
- Pour les modes supérieurs, elles sont plus ou moins déphasées.

3.2 Ductilité et résistance sismique des structures métalliques

Généralement, les aciers de constructions métalliques vérifient les conditions de ductilité prévues par les codes de calcul (EC03, CCM97). Cette propriété donne aux profilés métalliques, de grandes capacités d'absorption et de dissipation de l'énergie.

En effet, suite aux observations effectuées après des tremblements de terre majeurs (notamment celui de Boumerdes du 21 Mai 2003), le caractère parasismique efficace des constructions métalliques a souvent été confirmé. Toutefois, des exceptions existent. A ce titre, les séismes de Northridge (USA), en 1994, et de Kobe (Japon), en 1995, constituent des références, où de nombreuses fissurations locales ont été observées dans certaines bâtiments à ossatures métalliques. Cela étant dit, on peut affirmer que les structures métalliques ne peuvent détenir le « label parasismique » qu'en présence de conceptions réfléchies permettant d'assurer le comportement global ductile recherché et de mise en œuvre soignée.

A cet effet, le projet de construction métallique en zone sismique devra favoriser la formation de zones dissipatives saines où pourront se développer des déformations locales ductiles.

3.3 Les prescriptions réglementaires du RPA 99version 2003

Les calculs selon les règles parasismiques algériennes RPA-99, sortent du cadre de ce cours. Nous nous limitons uniquement aux prescriptions du RPA relatives aux constructions métalliques.

3.3.1 *Principe de cohérence (vent/séisme)*

Pour tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action du vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent.; Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les règles du RPA pour ce système, demeurent applicables. Elles sont comme suit :

3.3.2 *Prescriptions relatives aux portiques autostables classés ductiles*

D'après le tableau 4.3 du RPA99, les portiques autostables sont classés soit comme ductiles, soit comme ordinaires. Toutefois, pour pouvoir être considéré comme ductile, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

a) L'acier à utiliser doit avoir une bonne soudabilité

b) Il doit satisfaire aux critères de ductilité, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants:

- critère de ductilité : $(\varepsilon_u/\varepsilon_y) \geq 20$
- critère de raffermissement $(f_u/f_y) \geq 1.2$
- critère de l'allongement à la rupture $\varepsilon_u \geq 15\%$

c) Les limites d'élasticité réelles doivent avoir des variations suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastiques.

d) **Les sections transversales doivent être de classe 01** : En effet, les parois des sections comprimées et /ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs

maximales du rapport b/t pour des profils de section couramment utilisés, sont indiquées dans le tableau 04 ci-dessous ou bien tableau 8.1 du RPA 99.

Les profils concernés par le présent tableau 04 sont ceux **laminés à chaud**. Autrement dit, des sections transversales capables de former des rotules plastiques avec une grande capacité de rotation pour permettre le phénomène dit d'adaptation plastique où une redistribution favorable des efforts peut se produire dans la structure.

type de section	diagrammes des contraintes	b/t max.
	compression	20ϵ
	compression flexion	33ϵ 72ϵ
	compression flexion	396ϵ $13 \eta^{-1}$ $36 \frac{\epsilon}{\eta}$
	compression compression flexion	9ϵ $\frac{9 \epsilon}{\eta}$ $\frac{9 \epsilon}{\eta^{1.5}}$
	compression	33ϵ
	compression	$50 \epsilon^2$

Tableau 04 (ou tableau 8.1 du RPA 99) : les sections de classes 01 des portiques ductiles.

- e) Chaque assemblage poteau-poutre d'un portique autostable doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique totale de cette dernière.
- f) Les assemblages boulonnés doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- g) Pour les ouvrages d'importance majeure (groupes d'usage 1A et 1B) implantés en zone de forte sismicité (classée zone III), les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques autostables doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif, conformes aux normes en vigueur.

3.3.3 Conditions relatives aux portiques autostables classés ordinaires (non ductiles)

Les portiques autostables dont les parois des sections comprimées et/ou fléchies des éléments ont un rapport b/t ne respectant pas les critères des sections transversales **de classes 01** seront classés comme portiques autostables ordinaires (non ductiles).

3.3.4 Conditions relatives aux palées triangulées

Les aciers de construction utilisés dans les éléments des palées doivent respecter les mêmes conditions que celles données pour le cas des portiques autostables ductiles.

3.3.4.1 Palées triangulées concentriques

Les palées triangulées concentriques autorisées sont de 2 types:

- **Palées en X :** Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- **Palées en V :** Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité..

A titre indicatif, les ossatures métalliques représentées dans les figures 39 et 40 qui suivent peuvent être considérées comme des palées triangulées centrées.

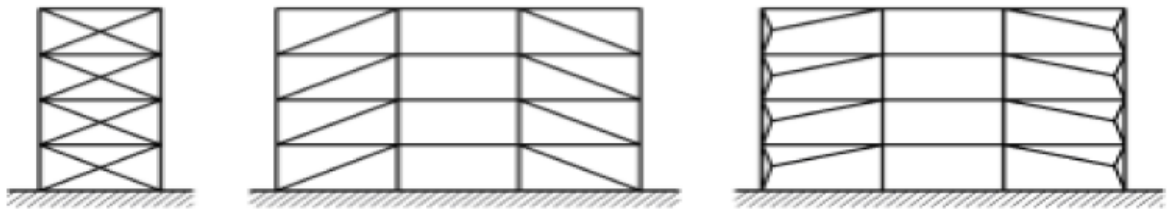


Figure 39 : Palées centrées en X

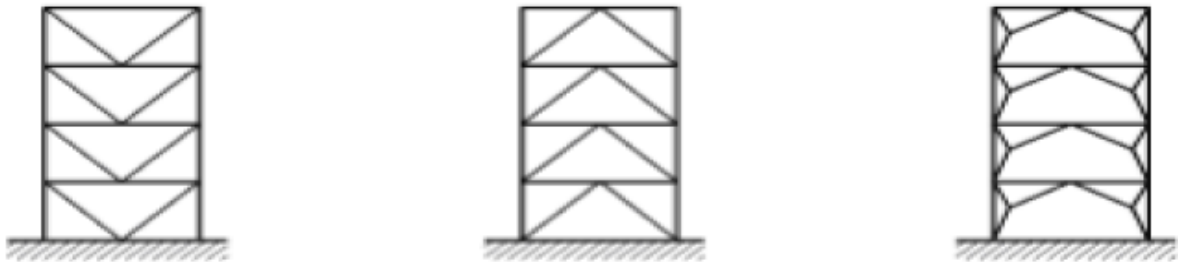


Figure 40 : Palées centrées en V

3.3.4.2 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce genre de structure, l'intersection des barres de contreventement peut être positionnée à n'importe quel point de la poutre, selon la configuration adoptée (figure 41). La dissipation de l'énergie sismique se réalise principalement par la plastification des barres tendues, mais elle peut également se produire par la formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique opérant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il est donc essentiel d'opter pour des configurations qui assurent l'activation de tous les tronçons d'excentrement.

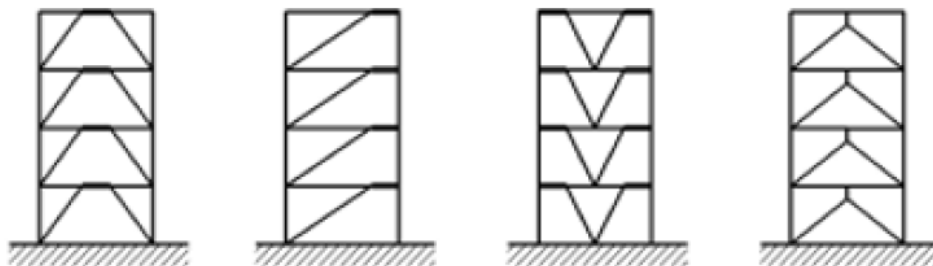


Figure 41 : Palées triangulées à barres excentrées

4. Les combinaisons d'actions

Rappelons que les actions permanentes sont les actions qui varient faiblement au cours du temps (ou de la vie de l'ouvrage) tel que le poids propre de la construction. En ce qui concerne les actions variables au cours du temps, on peut citer les surcharges d'exploitation ainsi que les actions climatiques telles que : le vent, la neige et les gradients thermiques. Pour les actions variables accidentelles, nous ne considérerons que les actions sismiques.

4.1 Combinaisons d'actions en situation durable

Lorsqu'elles sont combinées aux actions variables, les actions permanentes doivent être classées parmi l'une de ces deux catégories : favorable ou défavorable. En effet :

- l'action permanente doit être classée défavorable lorsqu'elle agit dans le sens contraire de la sécurité ou bien lorsque son effet conduit à la ruine de la structure. Dans ce cas, elle est notée G_{\max} et son coefficient de pondération doit être supérieur ou égal à 1
- l'action permanente doit être classée favorable lorsqu'elle agit dans le sens contraire de la ruine de la structure ou bien lorsque son effet consiste à augmenter la sécurité de la structure. Dans ce cas, elle est notée G_{\min} et son coefficient de pondération doit être inférieur ou égal à 1

4.1.1 Combinaisons d'actions en situation durable à l'état limite ultime ELU

En situation durable, en plus de l'action permanente G (par exemple les poids propres des éléments supportés), plusieurs actions variables Q_i ($i=1, N$) peuvent agir simultanément sur la structure. Toutefois, la probabilité que toutes ces actions variables atteignent leurs valeurs maximales en même temps reste très faible durant la vie de l'ouvrage. Les combinaisons simplifiées du CCM97 et de l'eurocode 03, ne considèrent que deux cas de chargement :

1^{er} cas de chargement: cas où chaque action variable Q_i agit seule :

Dans ce cas, la combinaison d'actions à considérer à l'ELU est la suivante :

$$1.35 * G_{\max} + 1.00 * G_{\min} + 1.5 * Q_i$$

2^{ème} cas de chargement: cas où plusieurs actions variables Q_i agissent simultanément :

Dans ce cas, la combinaison d'actions à considérer à l'ELU est la suivante :

$$1.35 * G_{\max} + 1.00 * G_{\min} + 1.35 * (\sum Q_i)$$

4.1.2 Combinaisons d'actions en situation durable à l'état limite de service ELS

1^{er} cas de chargement: cas où chaque action variable Q_i agit seule :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_i$$

2^{ème} cas de chargement: cas où plusieurs actions variables Q_i agissent simultanément :

$$G_{\max} + G_{\min} + 0.9 * (\sum Q_i)$$

4.2 Combinaisons d'actions à L'ELU en situation accidentelle : cas du séisme

Les combinaisons d'actions à l'ELU fixées par les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, sont comme suit :

$$G_{\max} + Q + E$$

$$G_{\max} + Q - E$$

$$0.8 * G_{\min} + E$$

$$0.8 * G_{\min} - E$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$G_{\max} + Q + 1.2 * E$$

$$G_{\max} + Q - 1.2 * E$$

Exemple 01 :

Soit le portique de manutention dont les dimensions et le schéma statique sont illustrés ci-dessous en figure 42. Ce portique est soumis à la fois aux actions suivantes.

- Le poids propre de la poutre centrale et des poteaux, d'intensité égale à 50KN, est représenté par une action stabilisatrice appliquée au milieu de la poutre, et agissant contre le renversement autour du point B. Cette action est donc considérée comme favorable et sera notée G_{\min} .
- Le poids propre de la poutre console, d'intensité égale à 20KN, est représenté par une action déstabilisatrice appliquée au milieu de cette console, et agissant dans le sens du renversement autour du point B. Cette action est donc considérée comme défavorable et sera notée G_{\max} .
- La pression du vent représentée par une force résultante horizontale $W_1 = 25 \text{ KN}$ et une force résultante verticale de soulèvement notée $W_2 = 10 \text{ KN}$
- Une charge verticale de manutention appliquée à l'extrémité de la poutre console et d'intensité $Q=50\text{KN}$.

Vérifier la stabilité de ce portique à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis du risque de renversement autour du point B.

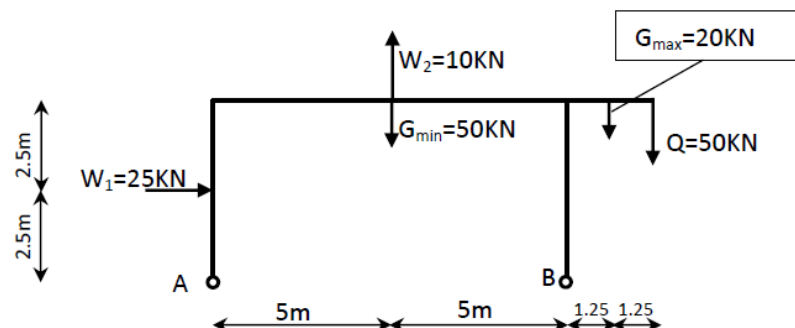


Figure 42 : Portique de manutention soumis à une charge permanente G et deux charges variables Q et W

Solution :

Il s'agit de vérifier la stabilité à travers le rapport :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1$$

Avec M_S : moment stabilisateur

Et M_R : moment de renversement autour du point B

Le calcul du moment stabilisateur M_S se fait comme suit :

$$M_S = G_{min} * 5.0 = 50 * 5 = 250KNm$$

Quant au moment de renversement, trois cas doivent être considérés :

1^{er} cas : cas de la seule action variable de charge de manutention Q (en l'absence du vent)

$$M_{R_1} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.5 * Q * 2.5 = (1.35 * 20 * 1.25) + (1.5 * 50 * 2.5)$$

$$M_{R_1} = 221.25 KNm$$

Pour ce cas 1, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_1}} = \frac{250}{221.25} = 1.13 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce 1^{er} cas}$$

2^{eme} cas : cas de la seule action variable du vent W (en l'absence de la charge de manutention Q)

$$M_{R_2} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.5 * (W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0)$$

$$M_{R_2} = (1.35 * 20 * 1.25) + 1.5 * (25 * 2.5 + 10 * 5)$$

$$M_{R_2} = 202.5 KNm$$

Pour ce cas 2, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_2}} = \frac{250}{202.5} = 1.23 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce 2^{eme} cas}$$

3^{eme} cas : cas de l'action simultanée des deux actions variables : le vent W et la charge de manutention Q

$$M_{R_3} = 1.35 * G_{max} * 1.25 + 1.35 * (Q * 2.5 + W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0)$$

$$M_{R_3} = (1.35 * 20 * 1.25) + 1.35 * (50 * 2.5 + 25 * 2.5 + 10 * 5)$$

$$M_{R_3} = 354.38 KNm$$

Pour ce cas 3, on voit bien que :

$$\frac{M_S}{M_{R_3}} = \frac{250}{354.38} = 0.71 < 1 \text{ donc la stabilité n'est pas vérifiée pour ce 3^{eme} cas}$$

Pour assurer la stabilité pour ce 3^{eme} cas, il faut augmenter le moment stabilisateur M_S en créant un contrepoids au niveau du point A tel que :

$$M_{S_2} > M_{R_3}$$

Donc il est nécessaire de rajouter au moment stabilisateur M_S déjà existant la quantité ΔM suivante :

$$\Delta M = M_{R_3} - M_S = 354.38 - 250 = 104.38 KNm$$

Ainsi le contrepoids ancré au point A, aura pour valeur minimale :

$$G_{min2} * 10 \geq \Delta M$$

Autrement dit :

$$G_{min2} \geq \frac{\Delta M}{10}$$

$$G_{min2} \geq \frac{104.38}{10} \Rightarrow G_{min2} \geq 10.438 \text{ KN}$$

Il faudra donc placer un contrepoids en A de valeur supérieur ou égal à 10.438 KN. Si on adopte un contrepoids de $G_{min2} = 15 \text{ KN}$, le nouveau moment stabilisateur

$$M_{S_2} = G_{min} * 5.0 + G_{min2} * 10 = 50 * 5 + 15 * 10 = 400 \text{ KNm}$$

Le nouveau rapport moment stabilisateur moment de renversement sera comme suit :

$$\frac{M_{S_2}}{M_{R_3}} = \frac{400}{354.38} = 1.13 > 1 \text{ donc la stabilité est vérifiée pour ce } 3^{eme} \text{ cas avec contrepoids}$$

4.3 Valeurs limites des déformations - calculs à l'état limite de service ELS

Si aucun choix n'est exprimé au niveau des cahiers des charges, le CCM97 recommande les limites suivantes et qui restent approximatives :

- Verticalement :
 - Toitures en général : $f < \frac{l}{200}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{250}$
 - Planchers en général : $f < \frac{l}{250}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{300}$
 - Planchers supportant des poteaux : $f < \frac{l}{400}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{500}$

Sachant que (voir figure 43): $f = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

f : flèche dans l'état final par rapport à la droite reliant les appuis

δ_0 : pré-cintrage (contre-flèche) de la poutre non chargée

δ_1 : variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge

δ_2 : variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes.



Figure 43 : illustration des différentes variations de flèches.

- Horizontalement :
 - Poteaux de portiques en général : $\Delta < \frac{l}{300}$
 - Poteaux de portiques avec pont roulant: $\Delta < \frac{l}{500}$

Exemple 02 :

Calculer à l'ELS ou bien vérifier la flèche d'une poutre de toiture de type IPE160, isostatique de 05 mètres de portée supportant des charges uniformément réparties l'une permanente $g=1\text{KN/ml}$ et l'autre d'exploitation $q=4\text{KN/ml}$. Prendre $E=210000\text{MPa}$ et $I=869\text{cm}^4$.

Solution

- Calcul du précintrage (ou contre flèche) $\delta_0=0$
- Calcul de la flèche due à g :

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{gl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{21000 \cdot 869} = 0,446 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due à q

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{5 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{21000 \cdot 869} = 2,23 \text{ cm}$$

S'agissant d'une poutre de toiture, les vérifications à effectuer sont comme suit :

$$f < \frac{l}{200} \text{ avec } \delta_2 < \frac{l}{250}$$

Les valeurs des limites des flèches sont comme suit :

$$f < \frac{500}{200} \text{ et } \delta_2 < \frac{500}{250}$$

Ainsi $f < 2,5\text{cm}$ et $\delta_2 < 2\text{cm}$

Or $f = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 0,446 + 2,23 - 0 = 2,676 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$

Et $\delta_2 = 2,23 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$

On voit bien que les limites des conditions de limitation des flèches sont dépassées. Il faut donc augmenter la section du profilé en adoptant un profilé directement supérieur tel qu'un IPE 180 pour lequel $I=1317\text{cm}^4$. Pour ce profilé, les conditions précédentes sont vérifiées.