FACULTÉ D'ARCHITECTURE

ULB lacambrehorta

Manuel de pré dimensionnement des éléments de structure des ossatures en acier, bois et béton armé

A l'usage des étudiants de BA2 et de BA3

Version 3–8septembre 2013

Michel Provost et Denis Delpire

Manuel de pré dimensionnement des éléments de structure des ossatures en acier, bois et béton armé

Michel Provost et Denis Delpire

Introduction

Dès le stade de l'esquisse, pour que le projet d'architecture soit représentatif de la réalité future du bâtiment,il est important de pouvoir donner des dimensions réalistes aux planchers, dalles, poutres et colonnes des ossatures des bâtiments étudiés.

L'objet du présent manuel est double, donner aux futurs architectes (et aux architectes) les éléments permettant

- de <u>pré dimensionner</u> ces éléments
- de comprendre les principes qui sous-tendent ce pré dimensionnement

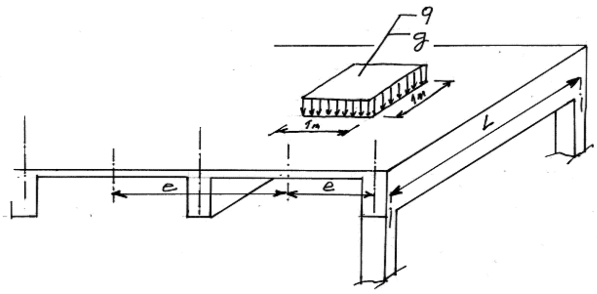
Le dimensionnement des structures est un processus complexe, il dépend d'un très grand nombre de paramètres. Pour que ce manuel soit simple et accessible nous avons dû faire un certain nombre de simplifications. Ces simplifications nous ont conduits à simplifier certaines approches définies par les normes. Nous n'avons considéré que des « cas courants ». Nous sommes limités à un type d'acier, deux types de bois et un type de béton armé,...

Ce manuel et le tableur Excel qui l'accompagne ne sont qu'un outil de compréhension et de pré dimensionnement. Le dimensionnement des structures doit se faire dans le respect des normes et si nécessaire avec l'aide de personnes compétentes.

Ce manuel comprend trois parties :

- Première partie : **Principes et hypothèses de calcul** des suspentes, colonnes, poutres en acier, bois et béton armé. Cette partie synthétise les éléments de base. Ces éléments sont principalement vus au cours de la BA2 de la Faculté d'Architecture de l'ULB.
- Deuxième partie : Un **« Tableur Excel »** permettant de pré dimensionner les différents éléments (poutres et colonnes) en différents matériaux courants (acier, bois, béton armé). Cette deuxième partie donne quelques pistes permettant d'en faire sa bonne utilisation.
- La troisième partie de ce manuel donne des **exemples d'application** en acier, bois et béton armé.

Notations et Unités



Pour les notations et unités relatives aux hypothèses (actions sur les constructions) et aux conclusions nous avons tenté de rester le proche possible de celles utilisées par les normes en vigueur. Pour les autres grandeurs, dans un but de simplification et de clarification nous avons pris certaines libertés.

Actions sur les constructions (voir page 6)

Actions surfaciques (actions par unité de surface exprimées en kN/m²)
q : charge d'exploitation *(notation conforme aux normes en vigueur)*
g : surcharge permanente (surcharge correspondant aux parachèvements : revêtements de sol, cloisons, faux plafonds...) *(notation conforme aux normes en vigueur)*
pp : poids propre
Actions linéiques (actions sur les poutres exprimées en kN/m)
idem que les actions surfaciques correspondantes en ajoutant un indice l
q_l, g_l, pp_l
Actions localisées(exprimées en kN)
Q : charge d'exploitation *(notation conforme aux normes en vigueur)*
G : surcharge permanente *(notation conforme aux normes en vigueur)*

Géométrie « macro » de la poutre

L : portée de la poutre (m)
e : largeur de la zone supportée par la poutre (m). Dans d'une poutre courante, c'est l'espace entre deux poutres consécutives. Ce qui n'est pas le cas pour les poutres de rive. (voir figure)

Géométrie « micro » de la poutre

I : moment d'inertie d'une section (mmexp4)
v : distance entre la fibre neutre et une fibre extrême (mm)
I/v = W : module de flexion (mm³)
Poutres prismatiques
b : largeur (mm) h : hauteur (mm) v = h/2 (mm)
Module de flexion : $bh^2/6$ (mm³) Inertie : $bh^3/12$ (mmexp4)

<u>Matériaux</u>

<u>Résistances caractéristiques</u> : indice k
E : module d'élasticité (N/mm²) (module d'Young)

<u>Sollicitations – efforts internes</u>

M : Moment (fléchissant) (kNm)
Les diagrammes des moments fléchissants sont dessinés du côté des fibres tendues

<u>Calcul à l'ELU</u> (voir page 10)

<u>Actions majorées</u> : on ajoute l'indice d (design)
M_{Sd} : Moment sollicitant de calcul c.à.d. M calculé avec les actions majorées
M_{Rd} : Moment résistant de calcul c.à.d. M calculé avec les résistances caractéristiques des matériaux minorées

Première partie : Principes et hypothèses de calcul dessuspentes, colonnes, poutres en acier, bois et béton armé

Nous résumons et synthétisons ci-après les éléments repris dans différents cours de « Structures » de la Faculté d'Architecture de l'ULB. Ces principes sont conformes aux normes européennes qui régissent le secteur de la construction, les Eurocodes, actuellement en vigueur.

Synthèse

On peut résumer le problème qui nous occupe ici de la manière suivante :

Les structures des bâtiments sont soumises à des **actions**de diverses natures qui sont liées à l'usage qui sera fait du bâtiment, au poids propre de la structure et des parachèvements ou encore à des éléments extérieurs (dont se passerait bien)qui sont notamment les actions climatiques tel que l'action du vent.

Il en résulte des **efforts internes(N,M,T) dans les éléments** (suspentes, colonnes, dalles, poutres)qui composent structure et des **contraintes dans les matériaux** qui lesconstituent.

Pour que la structure résiste (ce qui est indispensable !), **ces contraintes ne peuvent pas dépasser les résistances des matériaux.**

Dans la réalité, les actions sur les bâtiments dépassent parfois les actions prescrites, les matériaux sont parfois de moins bonne qualité que les matériaux prescrits et la sanction ne pourra bien entendu pas être la ruine de la structure. Pour éviter cela on introduit des**« sécurités »**.

Le problème est donc : partant des actions sur la structure de déterminer les contraintes dans les matériaux et de les comparer à leur résistance. On tiendra compte des« sécurités » en majorant les actions et en minorant les résistances des matériaux.

Faisant cela on aura vérifié la structure à la ruine, à l'état ultime, ou pour utiliser le terme des Eurocodes à l'**E**tat **L**imite **U**ltime. C'est ce qu'on appelle le calcul à **l'ELU**

Mais pour qu'une structure soit apte à être utilisée, il ne suffit pas qu'elle satisfasse à **l'ELU**, il faut également qu'elle ne soit pas trop souple, pas trop déformable. Pour cela on devra vérifier notamment la déformation des éléments qui la composent (suspentes, planchers, dalles et poutres) sous les actions auxquelles elles sont soumises. En service, cette déformation ne pourra pas dépasser une certaine limite.

Faisant cela on vérifie la structure en service, ou pour utiliser le terme des Eurocodes, à un **E**tat **L**imite de **S**ervice. C'est ce qu'on appelle le calcul à **l'ELS**

Ces calculs de résistance et de raideur sont menés considérant les caractéristiques des matériaux constitutifs des éléments la structure.
Nous rappelons ci-après les principes généraux de ces calculs et les spécificitéspropres aux éléments constitutifs des structures et aux matériaux qui les composent.

1. Les actions sur les constructions

- La « sécurité » sur les actions
- La descente des charges

2. Les calculs à l'ELU

- La « sécurité » sur les résistances des matériaux
- Les suspentes
- Les colonnes
- Les colonnes en acier
- Les colonnes en bois
- Les colonnes en béton armé
- Les poutres
- Les poutres en acier
- Les poutres en bois
- Les poutres et dalles béton armé

3. Les calculs à l'ELS

- La déformation élastique
- La déformation liée au fluage
- Les suspentes en acier
- Les colonnes
- Les poutres
- Les flèches maximales admissibles
- Les poutres en acier
- Les poutres en bois
- Les poutres béton armé

1. Les actions sur les constructions

Les structure des bâtiments sont sollicitées par

- leur poids propre, c'est bien entendu une action permanente
- des actions permanentes liées aux parachèvements...
- des actions variables liées à l'usage du bâtiment et aux actions climatiques notamment

Dans les bâtiments les actions sollicitant la structure sont le plus souvent uniformément réparties sur la surface des planchers.

Notations et Unités (voir page 2)
Les actions sur les constructions sont exprimées en kN/m² (1 kN=100kg force)
Les actions uniformément réparties par unité de surface sont représentées par des <u>minuscules</u>
pp pour le poids propre, g pour la surcharge permanente (les parachèvements : revêtements de sol, cloisons, faux plafonds...) et q pour la charge d'exploitation liée à l'usage du bâtiment (action variable)

Actions permanentes liées au poids propre
Le poids propre des éléments de structure dépend de leur volume et de leur poids spécifique.
Les poids spécifiques sont exprimés en kN/m³.
Poids spécifiques des matériaux de structure

Acier	79kN/m³
Bois	6kN/m³ (dépend des essences, valeur en première approximation)
Béton armé	25kN/m³

Ordre de grandeur
Un plancher bois pèse environ **0.5kN/m²**
Une dalle en béton armé d'une portée de 6 m pèse environ **6.0kN/m²** (Son épaisseur est environ de25cm soit le 1/25 de la portée - voir page29)
Une dalle en hourdis préfabriqué précontraint de 6m de portée pèse environ **4.8kN/m²** (l'épaisseur est comparable à celle d'une dalle de même portée en béton armé, mais les hourdis sont creux et en première approximation on peut considérer une réduction de matière et donc de poids de 20%)

Actions permanentes liées aux parachèvements
Ce sont par exemples, les chapes, les faux-planchers, les cloisons, les faux-plafonds suspendus... Les actions correspondantes dépendent donc également de la géométrie de ces éléments et des matériaux qui les composent. Certains de ces parachèvements (les cloisons notamment) conduisent à des actions localisées. Pour la facilité on prendra des charges réparties moyennes en « tartinant » ces éléments sur la surface de la dalle

Ordre de grandeur
Pour une chape d'une dizaine de cm d'épaisseur on prendra par exemple 2kN/m²

Actions liées à l'usage
Nous nous limitons ici à donner quelques chiffres indicatifs.
Pour en savoir plus consultez la norme NBN EN 1991-1-1

Logements	**2kN/m²**
Bureaux	**3kN/m²**
Locaux accessibles au public	**5 kN/m²**

Actions sur les toitures horizontales
La norme impose de prendre en compte les actions du vent, de la neige et celles liées à l'entretien. L'action de la neige est définie par la norme NBN EN 1991-1-3, nous prendrons 0.5 kN/m², celle du vent est plus complexe à déterminer (norme NBN EN 1991-1-4).
Pour tenir compte de ces différentes actions et des charges liées à l'entretien, en première approximation il est courant de prendre **1kN/m²**

Actions du vent sur les façades
En première approximation il est courant de prendre **0.7kN/m²**
Pour aller plus loin consultez la norme NBN EN 1991-1-4

Commentaire
Il est intéressant de comparer le poids d'une dalle de toiture en béton armé (6kN/m²) à l'action à prendre en compte sur celle-ci (1kN/m²). Le poids mort (sans compter le béton de pente éventuel) est de 85% de la charge totale. La dalle sert donc principalement à se porter elle-même. <u>Du point de vue structural</u> (mais ce n'est pas le seulpoint de vue à prendre en considération), il n'est donc pas raisonnable de réaliser les toitures plates en béton armé. Les structures en acier et bois, plus légères, sont plus indiquées.

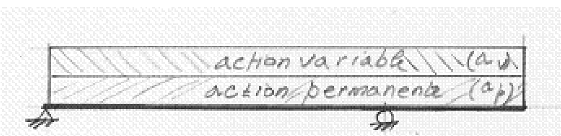
<u>La « sécurité » sur les actions</u>

Les actions définies ci-avant sont des actions « théoriques », la norme les qualifie d'**<u>actionscaractéristiques</u>**(elles sont généralement reprises avec un indice k). Dans la réalité ces actions seront parfois dépassées et la « sanction » ne pourra bien entendu pas être la ruine de la structure. Pour cela on introduit des sécurités. La sécurité sur les actions se traduit par une majoration de celles-ci. La majoration des actions est également destinée à couvrir les approximations, les simplifications qui sont inévitablement faites lors du calcul des efforts internes dans les éléments qui constituent la structure.
Les majorations des actions à prendre en compte sont définies par la norme. En première approximation on se limitera aux coefficients suivants :

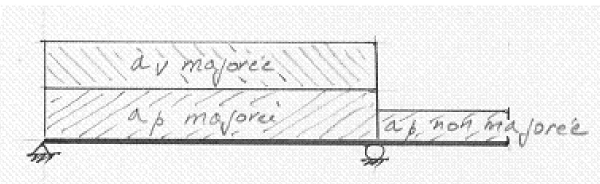
- Coefficient de majoration des actions permanentes(pp et g) : **1.35**
- Coefficient de majoration des actions variables (q): **1.50**

Les actions permanentes (poids propre, poids des parachèvements) étant mieux connues le coefficient de majoration qui les affecte est inférieur à celui correspondant aux actions variables.
Les actions ainsi majorées seront utilisées pour le calcul à l'**ELU**

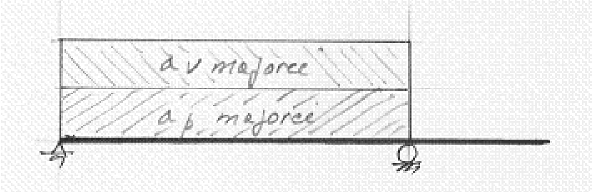
Commentaire
Dans certains cas les actions permanentes et variables sur une partie (A) d'une structure réduisent les efforts internes dans une autre partie (B) de celle-ci.
Pour la détermination des efforts internes dans la partie B, vu leur effet favorable, les actions permanentes sur la partie A ne seront pas majorées et les actions variables sur cette même partie ne seront pas prises en compte.
L'exemple ci-après illustre cela.
Une charge sur le porte-à-faux A réduit le moment fléchissant en B. Le calcul du moment fléchissant en B devra donc se faire avec le schéma de charge de la figure de droite



B A



Toutefois, pour un calcul préliminaire, objet du présent manuel, on pourra faire le calcul avec le schéma de charge de la figure suivante. Ce calcul sera plus simple et du côté de la sécurité.



Toutefois, ne perdons pas de vue que, dans un souci d'économie et donc de développement soutenable, cette simplification devra être évitée lors du dimensionnement définitif qui sera réalisé par l'ingénieur.

La descente des charges

C'est l'opération qui consiste à déterminer les sollicitations de chacune des colonnes à chaque niveau d'un bâtiment et par extension la charge sur les fondations. Cette opération est importante dès le stade de l'esquisse car elle permettra de dimensionner sommairement les colonnes et de tenir compte ainsi de leur encombrement.

Pour ce faire pour chaque plateau du bâtiment on détermine

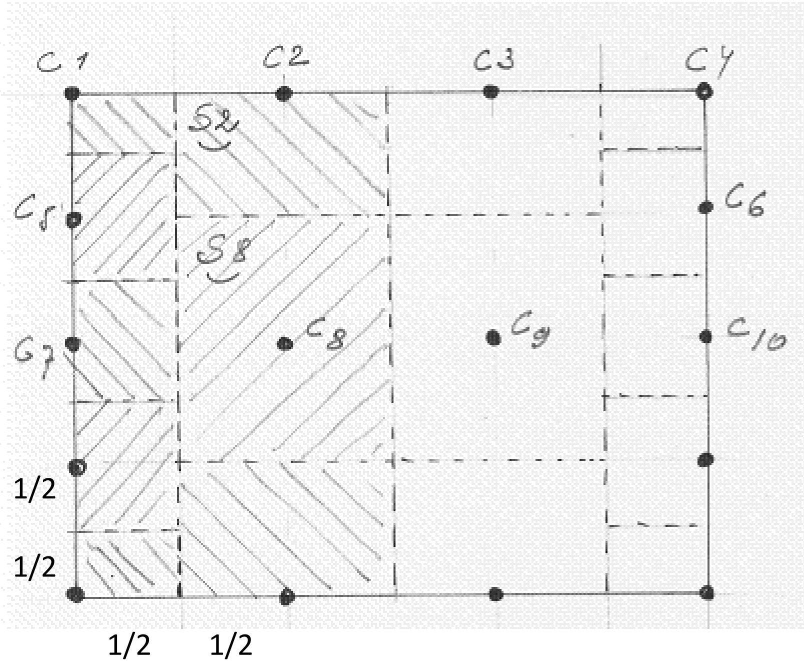
1. la charge par unité de surface pp + g + q

Exemples de détermination de la charge apportée par les plateaux (ELU)								
Portée dalles (m)	Portée/ épaisseur	ep dalle BA (cm)	Charge kN/m²	Réduction (hourdis,…)	Charge kN/m²	Majoration	Actions majorées kN/m²	
6	25	24,0	6,00	80%	4,80	1,35	6,48	Poids mort - Dalle - Action permanente
Poutres "tartinées"		4,0	1,00		1,00	1,35	1,35	Poids mort - Poutres - Action permanente
					2,00	1,35	2,70	Parachèvement - Action permanente
		Cas d'un immeuble de bureau			3,00	1,50	4,50	Usage - Action variable
							15,03	Total
Portée dalles (m)	Portée/ épaisseur	ep dalle BA (cm)	Charge kN/m²	Réduction (hourdis,…)	Charge kN/m²	Majoration	Actions majorées kN/m²	
8	25	32,0	8,00	80%	6,40	1,35	8,64	Poids mort - Dalle - Action permanente
Poutres "tartinées"		4,0	1,00		1,00	1,35	1,35	Poids mort - Poutres - Action permanente
					2,00	1,35	2,70	Parachèvement - Action permanente
		Cas d'un immeuble de bureau			3,00	1,50	4,50	Usage - Action variable
							17,19	Total
Portée dalles (m)	Portée/ épaisseur	ep dalle BA (cm)	Charge kN/m²	Réduction (hourdis,…)	Charge kN/m²	Majoration	Actions majorées kN/m²	
10	25	40,0	10,00	80%	8,00	1,35	10,80	Poids mort - Dalle - Action permanente
Poutres "tartinées"		4,0	1,00		1,00	1,35	1,35	Poids mort - Poutres - Action permanente
					2,00	1,35	2,70	Parachèvement - Action permanente
		Cas d'un immeuble de bureau			3,00	1,50	4,50	Usage - Action variable
							19,35	Total

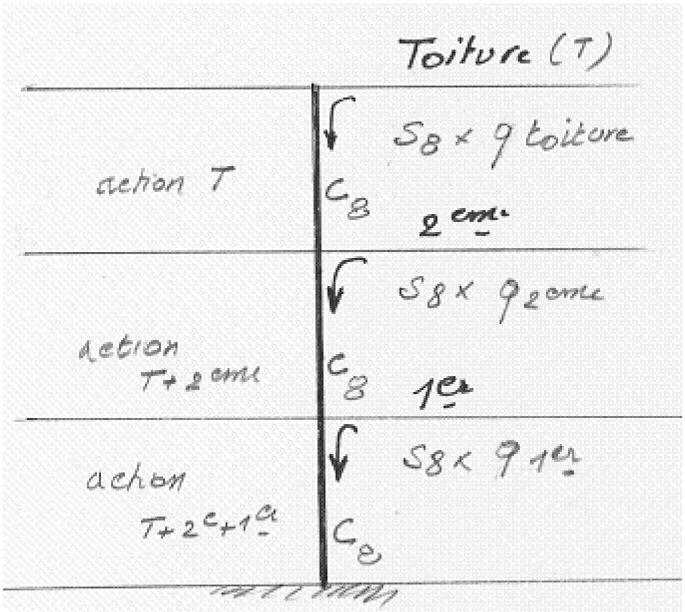
Nous voyons donc que la charge par unité de surface (majorée pour calcul à ELU) d'un plateau d'un immeuble de bureau courant (portée des dalles 6 à 8m) est de l'ordre de grandeur de **16kN/m²**. Si ces portées augmentent (vers une dizaine de m) l'épaisseur et donc le poids des dalles augmentera et cette charge pourra atteindre 20kN/m².

2. la surface de plateau supportée par chacune des colonnes

Pour cela on divise le plateau en répartissant sa surface entre les différentes colonnes. A ce stade il n'est pas nécessaire de se préoccuper de l'orientation des poutres.



Ensuite, en multipliant les charges par unité de surface par les surfaces qui concernent chaque colonne on obtient l'apport de chaque plateau sur chaque colonne.
En sommant ces apports on obtient les efforts dans les colonnes à chaque niveau.



2. Le calcul à l'ELU

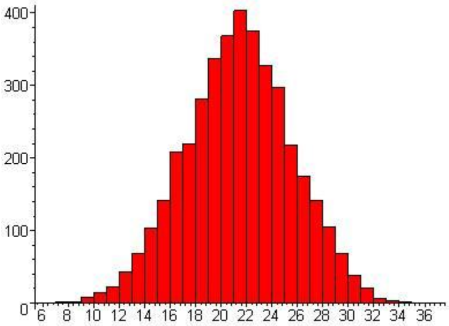
Les charges par unité de surface sur les plateaux : q... permettent de déterminer les charges par unité de longueur sur les poutres : ql et finalement les charges sur les colonnes.
Ces actions sur les poutres ousur les colonnes nous permettent de déterminer les efforts internes (N,M,T) dans celles-ci.
Ces efforts seront ensuite comparés aux efforts auxquelles les sections de ces éléments peuvent résister, considérant leur géométrie, les matériaux qui les constituent et la sécurité que nous prendrons sur la résistance de ces matériaux.

La « sécurité » sur les résistances des matériaux

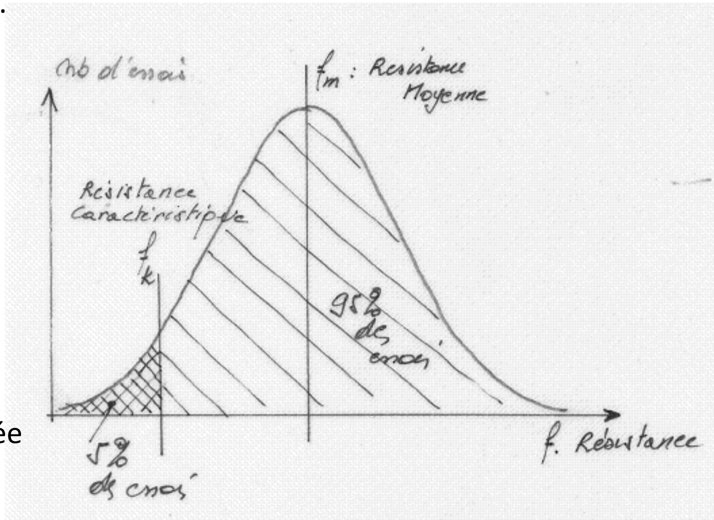
Comme nous l'avons vu on tient compte de « sécurités » en majorant les actions (voir page 4Synthèse) et en minorant les résistances.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux on procède à des essais qui sont le plus souvent des essais de traction et/ou de compression. Les résultats de ces essais présentent une certaine dispersion.
La figure de gauche représente l'histogramme d'une série d'essais. Soit le nombre d'essais donnant une certaine valeur en fonction de cette valeur.

Nombre d'essais



Valeur mesurée



La graphique de droite est la courbe issue de cet histogramme.

Supposons par exemple qu'il s'agit de la résistance à la traction (f) d'un matériau.
fm est alors la résistance moyenne et **fk la résistance « caractéristique »**c'est celle que l'on est certain d'obtenir dans 95% des cas. Les **valeurs « caractéristiques »** des caractéristiques mécaniques matériaux sont celles qu'on est certain d'obtenir dans 95% des essais. Ce sont ces valeurs « caractéristiques » qui seront utilisées pour la vérification des sections des éléments de structure.
Bien entendu, on ne va pas « fermer les yeux » sur les 5% de cas où la résistance est inférieure à la résistance caractéristique. C'est pour cela notamment qu'on va minorer les résistances « caractéristiques » pour obtenir les résistances de calcul qui seront utilisées pour la vérification de la capacité portante des éléments de structure. Cette « minoration » des résistances tient donc compte de la dispersion des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, mais aussi de l'éventuelle différence entre les matériaux des éprouvettes d'essais et les matériaux qui seront utilisés dans la structure, des éventuels écarts dimensionnels des sections et des approximations faites lors du calcul des contraintes.

Le coefficient de minoration va donc dépendre du matériau et de la précision de la réalisation des éléments de structure.

Coefficient de minoration de la résistance de l'acier de profilés laminé(cas courants) **1.00**
Vu les qualités de leur fabrication, on est certain de leurs caractéristiques mécaniques et géométriques et donc <u>on ne minore pas leur résistance, le coefficient de minoration vaut donc 1</u>.

Coefficient de minoration de la résistance du bois résineux courant (CL18) 1.30
Pour les bois voir norme NBN EN 1995

Coefficient de minoration de la résistance du bois lamellé collé courant (GL22) 1.25
Il y a plus de certitude pour ce qui est des caractéristiques du bois lamellé collé que pour celle du bois de charpente courant, donc on réduit le coefficient de minoration

Coefficient de minoration de la résistance du béton (pour béton armé) 1.50
Il y a plus d'irrégularité dans la fabrication du béton que dans la fabrication de l'acier. Le coefficient de minoration sera donc plus important. Pour des bétons très contrôlés en usine par exemple ce coefficient pourrait être réduit. Par contre pour des bétons réalisés dans des conditions plus précaires, il devrait être augmenté. La valeur de 1.5 correspond à un béton préparé en centrale à béton agrée.

Coefficient de minoration de la résistance de l'acier (pour béton armé) 1.15

<u>Les suspentes</u>

Les suspentes sont le plus souvent réalisées en acier, parfois en bois, rarement en béton armé

Etapes du processus de calcul

Dans la méthode décrite dans les normes on détermine les sollicitations qui agissent sur une section et on les compare à la résistance de celle-ci.
Ces sollicitations sont les sollicitations majorées considérant les coefficients de majoration des actions, elles sont appelées sollicitations de calcul (S_d - indice d de design).
La résistance de la section est établie considérant les coefficients de minoration des résistances, elles sont appelées résistances de calcul (R_d - indice d de design)
Dans le cas d'une suspente le processus de calcul est donc le suivant :

1. Détermination de l'effort P à reprendre par la suspente en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables
2. Détermination de l'effort de calcul P_d = action permanente *1.35 + action variable * 1.5
3. Choix d'une suspente de section Ω
4. Choix du matériau et définition de la contrainte caractéristique
5. Déduction de la contrainte de calcul (f_d) à prendre en considération (division de la contrainte caractéristique par le coefficient de minoration correspondant au matériau)
6. Détermination de la résistance de calcul Rd de la suspente : $R_d = f_d * \Omega$

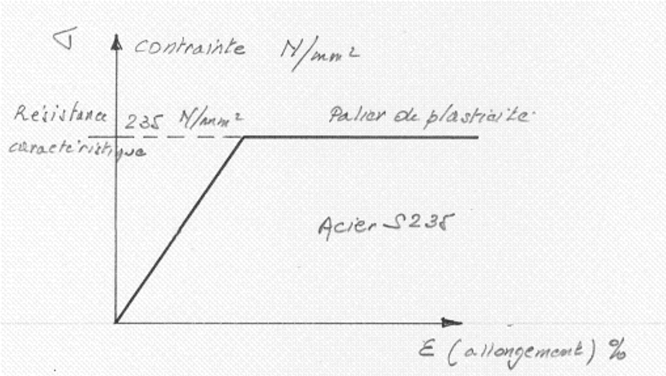
Il faut que $R_d \geq P_d$

Le processus décrit ci-avant est itératif
Il est souvent plus simple de diviser l'effort de calcul définit en 2 ci-avant par la contrainte de calcul (qui intègre le coefficient de minoration de la résistance du matériau) pour obtenirimmédiatement la section minimale de la suspente.

Cas d'une suspente en acier

Le matériau « acier »

Il existe plusieurs nuances d'acier. En première approximation nous nous limitons à un acier courant S235. C'est un acier « doux » avec palier de plasticité. La limite élastique est la résistance caractéristique (235 N/mm²). Vu que le coefficient de minoration vaut 1, la résistance de calcul vaut également 235 N/mm².



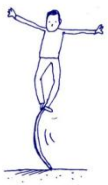
Il suffit donc de diviser $P_d$exprimé en N par 235 N/mm² pour obtenir la section Ω de la suspente.
Attention nous n'aurons alors tenu compte que de l'état limite ultime, il restera à s'assurer que la suspente n'est pas trop souple. Ce sera le calcul à l'ELS (voir page 27)

<u>Les colonnes</u>

Les principesdu calcul sont les mêmes que pour les suspentes mais,contrairement aux suspentes, les colonnes risquent de « flamber ». **Le risque de flambement est très souvent dimensionnant.**

Ce risque est lié

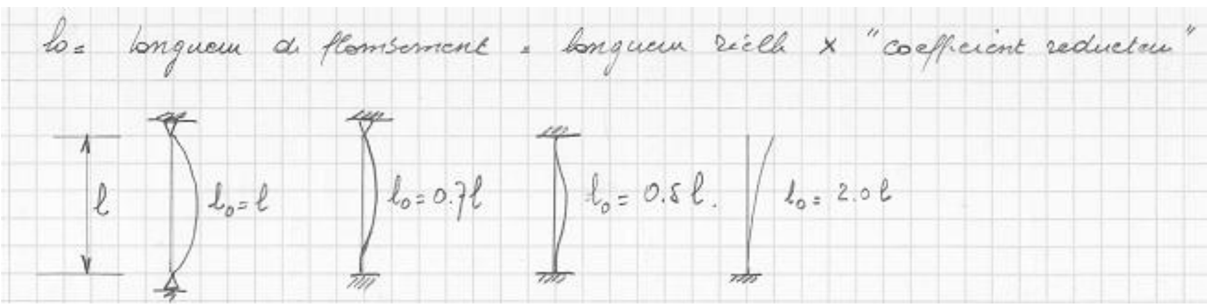
- à la **longueur de flambement (l_0)** (cette longueur est la longueur de la colonne réduite ou augmentée en fonction des conditions de liaison à ses extrémités)



- aux caractéristiques géométriques de la section exprimées par le **rayon degiration (i)**. Le rayon de giration exprime l'éloignement de la matière par rapport au centre de gravité de la section.

Le rapport longueur de flambement / rayon de giration est **l'élancement structural de la colonne (λ)**. Le risque de flambement est d'autant plus important que l'élancement est grand.

Longueur de flambement (l_0)



Rayon de giration (i)

C'est la racine carrée de l'inertie de la section divisée par son aire.
Le rayon de giration s'exprime en unité de longueur (généralement en mm)

$$i = \sqrt{\frac{I}{\Omega}}$$

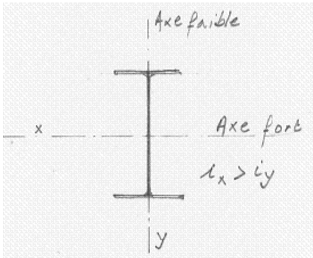
Pour les colonnes pleines nous avons :

Colonne carrée $I = \frac{a^4}{12}$ $\quad \Omega = a^2$

$\boxed{i = \sqrt{\frac{I}{\Omega}}}$ $\quad \boxed{i = \frac{a}{\sqrt{12}}}$

Colonne ronde $I = \frac{\pi D^4}{64}$ $\quad \Omega = \frac{\pi D^2}{4}$ $\quad \boxed{i = \frac{D}{4}}$

Les rayons de giration des différents profilés métalliques (I, H, tubes,...) sont donnés dans les tableaux et catalogues reprenant les caractéristiques de ces profilés.



Il ne faut pas perdre de vue que de nombreux profilés ont des inerties différentes (et donc des rayons de girations) suivant les deux directions. On parle alors d'axe fort et d'axe faible.
Si les conditions de liaison aux extrémités de la colonne sont les mêmes pour les deux directions on tiendra compte bien entendu du rayon de giration le plus faible. C'est également le cas des colonnes rectangulaires, à conditions de liaisons aux extrémités de la colonne identiques dans les deux directions, on prendra la plus petite des dimensions de la colonne pour déterminer le rayon de giration.

En première approximation on peut considérer que si l'élancement (λ) est inférieur ou égal à 25 il n'y a pas de risque de flambement. Alors le calcul de la section colonne est identique à celui de la suspente. Une méthode simple serait donc de respecter toujours cette condition. Toutefois cela ne serait architecturalement pas raisonnable, les sections des colonnes ainsi dimensionnées étant très importantes.
Pour des colonnes pleines, carrées ou circulaire les rapports entre dimension de la section de la colonne et longueur de flambement sont donnés ci-après :

Colonne carrée $a \geq \frac{l_0}{25} \times 3.46 = \frac{l_0}{7.25}$

Colonne ronde $D \geq \frac{l_0}{25} \times 4 = \frac{l_0}{6,25}$

Dimensions minimales pour éviter le risque de flambement $(\lambda \leq 25)$

Cas des colonnes en bois : voir page 15. Cas des colonnes en béton armé : voir page 18.

Dans les cas d'élancements supérieurs à 25 (ce qui est quasiment toujours le cas pour les colonnes en acier) les méthodes proposées par les normes reviennent à réduire la contrainte dans le matériau quand le risque de flambement augmente.

Les colonnes en acier

Quasi toujours les colonnes métalliques sont des profilés, des tubes,... presque jamais des sections pleines. En effet, ces dernières ne sont pas performantes, la matière n'est pas assez éloignée du centre de gravité.

Etapes du processus de calcul

Dans la méthode décrite dans les normes on détermine les sollicitations qui agissent sur une section et on les compare à la résistance de celle-ci.
Ces sollicitations sont les sollicitations majorées considérant les coefficients de majoration des actions, elles sont appelées sollicitations de calcul (S_d, P_d... - indice d de design).

La résistance de la section est établie considérant les résistances de calcul réduite qui intègrent les minorations des résistances liées au matériau et au risque de flambement. Ce sera la résistance de calcul R_d (indice d de design)

Le processus de calcul est donc le suivant :

1. Détermination de l'effort P à reprendre par la colonne en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables
2. Détermination de l'effort de calcul P_d = action permanente *1.35 + action variable * 1.5
3. Détermination de la longueur de flambement en tenant compte de la hauteur géométrique et des conditions de liaison aux extrémités de la colonne
4. Choix d'un profilé, détermination de l'aire et du rayon de giration de sa section
5. Déduction de la contrainte de calcul réduite (f_{dR})qui tient compte de la réduction liée au risque de flambement (voir tableau ci-après)
6. Détermination de la résistance de calcul Rd de la colonne : $R_d=\Omega*f_{dR}$ (Réduite)

Il faut que $R_d \geq P_d$

Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec un autre profilé et ainsi de suite. Plusieurs solutions sont possibles. Les colonnes pour lesquelles la matière est la moins éloignée du centre de gravité (rayon de giration plus petit) seront plus consommatrice de matière.
Pour les colonnes en acier par sécurité on prendra en première approximation $l_0=l$ (longueur de flambement = hauteur de la colonne)

Le tableau ci-après donne, pour de l'acier S235, les contraintes à prendre en considération en fonction de l'élancement de la colonne (f_{dR}). Ainsi par exemple la résistance de calcul d'une colonne d'un élancement de 80 sera Rd = Ω (aire de la section en mm²) X 148.3 (N/mm²)

Ce dimensionnement est approximatif, il est destiné à donner un ordre de grandeur réaliste de la section de la colonne. Le calcul définitif devra se faire conformément aux normes en vigueur.

Acier S 235	
Elancement	**Contrainte réduite**
	N/mm²
18,8	235,0
23,5	229,1
28,2	223,0
32,9	217,1
37,6	211,0
42,3	204,7
47,0	198,1
51,7	191,5
56,3	184,7
61,0	177,7
65,7	170,4
70,4	163,1
75,1	155,8
79,8	148,3
84,5	141,0
89,2	134,0
93,9	126,9
98,6	120,3
103,3	114,0
108,0	107,9
112,7	102,0
117,4	96,6
122,1	91,4
126,8	86,7

Acier S 235	
Elancement	**Contrainte réduite**
	N/mm²
131,5	82,0
136,2	77,8
140,9	74,0
145,6	70,3
150,3	66,7
155,0	63,7
159,6	60,6
164,3	57,8
169,0	55,2
173,7	52,6
178,4	50,3
183,1	48,2
187,8	46,1
192,5	44,2
197,2	42,3
201,9	40,7
206,6	39,0
211,3	37,6
216,0	36,2
220,7	34,8
225,4	33,6
230,1	32,2
234,8	31,3
239,5	30,1
244,2	28,9

Les colonnes en bois

En bois nous aurons des sections pleines. Pour respecter le critère de l'élancement inférieur ou égal à 25 les dimensions devraient être les suivantes :

Colonne carrée	$a \geqslant \frac{l_0}{25} \times 3.46 = \frac{l_0}{7.25}$	Dimensions minimales pour éviter le risque de flambement $(\lambda \leqslant 25)$
Colonne ronde	$D \geqslant \frac{l_0}{25} \times 4 = \frac{l_0}{6{,}25}$	

Ainsi une colonne bi-articulée de 3 m de haut et de section carrée devrait avoir au moins 41 cm de côté ce qui n'est pas raisonnable !Là aussi nous allons appliquer une réduction de contrainte pour tenir compte du risque de flambement.

Considérons d'abord **une colonne en compression sans risque de flambement**.

La contrainte qui ne pourra pas être dépassée est la contrainte caractéristique du bois multipliée par un coefficient réducteur (pour chargement permanent) et divisée par le coefficient de minoration.
Il y a différentes essences de bois et les coefficients varient notamment en fonction des conditions d'hygrométrie. Dans l'esprit de ce manuel, vu que l'objectif est de donner un ordre de grandeur de la section nous nous limitons à deux types de bois et une classe d'humidité.

Pour le **« bois résineuxcourant »**(C18) La contrainte à ne pas dépasser (**contrainte de calcul**) est d'environ
18 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.30 (coefficient de minoration) = **9.7 N/mm²**

Pour le **« bois lamellé collé courant »** (GL22) La contrainte à ne pas dépasser (**contrainte de calcul**) est d'environ
22 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.25 (coefficient de minoration) = **12.3 N/mm²**

S'il y a risque de flambement (à partir d'un élancement λ de 30 - voir tableau ci-dessous) ces contraintes sont réduiteset le processus de calcul est le suivant :

1. Détermination de l'effort P à reprendre par la colonne en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables
2. Détermination de l'effort de calcul P_d = action permanente *1.35 + action variable * 1.5
3. Détermination de la longueur de flambement en tenant compte de la hauteur géométrique et des conditions de liaison aux extrémités de la colonne
4. Choix d'une section, détermination de l'aire et du rayon de giration de sa section
5. Déduction de la contrainte à ne pas dépasser (contrainte de calcul)en tenant compte de la réduction liée au risque de flambement (voir tableau page 14)
6. Détermination de la résistance de calcul Rd de la colonne $R_d = \Omega * f_{dR\,(\text{Réduite})}$

Il faut que $R_d \geq P_d$

Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec une autre section et ainsi de suite.
Pour les colonnes en bois, par sécurité, on prendra en première approximation $l_0 = l$ (longueur de flambement = hauteur de la colonne)

Le tableau ci-après donne, pour un « bois résineux courant » (CL18) et pour un « bois lamellé collé courant », les réductions de contrainte en fonction de l'élancement de la colonne.
Ainsi par exemple :

- la résistance de calcul d'une colonne d'un élancement de 80 en « bois de charpente courant » sera R_d = Ω (aire de la section en mm²) X 9.7 (N/mm²) X 0.441
- la résistance de calcul d'une colonne d'un élancement de 80 en « bois lamellé collé courant » sera R_d = Ω (aire de la section en mm²) X 12.3 (N/mm²) X 0.512

Ce dimensionnement est approximatif, il est destiné à donner un ordre de grandeur réaliste de la section de la colonne. Le calcul définitif devra se faire conformément aux normes en vigueur.

Bois de charpente "courant"

Bois lamellé collé "courant"

Elancements

	C18	C22	C24	C27	C30	GL20	GL22	GL24	GL26	GL28
$E_{0,05}$	6000	6700	7400	8000	8000	8000	8000	8800	9600	9600
$f_{c,o,k}$	18	20	21	22	23	21	22	24	26	27
30	0,994	0,994	0,998	1,000	0,997	1,001	1,000	1,000	1,000	0,999
40	0,933	0,933	0,941	0,945	0,939	0,975	0,971	0,972	0,972	0,970
50	0,832	0,833	0,849	0,857	0,845	0,924	0,915	0,917	0,918	0,911
60	0,691	0,693	0,715	0,729	0,709	0,819	0,799	0,802	0,805	0,788
70	0,552	0,554	0,577	0,591	0,571	0,668	0,644	0,648	0,652	0,632
80	0,441	0,443	0,463	0,476	0,458	0,533	0,512	0,516	0,519	0,501
90	0,358	0,359	0,376	0,387	0,372	0,430	0,412	0,415	0,418	0,403
100	0,295	0,296	0,310	0,319	0,307	0,353	0,338	0,340	0,342	0,330
110	0,247	0,248	0,260	0,268	0,257	0,294	0,281	0,283	0,285	0,275
120	0,209	0,210	0,221	0,227	0,218	0,249	0,238	0,239	0,241	0,232
130	0,180	0,180	0,189	0,195	0,187	0,213	0,203	0,205	0,206	0,199
140	0,156	0,157	0,164	0,169	0,162	0,184	0,176	0,177	0,179	0,172
150	0,136	0,137	0,144	0,148	0,142	0,161	0,154	0,155	0,156	0,150
160	0,120	0,121	0,127	0,131	0,126	0,142	0,135	0,137	0,137	0,132
170	0,107	0,108	0,113	0,117	0,112	0,126	0,120	0,121	0,122	0,118
180	0,096	0,096	0,101	0,104	0,100	0,112	0,107	0,108	0,109	0,105
190	0,086	0,087	0,091	0,094	0,090	0,101	0,097	0,097	0,098	0,094
200	0,078	0,078	0,082	0,085	0,081	0,091	0,087	0,088	0,089	0,065
210	0,071	0,071	0,075	0,077	0,074	0,083	0,079	0,080	0,080	0,078
220	0,065	0,065	0,068	0,071	0,068	0,076	0,072	0,073	0,073	0,071
230	0,059	0,060	0,063	0,065	0,062	0,069	0,066	0,067	0,067	0,065
240	0,055	0,055	0,058	0,060	0,057	0,064	0,061	0,061	0,062	0,060
250	0,050	0,051	0,053	0,055	0,053	0,059	0,056	0,057	0,057	0,055

Coefficients de réduction des "contraintes à ne pas dépasser" considérant le risque de flambement

Le tableau suivant donne les élancements de colonnes carrées bi-articulée pour différentes hauteurs et différentes largeurs. Du point de vue de l'utilisation de la matière, il n'est pas intéressant d'avoir un élancement trop élevé. Plus l'élancement augmente plus la contrainte diminue et le matériau est alors moins bien utilisé. Il est raisonnable de limiter l'élancement vers les 50.

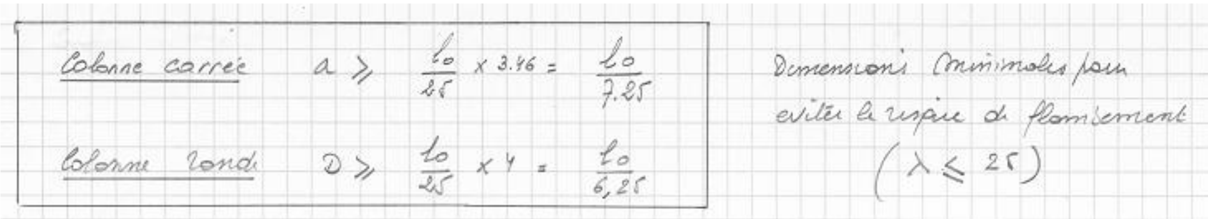
Colonne bi-articulée	1	**l=l0**			**Elancement supérieur à 45**						
	colonne carrée côté (cm)										
hauteur colonne (m)	***20***	***25***	***30***	***35***	***40***	***45***	***50***	***55***	***60***	***65***	***70***
2,50	43,25	34,60	28,83	24,71	21,63	19,22	17,30	15,73	14,42	13,31	12,36
3,00	51,90	41,52	34,60	29,66	25,95	23,07	20,76	18,87	17,30	15,97	14,83
3,50	60,55	48,44	40,37	34,60	30,28	26,91	24,22	22,02	20,18	18,63	17,30
4,00	69,20	55,36	46,13	39,54	34,60	30,76	27,68	25,16	23,07	21,29	19,77
4,50	77,85	62,28	51,90	44,49	38,93	34,60	31,14	28,31	25,95	23,95	22,24
5,00	86,50	69,20	57,67	49,43	43,25	38,44	34,60	31,45	28,83	26,62	24,71
5,50	95,15	76,12	63,43	54,37	47,58	42,29	38,06	34,60	31,72	29,28	27,19
6,00	103,80	83,04	69,20	59,31	51,90	46,13	41,52	37,75	34,60	31,94	29,66
6,50	112,45	89,96	74,97	64,26	56,23	49,98	44,98	40,89	37,48	34,60	32,13
7,00	121,10	96,88	80,73	69,20	60,55	53,82	48,44	44,04	40,37	37,26	34,60
7,50	129,75	103,80	86,50	74,14	64,88	57,67	51,90	47,18	43,25	39,92	37,07
8,00	138,40	110,72	92,27	79,09	69,20	61,51	55,36	50,33	46,13	42,58	39,54
8,50	147,05	117,64	98,03	84,03	73,53	65,36	58,82	53,47	49,02	45,25	42,01
9,00	155,70	124,56	103,80	88,97	77,85	69,20	62,28	56,62	51,90	47,91	44,49

Le tableau suivant donne la capacité portante de colonnes en « bois résineux courant » (CL18) en fonction de leur élancement.

Type de bois	C18	"Bois résineux courant" (CL18)										
Contrainte minorée		9,7	N/mm²									
Colonnes cylindriques												
	i en cm	**2,5**	**3**	**3,5**	**4**	**4,5**	**5**	**5,5**	**6**	**6,5**	**7**	**7,5**
Elancement	**D en cm**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**	**22**	**24**	**26**	**28**	**30**
30	0,994	75,73	109,05	148,42	193,86	245,35	302,91	366,52	436,19	511,91	593,70	681,54
40	0,933	71,08	102,35	139,32	181,96	230,30	284,32	344,02	409,42	480,50	557,26	639,72
50	0,832	63,38	91,27	124,23	162,27	205,37	253,54	306,78	365,10	428,48	496,94	570,46
60	0,691	52,64	75,81	103,18	134,77	170,56	210,57	254,79	303,22	355,87	412,72	473,79
70	0,552	42,05	60,56	82,42	107,66	136,25	168,21	203,54	242,23	284,28	329,70	378,48
80	0,441	33,60	48,38	65,85	86,01	108,85	134,39	162,61	193,52	227,12	263,40	302,37
90	0,358	27,27	39,27	53,46	69,82	88,37	109,10	132,01	157,10	184,37	213,83	245,46
100	0,295	22,47	32,36	44,05	57,53	72,82	89,90	108,78	129,45	151,93	176,20	202,27
110	0,247	18,82	27,10	36,88	48,17	60,97	75,27	91,08	108,39	127,21	147,53	169,36
120	0,209	15,92	22,93	31,21	40,76	51,59	63,69	77,06	91,71	107,64	124,83	143,30
130	0,180	13,71	19,75	26,88	35,11	44,43	54,85	66,37	78,99	92,70	107,51	123,42
140	0,156	11,88	17,11	23,29	30,42	38,51	47,54	57,52	68,46	80,34	93,18	106,96
150	0,136	10,36	14,92	20,31	26,52	33,57	41,44	50,15	59,68	70,04	81,23	93,25
	Kc	**Rd des colonnes en kN**										

Les colonnes en béton armé

En béton armé nous avons des sections pleines. Pour garder un élancement inférieur ou égal à 25 les dimensions devraient être les suivantes :



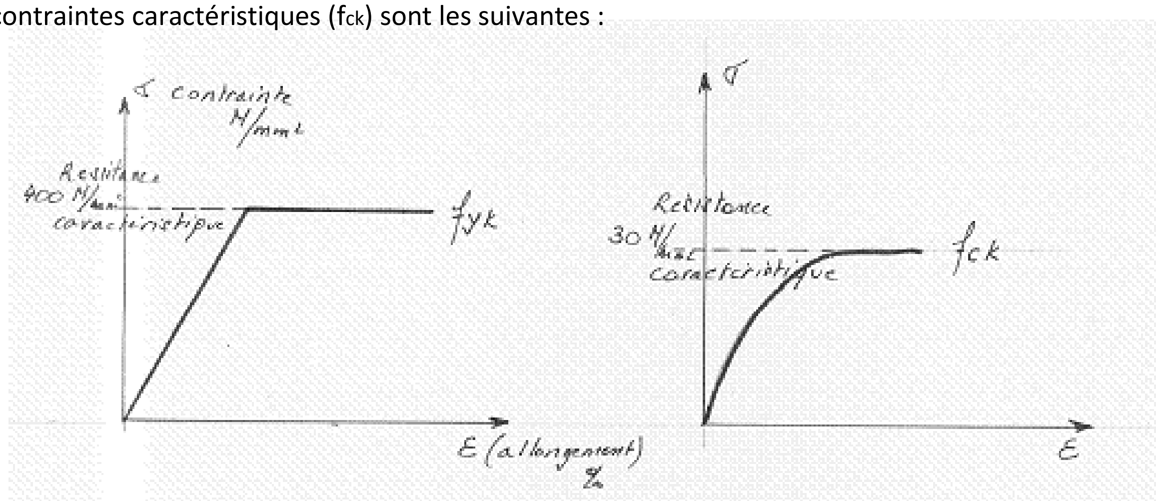
Généralement pour les colonnes en béton armé onconsidère l_0= 0.7 l (cas encastrement – rotule voir page 10). Ainsi une colonne carrée de hauteur 2.5 m entre dalle et sous-poutre (soit l_0 = 2.5 m X 0.7 = 1.75 m) devrait avoir au moins 24 cm de côté.

Pour réduire cette dimension et surtout pour le cas des colonnes de plus grande hauteur nous allons, comme pour l'acier et le bois, appliquer une réduction de contrainte pour tenir compte du risque de flambement.

Considérons d'abord **une colonne en compression sans risque de flambement**.

Le problème est comparable à celui du bois mais il est rendu plus compliqué vu que nous sommes en présence d'un matériau composite fait de béton et d'acier. La capacité portante du béton armé sera influencée par la proportion d'armatures. La résistance de l'acier étant supérieure à celle du béton, plus la section d'armature sera importante plus la capacité portante de la colonne sera importante à section globale constante.

Nous avons donc deux matériaux, le béton et l'acier dont les courbes de mise en charge et les contraintes caractéristiques (f_{ck}) sont les suivantes :



Plusieurs nuances d'acier pour béton armé et de béton sont utilisées. Dans l'esprit de ce manuelvu l'objectif de donner un ordre de grandeur de la section nous nous limitons à un type d'acier pour béton armé et un type de béton : **du béton 30/37 et de l'acier BE400**

Béton 30/37 : résistance caractéristique   30 N/mm² (cette résistance est obtenu par écrasement d'un cylindre de 15 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur, le second chiffre, 37, correspond à l'écrasement d'un cube de 20 cm de côté)

Contrainte de calcul d'un béton 30/37

30 x 0.85 (coefficient réducteur pour mise en charge de longue durée)/1.5 (coefficient de minoration)

17 N/mm²

Pour le béton, la contrainte qui ne pourra pas être dépassée (contrainte de calcul) est la contrainte caractéristique multipliée par un coefficient réducteur (pour chargement permanent) et divisée par le coefficient de minoration.

Acier BE 400 : résistance caractéristique **400 N/mm²**
Contrainte de calcul d'un acier BE400: 400/1.15 (coefficient de minoration) **348 N/mm²**

Pour l'acier, la contrainte qui ne pourra pas être dépassée (contrainte de calcul) est la contrainte caractéristique divisée par le coefficient de minoration.

A l'ELU, le béton et l'acier travailleront dans leur palier de plasticité. Le tableau suivant donne la contrainte moyenne dans la section en fonction du type de béton et du % d'armature.

Colonnes en béton armé - contraintes moyennes à l'ELU

Incidence de la résistance du béton et du % d'armatures

% armatures	**1%**		% armatures	**4%**	
fyk	400,0	N/mm²	fyk	400,0	N/mm²
fyd	347,8	N/mm²	fyd	347,8	N/mm²
fck	**30,0**	N/mm²	fck	**30,0**	N/mm²
0,85fcd	17,0	N/mm²	0,85fcd	17,0	N/mm²
Contrainte moyenne	**20,3**	**N/mm²**	**Contrainte moyenne**	**30,2**	**N/mm²**
% armatures	**1%**		% armatures	**4%**	
fyk	400,0	N/mm²	fyk	400,0	N/mm²
fyd	347,8	N/mm²	fyd	347,8	N/mm²
fck	**45,0**	N/mm²	fck	**45,0**	N/mm²
0,85fcd	25,5	N/mm²	0,85fcd	25,5	N/mm²
Contrainte moyenne	**28,7**	**N/mm²**	**Contrainte moyenne**	**38,4**	**N/mm²**
% armatures	**1%**		% armatures	**4%**	
fyk	400,0	N/mm²	fyk	400,0	N/mm²
fyd	347,8	N/mm²	fyd	347,8	N/mm²
fck	**80,0**	N/mm²	fck	**80,0**	N/mm²
0,85fcd	45,3	N/mm²	0,85fcd	45,3	N/mm²
Contrainte moyenne	**48,4**	**N/mm²**	**Contrainte moyenne**	**57,4**	**N/mm²**

Il y a donc une très grande variabilité en fonction du type de béton et du % d'acier.
Dans l'esprit de ce manuel nous considérons du**béton 30/37** et de**de l'acier BE400**
De plus nous considérerons qu'il y a **2% d'acier dans les colonnes**
La contrainte moyenne dans la colonne à l'ELU sans risque de flambementsera donc de :
« Contrainte de moyenne de calcul » = 98 % X 17 N/mm² + 2% X 348 N/mm² = **23.6 N/mm²**

S'il y a risque de flambement (élancement λ supérieur à 25) cette contrainte est réduite et le processus de calcul est le suivant :

1. Détermination de l'effort P à reprendre par la colonne en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables
2. Détermination de l'effort de calcul P_d = action permanente *1.35 + action variable * 1.5
3. Détermination de la longueur de flambement en tenant compte de la hauteur géométrique et des conditions de liaison aux extrémités de la colonne.
4. Choix d'une section, détermination de l'aire et du rayon de giration de sa section
5. Déduction de la contrainte moyenne à ne pas dépasser (contrainte moyenne de calcul réduite) en tenant compte de la réduction liée au risque de flambement (voir tableau ci-dessous)
6. Détermination de la résistance de calcul Rd de la colonne $R_d = \Omega * f_{dR}$ (Réduite)

Il faut que $R_d \geq P_d$

Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec une autre section et ainsi de suite.
Pour les colonnes en béton arméon prendra en première approximation l_0=0.7 l (longueur de flambement = 70% de la hauteur de la colonne)

Le tableau ci-après donne, pour un une colonne en **béton 30/37 avec 2% d'acier BE400,** les coefficients de réduction de la « contrainte moyenne de calcul » en fonction de l'élancement de la colonne.

Colonnes Béton 30/37	
2% d'armatures	
Acier BE 400	
"Contrainte moyenne de calcul" : 23,6 N/mm²	
(sans risque de flambement)	
Elancement	Réduction
20	97%
30	83%
40	80%
50	69%
60	62%
70	55%
80	48%
90	45%
100	38%
110	35%
120	28%
130	21%
140	20%
150	17%

Ainsi par exemple la résistance de calcul d'une colonne d'un élancement de 80 en béton 30/37 avec 2% d'acier BE400 sera Rd = Ω (aire de la section en mm²) X 23.6 (N/mm²) X 0.48

Ce dimensionnement est approximatif, il est destiné à donner un ordre de grandeur réaliste de la section de la colonne. Le calcul définitif devra se faire conformément aux normes en vigueur

Les poutres

Les poutres doivent être dimensionnées principalement pour reprendre la flexion et l'effort tranchant. L'objectif de ce manuel est d'aider à définir un ordre de grandeur raisonnable de la section des poutres. Pour cela on se limitera au dimensionnement en flexion qui est le plus souvent globalement le plus contraignant. Bien entendu pour le dimensionnement définitif on tiendra compte de l'effort tranchant, des risques de déversement,...

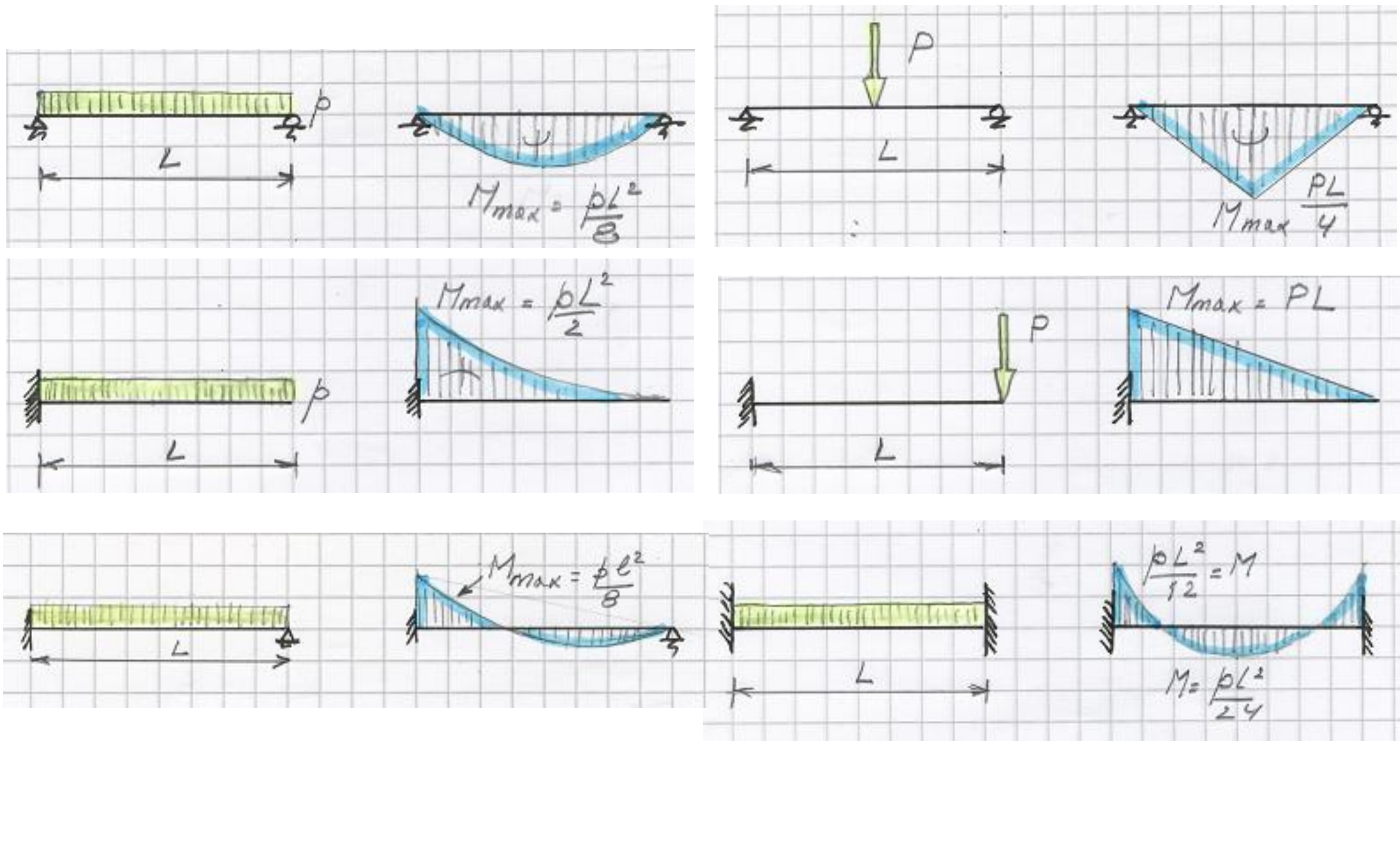
D'une manière générale, pour le dimensionnement à la flexion le processus de calcul est le suivant :

1. Détermination des actions caractéristiques réparties par unité de surface, par unité de longueur ou localisées.
2. Majoration de celles-ci pour obtenir les actions de calcul (indice d) (voir page 7).
   Ainsi pour une poutre isostatique uniformément chargée $p_d= pp_l*1.35 + g_l*1.35 + q_l*1.5$
3. Considérant ces actions, détermination du « Moment fléchissant sollicitant de calcul » M_{Sd}maximum dans la poutre.
4. Calcul du « Moment fléchissant résistant de calcul » de la poutre M_{Rd}. Celui-ciest obtenu en multipliant le module de flexion W de la section par la « contrainte de calcul » (contrainte à ne pas dépasser).

Il faut que $M_{Rd} \geq M_{Sd}$

Le processus décrit ci-avant est itératif
Il est souvent plus simple de diviser le« Moment fléchissant sollicitant de calcul »MSd par la contrainte de calcul on obtient ainsi immédiatement le module de flexion minimum à respecter pour la définition de la section de la poutre.

Quelques diagrammes de moments fléchissants de poutres courantes



Les poutres en acier

Dans le cas des poutres en acier (nous nous limitons à une nuance d'acier, l'acier S235) la contrainte de calcul est 235 N/mm^2 (coefficient de minoration = 1).

Il suffit de déterminer le module de flexion minimum de la section de la manière suivante

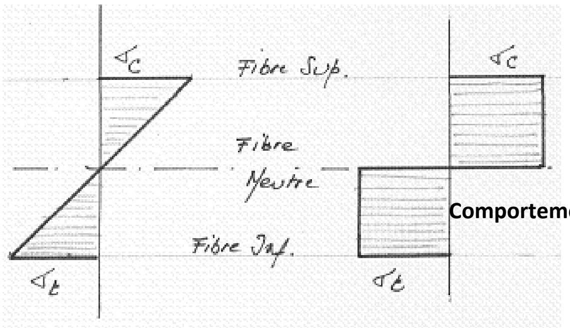
$$\mathbf{W}_{\mathbf{min}}(\mathrm{mm}^3) \mathbf{=} \mathbf{M}_{\mathbf{Sd}}(\mathrm{N*mm})\mathbf{/235}\ \mathrm{N/mm}^2$$

Et de choisir dans un catalogue de profilés laminé, un profilé dont le module de flexion est supérieur ou au moins égal au module de flexion définit ci-avant

Les catalogues donnent:

- un module de flexion élastique correspondant à une répartition de contraintes dans la section telle que représentée à la figure de gauche
- un module de flexion plastique correspondant à la répartition de contraintes dans la section telle que représentée à la figure de droite

Comportement élastique



Comportement plastique

Le module de flexion élastique est généralement utilisé pour le calcul des structures isostatiques et le module de flexion plastique est utilisé pour le calcul des structures hyperstatiques pour lesquelles une redistribution des efforts internes est possible.
Dans l'esprit de ce manuel, pour rester du côté de la sécurité, nous travaillerons avec le **module deflexion élastique**.

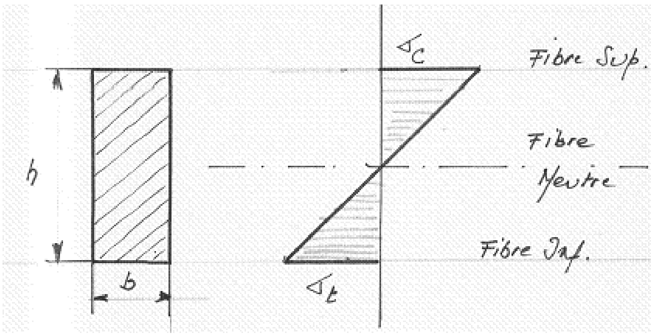
Commentaire
Pour des raisons d'économie de matière on privilégiera les profilés de plus grande hauteur, ils ont à un plus grand module de flexion à sections égales (et donc à poids par unité de longueur égaux).

Les poutres en bois

Dans le cas des poutres en bois il suffit de déterminer le module de flexion minimum de la section de la manière suivante

$$\mathbf{W}_{\mathbf{min}}(mm^3) \mathbf{=} \mathbf{M}_{\mathbf{Sd}}(N*mm) \mathbf{/ Contrainte\ de\ calcul} N/mm^2$$

Dans le cas des sections rectangulaires, ce qui est quasiment toujours le cas, **W = bh²/6**considérant un comportement élastique et donc le diagramme des contraintes suivant



Pour des raisons d'efficacité et donc d'économie de matière on choisira bien entendu des sections dont la hauteur est **h** est supérieure à la largeur **b**. Pour le rapport h/b on prendra un ordre de grandeur de 3.
On définit la largeur b, par exemple sur base d'une largeur de colonne, W_{min} étant donné par la condition ci-avant on détermineh_{min}.

En tous cas pour les bois résineux courant on respectera des « dimensions standards » par exemple

Sections (bh) exprimées en cm : 8/23, 7/15, ...

Contraintes de calcul

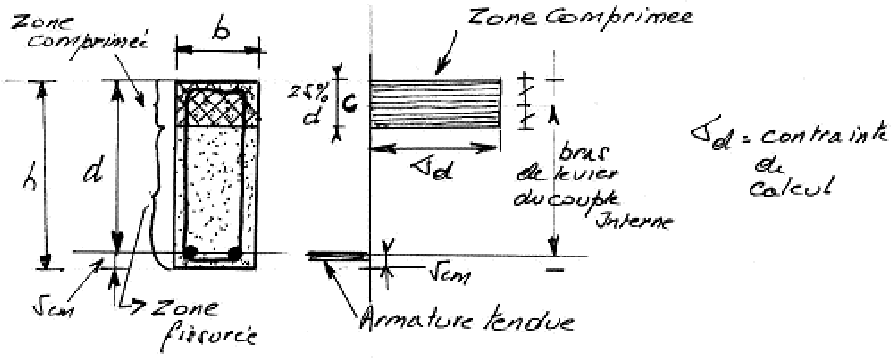
Dans l'esprit de ca manuel on se limite à deux types de bois de caractéristiques mécaniques relativement faibles pour nous placer du côté de la sécurité.

Nous proposons d'utiliser les contraintes à ne pas dépasser (**contraintes de calcul**) suivantes :
Pour le **« bois résineux courant »** (C18)
18 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.30 (coefficient de minoration) = **9.7 N/mm²**
Pour le **« bois lamellé collé courant »** (GL22)
22 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.25 (coefficient de minoration) = **12.3 N/mm²**

On ne perdra pas de vue que le bois est un matériau hétérogène et que sa résistance est liée à l'orientation des contraintes par rapport aux fibres.

Les poutres en béton armé

Vu que le béton armé est un matériau composite dont un des composants (le béton) ne résiste pas à la traction, le comportement structural des poutres en béton armé est différent de celui des poutres en acier et en bois.
De plus, à l'ELU on considère que ledu béton est totalement plastifié ce qui nous conduit au diagramme des contraintes suivant :



La hauteur c de la zone comprimée reste à fixer. Pour des raisons d'efficacité on limitera ici cette hauteur à 25% de la hauteur utile.
Pour tenir compte de l'enrobage des armatures, la hauteur utile d est égale à h – 5 cm.

La contrainte dans le béton est la contrainte de calcul qui est la contrainte caractéristiquemultipliée par un coefficient réducteur (pour chargement permanent) et divisée par le coefficient de minoration.Pour un **béton 30/37** (résistance caractéristique30 N/mm² - cette résistance est obtenue par écrasement d'un cylindre de 15 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur, le second chiffre, 37, correspond à l'écrasement d'un cube de 20 cm de côté) la contrainte de calcul vaut :
30 x 0.85 (coefficient réducteur pour mise en charge de longue durée)/1.5 (coefficient de minoration)

17 N/mm²

Le moment résistant de cette section est donc

$$M_{Rd} = 0.25*d*b*17N/mm^2*(d-0.125*d) \text{ avec } d = h - 5 \text{ cm}$$

- 0.25*d*b*17N/mm² est l'effort de compression du côté de la fibre comprimée (par équilibre de translation, cet effort est également l'effort de traction dans l'armature inférieure)

- (d-0.125*d) est le bras de levier du couple interne soit la hauteur structurale de la section

Comme indiqué page 19 il faut $M_{Rd} \geq M_{Sd}$

M_{Sd}, moment sollicitant de calcul, est calculé considérant les actions sur la poutreet M_{Rd}, moment résistant de calcul de la section, est obtenu par tâtonnement.

Pour calculer M_{Sd}on pourra par exemple se baser sur les relations données page 19.
Les poutres en « béton coulé sur place » sont très souvent hyperstatiques (sur appuis multiples), en première approximation on pourra les dimensionner pour reprendre unM_{Sd} de $p_dL^2/10$

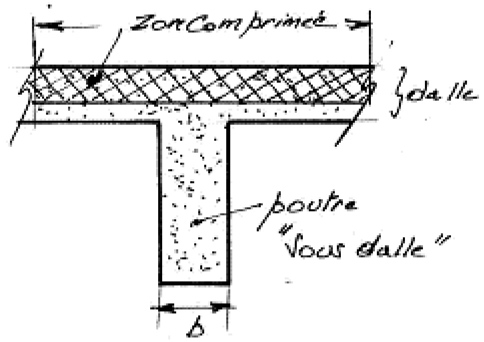
Pour définir la section, deux dimensions sont à déterminer : b et h
Généralement on fixera d'abord b en tenant compte des critères suivants :

- En bâtiment courant b est compris entre 20 et 30 cm
- b est égal à la dimension correspondante des colonnes

Ensuite, pour des raisons d'efficacité (économie de matière), on veillera à prendre h environ égal à 3 b.

La géométrie étant définie il restera à déterminer les armatures. Cette détermination sort du cadre du présent manuel.

Cas particulier des poutres en T
Dans les bâtiments les poutres et les dalles forment souvent un ensemble monolithique et nous sommes donc en présence de poutre en T.



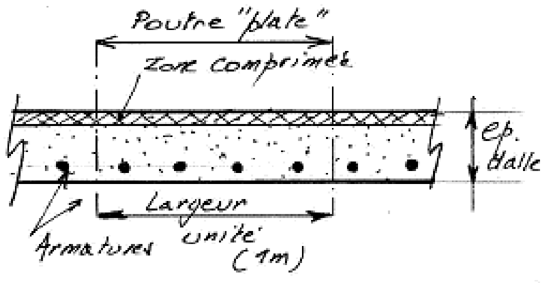
La largeur comprimée est donc supérieure à la largeur de la poutre proprement dite ce qui est intéressant du point de vue de la résistance de la section. Toutefois, il faudra être attentif à ce que :

- la dalle se situe bien du côté de la fibre comprimée, ce qui est le cas en travée mais non sur appui
- l'épaisseur comprimée ne dépasse pas l'épaisseur de la dalle

Dans l'esprit de ce manuel, au stade du pré dimensionnement, on ne tiendra pas compte de cet élément favorable.

Les dalles en béton armé

Une dalle est peut être vue comme en ensemble de poutres plates mises côte à côte. On pourra donc les dimensionner de la même manière que les poutres. On considère pour cela une bande de dalle de largeur unité (1 m)



Le plus souvent l'épaisseur des dalles ne sera pas préoccupante pour l'architecte, les dalles étant comprises entre les poutres. Au stade du pré dimensionnement on ne se préoccupera donc pas de l'épaisseur des dalles sauf pour en déterminer le poids mort. Le tableau de la page suivante donne un ordre de grandeur de l'épaisseur par rapport à la portée pour différents types de dalles. Cela permet de déterminer le poids mort des dalles en béton armé. Dans le cas de hourdis creux on considérera 20% de vides.

Pour le calcul des dalles, par analogie avec les poutres, on utilisera h pour désigner l'épaisseur de la dalle.
La hauteur utile d des dalles sera prise est égale à h – 3 cm vu qu'il n'y a pas d'étrier et que les diamètres des armatures des dalles sont plus petits.

Rapport portée/épaisseur pour différents types de dalles en béton armé et précontraint

Types d'appuis	Types de dalles	Portant dans 1 ou 2 directions	Dalles isolée ou groupées	Continuité des bandes poutres entre dalles	Portées usuelles	portée/ep.
Dalle sur appuis en rives: poutres, voiles, maçonneries...	Dalles pleines en BA coulé sur place	Portant dans 2 directions	groupées	continuité dans 2 directions	…. à 8-10 m	30 à 40
			groupées	continuité dans 1 directions		30 à 35
			isolée	pas de continuité		25 à 30
		Portant dans 1 direction	groupées	en continuité		25 à 30
			isolée	pas de continuité		20 à 25
	Dalles "allégées" ou dalles gaufrées en BA coulé sur place	Portant dans 2 directions	groupées	continuité dans 2 directions	8-10m à 20-25m	30 à 40
			groupées	continuité dans 1 directions		30 à 35
			isolée	pas de continuité		25 à 30
	Dalles "allégées" ou dalles nervurées en BA coulé sur place	Portant dans 1 direction	groupées	en continuité		25 à 30
			isolée	pas de continuité		20 à 25
	Hourdis préfabriqués	Portant dans 1 direction	isolée	pas de continuité	….à 12-15m	30 à 35
	Hourdis préfabriqués nervurés		isolée	pas de continuité	8-10m à 20-25m	30 à 35
Planchers dalles et dalles champignon	Dalles pleines en BA coulé sur place	Portant dans 2 directions	groupées	continuité dans 2 directions	…. à 8-10 m	20 à 25
	Idem en béton précontraint		groupées			30 à 35
	Dalles "allégées" ou dalles gaufrées en BA coulé sur place		groupées		8-10m à 20-25m	20 à 25
	Idem en béton précontraint		groupées			30 à 35

3. Le calcul à l'ELS

En procédant au calcul à l'ELU nous avons vérifié si les suspentes, les colonnes et les poutres sont suffisamment résistantes pour éviter leur ruine. Il reste à vérifier si elles sont aptes à l'usage, « bonnes pour le service ». Le principal état de service à vérifier est la raideur de ces éléments. Par exemple, une poutre une dalle, est-elle suffisamment raide pour qu'elle puisse supporter une cloison carrelée sans que celle-ci ne se fissure.
Les désordres dans les parachèvements, suite à la déformation excessive d'un élément de structure sont fréquents et une grande source d'ennuis pour les utilisateurs, concepteurs et réalisateurs. On sera donc très attentifs à les éviter en donnant une raideur suffisante aux éléments constitutifs de la structure.
D'autres états limites de service sont également à vérifier, par exemple l'ouverture des fissures en béton armé pouvant causer des pertes d'étanchéité de réservoirs ou des risques de corrosion des armatures. Ces autres états de service n'étant, le plus souvent, pas dimensionnant dans le cas des bâtiments courants nous ne les aborderons pas dans ce manuel. Ils doivent bien entendu être pris en considération pour les calculs définitifs.
Les états limites de service étant le reflet du comportement de la structure en service les actions ne sont pas majorées et les caractéristiques mécaniques des matériaux ne seront pas minorées.

La déformation élastique

Tous les matériaux sollicités par un effort se déforment. Lorsque la déformation du matériau est proportionnelle à la contrainte appliquée, le comportement du matériau est élastique.
Le module d'élasticité (module de Youg) lie contrainte et déformation.

Allongement relatif (ΔL/L) = Contrainte appliquée N/mm² **/ E (module d'élasticité)**N/mm²

Le module d'élasticité est la pente la partie élastique du diagramme contrainte/déformation

Modules d'élasticité de matériaux de structure

E acier :	**210 000 N/mm²**
E béton :	**32 000 N/mm²**
E bois résineux courant C18 :	**8 000 N/mm²**
E bois Lamellé courant GL22 :	**10 000 N/mm²**

Ce sont des valeurs moyennes prises en compte dans ce manuel

La déformation liée au fluage

Attention **le bois et le béton fluent c'est-à-dire qu'ils se déforment sous contrainte constante**.
La déformation liée au fluage est très significative, par exemple la flèche d'une poutre en béton armé sous les actions permanentes peut aller jusqu'à doubler dans le temps. Pour tenir compte du fluage on majorera les flèches obtenues par calcul en comportement élastique.

Les suspentes en acier

Les suspentes sont le plus souvent réalisées en acier, parfois en bois, rarement en béton armé

Etapes du processus de calcul

La section de la suspente étant déterminée à l'ELU (voir page 12) nous allons maintenant vérifier si elle est satisfaisante à l'ELS

1. Détermination de l’effort P à reprendre par la suspente en différenciant l’effort dû aux charges permanentes et l’effort dû aux charges variables
2. Détermination de l’allongement de la suspente sous ces actions non majorées
3. Détermination des allongements de la suspente sous l’action des charges permanentes et variables

$$\Delta L\ (\text{mm}) = L\ (\text{mm}) * P\ (\text{N}) / (\Omega\ (\text{mm}^2) * 210\,000\ \text{N/mm}^2)$$

4. Comparaison de l’allongement à un allongement admissible.
   Voir notamment norme NBN B03-003 et NIT 132

Le fluage de l’acier étant négligeable ce problème n’interviendra pas ici.
L’allongement admissible sera définit au cas par cas.
Si l’allongement est excessif on augmentera la section de la suspente en conséquence.

Les colonnes

Le critère de dimensionnement des colonnes étant le plus souvent le risque de flambement le problème du raccourcissement des colonnes n’est pas dimensionnant en tous cas au stade du pré dimensionnement on ne s’en préoccupera donc pas.

Les poutres

Etapes du processus de calcul

La section de poutre étant déterminée à l’ELU (voir page 21) nous allons maintenant vérifier si elle est satisfaisante à l’ELS

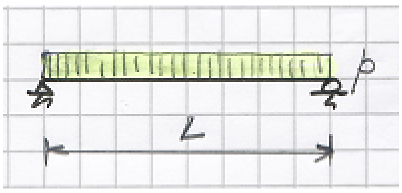
1. Détermination des actions caractéristiques réparties par unité de surface, par unité de longueur ou localisées.
2. Détermination de l’inertie de la section
3. Détermination de la flèche maximale en utilisant par exemple une des formules suivantes. On évaluera la flèche élastique et la flèche due au fluage
4. Comparaison avec les flèches maximales admissibles
   Voir notamment norme NBN B03-003 et NIT 132

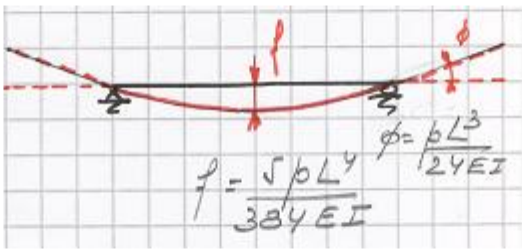
Si la flèche maximale admissible n’est pas respectée il faut augmenter l’inertie de la poutre

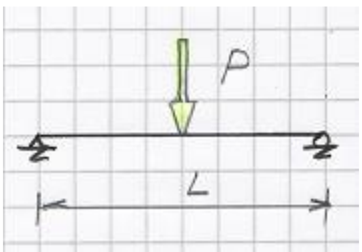
Quelques calculs de flèche de poutres courantes

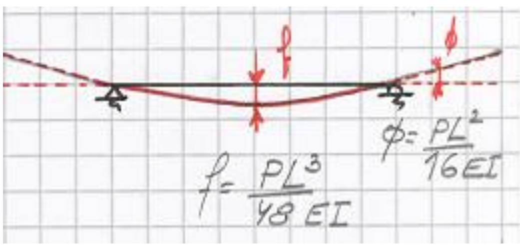
D’une manière générale les formules de flèches sont du type :

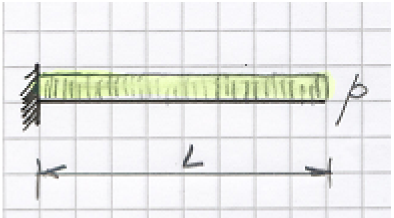
$$f\ (\text{mm}) = K * \text{Action sur la poutre}\ (\text{N}) * L^3\ (\text{mm}^3) / E\ (\text{N/mm}^2) * I\ (\text{Inertie de la section - mmexp4})$$

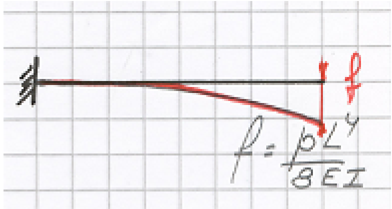


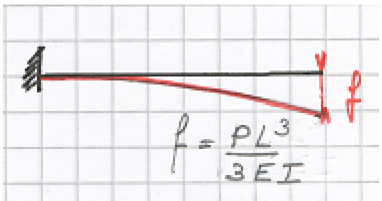


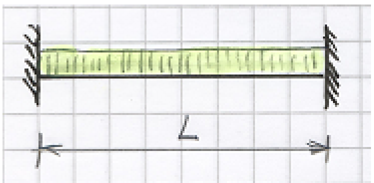


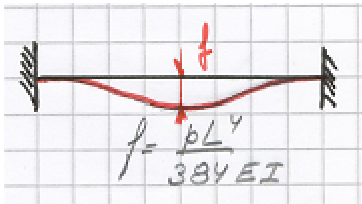


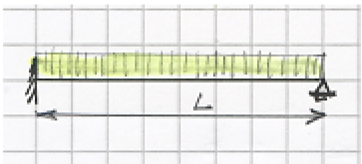


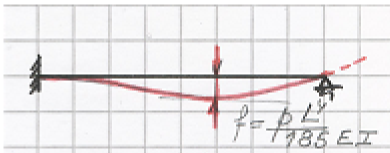












<u>Flèches maximales admissibles</u>

Les flèches maximales autorisées dépendent du risque de fissuration des éléments supportés.
La norme NBN B03-003 et la NIT 132 fixent les flèches maximales admissibles dans différents cas.
La flèche maximale est une portion de la portée de la travée concernée de la poutre
Dans le cadre de ce manuel nous nous limiterons à deux cas :

- La poutre ne porte pas (directement ou indirectement) d'éléments fissurables
  f≤L/300
- La poutre porte (directement ou indirectement) des éléments fissurables
  f≤L/500

Cette flèche tiendra compte de l'augmentation de la déformation liée au fluage. Toutefois le calcul des flèches se fera avec bon sens. Par exemple dans le cas d'une poutre supportant une cloison fissurable on ne tiendra compte que de la « flèche dangereuse » pour celle-ci, c.à.d. la variation de flèche après réalisation de la cloison, nous y reviendrons dans le cas des poutres (et dalles) en béton armé.

Les poutres en acier

Le profilé a été défini lors du calcul à l'ELU, son inertie est donc connue (voir catalogue).

La flèche maximale est calculée considérant les actions non majorées.

Pour la flèche élastique on prendra en compte les modules d'élasticité suivants :

E acier : 210 000 N/mm²

La flèche obtenue est comparée à la flèche maximale admissible.

Si cette condition n'est pas rencontrée un profilé à de plus grande inertie devra être utilisé.

Les poutres en bois

La section étant connue suite au calcul à l'ELU on peut en déterminer l'inertie $I=bh^3/12$

Sur cette base on peut procéder au calcul de la flèche sous les actions non majorées.

Considérant la problématique du fluage il sera important de différencier les actions permanentes et les actions variables.

Pour la flèche élastique on prendra en compte les modules d'élasticité suivants :

E bois résineux courant (C18) : 8 000 N/mm²
E bois Lamellé courant (GL22) : 10 000 N/mm²

Pour tenir compte du fluage **on majorerala flèche sous les actions permanente de 80%**

Pour la commodité du calcul il sera plus simple de calculer une flèche élastique considérant des actions permanentes multipliées par 1.8 et des actions variables non majorées

$$f = K * (\text{actions permanentes} *1.8 + \text{actions variables})*L^3/(E *I)$$

La flèche obtenue est comparée à la flèche maximale admissible.

Si la flèche maximale admissible n'est pas respectée il faut augmenter l'inertie de la poutre.

<u>Les poutres en béton armé</u>

La section étant connue suite au calcul à l'ELU on peut en déterminer l'inertie $I=bh^3/12$. Mais vu que,sous l'effet des contraintes de traction,le **béton est fissuré** on ne prendra que **60% de cetteinertie.**

Sur cette base on peut procéder au calcul de la flèche sous les actions <u>non</u> majorées.

Considérant la problématique du fluage il sera important de différencier les actions permanentes et les actions variables.

Pour la flèche élastique on prendra en compte le module d'élasticité suivant :

E béton : 32 000 N/mm²

Pour tenir compte du fluage **on doublera la flèche sous les actions permanentes**.

Pour la commodité du calcul il sera plus simple de calculer une flèche élastique considérant des actions permanentes multipliées par 2 :

$$f = K * (\text{actions permanentes}*2 + \text{actions variables})*L^3/(E *(b*h^3/12)*0.60)$$

Attention à ne pas être trop pessimiste. Il ne faut se préoccuper que de la « flèche dangereuse ».

Dans le cas des ossatures en béton armé le poids propre est important. Vu que les parachèvements ne sont réalisés qu'après décoffrage il seraittrop défavorable de prendre en compte la flèche élastique relative au poids propredans la détermination de la flèche « dangereuse ». On ne tiendra donc compte que de la flèche due fluage sous poids propre

La formule de la « flèche dangereuse » est donc :

$$F_{\text{« dangereuse »}} = K * (\text{actions du poids propre+ action parachèvement}*2 + \text{actions variables})*L^3/(E *(b*h^3/12)*0.60)$$

On ne tient compte ainsi de la flèche due au fluage sous le poids propre, de la flèche élastique et de la flèche de fluage sous les charges permanentes et de la flèche élastique sous les charges variables.

La flèche obtenue est comparée à la flèche maximale admissible.

Si la flèche maximale autorisée n'est pas respectée il faut augmenter l'inertie de la poutre.

Ordre de grandeur du rapport hauteur/portée

Pour avoir une première idée, pour des bâtiments courants (portées 6 à 8 m - charge d'usage « courante») on peut se baser sur les ordres de grandeur du rapport hauteur/portée suivants :

Poutre isostatique (sur deux appuis) :	L/h = 8
Poutre continue :	L/h = 10
Poutre en porte à faux :	L/h = 3
Dalle	L/épaisseur = 25

Ces ordres de grandeur, assez contraignant, respectent l'ELU et L'ELS

Deuxième partie : tableur Excel pour le dimensionnement des suspentes, colonnes, poutres en acier, bois et béton armé

Présentation

Quelques pistes pour une bonne utilisation

A finaliser

Troisième partie : exemples d'application

Poutres et colonnes en acier

Poutres et colonnes en bois

Poutres et colonnes en béton armé

A finaliser