

Généralités

I/ Principes du béton armé :

Ciment + granulats + H₂O → béton + T°

Type de béton	Résistance mécanique	Résistance à la traction
B 30	30 Mpa	
B25		2.1Mpa
BHP/BTHP	100MPa	
BPR	300MPa	

- ⇒ asseoir béton + acier
- ⇒ réaction acier + béton
- ⇒ coefficient de dilatation béton-acier très proche

II/ Fonctions du béton armé :

Il permet de résister à la compression et l'acier permet de résister à la traction.

III/ Mise en œuvre du béton armé :

Il y a 4 phases de mise en œuvre :

- réalisation du coffrage
- mise en place du ferrailage
- mise en place du béton
- décoffrage

IV/ Avantages et inconvénients du béton armé :

A/ Avantages :

1) Souplesse :

On peut réaliser toutes les formes avec.

2) Monolithique :

L'ensemble des éléments se comporte comme un bloc.

3) Entretien :

Il n'y en a pas.

4) Simplicité d'exécution :

Pas besoin de main d'œuvre qualifiée.

5) Résistance au feu

B/ Inconvénients :

1) Poids :

25kN/m³ ⇒ problèmes de fondation.

2) Délai de réalisation :

durcissement long ⇒ on ne peut pas mettre de charge tout de suite.

3) Fissurations systématiques :

Fibres tendues ⇒ fissures

4) Accident :

Ils surviennent brusquement.

V/ Règles de conception et de calcul du béton armé :

A/ Méthode des contraintes admissibles :

$\sigma \leq \sigma$ → contrainte admissible $\sigma = f_c / \chi$ χ = coef de sécurité

contrainte en n'importe quel point de la structure

- ⇒ Le matériau possède une partie élastique dans son comportement.
- ⇒ Coefficient de sécurité global à la structure.

B/ Calcul à la rupture :

$$\boxed{F \leq \bar{F}} = Fr/\chi$$

Fr = force à la rupture

F = ensemble des forces agissant sur la structure.

C/ Méthode semi-probabiliste :

La sécurité absolue n'existe pas dans la construction => analyse statistique des variations des paramètres influant sur la construction (risque acceptable).

Méthode calcul aux états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition pour une structure est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

ELU = état limite ultime

ELS = état limite de sécurité

ELU : sécurité des biens et des personnes

- stabilité de la structure
- résistance des différents éléments
- stabilité de la forme des éléments

ELS : il met en cause les conditions d'exploitation et la durabilité de l'ouvrage.

- limite de compression du béton
- limite d'ouverture des fissures
- limite de déformation

VI/ Matériaux :

A/ Béton :

1) Résistance à la compression :

Fc28=résistance à 28jours.

Elles sont mesurées sur des éprouvettes par un essai de compression de simple.

Fcj < j < 28

$$\boxed{F_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4.76 + 0.83j)}$$
 pour $f_{c28} < 40\text{Mpa}$

$$\boxed{F_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1.4 + 0.95j)}$$
 pour $f_{c28} > 40\text{Mpa}$

2) Résistance à la traction :

Essai de fendage → essai brésilien

$$\boxed{F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}}$$
 pour $f_{c28} < 60\text{Mpa}$

3) Contrainte de déformation :

3 zones :

1 → comportement élastique du matériau

2 → perte de la rigidité dû à l'apparition de micro fissures.

3 → développements de la fissuration jusqu'à la rupture.



$$\boxed{F_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \chi_b}$$
 ⇔ contrainte limite du béton

χ_b = coeff de sécurité du béton (1.5 en général ou 1.15)

θ = coeff qui dépend de la durée d'application des charges
(=1 si $t > 24\text{h}$; =0.85 si $t < 1\text{h}$; =0.9 si $1\text{h} < t < 24\text{h}$)

ELS ⇔ zone 1

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

⇔ contrainte admissible limite pour le bâtiment comprimé

4) Module d'élasticité :

- module d'élasticité instantané :
durée d'application de charges faible <24h

$$E_{ij} = 11000 (f_{c,j})^{1/3}$$

- module d'élasticité différée :

$$E_v = E_i / 3$$

- coeff de Poisson :

$$\delta = (\Delta a / a) / (\Delta L / L)$$

$\delta = 0$ ⇔ ELU

$\delta = 0.2$ ⇔ calcul des déformations

B/ Acier :

Ils sont classés selon leur surface :

- lisse
- acier haute adhérence

Treillis soudé :

Distance entre les fils varie de 78 à 300mm

Diamètres normalisés :

HA : 6-8-10-12-14-16-20-25-32-40mm

Treillis soudé : 3 à 12mm (par pas de 0.5mm)

C/ Nuances :

Il existe 4 nuances d'aciers déterminés par leur limite d'élasticité.

<u>Nature</u>	<u>Nuance</u>	<u>Limite d'élasticité</u>	<u>Contraintes à la rupture</u>
<u>Lisse</u>	215	215 MPa	300→490MPa
	235	235 MPa	410→490MPa
<u>HA</u>	400	400 MPa	480
	500	500	550

D/ Diagrammes contraintes-déformation :



ELS :

Comportement linéaire

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (contrainte limite qui dépend du type de fissuration)

* Fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$$

* Fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; \max(f_e/2 ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$$

η = coeff de fissuration (1.6 pr les HA, 1 pour les lisses).

* Fissurations très préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \sigma_s \text{ préjudiciable}$$

Actions - Sollicitation

I/ Actions :

- actions permanentes « G »
- actions d'exploitation « Q »
 - surcharges d'exploitation
 - surcharges climatiques (vent, neige)
 - effet de température
 - surcharges placées pour l'exécution
 - Poussées, pression partielle, solide/liquide (niveau varie considérablement)
- actions accidentelles
 - séisme
 - explosion
 - incendie
 - choc véhicules sur les piles d'un pont

II/ Sollicitations :

M=moment fléchissant

V=effort tranchant

N effort normal

T=moment de torsion

Pour les calculer, utiliser la RDM ou la méthode des éléments finis.

Combinaisons d'actions :

Notations :

G_{max} : action permanente dont l'effort est défavorable

G_{min} : action permanente dont l'effort est favorable

Q_1 : action variable de base

Q_i : action variable d'accompagnement

ψ_{0i} ; Q_i : valeur de combinaison d'une action variable

ψ_{1i} ; Q_i : valeur de combinaison d'une action fréquente

ψ_{2i} ; Q_i : valeur quasi permanente de l'action variable

A/ Combinaisons de calculs à ELU :

Vérifier :

- la résistance des matériaux
- l'équilibre statique
- stabilité de forme

1) Situation durable ou transitoire :

→ Action permanente ou variable

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \chi_1 Q_1 + \sum_{(i=2)} 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$\chi_1=1.5$ dans la plupart des cas, 1.35 pour les actions de température ou les convois exceptionnels.

2) Situation accidentelle :

L'action accidentelle est prise en compte.

$$G_{max} + G_{min} + \chi_{1i} \cdot Q_1 + \sum_{(i=2)} \psi_{2i} Q_i$$

B/ Combinaison d'actions à l'ELS:

- résistance du béton
- ouverture des fissures

→ déformation

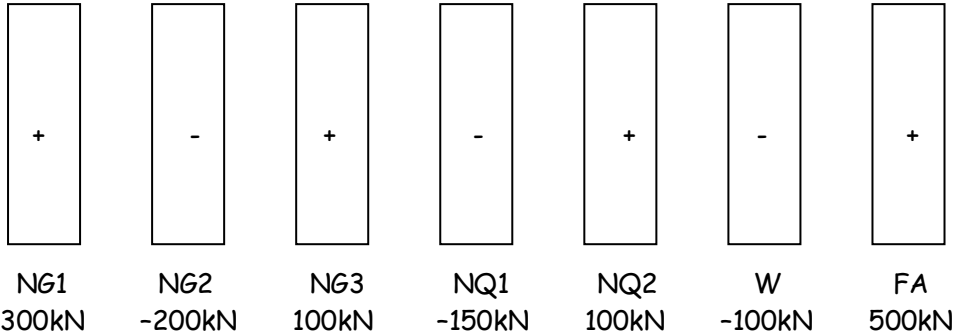
$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum (i>1) \psi_{oi} Q_i$$

Application :

Efforts normaux sur poteaux

+ <=> compression

- <=> traction



→ Déterminer N_{max} à l'ELU (SDT et SA) et à l'ELS.

$$\psi_{oi}=0.77 ; \psi_{1i}=0.65 ; \psi_{2i}=0.2$$

- ELU:

→ SDT compression

$$1.35 NG_1 + 1NG_2 + 1.35 NG_3 + 1.5NQ_2 = 490kN$$

→ SDT traction

$$NG_1 + 1.35NG_2 + NG_3 + 1.5NQ_1 + 1.2W = -215kN$$

$$\text{Ou } NG_1 + 1.35 NG_2 + NG_3 + 1.5W + 1.3\psi_{oi}NQ_1 = -200.15kN$$

Toujours majorer de 20% le vent à l'ELU.

→ SA

$$NG_1 + NG_3 + NG_2 + \psi_{1i}NQ_2 = 765kN$$

- ELS :

→ compression

$$NG_1 + NG_2 + NG_3 + NQ_2 = 300kN$$

→ traction

$$NG_1 + NG_2 + NG_3 + NQ_1 + \psi_{oi}W = -27kN$$

$$\text{Ou } NG_1 + NG_2 + NG_3 + W + \psi_{oi}NQ_1 = -15.5kN$$

Hypothèses fondamentales de calcul

I/ Hypothèses générales :

Ce sont celles de RDM (théorie des poutres)

- les dimensions transversales sont faibles par rapport à la longueur
- les déformations se font lentement et de manière progressive

II/ Hypothèses de calcul à l'ELU :

- 1) Les sections droites restent planes après déformation (Navier-Bernouilli)
- 2) Il n'y a pas de glissements relatifs entre l'acier et le béton. Donc les fibres de béton et d'acier situées sur un même niveau ont les mêmes déformations.
- 3) Le béton tendu n'est pas pris en compte dans le calcul.
- 4) Les diagrammes (σ, ε) des matériaux (béton, acier) sont des paraboles + le linéaire élastique
- 5) Les déformations limites du béton $\varepsilon_{bc}=3.5\%$ en flexion et 2 en compression
- 6) Les déformations des aciers sont limitées à $\varepsilon_s=10\%$
- 7) Règles des 3 pivots : la droite de déformation de la section doit obligatoirement passer par un des pivots A, B ou C.
 - * Pivot A domaine 1
 - traction pure
 - flexion composée (traction)
 - * Pivot B domaine 2
 - flexion
 - flexion composée (compression)
 - * Pivot C domaine 3
 - compression centrée
 - flexion composée (compression)

III/ Hypothèses de calcul à l'ELS :

- 1) Les sections droites restent planes après déformation (Navier-Bernouilli)
- 2) Il n'y a pas de glissements relatifs entre l'acier et le béton. Donc les fibres de béton et d'acier situées sur un même niveau ont les mêmes déformations.
- 3) Le béton tendu n'est pas pris en compte dans le calcul.
- 4) Les diagrammes de déformation sont linéaires (loi de Hook)

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

- 5) coefficient d'équivalence

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bc}$$

$$\sigma_s / E_s = \sigma_{bc} / E_b$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \sigma_{bc} / E_b$$

$$\Leftrightarrow E_s / E_b = \text{coeff d'équivalence noté } n (=15)$$

Soit A_s une section d'acier sous σ_s

$$F_s = \sigma_s \cdot A_s$$

$$F_s = (n \cdot \sigma_{bc}) \cdot A_s$$

- 6) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

- 7) Contrainte d'acier est limitée à σ_s

→ FPP

$$\sigma_s = f_e / \chi_s$$

$$\chi_s = 1.15(\text{SDT}) ; 1(\text{SA})$$

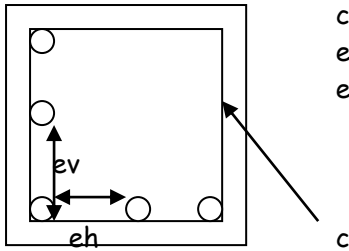
→ FP

$$\sigma_s = \min(2f_e / \chi_s, \max(f_e / 2, 110 \sqrt{(\eta f_{tj})}))$$

→ FTP

$$\sigma_s = 0.8 \sigma_s(\text{FP})$$

IV/ Disposition des armatures :



c = enrobage = 1cm en FPP ; 3cm en FP et 5cm en FTP

e_v : limité par le diamètre des barres et le C_g du plus gros granulat

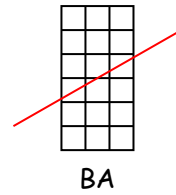
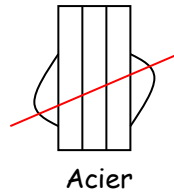
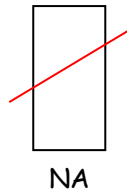
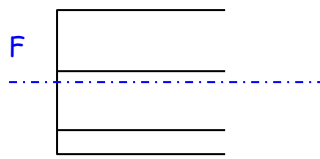
e_h : diamètre des barres et par $1.5 C_g$

FP $\varnothing > 6\text{mm}$

FTP $\varnothing > 8\text{mm}$

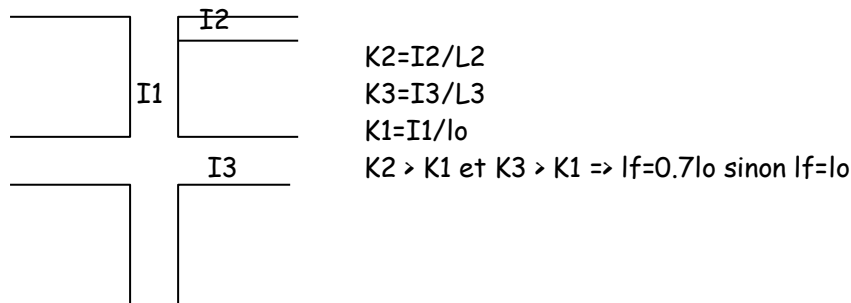
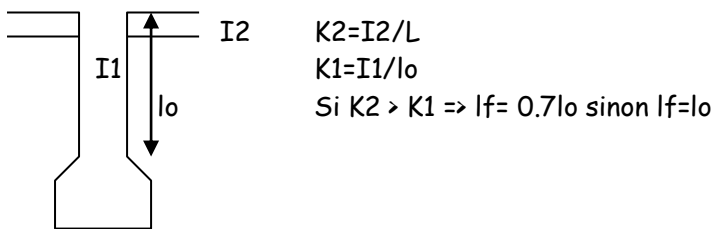
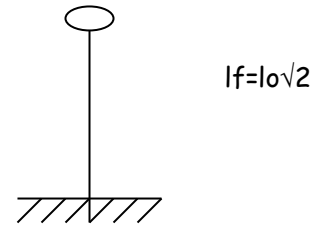
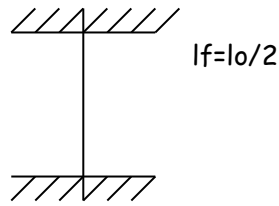
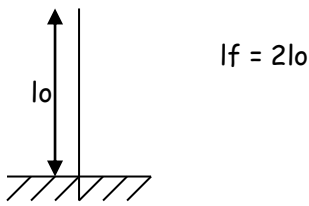
Compression centrée

I/ Généralités :



II/ Elancement d'un poteau :

1) Longueur de flambement :



2) Elancement:

$$\lambda = l_f / i$$

i = rayon de gyration

l_f = longueur de flambement

$$i = \sqrt{I/B}$$

I = moment d'inertie par rapport à l'axe de flambement

B = section

→ Poteau rectangulaire (b =bas, h =hauteur) :

$$I = ba^3/12 ; B = a.b$$

$$i = \sqrt{(ba^3/12/a.b)} = a/\sqrt{12}$$

$$\lambda = l_f \sqrt{12}/a$$

→ Poteau circulaire :

$$I = \pi \varnothing^4 / 64 ; B = \pi \varnothing^2 / 2$$

$$I = \varnothing^4 / 4$$

$$\lambda = 4lf / \varnothing$$

III/ Méthode de calcul :

1) Données de base :

- calcul fait à l'ELU
- si $\lambda > 35$, les aciers pris en compte dans le calcul et la rigidité sont ceux placés sur le plus grand côté (qui ne flambe pas)
- tous les aciers longitudinaux doivent être maintenus par des cadres

2) Effet normal résistant :

a) Effet normal résistant théorique :

A_s, B, f_c, f_e connus

Cc (compression centrée) ⇒ ELU

⇒ pivot C ⇒ $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \chi_b$$

$$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

$\epsilon_s = 2\text{‰} \Rightarrow$ linéaire de graphe (σ, ϵ)

Donc $N_{résistant} = B \cdot f_{bu} + A_s \cdot \sigma(s2\text{‰})$

b) effort normal de calcul :

- B → Br en section rectangulaire $\Leftrightarrow (a - 0.02) \times (b - 0.02)$

En fait, on réduit de 1cm sur tous les côtés.

En section $\Leftrightarrow Br = \pi (\varnothing - 0.02)^2 / 4$

- $f_{c28} \rightarrow f_{c28} / 0.9$

- coefficient de minoration pour tenir compte des flambements

$$* \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2] = 0.85 / \beta$$

$$\beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2$$

$$* 50 < \lambda < 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 (50/\lambda)^2 = 0.85 / \beta$$

$$\beta = 0.85 \lambda^2 / 1500$$

$$N_u = \alpha / K (Br f_{c28} / 0.9 + A_s f_e / \chi_b)$$

$K = 1.1$ si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours

$K = 1.2$ si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours

$K = 1$ si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours

IV/ Détermination des armatures :

N_u, B, f_{c28}, f_e connus

$$A > (K \beta N_u - Br \cdot f_{bu} / 0.9) / (0.85 f_c / \chi_s)$$

$$A > [N_u / \alpha - Br \cdot f_{c28} / 0.9 \chi_b] \chi_s / f_e$$

$A_{min} < A < A_{max}$

$A_{min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de périmètre ou $0.2B / 100 \text{ cm}^2$; $A_{max} = 5B / 100$

1) Armatures transversales :

- choix du diamètre :

$$\varnothing_t = \Phi_{lmin} / 3$$

Φ_{lmin}	< 20	25	32	40
\varnothing_t	6	8	10	12

- espacement des différentes nappes :

* En dehors de la zone de recouvrement :

$$St < \min [15 \phi_{\min}, 40\text{cm}, a+10\text{cm}]$$

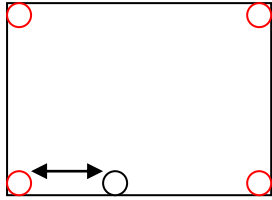
$$\text{Si } A = A_{\min} \Rightarrow St < \min [40\text{cm}, a + 10\text{cm}]$$

* Dans une zone de recouvrement :

Il faut 3 nappes au minimum sur la longueur de recouvrement.

V/ Disposition constructive :

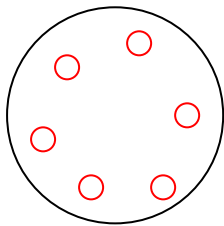
→ rectangulaire :



$$\text{Min } [a + 10 ; 40\text{cm}]$$

→ circulaire :

au moins 6 barres



VI/ Dimensionnement :

- 1er cas :

choix complet de la section B

$$Br \geq \beta \cdot Nu / (f_{bu} / 0.9 + 0.85 A_{fe} / Br \cdot \chi_b)$$

$$A / Br = 1 / 100$$

- 2ème cas :

Une des dimensions est imposée

→ petit côté

→ $\lambda = 35$

→ Br = calcul itératif