

1. Concept du Béton Armé

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques des matériaux composants (acier, béton)

Le béton: présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton a un comportement fragile.

L'acier: présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier: c'est le *béton armé*.

2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

2.1. Caractéristiques du béton

2.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques (16/32 cm) écrasées en compression axiale à 28 jours d'âge. Ces éprouvettes sont conservées dans l'eau à une température de (20 ± 2) °C ou dans une enceinte où l'humidité relative est supérieure ou égale à 95 %.

Les résultats des essais de résistance à la compression présentent toujours une certaine dispersion. Alors, lorsqu'on apprécie la résistance du béton par la moyenne (la moyenne arithmétique des résultats des essais), ce qui, théoriquement, revenait à accepter que 50% du béton d'un ouvrage risquait d'être inférieurs. Par contre, lorsqu'on l'apprécie par la résistance caractéristique, un faible risque de 5% de valeurs inférieurs est admis. Pour cette raison, la résistance caractéristique sert de base pour le calcul des projets en B.A.

La résistance caractéristique (f_{c28}) est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut envisager à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des résultats des essais.

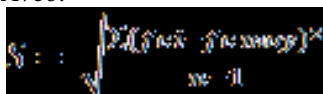
Lorsqu'on possède des mesures de résistance en nombre suffisant pour un traitement statistique, la résistance caractéristique est définie à partir de la résistance moyenne « $f_{c moy}$ » et de l'écart type « S » (mesure de la dispersion des valeurs par rapport à la moyenne) issus des résultats des essais

La résistance caractéristique f_{c28} doit vérifier:

$$f_{c28} \leq f_{c moy} - 1.2 S$$

$$f_{c28} \leq f_{c min} + 4 MPa$$

Avec:


$$S = \sqrt{\frac{\sum (f_{c_i} - f_{c moy})^2}{n - 1}}$$

$f_{c min}$: la plus faible valeur issue des résultats

f_{c_i} : la valeur individuelle de chaque essai

En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante (les résistances moyennes du béton doivent être supérieures aux valeurs caractéristiques requises d'environ 15 à 30 %) :

$$f_{c28} = \frac{f_{c moy}}{1.15}$$

Résistance en cours d'exécution

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton en cours d'exécution, on se réfère à la résistance caractéristique f_{c_j} obtenue au jour considéré à partir de f_{c28} (l'âge de la maturité):

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{c_j} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j \geq 60 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c_j} = f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

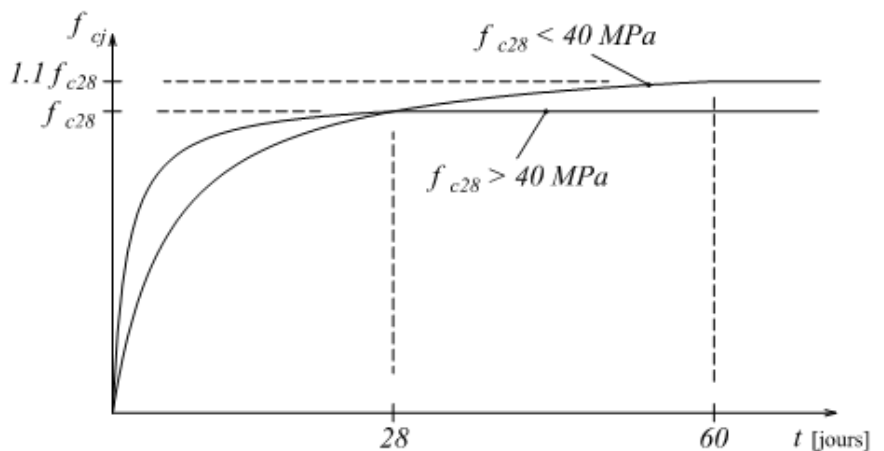


Fig.1 Evolution de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

2.1.2. Résistance caractéristique à la traction

Les résultats des essais de traction directe (pure) sont dispersés et généralement ne sont pas fiables. D'autres essais de traction indirecte (par fendage « Brésilien », par flexion) permettent de cerner la valeur de la résistance à la traction.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée (f_{t_j}), est déduite conventionnellement de celle à la compression par la relation:

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \text{ (en MPa) (Formule valable pour } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa)}$$

N.B :

- Cette relation établie entre résistances caractéristiques diffère de celle que l'on obtiendrait avec des valeurs moyennes.
- Dans la plupart des calculs réglementaires des pièces soumises à des contraintes normales, la résistance mécanique du béton tendu sera négligée. Pour les calculs relatifs aux contraintes de cisaillement et à l'adhérence, on adoptera les valeurs données ci-dessus.

Application

Compléter le tableau suivant :

f_{c28} (MPa)	16	20	25	30	35	40	45
f_{c7}	10,6	13,2	16,6	19,9	23,2	26,5	39,1
f_{c14}	13,7	17,1	21,4	25,6	29,9	34,2	42,9
f_{c90}	17,6	22	27,5	33	38,5	44	45
f_{t28}	1,56	1,8	2,1	2,4	2,7	3	3,3
f_{t7}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,9

2.1.3. Déformation du béton

2.1.3.1. Déformation longitudinale (se fait dans le sens de l'effort)

Sous l'application d'une charge constante, on distingue deux déformations :

- déformation élastique instantanée sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures,
- déformation différée (fluage) due au chargement de longue durée.

Pour le béton, les déformations dues au fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées. On admet en général que la déformation totale (instantanée + fluage) est trois fois plus grande que la déformation instantanée $\Delta_t \approx 3 \Delta_i$

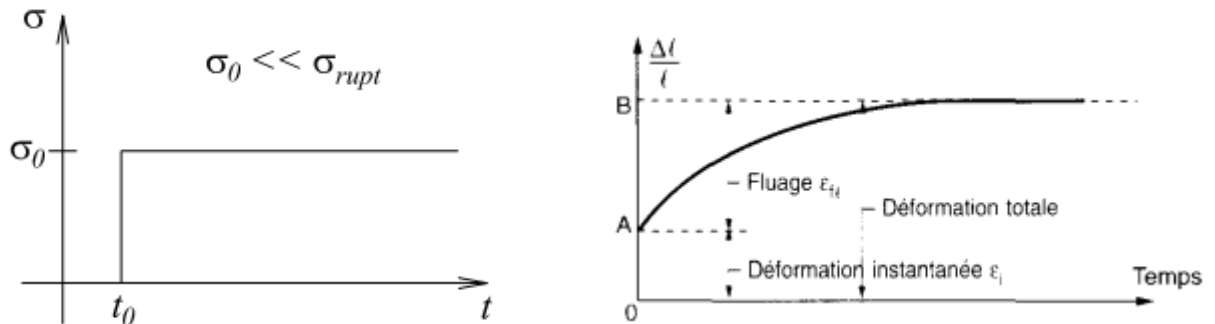


Fig.2 Diagramme de fluage (chargement constant dans le temps)

➤ Modules de déformation longitudinale (modules d'élasticité) (modules de Young)

La notion du module d'élasticité d'après sa définition est un rapport entre la contrainte unitaire et la déformation relative

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}} = f_{cj} / \frac{\Delta l}{l}$$

Selon les deux déformations longitudinales (instantanée et cumulée), on distingue:

- Le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jours (est utilisé pour les calculs sous chargement instantané d'une durée d'application < 24 heures)

$$E_{ij} \text{ (MPa)} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

- Le module de déformation différée E_{vj} à j jours (est utilisé pour un chargement de longue durée d'application) (le cas courant) et qui prend en compte la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) $E_{vj} \approx \frac{E}{3}$

$$E_{vj} \text{ (MPa)} = 3\,700 f_{cj}^{1/3}$$

N.B

- Ces formules sont valables pour $f_{c28} \leq 60$ MPa
- Le module élastique est d'autant plus élevé que le béton est plus résistant
- Ces modules interviennent dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton,
- Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation,
- Il est évident que le fluage d'un matériau ne vérifie pas la loi de Hooke d'un matériau élastique, mais cette approche est simplificatrice et qui permet d'estimer les déformations cumulées dues à la déformation instantanée élastique et au fluage à un temps infini.
- A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :
 - 1,5.10⁻⁴ dans les climats très humides,
 - 2.10⁻⁴ en climat humide,
 - 3.10⁻⁴ en climat tempéré sec,
 - 4.10⁻⁴ en climat chaud et sec,
 - 5.10⁻⁴ en climat très sec ou désertique.

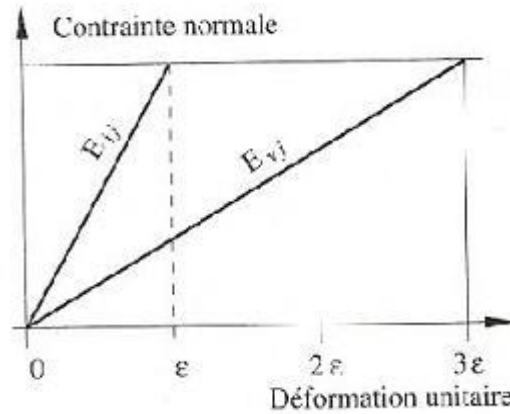


Fig.3. modules de déformation instantanée et différée

Application :

Calculer la contrainte due au retrait dans le cas d'une poutre en B.A. de section 15 cm x 50 cm, sachant que :

- ses extrémités sont liées à des massives bétonnés,
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$,
- Le bâtiment est situé dans un climat humide.

Réponse :

Evaluation de la contrainte de traction provoquée par le retrait (application de la loi de Hooke):

$$f_{tj(\text{ret})} = E_{vj} \times \text{raccourcissement unitaire}$$

Le module de déformation différée $E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = 11497 \text{ MPa}$

Alors, $f_{tj(\text{ret})} = 11497 \times 2 \cdot 10^{-4} = 2.3 \text{ MPa}$

(L'effet du retrait n'est théoriquement pas à craindre si la résistance à la traction du béton (f_{tj}) est suffisante pour s'opposer à la fissuration).

On a:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c,j} = 2.4 \text{ MPa} > f_{tj(\text{ret})} = 2.3 \text{ MPa}$$

2.1.3.2. Déformation transversale et l'effet de Poisson

En compression, comme en traction, la déformation longitudinale (dans le sens de l'effort) est accompagnée d'une déformation transversale. Le coefficient de Poisson « ν » est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale en valeurs relatives. Il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à :

- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations (dans le cas des ELU),
- 0,2 pour le calcul des déformations (pour la justification aux ELS (section non fissurée)).

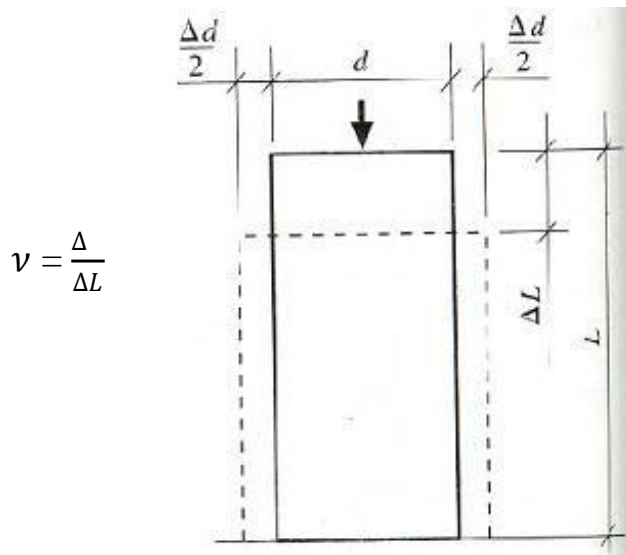


Fig.3. coefficient de Poisson

2.2. Caractéristiques des aciers

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses noté Ø ou barres à haute adhérence noté HA) et sont classés de la façon suivante :

Les aciers doux : sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses, qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).

Les barres à haute adhérence:

- **des aciers laminés à chaud**, naturellement durs .Ce type d’acier a une limite d’élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- **des aciers laminés à chaud et écrouis** sans réduction sensible de section (par traction-torsion). Ce type d’acier a une limite d’élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 12%.

Les fils à haute adhérence : des aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d’acier a une limite d’élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%

***Laminage** : réduction uniforme de l’épaisseur et modification de la forme (d’un matériau) par compression entre deux cylindres parallèles tournant en sens inverse (laminoir).*

***Écrouissage** : travailler (par traction-torsion, avec faible réduction de section) un métal à une température inférieure à sa température de recuit et au-delà de la limite d’élasticité, afin d’augmenter la limite d’élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l’allongement à la rupture (plus fragile).*

***Tréfilage** : opération qui consiste à réduire la section d’un fil ou d’une pièce métalliques en l’étirant à plusieurs reprises*

2.2.1. Résistance caractéristique

On distingue deux types de résistance : résistance à la limite d’élasticité et la résistance à la rupture. Alors, l’acier se caractérise par la résistance à la limite d’élasticité garantie f_e (déterminée par des essais de traction sur des éprouvettes de longueur de 5d), car c’est en fonction de celle-ci qu’est déterminé l’effort maximal que peut supporter une barre

Types	Nuances (Dénomination)	Limite d’élasticité f_e (MPa)	Résistance à la rupture σ_R (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Ronds lisse (symbole Ø)	Fe E 215	215	≥ 330	22
	Fe E 235	235	≥ 410	
Barres à haute adhérence (symbole HA)	Fe E 400	400	≥ 480	14
	Fe E 500	500	≥ 550	12

2.2.1. Contrainte-déformation

L'essai de traction permet de définir le comportement de l'acier qui est présenté sous forme du diagramme contrainte -déformation

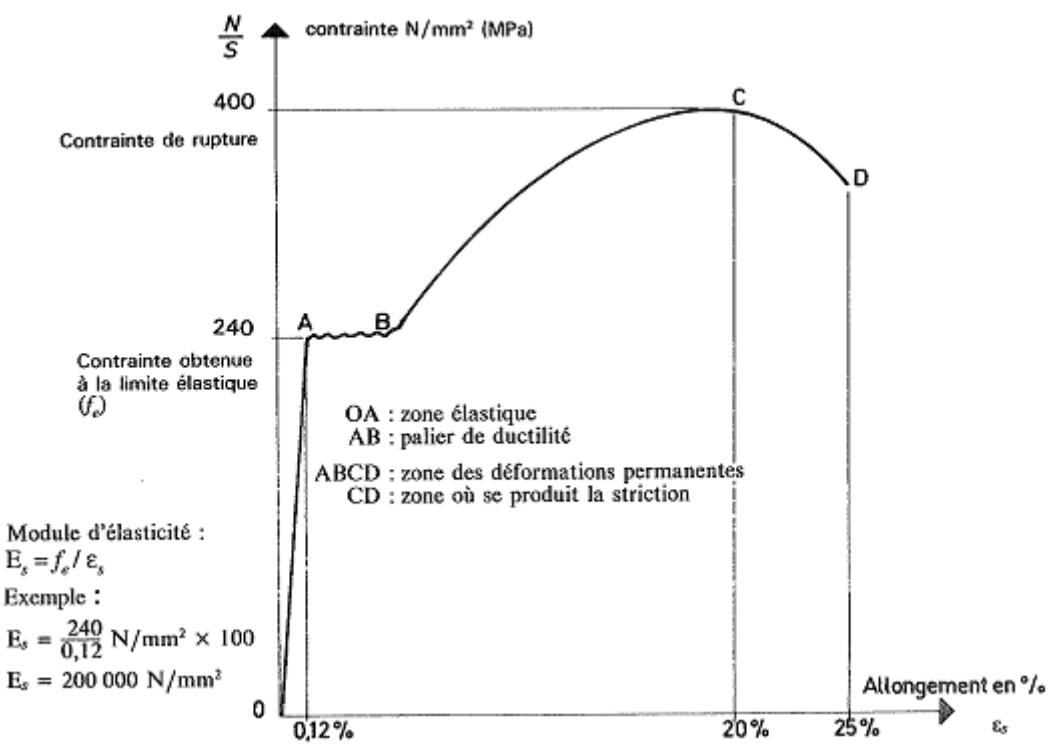
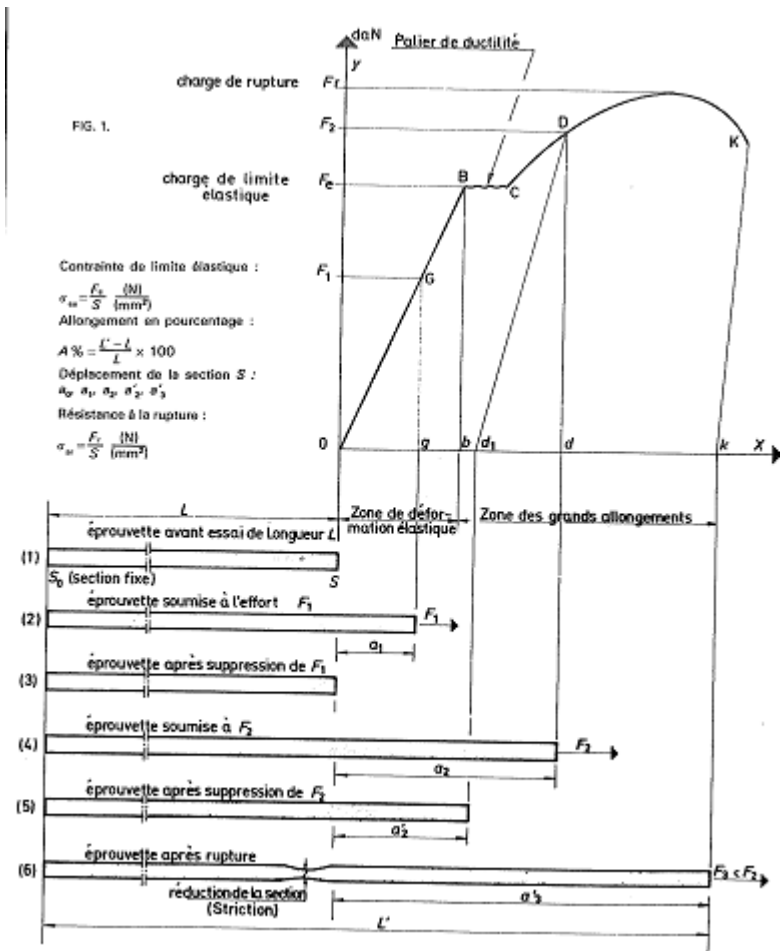


Fig.4. Diagramme réel de traction d'un acier d'un type rond lisse

L'écrouissage permet d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile).

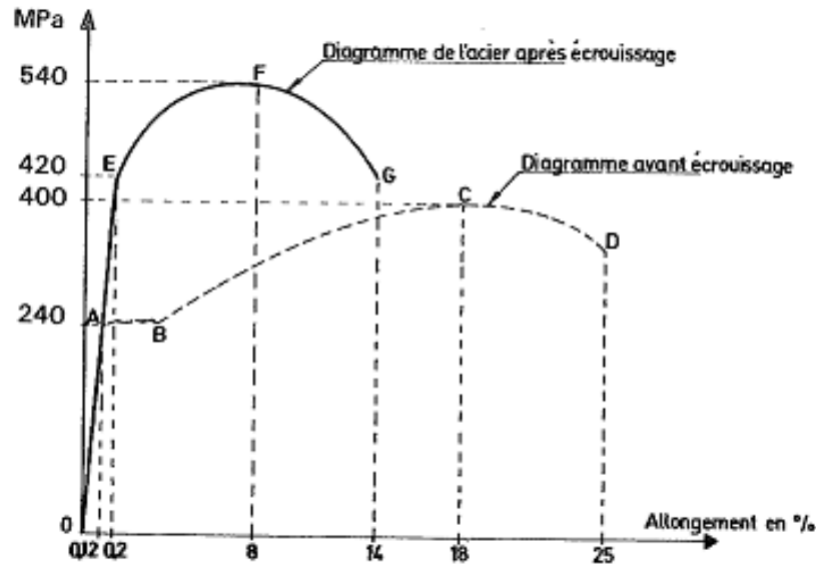


Fig. 4 Diagramme d'écrouissage d'un acier de nuance douce (écrouissage par torsion)

- 1 : Les aciers doux
- 2 : Les barres à HA : des aciers laminés à chaud
- 3 : Les barres à HA : des aciers laminés à chaud et écrouis
- 4 : Les fils à HA : des aciers laminés à chaud par tréfilage et fortement écrouis

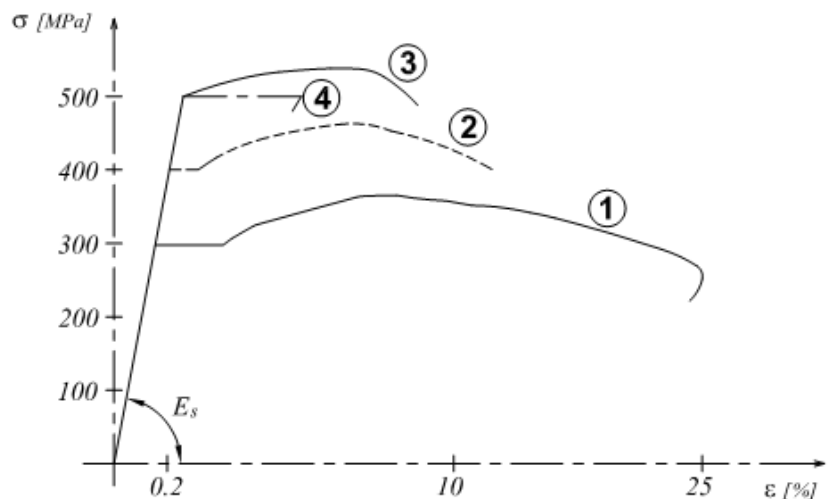


Fig. 5 Diagrammes réels contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier d'armature.

Les quatre types d'acier ont presque le même comportement élastique, donc ont la même pente du diagramme contrainte-déformation dans le domaine élastique (un même module de Young E_s). Le module d'élasticité de l'acier est compris entre 190000 et 210000 MPa, mais sa valeur est fixée conventionnellement à 200 000 MPa. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité

2.2.1. Diagramme conventionnel : Contrainte-déformation

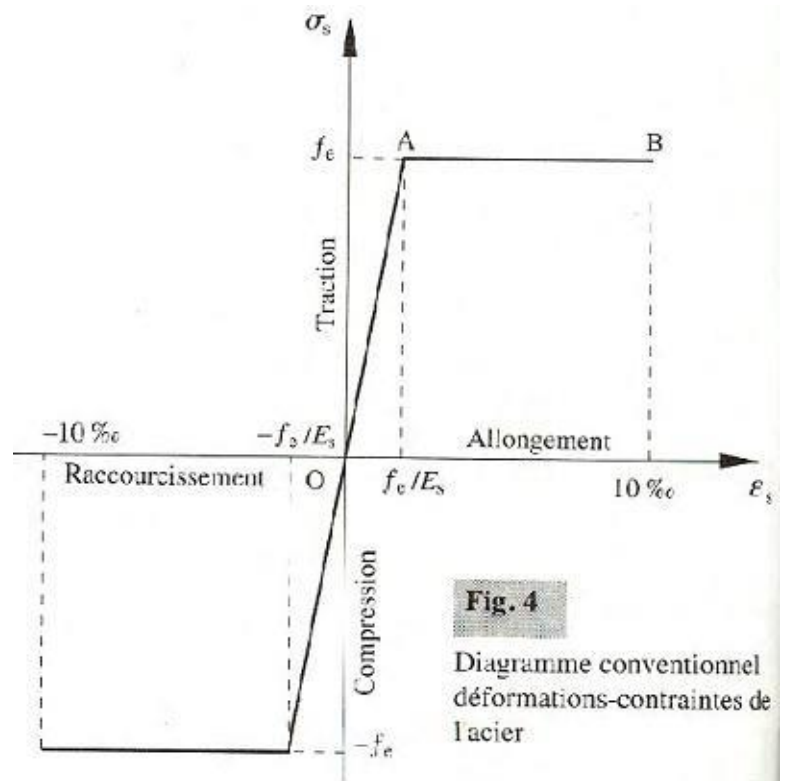
C'est un diagramme conventionnel se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10 % (il convient en particulier de vérifier que l'augmentation escomptée de la résistance entre la limite élastique et la valeur correspondant à l'allongement de 10 % est effectivement obtenue). Ce diagramme est facile à l'utilisation pour le calcul des contraintes et déformations

Cas de traction :

- Droite OA (domaine élastique) : une proportionnalité déformation - contrainte
- Horizontale AB (domaine plastique): la position du point B correspond à un allongement $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et une contrainte $\sigma_s = f_e$

Cas de compression :

Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O



Application 1:

Déterminer l'allongement unitaire correspondant à une contrainte de 348 MPa exercée sur un acier Fe E 400

Réponse 1:

La loi de Hooke exprime la contrainte dans le domaine élastique par :

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \text{ ‰ pour } \sigma_s < f_e$$

$$\text{On a } \epsilon_s \text{ ‰} = \frac{348 \times 1000}{200000} = 1.74 \text{ ‰}$$

Application 2 :

Déduire le type d'acier qui offre le plus de sécurité à l'utilisateur, en comparant les rapports entre la résistance à la rupture σ_R et la limite élastique f_e pour les aciers HA: Fe E 400 et Fe E 500

Réponse 2:

$$\text{Fe E 400: } \sigma_R / f_e = 480 / 400 = 1.2$$

$$\text{Fe E 500: } \sigma_R / f_e = 550 / 500 = 1.1$$

Donc, le type d'acier qui offre le plus de sécurité à l'utilisateur est Fe E 400

Application 3 :

Calculer pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 et Fe E 500 le rapport entre l'allongement à la rupture et celui correspondant à sa limite élastique.

Réponse 2:

$$\text{Fe E 400: } \epsilon_R / \epsilon_e = 14 / 0.20 = 70 \text{ (l'allongement à la rupture est 70 fois plus grand que celui qui correspond à la limite élastique)}$$

$$\text{Fe E 500: } \epsilon_R / \epsilon_e = 12 / 0.25 = 48 \text{ (l'allongement à la rupture est environ 50 fois plus grand que celui qui correspond à la limite élastique)}$$

3. Hypothèses de calcul du béton armé

3.1. Notions d'états limites

Un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (forces, moments ou couples) qui agissent sur la construction ou l'un de ses éléments.

Conditions prévues : citons : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures

Selon le BAEL, il ya deux états limites qui sont à considérer dans tous les calculs B.A.

3.2. États limites ultimes (E.L.U) (ils concernent la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments et la limitation des risques de ruine de tous ordres) (ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes (droit pénal))

Les états limites ultimes correspondent à la limite de :

- **l'équilibre statique** : stabilité des constructions (non glissement, non renversement)
- **la résistance de l'un des matériaux (E.L.U.R)** : capacité portante qui dépend des matériaux constitutifs (non rupture par écrasement ou par allongement excessif)
- **la stabilité de forme (E.L.U.S.F)** : pas d'instabilité (exemple : pour un poteau, non risque de flambement)

Les critères de calcul à l'ELU sont :

- Déformations relatives limites (ou courbure limite)
- Calcul de type rupture (loi réelles (idéalisées) σ - ε)

3.2.1. Béton :

Le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figure 6,

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰ en compression simple}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \left\{ \begin{array}{ll} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4.5 - 0.025 f_{cj}) \text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ en flexion}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Où :

- Le coefficient de sécurité partiel γ_b tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie a priori:
 - 1.5 pour les combinaisons fondamentales
 - 1.15 pour les combinaisons accidentelles,
- Le coefficient θ est fixé en fonction de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h,
 - $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24 h
 - $\theta = 0.85$ sinon.
- Les coefficients 0,85 en numérateur et θ en dénominateur ont pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

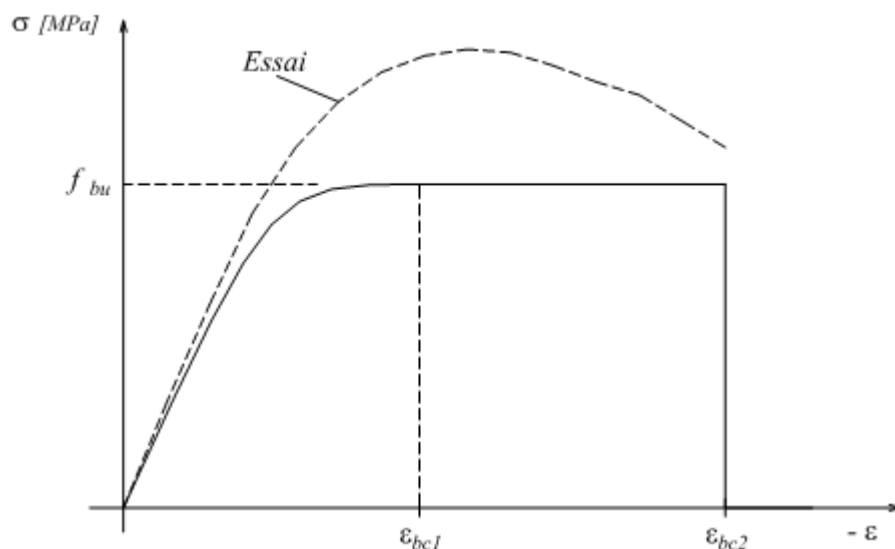


Fig. 6. Définition du diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELU

3.2.2. Acier :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la Figure 7, où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

- 1.15 pour les combinaisons fondamentales
- 1 pour les combinaisons accidentelles.

L'allongement maximal de l'acier tendu est limité conventionnellement à $\epsilon_s = 10 \%$

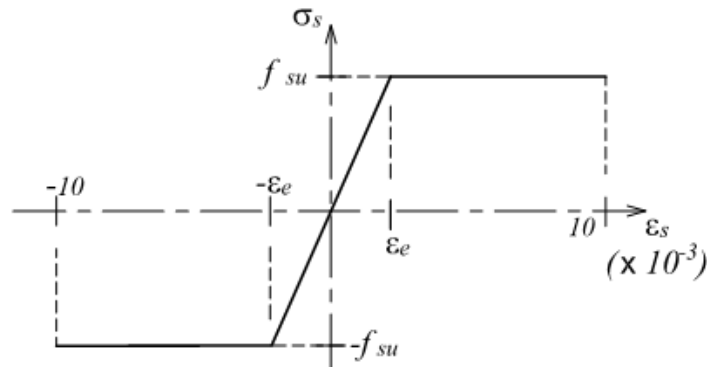


Fig. 7. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

3.3. États limites de services (E.L.S) (ils concernent les conditions normales d'exploitation des ouvrages et la durabilité) (droit civil)

Les états limites de services correspondent à l'état limite de :

- **Compression excessive du béton** : contrainte de compression bornée par le règlement BAEL
- **Déformation excessive des éléments porteurs** : limitation des désordres (exemple : flèche des planchers limitée pour réduire les désordres de fissuration des cloisons ou de revêtements scellés)
- **Ouverture excessive de fissures** : durabilité des ouvrages (exemple : non corrosion des aciers)

Les critères de calcul à l'ELS sont :

- Contraintes admissible (ou déformation admissible)
- Calcul de type « élastique » ; loi de Hooke, coefficient d'équivalence

3.3.1. Béton :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333$ MPa)

Le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{ct}$$

3.3.2. Acier :

À l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire $E_s = 200000$ MPa.

4. Actions et sollicitations

4.1. Actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application on distingue :

- actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps,

- actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- actions accidentelles, notées F_A, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs

4.1.1. Actions permanentes « G »

Les actions permanentes comprennent notamment :

- le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments),
- les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu,
- les efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction (déformations différées du béton).

4.1.2. Actions variables « Q »

- charges d'exploitation, charges climatiques (neige et vent)
- charges appliquées en cours d'exécution
- actions de la température climatique
- autres actions variables

4.1.3. Actions accidentelles « F_A »

Pour l'action s accidentelle, on peut citer comme exemples, les séismes, explosions, incendies, chocs de véhicules ou bateaux sur les appuis des ponts.

4.2. Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions appliquées à la structure. D'une façon générale, les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire, en employant les procédés de la Résistance des Matériaux « RDM ».

Pour la sécurité des ouvrages, on utilise des coefficients de sécurité :

- Coefficient de majoration pour les valeurs nominales des actions (charges permanentes, charges d'exploitation, etc.)
- Coefficient de minoration pour les contraintes de calcul béton et acier

4.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

4.2.1.1. Combinaisons fondamentales (situations durables ou transitoires)

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

G_{max} l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q₁ une action variable dite de base

Q_i les autres actions variables dites d'accompagnement (avec i > 1) ;

ψ₀, ψ₁ et ψ₂ des coefficients qui sont fixées en fonction de la fréquence et la durée d'application ainsi que la nature des combinaisons

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer γ_{Q1} vaut :

- 1,5 dans le cas général
- 1,35 dans les cas suivants :
 - la température
 - les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier
 - les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine

4.2.1.2. Combinaisons accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle ;

ψ₁₁ Q₁ : valeur fréquente d'une action variable ;

ψ_{2i} Q_i : valeur quasi permanente d'une autre action variable.

4.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Elles résultent des combinaisons d'actions dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$