

Chapitre 2 : Sécurité et prescriptions réglementaires

2.1. Généralité :

La sécurité, définie comme l'absence de risque acceptable, repose dans le domaine de la construction sur trois exigences fondamentales : la stabilité de la structure, la durabilité des matériaux, et l'aptitude à l'usage prévu de l'ouvrage. Toutefois, une sécurité absolue est impossible à atteindre ; il convient d'intégrer un risque résiduel, lié à une probabilité non nulle de défaillance ou d'accident. Ainsi, le dimensionnement des ouvrages et la vérification de leur sécurité ne peuvent s'appuyer sur une approche empirique. Ces démarches s'articulent autour de règles de calcul rigoureuses et de normes codifiées, garantissant une analyse scientifique des contraintes mécaniques, environnementales et d'usage.

2.2. Actions et sollicitations

2.2.1. Les actions

En génie civil, les actions désignent les sollicitations (forces et moments) générées par les charges externes (charges permanentes, climatiques, d'utilisation, etc.) et par les contraintes dues à des déformations forcées (changements thermiques, tassements de supports, etc.).

Le règlement BAEL 91 classe ces actions en trois catégories :

- Actions permanentes (charges fixes),
- Actions variables (charges temporaires),
- Actions accidentelles (événements exceptionnels).

2.2.1.1. Actions permanentes (G)

Ces sollicitations, d'intensité constante ou quasi stable dans le temps, incluent :

- Le poids propre de la structure (masse volumique du béton armé : 25 KN/m^3),
- Les charges des équipements fixes (cloisons, installations permanentes),
- Les poussées/pressions de terres ou liquides à niveau stable (ex. : réservoirs, murs de soutènement),
- Les efforts liés aux déformations imposées en continu (précontrainte, retrait différé).

2.2.1.2. Actions variables (Q)

Caractérisées par des variations fréquentes et significatives, elles regroupent :

(a) Charges d'exploitation :

- Charges liées à l'usage (fréquentation humaine, véhicules, stockage), classées par durée (provisoire/longue),
- Charges *mobiles* (matériel industriel, mobilier non fixe).

(b) Charges climatiques :

- Neige (en fonction de la région),
- Vent (pression dynamique selon l'exposition).

(c) Effets thermiques : dilatations/contractions dues aux écarts de température.

2.2.1.3. Actions accidentelles (FA)

Événements exceptionnels et imprévisibles, tels que :

- Séismes (sollicitations sismiques définies par zonage),
- Chocs (impact de véhicules, explosions),
- Autres phénomènes rares (incendies majeurs, inondations extrêmes).

2.2.2. Les sollicitations :

Les sollicitations correspondent aux forces internes (telles que l'effort normal N et l'effort tranchant T) et aux moments (comme le moment de flexion M_f et le moment

de torsion M_t) générés dans une structure. Ces grandeurs sont calculées à partir des **actions** (charges, forces appliquées) en utilisant des méthodes d'analyse adaptées (statique, résistance des matériaux, etc.). Les sollicitations sont déterminées après avoir combiné les actions selon les règles normatives, en sélectionnant systématiquement le cas le plus défavorable afin d'assurer la sécurité et la fiabilité de la conception structurelle.

2.2.3 Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions permettent de définir les cas de charge critiques auxquels une structure peut être soumise, en superposant les effets des différentes actions (permanentes, variables, accidentelles) selon des règles normatives.

2.2.3.1 Notations et définitions des actions

a) Actions permanentes (G)

- **G_{max}** : Ensemble des actions permanentes défavorables, contribuant à l'aggravation des sollicitations (ex : poids propre de la structure, charges fixes non compensées).
- **G_{min}** : Ensemble des actions permanentes favorables, réduisant les effets défavorables (ex : poids stabilisant d'un remblai).
- **G** : Actions permanentes neutres, sans distinction de leur effet favorable ou défavorable.

b) Actions variables principales (Q₁)

Action variable dominante, dite « **de base** », choisie en fonction du contexte :

- **Q_B** : Charge d'exploitation des bâtiments (ex : mobilier, occupants).
- **W** : Action du vent (pression ou dépression).
- **S** : Charge de neige (dépendante de la localisation géographique).

c) Actions variables d'accompagnement (Q_i, i ≥ 2)

Actions variables secondaires, combinées avec réduction par un coefficient ψ (ψ_0, ψ_1, ψ_2) pour refléter leur probabilité d'occurrence simultanée :

- **Q_r** : Charges d'exploitation des ponts-routes standards (systèmes A et B, charges sur trottoirs).
- **Q_{rp}** : Charges d'exploitation des ponts-routes spécifiques (convois militaires, transports exceptionnels).

d) Actions thermiques

- **T** : Variation uniforme de température (dilatation/contraction globale de la structure).
- **ΔΘ** : Gradient thermique (différence de température entre faces d'un élément, induisant des courbures).

e) Actions accidentelles (F_A)

Événements rares mais extrêmes (ex : séisme, explosion, choc), caractérisés par une valeur représentative (F_A) définie par les normes.

2.2.3.2. Combinaisons d'actions pour les sollicitations de calcul

Les combinaisons d'actions déterminent les **cas de charge** à analyser pour vérifier la résistance et la stabilité d'une structure. Elles se divisent en deux catégories principales.

a) Combinaisons des États Limites Ultimes (ELU)

Cette combinaison est utilisée pour vérifier que la structure résiste aux charges extrêmes sans rupture ni instabilité (sécurité des personnes et intégrité structurale).

- **Combinaison fondamentale** (cas général) :

$$ELU = \gamma_G \cdot G_{max} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + i \geq 2 \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

γ_G, γ_Q : Coefficients partiels de sécurité (1.35 pour G_{max}, 1.5 pour Q₁).

ψ_1, ψ_2 : Coefficient de combinaison pour les actions variables d'accompagnement (ex : 0.7 pour les charges d'exploitation).

- **Combinaison accidentelle** (séisme, explosion, etc.) :

$$ELU \text{ Accidentel} = G + F_A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum_i \geq 2 \psi_{2i} \cdot Q_i$$

F_A : Action accidentelle (valeur représentative).

ψ_1, ψ_2 : Coefficients de réduction pour actions variables (ex : 0.5 pour charges fréquentes).

- **Exemple**

Pour un bâtiment soumis à son poids propre (G_{max}), à une charge d'exploitation (Q_B), et au vent (W) :

$$ELU = 1.35 \cdot G_{max} + 1.5 \cdot Q_B + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W$$

$$ELU = 1.35 \cdot G_{max} + 1.5 \cdot Q_B + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W \quad (\text{avec } \psi_0 = 0.6).$$

b) Combinaisons des États Limites de Service (ELS)

Cette combinaison a pour but de garantir le confort d'usage et la durabilité de la structure sous charges courantes (limitation des déformations, fissurations, vibrations).

- **Combinaison caractéristique** (contraintes maximales en service) :

$$ELS \text{ Caractéristique} = G + Q_1 + \sum_i \geq 2 \psi_{0i} \cdot Q_i$$

- **Combinaison fréquente** (effets récurrents) :

$$ELS \text{ Fréquent} = G + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum_i \geq 2 \psi_{2i} \cdot Q_i$$

- **Combinaison quasi permanente** (effets à long terme) :

$$ELS \text{ Quasi Permanent} = G + \sum_i \geq 1 \psi_{2i} \cdot Q_i$$

- **Exemple**

Pour un pont-route soumis à des charges de trafic (Q_r) et à un gradient thermique ($\Delta\theta$) :

$$ELS \text{ Fréquent} = G + 0.7 \cdot Q_r + 0.6 \cdot \Delta\theta$$

(avec $\psi_1 = 0.7$ pour Q_r , $\psi_2 = 0.6$ pour $\Delta\theta$).

- **Remarque**

Dans le cas le plus courant, l'unique combinaison d'actions à considérer pour les fondations et les poteaux est: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$.

2.2.3.2. Éléments courants des structures en béton armé soumis uniquement aux charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) (Exclusion des actions climatiques – vent, neige, etc.) :

a) Poutres sur deux appuis prolongée par un porte-à-faux :

- **Etats limites ultimes (ELU) :** (Voir Figure 2.1)

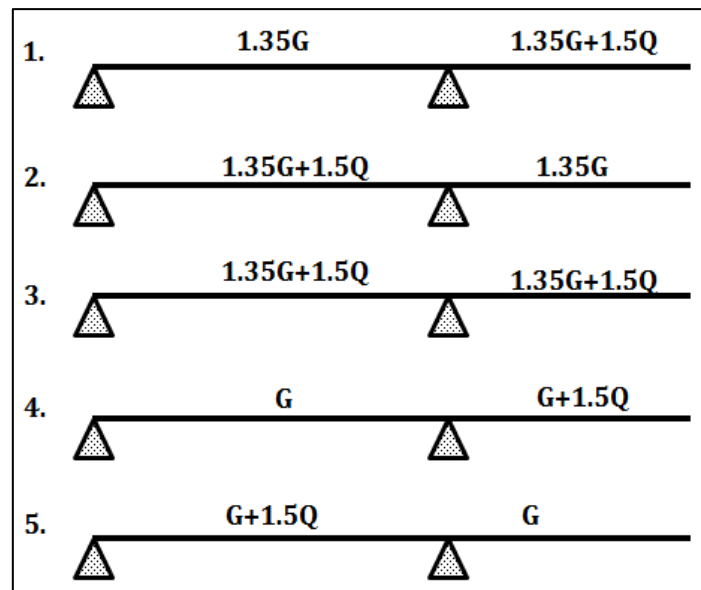


Figure 2.1. Combinaison de charge pour une poutre sur deux appuis avec porte-à-faux à l'ELU

La combinaison 4 est prise en compte pour la justification de l'équilibre statique mais avec $0,9G$ au lieu de G dans la travée adjacente au porte-à-faux.

- **Etats limites de service (ELS) :** (Voir Figure 2.2)

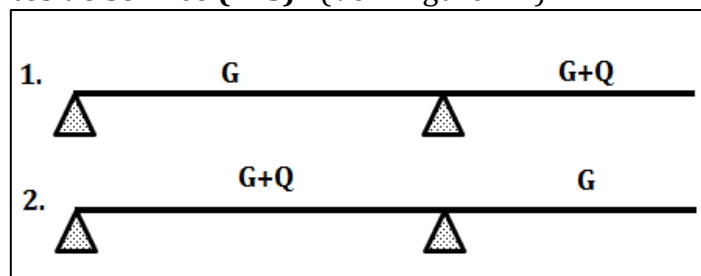


Figure 2.2. Combinaison de charge pour une poutre sur deux appuis avec porte-à-faux à l'ELS

b) - Cas des planchers : dalles ou poutres à plusieurs travées :

L'objectif est de trouver les sollicitations maximales (moment fléchissant, effort tranchant) dans chaque section de la structure, en considérant les chargements les plus défavorables possible.

- **Etats limites ultimes (ELU) :**

Cette combinaison est utilisée pour la vérification de la rupture ou de l'instabilité (Voir Tableau 2.1).

Tableau 2.1. Combinaison de charge pour dalles ou poutres continues à l'ELU

Combinaison	Travées chargées	Travées déchargées
1	$1.35 G + 1.5 Q$	$1.35 G$
2	$G + 1.5 Q$	G

- **Etats limites de service (ELS) :**

Cette combinaison est utilisée pour Vérification des déformations et de la fissuration (Voir Tableau 2.2).

Tableau 2.2. Combinaison de charge pour dalles ou poutres continues à l'ELS

Combinaison	Travées chargées	Travées déchargées
	$G + Q$	G

c) Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison à considérer est :

$$1,35G + 1,5Q$$

d) Cas des fondations :

Combinaison d'action si le point d'appui n'intervient pas dans la stabilité sous l'action du vent :

$$1,35G + 1,5Q$$

2.3 Déformations et contraintes de calcul :

Les déformations et contraintes de calcul représentent respectivement, les modifications géométriques de la structure sous charges (flèches, rotations, allongements) et les efforts internes par unité de surface (en MPa) induits dans les matériaux (béton et aciers) par les sollicitations.

Ces grandeurs sont calculées pour vérifier les États Limites de Service (ELS) (fonctionnalité et durabilité) et les États Limites Ultimes (ELU) (résistance).

2.3.1 Etat limite ultime de résistance**2.3.1.1 Hypothèses de calcul**

Ces hypothèses définissent les bases théoriques utilisées pour modéliser le comportement du béton et de l'acier sous chargement extrême. Elles sont essentielles pour simplifier les calculs tout en garantissant la sécurité.

- Compatibilité des déformations

- **Sections planes** : Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- **Adhérence parfaite** : Aucun glissement entre l'acier et le béton → les déformations sont identiques pour les deux matériaux.

- Négliger la traction du béton

- Le béton fissuré en traction ne contribue pas à la résistance mécanique → seule l'armature en acier résiste à la traction.

- Limites de déformations

- **Acier** : Allongement maximal limité à **10 ‰** (pour éviter une déformation plastique excessive).
- **Béton** :

Raccourcissement maximal de **3,5 ‰** pour le cas de flexion (limite avant écrasement).

Raccourcissement maximal de **2 ‰** pour le cas de compression (cas de poteaux ou éléments comprimés).

2.3.1.2. Diagrammes déformations-contraintes du béton selon le BAEL

Le BAEL (Règlement français pour le béton armé) définit deux modèles pour représenter le comportement du béton en compression : (Figures 2.3 et 2.4)

a) Diagramme « Parabole-Rectangle »

- **Phase parabolique** : La contrainte augmente suivant une parabole du 2^e degré jusqu'à la déformation correspondant à la résistance maximale du béton (ϵ_b).
- **Phase rectangulaire** : Au-delà de ϵ_{c2} , la contrainte reste constante jusqu'à la déformation ultime (ϵ_{bu}).
- **Contrainte maximale** : f_{bu} (résistance de calcul en compression).
- **Déformations limites** : $\epsilon_b \approx 2\%$ et $\epsilon_{bu} \approx 3.5\%$ (valeurs typiques).

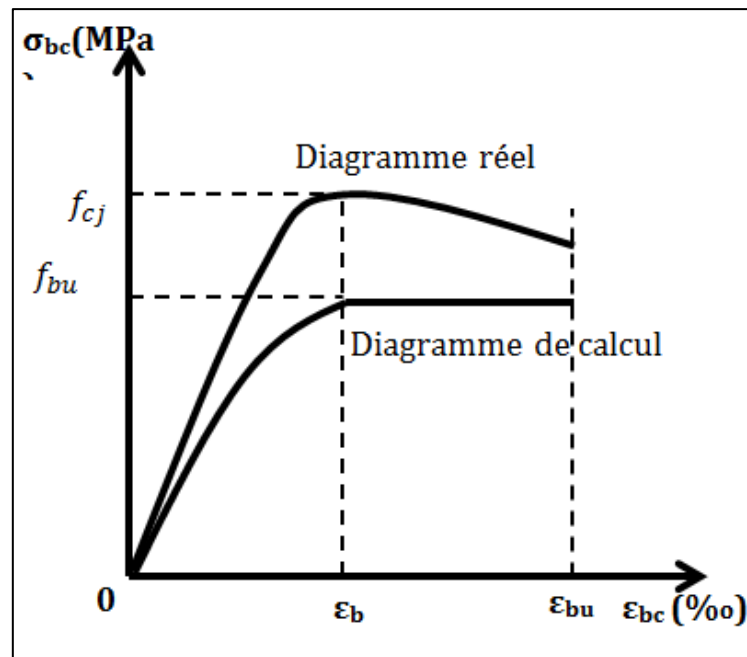


Figure 2.3. Diagramme parabol rectangle

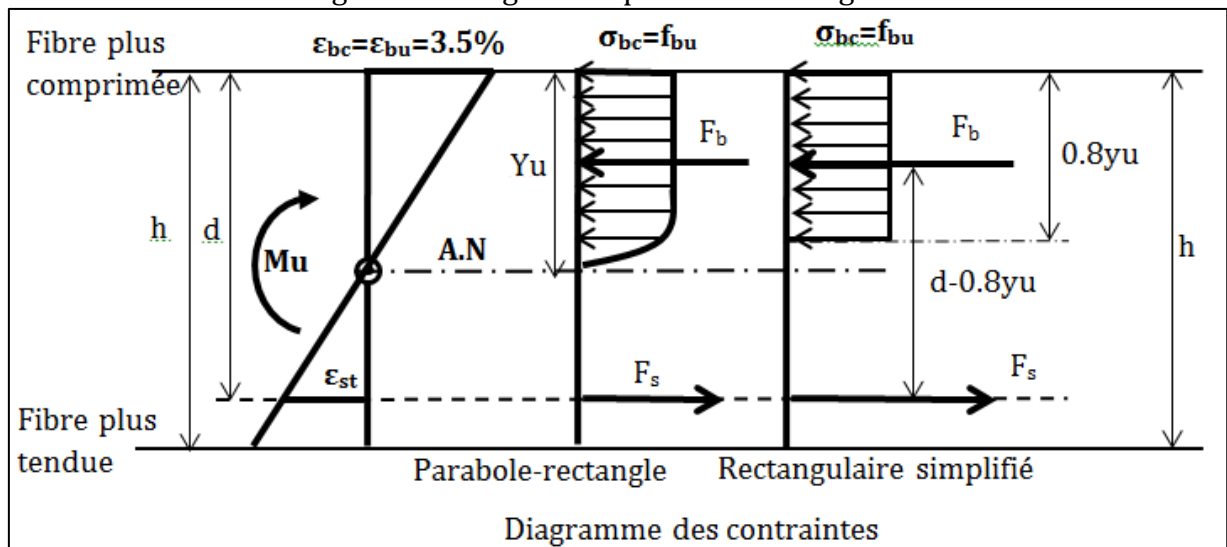


Figure 2.4 Diagramme déformation contrainte d'un élément fléchi

Notations:

h : la hauteur totale de la section ;

d : hauteur utile en flexion simple ;

 y_u : position de la fibre neutre ; σ_{bc} : contrainte de compression du béton ; f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression ; ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation comprise entre 2 ‰ et 3,5‰ est montrée sur l'équation 2.1:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Eq.2.1)}$$

 f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression à j jour γ_b : coefficient de sécurité- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas général- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures ;
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

b) Diagramme Rectangulaire Simplifié :

Un bloc rectangulaire de contrainte constante f_{bu} , s'étendant sur une hauteur $0.8y$ (où y est la profondeur de l'axe neutre).

Hauteur réduite : $0.8y$ (pour approximer la zone comprimée réelle).

Contrainte uniforme : f_{bu} .

c) Comparaison et Justifications : Le tableau 2.3 présente une comparaison entre les diagrammes Parabole-Rectangle et Rectangulaire Simplifié pour le calcul du béton armé.

Tableau 2.3. Comparaison entre les diagrammes parabole-Rectangle et Rectangulaire Simplifié.

Aspect	Parabole-Rectangle	Rectangulaire Simplifié
Précision	Plus précis (modèle réaliste).	Simplifié, mais suffisant en flexion.
Utilisation	Sections entièrement/compliquées.	Flexion simple (section partiellement comprimée).
Calculs	Intégration nécessaire.	Force = $0.8y \cdot b \cdot f_{bu}$.
Exemple	Poteaux en compression axiale.	Poutres en flexion.

2.3.1.3 Diagramme déformations-contraintes de l'acier (B.A.E.L. 4.3,2)

Se caractérise par une **modélisation élasto-plastique parfaite**, ajustée par des coefficients de sécurité. Voici les éléments clés :

a) Paramètres fondamentaux

- **Limite d'élasticité garantie (f_e)** : Contrainte de rupture conventionnelle de l'acier (ex. : Fe 500 $\rightarrow f_e = 500$ MPa).
- **Coefficient de sécurité (γ_s)** :
 - **Cas courants** : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ réduit la contrainte de calcul pour les états limites ultimes (ELU).
 - **Combinaisons accidentelles** (séisme, incendie) : $\gamma_s = 1 \rightarrow$ aucune réduction.
- **Module d'élasticité longitudinale (E_s)** : 200 000 MPa (pente de la zone élastique).

b) Diagramme de calcul : (Figure 2.5).

Phase élastique (déformation linéaire) :

- **Contrainte** : $\sigma = E_s \cdot \varepsilon_s$.
- **Jusqu'à** : $\varepsilon_s = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s}$

Phase plastique (déformation à contrainte constante) :

- **Contrainte de calcul** : $\sigma_y = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- **Déformation non limitée** : La contrainte reste constante jusqu'à la rupture, sans prendre en compte l'écroutissement.

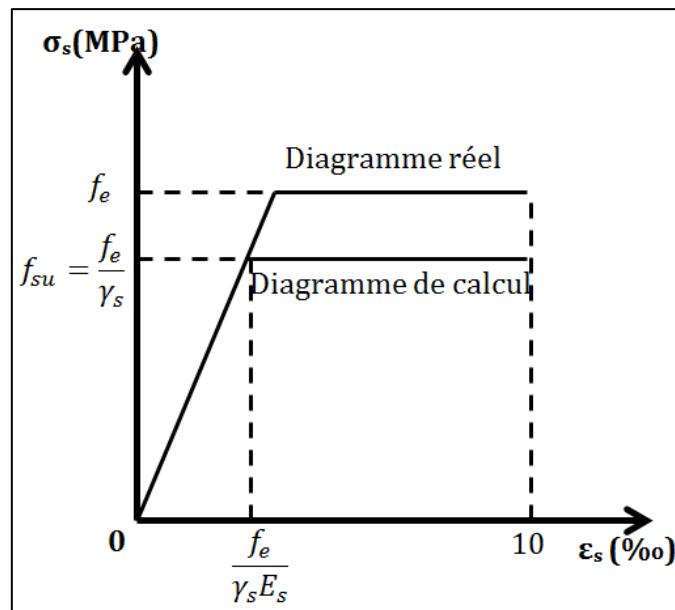


Figure 2.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier

2.3.1.4. Règle des trois pivots (A, B, C) :

La règle des trois pivots (A, B, C) est un principe fondamental en béton armé pour déterminer le mode de rupture d'une section soumise à des efforts (flexion, compression, etc.). Elle repose sur l'analyse des déformations limites du béton et de l'acier, permettant de classer les scénarios de rupture selon la position de l'axe neutre (Figure. 2. 6).

- **Pivot A** : L'axe neutre est proche de la face comprimée → l'acier tendu atteint sa déformation maximale (10 ‰).
- **Pivot B** : L'axe neutre est à une position intermédiaire → béton et acier atteignent simultanément leurs limites.
- **Pivot C** : L'axe neutre est proche de la face tendue → le béton comprimé s'écrase avant que l'acier ne se déforme plastiquement.

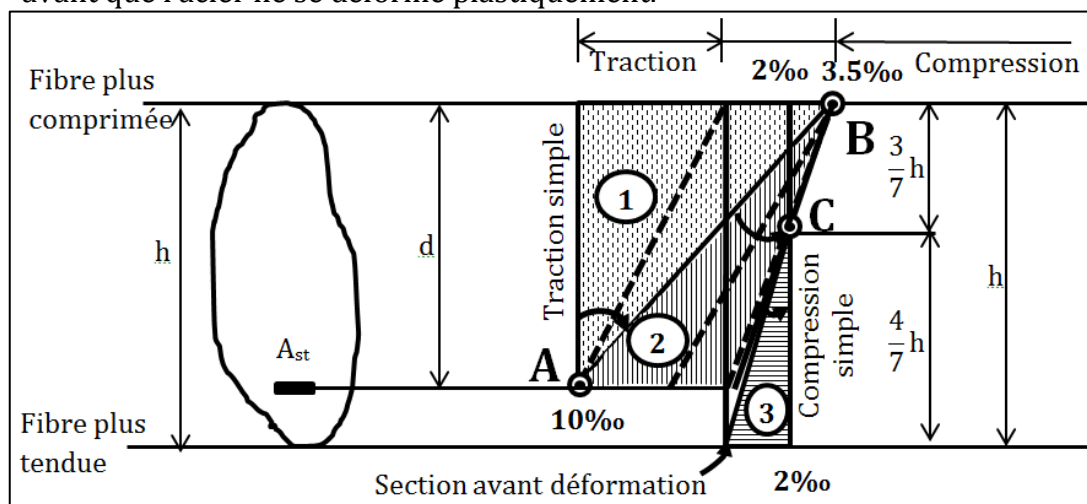


Figure. 2.6. Diagramme des déformations limites d'une section en béton armé

2.3.2 Etat limite de service

Les vérifications à l'ELS garantissent que la structure reste fonctionnelle et durable sous les charges d'exploitation, en contrôlant la compression du béton et l'ouverture des fissures.

2.3.2.1.. Hypothèses de calcul (BAEL A.4.5,1)

- **Sections planes** : Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli).
- **Adhérence parfaite** : Pas de glissement entre l'acier et le béton $\varepsilon_b = \varepsilon_s$.
- **Béton tendu négligé** : La résistance du béton en traction est ignorée (seul le béton comprimé est pris en compte).
- **Comportement élastique linéaire** :
 - Béton : Contrainte proportionnelle à la déformation ($\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$).
 - Acier : Contrainte proportionnelle à la déformation ($\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$).
- **Coefficient d'équivalence $n=15$** :

$n = E_s / E_b = 15$ (avec $E_s = 200\,000$ MPa et $E_b \approx 13\,333$ MPa).

Ce coefficient permet de transformer la section d'acier en une section équivalente de béton.

2.3.2.2. État Limite de Compression du Béton (BAEL A.4.5,2)

La contrainte de compression maximale dans le béton est limitée pour éviter :

- L'écrasement prématuré,
- La micro-fissuration ou le fluage excessif.

Contrainte admissible : (Equation 2.2)

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{cj} \quad (\text{Eq.2.2})$$

2.3.2.3 État limite d'ouverture des fissures

Les caractéristiques dimensionnelles et structurales des éléments, ainsi que la disposition des armatures, sont définies afin de réduire le risque de formation de fissures dont la largeur excéderait les seuils admissibles, compte tenu de la fonction et de l'environnement de l'ouvrage. Une ouverture excessive des fissures peut en effet altérer l'esthétique des surfaces apparentes, compromettre l'étanchéité des parois ou accélérer la corrosion des armatures. Pour maîtriser ce phénomène, la contrainte de traction dans les aciers est régulée et ne doit pas dépasser une valeur limite spécifiée, notée $\overline{\sigma}_{st}$, soit (Equation 2.3) :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad (\text{Eq.2.3})$$

Cette limitation des contraintes de traction ($\overline{\sigma}_{st}$) garantit ainsi une durabilité et une performance structurelle conformes aux exigences du projet.

- **Cas de fissuration peu préjudiciable**

(Locaux couverts et clos non soumis aux condensations) (Equation 2.4)

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{Eq.2.4})$$

- f_e : limite élastique de l'acier.
- Aucune restriction supplémentaire, car l'environnement n'est pas agressif.

- **Cas de fissuration préjudiciable**

(Éléments exposés aux intempéries ou en contact avec l'eau) (Equation 2.5)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Eq.2.5})$$

- f_e : limite élastique de l'acier.
- η : coefficient de fissuration :
 - $\eta=1$ pour les ronds lisses,
 - $\eta=1,6$ pour les aciers HA (diamètre ≥ 6 mm),
 - $\eta=1,3$ pour les aciers HA (diamètre < 6 mm).
- f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction à j jours (généralement j=28 jours).

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

(Éléments en milieu agressif : eau de mer, produits chimiques, etc.) (Equation 2.6)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Eq.2.6})$$

- $0,5f_e$: moitié de la limite élastique de l'acier.
- $90\sqrt{f_{tj}}$: terme lié à la résistance du béton.

2.4 Condition de non - fragilité (A.4.2,1)

La non-fragilité est une exigence réglementaire visant à garantir qu'une structure ne subisse pas de rupture brutale lors de la fissuration du béton. Elle impose un minimum d'armatures longitudinales pour assurer une transition ductile entre l'état non fissuré et fissuré.

Une section est non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton entraîne dans les aciers une contrainte inférieure ou égale à leur limite d'élasticité f_e .

• But :

- Éviter une rupture brutale après fissuration du béton.
- Assurer que les armatures reprennent l'effort de traction libéré par le béton fissuré.

2.4.1. Cas de la Traction Simple

Pour une pièce soumise à traction simple : (Equation 2.7)

$$A_{smin} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Eq.2.7})$$

A_{smin} : Section minimale d'acier.

B : Section totale du béton tendu.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

- Le béton non armé fissure sous la contrainte f_{t28} .
- Les armatures doivent reprendre intégralement cet effort sans dépasser f_e .

2.4.2. Cas de la Flexion Simple (Section Rectangulaire)

Pour une poutre rectangulaire soumise à flexion : (Equation 2.8)

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Eq.2.8})$$

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile (distance entre la fibre comprimée et le centre de gravité des armatures).

• Origine du Coefficient 0.23

Le coefficient **0.23** provient de l'équilibre des forces lors de la fissuration :

- **Moment de fissuration** M_{fs} : (Equation 2.8)

$$M_{fs} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{t28} \quad (\text{Eq.2.9})$$

(où h est la hauteur totale de la section).

Bras de levier $z \approx 0.9d$:

$$A_s = f_e \cdot z = M_{fs} \Rightarrow A_s = \frac{M_{fs}}{f_e \cdot z}$$

En supposant $z \approx 0.9d$ et $h \approx 1.1d$ (pour une section rectangulaire), on obtient ci-dessus (Eq. 2.8).