



**École Hassania des Travaux Publics**

**Cours :**

## **Calcul de Béton Armé I**

**Deuxième Année Génie Civil**

**A.U. : 2016/17**

**Pr. Mustapha RGUIG**



# Table des matières

<b>1 Généralités sur le béton armé</b>	<b>7</b>
1.1 Définition et composition du béton armé . . . . .	7
1.2 Historique du béton armé . . . . .	8
1.3 Avantages et inconvénients du BA . . . . .	9
1.3.1 Avantages . . . . .	9
1.3.2 Inconvénients . . . . .	10
1.4 Actions et sollicitations . . . . .	11
1.5 États limites . . . . .	12
1.5.1 Définition . . . . .	12
1.5.2 État Limite Ultime (ELU) . . . . .	12
1.5.3 État Limite de Service (ELS) . . . . .	12
1.6 Domaine d'application du règlement BAEL . . . . .	12
1.7 Constructions en béton armé et sécurité . . . . .	13
1.7.1 Théorie déterministe de sécurité . . . . .	13
1.7.2 Théorie probabiliste de sécurité . . . . .	14
1.7.3 Théorie semi-probabiliste de sécurité . . . . .	14
1.8 Combinaisons d'actions réglementaires . . . . .	15
1.8.1 Principe des combinaisons de calcul . . . . .	15
1.8.2 Combinaisons à considérer à l'ELU . . . . .	15
1.8.2.1 Combinaisons fondamentales : Article A.3.3,21 du BAEL . . . . .	15
1.8.2.2 Cas des ponts routes . . . . .	17
1.8.2.3 Cas des bâtiments . . . . .	18
1.8.2.4 Cas des ponts rails . . . . .	18
1.8.2.5 Combinaisons accidentielles : Article A.3.3,22 du BAEL . . . . .	19
1.8.2.6 Cas des ponts routes . . . . .	19
1.8.2.7 Cas des bâtiments . . . . .	20
1.8.2.8 Cas des ponts rails . . . . .	20
1.8.3 Combinaisons à considérer à l'ELS . . . . .	20

1.8.3.1	Cas des ponts routes . . . . .	20
1.8.3.2	Cas des bâtiments . . . . .	21
1.8.3.3	Cas des ponts rails . . . . .	21
<b>2</b>	<b>Caractéristiques des matériaux du béton armé</b>	<b>22</b>
2.1	Introduction . . . . .	22
2.2	Comportement expérimental du béton . . . . .	23
2.2.1	Essai de compression . . . . .	23
2.2.2	Essai de traction . . . . .	24
2.2.3	Fluage du béton . . . . .	25
2.2.4	Retrait du béton . . . . .	25
2.2.5	Dilatation thermique . . . . .	26
2.3	Calcul réglementaire du béton . . . . .	26
2.3.1	Résistance caractéristique en compression . . . . .	26
2.3.2	Résistance caractéristique en traction . . . . .	27
2.3.3	Modules de déformation longitudinale . . . . .	27
2.3.4	Coefficient de POISSON . . . . .	27
2.3.5	Modèle de calcul à l'ELS . . . . .	28
2.3.6	Modèle de calcul à l'ELU . . . . .	28
2.4	Les aciers du béton armé (armatures) . . . . .	29
2.4.1	Diamètres des armatures . . . . .	29
2.4.2	Nuances des armatures . . . . .	29
2.4.3	Module d'élasticité de l'acier . . . . .	29
2.4.4	Diagramme contrainte-déformation . . . . .	31
2.4.4.1	Calcul à l'ELU . . . . .	31
2.4.4.2	Vérification à l'ELS . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Hypothèses et données de calcul</b>	<b>34</b>
3.1	État limite ultime de résistance (ELUR) . . . . .	34
3.1.1	Hypothèses de calcul . . . . .	34
3.1.2	Diagramme des déformations limites d'une section (règle des pivots) . . . . .	35
3.1.3	Analyse du diagramme des déformations limites d'une section . . . . .	36
3.1.3.1	Pivot A - Domaine ① : . . . . .	36
3.1.3.2	Pivot B - Domaine ② : . . . . .	38
3.1.3.3	Pivot C - Domaine ③ : . . . . .	40
3.1.4	Diagramme des contraintes . . . . .	41
3.1.5	Justification de l'utilisation du diagramme simplifié du béton . . . . .	41
3.1.5.1	Cas du pivot B . . . . .	41

3.1.5.2	Cas du pivot A . . . . .	45
3.2	État limite de service de la durabilité de structure . . . . .	48
3.3	État limite de service de compression du béton . . . . .	50
3.4	État limite de service d'ouverture des fissures . . . . .	50
3.5	Exercices . . . . .	50
<b>4</b>	<b>Calcul des sections en traction simple (Tirants)</b>	<b>52</b>
4.1	Introduction . . . . .	52
4.2	Calcul du ferraillage . . . . .	53
4.2.1	Calcul à l'ELU . . . . .	53
4.2.2	Calcul à l'ELS . . . . .	53
4.2.3	Minimum réglementaire (non fragilité) . . . . .	53
4.2.4	Ferraillage à disposer . . . . .	54
4.2.5	Ferraillage transversal . . . . .	54
4.3	Exercices . . . . .	55
<b>5</b>	<b>Calcul des sections en compression simple (Poteaux)</b>	<b>61</b>
5.1	Introduction . . . . .	61
5.2	Longueurs de flambement et élancement mécanique . . . . .	62
5.3	Calcul d'un poteau (Méthode forfaitaire) . . . . .	64
5.4	Calcul du ferraillage . . . . .	66
5.4.1	Ferraillage longitudinal . . . . .	66
5.4.2	Ferraillage Transversal . . . . .	67
5.5	Prédimensionnement d'un poteau (Calcul du coffrage) . . . . .	68
5.5.1	Section rectangulaire . . . . .	68
5.5.2	Section circulaire . . . . .	68
5.6	Exercices . . . . .	69
<b>6</b>	<b>Calcul des sections rectangulaires en flexion simple</b>	<b>79</b>
6.1	Introduction . . . . .	79
6.2	Calcul à l'état limite ultime de résistance - ELUR . . . . .	80
6.2.1	Récapitulatif des résultats obtenus . . . . .	80
6.2.2	Équations d'équilibre . . . . .	81
6.2.3	Section sans armatures comprimées . . . . .	81
6.2.3.1	Dimensionnement des armatures . . . . .	82
6.2.3.2	Dimensionnement de la section du béton . . . . .	87
6.2.4	Section avec armatures comprimées . . . . .	88
6.2.4.1	Équations d'équilibre . . . . .	89
6.2.4.2	Méthode de calcul . . . . .	90
6.3	Récapitulatif du calcul à l'ELUR . . . . .	92
6.4	Exercices . . . . .	93

6.5	Calcul à l'état limite de service - ELS . . . . .	100
6.5.1	Contraintes limites de calcul . . . . .	101
6.5.1.1	Contrainte limite de compression du béton . .	101
6.5.1.2	Contrainte limite de traction des aciers (ouverture des fissures) . . . . .	101
6.5.2	Vérification à l'ELS . . . . .	102
6.5.2.1	Équations de base . . . . .	102
6.5.2.2	Récapitulatif pour la vérification à l'ELS . .	104
6.5.3	Dimensionnement d'une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS . . . . .	105
6.5.3.1	Cas où $A'_s = 0$ . . . . .	105
6.5.3.2	Cas où $A'_s \neq 0$ . . . . .	107
6.5.4	Récapitulatif du calcul d'une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS . . . . .	109
6.6	Ferraillage minimal . . . . .	111
6.7	Exercices . . . . .	112
<b>7</b>	<b>Calcul des sections en T en flexion simple</b>	<b>129</b>
7.1	Géométrie et définitions . . . . .	129
7.2	Dimensionnement à l'ELU . . . . .	131
7.2.1	Calcul sans armatures comprimées . . . . .	131
7.2.1.1	Moment de comparaison . . . . .	131
7.2.1.2	Calcul pour le cas : $M_u \leq M_0$ . . . . .	131
7.2.1.3	Calcul pour le cas : $M_u \geq M_0$ . . . . .	131
7.2.2	Calcul avec armatures comprimées . . . . .	133
7.3	Dimensionnement d'une section en T à l'ELS . . . .	134
7.3.1	Vérification à l'ELS . . . . .	134
7.3.2	Calcul à l'ELS . . . . .	136
7.3.2.1	Cas où $A'_s = 0$ : . . . . .	137
7.3.2.2	Cas où $A'_s \neq 0$ : . . . . .	137
7.3.3	Ferraillage minimal . . . . .	138
7.4	Exercices . . . . .	139
<b>8</b>	<b>Calcul par rapport à l'effort tranchant</b>	<b>160</b>
8.1	Introduction . . . . .	160
8.2	Contrainte de cisaillement (tangente) conventionnelle . . . . .	161
8.2.1	Contraintes de cisaillement dans la partie comprimée de la section . . . . .	161
8.2.2	Contraintes de cisaillement dans la partie tendue de la section . . . . .	163
8.2.3	Récapitulatif des deux cas . . . . .	163

8.3	Effort tranchant à prendre en compte dans les calculs . . . . .	164
8.3.1	Charges réparties . . . . .	164
8.3.2	Charges concentrées . . . . .	165
8.4	Contrainte tangente limite ultime . . . . .	165
8.4.1	Armatures transversales droites ( $\alpha = \frac{\pi}{2}$ ) . . . . .	166
8.4.2	Armatures transversales inclinées à $45^\circ$ ( $\alpha = \frac{\pi}{4}$ ) . . . . .	166
8.4.3	Pièces dont toutes les sections droites sont comprimées (poteaux) . . . . .	166
8.5	Vérification du cisaillement du béton de l'âme . . . . .	166
8.6	Calcul des armatures transversales d'une poutre . . . . .	167
8.6.1	Comportement local de l'âme sous l'action de l'effort tranchant . . . . .	167
8.6.2	Théorie de la poutre de RITTER-MORSH . . . . .	168
8.7	Armatures transversales d'une poutre . . . . .	171
8.8	Ferraillage transversal minimal . . . . .	172
8.9	Règle d'ALBERT CAQUOT . . . . .	172
8.9.1	Conditions d'application . . . . .	172
8.9.2	Démarche à suivre . . . . .	172
8.10	Dispositions constructives minimales . . . . .	173
8.10.1	Espacement et diamètre des cours d'acier . . . . .	173
8.11	Résistance du béton de la bielle . . . . .	173
8.12	Justifications aux appuis : appui simple d'about . . . . .	173
8.12.1	Profondeur minimale d'appui . . . . .	173
8.12.2	Sections minimales d'armatures inférieures sur appui . . . . .	175
8.13	Justifications aux appuis : Appui intermédiaire . . . . .	175
8.13.1	Profondeur minimale d'appui . . . . .	175
8.13.2	Contrainte moyenne de compression sur l'appui (poin- çonnemment) . . . . .	175
8.13.3	Section minimale d'armatures inférieures sur appui . . . . .	175
8.14	Cas des dalles . . . . .	176
8.15	Exercices . . . . .	176
<b>9</b>	<b>Calcul des sections en flexion composée</b>	<b>186</b>
9.1	Introduction . . . . .	186
9.2	Centre de pression et noyau central d'une section homogène . . . . .	186
9.2.1	Effort normal équivalent et centre de pression . . . . .	186
9.2.2	Noyau central . . . . .	187
9.3	Calcul d'une section rectangulaire à l'ELU . . . . .	190
9.3.1	Calcul d'une section entièrement tendue . . . . .	190
9.3.2	Calcul d'une section partiellement comprimée . . . . .	191
9.3.3	Calcul d'une section entièrement comprimée . . . . .	193

## TABLE DES MATIÈRES

---

6

9.4 Exercices . . . . .	194
-------------------------	-----

# Chapitre 1

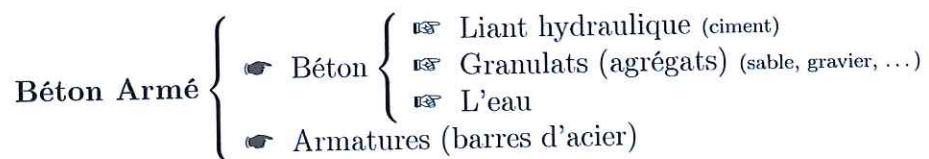
## Généralités sur le béton armé

### 1.1 Définition et composition du béton armé

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression (voir figure 1.1). Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et de l'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques.

Les méthodes de composition de béton permettant d'obtenir les performances voulues sont très élaborés. Néanmoins pour donner des ordres de grandeur disons que la "recette" pour obtenir 1  $m^3$  de béton "courant" consiste à malaxer environ 1200 kg de graviers, 600 kg de sable, 400 kg de ciment et 200 litres d'eau. Cela permet d'espérer, à 28 jours d'âge du béton, une résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa. Actuellement les bétons courants contrôlés atteignent régulièrement 25 à 40 MPa, les bétons à haute performance (BHP) 50 à 100 MPa voire plus. La résistance à la traction des bétons courants est de 8 à 12 fois plus faible et la rupture d'une pièce sollicitée est brutale. Le béton est un matériau fragile et peu résistant à la traction (comme la pierre).

La composition d'un béton armé est schématisée comme suit :



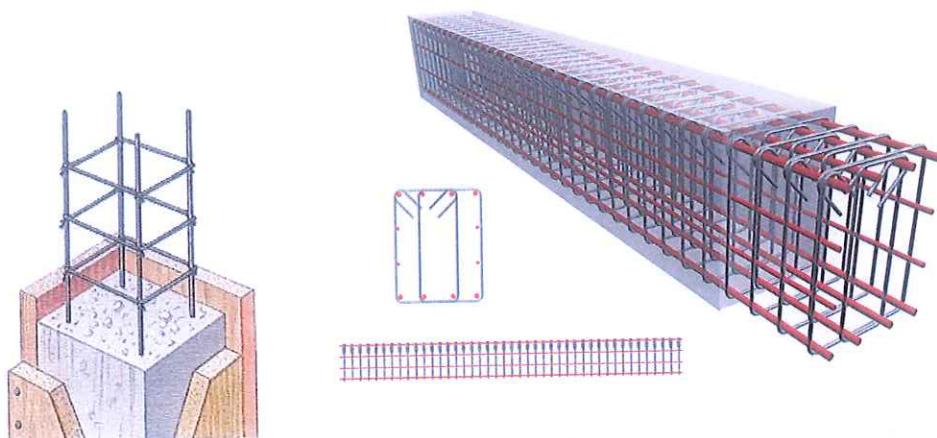


FIGURE 1.1 – Principe de poteau et poutre en BA

## 1.2 Historique du béton armé

C'est en 1848 que **Joseph Louis LAMBOT** (voir figure 1.2) a associé des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque (exposition universelle de 1855).

Quelques années plus tard, **Joseph MONIER**, un jardinier de Versailles utilisera un procédé analogue pour fabriquer des caisses pour fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise "MONIER BETON BRAU" (brevet déposé en 1868).

Ensuite **François HENNEBIQUE** met au point les bases de calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que **Charles RABUT** dispense le premier cours de BA à l'ENPC.

Auparavant, en 1891, **COIGNET** a utilisé des poutres en BA préfabriquées pour la construction d'un immeuble.

En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La **circulaire de 1906** sera remplacée par les règles **BA45** puis **BA60**, **CCBA68**, **BAEL80**, **BAEL83**, **BAEL90** et enfin **BAEL91**.

Une modification a été apportée aux règles BAEL91 en 1999 et ça a donné

naissance aux règles **BAEL91 modifiées 99** et c'est ce règlement qui fait objet de ce cours.

Actuellement les règles **EUROCODES** ont remplacées les règles BAEL en Europe. **L'Eurocode 2** contient la partie consacrée au calcul des structures en BA.

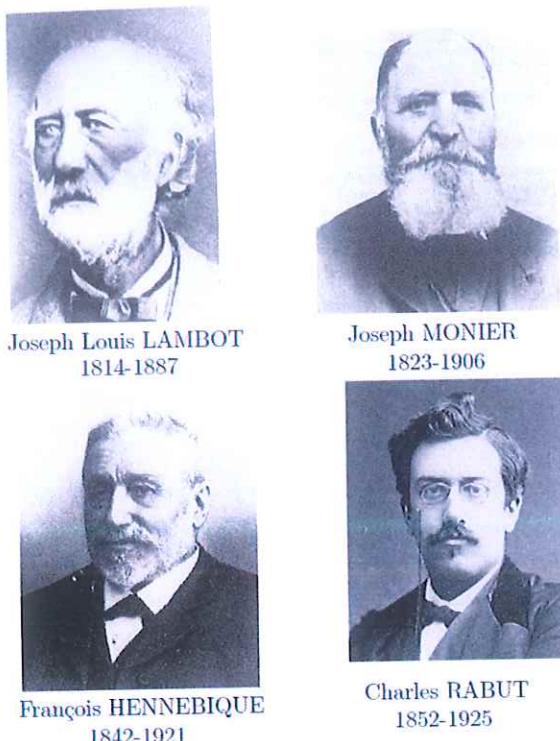


FIGURE 1.2 – Personnalités historiques influençant le domaine du BA

## 1.3 Avantages et inconvénients du BA

### 1.3.1 Avantages

► **L'intérêt économique :** Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments. L'acier est actuellement le matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce qu'il est le moins cher dans le marché parmi les matériaux résistants à

la traction et qui peuvent être associés au béton.

■■■ **La souplesse d'utilisation** : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux. Il est possible de réaliser des constructions avec des formes très variées et les armatures peuvent être 'facilement' façonnées selon ces formes. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.

Le béton armé se traite facilement à la pré-fabrication en usine.

■■■ **Économie d'entretien** : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

■■■ **Résistance au feu** : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métallique ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

■■■ **Résistance aux efforts accidentels** : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

■■■ **Durabilité** : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air. La seule condition à observer est la protection des armatures essentiellement par la limitation d'ouverture des fissures.

### 1.3.2 Inconvénients

■■■ **Le poids** : les ouvrages en BA sont plus lourds que les autres modes de constructions.

■■■ **L'exécution** :

- Préparation du coffrage qui demande beaucoup de temps et de main d'œuvre. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteint une résistance suffisante ;
- Façonnage et placement des armatures ;

- Protection du béton pendant et après l'exécution contre le gel et l'évaporation de l'eau ;
- Contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

⇒ **La brutalité des accidents** par ruptures fragiles : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

⇒ **Difficulté de modification** d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

## 1.4 Actions et sollicitations

Par définition, une **action** représente toute cause produisant un état de contraintes dans la structure étudiée. On distingue trois types d'actions :

- Actions permanentes :
  - Poids propre de la structure,
  - Poids des superstructures (équipements),
  - Poussées des remblais,
  - ...
- Actions variables :
  - Charges d'exploitations de la structure,
  - charges appliquées en cours d'exécution,
  - Action de la température,
  - ...
- Actions accidentielles :
  - Chocs des véhicules contre les éléments des ponts,
  - Séismes,
  - ...

Les sollicitations représentent les forces et moments internes produits par les actions :

- Effort normal  $N$ ,
- Effort tranchant  $V$ ,
- Moment fléchissant  $M$ ,
- Moment de torsion  $T$ .

Il est à noter que, dans les règlements de calcul, les actions sont multipliées par des coefficients de sécurité, notés généralement  $\gamma$ , pour prendre en compte les incertitudes de connaissance des efforts, incertitudes de mesures, imprécision des calculs, les défauts de préparation des matériaux de

construction et de l'exécution de la structure.

## 1.5 États limites

### 1.5.1 Définition

Un **État Limite** est par définition un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

### 1.5.2 État Limite Ultime (ELU)

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- perte d'équilibre statique ;
- rupture de sections par déformations excessive ;
- instabilité de forme (flambement) ;
- ...

### 1.5.3 État Limite de Service (ELS)

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité et ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ouvertures excessives des fissures ;
- compression excessive du béton ;
- déformations excessives des éléments porteurs ;
- vibrations excessives et/ou inconfortables ;
- perte d'étanchéité ;
- ...

## 1.6 Domaine d'application du règlement BAEL

Ce règlement est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences clima-

tiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à  $300 \text{ kg/m}^3$  de béton mis en oeuvre.

Sont considérées en béton armé les pièces qui sont encore aptes à jouer leur rôle dans la structure dont elle font partie, lorsque la résistance à la traction par flexion de leur béton constitutif est supposée nulle.

Restent en dehors du domaine des présentes règles :

- les constructions en béton non armé ;
- les constructions en béton constitué de granulats légers ;
- les constructions en béton caverneux ou cellulaire armé ;
- les constructions en béton de résistance caractéristique supérieure à 60 MPa ;
- les éléments armés de profilés laminés et les structures mixtes acier-béton ;
- les éléments soumis en service à des températures s'écartant sensiblement de celles qui résultent des seules influences climatiques.

*Remarque : Le dosage indiqué de  $300 \text{ kg/m}^3$  n'est valable que pour les ciments Portland habituels comportant peu de constituants secondaires.*

## 1.7 Constructions en béton armé et sécurité

La sécurité est définie comme l'absence de risque et dans le domaine de construction, cela implique la stabilité et la durabilité et l'aptitude à l'emploi. La sécurité absolue n'existe pas "**Le risque zéro n'existe pas**" ; il faut accepter une probabilité non négligeable d'accident.

### 1.7.1 Théorie déterministe de sécurité

Il s'agit des anciens règlements du BA tel que le CCBA68. Ces règlements utilisent la méthode des contraintes admissibles qui consiste à vérifier que les contraintes calculées par la RDM en tout point d'une structure restent inférieures à une contrainte admissible obtenue en divisant la contrainte de

ruine du matériau par un coefficient de sécurité fixé à l'avance :

$$\sigma < \bar{\sigma} = \frac{\sigma_r}{\gamma} \quad (1.1)$$

Dans cette méthode, les paramètres de base (actions et sollicitations, propriétés des matériaux, géométrie de la structure, ...) sont considérés comme non aléatoires, ce qui est informé par la réalité des structures de génie civil. Les coefficients de sécurité sont déterminés empiriquement sans base scientifique satisfaisante.

### 1.7.2 Théorie probabiliste de sécurité

Les spécialistes ont défini la sécurité par un seuil de probabilité. Un ouvrage sera acceptable si la **probabilité de ruine** reste inférieure à une probabilité fixée à l'avance. Cette valeur varie en fonction de la durée de vie de la construction, du risque et du coup.

Cette méthode s'intègre dans le domaine du **calcul de la fiabilité des structures** qui est en plein essor actuellement en Europe et en Amérique mais elle reste une méthode difficile à appliquer dans le domaine de dimensionnement des structures et demande des compétences particulières et avancées.

Un manque de données statistiques sur les différents paramètres des structures et des matériaux rend cette méthode inutilisable avec efficacité.

### 1.7.3 Théorie semi-probabiliste de sécurité

Cette nouvelle théorie consiste à :

1. Définir les phénomènes que l'on veut éviter (l'état limite), ces phénomènes sont :
  - Ouverture des fissures soit par :
    - (a) Compression successive dans le béton ;
    - (b) Traction successive dans l'acier.
  - Déformation importante dans l'ensemble.
2. Estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes (on distingue les états limites ultimes et les états limites de services).

3. Dimensionner les éléments de la construction de telle manière que la probabilité d'atteindre l'un de ces phénomènes reste faible.

## 1.8 Combinaisons d'actions réglementaires

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

### 1.8.1 Principe des combinaisons de calcul

En fonction des situations qu'une construction va connaître, nous allons être obligé de superposer les effets de plusieurs actions. Pour cela :

- Nous affecterons à chaque type d'actions, un coefficient de sécurité partiel ;
- Nous combinerons les actions obtenues (principe de superposition des effets) ;
- Nous déterminerons la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

Nous utiliserons les combinaisons avec les notations suivantes :

- |            |   |   |
|------------|---|---|
| $G_{\max}$ | : | ensemble des actions permanentes défavorables ; |
| $G_{\min}$ | : | ensemble des actions permanentes favorables ;   |
| $Q_1$      | : | action variable dite de base ;                  |
| $Q_i$      | : | actions variables dites d'accompagnement.       |

#### Exemple de mur de soutènement :

La poussée  $\vec{Q}$  pousse vers un renversement du mur et agit donc dans un sens défavorable : elle intervient en  $G_{\max}$  (voir figure 1.3) .

L'action des terres derrière le rideau  $\vec{R}$  agit dans un sens de stabilité donc favorable : elle intervient donc en  $G_{\min}$ .

### 1.8.2 Combinaisons à considérer à l'ELU

#### 1.8.2.1 Combinaisons fondamentales : Article A.3.3,21 du BAEL

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y'a l'action permanente, l'action variable principale et

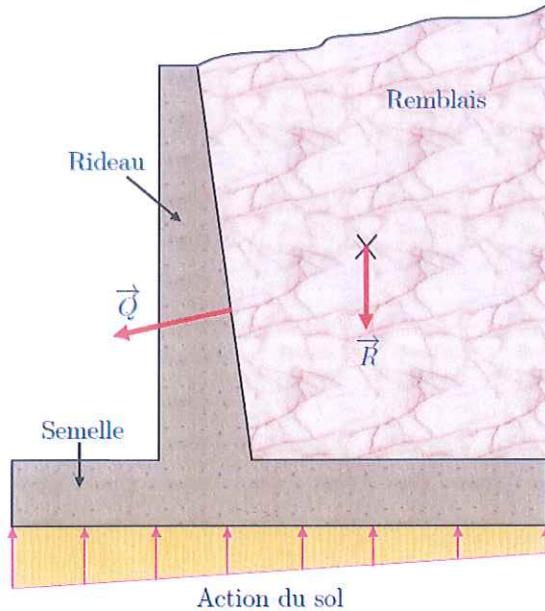


FIGURE 1.3 – Exemple d'actions favorable et défavorable

plusieurs actions d'accompagnement, nous considérons :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1}Q_1 + \sum_{i \geq 1} 1,3\psi_{0_i}Q_i \quad (1.2)$$

$\gamma_{Q_1} = 1,5$  dans le cas général.

$\gamma_{Q_1} = 1,35$  pour la température, les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractères particuliers (convois militaires ou exceptionnels) et pour les bâtiments agricoles abritant des animaux et des produits sans présence humaine permanente.

$\psi_{0_i}$  sont donnés en annexe D, articles D.1.1,3 et D.1.2,3, du BAEL.

### 1.8.2.2 Cas des ponts routes

Situation d'exécution :

$$1,35(G_{\max} + Q_{prc}) \text{ ou } (G_{\min} + Q_{prc}) + \begin{cases} 1,5 \begin{cases} Q_{pra} \\ W \end{cases} \\ 1,35[T] \end{cases} + 1,3 \begin{cases} 1,0W \\ 1,0Q_{pra} \\ \left[ \frac{0,8}{1,3}T + \frac{0,65}{1,3}\Delta\Theta \right] \end{cases} + 1,3 \left\{ \left[ \frac{0,8}{1,3}T + \frac{0,65}{1,3}\Delta\Theta \right] \right\} \quad (1.3)$$

où  $Q_{prc}$  représente les charges d'exécution connues (en grandeur et en position) ;

$Q_{pra}$  représente les charges d'exécution aléatoires ;

$W$  représente l'action du vent définie par :

- par le Fascicule 61 titre II pour les ponts routes ;
- par les règles NV 65 pour les autres constructions, les valeurs du vent normal étant multipliées par :
  - 1,20 à l'ELU ;
  - 1,00 à l'ELS.

$T$  variations uniformes de la température ;

$\Delta\Theta = \frac{\Delta\theta}{h}$  est le gradient thermique prescrit par le marché (rapport de la différence  $\Delta\theta$  de la température entre les deux faces d'un élément à l'épaisseur  $h$  de celui-ci).

Dans ces combinaisons il faut :

- prendre en compte la combinaison la plus défavorable. Une même action n'intervient qu'une seule fois, au plus, dans la même combinaison ;
- choisir une (ou aucune) action parmi celles se trouvant derrière une accolade { ;
- les valeurs entre crochets [...] ne sont généralement pas à prendre en compte.

Situation d'exploitation :

$$1,35G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} 1,5 \begin{cases} Q_r \\ W \end{cases} \\ 1,35 \begin{cases} Q_{rp} \\ [T] \end{cases} \end{cases} + 1,3 \left\{ \left[ \frac{0,8}{1,3}T + \frac{0,65}{1,3}\Delta\Theta \right] \right\} \quad (1.4)$$

où  $Q_r$  représente les charges routières sans caractère particulier (systèmes A,B et leurs effets annexes, charges de trottoirs) obtenues par multiplication des charges figurant au Fascicule 61 titre II par :

- 1,07 à l'ELU ;
- 1,20 à l'ELS ;
- 1,00 à l'ELS pour les charges de trottoir.

$Q_{rp}$  représente les charges routières de caractère particulier (convois militaires et exceptionnelles) définies au Fascicule 61 titre II.

#### 1.8.2.3 Cas des bâtiments

Situation d'exécution :  
combinaison identique à celle des ponts routes.

Situation d'exploitation :

$$1,35G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \left\{ \begin{array}{l} Q_B \\ W \\ S_n \end{array} \right. \\ 1,35 [T] \end{array} \right. + 1,3 \left\{ \begin{array}{l} 0,77 W \\ 0,77 S_n \\ \psi_0 Q_B \\ 0,77 W + \psi_0 Q_B \\ 0,77 S_n + \psi_0 Q_B \\ 0,77 W + 0,77 S_n \end{array} \right. + 1,3 \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \\ 1,3 \end{array} \right\} T \quad (1.5)$$

où  $Q_B$  représente les charges d'exploitation des bâtiments ;  
 $S_n$  est l'action de la neige pour les bâtiments ;  
 $\psi_0$  est un coefficient défini dans la norme NFP 06-001.

#### 1.8.2.4 Cas des ponts rails

Situation d'exécution :

$$1,35(G_{\max} + Q_{prc}) \text{ ou } (G_{\min} + Q_{prc}) + \left\{ \begin{array}{l} 1,35 Q_{ex} + 1,5 Q_{pra} \\ 1,5 \left\{ \begin{array}{l} W \\ Q_\theta \end{array} \right. \end{array} \right. + 1,3 \left\{ \begin{array}{l} W \\ 1,3 \end{array} \right\} + 1,3 \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \\ 1,3 \end{array} \right\} Q_\theta \quad (1.6)$$

où  $Q_{ex}$  représente les charges d'exploitation ferroviaires définies par le livret 2.01 du CPC de la SNCF ;

CPC : Cahier des Prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art ;

$Q_\theta$  effet des variations de température sur les ponts rails :

- dilatation des longs rails soudés ;
- gradient de température ;
- variation de température.

Situation d'exploitation :

$$1,35G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} 1,35Q_{ex} \\ 1,5 \begin{cases} Q_{1v} \\ Q_\theta \end{cases} \end{cases} + 1,3 \{ Q_{1v} + 1,3 \left\{ \frac{0,8}{1,3} Q_\theta \right\} \} \quad (1.7)$$

où  $Q_{1v}$  représente l'action du vent sur les ponts rails à vide ;

#### 1.8.2.5 Combinaisons accidentelles : Article A.3.3,22 du BAEL

Nous considérons pour les situations accidentelles qui ont une faible probabilité de se réaliser :

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i}Q_i \quad (1.8)$$

$F_A$  représente la valeur nominale de l'action accidentelle ;  $\psi_{11}$  et  $\psi_{2i}$  donnés en annexe D, articles D.1.1,3 et D.1.2,3.

#### 1.8.2.6 Cas des ponts routes

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} 0,6 \\ 0,4 \\ 0,2 \\ 0,2W \\ 0,5T \\ 0,5\Delta\Theta \end{cases} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} \text{ponts de 1ère classe} \\ \text{ponts de 2ème classe} \\ \text{ponts de 3ème classe} \end{cases} \quad (1.9)$$

### 1.8.2.7 Cas des bâtiments

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + F_A + \begin{cases} 0,75 Q_B \\ 0,20 W \\ 0,15 S_n \\ 0,50 T \end{cases} + \{0,65 Q_B + \{\psi_{21} T\} \quad (1.10)$$

le terme  $\psi_{21} T$  est introduit si le CPS (Cahier des Prescriptions Spéciales du marché) le prescrit.

$F_A$  représente l'action accidentelle.

### 1.8.2.8 Cas des ponts rails

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + F_A + \begin{cases} 0,8 \\ 0,6 \\ 0,4 \end{cases} \left| \begin{array}{l} Q_{ex} \\ \text{pour} \\ \hline 1 \text{ voie} \\ 2 \text{ voies} \\ \geq 3 \text{ voies} \end{array} \right. + \{0,6 Q_\theta \quad (1.11)$$

## 1.8.3 Combinaisons à considérer à l'ELS

Elles résultent de la combinaison d'actions suivante dite combinaison rare :

$$\boxed{G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} Q_i} \quad (1.12)$$

### 1.8.3.1 Cas des ponts routes

Situation d'exécution :

$$(G_{\max} + Q_{prc}) \text{ ou } (G_{\min} + Q_{prc}) + \begin{cases} Q_{pra} \\ W \\ T \\ \Delta\Theta \end{cases} + \begin{cases} Q_{pra} \\ W \end{cases} + \begin{cases} 0,6 T \\ 0,5 \Delta\Theta \\ 0,6 T + 0,5 \Delta\Theta \end{cases} \quad (1.13)$$

Situation d'exploitation :

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} Q_r \\ Q_{rp} \\ \Delta\Theta \\ T \\ W \end{cases} + \{(0,6T + 0,5\Delta\Theta)\} \quad (1.14)$$

### 1.8.3.2 Cas des bâtiments

Situation d'exécution :

Combinaison identique à celle des ponts routes.

Situation d'exploitation :

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} Q_B \\ W \\ S_n \\ T \end{cases} + \begin{cases} Q_B \\ 0,77W \\ 0,77S_n \\ 0,77W + 0,77S_n \\ Q_B + 0,77W \\ Q_B + 0,77S_n \\ Q_B + 0,77W + 0,77S_n \end{cases} + \{0,6T\} \quad (1.15)$$

### 1.8.3.3 Cas des ponts rails

Situation d'exécution :

$$(G_{\max} + Q_{prc}) \text{ ou } (G_{\min} + Q_{prc}) + \begin{cases} Q_{ex} + Q_{pra} \\ W \\ Q_\theta \end{cases} + \{W + \{0,6Q_\theta\}\} \quad (1.16)$$

Situation d'exploitation :

$$G_{\max} \text{ ou } G_{\min} + \begin{cases} Q_{ex} \\ Q_{1v} \\ Q_\theta \end{cases} + \{Q_{iv} + \{0,6Q_\theta\}\} \quad (1.17)$$

où  $Q_{1v}$  est l'action du vent sur les ponts rails en exploitation.



## Chapitre 2

# Caractéristiques des matériaux du béton armé

### 2.1 Introduction

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa (pour les bétons courants), 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 (selon les nuances d'acier commercialisées), 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 10%).

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.

On se limitera ici aux aspects relatifs au comportement mécanique du béton. Les aspects relatifs à sa composition et à sa mise en oeuvre ne font pas l'objet de ce cours.

## 2.2 Comportement expérimental du béton

### 2.2.1 Essai de compression

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées  $16 \times 32$ , de forme cylindrique de hauteur  $32\text{ cm}$  et de diamètre  $16\text{ cm}$  (Aire de  $200\text{ cm}^2$ ).

A partir d'une courbe contrainte-déformation d'un essai de compression (Figure 2.1), on peut tirer les grandeurs suivantes :

- le module de Young instantané  $E_{ij} \approx 30\,000\text{ MPa}$  ;
- la contrainte maximale  $\sigma_{\max} \approx 20 \sim 40\text{ MPa}$  ;
- la déformation maximale à la rupture  $\epsilon_r \approx 2\% = 2 \cdot 10^{-3}$ .

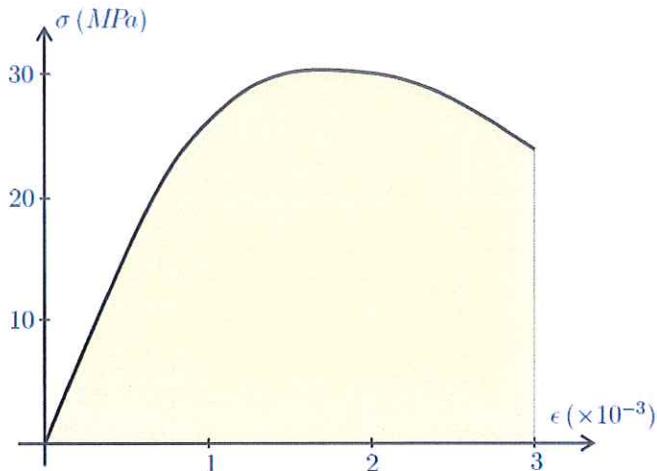


FIGURE 2.1 – Courbe contrainte-déformation d'un essai de compression de béton

L'instruction technique relative au contrôle de la qualité des bétons (15 janvier 1979). Dans les cas les plus courants, cette instruction se résume de la façon suivante :

- $n$  : nombre de prélèvements (la valeur pour un prélèvement étant la moyenne de trois éprouvettes) ;
- $f_{c_{\min}}$  : la plus faible valeur trouvée pour les  $n$  prélèvements ;

$\bar{f}_{c_j}$  : valeur moyenne des  $n$  prélèvements ;

la règle de conformité est la suivante :

si  $n \geq 3$ , on a :

$$f_{c_j} \leq \inf\{\bar{f}_{c_j} - 2, 7; f_{c_{\min}} + 3\} \quad (MPa) \quad (2.1)$$

si  $n \geq 15$ , on calcule l'écart-type d'abord :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(f_{c_j} - \bar{f}_{c_j})^2}{n - 1}} \quad (2.2)$$

$$f_{c_j} \leq \inf\{\bar{f}_{c_j} - 1, 2\sigma; f_{c_{\min}} + 3\} \quad (MPa) \quad (2.3)$$

Sauf stipulation du contraire l'âge fixé pour les essais de contrôle est fixé à  $j = 28$  jours.

### 2.2.2 Essai de traction

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction. On distingue deux types d'essais :

- Les essais de traction directe avec des éprouvettes collées ;
- Les essais de traction indirecte tels que l'essai Brésilien ou l'essai en flexion quatre points.

Pour les essais en traction indirectes, la déduction du comportement en traction nécessite une interprétation de l'essai par un modèle. Par exemple, pour l'essai Brésilien qui consiste à fendre une éprouvette cylindrique comme indiqué sur la figure (2.2), la résistance à la traction est donnée par :

$$R_t = \frac{2F}{\pi D h} \quad (2.4)$$

où  $F$  est l'effort à la rupture.

On retient que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression :

$$R_t \approx \frac{R_c}{10} \quad (2.5)$$

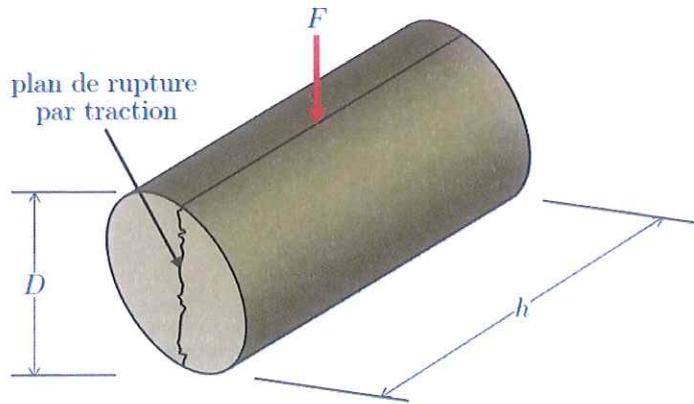


FIGURE 2.2 – Essai Brésilien sur éprouvette cylindrique en béton

### 2.2.3 Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées :  $\epsilon_v = \epsilon_\infty \approx 3\epsilon_i$ .

### 2.2.4 Retrait du béton

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir. Ceci est dû à l'évaporation de l'eau et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \cdot 10^{-4}$  à  $5 \cdot 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement. On notera que des pièces de béton conservées dans l'eau subissent, au contraire, un gonflement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation ;
- maintenir les parements en ambiance humide après coulage ;
- disposer des armatures de peaux de faible espacement pour bien ré-

- partir les fissures de retrait ;
- éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes ;
- utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

### 2.2.5 Dilatation thermique

Le coefficient de dilatation du béton vaut de  $9 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé. On notera que la valeur du coefficient de dilatation de l'acier ( $11 \cdot 10^{-6}$ ) est très proche de celle du béton. Une variation de température de  $10^\circ\text{C}$  induit une déformation de  $10^{-4}$ , c'est à dire qu'un élément de  $10 \text{ m}$  de long verra son extrémité libre se déplacer de  $1 \text{ mm}$ . Dans la pratique, les éléments ne sont pas libres, et les variations de température entraînent des contraintes internes de traction.

Pour éviter des désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de  $25 \text{ m}$  à  $50 \text{ m}$  selon la région (B.5.1). Notons que ces joints de dilatation sont aussi un moyen de lutter contre les désordres dus au retrait.

## 2.3 Calcul réglementaire du béton

### 2.3.1 Résistance caractéristique en compression

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée  $f_{c28}$  et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au  $\text{m}^3$ . Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance  $f_{cj}$ , valeur caractéristique à  $j$  jours, obtenue suivant les cas par les formules suivantes :

\* Pour  $j < 28$  jours :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leqslant 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.6)$$

\* Pour  $j \geqslant 28$  jours :

$$f_{cj} = f_{c28} \quad (2.7)$$

Ces formules sont utilisées pour justifier la résistance des sections.

Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à 1,10  $f_{c28}$  lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPa.

### 2.3.2 Résistance caractéristique en traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{t_j}$ , est conventionnellement définie par :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad (2.8)$$

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.

### 2.3.3 Modules de déformation longitudinale

On distingue les modules de YOUNG instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{\nu j}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris réglementairement égal à trois fois le module instantané :

$$E_{ij} = 3 E_{\nu j} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (2.9)$$

Il est évident que cette approche est simplificatrice et que le fluage d'un matériau ne vérifie pas la loi de Hooke d'un matériau élastique (la loi de fluage est une relation entre les contraintes et les vitesses de déformation). Néanmoins, cette approche permet d'estimer les déformations cumulées dues à la déformation instantanée élastique et au fluage à un temps infini.

Le module de déformation longitudinal différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{\nu j} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (2.10)$$

### 2.3.4 Coefficient de POISSON

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour le calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations à l'ELS (A.2.1,3 du BAEL).

### 2.3.5 Modèle de calcul à l'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique (premier schéma de la figure 2.3). 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 (A.4.5.1 du BAEL).

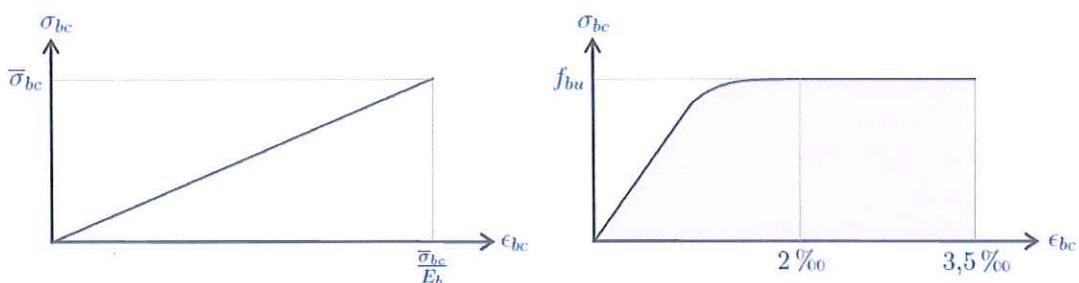


FIGURE 2.3 – Diagrammes élastique et parabole-rectangle du béton

### 2.3.6 Modèle de calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations (figure 2.3).

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (2.11)$$

où le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles ;

les deux coefficients 0,85 et  $\theta$  ont pour objet de tenir compte de la décroissance de la résistance du béton avec le temps.

$\theta$  est ainsi défini en fonction de la durée d'application des charges comme suit :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée est supérieure à 24 h;} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1 h et 24 h;} \\ \theta = 0,85 & \text{sinon.} \end{cases} \quad (2.12)$$

La première partie de la loi de comportement du béton est une parabole de deuxième degré dont l'équation est définie comme suit :

$$\sigma_b = 0,25 f_{bu} \epsilon_{bc} 10^3 (4 - \epsilon_{bc} 10^3) \quad (2.13)$$

## 2.4 Les aciers du béton armé (armatures)

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Deux grands types d'armatures sont disponibles sur le marché : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage elles forment un panneau de treillis soudé.

### 2.4.1 Diamètres des armatures

Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont (en mm) :

(HA) :	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
(RL) :	6	8	10	12						

Dans la figure (2.4), est présentée une photo des différentes barres du BA. Nous signalons que le diamètre  $\phi 40$  n'est pas couramment disponible sur le marché des matériaux de construction.

On présente dans le tableau (2.1) les masses linéiques des armatures et les sections par groupe de barres.

### 2.4.2 Nuances des armatures

Il existe 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes. C'est la limite élastique garantie  $f_e$  qui sert de base aux calculs justificatifs selon le règlement BAEL.

### 2.4.3 Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris forfaitairement égal à  $200\,000\,N/mm^2$ .



FIGURE 2.4 – Barres normalisées du BA

$\phi$ (mm)	masse (kg/m)	Sections totales d'acier en $cm^2$									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42

TABLE 2.1 – Tableau des sections d'armatures

Nuance		$f_e$ (MPa)	contrainte de rupture $\sigma_r$ (MPa)	allongement de rupture %
RL	FeE215	215	330 à 490	22
	FeE235	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

TABLE 2.2 – Nuances d'armatures et leurs caractéristiques

#### 2.4.4 Diagramme contrainte-déformation

Le diagramme déformation-contrainte des armatures est défini comme mentionné sur la figure (2.5).

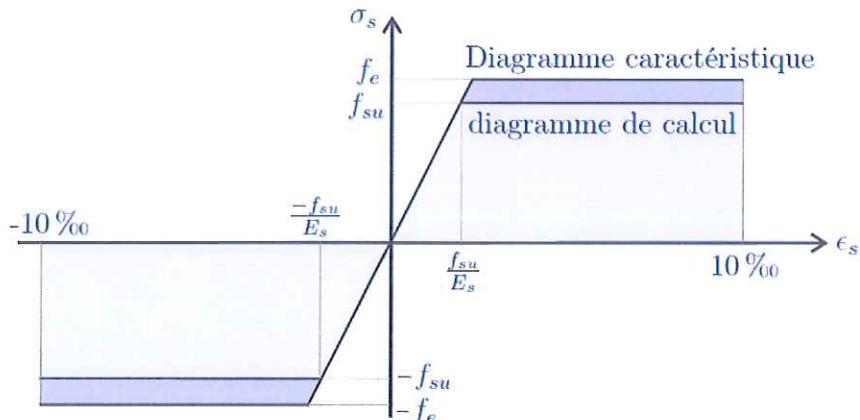


FIGURE 2.5 – Diagramme contrainte-déformation des armatures

##### 2.4.4.1 Calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, on utilise le diagramme de calcul obtenu à partir du diagramme caractéristique en divisant la limite d'élasticité  $f_e$  par un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (2.14)$$

$f_{su}$  est la résistance caractéristique ultime.

avec  $\gamma_s = 1,15$  pour les cas courants et  $\gamma_s = 1$  pour les combinaisons accidentelles.

#### 2.4.4.2 Vérification à l'ELS

A l'ELS, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article A.4.5,3). L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'oeuvre de juger de ce degré de nocivité.

☞ Cas où la fissuration est peu préjudiciable :

Dans ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée sur les aciers à part les consignes suivantes :

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses ;
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries ;
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est :

$$\sigma_s = f_e \quad (2.15)$$

☞ Cas où la fissuration est préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immersés en eau douce.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \xi = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] \quad (MPa) \quad (2.16)$$

Les armatures les plus proches de la paroi de la structure doivent vérifier la condition suivante :

$$\Phi \geq 6 \text{ mm} \quad (2.17)$$

$f_e$  = limite d'élasticité des aciers utilisés ( $MPa$ )

$f_{tj}$  = résistance caractéristique en traction du béton ( $MPa$ )

$\eta$  = coefficient de fissuration et il prend la valeur de 1 pour les RL, 1,6 pour les HA de  $\Phi \geqslant 6 mm$  1,3 pour les HA de  $\Phi < 6 mm$ .

☞ Cas où la fissuration est très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leqslant 0,8 \xi = 0,8 \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] \quad (MPa) \quad (2.18)$$

Les armatures les plus proches de la paroi de la structure doivent vérifier la condition suivante :

$$\Phi \geqslant 8 mm \quad (2.19)$$

