

Chapitre

2

Dimensionnement des structures en béton

2.1 Les Eurocodes

2.2 L'Eurocode 2 (Eurocode béton)

2.3 Le béton armé

2.4 Les armatures pour béton armé

2.5 L'enrobage des armatures

2.6 Le béton précontraint

2.7 BA-CORTEX

2.1 Les Eurocodes

2.1.1 - Présentation générale des Eurocodes

Les Eurocodes sont des normes européennes de conception et de calcul des bâtiments et des structures de génie civil. Elles ont pour objet d'harmoniser les règles de conception et de calcul au sein des différents états européens – membres de l'Union Européenne (UE) et de l'association européenne de libre-échange (AELE) – et de contribuer ainsi à la création du marché unique de la construction (ouverture du marché européen aux entreprises et aux bureaux d'ingénierie) et au renforcement de la compétitivité de l'ingénierie européenne.

Ces normes européennes forment un ensemble cohérent et homogène de règles techniques. Elles constituent un langage commun pour tous les concepteurs européens, bénéficiant des connaissances les plus récentes.

Les états membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent les Eurocodes comme documents de référence :

- pour prouver la conformité des ouvrages de bâtiment et de génie civil aux exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC) en particulier à l'exigence n° 1 « stabilité et résistance mécanique » et à l'exigence n° 2 « sécurité en cas d'incendie » ;
- pour établir les spécifications des contrats pour les travaux de construction et services d'ingénierie ;
- pour établir les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction.

Elles font appel à une approche semi-probabiliste de sécurité des constructions (méthode des coefficients partiels) avec des méthodes de dimensionnement fondées sur le concept des états limites (états limites de service et états limites ultimes). Elles s'appliquent aux différents matériaux (béton, acier, bois, etc.) et aux différents types de construction (bâtiments, ponts, silos, etc.).

L'approche semi-probabiliste consiste à définir les valeurs des actions à prendre en compte en fonction de leur occurrence pendant une certaine période. Cette période est respectivement de 50 ans, 475 ans et 1 000 ans pour les actions climatiques, les séismes et le trafic,

Elles fournissent une série de méthodes et de règles techniques communes à tous les pays européens pour calculer la stabilité, la résistance mécanique et la sécurité incendie des éléments ayant une fonction structurelle dans un ouvrage de construction. Elles concernent les ouvrages neufs uniquement.

Elles harmonisent les « codes de calcul » des différents états membres et remplaceront à terme les règles en vigueur dans chacun de ces états.

Nota

En France, pour les ouvrages en béton, elles se substituent progressivement aux règles actuelles de dimensionnement (règles BAEL et BPEL).

Elles sont basées sur des principes fondamentaux :

- sécurité ;
- durabilité ;
- robustesse des constructions ;
- aptitude au service ;
- fiabilité.

La sécurité structurale est l'aptitude d'une structure à assurer la sécurité des personnes à l'égard des risques d'origine structurale.



La durabilité structurale est l'aptitude d'une structure à rester fiable pendant une durée d'utilisation conventionnelle.

La structure doit être conçue de telle sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances en dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté.

Les normes « Eurocode » instaurent un véritable système normatif performantiel fondé sur des concepts scientifiques cohérents qui est un gage d'optimisation des matériaux et de pérennité des ouvrages.

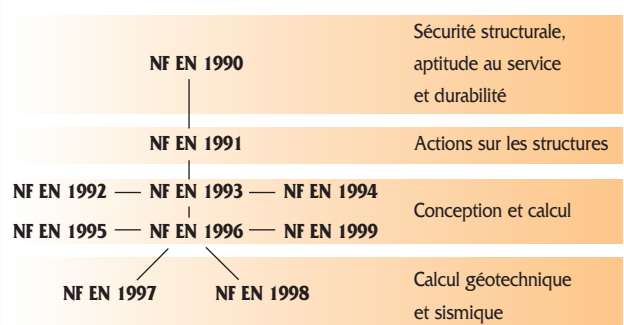
Les normes « Eurocode » permettent une optimisation de la durabilité des structures. Elles supposent que :

- le choix du système structural et le projet de structure sont réalisés par un personnel suffisamment qualifié et expérimenté ;
- l'exécution est confiée à un personnel suffisamment compétent et expérimenté ;
- une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont assurées au cours de la réalisation, dans les bureaux d'études, les usines, les entreprises et sur le chantier ;
- les matériaux utilisés sont conformes aux normes appropriées ;
- la structure bénéficiera de la maintenance adéquate ;
- l'utilisation de la structure sera conforme aux hypothèses admises dans le projet.

Les Eurocodes constituent un ensemble de 58 normes regroupées en 10 groupes de normes (NF EN 1990 à NF EN 1999) :

- NF EN 1990 Eurocode 0 : bases de calcul des structures
- NF EN 1991 Eurocode 1 : actions sur les structures
- NF EN 1992 Eurocode 2 : calcul des structures en béton
- NF EN 1993 Eurocode 3 : calcul des structures en acier
- NF EN 1994 Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton
- NF EN 1995 Eurocode 5 : calcul des structures en bois
- NF EN 1996 Eurocode 6 : calcul des structures en maçonnerie
- NF EN 1997 Eurocode 7 : calcul géotechnique
- NF EN 1998 Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- NF EN 1999 Eurocode 9 : calcul des structures en alliages d'aluminium

Liens entre les Eurocodes



LA DIRECTIVE SUR LES PRODUITS DE CONSTRUCTION

La « Directive sur les Produits de Construction » couvre tous les produits destinés à être incorporés durablement dans un bâtiment ou un ouvrage de génie civil, dès lors qu'ils peuvent avoir une incidence sur la sécurité, la santé, l'environnement ou l'isolation.

Les produits de construction visés par cette directive doivent être conçus de telle sorte que les ouvrages dans lesquels ils sont utilisés satisfassent aux **exigences essentielles** suivantes :

- 1 – La résistance mécanique et la stabilité ;
- 2 – La sécurité en cas d'incendie ;
- 3 – L'hygiène, la santé et l'environnement ;
- 4 – La sécurité d'utilisation ;
- 5 – La protection contre le bruit ;
- 6 – L'économie d'énergie et l'isolation thermique.

Les produits concernés doivent porter le marquage CE symbolisant la conformité à ces dispositions.

Les différents articles des normes « Eurocode » se décomposent en deux principales catégories.

■ Les Principes

Les Principes (P) sont des énoncés d'ordre général et des définitions ou des prescriptions qui ne comportent pas d'alternative et qui sont des bases pour garantir les niveaux de performances structurales.

■ Les Règles d'application

Les Règles d'application sont conformes aux principes. Il est possible d'utiliser d'autres règles sous réserve de démontrer leur conformité aux principes.

Les Eurocodes définissent des exigences fondamentales pour atteindre des niveaux de performance appropriés en matière de **fiabilité des constructions** dont les quatre composantes sont :

- la **sécurité structurale** pour les personnes et les animaux domestiques ;
- **l'aptitude au service**, fonctionnement, confort...
- la **robustesse** en cas de situations accidentelles ;
- la **durabilité**, compte tenu des conditions environnementales.

Nota

La détermination des actions applicables aux constructions et les règles de conception parasismique, communes à tous les types d'ouvrages, se trouvent, respectivement, dans l'Eurocode NF EN 1990, dans la série des Eurocodes NF EN 1991 et dans la série des Eurocodes NF EN 1998.

Le calcul de la résistance mécanique et de la résistance au feu des ouvrages en béton s'effectue à partir des Eurocodes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-2.

2.1.2 - Transposition nationale des Eurocodes

Les normes européennes « Eurocode » ne peuvent être utilisées dans chaque pays qu'après transposition en normes nationales. Elles sont complétées par une Annexe Nationale (AN).

Dans chaque pays, l'Annexe Nationale définit les conditions d'application de la norme européenne. Elle permet de tenir compte des particularités géographiques, géologiques ou climatiques ainsi que des niveaux de protection spécifiques à chaque pays. En effet, le choix des niveaux de fiabilité et de sécurité des projets est une prérogative des États. Les Eurocodes offrent la souplesse nécessaire pour que des modulations puissent être effectuées au niveau de clauses bien identifiées afin de les adapter aux contextes nationaux.

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprennent la totalité du texte des Eurocodes



(toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte est précédé d'une page nationale de titres et par un Avant-Propos national, et suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale contient en particulier des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au Niveau National (NDP), il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige, carte de gel ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- des décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

2.1.3 - Eurocode 0

L'Eurocode 0 (norme NF EN 1990 – « Bases de calcul des structures ») décrit les principes et les exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures et définit les bases pour le dimensionnement des structures.

Le dimensionnement d'une structure est associé à la notion de **durée d'utilisation de projet** (durée pendant laquelle la structure ou une de ses parties est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la **maintenance** escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures) et de **fiabilité** (capacité d'une structure ou d'un élément structural à satisfaire aux exigences spécifiées, pour lesquelles il ou elle a été conçu(e).

La fiabilité de la structure suppose un dimensionnement conforme aux normes « Eurocode » et la mise en œuvre de mesures appropriées en matière d'exécution et de gestion de la qualité. Elle s'exprime en terme de probabilité.

La maintenance couvre l'ensemble des opérations effectuées pendant la durée d'utilisation de la structure, afin de lui permettre de satisfaire aux exigences de fiabilité.

Nota

La notion de durée d'utilisation de projet n'a pas de portée juridique liée à des textes législatifs et réglementaires traitant de responsabilité ou de garantie.

L'Eurocode 0 pose les exigences de base suivantes.

Article 2.1.1 (P)

« Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant la durée d'utilisation de projet escomptée, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique :

- elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation ;
- elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue».

Article 2.1.2 (P)

« Une structure doit être conçue et dimensionnée pour avoir une résistance structurale, une aptitude au service et une durabilité de niveaux appropriés ».

Les Eurocodes accentuent la prise en compte de la durabilité des ouvrages en s'appuyant sur la notion de durée d'utilisation de projet.

Tableau 5 : la durée indicative d'utilisation de projet selon norme NF EN 1990 – tableau 2.1 (NF)

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (en années)	Exemples
1	10	Structures provisoires
2	25	Éléments structuraux remplaçables
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	Bâtiments et autres structures courantes
5	100	Bâtiments monumentaux Ponts et autres ouvrages de génie civil

L'article 2.4 de l'Eurocode 0 définit la notion de durabilité de la structure.

Article 2.4.1 (P)

« La structure doit être projetée de sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté ».

Les exigences de durabilité doivent être prises en compte en particulier dans :

- les conditions d'environnement, traduites par les classes d'exposition ;
- la conception de la structure et le choix du système structural ;
- le choix et la qualité des matériaux ;
- les dispositions constructives ;
- l'exécution et la maîtrise de la qualité de la mise en œuvre ;
- les mesures de protection spécifiques ;
- les inspections et les contrôles ;
- les dispositions particulières (utilisation d'armatures inox...) ;
- les niveaux de la maintenance...

Pour atteindre la durée d'utilisation de projet requise pour la structure, des dispositions appropriées doivent être prises afin de protéger chaque élément structural des actions environnementales et maîtriser leurs effets sur la durabilité.

La durée d'utilisation du projet doit être spécifiée par le maître d'ouvrage.

■ **Propriétés des matériaux**

Les propriétés des matériaux ou des produits sont représentées par des valeurs caractéristiques (valeur de la propriété ayant une probabilité donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais illimitée).

Les valeurs caractéristiques correspondent aux fractiles 5 % (valeur inférieure) et 95 % (valeur supérieure) pour les paramètres de résistance et à la valeur moyenne pour les paramètres de rigidité. Par exemple pour le béton, on distingue deux grandeurs pour la résistance en traction :

$$f_{ctk0,05} \text{ et } f_{ctk0,95}$$

■ **Classification des actions (section 4)**

Les actions sont :

- un ensemble de forces ou de charges appliquées à la structure (action directe) ;
- un ensemble de déformations ou d'accélération imposées, résultant par exemple de variations de température, de tassements différentiels ou de tremblement de terre (action indirecte).

Elles se traduisent sur les éléments structuraux par des efforts internes, moments, contraintes, ou sur l'ensemble de la structure par des flèches ou des rotations.

Les actions sont classées en fonction de leur variation dans le temps, en quatre catégories :

- les **actions permanentes (G)**, par exemple le poids propre des structures, des éléments non structuraux (revêtements de sols, plafonds suspendus...), équipements fixes (ascenseur, équipements électriques...) et revêtements de chaussée, et les actions indirectes (provoquées par un retrait et des tassements différentiels) et les actions de la précontrainte ;



- les **actions variables (Q)**, par exemple les charges d'exploitation sur planchers, poutres et toits des bâtiments, les actions du vent, les charges de la neige, les charges de trafic routier ;
- les **actions accidentelles (A_d)**, par exemple les explosions ou les chocs de véhicules ;
- les **actions sismiques (A_{ed})**.

Les actions sont également classées :

- selon leur origine, comme directes ou indirectes ;
- selon leur variation spatiale, comme fixes ou libres ;
- ou, selon leur nature, comme statiques ou dynamiques.

On distingue ainsi :

- les actions statiques (neige, charges de mobilier) ;
- les actions dynamiques (trafic, vent, séisme, choc).

L'Eurocode 0 fixe les coefficients de sécurité partiels applicables aux actions (γ_g pour les actions permanentes, γ_Q pour les actions variables) et définit les combinaisons d'actions. Une structure est soumise à un grand nombre d'actions qui doivent être combinées entre elles.

La probabilité d'occurrence simultanée d'actions indépendantes peut être très variable selon leur nature. Il est donc nécessaire de définir les combinaisons d'actions dans lesquelles, à la valeur caractéristique d'une action dite de base, s'ajoutent des valeurs caractéristiques minorées d'autres actions.

Les combinaisons d'actions sont définies pour des situations de projets, que la structure va rencontrer tant en phase d'exécution que d'exploitation ou de maintenance : situations de projets durables (correspondant à des conditions normales d'utilisation), transitoires (correspondant à des situations temporaires telles que l'exécution), accidentelles (incendie, chocs) ou sismiques (tremblement de terre).

Les combinaisons d'actions considérées doivent tenir compte des cas de charges pertinents, permettant l'établissement des conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure ou une partie de celle-ci.

■ **Principes du calcul aux états limites (section 3)**

La méthode de calcul « aux états limites » se fonde sur une approche semi-probabiliste de la sécurité. Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable ne pas atteindre un « état limite », qui la rendrait impropre à sa destination. Cette définition conduit à considérer les familles d'états limites, telles que les États Limites de Service, les États Limites Ultimes.

Un ouvrage doit présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments ;
- d'un comportement en service pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers.

La vérification des structures se fait par le calcul aux états limites. On distingue deux états limites :

- ELS : États Limites de Service ;
- ELU : États Limites Ultimes.

La méthode de calcul « aux états limites » applique des coefficients de sécurité partiels d'une part aux résistances et d'autre part aux actions (et donc aux sollicitations).

Nota

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelles définies lors de son projet. La justification d'une structure consiste à s'assurer que de tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau dépend de nombreux facteurs.

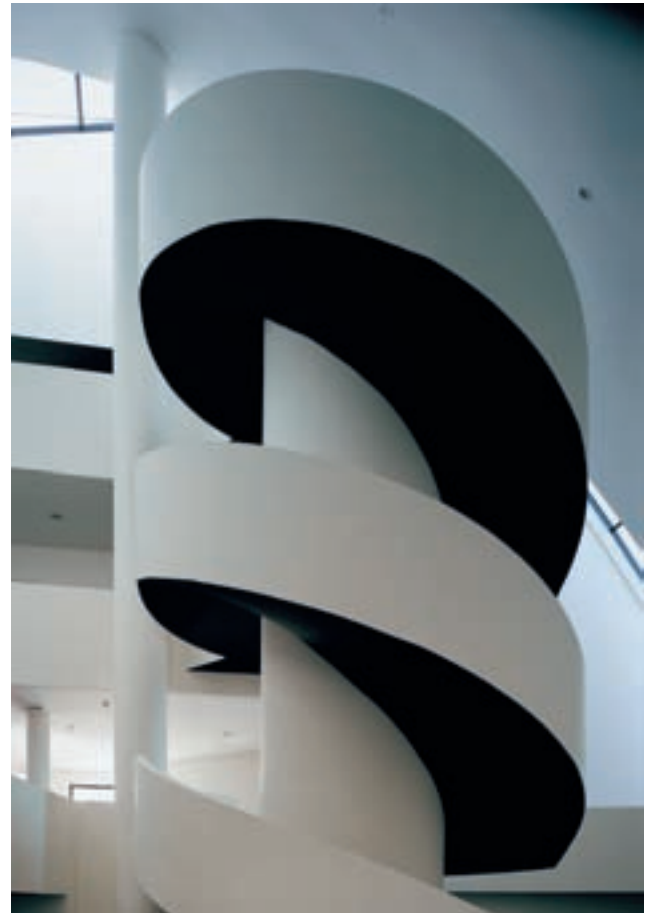
Les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charges appropriés.

La notion d'État Limite se traduit essentiellement au niveau des critères de calcul par des coefficients partiels de sécurité afin de traiter les différentes incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage.

États Limites de Service (ELS)

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.



On distingue les ELS réversibles qui correspondent à des combinaisons d'actions fréquentes ou quasi permanentes et les ELS irréversibles associés à des combinaisons d'actions caractéristiques.

États Limites Ultimes (ELU)

Les États Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement ou une rupture de la structure.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- perte d'équilibre statique ;
- rupture ou déformation plastique excessive ;
- instabilité de forme (flambement).

La norme NF EN 1990 définit quatre catégories d'États Limites Ultimes :

- EQU : perte d'équilibre statique de la structure ou d'une partie de la structure

- STR : défaillance ou déformation excessive d'éléments structuraux
- GEO : défaillance due au sol
- FAT : défaillance de la structure ou d'éléments de la structure due à la fatigue

■ Analyse structurale (section 5)

L'analyse structurale permet de déterminer la distribution, soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure. Elle permet d'identifier les sollicitations aux divers états limites dans les éléments ou les sections de la structure.

La géométrie est habituellement modélisée en considérant que la structure est constituée d'éléments linéaires, d'éléments plans et, occasionnellement, de coques. Le calcul doit prendre en considération la géométrie, les propriétés de la structure et son comportement à chaque stade de sa construction.

Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc.

Les modèles de comportement couramment utilisés pour l'analyse sont :

- comportement élastique linéaire ; l'analyse linéaire basée sur la théorie de l'élasticité est utilisable pour les états limites ultimes et les états limites de service en supposant des sections non fissurées, un diagramme contrainte-déformation linéaire et des valeurs moyennes des modules d'élasticité ;
- comportement élastique linéaire avec distribution limitée ;
- comportement plastique, incluant notamment la modélisation par bielles et tirants ;
- comportement non linéaire.

Nota

Une analyse locale complémentaire peut être nécessaire lorsque l'hypothèse de distribution linéaire des déformations ne s'applique plus, par exemple : à proximité des appuis, au droit des charges concentrées, aux nœuds entre poteaux et poutres, dans les zones d'ancrage.

■ Vérification par la méthode des coefficients partiels (section 6)

La vérification consiste à s'assurer qu'aucun état limite n'est dépassé.

Valeurs de calcul des actions

La valeur de calcul s'écrit :

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad F_{rep} \text{ valeur représentative appropriée de l'action ;}$$

$$\text{Avec } F_{rep} = \psi F_k$$

F_k est la valeur caractéristique de l'action ;

γ_f coefficient partiel pour l'action ;

ψ est soit 1,00 soit ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 .

Valeurs de calcul des propriétés des matériaux

La valeur de calcul d'une propriété d'un matériau est égale à :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

X_k valeur caractéristique de la propriété du matériau

η valeur moyenne du coefficient de conversion

γ_m coefficient partiel pour la propriété du matériau tient compte :

- des effets de volume et d'échelle ;
- des effets de l'humidité et de la température ;
- et d'autres paramètres s'il y a lieu.

■ Combinaisons d'actions

L'annexe A1 : « Application pour les bâtiments » fournit les règles pour établir les combinaisons d'actions pour les bâtiments.

Pour les ELU expressions 6.10 à 6.12 b :

- combinaisons **fondamentales** : 6.10 – 6.10 a/b pour situations de projet durables ou transitoires
- combinaisons **accidentelles** : 6.11 pour situations de projet accidentelles
- combinaisons **sismiques** : 6.12 pour situations de projet sismiques

Pour les ELS expressions 6.14 à 6.16 b

Exemples de combinaisons :

$$1.10G_{k,sup} + 0,90G_{k,inf} + 1,50Q_{k1} + 1,5 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$1.35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k1} + 1,5 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$1.15G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k1} + 1,5 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Avec

$G_{k,sup}$: actions permanentes défavorables

$G_{k,inf}$: actions permanentes favorables

$Q_{k,1}$: action variable dominante

$Q_{k,i}$: action variable d'accompagnement

2.1.4 - Eurocode 1

L'Eurocode 1 (norme NF EN 1991) traite des actions pour le calcul des structures. Il est composé de dix normes :

- NF EN 1991-1-1 : actions générales – poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- NF EN 1991-1-2 : actions générales – actions sur les structures exposées au feu
- NF EN 1991-1-3 : actions générales – charges de neige
- NF EN 1991-1-4 : actions générales – charges du vent
- NF EN 1991-1-5 : actions générales – actions thermiques
- NF EN 1991-1-6 : actions générales – actions en cours d'exécution

- NF EN 1991-1-7 : actions générales – actions accidentelles
- NF EN 1991-2 : actions sur les ponts dues au trafic
- NF EN 1991-3 : actions induites par les grues et les ponts roulants
- NF EN 1991-4 : silos et réservoirs

Ces normes définissent les actions pour la conception structurale des bâtiments et des ouvrages de génie civil, en particulier :

- les poids volumiques des matériaux de construction et des matériaux stockés ;
- le poids propre des éléments de construction ;
- les charges d'exploitation (uniformément répartie ou ponctuelle) à prendre en compte pour les bâtiments et les ponts.

Les Annexes Nationales précisent les actions à appliquer sur le territoire français telles que par exemple les charges de neige et des charges spécifiques d'exploitation.

Tableau 6 : les Eurocodes pour la conception d'un bâtiment en béton

Eurocode	Partie d'Eurocode	Titre et/ou objet
NF EN 1990 : Bases de calcul des structures	Texte principal	Exigences fondamentales. Principes du calcul aux états limites par la méthode des coefficients partiels.
	Annexe A1	Application aux bâtiments (combinaisons d'actions).
NF EN 1991 : Eurocodes 1 - Actions sur les structures	Partie 1-1	Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
	Partie 1-2	Actions sur les structures exposées au feu.
	Partie 1-3	Charges de neige.
	Partie 1-4	Actions dues au vent.
	Partie 1-5	Actions thermiques.
	Partie 1-6	Actions en cours d'exécution.
	Partie 1-7	Actions accidentelles (actions dues aux chocs de véhicules routiers, de chariots élévateurs).
NF EN 1992 : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton	Partie 1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments (y compris actions dues à la précontrainte).
	Partie 1-2	Calcul du comportement au feu.
NF EN 1997 : Eurocode 7 - Calcul géotechnique	Partie 1	Calcul des fondations.
NF EN 1998 : Eurocodes 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes	Partie 1	Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
	Partie 5	Fondations, structures de soutènement et aspect géotechniques.

Charges d'exploitation des bâtiments: (section 6)

La section 6 donne des valeurs caractéristiques des charges d'exploitation pour les planchers et les couvertures; ces valeurs sont définies en fonction de la catégorie d'usage des bâtiments.

A – Lieux de vie domestique: habitation et résidentiel.

B – Lieux de travail de bureau: bureaux.

C – Lieux de réunions: salles de réunion, de spectacles, de sport, etc.

D – Aires de commerces: boutiques et grandes surfaces de ventes.

E – Aires de stockage: entrepôts et archives et locaux industriels.

F – Surfaces de stationnement et de circulation automobiles dans les bâtiments: garages et aires de circulation.

G – Surfaces de stationnement et de circulation de camions moyens dans les bâtiments: garages et aires de circulation.

H – Surfaces de toitures inaccessibles.

I – Surfaces de toitures accessibles.

K – Hélistations.

Nota

L'Eurocode 1 partie 2 définit des modèles de charges pour:

- les charges d'exploitation sur les ponts routiers;
- les actions dues aux piétons;
- les charges sur les ponts ferroviaires dues au trafic.

Tableau 7: les Eurocodes pour la conception d'un pont en béton

Eurocode	Partie d'Eurocode	Titre et/ou objet
NF EN 1990: Bases de calcul des structures	Texte principal	Exigences fondamentales. Principes de la méthode des coefficients partiels.
	Annexe A2	Application aux ponts (combinaisons d'actions).
	Annexe E	Exigences et règles de calcul pour les appareils d'appui structuraux, les joints de dilatation, les dispositifs de retenue et les câbles.
NF EN 1991: Eurocodes 1 - Actions sur les structures	Partie 1-1	Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (pour les ponts, partie traitant des actions dues au poids propre).
	Partie 1-3	Charges de neige (pour certains types de ponts routiers et de passerelles, en cours d'exécution ou en service).
	Partie 1-4	Actions dues au vent (détermination des forces quasi statistiques dues au vent sur les piles et les tabliers de ponts de géométrie « classique »).
	Partie 1-5	Actions thermiques.
	Partie 1-6	Actions en cours d'exécution.
	Partie 1-7	Actions accidentelles (actions dues aux chocs de véhicules routiers, de bateaux, de trains, sur les piles et les tabliers de ponts).
	Partie 2	Charges sur les ponts dues au trafic (ponts routiers, passerelles, ponts ferroviaires).
NF EN 1992: Eurocode 2 - Calcul des structures en béton	Partie 1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments (y compris actions dues à la précontrainte).
	Partie 2	Ponts en béton (règles de calcul et dispositions constructives).
NF EN 1997: Eurocode 7 - Calcul géotechnique	Partie 1	Calcul des fondations.
NF EN 1998: Eurocodes 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes	Partie 1	Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
	Partie 2	Ponts.
	Partie 5	Fondations, structures de soutènement et aspect géotechniques.

2.2 L'Eurocode 2 (Eurocode béton)

Ce chapitre synthétise les informations fondamentales de l'Eurocode béton. Il n'a pas pour vocation d'être un cours de dimensionnement des structures en béton. Pour plus de précisions, il convient de consulter le site BA-CORTEX (voir page 84).

La norme de base pour **le calcul des structures en béton est l'Eurocode 2** (norme NF EN 1992 – calcul des structures en béton). L'Eurocode 2 comprend quatre normes permettant de concevoir et dimensionner les structures et les éléments structuraux des constructions en béton (bâtiments, ouvrages d'art, silos et réservoirs...) et ou de vérifier les propriétés mécaniques des éléments structuraux préfabriqués en béton.

- NF EN 1992-1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments
- NF EN 1992-1-2 : règles générales – calcul du comportement au feu
- NF EN 1992-2 : ponts – calcul et dispositions constructives
- NF EN 1992-3 : silos et réservoirs

Ces normes permettent le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint. Elles traitent, en conformité avec l'Eurocode 0, des principes et des exigences pour la résistance mécanique, la sécurité, l'aptitude au service, la durabilité et la résistance au feu des structures en béton.

Nota

Les autres exigences, telles que celles relatives aux isolations thermiques et acoustiques, par exemple, ne sont pas traitées.

Elles remplacent en concentrant en un texte unique les règles de calcul du béton armé (BAEL) et du béton précontraint (BPEL). Elles ne révolutionnent pas les calculs du béton armé ou précontraint, car on y retrouve tous les principes fondamentaux du BAEL et du BPEL.

Sommaire de la norme NF EN 1992-1-1

Avant-propos national
Avant-propos européen
Section 1 Généralités
Section 2 Bases de calcul
Section 3 Matériaux
Section 4 Durabilité et enrobage des armatures
Section 5 Analyse structurale
Section 6 États limites ultimes (ELU)
Section 7 États limites de services (ELS)
Section 8 Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte – Généralités
Section 9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
Section 10 Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton
Section 11 Structures en béton de granulats légers
Section 12 Structures en béton non armé ou faiblement armé
Annexes A à J

2.2.1 - Eurocode 2 partie 1-1

■ Section 1 : généralités

La norme NF EN 1992-1-1 définit les principes généraux du calcul des structures et les règles spécifiques pour les bâtiments. Les principes relatifs à la durabilité font l'objet de la Section 4 (durabilité et enrobage des armatures). Ces principes conformes à ceux de la section 2 de la norme NF EN 1990 introduisent pour la conception vis-à-vis de la durabilité, la prise en compte des actions environnementales et de la durée d'utilisation de projet.

Article 4.1 (1) (P): « une structure durable doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité ni maintenance imprévue excessive ».

PRINCIPAUX SYMBOLES ET NOTATIONS DE L'EUROCODE BÉTON

A	Aire de la section droite	f_t	Résistance en traction de l'acier de béton armé
A_c	Aire de la section droite du béton	f_{tk}	Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
A_p	Aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte	f_y	Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
A_s	Aire de la section des armatures de béton armé	f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
$A_{s,min}$	Aire de la section minimale d'armatures	f_{yk}	Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
A_{sw}	Aire de la section des armatures d'effort tranchant	f_{ywd}	Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
E_{cr} $E_{c(28)}$	Module d'élasticité tangent à l'origine	γ_A	Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A
E_{cd}	Valeur de calcul du module d'élasticité du béton	γ_C	Coefficient partiel relatif au béton
E_p	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte	γ_F	Coefficient partiel relatif aux actions F
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé	$\gamma_{C,fat}$	Coefficient partiel relatif aux actions de fatigue
F	Action	γ_G	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
F_d	Valeur de calcul d'une action	γ_M	Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau
F_k	Valeur caractéristique d'une action	γ_P	Coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P
G_k	Valeur caractéristique d'une action permanente	γ_Q	Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
I	Moment d'inertie de la section de béton	γ_S	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
L	Longueur	ϵ_c	Déformation relative en compression du béton
M	Moment fléchissant	ϵ_{cu}	Déformation relative ultime du béton en compression
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment fléchissant agissant	ϵ_u	Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
N	Effort normal	ϵ_{uk}	Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)	ν	Coefficient de Poisson
P	Force de précontrainte	ρ_w	Pourcentage d'armatures longitudinales
P_o	Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension	P_w	Pourcentage d'armatures d'effort tranchant
Q_k	Valeur caractéristique d'une action variable	σ_c	Contrainte de compression dans le béton
Q_{fat}	Valeur caractéristique de la charge de fatigue	σ_{cp}	Contrainte de compression dans le béton due à un effort normal ou à la précontrainte
R	Résistance	τ	Contrainte tangente de torsion
V	Effort tranchant	\emptyset	Diamètre d'une barre d'armature ou d'une gaine de précontrainte
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant	$\varphi(t, t_0)$	Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t_0 , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
f_c	Résistance en compression du béton	$\varphi(\infty, t_0)$	Valeur finale du coefficient de fluage
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	ψ	Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours	ψ_0	pour les valeurs de combinaison
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre	ψ_1	pour les valeurs fréquentes
f_{ctk}	Résistance caractéristique en traction directe du béton	ψ_2	pour les valeurs quasi-permanentes
f_p	Résistance en traction de l'acier de précontrainte		
f_{pk}	Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte		
$f_{0,2k}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % de l'acier de béton armé		

Nota

L'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 reprend les mêmes sections et paragraphes, soit pour définir les paramètres et méthodes laissés au choix national dans la partie européenne, soit pour apporter des commentaires non contradictoires.

L'article 7.3 (Maîtrise de la fissuration) précise que la fissuration doit être limitée pour ne pas porter atteinte à la durabilité de la structure. Des limites d'ouverture des fissures en fonction du type de béton (béton armé, béton précontraint) et de la classe d'exposition sont imposées.

La section 8 prescrit les dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de béton précontraint qui doivent être respectées pour satisfaire aux exigences de durabilité.

L'Annexe E prescrit des classes de résistance minimales en fonction de la classe d'exposition pour assurer la durabilité de l'ouvrage. Cette classe de résistance à la compression du béton peut être supérieure à celle exigée pour le dimensionnement de la structure.

■ **Section 2 : bases de calcul**

Cette section précise que les exigences de base de la norme NF EN 1990 doivent être respectées et que les actions doivent être définies conformément à la série des normes NF EN 1991. Elle explique en particulier comment prendre en compte les effets du retrait, du fluage de la précontrainte et des tassements différentiels. Elle donne les coefficients partiels relatifs aux matériaux à prendre en compte pour le calcul aux états limites ultimes.

Tableau 8 : coefficients partiels relatifs aux matériaux

Situations de projet	γ_c (béton)	γ_s (acier de béton armé)	γ_s (acier de précontrainte)
Durable	1,50	1,15	1,15
Transitoire	1,50	1,15	1,15
Accidentelle	1,20	1,00	1,00

■ **Section 3 : matériaux**

La section 3 regroupe les données relatives aux matériaux. Les propriétés des matériaux sont représentées par des valeurs caractéristiques.

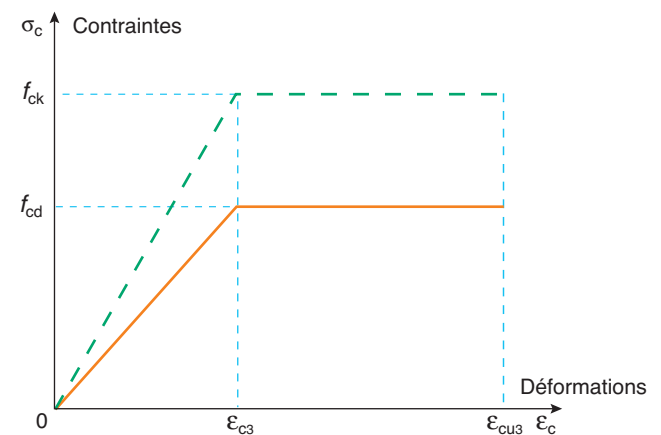
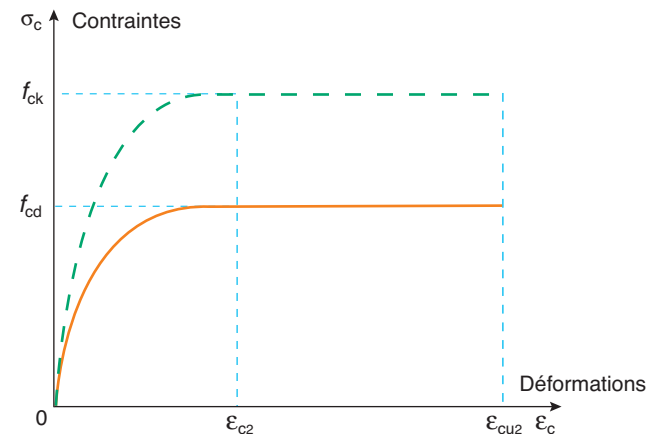
Nota

L'Eurocode NF EN 1990 préconise de définir la valeur caractéristique d'une propriété de matériau par le fractile 5 % lorsqu'une valeur « basse » est défavorable (cas général), et par le fractile 95 % lorsqu'une valeur « haute » est défavorable.

Béton

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression sur cylindre à 28 jours notée (fractile 5 %). f_{ck} est compris entre 12 et 90 MPa. Pour le calcul des sections, deux types de diagramme contraintes-déformations sont proposés :

- courbe parabole rectangle ;
- courbe bilinéaire.





Les résistances de calcul du béton sont :

- en compression $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
- en traction $f_{cd} = \alpha_{ct} f_{ctk0,05} / \gamma_c$

Avec

- f_{ck} résistance caractéristiques sur cylindre à 28 jours
- $f_{ctk0,05}$ fractile 5 % de la résistance en traction défini à partir de la résistance moyenne en traction f_{ctm}
- γ_c coefficient partiel relatif au béton
- α_{cc} et α_{ct} coefficients = 1

Aciers passifs

Les armatures sont conformes à la norme EN 10080. Leurs propriétés sont définies dans l'annexe normative C. La gamme de limite d'élasticité est comprise entre 400 et 600 MPa.

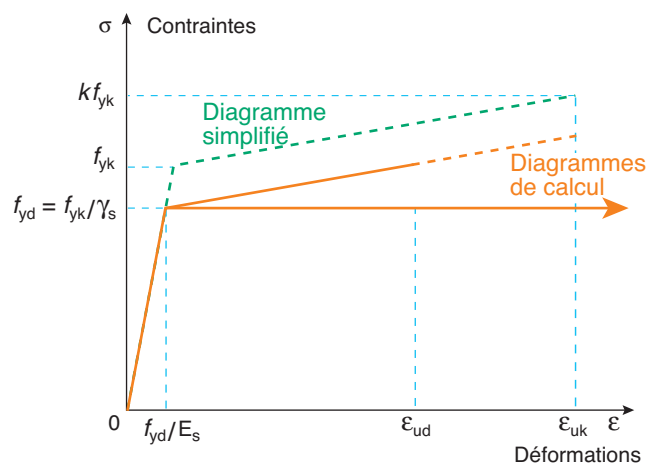


Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers en béton armé (tendus ou comprimés)

Les armatures autorisées sont toutes à haute adhérence et spécifiées selon trois classes de ductilité.

Le diagramme contraintes-déformations de calcul comporte une branche horizontale sans limite ou une branche inclinée.

Aciers de précontrainte

La norme EN 10138 donne les caractéristiques des armatures de précontrainte. Les courbes contraintes-déformations offrent deux possibilités: une branche horizontale sans limite et une branche inclinée.

Les dispositifs de précontrainte doivent être conformes à l'Agrément Technique Européen du procédé.

■ Section 4 : durabilité et enrobage des armatures

L'article 4.2 reprend les classes d'exposition définies dans la norme NF EN 206-1. Cette classification est fonction des actions environnementales auxquelles sont soumis l'ouvrage ou les parties d'ouvrages.

Les exigences relatives à la durabilité (article 4.3) sont basées sur la mise en œuvre de dispositions appropriées afin de protéger chaque partie d'ouvrage des actions environnementales. Ces dispositions sont à prendre tout au long du cycle de conception jusqu'à la réalisation de l'ouvrage, en passant par le choix des matériaux, des dispositions constructives, des procédures de maîtrise de la qualité et de contrôles d'inspection.

La norme décrit (Article 4.4) les règles de détermination de l'enrobage nominal des armatures qui représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadres, étriers, épingles, armatures de peau, etc.). **L'enrobage des armatures et les caractéristiques du béton d'enrobage sont des paramètres fondamentaux pour la maîtrise de la pérennité des ouvrages.**

Les recommandations de l'Eurocode 2 en matière d'enrobage des bétons de structures sont novatrices. Elles visent, en conformité avec la norme NF EN 206-1 et les normes des produits préfabriqués, à optimiser de manière pertinente la durabilité des ouvrages. En effet, la détermination de la valeur de l'enrobage, qui doit satisfaire en particulier aux exigences de bonnes transmissions des forces d'adhérences et aux conditions d'environnement doit prendre compte :

- la classe d'exposition dans laquelle se trouve l'ouvrage (ou la partie d'ouvrage) ;
- la durée d'utilisation de projet ;
- la classe de résistance du béton ;
- le type de systèmes de contrôles qualité mise en œuvre pour assurer la régularité des performances du béton et la maîtrise du positionnement des armatures ;
- le type d'armatures (précontraintes ou non) et leur nature (acier au carbone, inox) et leur éventuelle protection contre la corrosion ;
- la maîtrise du positionnement des armatures.

La valeur de l'enrobage peut ainsi être réduite en particulier :

- si l'on choisit un béton présentant une classe de résistance à la compression supérieure à la classe de référence (définie pour chaque classe d'exposition) ;
- s'il existe un système de contrôle de la qualité ;
- si l'on utilise des armatures inox.

L'Eurocode définit des « classes structurales », dans le tableau 4.3 NA qui permettent de déterminer en fonction de la classe d'exposition, l'enrobage minimum C_{\min} satisfaisant aux conditions de durabilité. Deux tableaux donnent la valeur de C_{\min} , en fonction de la classe structurale, l'un pour les armatures passives et l'autre pour les câbles ou armatures de précontraintes.

L'enrobage qui figure sur les plans est l'enrobage nominal C_{nom} :

$$C_{\text{nom}} = C_{\min} + \Delta C_{\text{dev}}$$

ΔC_{dev} est la tolérance de pose des aciers. Elle est prise normalement égale à 10 mm.

L'Eurocode 2 permet aussi de dimensionner l'ouvrage pour une durée d'utilisation supérieure en augmentant la valeur de l'enrobage (+ 10 mm pour passer de 50 à 100 ans).

Le LCPC a édité un guide technique intitulé : « Structures en béton conçues avec l'Eurocode 2 – Note technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France ». Les règles de calcul des enrobages de l'Eurocode 2 y sont explicitées. Les spécificités nationales telles que la prise en compte des classes d'exposition liées aux environnements chimiquement agressifs sont présentées.

Nota

Le tableau 4.1 définit les classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement en conformité avec la norme béton NF EN 206-1.

■ Section 5 : analyse structurale

Ce chapitre présente les principes de modélisation de la structure qui est constituée d'éléments < ou plans (dalles, poteaux, voiles).

- Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois la hauteur totale de la section. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme une poutre-cloison.
- Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à cinq fois son épaisseur totale.
- Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à trois fois le grand côté. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme un voile.

Les effets du second ordre doivent être pris en compte. Des imperfections géométriques sont pour ce faire définies.

Article 5.1.1

L'analyse structurale a pour objet de déterminer la distribution, soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure. Si nécessaire, une analyse locale complémentaire doit être effectuée.

La détermination des sollicitations et des déformations peut être basée sur un modèle de comportement :

- linéaire élastique (sollicitations proportionnelles aux actions) ;
- linéaire avec redistribution limitée des moments (pour les vérifications à l'ELU) ;
- plastique ;
- non linéaire ;
- faisant appel à une décomposition en bielles et en tirants.

Nota

L'analyse linéaire peut être utilisée pour la détermination des sollicitations, avec les hypothèses suivantes :

- sections non fissurées ;
- relations contrainte-déformation linéaires ;
- valeurs moyennes du module d'élasticité.

La méthode des bielles et tirants définit les bielles, les tirants, les divers types de nœuds pouvant les relier et permet de calculer les efforts et le ferrailage correspondant.

L'instabilité des éléments principalement comprimés est abordée via des méthodes de vérifications spécifiques.

■ Section 6 : États Limites Ultimes

Les États Limites Ultimes (ELU) font l'objet de la section 6.

Flexion simple et composée

Les hypothèses pour la détermination du moment résistant ultime de sections droites de béton armé sont les suivantes :

- les sections planes restent planes ;
- les armatures adhérentes qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent ;
- la résistance en traction du béton est négligée ;
- les contraintes dans le béton comprimé se déduisent du diagramme contrainte-déformation de calcul ;
- les contraintes dans les armatures de béton armé se déduisent des diagrammes de calcul.



La figure 6.1 de la norme NF EN 1992-1-1 présente le diagramme des déformations relatives admissibles à l'ELU.

La déformation en compression du béton doit être limitée à 3,5 ‰ pour les bétons de résistance inférieure ou égale à 50 MPa.

La déformation en compression pure du béton doit être limitée à 2,0 ‰ dans le cas d'utilisation du diagramme parabole rectangle.

La déformation des armatures de béton armé est limitée à ε_{ud} , si cette limite existe.

Effort tranchant

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on désigne par :

$V_{Rd,c}$ effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant ;

$V_{Rd,s}$ effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité ;

$V_{Rd,max}$ valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, sans écrasement des bielles de compression ;

V_{Ed} effort tranchant de calcul résultant des charges appliquées ;

V_{Rd} effort tranchant résistant avec des armatures d'effort tranchant.

Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. Un ferrailage transversal minimal est généralement nécessaire.



Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant de sorte que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Le calcul des armatures d'effort tranchant est déterminé en utilisant un modèle de type treillis constitué :

- d'une membrure comprimée correspondant au béton soumis à un effort de compression F_{cd} .
- d'une membrure tendue correspondant aux armatures longitudinales soumises à un effort de traction F_{td} .
- des bielles de béton comprimées, d'inclinaison d'angle θ par rapport à la fibre moyenne (inclinaison choisie arbitrairement entre 22° et 45°).
- d'armatures d'effort tranchant, d'inclinaison d'angle α par rapport à la fibre moyenne.

La section d'armatures d'effort tranchant A_{sw} , placée perpendiculairement à la fibre neutre, est donnée par la formule :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

Avec

- s espacement des armatures d'effort tranchant ;
- z bras de levier des forces internes ($z = 0,9 d - d$: hauteur utile de la section) ;
- θ tel que $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;
- f_{ywd} limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant.

Poinçonnement

Le poinçonnement est provoqué par l'application d'une charge concentrée ou d'une réaction d'appui sur une surface relativement faible, telle qu'une dalle appuyée ou encastrée sur un poteau ou une fondation.

La détermination de la résistance au poinçonnement de la dalle permet de vérifier la nécessité d'armatures de poinçonnement.

■ Section 7 : États Limites de Service

La section 7 est consacrée aux États Limites de Service (ELS). Les ELS sont associés à des états de la structure, ou de certaines de ses parties, lui causant des dommages limités mais rendant son usage impossible dans le cadre des exigences définies lors de son projet (exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect). Ils sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments : sans qu'il puisse en résulter, du moins à court terme, la ruine de la construction.

Les États Limites de Service courants concernent :

- la limitation des contraintes ;
- la maîtrise de la fissuration ;
- la limitation des flèches.

Trois types de combinaisons d'actions sont à prendre en compte :

- combinaisons caractéristiques ;
- combinaisons fréquentes ;
- combinaisons quasi-permanentes.

Pour les ELS, les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

Le calcul des contraintes est fait :

- soit en section homogène, si la contrainte maximale du béton en traction calculée sous combinaison caractéristique est inférieure à f_{ctm} ;
- soit en section fissurée, en négligeant toute contribution du béton tendu.

Limitation des contraintes :

- la contrainte de compression dans le béton est limitée afin d'éviter les fissures longitudinales ou les micro-fissures ;
- les contraintes de traction dans les armatures sont limitées afin d'éviter des fissurations ou des déformations inacceptables.

Maîtrise de la fissuration :

- un enrobage convenable n'est pas la seule condition pour assurer la protection des armatures contre la corrosion, il faut aussi limiter la fissuration du béton.
- la fissuration est limitée afin de ne pas porter préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable.

Pour limiter la fissuration, il convient de prévoir des armatures de section suffisante afin que leur contrainte ne dépasse pas les valeurs convenables en fonction des conditions d'exposition et de la destination de l'ouvrage.

L'Eurocode 2 Partie 1-1 formule en 7.3.3 et 7.3.4 les prescriptions visant à maîtriser la fissuration.

Elles consistent à respecter, au choix, un diamètre maximal ou un espacement maximal des barres.

La vérification a pour objet de s'assurer que l'ouverture maximale calculée des fissures n'excède pas une valeur limite, fonction en particulier de la classe d'exposition. La limitation de l'ouverture des fissures est obtenue en prévoyant un pourcentage minimal d'armatures passives et en limitant les distances entre les barres et les diamètres de celles-ci. Les valeurs recommandées d'ouverture des fissures en fonction de la classe d'exposition sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Une quantité minimale d'armature ($A_{s,min}$) est nécessaire pour maîtriser la fissuration dans les zones soumises à des contraintes de traction. $A_{s,min}$ est fonction de l'aire de la section droite de béton tendu et de la contrainte maximale admise dans l'armature.

Le diamètre maximal des armatures et leur espacement maximal sont déterminés en fonction de la valeur de l'ouverture de la fissure et de la contrainte de traction dans les armatures. Par exemple pour une ouverture de fissure de 0,3 mm, pour une contrainte de traction dans les armatures de 360 MPa, le diamètre minimal et les espacements maximaux seront respectivement 8 mm et 50 mm.

Limitation des flèches

Des valeurs limites appropriées des flèches sont fixées, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, de ses aménagements et de sa destination. La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à son fonctionnement ou son aspect. Il convient de limiter les déformations aux valeurs compatibles avec les déformations des autres éléments liés à la structure tels que par exemple les cloisons, les vitrages, les bardages.

Tableau 9 : valeurs recommandées d'ouverture des fissures en fonction de la classe d'exposition

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armature adhérente	Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison fréquente de charges
XO, XC1	0,4 mm	0,2 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm	0,2 mm
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,2 mm	Décompression

Extrait du tableau 7.1N de l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1.

■ **Section 8 : dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte**

Cette section donne les règles pratiques nécessaires à la réalisation des plans d'exécution. Elle traite des exigences relatives à la possibilité de bétonnage correct et définit les distances minimales des armatures permettant la transmission des forces d'adhérence.

Elle précise les règles pour la détermination des :

- espacements horizontaux et verticaux, des armatures ;
- diamètres des mandrins cintrage des barres ;
- ancrages des armatures longitudinales et des armatures d'effort tranchant ;
- recouvrements des barres, des treillis et des paquets de barres ;
- ancrages des armatures de précontrainte par pré-tension ;
- disposition des armatures et des gaines de pré-contrainte ;
- dispositifs de paquets de barres ;
- zones d'ancrage de précontrainte.

■ **Section 9 : dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières**

Cette section, précise quelques règles complémentaires relatives aux pourcentages minimaux d'armatures, aux espacements minimaux des barres. Elles sont classées par éléments structuraux : poteaux, poutres, dalles pleines, voiles, poutres-cloisons, planchers dalles et fondations.

Elle précise aussi les règles relatives au chaînage et les règles d'arrêt des armatures longitudinales tendues. « L'épure d'arrêt des barres » permet de prévoir le ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe des efforts de traction en prenant en compte les résistances des armatures dans leur longueur d'ancrage. Il convient de prévoir :

- des chaînages périphériques à chaque plancher ;
- des chaînages intérieurs à chaque plancher ;
- des chaînages horizontaux des poteaux ou des voiles à la structure ;
- et si nécessaire, des chaînages verticaux, en particulier dans des bâtiments construits en panneaux préfabriqués.

Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure.

■ **Section 10 : règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton**

La section 10 expose les effets des traitements thermiques sur les caractéristiques des bétons (résistance, fluage et retrait), sur la relaxation des aciers et sur les pertes par relaxation. Elle précise aussi des dispositions constructives spécifiques et des règles de conception concernant les assemblages et les joints.

■ **Section 11 : structures en béton de granulats légers**

Cette section regroupe toutes les spécificités relatives aux structures en béton de granulats légers.

■ **Section 12 : structures en béton armé ou faiblement armé**

Cette section fournit des règles complémentaires pour les structures en béton non armé ou lorsque le ferrailage mis en place est inférieur au minimum requis pour le béton armé.

2.2.2 - Eurocode 2 – partie 1-2

L'Eurocode 2 partie 1-2 « Règles générales, calcul du comportement au feu » précise les principes, les exigences et les règles de dimensionnement des bâtiments exposés au feu.

Cette norme traite des aspects spécifiques de la protection incendie passive des structures et des parties de structures. Elle traite du calcul des structures en béton en situation accidentelle d'exposition au feu. Elle est utilisée conjointement avec les normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1991-1-2.

Elle précise uniquement les différences, ou les éléments supplémentaires, par rapport au calcul aux températures normales.

Les structures en béton soumises à une exigence de résistance mécanique sous condition d'incendie, doivent être conçues et réalisées de telle sorte qu'elles puissent maintenir leur fonction porteuse pendant l'exposition au feu en évitant une ruine prématurée de la structure et en limitant l'extension du feu.

■ **CIM'FEU EC2, le logiciel de calcul au feu des structures en béton**

La norme NF EN 1992-1-2 donne trois méthodes de calcul pour satisfaire aux exigences requises :

- emploi des méthodes tabulées ;
- utilisation de calculs simplifiés (analyse par éléments) ;
- application de calculs avancés (calcul de la structure dans son ensemble).

Les exigences ou fonctions concernent :

- la fonction porteuse (R) ;
- la fonction étanchéité (E) ;
- la fonction Isolation (I).

Ainsi, un élément structural est classé selon ces exigences et pour une durée requise. Par exemple, un mur porteur classé REI pendant une durée déterminée (ex : REI 120) représente une cloison porteuse ou un mur coupe-feu qui assure cette fonction pendant deux heures (120 minutes).

Pour faciliter le travail des projeteurs et des contrôleurs techniques, Cimbéton a fait développer par le CSTB un logiciel de calcul au feu « CIM'FEU version DTU(93) NF P 92-701 ».

La version Eurocode 2 du logiciel « CIM'FEU EC2 » sera disponible courant 2009. Ce logiciel, qui intègre la méthode de calcul général par éléments (calcul du champ de température dans toute la section), permet de calculer les poutres rectangulaires et en I, les murs et cloisons, les poteaux ronds et carrés, les dalles des éléments en béton armé et précontraints.



2.2.3 - Eurocode 2 – partie 2

L'Eurocode 2 partie 2 (NF EN 1992-2) définit les principes, les règles de conception et les dispositions spécifiques pour les ponts en béton non armé, en béton armé et en béton précontraint constitué de granulats de masse volumique traditionnelle ou légers, en complément de ceux de la norme NF EN 1992-1-1.

Cette partie, dont le sommaire est identique à celui de la partie 1-1, regroupe les articles spécifiques aux Ponts, soit en les réécrivant, soit en ajoutant un nouvel article. Les articles inchangés ne sont pas repris.

Elle précise – section 4 article 4.2 – les exigences sur les conditions d'environnement, en particulier, relatives aux classes d'exposition pour les surfaces de béton protégées par une étanchéité ou exposées aux agressions des sels de déverglaçage. Ces exigences ont été complétées dans l'Annexe Nationale française :

- classe d'exposition pour surfaces protégées par une étanchéité : XC3 ;
- distances de l'effet des sels de déverglaçage par rapport à la chaussée (6 m dans le sens horizontal et dans le sens vertical) ;
- classes d'exposition pour surfaces soumises directement aux sels de déverglaçage : XD3 et XF2 ou XF4.

La section 8 concerne les dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte.

L'annexe B détaille plus précisément le calcul des déformations dues au fluage et au retrait.

2.2.4 - Eurocode 2 – partie 3

L'Eurocode 2, partie 3 « Silos et Réservoirs » présente les règles complémentaires à l'Eurocode 2 partie 1-1 pour le calcul des structures en béton non armé, en béton armé et en béton précontraint, destinées à contenir des liquides ou stocker des produits granulaires ou pulvérulents. Elle est utilisée conjointement avec la norme NF EN 1991, partie 4.

2.3 Le béton armé

2.3.1 - Pourquoi armer le béton ?

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à J. Lambot (1848) et à J. Monier (1849), qui déposa un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé. Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à E. Coignet, puis à F. Hennebique, qui a réalisé le premier immeuble entièrement en béton armé en 1900.

La quantité d'armatures et leur disposition, dictées par la répartition des contraintes, résultent de calculs qui font appel aux lois de comportement des matériaux. Les bétons sont en majorité employés en association avec des armatures en acier. Les armatures sont dans le cas du béton armé appelées « armatures passives » en opposition des « armatures actives » du béton précontraint.

2.3.2 - Principes du calcul du béton armé

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation.

Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent de ces actions. La probabilité d'occurrence simultanée d'actions indépendantes peut être très variable selon leur nature. Il est donc nécessaire de définir les combinaisons d'actions

Par exemple, une poutre horizontale en béton reposant sur deux appuis s'incurve vers le bas sous l'effet de son propre poids et des charges qu'on lui applique. Plus la charge appliquée à la poutre augmente, plus la poutre s'incurve vers le bas et plus la partie inférieure de la poutre s'allonge. La partie supérieure de la poutre se raccourcit, elle est donc soumise à une compression. La partie inférieure de la poutre s'allonge; elle est soumise à un effort de traction. Lorsqu'on augmente les charges sur la poutre, les déformations s'accroissent, de même que les tractions dans la partie inférieure et les compressions dans la partie supérieure.

Le principe du béton armé consiste à placer des armatures en acier dans la partie inférieure de la poutre, qui vont résister aux efforts de traction. Une poutre en béton armé peut ainsi supporter des charges beaucoup plus importantes qu'une poutre en béton non armé.



dans lesquelles, à la valeur caractéristique d'une action dite de base, s'ajoutent des valeurs caractéristiques minorées d'autres actions dites d'accompagnement.

Des coefficients de sécurité minorateurs sont aussi appliqués aux valeurs des résistances caractéristiques des matériaux utilisés.

Les valeurs de ces coefficients sont différentes selon les principes de calcul adoptés. Le calcul dit « aux contraintes admissibles » (utilisé avant la mise au point des règles BAEL) conduisait seulement à vérifier que les contraintes de service d'un élément de structure demeuraient à l'intérieur d'un domaine défini par les valeurs bornées des contraintes; celles-ci étaient égales aux contraintes de rupture des matériaux, minorées par un coefficient de sécurité. Cette méthode ne reflétait pas toujours la sécurité réelle offerte par les structures.

C'est pourquoi la méthode de calcul « aux états limites », qui se fonde sur une approche semi-probabiliste de la sécurité, lui a été substituée. Cette démarche permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable de ne pas atteindre un « état limite », qui la rendrait impropre à sa destination. Elle conduit à considérer deux familles d'états limites: les États Limites de Service (ELS) et les États Limites Ultimes (ELU).

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ

Les actions appliquées à l'ouvrage conduisent à des effets sur la structure :

efforts – déformations

qui se traduisent par des sollicitations (moment fléchissant, effort normal, effort tranchant, etc.).

Les matériaux composant la structure résistent à ces effets.

Principe général: les effets des actions doivent être inférieurs aux résistances des matériaux.

Nota

Compte tenu des incertitudes sur les actions appliquées et les résistances des matériaux, on introduit des marges de sécurité, sous forme de coefficients de sécurité ou de pondération.

Quatre étapes pour le dimensionnement

1. Modélisation de la structure et détermination des actions qui lui sont appliquées et des classes d'exposition (pour tenir compte des actions environnementales).

2. Détermination des sollicitations et choix des caractéristiques et des résistances des matériaux (en fonction des performances à atteindre en phase d'exécution: coulage, décoffrage, manutention, etc.) et en phase d'utilisation.

3. Détermination des sections d'armatures:

- armatures de flexion;
- armatures d'effort tranchant;
- armatures de torsion;
- armatures de peaux...

Pour chaque état limite, pour chaque section de la structure étudiée, il faut montrer, pour le cas de charge le plus défavorable, sous la combinaison d'action considérée, que la sollicitation agissante ne dépasse pas la résistance du matériau.

4. Dessin des armatures (plans) prenant en compte les diverses dispositions constructives et les contraintes d'exécution du chantier.

2.3.3 - Caractéristiques du béton

Les propriétés pour le dimensionnement du béton sont définies dans la section 3 (article 3.1) de la norme NF EN 1992-1-1 complétée par son Annexe Nationale.



■ Résistances du béton

La résistance à la compression du béton est désignée conformément à la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre $f_{ck,cyl}$ ou sur cube $f_{ck,cube}$ à 28 jours.

Les résistances caractéristiques f_{ck} (mesurée sur cylindre) et les caractéristiques mécaniques correspondantes, nécessaires pour le calcul, sont données dans le tableau ci-dessous (extrait du tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-1-1).

Tableau 10: caractéristiques de résistance des bétons

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	25	30	37	45	50	55	60	105
f_{ctm} (MPa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	6,6
E_{cm} (GPa)	30	31	33	34	35	36	37	44

Avec:

f_{ck} résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours

$f_{ck,cube}$ résistance à la compression caractéristique sur cube

f_{ctm} valeur moyenne de la résistance à la traction

$f_{ctk,0,05}$ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %)

$f_{ctk,0,95}$ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 95 %)

E_{cm} module d'élasticité sécant du béton

■ Résistance du béton en fonction du temps

La résistance en compression du béton en fonction du temps est prise égale à :

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.}$$

Nota

L'article 3.1.2 donne une formule permettant de déterminer plus précisément la résistance en compression et en traction du béton en fonction du temps selon le type de ciment.

■ **Déformation élastique et fluage**

Les articles 3.1.3 et 3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1 précisent les données nécessaires à la détermination respectivement du module d'élasticité et du coefficient du fluage.

■ **Résistance de calcul**

Les résistances de calcul sont définies dans l'article 3.1.6.

$$\begin{aligned} \text{En compression} & \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \\ \text{En traction} & \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \end{aligned}$$

Avec :

γ_C coefficient de sécurité = 1,5 pour les situations durables et transitoires ;

α_{cc} et α_{ct} coefficients = 1.

■ **Diagramme contrainte-déformation**

Pour le calcul des sections deux types de diagramme sont proposés :

- diagramme parabole rectangle ;
- diagramme bilinéaire.

2.3.4 - Actions et combinaisons d'actions

■ **Les actions**

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions.

• **Les actions permanentes** dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de soutènement, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.

• **Les actions variables** dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.

• **Les actions accidentelles** dues aux séismes, aux explosions, aux incendies.

En fonction de la destination des locaux ou des ouvrages, les actions retenues pour les calculs sont définies par des normes (série des normes NF EN 1991).

■ **Les combinaisons d'actions**

Dans les calculs justificatifs de béton armé, on considère des sollicitations dites de calcul, qui sont déterminées à partir de combinaisons d'actions.

■ **Les sollicitations élémentaires**

Les sollicitations élémentaires sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments, appliqués aux éléments de la structure. Elles sont déterminées, à partir des actions considérées, par des méthodes de calcul appropriées faisant généralement appel à la résistance des matériaux ou à des études de modélisation.

Efforts normaux

• Compression simple

Lorsqu'un poteau, par exemple, n'est soumis, en plus de son poids propre, qu'à une charge F appliquée au centre de gravité de sa section, il est dit sollicité en compression simple. Ce cas théorique n'est pratiquement jamais réalisé, la force F résultante étant généralement excentrée par rapport à l'axe du poteau. Le poteau est aussi en général soumis des efforts horizontaux qui provoquent un moment fléchissant.

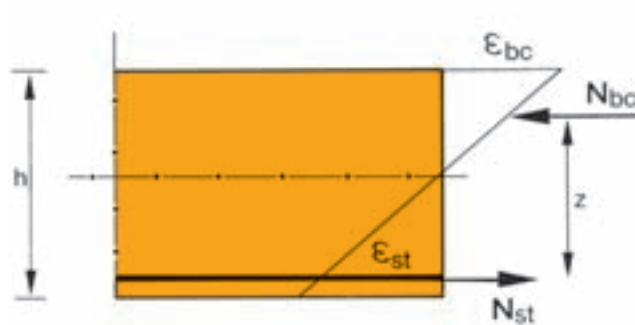
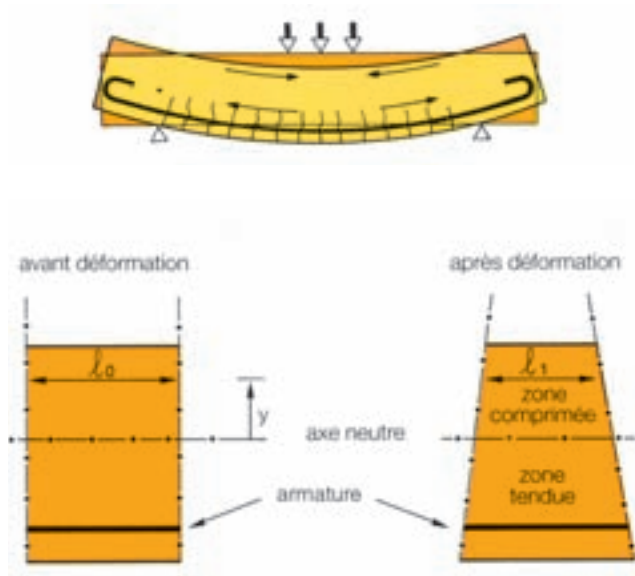
• Traction simple

Ce cas correspond à une pièce soumise à un effort de traction (suspentes, tirants). Le calcul permet de dimensionner les armatures longitudinales nécessaires pour reprendre cet effort que le béton ne serait pas à même de supporter.

Flexion

Dans une poutre fléchie, les fibres inférieures soumises à des contraintes de traction s'allongent, alors que les fibres supérieures en compression se raccourcissent. Si l'on considère une portion de poutre dont toutes les fibres avaient une longueur l_0 avant déformation, chaque fibre présentera,

après déformation, une longueur $l_1 = l_0 + Ky$, en admettant l'hypothèse que chaque section droite reste plane après déformation de la poutre.



L'équilibre de la résultante des forces de traction et de celle des forces de compression dans chaque section se traduit par l'égalité :

$$N_{bc} \times z = N_{st} \times z = M_f$$

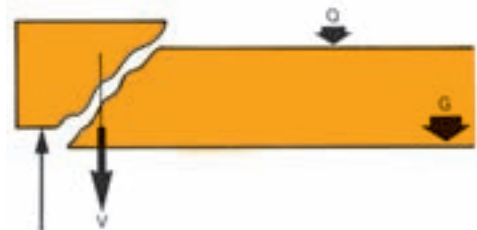
Avec :

- N_{bc} résultante des efforts de compression ;
- N_{st} résultante des efforts de traction (repris par les armatures) ;
- M_f moment fléchissant dans la section considérée.
- Z bras de levier du couple de flexion.

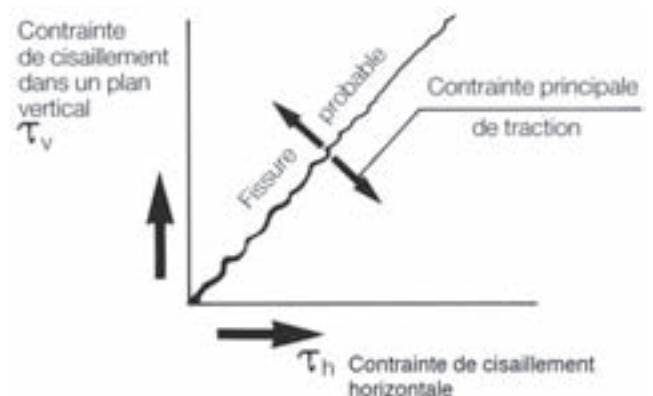


Effort tranchant

L'effort dit tranchant entraîne, pour une poutre homogène, une fissuration qui se développe à environ 45° par rapport à la ligne moyenne de la poutre.

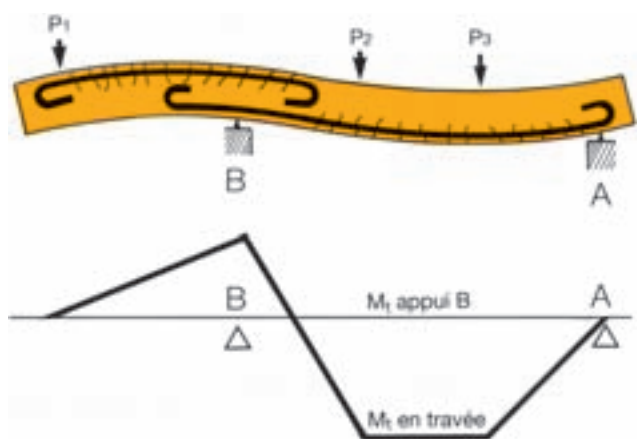


Fissuration et amorce de rupture provoquée par l'effort tranchant.



Pièces fléchies hyperstatiques

On rencontre des poutres continues reposant sur plus de deux appuis (poutres hyperstatiques) comportant des porte-à-faux, des encastremets. Le cas schématisé suivant permet de comprendre l'inversion des moments fléchissants (pas nécessairement au niveau des appuis) et montre que les parties tendues peuvent se trouver dans la zone supérieure de la poutre.



En reportant la valeur du moment fléchissant en chaque point de la poutre, on obtient un diagramme des moments fléchissants qui permet de visualiser sa variation. Ce moment est nul sur l'appui A (lorsqu'il n'y a aucun encastrement), passe par un maximum dans la travée AB, avant de changer de signe et passer par un maximum au niveau de l'appui B.

2.3.5 - Modélisation d'une structure

Pour le dimensionnement, une structure est décomposée en éléments tels que : poutres, poteaux, dalles, voiles, etc.

Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois la hauteur totale de la section.

Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à cinq fois son épaisseur totale.

Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté et dont la hauteur est au moins égale à trois fois le grand côté. Si ce n'est pas le cas, il est considéré comme un voile.

DÉMARCHE POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ ISOSTATIQUE

> Données :

- caractéristiques géométriques de la poutre ;
- caractéristiques des matériaux : béton et armatures ;
- classes d'exposition.

> Charges – actions :

- charges permanentes ;
- charges d'exploitation ;
- charges climatiques.

> Combinaisons d'actions

- ELS : combinaison caractéristique ;
combinaison quasi-permanente ;
- ELU : combinaison fondamentale ;
combinaison accidentelle.

> Détermination des armatures longitudinales (de flexion)

- ELU : flexion à mi-travée
calcul des armatures en travée
- ELS : vérification – limitation de la compression du béton, maîtrise de la fissuration (calcul de l'ouverture des fissures) et calcul de la flèche.
- Epure d'arrêt des armatures longitudinales.

> Détermination des armatures d'effort tranchant

> Détermination des armatures des zones d'about

Les normes de dimensionnement fournissent des règles pour le calcul des éléments les plus courants et leurs assemblages.

Nota

L'article 5.3.2.2 de la norme NF EN 1922-1-1 précise comment déterminer la portée utile (l_{eff}) des poutres et des dalles dans les bâtiments pour différentes conditions d'appui.

MÉTHODE DES BIELLES ET TIRANTS

La norme NF EN 1992-1-1 propose la méthode des « Bielles et Tirants » pour la justification aux États Limites Ultimes (article 6.5).

Cette méthode peut être utilisée lorsqu'il existe une distribution non linéaire des déformations relatives, par exemple aux niveaux d'appuis ou à proximité de charges concentrées.

Les modèles bielles et tirants sont constitués :

- de bielles représentant les champs de contraintes de compression ;
- de tirants représentant les armatures ;
- de nœuds qui assurent leur liaison.

Les efforts dans les éléments du modèle sont déterminés pour assurer l'équilibre avec les charges appliquées à l'ELU.

Cette méthode est utilisée par exemple, pour le dimensionnement de semelles sur pieux ou des corbeaux.

> Justification des bielles de béton

La résistance de calcul d'une bielle de béton, en l'absence de traction transversale est donnée par la formule : $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$

La résistance de calcul d'une bielle de béton en présence de traction est : $\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu' f_{cd}$

avec : $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$

f_{cd} résistance de calcul en compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Avec :

f_{ck} résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours

α_{cc} coefficient égal à 1

γ_c Coefficient partiel relatif au béton

> Justification des tirants constitués d'armatures

La résistance des armatures est limitée à

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Avec :

f_{yd} résistance de calcul en traction

f_{yk} contrainte élastique caractéristique

γ_s coefficient partiel de l'acier

Les armatures doivent être convenablement ancrées dans les nœuds.

2.3.6 - Éléments de dimensionnement pour les éléments courants

Ces exigences sont extraites de la section 9 de la norme NF EN 1992-1-1 : « dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières ».

■ Poteaux

Le dimensionnement des armatures consiste à déterminer :

- les armatures longitudinales ;
- les armatures transversales.

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.



Il convient de prévoir :

- au moins quatre armatures dans les poteaux circulaires ;
- une armature dans chaque angle pour les poteaux de section polygonale.

Chaque armature placée dans un angle doit être maintenue par des armatures transversales.

La section totale d'armatures longitudinales doit être supérieure à une section minimale. La valeur recommandée est :

$$A_{s, \min} = 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ avec un minimum de } 0,002A_c$$

avec :

- N_{Ed} effort normal de compression agissant ;
 f_{yd} limite d'élasticité de calcul des armatures ;
 A_c aire de la section droite du béton.

Elle ne doit pas être supérieure à une valeur maximale $A_{s, \max}$ (valeur recommandée $0,04 A_c$).

Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées en plans successifs perpendiculairement à l'axe longitudinal du poteau. Elles assurent un ceinturage sur le contour de la pièce entourant toutes les armatures longitudinales. Le diamètre et l'espacement des armatures transversales font l'objet de limites inférieures.

■ Voiles

Les quantités d'armatures verticales sont comprises entre :

$$A_{s, \min} = 0,002 A_c \text{ et } A_{s, \max} = 0,04 A_c$$

Les armatures horizontales doivent être supérieures à $A_{s, \min} = 0,25 \times$ la section d'armatures verticales avec un minimum de $0,0001 A_c$.

■ Poutres

Armatures longitudinales

Les efforts de traction maximum en partie basse sont entièrement repris par les aciers longitudinaux qui sont positionnés le plus bas possible, tout en conservant un enrobage suffisant.

La section d'armatures longitudinales doit être supérieure à $A_{s, \min}$.

$$A_{s, \min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ et } A_{s, \min} \geq 0,0013 b_t d.$$



Avec :

- f_{yk} limite caractéristique d'élasticité de l'acier
 f_{ctm} valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
 b_t largeur moyenne de la zone tendue
 d hauteur utile de la section droite

La section maximale d'armatures est limitée à :

$$A_{s, \max} = 0,04 A_c$$

avec :

- A_c aire de la section droite du béton

L'article 9.2.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les règles à appliquer relatives à l'épure d'arrêt des barres.

Nota

Des armatures longitudinales sont aussi disposées en partie haute. Elles sont destinées à faciliter la mise en place des armatures transversales dont la fonction est la reprise de l'effort tranchant.

Dans le cas des poutres hyperstatiques (poutres continues sur plusieurs appuis, encastrement), des efforts de traction se développent localement en partie supérieure de la poutre, ce qui conduit à y prévoir des armatures longitudinales (chapeaux).

Armatures transversales

Le taux d'armatures d'effort tranchant est égal à :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha}$$

avec $\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

avec :

A_{sw}	section d'armatures d'effort tranchant sur une longueur s
s	espacement des armatures d'effort tranchant
b_w	largeur de l'âme de l'élément
α	angle d'inclinaison entre ces armatures et l'axe longitudinal de l'élément
f_{ck}	résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
f_{yk}	limite caractéristique d'élasticité de l'acier

■ Dalles

Les dispositions des poutres relatives aux pourcentages minimaux et maximaux et à l'épure d'arrêt des barres s'appliquent. L'article 9.10 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les dispositions relatives aux armatures des chaînages (périphériques, intérieurs, horizontaux, verticaux).

■ Autres éléments courants

Différents articles ou annexes de la norme NF EN 1992-1-1 précisent les règles de dimensionnement des armatures verticales, horizontales et transversales et les dispositions constructives (ferraillage minimum, espacement des armatures, etc.) à respecter pour :

- les **parois fléchies** ;
- les **planchers dalles** ;
- les **consoles courtes**.

Ainsi que :

- les **planchers** – ouvrages constitués de prédalles en béton armé, en béton précontraint ou en béton coulé en place ;
- les **murs en béton banché** – ouvrages coulés en place à leur emplacement définitif dans des coffrages ;

- les **murs de soutènement** – qui sont en général en forme de L ou de T inversé et destinés à s'opposer à la poussée des terres de talus ou de remblais ; le ferraillage principal de ce type d'ouvrage résulte du calcul dans les sections critiques du voile (au tiers et à mi-hauteur) et dans les sections d'encastrement voile et semelle.
- les **fondations** – ces éléments sont destinés à transmettre au sol de fondation, les efforts apportés par la structure. Les fondations peuvent être superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (fondations sur pieux ou sur barrettes). Les semelles sur pieux comportent en général 2, 3 ou 4 pieux.

2.3.7 - Dispositions constructives pour les armatures

La section 8 de la norme NF EN 1992-1-1 précise les diverses dispositions constructives pour les armatures (à haute adhérence) de béton armé.

■ Espacement des armatures

L'espacement des armatures de béton armé doit permettre une mise en place et une vibration satisfaisante du béton, afin de garantir ainsi l'adhérence acier/béton.

La dimension maximale des granulats doit être adaptée à l'espacement des armatures.

Il convient d'adopter une distance libre (horizontalement et verticalement) entre barres parallèles ou entre lits horizontaux de barres parallèles supérieure ou égale à la plus grande des valeurs suivantes :

- k_1 fois le diamètre de la barre
- $(d_g + k_2)$ mm
- 20 mm

Avec :

- d_g dimension du plus gros granulats
- et $k_1 = 1$
- et $k_2 = 5$ mm.



■ **Diamètre admissible des mandrins de cintrage des barres**

Un diamètre minimal de mandrin, fonction du diamètre de la barre, doit être respecté afin d'éviter des dommages aux armatures lors du cintrage ou une rupture du béton à l'intérieur de la courbure lors de la mise en charge de l'armature.

■ **Ancrage des armatures longitudinales**

Les armatures doivent être ancrées par scellement sur une longueur suffisante afin d'assurer une transmission des forces d'adhérence au béton et éviter toute fissuration. La longueur d'ancrage est déterminée en tenant compte du type d'acier, des propriétés d'adhérence des armatures et de la contrainte dans l'armature (traction ou compression).

■ **Ancrage des armatures transversales**

Il existe plusieurs types d'ancrages. La partie courbe des coudes ou des crochets doit être prolongée par une partie rectiligne dont la longueur est fonction de l'angle de pliage.

Tableau 11 : longueurs droite après courbure en fonction de l'angle de pliage

Angle de pliage	Longueur droite après courbure
90°	10 \emptyset
135°	10 \emptyset
150°	5 \emptyset
180°	5 \emptyset

■ **Recouvrements des barres**

Les recouvrements des barres doivent être tels que :

- la continuité de la transmission des efforts d'une barre à l'autre soit assurée ;
- il ne se produise pas d'éclatement du béton au voisinage des jonctions ;
- il n'apparaisse pas de fissures ouvertes.

Nota

La règle de calcul des longueurs de recouvrement est donnée dans l'article 8.7.3.

La continuité de la transmission des efforts par les armatures est obtenue par recouvrements, mais peut aussi s'effectuer par soudure ou par coupleurs. Les jonctions par soudure ne sont autorisées qu'avec des armatures de qualité soudable.

■ **Paquets de barres**

L'Eurocode 2 prévoit des dispositions spécifiques pour l'ancrage et le recouvrement des barres par paquets.

■ **Armatures de peau**

Des armatures de peau constituées de treillis soudés ou d'armatures de faibles diamètres doivent être mises en place à l'extérieur des cadres pour maîtriser la fissuration et pour résister à l'éclatement du béton lorsque le ferrailage principal est constitué de barres de diamètre supérieur à 32 mm ou de paquets de barres de diamètre équivalent supérieur à 32 mm. Les dispositions constructives relatives aux armatures de peau sont précisées dans l'annexe J de la norme NF EN 1992-1-1.

2.4 Les armatures pour béton armé

2.4.1 - Différents types d'armatures

Les armatures sont obtenues à partir d'aciers pour béton armé suite à des opérations de dressage (pour les couronnes uniquement), de coupe, de façonnage et d'assemblage. On distingue deux principaux types d'acier selon leur composition chimique :

- l'acier au carbone ;
- l'acier inox.

Les aciers se présentent sous formes de barres de grande longueur (souvent 12 m) ou de fils en couronnes :

- barres droites lisses : diamètre 5 à 50 mm ;
- barres droites à haute adhérence : diamètre 6 à 50 mm ;
- fils à haute adhérence en couronne : diamètre 5 à 16 mm.

On distingue les armatures « coupées-façonnées », qui sont obtenues par coupe et façonnage des aciers à la demande (en conformité avec les plans d'exécution définis par les bureaux d'études) et les



« armatures assemblées » d'un modèle standard, constituées par assemblage des armatures coupées façonnées sous forme de « cages » ou de « panneaux » et utilisées par des applications courantes (semelles de fondation, poteaux, linteaux, etc.).

Les armatures sont :

- soit assemblées en usine, puis livrées sur le chantier ;
- soit livrées sur chantier coupées, façonnées, puis assemblées sur le site, à proximité de l'ouvrage ou directement en coffrage.

Les armatures sont donc utilisées sur les chantiers et mises en place dans les coffrages :

- soit sous forme de barres (droites ou coupées-façonnées en fonction des formes décrites sur les plans d'exécution) ;
- soit sous forme de treillis soudés (réseaux plans à mailles en général rectangulaires, constitués de fils ou de barres assemblés par soudage et dont la résistance au cisaillement des assemblages est garantie) fabriqués en usine et livrés en panneaux.
- soit sous forme d'armatures pré-assemblées en cages ou en panneaux.

Les jonctions des barres peuvent être assurées par recouvrements, par manchons ou par soudure.

En atelier, l'assemblage est réalisé par soudure (soudage par résistance ou soudage semi-automatique). Il s'agit uniquement de soudures « de montage » dont la fonction est d'assurer le bon positionnement des armatures façonnées entre elles, y compris pendant les transports, les manutentions et la mise en place du béton.

Sur chantier, l'assemblage est effectué soit en atelier « forain » installé à proximité de l'ouvrage, soit directement en coffrage. En général, ces deux solutions coexistent. Il est possible de souder sur site, mais le plus souvent le montage se fait par ligatures avec des fils d'attache en acier.

Le respect de tolérances sur la position des armatures, pour assurer leur enrobage correct ou la reprise des efforts conformément aux calculs, imposent des précautions durant toute la phase de bétonnage et de vibration.

Des cales en béton ou en plastique de divers modèles facilitent la mise en place correcte des armatures et leur maintien, tout en présentant des caractéristiques adaptées à celles du béton.

En général, une structure en béton armé est coffrée et bétonnée en plusieurs phases successives. La continuité du ferrailage entre les parties contiguës de structure au niveau de la reprise de bétonnage est assurée par des « boîtes d'attentes » et des « dispositifs de rabouillage ».

Les boîtes d'attentes comportent des armatures façonnées dont une extrémité est repliée à l'intérieur d'un volume creux réalisé sous forme de boîte ou de profilé. L'ensemble ainsi constitué est fixé contre le coffrage à l'intérieur de la partie de structure bétonnée en première phase. Après décoffrage de cette première partie, la boîte est ouverte, en général retirée, et les armatures en attente dépliées. Il est ainsi possible de réaliser un recouvrement avec les armatures de la seconde phase.



Les dispositifs de rabouillage permettent d'assurer la continuité des armatures grâce à une pièce intermédiaire appelée manchon ou couples. La liaison entre le manchon et les armatures est le plus souvent réalisée par filetage ou sertissage.

2.4.2 - Désignation des armatures

L'acier pour béton armé est défini par ses caractéristiques de forme, géométriques, mécaniques et technologiques.

Les spécifications concernant les aciers sont détaillées dans les normes NF A 35-015 (barres lisses), NF A 35-016 (barres à haute adhérence, couronnes et treillis soudés à verrous), NF A 35-019 (fils et treillis soudés à empreintes), XP A 35-025 (aciers pour béton galvanisés).

QUELQUES DÉFINITIONS

- > **Cadre, étrier, épingle**: armature transversale assurant une des fonctions suivantes:
 - résistance à des sollicitations tangentes;
 - coutures de recouvrements;
 - maintien du flambement de barres comprimées;
 - maintien d'armatures soumises à une poussée au vide;
 - frettage.
- > **Ancrage par courbure**: zone d'armature comportant un façonnage destiné à diminuer la longueur d'armature (crosse, équerre, boucles à plat) assurant la transmission des efforts par adhérence entre l'acier et le béton. Un ancrage par courbure est le plus souvent situé à une extrémité d'armature. Il peut cependant se trouver dans une partie intermédiaire, comme par exemple dans le cas des « boucles à plat » utilisées aux appuis des poutres.
- > **Coude**: partie d'armature façonnée ne répondant pas à une des deux définitions précédentes.

L'inox pour armatures de béton armé doit être conforme à la norme NF A 35-014 (acier pour béton inox).

Les aciers sont désignés par leur limite d'élasticité garantie R_e en MPa, leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). Par exemple, un acier HA FeE500-2 désigne un acier à haute adhérence (HA) présentant une limite élastique de 500 MPa et une classe de ductilité 2.

RÉFÉRENCES NORMATIVES

La norme de référence des aciers pour l'armature du béton est la norme NF EN 10080 (Aciers pour l'armature du béton. Acier soudable pour béton armé. Généralités).

Cette norme concerne les aciers soudables pour béton armé sous forme de barres, couronnes, produits déroulés, treillis soudés et treillis raidisseurs. Elle ne contient pas de niveau de performance des produits et doit être utilisée en liaison avec une « spécification de produit ». Cette spécification peut être d'origine européenne (TS 10081, Annexe C de l'Eurocode 2, NF EN 1992-1-1 ou Annexe N de la norme NF EN 13369), ou d'origine nationale (NF A 35-015, NF A 35-016, NF A 35-019 ou NF A 35-014), ou encore être propre à un producteur ou un utilisateur.

La norme de référence pour les armatures du béton est la norme NF A 35-027 (Produits en acier pour le béton armé. Armatures).

Les prescriptions de cette norme concernent l'ensemble des caractéristiques des armatures. Elles ne s'appliquent qu'en absence de spécifications différentes mentionnées sur les plans ou dans les pièces écrites visant les armatures.

2.4.3 - Caractéristiques des aciers

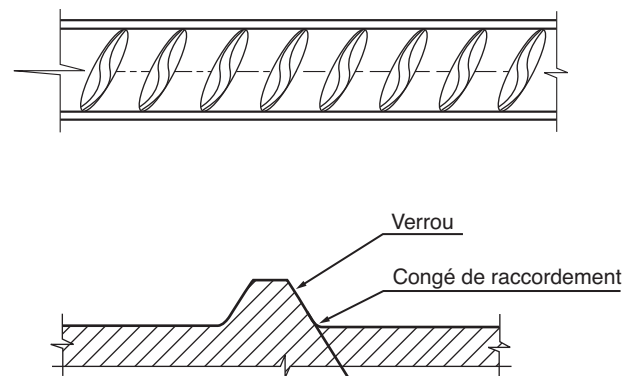
■ Caractéristiques de forme des aciers

On distingue deux types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface.

- **Les aciers lisses** : barres lisses ou fils tréfilés lisses. Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.

- **Les aciers à haute adhérence** dont la surface présente des saillies ou des creux. La surface de ces armatures présente des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe de la barre appelée verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes qui sont destinées à favoriser l'adhérence des armatures au sein du béton.

Aciers à verrous



Schémas des armatures à verrous

Aciers à empreintes

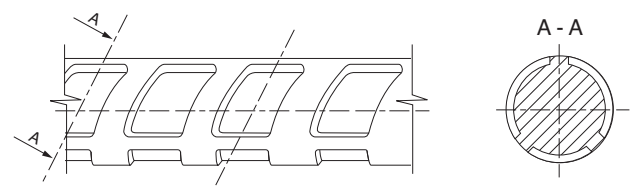


Schéma des armatures à empreintes



■ Caractéristiques géométriques des aciers

Les diamètres prévus par la norme NF EN 10080 sont donnés dans le tableau ci-contre. En France, on se limite en pratique aux diamètres 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14 et 16 pour les couronnes et 6, 8, 12, 14, 16, 20, 25, 32, et 40 pour les barres.

Nota

Le diamètre nominal d'une barre ou d'un fil correspond au diamètre d'un cylindre de révolution de même métal ayant la même masse linéique. C'est le diamètre nominal qui est pris en compte pour le dimensionnement.

La masse volumique des aciers au carbone est prise égale à 7850 kg/m^3 . Pour les aciers inoxydables, la masse volumique dépend de la composition de l'acier. Elle est comprise entre 7700 et 8000 kg/m^3 .

Tableau 12: diamètres des armatures selon la norme EN 10080

Diamètre nominal en mm	Barres	Couronnes et produits déroulés	Trellis soudés	Section nominale en mm ²	Masse linéique nominale en kg/m
4	-	x	-	12,6	0,999
4,5	-	x	-	15,9	0,125
5	-	x	x	19,6	0,154
5,5	-	x	x	23,8	0,187
6	x	x	x	28,3	0,222
6,5	-	x	x	33,2	0,260
7	-	x	x	38,5	0,302
7,5	-	x	x	44,2	0,347
8	x	x	x	50,3	0,395
8,5	-	x	x	56,7	0,445
9	-	x	x	63,6	0,499
9,5	-	x	x	70,9	0,556
10	x	x	x	78,5	0,617
11	-	x	x	95	0,746
12	x	x	x	113	0,888
14	x	x	x	154	1,21
16	x	x	x	201	1,58
20	x	-	-	314	2,47
25	x	-	-	491	3,85
28	x	-	-	616	4,83
32	x	-	-	804	6,31
40	x	-	-	1257	9,86
50	x	-	-	1963	15,40

2.4.4 - Liaison acier béton adhérence

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence parfaite entre les deux matériaux.

L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les saillies ou les creux améliorent l'adhérence) et de la résistance du béton.

Le fonctionnement du béton armé suppose une « association » entre l'acier et le béton qui met en jeu l'adhérence des armatures au béton. Pour utiliser pleinement des aciers plus performants, il faut donc aussi que leur adhérence soit améliorée.

On a par conséquent évolué vers des aciers qui sont à la fois à Haute Limite d'Élasticité (HLE) et à Haute Adhérence (HA). La haute adhérence résulte de la création d'aspérités en saillie ou en creux. La haute limite d'élasticité peut être obtenue par différents moyens :

- par écrouissage, par étirage et ou laminage à froid de barres ou fils d'acier doux ;
- par traitement thermique (trempe et autorevenu) de barres ou fils d'acier doux.

L'adhérence est définie par deux coefficients :

- le coefficient de fissuration qui est pris en compte pour les calculs de fissuration du béton ;
- le coefficient de scellement qui permet de dimensionner les ancrages des armatures.

Les valeurs de ces coefficients dépendent du type d'armatures (ronds lisses ou barres HA).



2.4.5 - Propriétés pour le dimensionnement

Les propriétés et les règles à appliquer aux armatures sont définies dans la section 3 (article 3.2 – Acier de béton armé) de la norme NF EN 1992-1-1. Les prescriptions relatives aux aciers se traduisent dans les normes par les caractéristiques spécifiées suivantes :

- soudabilité et composition chimique ;
- caractéristiques mécaniques en traction (ft) ;
- limite d'élasticité ;
- diamètres, sections, masses linéiques et tolérances ;
- adhérence et géométrie de la surface (verrous ou empreintes) ;
- non fragilité (aptitude au pliage) ;
- dimensions et résistance au cisaillement des assemblages soudés des treillis soudés ;
- résistance à la fatigue (caractéristique optionnelle) ;
- aptitude au redressage après pliage (caractéristique optionnelle) ;
- ductilité.

Soudabilité

Un acier est dit « soudable » s'il est possible de l'assembler par soudure, par des procédés courants, sans altérer ses caractéristiques mécaniques. La soudabilité d'un acier est attestée par sa composition chimique. Les normes pour les aciers au carbone fixent les valeurs qui ne doivent pas être dépassées concernant les teneurs en carbone, soufre, phosphore, azote et cuivre, ainsi qu'une combinaison des teneurs en carbone, manganèse, chrome, molybdène, vanadium, nickel et cuivre appelée carbone équivalent. Les inox utilisés pour les armatures sont soudables.

Des essais permettent de vérifier l'aptitude au soudage qui, en amont, est maîtrisée au niveau de l'aciérie par des exigences relatives à la composition chimique de l'acier. Il est indispensable que les caractéristiques de résistance, d'élasticité et de ductilité soient maintenues au niveau de la soudure.

Adhérence et géométrie de la surface

Les normes imposent à la géométrie de surface des aciers des caractéristiques permettant d'assurer l'adhérence acier/béton. Les exigences portent sur

des valeurs minimales soit de hauteur des verrous, ou de profondeur des empreintes, soit de « surface relative » des verrous f_R , ou des empreintes f_p .

Non fragilité (aptitude au pliage)

L'armature doit s'adapter lors des opérations de façonnage à des formes complexes ce qui implique courbures et pliages ; l'acier doit donc présenter une bonne aptitude au pliage. L'acier est soumis à un pliage, sur un mandrin dont le diamètre est fixé en fonction de celui de l'acier suivi d'un dépliage. L'essai est satisfaisant s'il ne se produit ni cassure ni fissure transversale dans la zone de pliage-dépliage.

Caractéristiques mécaniques en traction

La résistance mécanique d'un acier est déterminée par un essai de traction normalisé, elle est caractérisée par :

- la résistance maximale à la traction : R_m ;
- la limite d'élasticité ou module d'élasticité : R_e ;
- le rapport résistance à la traction/limite d'élasticité : R_m/R_e ;
- l'allongement sous charge maximale : A_{gt} .

Limite d'élasticité R_e

Le diagramme contrainte-déformation des aciers laminés à chaud comporte un palier de ductilité qui met en évidence la limite d'élasticité supérieure découlement R_{eH} qui est aussi la limite d'élasticité R_e .

Le diagramme contrainte-déformation des aciers laminés à froid et des inox ne comporte pas de palier. Dans ce cas, la limite d'élasticité R_e est fixée conventionnellement égale à $R_{p0,2}$ qui est la contrainte correspondant à 0,2 % d'allongement rémanent (ou limite conventionnelle d'élasticité).

Actuellement en France, on utilise des aciers de 500 MPa de limite d'élasticité. La norme NF EN 1992 Partie 1-1 prévoit une plage de limite d'élasticité comprise entre 400 MPa et 600 MPa.

Caractéristiques de ductilité R_m/R_e et A_{gt}

Les normes françaises fixent des valeurs minimales pour le rapport résistance à la traction/limite d'élasticité (R_m/R_e), et pour l'allongement sous charge maximale (A_{gt}).

Résistance

La limite d'élasticité f_{yk} et la résistance à la traction f_t sont respectivement définies comme les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et de la charge maximale en traction directe, divisée par l'aire nominale de la section.

Diagramme contrainte-déformation

Un acier soumis à une contrainte de traction croissante s'allonge de façon linéaire et réversible jusqu'à un point correspondant à sa limite d'élasticité. Au-delà, la déformation non réversible présente une courbe du type ductile (selon le traitement de l'acier).

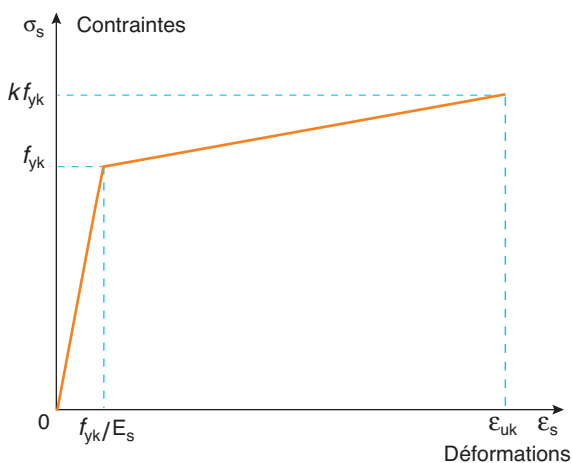


Diagramme contrainte-déformation des aciers de béton armé

Ce diagramme comprend :

- une branche élastique : f_{yk}/E_s ; f_{yk}
- une branche inclinée : ϵ_{uk} , $k f_{yk}$

Avec :

- f_{yk} limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
- ϵ_{uk} déformation relative de l'acier de béton armé
- k fonction de la classe d'armature

Les propriétés des armatures sont précisées dans l'Annexe C (tableau C1) de la norme NF EN 1992-1-1. Ce tableau distingue 3 classes de ductilité et précise les caractéristiques correspondant à ces trois classes.

Nota

La valeur de calcul du module d'élasticité E_s est égale à 200 GPa.

Nota

La norme NF EN 1992 - Partie 2, prescrit pour les ponts l'emploi d'aciers de classe B ou C. L'Eurocode 8, qui définit les règles de calcul des constructions pour leur résistance aux séismes, impose l'emploi d'aciers de classe de ductilité B et parfois C dans certaines parties des structures assurant la résistance aux séismes. La classe exigée dépend de la classe de ductilité du bâtiment.

Tableau 13 : propriétés des armatures compatibles avec l'Eurocode béton

Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
	A	B	C	A	B	C	
Classe							-
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0

Extrait du tableau C1 de l'Annexe C de la norme NF EN 1992-1-1.



2.4.6 - Certification des aciers et des armatures

Les aciers et les armatures font l'objet de certifications gérées par l'Association Française de Certification des Armatures du Béton (AFCAB) qui couvrent l'ensemble du cycle des armatures depuis la production des aciers jusqu'à la pose des armatures en coffrage. On distingue quatre certifications.

■ Certification NF – Aciers pour béton armé

La certification NF – Aciers pour béton armé, garantit que les produits certifiés :

- sont conformes à leur norme de référence : caractéristiques mécaniques, masse linéique, analyse chimique, caractéristiques géométriques, non fragilité, soudabilité, aptitude au redressage après pliage (optionnelle), résistance au cisaillement des soudures et dimensions des treillis soudés ;
- ont une origine identifiable et sont contrôlés.

Chaque acier certifié est identifiable par une marque de laminage spécifique à chaque producteur et par un étiquetage NF – AFCAB. Il fait l'objet d'un certificat délivré par l'AFCAB qui précise :

- sa dénomination ;
- l'usine productrice ;
- les caractéristiques certifiées ;
- la marque de laminage ;
- les conditions de validité.

La liste des certificats est consultable sur le site www.afcab.org

■ Certification AFCAB – Dispositifs de rabouillage ou d'ancrage des armatures du béton

La certification AFCAB – Dispositif de rabouillage ou d'ancrage des armatures du béton, garantit que les produits certifiés :

- permettent de réaliser des assemblages respectant les critères de la norme NF A 35-020-1 ;
- sont fabriqués conformément à des plans, notices et documents de fabrication présentés lors de l'évaluation initiale ;
- ont une origine identifiable et sont contrôlés.

Chaque manchon certifié est identifiable par un étiquetage AFCAB. Il fait l'objet d'un certificat délivré par l'AFCAB qui précise :

- sa dénomination ;
- la société productrice ;
- les caractéristiques certifiées ;
- le marquage ;
- la référence des documents de mise en œuvre ;
- les conditions de validité.

■ **Certification NF – Armatures**

La Certification NF – Armatures garantit que les produits certifiés :

- sont conformes à la norme NF A 35-027 (aciers de base conformes, non altération des aciers au cours de la fabrication, dimensions et angles conformes, conformité du manchonnage) ;
- sont conformes aux plans, catalogues ou cahiers des charges du client ;
- ont une origine identifiable et sont contrôlés.

Chaque fardeau ou paquet d'armatures comportent une étiquette sur laquelle sont présents :

- le logo de la marque NF ;
- la mention « NF A 35-027 » ;
- la portée du certificat (catégories et opérations couvertes, par exemple : Armatures sur plan coupées façonnées) ;

- le nom de l'usine et de la société titulaire du certificat ;
- le numéro de certificat ;
- pour les armatures sur plans, les indications spécifiées à l'article 9 de la norme NF A 35-027 (nom du client, nom du chantier, numéro du plan, référence de l'armature, etc.) ou pour les armatures sur catalogue, la référence du produit.

Dans le cadre de la certification NF-Armatures, l'AFCAB exige des essais de pliage et de traction pour vérifier les caractéristiques des armatures après soudage. L'AFCAB supervise aussi la qualification des soudeurs.

■ **Certification AFCAB – Pose des armatures du béton**

Cette certification garantit que les aciers et les armatures posés par l'entreprise certifiée :

- sont conformes à leurs normes de référence ;
- sont posés en respectant les plans, les règles de béton armé, les règles de mise en place des accessoires (notamment les manchons) ;
- sont parachevés sans altération des aciers ;
- sont contrôlés après la pose.

2.5 L'enrobage des armatures

2.5.1 - Incidence de la qualité de l'enrobage

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadres, étriers, épingles, armatures de peau, etc.). Il doit être suffisant pour garantir :

- la bonne protection de l'acier contre la corrosion ;
- la bonne transmission des efforts d'adhérence ;
- une résistance au feu convenable.

L'enrobage des armatures et les caractéristiques du béton d'enrobage sont les paramètres fondamentaux permettant de maîtriser la pérennité des ouvrages face aux phénomènes de corrosion et donc leur durée d'utilisation. Ainsi, il est possible de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en les protégeant par une épaisseur suffisante d'un béton compact, ayant fait l'objet d'une cure appropriée.

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont naturellement protégées des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface du métal, d'une pellicule protectrice de ferrite $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$ (dite de passivation). Cette pellicule est formée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer.

Nota

L'enrobage et la compacité ont un impact immédiat sur la période de propagation qui précède l'initiation et le développement de la corrosion des armatures. À titre d'exemple, il est couramment reconnu que l'augmentation de l'enrobage minimal d'une valeur de 10 mm permet d'augmenter la durée d'utilisation de l'ouvrage pour passer de 50 ans à 100 ans.

Nota

Des précisions complémentaires pour la détermination de l'enrobage pour les structures en béton conçues avec l'Eurocode 2 sont données dans le Guide Technique LCPC « Note Technique sur les dispositions relatives à l'enrobage pour l'application en France ».



La présence de chaux maintient la basicité du milieu entourant les armatures (l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé de l'ordre de 13). Tant que les armatures se trouvent dans un milieu alcalin présentant un pH compris entre 9 et 13,5, elles sont protégées.

2.5.2 - Enrobage minimal et enrobage nominal

C'est l'enrobage nominal qui est précisé sur les plans d'exécution de l'ouvrage. Il constitue la référence pour la fabrication et pour la pose des armatures. L'enrobage nominal est égal à la somme de l'enrobage minimal et d'une « marge de sécurité » pour tolérances d'exécution.



2.5.3 - Philosophie de l'enrobage selon l'Eurocode 2

Les recommandations de l'Eurocode 2 (norme NF EN 1992-1-1) en matière d'enrobage des bétons de structures sont novatrices. Elles résultent d'un retour d'expérience sur la durabilité des ouvrages construits depuis plusieurs décennies et sur les recherches récentes en matière de protection des armatures vis-à-vis des risques de corrosion. Elles visent, en conformité avec la norme NF EN 206-1, à optimiser de manière pertinente la durabilité des ouvrages. En effet, la détermination de la valeur de l'enrobage doit prendre en compte de façon extrêmement détaillée :

- la classe d'exposition dans laquelle se trouve l'ouvrage (ou la partie d'ouvrage) et qui traduit les conditions environnementales ;
- la durée de service attendue (ou durée d'utilisation du projet) ;
- la classe de résistance du béton ;
- le type de système de contrôle qualité mis en œuvre pour assurer la régularité des performan-

ces du béton et la maîtrise du positionnement des armatures ;

- la régularité de la surface contre laquelle le béton est coulé ;
- le type d'armatures (précontraintes ou non) et leur nature (acier au carbone, acier inoxydable) et d'éventuelles protections complémentaires contre la corrosion.

La valeur de l'enrobage peut ainsi être optimisée en particulier :

- si l'on choisit un béton présentant une classe de résistance à la compression supérieure à la classe de référence (définie pour chaque classe d'exposition) ;
- s'il existe un système de contrôle de la qualité ;
- si l'on utilise des armatures inox.

L'Eurocode 2 permet aussi de dimensionner l'ouvrage pour une durée d'utilisation supérieure en augmentant la valeur de l'enrobage.

L'optimisation des performances du béton et de l'enrobage des armatures constitue un facteur de progrès essentiel pour assurer la durabilité des ouvrages.

2.5.4 - Enrobage minimal selon l'Eurocode 2

L'enrobage minimal est défini dans la norme NF EN 1992-1-1, section 4 « Durabilité et enrobage des armatures » (article 4.4.1). Il doit satisfaire en particulier aux exigences de transmissions des forces d'adhérences et assurer une protection des aciers contre la corrosion.

Il est donné par la formule :

$$C_{\min} = \max \begin{cases} C_{\min,b} \\ C_{\min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - C_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$C_{\min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence (béton/armature).

$C_{\min,dur}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions environnementales. $C_{\min,dur}$ tient compte de la classe d'exposition et de la classe structurale (qui dépend de la durée d'utilisation du projet).

$\Delta C_{dur,y}$ marge de sécurité (valeur recommandée 0);

$\Delta C_{dur,st}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'utilisation, par exemple, d'acier inoxydable;

$\Delta C_{dur,add}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protections complémentaires.

Nota

La valeur de $C_{\min,b}$ est rarement dimensionnante pour la détermination de C_{\min} .

2.5.5 - Processus de détermination de l'enrobage nominal suivant l'Eurocode 2

Le processus de détermination de l'enrobage des armatures dans chaque partie d'ouvrage comporte les huit étapes suivantes qui vont permettre de prendre successivement en compte :

- la classe d'exposition;
- la classe structurale et les modulations possibles en fonction de choix particuliers;
- le type d'armatures;
- des contraintes particulières;
- les tolérances d'exécution.

■ Étape 1 : prise en compte des classes d'exposition

Un béton peut être soumis à plusieurs classes d'exposition concomitantes qui traduisent avec précision l'ensemble des actions environnementales. Les classes d'exposition de chaque partie d'ouvrage sont une donnée de base du projet. Elles sont imposées par les conditions d'environnement du projet. Elles sont définies dans le tableau 4.1 de l'article 4.2 de l'Eurocode 2 (norme NF EN 1992-1-1) en conformité avec la norme NF EN 206-1.

■ Étape 2 : Choix de la classe structurale

Durée d'utilisation du projet

L'Annexe Nationale de l'Eurocode 0 (NF EN 1990 – Base de calcul des structures) définit la durée d'utilisation de projet : durée pendant laquelle une structure est censée pouvoir être utilisée en faisant l'objet de la maintenance escomptée mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

Les bâtiments et les ouvrages de génie civil courants sont dimensionnés pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans. Les ponts sont dimensionnés pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Ces durées supposent la mise en œuvre de bétons conformes aux tableaux N.A.F. 1 ou N.A.F. 2 de la norme NF EN 206.1. Les documents particuliers du marché peuvent spécifier des durées d'utilisation de projet différentes.

Classe structurale

La classe structurale (S1 à S6) est un paramètre permettant d'optimiser la valeur de l'enrobage.

Les modulations possibles de la classe structurale, en fonction de choix particuliers pour le projet (durée d'utilisation de projet, classe de résistance du béton, nature du ciment, compacité du béton d'enrobage), engageant le maître d'œuvre, sont données dans le tableau 4.3 N (F) à l'article 4.4.1.2 (5) de l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1.

On admet que la classe structurale S4 correspond à une durée d'utilisation de 50 ans.

Tableau 14: modulation de la classe structurale recommandée

Critère	Classe d'exposition						
	XO	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1 / XS1 / XA1	XD2 / XS2 / XA2	XD3 / XS3 / XA3
Durée d'utilisation de projet	100 ans, majoration de 2						
	25 ans et moins minoration de 1						
Classe de résistance du béton	≥ C 30/37	≥ C 30/37	≥ C 30/37	≥ C 35/45	≥ C 40/50	≥ C 40/50	≥ C 45/55
	Minoration de 1						
	≥ C 50/60	≥ C 50/60	≥ C 55/67	≥ C 60/75	≥ C 60/75	≥ C 60/75	≥ C 70/85
	Minoration de 2						
Nature du liant	-	≥ C 35/45	≥ C 35/45	≥ C 40/50	-	-	-
	-	Béton à base de CEM I sans cendres volantes			-	-	-
	-	Minoration de 1			-	-	-
Enrobage compact	Minoration de 1						

Ces modulations de la classe structurale, pour déterminer l'enrobage minimal $C_{min,dur}$ sont synthétisées dans le tableau 15 [extraits du tableau 4.3 N (F)].

Une majoration de 2 consiste, par exemple, à passer de la classe structurale S4 à S6. Une minoration de 1 consiste à passer de la classe structurale S6 à S5.

■ **Étape 3 : détermination de l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité $C_{min,dur}$**

Les valeurs de $C_{min,dur}$ (en mm) requis vis-à-vis de la durabilité sont données en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurale dans le tableau 4.4 N pour les armatures de béton armé et dans le tableau 4.5NF pour les armatures de

Tableau 15: valeur de $C_{min,dur}$ en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurale dans le cas des armatures de béton armé

Classe structurale	Classe d'exposition						
	XO	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

précontrainte à l'article 4.4.1.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1.

Pour les classes d'expositions XF1, XF2, XF3 et XF4. La valeur de $C_{min,dur}$ est déterminée en prenant en compte les classes d'expositions concomitantes XC1 à XC4 et XD1 à XD3.

L'Annexe Française de la norme NF EN 1992-1-1 précise comment tenir compte de cette concomitance de classes.

Tableau 16: concomitance de classes

Type de salage	Sous classe d'exposition XF			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	SO	XD1 ou XC4*	SO
Fréquent	SO	XD1 XD3**	SO	XD2 XD3**
Très fréquent	SO	SO	SO	XD3

SO : sans objet

*XD1 : si le béton est formulé avec un entraîneur d'air

XC4 : si le béton est formulé sans entraîneur d'air.

** XD3 : pour les éléments très exposés (pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation).

Pour les classes d'exposition XA1 à XA3, la valeur de $C_{min,dur}$ est aussi déterminée en prenant en compte les classes d'exposition concomitantes XC ou XD.



■ **Étape 4 : prise en compte du type d'armature**

L'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 dans l'article 4.4.1.2 (7) précise les cas pour lesquels l'enrobage $C_{\min, \text{dur}}$ peut être réduit, d'une valeur $\Delta C_{\text{dur, st}}$ ou $\Delta C_{\text{dur, add}}$. Ce choix engage le maître d'œuvre. La valeur est fixée par les documents particuliers du marché.

Utilisation d'armatures en acier résistant à la corrosion : armature inox

« Sur justification spéciale et à condition d'utiliser des aciers dont la résistance à la corrosion est éprouvée (certains aciers inox par exemple), pour la durée d'utilisation et dans les conditions d'exposition du projet, les documents particuliers du marché pourront fixer la valeur de $\Delta C_{\text{dur, st}}$. En outre, le choix des matériaux, des paramètres de mise en œuvre et de maintenance doivent faire l'objet d'une étude particulière. De même, l'utilisation de tels aciers ne peut s'effectuer que si les caractéristiques propres de ces aciers (notamment soudabilité, adhérence, dilatation thermique, compatibilité des aciers de nature différente) sont vérifiées et prises en compte de façon appropriée » extrait de l'article 4.4.1.2 (7).

Mise en place d'une protection complémentaire

En cas de mise en place d'une protection complémentaire, l'enrobage minimal n'est pas diminué, sauf pour les revêtements adhérents justifiés vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs pendant la durée d'utilisation de projet.

■ **Étape 5 : prise en compte de contraintes particulières**

L'Eurocode 2 et l'Annexe Nationale française prescrivent d'augmenter l'enrobage minimal dans les cas suivants.

Parements irréguliers

Dans le cas de parements irréguliers (béton à granulats apparent par exemple), l'enrobage minimal doit être augmenté d'au moins 5 mm.

Abrasion du béton

Dans le cas de béton soumis à une abrasion, il convient d'augmenter l'enrobage de 5 mm, 10 mm, et 15 mm respectivement pour les classes d'abrasion XM1, XM2, et XM3 (voir l'EN 1990 Eurocode 0 Base de calcul des structures).

Béton coulé au contact de surfaces irrégulières

Dans le cas d'un béton coulé au contact de surfaces irrégulières, il convient généralement de majorer l'enrobage minimal en prenant une marge plus importante pour le calcul. Il convient de choisir une majoration en rapport avec la différence causée par l'irrégularité. L'enrobage minimal doit être au moins égal à k_1 mm pour un béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation (y compris béton de propreté) et k_2 mm pour un béton coulé au contact direct du sol.

Les valeurs recommandées par l'Annexe Nationale française sont : $k_1 = 30$ mm et $k_2 = 65$ mm.

■ **Étape 6 : détermination de l'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence $C_{\min, b}$**

L'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence $C_{\min, b}$ est précisé dans le tableau 4.2 article 4.4.1.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-1.

Il convient que $C_{\min, b}$ ne soit pas inférieur :

- au diamètre de la barre dans le cas d'armature individuelle ;
- au diamètre équivalent dans le cas de paquet d'armatures.

$C_{\min, b}$ est majoré de 5 mm si le diamètre du plus gros granulats du béton est supérieur à 32 mm.

■ Étape 7 : détermination de l'enrobage minimal C_{min}

L'enrobage minimal C_{min} est déterminé par la formule donnée au paragraphe 2.5.4. en intégrant les valeurs de $C_{min,b}$ / $C_{min,dur}$ / $\Delta C_{dur,y}$ / $\Delta C_{dur,st}$ et $\Delta C_{dur,add}$

■ Étape 8 : prise en compte des tolérances d'exécution

L'enrobage minimal doit être majoré, pour tenir compte des tolérances pour écart d'exécution (ΔC_{dev}).

La valeur recommandée dans l'article 4.4.1.3 (3) est $\Delta C_{dev} = 10$ mm sauf justification particulière. En particulier cette valeur peut être réduite sous réserve de conditions strictes de contrôle qualité à la fois sur la conception et l'exécution des ouvrages.

L'enrobage nominal est donné par la formule :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Si la réalisation ou la conception et l'exécution des éléments d'ouvrage sont soumis à un système d'Assurance Qualité (incluant en particulier des dispositions spécifiques relatives à la conception, au façonnage ou à la mise en place des armatures). Il est possible de réduire la valeur de ΔC_{dev} à une valeur comprise entre 5 et 10 mm.

Cette réduction possible de ΔC_{dev} permet d'inciter à un meilleur contrôle du positionnement réel des armatures et une meilleure qualité de réalisation.

Nota

L'Eurocode 2 attire l'attention sur les deux points suivants :

- les problèmes de fissuration du béton auxquels risque de conduire un enrobage nominal supérieur à 50 mm ;
- les difficultés de bétonnage auxquelles risque de conduire, un enrobage nominal inférieur à la dimension nominale de plus gros granulats.

Nota

L'augmentation de l'enrobage est favorable pour la stabilité au feu. Pour assurer celle-ci, on peut être amené à prévoir des dispositions de ferrailage spécifiques telles que :

- des enrobages supérieurs à ceux imposés par la protection contre la corrosion ;
- un fractionnement en plusieurs armatures de faibles diamètres. Certaines d'entre elles seront plus éloignées des parois exposées au feu, en particulier près des angles saillants où la température est plus élevée. L'espacement de ces armatures sera parfois plus important que celui habituellement exigé pour permettre un bétonnage correct.

2.6 Le béton précontraint

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**.

Il définissait ainsi la précontrainte : « Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte.

Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et les structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués.

La précontrainte peut être appliquée au béton :

- soit par **pré-tension** (mise en tension des aciers avant coulage du béton) ;
- soit par **post-tension** (mise en tension de câbles après durcissement du béton).

Nota

Selon l'Eurocode 2, le procédé de précontrainte consiste à appliquer des forces à la structure en béton par la mise en tension d'armatures par rapport à l'élément en béton. Le terme « précontrainte » est utilisé globalement pour désigner l'ensemble des effets permanents de ce procédé qui comportent des efforts internes dans les sections et des déformations de la structure.



2.6.1 - Principe du béton précontraint

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Soit par exemple une poutre en béton armé sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme. La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre. Supprimons dans cette poutre l'armature de

traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte. En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure va se tendre et la fibre inférieure se comprimer.

Lors d'un chargement, les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte et toutes les fibres restent comprimées. Cette poutre préalablement comprimée supportera sans dommage les charges qui provoqueraient la rupture d'une poutre en béton armé de mêmes dimensions et portée. Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées. En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte des câbles et leur nombre dépendent de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.

2.6.2 - Précontrainte par post-tension

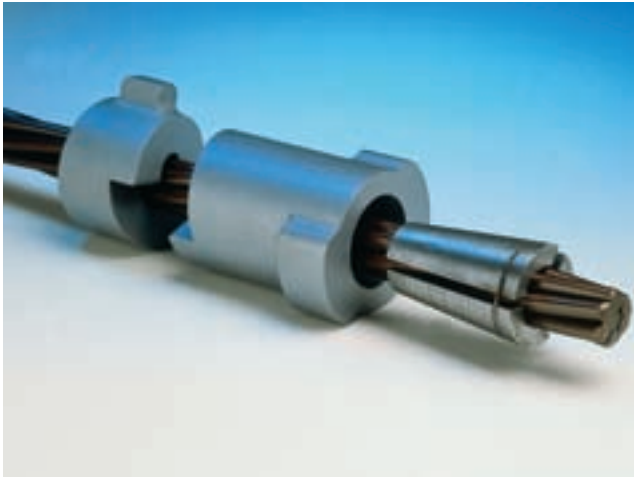
La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint.

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton ;
- extérieure au béton.





Nota

Les ancrages de précontrainte constituent un organe essentiel puisqu'ils permettent d'assurer le maintien de l'effort de précontrainte dans les armatures après la mise en tension.

Dans la plupart des systèmes de précontrainte, le blocage des armatures par rapport à l'ancrage est obtenu par frottement (clavetage dans une pièce conique).

Nota

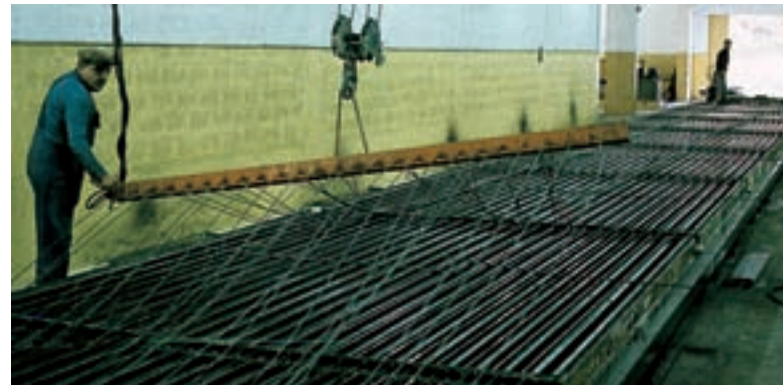
La précontrainte extérieure présente de nombreux avantages, notamment l'allègement des structures par réduction des sections, la facilité de mise en œuvre et surtout les possibilités de remplacement des câbles endommagés ou de renforcement de structures soumises à des charges accrues.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- des conduits (les plus utilisés sont des « gaines ») sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage ;
- les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage ;
- les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages ; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime ;
- le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les câbles – Le calcul de l'allongement du câble doit tenir compte des différentes pertes de tension, par frottement, par déformations instantanée ou différée du béton ou par rentrée des ancrages) ;
- les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés ;
- les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

2.6.3 - Précontrainte par pré-tension ou précontrainte par fils adhérents

Une poutre est précontrainte par pré-tension lorsque la mise en tension des aciers de précontrainte est effectuée avant le bétonnage de la poutre. Ces poutres sont fabriquées sur un « banc de préfabrication ».



Les armatures de précontrainte sont enfilées dans des coffrages à l'intérieur des cages d'armatures passives et sont positionnées grâce à des gabarits métalliques percés faisant également office de coffrage d'about.

Les armatures de précontrainte (fils ou torons) sont tendues avant bétonnage (dans des bancs de précontrainte de plus de 100 m de longueur) à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage. Le béton frais est coulé au contact des armatures. Lorsqu'il a acquis une résistance suffisante (la montée en résistance peut être accélérée par traitement thermique), on libère la tension des fils (par relâchement des vérins), qui se transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les fils détendus veulent reprendre

leur longueur initiale, mais leur adhérence au béton empêche ce raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton).

Cette technique est uniquement appliquée à la **préfabrication** : elle permet de réaliser des poutrelles, des poteaux, des poutres, des dalles alvéolées, des prédalles, etc.



- Torons 3 fils : 3 fils enroulés sur un axe théorique commun (utilisation en précontrainte par pré-tension uniquement).
- Torons 7 fils : 6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils (et la section du fil) et leur diamètre. Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860 et 1960 MPa. Les caractéristiques des torons les plus courants sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 17 : caractéristiques des torons de précontrainte

Désignation	Classe MPa	Diamètre (mm)	Section (mm ²)
T 13	1860	12.5	93
T 13 S	1860	12.9	100
T 15	1860	15.2	139
T 15 S	1860	15.7	150

2.6.4 - Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance. Elles se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles. Elles peuvent être intérieures au béton :

- pré-tendues et adhérentes ;
- post-tendues et adhérentes ou non.

Elles peuvent aussi être extérieures au béton et reliées à la structure au niveau des ancrages et des déviateurs uniquement.

Les torons

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils (le fil est produit par déformation à froid (tréfilage) d'un fil machine).

Ils sont définis par leur force garantie de rupture (FRG) qui varie selon la classe de l'acier.

Les câbles

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles monotorons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons.

Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont les unités 12 ou 13 T15 S (composées de 12 ou 13 torons T15 S) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 S pour la précontrainte extérieure.

Un câble est défini par le type et le nombre de torons et la classe de résistance.



2.6.5 - Conduits pour précontrainte par post-tension

Il existe plusieurs types de conduits dans lesquels sont disposés les câbles :

- gaine (métallique) nervurée en feuillard : épaisseur du feuillard : 0,3 à 0,6 mm – diamètre 25 à 130 mm ;
- tube rigide en acier – épaisseur 1,5 à 2 mm ;
- gaine nervurée en PEHD ;
- tube en PEHD.

La gaine en feuillard est la plus couramment employée en ouvrage d'art.

Les conduits, nécessaires uniquement en post-tension, ont pour rôle de :

- ménager un passage continu du câble de précontrainte selon le tracé et la position prévue lors du dimensionnement de l'ouvrage ;
- résister aux sollicitations lors de l'installation, la mise en tension (pression localisée, abrasion) et l'injection (étanchéité, pression d'injection) ;
- transmettre les efforts par adhérence (dans le cas de la précontrainte intérieure) ;
- assurer une protection mécanique de l'armature et une enveloppe (étanchéité) du coulis d'injection.

La section du conduit est égale à 2 à 2,5 fois la section de l'armature afin de permettre son remplissage.



2.6.6 - Injection des conduits de précontrainte

L'injection avec des coulis de ciment des câbles de précontrainte a pour objectif de protéger les aciers de précontrainte contre les agents corrosifs extérieurs. En évitant tout contact entre les armatures et l'eau ou l'air humide, le coulis de ciment constitue une barrière permanente contre la corrosion, du fait de la passivation des armatures. Il garantit la pérennité de la précontrainte et donc de l'ouvrage. Cependant, l'injection est une opération délicate à réaliser en raison des tracés fortement ondulés des câbles et de leur grande longueur.

Le coulis, pour assurer convenablement la satisfaction des exigences, doit être injecté de telle manière que la gaine soit entièrement remplie. Il ne doit pas présenter de phénomène de ségrégation pendant l'injection et pendant la période avant la prise. Il est adjuvanté, ce qui optimise ses caractéristiques rhéologiques et lui confère une fluidité adaptée aux méthodes d'injection et une durée d'injectabilité maîtrisée.

La fabrication du coulis se fait par malaxage dans des malaxeurs à haute turbulence ou des turbomalaxeurs.

Les essais et contrôles à effectuer sur les coulis de ciment portent sur :

- la composition chimique des constituants qui ne doit pas révéler la présence d'éléments agressifs ;
- la fluidité du coulis qui doit être maintenue durant une période en accord avec les conditions de mise en œuvre ;
- la stabilité du coulis avant prise ;



- l'absorption capillaire déterminée sur coulis durci à diverses échéances ;
- la résistance mécanique en flexion et en compression ;
- le temps de début et de fin de prise (sur plage de température d'utilisation).

Les spécifications sur les coulis visent à leur conférer un maintien de la fluidité et de l'homogénéité pendant plusieurs heures, pour une maîtrise de la durée d'injectabilité et pour une reproductibilité des caractéristiques pendant toute la durée du chantier.

La méthode traditionnelle consiste à réaliser l'injection par pompage à une extrémité avec mise à l'air de l'évent à l'extrémité opposée et ouverture, au passage du coulis, des événements intermédiaires situés aux points hauts du conduit.

Après l'injection de la totalité de la gaine et mise en pression du conduit à 0,5 MPa, on procède à la purge des capots d'ancrage et des événements, puis au

cachetage des têtes d'ancrages afin d'éviter toute infiltration d'eau jusqu'aux ancrages.

Les coulis de ciment à base de constituants de qualité, dont les formulations sont optimisées, offrent des performances stables. La réglementation actuelle permet, grâce à la procédure d'avis technique basée sur une série d'essais pertinents, de contrôler parfaitement la chaîne de fabrication et d'injection du coulis et d'en garantir la qualité et la protection efficace des câbles de précontrainte.

2.6.7 - Propriétés des armatures de précontrainte

Les propriétés des armatures de précontrainte sont définies dans l'article 3.3 de la norme NF EN 1992-1-1.

Les armatures de précontrainte (fils, torons et barres) sont définies en fonction des caractéristiques suivantes :

- résistance, décrite par la valeur de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % ($f_{p0,1k}$), par le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité conventionnelle ($f_{pk} / f_{p0,1k}$) et par l'allongement sous charge maximale (ϵ_{uk}) ;
- classe indiquant leur comportement vis-à-vis de la relaxation ;
- section ;
- caractéristiques de surface.

Le diagramme « contrainte déformation » fait l'objet de la figure 3.10 de l'article 3.3.6.

Pour le dimensionnement des sections, l'une ou l'autre des hypothèses suivantes peut être faite :

- branche inclinée, avec une limite de déformation ϵ_{ud} ;
- branche supérieure horizontale, sans limite pour la déformation.

L'article 5.10 de la norme NF EN 1992-1-1 précise toutes les données relatives aux forces de précontrainte et aux pertes de précontrainte instantanée et différée à prendre en compte pour le dimensionnement. Les forces de précontrainte



durant la mise en tension sont limitées par la contrainte maximale de l'armature et par une compression limite dans le béton.

Nota

Les dispositions constructives relatives aux armatures et aux gaines de précontrainte sont définies dans l'article 8.10.1 de la norme NF EN 1992 partie 1-1.

2.6.8 - Domaines d'utilisation du béton précontraint

Le béton précontraint est utilisé pour de nombreux ouvrages.

- Les ponts :
 - ponts poussés ;
 - ponts en encorbellement à voussoirs préfabriqués ;
 - ponts en encorbellement coulés en place,
 - ponts à poutres ;
 - ponts à haubans ;
 - PSI-DP Passages supérieurs ou inférieurs à dalle précontrainte ;
 - VI-PP Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes ;
 - PR-AD Poutres précontraintes par adhérence*.

- Les structures off-shore
- Les structures industrielles
- Les réservoirs (d'eau, d'hydrocarbures) et les silos
- Les enceintes de réacteurs nucléaires
- Les bâtiments industriels, commerciaux ou agricoles :
 - poutres*, poutrelles* ;
 - dalles alvéolées de planchers* ;
 - prédalles* ;
 - poutres et poteaux pour ossatures.

Nota

Dans le domaine du bâtiment, la précontrainte par post-tension, bien que moins courante, est utilisée pour des poutres de grande portée ou pour des dalles de planchers de section relativement mince par rapport à leur portée: parkings, bâtiments industriels ou commerciaux.

*Précontrainte par pré-tension.

2.7 BA-CORTEX

BA-CORTEX est un outil dédié à la formation au dimensionnement des structures en béton selon les Eurocodes. Il est en accès libre sur Internet.

Il est composé de trois familles de modules :

- modules de cours ;
- modules d'applications ;
- modules de projet ;

et compte trois niveaux de formation :

- niveau 1 : débutant ;
- niveau 2 : intermédiaire ;
- niveau 3 : confirmé.

www.ba-cortex.com

