

FICHES TECHNIQUES

TOME **3**

Les ouvrages en béton :
durabilité, dimensionnement
et esthétique



CIM *béton*

CENTRE D'INFORMATION SUR
LE CIMENT ET SES APPLICATIONS



FICHES TECHNIQUES

TOME **3**

Les ouvrages en béton :
durabilité, dimensionnement
et esthétique

Avant-propos

● Cimbéton et ses experts souhaitent, à travers *Les Fiches techniques*, contribuer à l'enrichissement des connaissances sur le béton, matériau à l'origine des formes nouvelles et de la diversité de l'architecture contemporaine. Conseils et compétences, tels en ont été les objectifs, pour les acteurs de l'acte de bâtir que sont :

- les maîtres d'œuvre ;
- les entreprises ;
- les industriels du béton ;
- les contrôleurs techniques ;
- les enseignants ;
- les chercheurs et étudiants.

Les Fiches techniques seront déclinées sous la forme de quatre tomes distincts.

Le tome 1, dont le titre est *Les constituants des bétons et des mortiers*, traite plus particulièrement :

- des ciments et de leurs normalisations ;
- des constituants des bétons et des mortiers ;
- du contexte normatif des bétons.

Le tome 2 intitulé *Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre* aborde :

- les mortiers et coulis ;
- les bétons courants ;
- les bétons à nouvelles performances.

Le tome 3 développe « les ouvrages en bétons » et plus particulièrement :

- la durabilité des ouvrages en béton ;
- le dimensionnement des structures en béton ;
- la maîtrise esthétique des parements.

Le tome 4, en terme de conclusion termine l'ensemble des *Fiches techniques* par « les applications des bétons » :

- applications dans le domaine du génie civil ;
- applications dans le domaine du bâtiment ;
- applications dans le domaine de la route.

Les Fiches techniques présentent des données essentielles relatives aux ciments et aux bétons dans leur diversité, pour mieux faire connaître les immenses possibilités constructives des bétons, en constante évolution. Le béton, moulable à volonté, matériau de création, présente une grande variété d'aspect de surface, d'expression colorée, permettant ainsi une multitude de volontés architecturales. Le béton, matière d'architecture, relève à chaque fois les défis d'exception, de performances structurelles, d'aspect de surface et de dimensionnement.

Les ouvrages en béton : durabilité, dimensionnement et esthétique

| | |
|---|-----------|
| ● I - Durabilité des ouvrages en béton | 7 |
| 1.1 Notions de durabilité des béton | 8 |
| 1.2 Phénomènes influents sur la durabilité | 12 |
| 1.2.1 - Mécanismes de corrosion des armatures en acier dans le béton | 12 |
| 1.2.2 - Action des eaux agressives | 14 |
| 1.2.3 - Mécanismes développés par le gel et les sels de déverglaçage | 15 |
| 1.2.4 - Phénomène d'alcali-réaction | 18 |
| 1.2.5 - Actions de l'eau de mer sur le béton | 19 |
| 1.2.6 - Phénomène de gonflement interne sulfatique | 21 |
| 1.3 Recommandations pour la durabilité des bétons | 22 |
| 1.3.1 - Recommandations pour la prévention contre les phénomènes d'alcali-réaction | 22 |
| 1.3.2 - Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel | 23 |
| 1.3.3 - Fascicule de documentation FD P 18-011 | 25 |
| 1.3.4 - Recommandations pour la prévention des désordres liés aux réactions sulfatiques internes | 26 |

| | |
|--|-----------|
| ● 2 - Dimensionnement des structures en béton | 31 |
| 2.1 Les Eurocodes | 32 |
| 2.1.1 - Présentation générale des Eurocodes | 32 |
| 2.1.2 - Transposition nationale des Eurocodes | 34 |
| 2.1.3 - Eurocode 0 | 35 |
| 2.1.4 - Eurocode 1 | 40 |
| 2.2 L'Eurocode 2 (Eurocode béton) | 42 |
| 2.2.1 - Eurocode 2 partie 1-1 | 42 |
| 2.2.2 - Eurocode 2 – partie 1-2 | 50 |
| 2.2.3 - Eurocode 2 – partie 2 | 51 |
| 2.2.4 - Eurocode 2 – partie 3 | 51 |

| | |
|--|-----------|
| 2.3 Le béton armé | 52 |
| 2.3.1 - Pourquoi armer le béton ? | 52 |
| 2.3.2 - Principes du calcul du béton armé | 52 |
| 2.3.3 - Caractéristiques du béton | 54 |
| 2.3.4 - Actions et combinaisons d'actions | 55 |
| 2.3.5 - Modélisation d'une structure | 57 |
| 2.3.6 - Éléments de dimensionnement pour les éléments courants | 58 |
| 2.3.7 - Dispositions constructives pour les armatures | 60 |
| 2.4 Les armatures pour béton armé | 62 |
| 2.4.1 - Différents types d'armatures | 62 |
| 2.4.2 - Désignation des armatures | 63 |
| 2.4.3 - Caractéristiques des aciers | 64 |
| 2.4.4 - Liaison acier béton adhérence | 66 |
| 2.4.5 - Propriétés pour le dimensionnement | 67 |
| 2.4.6 - Certification des aciers et des armatures | 69 |
| 2.5 L'enrobage des armatures | 71 |
| 2.5.1 - Incidence de la qualité de l'enrobage | 71 |
| 2.5.2 - Enrobage minimal et enrobage nominal | 71 |
| 2.5.3 - Philosophie de l'enrobage selon l'Eurocode 2 | 72 |
| 2.5.4 - Enrobage minimal selon l'Eurocode 2 | 73 |
| 2.5.5 - Processus de détermination de l'enrobage nominal suivant l'Eurocode 2 | 73 |
| 2.6 Le béton précontraint | 77 |
| 2.6.1 - Principe du béton précontraint | 78 |
| 2.6.2 - Précontrainte par post-tension | 78 |
| 2.6.3 - Précontrainte par pré-tension ou précontrainte par fils adhérents | 79 |
| 2.6.4 - Armatures de précontrainte | 80 |
| 2.6.5 - Conduits pour précontrainte par post-tension | 81 |
| 2.6.6 - Injection des conduits de précontrainte | 81 |
| 2.6.7 - Propriétés des armatures de précontrainte | 82 |
| 2.6.8 - Domaines d'utilisation | 83 |
| 2.7 BA-CORTEX | 84 |

| | |
|---|-----------|
| ● 3 - Maîtrise esthétique des parements | 85 |
| 3.1 Qualité esthétique des parements | 86 |
| 3.1.1 - Qualité esthétique des parements | 86 |
| 3.1.2 - Différents types de parements | 88 |
| 3.1.3 - Caractérisation des parements | 89 |
| 3.1.4 - Aspect de surface et appréciation des parements | 89 |
| 3.1.5 - Protection des parements | 90 |
| 3.1.6 - Entretien des parements | 90 |

| | |
|---|-----------|
| 3.2 Teintes et textures des parements | 91 |
| 3.2.1 - Teintes des parements | 91 |
| 3.2.2 - Textures des parements | 92 |
| 3.2.3 - Facteurs influençant la teinte des parements | 92 |
| 3.2.4 - Facteurs influençant la texture des parements | 95 |
| 3.3 Traitements et animations des surfaces des parements | 97 |
| 3.3.1 - Principaux traitements de surface | 97 |
| 3.3.2 - Moules et matrices de coffrage | 99 |
| 3.3.3 - Calepinages | 101 |
| 3.3.4 - Matérialisation des joints | 102 |
| 3.3.5 - Différenciation des traitements de surface | 102 |
| 3.3.6 - Jeux de lumière | 102 |
| 3.3.7 - Incrustations et motifs sculptés | 103 |

Chapitre

1

Durabilité des ouvrages en béton

1.1 Notions de durabilité des béton

1.2 Phénomènes influents sur la durabilité

**1.3 Recommandations pour la durabilité
des bétons**

1.1 Notions de durabilité des bétons

Un ouvrage doit résister au cours du temps aux diverses agressions ou sollicitations (physiques, mécaniques, chimiques...) c'est-à-dire aux charges auxquelles il est soumis, ainsi qu'aux actions diverses telles que le vent, la pluie, le froid, la chaleur, le milieu ambiant... tout en conservant son esthétisme. Il doit satisfaire, avec un niveau constant, les besoins des utilisateurs au cours de sa durée de service.

La durabilité de l'ouvrage caractérise sa capacité à conserver les fonctions d'usage, pour lesquelles il a été conçu (fonctionnement structurel, sécurité, confort des usagers), et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect esthétique dans son environnement, avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible (sous réserve de la mise en œuvre d'une maintenance préventive programmée).

La durabilité du maintien de ses fonctions doit être assortie d'une durée, temps minimal et raisonnable pour lequel l'ouvrage est conçu, qui est appelé la durée de service de l'ouvrage (ou durée d'utilisation de projet). La prise en compte de cette durabilité permet de valider et de justifier la rentabilité de l'investissement.

La durabilité directement liée à l'environnement immédiat ou futur des ouvrages et partie d'ouvrage est aujourd'hui le paramètre important à considérer pour optimiser la résistance des bétons aux influences externes: intempéries, agressivité des sols, atmosphères chimiquement agressives.

La seule durabilité intrinsèque du béton ne suffit plus à garantir la durée de service de l'ouvrage. Prescrire un béton durable nécessite donc d'apprécier, dès sa conception, l'ensemble des contraintes environnementales, des agressions et des attaques potentielles, qu'il aura à subir pendant toute sa durée de service, et de respecter et mettre en œuvre les recommandations en vigueur.

Il convient de ne pas assimiler la durabilité d'un produit de construction à celle de l'ouvrage. En effet, il est inutile de formuler un béton intrinsèquement durable, si sa mise en œuvre au sein de la structure n'est pas conforme aux règles de l'art et si les diverses sollicitations auxquelles il est soumis n'ont pas été correctement appréciées, ce qui conduirait à ce que l'ouvrage ne remplisse pas durablement sa fonction pendant sa durée de service requise.



La durabilité d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, la qualité des matériaux et des produits utilisés, la qualité des dispositions constructives, de la réalisation de l'ouvrage et de la mise en œuvre des produits ainsi que des diverses conditions d'usage, d'exploitation et de maintenance.

Pour s'assurer de cette durabilité, pendant longtemps, les bétons ont été spécifiés en considérant les performances mécaniques requises à 28 jours associées éventuellement à un dosage minimum en ciment. Pour la construction d'une structure, seules les exigences de résistance et de comportement en service étaient prises en compte. Un béton performant ayant en principe un dosage correct en ciment et une bonne compacité, ces deux prescriptions pouvaient effectivement garantir une certaine durabilité du matériau béton.

Aujourd'hui, la durabilité est appréhendée en considérant un ensemble de propriétés dont, bien sûr, la résistance mécanique à 28 jours. Les autres caractéristiques prises en compte visent à assurer l'adéquation entre les propriétés physico-chimiques

du béton et les contraintes qui s'appliquent à l'ouvrage. Les caractéristiques à prescrire pour garantir la pérennité des ouvrages sont désormais plus complètes et plus précises.

La notion de durabilité d'un ouvrage se traduit par un ensemble de spécifications techniques basées sur des méthodes d'essais directes ou indirectes, sur l'expérience et sur des préconisations de mise en œuvre, de fabrication et d'entretien.



Il est possible désormais de définir des objectifs de durabilité et de choisir avec précision les caractéristiques du béton en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel se trouve l'ouvrage et d'optimiser ses caractéristiques afin de les adapter à la durée de service souhaitée. Les spécifications concernent la nature et le dosage minimal en ciment, la compacité minimale, la valeur maximale du rapport Eau/Ciment, l'enrobage minimal des armatures et la teneur maximale en chlorures dans le béton.

Les connaissances actuelles sur les ciments et les bétons permettent d'optimiser et d'adapter encore mieux la composition et la formulation des bétons aux contraintes environnementales auxquelles ils seront soumis, tout en respectant les critères de performances mécaniques.



Les ciments actuels répondent aux exigences des emplois usuels; les milieux qui présentent des agressions spécifiques nécessitent le recours à des ciments présentant une caractéristique particulière du fait de leur composition. C'est ainsi qu'en présence d'un facteur agressif pouvant entraîner la dissolution de la portlandite (par exemple l'eau pure), on préférera des ciments conduisant à une faible teneur en portlandite. Vis-à-vis des agressions dues aux milieux marins ou aux eaux sulfatées, on utilisera respectivement des ciments prise mer (PM) ou résistant aux eaux sulfatées (ES).

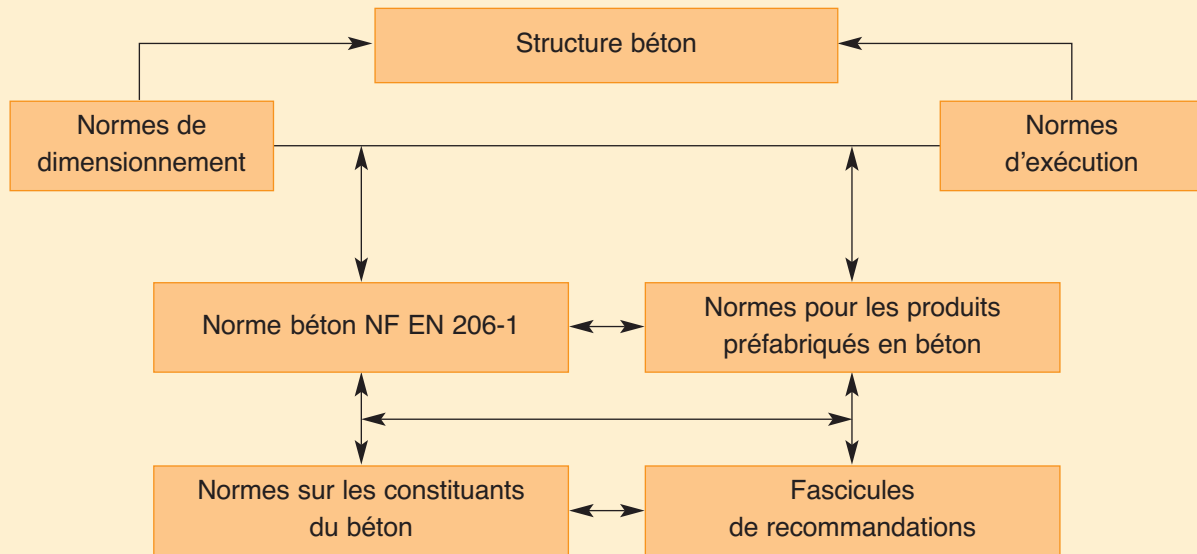
Un nouveau contexte normatif et réglementaire encadre désormais l'utilisation du matériau béton. Les normes et les recommandations constituent un ensemble cohérent, homogène, logique et complet qui permet de prendre en compte, dès la conception, tous les critères de durabilité.

La norme NF EN 206-1 et les normes relatives aux produits préfabriqués en béton intègrent cette nouvelle approche, en mettant à la disposition du prescripteur une définition d'un ensemble de classes d'exposition pour prendre en compte l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage ainsi que les risques d'agressions et d'attaques auxquels il va être exposé pendant sa durée de service.

Cette évolution s'inscrit dans une logique de progrès visant à optimiser la qualité des bétons et à maîtriser la durabilité des ouvrages.

Un béton durable est un béton compact (présentant une faible porosité) dont les constituants de qualité ont été bien choisis conformément aux normes. Cependant, quelles que soient les précautions prises pour adapter et optimiser sa formulation, il ne pourra assurer sa fonction durablement que si les « règles de l'art » ont été respectées lors de sa fabrication (malaxage efficace adapté à la formulation, respect des tolérances sur les constituants) et de sa mise en œuvre (vibration correcte, cure adaptée, prise en compte des conditions climatiques lors du bétonnage, retraits maîtrisés, respect des valeurs d'enrobage des armatures, etc.). Pour obtenir la durabilité spécifiée, il convient de respecter les recommandations ou les normes d'exécution des ouvrages tels que le fascicule 65, le DTU 21, ou les normes des produits préfabriqués ainsi que la norme NF EN 13369 pour les produits structuraux.

Le dispositif normatif du béton



Nota

De nombreuses recherches sont en cours pour affiner les méthodes d'évaluation de l'évolution des performances des bétons afin de prévoir avec précision les durées de service des ouvrages. Des travaux réalisés dans le cadre de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) ont permis de définir une démarche basée sur l'utilisation d'indicateurs de durabilité. Parallèlement de nombreux modes opératoires ont été mis au point permettant de caractériser tant la perméabilité du béton que sa résistance à la migration d'éléments chimiques tels que le dioxyde de carbone et les chlorures.

Nota

Des ouvrages ont été réalisés ces dernières années satisfaisant à un cahier des charges exigeant une durée de service de 120 ans. Des indicateurs de durabilité ont été définis (tels que la perméabilité à l'oxygène, la diffusion des chlorures, la vitesse et profondeur de carbonatation) et font l'objet d'une surveillance régulière.

Une structure durable suppose aussi le respect de l'enrobage des armatures et des performances mécaniques répondant aux sollicitations qu'elle va subir pendant sa durée de service.

L'Eurocode 2 définit pour les ouvrages structurels, les règles pour déterminer les enrobages en tenant compte en particulier de la classe d'exposition, de la compacité du béton, du type d'armature et de la durée de service prévue.

1.2 Phénomènes influents sur la durabilité

1.2.1 - Mécanismes de corrosion des armatures en acier dans le béton

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$ (dite de passivation).

Cette pellicule est formée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer. 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 12 à 13). Les armatures sont protégées tant qu'elles se trouvent dans un milieu présentant un pH compris entre 9 et 13,5.

Deux principaux phénomènes peuvent dans certaines conditions détruire cette protection et initier la corrosion des armatures en acier :

- la carbonatation du béton d'enrobage par l'adsorption du gaz carbonique contenu dans l'atmosphère ;
- la pénétration des ions chlorures, jusqu'au niveau des armatures.

La plus ou moins grande rapidité d'action de ces divers phénomènes est fonction de l'humidité ambiante, de la porosité du béton et de la présence de fissures qui favorisent la diffusion des gaz ou des liquides agressifs. Le diagnostic des ouvrages affectés par une détérioration du béton d'enrobage recouvrant les armatures révèle que les dommages sont dus, dans la grande majorité des cas, à une épaisseur d'enrobage trop mince et/ou à un béton d'enrobage trop poreux et pas assez résistant.

■ Carbonatation

La carbonatation du béton par le gaz carbonique de l'air (CO_2) est un phénomène naturel qui n'est pas nocif pour le béton. Au cours de la prise et du durcissement, les ciments se combinent avec l'eau pour former des produits hydratés de caractère basique. Certains de ces produits [KOH , NaOH et Ca(OH)_2] restent dissous dans la solution aqueuse interstitielle du béton (dont le pH est compris entre 12 et 13). Le gaz carbonique contenu dans l'air a tendance à se combiner avec les produits hydratés, en commençant par les bases alcalines dissoutes dans la solution aqueuse interstitielle, en particulier le Ca(OH)_2 , selon une réaction produisant du carbonate de calcium CaCO_3 :



Le milieu basique (pH 12 à 13) se trouve progressivement modifié par la neutralisation de l'alcalinité du ciment pour atteindre un pH de l'ordre de 9, n'assurant plus la protection des armatures et entraînant une dépassivation de l'acier (destruction de la couche de passivation), ce qui développe une réaction d'oxydation à la surface des armatures.

La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur. Dans un premier temps, la vitesse de propagation est ralentie par la formation des carbonates qui colmatent partiellement la porosité. Elle diminue donc avec la profondeur atteinte. Dans un second temps, la carbonatation a pour conséquence une neutralisation (chute du pH de la solution interstitielle) du milieu de protection des armatures, qui peuvent alors s'oxyder. La cinétique du processus dépend de la teneur en dioxyde de carbone et de la facilité avec laquelle le gaz carbonique pénètre dans les pores du béton.

Cette progression est fonction de paramètres liés aux caractéristiques du béton (nature et dosage du ciment, dosage en eau, porosité et perméabilité) et au milieu environnant. Plus le béton est compact, le dosage en ciment élevé, le rapport eau/ciment faible et la résistance du béton élevée, plus la progression du front de carbonatation est lente. Tout ce qui conduit à diminuer la porosité du béton retarde l'échéance de dépassivation des armatures.

L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 %, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou pour des bétons complètement saturés en eau.

La cinétique et la profondeur de carbonatation d'un béton sont donc fonction de sa composition, de sa structure poreuse, de la classe d'exposition et de l'humidité relative dans laquelle est situé l'ouvrage. Elle dépend aussi de la concentration en dioxyde de carbone et de la température de l'atmosphère environnant.

Pour un béton courant, l'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps.

De nombreuses études ont démontré que la migration du dioxyde de carbone à travers la texture poreuse du béton est significativement réduite lorsque la compacité du béton d'enrobage est aug-



mentée. La porosité totale du béton et la distribution de la taille des pores sont les paramètres déterminants pour la diffusivité du dioxyde de carbone.

L'augmentation de la compacité est obtenue en particulier en réduisant le rapport E/C. Ce rapport conditionne la perméabilité du béton donc l'interconnexion du réseau poreux et par conséquent, la vitesse ainsi que la possibilité de diffusion des gaz et des ions dans le béton. Une cure prolongée permet d'augmenter la résistance du béton à la pénétration du dioxyde de carbone en améliorant les propriétés de surface du béton.

■ **Action des chlorures**

L'action des chlorures est spécifique à certains environnements dans lesquels peut se trouver le béton comme les ouvrages soumis aux sels de déverglaçage ou situés en site maritime (zone de marnage, surfaces soumises aux embruns). Les ions chlorures peuvent pénétrer par diffusion ou migrer par capillarité à l'intérieur du béton, franchir la zone d'enrobage, atteindre les armatures, et provoquer des corrosions (par mécanisme de dissolution du métal suivant une réaction d'oxydoréduction :





d'abord ponctuelle (corrosion par piqûres) puis généralisée à toute la surface de l'acier. La vitesse de pénétration des chlorures dépend aussi de la porosité du béton. Elle décroît lorsque le rapport eau/ciment diminue.

La corrosion s'amorce dès que la teneur en chlorures au niveau des armatures atteint un certain seuil de dépassivation. Ce seuil est fonction du pH de la solution interstitielle et de la teneur en oxygène au niveau des armatures ; il est de l'ordre de 0,4 à 0,5 % par rapport au poids du ciment. Il est atteint plus rapidement si le béton est carbonaté.

■ *Effets de la corrosion*

Le développement de la corrosion des armatures peut provoquer par gonflement une poussée sur le béton d'enrobage (les oxydes de fer étant plus volumineux que l'acier, ils génèrent des contraintes internes dans le béton qui peuvent être supérieures à sa résistance en traction) et donc une altération de l'aspect extérieur de l'ouvrage (éclatements localisés, formations de fissures, formations d'épaufrures, apparitions en surface de traces de rouille et éventuellement mise à nu des armatures) entraînant une réduction de la section efficace de l'armature et de son adhérence au béton.

En règle générale, dans des milieux peu agressifs les enrobages et les caractéristiques des bétons (compacité, homogénéité, résistance) préconisés sont suffisants pour garantir la protection naturelle des aciers durant la durée de service escomptée de l'ouvrage.

Toutefois, des défauts d'enrobage, des bétons mal vibrés et de ce fait trop poreux, ou des milieux très agressifs, risquent de conduire à une dégradation prématurée de l'armature en acier.

1.2.2 - Action des eaux agressives

Un ouvrage peut être soumis à de multiples agressions engendrées par l'action des sels ou des gaz en solution dans l'eau (eaux souterraines, eaux de mer, pluie, etc.). Les eaux peuvent être chargées en sels minéraux les plus divers en fonction des sols traversés. Les milieux les plus agressifs sont soit acides, soit salins (chlorures, nitrates, et surtout sulfates de sodium, de calcium ou de magnésium).

L'agressivité des milieux dans lesquels peuvent se trouver les ouvrages en béton est liée à la présence d'eau et à l'aptitude de celle-ci à réagir avec certains minéraux de la matrice cimentaire du béton.

En effet, les agents agressifs dissous dans l'eau constituent une solution chimiquement agressive pour le béton qui peut provoquer plusieurs types de phénomènes lorsque la formulation du béton n'est pas optimisée.

■ **Attaques acides**

Le béton présente un caractère basique élevé induit par les composés hydratés de la pâte de ciment (la phase interstitielle contenue dans le béton a un pH très élevé). Il peut donc présenter une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que les pluies acides, les eaux naturelles chargées en dioxyde de carbone, les eaux résiduaires, les eaux des industries agroalimentaires ou industrielles contenant des acides organiques, les eaux chargées en acides minéraux, mais aussi les eaux pures.

■ **Lixiviation**

Dans une structure en béton exposée à l'air ambiant, l'eau ne s'évapore que sur une épaisseur limitée à quelques centimètres.

Les pores sont saturés lorsque le béton est en contact de manière prolongée avec l'eau. Des ions en provenance du milieu extérieur peuvent alors transiter, dans la phase liquide interstitielle du béton. En fonction de la nature des éléments chimiques qui pénètrent dans le matériau, il peut en résulter des réactions chimiques de dissolution/précipitation et donc une lixiviation progressive des hydrates. Les eaux pures ou très peu chargées ont un grand pouvoir de dissolution, elles peuvent dissoudre les constituants calciques du béton (la portlandite notamment).

Malgré la complexité des réactions chimiques générées par les eaux agressives, l'application de quelques principes de prévention élémentaires respectés au niveau de la formulation du béton (formulation adaptée, dosage en ciment adéquat, faible E/C, béton compact et peu perméable), de la conception de l'ouvrage et lors de sa réalisation (vibration, cure) permettent d'obtenir des bétons résistants durablement dans les milieux agressifs.

Un béton compact et peu perméable

Les qualités intrinsèques du béton, sa compacité et sa perméabilité conditionnent sa durabilité. Le béton

résiste d'autant mieux à l'action des eaux agressives que sa porosité et sa perméabilité sont faibles. Les principaux facteurs prépondérants au niveau de la formulation d'un béton pour obtenir une compacité élevée (donc une faible porosité) sont :

- un dosage en ciment adéquat ;
- une faible teneur en eau ;
- une granulométrie comportant des éléments fins, en quantité suffisante pour remplir les espaces entre les plus gros granulats ;
- l'optimisation de la vibration, du traitement thermique éventuel et de la cure.

Une formulation adaptée

Un dosage suffisamment élevé en ciment, un rapport E/C faible et le respect des exigences sur la composition chimique permettent de maîtriser les principales agressions.

Une conception de l'ouvrage adaptée

L'ouvrage doit être conçu de manière à éviter, dans la mesure du possible, de créer des zones d'accumulations et de stagnations d'eau et de cheminements préférentiels dus aux ruissellements.

Une mise en œuvre soignée

La vibration doit être adaptée et homogène. La cure doit être efficace afin d'éviter en particulier tout phénomène de dessiccation excessive du béton au jeune âge. La température et l'humidité relative pendant la mise en œuvre du béton et les jours suivants sont des paramètres importants conditionnant les performances du béton.

1.2.3 - Mécanismes développés par le gel et les sels de déverglaçage

Les mécanismes de dégradation du béton sont liés à l'alternance de cycles répétés de phases de gel et de dégel. Le risque de désordres est d'autant plus élevé que le degré de saturation en eau du béton est important. C'est le cas notamment des parties d'ouvrages non protégées des intempéries et en contact direct avec des eaux saturées en sel. Une formulation mal adaptée et une mise en œuvre incorrecte du béton peuvent amplifier les dégradations.

Ce phénomène est aggravé, en surface, par l'application des sels de déverglaçage (ou fondants routiers), qui engendrent un accroissement des

gradients de concentrations en sels, générant ainsi des pressions osmotiques plus élevées.

Les dégradations occasionnées par le gel peuvent être de deux types :

- une microfissuration répartie dans la masse du béton (feuilletage parallèle aux parois), provoquée par un mécanisme de gel interne ;
- un délitage de la zone superficielle (dégradation superficielle), appelé écaillage, sous l'effet conjugué des cycles de gel-dégel et des sels de déverglaçage.

Un gradient thermique important au voisinage de la surface, générée par l'application des sels à titre curatif sur un film de glace, amplifie la dégradation de surface.

Ces deux formes de dégradation peuvent se produire simultanément ou de manière indépendante, elles peuvent affecter la durabilité de la structure et en particulier la pérennité architecturale des ouvrages.

■ Action des cycles gel-dégel

Il est généralement admis que l'accroissement de volume, de l'ordre de 9 %, accompagnant la transformation de l'eau en glace (le béton contient toujours de l'eau non combinée, une partie de cette eau gèle dès que la température descend de quelques degrés en dessous de 0 °C) n'est pas la seule cause de la dégradation du béton.

Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquels l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restant à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les « fronts de congélation », ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée (présente dans les capillaires fins), qui est considéré aujourd'hui comme la cause principale des



dégradations. Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment, si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte. Ce sont les modifications répétées et alternées de température (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton. Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel.

Les dégradations de gel interne ne se produisent pas lorsqu'il existe dans le béton un réseau de petites bulles d'air, dense et homogène, permettant le déplacement de l'eau ou lorsque la quantité d'eau gelable est suffisamment faible (c'est le cas de certains BHP qui ont une compacité très élevée).

Pour empêcher l'apparition de pressions excessives dans le béton, il est possible de créer, grâce à un agent entraîneur d'air, un réseau de bulles qui doivent être nombreuses, de petites dimensions, bien réparties et suffisamment rapprochées. Le respect de la quantité d'air entraîné dans un béton n'est pas suffisant pour garantir sa résistance au gel, il faut créer un véritable réseau de bulles d'air. Leurs dimensions ne doivent pas dépasser quelques dizaines de microns. Leur espacement, qui détermine le niveau de pression, proportionnel au trajet parcouru par l'eau pour atteindre le front



de gel le plus proche, doit être inférieur à une valeur seuil de l'ordre de quelques centaines de microns. Ce réseau de bulles va servir de « vases d'expansion » permettant les mouvements de l'eau et la formation de glace sans préjudice pour le matériau.

L'agent entraîneur d'air a un double rôle :

- maintenir dans le béton un pourcentage d'air de l'ordre de 3 à 8 % du volume de béton ;
- fractionner les bulles en de nombreuses petites bulles de faibles dimensions (créer le plus grand nombre de bulles de petites dimensions).

L'utilisation d'un agent entraîneur d'air permet de stabiliser les bulles qui ont été créées au moment du malaxage, sous forme d'un réseau homogène et dense de petites bulles d'air.

Un réseau efficace de bulles d'air est caractérisé par deux paramètres :

- le volume d'air total exprimé en pourcentage du volume du béton (la mesure de ce paramètre est effectuée sur béton frais au moyen d'un aéromètre) ;
- le facteur d'espacement des bulles d'air L (barre) qui correspond approximativement à la demi-distance moyenne séparant les parois de deux bulles voisines, d'un réseau supposé régulier. Il représente la distance moyenne que doit parcourir l'eau pour atteindre une bulle d'air. Il condi-

tionne la tenue au gel des bétons formulés avec un agent entraîneur d'air, sa valeur doit être inférieure à des valeurs seuil.

■ Action des sels de déverglaçage

La cause principale des dégradations de surface pouvant résulter de la diffusion des sels de déverglaçage dans les capillaires du béton est un accroissement des pressions osmotiques.

L'importante chute de température de surface, due à la quantité de chaleur consommée pour provoquer la fusion de la glace, amplifie les effets du gel dans la zone du béton proche de la surface (la chute de température de surface peut atteindre 4 °C/minute au lieu de 4 °C/heure habituellement). La peau du béton va donc se refroidir brutalement. Mais ce phénomène est rarement générateur d'un écaillage, car les sels de déverglaçage sont répandus dans la plupart des cas à titre préventif sur les ouvrages d'art des réseaux routier et autoroutier, pour garantir la sécurité des usagers. Il n'y a donc pas de film de glace lorsque les sels sont répandus.

Parallèlement aux phénomènes essentiellement d'ordre physique, la présence des chlorures doit être considérée en vue de se prémunir des risques de corrosion des armatures, en respectant de manière rigoureuse les prescriptions relatives à l'enrobage.



1.2.4 - Phénomène d'alcali-réaction

Le phénomène d'alcali-réaction résulte de l'action des alcalins solubles (oxyde de sodium Na_2O et oxyde de potassium K_2O) du béton sur une certaine forme de silice réactive, en présence d'eau. Il correspond à un ensemble de réactions chimiques complexes qui peuvent se déclencher entre certaines phases minérales contenues dans les granulats et la solution interstitielle fortement basique du béton, lorsque plusieurs conditions sont réunies simultanément : présence d'une forme de silice des granulats dite « potentiellement réactive », des alcalins du béton et de l'eau en quantité suffisante.

Il s'agit de réactions internes au béton mettant en jeu essentiellement les éléments présents à l'origine dans le béton et un apport d'eau externe. En l'absence de précaution, cette pathologie peut apparaître dans les parties d'ouvrages les plus sévèrement exposées à l'humidité, en général au bout de quelques années (voire plusieurs dizaines d'années). On observe la formation d'un gel gonflant qui peut provoquer, en particulier, au cœur du béton, des déformations et une microfissuration du matériau. Les contraintes expansives génèrent, si

elles dépassent la résistance en traction du béton, un décollement à l'interface pâte-granulats et la formation de microfissures à l'interface béton-armatures qui se matérialisent en surface par une fissuration orientée selon la direction des aciers.

Trois conditions sont nécessaires pour amorcer et entretenir les réactions de ce phénomène exceptionnel : il faut que simultanément, l'environnement soit fortement humide, la teneur en alcalins solubles dans la solution interstitielle soit élevée et dépasse un seuil critique, et qu'il existe dans le béton de la silice réactive en quantité suffisante (apportée par des granulats potentiellement réactifs).

Le rôle fondamental de l'humidité (80 à 85 % d'humidité relative moyenne) a été mis en évidence par de nombreux essais en laboratoire et par des constatations sur des ouvrages.

Des travaux de recherche importants ont été engagés en France dès le début des années soixante-dix associant les experts du réseau du ministère de l'Équipement et de l'industrie cimentière afin de trouver une explication à cette réaction et de mettre au point des essais d'analyse. Ces travaux ont abouti à l'établissement de recommandations de préventions, provisoires en 1991 puis définitives en 1994.

Quelques ouvrages conçus en France dans les années 1970 à 1980 ont présenté des pathologies générées par l'alcali-réaction, sans mettre en cause leur capacité structurelle et sans affecter les propriétés mécaniques du béton. Les recherches menées entre les années quatre-vingt et quatre-vingt-dix, suite aux analyses des données d'observation sur des ouvrages, et des expériences en laboratoires ont permis de mettre en œuvre des mesures préventives qui se sont avérées efficaces. La mise en place d'un ensemble cohérent de recommandations de prévention a enrayeré depuis plus de dix ans toute manifestation du phénomène.

Le phénomène d'alcali-réaction est depuis plusieurs années parfaitement maîtrisé, il est maintenant possible de prévenir tout risque d'alcali-réaction dans les bétons et éviter tout désordre.

1.2.5 - Actions de l'eau de mer sur le béton

Un béton exposé en site maritime peut être l'objet de plusieurs types d'agressions :

- agressions mécaniques dues à l'action des vagues et des marées, abrasion due aux chocs des matériaux flottants et érosion due aux effets des vagues ;



- agressions chimiques dues à l'action des chlorures présents dans l'eau de mer et des sulfates ;
- agressions climatiques dues aux variations de température et éventuellement à des phénomènes de gel-dégel.

Les structures situées en site maritime sont exposées à trois types de configurations. Selon les variations du niveau de la mer, elles peuvent être :

- continuellement immergées (béton situé sous le niveau de la mer à marée basse), les bétons situés dans cette zone sont rarement l'objet de dégradations importantes ;
- continuellement émergées et soumises aux embruns et brouillards marins contenant des chlorures, les bétons situés dans cette zone peuvent subir de légères agressions ;
- alternativement émergées ou immergées en fonction du niveau de la mer (zones de marnage déterminées par les niveaux de marée haute et basse) ou soumises aux éclaboussures provoquées par les vagues, les bétons situés dans cette zone sont les plus agressés.



Indépendamment de leurs caractéristiques propres, la résistance des bétons est donc variable en fonction du type d'exposition au milieu marin et du degré d'immersion.

Le béton en présence d'eau de mer est soumis à plusieurs réactions chimiques faisant intervenir des sulfates, des chlorures et des ions magnésium selon plusieurs mécanismes (cristallisation de sels expansifs, précipitation de composés insolubles, attaques ioniques, dissolution de la portlandite, etc.).

Certaines réactions peuvent avoir des effets bénéfiques sur le béton (telle que par exemple la création d'une couche protectrice ou l'obturation des pores par les précipités), d'autres peuvent générer des phénomènes d'expansion ou de lixiviation. La présence d'ions chlorure peut provoquer des phénomènes de corrosion des armatures, si la compacité du béton et l'enrobage des armatures ne sont pas adaptés aux conditions d'exposition. Les sulfates et les chlorures peuvent réagir sur les composés hydratés du ciment.

Les parties d'ouvrages plus particulièrement exposées aux actions de l'eau de mer sont :

- les piles et culées des ponts situées en zone de marnage ;
- les blocs de défense maritime ;
- les murs de quais.

Les principes de prévention à mettre en œuvre sont les suivants.

Un béton compact et peu perméable

Le facteur essentiel qui garantit le bon comportement du béton en site maritime est sa compacité. Plus le béton sera compact, plus les agents agressifs auront des difficultés à pénétrer et à circuler dans son réseau poreux. Ce qui suppose une formulation prévoyant un rapport E/C relativement faible (par l'utilisation de super-plastifiants ou d'adjuvants réducteurs d'eau) et une optimisation du squelette granulaire.

Une formulation à base d'un ciment adapté suffisamment dosé

La formulation du béton doit comprendre un ciment de caractéristiques complémentaires PM (Prise Mer), conforme à la norme NF P 15-317 (ciments pour travaux à la mer) ou des ciments à base de laitier.

Le respect des valeurs d'enrobage des armatures

Le respect des épaisseurs d'enrobage permet de maîtriser la corrosion des armatures de béton armé.

Une mise en œuvre et une cure soignées

Une vibration adéquate et une cure efficace permettent d'obtenir les performances souhaitées et éviter la dessiccation de surface du béton. L'hydratation optimale du ciment permet de réduire la porosité et d'accroître la résistance du béton.

1.2.6 - Phénomène de gonflement interne sulfatique

L'ettringite est un hydrate contenant des sulfates dont les propriétés de gonflement sont connues depuis plus d'un siècle. C'est pourquoi, des précautions particulières sont prises lorsqu'un béton est exposé à un environnement riche en sulfates, notamment vis-à-vis des caractéristiques du ciment.

Cependant, dans certains cas rares, lorsque le béton subi un échauffement au jeune âge, la formation différée d'ettringite peut avoir lieu sans apport d'ions sulfate externes. Ces réactions sont

susceptibles de provoquer un gonflement du béton. Les dégradations sont caractérisées par des fissures en surface qui apparaissent après plusieurs années d'exposition à des conditions sévères caractérisées par une forte humidité. Ce phénomène rare peut se rencontrer, seulement dans des environnements humides, dans des pièces massives en béton coulées en place en période estivale ou sur des pièces de béton ayant subi un traitement thermique. Il est souvent dénommé DEF (Delayed Ettringite Formation), traduction anglaise de Formation Différée d'Ettringite. L'origine du gonflement et la nature des paramètres impliqués ont fait l'objet de nombreuses études.

On a constaté l'incidence importante :

- de la température du béton lors de sa prise et de ses traitements thermiques ;
- de la teneur en alcalin sur la solubilité de l'ettringite ;
- de l'humidité (l'eau étant un des facteurs fondamentaux de la réaction).

Les cas de structures concernées par cette pathologie sont peu nombreux.

La conjonction nécessaire et indispensable de nombreux facteurs, limite le nombre d'ouvrages susceptibles d'être exposés au phénomène.

La démarche préventive consiste à limiter l'incidence d'un de ces facteurs.

- **En priorité en limitant l'échauffement du béton au cœur de la structure.** Il existe plusieurs moyens pour limiter cet échauffement en intervenant soit au niveau de la formulation du béton, soit au niveau de sa fabrication, soit lors de la réalisation de l'ouvrage.
- **En utilisant des constituants du béton conformes aux normes afin de limiter l'apport en sulfates.**

1.3 Recommandations pour la durabilité des bétons

En France, des documents spécifiques, recommandations et fascicules de documentation, synthétisent des principes de prévention pour des problématiques de durabilité en complétant les normes européennes.

1.3.1 - Recommandations pour la prévention contre les phénomènes d'alcali-réaction

Les recommandations relatives à la prévention contre les phénomènes d'alcali-réaction font l'objet d'un fascicule édité par le LCPC en juin 1994 intitulé: « Recommandations pour les préventions des désordres dus à l'alcali-réaction ».

Le principe de la démarche préventive consiste à ne pas se retrouver dans une situation dans laquelle sont présentes simultanément les trois conditions nécessaires à l'amorçage de la réaction. Il convient donc d'éviter la conjonction des trois

facteurs: eau (condition d'humidité relative supérieure à 80-85 %) / quantité d'alcalins dans le béton importante / silice réactive (présence de granulats réactifs).

La méthode de prévention se décline en deux étapes. Elle consiste en fonction de l'environnement (classe 1 à 4 – tableau 1) et du type d'ouvrage (type I à III – tableau 2) à déterminer le niveau de prévention à atteindre (A, B ou C – tableau 3), puis vérifier que la formulation prévue pour le béton est satisfaisante. Elle permet donc de mettre en œuvre des recommandations de prévention adaptées à l'importance de l'ouvrage et à son environnement.

Tableau 1 : environnement

| Classes | Environnement |
|---------|--|
| 1 | Sec ou peu humide (hygrométrie inférieure à 80 %) |
| 2 | Hygrométrie supérieure à 80 % ou en contact avec l'eau |
| 3 | Hygrométrie supérieure à 80 % et avec gel et fondants |
| 4 | Marin |

Tableau 2 : types d'ouvrages

| Types d'ouvrages | Niveau de risque | Exemples d'ouvrages |
|------------------|---|--|
| I | Risques d'apparition des désordres faibles ou acceptables | Éléments non porteurs La plupart des produits préfabriqués en béton |
| II | Risques d'apparition de désordres peu tolérables | La plupart des ouvrages de génie civil |
| III | Risques d'apparition de désordres inacceptables | Tunnels, barrages, ponts, viaducs |

Tableau 3 : niveau de prévention

| Types d'ouvrages | Classes d'exposition | | | |
|------------------|----------------------|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| I | A | A | A | A |
| II | A | B | B | B |
| III | C | C | C | C |



Les recommandations à appliquer sont fonction du niveau de prévention.

- Niveau A : pas de spécifications particulières
- Niveau B : six possibilités d'acceptation de la formule béton*
- Niveau C : granulats non réactifs (granulats PRP sous conditions)**

La mise en place d'un ensemble cohérent de recommandations de prévention a enrayer depuis plus de dix ans toute manifestation du phénomène.

Le phénomène d'alcali-réaction est depuis plusieurs années parfaitement maîtrisé. En effet, il est maintenant possible de prévenir tout risque d'alcali-réaction dans les bétons et éviter ainsi tout désordre.

1.3.2 - Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel

Les recommandations de niveau national relatives à la prévention contre les mécanismes développés par le gel font l'objet d'un guide technique édité par le LCPC en décembre 2003 intitulé « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel ». Les recommandations concernent les bétons réalisés sur chantier, en usines de préfabrication et en centrales de béton prêt à l'emploi pour les ouvrages relevant du domaine du génie civil, et conçus pour une durée d'utilisation de projet de cent ans. Les produits préfabriqués disposant d'une certification intégrant les

* Pour valider une composition, il convient de répondre au moins une fois positivement à l'une des six questions :

- l'étude du dossier granulats montre-t-elle que les granulats sont non-réactifs ?
- la formulation satisfait-elle à un critère analytique (bilan des alcalins) ?
- la formulation satisfait-elle à un critère de performance ?
- la formulation présente-t-elle des références d'emplois suffisamment convaincantes ?
- le béton contient-il des additions minérales inhibitrices en proportion suffisante ?
- les conditions particulières aux granulats PRP sont-elles satisfaisantes ?

Si la formulation ne répond positivement à aucune de ces six questions, il convient de modifier tout ou partie des granulats, ou de choisir un ciment mieux adapté ou d'incorporer des additions minérales normalisées inhibitrices et de révéifier ces six conditions d'acceptation.

** Utilisation recommandée de granulats non réactifs (NR), granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP) éventuellement autorisés sous réserve que les conditions particulières à leur emploi soient satisfaites, sur la base d'un essai de performance.

risques liés au gel-dégel ne sont pas concernés par ces recommandations.

Ce document précise les dispositions relatives à l'élaboration des bétons traditionnels, des Bétons à Hautes Performances et des bétons à technologie spécifique : béton à démoulage immédiat (bétons fabriqués en usine de préfabrication), bétons moulés sur site avec une machine à coffrage glissant et bétons projetés.

Les principes de prévention s'appliquent aux ouvrages non protégés des intempéries ou en contact avec l'eau ou les rejaillissements de saumure et soumis à deux types d'exposition spécifiques : le gel pur ou le gel pur en présence de sels de déverglaçage.

Les principes de prévention permettant d'assurer la durabilité des bétons durcis en ambiance hivernale reposent sur les constatations suivantes.

- Le béton résiste d'autant mieux,
 - que sa compacité et sa résistance mécanique, en particulier en traction, sont élevées ;
 - que son degré de saturation en eau est faible ;
 - qu'il est imperméable et ne se laisse pas saturer par les sels de déverglaçage ;
 - que le réseau de bulles d'air est adapté à la quantité d'eau gelable.

Ces recommandations permettent :

- de maîtriser les agressions pouvant résulter des cycles de gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage ;
- de formuler et de confectionner des bétons durables en ambiance hivernale.

- Le béton doit être compact (rapport E/C faible et dosage en ciment élevé), présenter lorsque nécessaire un réseau de bulles d'air approprié, et être formulé en utilisant des granulats non gélifs.

Les principes de prévention concernent tous les paramètres de formulation, les conditions environnementales et les conditions de fabrication et de mise en œuvre du béton (temps de transport, vibration, talochage, cure, etc.).

Les recommandations s'appuient pour les granulats sur les normes NF EN 12620 et XP P 18-545 ainsi que sur la norme NF EN 1367-1 pour la sensibilité au gel.

Elles définissent les essais à mettre en œuvre ainsi que les caractéristiques à exiger sur le béton durci



(facteur d'espacement des bulles d'air). Les essais performanciels sont basés sur des cycles de gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage.

Elles tiennent compte de l'évolution des constituants des bétons (ciments, adjuvants, etc.) et définissent les essais à mettre en œuvre ainsi que les caractéristiques à exiger sur le béton durci pour satisfaire la durabilité aux cycles gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage.

Résistance au gel interne

La résistance au gel du béton dans la masse est évaluée de deux manières suivant le type de béton.

- Béton formulé avec un agent entraîneur d'air. Le facteur d'espacement L (barre) est déterminé dès le stade de la formulation du béton. Il est mesuré sur béton durci selon la norme ASTM C 457 à une échéance de 4 à 5 jours et permet de valider l'efficacité du réseau de bulles d'air entraîné. Les paramètres du réseau de vides d'air dans le béton durci sont déterminés au microscope.
- Béton formulé sans ou avec peu d'agent entraîneur d'air. La résistance au gel interne de ces bétons est évaluée avec l'essai de performance défini dans la norme P 18-424 pour le gel sévère avec un fort degré de saturation en eau du béton et dans la norme P 18-425 pour le gel modéré quel que soit le degré de saturation en eau du béton, et

pour le gel sévère avec une saturation modérée en eau du béton. La durée des essais est de l'ordre de trois mois et demi.

Résistance à l'écaillage

La résistance à l'écaillage représente le comportement de la surface du béton soumis aux cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage. Elle est déterminée selon la norme XP P 18-420 en mesurant la masse de matière écaillée (sur quatre éprouvettes cubiques de béton durci exposées à des cycles de gel-dégel en présence d'une solution saline). La durée de l'essai est de l'ordre de trois mois.

Quatre « classes » d'exposition définies dans la Norme NF EN 206-1 concernent les bétons soumis à l'action du gel et/ou aux sels de déverglaçage.

- XF1 : saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage.
- XF2 : saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage.
- XF3 : forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage.
- XF4 : forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage.

La méthode consiste à définir le type de béton à mettre en œuvre en fonction des niveaux de gel (gel sévère et gel modéré) – niveau précisé dans la carte des zones de gel en France – voir la norme

NF EN 206-1 et le fascicule de documentation P 18-326 et des niveaux de salage (salage peu fréquent, salage fréquent, salage très fréquent) – niveau précisé dans le document SETRA – aide à l'élaboration du dossier d'organisation, de la viabilité hivernale. Les zones de gel faible ne sont pas concernées par ces recommandations.

Selon le niveau de gel auquel est soumis l'ouvrage et le niveau de salage, on distingue quatre types de bétons :

- béton soumis au gel modéré sans eau avec peu de sels de déverglaçage (salage peu fréquent) ;
- béton soumis au gel modéré en présence de sels de déverglaçage (salage fréquent) ;
- béton soumis au gel sévère sans sels de déverglaçage. Ces bétons sont dénommés béton G (béton formulé pour résister au gel interne seul) ;
- béton soumis au gel modéré et sévère en présence de sels de déverglaçage. Ces bétons sont dénommés béton G + S (béton formulé pour résister au gel interne et à l'action des sels de déverglaçage).

Tableau 4 : types de bétons

| Niveau de salage | Niveau de gel | |
|----------------------|---|-------------|
| | Modéré | Sévère |
| Peu fréquent | Béton adapté* | Béton G |
| Fréquent | Béton adapté* avec : teneur en air minimale de 4 % ou essais de performance | Béton G + S |
| Très fréquent | Béton G + S | Béton G + S |

* Béton adapté : béton conforme aux normes en vigueur, (norme NF EN 206-1 et normes de produit) et possédant une bonne compacité.

Seuls les bétons G et G + S font l'objet de prescriptions particulières.

Les recommandations concernent la formulation, les spécifications sur les constituants (ciments, granulats, additions), les spécifications exigées sur le béton durci ainsi que la fabrication, la mise en œuvre et les dispositions constructives.

Pour les bétons traditionnels, les recommandations concernent les bétons de résistances caractéristiques à 28 jours inférieures à 50 MPa, formulés avec un entraîneur d'air.

Pour les BHP, les recommandations concernent les bétons de résistances caractéristiques à 28 jours supérieures ou égales à 50 MPa formulés avec ou sans entraîneur d'air.

Les recommandations distinguent deux classes de BHP en fonction du rapport E/C :

- classe 1 $E/C \geq 0,32$
- classe 2 $E/C < 0,32$

Et deux types de formulations :

- béton formulé sans entraîneur d'air ;
- béton formulé avec entraîneur d'air.

Le guide technique consacre aussi un chapitre spécifique aux modalités de réalisations des épreuves d'étude et de convenance, et donne des éléments pour la mise en place d'un plan de contrôle de la qualité des bétons.

1.3.3 - Fascicule de documentation FD P 18-011

Le fascicule de documentation FD P 18-011 « Définition et classification des environnements chimiquement agressifs, recommandations pour la formulation des bétons » définit des environnements agressifs, pour les bétons armés et les bétons précontraints. Il permet de spécifier des dispositions préventives adaptées pour la formulation des bétons résistant à ces environnements agressifs.

Ce fascicule est complémentaire de la norme NF EN 206-1. En effet la norme NF EN 206-1 spécifie, dans les tableaux NA.F.1 et NA.F.2, des exigences relatives aux bétons en fonction des classes d'exposition. Elle précise, pour les classes d'exposition XA1, XA2 et XA3 qui correspondent respectivement à des environnements à faible, modérée et forte agressivité chimique qu'il convient de se référer au fascicule FD P 18-011 pour le choix du ciment.

Le fascicule de documentation FD P 18-011 définit et distingue trois types d'environnements chimiquement agressifs :

- les milieux gazeux : gaz, vapeurs ;
- les milieux liquides : eaux de mer, eaux résiduaires, solutions acides, solutions basiques, eaux pures ;
- les milieux solides : sols contenant des sulfates par exemple.

Il définit les modes d'action d'environnements chimiquement agressifs (eaux pures, solutions acides, solutions basiques, solutions salines milieux

gazeux, sols...) et précise, pour ces environnements, les compositions et les caractéristiques des ciments à privilégier.

Pour chaque environnement agressif, correspondant aux classes d'expositions XA1, XA2 et XA3 (définies dans la norme NF EN 206-1), le fascicule donne des recommandations sur le choix du type de ciment pour les milieux contenant des sulfates, les milieux acides et l'eau pure.

Il recommande en particulier des mesures préventives pour la formulation des bétons afin d'assurer leur durabilité.

Il définit des mesures de protection pour les ouvrages en fonction des conditions environnementales agressives auxquelles ils sont soumis.

Tableau 5: recommandations pour le choix du ciment en milieux acides

| Classe d'exposition | Choix du ciment |
|---------------------|---|
| XA1 | <ul style="list-style-type: none"> • CEM II/B-S, CEM II/B-V, CEM II/B-P, CEM II/B-Q, CEM II/B-M (S-V), CEM III/A conformes à la norme NF EN 197-1 • CEM III/A conformes à la norme NF EN 197-4 • Ciments conformes à la norme NF P 15-317 (PM) ou NF P 15-319 (ES) • CEM IV/A et B conformes à la norme NF EN 197-1 |
| XA2 | <ul style="list-style-type: none"> • CEM II/B-S, CEM II/B-V, CEM II/B-P, CEM II/B-Q, CEM II/B-M (S-V), CEM III/A conformes à la norme NF EN 197-1 • CEM III/A conformes à la norme NF EN 197-4 • Ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES) • CEM IV/A et B conformes à la norme NF EN 197-1 |
| XA3 | <ul style="list-style-type: none"> • CEM III/A, B et C, CEM V/A et B conformes à la norme NF P 15-319 • Ciments d'aluminates de calcium conformes à la norme NF EN 14647 • CEM IV/B conforme à la norme NF EN 197-1 |

Tableau 6: recommandations pour le choix du ciment en milieux contenant des sulfates (solution)

| Classe d'exposition | Choix du ciment |
|---------------------|---|
| XA1 | Pas de recommandations particulières |
| XA2 | <ul style="list-style-type: none"> • (Au-dessous de 1 500 mg/l) ciments conformes à la norme NF P 15-317 (PM) ou NF P 15-319 (ES) • (Au-dessus de 1 500 mg/l) ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES) |
| XA3 | Ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES) |

Tableau 7: recommandations pour le choix du ciment en milieux contenant des sulfates (sol)

| Classe d'exposition | Choix du ciment |
|---------------------|---|
| XA1 | Pas de recommandations particulières |
| XA2 | Ciments conformes à la norme NF P 15-317 (PM) ou NF P 15-319 (ES) |
| XA3 | Ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES) |

Tableau 8: recommandations pour le choix du ciment en eaux pures

| Classe d'exposition | Choix du ciment |
|---------------------|---|
| XA1 | • CEM III/A, B et C, CEM V/A et B conformes à la norme NF P 15-319, |
| XA2 | • Ciments d'aluminates de calcium conformes à la norme NF EN 14647 |
| XA3 | • CEM IV/B conforme à la norme NF EN 197-1 |

1.3.4 - Recommandations pour la prévention des désordres liés aux réactions sulfatiques internes

De nombreuses recherches, aussi bien au sein du réseau des laboratoires de l'équipement que dans les centres de recherches de l'industrie cimentière et l'industrie du béton préfabriqué, ont permis de mettre au point et de valider des principes de prévention à mettre en œuvre.

Un groupe de travail piloté par le LCPC a rédigé des recommandations pour se prémunir contre le développement de réactions sulfatiques internes (RSI) et limiter le risque d'apparition des désordres induits par ces réactions. Elles font l'objet d'un guide technique publié en août 2007 intitulé : « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne ».

Ces recommandations précisent des dispositions constructives à mettre en œuvre pour la conception et la réalisation de l'ouvrage et des précautions à appliquer pour la mise en œuvre et la formulation du béton. Elles sont complémentaires des spécifications de la norme NF EN 206-1.

Elles prennent en compte :

- la catégorie d'ouvrages ;
- les actions environnementales auxquelles seront soumises les parties d'ouvrages concernées pendant la durée d'utilisation de la structure ;
- les conditions thermiques du béton lors de sa mise en œuvre et au cours de son durcissement.

Les précautions à mettre en œuvre sont fonction d'un niveau de prévention défini pour chaque partie d'ouvrage potentiellement « critique ». Sont concernées par ces recommandations uniquement les parties d'ouvrages en béton de dimensions importantes en contact avec l'eau ou soumises à une ambiance humide. Il s'agit de pièces massives ou « critiques » pour lesquelles la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment (la prise et le durcissement du béton génèrent un dégagement de chaleur dû à l'exothermie des réactions d'hydratation) est peu évacuée vers l'extérieur, ce qui conduit à une élévation importante de la température au cœur du béton.

Le principe de la démarche préventive consiste à identifier les parties d'ouvrages susceptibles d'être soumises au phénomène de RSI, puis à définir un niveau de prévention nécessaire en fonction de la catégorie de l'ouvrage (catégories I à III du tableau 9, traduisant le niveau de risque que le maître d'ouvrage est prêt à accepter) ou de la partie d'ouvrage et des classes d'exposition spécifiques à la RSI (tableau 10), (intégrant l'importance

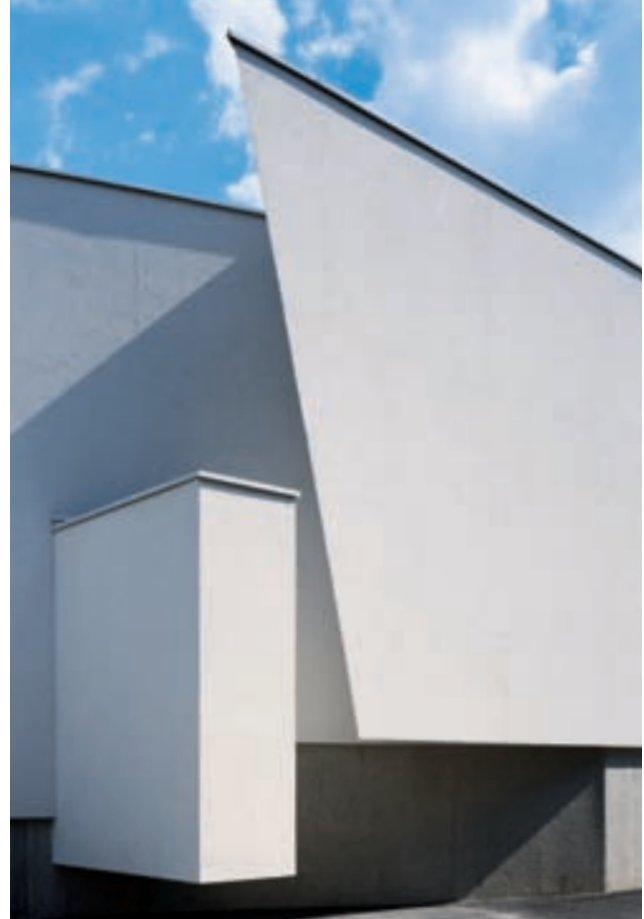


Tableau 9: catégorie d'ouvrages

| Catégorie d'ouvrages | Niveau de conséquences d'apparition des désordres | Exemples d'ouvrage ou de partie d'ouvrage |
|----------------------|---|--|
| I | Faibles ou acceptables | * Ouvrage en béton de classe de résistance inférieure à C 16/20 * Éléments non porteurs de bâtiment |
| II | Peu tolérables | * Éléments porteurs de la plupart des bâtiments et les ouvrages de Génie Civil |
| III | Inacceptables ou quasi inacceptables | * Bâtiments réacteurs de centrales nucléaires * Barrages, tunnels * Ponts et viaducs exceptionnels |

Nota

La catégorie d'ouvrages dépend de son utilisation et du niveau de conséquences en terme de sécurité que le maître d'ouvrage est prêt à accepter.

Tableau 10: classes d'exposition de la partie d'ouvrage vis-a-vis de la RSI

| Classe d'exposition | Description de l'environnement | Exemples informatifs |
|---------------------|---|---|
| XH1 | Sec ou humidité modérée | * Partie d'ouvrage en béton située à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible ou moyen * Partie d'ouvrage en béton située à l'extérieur et abritée de la pluie |
| XH2 | • Alternance d'humidité et de séchage • Humidité élevée | • Partie d'ouvrage en béton située à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est élevé • Partie d'ouvrage en béton non protégée par un revêtement et soumis aux intempéries sans stagnation à la surface |
| XH3 | • En contact durable avec l'eau • Immersion permanente • Stagnation d'eau à la surface • Zone de marnage | • Partie d'ouvrage en béton submergée en permanence dans l'eau • Partie d'ouvrage en béton régulièrement exposée à des projections d'eau |

Nota

Ces classes d'exposition spécifiques à la RSI sont complémentaires des 18 classes d'exposition définies dans la norme NF EN 206-1. Elles doivent être spécifiées dans le CCTP pour chaque partie d'ouvrage susceptible d'être soumise au phénomène de RSI.

des paramètres eau et humidité) traduisant l'environnement dans lequel se trouve le béton. À chaque niveau de prévention (As, Bs, Cs, Ds) correspond un niveau de précaution à appliquer.

Il convient alors de mettre en œuvre pour chaque partie d'ouvrage concernée les précautions adaptées à chaque niveau de prévention (tableau 11, obtenu par croisement des classes d'exposition et des catégories d'ouvrages).

Tableau 11 : choix du niveau de prévention

| Catégorie d'ouvrage | Classe d'exposition | | |
|---------------------|---------------------|-----|-----|
| | XH1 | XH2 | XH3 |
| I | As | As | As |
| II | As | Bs | Cs |
| III | As | Cs | Ds |

Nota

Le choix du niveau de prévention pour chaque partie d'ouvrage est de la responsabilité du maître d'ouvrage. Le niveau de prévention doit être spécifié dans le CCTP. Au sein d'un même ouvrage les parties susceptibles d'être soumises au phénomène de RSI peuvent être l'objet de niveaux de prévention différents.

Les précautions sont modulées en fonction du niveau de prévention. Elles portent en priorité sur la fabrication, le transport et la mise en œuvre du béton. Des précautions sur la formulation sont aussi possibles si nécessaire.

Les précautions à appliquer sont fonction de chaque niveau de prévention par ordre croissant d'exigences de As à Ds. Elles visent essentiellement à limiter la température maximale susceptible d'être atteinte au cœur de chaque pièce critique.

À titre d'exemples :

- les précautions à appliquer pour le cas le plus courant, soit le niveau de prévention As, est la suivante: la température T_{max} susceptible d'être atteinte au sein de l'ouvrage doit rester inférieure à 85 °C;
- pour le niveau de prévention Bs, l'une des deux précautions suivantes doit être mise en œuvre :
 - la température Tmax doit rester inférieure à 75 °C;
 - si T_{max} ne peut rester inférieure à 75 °C, elle doit rester inférieure à 85 °C et une des conditions suivantes doit être respectée ;
 - maîtrise du traitement thermique (durée du maintien de la température au-delà de 75 °C limitée);
 - utilisation d'un ciment adapté;
 - vérification de la durabilité du béton vis-à-vis de la RSI à l'aide de l'essai de performance (LPC n° 59).

Le guide propose des dispositions pour limiter les risques potentiels de réaction sulfatique interne.

- Au niveau de la conception et du dimensionnement des ouvrages, en évitant les zones de stagnation d'eau, en protégeant le béton par une étanchéité, en privilégiant les pièces creuses.

Tableau 12 : récapitulatif des précautions à appliquer vis-a-vis de la RSI

| Niveau de prévention | Température maximale du béton T_{max} | Température limite du béton T_{limite} | Conditions à respecter si température comprise entre T_{max} et T_{limite} |
|----------------------|---|--|--|
| As | 85 °C | / | / |
| Bs | 75 °C | 85 °C | – Maîtrise du traitement thermique ou – ciment adapté ou – essai de performance |
| Cs | 70 °C | 80 °C | – Maîtrise du traitement thermique ou – ciment adapté ou – essai de performance |
| Ds | 65 °C | 75 °C | – Ciment adapté – Validation de la formulation par un laboratoire indépendant expert en RSI |



- Au niveau de la formulation: il est préférable de choisir des ciments à faible chaleur d'hydratation notés LH (cf. amendement A1 à la norme NF EN 197-1).

A priori les 5 types de ciments courants (CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV et CEM V) sont utilisables. Une partie du CEM I peut aussi être substituée par des additions minérales (dans la limite permise par la norme NF EN 206-1) afin de diminuer l'exothermie de béton.

Un compromis peut s'avérer nécessaire sur le choix du ciment adapté par exemple dans le cas de pièces critiques soumises à un gel sévère associé à des sels de déverglaçage et qui seraient susceptibles d'être aussi soumises à un risque de réaction sulfatique interne. En effet les recommandations relatives au gel imposent des dosages élevés en ciment de type CEM I, solution pas favorable pour limiter la température du béton au jeune âge.

La détermination du ciment adapté doit donc faire l'objet très souvent d'une analyse multicritère privilégiant en priorité la durabilité de l'ensemble de l'ouvrage, en respectant les spécifications liées aux classes d'exposition, tout en prenant en compte de manière pertinente les exigences de mise en œuvre.

- Lors de la fabrication (refroidissement des granulats, eau de gâchage froide...) et du transport du béton (réduction du temps de transport et d'attente des toupies).

- Au cours de la mise en œuvre: il convient en particulier d'éviter le coulage des ouvrages en période de fortes chaleurs ou de mettre en œuvre tous les moyens nécessaires pour réduire la température du béton (par exemple en incorporant des serpents dans le béton dans lesquels on fait circuler de l'eau fraîche) et/ou de privilégier des coffrages non isolants.

Ces dispositions doivent permettre:

- de limiter la température atteinte au sein du béton;
- d'éviter les contacts prolongés du béton avec l'eau.

Le LCPC a développé un essai de performance accéléré sur béton (méthode d'essai des LPC n° 66: réactivité d'une formule de béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne) permettant d'évaluer la durabilité des couples « Formule de béton et échauffement du béton » vis-à-vis de la formation d'ettringite différée suivie d'expansion, qui

soit représentatif des phénomènes observés dans des cas réels et adaptés aux conditions d'exécution, tels que le cycle de traitement thermique appliqué au béton lors de l'étuvage en usine de préfabrication et l'échauffement d'une pièce massive, de taille critique, coulée en place sur chantier. Cet essai d'une durée de 12 à 15 mois, consiste à caractériser le risque de gonflement d'un béton vis-à-vis de la RSI. Il permet de valider une formulation de béton en déterminant sa réactivité potentielle à la formation différée d'ettringite.

Le guide LCPC rappelle (annexe III) les principes de l'exothermie des réactions d'hydratation et l'incidence du dosage en liant et de sa nature. Il propose aussi (annexe IV) une méthode de calcul simplifiée permettant d'estimer la température atteinte au cœur du béton.

L'élévation de température au sein d'une partie d'ouvrage en béton est fonction :

- de l'exothermie du béton ;
- de la géométrie de la partie d'ouvrage ;
- de la température initiale du béton lors de la mise en œuvre dans le coffrage ;
- des déperditions thermiques liées en particulier au type de coffrage.

Ce calcul permet d'évaluer si la partie d'ouvrage doit être considérée comme une pièce critique vis-à-vis des risques de RSI. Il comprend une succession d'étapes :

- le dégagement de chaleur induit par le ciment à partir de données propres en particulier à son dosage et sa chaleur d'hydratation ;
- la présence éventuelle d'additions minérales ;
- les déperditions thermiques.

Tableau 13 : recommandation sur le choix des ciments vis-à-vis de la RSI, selon le niveau de prévention

| Niveau de prévention | Ciment adapté |
|----------------------|---|
| Bs | <ul style="list-style-type: none"> • Ciment conforme à la norme NF P 15-319 (ES) ⁽¹⁾ • CEM II/B-V, CEM II/B-S, CEM II/B-C, CEM II/B-M (S-V), CEM III/A, CEM V ⁽²⁾ • CEM I en combinaison avec cendres volantes, laitiers de haut-fourneau ⁽³⁾ Proportion d'additions supérieure à 20 % ⁽⁴⁾ |
| Cs | <ul style="list-style-type: none"> • Ciment conforme à la norme NF P 15-319 (ES) ⁽¹⁾ • CEM II/B-V, CEM II/B-S, CEM II/B-C, CEM II/B-M (S-V), CEM III/A, CEM V ⁽²⁾ • CEM I en combinaison avec cendres volantes ou laitiers de haut-fourneau ⁽³⁾ Proportion d'additions supérieure à 20 % ⁽⁴⁾ |
| Ds | Ciment conforme à la norme NF P 15-319 (ES) ⁽¹⁾ |

1. Dans le cas CEM I et CEM III/A. Teneur en alcalins équivalents actifs du béton limitée à 3 kg/m³.

2. Ciment avec teneur en SO₃ inférieure à 3 % et dont le C₃A du clinker est inférieur à 8 %.

3. Le CEM I doit respecter C₃A (rapporté au ciment) inférieure à 8 % et SO₃ inférieure à 3 %.

4. La proportion d'addition doit respecter les spécifications de la norme NF EN 206-1.

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.

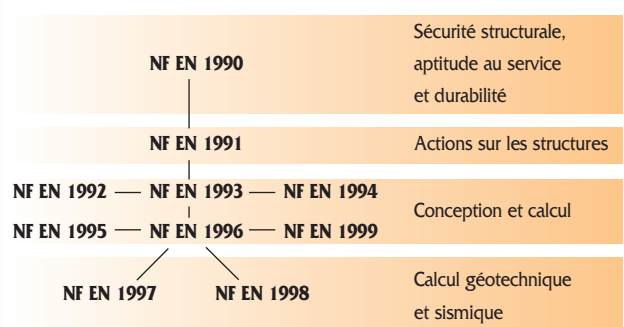
Les normes « Eurocode » permettent une optimisation de la durabilité des structures. Elles supposent que :

- 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.

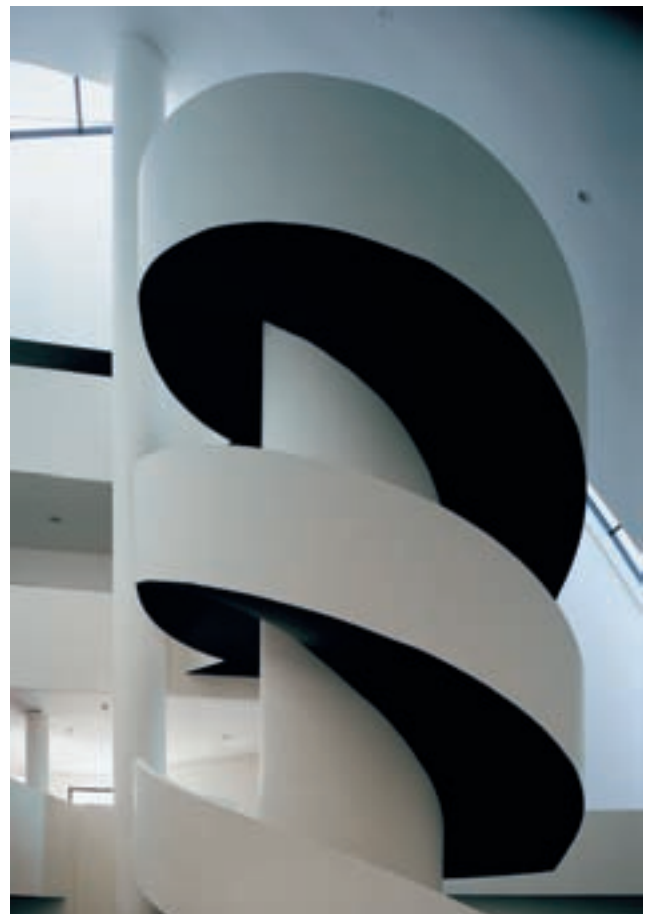
Les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charges appropriés.

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 :

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

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

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 :

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

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

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

Avec

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

$G_{k,\text{inf}}$: 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.

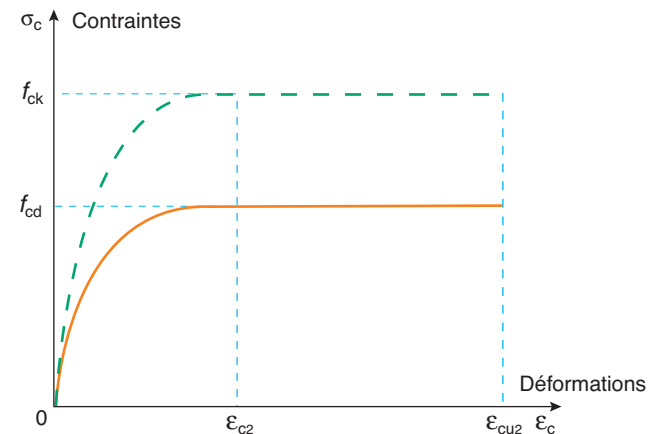


Diagramme parabole rectangle

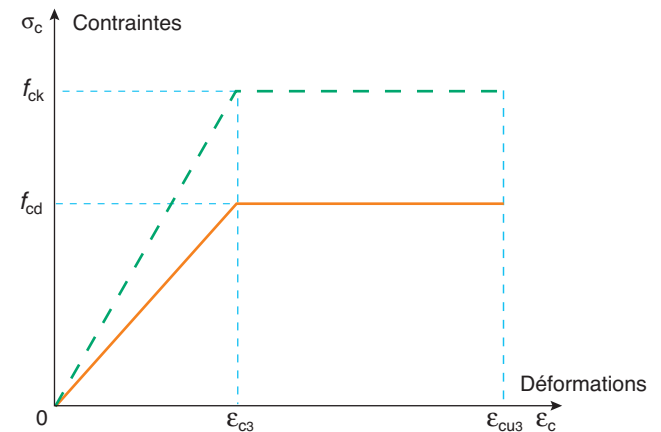


Diagramme bilinéaire



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.

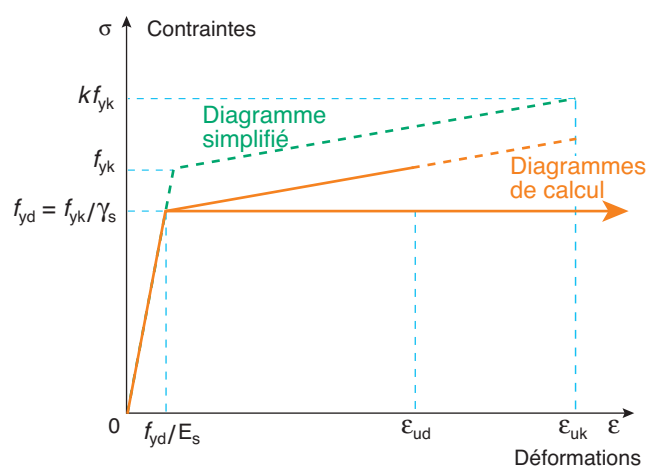


Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers en béton armé (tendus ou comprimés)

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.

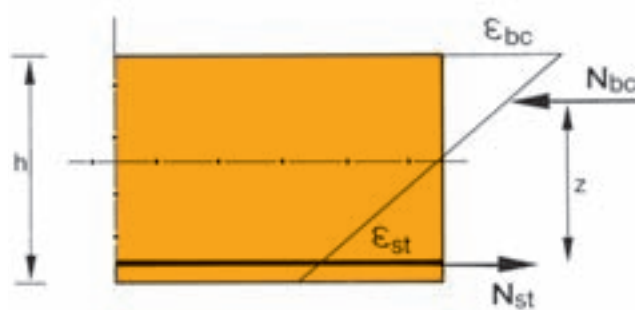
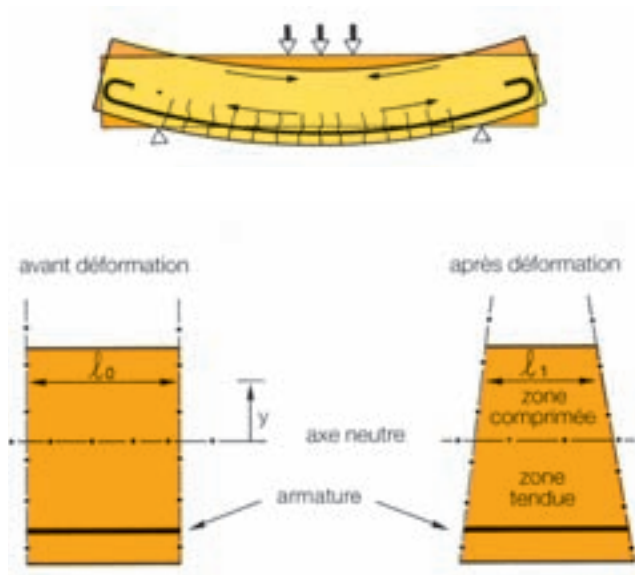
• Traction simple

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 :

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

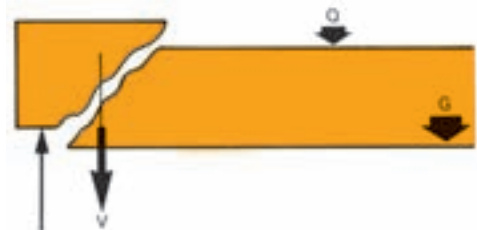
Avec :

- 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.

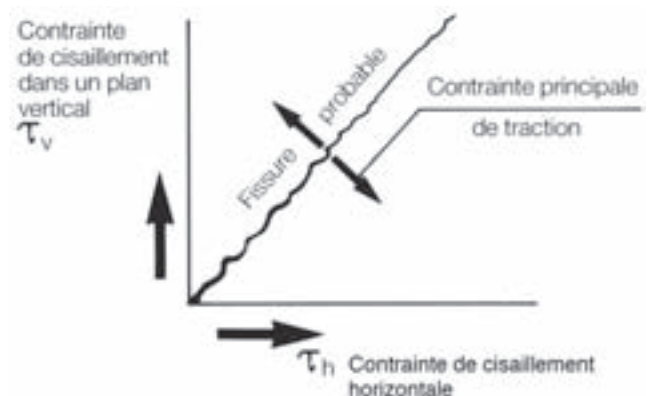


Effort tranchant

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.

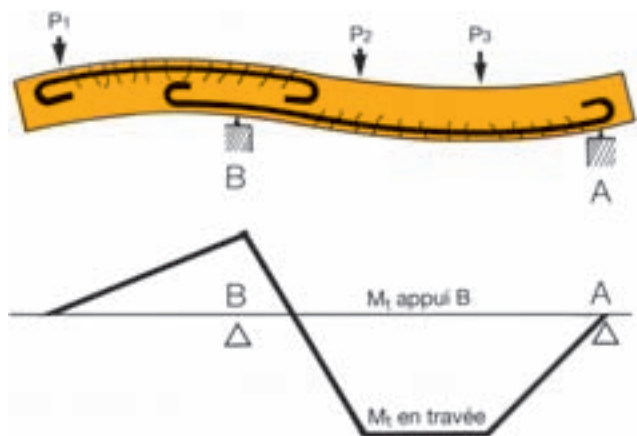


Fissuration et amorce de rupture provoquée par l'effort tranchant.



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 ϕ |
| 135° | 10 ϕ |
| 150° | 5 ϕ |
| 180° | 5 ϕ |

■ **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 raboutage ».

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 raboutage 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

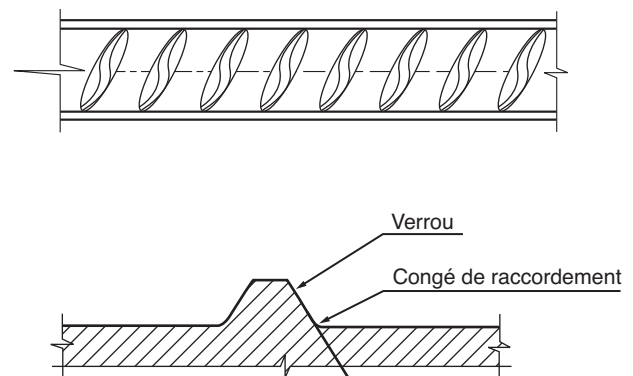
■ Caractéristiques de forme des aciers

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

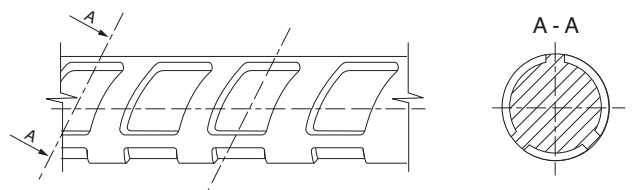


Schéma des armatures à empreintes



■ 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 | Treillis 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).

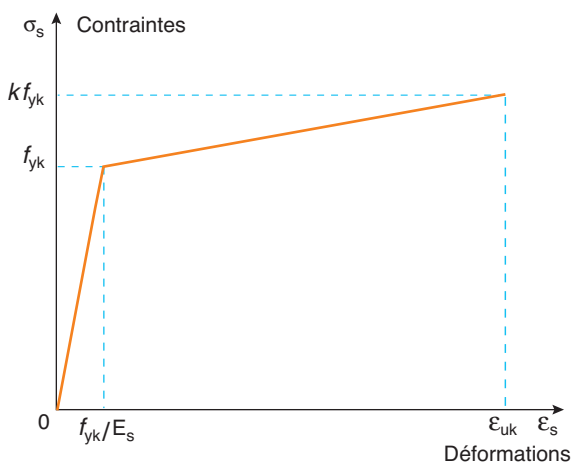


Diagramme contrainte-déformation des aciers de béton armé

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

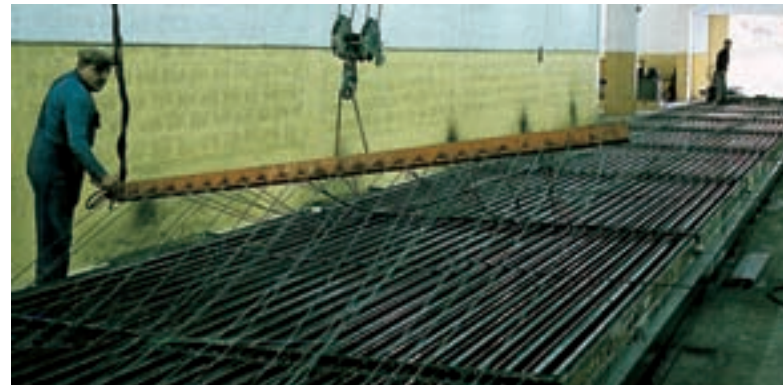
La précontrainte extérieure présente de nombreux avantages, notamment l'allègement des structures par réduction des sections, la facilité de mise en œuvre et surtout les possibilités de remplacement des câbles endommagés ou de renforcement de structures soumises à des charges accrues.

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





Chapitre

3

Maîtrise esthétique des parements

- 3.1 Qualité esthétique des parements**
- 3.2 Teintes et textures des parements**
- 3.3 Traitements et animations
des surfaces des parements**

3.1 Qualité esthétique des parements

Selon l'architecte Claude Parent: « Le béton, matière malléable, fournit une grande liberté de création: le béton libère l'imagination. Le béton sortant brut de son moule traduit la réalité de sa nature, de sa structure, de sa matière: le béton apporte la franchise de l'expression. Le béton ayant la possibilité de modifier son aspect final suivant la composition, la paroi du coffrage, le traitement de surface, il propose aux architectes une variété infinie d'états de surface: le béton permet le jeu des apparences. »

Grâce à ses qualités expressives, le béton peut être beau et ne nécessite aucun revêtement. Trois facteurs essentiels déterminent la réussite d'un béton apparent.



La forme

Les coffrages et les moules de natures très diverses permettent la réalisation de toutes les formes imaginées, grâce à la plasticité du matériau.

La teinte

La teinte du parement est apportée par les composants du béton. Gris ou blanc, le ciment, mélangé aux éléments les plus fins donne au béton brut de démoulage sa teinte de fond. Elle peut être modifiée par l'ajout de pigments. Dans le cas des bétons traités, c'est la couleur des granulats les plus gros qui prédomine. Ils seront mis en valeur par le traitement qui, suivant son intensité, les rendra plus ou moins visibles.

La texture

La surface peut être lisse ou rugueuse, comporter des creux et des reliefs, reproduire des motifs décoratifs. Les dispositions adoptées lors du moulage ou de la mise en œuvre, les traitements de surface avant ou après démoulage, créent une variété infinie de textures qui seront accentuées par la lumière.

3.1.1 - Qualité esthétique des parements

Le béton, matériau minéral, composite par nature, moulable à volonté, est la matière des parements. Il s'adapte à tous les projets et répond pleinement à la demande esthétique et aux exigences architecturales contemporaines.

Les multiples compositions des bétons, la sélection des composants et de leur dosage, les dispositions adoptées lors du coffrage ou de la mise en œuvre, les traitements de surface avant ou après démoulage, la teinte apportée par les constituants créent une palette quasi illimitée d'aspects, de textures et de teintes qui sont mis en valeur et accentués par la lumière. Le béton peut être rugueux, lisse, poli ou brillant. La surface peut comporter des creux, des incrustations et des reliefs ou reproduire toutes sortes de motifs décoratifs.



Lors de la conception et de la réalisation d'un ouvrage, de nombreux paramètres doivent être maîtrisés pour obtenir des parements conformes, en terme de teintes et de textures, aux attentes des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre et à la volonté esthétique des architectes.

Un parement en béton est une surface coffrée, généralement visible après achèvement de l'ouvrage. Il doit résister aux diverses agressions auxquelles est soumise la structure pendant sa durée d'utilisation et s'intégrer le plus naturellement possible dans son environnement.

L'obtention d'un parement de qualité repose sur l'attention que l'on portera lors de la formulation du béton et lors des différentes étapes de sa mise en œuvre. L'homogénéité de l'aspect est induite par celle des constituants du béton. La régularité des caractéristiques des constituants est de ce fait un point essentiel. La qualité des coffrages et des produits démoulants, des modes de coulage et de la vibration ainsi que les conditions de maturation participent au résultat final.

La technologie du béton progresse régulièrement sous l'impulsion de nombreux programmes de recherche, avec les Bétons à Hautes Performances, les bétons fibrés ou encore les bétons autoplaçants qui, par leurs qualités plastiques permettent une mise en œuvre plus facile. Les évolutions qui en

résultent se traduisent par une optimisation continue des performances mécaniques et des possibilités esthétiques des bétons.

En plus de leurs qualités physiques et de leurs performances mécaniques, qui répondent aux exigences constructives, les bétons sont moulables et offrent une variété infinie d'apparences, une multitude d'aspects, de couleurs et de formes. Ils permettent de traduire et d'exprimer en volumes esthétiques simples ou complexes, les souhaits et la volonté des architectes dans un parfait respect de l'environnement.

Les progrès techniques de ces dernières années offrent aujourd'hui aux maîtres d'ouvrage, aux maîtres d'œuvre, aux architectes et aux entreprises une très grande diversité de bétons pour la conception et la réalisation de parements esthétiques.

Les professionnels disposent d'un matériau qui autorise une variété infinie de possibilités d'aspect, qui répond pleinement à la demande esthétique, qui s'adapte à chaque type d'ouvrage, à la nature du chantier, aux conditions de mise en œuvre, aux exigences architecturales contemporaines et aux besoins et attentes des utilisateurs. Les méthodes de fabrication actuelles permettent de satisfaire la qualité attendue des parements en termes d'aspects et de performances.

3.1.2 - Différents types de parements

Le parement en béton peut être :

- brut de décoffrage, dans ce cas, il présente un aspect lisse, uniforme et régulier ou une texture moulée obtenue en utilisant une matrice ;
- traité en surface après décoffrage ou démoulage ; le traitement de surface peut être appliqué sur le béton frais ou sur le béton durci.

Les surfaces brutes peuvent être lisses ou à reliefs et être obtenues par démoulage immédiat ou différé. On distingue les surfaces brutes contre-moule (l'état de surface est obtenu au contact avec le moule, il porte l'empreinte du moule) et les surfaces brutes hors moule ou dessus de moule, c'est-à-dire travaillées à l'état frais par talochage, lissage ou impression (l'état de surface correspond à une face qui n'est pas au contact avec le moule pendant le moulage).

La qualité esthétique des ouvrages est ainsi enrichie en accentuant à l'infini le grain de la matière, les creux et les reliefs, en modelant la surface et en rendant plus ou moins apparents les différents composants.

On distingue deux types de surfaces.

• **Les surfaces traitées à l'état frais**

De nombreuses techniques permettent de traiter le



béton à l'état frais telles que le brossage, le striage, le lavage, l'impression, etc.

• **Les surfaces traitées à l'état durci**

Les surfaces béton peuvent aussi être traitées à l'état durci par des techniques très variées telles que la désactivation, le sablage, le grésage, le boucharchage, le polissage, etc.

Tableau 17: catégories de surfaces brutes

| Catégorie de surface | Type d'aspect | Obtention et description de l'aspect |
|--|--------------------------|--|
| Brute contre-moule | Brut, durci moule | Surface lisse ou à reliefs, similaire à la paroi du moule ou à la matrice |
| | Brut, démoulage immédiat | Aspect de surface correspondant au glissement ou au décollement du moule sur le béton frais |
| Brute dessus de moule (ou hors moule) | Dressé | Règle tirée sur le béton frais |
| | Taloché | Passage d'une taloche sur le béton frais |
| | Feutré | Passage d'une brosse souple, d'une plaque de polystyrène expansé ou d'un chiffon Aspect homogène, plus fin qu'un simple talochage |
| | Lissé | Passage d'une truelle ou d'une lisseuse sur le béton frais Aspect de surface lisse et dense |
| | Strié | Passage d'un balai, d'une brosse à poils durs ou d'un râteau créant des stries sur la surface |
| | Avec empreintes | Passage d'un rouleau d'impression ou d'un instrument similaire sur le béton frais - Impression réalisée par une matrice |

3.1.3 - Caractérisation des parements

Le fascicule de documentation P 18 503 caractérise l'aspect de surface d'un parement en béton par trois critères :

- la planéité : P
- la texture : E
- la teinte : T

Chaque critère est associé à un chiffre qui correspond à un niveau croissant de qualité.

On distingue la **planéité d'ensemble** et la **planéité locale**.

La texture est définie par un **bullage moyen**, un **bullage concentré** ou des **défauts localisés**.

La **teinte** est appréciée sur une échelle de gris comprenant sept niveaux.

3.1.4 - Aspect de surface et appréciation des parements

L'aspect perçu du parement résulte de l'action de la lumière sur le béton, du type de lumière et de la perception de l'œil de l'observateur. L'architecte doit donc définir la texture et la teinte du parement en prenant en compte les conditions d'éclairage du parement et les effets qu'il souhaite créer.

L'appréciation d'un parement est délicate. Elle relève à la fois de données subjectives issues du domaine de la perception et de données mesurables et objectives liées à des caractéristiques physiques.

L'aspect de surface est défini selon deux paramètres :

- la texture de la peau du béton : elle est caractérisée par l'état de surface du béton ;
- la teinte, qui dépend de la couleur des différents constituants du béton (granulats, ciments, pigments de coloration, etc.) : elle est caractérisée par une couleur et par les variations de nuances autour de cette couleur.

Le fascicule de documentation P 18-503 permet de qualifier un parement en béton (coulé en place ou préfabriqué) selon sa teinte et son homogénéité en



classant les écarts entre différents aspects des surfaces de béton. Il permet de fixer les critères d'acceptation d'un parement selon des niveaux croissants de qualité par rapport à un parement de référence et donc de contractualiser la teinte moyenne ainsi que la plage de variation acceptable. Les écarts admissibles peuvent être définis entre le maître d'œuvre et l'entreprise à l'occasion de la réalisation d'échantillons de référence.

Les conditions d'observation et les critères de contrôle des parements doivent donc être préalablement définis.

- L'âge du béton : le phénomène de maturation du béton entraîne une évolution de sa teinte (généralement le béton s'éclaircit au cours du temps).
- Les conditions climatiques : la température, la pluie, l'hygrométrie ambiante, la présence du soleil influent sur l'appréciation de l'aspect du parement et sur l'homogénéité de la teinte.

Tableau 18: incidence des paramètres de formulation et de mise en œuvre sur la clarté des bétons

| | Plus clair | Plus foncé |
|--|-------------------------------|-------------------------------|
| Ciment Portland | Teneur en oxyde de fer faible | Teneur en oxyde de fer élevée |
| Ciment à base de laitier de haut fourneau | Teneur en laitier élevée | Teneur en laitier faible |
| Rapport eau/ciment | Élevé | Faible |
| Matériau de coffrage | Peu absorbant | Très absorbant |
| Surface de coffrage | Lisse | Rugueuse |
| Temps de décoffrage | Court | Long |
| Âge du béton | Jeune | Âgé |



- La distance d'observation: l'aspect perçu du parement peut varier considérablement en fonction de la distance et de la position d'observation par rapport à l'ouvrage (la distance minimum d'observation lors des visites de réception doit être définie dans le marché).
- Les conditions d'éclairage (type de lumière).

3.1.5 - Protection des parements

Les parements en béton doivent être entretenus régulièrement par des méthodes adaptées. Leur protection et leur entretien doivent être considérés comme des actions prévisibles et normales.

Le béton, selon sa compacité, sa porosité et sa rugosité, est plus ou moins sensible aux salissures. En optimisant l'homogénéité et la porosité du béton, on réduit la présence de vides susceptibles de favoriser la pénétration des salissures.

Les parements peuvent être protégés de manière préventive. Il existe des produits de protection qui répondent aux nuisances causées par la pollution et les graffitis. La gamme s'étend de l'hydrofuge aux systèmes pelables, en passant par les produits permanents se nettoyant, conservant toutes leurs caractéristiques et permettant le nettoyage des tags. Les hydrofuges sont bien adaptés au béton. Ils sont destinés à limiter la pénétration de l'eau

dans les pores et les capillaires du béton sans en altérer les qualités esthétiques (pas de modification de la teinte ou de la texture). Ils permettent d'obtenir un effet « perlant », les gouttes d'eau glissant sur la surface traitée sans s'y étaler. Les hydrofuges présentent également une bonne résistance à l'encrassement. Les films pelables sont appliqués manuellement ou par projection. Si un tag est appliqué, on enlève directement le film qui se dissout à l'eau chaude ou froide sous pression selon le procédé.

3.1.6 - Entretien des parements

L'entretien est une opération qui doit être considérée comme naturelle. La conservation du bon aspect d'un parement justifie l'entretien du béton au même titre que celui d'autres matériaux pour lesquels cette intervention est admise et effectuée régulièrement.

Les techniques de nettoyage usuelles sont les suivantes.

- Le sablage, surtout en voie humide pour limiter les nuisances. La technique du sablage a évolué pour s'adapter à la nature du béton et préserver sa texture.
- L'emploi de l'eau, de préférence chaude, sous pression avec addition de détergents, permet une action rapide, sans mouiller de façon excessive le béton.
- La vapeur d'eau limite encore les effets du mouillage tout en agissant efficacement sur les impuretés grâce à sa vitesse de projection.
- L'emploi de produits chimiques mis au point par des sociétés spécialisées permet de dissoudre les salissures sans altérer le béton. Un nettoyage à l'eau chaude redonne ensuite au béton son aspect d'origine.

L'application d'un hydrofuge après traitement constitue une protection plus durable, limitant la fréquence d'intervention.

3.2 Teintes et textures des parements

3.2.1 - Teintes des parements

La teinte est apportée par les composants du béton. Chaque constituant : ciment, sables, fines, pigments, granulats de couleurs complémentaires ou opposées, a une influence sur l'aspect final. Gris ou blanc, le ciment, mélangé aux éléments les plus fins du sable, donne au béton brut sa teinte de fond. Celle-ci peut être modifiée par l'ajout de pigments. Dans le cas des bétons traités (bétons désactivés, par exemple), la couleur des plus gros éléments (les granulats) influence aussi la teinte du béton. Les granulats sont mis en valeur par le traitement, qui suivant son intensité, les rend plus ou moins visibles.



La teinte dépend :

- de la grosseur des grains en surface, les gros grains réfléchissant moins de lumière que les petits ;
- du serrage des grains en surface ;
- de la saturation en eau des pores du béton à proximité de la surface du béton.

Une surface plus rugueuse présente généralement une teinte plus sombre (la réflexion de la lumière est réduite – plus la rugosité est importante, plus la lumière incidente est absorbée).

La teinte des parements est définie par trois composantes :

- la luminance (L^*), composante principale qui représente le taux de lumière réfléchi par le béton (la luminance est fonction de la granulométrie, plus la finesse augmente, plus l'impression résultante est une augmentation de clarté dans une couleur donnée) ;
- deux composantes chromatiques (a et b) qui caractérisent une couleur dominante.



Ces grandeurs sont mesurables à l'aide d'un colorimètre. Elles permettent de caractériser de manière pertinente les fluctuations de teinte des parements en béton. La valeur de luminance positionne la mesure entre le blanc ($L^* = 100$) et le noir ($L^* = 0$). La teinte d'un parement est appréciée par référence à une échelle de gris (pouvant aller du blanc au noir) ou des nuanciers de teintes. Un degré de l'échelle des gris correspond à environ 10 points de l'échelle de luminance.

Le fascicule de documentation P 18-503 propose une échelle des gris utilisable pour contrôler ou évaluer la régularité de teinte des bétons, en particulier les écarts de teinte par rapport à la teinte moyenne. Elle comprend sept niveaux de gris que l'utilisateur peut comparer à la teinte du parement. Chaque niveau de qualité de la teinte « T » est défini par deux valeurs qui caractérisent les écarts admis sur l'échelle des gris par rapport à la teinte moyenne respectivement entre deux zones adjacentes de teintes différentes et entre deux zones éloignées de teintes extrêmes. Par exemple, le niveau de qualité T (3) correspond à un écart admissible entre deux zones adjacentes d'un degré par rapport à la teinte moyenne et un écart admissible entre deux zones éloignées de deux degrés par rapport à la teinte moyenne.

3.2.2 - Textures des parements

La texture des parements représente l'état physique de la surface, en particulier la rugosité. Elle peut aussi être extrêmement variée. Elle résulte à la fois des reliefs des moules, des techniques de démoulage, des traitements (de lissage, de profilage, de lavage) appliqués sur le béton frais, ou des traitements de surface appliqués sur les bétons durcis (désactivation, sablage, grésage, etc.). Dans le cas des traitements de lavage ou de désactivation, elle dépend aussi en grande partie de la composition granulaire du béton (dimensions, proportions et formes des gravillons).

Le fascicule P 18-503 propose aussi une échelle de degré de bullage qui permet de caractériser la texture d'un parement selon trois critères :

- l'aspect général caractérisé par un bullage moyen réparti sur l'ensemble de la surface considérée ;
- les zones de bullage concentré ;
- les défauts localisés.



Le niveau de qualité de la texture d'épiderme « E » est défini par un chiffre qui caractérise le bullage admissible respectivement sur l'ensemble de la surface examinée (bullage moyen) et en zones concentrées. Le bullage moyen est estimé par une échelle de référence définissant sept niveaux de bullage.

3.2.3 - Facteurs influençant la teinte des parements

La qualité de la teinte d'un parement ne résulte pas de l'application de recettes simples. Elle repose sur la maîtrise d'un ensemble de paramètres liés à la formulation du béton (régularité des matières premières utilisées, précision des dosages), à sa fabrication et sa mise en œuvre (bétonnage, vibration), aux caractéristiques du coffrage, de la peau coffrante et du produit démoulant et aux conditions climatiques et météorologiques (température, humidité) lors de la réalisation de l'ouvrage et les jours suivants.

■ Constituants des bétons

La teinte des bétons est apportée par celle de ses constituants, elle peut varier du gris aux couleurs les plus soutenues ou les plus pastels et à l'inverse aller jusqu'au blanc le plus lumineux. En sélectionnant les constituants en conformité avec les normes en vigueur (les sables, les granulats, les ciments gris ou les ciments blancs et les pigments), on obtient une palette quasi illimitée de couleurs : jaune, ocre, rouge, brun, marron, noir, vert, bleu... et de combinaisons de teintes.

La teinte des bétons bruts de démoulage est essentiellement influencée par les constituants les plus fins du béton : ciments, fines du sable, fines correctrices, particules ultrafines (telles que les fumées de silice) et pigments. La teinte des bétons traités est fonction principalement de la couleur des gros granulats tels que les gros grains de sable et les gravillons.

Les bétons peuvent être confectionnés avec des ciments gris ou des ciments blancs conformes à la norme NF EN 197-1. Le choix de la teinte du ciment est guidé par le type de parement à réaliser et la teinte finale recherchée.

Le ciment blanc est utilisé pour réaliser les bétons blancs et en général les bétons colorés (en utilisant des pigments de coloration) ou les bétons clairs voire très clairs (en utilisant des granulats de teinte claire, sables naturels de couleur beige, ocre, rose, etc.). Il met en valeur les sables et les granulats utilisés.

Ce sont donc les éléments les plus fins (fines et sables d'un diamètre inférieur à 0,4 mm), avec le ciment, qui vont déterminer la teinte de fond des bétons.

La coloration et la teinte générale des bétons peuvent être obtenues en utilisant des pigments naturels ou de synthèse qui offrent une palette étendue de teintes : jaune, brun, rouge, ocre, noir, vert, bleu, etc. Ils sont ajoutés en faible quantité dans le béton. Leur dosage, exprimé en pourcentage du poids du ciment, est compris entre 0,5 % et 2 % pour les teintes pastel ou claires, et entre 2 % et 5 % pour les teintes vives. Selon le résultat recherché ils sont associés à du ciment blanc ou du ciment gris.

Les aspects des parements en béton sont directement liés aux conditions de développement de la zone de peau correspondant à l'interface béton-coffrage. Les caractéristiques physico-chimiques de cette zone particulière sont essentiellement gouvernées par la quantité, la nature et l'homogénéité de répartition des éléments fins qui vont la constituer.

Les granulats contribuent aussi à la teinte des parements. Ils sont mis en valeur en fonction du traitement de surface appliqué. La teinte des bétons ayant subi un traitement de surface (béton lavé, béton désactivé, béton bouchardé, béton poli) est liée à la couleur des gravillons et des gros grains de sable.

La teinte du mortier peut s'harmoniser avec celle des granulats ou au contraire créer un contraste faisant ressortir la couleur des gravillons. Le traitement de surface peut aussi faire apparaître, de façon plus ou moins marquée, la teinte des grains fins du sable ou celle des gros grains. La taille et la forme des granulats ont aussi un impact déterminant sur la texture des bétons traités. La granulométrie doit donc être compatible avec l'aspect recherché.



Le choix de leurs caractéristiques (roulés ou concassés, teinte, dimensions) est donc déterminé par l'ensemble des contraintes mécaniques, physico-chimiques et esthétiques. La dureté des granulats doit être adaptée aux traitements de surface.

Tableau 19: teintes des granulats en fonction de leur nature minéralogique

| <i>Nature minéralogique des granulats</i> | <i>Teintes</i> |
|---|--------------------------------------|
| Calcaires durs | Noir, bleu, rose, beige, blanc, vert |
| Granites | Jaune, rose, gris, vert |
| Basaltes | Noir ou bleu-noir |
| Grès | Gris, rouge, beige |
| Diorites | Bleu ou rose |
| Quartzites | Rose, gris, blanc |
| Silix | Beige ou bistre |

■ Formulation des bétons

La formulation des bétons influe directement sur ses performances mécaniques, mais aussi sur la qualité et la teinte des parements. La teinte des bétons peut varier en fonction de nombreux paramètres de formulation, en particulier :

- le rapport (E/C) : plus ce rapport est élevé, plus le béton s'éclaircit ;
- le rapport G/S ;
- la teneur en éléments fins (éléments inférieurs à 80 µm), les éléments fins ont une influence importante sur la structure de la peau du béton et donc sur sa teinte ;
- le dosage et la finesse du ciment.



■ Fabrication et mise en œuvre des bétons

La teinte des bétons peut varier aussi en fonction de la régularité des constituants, de la fabrication, et de la mise en œuvre ainsi que des conditions climatiques (température, hygrométrie) lors des premières heures suivant le décoffrage. La vibration du béton a aussi une influence sur sa teinte.

■ Conditions de maturation

De nombreux paramètres interviennent sur les conditions de maturation du béton et donc sur sa teinte finale :

- la température du béton ;
- la température extérieure ;
- l'hygrométrie ambiante ;
- la ventilation ;
- l'échéance de décoffrage.

Le décoffrage doit être effectué dans des conditions de maturité constante.

Le temps nécessaire entre le coulage et le décoffrage varie en fonction de la géométrie du parement, de la composition du béton et de la température extérieure. Après décoffrage, la surface doit être protégée contre la dessiccation (déshydratation du béton en surface) par un traitement de cure qui permet de maintenir l'eau nécessaire à l'hydratation du ciment.

Trois grandes familles de paramètres influencent les qualités d'aspect des parements :

- les paramètres de formulation ;
- les paramètres de mise en œuvre ;
- les paramètres de maturation et de décoffrage.

Tableau 20 : les paramètres à maîtriser

| | |
|--|---|
| Formulation du béton | Choix des constituants Conformité aux normes de référence Nature et couleur du ciment Dosage en ciment Rapport E/C et quantité d'eau Dimensions des granulats Couleur des granulats Teneur en fines (quantité minimale à respecter) Adjuvants Pigments de coloration Caractéristiques du béton frais |
| Mise en œuvre du béton | Régularité de fabrication du béton Consistance du béton frais Temps de transport et d'attente du béton Contrôle de réception Coffrage – structure coffrante Nature de la peau coffrante Porosité du coffrage Moules et matrices de coffrage Produits démoulants Méthode de mise en œuvre: pompage, benne... Qualité de la mise en œuvre Hauteur de chute du béton Méthode de vibration Méthode de cure |
| Conditions de maturation et de décoffrage | Protection du béton Température Hygrométrie et ventilation Échéance de décoffrage Protection après décoffrage |

3.2.4 - Facteurs influençant la texture des parements

La texture de la surface des bétons résulte à la fois des reliefs, des moules, des techniques de démoulage, des traitements appliqués sur le béton frais ou sur le béton durci (sablages, grésage, etc.). Elle dépend aussi en grande partie de la composition granulaire du béton (dimensions, proportions, nature et forme des granulats).

■ Composition du béton

Plusieurs paramètres liés à la composition du béton peuvent avoir un impact sur sa texture finale :

- la consistance lors de la mise en œuvre ;
- le type d'adjuvants utilisés (plastifiants-réducteur d'eau, superplastifiants, entraîneur d'air, etc.) ;
- la sensibilité de la formulation aux variations de dosage des constituants (ces variations ayant une incidence sur la ségrégation et la porosité).

■ Coffrages

Une propriété essentielle du béton est son aptitude à épouser la forme dans laquelle on le coule lorsqu'il est à l'état frais. Le béton va ensuite conserver la mémoire du coffrage ou du moule qui l'a généré. Le coffrage va donc déterminer la forme et l'aspect du parement et contribuer à la qualité du béton durci.

Il existe une grande variété de matériaux pour réaliser les coffrages ou les moules : acier, bois massif, bois sablé, raboté, bakelisé, contreplaqué, matière plastique, polystyrène, etc. Le choix du matériau est fonction de la complexité de la géométrie de l'ouvrage à réaliser et du nombre de réemplois possibles.

Le matériau utilisé pour les coffrages, sa texture et la dimension des éléments de coffrage jouent un rôle déterminant sur la qualité et l'aspect des parements.

Les coffrages doivent être étanches et propres. Ils nécessitent une préparation soignée pour leur positionnement, leur mise à niveau et l'assemblage des divers éléments et leur stabilité. Après nettoyage, le produit démoulant doit être appliquée uniformément sur toute la surface.



La peau du coffrage est en contact direct avec le béton, c'est le « négatif » du parement à réaliser, c'est elle qui va lui donner son aspect définitif en lui laissant son empreinte. Le choix de la peau coffrante est donc fonction de l'état de surface que l'on veut obtenir.

■ Produits démoulants

La qualité finale du parement dépend aussi des produits démoulants utilisés pour la lubrification des coffrages, car l'aspect du parement est lié à l'interface béton/coffrage. Le choix d'un produit adapté et la qualité de son application conditionnent, en particulier l'homogénéité de la texture du parement et l'absence de bullage.

Les produits démoulants doivent être choisis en fonction de la nature du coffrage ou du moule utilisé et de leur comptabilité avec les peaux coffrantes. Ils doivent être appliqués de manière homogène sur l'ensemble du coffrage, sur une surface propre, en couche très mince d'épaisseur uniforme avant la mise en place des armatures. Ils sont appliqués à la brosse ou par pulvérisation en film mince.

Tableau 21 : les paramètres à maîtriser

| | |
|--------------------------|--|
| Coffrage | Nature de la peau coffrante (notamment porosité) Assemblage des panneaux de coffrage Étanchéité du coffrage Rigidité et respect des tolérances dimensionnelles Nombre de réemplois Qualité du nettoyage Entretien des peaux coffrantes entre chaque emploi Condition de rotation des coffrages en fonction des cycles de coulage Entretien des coffrages |
| Produit démoulant | Qualité de l'application Nature du produit démoulant |



■ *Mise en œuvre et vibration des bétons sur chantier*

La vitesse de remplissage du coffrage doit être suffisante et constante pour assurer l'homogénéisation entre les couches successives. La hauteur de chute ne doit pas excéder 80 cm à 1 m, afin d'éviter la ségrégation du béton au travers des armatures et un entraînement d'air occlus en trop forte quantité. Le béton ne doit pas être déversé contre les parois du coffrage.

La vibration du béton a pour but de mettre en mouvement les granulats et la pâte de ciment afin qu'ils trouvent un état d'équilibre en s'imbriquant les uns dans les autres. Elle permet de rendre le béton plus compact et donc de lui conférer ses propriétés physiques et mécaniques. Elle doit être la plus régulière et uniforme possible afin d'éviter tout phénomène de ségrégation. Un changement dans les conditions de vibration peut avoir des répercussions sur la texture. Le type, le nombre d'aiguilles à utiliser, leur diamètre, la fréquence et la durée de vibration doivent être préalablement déterminés en fonction de l'épaisseur de l'élément à réaliser.

Les aiguilles doivent être introduites dans les cheminées de vibration prévues à intervalles réguliers entre les armatures en fonction de leur rayon d'action, en veillant à ce que les intervalles se chevauchent partiellement. Elles ne doivent en aucun cas toucher les armatures ou le coffrage. Il est essentiel de disposer d'un plan de déversement soigneusement étudié et de bien convenir avec la centrale à béton des cadences de transport et de la continuité des livraisons.

3.3 Traitements et animations des surfaces des parements

3.3.1 - Principaux traitements de surface

L'architecte et le concepteur possèdent une grande liberté de création et d'expression, grâce à l'offre des choix, pour animer les parements: formes, teintes et aspects variés, obtenus parmi la grande palette des traitements de surface.

Les traitements de surface ont pour objet d'animer la surface du béton, soit en rendant les granulats apparents, soit en modifiant la texture, soit en créant des reliefs (stries, cannelures, rugosité, etc.). Les parements peuvent être aussi animés en matérialisant les joints suivant un plan de calepinage.

Les techniques de traitements de surface, combinées à la variété des compositions de béton, permettent une multitude d'aspects de surface. Celle-ci peut être lisse ou rugueuse, comporter des creux et des reliefs ou reproduire des motifs décoratifs.

On distingue trois principales familles de traitements de surface exécutés sur béton frais ou sur béton durci qui mettent en valeur les différents composants du béton:

- les traitements de lavage;
- les traitements mécaniques;
- l'empreinte du moule ou du coffrage.

Nota

Tous les traitements supposent qu'une épaisseur suffisante de béton soit prévue pour que l'enrobage des armatures soit respecté après traitement.

Nota

Les techniques de traitement sur béton frais nécessitent une parfaite maîtrise des vitesses, durées de prise et de durcissement, des conditions de température et d'humidité ambiante et des intervalles de temps à respecter entre la mise en place du béton et la réalisation des traitements.



Principaux traitements de surface à l'état frais :

- le lavage;
- l'impression;
- le striage;
- le talochage;
- le broissage;
- le photogravage.

Principaux traitements de surface à l'état durci :

- le sablage;
- le grésage;
- le polissage;
- le ponçage;
- la désactivation;
- le grenailage;
- le bouchardage;
- la métallisation.

DIFFÉRENTS TRAITEMENTS RÉALISÉS À L'ÉTAT FRAIS

> DRESSAGE / ARASAGE

Passage d'une règle tirée sur le béton frais pour aplanir la surface.

> TALOCHAGE

Égalisation de la surface obtenue par le frottement d'une taloche.

> LISSAGE OU GLAÇAGE

Création d'un aspect lisse par l'action de truelles.

> BROSSAGE

Passage de brosses à poils raides pour faire apparaître partiellement les granulats.

> STRIAGE

Création de stries profondes par l'action de peignes.

> IMPRESSION

Reproduction de dessins en reliefs ou creux par la pression de rouleaux ou de moules spéciaux.

> TRAITEMENTS D'ASPECT PAR LES MOULES

Création ou reproduction de formes, de reliefs ou de textures au moyen de moules, revêtements de moules ou matrices élastomères (mousse de polyuréthane, polystyrène expansé, etc.).

> LAVAGE

Réalisation de surfaces de granulats apparents par lavage direct du béton frais au jet d'eau.

> PHOTOGRAVAGE

Procédé qui consiste à reproduire sur le béton une photographie ou un dessin. Un désactivant intégré sur un support plastique ou polystyrène appliqué en fond de moule permet de reproduire l'image après décoffrage. Au contact du béton, le désactivant empêche localement la prise du ciment.

> FEUTRAGE

Finition après talochage par le frottement d'une brosse souple ou de chiffons.

> PRODUITS POLYCHROMES

Mélanges aléatoires de plusieurs bétons de différentes couleurs sur une même surface.

> VEINAGE

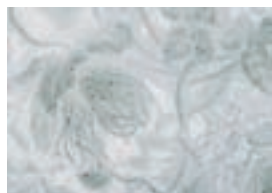
Traînées de couleurs différentes de celles de la surface pour reproduire des effets de flammes.



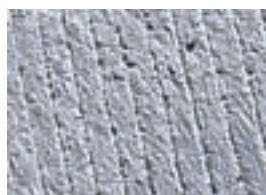
Traitement d'aspect par les moules



Photogravage



Striage



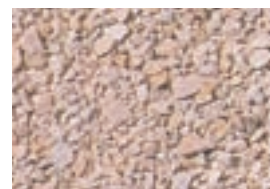
Impression



Dressage / arasage



Lavage



Brossage





3.3.2 - Moules et matrices de coffrage

Le béton, grâce à son aptitude au moulage et au durcissement à froid, permet de reproduire une multitude de formes, de textures et d'aspects que lui confèrent les moules ou les coffrages et d'animer ainsi les parements de motifs divers.

En effet, la très grande variété de matériaux utilisables pour mouler le béton permet, soit par façonnage de matériaux traditionnels tels que le bois, l'acier... soit par moulage de matériaux élastomères, d'obtenir une multitude d'aspects différents.

Les diverses techniques font appel en particulier pour la réalisation des parements à :

- des moules à reliefs traditionnels (bois, contreplaqué, acier, polyester, etc.);
- des moules revêtus par des films (souples et étanches, absorbants...);
- des moules revêtus par des matrices structurées (en polystyrène, polyester armé, élastomère, silicone, caoutchouc...).

Moule en élastomère



Moule en bois



Moule en contreplaqué



Moule en acier



La matière et la qualité des peaux coffrantes sont déterminantes sur l'aspect fini du parement en béton. Le choix de la matière est donc dicté par des critères de qualité du parement, conciliables avec les impératifs de construction, par le nombre de réemplois, la complexité de la forme à réaliser, par l'empreinte souhaitée et par la facilité de démoulage.

DIFFÉRENTS TRAITEMENTS RÉALISÉS À L'ÉTAT DURCI

> DÉSACTIVATION

Application d'un désactivant sur la paroi du moule ou à la surface du béton frais. La surface est ensuite décapée au jet d'eau ou brossée pour faire apparaître les granulats.

> DÉCAPAGE À L'ACIDE

Décapage de la peau ou de la laitance du béton par une attaque acide laissant apparaître les grains fins ou les gros granulats puis rinçage à l'eau.

> SABLAGE

Attaque de la surface du béton par l'action d'un jet de sable à plus ou moins forte pression sur le béton durci laissant apparaître les grains plus ou moins fins et adoucissant la texture des granulats.

> GRENAILLAGE

Attaque de la surface du béton résultant des impacts de grains de grenaille et faisant apparaître les grains moyens du béton.

> PIQUETAGE / CISELAGE

Éclatements ou destructions superficielles de la peau par les chocs :

- d'outils à pointes multiples,
- d'outils à une seule pointe,
- de ciseaux dentelés.

> ÉCLATEMENT

Parement cassé de façon irrégulière par l'action de marteaux pour faire apparaître l'ensemble des constituants avec cassure des gros granulats.

> CLIVAGE OU FENDAGE

Rupture du béton selon un plan défini par l'action de couteaux faisant apparaître la texture interne du béton et des granulats.

> GRÉSAGE

Attaque de la surface laissant de fines rayures, obtenue par l'action de meules à grains moyens, faisant ressortir la texture du béton et donnant une surface rugueuse.

> ADOUCISSAGE

Usinage avec des meules permettant de faire disparaître toutes traces visibles de rayures donnant un aspect « adouci ».

> POLISSAGE MAT OU BRILLANT

Usinage complet jusqu'au passage de meules à grains très fins à pierres tendres ou à feutres donnant un aspect poli mat ou brillant appelé aussi poli marbrier. Selon les granulats employés et le type de traitement, la surface peut être mate (trois passes de polissages) ou brillante (cinq passes de polissage).

> FLAMMAGE OU DÉCAPAGE AU CHALUMEAU

Éclatement superficiel (sur quelques millimètres) d'une surface de béton durci par l'action d'une flamme à haute température faisant apparaître la texture interne du béton.

> GOMMAGE

Projection par un flux d'air de particules extrêmement fines pour procéder à une homogénéisation de l'aspect ou à un nettoyage de la surface.

> BOUCHARDAGE

Attaque de la surface à l'aide d'une boucharde faisant éclater la surface du béton pour offrir un aspect rugueux plus ou moins prononcé. Ce traitement fait ressortir la structure interne des gros granulats.

> PONÇAGE

Parement attaqué superficiellement à la meule abrasive à sec ou à l'eau, dégageant partiellement les sables.

> HYDRODÉCAPAGE

Le parement durci est attaqué au jet d'eau sous forte pression. Le calibrage du jet et sa pression permettent de varier la profondeur de l'attaque et donc l'état de surface obtenu.

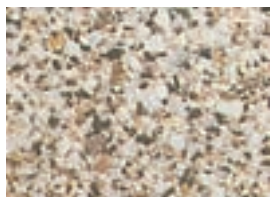
> MÉTALLISATION

Développée par le CERIB, cette technique permet d'obtenir des aspects de surface aux reflets métalliques (cuivre, bronze, aluminium, laiton, etc.) par projection à haute température de particules.

L'enlèvement d'une partie de la peau du béton par certaines de ces diverses techniques impose de prévoir un supplément d'enrobage des armatures.

3.3.3 - Calepinages

Désactivation



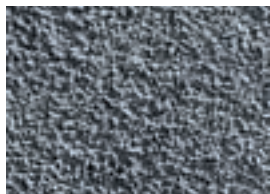
Décapage à l'acide



Sablage profond



Grenailage



Piquetage/ciselage



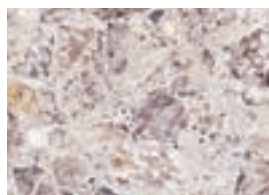
Éclatement



Grésage



Adoucissage



Polissage



Les calepinages des parements sont définis en fonction du type de coffrage ou de matrice et de leurs caractéristiques dimensionnelles. La prise en compte de toutes les contraintes de coffrage permet de définir un calepinage des joints qui peut donner du rythme à la surface du parement.

Si le coulage du parement ne peut pas être réalisé en une seule fois, il convient de créer des « accidents » volontaires du parement qui permettent de dissimuler, en des endroits préalablement choisis les reprises de bétonnage ou de concevoir le parement en tenant compte des marques visibles que laisseront les joints.



Bouchardage



Pour les parements de grandes dimensions coulés en place, les tiges qui maintiennent l'écartement des deux parois et évitent les risques de déformation, sous la pression du béton lors du coulage, doivent être calepinées afin que les « trous de bandes » et les embouts coniques qui subsistent après décoffrage s'intègrent en harmonie avec l'aspect du parement.

3.3.4 - Matérialisation des joints

La répartition des joints de reprise de coulage est fonction de la logique constructive de l'ouvrage et des techniques utilisées par l'entreprise. Les joints sont inévitables et réaliser un parement sans aucune trace de joint est quasiment impossible. Il est donc préférable de concevoir le parement en tenant compte des marques visibles que laisseront les joints et de créer ainsi une surface de qualité homogène avec des marques nettes. Les joints peuvent être dissimulés en les prévoyant dans les zones d'ombre ou, au contraire, accentués par un profilage en retrait.

Les parements peuvent être rythmés par des joints réguliers découlant de l'agencement des banches et un calepinage qui respecte les joints de structure de l'ouvrage. Le choix des effets de matière et des dessins des joints permet de donner vie à la surface.

3.3.5 - Différenciation des traitements de surface

Plusieurs techniques de traitement de surface offrant des bétons de teintes et de textures différentes peuvent être associées et combinées entre elles sur une même surface ou sur des surfaces adjacentes et créer ainsi une animation de l'ensemble des parements de l'ouvrage.

3.3.6 - Jeux de lumière

La peau du béton révèle les jeux de la lumière sur le parement. La lumière permet de mettre en valeur le rapport des volumes d'un ouvrage par effets de transparence ou d'ombres portées. Pour la réalisation de grandes surfaces, l'utilisation de



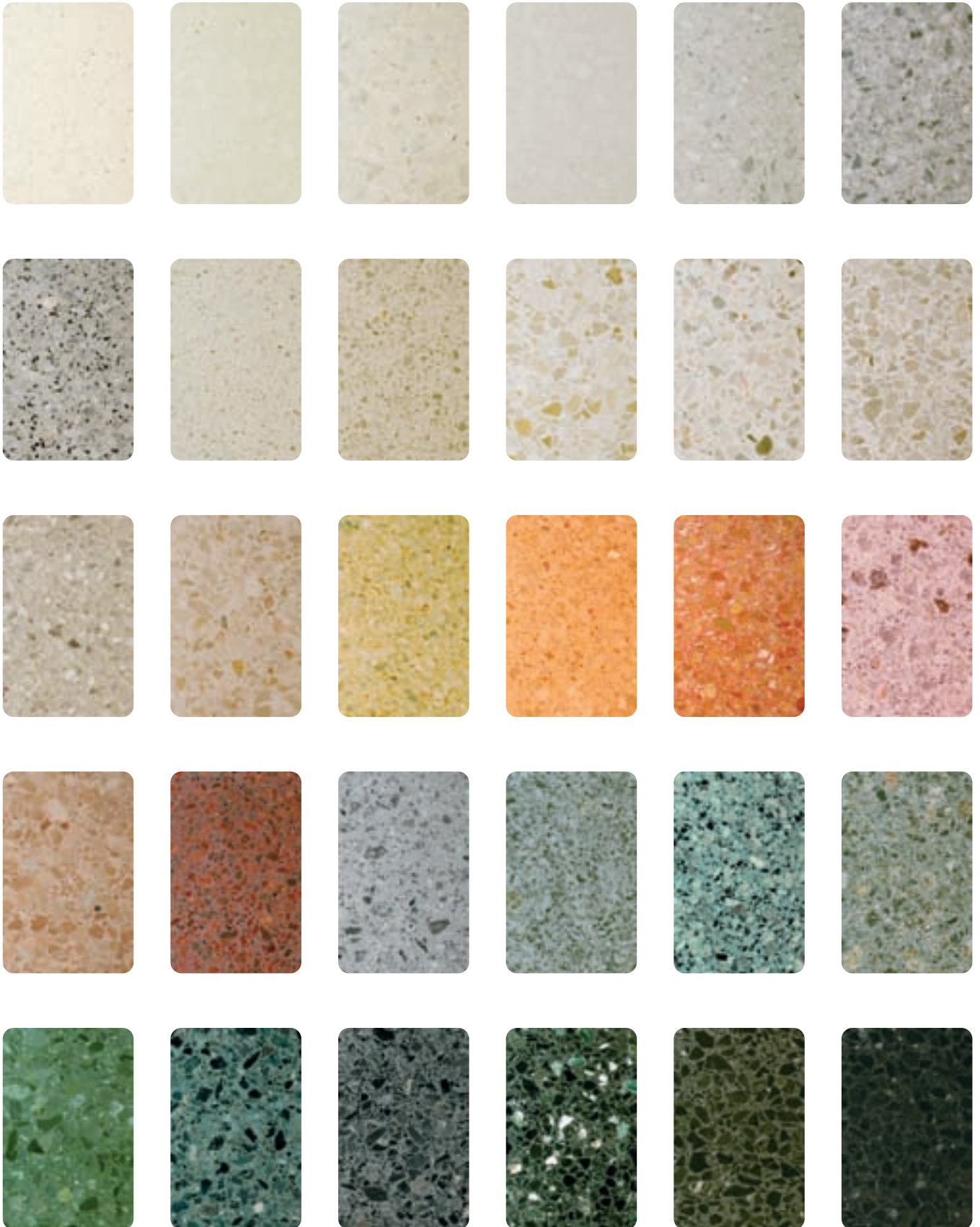


coffrages plus ou moins structurés permet de faire jouer la lumière sur le parement et créer ainsi une animation.

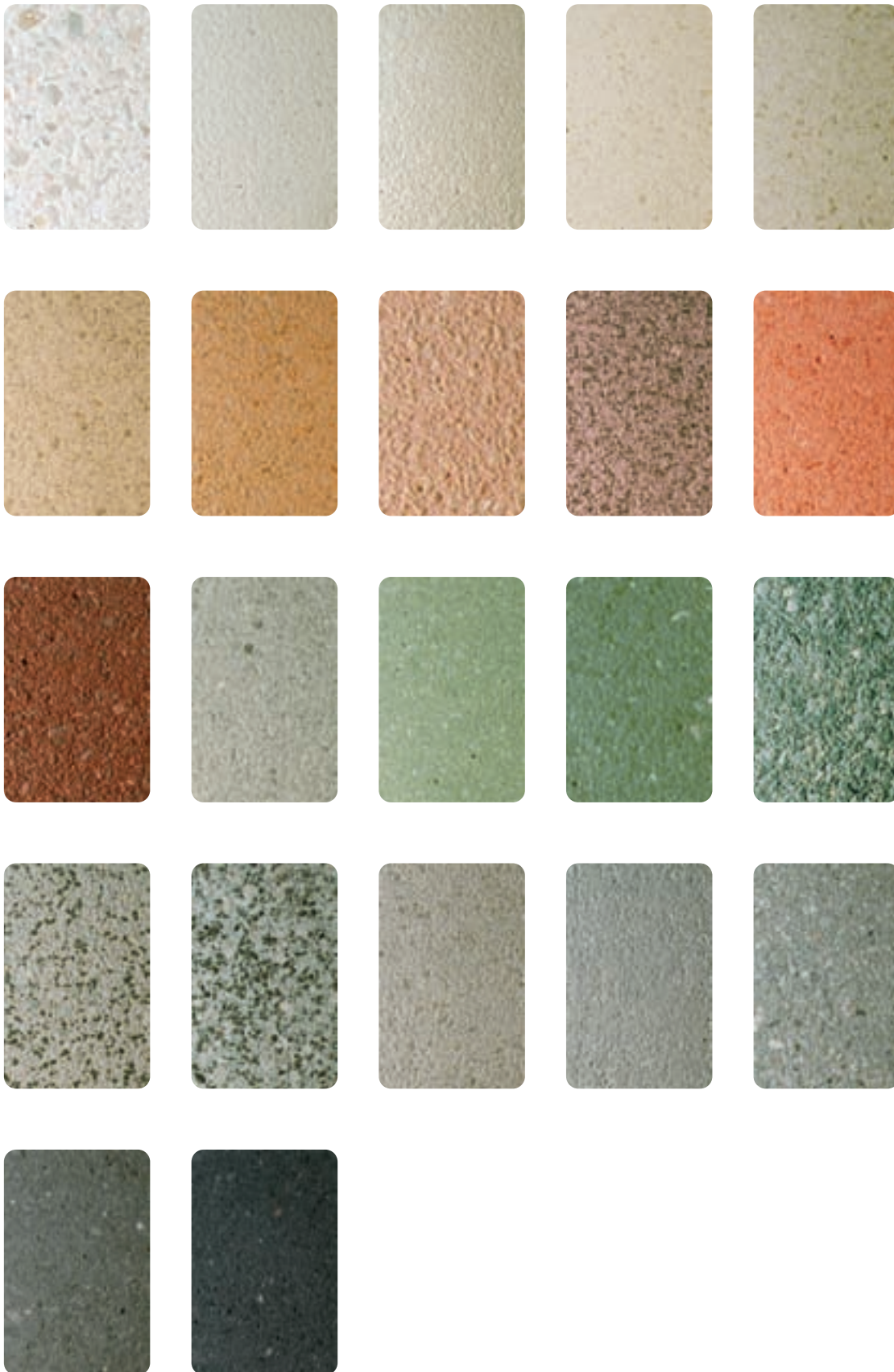
3.3.7 - Incrustations et motifs sculptés

Le béton se prête bien aux incrustations de formes et de tailles diverses. Pour animer les surfaces des parements, il est possible de créer des reliefs obtenus par incrustation ou incorporation d'éléments décoratifs ou sculptés dans le béton. Ces reliefs créent des jeux d'ombre et de lumière, des dessins, des formes géométriques ou des ponctuations.

Bétons polis



Bétons sablés



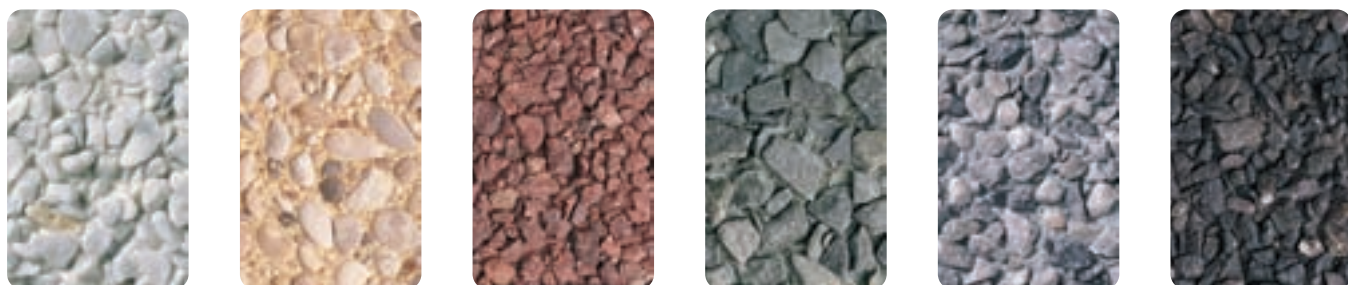
Bétons bruts



Bétons bouchardés



Bétons lavés



Crédit photographique

H. Abbadie [35-45-58-92], L. Boëgly [10-103], M. Barberon [66], BPE,
D. Bonrepaux [59], C.-H. Bourgeois [101], D. Boy-de-la-Tour [47-99],
L. Casals [89], CERIB, H. Chapon, J.-P. Crousse [9], M. Ducros [95],
J. Florsch [94], Holcim, R. Huarcaya [9], M. Ivry, Y. Kerveno, Lafarge,
J.-M. Landecy [38-103], G. Maucuit-Lecomte [63-78-97],
C. Michel [93], M. Moch, J.-M. Monthiers [13-14-24-27-37-61-102],
D. Morog, V. Paul [61], Rector, P. Pichon [54], E. Sallet [22-33-94],
A. Vavel [29], Vicat, O. Wogensky [48-91], tous droits réservés.

Illustration de la couverture

David Lozach / Amprincipe

Mise en page et réalisation

Amprincipe Paris
R.C.S. Paris B 389 103 805

Impression
Imprimerie Chirat

CIM *béton*

CENTRE D'INFORMATION SUR LE CIMENT ET SES APPLICATIONS

7, place de la Défense • 92974 Paris-la-Défense Cedex • Tél. : 01 55 23 01 00 • Fax : 01 55 23 01 10
E-mail : centrinfo@cimbeton.net • internet : www.infociments.fr



ÉCOLE FRANÇAISE DU BÉTON

7, place de La Défense
92974 Paris-La-Défense CEDEX