

Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes

par **Véronique BAROGHEL-BOUNY**

*Docteur de l'École nationale des Ponts et Chaussées
Ingénieur divisionnaire des Travaux Publics de l'État
Chef de la Section « Microstructure et durabilité des bétons »
au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)*

1. Contexte, intérêt et objectifs d'une approche performantielle ..	C 2 245 - 2
1.1 Constatations vis-à-vis de la corrosion des armatures du béton armé ..	— 2
1.2 Constatations vis-à-vis de l'alcali-réaction	— 2
1.3 Situation actuelle. Gestion du parc d'ouvrages	— 4
1.4 Situation actuelle. Textes de référence applicables	— 4
1.5 Évolution des projets d'ouvrages. Intérêt d'une approche performantielle	— 4
1.6 L'approche performantielle. Avantages et contraintes	— 5
1.7 Nouvelle approche performantielle et prédictive de la durabilité	— 5
2. Durée de vie. Définitions	— 5
2.1 Cas de la corrosion des armatures	— 5
2.2 Cas de l'alcali-réaction	— 6
3. Indicateurs de durabilité et autres paramètres	— 6
3.1 Définition des indicateurs de durabilité	— 6
3.2 Indicateurs de durabilité généraux sélectionnés	— 6
3.3 Indicateurs de durabilité spécifiques. Sélection et justification	— 6
3.4 Indicateurs de substitution. Fonctions et sélection	— 7
3.5 Caractéristiques de base. Définition et sélection	— 7
3.6 Paramètres complémentaires. Définition	— 7
4. Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux ..	— 8
4.1 Importance de la porosité accessible à l'eau	— 8
4.2 Importance des propriétés de transport	— 8
4.3 Pertinence de la teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$	— 9
5. Justification du choix des indicateurs de substitution	— 10
5.1 Porosité accessible au mercure	— 10
5.2 Résistivité électrique	— 10
5.3 Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO	— 10
5.4 Coefficient de diffusion du CO_2 dans les matériaux carbonatés	— 10
5.5 Coefficient de diffusion de l'eau tritiée	— 11
5.6 Coefficient d'absorption capillaire ou sorptivité	— 11
6. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux	— 11
6.1 Remarques préliminaires	— 11
6.2 Porosité accessible à l'eau	— 11
6.3 Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées)	— 11
6.4 Perméabilité aux gaz	— 13
6.5 Perméabilité à l'eau liquide	— 13
6.6 Teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$	— 14
7. Conclusion	— 14
Pour en savoir plus	Doc. C 2 247

Cet article présente une approche performantielle, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton armé, fondée sur la notion d'indicateurs de durabilité, et combinant mesures en laboratoire et codes de calcul (modèles). Cette approche a été développée pour la prévention de la corrosion des armatures et des dégradations générées par l'alcali-réaction dans le cadre du groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil « **Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité** » et a fait l'objet d'un Guide.

Dans cet article, les objectifs de l'approche et les indicateurs de durabilité sélectionnés, paramètres simples mais particulièrement pertinents vis-à-vis des mécanismes physico-chimiques mis en jeu dans un environnement donné, ainsi que les fondements de cette sélection sont tout d'abord présentés. Les méthodes à disposition pour déterminer les indicateurs de durabilité sont également explicitées.

L'étude complète du sujet comprend les articles :

- [C 2 245] « Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes ;
- [C 2 246] « Nouvelle approche de la durabilité du béton. Méthodologie et exemples » ;
- [Doc. C 2 247] « Nouvelle approche de la durabilité du béton. Pour en savoir plus ».

1. Contexte, intérêt et objectifs d'une approche performantielle

Les opérations de surveillance organisées en France (et en Europe) montrent que de nombreux ouvrages (ponts, bâtiments...) ou éléments d'ouvrages en béton armé présentent des dégradations, dont les deux causes principales sont, tout d'abord la corrosion des armatures, puis l'alcali-réaction.

1.1 Constatations vis-à-vis de la corrosion des armatures du béton armé

La base de données IQOA « pathologie » de 1997 indiquait en effet que 28 % de l'échantillon de ponts inspectés était affecté par la corrosion des armatures. La corrosion est induite par la carbonatation du béton, et/ou par la pénétration des chlorures pour les ouvrages en milieu marin (immergés, en zone de marnage, soumis aux éclaboussures ou aux embruns...) ou exposés aux sels de déneigement dans les environnements présentant des risques de gel (contact direct, projections, ruissellement...).

Les phénomènes électrochimiques de corrosion correspondent à la formation d'oxydes et d'hydroxydes dont le volume est supérieur à celui de l'acier sain (figure 1). Ils conduisent donc à une diminution de la section des armatures, homogène dans le cas d'une diminution du pH résultant de la carbonatation, ou par piqûres (profondes) dans le cas d'une attaque par les chlorures (lorsque la concentration en chlorures a dépassé la concentration « critique » initiant la dépassement [4]).

Ces phénomènes conduisent également à des gonflements et à des contraintes de traction dans le béton d'enrobage [66]. Ces contraintes de traction entraînent l'apparition d'une fissuration parallèle aux aciers, qui diminue en outre la qualité de l'adhérence acier/béton, et l'éclatement du béton d'enrobage (formation d'épaufrures sur les ouvrages). Les manifestations des phénomènes

de corrosion sur le parement des ouvrages peuvent donc aller de traces ou de coulures de couleur rouille, lorsqu'ils sont encore peu développés, jusqu'à la mise à nu des armatures corrodées (cf. figure 2). De tels désordres sont très fréquents dans le domaine du bâtiment. Dans ces conditions, les mécanismes de corrosion induits par les agents agressifs issus du milieu environnant ne peuvent que s'accélérer. La corrosion commence généralement à se manifester lorsque les ouvrages atteignent un âge compris entre 20 et 50 ans, selon les conditions d'environnement. Le processus peut être relativement rapide en cas de forte porosité du béton, et/ou d'insuffisance d'enrobage des armatures. L'exploitant est très sensible aux fortes dégradations superficielles d'un bâtiment habité, même dans le cas où ces détériorations ne remettent pas en cause la stabilité, car elles détériorent l'aspect (esthétique).

1.2 Constatations vis-à-vis de l'alcali-réaction

En ce qui concerne les réactions de gonflement interne du béton (alcali-réaction ou attaque sulfatique), celles-ci touchent, à des degrés divers, plus de 400 ouvrages gérés par l'État (ponts essentiellement) de l'ensemble des réseaux routiers français, surtout situés en Bretagne et dans le nord de la France. Les premiers cas de dégradation d'ouvrage par alcali-réaction ne remontent qu'à la fin des années 1970 et ne concernent que des barrages. Il est à noter que les réactions sulfatiques ont souvent pour origine une alcali-réaction et que les dégradations constatées sur les ouvrages ont plutôt été jusqu'à maintenant attribuées à cette dernière. Des gels (figure 3) et des cristaux se forment dans les fissures, dans les pores ou autour des granulats, par alcali-réaction [45]. Ces produits peuvent dans certains cas exercer une pression sur la pâte de ciment qui engendre des désordres dans le matériau à l'échelle locale : réseaux de fissures transgranulaires ou intergranulaires, de microfissures autour des particules réactives ou décollements à l'interface pâte-granulat. Les caractéristiques mécaniques du béton se trouvent altérées. Le gonflement du matériau engendre à son tour des contraintes internes non négligeables au sein de la structure, venant se superposer aux contraintes déjà existantes. Elles

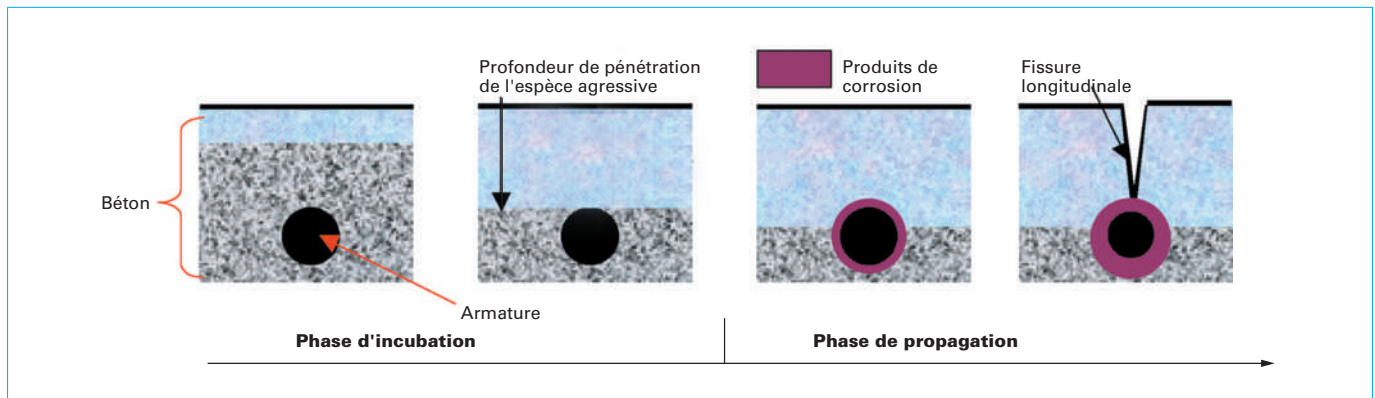


Figure 1 – Corrosion des armatures du béton armé. Schématisation de l'évolution des dégradations du béton et de l'acier

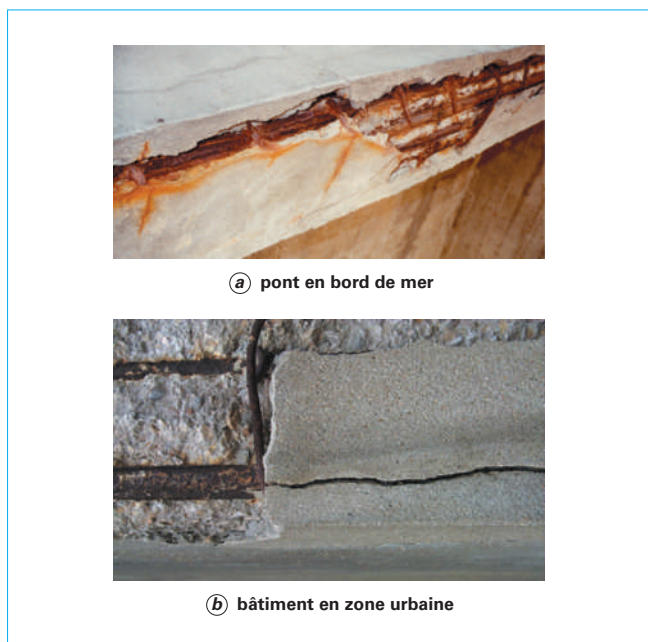


Figure 2 – Exemples de dégradations dues à la corrosion des aciers du béton armé

entraînent des surtensions dans les aciers passifs et actifs. Le gonflement du matériau induit une expansion de la structure, conduisant à des mouvements de crête dans le cas des barrages et à des flèches excessives dans le cas des ponts. Des (macro)fissures apparaissent lorsque l'état de contraintes, résultant des actions permanentes, des surcharges et du gonflement du matériau, dépasse la résistance à la traction. On constate généralement un réseau de fissures à mailles de 50 à 200 mm de côté (faïençage, figure 4), dont la distribution des ouvertures traduit un gonflement plus important à cœur qu'en peau (gradients d'humidité, lessivage possible des alcalins en zone superficielle...) [38]. L'ouverture des fissures est habituellement assez faible (quelques dixièmes de mm). On trouve aussi des fissures unidirectionnelles orientées dans le sens soit des efforts de compression (poteaux, piles, pylônes, poutres ou tabliers précontraints), soit du ferrailage principal en le reproduisant. On observe parfois la formation de « pop-outs » (éclats), et, dans les cas les plus graves, des ruptures



Figure 3 – Image obtenue au microscope électronique à balayage (MEB) par électrons secondaires de gel d'alcali-réaction dans un échantillon de béton



Figure 4 – Exemples de dégradations d'ouvrages dues à l'alcali-réaction

d'armatures passives avec striction. Les gonflements des structures sont susceptibles également de générer des problèmes de fonctionnement (blocage de vannes ou de turbines dans les barrages...). Quant à la fissuration, elle facilite aussi la pénétration dans la structure d'espèces potentiellement agressives, vis-à-vis du béton ou des aciers.

1.3 Situation actuelle. Gestion du parc d'ouvrages

À l'heure actuelle, les opérations de surveillance des ouvrages n'effectuent pas de détection préventive du risque de corrosion. Cette dernière est donc découverte lorsqu'elle se manifeste au grand jour. Des réparations lourdes, délicates et coûteuses sont souvent nécessaires, alors qu'un entretien préventif aurait pu les éviter. Leur fréquence est, de plus, néfaste du point de vue de la réputation et de l'image des constructions en béton armé. En outre, de nouveaux désordres peuvent apparaître à proximité de réparations effectuées quelques années auparavant.

Le nombre d'ouvrages démolis jusqu'à maintenant pour cause d'alcali-réaction (et éventuellement pour d'autres motifs supplémentaires) est de neuf, car les méthodes de réparation ne sont pas toujours efficaces. La prévention est actuellement le meilleur rempart contre ce type de désordre.

De plus, les enseignements que l'on peut tirer de l'observation des ouvrages existants dégradés ne sont pas complètement transposables aux ouvrages nouvellement construits en raison des modifications de la réglementation, des différences de conception, ainsi que de l'évolution des matériaux, des méthodes de construction et également des agents agressifs (nature, fréquence, zones concernées...). En effet et comme évoqué précédemment, entre le moment où un ouvrage est construit et le moment où des désordres dus à la corrosion des armatures ou à l'alcali-réaction sont constatés visuellement, il peut s'écouler plusieurs dizaines d'années.

Exemple : on peut citer l'évolution des agents agressifs. L'utilisation massive dans de nombreuses régions de sels de déneigement sur les routes (et les cheminements piétons) remonte seulement à une quarantaine d'années. Or, ces sels accroissent les dégradations dues aux cycles de gel-dégel en provoquant un écaillage des surfaces en béton. De plus, ils sont dangereux vis-à-vis de la corrosion des armatures car ils contiennent des chlorures. Ils peuvent également constituer une source potentielle d'alcali-réaction, d'attaque sulfatique..., étant donné qu'ils sont susceptibles de contenir aussi des sulfates, des alcalins, du calcium...

1.4 Situation actuelle. Textes de référence applicables

Les normes et la réglementation françaises et européennes actuellement en vigueur fixent pour le béton des prescriptions de composition qui dépendent de l'environnement auquel l'ouvrage sera soumis. Ces prescriptions sont censées garantir la durabilité de l'ouvrage. C'est un progrès par rapport à l'époque où seule la résistance mécanique était considérée. On notera toutefois que, pour les ouvrages d'art, un dosage minimal en ciment est également exigé depuis très longtemps. Cependant, on se trouve confronté aux difficultés suivantes :

- les textes existants ne sont plus adaptés ou ne sont plus suffisants ;
- les textes existants sont susceptibles de brider le concepteur, car ils lui laissent peu de marge de manœuvre, alors que celui-ci dispose désormais de multiples possibilités, au moins au niveau de la formulation du matériau, pour atteindre les exigences requises en termes de performances mécaniques ou de durabilité.

Exemple : la prise en compte des additions minérales est susceptible de sortir du cadre classique de ces textes et peut devenir incompatible avec des spécifications trop rigides et trop détaillées. On peut citer le cas des liants ternaires déjà très développés en Amérique du Nord.

La nouvelle norme européenne relative aux bétons EN 206-1 (NF EN 206-1), votée en 1999 et obligatoire dans les pays concernés depuis 2003, privilégie une démarche performantielle. Cependant, sa version actuelle traduit un manque de données quantitatives sur lesquelles des spécifications pourraient s'appuyer.

En France, pour ce qui concerne spécifiquement la prévention vis-à-vis de l'alcali-réaction, les *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction*, de 1994 [46], le *Guide pour l'élaboration du dossier carrières*, de juin 1994 [47] et le *Guide du SETRA pour la rédaction des pièces écrites des marchés*, de juin 1996 [71] sont des documents essentiels fixant les règles à suivre pour construire des ouvrages pour lesquels les risques de désordres sont très limités. Cependant, les exigences de ces recommandations conduisent à imposer pour les ouvrages stratégiques, sauf études particulières, l'utilisation de **granulats non réactifs** (NR). Ceci peut conduire à des surcoûts non négligeables dans les zones où l'on ne trouve pas ce type de granulats.

1.5 Évolution des projets d'ouvrages. Intérêt d'une approche performantielle

Ces constatations illustrent l'intérêt d'une approche performantielle, au-moins dans le cadre de la prévention de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, où les règles portent essentiellement sur le résultat à atteindre et laissent la liberté des moyens, dans une recherche de qualité croissante et afin de concevoir des structures durables.

L'approche performantielle répond particulièrement bien à l'évolution globale de notre société. En effet, les formules de béton évoluent, avec par exemple l'utilisation de plus en plus fréquente de **bétons à hautes performances** (BHP) et de **bétons autoplaçants** (BAP), ou plus généralement le recours à des constituants non traditionnels tels que les superplastifiants ou les sous-produits de l'industrie tels que les additions minérales. Ceci résulte d'un souci croissant d'augmenter les performances à moindre coût, tout en préservant l'environnement. Les types d'ouvrages évoluent également, de même que les durées de vie spécifiées par rapport à la durée de vie de l'ordre de 50 ans classiquement exigée.

Exemple : une durée de vie de 120 ans a été spécifiée à l'occasion de divers grands projets (Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne au Portugal, Tunnel sous la Manche, Pont de Rion-Antirion en Grèce, Viaduc de Millau en France...) et certains bâtiments sont désormais conçus avec une durée de vie spécifiée de 70 ans. Dans le cas des conteneurs de stockage des déchets radioactifs destinés à être enfouis dans le sol, la durée de vie spécifiée varie en fonction du type de déchets. Elle est de l'ordre de plusieurs centaines d'années.

De plus, la durée de vie exigée peut être différente suivant l'élément d'ouvrage considéré, si les divers éléments ne sont ni destinés aux mêmes fonctions, ni exposés aux mêmes sources d'agression.

À la date de rédaction de cet article, aucune démarche performantielle complète n'a encore été appliquée dans le cadre de projets d'ouvrages. Toutefois, plusieurs grands projets ont d'ores et déjà inclus dans leur cahier des charges des critères performantiels relatifs aux propriétés de durabilité, constituant par là un premier pas vers une démarche performantielle en vue d'assurer la durabilité. Un exemple récent est celui du Viaduc de Millau. Ces projets ont été recensés dans la référence [16]. Plusieurs d'entre eux y sont également décrits en détail.

1.6 L'approche performantielle. Avantages et contraintes

Cette nouvelle tendance de conception des ouvrages sur la base d'une approche performantielle nécessite de prendre en compte, dès la phase de conception, le comportement à long terme et de pouvoir spécifier, notamment pour les projets importants, des critères performantiels sûrs et objectifs en matière de durabilité.

La phase de conception est en effet capitale : c'est à ce stade que l'on peut agir au maximum sur le niveau de durabilité, en vue de limiter les dépenses de maintenance et d'entretien futurs. Il est en effet toujours plus facile et moins coûteux d'optimiser la formule du béton, plutôt que de mettre en œuvre des moyens lourds et souvent d'efficacité aléatoire lors de la construction ou lors des phases de réparation.

Exemple : dans le cas de pièces massives, en prévention de la fissuration due au retrait thermique gêné ou de la formation différée d'ettringite, il est nettement préférable d'optimiser les formules vis-à-vis de l'échauffement, plutôt que d'installer lors de la construction de l'ouvrage un système de refroidissement des constituants ou du béton en place pendant la prise (circulation d'eau froide dans des tubes), voire d'effectuer des réparations à court terme ou de reconstruire en cas de dégradations.

Les critères performantiels doivent être adaptés aux nouvelles exigences de durée de vie, aux nouvelles méthodes de formulation des bétons et aux procédés de fabrication (préfabrication, par exemple), mais aussi, au-delà de la technique, d'une manière générale, aux objectifs économiques, environnementaux et sociaux spécifiques à chaque ouvrage, quelle qu'en soit l'importance.

De plus, la phase de conception n'est pas la seule à considérer. L'approche performantielle de la durabilité doit être appliquée pour la construction, mais également pour la gestion (ultérieure) des ouvrages.

1.7 Nouvelle approche performantielle et prédictive de la durabilité

Cet article et l'article [C 2 246] décrivent les grandes lignes d'une approche performantielle, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton armé, fondée sur la notion d'indicateurs de durabilité, et combinant mesures en laboratoire et codes de calcul (modèles).

Cette approche a été développée pour la prévention de la corrosion des armatures et des dégradations générées par l'alcali-réaction, en se plaçant au niveau du matériau béton, dans le cadre du groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité*. Ce groupe rassemblait une vingtaine d'experts des laboratoires publics et privés, des entreprises et des organismes techniques, ainsi que des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre. Le travail réalisé a donné lieu à la publication d'un document de référence [16].

L'acquisition des connaissances scientifiques sur la microstructure des bétons et sur les mécanismes physico-chimiques mis en jeu dans les processus de dégradation considérés, ainsi que le développement des outils requis, ont quant à eux été menés, parallèlement ou en parallèle aux travaux du Groupe AFGC, dans d'autres projets de recherche et groupes de travail (pour plus de détails, voir par exemple [3] [12] [13] [48] [67]).

Cette nouvelle approche de la durabilité offre à l'ingénieur (et au concepteur en général) une « **boîte à outils** », c'est-à-dire une méthodologie complète, pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité. Elle fournit des réponses pratiques, applicables dès maintenant sans attendre de nouveaux progrès scientifiques. Elle

est basée sur des paramètres simples, mais particulièrement pertinents pour quantifier les phénomènes et pour utiliser des outils prédictifs.

2. Durée de vie. Définitions

La durabilité sous-entend un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau et sa mise en œuvre.

Il faut entendre par **durée de vie**, la durée de service sans précaution initiale particulière (telle que protection cathodique, par exemple), sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure. Elle correspond donc à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique (propreté des parements, par exemple).

2.1 Cas de la corrosion des armatures

Les processus liés à la corrosion des armatures du béton armé se développent selon deux périodes [81] (figures 1 et 5) :

- la période d'incubation ;
- la période de propagation.

Pour un béton armé non fissuré, la période d'incubation correspond à la période où les agents potentiellement agressifs transitent dans le béton et où des processus physico-chimiques à l'origine de la corrosion des armatures peuvent avoir lieu à l'échelle microscopique, mais où aucune dégradation n'est visible à l'échelle macroscopique d'observation. Elle peut donc être définie comme le temps requis pour que les aciers soient dépassivés par la carbonatation ou par la pénétration des chlorures. Lorsque l'on entre dans la période de propagation, la corrosion s'amorce et des dégradations apparaissent. Selon cette description, la façon la plus simple et la plus efficace d'augmenter la durée de vie des ouvrages consiste à augmenter la durée de la période d'incubation.

C'est donc l'approche qui a été choisie ici. La durée de vie sera donc évaluée à partir de la **durée de la période d'incubation**. Ce choix présente de plus l'avantage d'être conservatif (sécuritaire), car cette phase ne conduit pas à une perte immédiate de capacité portante de l'ouvrage. Ce choix est en outre pertinent vis-à-vis de l'approche consacrée exclusivement au « matériau constitutif béton » adoptée dans cet article, puisque la durée de vie figure comme la durée pour laquelle le béton d'enrobage joue le rôle de protection des armatures. On notera que des travaux menés par François *et al.*, [34] sur des poutres à l'échelle 1 placées dans une ambiance agressive (cycles d'humidification-séchage en présence de chlorures) ont montré que entre la fin de la période d'incubation et le démarrage de la phase de propagation, il pouvait s'écouler plusieurs années.

En considérant uniquement la période d'incubation, la durée de vie vis-à-vis de la corrosion des armatures peut être quantifiée des manières suivantes, selon que la corrosion est initiée par la carbonatation ou la pénétration des chlorures [16] :

- **environnement sans chlorure** : temps mis pour que la profondeur de carbonatation soit égale à l'enrobage ;
- **en présence de chlorures** : temps mis pour que la concentration en chlorures « libres » $[Cl^-]_{\text{libres}}$ atteigne une valeur

donnée (concentration critique $[Cl^-]_{\text{libres}}]_{\text{crit.}}$, cf. [C 2 246] § 2.2 au niveau du premier lit d'armatures.

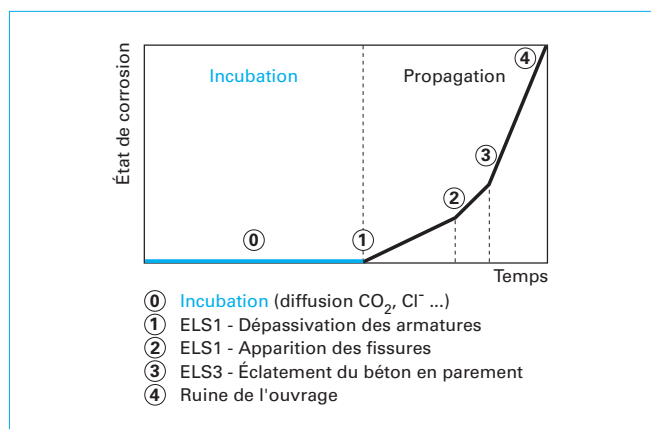


Figure 5 – Modèle conceptuel de corrosion des aciers dans le béton armé : phases d'incubation et de propagation

2.2 Cas de l'alcali-réaction

Dans le cas de l'alcali-réaction, le problème est un peu plus délicat. Comme évoqué précédemment, il est possible d'éviter l'apparition de désordres en choisissant des granulats NR [46]. Dans ce premier cas, la question de la durabilité vis-à-vis de l'alcali-réaction ne se pose pas réellement. Par contre, si l'on utilise des **granulats potentiellement réactifs** (PR), une alcali-réaction peut se développer si la teneur en alcalins de la solution interstitielle n'est pas suffisamment basse (cf. § 3.3 et [C 2 246] § 1.2.3). L'alcali-réaction se développe alors également suivant deux étapes (incubation et propagation) qui sont un peu plus difficiles à définir que dans le cas de la corrosion de l'acier [16]. La **période d'incubation** peut être définie comme la période de latence de la réaction, c'est-à-dire pendant laquelle les produits de réaction (« gels ») se développent sans endommager notablement la structure. Ensuite, on entre dans une **phase de propagation** où les fissures se généralisent et s'ouvrent de plus en plus, puis où des morceaux du béton d'enrobage peuvent se détacher, et enfin où des aciers peuvent se plastifier puis se rompre par excès de traction.

Il apparaît plus difficile de trouver une façon adéquate de quantifier la durée de vie vis-à-vis de l'alcali-réaction.

Les définitions suivantes peuvent toutefois être envisagées :

- temps mis pour que le gonflement atteigne une valeur critique donnée ;
- ou temps mis pour que la fissuration du matériau atteigne une ouverture critique donnée (c'est-à-dire temps pendant lequel la fissuration reste admissible).

3. Indicateurs de durabilité et autres paramètres

3.1 Définition des indicateurs de durabilité

La nouvelle approche de la durabilité requiert des **indicateurs de durabilité**. Il s'agit de paramètres relatifs au matériau constitutif béton (sain), qui apparaissent comme fondamentaux pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure

vis-à-vis d'un ou de plusieurs processus de dégradation. Ils interviennent par exemple dans les équations régissant les phénomènes et figurent parmi les données d'entrée des modèles de prédiction de la durée de vie. Cette première condition permet d'assurer leur pertinence théorique. Une seconde condition doit en outre être vérifiée : ces paramètres doivent être facilement quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur éprouvettes ou sur prélèvements, selon des modes opératoires bien définis et validés. Les méthodes d'essai doivent de plus présenter une reproductibilité, une précision, une simplicité et une rapidité adéquates.

On peut distinguer deux catégories d'indicateurs :

- d'une part, les **indicateurs de durabilité généraux** (cf. § 3.2), qui sont valables pour différents types de dégradation (corrosion des armatures, alcali-réaction...) ;
- d'autre part, les **indicateurs de durabilité spécifiques** à un processus de dégradation donné (cf. § 3.3), par exemple l'alcali-réaction ou le gel.

En outre, la détermination directe de certains indicateurs de durabilité généraux pourra être remplacée par celle d'**indicateurs de substitution** (cf. § 3.4).

3.2 Indicateurs de durabilité généraux sélectionnés

Les indicateurs de durabilité généraux que l'on peut sélectionner selon les critères explicités au § 3.1, sont les suivants :

- porosité accessible à l'eau ;
- coefficient de diffusion (apparent ou effectif) des ions chlorure ;
- perméabilité aux gaz ;
- perméabilité à l'eau liquide ;
- teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (initiale, dans le cas d'un matériau carbonatable).

Ce panel d'indicateurs de durabilité généraux constitue un ensemble de paramètres non redondants. Néanmoins, la détermination de l'ensemble de ces paramètres n'est pas systématiquement nécessaire. Dans cette liste, les paramètres à déterminer effectivement dépendront des dégradations prévisibles, de l'environnement, du cas pratique étudié... Ceci est illustré par les paramètres impliqués dans les spécifications selon le cas considéré (cf. [C 2 246] § 1.2) ou encore par ceux requis par les modèles prédictifs (cf. [C 2 246] § 2.4).

3.3 Indicateurs de durabilité spécifiques. Sélection et justification

Selon le processus de dégradation considéré, il peut s'avérer nécessaire de compléter le panel d'indicateurs généraux par des indicateurs spécifiques à ce processus.

■ Pour la **prévention des dégradations dues au gel**, les **caractéristiques du réseau de bulles d'air** (en particulier le **facteur d'espacement** : demi-distance entre deux bulles voisines) semblent être un indicateur spécifique pertinent [13] [49]. En effet, ces caractéristiques peuvent se révéler au moins aussi importantes que les caractéristiques du réseau poreux, vis-à-vis du gel, selon le type de béton considéré et la quantité d'air entraîné.

■ Dans le cas de la **prévention des dégradations dues à l'alcali-réaction**, les indicateurs spécifiques retenus dans la référence [16] concernent deux échelles d'observation.

● **Indicateurs chimiques microscopiques** (relatifs aux constituants du béton) :

- **quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps** (cinétique), pour l'évaluation de la réactivité des granulats (classement de granulats en catégorie NR, PR ou PRP, cf. figure 6) ;

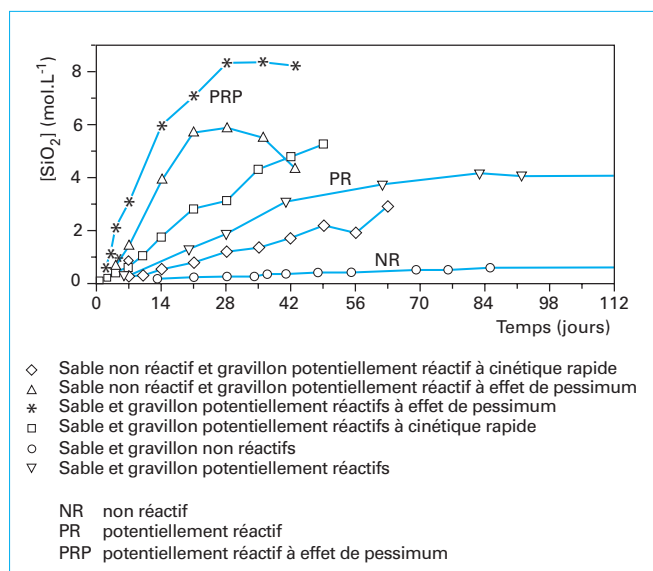


Figure 6 – Résultats expérimentaux de cinétiques de dissolution de la silice pour différents mélanges granulaires sans addition, et réactivité déduite pour ces mélanges, d'après [16]

— concentration en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$) actifs de la solution interstitielle (où $[\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}] = [\text{Na}_2\text{O}] + 0,658 [\text{K}_2\text{O}]$). Le rôle primordial des alcalins actifs, c'est-à-dire ceux dosés dans le filtrat d'une attaque sélective, dans le développement d'une alcali-réaction a en effet été démontré (voir notamment [32]). Le moyen le plus simple d'accéder à cet indicateur est d'effectuer un **bilan des alcalins**. On notera que le recours est cet indicateur n'est nécessaire que dans le cas de granulats PR [16] (cf. [C 2 246] § 1.2.3).

● **Indicateur global et macroscopique** (relatif au béton durci) :

— **déformations de gonflement d'éprouvettes en béton** (« essai de performance » d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction, faisant l'objet de la norme NF P 18-454 (cf. figure 7). Cet indicateur est requis seulement dans certains cas [16] (cf. [C 2 246] § 1.2.3).

3.4 Indicateurs de substitution. Fonctions et sélection

La nouvelle approche de la durabilité ayant pour vocation de rester très souple et modulable afin de s'adapter aux besoins de chaque utilisateur, il peut être envisagé de remplacer la détermination directe de certains des indicateurs de durabilité généraux (proposés au § 3.2) par celle d'indicateurs de substitution. Ce pourra notamment être le cas pour des paramètres plus faciles à déterminer ou tout au moins accessibles par des méthodes d'essai pratiquées plus couramment dans certains laboratoires, ou bien pour des paramètres plus adaptés au problème posé ou aux modèles mis en œuvre, ou encore lorsque des méthodes fournissant des données complémentaires aux indicateurs généraux sont requises.

Les indicateurs de substitution pourront soit être utilisés directement (notamment pour un simple classement de bétons, cf. § 7, sous réserve qu'un système de classement soit disponible), soit permettre *via* des méthodes indirectes (cf. § 5 et § 6) d'accéder aux indicateurs de durabilité généraux proposés au § 3.2.

On peut classer parmi les indicateurs de substitution, les paramètres suivants :

- porosité accessible au mercure ;

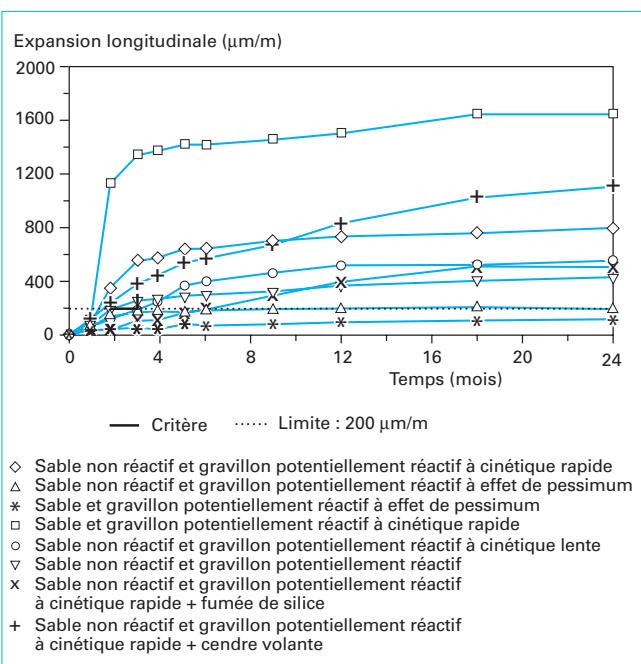


Figure 7 – Résultats expérimentaux de cinétiques d'expansion longitudinale jusqu'à l'échéance de 24 mois d'éprouvettes de différents bétons (dopés en alcalins), et positionnement par rapport à la limite de gonflement admissible, d'après [16]

- résistivité électrique ;
- quantité d'électricité mesurée selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202) ;
- coefficient de diffusion du CO_2 (ou de l' O_2) dans les matériaux carbonatés ;
- coefficient de diffusion de l'eau tritiée ;
- coefficient d'absorption capillaire ou sorptivité.

3.5 Caractéristiques de base. Définition et sélection

Il existe des paramètres qui, même s'ils ne sont pas directement liés à la notion de durabilité et ne constituent par exemple pas des données d'entrée pour les modèles de prédiction de la durée de vie, n'en demeurent pas moins des paramètres indispensables à une bonne caractérisation du matériau et à l'évaluation de sa qualité. Dans l'approche proposée, ces paramètres porteront à la dénomination de **caractéristiques de base**.

Il semble judicieux de préconiser la détermination systématique de ces caractéristiques de base pour toute étude de durabilité. Ainsi, la **résistance caractéristique (ou moyenne) à la compression** devra être déterminée (conformément aux normes en vigueur) à l'échéance de **28 jours** pour toutes les formules, et également à **90 jours** dans certains cas (en présence de quantités importantes de laitiers et/ou d'additions pouzzolaniques, par exemple).

3.6 Paramètres complémentaires. Définition

Suivant le problème considéré, outre les caractéristiques de base et les indicateurs de durabilité précédemment définis, la détermi-

nation de **paramètres complémentaires** peut s'avérer nécessaire. La détermination de ces paramètres complémentaires peut ainsi être requise lorsque la méthode choisie pour l'évaluation de certains indicateurs est indirecte (cf. § 6), ou lorsque ces paramètres figurent parmi les données d'entrée d'un modèle prédictif que l'on souhaite mettre en œuvre, ou encore, de façon plus générale, pour aider à l'interprétation (par exemple, confirmation d'une tendance) voire à la prévision de la durabilité.

Le nombre de paramètres complémentaires à déterminer dépendra du problème posé, notamment des spécificités de la formule de béton, de la catégorie de l'ouvrage et de son environnement, de la durée de vie exigée par le maître d'ouvrage et de ses exigences particulières.

Exemple : il peut devenir indispensable de quantifier plusieurs paramètres complémentaires dans le cas d'un ouvrage spécial avec un niveau d'exigence élevé (durée de vie supérieure à 120 ans).

En tout état de cause, les paramètres complémentaires à déterminer seront fonction des moyens (dispositifs d'essais), du temps et du budget disponibles.

Des exemples de paramètres complémentaires sont fournis dans la référence [16].

4. Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux

4.1 Importance de la porosité accessible à l'eau

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. C'est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Ce paramètre est plutôt bien corrélé avec la résistance moyenne à la compression : quand la porosité diminue [du fait de la diminution du rapport eau sur ciment (E/C), de l'ajout d'ultrafines...], la résistance augmente (cf. [C 2 246] § 1.1.1). De plus, sa détermination est très facile (cf. § 6.2). La porosité accessible à l'eau reste toutefois un paramètre global, pas toujours suffisamment discriminant [10] [13].

4.2 Importance des propriétés de transport

La dépassement des armatures, et de là un éventuel démarrage de leur corrosion, est initiée lorsque le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure a traversé le béton d'enrobage et atteint le premier lit d'armatures (cf. § 2.1). Ceci signifie que les propriétés de transport du béton (perméabilité et coefficient de diffusion) vont jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité des ouvrages. Dans le cas de la corrosion des armatures, c'est le transport de l'eau, du chlorure de carbone, de l'oxygène et, éventuellement, des ions chlorure s'ils sont présents, qui entre en jeu. De façon plus générale, la durabilité est très souvent liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. En outre, tout mécanisme de dégradation, même interne au béton, fait intervenir un processus de transport en phase gazeuse ou en phase liquide, au moins de molécules d'eau et le cas échéant d'ions, tels que par exemple, alcalins, calcium et silicates dans le cas de l'alcali-réaction.

Ainsi, leur rôle majeur dans tout processus physico-chimique à l'origine de dégradations justifie, d'un point de vue théorique, d'inclure des propriétés de transport dans la palette d'indicateurs sélectionnés, comme l'illustrent les paragraphes suivants.

4.2.1 Coefficients de diffusion (des ions chlorure). Lois de Fick

4.2.1.1 Processus de diffusion

La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces (molécules ou ions) soumises à un gradient de potentiel chimique (concentration, dans le cas des ions). La cinétique de diffusion dépend de la dimension des molécules ou des ions diffusants. À l'échelle macroscopique, le coefficient de diffusion est fonction de la porosité totale et peut également être influencé par la fissuration. Si la fissuration est peu intense, on constate que l'influence sur la diffusion reste limitée [78]. En présence d'une microfissuration uniformément répartie et traversante, le coefficient de diffusion subit une évolution significative, mais qui reste faible par comparaison avec la perméabilité qui peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur (cf. § 4.2.2).

De nombreuses espèces chimiques potentiellement agressives pour le béton ou les armatures pénètrent dans le béton et/ou transitent dans sa phase liquide interstitielle par diffusion. Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, au démarrage de la réaction, les différents ions impliqués sont présents sur les sites réactionnels. Cependant, au fur et à mesure de leur consommation, le renouvellement de ces ions sur les sites nécessite un apport par diffusion au sein de la solution interstitielle. La détermination d'un coefficient de diffusion est donc de première importance. De même, en conditions saturées, quand la concentration en ions chlorure est plus élevée dans le milieu environnant que dans le béton, le gradient de concentration induit une pénétration et la progression de ces ions par diffusion dans la phase liquide interstitielle du béton. Comme évoqué précédemment, ces ions ont un impact direct sur la corrosion des armatures. De plus, la détermination du coefficient de diffusion des ions chlorure fait l'objet de modes opératoires (cf. § 6.3). Il apparaît donc judicieux de sélectionner le coefficient de diffusion des ions chlorure pour quantifier l'aptitude à la diffusion ionique du béton.

4.2.1.2 Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure. Première loi de Fick

Si l'on néglige les interactions électriques entre les chlorures et les autres ions présents, le processus de diffusion est décrit par la **première loi de Fick** : si les ions se déplacent suivant une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène, le flux massique J (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$), représentant la quantité d'ions se déplaçant à travers une unité de surface de béton pendant une seconde, est donné par :

$$J_x = -D_{\text{eff}} \frac{\partial c_f}{\partial x} \quad (1)$$

avec D_{eff} le **coefficient de diffusion effectif des ions chlorure** dans le matériau (en $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$),

c_f la concentration en chlorures « libres », c'est-à-dire solubles dans l'eau, de la solution interstitielle (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$), à la profondeur x et au temps t .

Le coefficient de diffusion effectif est fonction non seulement du matériau (composition, âge, degré de saturation, état de carbonatation, fissuration...), mais également des conditions environnementales (concentration en chlorures, température,...). Des relations empiriques $D_{\text{eff}} = f(T, [\text{Cl}^-] \dots)$ ont été proposées dans la littérature (voir notamment [75]).

4.2.1.3 Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure. Seconde loi de Fick

En tenant compte de la loi de conservation de la masse, on obtient la **seconde loi de Fick**, qui s'écrit, lorsque le coefficient de diffusion effectif est constant, de la façon suivante :

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = D_{\text{app}} \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \quad (2)$$

avec D_{app} le **coefficient de diffusion apparent des ions chlorure** dans le matériau (en $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)

C'est cette équation (2) qui est généralement utilisée pour décrire la pénétration des chlorures par diffusion dans le béton saturé en régime non stationnaire [12] [70].

4.2.1.4 Relation entre coefficients de diffusion effectif et apparent des ions chlorure

Les deux coefficients de diffusion D_{eff} et D_{app} sont liés par la formule (3), faisant intervenir notamment la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice $m_b = f(c_f)$ et la porosité du matériau :

$$D_{\text{app}} = \frac{D_{\text{eff}}}{\left(\Phi + \rho \frac{\partial m_b}{\partial c_f} \right)} \quad (3)$$

avec Φ	la porosité du matériau accessible aux chlorures (en $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$),
m_b	la masse de chlorures liés à la matrice par unité de masse de solide sec (en $\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1}$),
ρ	la masse volumique apparente du matériau à l'état sec (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$),
$k_d = \frac{\partial m_b}{\partial c_f}$	la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice (appelée capacité de fixation ou encore coefficient de partage).

Dans l'hypothèse où la **capacité de fixation** k_d est constante, celle-ci peut être évaluée de façon simple à partir des paramètres de formulation [30]. Dans le cas général, l'isotherme n'étant pas linéaire, k_d n'est pas constante. La capacité de fixation peut alors être obtenue expérimentalement selon les méthodes proposées par exemple par [74] ou [35], ou encore par calcul à partir des paramètres de formulation (voir par exemple [57] [58], où le calcul est basé sur une isotherme de Langmuir).

4.2.2 Perméabilité aux gaz et aux liquides. Loi de Darcy

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale (*i.e.* selon la loi de Darcy). La vitesse de filtration \vec{v} (en $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$) d'un fluide régie par la loi de Darcy s'écrit, en négligeant les effets de gravité et les effets dynamiques, selon :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\eta} k_r(s) \vec{\nabla} p \quad (4)$$

avec $\vec{\nabla} p$	le gradient de pression auquel est soumis l'échantillon de matériau,
$k_r(s)$	la perméabilité relative au fluide (qui est fonction du taux de saturation en eau liquide s),
η	la viscosité dynamique du fluide,
K	la perméabilité intrinsèque du matériau qui est théoriquement indépendante des phases saturantes.

La **perméabilité apparente** ($K \cdot k_r(s)/\eta$) dépend donc des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau (distribution des volumes poreux, connectivité...) et également de l'état hydrique de l'éprouvette ou de la structure considérée. Ainsi par exemple, la perméabilité aux gaz d'une éprouvette de béton augmente quand le taux de saturation en eau moyen diminue [1] [42] [59] [83].

La perméabilité dépend également de l'état de (micro)fissuration, bien que la corrélation entre ces deux paramètres ne soit pas clairement établie. Le degré de connectivité, l'ouverture, ainsi que la rugosité des lèvres de la fissure interviennent, comme le montrent les résultats d'essais reportés dans la littérature (où la fissuration est provoquée volontairement par un chargement mécanique [51] [52] [63] [80]). Lorsqu'un matériau est fissuré, ce sont les fissures qui contrôlent l'écoulement du gaz sous gradient de pres-

sion totale. La perméabilité peut alors augmenter de plusieurs ordres de grandeur par rapport à celle du matériau non fissuré. Toutefois, l'influence des fissures ne devient prépondérante devant celle du taux de saturation que lorsque les fissures sont suffisamment ouvertes ($> 10\mu\text{m}$).

Lorsque les transferts de fluide dans le béton sont susceptibles d'avoir lieu sous forme gazeuse et liquide, il est important de quantifier à la fois la perméabilité apparente aux gaz et celle aux liquides (notamment à l'eau).

4.2.3 Synthèse

La **perméabilité (apparente ou intrinsèque)** et le **coefficient de diffusion des chlorures (effectif ou apparent)** apparaissent donc comme des paramètres fondamentaux dans les lois théoriques qui régissent les transferts de fluide dans les bétons.

De plus, ces paramètres sont accessibles expérimentalement à partir d'essais de laboratoire, par exemple par les méthodes qui vont être décrites ici (cf. § 6).

Au titre de la pertinence théorique dans la quantification et la prévision de la durabilité du béton, et au titre de l'accessibilité expérimentale, il est donc justifié de qualifier ces paramètres d'**indicateurs de durabilité**.

4.3 Pertinence de la teneur en portlandite Ca(OH)_2

La portlandite est très sensible aux agressions chimiques (en particulier aux attaques acides qui provoquent une lixiviation) à cause de sa forte solubilité ($s = 1,36 \times 10^{-2} \text{ mol} \cdot \text{L}^{-1}$ à $T = 25^\circ\text{C}$). La portlandite a dans ce cas un **rôle négatif**.

De même, le rôle du calcium est unanimement reconnu dans la formation des produits d'alcali-réaction. Sans ion calcium, la dissolution de la silice n'entraîne pas de désordre. Plus précisément, les cristaux de portlandite présents dans la pâte de ciment durcie interviennent dans l'alcali-réaction comme une réserve en ions calcium, permettant de réapprovisionner la solution (par dissolution) au fur et à mesure de la consommation des ions calcium par la précipitation des produits d'alcali-réaction. La nocivité de ces produits est en grande partie imputable au calcium. Dans le cas de l'alcali-réaction, la portlandite a donc un **rôle négatif**. À ce titre, la teneur en portlandite est un indicateur important pour la prévision de la durabilité d'un béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. On notera toutefois qu'il peut se former des silicates de calcium hydratés (C-S-H) ou des silicates doubles de calcium et de potassium hydratés (C-K-S-H) qui ne soient pas expansifs en présence de calcium. De plus, il s'avère que les gels des « pop-outs » essentiellement alcalins sont expansifs [39].

Le pH élevé de la solution interstitielle du béton ($\text{pH} \approx 13,5$) est dû à la présence d'ions OH^- provenant des bases alcalines NaOH et surtout KOH, et de la portlandite. En effet, la portlandite est capable de tamponner la solution interstitielle à un pH de 12,5 jusqu'à dissolution complète. La réserve basique que constituent les cristaux de portlandite est donc primordiale pour assurer et maintenir la passivation des armatures au cours du temps. À ce titre, la teneur en portlandite a un **rôle positif** et est un indicateur de durabilité important vis-à-vis de la protection des armatures. La teneur initiale en portlandite est une donnée d'entrée de la plupart des modèles de carbonatation du béton (cf. [C 2 246] § 2.4.2). On notera que la teneur en portlandite d'un matériau sain est directement liée au type de ciment utilisé. Des exemples sont donnés dans la référence [16]. On retiendra toutefois que, en l'absence de carbonatation, tous les ciments, y compris ceux à forte teneur en laitier, cendres volantes ou fumées de silice garantissent un pH suffisamment élevé pour empêcher la dépassivation des aciers ($\text{pH} > 12$ dans les bétons à base de CLC-CEM III/C, par exemple).

Outre vis-à-vis de la durabilité à long terme, cet indicateur joue également un rôle important au jeune âge : il est par exemple linéairement lié au degré d'hydratation et aux déformations endogènes [17].

Il existe de plus des méthodes validées permettant de déterminer ce paramètre (cf. § 6.6).

5. Justification du choix des indicateurs de substitution

5.1 Porosité accessible au mercure

Il peut être intéressant de mesurer la porosité par intrusion de mercure car cette dernière technique donne, outre la porosité, accès aux paramètres complémentaires (cf. § 3.6) très utiles que sont les caractéristiques de la structure poreuse telles que la distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores ou encore le diamètre des pores critique (cf. § 5.2 et § 6.5.2). La porosimétrie par intrusion de mercure constitue donc l'un des principaux outils d'investigation de la structure poreuse des bétons. La corrélation existant entre porosité accessible à l'eau et au mercure peut être illustrée par la figure 8 (voir également [10] [11]).

5.2 Résistivité électrique

Dans un béton saturé en eau, le courant électrique se propage essentiellement *via* l'espace poreux saturé. En l'absence de carbonatation et de chlorures, l'influence de la composition chimique de la solution interstitielle sur la résistivité électrique reste faible, si la solution reste alcaline. En effet, aux fortes valeurs de pH, la résistivité de la solution interstitielle se situe dans la fourchette 0,3 à $1,0 \Omega \cdot m$. Cette valeur est très faible comparativement à celle d'un béton saturé par cette même solution, qui, après plusieurs jours d'hydratation, atteint plusieurs $\Omega \cdot m$. Le paramètre prépondérant est donc la connectivité du réseau poreux. La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de caractériser de façon indirecte la connectivité du réseau poreux d'un milieu saturé. En outre, plus la porosité est élevée, plus la résistivité est faible, du fait d'une plus grande fraction volumique de pores occupée par la phase liquide interstitielle. La résistivité électrique caractérise donc également le volume des pores. La résistivité d'un béton saturé en eau est dépendante de la présence de carbonatation ou de chlorures. En effet, quand le béton se carbonate, la solution interstitielle est beaucoup plus diluée et la résistivité de celle-ci peut augmenter significativement. *A contrario*, dans un béton contaminé par les chlorures, la présence de ces ions abaisse la résistivité de la solution par rapport à des valeurs typiques de milieu alcalin.

La résistivité électrique d'un béton sain, saturé en eau, est inversement proportionnelle au coefficient de diffusion effectif des chlorures. La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de déterminer le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure sans mesure directe de ce dernier. Le lecteur trouvera la formule applicable et des comparaisons avec les méthodes directes (cf. § 6.3) dans les références [7] [12] ou [16].

Il est possible également d'accéder à la perméabilité aux liquides en appliquant la relation de Katz-Thompson, *via* le diamètre des pores critique et le facteur de formation qui peut s'exprimer soit comme un rapport de résistivités électriques, soit comme un rapport de coefficients de diffusion [36] (cf. § 6.5.2).

Par ailleurs, des modèles prédictifs ont été développés sur la base de ce paramètre (voir le modèle développé par Andrade *et al.*, dont le paramètre d'entrée principal est la résistivité électrique [7]).

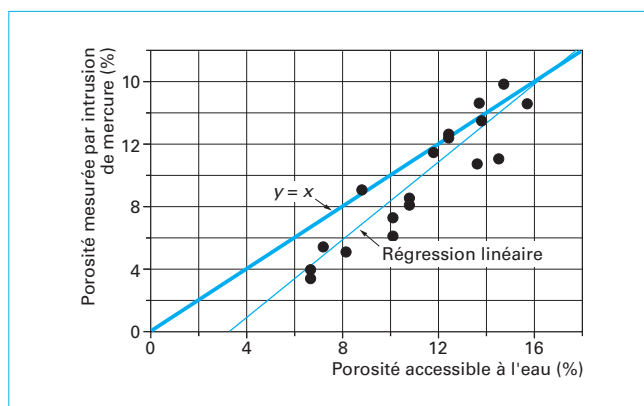


Figure 8 – Corrélation entre porosité accessible à l'eau (mesurée par pesée hydrostatique) et porosité mesurée par intrusion de mercure (valeurs moyennes mesurées sur différents bétons aux mêmes échéances)

La résistivité électrique est calculée à partir de la loi d'Ohm. La mesure est très simple et peut se pratiquer en laboratoire sur n'importe quel type d'éprouvettes (saturées en eau), à l'aide d'un courant continu ou alternatif. Il s'agit d'une mesure semi-destructive qui peut être réalisée en temps réel dès le jeune âge. Elle peut donc permettre de caractériser en continu le processus d'hydratation ou encore d'évaluer l'évolution de la résistivité électrique en fonction de l'âge ou du degré d'hydratation. On pourra se référer aux modes opératoires décrits dans les références [7] [25] [68] ou [86]. On notera de plus que l'existence de techniques non destructives s'appliquant *in situ* [64] constitue un avantage supplémentaire pour cet indicateur de substitution.

5.3 Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO

La mesure de la quantité d'électricité selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202) est encore beaucoup pratiquée aujourd'hui pour évaluer l'aptitude d'un béton à se laisser pénétrer par les chlorures. Un système de classes existe, permettant un classement « qualitatif » des formules de béton (norme ASTM C 1202). Cet essai peut donc éventuellement être utilisé à la place de la détermination d'un coefficient de diffusion des chlorures, lorsque seule une information qualitative (dans un but comparatif) est recherchée. On notera toutefois que même dans ces conditions, la signification et l'interprétation du résultat de l'essai, et donc l'utilité du résultat, peuvent être sujets à caution.

5.4 Coefficient de diffusion du CO₂ dans les matériaux carbonatés

Le coefficient de diffusion du CO₂ (dans un matériau carbonaté) est très pertinent d'un point de vue théorique, car il apparaît dans les équations décrivant le processus de carbonatation en milieu poreux non saturé. Pour la prévention de la corrosion induite par la carbonatation, et en particulier pour les modèles prédictifs de carbonatation (cf. [C 2 246] § 2.4.2), ce paramètre peut donc être utilisé préférentiellement au coefficient de diffusion des chlorures. Cependant, bien que des dispositifs de mesure du coefficient de diffusion du CO₂, sur matériaux carbonatés, aient été mis au point dans différents laboratoires, il n'existe pas encore de méthode de mesure validée sur béton durci de ce paramètre. Ce dernier ne peut donc être retenu qu'en tant qu'indicateur de substitution.

5.5 Coefficient de diffusion de l'eau tritiée

Selon le problème à traiter et afin d'obtenir une bonne adéquation processus physico-chimiques/matériau/méthode d'essai, d'autres espèces que les ions chlorure peuvent être choisies dans l'objectif de quantifier l'aptitude à la diffusion. Ainsi, dans le cas des bétons à ultra-hautes performances fibrés (BFUP), c'est le coefficient de diffusion de l'eau tritiée qui devra être déterminé [2]. Le lecteur trouvera des exemples de valeurs pour ce coefficient, en fonction du type de béton, dans la partie 3 de la référence [2].

5.6 Coefficient d'absorption capillaire ou sorptivité

D'un point de vue théorique, le coefficient d'absorption capillaire (ou encore la sorptivité) est pertinent, car l'absorption capillaire est le principal processus contrôlant la vitesse de pénétration de l'eau (contenant éventuellement des ions chlorures, sulfates...) en conditions partiellement saturées. De plus, les expériences sont très simples à réaliser (voir par exemple [3]). Cependant, le coefficient issu des expériences fait intervenir des mécanismes physico-chimiques complexes, rendant l'interprétation difficile (le coefficient d'absorption capillaire n'est pas une « pure » propriété de transport). L'information qu'il apporte sur le matériau peut apparaître redondante avec celle fournie par le panel d'indicateurs de durabilité généraux sélectionnés [13] et moins facilement utilisable d'un point de vue quantitatif et prédictif.

6. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux

6.1 Remarques préliminaires

Les méthodes de mesure directes disponibles pour quantifier les indicateurs de durabilité généraux et les indicateurs spécifiques à l'alcali-réaction, ainsi que les essais utilisables pour quantifier des paramètres permettant d'accéder indirectement aux indicateurs de durabilité généraux, sont synthétisés dans le tableau 1, avec leur précision et les délais d'obtention des résultats.

Seules les principales méthodes directes de détermination des indicateurs de durabilité généraux sont détaillées dans ce qui suit. Les autres méthodes, ainsi que celles permettant de quantifier les indicateurs de durabilité spécifiques, les indicateurs de substitution ou les paramètres complémentaires, sont décrites dans d'autres publications (se reporter à la référence [16]).

Les méthodes qui vont être décrites ici sont pour la plupart relatives à des **essais de laboratoire conventionnels** dont les conditions peuvent paraître éloignées de la réalité *in situ*. Cependant, ces méthodes ont l'avantage de se référer à des essais praticables par la majorité des laboratoires, dans des conditions bien définies et sur lesquels il existe un consensus à l'heure actuelle en France et dans d'autres pays. Ces méthodes permettent de quantifier les paramètres de manière aussi fiable, répétable et reproductible que possible avec les moyens actuellement disponibles.

6.2 Porosité accessible à l'eau

Parmi les méthodes à disposition, la détermination de la porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique est une mesure simple et praticable sur une large variété de matériaux. Elle présente de

plus l'avantage d'être largement connue et de longue date. On dispose donc d'éléments sur sa reproductibilité. Ces critères contribuent à justifier la sélection de la porosité accessible à l'eau parmi les indicateurs de durabilité. De plus, cette méthode étant certainement la plus simple parmi toutes celles permettant d'accéder aux différents indicateurs de durabilité, les spécifications proposées ([C 2 246] § 1.2.2) sont préférentiellement basées sur la porosité à l'eau.

Les mesures sont réalisables selon le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM *Détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau* [3]. L'essai comprend les étapes suivantes : saturation en eau sous vide, pesée hydrostatique et étuvage à $T = 105 \pm 5^\circ\text{C}$ jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %.

Il est possible également de déterminer le profil de porosité accessible à l'eau d'une éprouvette, et *a fortiori* la valeur moyenne sur l'ensemble de l'éprouvette, par des mesures de gammadensimétrie, comme illustré dans la référence [18]. Le principe et le mode opératoire de cet essai semi-destructif sont décrits dans la référence [14] et la méthode de calcul est explicitée par exemple dans la référence [84].

6.3 Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées)

6.3.1 Remarques préliminaires

Dans de nombreux cas réels, les chlorures pénètrent dans le béton alors que celui-ci n'est pas saturé. Cependant, les méthodes existant à la date de rédaction de cet article pour déterminer un coefficient de diffusion des chlorures en laboratoire en conditions partiellement saturées (se reporter par exemple à [29]) sont trop peu répandues pour pouvoir être proposées dans le cadre de l'approche décrite ici. Il faut donc plutôt se tourner vers des méthodes en conditions saturées pour déterminer un coefficient de diffusion des chlorures.

En conditions saturées, le coefficient de diffusion des chlorures peut être déterminé à partir d'un essai de **diffusion naturelle** ou de **migration sous champ électrique**, en régime **stationnaire** ou **non stationnaire**. Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de mesure appliquée unanimement par l'ensemble de la communauté scientifique pour déterminer ce coefficient. Plusieurs techniques expérimentales et méthodes de calcul existent et elles ont chacune leurs « adeptes ».

Il est primordial de distinguer si la méthode appliquée (essai + calcul) conduit à un **coefficient de diffusion effectif** D_{eff} ou **apparent** D_{app} (cf. § 4.2.1). En outre, il est important de préciser que les résultats obtenus avec les différentes méthodes sont très dépendants des conditions d'essai (composition chimique de la solution diffusante, temps de contact...). Il faut de ce fait être attentif à la signification des résultats d'une mesure avant de les utiliser pour l'évaluation de la durabilité et en particulier pour des calculs de prédiction, sinon il peut en résulter des erreurs importantes. Lorsque ces précautions sont respectées, on constate une bonne cohérence entre les différentes méthodes, comme illustré par exemple dans les références [6] et [12], pour différents bétons.

6.3.2 Essais de diffusion

■ Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être directement obtenu à partir d'un essai de **diffusion en régime stationnaire**, en appliquant la première loi de Fick (cf. § 4.2.1.2). Pour plus d'informations, le lecteur pourra se reporter à la référence [35]. Il est à préciser que ces essais sont particulièrement longs et deviennent donc impraticables avec des matériaux peu poreux.

Tableau 1 – Méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes, d'après [16]

Paramètre à déterminer	Méthode	Délai d'obtention du résultat (1)	Durée totale de l'essai (2)	Précision de la mesure (3)
Indicateurs de durabilité généraux				
Porosité accessible à l'eau (%)	Pesée hydrostatique	15 jours	3,5 mois	1,5 %
Coefficient apparent ou effectif de diffusion des chlorures ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Migration en régime stationnaire	15 jours	4 mois	15 % de la valeur moyenne
	Migration en régime non stationnaire	1 semaine	3,5 mois	15 % de la valeur moyenne
	Diffusion en régime non stationnaire	3 mois	6 mois	15 % de la valeur moyenne
Perméabilité apparente aux gaz (m^2)	CEMBUREAU	45 jours	4,5 mois	30 % de la valeur moyenne
Perméabilité à l'eau liquide (m^2)	Perméamètre à eau sous pression	15 jours	3,5 mois	1 ordre de grandeur
Teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (% massique par rapport au ciment)	Analyse thermogravimétrique	1 semaine	3,5 mois	1,5 %
	Analyse chimique	1 semaine	3,5 mois	2 %
Paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes				
Caractéristiques de la structure poreuse	Mesures par intrusion de mercure	15 jours	3,5 mois	1,5 %
Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)	Méthode proposée dans [7]	1 semaine	3,5 mois	10 % de la valeur moyenne
Isothermes de sorption de vapeur d'eau	Méthode des solutions salines saturées (méthode LPC n° 58)	6 mois	9 mois	10 % de la valeur moyenne
Isothermes d'interaction matrice-chlorures	Par exemple, test d'immersion	2 mois	5 mois	10 % de la valeur moyenne
Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction				
Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps ($\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$)	Test cinétique modifié XP P 18-594 ou méthode proposée dans [16]	1 semaine	1 à 2 semaines	5 % de la valeur moyenne
Bilan des alcalins de la formule de béton ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	Méthodes LPC n° 37 et n° 48	1 semaine	1 semaine	0,1
Déformations de gonflement ($\mu\text{m}/\text{m}$)	NF P 18-454	5 mois	5 mois	± 20 ($\mu\text{m}/\text{m}$)
(1) Ce délai peut varier dans une marge de quelques jours en fonction du matériau testé. (2) Incluant la durée de cure (3 mois). (3) La précision dépend de l'essai considéré et éventuellement de la formule de béton. Les valeurs indiquées sont basées sur les résultats de campagnes inter-laboratoires et d'essais de répétitivité menés sur des éprouvettes de laboratoire. Ces valeurs sont susceptibles d'évoluer en fonction des avancées des groupes travaillant spécifiquement sur le sujet.				

■ Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de **diffusion en régime non stationnaire** en appliquant la seconde loi de Fick pour l'analyse des profils obtenus expérimentalement (cf. § 4.2.1.3). Le lecteur pourra se reporter aux références [12] ou [14] pour plus d'informations.

■ Il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre si l'on a quantifié en plus la porosité du matériau et les interactions chlorures-matrice (cf. § 4.2.1.4), par exemple à partir de la détermination expérimentale de l'isotherme d'interaction (se reporter aux travaux réalisés sur pâtes de ciment durcies ou mortiers par [21] et [31]).

6.3.3 Essais de migration sous champ électrique

Les essais de migration sous champ électrique présentent l'avantage d'être plus rapides que les essais de diffusion. Différentes

techniques expérimentales et méthodes de calcul existent. Elles sont présentées en détails avec leurs avantages respectifs dans la référence [16].

■ Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être déterminé directement à partir d'un essai de migration sous champ électrique en **régime stationnaire**. Le coefficient de diffusion peut être calculé soit à partir de la solution de la cellule aval initialement exempte de chlorures (par dosages des chlorures [5] [14], ou par mesure de la conductivité électrique [24]), soit à partir de la solution de la cellule amont (par dosages des chlorures [79]).

■ Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de **migration en régime non stationnaire**. La méthode proposée par Tang & Nilsson en 1992 [73] est la plus appliquée. Elle a depuis fait l'objet d'un mode opératoire standardisé dans les pays nordiques [54]. L'essai est très rapide et répétable [76].

Le coefficient de diffusion apparent peut également être obtenu à partir d'un essai de **migration en régime stationnaire**, lorsque les mesures sont effectuées dans la cellule aval (titrages ou conductivité). La méthode consiste à identifier le temps T_{lag} , associé à l'intersection de la droite de tendance correspondant au régime stationnaire avec l'axe des temps [6] [12] [24].

■ De même que dans le cas de la diffusion, il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre [12] si l'on a quantifié en plus la porosité et les interactions chlorures-matrice (cf. § 4.2.1.4), ou en utilisant des formules théoriques ou empiriques prenant en compte ou non les interactions (cf. par exemple [21] [24] [28] [74]). Il est à noter que les interactions intervenant au cours d'un essai de diffusion, d'une part, et d'un essai de migration, d'autre part, seront *a priori* différentes [23].

6.4 Perméabilité aux gaz

6.4.1 Méthodes de mesure disponibles

La perméabilité aux gaz des bétons durcis peut être mesurée en laboratoire (sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages) après un séchage préalable (cf. § 6.4.3) en appliquant soit une charge constante, c'est-à-dire un gradient de pression constant (appareillage CEMBUREAU [43]), soit une charge variable [60] [85]. La mesure au perméamètre à charge constante a fait l'objet de recommandations de la part de l'AFPC-AFREM, sous l'intitulé *Essai de perméabilité aux gaz du béton durci* [3]. C'est donc cet essai qui sera décrit ici. La description étant volontairement brève, le lecteur pourra trouver des informations complémentaires et des exemples dans les références [3] et [14].

6.4.2 Mesure au perméamètre à charge constante (CEMBUREAU)

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette en béton à un gradient de pression constant de gaz. La perméabilité (en m^2) est alors déterminée à partir de la mesure du flux (débit massique) de gaz traversant l'éprouvette en régime permanent, en appliquant la loi de Darcy.

Le résultat direct de la mesure est une **perméabilité apparente**, car il dépend de la nature du fluide et de la pression appliquée (cf. § 4.2.2). Le gaz le plus couramment utilisé pour la mesure est l'oxygène, mais l'essai peut également être pratiqué avec tout autre gaz inerte vis-à-vis du béton tel que l'azote ou l'air sec (suivant l'alimentation en gaz choisie au niveau du dispositif expérimental). Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de réaliser l'essai à une surpression $P_{relative} = 0,1$ MPa.

Toutefois, si l'on souhaite déterminer la **perméabilité intrinsèque** du matériau, c'est-à-dire une perméabilité indépendante de la pression du gaz (cf. § 4.2.2), il est nécessaire de réaliser des mesures à différentes pressions, afin de pouvoir effectuer le calcul [60] [61] [83]. L'appareil CEMBUREAU permet de réaliser des essais à une $P_{relative}$ comprise entre 0,1 et 0,5 MPa. On peut par ailleurs accéder directement à la perméabilité intrinsèque par une technique différente de l'appareil CEMBUREAU, la technique d'impulsion de pression, y compris pour des matériaux faiblement perméables [72].

Avec l'appareil CEMBUREAU, il est possible de déterminer la perméabilité aux gaz sur une large gamme de bétons allant des matériaux très poreux de résistance moyenne 20-25 MPa ($K_{gaz} \approx 10^{-15} m^2$), jusqu'aux bétons à très hautes performances contenant des fumées de silice, de résistance moyenne 120 MPa ($K_{gaz} \approx 10^{-19} m^2$). Il est donc envisageable de comparer et de classer des formules de béton très différentes sur la base de ces mesures (cf. [C 2 246] § 1.1).

6.4.3 Préconditionnement des éprouvettes

Préalablement à la mesure de la perméabilité aux gaz par l'appareil CEMBUREAU, il est nécessaire d'une part, de sécher au moins partiellement l'éprouvette destinée à la mesure afin que le gaz puisse percoler à travers cette éprouvette et, d'autre part, de connaître le taux de saturation en eau moyen, ou mieux, la répartition de la teneur en eau, de l'éprouvette, correspondant à la perméabilité mesurée. Il est possible de sécher les échantillons sous vide [33], par lyophilisation [44], ou encore par étuvage [3].

6.5 Perméabilité à l'eau liquide

6.5.1 Mesure directe dans le cas des bétons perméables

Dans le cas des bétons perméables et très perméables, la perméabilité à l'eau liquide peut être déterminée expérimentalement à partir d'un essai de perméabilité de l'eau sous pression. La mesure consiste à saturer en eau une éprouvette, à appliquer une pression d'eau progressivement croissante par paliers sur l'une de ses faces et à mesurer la quantité d'eau ayant traversé l'éprouvette (lorsque le flux est constant) en fonction de la valeur et de la durée des différents paliers. On notera que différents dispositifs expérimentaux existent et qu'aucun mode opératoire recommandé par l'ensemble de la communauté scientifique n'a pour l'instant été publié. On peut toutefois se baser pour réaliser l'essai sur des modalités proches de celles définies par la norme NF P 18-855 relative aux produits spéciaux pour constructions en béton.

6.5.2 Méthodes applicables dans le cas des bétons faiblement perméables

Dans le cas des bétons faiblement et très faiblement perméables (bétons ordinaires de bonne qualité et bétons à hautes et à très hautes performances), la mesure directe de la perméabilité à l'eau liquide avec un perméamètre courant, telle que décrite précédemment, est délicate et difficile à effectuer. En effet, tout d'abord la saturation préalable de l'éprouvette peut s'avérer difficile et une forte pression d'eau liquide est nécessaire pour obtenir des débits mesurables. De plus, pour les bétons très compacts, la valeur escomptée pour la perméabilité à l'eau liquide peut être inférieure à $10^{-21} m^2$. Or les perméamètres courants permettent d'exercer des différences de pression allant seulement jusqu'à 10 MPa. De ce fait, pour un ordre de grandeur de $10^{-21} m^2$ de la perméabilité, une épaisseur d'éprouvette de l'ordre de 5 cm et une saturation complète, la loi de Darcy prévoit une vitesse de filtration de l'ordre du cm/an.

En conséquence, si l'on souhaite mesurer la perméabilité à l'eau liquide de bétons faiblement perméables de façon purement expérimentale (mesure du flux d'eau traversant l'éprouvette sous gradient de pression d'eau, tel que décrit au § 6.5.1), il est nécessaire d'adapter le dispositif expérimental et éventuellement la méthode d'essai. Des techniques spécifiques ont donc été développées en France et à l'étranger pour mesurer la perméabilité à l'eau liquide de ces bétons. Des exemples sont mentionnés dans la référence [16].

Il existe également des méthodes basées sur la mesure de la profondeur de pénétration d'eau sous pression, mais où l'échantillon n'est pas préalablement saturé, qui permettent de quantifier le transport sous gradient de pression, mais pas la perméabilité à proprement parler.

Il est également possible pour déterminer la perméabilité à l'eau liquide d'avoir recours à une méthode indirecte, combinant modèle et expérience, telle que celle décrite dans la référence [27], ou encore de déduire ce paramètre à partir d'autres indicateurs de durabilité ou paramètres complémentaires (tel que le diamètre des

pores critique) à l'aide de la relation de Katz-Thompson, développée à l'origine pour les roches sédimentaires et basée sur la théorie de la percolation [36] (voir également § 5.2). Des exemples de calcul avec la relation de Katz-Thompson, pour des matériaux à base de ciment, figurent dans les références [9] [11].

6.6 Teneur en portlandite Ca(OH)_2

La teneur en portlandite Ca(OH)_2 peut être mesurée par thermogravimétrie (ATG). Cette technique consiste à suivre en continu les pertes de masse d'un échantillon lors d'une montée en température linéaire, depuis la température ambiante et jusqu'à 1 100 °C. Le départ de l'eau de constitution de la portlandite se produit entre 400 et 550 °C. Cet essai fait l'objet d'un mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées [14]. La littérature témoigne de la fiabilité et de la précision de cette méthode (voir par exemple [53]).

Il est à noter que la thermogravimétrie permet en outre la quantification des paramètres complémentaires degré d'hydratation et teneur en ciment, ainsi que de la teneur en CaCO_3 . Cette méthode permet donc, dans ce dernier cas, d'accéder à un témoin de durée de vie très utile à la prédiction de la carbonatation du béton (cf. [C 2 246] § 2).

Dans le cas où la quantité d'anhydres résiduels est faible, la teneur en portlandite Ca(OH)_2 peut être mesurée par analyse chimique. Un mode opératoire est proposé dans la référence [16]. La

teneur en portlandite peut également être estimée sur la base du dosage en ciment, du rapport E/C et de la teneur en additions minérales de la formule de béton. Une formule de calcul est également proposée dans la référence [16].

7. Conclusion

Le panel des indicateurs de durabilité sélectionné, assorti des méthodes d'essai requises pour déterminer ces indicateurs en laboratoire dans des conditions bien définies, constitue l'élément de base de la « boîte à outils » destinée à l'ingénieur et au concepteur.

L'article [C 2 246] illustrera les différents niveaux d'utilisation de ces indicateurs, pour l'évaluation (qualitative ou quantitative) et la prédiction de la durabilité des ouvrages en béton (armé).

L'auteur tient à remercier les membres du groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) : « *Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité* », et tous ceux qui ont contribué à ce travail. L'auteur remercie également l'AFGC pour fournir l'opportunité de telles instances.