

Contribution à l'étude de l'impact des principaux mécanismes exogènes sur la durabilité du béton armé

Y. Barzaly^b, A.Ouali^a, A. El Maliki^b, L. Kassoumi^a, M. Ait El Aal^a, L. Boushine^b

a : Centre Expérimental des Grands Travaux, Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes (CEGT, LPEE). Km 7, Route d'El Jadida, B.P 8087 Casa-Oasis, Casablanca, Maroc

b : Equipe de Mécanique des Structures et des Matériaux, Ecole Nationale Supérieure d'Electricité et de Mécanique (EMSM, ENSEM). Km 7, Route d'El Jadida, B.P 8118 oasis, Casablanca, Maroc

Résumé

La maîtrise de la durabilité des ouvrages en béton armé représente un problème majeur dans le domaine du génie civil. Parmi les enjeux, la confection de bétons qui résistent aux mécanismes de dégradations endogènes (alcali-réaction, réaction sulfatique interne, gel/dégel) et exogènes (carbonatation, pénétration des chlorures, réaction sulfatique externe).

Cette étude est consacrée principalement à la description des mécanismes de dégradation exogènes et à la présentation des modèles de prédiction de la durée de vie pour lesquels les paramètres de durabilité sont pris en compte.

L'objectif final du projet de recherche est la mise au point d'un modèle global, capable de prédire la durabilité, basé sur les paramètres extraits des modèles de prédictions concernés. Tout en tenant comptesaussi des interactions possibles des différents mécanismes.

Mots clés : carbonatation, pénétration des chlorures, attaque sulfatique externe, attaque sulfatique interne, modèles de prédiction, alcali-réaction, gel/dégel.

Introduction

Le béton armé est le matériau de construction le plus répandu dans le génie civil. Sa durabilité est son aptitude à résister à un certain nombre de mécanismes endogènes (alcali-réaction, réaction sulfatique interne, gel/dégel) et exogènes (carbonatation, pénétration des chlorures, réaction sulfatique externe). Ces mécanismes sont susceptibles de l'affecter, voire de le dégrader et par conséquent réduiraient la durabilité prévue de la structure en béton armé.

L'objectif principal du projet de recherche est de proposer un modèle de prédiction de la durée de vie du béton des ouvrages en tenant compte des interactions entre les différents mécanismes.

Dans cet article, nous nous intéressons uniquement aux mécanismes exogènes et nous présentons les modèles de prédiction [1] à [5] correspondants retenus et les critères de leurs choix.

Le but aussi est de proposer ultérieurement des paramètres viables de durabilité (indicateurs) pour ces mécanismes exogènes afin de sélectionner les essais de performances appropriés et éventuellement proposer d'autres approches expérimentales.

1. Carbonatation

1.1. Mécanisme

La carbonatation du béton est le résultat de la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 gazeux et de l'eau existant dans les petits pores. Ce gaz se diffuse dans le réseau poreux et réagit avec les hydrates (portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{CH}$, silicate de calcium hydraté = C-S-H, trisulfatoaluminate = *AFt*, monosulfatoaluminate = *AFm*). Cette réaction transforme notamment la portlandite en carbonates de calcium CaCO_3 (calcite) et eau libre (figure 1), selon la réaction suivante :

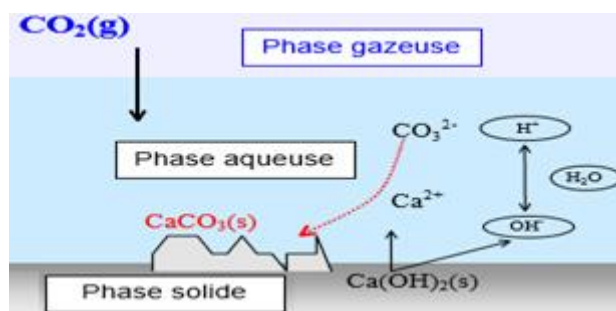


Figure 1 : mécanisme de la carbonatation de la portlandite

Il est probable que les autres hydrates (C-S-H, *AFt*, *AFm*,...) soient concernés par la carbonatation et induisent des variations de porosité importante [6] [7] [8]. La carbonatation de la portlandite provoque une neutralisation où une baisse de pH de la solution interstitielle du béton, initialement entre 12,5 et 13,5 ; à des valeurs de l'ordre de 9.

La calcite occupe les vides capillaires de la pâte cimentaire [9], provoque une diminution de l'espace poreux et un accroissement du volume de la phase solide. Elle améliore la résistance mécanique avec une réduction de la porosité.

La carbonatation peut provoquer localement une accumulation d'humidité dans les pores du fait de la libération d'une partie de l'eau de structure des hydrates, ainsi qu'une augmentation du taux de saturation [8]. Il n'est pas exclu que cette eau relarguée influence la composition de la solution interstitielle et contribue au transport d'agents agressifs [6].

En procédant par dessiccation ou évaporation, l'eau libre laisse des vides, qui favorisent dans un sens la diffusion du dioxyde de carbone à travers le réseau des pores interconnecté.

Dans ce processus, les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont : la porosité, le taux de saturation, la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le CO_2 , la concentration en CO_2 , l'humidité relative et la condition d'exposition.

1.2. Modèle papadakis

Papadakis [1] [2] [3] a proposé un modèle prédictif qui repose sur l'utilisation de loi de Fick, et considère que :

- La réaction de carbonatation est infiniment plus rapide que la diffusion du CO_2 ;
- La quantité de CO_2 disponible est très inférieure à la quantité de matière carbonatable ($\text{Ca}(\text{OH})_2$, C-S-H, C_2S , C_3S) ;
- La portlandite (CH) est le seul composé retenu, elle est la plus réactive à la carbonatation. La figure 2 montre le front (la profondeur) de carbonatation localisé en $x = X_c(t)$ qui progresse suivant une loi en racine carrée du temps [10]. Les coefficients de cette loi peuvent être explicités en fonction de données physico-chimiques caractéristiques de l'environnement et du matériau :

$$X_c(t) = K \sqrt{t} \quad (2)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt{\frac{2 D_{e,\text{CO}_2}^c [\text{CO}_2]^0}{[\text{Ca}(\text{OH})_2]^0}} \quad (3)$$

où $[\text{Ca}(\text{OH})_2]^0$, la teneur en portlandite dans le béton non carbonaté (moles par unité de volume de béton),

$[\text{CO}_2]^0$, la teneur à l'extérieur en CO_2 (moles par unité de volume de phase gazeuse),

D_{e,CO_2}^c , le coefficient de diffusion effectif du CO_2 dans la zone carbonatée (m^2/s).

L'expression analytique utilisée par [1] pour évaluer ce paramètre de transfert :

$$D_{e,\text{CO}_2}^c = 1.64 \cdot 10^{-5} \cdot \varepsilon_p^{c1,8} \cdot (1 - \text{HR})^{2,2} \quad (4)$$

Avec HR, Taux humidité

ε_p^c porosité de la pâte carbonatée dans le béton.

$$\varepsilon_p^c = \varepsilon^c \left(1 + \frac{\frac{G \cdot \rho_C}{C \cdot \rho_G}}{1 + \frac{G \cdot \rho_C}{C \cdot \rho_E}} \right) \quad (5)$$

Où ε^c est la porosité du béton carbonaté, et G, C et E sont les masses respectives de granulats, de ciment et d'eau par unité de volume de béton.

ρ_G , ρ_C et ρ_E les masses volumiques respectives des granulats, du ciment et de l'eau.

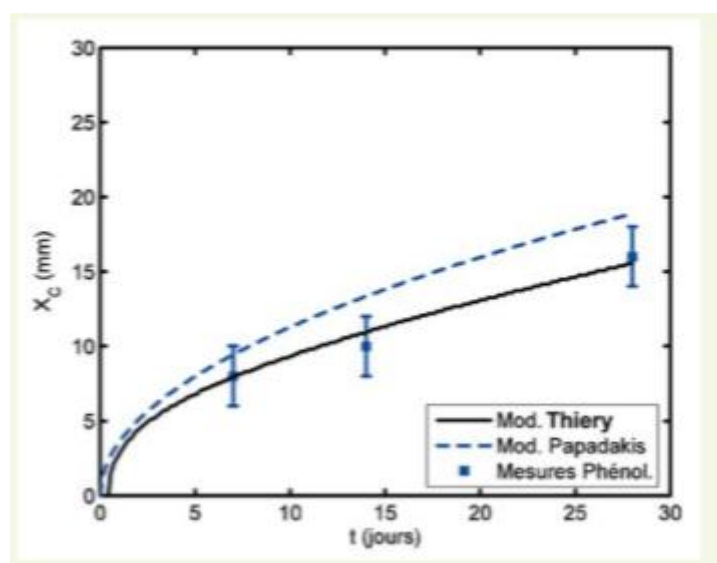


Figure 2 : Variation du front de carbonatation en fonction du temps

La figure ci-dessus donne une simulation de la profondeur de carbonatation du béton (carbonatation accélérée) à partir des modèles de Papadakis et de Thiery [10] et la profondeur de carbonatation mesurée par projection de phénolphthaléine à 7, 14 et 28 jours de carbonatation accélérée.

On note une bonne cohérence entre les prédictions fournies par le modèle de Thiery et les résultats expérimentaux. Néanmoins il exige un nombre important de paramètres d'entrée du modèle difficile à obtenir. D'autre part, le modèle de Papadakis fournit une estimation satisfaisante de la profondeur de carbonatation. Ce dernier est retenu pour sa simplicité du fait du nombre réduit de paramètres utilisés et d'une bonne adéquation avec l'essai de carbonatation accéléré.

1.3. Seuil critique et temps d'initiation de la corrosion

La progression de la carbonatation du béton peut atteindre une profondeur égale à l'épaisseur de l'enrobage. On note aussi qu'au fur et à mesure que le processus de carbonatation avance, le pH de l'eau contenue dans les pores du béton, chute à des valeurs de l'ordre de 9 (figure 3). Ces deux conditions remplies conduisent à la dépassivation de l'armature et, en conséquence, les réactions de corrosion de l'armature peuvent s'amorcer.

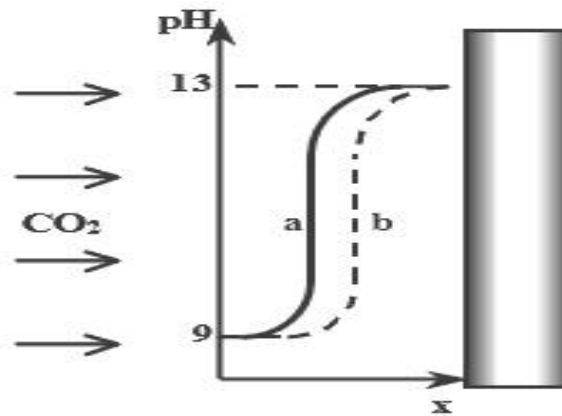


Figure 3 : Variation du pH et du front de carbonatation

L'estimation du temps d'initiation t_i de la corrosion par carbonatation du béton, est celui proposé par le modèle de Papadakis (2) :

$$t_i = \left(\frac{C_p}{K}\right)^2 \quad (6)$$

C_p épaisseur de l'enrobage.

K coefficient multiplicateur proposé par le modèle.

2. Pénétration des ions chlorures

2.1. Mécanisme

Le transport des ions chlorures dissous dans la solution interstitielle peut se faire, par absorption capillaire ou par diffusion. Dans le premier cas, pour un béton sec ou partiellement saturé, un gradient d'humidité se forme dans le béton et les chlorures sont entraînés par l'eau dite convection. Dans la deuxième situation, pour un milieu saturé, les ions se déplacent dans l'eau suite à une différence de gradient de concentration [11].

Seule une partie des ions chlorures qui pénètrent dans le béton reste en solution. En effet, les chlorures peuvent réagir avec les hydrates de la pâte de ciment, et une part non négligeable des ions chlorure se fixe sur la matrice cimentaire. On distingue :

- les chlorures libres, qui sont présents sous forme ionique dans la solution,
- les chlorures liés, qui sont adsorbés sur les CSH.

La désorption est possible et les chlorures retournent alors sous forme ionique [12].

2.2. Modèle de Stewart

Stewart[4] affirme que la pénétration des chlorures est plus fortement affectée par la diffusion, et il utilise le cas particulier de la deuxième loi de Fick pour décrire la diffusion des chlorures à l'intérieur du béton. En écrivant :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (7)$$

On obtient l'expression :

$$\frac{C(x,t) - C_s}{C_s - C_0} = \operatorname{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{4Dt}} \right) \quad (8)$$

où $C(x,t)$ est la concentration des ions chlorure à une profondeur x et dans un instant t donné,

C_s la concentration des chlorures sur la surface,

C_0 la concentration initiale de chlorures dans le béton

erf la fonction erreur.

D le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de la localité et de la concentration de chlorures.

Ce modèle est souvent utilisé pour prédire la pénétration des chlorures dans le béton saturé en régime non stationnaire.

La figure 4 permet de déterminer le profil des chlorures [13] afin de déterminer la concentration de la surface et d'avoir une estimation du coefficient de diffusion.

Le coefficient de diffusion moyen D est calculé en fonction de la période d'exposition T de l'ouvrage, à travers le paramètre a , selon :

$$D = a^2 / \pi T \quad (9)$$

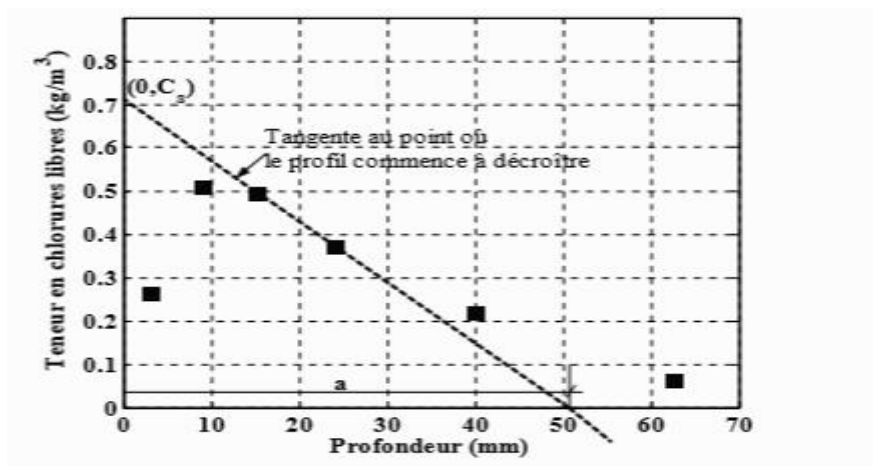


Figure 4 : courbe représentant le profil de chlorures

2.3. Seuil critique et temps d'initiation de la corrosion

La corrosion est amorcée lorsque les ions chlorures arrivent au contact de l'acier et que leur teneur atteint un seuil critique. La couche du béton n'est plus protectrice et la corrosion peut démarrer. En conséquence, les ions chlorures pénétrés dans le béton contribuent à l'activation de la surface des armatures de façon à former l'anode, la surface encore passivée fonctionnant comme cathode. Le seuil critique est exprimé en termes de teneur en chlorures (libres + liés) par rapport au poids du ciment (de 350 kg/m³ par définition) : la limite de ce rapport varie entre 0,17 et 2,5 % selon l'agressivité du milieu environnant et la classe de l'ouvrage [14].

Une valeur recommandée est de 0,4 à 0,5% par rapport au poids du ciment, est justifiée par le fait que seuls les chlorures libres participent au processus de dépassement des armatures [15].

Le modèle Stewart utilisé pour la prédiction du temps d'initiation t_i de la corrosion par pénétration des chlorures, basé sur la solution classique de la deuxième loi de Fick (7) :

$$t_i = \frac{C_p^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr} - C_s}{C_0 - C_s} \right) \right]^2 \quad (10)$$

C_p étant l'épaisseur de l'enrobage (cm), la valeur

C_{cr} dite concentration critique des chlorures,

C_s est la concentration des chlorures sur la surface en kg/cm³,

D le coefficient de diffusion en cm²/s

et C_0 la concentration initiale.

3. Attaque sulfatique externe

3.1. Mécanisme

Le scénario [16] proposé commence par la pénétration des anions SO_4^{2-} par diffusion, dans une zone superficielle. Le cation associé ayant aussi pénétré, la réaction de substitution peut se produire (exemple de substitution des ions hydroxyde OH^- par les ions sulfate SO_4^{2-} au niveau de la portlandite $Ca(OH)_2$ dans le cas où le cation associé est l'ion sodium Na^+ ou Mg^{2+}). Le sulfate de calcium formé peut précipiter sous forme de gypse $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ou rester en solution, selon les concentrations en SO_4^{2-} , en Ca^{2+} et en OH^- . Les ions sulfates réagissent alors ponctuellement avec les aluminates anhydres ou hydratés, avec formation, in situ, d'ettringite expansive. Cette cristallisation de l'ettringite provoque la fissuration du béton et facilite la pénétration des sulfates, par le

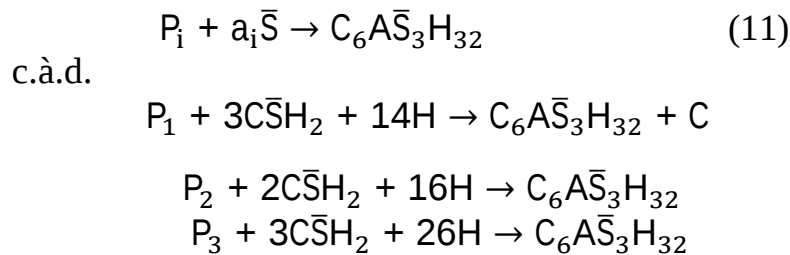
réseau de fissures. L'attaque progresse ainsi suivant un front de dégradation, dont l'épaisseur a tendance à s'élargir au cours du temps, jusqu'à la destruction complète de l'élément.

Un autre scénario [17] propose quela réaction entre l'aluminate tricalcique et les ions sulfates présents dans la solution entraine la formation de cristaux d'ettringite à la surface des grains anhydres. Cette formation étant localisée, les ions réactants peuvent diffuser au travers des interstices jusqu'à la surface des grains. La poursuite de la croissance de l'ettringite s'effectue au cœur de l'ettringite initialement formée, déplaçant les cristaux vers les parois du pore. Lorsque les cristaux sont en contact avec la paroi du pore, ils peuvent engendrer des pressions de cristallisation.

Une hypothèse opposée à la précédente par le fait que les mécanismes de solubilisation- précipitation s'effectue à la surface de l'ettringite et non en son cœur.

3.2. Modèle Sulfate2

Un tel modèle [5] [18] dit modèle sulfate2 :propose une estimation de la déformation longitudinale, selon les trois réactions suivantes :



Où P_i : les aluminates de calcium : $P_1 = C_4 A H_{13}$ $P_2 = C_4 A \bar{S} H_{12}$ $P_3 = C_3 A$
L'ettringite : $C_6 A \bar{S}_3 H_{32}$, les aluminates : $A = Al_2 O_3$, les sulfates : $\bar{S} = SO_3$, l'eau : $H = H_2 O$, la chaux : $C = CaO$, gypse hydraté : $C\bar{S}H_2 = CaSO_4.2H_2 O$.

La variation volumique due aux différences de volumes spécifiques entre réactifs et produits, est calculée :

$$\frac{\Delta V_P}{V_P} = \frac{(m_V^{C_6 A \bar{S}_3 H_{32}})^{-1}}{(m_V^{P_i})^{-1} + a(m_V^{C\bar{S}H_2})^{-1}} - 1 \quad (12)$$

Avec $m_V^K = \frac{d^K}{M^K}$

Où d^k , M^k , et m_V^K sont respectivement les masses volumiques, masses molaires et volumes molaires d'un composé k.

La déformation volumique est calculée à partir de la détermination des variations volumiques des phases présentes dans la pâte de ciment :

$$\varepsilon_V^0(x, t) = C_{ar} \sum_P \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_P \quad (13)$$

Où C_{ar} désigne la concentration de l'aluminate qui a réagi, P le produit.

En considérant que l'ettringite se forme dans les pores capillaires, et que la variation du volume de l'ettringite ne modifie pas la porosité tant que son volume est inférieur à celle-ci. La porosité capillaire est estimée par Powers de la manière suivante :

$$\Phi = \max \left(V_C \frac{\frac{e}{c} - 0,39\alpha}{\frac{e}{c} + 0,32} ; 0 \right) \quad (14)$$

Où V_C : la teneur en ciment : fraction volumique de ciment dans le béton,

α : degré d'hydratation du ciment, $\frac{e}{c}$: rapport eau/ciment

La déformation volumique totale s'écrit :

$$\varepsilon_V^t(x, t) = \varepsilon_V^0(x, t) - f\Phi \quad (15)$$

Où f est la porosité capillaire remplie par l'ettringite.

En supposant la propriété d'isotropie de la structure, la déformation globale s'écrit :

$$\varepsilon(x, t) = \frac{1}{3} \varepsilon_V^t(x, t) \quad (16)$$

En particulier, la meilleure description de la phase de latence (temps avant l'accélération du gonflement) et de déformation (lente) pourrait permettre de réduire la durée de tels essais (Figure 5).

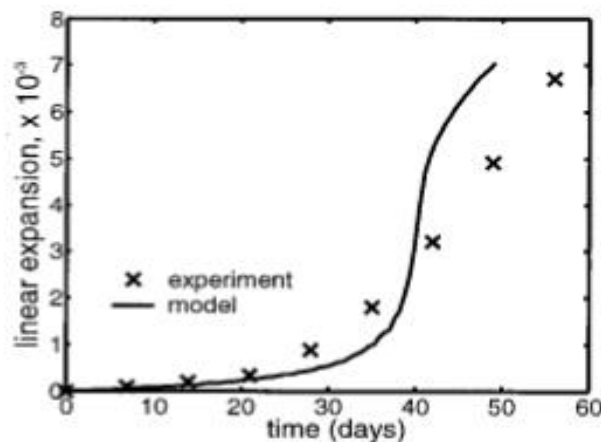


Figure 5 : courbe sigmoïde de la déformation

Le temps de latence relevé à partir de la figure ci-dessus, correspond à l'abscisse du point d'inflexion de la courbe représentant le gonflement libre en fonction du temps.

Discussion et conclusion

Dans cette étude, les modèles de prédiction qui sont présentés nous ont amené à proposer des paramètres qui représentent une partie des données d'entrée d'un modèle global de prédiction vis-à-vis de mécanismes exogènes.

L'objectif visé est de proposer un modèle d'estimation de la durabilité du béton qui tient compte de la coexistence de différents mécanismes de dégradation et de leurs interactions aussi bien positives que négatives. Ceci permettra de mieux s'approcher des environnements de l'ouvrage et de disposer d'un modèle plus réaliste.

Dans le cas d'association de trois mécanismes de dégradation exogènes, l'estimation de la durée de vie (T_{exo}) concernée devrait correspondre à une combinaison de la carbonatation, de la pénétration des chlorures et de l'attaque sulfate externe.

Nous pouvons écrire : $T_{exo} = T_{carbonatation+chlorure+RSE}$

De la même façon pour les mécanismes endogènes

Nous pouvons écrire : $T_{end} = T_{AR+G/DG+RSI}$

Si nous voulons prédire la durabilité(T) d'un ouvrage donné, nous devons prendre en considération l'ensemble des mécanismes susceptibles de l'affecter simultanément, exogènes et endogènes.

Nous pouvons écrire alors : $T = T_{exo+end}$

Or, la difficulté de cette démarche, est l'absence d'un essai susceptible de simuler simultanément deux ou plusieurs mécanismes de dégradations, pour valider le modèle en cours. Il n'en demeure pas moins, qu'en attendant la mise au point d'un tel type d'essai, nous préconisons valider le modèle par des bétons in situ avec des compositions et des environnements différents.

Références

- [1] PAPADAKIS 1991a V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N. Fundamental modeling and experimental investigation of carbonation, ACI materials journal, vol. 88, n° 4, 1991, pp 363-373.
- [2] PAPADAKIS 1991b V.G., VAYENAS C.G., Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem, Chemical engineering science, vol. 46, n° 5/6, 1991, pp 1333-1338.
- [3] PAPADAKIS 1991c V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N. Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete, ACI materials journal, vol. 88, n° 2, 1991, pp 186-196.
- [4] STEWART, M.G. et al 2000 'Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models', Structural Safety, Vol. 22, pp. 313-333, 2000.
- [5] Tixier R. et Mobasher B. 2003 Modeling of damage in cement-based materials subjected to external sulfate attack. I: Formulation, Journal of Materials in Civil Engineering, 15 (4), 305-313.
- [6] AFGC 2004. "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité" Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction. Etat de l'art et Guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité Juillet 2004.
- [7] THIERY. M, VILLAIN. G, PLATRET. G 2003, Effect of carbonation on density, microstructure and liquid water saturation of concrete, Proceedings of the 9th International Engineering Conference on Advances in Cement and Concrete (Ed. by D.A. Lange, Denver, USA, 2003), pp 481-490.
- [8] HYVERT. N 2009. Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton. Thèse Doctorat université PAUL SABATIER – TOULOUSE III
- [9] THIERY.M 2006. Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux Cimentaires. Thèse de doctorat, LCPC. 2006.
- [10] THIERY.M et al. 2007. Exemple d'application d'un modèle de carbonatation in situ . BLPC • n°270-271 • oct/nov/déc 2007.
- [11] ROELFSTRA, G. 2001, 'Modèle d'évolution de l'état des ponts-routes en béton', Thèse N°2310, EPFL, Lausanne, 2001
- [12] François R. et al 2001. Mesure du coefficient de diffusion des chlorures, Comparaison entre régime permanent et régime transitoire, Revue française de génie civil, volume 5 – n°2-3/2001, pp. 309-329.

- [13] SILVA. R 2004. Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé. Thèse doctorat de Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées 2004.
- [14] Glass. G.K, Buenfeld.N.R.1997. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete, Corrosion Science, vol. 39, no. 5, p. 1001 – 1013, 1997.
- [15] BRIME 2001 . Project Funded by the European Commission under the Transport, RTD Programme of the 4th Framework Programme - Bridge Management and Condition Monitoring,PL97-2220, January 2001
- [16] Duval. R., Hornain H. 1992 La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives. Presses de l'ENPC, 1992.
- [17] AUGER.J 2009. Mise au point et développement d'un procédé d'aide à la déconstruction des ouvrages en béton armé. Thèse doctorat. INSA de Toulouse 2009
- [18] Emmanuel Rozière et al 2007.Etude expérimentale et modélisation des attaques de sulfate dans les matériaux cimentaires. 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.