

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة الشهيد حمه لخضر الوادي
Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique
et de Génie Civil



MEMOIRE

MEMOIRE Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master Génie Civil

Option : Matériaux de construction

THEME : Etat de l'art sur la microstructure du béton

Dirigé par :

Dr DJEDID Tarek

Présenté par :

DJEDID Sami

Mr. LABIODH Bachir

Mr. DJEDID Tarek

Mr. BEDADI Laid

Président

Rapporteur

Examineur

Promotion : Juin /Octobre 2020

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu tout puissant pour tout ce qu'il m'a donné afin que je puisse terminer ce Travail.

Tout d'abord, je tiens à remercier vivement mon Encadreur Dr DJEDID Tarek pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de diriger ce travail, je le remercie infiniment pour son aide, pour ses conseils judicieux et ses orientations, afin que je puisse mener ce travail à terme.

Je tiens à remercier également tous les enseignants du Département d'hydraulique et de génie civil, tout grade confondu, pour leur aide et leur soutien et précisément :

Mr. FARIK

Mr. MANI

Mr. SOULAIMANE

Mme HACHEM

Mr. KAAB

Mr. ZAHOUANI

MR AICHOUCHE

A tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation.

DEDICACE

A la mémoire de ma Mère

A la mémoire de mon Père

A mes fils Salah, Bachir et le grand Nidhal

A ma petite fille Maram

A tous mes Amis

Résumé

Aujourd'hui le béton est le plus gros produit manufacturé au monde en raison de ses excellentes propriétés techniques, d'où vient l'intérêt d'en savoir plus sur ce matériau pour les chercheurs et les ingénieurs du domaine de la construction.

L'importance primordiale de fabriquer du béton durable nous mènent à étudier les caractéristiques de ces composant qui contrôlent ses propriétés techniques.

Pour bien maîtriser la relation entre les caractéristiques des matériaux qui entre dans la composition du béton et ces propriétés techniques il faut adopté l'approche de la relation microstructure-propriété couramment utilisée pour fournir des explications scientifiques sur la résistance, la durabilité, et autres propriétés techniques du béton c'est-à-dire reconnaître le principe selon lequel les propriétés du béton proviennent de sa microstructure interne et que ces propriétés peuvent être modifiées en effectuant des changements appropriés dans sa microstructure.

Une certaine compréhension des éléments essentiels de la microstructure du béton serait bien utile pour comprendre et contrôler les facteurs influençant ses propriétés techniques importantes.

Dans le cadre de ce mémoire nous allons exposer un état de l'art de la microstructure du béton dans ces différentes phases du béton frais au béton durci et son influence sur ces propriétés techniques.

Notre travail est orienté sur trois axes qui sont :

- Composition, caractérisations physiques et chimiques du béton
- Microstructure du squelette de béton, théorie d'hydratation et Origine de la résistance mécanique du béton.
- Interaction entre le milieu agressif et le corps du béton et modification microstructurale engendrée ainsi que les méthodes non –destructives de diagnostique

Ceci nous a menés à mieux connaître les propriétés du béton et à bien comprendre les mécanismes physiques et chimiques à l'origine des dégradations ainsi que les méthodes mis en place pour maîtriser sa durabilité.

Mots clés : propriétés, microstructure, Interaction, résistance, durabilité, diagnostic.

Abstract

Today, concrete is the largest manufactured product in the world due to its excellent technical properties, hence the interest in learning more about this material for researchers and workers in the construction field.

The paramount importance of making durable concrete leads us to study the characteristics of those components that control its technical properties.

To fully understand the relationship between the characteristics of the materials that go into the composition of concrete and these technical properties, it is necessary to adopt the approach of the microstructure-property relationship commonly used to provide scientific explanations on strength, durability and other technical properties of concrete, i.e. recognizing the principle that the properties of concrete derive from its internal microstructure and that these properties can be changed by making appropriate modifications to its microstructure.

Some understanding of the essential elements of concrete microstructure would be useful in understanding and controlling the factors influencing its important engineering properties.

Within the framework of this thesis, we will present a state of the art of the microstructure of concrete in these different phases from fresh concrete to hardened concrete and its influence on these technical properties.

Our work is oriented on three axes which are

- Composition, physical and chemical characterizations of concrete
- Microstructure of the concrete skeleton, theory of hydration and origin of the mechanical resistance of concrete.
- Interaction between the aggressive medium and the body of the concrete and microstructural modification generated as well as non-destructive diagnostic methods

This has led us to better understand the properties of concrete and to understand the physical and chemical mechanisms at the origin of the degradations as well as the methods put in place to control its durability.

Keywords: properties, microstructure, interaction, resistance, durability, diagnostic.

الملخص

تعتبر الخرسانة اليوم المادة الأكثر إنتاجاً وتصنيعاً في العالم نظراً لمواصفاتها التقنية الممتازة ومنه ظهرت أهمية معرفة المزيد عن هذه المادة لدى الباحثين والمهندسين في مجال البناء. إن أهمية الحاجة لإنتاج خرسانة متينة ومستدامة تقودنا إلى دراسة خصائص المكونات التي تتحكم في مواصفاتها التقنية ولأجل فهم العلاقة بين خصائص المواد التي تدخل في تكوين الخرسانة ومواصفاتها التقنية وجب اعتماد المقاربة الشائعة بين البنية المجهرية و الخاصية المقصودة للحصول على تفسيرات علمية حول خصائص المقاومة والديمومة والخصائص التقنية الأخرى للخرسانة ، أي التسليم بالمبدأ القائل بأن خواص الخرسانة تنبع من بنيتها المجهرية الداخلية وأن هذه الخصائص يمكن تغييرها من خلال إجراء التعديلات المناسبة على بنيتها المجهرية. قد يكون فهم العناصر الأساسية للبنية المجهرية للخرسانة مفيداً في فهم العوامل التي تؤثر على خصائصها الفنية المهمة والتحكم فيها. وفي سياق هذه الأطروحة ، سوف نقدم حالة معرفية حول البنية المجهرية للخرسانة وتأثيرها على هذه خصائصها التقنية في مراحلها المختلفة من الخرسانة الطازجة إلى الخرسانة المتصلدة. وقد اعتمد عملنا على ثلاثة محاور هي :

- المكونات و الخصائص الفيزيائية والكيميائية للخرسانة
- البنية المجهرية للهيكل الخرساني ، نظرية الإمالة ومصدر المقاومة الميكانيكية للخرسانة.
- التفاعل بين الوسط العدائي وجسم الخرسانة والتغيرات الحاصلة في البنية المجهرية للخرسانة بالإضافة إلى طرق التشخيص غير المتلفة .

مما ساعدنا في التعرف أكثر على خصائص الخرسانة وفهم الميكانيزمات الفيزيائية والكيميائية المسببة للتدهورات وكذلك الطرق الموضوعة للتحكم في ديمومتها.

الكلمات المفتاحية: الخصائص ، البنية المجهرية ، التفاعل ، المقاومة ، الديمومة ، التشخيص

. Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
Table des matières.....	IV
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XIV
Introduction Générale	XV

Chapitre I : Composition, caractérisation physiques et chimiques du béton

1.1- Le béton.....	1
1.2- Rôles des constituants.....	1
1.2.1- Liant.....	1
1.2.1.1-Cimen.....	1
1.2.1.1.1-Production du ciment.....	2
1.2.1.1.2-Propriétés physico-chimiques du ciment.....	2
1.2.1.1.3-Équations de bogue.....	4
1.2.1.2-Ajouts cimentaires.....	5
1.2.2- Granulats et eau.....	6
1.2.2.1-Granulats.....	6
1.2.2.2-Eau.....	6
1.2.3- Adjuvants.....	7
1.2.3.1- Adjuvants chimiques	7
1.2.3.1.1- Adjuvants entraîneurs d'air.....	7
1.2.3.1.2- Adjuvants réducteurs d'eau.....	8
1.2.3.1.3- Adjuvants réducteurs d'eau de haute efficacité(Super-plastifiant).....	9
1.2.3.2-les adjuvants minéraux	10
1.3-propriétés du béton.....	10
1.3.1- Caractéristiques du béton frais.....	10
1.3.1.1-Affaissement au cône d'Abrams : béton ordinaire et BHP.....	11
1.3.1.2- Masse Volumique et teneur en air	11
1.3.2- Caractéristiques du béton durci.....	12
1.3.2.1-Cure humide.....	12
1.3.2.2- Résistance.....	13
1.3.2.3- Masse volumique du béton durci.....	16

1.3.2.4- Résistance au gel et dégel et écaillage.....	16
1.3.2.5- Résistance à l'écaillage (ASTM C672)	17
1.3.2.6- Perméabilité des bétons.....	18
1.3.2.7- Résistance à l'abrasion (ASTM C779.....	20
1.3.2.8- Stabilité volumétrique.....	21
1.3.2.8.1- Retrait.....	21
1.3.2.8.2- Dilatation	22
1.3.2.8.3- Fluage.....	22
1.4-Autres types de béton.....	22
1.5- principaux avantages et inconvénients du béton.....	25
1.5.1- Avantages du béton.....	25
1.5.2- Inconvénients du béton.....	25

Chapitre II : Microstructure du squelette de béton

2.1-Définition de la microstructure.....	26
2.2-Signification et complexité de la microstructure du béton.....	26
2.3-Macrostructure et Microstructure du béton.....	26
2.3.1-La macrostructure.....	26
2.3.2-La microstructure.....	27
2.4-Microstructure de la phase d'agrégat.....	29
2,5 Microstructure de la pâte de ciment hydraté.....	31
2.5.1Solides dans la pâte de ciment hydratée.....	33
2.5.1.1-Hydrate de silicate de calcium.....	33
2.5.1.2-Hydroxyde de calcium.....	34
2.5.1.3-Les sulfoaluminates de calcium hydratent.....	34
2.5.1.4-Grains de clinker non hydratés.....	34
2.5.2-Vides dans la pâte de ciment hydratée.....	35
2.5.2.1-Espace inter-couche dans CSH.....	35
2.5.2.2-Vides capillaires.....	35
2.5.2.3-Vide d'air.....	36
2.5.3Eau dans la pâte de ciment hydratée.....	37
2.5.3.1-Eau capillaire.....	37
2.5.3.2-Eau adsorbée.....	37
2.5.3.3-Eau intercouche.....	37
2.5.3.4-Eau combinée chimiquement.....	38

2.5.4 Relations microstructure-propriété dans la pâte de ciment hydratée.....	38
2.5.4.1-Resistance.....	39
2.5.4.2-Stabilité dimensionnelle.....	42
2.5.4.3-Durabilité.....	43
2.6-Zone de transition inter-faciale en béton.....	45
2.6.1-Importance de la zone de transition inter-faciale.....	45
2.6.2Microstructure.....	45
2.6.3 Resistance.....	47
2.6.4-Influence de la zone de transition inter-faciale sur les propriétés du béton.....	48

Chapitre III : Hydraulicité et théorie d'hydratation

3.1 Définition de l'hydraulicité.....	50
3.2 Définition de l'hydratation.....	50
3.3 Hydratation du ciment Portland.....	51
3.3.1. Hydratation des phases du clinker.....	51
3.3.1.1. Hydratation des silicates tri- et bi-calcique.....	52
3.3.1.2. Hydratation de l'aluminate tricalcique.....	55
3.3.1.3. Hydratation du ferroaluminate tétracalcique.....	59
3.4. Hydratation du ciment Portland ordinaire.....	61
3.4.1. Période de pré-induction (0 à 15 minutes).....	62
3.4.2. Période d'induction (15 minutes à 4 heures).....	63
3.4.3 Période d'accélération (4 à 8 heures).....	64
3.4.4. Période de décélération (8 à 24 heures).....	65
3.4.5. Période de durcissement (1 à 28 jours).....	66

Chapitre IV : Origine de la résistance mécanique du béton

4.1-Définition.....	67
4.2- Signification.....	68
4.3-Résistance à la compression et facteurs l'affectant.....	70
4.3.1- Caractéristiques et proportions des matériaux.....	71
4.3.1.1-Rapport eau-ciment.....	71
4.3.1.2-Entraînement d'air.....	73
4.3.1.3-Type de ciment.....	74
4.3.1.4-Agrégat.....	74
4.3.1.5-Mélange d'eau.....	77
4.3.1.6-Adjuvants.....	78

4.3.2-Conditions de durcissement.....	79
4.3.2.1-Temps.....	79
4.3.2.2-Humidité.....	80
4.3.2.3-Température.....	81
4.3.3-Paramètres de test.....	83
4.3.3.1-Paramètres des échantillons.....	84
4.3.3.2-Conditions de chargement.....	85

Chapitre V : Interaction entre le milieu agressif et le corps du béton et modification microstructurale engendrée

5.1-Introduction.....	87
5.2-Détérioration du béton par causes physiques.....	87
5.2.1-Usure de surface.....	87
5.2.2-Cristallisation des sels dans les pores.....	89
5.2.3- Action de gel.....	91
5.2.3.1-Action du gel sur pâte de ciment durcie.....	92
5.2.3.2-Action du gel sur les agrégats.....	97
5.2.4-Effet du feu.....	98
5.2.4.1-Effet de la température élevée sur la pâte de ciment hydratée.....	99
5.2.4.2-Effet des températures élevées sur les granulats.....	99
5.2.4.3-Effet de la température élevée sur le béton.....	100
5.3-Détérioration du béton par réactions chimiques.....	102
5.3.1- Réaction alcali-agrégat.....	102
5.3.1.1- Réaction alcali-silice (RAS).....	103
5.3.1.2- Réaction alcali-silicate.....	103
5.3.1.3 Réaction alcali-carbonate.....	103
5.3.2- Lixiviation.....	105
5.3.3- Carbonatation.....	107
5.3.4 -L'attaque sulfatique.....	109
5.3.4.1 Les différentes catégories d'ettringite.....	113
5.3.4.2- Caractère expansif ou non expansif de l'ettringite.....	116
5.3.5- L'attaques chimiques.....	117
5.3.5.1- Les nitrates.....	117
5.3.5.2 -Les sels d'ammonium.....	117
5.3.5.3- Les chlorures.....	118

5.3.5.4 -Les phosphates.....	119
5.2.5.5 - Les oxalates.....	119
5.3.5.6 - Les hydroxydes alcalins.....	119
5.3.6- L'attaque par l'eau de mer.....	119
5.3.7 -Les attaques biochimiques.....	123
5.3.7.1 -Cas des eaux usées.....	123
5.3.7.2 Cas des effluents agricoles et agro-alimentaires.....	126
Chapitre VI : Méthodes non –destructives de diagnostique des anomalies du béton armé	
6.1-Introduction.....	128
6.2-Contrôle visuel.....	128
6.2.1- Outillage et équipement pour l'inspection visuelle.....	128
6.2.2-Procédure générale de l'inspection visuelle.....	129
5.3-Méthodes de dureté de surface (essai de rebondissement).....	130
6.4-Essais aux ultrasons.....	134
6.5. Méthodes électrochimiques.....	138
6.6-Emission acoustique	140
6.7Méthode de contrôle Impact- écho.....	141
6.8-Tomographie.....	142
6.9Thermographie infrarouge.....	143
6.10- méthode de la fréquence de résonance.....	145
Conclusion générale et perspectives.....	147
Références bibliographiques.....	149

Liste des figures

Figure 1.1 : Le colisée de Rome : le plus grand édifice de spectacle réalisé par les romains...	1
Figure 1.2 : Description sommaire de la fabrication du ciment	3
Figure 1.3 : Observation d'un grain de ciment au microscope électronique	3
Figure 1.4 : Effet de réduction d'eau.....	8
Figure 1.5 : Amélioration des résistances des bétons	8
Figure 1.6 : Perte d'affaissement à 23 °C de mélange de béton contenant des réducteurs d'eau conventionnels (ASTM C 494 Type (3) comparativement à un mélange témoin.....	9
Figure 1.7 : Perte d'affaissement à 32 °C pour les bétons fluides (TN, TM et TX) comparativement au mélange témoin (TC).....	9
Figure 1.8 : L'appareillage pour essai d'affaissement au cône d'Abrams.....	11
Figure 1.9 : Appareillage pour mesure du volume d'air occlus ou entraîné du béton (air-mètre).....	12
Figure 1.10 : Influence de l'humidité (cure humide) sur la performance du béton.....	13
Figure 1.11 :Appareillage pour essai de compression simple.....	13
Figure 1.12 : Courbe typique correspondant à la relation contrainte-déformation instantanée d'un béton non armé durant un essai de compression.....	14
Figure 1.13 : Courbe représentative de la relation entre la résistance à la compression et le rapport eau/liant et du degré d'hydratation.....	14
Figure 1.14 : Amélioration des résistances des bétons à moyen et à long terme par les ajouts cimentaires.....	15
Figure 1.15 : Méthodes d'essai pour l'estimation de la résistance à la traction.....	15
Figure 1.16 : Appareillage et éprouvettes pour essai résistance au gel et dégel.....	17
Figure 1.17 : courbe représentant les facteurs influençant sur la résistance aux gel-dégel des bétons.....	17
Figure 1.18. : Appareillage pour essai de résistance à l'écaillage.....	18
Figure 1.19 : Cellule de perméabilité pour essai de mesure de la perméabilité des bétons (perméabilité aux ions chlores).....	19
Figure1.20 : Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment et la cure initiale des éprouvettes.....	20
Figure 1.21 : La résistance en compression et le type de granulat influencent la résistance à l'abrasion.....	20

<i>Figure 1.22 : La finition et le traitement des surfaces du béton affectent l'abrasion des</i>	
<i>béton.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 1.23 : Appareillage et mesure de retrait.....</i>	<i>21</i>
<i>Photo 1.24: passerelle piétonnière SHERBROOKE au CANADA (Premier ouvrage au monde</i>	
<i>réalisé en Les béton à poudre réactive).....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 2-1 : Section polie à partir d'un échantillon de béton.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 2-2 : Microstructure d'une pâte de ciment hydratée.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 2-3 ; Forme et texture superficielle d'un granulat grossier.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2-4 ; (a)Représentation schématique de l'hémorragie dans du béton fraîchement</i>	
<i>déposé (b) rupture d'adhérence par cisaillement dans un éprouvette de béton testée en</i>	
<i>compression uni-axiale.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2-5 : Electron à balayage micrographie de cristaux hexagonaux typiques d'hydrate de</i>	
<i>monosulfate et de cristaux d'aiguille.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 2-6 : Modèle des phases essentielles présentes dans la microstructure d'une pâte de</i>	
<i>ciment Portland bien hydratée.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 2-7 : Distribution de la taille des pores dans les pâtes de ciment hydratées.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure 2-8 : Modèle schématique des types d'eau associés à l'hydrate de silicate de</i>	
<i>calcium.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure 2-9 : Modifications de la porosité capillaire avec un rapport eau-ciment variable et le</i>	
<i>degré d'hydratation.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure 2-10 : Influence du rapport eau-ciment et du degré d'hydratation sur la résistance et</i>	
<i>la perméabilité.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure 2-11 : (a) Perte d'eau en fonction de l'humidité relative (b) retrait d'un mortier de</i>	
<i>ciment en fonction de la perte d'eau.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure 2-12 :Parcelles de distribution de petits pores dans les pâtes de ciment de différents</i>	
<i>rapports eau-ciment.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure 2-13 : a) Micrographie électronique à balayage des cristaux d'hydroxyde de calcium</i>	
<i>dans le zone de transition inter-faciale. (b) Représentation schématique de la zone de</i>	
<i>transition inter-faciale et de la pâte de ciment en vrac dans le béton.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure 2-14 : Cartes de fissuration typiques pour le béton normal.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure 3.1 :A) Monomère d'anion de silicate de structure tétraédrique, B) Dimère, C)</i>	
<i>Squelette de silicate polymérique.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure 3.2: Produits d'hydratation vus au MEB ('a) C-S-H externe cristallisé par</i>	
<i>précipitation(b) Cristaux de portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$.....</i>	<i>55.</i>

<i>Figure 3.3: Produits d'hydratation vus au MEB Ettringite(C3A.3CS.H32).....</i>	<i>60</i>
<i>Figure 3.4 : Thermo-gramme de l'hydratation d'un ciment Portland montrant les cinq périodes du processus (E = ettringite, M = monosulfate).....</i>	<i>61</i>
<i>Figure 3.5 :Composition de la solution des pores pour deux ciments Portland.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 4-1 :Relation porosité-résistance dans les solides.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure 4-2 : Mode de rupture typique du béton en compression.....</i>	<i>70</i>
<i>Figure 4.3 :Influence du rapport eau-ciment et de l'âge de durcissement humide sur la résistance du béton.....</i>	<i>72</i>
<i>Figure 4-4 :Influence du rapport eau-ciment, de l'air entraîné et de la teneur en ciment sur le béton force.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 4-5 :Influence de l'agrégat taille et l'eau-ciment rapport sur la résistance du béton...75</i>	<i>75</i>
<i>Figure 4-6 :Influence de l'affaissement du béton sur la résistance à la compression et Coût...76</i>	<i>76</i>
<i>Figure 4-7 : Influence de la taille des granulats et de la minéralogie sur la résistance à la compression du béton.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure 4-8 :Influence des conditions du durcissement sur la résistance.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 4-9 :Influence des températures de coulée et de durcissement sur la résistance du béton.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 4-10 :Influence du diamètre spécimen sur la résistance du béton lorsque le rapport hauteur-diamètre est égal à 2.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 4.11 : Influence de la variation du rapport longueur / diamètre sur la résistance du béton.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure 4.12 : Interaction des facteurs influençant la résistance du béton.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 5-1 :a) Influence du rapport eau-ciment et du type d'agrégat sur l'abrasion-érosion du béton.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure 5.2 :les dommages par cavitation du revêtement en béton dans un tunnel de 12 pi (12,5 m) de diamètre du barrage de Glen Canyon.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure 5.3 :Détartrage du sel dans des prismes de mortier partiellement submergé dans des solutions de :(a) sulfate de sodium , (b) carbonate de sodium.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 5.4 :Types de dommages dus au gel dans le béton:(a) détérioration d'un élément non entraîné par l'air mur de soutènement en béton le long de la ligne de saturation; (b) fissuration en D sévère le long des joints longitudinaux et transversaux d'une chaussée ; (c) mise à l'échelle d'une surface en béton.....</i>	<i>92</i>

<i>Figure 5-5 : Réponse de la pâte de ciment saturée au gel et au dégel avec et sans air entraîné.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure 5.6 : a) Diagramme schématisé de la formation de glace dans les vides capillaires.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 5.7 : Séquence de propagation de la glace dans un vide entraîné par l'air.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure 5.8 : Effet du type d'agrégat et des conditions d'essai sur la résistance au feu.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 5.9 : Dommages causés par le feu au revêtement en béton du tunnel sous la Manche.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure 5.10: fissurations grossières dues à la réaction alcali-agrégat (Entrée d'un tunnel) ...</i>	<i>102</i>
<i>Figure 5.11 : Quelques aspects caractéristiques (observables au MEB) de produits de la réaction alcali-agrégat.....</i>	<i>105</i>
<i>Figure 5.12 : Diagramme d'équilibre entre le rapport Ca/Si des différents hydrates et la concentration en calcium de la solution interstitielle.....</i>	<i>106</i>
<i>Figure 5.13 : Zonage de la partie dégradée</i>	<i>107</i>
<i>Figure 5.14 : Carbonatation du béton et conséquences sur la structure.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure 5.15 : Dégradation du béton par réaction sulfatique en pied de poteau.....</i>	<i>110</i>
<i>Figure 5.16 : Distribution de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans une pâte de CEM I contenant 10% de C3A, au contact d'une solution à 10.10-3 mol/L de Na2SO4.....</i>	<i>111</i>
<i>Figure 5.17 : relation entre le rapport E/C d'un mortier et l'expansion en milieu sulfatique.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure 5.18 : relation entre la teneur en C3A du ciment et l'expansion de mortiers.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure 5.19 : Ettringite primaire bien cristallisée ne provoquant pas d'expansion : précipitation dans les espaces vides à partir de la solution.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure 5.20 : 1 = Ettringite massive dite «mal cristallisée» formée en milieu confiné ; 2 = Ettringite secondaire recristallisée à partir de 1.....</i>	<i>114</i>
<i>Figure 5.21 : Réseau de fissures dans une pile de pont en contact avec l'eau, endommagée par formation différée d'ettringite</i>	<i>115</i>
<i>Figure 5.22 : a = veine d'ettringite secondaire dans un béton dégradé par formation différée d'ettringite ; b = veine d'ettringite secondaire « palissadique remplissant une fissure dans un produit dégradé par formation différée d'ettringite.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure 5.23 : Observation au MEB du gypse trouvé à la surface des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate d'ammonium.....</i>	<i>118</i>

<i>Figure 5.24 : Représentation schématique des différents processus d'attaque du béton par l'eau de mer.....</i>	<i>121</i>
<i>Figure 5.25 : Les différentes actions de l'eau de mer sur le béton.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure 5.26 : Mécanismes des attaques biochimiques. Effluent pauvre en oxygène dissout</i>	<i>124</i>
<i>Photo 5.27 : Formation de gypse (couleur blanche) à l'intérieur de la conduite d'assainissement.....</i>	<i>125</i>
<i>Photo 5.28 : Dégradation par corrosion du béton dans un réseau d'assainissement</i>	<i>125</i>
<i>Figure 5.29 : Composition chimique en CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, SO₃, et oxydes totaux, d'une pâte de CEM I immergée dans le lactosérum (pH 4) pendant 4 semaines.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure 6.1 : (a) scléromètre a béton (b) Schéma d'un scléromètre.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure 6.2 : Procédure de l'essai de rebondissement.....</i>	<i>131</i>
<i>Figure 6.3 :Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil selon la norme NF 12504-2.....</i>	<i>132</i>
<i>Figure 6.4 : Division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417.....</i>	<i>133</i>
<i>Figure 6.5 : Courbe de transformation unique selon la norme NF EN 12504-2160.....</i>	<i>134</i>
<i>Figure 6.6 :Représentation schématique d'un essai ultrason.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 6.7 : Courbe RILEM</i>	<i>138</i>
<i>Figure 6.8 :(a) Schéma de la méthode de contrôle du béton d'enrobage Schéma de la méthode de contrôle du béton en surface (c) Dispositif de Wenner.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 6.9 :Principe de l'émission acoustique</i>	<i>141</i>
<i>Figure 6.10 :Principe théorique de fonctionnement de la méthode Impact-écho.....</i>	<i>142</i>
<i>Figure 6.11:Exemple de visualisation tridimensionnelle de ruptures d'inclusions pour trois déformations.....</i>	<i>143</i>
<i>Figure 6.12: Principe de la tomographie</i>	<i>143</i>
<i>Figure 6.13 :Principe du CND par thermographie infrarouge.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure 6.14 :Images thermographiques d'un échantillon de plâtre avec des défauts en plastique</i>	<i>144</i>
<i>Figure 6.15 :Dispositif expérimental de la détermination du module élastique dynamique par vibration longitudinale.....</i>	<i>145</i>

Liste des Tableaux

<i>Tableau 1.1: Composition chimique d'un ciment GU (General Use)</i>	<i>4</i>
<i>Tableau 1.2 :Tableau d'interprétation des résultats qui exprime le niveau de diffusion des ions chlorures dans l'échantillon en fonction de la charge pour essai de mesure de la perméabilité</i>	<i>19</i>
<i>Tableau 3.1 :Enthalpies d'hydratation des phases du clinker.....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau 6.1 : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions.....</i>	<i>136</i>

Introduction Générale

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence. Environ 7 milliards de M^3 de béton sont utilisés tous les ans à travers le monde, pour tous types de construction (Immeubles d'habitation, ponts, tunnels, aéroports, barrages, ports, etc.)

Ceci est dû essentiellement à ses excellentes propriétés telles que la maniabilité, la résistance satisfaisante et la disponibilité facile des matières premières (ciment, granulats et eau), et bien évidemment la durabilité qui est le souci majeur de tous les concepteurs, les constructeurs et les investisseurs afin de s'assurer de la stabilité des ouvrages réalisés et leur bonne utilisation dans le temps.

Par ailleurs, l'évaluation de l'état des ouvrages en béton et l'estimation de leur durée de vie résiduelle, la planification des réparations et de la surveillance poussent les chercheurs à mieux connaître la nature des composants et les processus de fabrication du béton qui régissent ses propriétés physiques et chimiques et à étudier les actions climatiques et environnementales pour que les fonctions du béton ne soient pas réduites et que ses propriétés ne soient pas altérées.

Mais ces études ont été souvent orientées vers les méthodes traditionnelles qui décrivent les caractéristiques des matériaux de fabrication du béton et ces propriétés techniques sans référence adéquate à la science qui contrôle ces propriétés par contre c'est l'état de la microstructure du béton et son évolution dans le temps qui donne des explications scientifiques sur les propriétés physiques et chimiques du béton et la corrélation qui existe entre ces différentes propriétés qui donne aux ouvrages réalisés la stabilité dans le temps vis à vis de son environnement et des différents types de sollicitations auxquelles il est soumis

L'importance primordiale de fabriquer du béton durable qui est essentiel pour le développement durable de l'industrie du béton ne peut se réaliser que par l'étude de sa microstructure et l'analyse scientifique des phénomènes physiques et chimiques qui la régissent d'où vient l'idée de notre humble travail intitulé :

« Etat de l'art sur la microstructure du béton »

Ce travail de mémoire s'organise en six chapitres :

Le premier chapitre est un aperçu global sur la composition et les caractéristiques physiques et chimiques du béton ainsi que les essais classiques permettant la caractérisation du béton.

Le deuxième chapitre est consacré à la Microstructure du squelette de béton composée de ses trois phases qui sont : l'agrégat, la pâte de ciment et la zone de

transition inter-faciale ainsi que la relations microstructure-propriété et leur influence sur la résistance, la stabilité dimensionnelle et la durabilité du béton

Le troisième chapitre présente une description détaillée du processus d'hydratation des phases cimentaires est précisément celui du ciment Portland, Les cinq périodes de l'hydratation et l'identification minéralogique et microstructurale des phases cimentaires impliquées.

Dans le quatrième chapitre, nous étudieront l'origine de la résistance mécanique du béton et l'influence de divers facteurs sur cette résistance ainsi que la relation inverse fondamentale entre la porosité et la résistance étant donné que de nombreuses propriétés du béton, telles que le module d'élasticité, l'étanchéité ou l'imperméabilité, et la résistance aux agents atmosphériques, y compris les eaux agressives, sont supposées dépendre de la résistance et peuvent donc en être déduites.

Le cinquième chapitre est un exposé de l'Interaction entre le milieu agressif et le corps du béton et les modification microstructurale qui y seront engendrée ainsi les effets physiques qui influent négativement sur la durabilité du béton et les effets chimiques délétères sont discutés en détail.

Le sixième chapitre présente les méthodes non destructives de caractérisation et diagnostique des anomalies du béton et s'intéresse à leur utilisation dans le suivi de l'évolution béton au cours du temps.

Ce travail sera achevé par une conclusion générale de l'ensemble des sujets traités tout en suggérant de nouvelles perspectives de recherche.

Chapitre 1

Composition, caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du béton.

1.1- Le béton

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de diverses dimensions collés entre eux par un liant. Les composants sont très différents: leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 t/m³ pour l'eau à plus de 3 t/m³ pour le ciment.

Dans le béton, le liant est formé d'un mélange de ciment hydraulique et d'eau, si le type de liant utilisé n'est pas un ciment, on parle alors, soit de liant composé binaire, ternaire ou quaternaire.

1.2- Rôles des constituants :

1.2.1- Liant

1.2.1.1-Ciment

Les Romains connaissaient déjà le secret de la production d'un matériau hydraulique dense et durable en mélangeant de la chaux avec des matériaux d'origine volcanique pour former un liant qui a des propriétés, très semblable à celles qu'on retrouve dans la pâte du ciment hydratée. Toutefois, L'invention du ciment est attribuée à un maçon Anglais du nom de **Joseph Aspdin** et date de 1824.



Figure 1.1: Le colisée de Rome : le plus grand édifice de spectacle réalisé par les romains

Le ciment est une matière sèche finement pulvérisée qui en elle-même n'est pas un liant mais développe la propriété de liaison à la suite de l'hydratation (c'est-à-dire des réactions chimiques entre les minéraux du ciment et l'eau).

Un ciment est dit hydraulique lorsque les produits d'hydratation sont stables en milieu aqueux. Le ciment hydraulique utilisé pour la fabrication du béton est le ciment portland, qui se compose essentiellement de silicates de calcium réactifs; les hydrates de silicate de calcium formés lors de l'hydratation du ciment portland sont principalement responsables de sa caractéristique d'adhérence et sont stables en milieu aqueux.

Le nom de portland est dû au fait que la couleur du béton obtenu ressemble à une roche d'excellente qualité extraite de la presqu'île de calcaire de Portland, situé à l'ouest de l'Île of Wight en ANGLETERE

1.2.1.1.1-Production du ciment :

Pour fabriquer du ciment Portland, on fait cuire à température très élevée (1450°C), dans un four rotatif, un mélange de pierre calcaire broyée et d'argile (ou de matériaux similaires). La pierre calcaire fournit la chaux, et l'argile fournit principalement la silice et l'alumine. Le produit obtenu à la sortie du four s'appelle clinker. Le ciment Portland est ensuite fabriqué en ajoutant au clinker pulvérisé (grosueur des particules varie à peu près entre 1 et 80µm) une faible quantité (5%) de gypse. La description sommaire de la fabrication du ciment est illustrée dans la figure 1.2.

1.2.1.1.2-Propriétés physico-chimiques du ciment ;

Les ciments sont caractérisés par leur vitesse de réaction, leur chaleur d'hydratation, leur finesse etc... Ces caractéristiques sont définies par des essais tels que:

- ✓ Composition chimique
- ✓ Consistance normale
- ✓ Temps de prise
- ✓ Leur finesse de mouture (broyage)

- Résumé chimique et notation cimentière :

Silice (SiO_2).....S	Chaux (Ca.O).....C
Alumine (Al_2O_3).....A	Oxyde de Fer (Fe_2O_3).....F
Trioxyde de soufre (SO_3).....Š	Eau (H_2O).....H

-Composition chimique :

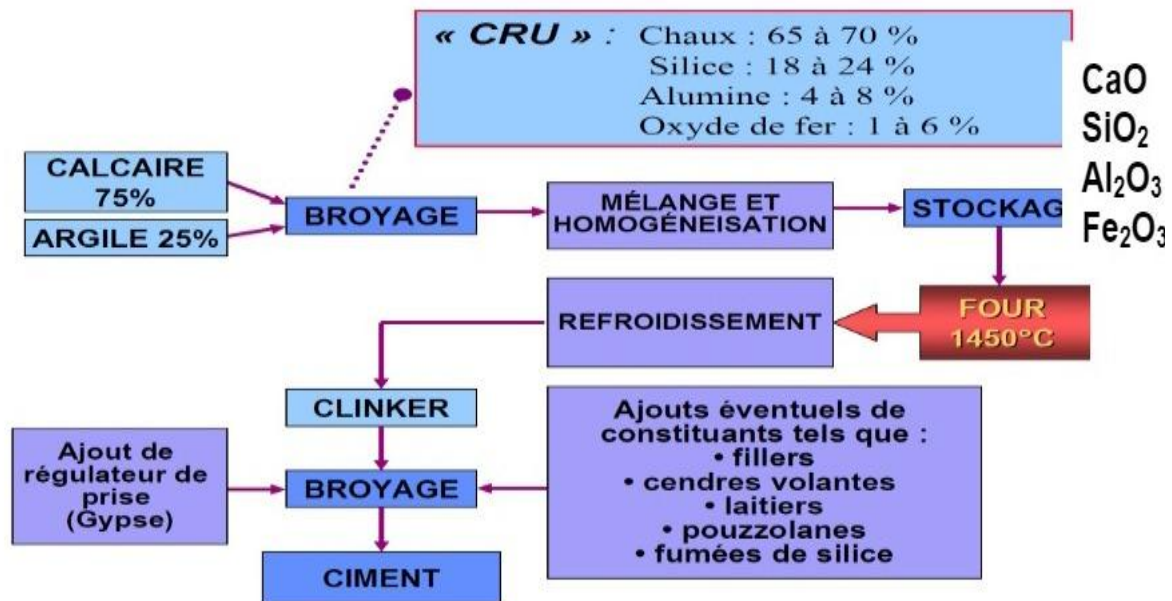
A l'issue de la cuisson, nous obtenons 4 phases cristallines

45 à 65 % de silicate tricalcique (Alite) C_3S

15 à 25 % de silicate bi calcique (Bélite) C_2S

0 à 10 % d'alumino-ferrite tétracalcique C_4AF

0 à 15 % d'aluminate tricalcique C_3A



Le clinker broyé en poudre avec quelques % de gypse, pour modérer la prise, conduit au ciment (CPA = Ciment Portland Artificiel)

Figure 1.2: Description sommaire de la fabrication du ciment [1]

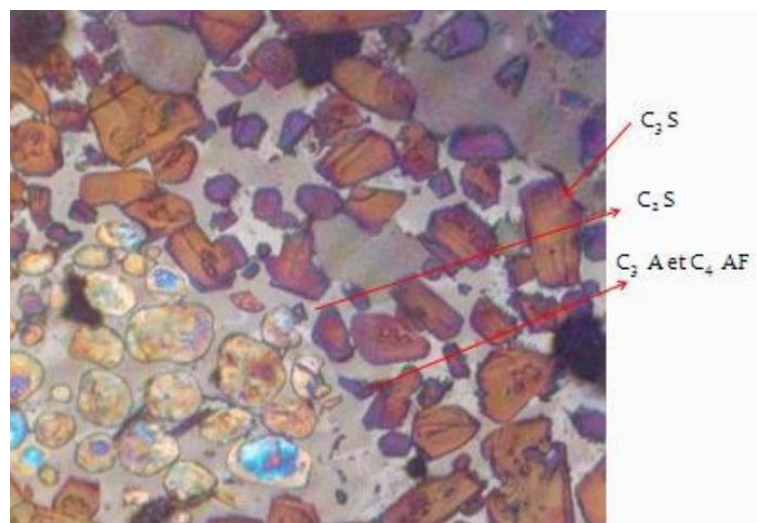


Figure 1.3: Observation d'un grain de ciment au microscope électronique [1]

La composition chimique d'un ciment GU (General Use) est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau 1.1: Composition chimique d'un ciment GU (General Use) [1]

Oxyde de calcium total (CaO)	63,27
Oxyde de magnésium (MgO)	1,78
Trioxyde de soufre (SO ₃)	3,34
Oxyde de potassium (K ₂ O)	0,91
Oxyde de sodium (Na ₂ O)	0,14
Chlore (Cl)	0,05
Bioxyde de titane (TiO ₂)	0,19
Pentaoxyde de phosphore (P ₂ O ₅)	0,16
Oxyde de strontium (SrO)	0,11
Trioxyde de manganèse (Mn ₂ O ₃)	0,06
Trioxyde de chrome (Cr ₂ O ₃)	0,01
Oxyde de zinc (ZnO)	0,03
Perte au feu	2,27
Silicate tricalcique (C ₃ S)	56,71
Silicate dicalcique (C ₂ S)	15,11
Aluminate tricalcique (C ₃ A)	9,59
Ferroaluminate tétracalcique (C ₄ AF)	7,20

Ciment GU(General Use) est un (ciment hydraulique à usage général), est un ciment polyvalent qui convient à tous les usages n'exigeant pas les propriétés particulières d'autres types de ciment.

1.2.1.1.3-Équations de BOGUE :

C'est à partir du pourcentage des éléments qui compose le ciment que l'on calcule, au moyen d'équations déterminées par BOGUE (1955) [126], les proportions des différents composés (C₃S,...). Les équations de BOGUE sont les suivantes :

Si $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 > 0.64$

$$\%C_3S = (4.071x\%\text{CaO}) - (7.600x\%\text{SiO}_2) - (6.718x\%\text{Al}_2\text{O}_3) - (1.430x\%\text{Fe}_2\text{O}_3) - (2.852x\%\text{SO}_3)$$

$$\%C_2S = (2.876x\%\text{SiO}_2) - (0.7544x\%C_3S)$$

$$\%C_3A = (2.650x\%\text{Al}_2\text{O}_3) - (1.692x\%\text{Fe}_2\text{O}_3)$$

$$\%C_4AF = (3.043x\%\text{Fe}_2\text{O}_3)$$

Si $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 < 0.64$

$$C_3S = 4.071\text{CaO} - 7.600\text{SiO}_2 - 4.479\text{Al}_2\text{O}_3 - 2.859\text{Fe}_2\text{O}_3 - 2.852\text{SO}_3$$

$$C_2S = 2.867\text{SiO}_2 - 0.7544C_3S$$

$$C_3A = 0$$

$$C_4AF = 2.100\text{Al}_2\text{O}_3 + 1.702\text{Fe}_2\text{O}_3$$

La finesse de mouture est caractérisée par la surface spécifique des grains de ciment, exprimée en (m²/kg). Plus la finesse de mouture est grande, plus la vitesse des réactions d'hydratation est élevée et plus ces résistances mécaniques à un âge jeune sont grandes.

La prise du ciment peut être définie comme étant l'état de la pâte de ciment quand elle perd sa plasticité. Le début de prise correspond au moment où l'on observe une augmentation de la viscosité, ou raidissement de la pâte, ce qui, dans la pratique, se mesure au moyen de l'appareil de Vicat et qui varie généralement entre 45 et 375 minutes.

1.2.1.2-Ajouts cimentaires

Ce sont des matériaux peuvent être utilisés dans le béton en remplacement partiel du ciment portland, les plus connus et les plus utilisés dans le béton sont:

- ✓ Les cendres volantes générées par la combustion du charbon dans les centrales thermiques,
- ✓ la fumée de silice émanant de certains procédés métallurgiques
- ✓ le laitier de haut fourneau.
- ✓ pouzzolanes naturelles (Métakaolin)

D'autres ajouts cimentaires alternatifs moins connus peuvent aussi être utilisés:

- ✓ Des cendres de balles de riz
- ✓ Du verre broyé

On distingue deux types d'ajouts:

- ✓ Ajout cimentaire hydraulique: peut s'hydrater même en absence du ciment. Exemple le laitier, les cendres volantes de classe C etc....
- ✓ Ajout cimentaire pouzzolanique: ne réagit qu'avec la présence du ciment portland. Les normes CSA A3000 et ASTM C618, 1240 définissent les critères d'utilisation des ajouts.

1.2.2- Granulats et eau:

1.2.2.1-Granulats:

Le granulat est le matériau granulaire, tel que le sable, le gravier, la pierre concassée, les scories de haut fourneau concassées ou les déchets de construction et de démolition qui sont utilisés avec un agent de cimentation pour produire du béton ou du mortier.

Le terme agrégat grossier fait référence aux particules d'agrégat plus grandes que 4,75 mm (Tamis N ° 4).

Le terme agrégat fin fait référence aux particules d'agrégat inférieures à 4,75 mm mais supérieures à 75µm (Tamis N ° 200).

Le gravier est l'agrégat grossier résultant de la désintégration naturelle par l'altération de la roche.

Le terme sable est couramment utilisé pour désigner les granulats fins résultant de l'altération naturelle ou du concassage de la pierre.

La pierre concassée est le produit résultant du concassage industriel de roches, de rochers ou de gros pavés. Laitier de fer de haut fourneau, sous-produit du fer industrie, est le matériau obtenu par concassage de laitier de haut fourneau qui s'est solidifié par refroidissement lent dans les conditions atmosphériques. Les agrégats provenant des déchets de construction et de démolition désignent le produit obtenu à partir du recyclage des gravats de béton, de brique ou de pierre.

Le rôle des granulats dans un mélange de béton est de permettre de produire un matériau ayant une résistance et une durabilité appropriées avec le moindre coût possible. La maniabilité (l'ouvrabilité) des bétons dépend grandement des caractéristiques des granulats dont les principales sont:

- ✓a granulométrie, la texture de surface des granulats et la forme des particules
- ✓la résistance mécanique (compression, traction et module)
- ✓La densité relative, la masse volumique
- ✓l'absorption, la porosité et la teneur en humidité
- ✓la présence de matières nuisibles
- ✓la résistance aux cycles de gel et dégel
- ✓la résistance à l'abrasion et aux chocs

1.2.2.2-Eau :

L'eau utilisée pour la fabrication des mélanges de béton doit être de l'eau potable dépourvue de toutes impuretés et odeurs. Elle doit répondre aux exigences de l'article 4.2.2 de la norme CSA A23.1 et de la norme ASTM C94. Les limites des teneurs de certains sels et oxydes sont données dans le tableau 9 de la norme CSA A23.1. La présence d'éléments nuisibles peut nuire aux propriétés du béton:

- ✓Sucre retarde la prise du béton
- ✓Acide réduit les résistances et corrode les armatures
- ✓Les chlorures et les sulfates font dégrader le béton

1.2.3- Adjuvants :

Les adjuvants sont définis comme des matériaux autres que les agrégats, le ciment et l'eau, qui sont ajoutés au béton immédiatement avant ou pendant le mélange en petite quantité pour modifier certaines propriétés des bétons. Ils sont désormais largement répandus en raison de nombreux avantages obtenues par leur application.

Par exemple, les adjuvants chimiques peuvent modifier les caractéristiques de prise et de durcissement de la pâte de ciment en influençant le taux d'hydratation du ciment.

Les adjuvants minéraux tels que les pouzzolanes (matériaux contenant de la silice réactive) peuvent réduire le craquage thermique dans le béton de masse.

1.2.3.1- Adjuvants chimiques :

Pour améliorer certaines propriétés des bétons on a recours à des adjuvants chimiques. Les adjuvants sont des produits organiques et inorganiques qui, quand ils sont ajoutés en petite quantité, modifient certaines propriétés des bétons.

Les plus connus sont : Entraîneur d'air, Réducteur d'eau à moyen ou à forte action, accélérateur ou retardateur de prise etc....

1.2.3.1.1- Adjuvants entraîneurs d'air :

Ajoutés au béton, ils entraînent une quantité définie d'air, sous forme de bulles calibrées microscopiques ($90\% < 100 \text{ mm}$ de diamètre et $60\% < 20 \text{ mm}$) réparties de manière homogène dans le béton et de façon durable.

Lors du gel, l'eau se transforme en glace, son volume augmente et la pression ainsi provoquée peut être suffisante pour entraîner la rupture du béton. Les bulles d'air entraîné forment autant de réservoirs qui reprennent l'excès d'eau introduit en force, et contribuent ainsi à diminuer les pressions qui s'exercent et, par suite, à prévenir l'endommagement du béton.

L'effet de 4 à 6% d'air sur la résistance du béton au gel-dégel est remarquable.

On peut ainsi produire des bétons à air entraîné avec un ciment entraîneur d'air, Le ciment entraîneur d'air est un ciment portland obtenu en ajoutant un agent entraîneur d'air durant le broyage du clinker.

Effets sur béton à l'état frais

- ✓ les bulles stabilisent les grains (correcteur granulaire)
- ✓ amélioration de la cohésion
- ✓ amélioration de l'ouvrabilité (effet de réduction d'eau)
- ✓ amélioration de l'aspect au décoffrage

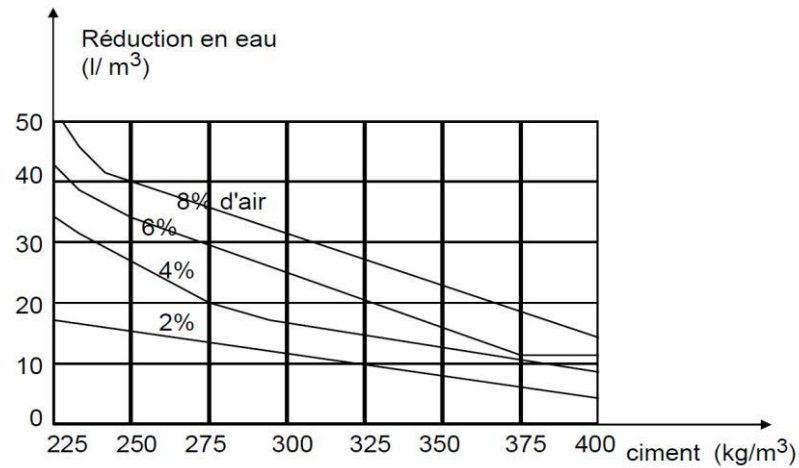


Figure 1.4: Effet de réduction d'eau [1]

Effet sur le béton à l'état durci

- ✓ amélioration de la résistance au gel/dégel et aux sels de déverglaçage
- ✓ amélioration des résistances des bétons faiblement dosés en ciment

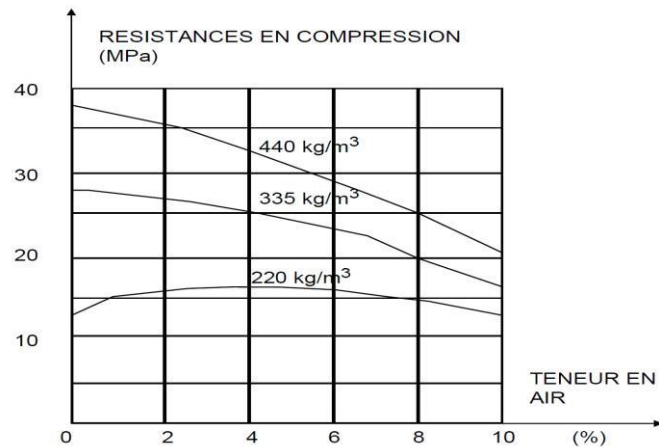


Figure 1.5: Amélioration des résistances des bétons [1]

1.2.3.1.2- Adjuvants réducteurs d'eau :

Les réducteurs d'eau sont utilisés pour :

- ✓ réduire la quantité d'eau de gâchage d'environ 5 à 10 %
- ✓ abaisser le rapport eau/liants,
- ✓ réduire la quantité de ciment et d'eau
- ✓ augmenter l'affaissement.

La perte d'affaissement est souvent très importante (fig. 1.5). Les réducteurs d'eau peuvent causer un retard de prise si leur dosage est élevé. Ils sont conçus pour des bétons de 100 à 125 mm d'affaissement.

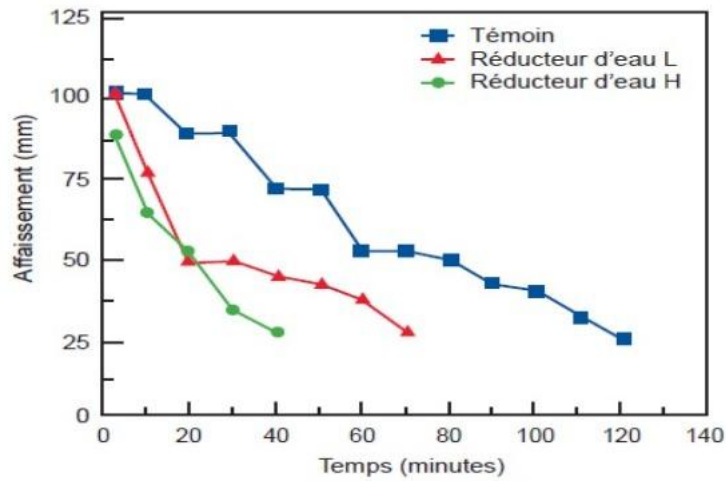


Figure 1.6: Perte d'affaissement à 23 °C de mélange de béton contenant des réducteurs d'eau conventionnels (ASTM C 494 Type (3) comparativement à un mélange témoin. [3]

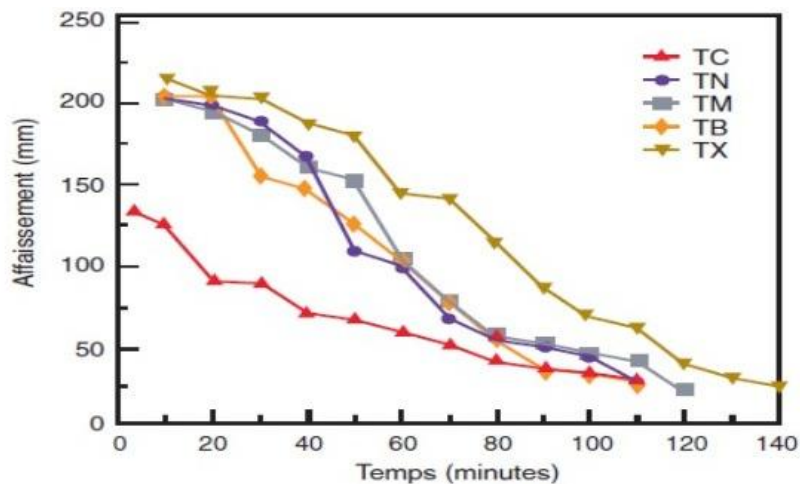


Figure 1.7: Perte d'affaissement à 32 °C pour les bétons fluides (TN, TM et TX) comparativement au mélange témoin (TC). [3]

1.2.3.1.3- Adjuvants réducteurs d'eau de haute efficacité(Super-plastifiant):

Ils possèdent les mêmes fonctionnalités que les réducteurs d'eau conventionnels, mais ils sont beaucoup plus efficaces et doivent satisfaire aux exigences de la norme ASTM C1017.

Ils sont généralement utilisés dans les bétons à haute performance à faible rapport Eau/liant :

- ✓ réduisent considérablement la demande en eau de 12 % à 30 % et la teneur en liants.
- ✓ produisent des bétons avec une ouvrabilité normale ou améliorée voir même fluide (affaissement > 190 mm selon ASTM 1017) et cohésif.

La diminution du dosage en eau et du rapport eau/liants peuvent permettre :

- ✓une résistance à la compression de plus de 70 Mpa
- ✓une augmentation des gains de résistance au jeune âge
- ✓une plus grande résistance à la pénétration des ions chlore

1.2.3.2-les adjuvants minéraux :

Ils sont généralement ajoutés au béton en grandes quantités. Outre la réduction des coûts et l'amélioration de la maniabilité du béton frais, ils peuvent améliorer la résistance du béton à la fissuration thermique (craquage thermique dans le béton de masse), à l'expansion des agrégats alcalins et à l'attaque du sulfate.

Les matières pouzzolaniques naturelles et les sous-produits industriels, tels que les cendres volantes et les scories, sont des adjuvants minéraux couramment utilisés. En raison des nombreux avantages associés à leur utilisation, ils sont également appelés matériaux de cimentation supplémentaires.

En fait, avec plus de 50 % de cendres volantes ou de laitier de haut fourneau de fer présent comme composant cimentaire, il peut être plus approprié d'utiliser le terme matériaux de cimentation complémentaires.

1.3-propriétés du béton :

Le béton possède deux comportements: l'état frais et l'état durci.

Parmi tous les constituants du béton, l'eau reste l'ingrédient qui peut nuire le plus même si c'est à grâce à l'eau que le béton peut être manipulé. Ainsi réduire son dosage permet:

- ✓d'augmenter la résistance en compression et en flexion
- ✓réduire la perméabilité
- ✓Réduire la contraction volumique (retrait de séchage)
- ✓moins de risques d'attaques d'agents agressifs extérieurs.

La réduction d'eau rend par contre le béton moins plastique. Avec l'incorporation des adjuvants chimiques, cela devient possible.

1.3.1- Caractéristiques du béton frais :

La caractéristique essentielle du béton frais est l'ouvrabilité (maniabilité), qui conditionne non seulement sa mise en place pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage, mais également ses performances à l'état durci. Un béton frais doit être facilement maniable et facile à mettre en place. Il doit être aussi homogène et cohésif. Pour remplir toutes ses qualités, les constituants du béton doivent être soigneusement mélangés.

Il existe plusieurs facteurs qui affectent la maniabilité d'un béton:

- ✓ Méthode et durée de transport
- ✓ Quantité et caractéristiques des composants (liants, granulats)
 - ✓ Forme, granulométrie et type de granulats
- ✓ Le volume d'air
- ✓ Le dosage en eau

Il existe un très grand nombre d'appareils de mesure de l'ouvrabilité du béton reposant sur des principes différents. Certains mesurent une compacité, d'autres un temps d'écoulement etc...

1.3.1.1-Affaissement au cône d'Abrams: béton ordinaire et BHP (CSA A23.2-5c ASTM C143) :

Cet essai (slump-test) est incontestablement un des plus simples et des plus fréquemment utilisés, car il est très facile à mettre en œuvre. Il ne nécessite qu'un matériel peu coûteux et peut être effectué directement sur chantier par un personnel non hautement qualifié mais ayant reçu simplement les instructions nécessaires au cours de quelques séances de démonstration. L'appareillage est complètement décrit dans la norme CSA A23.2-5C et est schématisé sur la figure 1.8

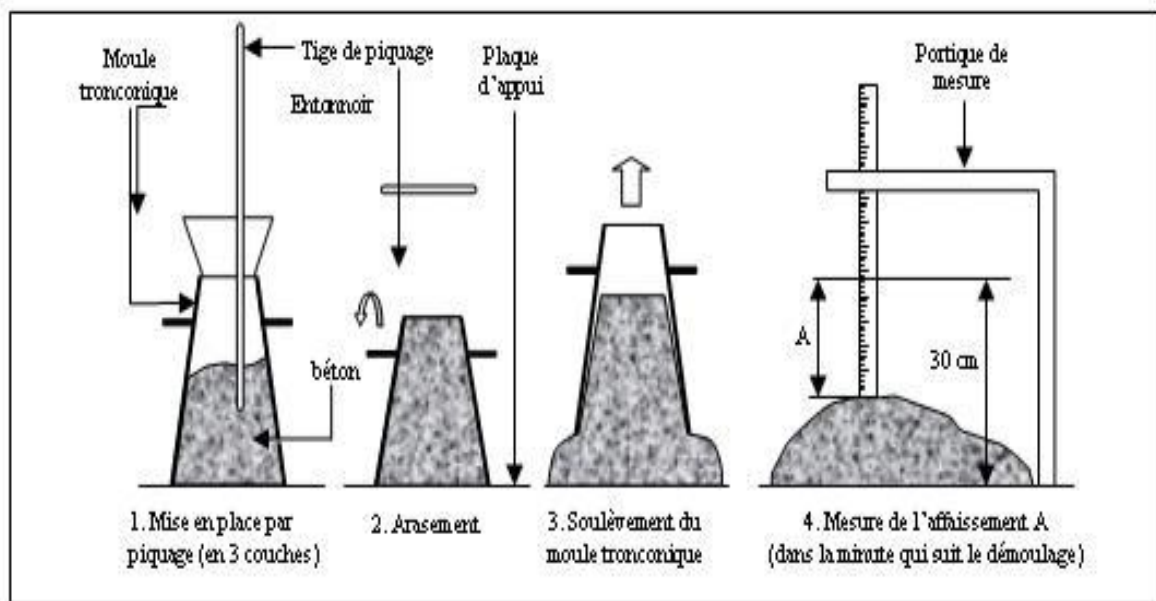


Figure 1.8: L'appareillage pour essai d'affaissement au cône d'Abrams [1]

1.3.1.4- Masse Volumique et teneur en air (CSA A23.2-4C ASTM C231) :

La masse volumique est la masse par unité de volume d'un béton. L'essai est effectué conformément à la norme CSA A23.2-4C Ou ASTM C231. L'appareillage utilisé est un air-mètre (figure 1.8).

Le béton est placé en 3 couches consolidées avec 25 coups de pilon. La surface supérieure du béton est ensuite arasée à l'aide de la règle.

La masse du contenant rempli de béton – la tare divisée par le volume du contenant donne la masse volumique du béton.

À l'aide de l'air-mètre on mesure le volume d'air occlus ou entraîné du béton.

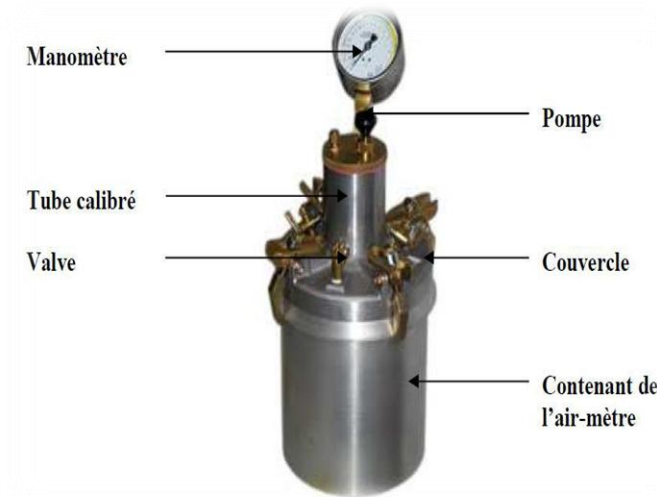


Figure 1.9: Appareillage pour mesure du volume d'air occlus ou entraîné du béton (air-mètre)

1.3.2- Caractéristiques du béton durci :

Le béton est un matériau travaillant bien en compression, dont la connaissance de ses propriétés mécaniques est indispensable pour le calcul du dimensionnement des ouvrages. Assez souvent, beaucoup de professionnels du béton considèrent que la caractéristique essentielle du béton durci est sa résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours). Sa résistance à la traction ainsi que celle en flexion sont beaucoup plus faibles que sa résistance à la compression. De nos jours, il est aussi important de se soucier des autres caractéristiques telles que la perméabilité, la porosité etc... Pour maximiser les performances du béton, on doit lui assurer un murissement adéquat.

1.3.2.1-Cure humide (CSA A23.1-3C) :

En présence d'une humidité relative (HR) $\geq 80\%$ et tant qu'il y a des grains de ciment non encore hydratés, le béton continuera à durcir dans le temps. Lorsque $HR < 80\%$, l'hydratation peut s'arrêter (figure 1.9). Si par contre, on sature le béton de nouveau, l'hydratation reprendra.

Il est toutefois conseillé d'assurer un bon murissement du béton dès le jeune âge d'une manière continue jusqu'à atteindre les performances voulues.

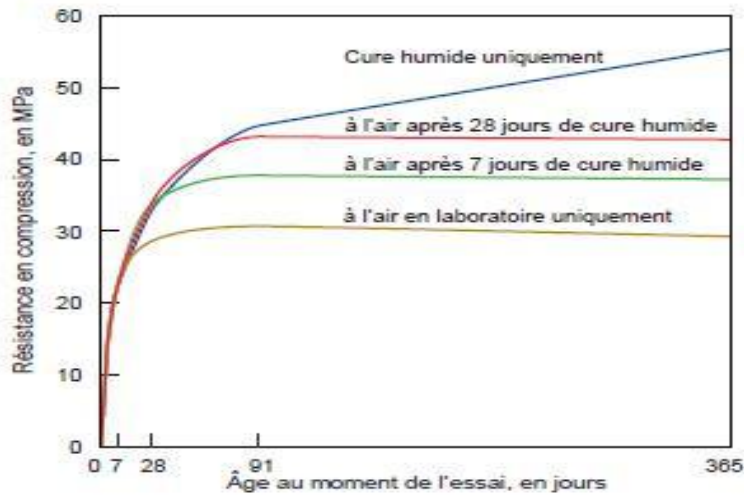


Figure 1.10 : Influence de l'humidité (cure humide) sur la performance du béton [1]

1.3.2.2- Résistance :

La compression est le mode usuel de chargement du béton de par la bonne résistance de ce matériau à ce type de sollicitation par rapport à sa résistance à la traction. La résistance (contrainte) maximale en compression du béton, f_c , donnée en MPa est par conséquent une des propriétés les plus importantes. L'évaluation de la résistance à la compression est réalisée sur le béton à 28 jours d'âge tel que spécifié par la norme CAN/CSA A23.2-9C afin de vérifier la qualité du béton produit. La résistance du béton en compression est une propriété qui continue d'augmenter plusieurs années après la production du béton. Le choix de réaliser le test à 28 jours d'âge n'est que purement normatif. La contrainte maximale en compression est évaluée par un test de compression uni-axial sur une éprouvette cylindrique de longueur L et de diamètre ϕ (en général $L=200$ mm et $\phi=100$ mm) tel que présenté à la figure 1.10 des cylindres de 150x300 sont aussi utilisés notamment aux USA.

Une force P est alors appliquée par une presse Sur l'éprouvette jusqu'à sa faillite

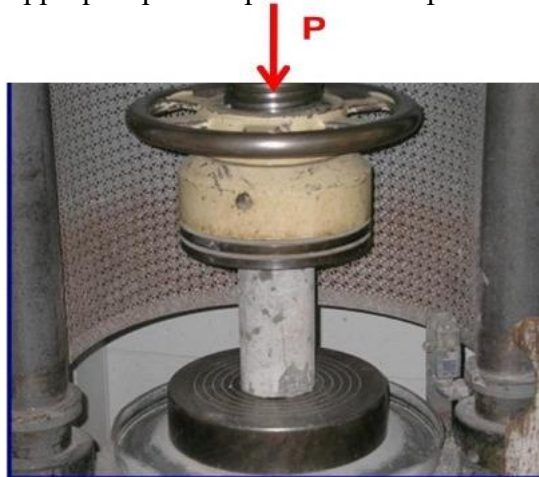


Figure 1.11 : Appareillage pour essai de compression simple

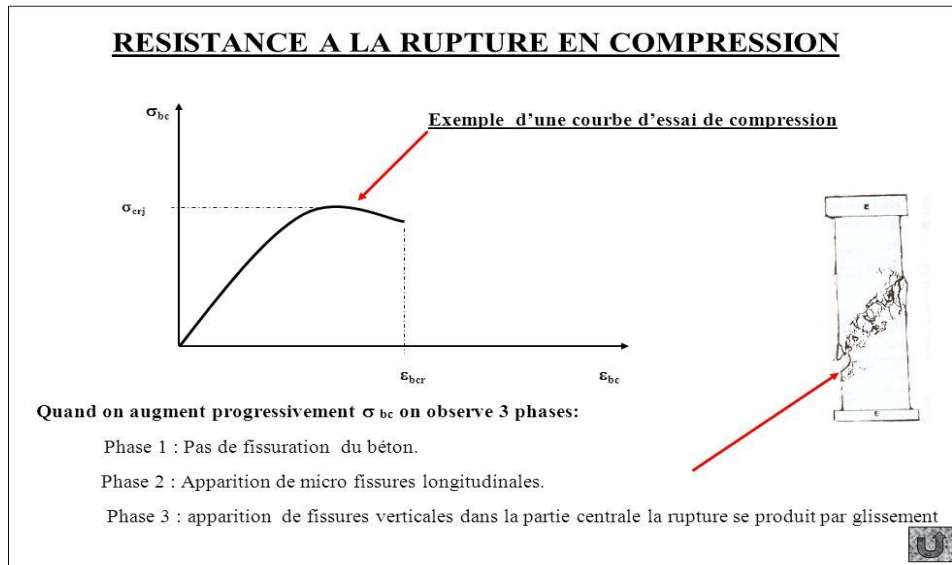


Figure 1.12: Courbe typique correspondant à la relation contrainte-déformation instantanée d'un béton non armé durant un essai de compression. [1]

Différentes résistances en compression (CSA A23.2-9C) allant de 20-35 MPa, pour les bétons de pavage, à 70 MPa pour les BHP à 140 MPa pour les BPR. Dans les bétons faits avec du ciment portland, 75% de la résistance est atteinte à 7 jours, 10 et 15% à 56 et 90 jours. La résistance en compression spécifiée est désignée par f'_c et doit être normalement dépassée par la résistance obtenue f_c . Cette dernière dépend surtout du rapport eau/liant, du degré d'hydratation, des conditions de cure, de la qualité du liant, teneur en air, type de granulats etc....

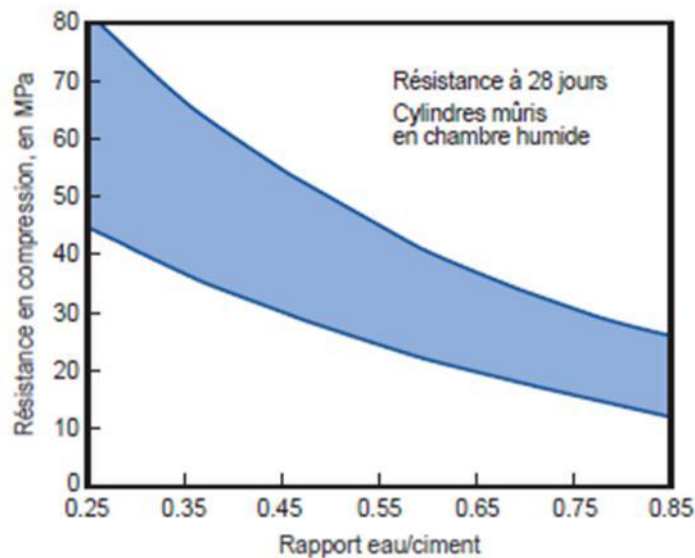


Figure 1.13: Courbe représentative de la relation entre la résistance à la compression et le rapport eau/liant et degré d'hydratation [1]

Les ajouts cimentaires peuvent améliorer les résistances des bétons à moyen et à long terme

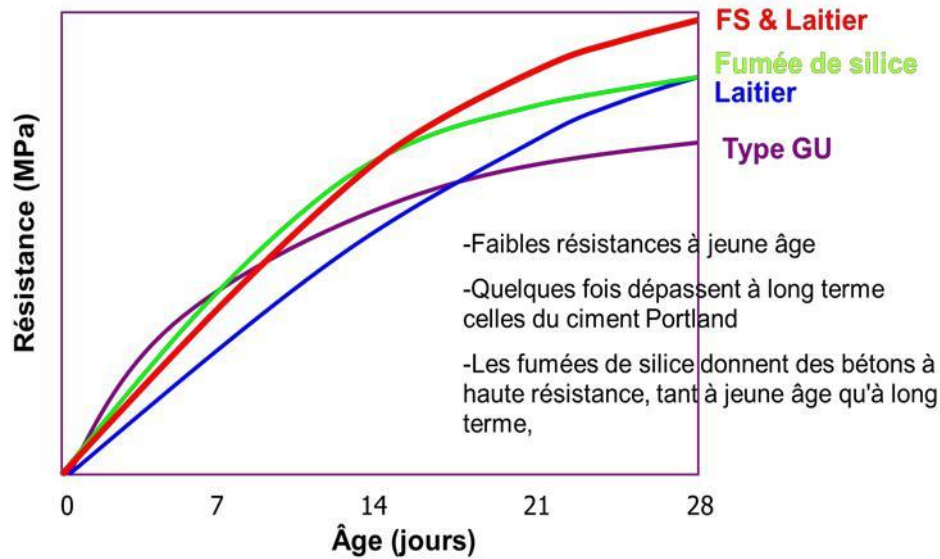


Figure 1.14 : Amélioration des résistances des bétons à moyen et à long terme par les ajouts cimentaires [1]

On s'intéresse aussi beaucoup à la résistance en flexion (CSA A23.2-8C) lors de la conception des chaussées et autres dalles ou béton de pavages. On établit souvent approximativement la résistance en flexion ou module de rupture d'un béton de masse volumique normale entre $0,7$ et $0,8\sqrt{f_c}$.

La résistance en traction du béton (CSA A23.2-13C) est comprise entre 8 et 12% fois la résistance en compression. Elle est estimée à environ $0,4\sqrt{f_c}$ à $0,7\sqrt{f_c}$.

La résistance en cisaillement du béton est d'environ 5% fois celle de compression. Le module d'élasticité (E_c) est défini par le rapport de la contrainte normale (σ_c) et la déformation générée (ϵ_c) dans le domaine linéaire élastique ($E_c = \sigma_c / \epsilon_c$). Il varie de 14 000 à 41 000 Mpa ou à $5000\sqrt{f_c}$. Toutefois, toutes ces corrélations entre les résistances peuvent varier dépendamment de la composition du béton.

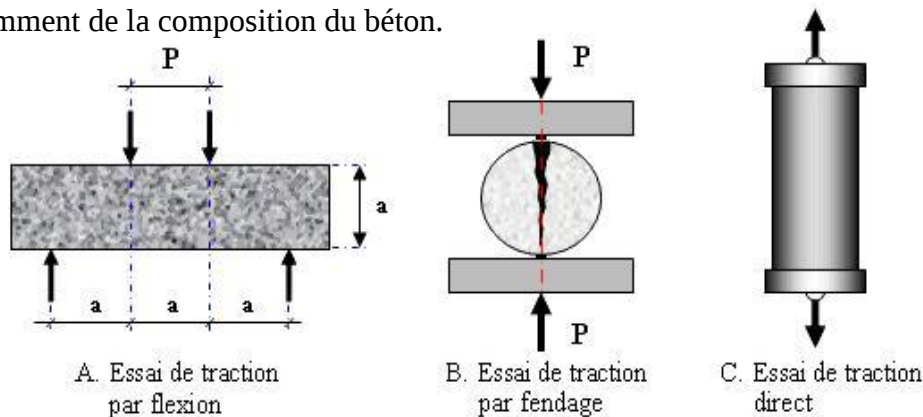


Figure 1.15: Méthodes d'essai pour l'estimation de la résistance à la traction

1.3.2.3- Masse volumique du béton durci :

La masse volumique d'un béton ordinaire utilisé dans les chaussées, les bâtiments et autres structures usuelles est comprise entre 2240 à 2400 kg/m³. Elle dépend de la quantité et de la densité des matériaux, des quantités d'air emprisonné et entraîné. Le béton combiné avec des armatures donne naissance à un béton armé de masse volumique généralement accepté dans les calculs de 2400 kg/m³. La masse d'un béton sec est égale à la masse du béton frais – la masse d'eau évaporable. Une partie de l'eau de gâchage se combine chimiquement avec le liant pour former des hydrates et une autre partie est emprisonnée dans les pores et capillaires qui s'évaporent lentement dépendamment des conditions environnantes du béton. À une HR = 50%, l'eau qui s'évapore est estimé à environ 0,5 à 3% de la masse du béton.

On rencontre aussi des bétons de masse volumique différente:

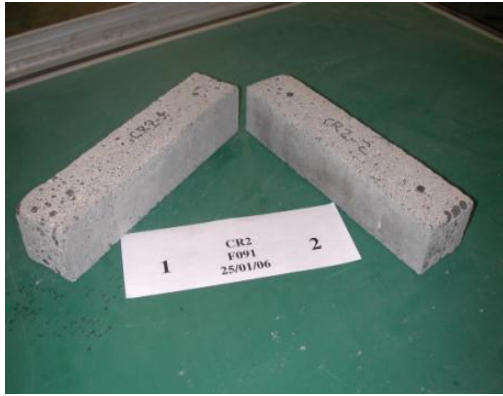
- ✓ Béton lourd
- ✓ Béton léger
- ✓ Béton isolant

Durabilité :**1.3.2.4- Résistance au gel et dégel ASTM C666) et écaillage (ASTM C672) :**

Les bétons exposés aux conditions atmosphériques sévères subissent assez souvent des cycles de gel et dégel pendant leur durée de vie. C'est l'une des causes de leur détérioration. L'eau qui y pénètre à l'intérieur des pores en plus des sels de déverglaçage versés en surface se gèle est donc augmentée de volume générant ainsi des tensions à l'intérieur du béton qui provoquent des fissurations et écaillages du béton. Le volume d'air occlus est d'environ 1 à 2 % , teneur non suffisante pour faire face au volume d'eau qui gèle. Pour résister à ce phénomène, il faut augmenter le volume d'air en entraînant une certaine quantité à l'aide d'un adjuvant chimique (agent entraîneur d'air). La norme BNQ recommande une teneur en air variant de 4 à 8% dépendamment des conditions d'exposition du béton, de la grosseur des granulats etc....

La résistance aux cycles de gel-dégel est évaluée selon la norme ASTM C666, procédure A, sur deux éprouvettes de 75 × 75 × 350 mm munies de plots sur leurs deux faces latérales. Les échantillons subissent 6 cycles par jour à température variable de -18°C à +4°C.

Le temps de passage d'une onde ultrasonore (en µsec) d'une fréquence longitudinale, communément appelé **pundit**, perte de masse et les déformations longitudinales ont été mesurés chaque semaine et permettent de déterminer le facteur de durabilité.



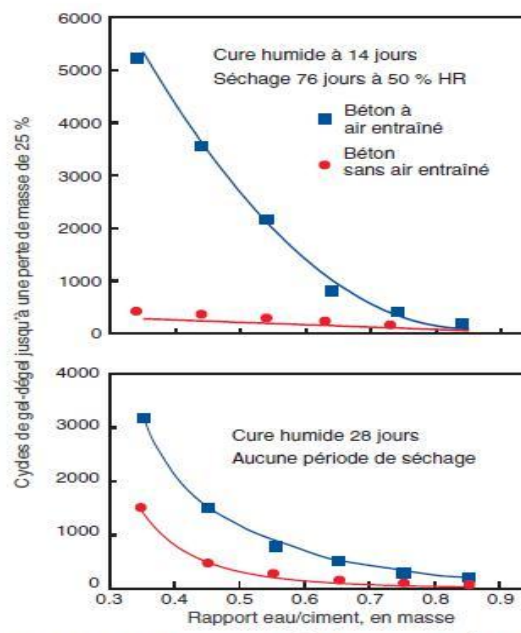
(a) Eprouvettes de 75×75×350 mm munies de plots

(b) Tombeaux de gel et dégel

Figure 1.16: Appareillage et éprouvettes pour essai résistance au gel et dégel

Plusieurs facteurs influent sur la résistance aux gel-dégel des bétons:

- ✓ Volume d'air entraîné
- ✓ Rapport eau/liant
- ✓ Période de séchage avant l'exposition au gel-dégel.

**Figure 1.17 :** courbe représentant les facteurs influençant sur la résistance aux gel-dégel des bétons [1]

1.3.2.5- Résistance à l'écaillage (ASTM C672) :

La résistance à l'écaillage des bétons exposés aux sels de déverglaçage (solution aqueuse de 3% massique de NaCl) est évaluée sur des plaques d'au moins 500 cm² de surface utile et d'épaisseur 75 mm. L'essai peut être réalisé suivant la norme BNQ 2621-900 ou ASTM C672 sur des plaques d'au moins 500 cm² de surface utile et d'épaisseur 75 mm.

La solution saline est appliquée sur la surface de la plaque laquelle est soumise aux cycles de gel-dégel. Un cadrage réalisé sur tout le pourtour de la plaque permet de retenir la solution. Un cycle de gel-dégel a une durée de 24 heures consistant en une période de gel de $16\text{h} \pm 1\text{h}$ à une température de $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$ suivie d'une période de dégel de $8\text{h} \pm 1\text{h}$ à une température de $+23\text{ }^{\circ}\text{C}$. Ce cycle se répète 56 fois sans interruption. La mesure de l'écaillage est effectuée à 7, 21, 35 et 56 cycles. À chaque mesure, on rince la surface de l'éprouvette avec une eau pure pour enlever tous les débris, qui sont ensuite lavés, filtrés sur un tamis de $80\text{ }\mu\text{m}$, séchés à l'étuve puis pesés. Les résultats sont exprimés en g/m^2 .

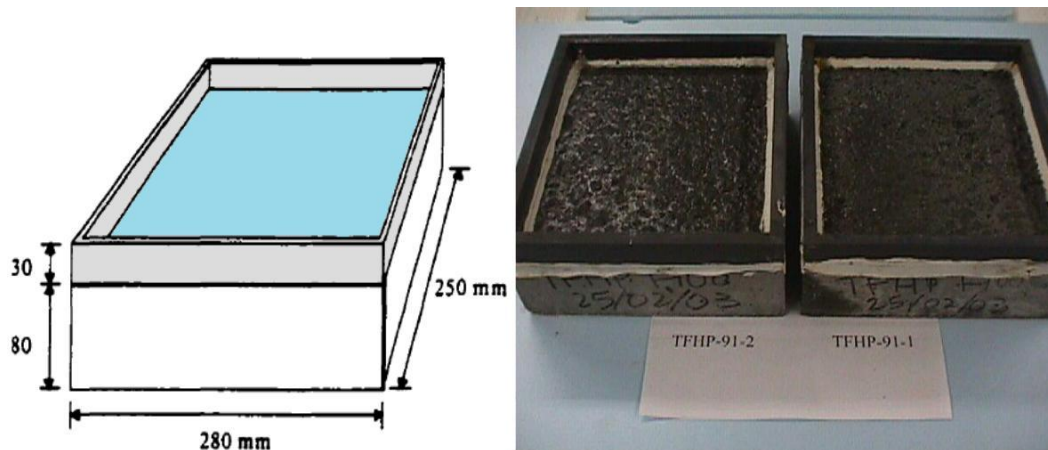


Figure 1.18: Appareillage pour essai de résistance à l'écaillage

1.3.2.6- Perméabilité des bétons :

La perméabilité est la mesure de la migration d'eau à travers le béton. Un béton perméable ouvre la porte aux différents agents agressifs extérieurs qui sont la principale cause de la corrosion des armatures et de la dégradation du béton. À l'inverse, un béton étanche ou très peu perméable est un béton durable. Selon les résultats trouvés par certains, la perméabilité d'une pâte de ciment tenue continuellement humide de rapport E/L de 0,3 à 0,7, varie de $0,1 \times 10^{-12}$ à $120 \times 10^{-12} \text{ cm/s}$ alors que celle des granulats varie de $1,7 \times 10^{-9}$ à $3,5 \times 10^{-13} \text{ cm/s}$. La perméabilité du béton de bonne qualité est d'environ $1 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$.

Plusieurs essais sont exécutés pour mesurer la perméabilité des bétons. Un seul est toutefois normalisé. L'essai ASTM C1202 consiste à mesurer la perméabilité aux ions chlorures d'un béton. La diffusion des ions chlorures permet d'évaluer l'inter-connectivité des pores dans le béton. C'est un essai rapide servant à mesurer la capacité du béton à résister à la pénétration des chlorures par détermination de la conductance électrique, exprimé par la charge électrique totale.

Cet essai est effectué sur des éprouvettes de 95 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur. Ces éprouvettes sont extraites à partir d'un cylindre de 100 mm de diamètre sur 200 mm de hauteur. L'éprouvette est placée dans une cellule de perméabilité de telle façon que l'une des faces circulaires baigne dans une solution de 3% de chlorure de sodium (NaCl) dans laquelle se trouve une électrode (cathode) émettrice d'électrons. L'autre face circulaire baigne dans une solution de soude (0,3N de NaOH) où se trouve une autre électrode (anode) qui boucle le circuit. Une différence de potentielle (ddp) de 60 volts est maintenue entre les deux extrémités de l'éprouvette. L'essai consiste à mesurer la charge électrique totale, exprimée en coulombs qui passe à travers l'éprouvette pendant 6 heures.

La charge mesurée exprime la diffusion des ions chlore à travers l'échantillon. Les résultats sont interprétés par référence aux valeurs du tableau qui exprime le niveau de diffusion des ions chlorures dans l'échantillon en fonction de la charge.

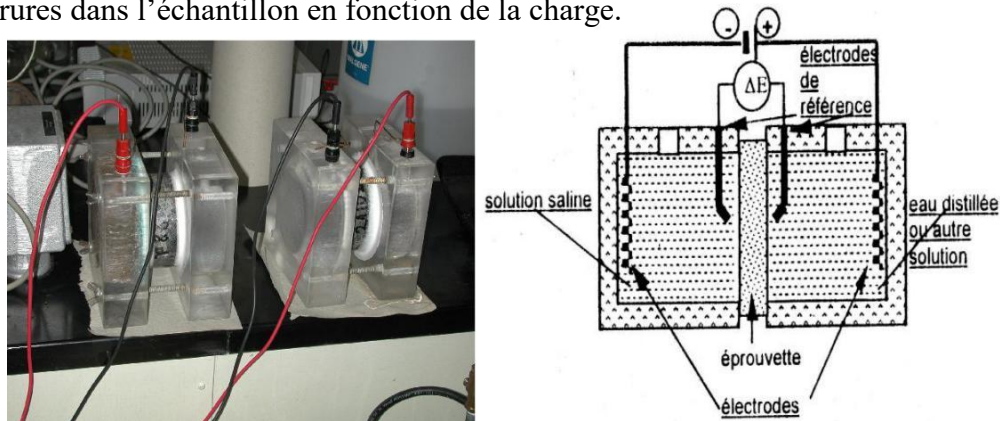


Figure 1.19: Cellule de perméabilité pour essai de mesure de la perméabilité des bétons (perméabilité aux ions chlorures).

Tableau 1.2 : Tableau d'interprétation des résultats qui exprime le niveau de diffusion des ions chlorures dans l'échantillon en fonction de la charge pour essai de mesure de la perméabilité [1]

Charge en Coulombs	Diffusion des ions Chlorures
> 4000	Élevée
2000 - 4000	Moyenne
1000 - 2000	Faible
100 - 1000	Très faible
<100	Négligeable

D'autres essais tels que la mesure la perméabilité d'un béton soumis à une pression d'eau. La figure 1.19 donne la relation entre la perméabilité, le rapport eau/ciment et la cure initiale des éprouvettes cylindriques de 100x200 mm après 90 jours de séchage à l'air.

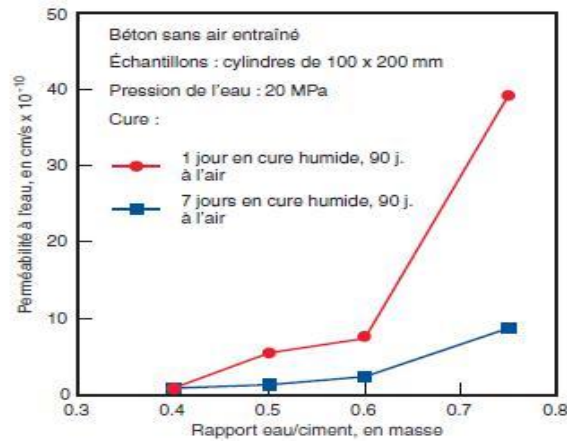


Figure 1.20 : Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment et la cure initiale des éprouvettes [1]

1.3.2.7- Résistance à l'abrasion ASTM C779 :

Les surfaces de béton sont souvent soumises à certains types de chargement (freinage des véhicules, le lavage à forte pression) qui affecte la qualité et la résistance de celui-ci. Ce cas de chargement est décrit par l'essai d'abrasion. L'essai permet de déterminer la résistance à l'abrasion d'une surface horizontale d'un béton. Il est clair donc que le but est de vérifier surtout la résistance de la pâte du liant utilisé pour la fabrication du béton. Cette résistance dépend, toutefois, de la zone de transition et de l'adhérence pâte-granat. L'essai est réalisé sur des surfaces de blocs de béton suivant la procédure C décrite dans la norme ASTM C779. Les facteurs importants qui peuvent affecter la résistance du béton à l'abrasion sont la résistance en compression ($> 35 \text{ MPa}$ à 28 j), le rapport eau/liant (max 0.50), le processus de murissement et le type de finition exercée sur la surface du béton (norme CSA A23.1 article 22.5).

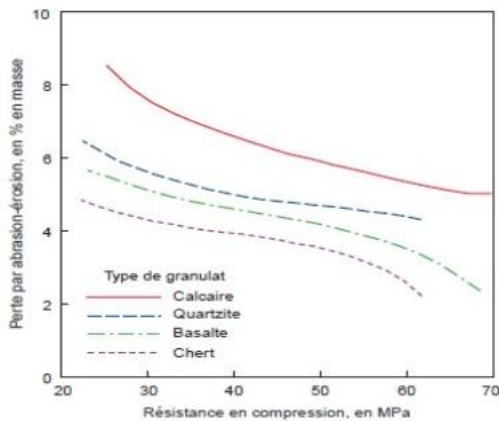


Figure 1.21: La résistance en compression et le type de granulat influencent la résistance à l'abrasion [1].

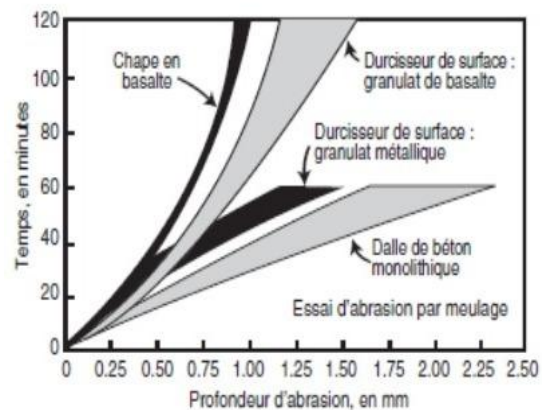


Figure 1.22: la finition et le traitement des surfaces du béton affectent l'abrasion du béton [1].

1.3.2.8- Stabilité volumétrique :

1.3.2.8.1- Retrait:

Dès la fin de sa mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en absence de charges. Les variations de longueur se situent entre 0.01 et 0.08%. Cette diminution de longueur d'un élément de béton est due essentiellement au mouvement d'eau dans la matrice cimentaire. On distingue 4 types de retrait:

- ✓ retrait plastique dû à la dessiccation de la pâte de ciment en début de prise.
- ✓ retrait par auto-dessiccation (endogène) au cours de l'hydratation
- ✓ retrait thermique causé par les différences de température au cours de l'hydratation
- ✓ retrait à long terme causé (séchage) par l'évaporation de l'eau contenue dans le béton.

La mesure du retrait se fait de différentes façons. Toutefois seul le retrait de séchage est normalisé (ASTM C157). Il est réalisé sur des prismes de 75x75x300 mm munies de plots aux extrémités (**Figure 1.23**).

Les mesures sont prises au moyen d'un comparateur et le retrait est calculé en pourcentage de la longueur initiale de l'échantillon par la formule :

$$\Delta l = (l - l_0) / l_0$$

Où Δl = Retrait (%);

l = Lecture du comparateur à l'échéancier X (mm);

l_1 = Lecture du comparateur juste après le démoulage (mm)

l_0 = Longueur entre les faces intérieures des plots dans l'échantillon (mm).

Le retrait développé par le même béton dans le temps est donnée par la figure 1.22

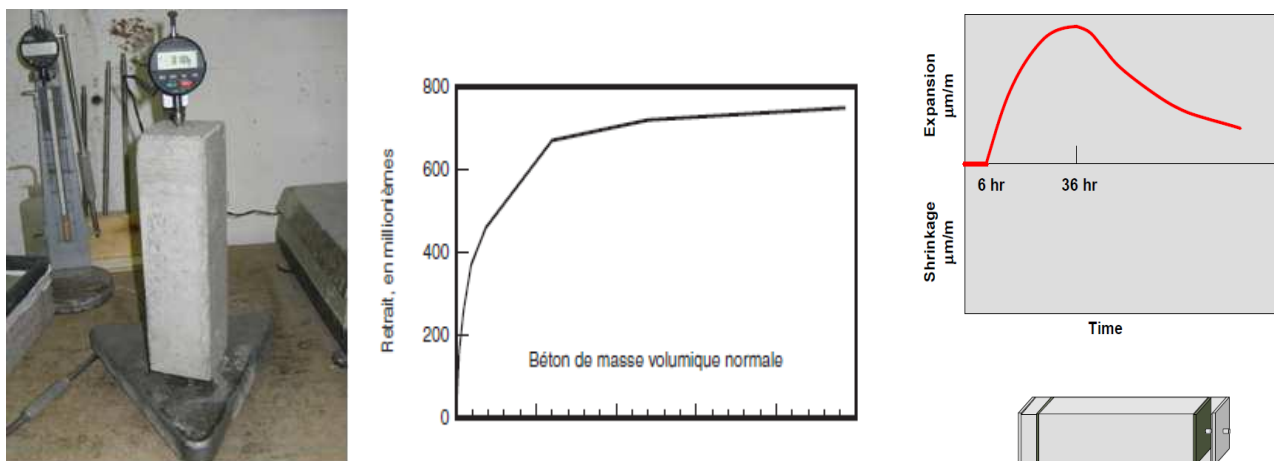


Figure 1.23: Appareillage et mesure de retrait- prismes de 75x75x300 mm munies de plots aux extrémités.

-Les mesures sont prises au moyen d'un comparateur, pour le retrait d'auto-dessiccation (endogène) Les mesures du peuvent se faire à l'aide des cordes vibrantes ou des LVDT.

1.3.2.8.2- Dilatation :

Une fluctuation de température peut provoquer des contraintes dans le béton qui finiront par fissurer le béton. Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient: $\Delta l = \pm 2 \text{ ‰} \times \text{longueur}$. Pour un chaînage en B.A. de 20 m de longueur et un écart de température de 20°C , on a une dilatation de : $2 \text{ ‰} \times 2000 \text{ cm} = 0,4 \text{ cm}$ ($\Delta l = \alpha T \cdot \Delta t \cdot l$)

1.3.2.8.3- Fluage :

Lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge de longue durée, le béton se comporte comme un matériau visco-elastique. La déformation instantanée qu'il subit au moment de l'application de la charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se stabilise après quelques années. C'est ce que l'on appelle le fluage. Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans. Au bout d'un mois, les 40 % de la déformation de fluage sont effectués et au bout de six mois, les 80%. Estimation de la déformation de fluage : $\Delta l = 4 \text{ à } 5 \text{ ‰ longueur}$.

Cette déformation varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

1.4-Autres types de béton :**✓Le béton léger**

Le béton léger est un béton très malléable et très léger. Il est efficace pour tous les travaux de rénovation. Il résiste aux chocs et remplit très bien sa mission d'isolant thermique. Le béton léger s'emploie particulièrement pour les murs porteurs et les dalles.

✓Lé béton lourd

Le béton lourd dispose de granulats très lourds, ce qui permet de répondre à des besoins très précis tels que les ouvrages des centrales nucléaires. L'emploi de ce béton permet de ne laisser passer aucune trace de radiation et de répondre à des normes très strictes de sécurité.

✓Le béton armé

Le béton armé reprend les codes du béton pour fondation traditionnelle, mais auquel il est rajouté un nouveau matériau : l'acier. En posant des armatures de cette matière, la solidité d'une fondation en béton est renforcée. En effet, l'acier est un matériau très résistant aussi bien lorsqu'il est tracté ou compressé.

Le principal objectif de ce béton est de compenser les principales faiblesses d'un béton plus conventionnel, à savoir sa résistance globale, et les risques de fissuration sur le plus long terme.

✓Le béton auto-plaçant

Le béton auto-plaçant est un béton extrêmement fluide, facilitant grandement son utilisation. Avec ce béton, le but est de gagner un temps considérable lors du coulage sur chantier, car la mise en œuvre se fait sans vibration, contrairement aux bétons plus conventionnels.

Pour autant, une fois le béton solidifié, sa qualité reste la même que sur un béton traditionnel.

✓Le béton fibré

Le béton fibré a le même objectif que le béton armé : renforcer la solidité générale de la fondation réalisée. La fibre a le même principe actif que l'armature utilisée sur le béton armé : elle limite les risques de fissuration du béton et améliore sa résistance sur le long terme.

L'avantage de la fibre, c'est également sa grande facilité de mise en œuvre sur chantier, assurant un gain de temps certain lors du coulage.

✓Le béton prêt à l'emploi

Les bétons prêts à l'emploi sont des bétons directement conçus par les industriels dans leurs centrales à béton. Il est ensuite transporté à l'aide d'un camion toupie et directement transféré sur les chantiers clients. Une fois sur place, le béton prêt à l'emploi est appliqué par le camion toupie, soit par la pompe à béton, soit par la goulotte.

✓Le béton précontraint

Le béton précontraint est un béton ayant la particularité de rester dans un état de compression optimal. Cet état de compression permet au béton d'être utilisé dans les meilleures conditions, ce qui favorise une meilleure finition.

Cet état de pression est construit à partir de câbles de précontrainte en acier, intégrés directement dans le béton comme cela est le cas avec les armatures en acier dans le béton armé. Sur un chantier, il est possible d'appliquer la précontrainte au béton avant le coulage du béton (pré-tension), ou bien après le coulage lorsque le béton durcit (post-tension).

Il est important de préciser que la précontrainte par post-tension est généralement plus efficace mais aussi plus difficile à mettre en œuvre que la précontrainte par pré-tension.

✓Le béton de ciment alumineux

Le béton de ciment alumineux, se compose comme son nom l'indique de ciment alumineux. Ce type de ciment, à base d'aluminate de calcium, apporte différents avantages au béton : la prise est plus rapide, et la résistance est plus importante sur le long terme et également vis-à-vis des fortes chaleurs.

✓Le béton haute performance

Les bétons de haute-performance possèdent des caractéristiques beaucoup plus intéressantes que les bétons conventionnels. Ils sont à la fois plus résistants à la compression, et beaucoup plus fluides. Il s'agit également d'un béton moins poreux, protégeant ainsi plus efficacement les armatures préalablement déposées.

✓Le béton projeté

Il s'agit d'un béton qui porte bien son nom, car il est volontairement projeté sur une surface solide par le biais d'un projecteur d'air comprimé. Le but est de limiter l'affaissement et le coulage ultérieur du béton. En termes de composition, le béton projeté dispose de caractéristiques similaires au béton pour les fondations plus traditionnelles.

✓Le béton bitumineux :

Egalement appelé enrobé ou enrobé bitumineux, le béton bitumineux est composé de sable, de gravillons, de filer et de bitume comme liant. Ce type de béton est principalement utilisé pour les routes, mais il peut être idéal pour une allée de jardin ou de garage.

✓Béton à poudre réactive :

Les BPR sont constitués de poudre dont la grosseur des particules varie de 0.02 à 300 μm composés de poudres cimentaires, fumée de silice et autres ajouts tels que le quartz broyé, Un faible dosage en eau, Des super-plastifiants, et des fibres. Les béton à poudre réactive (BPR) ou bétons à ultra hautes performances dont la résistance à compression $> 150 \text{ Mpa}$ présente des propriétés remarquables de performances mécaniques et de durabilité mais ils ne sont sortis du laboratoire que pour des applications marginales, ils restent des matériaux chers et ne sont appliqués que dans un nombre restreint de pays. La première application mondiale est la passerelle piétonnière SHERBROOKE au CANADA réalisée en 1997



Figure 1.24: passerelle piétonnière SHERBROOKE au CANADA
(Premier ouvrage au monde réalisé en Le béton à poudre réactive).

1.5- principaux avantages et inconvénients du béton ;**1.5.1- Avantages du béton:**

- ✓ Il est peu coûteux, facile à fabriquer et nécessite peu d'entretien. Il épouse toutes les formes qui lui sont données. Des modifications et adaptations du projet sur le chantier sont faciles à effectuer.
- ✓ Il devient solide comme de la pierre. Correctement utilisé, il dure des millénaires. Il résiste bien au feu et aux actions mécaniques usuelles.
- ✓ Associé à des armatures en acier, il acquiert des propriétés nouvelles qui en font un matériau de construction aux possibilités immenses (béton armé, béton précontraint).
- ✓ Il convient aux constructions monolithiques. Les assemblages sont faciles à réaliser dans le cas de béton coulé sur place. Dans la plupart des cas, les dimensions des ouvrages et éléments d'ouvrage en béton sont suffisants pour ne pas poser de problème délicat de stabilité.
- ✓ Les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans de nombreux pays en quantités presque illimitées.
- ✓ Il exige peu d'énergie pour sa fabrication.

1.5.2- Inconvénients du béton :

Les principaux inconvénients du béton ont pu être éliminés grâce à son association à des armatures en acier ou à l'utilisation de la précontrainte. De toutes façons, il reste les quelques inconvénients suivants:

- ✓ son poids propre élevé (densité de 2,4 environ qui peut être réduite à 1,8 dans le cas de bétons légers de structure et à moins de 1,0 dans le cas de béton légers d'isolation)
- ✓ sa faible isolation thermique (elle peut être facilement améliorée en ajoutant une couche de produit isolant ou en utilisant des bétons légers spéciaux)
- ✓ Le coût élevé entraîné par la destruction du béton en cas de modification d'un ouvrage.

Chapitre 2

Microstructure du squelette de béton

2.1-Définition de la microstructure :

Le type, la quantité, la taille, la forme et la répartition des phases présentes dans un solide constituent sa microstructure. Les éléments bruts de la microstructure d'un matériau peuvent être facilement vus à partir d'une coupe transversale du matériau, tandis que les éléments plus fins sont généralement résolus à l'aide d'un microscope. Le terme macrostructure est généralement utilisé pour la microstructure macroscopique visible à l'œil humain; la limite de résolution de l'œil humain sans aide est d'environ un cinquième de millimètre ($200\mu\text{m}$). Le terme microstructure est utilisé pour la partie agrandie au microscope d'une macrostructure. La capacité de grossissement des microscopes électroniques modernes est de l'ordre de 105fois. Par conséquent, l'application des techniques de microscopie électronique à transmission et à balayage a permis de résoudre la microstructure des matériaux à une fraction d'un micromètre.

2.2-Signification et complexité de la microstructure du béton :

Les relations microstructure-propriété sont au cœur de la science des matériaux modernes. Le béton a une microstructure très hétérogène et complexe. Il est donc très difficile de constituer des modèles réalistes de sa microstructure à partir desquels le comportement du matériau peut être prédit de manière fiable. Cependant, la connaissance de la microstructure et des propriétés des composants individuels du béton et de leur relation les uns avec les autres est utile pour exercer un contrôle sur les propriétés à savoir la pâte de ciment hydratée, l'agrégat et la zone de transition inter- faciale entre la pâte de ciment et l'agrégat. Enfin, les relations microstructure-propriété sont discutées en ce qui concerne leur influence sur la résistance, la stabilité dimensionnelle et la durabilité du béton.

2.3-Macrostructure et Microstructure du béton :

2.3.1-La macrostructure :

La macrostructure est la structure grossière d'un matériau visible à l'œil nu. Dans la macrostructure du béton et à partir de l'examen à l'œil nu d'une section transversale de béton (Fig 2.1) on peut distinguer facilement deux phases:

un agrégat de formes et de tailles variables et le liant, qui consiste en une masse incohérente de la pâte de ciment hydratée.

Au niveau macroscopique, le béton peut donc être considéré comme un matériau à deux phases, constitué de particules d'agrégats dispersées dans une matrice de pâte de ciment.

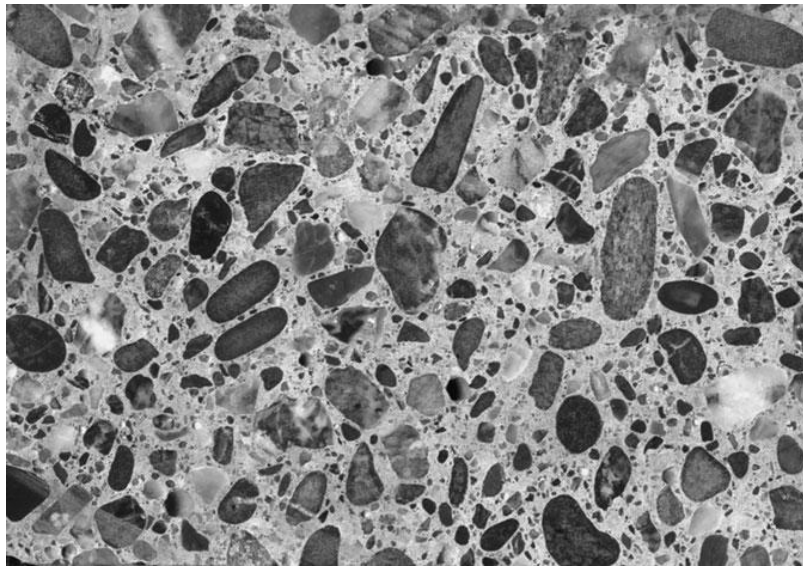


Figure 2. 1: Section polie à partir d'un échantillon de béton. [4]

2.3.2-La microstructure :

La microstructure est la structure subtile d'un matériau qui est résolue à l'aide d'un microscope. Une micrographie électronique à faible grossissement (200 $\times$) d'une pâte de ciment hydraté montre que sa structure n'est pas homogène; tandis que certaines zones sont denses, les autres sont très poreuses. Dans la zone poreuse, il est possible de résoudre les différentes phases hydratées en utilisant des grossissements plus élevés. Par exemple, des cristaux massifs d'hydroxyde de calcium, des aiguilles longues et minces d'ettringite et une agrégation de petits cristaux fibreux d'hydrate de silicate de calcium peuvent être vus à 2000 $\times$ et 5000 $\times$ magnifications.

Au niveau microscopique, la complexité de la microstructure du béton est évidente. Il devient clair que les deux phases de la microstructure ne sont ni réparties de manière homogène l'une par rapport à l'autre, ni elles-mêmes homogènes. Par exemple, dans certaines régions, la masse de pâte de ciment hydraté semble être aussi dense que l'agrégat, tandis que dans d'autres, elle est très poreuse (Fig.2.2).

Ainsi, les caractéristiques uniques de la microstructure du béton peuvent être résumées comme suit:

Primo : la zone de transition inter-faciale, qui représente une petite région à côté des particules d'agrégat grossier. Existant sous forme de coquille mince, généralement de 10 à 50 μm d'épaisseur autour de gros agrégats, la zone de transition inter-faciale est généralement plus faible que l'un des deux principaux composants du béton, à savoir l'agrégat et la pâte de

ciment hydratée en vrac; par conséquent, il exerce une influence beaucoup plus grande sur le comportement mécanique du béton que ne le reflète sa taille.

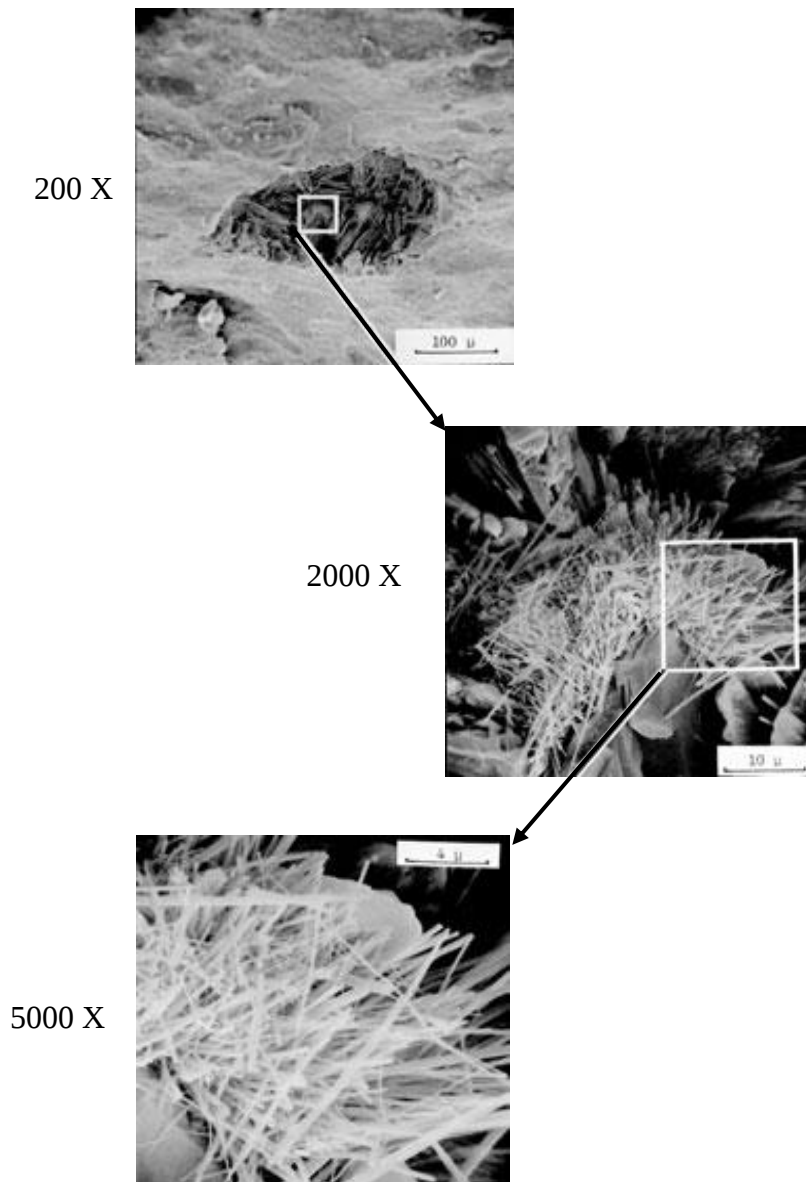


Figure 2. 2: Microstructure d'une pâte de ciment hydratée [4]

Ainsi, les caractéristiques uniques de la microstructure du béton peuvent être résumées comme suit:

Primo : la zone de transition inter-faciale, qui représente une petite région à côté des particules d'agrégat grossier. Existant sous forme de coquille mince, généralement de 10 à 50μm d'épaisseur autour de gros agrégats, la zone de transition inter-faciale est généralement plus faible que l'un des deux principaux composants du béton, à savoir l'agrégat et la pâte de ciment hydratée en vrac; par conséquent, il exerce une influence beaucoup plus grande sur le comportement mécanique du béton que ne le reflète sa taille.

Secundo : chacune des trois phases sont elle-même de caractère multiphase. Par exemple, chaque particule d'agrégat peut contenir plusieurs minéraux en plus des microfissures et des vides. De même, la pâte de ciment hydratée en vrac et la zone de transition inter-faciale contiennent généralement une distribution hétérogène de différents types et quantités de phases solides, de pores et de microfissures, comme cela sera décrit plus loin.

Tertio : contrairement à d'autres matériaux d'ingénierie, La nature très hétérogène et la dynamique de la microstructure du béton sont les principales raisons pour lesquelles les modèles théoriques de relation microstructure-propriété, qui sont généralement si utiles pour prédire le comportement des matériaux d'ingénierie, ne sont pas très utiles dans le cas de béton. Une connaissance approfondie des caractéristiques importantes de la microstructure de chacune des trois phases du béton, comme indiqué ci-dessous, est néanmoins essentielle pour comprendre et contrôler les propriétés du matériau composite.

2.4-Microstructure de la phase d'agrégat

La phase d'agrégat est principalement responsable du poids unitaire, du module élastique et de la stabilité dimensionnelle du béton. Ces propriétés du béton dépendent dans une large mesure de la densité apparente et de la résistance de l'agrégat, qui sont à leur tour déterminées par les caractéristiques physiques plutôt que chimiques des agrégats. En d'autres termes, la composition chimique ou minéralogique des phases solides dans l'agrégat est généralement moins importante que les caractéristiques physiques, telles que le volume, la taille et la distribution des pores.

En plus de la porosité, la forme et la texture de l'agrégat grossier affectent également les propriétés du béton. Certaines particules d'agrégats sont représentées sur la figure 2-3. Généralement, le gravier naturel a une forme arrondie et une texture de surface lisse. Les roches concassées ont une texture rugueuse; selon le type de roche et le choix de l'équipement de concassage, l'agrégat concassé peut contenir une proportion considérable de particules plates ou allongées qui affectent défavorablement de nombreuses propriétés du béton. Les particules d'agrégats légères de pierre ponce, qui sont très cellulaires, sont également anguleuses et ont une texture rugueuse, mais celles d'argile expansée ou de schiste sont généralement arrondies et lisses.

Étant plus résistante que les deux autres phases du béton, la phase d'agrégat n'a généralement aucune influence directe sur la résistance du béton normal, sauf dans le cas de certains agrégats très poreux et faibles, comme la pierre ponce. La taille et la forme des granulats grossiers peuvent cependant affecter indirectement la résistance du béton.



Figure 2.3: *Forme et texture superficielle d'un granulats grossier*

Il est évident d'après la Fig. 2.4 que plus la taille des agrégats du béton est grande, plus la proportion de particules allongées et plates est élevée, ainsi la tendance des films d'eau à s'accumuler près de la surface de l'agrégat sera grande, affaiblissant ainsi la zone de transition inter-faciale. Ce phénomène, appelé saignement.

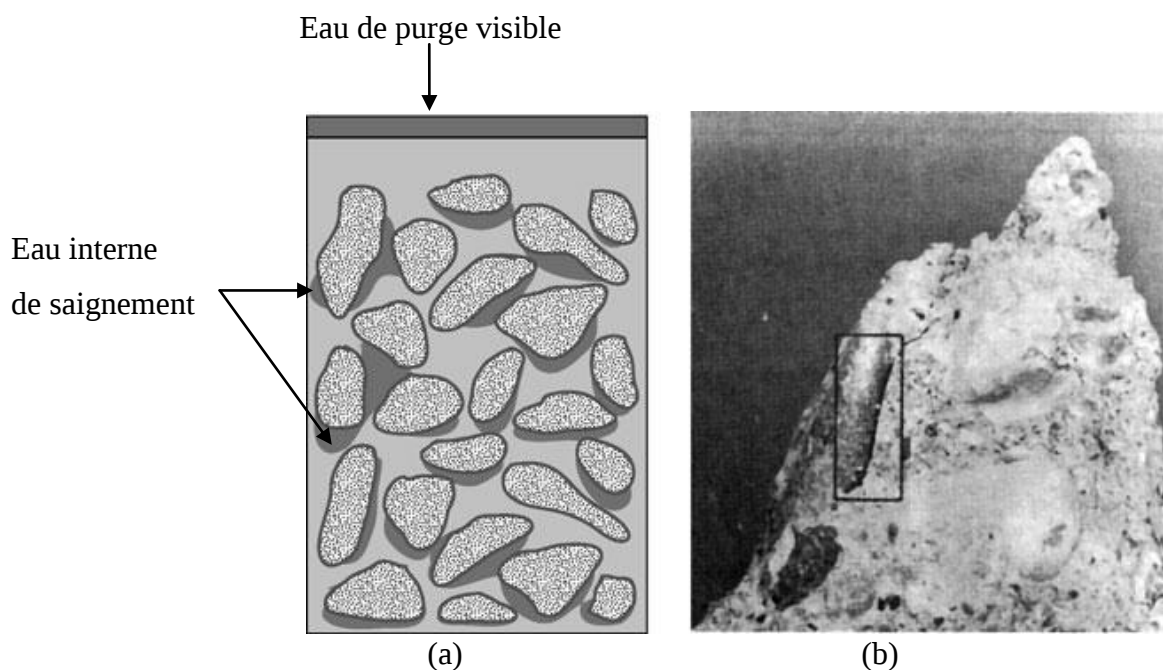


Figure 2.4: (a) *Représentation schématique de l'hémorragie dans du béton fraîchement déposé* (b) *rupture d'adhérence par cisaillement dans un éprouvette de béton testée en compression uni-axiale.*

L'eau de prélèvement interne a tendance à s'accumuler au voisinage des agrégats allongés, plats et gros. Dans ces endroits, la zone de transition inter-faciale agrégat-pâte de ciment a tendance à être faible et facilement sujette à la microfissuration. Ce phénomène est responsable de la rupture de la liaison par cisaillement à la surface de la particule d'agrégat marquée sur la photo.

2.5-Microstructure de la pâte de ciment hydraté :

Le terme pâte de ciment hydraté tel qu'utilisé ici se réfère à des pâtes fabriquées à partir de ciment portland.

Un résumé de la composition de ce ciment sera utile avant de discuter de la façon dont la microstructure de la pâte de ciment hydratée se développe à la suite de réactions chimiques entre les composés de ciment Portland et l'eau.

Le ciment Portland anhydre est une poudre grise composée de particules angulaires généralement comprises entre 1 et 50 μm . Il est produit en pulvérisant un clinker avec une petite quantité de sulfate de calcium, le clinker étant un mélange hétérogène de plusieurs composés produits par des réactions à haute température entre l'oxyde de calcium et la silice, l'alumine et l'oxyde de fer. La composition chimique des principaux composés du clinker correspond approximativement à C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF .

Dans le ciment Portland ordinaire, leurs quantités respectives se situent généralement entre 45 et 60, 15 et 30, 6 et 12, et 6 et 8 pour cent. Lorsque le ciment portland est dispersé dans l'eau, le sulfate de calcium et les composés de calcium à haute température commencent à se dissoudre et la phase liquide est rapidement saturée de diverses espèces ioniques. En raison de l'interaction entre les ions calcium, sulfate, aluminat et hydroxyle en quelques minutes d'hydratation du ciment, les cristaux en forme d'aiguille de trisulfoaluminate hydraté de calcium, appelés ettringite, font d'abord leur apparition. Quelques heures plus tard, de gros cristaux prismatiques d'hydroxyde de calcium et de très petits cristaux fibreux d'hydrates de silicate de calcium commencent à remplir l'espace vide jadis occupé par l'eau et les particules de ciment dissolvantes. Après quelques jours, en fonction du rapport alumine / sulfate du ciment Portland, l'ettringite peut devenir instable et se décomposer pour former de l'hydrate de monosulfoaluminate, qui a une morphologie en plaque hexagonale.

La morphologie de la plaque hexagonale est également la caractéristique des hydrates d'aluminat de calcium qui se forment dans les pâtes hydratées de ciment Portland sous-sulfatées ou à haute teneur en C_3A .

Une micrographie électronique à balayage illustrant la morphologie typique des phases préparées en mélangeant une solution d'aluminat de calcium avec une solution de sulfate de calcium est montrée sur la figure 2-5.

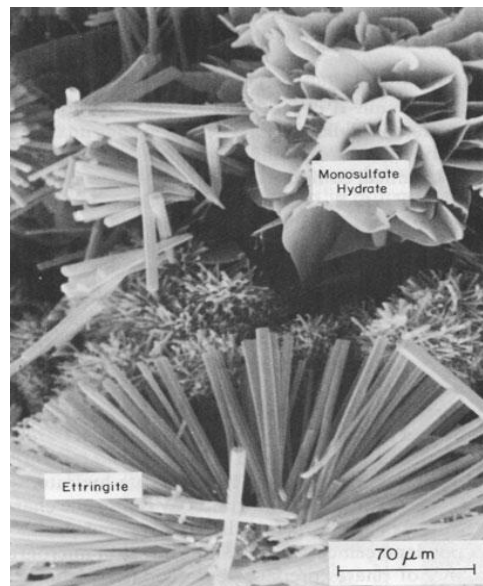


Figure 2.5: Electron à balayage micrographie de cristaux hexagonaux typiques d'hydrate de monosulfate et de cristaux d'aiguille ressemblant à des aiguilles formés en mélangeant des solutions d'alumine de calcium et de sulfate de calcium [4].

Un modèle des phases essentielles présentes dans la microstructure d'une pâte de ciment Portland bien hydratée est illustré à la Fig. 2.6.

À partir du modèle microstructural de la pâte de ciment hydraté illustré dans la Fig. 2.6, on peut noter que les différentes phases ne sont pas uniformément réparties en taille et en morphologie. Dans les solides, l'hétérogénéité microstructurale peut entraîner de graves effets sur la résistance et d'autres propriétés mécaniques connexes,

Ainsi, en plus de l'évolution de la microstructure due aux changements chimiques, qui se produisent après le contact du ciment avec l'eau, il faut prêter attention à certaines propriétés rhéologiques de la pâte de ciment fraîchement mélangée qui influencent également la microstructure de la pâte durcie.

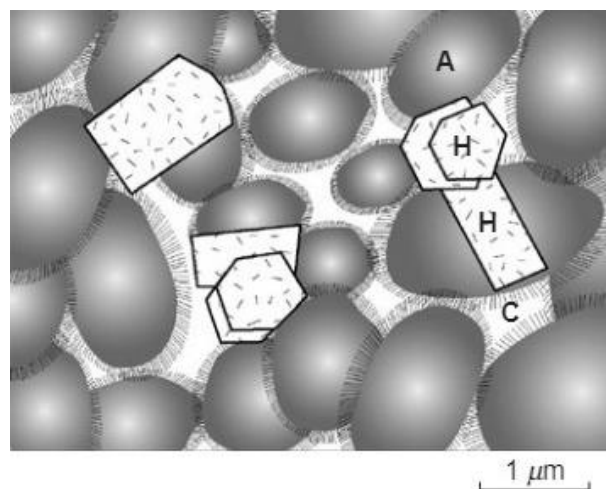
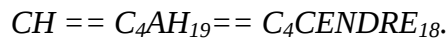


Figure 2.6: Modèle des phases essentielles présentes dans la microstructure d'une pâte de ciment Portland bien hydratée. [4]

"A" représente l'agrégation de particules de CSH cristallines qui ont au moins une dimension colloïdale (1 à 100 nm). Inter-particule l'espacement au sein d'une agrégation est de 0,5 à 3,0 nm (moyenne 1,5 nm). H représente hexagonal-cristallin des produits tels que :



Ils forment de gros cristaux, généralement 1 µm de large. C représente les cavités capillaires ou les vides qui existent lorsque les espaces initialement occupés par de l'eau ne se remplissent complètement avec les produits d'hydratation de ciment. La taille des vides capillaires varie de 10 nm à 1 µm, mais dans des pâtes bien hydratées avec faible eau / ciment, ils sont inférieurs à 100 nm.

Par exemple, comme on le verra plus loin, les particules anhydres de ciment ont tendance à s'attirer les unes les autres et à former des flocons, qui emprisonnent de grandes quantités d'eau de gâchage. Évidemment, des variations locales en rapport eau-ciment seraient la principale source d'évolution de la microstructure hétérogène. Avec un système de pâte de ciment hautement floculé, non seulement la taille et la forme des pores mais aussi les produits cristallins d'hydratation seraient différents par rapport à un système bien dispersé.

2.5.1-Solides dans la pâte de ciment hydratée :

Les types, les quantités et les caractéristiques des quatre principales phases solides de la pâte de ciment hydraté qui peuvent être résolues au microscope électronique sont les suivantes:

2.5.1.1-Hydrate de silicate de calcium :

La phase d'hydrate de silicate de calcium, abrégée en CSH, représente 50 à 60 pour cent du volume de solides dans une pâte de ciment portland complètement hydratée et est, par conséquent, la phase la plus importante pour déterminer les propriétés de la pâte. Le fait que le terme CSH soit entouré d'un trait d'union signifie que CSH n'est pas un composé bien défini; le rapport C / S varie entre 1,5 et 2,0 et la teneur en eau structurale varie encore plus. La morphologie de la CSH varie également des fibres mal cristallines au réseau réticulaire. En raison de leurs dimensions colloïdales et de leur tendance à se regrouper, les cristaux de CSH n'ont pu être résolus qu'avec l'avènement de la microscopie électronique. Dans la littérature plus ancienne, le matériau est souvent appelé gel CSH. La structure cristalline interne de CSH reste également non résolue; Bien que la structure exacte du CSH ne soit pas connue, plusieurs modèles ont été proposés pour expliquer les propriétés des matériaux. Selon le modèle **Powers-Brunauer** [71], le matériau a une structure en couches avec une surface très élevée. Selon la technique de mesure, des surfaces de l'ordre de 100 à 700 m²/ g ont été proposées pour CSH, et la résistance du matériau est principalement attribuée aux forces de **van der Waals**.

La taille des pores du gel ou la distance solide à solide, serait d'environ 18Å. Le modèle **Feldman-Sereda** [127] visualise la structure CSH comme étant composée d'un réseau irrégulier ou plié de couches qui sont disposées de manière aléatoire pour créer des espaces inter-couches de différentes formes et tailles (5 à 25 Å).

2.5.1.2-Hydroxyde de calcium :

Cristaux d'hydroxyde de calcium (également appelés portlandite) constituent 20 à 25 pour cent du volume de solides dans la pâte hydratée. Contrairement au CSH, l'hydroxyde de calcium est un composé avec une stœchiométrie définie, $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Il a tendance à former de gros cristaux avec une morphologie distincte à prisme hexagonal. La morphologie varie généralement de non descriptif à des piles de grandes plaques, et est affectée par l'espace disponible, la température d'hydratation et les impuretés présentes dans le système. Par rapport à la CSH, le potentiel contribuant à la résistance de l'hydroxyde de calcium est limité en raison de la surface considérablement inférieure.

2.5.1.3-Les sulfoaluminates de calcium hydratent.

Les hydrates de sulfoaluminate de calcium occupent 15 à 20% du volume solide de la pâte hydratée et, par conséquent, ne jouent qu'un rôle mineur dans les relations microstructure-propriété. Il a déjà été dit que lors des premiers stades d'hydratation, le rapport ionique sulfate / alumine de la phase solution favorise généralement la formation d'hydrate de trisulfate, $\text{C}_6\text{A}\check{\text{S}}_3\text{H}_{32}$, également appelée ettringite, qui forme des cristaux prismatiques en forme d'aiguille.

Dans les pâtes de ciment Portland ordinaire, l'ettringite se transforme finalement enhydrate de monosulfate, $\text{C}_4\text{A}\check{\text{S}}\text{H}_{18}$, qui forme des cristaux à plaques hexagonales. La présence d'hydrate de monosulfate dans le béton de ciment Portland rend le béton vulnérable aux attaques de sulfate. Il convient de noter que l'ettringite et le monosulfate contiennent de petites quantités de fer, qui peuvent se substituer aux ions aluminium dans la structure cristalline.

2.5.1.4-Grains de clinker non hydratés :

En fonction de la distribution granulométrique du le ciment anhydre et le degré d'hydratation, certains grains de clinker non hydratés peuvent être trouvés dans la microstructure des pâtes de ciment hydratées, même longtemps après l'hydratation. Comme indiqué précédemment, les particules de clinker dans le ciment portland moderne sont généralement conformes à la plage de tailles 1 à 50µm. Avec la progression du processus d'hydratation, les plus petites particules se dissolvent d'abord et disparaissent du système, puis les plus grosses deviennent plus petites. En raison de l'espace disponible limité entre les particules, les produits d'hydratation ont tendance à cristalliser à proximité immédiate des particules de clinker hydratant, ce qui donne

l'apparence d'une formation de revêtement autour d'elles. A des âges ultérieurs, en raison du manque d'espace disponible, l'hydratation in situ des particules de clinker entraîne la formation d'un produit d'hydratation très dense, dont la morphologie peut ressembler à la particule de clinker d'origine.

2.5.2-Vides dans la pâte de ciment hydratée :

En plus des solides, la pâte de ciment hydraté contient plusieurs types de vides qui ont une influence importante sur ses propriétés.

2.5.2.1-Espace inter-couche dans CSH :

Les puissances ont pris la largeur de l'espace intercouche dans la structure de C-S-H à 18 Å et a déterminé qu'elle représente 28 % de porosité dans la C-S-H solide; cependant, Feldman et Sereda ont suggéré que l'espace peut varier de 5 à 25 Å. Cette taille de vide est trop petite pour avoir un effet négatif sur la résistance et la perméabilité de la pâte de ciment hydratée. Cependant, comme indiqué ci-dessous, l'eau dans ces petits vides peut être retenue par une liaison hydrogène, et son élimination dans certaines conditions peut contribuer au retrait et au fluage du séchage.

2.5.2.2-Vides capillaires :

Les vides capillaires représentent l'espace non rempli par les composants solides de la pâte de ciment hydraté. Le volume total d'un mélange ciment-eau typique reste essentiellement inchangé pendant le processus d'hydratation. La densité apparente moyenne des produits d'hydratation (l'espace inter-couche au sein de la phase CSH est considéré comme faisant partie des solides dans la pâte de ciment hydratée) est considérablement inférieure à la densité du ciment Portland anhydre; on estime que 1 cm³ de ciment, à hydratation complète, nécessite environ 2 cm³ d'espace pour accueillir les produits d'hydratation. Ainsi, l'hydratation du ciment peut être considérée comme un processus au cours duquel l'espace occupé à l'origine par le ciment et l'eau est de plus en plus remplacé par l'espace rempli par les produits d'hydratation. L'espace non occupé par le ciment ou les produits d'hydratation est constitué de vides capillaires, le volume et la taille des vides capillaires étant déterminés par la distance d'origine entre les particules de ciment anhydre dans la pâte de ciment fraîchement mélangée (c'est-à-dire le rapport eau-ciment) et le degré d'hydratation du ciment. Une méthode de calcul du volume total des vides capillaires, communément connue sous le nom de porosité, dans les pâtes de ciment Portland ayant soit différents rapports eau-ciment soit différents degrés d'hydratation sera décrite plus loin. Dans les pâtes à faible rapport eau-ciment bien hydratées, les vides capillaires peuvent aller de 10 à 50 nm; dans les pâtes à rapport eau-ciment élevé, aux premiers âges d'hydratation, les vides capillaires peuvent atteindre 3 à 5 µm.

Les graphiques typiques de distribution de la taille des pores de plusieurs échantillons de pâte de ciment hydraté testés par la technique d'intrusion de mercure sont illustrés à la Fig. 2-7. Il a été suggéré que la distribution de la taille des pores, et non la porosité capillaire totale, est un meilleur critère pour évaluer les caractéristiques d'une pâte de ciment hydratée. Les vides capillaires supérieurs à 50 nm, appelés macropores dans la littérature moderne, sont probablement plus influents pour déterminer les caractéristiques de résistance et d'imperméabilité, tandis que les vides inférieurs à 50 nm, appelés micropores, jouent un rôle important dans le retrait au séchage et le fluage.

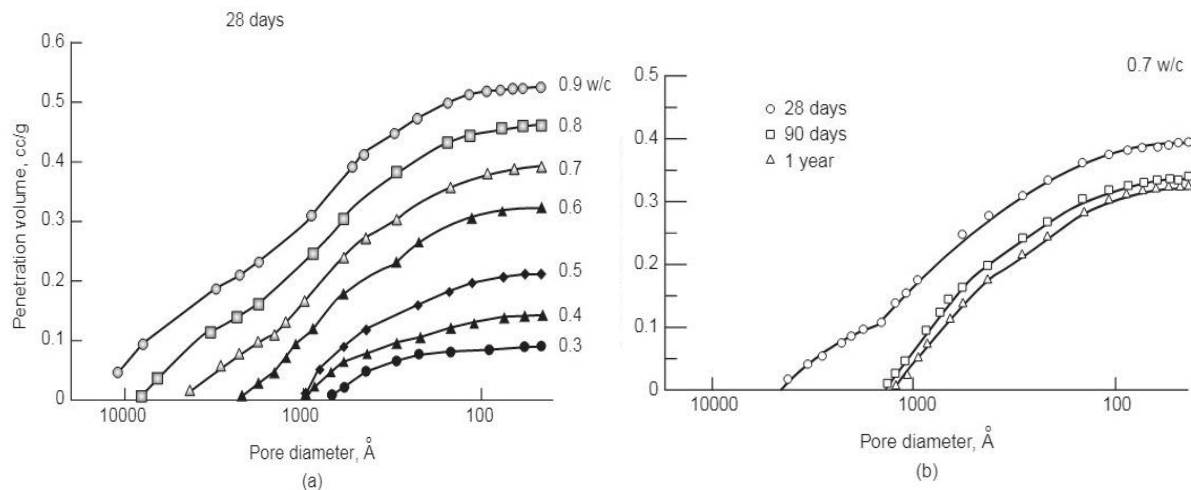


Figure 2. 7: Distribution de la taille des pores dans les pâtes de ciment hydratées. [4]

Ce n'est pas la porosité totale mais la distribution de la taille des pores qui contrôle réellement la résistance, la perméabilité et les changements de volume dans une pâte de ciment durcie. Les distributions de taille des pores sont affectées par le rapport eau-ciment et l'âge (degré) d'hydratation du ciment. Les grands pores influencent principalement la résistance à la compression et la capacité de résistance; les petits pores influencent principalement le retrait au séchage et le fluage.

2.5.2.3-Vide d'air :

Alors que les vides capillaires sont de forme irrégulière, les vides d'air sont généralement sphériques. Une petite quantité d'air est généralement emprisonnée dans la pâte de ciment lors du malaxage du béton. Pour diverses raisons, comme indiqué au chap. 8, des adjuvants peuvent être ajoutés au béton pour entraîner des vides d'air intentionnellement minuscules. Les vides d'air emprisonnés peuvent atteindre 3 mm; les vides d'air entraînés vont généralement de 50 à 200µm. Par conséquent, les vides d'air piégés et entraînés dans la pâte de ciment hydratée sont beaucoup plus gros que les vides capillaires et sont capables d'affecter négativement la résistance.

2.5.3-Eau dans la pâte de ciment hydratée :

Lors d'un examen au microscope électronique, les vides dans la pâte de ciment hydraté semblent être vides. En effet, la technique de préparation des échantillons nécessite de sécher l'échantillon sous vide poussé. En fait, en fonction de l'environnement, l'humidité et la porosité de la pâte, la pâte de ciment non traitée est capable de contenir une grande quantité d'eau. Comme les phases solide et vide décrites ci-dessus, l'eau peut exister dans la pâte de ciment hydratée sous de nombreuses formes. La classification de l'eau en plusieurs types est basée sur le degré de difficulté ou de facilité avec laquelle elle peut être éliminée de la pâte de ciment hydratée. Comme il y a une perte continue d'eau d'une pâte de ciment saturée lorsque l'humidité relative de l'environnement est réduite, la ligne de démarcation entre les différents états de l'eau n'est pas rigide. Malgré cela, la classification est utile pour comprendre les propriétés de la pâte de ciment hydraté. En plus de la vapeur dans des vides ou partiellement remplis d'eau, de l'eau existe dans la pâte de ciment hydratée dans les états suivants:

2.5.3.1-Eau capillaire :

Il s'agit de l'eau présente dans des vides supérieurs à environ 50 Å. Il peut être représenté comme l'eau en vrac qui est exempte de l'influence des forces d'attraction exercées par la surface solide. En effet, du point de vue du comportement de l'eau capillaire dans la pâte de ciment hydratée, il est souhaitable de diviser l'eau capillaire en deux catégories: l'eau en grands vides de l'ordre de $> 50 \text{ nm}$ ($0,05\mu\text{m}$), que l'on peut appeler eau libre (car son élimination n'entraîne aucun changement de volume), et l'eau retenue par tension capillaire dans de petits capillaires (5 à 50 nm), dont l'élimination peut entraîner un rétrécissement du système.

2.5.3.2-Eau adsorbée :

Il s'agit de l'eau proche de la surface solide. Sous l'influence des forces d'attraction, les molécules d'eau sont physiquement adsorbées à la surface des solides dans la pâte de ciment hydratée. Il a été suggéré que jusqu'à six couches moléculaires d'eau (15 Å) peuvent être physiquement maintenues par liaison hydrogène. Parce que les énergies de liaison des molécules d'eau individuelles diminuent avec la distance de la surface solide, une grande partie de l'eau adsorbée peut être perdue lorsque la pâte de ciment hydratée est séchée à 30% d'humidité relative. La perte d'eau adsorbée est responsable du retrait de la pâte de ciment hydratée.

2.5.3.3-Eau intercouche :

Il s'agit de l'eau associée à la structure CSH. Il a été suggéré qu'une couche d'eau mono moléculaire entre les couches de CSH est fortement maintenue par une liaison hydrogène.

L'eau inter-couche n'est perdue que lors d'un fort séchage (c'est-à-dire en dessous de 11% d'humidité relative). La structure CSH rétrécit considérablement lorsque l'eau inter-couche est perdue.

2.5.3.4-Eau combinée chimiquement :

C'est l'eau qui fait partie intégrante de la microstructure de divers produits d'hydratation du ciment. Cette eau n'est pas perdue au séchage; elle évolue lorsque les hydrates se décomposent lors du chauffage. Sur la base du modèle Feldman-Sereda, différents types d'eau associés à la CSH sont illustrés sur la figure 2-8.

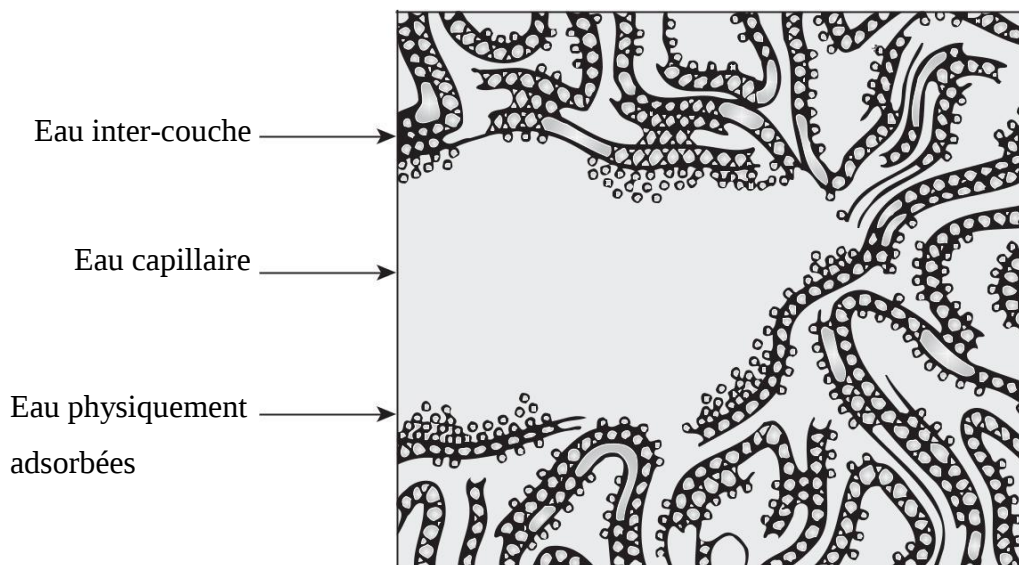


Figure 2.8: Modèle schématique des types d'eau associés à l'hydrate de silicate de calcium. [4]

Dans la pâte de ciment hydratée, l'eau peut exister sous de nombreuses formes; ceux-ci peuvent être classés en fonction du degré de facilité avec laquelle l'eau peut être éliminée. Cette classification est utile pour comprendre les changements de volume associés à l'eau contenue dans les petits pores.

2.5.4 Relations microstructure-propriété dans la pâte de ciment hydratée :

Les caractéristiques techniques souhaitables du béton durci - résistance, stabilité dimensionnelle et durabilité - sont influencées non seulement par la proportion mais aussi par les propriétés de la pâte de ciment hydraté, qui, à leur tour, dépendent des caractéristiques microstructurales (c'est-à-dire du type, quantité et répartition des solides et des vides). Les relations microstructure-propriété de la pâte de ciment hydratée sont discutées ci-après :

2.5.4.1-Resistance :

Il est à noter que la principale source de résistance du solide produit de la pâte de ciment hydratée est l'existence des forces d'attraction de **van der Waals**. L'adhésion entre deux surfaces solides peut être attribuée à ces forces physiques, le degré de l'action adhésive dépendant de l'étendue et de la nature des surfaces impliquées. Les petits cristaux de CSH, les hydrates de sulfoaluminate de calcium et les hydrates d'aluminate de calcium hexagonaux possèdent d'énormes surfaces et une capacité adhésive. Ces produits d'hydratation du ciment Portland ont tendance à adhérer fortement non seulement entre eux, mais également aux solides de faible surface spécifique, tels que l'hydroxyde de calcium, les grains de clinker anhydre et les particules d'agrégats fines et grossières. C'est un fait bien connu qu'il existe une relation inverse entre la porosité et la résistance dans les solides. La force réside dans la partie solide d'un matériau; par conséquent, les vides nuisent à la résistance. Dans la pâte de ciment hydraté, l'espace intercalaire avec la structure CSH et les petits vides, qui sont sous l'influence des forces d'attraction de **van der Waals**, ne sont pas considérés comme nuisibles à la résistance car la concentration des contraintes et la rupture ultérieure lors de l'application de la charge commencent au niveau des grands vides capillaires et des microfissures invariablement présentes. Comme indiqué précédemment, le volume des vides capillaires dans une pâte de ciment hydratée dépend de la quantité d'eau mélangée au ciment au début de l'hydratation et du degré d'hydratation du ciment. Lorsque la pâte prend, il acquiert un volume stable qui est approximativement égal au volume du ciment plus le volume de l'eau. En supposant que 1 cm³ de ciment produit 2 cm³ du produit d'hydratation, **Powers** [71] a fait des calculs simples pour démontrer les changements dans la porosité capillaire avec différents degrés d'hydratation dans les pâtes de ciment de différents rapports eau-ciment. Sur la base de ses travaux, deux illustrations du processus de réduction progressive de la porosité capillaire, soit avec des degrés d'hydratation croissants (cas A), soit avec des ratios eau-ciment décroissants (cas B), sont présentées à la Fig.2-9. Comme le rapport eau-ciment est généralement donné en masse, il est nécessaire de connaître la densité du ciment portland (par exemple 3,14) afin de calculer le volume d'eau et l'espace total disponible, qui est égal à la somme des volumes d'eau et de ciment.

Dans le cas A, une pâte au rapport eau-ciment de 0,63 contenant 100 cm³ du ciment nécessite 200 cm³ de l'eau; cela fait 300 cm³ du volume de pâte ou de l'espace total disponible. Le degré d'hydratation du ciment dépend des conditions de durcissement (durée d'hydratation, température et humidité). En supposant que dans les conditions de durcissement standard ASTM(ASTM C31 nécessite un durcissement humide à 23 °C jusqu'à l'âge des tests).

le volume de ciment hydraté à 7, 28 et 365 jours est de 50, 75 et 100%, respectivement, le volume calculé de solides (ciment anhydre plus le produit d'hydratation) est de 150, 175 et 200 cm³. Le volume des vides capillaires peut être trouvé à partir de la différence entre l'espace total disponible et le volume total de solides. Cela se révèle être de 50, 42 et 33 pour cent, respectivement, à 7, 28 et 365 jours d'hydratation.

Dans le cas B, un degré d'hydratation de 100% est supposé pour quatre pâtes de ciment fabriquées avec différentes quantités d'eau correspondant à des rapports eau-ciment de 0,7, 0,6, 0,5 ou 0,4. Pour un volume donné de ciment, la pâte avec la plus grande quantité d'eau aura le plus grand volume total d'espace disponible. Cependant, après une hydratation complète, toutes les pâtes contiendraient la même quantité de produit d'hydratation solide.

Par conséquent, la pâte avec le plus grand espace total se retrouverait avec un volume correspondant plus grand de vides capillaires. Ainsi 100 cm³ de ciment à pleine hydratation produirait 200 cm³ de produits d'hydratation solides dans tous les cas; cependant, parce que l'espace total disponible dans les 0,7, 0,6, 0,5 ou 0,4 des pâtes au rapport eau-ciment étaient de 320, 288, 257 et 225 cm³, les vides capillaires calculés sont respectivement de 37, 30, 22 et 11%. Selon les hypothèses formulées ici, avec une pâte de rapport eau-ciment de 0,32, il n'y aurait pas de porosité capillaire lorsque le ciment serait complètement hydraté.

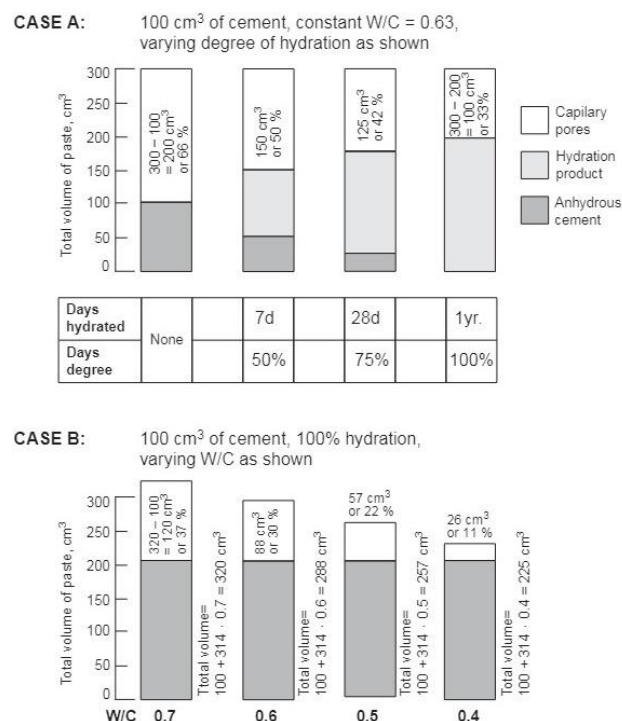


Figure 2. 9: Modifications de la porosité capillaire avec un rapport eau-ciment variable et le degré d'hydratation [4]

Pour les mortiers de ciment Portland normalement hydratés, **Powers** [71] a montré qu'il existe une relation exponentielle de type $fc = ax^3$ entre la résistance à la compression fc et le rapport solides-espace (x), où a est une constante égale à 34 000 psi (234 MPa). En supposant un degré d'hydratation donné, tel que 25, 50, 75 et 100 %, il est possible de calculer l'effet de l'augmentation du rapport eau-ciment, d'abord sur la porosité puis sur la résistance en utilisant la formule de **Powers** [71]. Les résultats sont représentés sur la figure 2-10a.

En faisant certaines hypothèses, des calculs peuvent être effectués pour montrer comment, avec un rapport eau-ciment donné, la porosité capillaire d'une pâte de ciment hydratée varierait avec différents degrés d'hydratation. Alternativement, des variations de porosité capillaire, pour un degré d'hydratation donné mais des rapports eau-ciment variables, peuvent être déterminées.

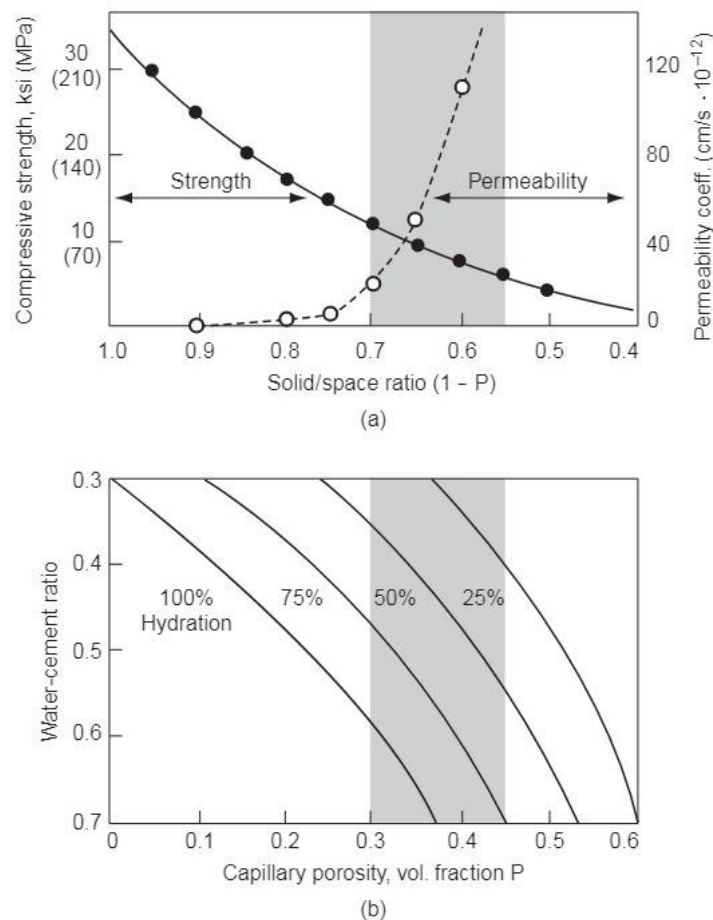


Figure 2.10: Influence du rapport eau-ciment et du degré d'hydratation sur la résistance et la perméabilité.

Une combinaison du rapport eau-ciment et du degré d'hydratation détermine la porosité de la pâte de ciment hydratée. La porosité et l'opposé de la porosité (rapport solide-espace) sont liés de façon exponentielle à la fois à la résistance et à la perméabilité du matériau. La zone ombrée montre la plage de porosité capillaire typique dans les pâtes de ciment hydratées. [4]

2.5.4.2-Stabilité dimensionnelle :

La pâte de ciment hydratée saturée n'est pas dimensionnellement stable. Tant qu'il est maintenu à 100% d'humidité relative (HR), pratiquement aucun changement dimensionnel ne se produira. Cependant, lorsqu'il est exposé à une humidité ambiante, qui est normalement bien inférieure à 100%, le matériau commence à perdre de l'eau et à rétrécir. L'Hermite décrit comment la perte d'eau de la pâte de ciment hydratée saturée est liée à l'HR d'une part et au retrait au séchage d'autre part (Fig. 2-11). Dès que l'HR descend en dessous de 100%, l'eau libre contenue dans de grandes cavités (>50 nm) commence à s'échapper dans l'environnement. L'eau libre n'étant pas liée à la microstructure des produits d'hydratation par des liaisons physico-chimiques, sa perte ne s'accompagnerait pas de retrait. Ceci est illustré par la courbe 'A-B' sur la Fig. 2-11. Ainsi, une pâte de ciment hydratée saturée exposée à un peu moins de 100% d'humidité relative peut perdre une quantité considérable d'eau évaporable totale avant de subir tout retrait.

Lorsque la majeure partie de l'eau libre a été perdue, on constate lors du séchage continu qu'une nouvelle perte d'eau entraîne un retrait considérable. Ce phénomène, illustré par la courbe 'B-C' sur la Fig. 2-11, est attribuée principalement à la perte d'eau adsorbée et de l'eau contenue dans les petits capillaires (voir Fig. 2-8). Il a été suggéré que lorsqu'elle est confinée dans des espaces étroits entre deux surfaces solides, l'eau adsorbée provoque une pression disjointe. L'élimination de l'eau adsorbée réduit la pression de désolidarisation et entraîne un retrait du système. L'eau intercouche, présente sous la forme d'un film d'eau monomoléculaire dans la structure de la couche CSH, peut également être éliminée par des conditions de séchage sévères. En effet, le contact plus étroit de l'eau intercouche avec la surface solide et la tortuosité du chemin de transport à travers le réseau capillaire nécessitent une force motrice plus forte. Parce que l'eau des petits capillaires (5 à 50 nm) exerce une tension hydrostatique, son élimination a tendance à induire une contrainte de compression sur les parois solides du pore capillaire, provoquant ainsi également la contraction du système.

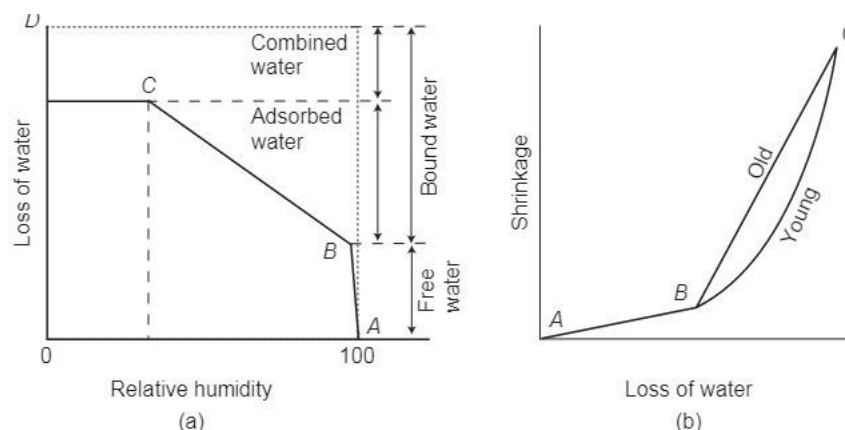


Figure 2. 11: (a) Perte d'eau en fonction de l'humidité relative (b) retrait d'un mortier de ciment en fonction de la perte d'eau. [4]

À partir d'une pâte de ciment saturée, c'est la perte d'eau adsorbée qui est principalement responsable du retrait au séchage.

Notez que les mécanismes responsables du retrait de séchage sont également responsables du fluage de la pâte de ciment hydratée. En cas de fluage, une contrainte externe soutenue devient la force motrice du mouvement de l'eau physiquement adsorbée et de l'eau retenue dans de petits capillaires. Ainsi, une déformation de fluage peut se produire même à 100% d'humidité relative.

2.5.4.3-Durabilité :

La pâte de ciment hydratée est alcaline; par conséquent, l'exposition aux acides l'eau est préjudiciable au matériau. Dans ces conditions, l'imperméabilité ou l'étanchéité devient un facteur primordial pour déterminer la durabilité. L'imperméabilité de la pâte de ciment hydratée est une caractéristique très prisée car on suppose qu'une pâte de ciment hydratée imperméable résulterait en un béton imperméable (l'agrégat dans le béton est généralement supposé imperméable). La perméabilité est définie comme la facilité avec laquelle un fluide sous pression peut s'écouler à travers un solide. Il doit être évident que la taille et la continuité des pores dans la microstructure du solide détermineraient sa perméabilité. La résistance et la perméabilité de la pâte de ciment hydratée sont les deux faces d'une même pièce dans le sens où les deux sont étroitement liées à la porosité capillaire ou au rapport espace solide.

La relation exponentielle entre perméabilité et porosité représentée sur la figure 2-10 peut être comprise à partir de l'influence que divers types de pores exercent sur la perméabilité. Au fur et à mesure que l'hydratation progresse, l'espace vide entre les particules de ciment à l'origine discrètes commence progressivement à se remplir de produits d'hydratation. Il a été montré (Fig. 2-9) que le rapport eau-ciment (c.-à-d. L'espace capillaire d'origine entre les particules de ciment) et le degré d'hydratation déterminent la porosité capillaire totale, qui diminue avec la diminution du rapport eau-ciment et / ou degré d'hydratation croissant. Études porosimétriques d'intrusion de mercure sur les pâtes de ciment représentées sur la figure 2-7, hydratées avec différents rapports eau-ciment et à différents âges, démontrent que la diminution de la porosité capillaire totale était associée à la réduction de grands pores dans la pâte de ciment hydratée (Fig. 2-12). D'après les données de la figure 2-10, il est évident que le coefficient de perméabilité a enregistré une baisse exponentielle lorsque le volume fractionnaire des pores capillaires a été réduit de 0,4 à 0,3. Cette plage de porosité capillaire semble donc correspondre au moment où à la fois le volume et la taille des pores capillaires dans une pâte de ciment hydraté sont réduits de telle sorte que les interconnexions entre eux n'existent plus. Il en résulte que la perméabilité d'une pâte de ciment entièrement hydratée peut être de l'ordre de 10^{-10} . Cette plage de porosité capillaire semble donc correspondre au

moment où à la fois le volume et la taille des pores capillaires dans une pâte de ciment hydraté sont réduits de telle sorte que les interconnexions entre eux n'existent plus. Il en résulte que la perméabilité d'une pâte de ciment entièrement hydratée peut être de l'ordre de 10^{-10} . Cette gamme de porosité capillaire semble donc correspondre au point où à la fois le volume et la taille des pores capillaires dans une pâte de ciment hydratée sont réduits de sorte que les interconnexions entre elles n'existent plus. Il en résulte que la perméabilité d'une pâte de ciment entièrement hydratée peut être de l'ordre de 10⁶ fois moins que celle d'une pâte jeune. **Powers** [71] a montré que même après une hydratation complète, une pâte à rapport eau-ciment de 0,6 peut devenir aussi imperméable qu'une roche dense comme le basalte ou le marbre. Notez que les porosités représentées par l'espace inter-couche CSH et les petits capillaires ne contribuent pas à la perméabilité de la pâte de ciment hydratée. Au contraire, avec un degré d'hydratation croissant, bien qu'il y ait une augmentation considérable du volume des pores due à l'espace inter-couche CSH et aux petits capillaires, la perméabilité est fortement réduite. Dans la pâte de ciment hydratée, une relation directe a été notée entre la perméabilité et le volume de pores supérieurs à environ 100 nm.³ Cela est probablement dû au fait que les systèmes de pores, composés principalement de petits pores, ont tendance à devenir discontinus. La distribution de la taille des pores moins de 1320 Å pour les échantillons à rapport eau-ciment de 0,6, 0,7, 0,8 et 0,9 à 28 jours.

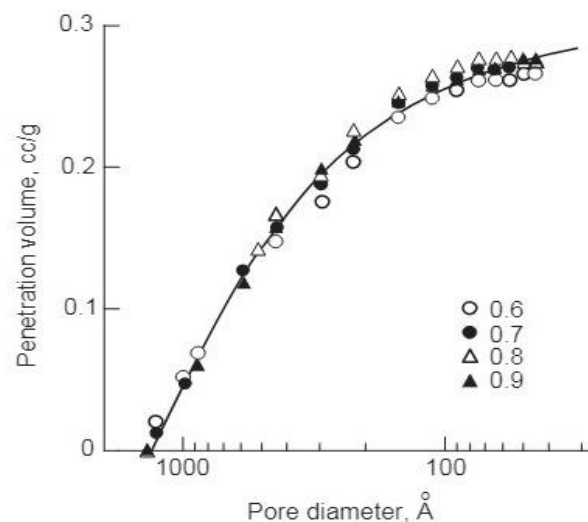


Figure 2. 12: Parcelles de distribution de petits pores dans les pâtes de ciment de différents rapports eau-ciment. [4]

Lorsque les données de la figure 2-7 sont reproduites après avoir omis les grands pores c.-à-d. > 1320 Å, il a été constaté qu'une seule courbe pouvait s'adapter aux distributions de pores dans les pâtes de 28 jours fabriquées avec quatre rapports eau-ciment différents. Cela montre que dans les pâtes de ciment durcies, l'augmentation de la porosité totale résultant de l'augmentation des rapports eau-ciment se manifeste uniquement sous la forme de

grands pores. Cette observation a une grande importance du point de vue de l'effet du rapport eau-ciment sur la résistance et la perméabilité, qui sont contrôlées par de grands pores.

2.6-Zone de transition inter-faciale en béton :

2.6.1-Importance de la zone de transition inter-faciale :

Vous êtes-vous déjà demandé pourquoi:

- Le béton est fragile en traction mais relativement résistant en compression?
- Les composants du béton testés séparément sous compression uniaxiale restent élastiques jusqu'à la rupture, alors que le béton lui-même présente un comportement inélastique?
- La résistance à la compression d'un béton est supérieure à sa résistance à la traction d'un ordre de grandeur?
- À une teneur en ciment, un rapport eau-ciment et un âge d'hydratation donnés, le mortier de ciment sera toujours plus résistant que le béton correspondant? De plus, la résistance du béton diminue à mesure que la taille des granulats grossiers augmente.
- La perméabilité d'un béton contenant même un agrégat très dense sera-t-elle supérieure d'un ordre de grandeur à la perméabilité de la pâte de ciment correspondante?
- Lors d'une exposition au feu, le module d'élasticité d'un béton diminue plus rapidement que sa résistance à la compression?

Les réponses aux questions ci-dessus et à de nombreuses autres questions énigmatiques sur le comportement du béton se situent dans la zone de transition inter-faciale qui existe entre les grosses particules d'agrégat et la pâte de ciment hydratée. Bien que composée des mêmes éléments que la pâte de ciments hydratés, la microstructure et les propriétés de la zone de transition inter-faciale sont différentes de la pâte de ciment hydratée en vrac. Il est donc traité comme une phase distincte de la microstructure en béton.

2.6.2-Microstructure :

En raison de difficultés expérimentales, les informations sur la zone de transition inter-faciale dans le béton sont rares; cependant, sur la base d'une description donnée par **Maso** [128] une certaine compréhension de ses caractéristiques microstructurales peut être obtenue en suivant la séquence de son développement à partir du moment où le béton est placé.

Primo, dans le béton fraîchement compacté, des films d'eau se forment autour des grosses particules d'agrégat. Cela expliquerait un rapport eau-ciment plus élevé plus près de l'agrégat plus gros que loin de lui (c'est-à-dire dans le mortier en vrac).

Secundo, comme dans la pâte en vrac, les ions calcium, sulfate, hydroxyle et aluminat, produits par la dissolution de composés de sulfate de calcium et d'aluminat de calcium,

se combinent pour former de l'étringite et de l'hydroxyde de calcium. En raison du rapport eau-ciment élevé, ces produits cristallins au voisinage de l'agrégat grossier sont constitués de cristaux relativement plus gros, et forment donc une ossature plus poreuse que dans la pâte de ciment ou la matrice de mortier en vrac. Les cristaux d'hydroxyde de calcium en forme de plaque ont tendance à se former en couches orientées, par exemple, avec l'axe c perpendiculaire à la surface de l'agrégat.

Finalement, avec la progression de l'hydratation, un CSH mal cristallin et une seconde génération de petits cristaux d'ettringite et d'hydroxyde de calcium commencent à remplir l'espace vide qui existe entre la charpente créée par les gros cristaux d'ettringite et d'hydroxyde de calcium. Cela aide à améliorer la densité et donc la force de la zone de transition inter-faciale.

Une micrographie électronique à balayage et une représentation schématique de la zone de transition inter-faciale dans le béton sont montrées à la Fig. 2-13.

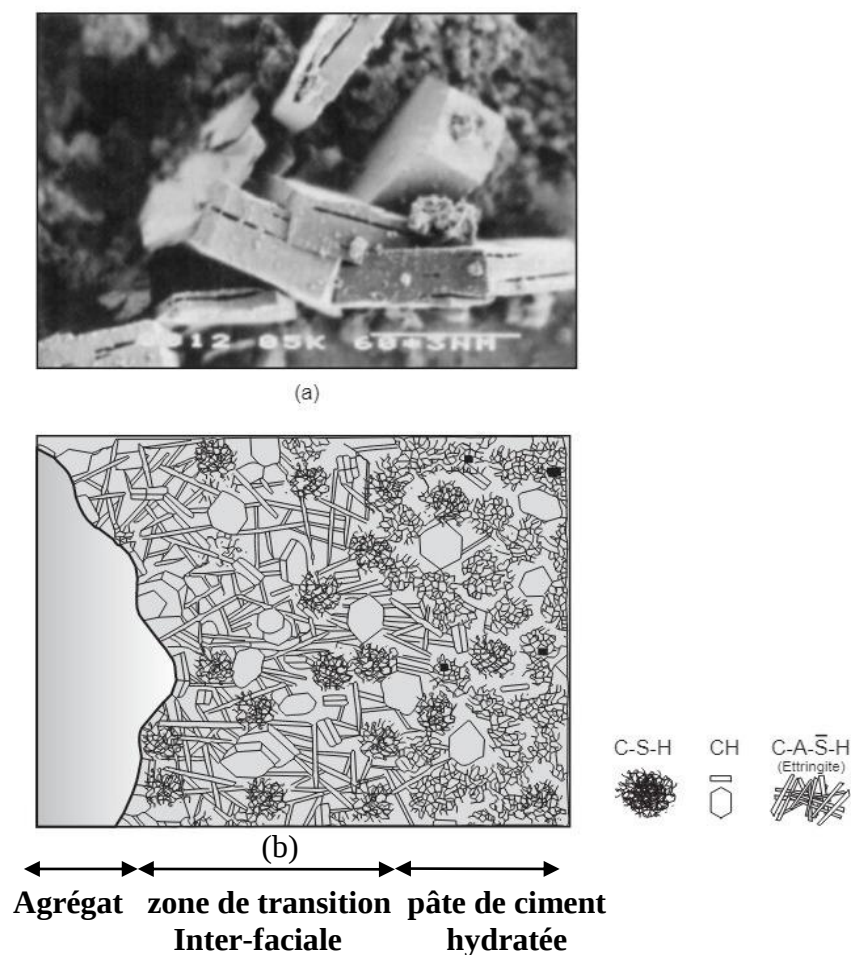


Figure 2. 13: a) Micrographie électronique à balayage des cristaux d'hydroxyde de calcium dans la zone de transition inter-faciale. (b) Représentation schématique de la zone de transition inter-faciale et de la pâte de ciment en vrac dans le béton. [4]

2.6.3 Resistance :

Comme dans le cas d'une pâte de ciment hydratée, la cause de l'adhérence entre les produits d'hydratation et la particule d'agrégat est la force d'attraction de **van der Waals**; par conséquent, la force de la zone de transition inter-faciale en tout point dépend du volume et de la taille des vides présents. Même pour le béton à faible rapport eau-ciment, aux premiers âges, le volume et la taille des vides dans la zone de transition inter-faciale seront plus grands que dans le mortier en vrac; par conséquent, le premier a une force plus faible. Cependant, avec l'âge, la résistance de la zone de transition inter-faciale peut devenir égale ou même supérieure à la résistance du mortier en vrac. Cela peut se produire à la suite de la cristallisation de nouveaux produits dans les vides de la zone de transition inter-faciale par des réactions chimiques lentes entre les constituants de la pâte de ciment et l'agrégat, formation d'hydrates de silicate de calcium dans le cas d'agrégats siliceux, ou formation d'hydrates de carboaluminate dans le cas du calcaire. Ces interactions contribuent à la résistance car elles ont également tendance à réduire la concentration de l'hydroxyde de calcium dans la zone de transition inter-faciale. Les gros cristaux d'hydroxyde de calcium possèdent une capacité d'adhérence moindre, non seulement en raison de la surface spécifique inférieure et des forces d'attraction de **van der Waals** proportionnellement faibles, mais également parce qu'ils servent de sites de clivage préférés en raison de leur tendance à former une structure orientée. En plus du grand volume de vides capillaires et de cristaux d'hydroxyde de calcium orientés, un facteur majeur responsable de la faible résistance de la zone de transition inter-faciale dans le béton est la présence de microfissures. La quantité de microfissures dépend de nombreux paramètres, y compris la taille et la granulométrie des agrégats, la teneur en ciment, le rapport eau-ciment, le degré de consolidation du béton frais, les conditions de durcissement, l'humidité de l'environnement et l'historique thermique du béton. Par exemple, un mélange de béton contenant des granulats mal classés est plus sujet à la ségrégation pendant la consolidation; ainsi, des films d'eau épais peuvent se former autour de l'agrégat grossier, en particulier sous la particule. Dans des conditions identiques, plus la taille des agrégats est grande, plus le film d'eau est épais. La zone de transition

Inter-faciale formée dans ces conditions sera susceptible de se fissurer lorsqu'elle sera soumise à l'influence de contraintes de traction induites par des mouvements différentiels entre l'agrégat et la pâte de ciment hydratée. De tels mouvements différentiels surviennent couramment soit lors du séchage, soit lors du refroidissement du béton. En d'autres termes, un béton peut présenter des microfissures dans la zone de transition inter-faciale avant même qu'une structure ne soit chargée. De toute évidence, les charges d'impact à court terme,

le retrait au séchage et les charges soutenues à des niveaux de contrainte élevés auront pour effet d'augmenter la taille et le nombre de microfissures (Fig. 2-14).

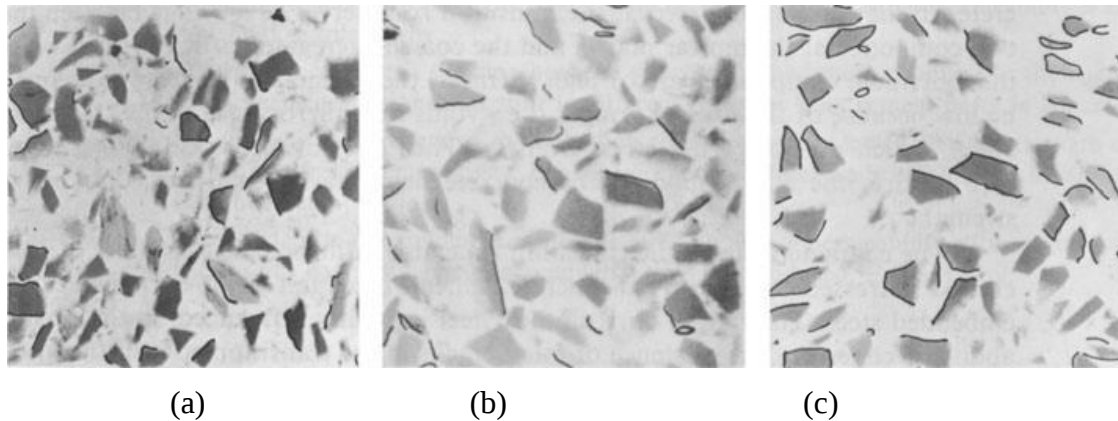


Figure 2.14: Cartes de fissuration typiques pour le béton normal (résistance moyenne): (a) après séchage rétrécissement; b) après un chargement à court terme; (c) pour une charge soutenue pendant 60 jours à 65 pour cent de la résistance à la compression de 28 jours. [4]

En raison de la charge à court terme, du retrait de séchage et du fluage, la zone de transition inter-faciale dans le béton contient des microfissures.

2.6.4-Influence de la zone de transition inter-faciale sur les propriétés du béton :

La zone de transition inter-faciale, généralement le maillon le plus faible de la chaîne, est considérée comme la phase limitant la résistance dans le béton. C'est à cause de la présence de la zone de transition inter-faciale que le béton se casse à un niveau considérablement plus bas niveau de contrainte que la résistance de l'un des deux composants principaux. Parce qu'il ne faut pas des niveaux d'énergie très élevés pour étendre les fissures déjà existantes dans la zone de transition inter-faciale, même à 50% de la résistance ultime, des déformations incrémentielles plus élevées peuvent être obtenues par unité de contrainte appliquée.

Cela explique le phénomène selon lequel les composants du béton (c.-à-d. Granulats et pâte de ciment hydratée ou mortier) restent généralement élastiques jusqu'à la rupture dans un essai de compression uni-axiale, tandis que le béton lui-même présente un comportement inélastique.

À des niveaux de contrainte supérieurs à environ 70% de la résistance ultime, les concentrations de contraintes dans les grands vides de la matrice de mortier deviennent suffisamment importantes pour déclencher la fissuration. Avec une contrainte croissante, les fissures de la matrice se propagent progressivement jusqu'à rejoindre les fissures provenant de la zone de transition inter-faciale. Lorsque le système de fissure devient continu, le matériau se rompt. Une énergie considérable est nécessaire pour la formation et l'extension des fissures

matricielles sous une charge de compression. Par contre, sous une charge de traction, les fissures se propagent rapidement et à un niveau de contrainte beaucoup plus faible. C'est pourquoi le béton se casse de manière fragile en traction mais est relativement résistant en compression. C'est aussi la raison pour laquelle la résistance à la traction est bien inférieure à la résistance à la compression du béton.

La microstructure de la zone de transition inter-faciale, notamment le volume de vides et de microfissures présents, a une grande influence sur la rigidité ou le module d'élasticité du béton. Dans le matériau composite, la zone de transition inter-faciale sert de pont entre les deux composants: la matrice de mortier et les grosses particules d'agréats. Même lorsque les composants individuels ont une rigidité élevée, la rigidité du composite est réduite en raison des ponts cassés (c'est-à-dire des vides et des microfissures dans la zone de transition inter-faciale), qui ne permettent le transfert de stress. Ainsi, en raison de la microfissuration lors de l'exposition au feu, le module élastique du béton chute plus rapidement que la résistance à la compression.

Les caractéristiques de la zone de transition inter-faciale influencent également la durabilité du béton. Les éléments en béton précontraint et armé échouent souvent en raison de la corrosion de l'acier encastré. Le taux de corrosion de l'acier est fortement influencé par la perméabilité du béton.

L'existence de microfissures dans la zone de transition inter-faciale à l'interface avec l'acier et les granulats grossiers est la principale raison pour laquelle le béton est plus perméable que la pâte ou le mortier de ciment hydraté correspondant. Il convient de noter que la pénétration de l'air et de l'eau est une condition préalable nécessaire à la corrosion de l'acier incrusté dans le béton.

L'effet du rapport eau-ciment sur la perméabilité et la résistance du béton est généralement attribué à la relation qui existe entre le rapport eau-ciment et la porosité de la pâte de ciment hydratée dans le béton. La discussion qui précède sur l'influence de la microstructure et des propriétés de la zone de transition inter-faciale sur le béton montre qu'en fait, il est plus approprié de penser en termes d'effet du rapport eau-ciment sur le mélange de béton dans son ensemble. En effet, en fonction des caractéristiques du granulat, telles que la taille maximale et la granulométrie, il est possible d'avoir de grandes différences de rapport eau-ciment entre la matrice de mortier et la zone de transition inter-faciale. En général, tout le reste restant le même.

Chapitre 3

Hydraulicité et théorie d'hydratation

3.1-Définition de l'hydraulicité :

Dans le domaine des matériaux de construction, l'hydraulicité est une qualité des mortiers dits « hydrauliques », de pouvoir faire prise en présence d'eau, Plus le matériau est hydraulique, moins il est perméable à l'air et à l'eau.

3.2-Définition de l'hydratation :

L'hydratation d'un ciment est l'ensemble des réactions chimiques qui s'effectuent lors et après le mélange du ciment avec l'eau et dans lesquelles l'eau se lie aux différents composés du ciment pour former des hydrates.

Le ciment est un liant hydraulique, ce qui signifie que son hydratation peut avoir lieu indifféremment dans l'air ou dans l'eau. Cette propriété remarquable vient du fait que les hydrates sont quasiment insolubles dans l'eau.

L'hydratation du ciment provoque le durcissement de la pâte de ciment, suspension fluide ou plastique, laquelle va se transformer en un matériau solide et résistant. On peut alors parler d'une « pierre de ciment », véritable roche artificielle mais qui évolue dans le temps et suivant les conditions de température et d'humidité environnantes. Ce processus de durcissement se divise en deux étapes : la prise et le durcissement.

La prise :

La formation des hydrates commence immédiatement après l'addition de l'eau dans le ciment et un léger raidissement est alors observé, lorsque ce raidissement atteint une certaine valeur, c'est la prise du ciment.

Le début de prise correspond à une augmentation brusque de la viscosité accompagnée d'une élévation de température et dure généralement quelques heures, lorsque la pâte cesse d'être déformable et se transforme en un bloc rigide, c'est la fin de prise.

(La prise est dirigée chimiquement par l'hydratation de la phase aluminatée en présence d'ions sulfate.)

Le matériau n'a cependant pas encore de résistance mécanique et ne peut donc pas supporter de charges.

Le durcissement:

L'hydratation continue progressivement et permet le développement de la résistance mécanique de la structure du matériau.

Le renforcement de la pierre de ciment est lié à la formation de produits capables de supporter des charges et l'évolution des caractéristiques physiques ou mécaniques devient très rapide dans les heures qui suivent la prise et continue pendant plusieurs mois mais de plus en plus lentement.

L'hydratation des silicates est chimiquement responsable du durcissement. En raison de cet ensemble de propriétés, le ciment est un matériau idéal pour des applications dans le domaine de la construction.

3.3 Hydratation du ciment Portland :

Afin d'expliquer au mieux le processus d'hydratation du ciment Portland, les réactions d'hydratation de chacune des phases du clinker, prises une à une, sont d'abord expliquées.

Les phénomènes physico-chimiques mis en jeu et les différents hydrates formés au cours de l'hydratation d'un ciment sont ensuite rigoureusement décrits.

Les interactions entre les composants hydratants individuels et les relations entre l'hydratation et la prise et le durcissement du béton sont prises en compte.

3.3.1. Hydratation des phases du clinker :

Les quatre phases du clinker présentent des réactivités très différentes lors de leur hydratation comme l'indiquent les valeurs d'enthalpie d'hydratation réunies dans le tableau 3.1

Tableau 3.1 : Enthalpies d'hydratation des phases du clinker.[64]

Composé	Enthalpie d'hydratation molaire (kJ/mol)	Enthalpie d'hydratation massique (J/g)
C3S	-130	-569
C2S	-45	-261
C ₃ A	-242	-896
C ₄ AF	-208	-428

Chacune des phases du clinker mène à des produits d'hydratation spécifiques au cours de différentes réactions chimiques. Les mécanismes d'hydratation des quatre phases du clinker de ciment Portland (C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF) sont successivement décrits ci-après.

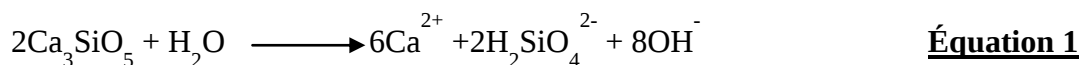
3.3.1.1. Hydratation des silicates tri- et bi-calcique ;

Les réactions d'hydratation du C_3S et du C_2S sont similaires. Les mêmes produits d'hydratation sont formés, toutefois, l'hydratation du C_3S est beaucoup plus rapide que celle du C_2S .

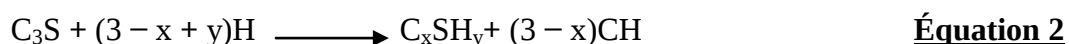
Le processus d'hydratation du C_3S a la particularité de se dérouler selon une cinétique variable. Ces variations se matérialisent lors du suivi du dégagement de chaleur et permettent de distinguer cinq périodes successives : période de pré-induction, période d'induction, période d'accélération, période de décélération et période de renforcement.

Période de pré-induction

Lorsque le C_3S est mélangé à l'eau, le processus d'hydrolyse s'initie et le cristal se dissout superficiellement en libérant les ions calcium Ca^{2+} , hydroxyle OH^- et silicate $H_2SiO_4^{2-}$ dans la solution selon l'équation 1. Cette réaction, rapide et contrôlée chimiquement, entraîne l'augmentation du pH et des concentrations ioniques dans la solution interstitielle.



Simultanément à la dissolution, il y a formation des silicates de calcium hydratés pauvres en chaux, appelés phases C-S-H, et de compositions variables. Parallèlement, de l'hydroxyde de calcium $Ca(OH)_2$, ou portlandite, est libéré dans la phase aqueuse sous forme ionique. L'équation 2 décrit l'ensemble de cette réaction chimique.



Les C-S-H sont des composés non stœchiométriques, dans lesquels la valeur du rapport CaO/SiO_2 varie de 2/3 à 3. En général, plus le rapport E/C est élevé, plus les C-S-H sont pauvres en chaux. Ils sont faiblement cristallisés, à mi chemin entre les gels et les cristaux, et amorphes aux rayons X. Une baisse de la cristallinité avec le rapport E/C est répertoriée.

Les C-S-H se formeraient d'abord de façon topochimique à la frontière entre la surface des grains et l'eau des pores. CaO étant beaucoup plus soluble que SiO_2 , la dissolution du C_3S est incongruente et conduit à la substitution des ions Ca^{2+} par des protons dans le réseau cristallin. Une couche d'hydratation sous forme de gel non cristallisé croît ainsi progressivement à la surface des grains et gêne la diffusion de l'eau et des ions entre le C_3S anhydre et la solution interstitielle.

Les C-S-H se forment peu après au sein de la solution. La concentration en ions silicate atteint un maximum très rapidement après le début de l'hydratation, lequel correspond au moment où la vitesse de précipitation des C-S-H devient plus grande que la vitesse de dissolution du C3S. Durant cette période, une compétition s'établit entre la germination des C-S-H et de $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Tant que la concentration en ions silicate dépasse une certaine valeur, la phase C-S-H l'emporte.

Période d'induction

L'élévation du pH en présence d'ions Ca^{2+} ralentit la vitesse de dissolution par sursaturation de la solution par rapport à la portlandite. La couche de C-S-H qui recouvre les grains anhydres contribue également à ce ralentissement.

Le dégagement de chaleur qui accompagne les processus d'hydratation en cours est alors minimum. Les réactions précédentes de dissolution et de précipitation se poursuivent pendant quelques heures mais avec des vitesses et des quantités de produit fortement diminuées et contrôlées par le seul processus de nucléation. La quantité de C-S-H formée est très faible, ainsi que la consommation en eau. La pâte reste fluide et donc maniable. En raison de ces différentes caractéristiques, la période d'induction est couramment appelée période dormante. Lorsque le taux de sursaturation par rapport à la portlandite atteint une valeur limite, celle-ci précipite. Les concentrations en ions Ca^{2+} et OH^- chutent alors brusquement et les réactions de dissolution s'accroissent déclenchant une nouvelle précipitation des C-S-H.

Période d'accélération

Le flux thermique augmente consécutivement aux réactions auparavant en sommeil qui reprennent de la vitesse. Les cinétiques de réaction sont à nouveau contrôlées chimiquement. Les hydrates se forment abondamment en consommant de l'eau. La pâte acquiert peu à peu de la consistance. C'est le phénomène de prise qui est alors observé. La transformation des silicates de calcium en C-S-H a lieu par polymérisation progressive des anions silicate isolés dans le C_3S .

À partir des anions monomériques SiO_4^{2-} , un dimère se forme d'abord, conformément à la figure 3.1, puis une véritable structure polymérique de silicate se constitue par la poursuite de ce processus.

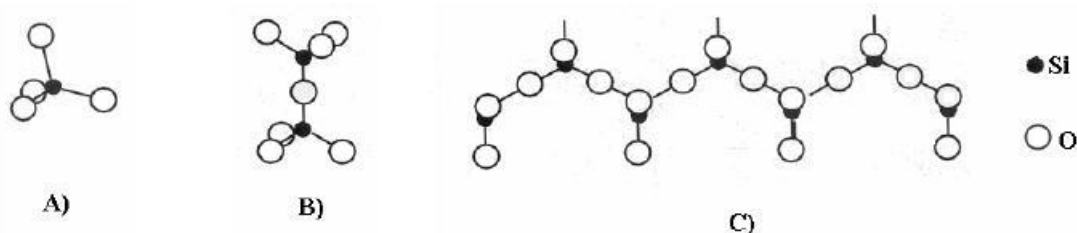


Figure 3.1 : A) Monomère d'anion de silicate de structure tétraédrique, B) Dimère, C) Squelette de silicate polymérique. [64]

Période de décélération

Après une dizaine d'heures, la couche de C-S-H qui recouvre les grains de C3S atteint une épaisseur suffisante pour ralentir la diffusion des espèces ioniques et des molécules d'eau. La réaction d'hydratation se poursuit alors de plus en plus lentement en passant d'une cinétique contrôlée chimiquement à une cinétique contrôlée par la diffusion.

Des paquets de C-S-H sous la forme de courtes fibres de 300 nm sont observés. Ces fibres ont la propriété de se souder entre elles par des ponts ions calcium ou des ponts hydrogène très solides. Ces fibres et les cristaux de portlandite remplissent les espaces inter granulaires. La résistance mécanique au jeune âge se développe. Le matériau se densifie et devient alors solide.

Période de renforcement

Après 7 jours d'hydratation, les C-S-H deviennent de longues fibres de 1,5 µm, lesquelles vont s'entremêler. Ce mécanisme est à l'origine du développement de la résistance mécanique à long terme de la pâte de ciment durci.

Tant qu'il subsiste de l'eau dans les pores capillaires de la pâte de ciment durcie, l'hydratation se poursuit. L'hydratation totale n'est atteinte qu'asymptotiquement après plusieurs années.

Le gel de C-S-H représente plus de 50 % du ciment hydraté. Sa morphologie est très variable et dépend des conditions de concentration et de pH dans la pâte de ciment. **Diamond** a défini quatre types de C-S-H en fonction de leur morphologie.

Le C-S-H (I), fibreux, et le C-S-H (II), en nids d'abeille, se forment au début de l'hydratation dans l'espace inter granulaire. Le C-S-H (III) est en forme de grains et le C-S-H (IV) est un matériau compact qui occupe l'espace des grains anhydres d'origine. Ces deux derniers types sont des hydrates qui n'apparaissent que lors de l'hydratation à long terme.

La portlandite CH se présente sous la forme d'un empilement de larges cristaux hexagonaux de quelques micromètres de diamètre. Elle peut provenir également de l'hydratation de la chaux libre (équation 3).



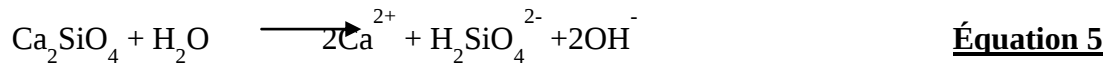
La portlandite est l'élément faible du ciment Portland durci pour les raisons Suivantes :

- ✓ elle est soluble dans l'eau pure et dans les acides,
- ✓ elle peut se carbonater selon l'équation 4 et la diminution du pH qui en résulte entraîne une dépassement partielle des armatures dans le béton armé :



Le silicate bi-calcique C_2S suit le même processus d'hydratation que celui du C_3S . Les produits d'hydratation sont également les phases C-S-H et la portlandite CH. Les réactions d'hydratation sont aussi exothermiques, mais se produisent à des vitesses beaucoup plus faibles que pour le C_3S .

L'hydrolyse du C_2S , décrite par l'équation 5, conduit à une libération de portlandite dans la phase aqueuse plus faible du fait que cette phase minérale renferme moins de chaux que le C_3S .



La réaction de formation des silicates de calcium hydratés à partir du C_2S est représentée par l'équation 6.

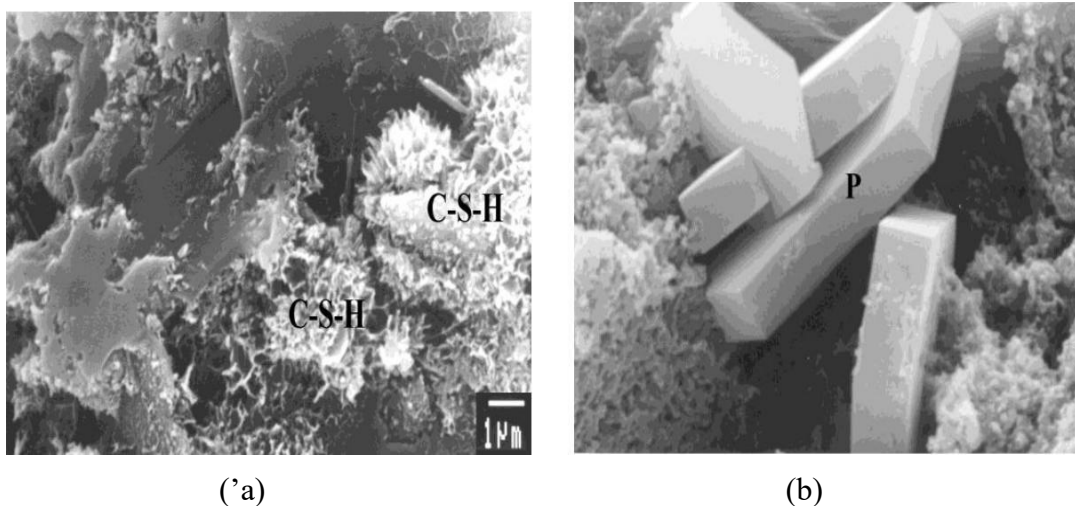


Figure 3.2: Produits d'hydratation vus au MEB [2]
 (a) C-S-H externe cristallisé par précipitation
 (b) Cristaux de portlandite $Ca(OH)_2$.

3.3.1.2. Hydratation de l'aluminate tricalcique :

Bien que la teneur en C_3A soit relativement modérée, sa présence influence significativement les réactions d'hydratation du ciment. En effet, l'aluminate tricalcique C_3A est le minéral dont la réactivité est la plus importante avec l'eau. C'est pourquoi cette phase et ses produits d'hydratation jouent un rôle important dans le processus d'hydratation initial. L'hydratation de la phase aluminate est fortement exothermique et la vitesse de réaction est très grande.

Le C₃A présente la plus grande enthalpie d'hydratation de tous les minéraux du clinker (voir tableau 3). En fonction de la présence ou non de sulfates de calcium, les réactions d'hydratation du C₃A sont très différentes.

Hydratation en l'absence de sulfate

Lorsque le C₃A est mis en présence d'eau, une réaction auto catalytique accélérée se produit et conduit à la formation d'aluminates de calcium hydratés (C-A-H). Ce processus s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur et aboutit aux composés métastables C₂AH₈ et C₄AH₁₃ selon l'équation 7.



Ces hydrates apparaissent sous la forme de minces plaques hexagonales dont la structure en feuillet peut contenir une importante teneur en eau. Ces cristaux remplissent très vite l'espace poreux et leur formation est si rapide qu'elle mène à une prise immédiate et irréversible du liant. La présence de sulfate de calcium dans le ciment permet de réguler l'hydratation du C₃A et d'éviter ce phénomène.

A partir des plaques minces de C-A-H, des cristaux cubiques C₃AH₆ compacts se forment après plusieurs jours ou plusieurs semaines d'hydratation (équation 8).



Hydratation en présence de sulfate

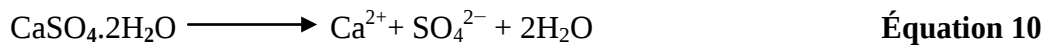
L'apparition successive des différentes phases de l'hydratation du C₃A en présence de sulfate a fait l'objet de plusieurs études faisant intervenir une large variété de techniques expérimentales.

En présence d'ions sulfate, l'hydratation du C₃A se produit selon une réaction lente à cinétique variable similaire à celle observée pour le C₃S. Les quatre étapes réactionnelles (phase initiale, phase de réaction lente, épuisement du gypse et réaction à long terme) sont cependant plus longues dans le cas de l'aluminate. La variation des vitesses de réaction permet d'identifier plusieurs phases dans le déroulement de l'hydratation du C₃A en présence de sulfate de calcium.

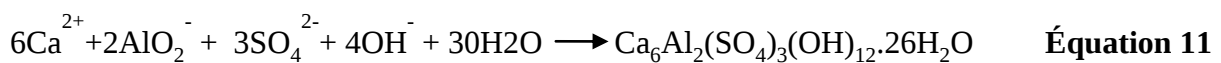
Les différentes équations-bilans de réactions présentées ci-dessous font intervenir le sulfate de calcium dihydrate mais sont également possibles en présence de sulfate de calcium hémihydrate et anhydre.

Phase initiale

Mélangés à l'eau, le C₃A et le gypse se dissolvent rapidement, selon l'équation 9 et l'équation 10 :



Cette réaction exothermique (équation 19) conduit à la formation d'une solution très saturée par rapport aux hydrates. Les ions se combinent à température ambiante quasi-instantanément (équation 11) en formant des cristaux de trisulfoaluminate de calcium hydraté, plus connu sous le nom d'ettringite.



La stabilité et la morphologie de l'ettringite sont dépendantes du pH de la solution contenue dans les pores, car les ions OH⁻ sont fondamentalement impliqués dans la construction des cristaux d'ettringite. Celle-ci est stable à 25°C entre les valeurs de pH de 10,4 à 12,5. A pH plus bas, l'ettringite ne peut plus se former en raison de la faible concentration en ions OH⁻, des ettringites de carbonate et d'hydroxyde sont également connues.

Phase de réaction lente

L'aluminate tricalcique entre dans une phase dormante, similaire à celle du C₃S, au cours de laquelle l'ettringite continue de se former à faible vitesse. L'ettringite formée à la surface de la phase aluminate constitue une couche d'hydrates qui gêne le transport de l'eau et des ions sulfate bien plus fortement que la couche de C-A-H hexagonal et métastable qui se forme en l'absence de sulfate.

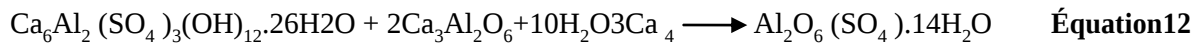
L'hydratation continue lentement par un processus de diffusion. Sous la contrainte de cristallisation, la couche d'ettringite se fend, mais elle se referme par de l'ettringite néoformée.

Épuisement du gypse

Après 8 à 24 heures d'hydratation, le gypse est totalement consommé par la formation de l'ettringite qui demande 3 moles de sulfate de calcium pour une mole de C₃A.

La concentration en ions sulfate chute dans la solution aqueuse interstitielle, laquelle devient alors sous-saturée par rapport à l'ettringite. Cette dernière va alors se dissoudre pour servir de nouvelle source de sulfate et former avec l'aluminate anhydre un nouveau composé,

le monosulfoaluminate de calcium hydraté), communément appelé monosulfate et présenté dans l'équation 12 :



Cette réaction consomme 2 moles de C₃A par mole d'ettringite ; elle provoque donc une dissolution rapide du C₃A excédentaire.

D'après **Gartner et al** [129], l'aluminate hydraté C₄AH₁₃ serait d'abord formé lors de la disparition du gypse, puis réagirait avec l'ettringite pour former le monosulfate.

La conversion totale de l'ettringite en monosulfate à 25°C s'effectue en 8 à 11 jours. Le monosulfoaluminate cristallise comme Ca(OH)₂ en minces cristaux hexagonaux qui vont progressivement remplir l'espace poreux.

Réaction à long terme

Les produits finaux de la réaction d'hydratation du C₃A en présence de sulfate dépendent des proportions des produits initiaux. Il s'agit en général d'un mélange de monosulfate et d'un aluminate de calcium très hydraté C₄AH₁₉, ou d'une solution solide du même type dans laquelle des ions OH⁻ sont substitués par des ions SO₄²⁻.

Bien qu'importants par leur formation au début de l'hydratation, les sulfoaluminates ne représentent qu'environ 10% du système hydraté. Ils se forment aussi bien à partir du C₃A que du C₄AF.

3.3.1.3- Hydratation du ferroaluminate tétracalcique :

L'hydratation du C₄AF, comme celle du C₃A, conduit à des produits d'hydratation différents selon qu'elle a lieu ou non en présence d'ions sulfate.

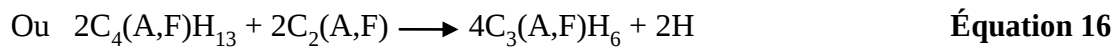
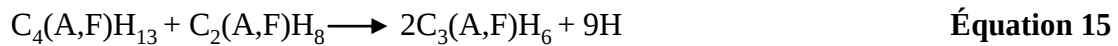
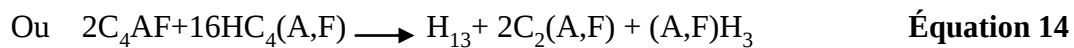
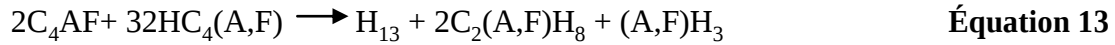
L'hydratation de la phase ferrite n'est pas encore complètement clarifiée. Elle est décrite différemment selon les auteurs. Dans des conditions expérimentales analogues, l'hydratation du C₄AF se déroule d'une façon similaire à celle du C₃A, mais cependant plus lentement. Le C₄AF pur réagit rapidement avec l'eau, alors qu'il devient relativement inerte dans le ciment.

La réactivité de la phase ferrite dépend du rapport Al/Fe. Plus la teneur en fer est élevée, plus la réactivité est faible. Les ciments riches en C₄AF sont donc particulièrement résistants aux sulfates. La vitesse d'hydratation du C₄AF est influencée par la présence de chaux et de sulfate de calcium dans le milieu réactionnel.

Hydratation en l'absence de sulfate

En l'absence de sulfate de calcium, le C_4AF réagit avec l'eau pour former d'abord des hydrates de ferrialuminate de calcium métastables : $C_4(A,F)H_{13}$ et $C_2(A,F)H_8$ (équation 13) ou $C_2(A,F)$ (équation 14). Ces hydrates se transforment ensuite en un composé hydraté stable thermodynamiquement $C_3(A,F)H_6$ (équation 15 et équation 16).

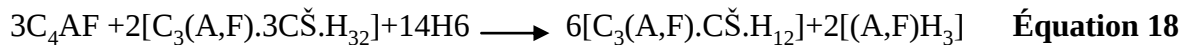
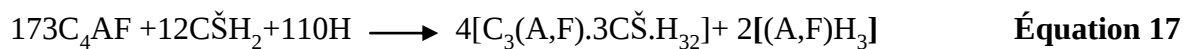
La morphologie de cet hydrate est soit cubique soit lamellaire selon les auteurs.

**Hydratation en présence de sulfate**

En présence de sulfate de calcium, l'hydratation du C_4AF est ralentie et conduit à la formation de sulfoaluminates et sulfoferrates de calcium hydratés similaires à ceux produits par le C_3A .

Dans un premier temps, l'hydratation du C_4AF avec des sulfates de calcium produit, selon l'équation 17, une ettringite de fer $C_3(A,F).3C\check{S}.H_{32}$ en forme de courts cristaux prismatiques. Lorsque l'offre en sulfate diminue, cette ettringite réagit, dans un deuxième temps, avec le C_4AF restant et se transforme, selon l'équation 18, en monosulfoferrialuminatede calcium $C_3(A,F).C\check{S}.H_{12}$.

Simultanément à ces deux réactions, des hydroxydes de fer et d'aluminium $(A,F)H_3$ amorphes sont produits.



Dans la littérature internationale, les produits d'hydratation du C_4AF en présence de sulfate de calcium sont désignés par phase AFt ($Al_2O_3^-Fe_2O_3^-$ tri) pour le trisulfate et phase AFm ($Al_2O_3^-Fe_2O_3^-$ mono) pour le monosulfate.

La forme sous laquelle le fer apparaît dans les produits d'hydratation n'est pas encore complètement expliquée. Les phases AFt et AFm seraient des solutions solides dans lesquelles Fe^{3+} pourrait être largement substitué par Al^{3+} dans la structure cristalline.

Stark et al [130] ont travaillé sur l'hydratation du C_4AF en présence de gypse et n'ont observé aucune ettringite de fer. De l'ettringite d'aluminium pure accompagnée d'hydroxyde de fer s'était uniquement formée.

Ils ont proposé un modèle pour expliquer ce résultat ainsi que la faible réactivité du C_4AF . L'aluminium présent à la surface des grains de C_4AF passe dans la solution et réagit avec le sulfate de calcium pour former de l'ettringite.

Les grains de C_4AF deviennent pauvres en aluminium et, par conséquent, riches en fer. Leur réactivité devient alors très faible.

L'appauvrissement en aluminium se produit relativement lentement par rapport à la dissolution de la source de sulfate.

Du gypse secondaire précipite alors. Ce gypse disparaît une fois que du sulfate est à nouveau nécessaire pour former de l'ettringite sans fer, laquelle se transforme plus tard en monosulfate et en gypse.

Les phases du clinker réagissent avec l'eau selon des cinétiques différentes et conduisent à plusieurs réactions d'hydratation.

Dans une pâte de ciment Portland, toutes ces réactions ont lieu et interagissent entre elles.

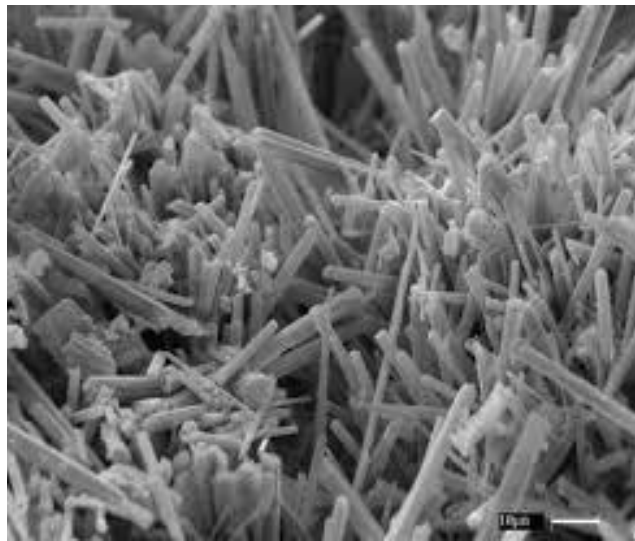


Figure 3.3: Produits d'hydratation vus au MEB [1]
Ettringite($C_3A_3CS.H_{32}$)

3.4. Hydratation du ciment Portland ordinaire :

La réaction d'hydratation du ciment Portland est une combinaison des réactions d'hydratation des principaux constituants du clinker. Les phases successives du phénomène sont donc celles qui ont été présentées pour les phases pures. Elles sont cependant plus complexes du fait des interactions chimiques et thermiques qui se produisent entre les différents composés.

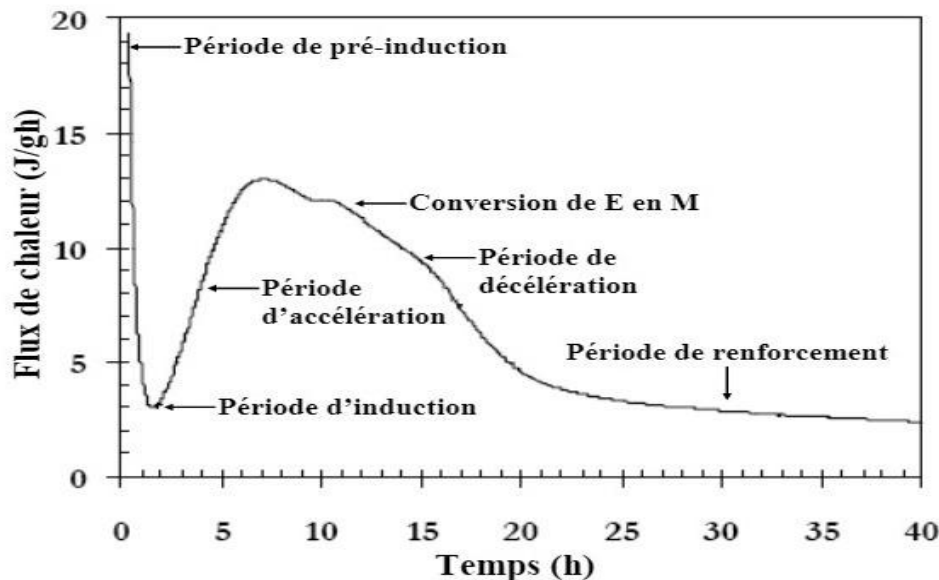
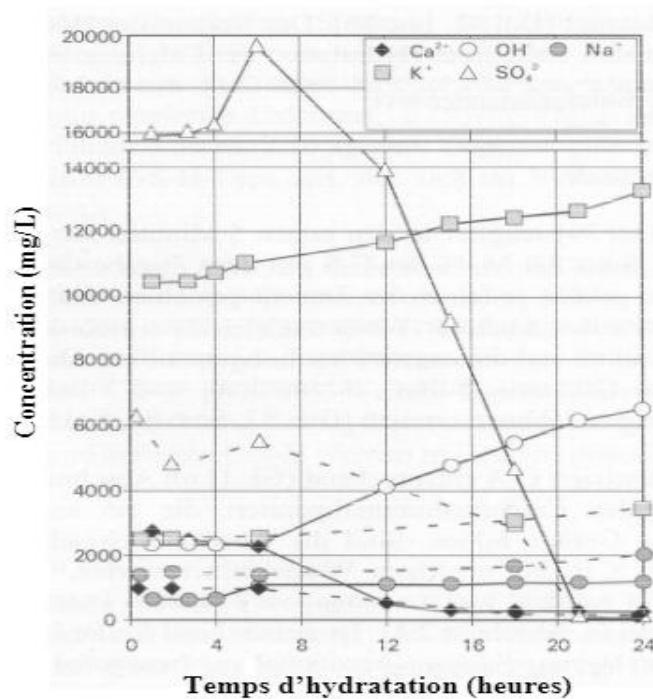


Figure 3.4: Thermo-gramme de l'hydratation d'un ciment Portland montrant les cinq périodes du processus (E = ettringite, M = monosulfate) [65].

Le processus d'hydratation du ciment Portland peut être suivi à l'aide d'un thermogramme représentant la chaleur dégagée par le système réactionnel en fonction du temps. Une représentation est proposée figure 3.4 Elle permet d'identifier cinq périodes, selon les variations du flux de chaleur, lesquelles sont similaires à celles observées lors de l'hydratation du C_3S . Les cinq périodes de l'hydratation d'un ciment Portland sont la pré-induction, l'induction, l'accélération, la décélération et le renforcement.

Une pâte de ciment Portland en cours d'hydratation est un système solide/liquide. Les concentrations ioniques au sein de la phase aqueuse évoluent au cours du temps et gouvernent, en partie, la précipitation des hydrates. L'analyse de la solution interstitielle d'une pâte de ciment a été développée par **Longuet et al** [131], dès 1974. La figure 3.5 montre un modèle, issu de la littérature, de la composition de la solution interstitielle de deux ciments Portland.

**Figure 3.5 :**

Composition de la solution des pores pour deux ciments Portland :
 Trait plein [66], trait pointillé [67, 68]

Les périodes successives de l'hydratation d'un ciment Portland sont expliquées dans ce qui suit :

3.4.1. Période de pré-induction (0 à 15 minutes) :

Dès que le ciment entre en contact avec l'eau, les composés facilement solubles, tels que les sulfates alcalins Na_2SO_4 , K_2SO_4 et la chaux libre CaO , se dissolvent complètement dans l'eau de malaxage. Les sulfates de calcium $\text{CaSO}_4 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ se dissolvent jusqu'à saturation.

La phase aqueuse devient ainsi concentrée en ions Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , SO_4^{2-} et OH^- . Ces processus de mise en solution sont très rapides et exothermiques, ils s'accompagnent d'un dégagement de chaleur important.

Simultanément, les surfaces les plus réactives des particules de ciment, contenant du silicate tricalcique C_3S et de l'aluminate tricalcique C_3A , sont hydrolysées. Des ions Ca^{2+} et OH^- sont encore libérés dans l'eau interstitielle ce qui augmente d'autant plus les concentrations de ces espèces ioniques.

L'augmentation consécutive du pH favorise la solubilisation des ions silicate $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ et aluminate $\text{Al}(\text{OH})_4^-$.

Cependant, les concentrations de ces composés restent inférieures de plusieurs ordres de grandeurs à celles des ions Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , SO_4^{2-} et OH^- . Les concentrations ioniques maximales de ces différents composés sont atteintes dans les cinq premières minutes.

Les premiers produits d'hydratation commencent à se former. Leur nucléation se produit soit de façon homogène au sein de la phase liquide, soit de façon hétérogène à l'interface solide-solution. La principale phase hydratée produite au cours de cette période est l'ettringite primaire, sous forme de courts cristaux prismatiques finement cristallisés. Elle précipite autour des surfaces contenant du C_3A . La quantité de C_3A convertie en ettringite pendant la période de pré-induction varie selon les ciments et se situe entre 5 et 25 %. Une petite quantité (environ 1,5 % massique) de C-S-H est également formée autour des grains contenant du C_3S . Tant que le rapport CaO/SiO_2 de l'hydrate formé est inférieur à celui du C_3S , il y a encore une augmentation des concentrations en Ca^{2+} et OH^- dans le liquide interstitiel.

Dans la dernière étape de la période de pré-induction, une fine couche de produits d'hydratation intermédiaires et amorphes recouvre complètement les particules de ciment. En raison de la réactivité des phases du clinker (tableau 3), celle-ci est constituée en grande partie d'aluminate. Le gel recouvrant les particules de ciment est composé d'environ 30 à 60 % d'aluminate de calcium et de quelques pourcents de silicate de calcium. Cette barrière protectrice gêne la diffusion des espèces réactives entre le produit anhydre et la solution environnante d'autant plus qu'elle est pauvre en chaux. Par conséquent, les vitesses de réaction sont ralenties et le système entre dans une période de latence. Le flux de chaleur diminue radicalement.

3.4.2. Période d'induction (15 minutes à 4 heures) :

Après la période de pré-induction, le système eau-ciment entre dans la période d'induction. Cette période est identifiée par un flux de chaleur très faible et peut durer une à quatre heures. La couche de produit d'hydratation qui recouvre la surface des grains de ciment gêne l'accès de l'eau et des espèces ioniques réactives au ciment anhydre. La formation de cette couche a été prouvée par Möser [130] lors d'observations au MEB environnemental ; son épaisseur s'élève à 20-30 nm. Les phases du ciment sont quasiment isolées de la solution interstitielle. Les processus chimiques initiés pendant la période précédente, notamment la dissolution des composés anhydres, sont ralentis d'une façon significative mais continuent néanmoins selon un régime de diffusion. Le flux de chaleur non nul et les changements de conductivité électrique mettent en évidence la lente progression de l'hydratation. Plusieurs processus physico-chimiques contribuent à l'évolution de la pâte de ciment.

L'ettringite continue à se former au sein de la solution et à l'interface solide-liquide, Cette réaction consomme les ions sulfate présents dans la solution interstitielle, lesquels sont instantanément renouvelés par dissolution des sulfates de calcium. La concentration en ions SO_4^{2-} dans la solution des pores reste par conséquent constante au cours de cette période. Par ailleurs, l'ettringite primaire finement cristallisée, formée au cours de la période de pré-induction, se dissout et recristallise en une ettringite secondaire mieux cristallisée. Enfin, la longueur de ces cristaux augmente légèrement.

Le C3S continue à s'hydrater sous la forme d'un gel de C-S-H lequel va recouvrir progressivement la couche d'hydrate initiale riche en aluminat. La barrière protectrice de produits d'hydratation qui recouvre les grains de ciment s'épaissit ce qui contribue à l'augmentation de la pression osmotique et de la pression mécanique au sein de cette couche.

Möser [130] a signalé une fissuration de la barrière protectrice dès 30 minutes d'hydratation. Les hydrates formés au cours de la période d'induction permettent la cicatrisation de la couche d'hydratation et le maintien de l'isolation du ciment anhydre de la phase aqueuse.

La formation de C-S-H est toujours accompagnée d'une libération d'ions Ca^{2+} et OH^- dans la phase aqueuse. Les concentrations de ces espèces ioniques atteignent leur maximum au cours de cette période sans pour autant former de la portlandite. Il faut noter que la concentration en ions Ca^{2+} dépasse nettement la concentration de saturation par rapport à la portlandite dans l'eau qui s'élève à 600 mg de Ca^{2+} /l. Les données présentées à la figure 3.5 indiquent des concentrations en calcium de l'ordre de 1 000 à 2 500 mg/L. D'après **Locher et al** [132], cette forte concentration est atteinte pour neutraliser la concentration en SO_4^{2-} et grâce à la concentration relativement faible en ions OH^- . Bien que l'hydratation se poursuive au cours de cette période, celle-ci est souvent appelée période dormante en raison de l'absence de dégagement de chaleur.

3.4.3. Période d'accélération (4 à 8 heures) :

La fin de la période d'induction, le dégagement de chaleur de la pâte de ciment augmente fortement. Cela traduit la reprise intense des différentes réactions d'hydratation du ciment anhydre. Plusieurs processus physico-chimiques sont responsables de cette accélération soudaine.

La couche d'hydrate protectrice subit des perturbations dues à l'évolution des hydrates soit dans leur composition soit dans leur structure.

Les variations de la composition concernent surtout le calcium qui peut être hydrolysé du gel pour passer en solution ou consommé sur la face intérieure de la couche, au niveau du front de réaction, pour former de nouveaux hydrates. Cette modification de l'intégrité de la couche favorise la nucléation et la croissance des phases C-S-H en exposant du C_3S non hydraté.

La combinaison des pressions osmotiques et mécaniques crée des contraintes au sein de la couche de produit d'hydratation lesquelles vont conduire à sa rupture. En effet, les phases aluminates présentes à la surface des grains anhydres consomment de grandes quantités d'eau (équation 14 et équation 20) pour s'hydrater. Des variations de volumes conséquentes sont donc imposées sur la surface interne de la barrière, lesquelles impliquent une forte pression mécanique vers l'extérieur de la couche de gel et entraînent la formation de fissures.

Des portions de ciment anhydre se retrouvent donc à nouveau en contact avec l'eau interstitielle ; les processus de solubilisation-précipitation reprennent intensément. Le C_3A , et dans une plus faible mesure, le C_4AF , réagissent avec les ions sulfate pour former les phases AFt (ettringite). Les sulfates de calcium étant complètement dissouts, la concentration en sulfates diminue rapidement dans la solution interstitielle. Ces anions doivent être remplacés par des ions OH^- pour le maintien de l'électroneutralité. Ce besoin en ions OH^- est comblé par la reprise de l'hydratation du C_3S et le début de celle du C_2S . Le pH augmente jusqu'à ce que la portlandite précipite brusquement du fait de l'appauvrissement de la solution en ions silicate. La concentration en Ca^{2+} est alors fortement diminuée dans la suite de l'hydratation. Tous ces équilibres de précipitation et de dissolution sont couplés les uns aux autres. Ils exercent un effet catalytique sur l'ensemble du processus d'hydratation au cours de la période d'accélération.

3.4.4. Période de décélération (8 à 24 heures) :

Cette période est caractérisée par une nouvelle diminution progressive des vitesses d'hydratation. Les réactions précédemment décrites ralentissent en raison des nombreux produits d'hydratation qui font passer les cinétiques dans un régime de diffusion, mais aussi à cause de l'épuisement progressif des phases du clinker encore intactes.

Les phases C-S-H et la portlandite sont produites en continu par l'hydratation du C_3S et du C_2S .

La concentration en sulfate dans la solution interstitielle ne suffit plus pour la formation d'ettringite ; celle-ci est alors convertie en monosulfate par réaction avec le C_3A restant (équation 15).

Cette transformation est identifiée par un épaulement dans la partie descendante du suivi du dégagement de chaleur (voir figure 3.4). Un processus similaire se met en place pour le C_4AF mettant en œuvre la conversion des phases AFt en phases AFm (équation 21).

La phase aqueuse s'appauvrit progressivement en ions Ca^{2+} et s'enrichit en ions Na^+ , K^+ et OH^- . Au final, la solution des pores contient majoritairement des hydroxydes d'alcalins dissouts et son pH s'élève à une valeur comprise entre 13 et 14.

3.4.5. Période de durcissement (1 à 28 jours) :

Les réactions d'hydratation se poursuivent tant qu'il subsiste de l'eau. Lorsque l'eau contenue dans les pores est épuisée, une partie de l'eau des hydrates déjà formés est alors consommée. Ce processus est à l'origine de l'auto-dessiccation de la matrice cimentaire.

Par conséquent, la poursuite des réactions d'hydratation à long terme est intimement liée au rapport E/C. Pour des rapports E/C suffisamment élevés, l'hydratation continue jusqu'à ce que le ciment ait été entièrement consommé. Cependant, les particules de ciment les plus grossières laissent des résidus non hydratés dans la pâte. Pour de faibles rapports E/C, l'hydratation peut s'interrompre en raison du manque d'eau. Complètement hydratée, la pierre de ciment consiste principalement en un mélange de C-S-H et de portlandite.

L'ensemble des processus chimiques de l'hydratation d'un ciment Portland transforme progressivement un système fluide en un système solide. La prise du ciment intervient après les périodes de pré-induction et d'induction. Ces deux phases de l'hydratation sont donc celles qui concernent la problématique de ce travail de recherche. L'aluminate tricalcique et les sulfates de calcium sont les réactifs minéraux qui gouvernent principalement le déroulement de cette période. Leurs produits d'hydratation sont directement impliqués dans l'établissement de la période dormante, laquelle garantit le maintien du système dans sa forme fluide pendant plusieurs heures. L'interaction de ces différentes phases minérales avec les adjuvants organiques sont donc à considérer attentivement lors des changements de consistance causés par une incompatibilité.

Chapitre 4

Origine de la résistance mécanique du béton

Aperçu :

La résistance du béton est la propriété la plus appréciée par les concepteurs et les ingénieurs, Dans les solides, il existe une relation inverse fondamentale entre la porosité (fraction volumique des vides) et la résistance. Par conséquent, dans les matériaux multiphasiques tels que le béton, la porosité de chaque composant de la microstructure peut limiter la résistance. Les agrégats naturels sont généralement denses et forts; par conséquent, c'est la porosité de la matrice de pâte de ciment ainsi que la zone de transition interfaciale entre la matrice et l'agrégat grossier, qui déterminent généralement la caractéristique de résistance du béton.

Bien que le rapport eau-ciment soit important pour déterminer la porosité de la matrice et de la zone de transition interfaciale et donc la résistance du béton, des facteurs tels que les conditions de compactage et de durcissement (degré d'hydratation du ciment), la taille des agrégats et la minéralogie, les types d'adjuvants, La géométrie et l'état d'humidité du spécimen, le type de contrainte et le taux de charge peuvent également avoir un effet important sur la résistance. Dans ce chapitre, l'influence de divers facteurs sur la résistance du béton est examinée en détail. Puisque la résistance uniaxiale en compression est communément acceptée comme un indice général de la résistance du béton, les relations entre la résistance à la compression uniaxiale et d'autres types de résistance comme la résistance à la traction, à la flexion, au cisaillement et bi-axiale sont discutées.

4.1--Définition :

La résistance d'un matériau est définie comme la capacité à résister aux contraintes sans défaillance. La défaillance est parfois identifiée à l'apparition de fissures. Cependant, comme décrit au Chap. 2, les études microstructurales du béton ordinaire montrent que contrairement à la plupart des matériaux de structure, le béton contient de nombreuses fissures fines avant même qu'il ne soit soumis à des contraintes externes. Dans le béton, la force est donc liée à la contrainte requise pour provoquer une rupture et elle est définie comme la contrainte maximale que l'échantillon de béton peut supporter. Lors des essais de traction, la rupture de l'éprouvette signifie généralement une défaillance. En compression, l'éprouvette est considérée comme ayant échoué même si aucun signe de fracture externe n'est visible;

cependant, la fissuration interne a atteint un état si avancé que l'échantillon n'est pas en mesure de supporter une charge plus élevée.

La contrainte requise pour provoquer une rupture est définie comme la contrainte maximale que l'échantillon de béton peut supporter. Lors des essais de traction, la rupture de l'éprouvette signifie généralement une défaillance. En compression, l'éprouvette est considérée comme ayant échoué même si aucun signe de fracture externe n'est visible; cependant, la fissuration interne a atteint un état si avancé que l'échantillon n'est pas en mesure de supporter une charge plus élevée.

4.2- Signification :

Dans la conception du béton et le contrôle de la qualité, la résistance est la propriété généralement spécifiée. En effet, par rapport à la plupart des autres propriétés, le test de résistance est relativement facile. En outre, de nombreuses propriétés du béton, telles que le module d'élasticité, l'étanchéité ou l'imperméabilité, et la résistance aux agents atmosphériques, y compris les eaux agressives, sont supposées dépendre de la résistance et peuvent donc être déduites des données de résistance. , la résistance à la compression du béton est plusieurs fois supérieure à celle des autres types de résistance, par conséquent, la majorité des éléments en béton sont conçus pour tirer parti de la résistance à la compression plus élevée du matériau. Bien que, dans la pratique, la plupart des bétons soient soumis simultanément à une combinaison de contraintes de compression, de cisaillement et de traction dans deux directions ou plus.

En général, il existe une relation inverse fondamentale entre la porosité et la résistance des solides. Pour les matériaux simples et homogènes, il peut être décrit par l'expression :

$$S = S_0 e^{-kp} \quad (4.1)$$

Où S = résistance du matériau ayant une porosité donnée p

S_0 = résistance intrinsèque à porosité nulle

k = constant

Pour de nombreux matériaux, le rapport S/S_0 tracé contre la porosité suit la même courbe. Par exemple, les données de la Fig. 4-1.a représentent des ciments normalement durcis, des ciments autoclavés et une variété d'agréats. En fait, la même relation résistance-porosité est applicable à une très large gamme de matériaux, tels que le fer, le plâtre de Paris, l'alumine frittée et la zircone (Fig. 4-1b).

Powers [71] a constaté que la résistance à la compression de 28 jours f_{c28} de trois mélanges différents de mortier était lié au rapport gel / espace, ou au rapport entre le solide produits d'hydratation dans le système et l'espace total:

$$f_{c28} = a \cdot x^3 \quad (4.2)$$

Où a est la résistance intrinsèque du matériau à une porosité nulle p , et x le rapport solide / espace ou la quantité de fraction solide dans le système, qui est donc égal à $1 - p$. Les données de **Powers** [71] sont représentées sur la figure 4-1c; il a trouvé que la valeur de a était de 34 000 psi (234 MPa). La similitude des trois courbes de la Fig. 4-1 confirme la validité générale de la relation résistance-porosité dans les solides.

Alors que dans la pâte de ciment durcie ou le mortier, la porosité peut être liée à la résistance, avec le béton, la situation n'est pas simple. La présence de microfissures dans la zone de transition interfaciale entre l'agrégat grossier et la matrice rend le béton trop complexe pour la prédiction de la résistance par des relations précises résistance-porosité. La validité générale de la relation résistance-porosité doit cependant être respectée car les porosités des phases constitutives du béton, y compris la zone de transition inter-faciale, deviennent en effet limitantes en résistance. Avec du béton contenant les grilles conventionnelles à faible porosité ou haute résistance, la résistance du matériau sera régie à la fois par la résistance de la matrice et la résistance de la zone de transition inter-faciale

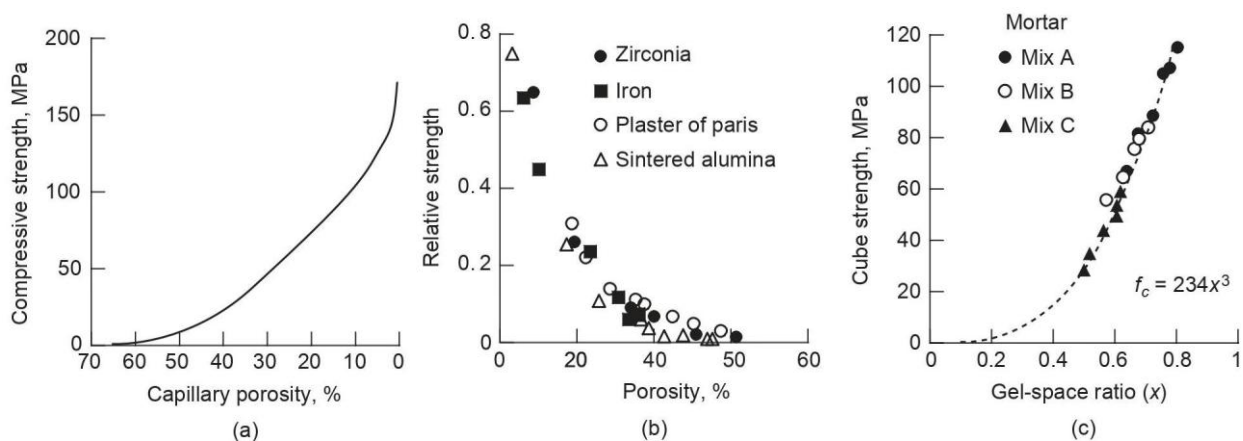


Figure 4-1 :

Relation porosité-résistance dans les solides: (a) ciments, ciments auto-clavés et agrégats normalement durcis; [69] (b) fer, plâtre de Paris, alumine frittée et zirconie; [70] (c) mortiers de ciment Portland avec différentes proportions de mélange. [71]

La relation inverse entre la porosité et la résistance ne se limite pas aux produits à base de ciment; il est généralement applicable à une très grande variété de matériaux.

4.3-Résistance à la compression et facteurs l'affectant :

La réponse du béton à la contrainte appliquée dépend non seulement du type de contrainte, mais également de la manière dont une combinaison de divers facteurs affecte la porosité des différents composants structurels du béton. Les facteurs comprennent les propriétés et les proportions des matériaux qui composent le mélange de béton, le degré de compactage et les conditions de durcissement. Du point de vue de la résistance, la relation entre le rapport eau-ciment et la porosité est sans aucun doute le facteur le plus important car, indépendamment d'autres facteurs, elle affecte la porosité des deux matrices de mortier de ciment et la zone de transition inter-faciale entre la matrice et l'agrégat grossier.

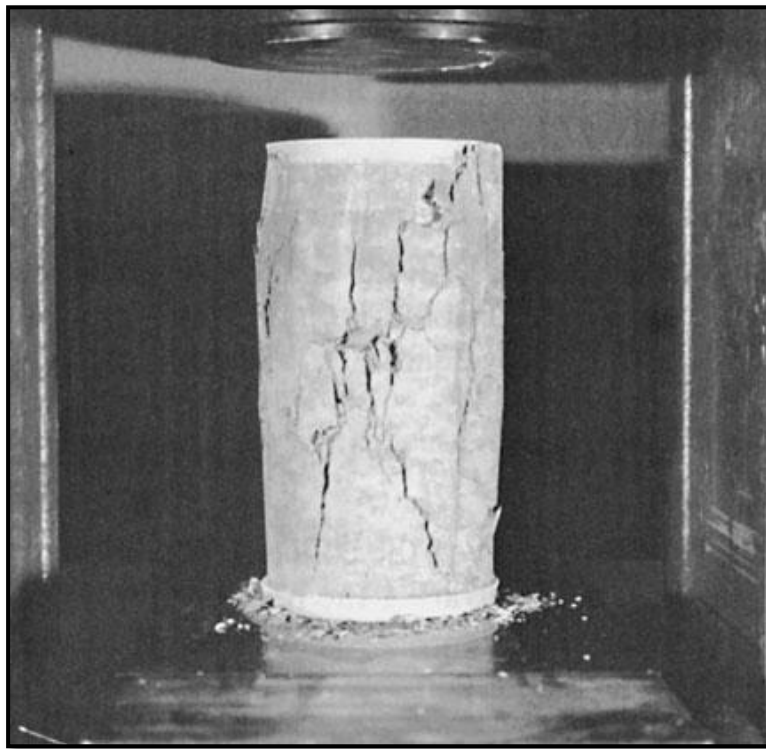


Figure 4-2 : Mode de rupture typique du béton en compression [4].

La détermination directe de la porosité des composants structurels individuels du béton (la matrice et la zone de transition inter-faciale) n'est pas pratique, et par conséquent des modèles précis de prédiction de la résistance du béton ne peuvent pas être développés. Cependant, sur une période de temps, de nombreuses relations empiriques utiles ont été

trouvées, qui, pour une utilisation pratique, fournissent suffisamment d'informations indirectes sur l'influence de nombreux facteurs sur la résistance à la compression (la résistance à la compression étant largement utilisée comme indice de tous les autres types de force). Bien que la réponse réelle du béton à la contrainte appliquée soit le résultat d'interactions complexes entre divers facteurs.

Pour faciliter une compréhension claire de ces facteurs, ils peuvent être discutés séparément sous trois catégories:

- (1)- caractéristiques et proportions des matériaux.
- (2)- conditions de durcissement
- (3)- testes des paramètres.

4.3.1- Caractéristiques et proportions des matériaux :

Avant de faire un mélange de béton, la sélection des composants appropriés et de leurs proportions est la première étape vers l'obtention d'un produit qui répondrait à la résistance spécifiée. Cependant, certains des aspects importants du point de vue de la résistance du béton sont examinés ici. Il convient de souligner à nouveau que, dans la pratique, de nombreux paramètres de conception de mélange sont interdépendants et que leurs influences ne peuvent donc pas vraiment être séparées.

4.3.1.1-Rapport eau-ciment.

En 1918, à la suite de tests approfondis au Lewis Institute, Université de l'Illinois, **Duff Abrams** [133] a constaté qu'il existait une relation entre le rapport eau-ciment et la résistance du béton. Populairement connue sous le nom de règle du rapport eau-ciment d'**Abrams**, cette relation inverse est représentée par l'expression.

$$f_c = k_1/k_2^{w/c} \quad (4.3)$$

Où w/c représente le rapport eau-ciment du mélange de béton et k_1 et k_2 sont des constantes empiriques. Les courbes typiques illustrant la relation entre le rapport eau-ciment et la résistance à un âge de durcissement humide donné sont présentées sur la figure 4-3.

À partir d'une compréhension des facteurs responsables de la résistance de la pâte de ciment hydraté et de l'effet de l'augmentation du rapport eau-ciment sur la porosité à un degré donné d'hydratation du ciment, la relation w/c -résistance dans le béton peut facilement être expliquée comme la conséquence naturelle d'un affaiblissement progressif de la matrice provoqué par l'augmentation de la porosité avec l'augmentation dans le rapport eau-ciment.

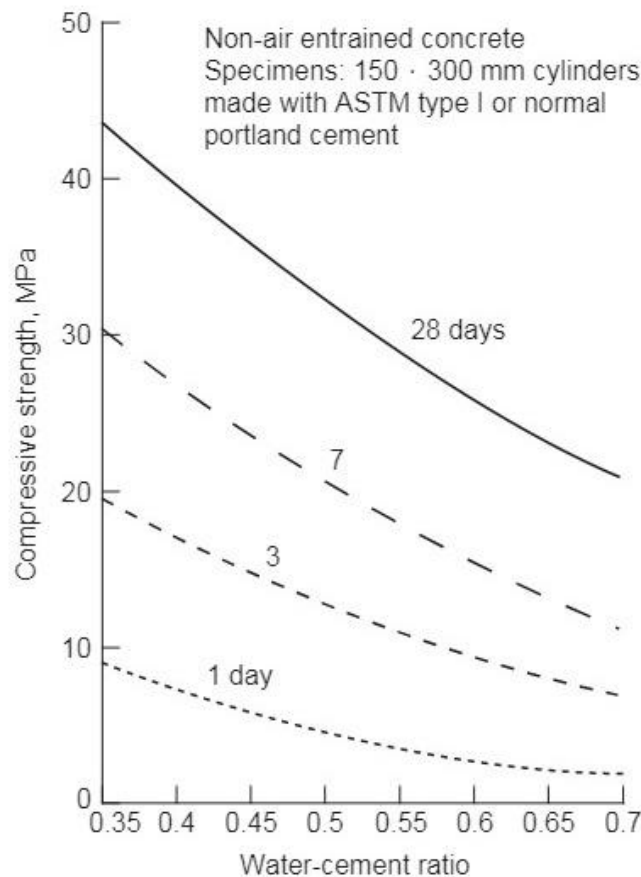


Figure 4.3 : Influence du rapport eau-ciment et de l'âge de durcissement humide sur la résistance du béton. [72]

Cette explication, cependant, ne considère pas l'influence du rapport eau-ciment sur la résistance de la zone de transition interfaciale. Dans le béton à faible et moyenne résistance fabriqué avec des granulats normaux, la porosité de la zone de transition interfaciale et la porosité de la matrice déterminent la résistance et une relation directe entre le rapport eau-ciment et la résistance du béton tient. Cela ne semble plus être le cas pour les mélanges de béton à haute résistance (c'est-à-dire à très faible rapport eau-ciment).

Pour les rapports eau-ciment inférieurs à 0,3, des augmentations disproportionnellement élevées de la résistance à la compression peuvent être obtenues avec de très faibles réductions du rapport eau-ciment. Le phénomène est principalement attribué à une amélioration significative de la résistance de la zone de transition interfaciale à des rapports eau-ciment très faibles. En outre, avec un faible rapport eau-ciment, la taille des cristaux des produits d'hydratation est beaucoup plus petite et la superficie de la surface est proportionnellement plus élevée.

4.3.1.2-Entraînement d'air.

Pour l'essentiel, c'est le rapport eau-ciment qui détermine la porosité de la matrice de pâte de ciment à un degré d'hydratation donné; cependant, lorsque des vides d'air sont incorporés dans le système, soit à la suite d'un compactage inadéquat, soit grâce à l'utilisation d'un mélange entraînant l'air, ils ont également pour effet d'augmenter la porosité et de diminuer la résistance du système. À un rapport eau-ciment donné, l'effet sur la résistance à la compression du béton de l'augmentation du volume d'air entraîné est illustré par les courbes de la Fig. 4-4a. Il a été observé que l'ampleur de la perte de résistance due à l'air entraîné dépend non seulement du rapport eau-ciment du mélange de béton (Fig4-4a), mais également sur la teneur en ciment. En bref, en première approximation, la perte de résistance due à l'entraînement de l'air peut être liée au niveau général de résistance du béton.

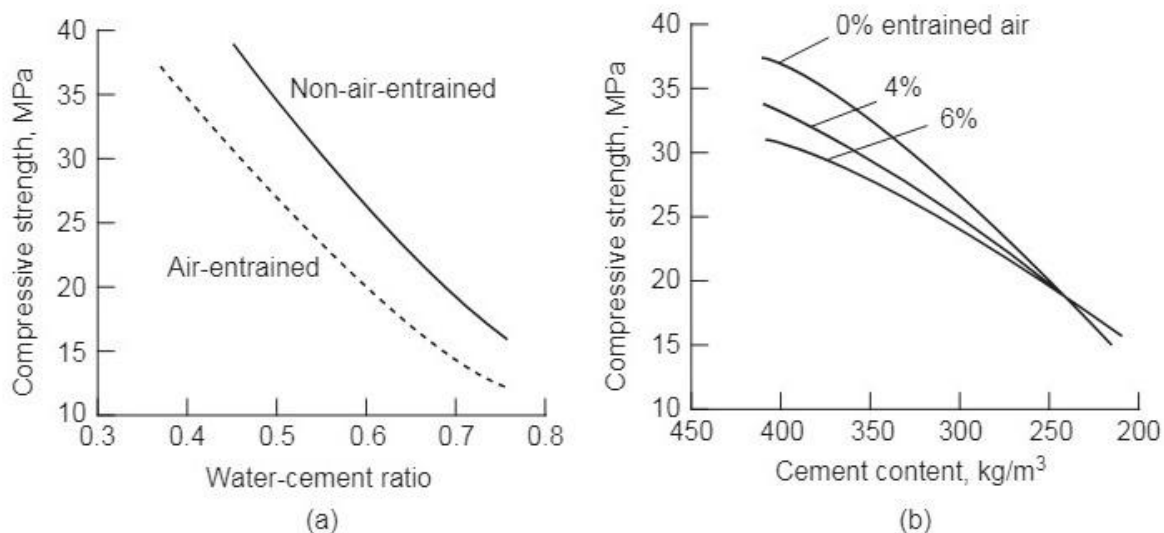


Figure 4-4 : Influence du rapport eau-ciment, de l'air entraîné et de la teneur en ciment sur le béton force. [73]

À un rapport eau-ciment ou une teneur en ciment donnés, l'air entraîné réduit généralement la résistance du béton. Pour de très faibles teneurs en ciment, l'air entraîné peut en fait augmenter la résistance. Les données de la Fig.4-4b montrent qu'à un rapport eau-ciment donné, les bétons à haute résistance (contenant une teneur élevée en ciment) souffrent d'une perte de résistance considérable avec des quantités croissantes d'air entraîné, alors que les bétons à faible résistance (con - conservant une faible teneur en ciment) ont tendance à ne souffrir que d'une faible perte de résistance ou peuvent effectivement gagner en résistance en raison de l'entraînement de l'air. Ce point est d'une grande importance dans la conception des mélanges masse-béton. L'influence du rapport eau-ciment et de la teneur en ciment sur la réponse du béton aux contraintes appliquées peut s'expliquer par les deux effets opposés

provoqués par l'incorporation d'air dans le béton. En augmentant la porosité de la matrice, l'air entraîné aura un effet négatif sur la résistance du matériau composite. D'autre part, en améliorant la maniabilité et la compactibilité du mélange, l'air entraîné tend à améliorer la résistance de la zone de transition inter-faciale (en particulier dans les mélanges à très faible teneur en eau et en ciment) et améliore ainsi la résistance du béton. Il semble qu'avec des mélanges de béton à faible teneur en ciment, lorsque l'entraînement de l'air s'accompagne d'une réduction significative de la teneur en eau, l'effet indésirable de l'entraînement d'air sur la résistance de la matrice est plus que compensé par l'effet bénéfique sur la zone de transition inter-faciale.

4.3.1.3-Type de ciment :

On peut rappeler sur la Fig. 2.9 que le degré d'hydratation de ciment a un effet direct sur la porosité et par conséquent sur la résistance. À température ordinaire, le ciment Portland de type III ASTM, qui a une plus grande finesse, s'hydrate plus rapidement que les autres types; par conséquent, aux premiers âges d'hydratation (p. ex. 1, 3 et 7 jours) et à un rapport eau-ciment donné, un béton contenant du ciment Portland de type III aura une porosité plus faible et, par conséquent, une résistance plus élevée. En revanche, par rapport à ASTM Type I, Type II et Type III les ciments portland, les taux d'hydratation et de développement de la résistance avec les ciments de type IV et de type V (chap. 6), et avec les ciments portland-scories et portland-pouzzolan sont plus lents jusqu'à 28 jours; cependant, les différences disparaissent généralement par la suite lorsqu'elles ont atteint un degré d'hydratation similaire.

4.3.1.4-Agrégat

Dans la technologie du béton, une insistance excessive sur la relation entre Le rapport eau-ciment et la résistance ont causé certains problèmes. Par exemple, l'influence des granulats sur la résistance du béton n'est généralement pas appréciée. Il est vrai que la résistance des agrégats n'est généralement pas un facteur dans le béton à résistance normale car, à l'exception des agrégats légers, la particule d'agrégat est plusieurs fois plus résistante que la matrice et la zone de transition interfaciale du béton. En d'autres termes, avec la plupart des agrégats naturels, la résistance de l'agrégat est à peine utilisée car la rupture est déterminée par les deux autres phases.

Il existe cependant des caractéristiques agrégées autres que la résistance, telles que la taille, la forme, la texture de la surface, le classement (distribution de la taille des particules) et la minéralogie, qui sont connues pour affecter la résistance du béton à des degrés divers.

Souvent, l'effet des caractéristiques des granulats sur la résistance du béton peut être attribué à un changement du rapport eau-ciment. Mais il existe des preuves suffisantes dans la littérature publiée que ce n'est pas toujours le cas. En outre, à partir de considérations théoriques, on peut prévoir que, indépendamment du rapport eau-ciment, la taille, la forme, la texture de la surface et la minéralogie des particules d'agrégat influenceraient les caractéristiques de la zone de transition interfaciale et affectaient donc la résistance du béton. .

Un changement de la taille maximale d'un granulat grossier bien calibré d'une minéralogie donnée peut avoir deux effets opposés sur la résistance du béton. Avec la même teneur en ciment et la même consistance, les mélanges de béton contenant des particules de granulats plus gros nécessitent moins d'eau de mélange que ceux contenant des granulats plus petits. Au contraire, les agrégats plus gros tendent à former une zone de transition interfaciale plus faible contenant plus de microfissures. L'effet net variera en fonction du rapport eau-ciment du béton et du type de contrainte appliquée. **Cordon et Gillispie** (Fig. 4-5) a montré que, dans la plage de maille n ° 4 à 3 po (5 à 75 mm), l'effet de l'augmentation de la taille maximale des agrégats sur les résistances à la compression de 28 jours du béton était plus prononcé avec une résistance élevée (rapport eau-ciment 0,4) et un béton à résistance modérée (rapport eau-ciment 0,55) qu'avec un béton à faible résistance (rapport eau-ciment 0,7). En effet, à des rapports eau-ciment plus faibles, la porosité réduite de la zone de transition interfaciale commence à jouer un rôle important dans la résistance du béton. De plus, étant donné que les caractéristiques de la zone de transition inter-faciale ont plus d'effet sur la résistance à la traction du béton que sur la résistance à la compression, il faut s'attendre à ce qu'avec un mélange de béton donné, tout changement dans les propriétés des granulats grossiers influence le rapport résistance à la traction-compression du matériau.

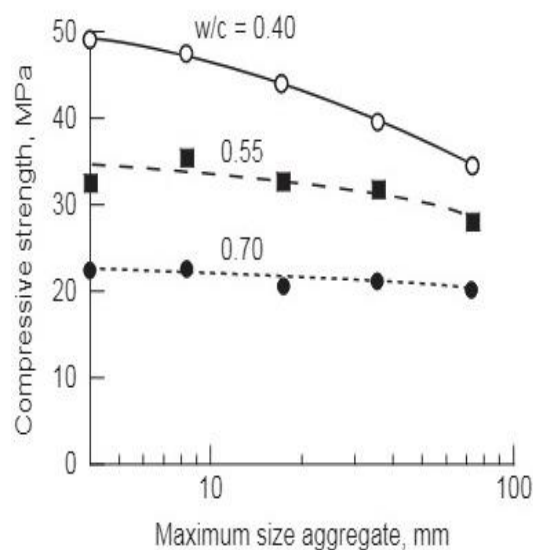


Figure 4-5 :
Influence de l'agrégat taille et l'eau-ciment rapport sur la résistance du béton. [74]

Une diminution de la taille des granulats grossiers, à un rapport eau-ciment donné, augmentera le rapport résistance à la traction-compression.

Un changement de la granulométrie des granulats sans aucun changement de la taille maximale des granulats grossiers, et avec un rapport eau-ciment maintenu constant, peut influencer la résistance du béton lorsque ce changement entraîne un changement correspondant dans les caractéristiques de consistance et de ressuage du mélange de béton. Dans une expérience de laboratoire, avec un rapport eau-ciment constant de 0,6, lorsque la proportion d'agrégats grossiers / fins et la teneur en ciment d'un mélange de béton ont été progressivement augmentées pour augmenter la consistance de 2 à 6 po (50 à 150 mm) d'affaissement, il y a eu une diminution d'environ 12% de la résistance à la compression moyenne sur 7 jours. Les effets d'une consistance accrue sur la résistance et le coût des mélanges de béton sont illustrés à la Fig. 4-6.

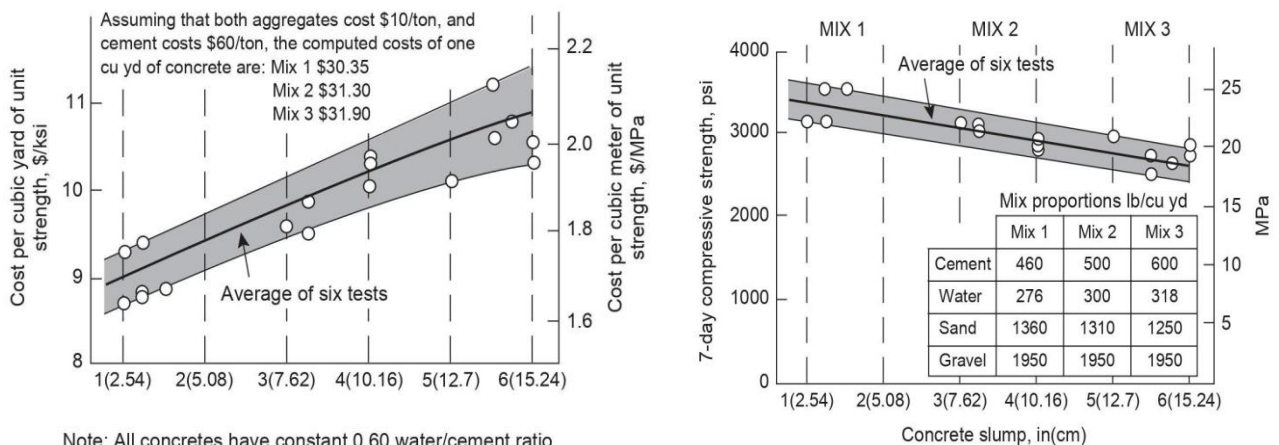


Figure 4-6 :

Influence de l'affaissement du béton sur la résistance à la compression et Coût. [4].

Pour un rapport eau-ciment donné, les mélanges de béton avec des affaissements plus élevés ont tendance à saigner et donc à donner une résistance plus faible. Il n'est pas rentable de produire des mélanges de béton avec des affaissements plus élevés que nécessaire.

Il a été observé qu'un mélange de béton contenant un agrégat à texture rugueuse ou concassée présenterait une résistance un peu plus élevée (en particulier la résistance à la traction) à un âge précoce qu'un béton correspondant contenant un agrégat lisse ou altéré par les intempéries de minéralogie similaire. Une liaison physique plus forte entre l'agrégat et la pâte de ciment hydratée est supposée en être responsable. Aux âges ultérieurs, lorsque l'interaction chimique entre l'agrégat et la pâte de ciment commence à prendre effet, l'influence de la texture de surfacade l'agrégat sur la résistance peut être réduite. Du point de vue de la liaison physique avec la pâte de ciment, on peut noter qu'une particule lisse de gravier altéré, observée au

microscope, semble posséder une rugosité et une surface adéquates. De plus, avec une teneur en ciment donnée, un peu d'eau de gâchage supplémentaire est généralement nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité souhaitée dans un mélange de béton contenant des agrégats à texture rugueuse; ainsi, le petit avantage dû à une meilleure liaison physique peut être perdu en ce qui concerne la résistance globale.

Les différences dans la composition minéralogique des granulats sont également connues pour affecter la résistance du béton. Les rapports montrent que, avec des proportions de mélange identiques, la substitution d'un calcaire par un agrégat siliceux peut entraîner une amélioration de la résistance. Par exemple, selon la Fig.4.7, non seulement une diminution de la taille maximum des agrégats grossiers (Fig.4.7a), mais aussi une substitution de calcaire pour le grès (Fig.4.7b), a amélioré la résistance du béton de manière significative à 56 jours. Cela peut être dû à la force de liaison interfaciale plus élevée avec l'agrégat calcaire à un âge avancé.

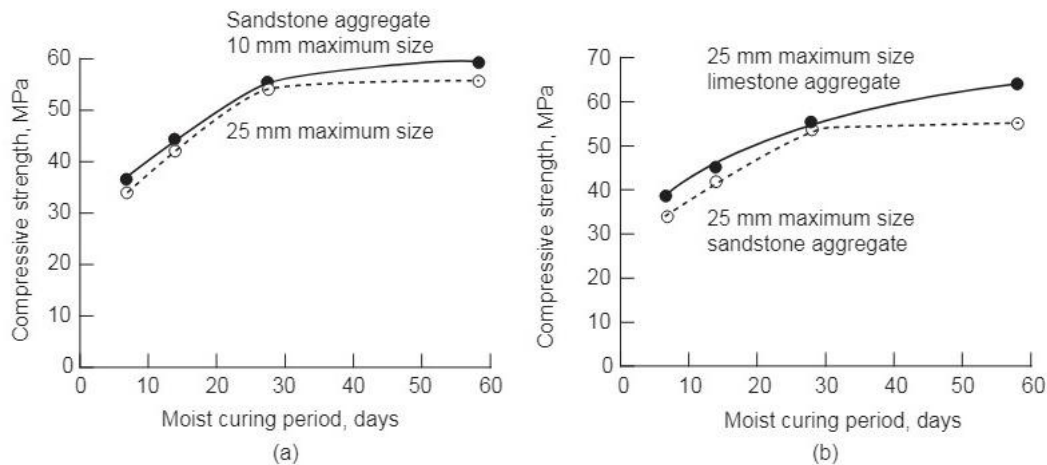


Figure 4-7 :

Influence de la taille des granulats et de la minéralogie sur la résistance à la compression du béton. [4].

Pour un rapport eau-ciment et une teneur en ciment donnés, la résistance du béton peut être significativement affectée par le choix de la taille et du type d'agrégat.

4.3.1.5-Mélange d'eau :

Les impuretés dans l'eau utilisée pour mélanger le béton, lorsqu'elles sont excessives, peuvent affecter non seulement la résistance du béton mais également le temps de prise, l'efflorescence (dépôts de sels blancs à la surface du béton) et la corrosion des armatures et des aciers de précontrainte. En général, l'eau de gâchage est rarement un facteur de résistance du béton, car de nombreuses spécifications pour la fabrication de mélanges de béton exigent

que la qualité de l'eau utilisée soit propre à la consommation, et les eaux potables municipales contiennent rarement des solides dissous dépassant 1000 ppm (parties par million).

En règle générale, une eau impropre à la consommation n'est pas nécessairement impropre au mélange de béton. Les eaux légèrement acides, alcalines, salées, saumâtres, colorées ou malodorantes ne doivent pas être rejetées catégoriquement. Ceci est important en raison de la pénurie d'eau dans de nombreuses régions du monde. De plus, les eaux recyclées des villes, des mines et de nombreuses opérations industrielles peuvent être utilisées en toute sécurité comme eau de mélange pour le béton. La meilleure façon de déterminer la pertinence d'une eau inconnue

La performance pour la fabrication du béton est de comparer le temps de prise du ciment et la résistance des cubes de mortier fabriqués avec de l'eau inconnue avec une eau de référence qui est propre. Les cubes fabriqués avec l'eau douteuse devraient avoir des résistances à la compression de 7 et 28 jours égales ou égales à 90% à la résistance des échantillons de référence fabriqués avec de l'eau propre; De plus, la qualité de l'eau de gâchage ne doit pas affecter le temps de prise du ciment à un degré inacceptable.

L'eau de mer, qui contient environ 35 000 ppm de sels dissous, n'est pas nocive pour la résistance du béton ordinaire. Cependant, avec le béton armé et précontraint, il augmente le risque de corrosion de l'acier; par conséquent, l'utilisation de l'eau de mer comme eau de mélange du béton doit être évitée dans ces circonstances. En règle générale, du point de vue de la résistance du béton, la présence de quantités excessives d'algues, d'huile, de sel ou de sucre dans l'eau de mélange devrait envoyer un signal d'avertissement.

4.3.1.6-Adjuvants :

L'influence néfaste des adjuvants entraîneurs d'air sur le béton la force a déjà été discutée. Par leur capacité à réduire la teneur en eau d'un mélange de béton, à une consistance donnée, les adjuvants réducteurs d'eau peuvent améliorer à la fois la résistance initiale et la résistance ultime du béton. À un rapport eau-ciment donné, la présence d'adjuvants réducteurs d'eau dans le béton a généralement une influence positive sur les taux d'hydratation du ciment et le développement précoce de la résistance. Des adjuvants capables d'accélérer ou de retarder l'hydratation du ciment auraient évidemment une grande influence sur le taux de gain de résistance; cependant, les forces ultimes peuvent ne pas être significativement affectées. De nombreux chercheurs ont souligné la tendance à une résistance ultime plus élevée du béton lorsque le taux de gain de résistance aux premiers âges était retardé.

Pour des raisons écologiques et économiques, l'utilisation de sous-produits pouzzolaniques et cimentaire comme adjuvants minéraux dans le béton augmente progressivement. Lorsqu'ils sont utilisés en remplacement partiel du ciment Portland, les adjuvants minéraux ont généralement un effet retardateur sur la résistance à un âge précoce. Cependant, la capacité d'un mélange minéral à réagir à des températures normales avec l'hydroxyde de calcium (présent dans la pâte de ciment Portland hydratée) et à former un hydrate de silicate de calcium supplémentaire peut conduire à une réduction significative de la porosité à la fois de la matrice et de la zone de transition interfaciale. . Par conséquent, des améliorations considérables de la résistance ultime et de l'étanchéité à l'eau du béton sont réalisables par l'incorporation d'adjuvants minéraux. Il convient de noter que les adjuvants minéraux sont particulièrement efficaces pour augmenter la résistance à la traction du béton.

4.3.2-Conditions de durcissement ;

Le terme durcissement du béton implique une combinaison de conditions qui favorisent l'hydratation du ciment, à savoir les conditions de temps, de température et d'humidité immédiatement après la mise en place d'un mélange de béton dans le coffrage.

À un rapport eau-ciment donné, la porosité d'une pâte de ciment hydratée est déterminée par le degré d'hydratation du ciment (Fig. 2-9, cas A). Dans des conditions de température normales, certains des composants du ciment Portland commencent à s'hydrater dès que de l'eau est ajoutée, mais les réactions d'hydratation ralentissent considérablement lorsque les produits d'hydratation recouvrent les grains de ciment anhydre. En effet, l'hydratation ne peut se dérouler de manière satisfaisante que dans des conditions de saturation; il s'arrête presque lorsque la pression de vapeur de l'eau dans les capillaires tombe en dessous de 80 pour cent de l'humidité de saturation. Le temps et l'humidité sont donc des facteurs importants dans le processus d'hydratation contrôlé par la diffusion de l'eau. De plus, comme toutes les réactions chimiques, la température a un effet accélérateur sur les réactions d'hydratation.

4.3.2.1-Temps :

Il convient de noter que les relations temps-résistance dans la technologie du béton supposent généralement des conditions de durcissement humide et des températures normales. À un rapport eau-ciment donné, plus la période de durcissement humide est longue, plus la résistance est élevée (Fig 4.3), en supposant que l'hydratation des particules de ciment anhydre se poursuit. Dans les éléments en béton mince, si l'eau est perdue par évaporation des capillaires, les conditions de durcissement à l'air prévalent et la résistance n'augmentera pas

avec le temps (Fig. 4.8). L'évaluation de la résistance à la compression avec le temps est une grande préoccupation pour les ingénieurs structurels. Le Comité 209 de l'ACI recommande la relation suivante pour le béton durci humide fait avec du ciment Portland normal (ASTM Type I):

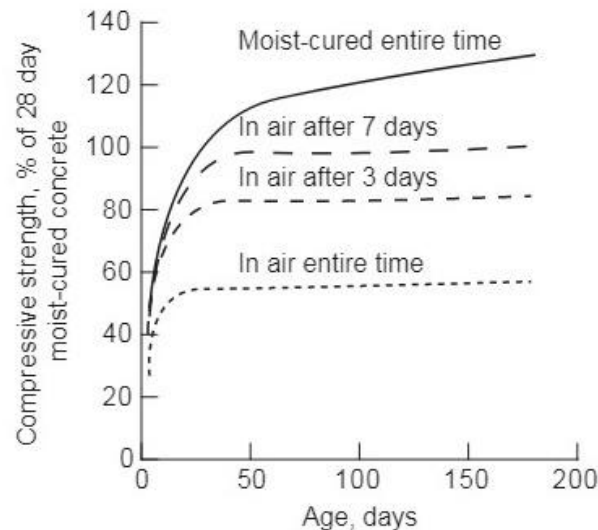


Figure 4-8 : Influence des conditions du durcissement sur la résistance. [75]

L'âge de durcissement n'aurait aucun effet bénéfique sur la résistance du béton à moins que le durcissement ne soit effectué en présence d'humidité.

Pour les échantillons de béton durcis à 20°C, le code des modèles CEB-FIP (1990) suggère la relation suivante:

$$f_{cm}(t) = \exp \left(s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t/t_1}} \right) \right) f_{cm}$$

Où

$f_{cm}(t)$ = résistance moyenne à la compression à l'âge t jours

f_{cm} = résistance moyenne à la compression sur 28 jours

s = coefficient en fonction du type de ciment, tel que $s = 0,20$ pour les ciments à haute résistance initiale, $s = 0,25$ pour les ciments à durcissement normal; $s = 0,38$ pour les ciments à durcissement lent.

t_1 = Un jour

4.3.2.2-Humidité ;

L'influence de l'humidité de durcissement sur la résistance du béton est évidente à partir des données de la figure 4.8, qui montrent qu'après 180 jours à un rapport eau-ciment donné,

la résistance du béton durci à l'humidité en continu était trois fois supérieure à la résistance du béton durci à l'air en continu. En outre, probablement en raison de la microfissuration dans la zone de transition interfaciale causée par le retrait de séchage, une légère régression de la résistance se produit dans les éléments minces de béton durci à l'humidité lorsqu'ils sont soumis à un séchage à l'air. Le taux de perte d'eau du béton peu après la mise en place dépend non seulement du rapport surface / volume de l'élément en béton, mais également de la température, de l'humidité relative et de la vitesse de l'air ambiant.

Une période minimale de 7 jours de cure humide est généralement recommandée avec du béton contenant du ciment Portland normal; de toute évidence, avec des mélanges de béton contenant soit un ciment Portland mélangé, soit un adjuvant minéral, une période de durcissement plus longue est souhaitable pour garantir la contribution de la résistance de la réaction pouzzolanique. Le durcissement à l'humidité est assuré par pulvérisation ou étangage ou en couvrant la surface du béton avec du sable humide, de la sciure de bois ou des nattes de coton. Étant donné que la quantité d'eau de mélange utilisée dans un mélange de béton est généralement plus que nécessaire pour l'hydratation du ciment portuaire (estimée à environ 30 pour cent en poids de ciment), l'application appropriée d'une membrane imperméable peu de temps après la mise en place du béton fournit un moyen acceptable de maintenir le développement de la résistance à un taux satisfaisant.

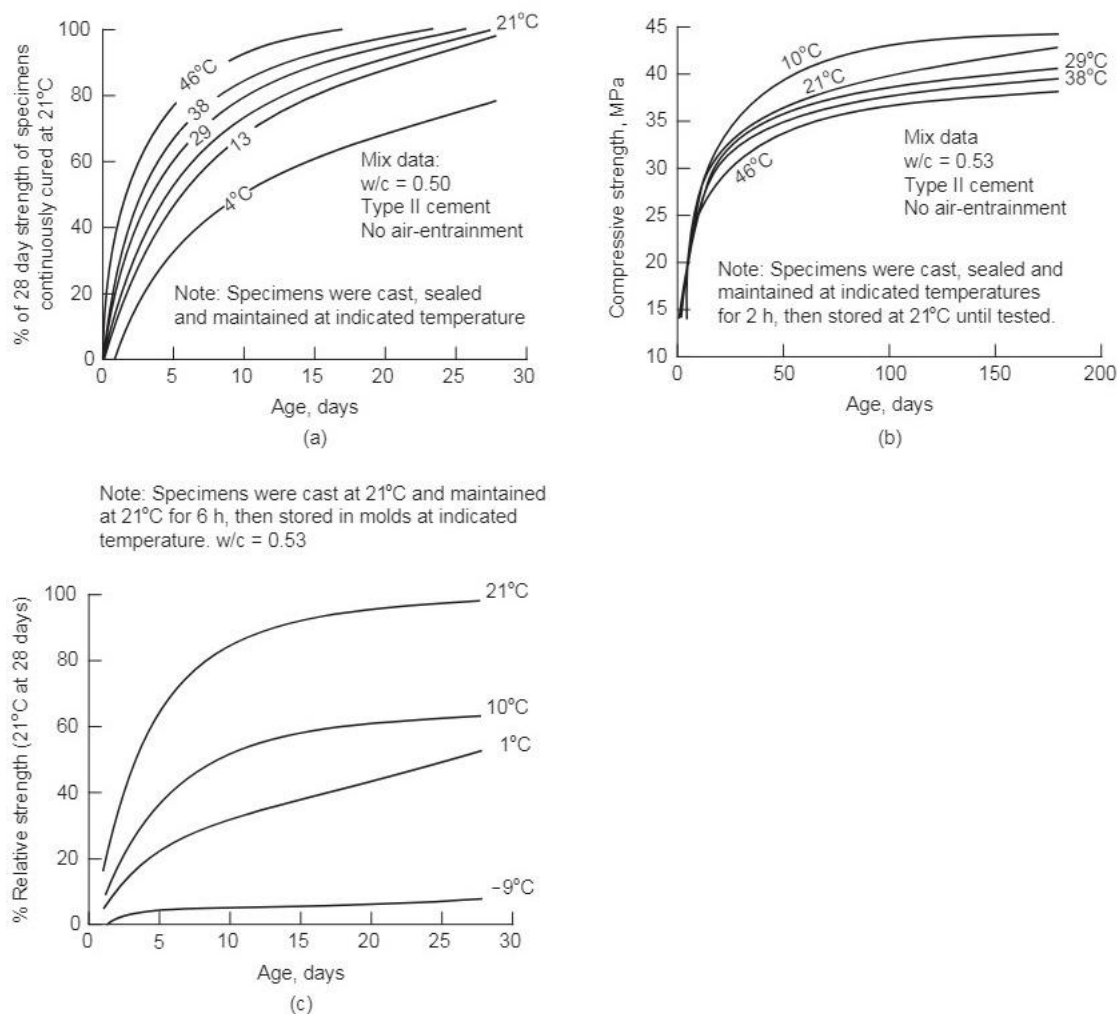
4.3.2.3-Température :

Avec le béton durci humide, l'influence de la température sur la résistance dépend de l'historique temps-température de la coulée et du durcissement. Cela peut être illustré à l'aide de trois cas: béton coulé et durci à la même température, béton coulé à différentes températures mais durci à une température normale, et béton coulé à une température normale mais durci à des températures différentes.

Dans la plage de température de 5 à 46 °C, lorsque le béton est coulé et durci à une température constante spécifique, on observe généralement que jusqu'à 28 jours, plus la température est élevée, plus l'hydratation du ciment et le gain de résistance sont rapides. D'après les données de la figure 4-9, il est évident que la résistance à 28 jours de spécimens coulé et durci à 5 °C était environ 80 pour cent de ceux moulés et guéris entre 21 et 46 °C. plus tard, aux âges ultérieurs, lorsque les différences de degré d'hydratation du ciment disparaissent, les différences de résistance du béton disparaissent également. D'autre part, comme expliqué ci-dessous, il a été observé que plus la température de coulée et de durcissement est élevée, plus la résistance ultime sera faible.

Les données de la figure 4-9b représentent un historique temps-température différent de la coulée et du durcissement. La température de coulée (c'est-à-dire la température pendant les 2 premières heures après la fabrication du béton) variait entre 10 et 46 °C; par la suite, tous les mélanges de béton ont été durcis par voie humide à une température constante de 21 °C. Les données montrent que les résistances ultimes (180 jours) du béton coulé à 5 ou 13 °C étaient plus élevées que ceux exprimés à 21, 30, 38 ou 46 °C. D'après des études microscopiques, de nombreux chercheurs ont conclu qu'avec une coulée à basse température, une microstructure relativement plus uniforme de la pâte de ciment hydratée (en particulier la distribution de la taille des pores) explique la résistance plus élevée. Avec des mélanges de béton coulés à 21 °C et par la suite durci à différentes températures de dessous de zéro à 21 °C, l'effet de la température de durcissement sur la résistance est montré sur la figure 4-9c. En général, plus la température de durcissement est basse, plus la résistance est élevée jusqu'à 28 jours. À une température de durcissement proche du point de congélation, la résistance à 28 jours était d'environ la moitié de la résistance du béton durci à 21 °C; pratiquement aucune résistance ne s'est développée à la température de durcissement sous le point de congélation. Étant donné que les réactions d'hydratation des composés du ciment Portland sont lentes, il semble que des niveaux de température adéquats doivent être maintenus pendant un temps suffisant pour fournir l'énergie d'activation nécessaire pour que les réactions commencent. Cela permet au processus de développement de résistance associé au remplissage progressif des vides avec des produits d'hydratation de se dérouler sans entrave.

L'influence de l'historique temps-température sur la résistance du béton a plusieurs applications importantes dans la pratique de la construction en béton. Depuis le durcissement la température est beaucoup plus importante pour la résistance que la température de pose, les mélanges de béton ordinaires qui sont placés par temps froid doivent être maintenus au-dessus d'une certaine température minimale pendant une durée suffisante. On peut s'attendre à ce que le béton durci en été ou dans un climat tropical ait une résistance initiale plus élevée mais une résistance ultime inférieure à celle du même béton durci en hiver ou dans un climat plus froid. Dans l'industrie des produits préfabriqués en béton, le durcissement à la vapeur est utilisé pour accélérer le développement de la résistance afin d'obtenir un démoulage plus rapide. Dans les éléments massifs, quand aucune mesure de contrôle de la température n'est prise, pendant longtemps la température du béton restera à un niveau beaucoup plus élevé que la température ambiante. Par conséquent, par rapport à la résistance des échantillons traités à température normale de laboratoire.

**Figure 4-9 :**

Influence des températures de coulée et de durcissement sur la résistance du béton. [76]

Les températures de coulée et de durcissement du béton contrôlent le degré d'hydratation du ciment et ont donc une profonde influence sur le taux de développement de la résistance ainsi que sur la résistance ultime

4.3.3-Paramètres de test :

Il n'est pas toujours apprécié que les résultats des essais de résistance du béton soient significativement affectés par les paramètres impliquant l'éprouvette et les conditions de chargement. Les paramètres de l'éprouvette comprennent l'influence de la taille, de la géométrie et de l'état d'humidité du béton; les paramètres de chargement comprennent le niveau et la durée de la contrainte, ainsi que la vitesse à laquelle la contrainte est appliquée.

4.3.3.1-Paramètres des échantillons :

Aux États-Unis, l'échantillon standard pour les tests la résistance à la compression du béton est un cylindre de 15 sur 30 cm. Tout en maintenant le rapport hauteur / diamètre égal à 2, si un mélange de béton est testé en compression avec des éprouvettes cylindriques de diamètre variable, plus le diamètre est grand, plus la résistance sera faible. Les données de la figure 4-10 montrent que, par rapport aux échantillons standard, la résistance moyenne des échantillons cylindriques de 5 sur 10 cm et 7,5 sur 15 cm était de 106 et 108 pour cent, respectivement. Lorsque le diamètre est augmenté au-delà de 45 cm (18 pouces), une réduction beaucoup plus faible de la résistance est observée.

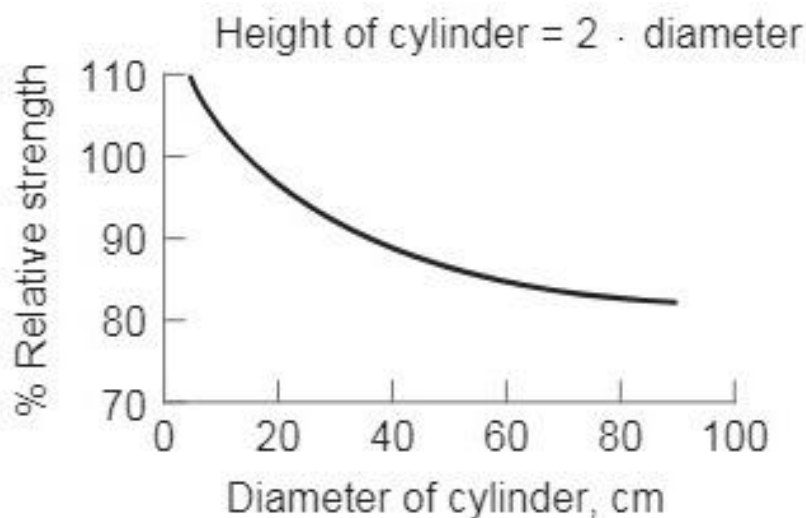


Figure 4-10 :
Influence du diamètre spécimen sur la résistance du béton lorsque le rapport hauteur-diamètre est égal à 2 [76].

La géométrie des échantillons peut affecter les données des tests de laboratoire sur la résistance du béton. La résistance des échantillons cylindriques avec un rapport d'élancement (H / D) supérieur à 2 ou un diamètre supérieur à 30 cm n'est pas beaucoup influencée par les effets de taille

L'effet de la modification de la géométrie de l'éprouvette (rapport hauteur / diamètre) sur la résistance à la compression du béton est illustré à la Fig. 4.11. En général, plus le rapport entre la hauteur de l'échantillon et le diamètre est élevé, plus la résistance sera faible. Par exemple, par rapport à la résistance des échantillons standard (rapport hauteur / diamètre égal à 2), les échantillons avec le rapport hauteur / diamètre de 1 ont montré une résistance environ 15% plus élevée. Il peut être intéressant de souligner que les tests de résistance du béton basés sur un cube standard de 15 cm (6 pouces), qui est répandu en Europe, donneraient une

résistance de 10 à 15% supérieure à celle du même mélange de béton testé dans conformément à la pratique américaine standard.

En raison de l'effet de l'état d'humidité sur la résistance du béton, la procédure standard exige que les échantillons continuent à être humides au moment des essais. Dans les essais de compression, il a été observé que les échantillons séchés à l'air présentent une résistance de 20 à 25 pour cent plus élevée que les échantillons Correspondants testés à l'état saturé. La résistance plus faible du béton saturé est attribuée à la pression de disjonction à l'intérieur de la pâte de ciment.

4.3.3.2-Conditions de chargement.

La résistance à la compression du béton est mesurée en laboratoire par un essai de compression uniaxiale (ASTM C 469) dans lequel la charge est progressivement augmentée pour faire tomber l'éprouvette en 2 à 3 min.

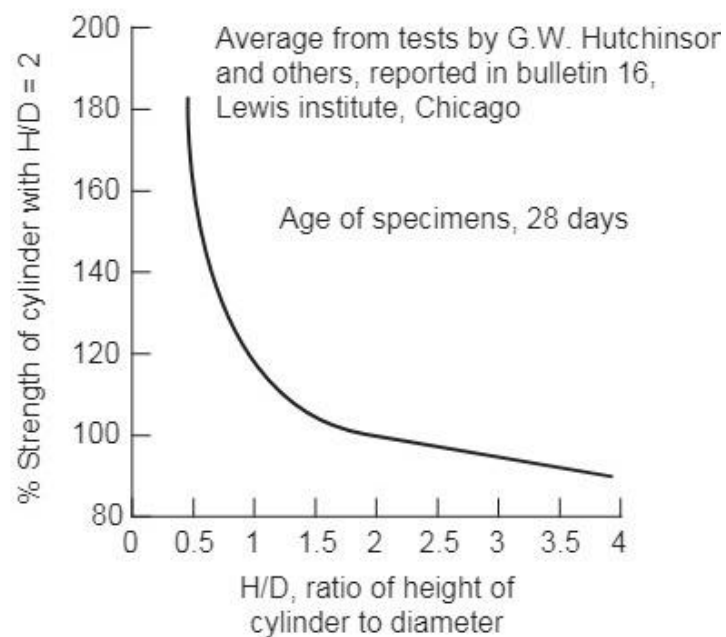


Figure 4.11 :

Influence de la variation du rapport longueur / diamètre sur la résistance du béton [76]

En pratique, la plupart des éléments de structure sont soumis à une charge morte pendant une période indéfinie et, parfois, à des charges répétées ou à des charges d'impact. Il est donc souhaitable de connaître la relation entre la résistance du béton dans des conditions d'essai en laboratoire et les conditions de charge réelles.

Le comportement du béton sous différents états de contrainte est décrit dans la section suivante. De cette description, on peut conclure que la condition de chargement a une influence importante sur la résistance.

Pour apprécier d'un coup d'œil le réseau complexe de nombreuses variables qui influencent la résistance du béton, un résumé est présenté à la Fig. 4.12.

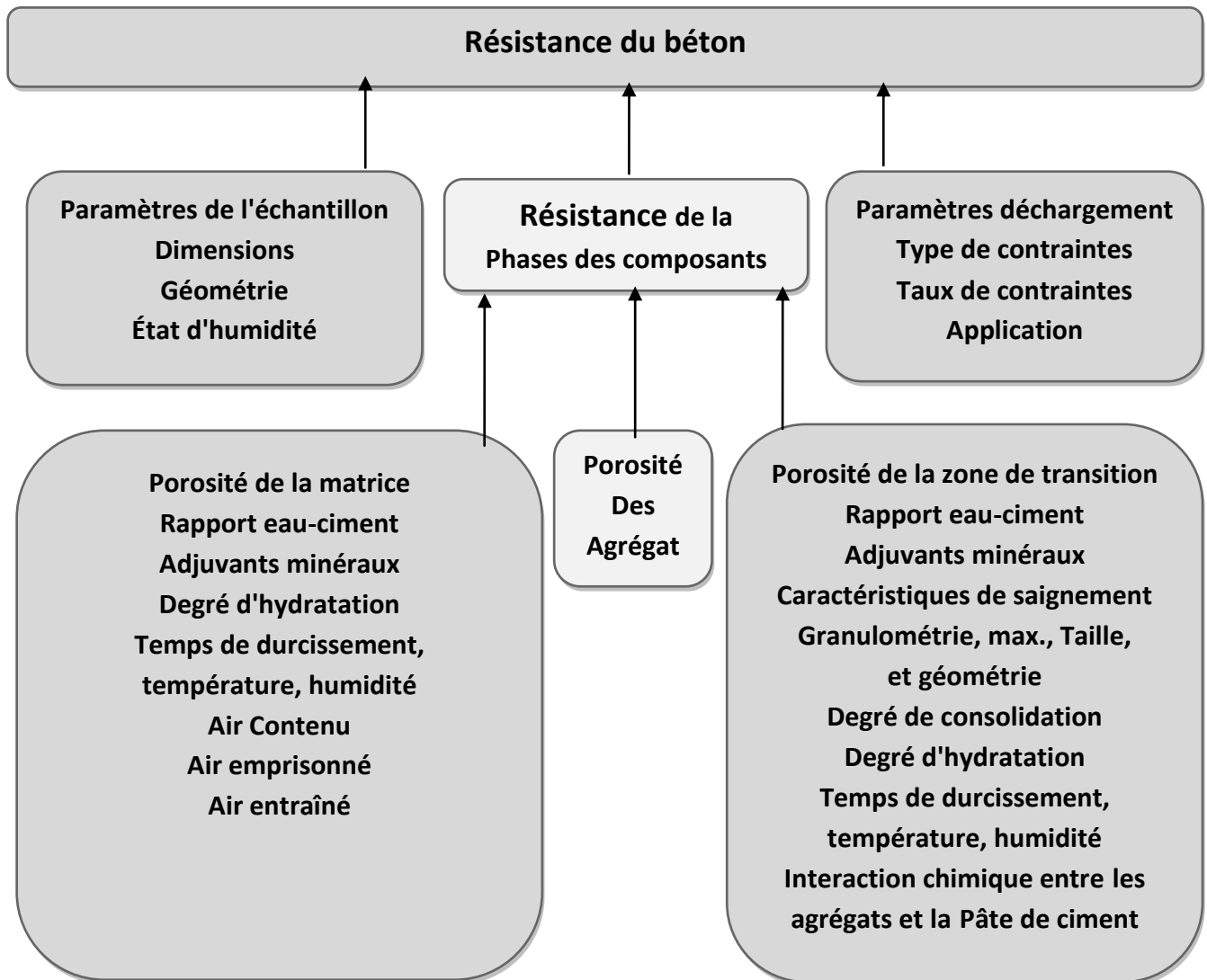


Figure 4.12 : Interaction des facteurs influençant la résistance du béton [76]

Chapitre 5

Interaction entre le milieu agressif et le corps du béton et modification microstructurale engendrée

5.1-Introduction :

Mehta et Gerwick [134] ont regroupé les causes physiques de la détérioration du béton en deux catégories:

- 1✓ l'usure de la surface ou la perte de masse due à l'abrasion, l'érosion et la cavitation.
- 2✓ fissuration due à la température et à l'humidité normale, à la cristallisation des sels dans les pores, à la charge structurale et à l'exposition à des températures extrêmes telles que le gel ou le feu.

De même, ils ont regroupé les causes chimiques en trois catégories:

- 1✓ hydrolyse des composants de la pâte de ciment par l'eau douce.
- 2✓ réactions d'échange de cations entre les fluides agressifs et la pâte de ciment.
- 3✓ les réactions conduisant à la formation de produits expansifs, comme dans le cas de l'attaque des sulfates, de la réaction des agrégats alcalins et de la corrosion de l'acier d'armature dans le béton.

Il convient de souligner que la distinction entre les causes physiques et chimiques de la détérioration est purement arbitraire; dans la pratique, les deux se superposent fréquemment. Par exemple, la perte de masse par usure superficielle et fissuration augmente la perméabilité du béton, qui devient alors la cause principale d'un ou plusieurs processus de détérioration chimique. De même, les effets néfastes des phénomènes chimiques sont physiques; par exemple, la lixiviation des composants de la pâte de ciment durcie par de l'eau douce ou des fluides acides augmenterait la porosité du béton, rendant ainsi le matériau plus vulnérable à l'abrasion et à l'érosion.

5.2-Détérioration du béton par causes physiques :

5.2.1-Usure de surface :

Une perte de masse progressive d'une surface en béton peut se produire en raison de l'abrasion, de l'érosion et de la cavitation.

- ✓ Le terme abrasion se réfère généralement à l'usure sèche, comme dans le cas de l'usure des chaussées et des sols industriels par la circulation automobile.

✓ Le terme érosion est normalement utilisé pour décrire l'usure par l'action abrasive de fluides contenant des particules solides en suspension. L'érosion se produit dans les structures hydrauliques, par exemple les revêtements de canaux, les déversoirs et les conduites en béton pour le transport de l'eau ou des eaux usées.

✓ Une autre possibilité d'endommagement des structures hydrauliques est la cavitation, qui est liée à la perte de masse par la formation de bulles de vapeur et à leur effondrement ultérieur en raison d'un changement soudain de direction dans une eau qui s'écoule rapidement

La pâte de ciment durcie ne possède pas une haute résistance à l'usure. La durée de vie du béton peut être raccourcie dans des conditions de cycles d'attrition répétés, en particulier lorsque elle est de haute porosité ou de faible résistance, et protégée par un agrégat qui lui-même manque de résistance à l'usure. En utilisant une méthode d'essai spéciale, **Liu [135]** a trouvé une bonne corrélation entre le rapport eau-ciment et la résistance à l'abrasion du béton (Fig 5.1a).

Par conséquent, pour obtenir des surfaces de béton résistantes à l'abrasion, le Comité ACI 201 recommande que la résistance à la compression du béton ne soit pas inférieure à 28 MPa.

Lorsqu'un fluide contenant des particules solides en suspension est en contact avec du béton, l'action d'impact, de glissement ou de roulement des particules entraîne une usure de la surface. Le taux d'érosion de surface dépend de la porosité ou de la résistance du béton et de la quantité, de la taille, de la forme, de la densité, de la dureté et de la vitesse des particules en mouvement.

Alors que le béton de bonne qualité présente une excellente résistance à l'écoulement constant d'eau claire, un écoulement non linéaire à des vitesses supérieures à 12 m / s (7 m / s dans des conduits fermés) peut causer de graves dommages au béton par cavitation.

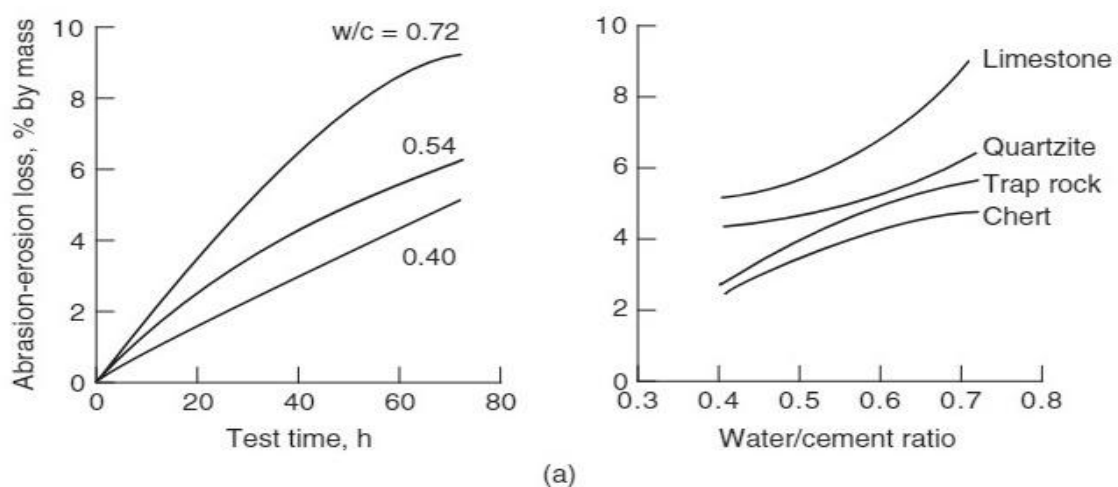


Figure 5-1 : Influence du rapport eau-ciment et du type d'agrégat sur l'abrasion-érosion du béton. [11]



(b)

Figure 5.2 : les dommages par cavitation du revêtement en béton dans un tunnel de 12 pi (12,5 m) de diamètre du barrage de Glen Canyon. [4]

Dans l'eau courante, des bulles de vapeur se forment lorsque la pression absolue locale en un point donné est réduite à la pression de vapeur ambiante de l'eau correspondant à la température ambiante. Lorsque les bulles de vapeur s'écoulant en aval avec de l'eau pénètrent dans une région de haute pression, elles implosent avec un grand impact en raison de l'entrée d'eau à grande vitesse dans l'espace précédemment occupé par la vapeur, provoquant de graves piqûres locales. Par conséquent, la surface du béton affectée par la cavitation est irrégulière ou piquée, contrairement à la surface légèrement usée par l'érosion des solides en suspension. En outre, contrairement à l'érosion ou à l'abrasion, un béton solide peut ne pas nécessairement être efficace pour prévenir les dommages par cavitation. La meilleure solution réside dans l'élimination des causes de cavitation, telles que les désalignements de surface ou les changements brusques de pente. En 1984, d'importantes réparations ont été nécessaires pour le revêtement en béton d'un tunnel du barrage de Glen Canyon (Photo.5.1); les dommages ont été causés par une cavitation attribuable à des irrégularités de surface dans le revêtement.

5.2.2-Cristallisation des sels dans les pores :

Dans certaines conditions environnementales, par exemple, lorsqu'un côté d'un mur de soutènement ou d'une dalle d'un solide perméable est en contact avec une solution saline et que les autres côtés sont sujets à une perte d'humidité par évaporation, le matériau peut se détériorer en raison des contraintes provoquées par cristallisation de sels dans les pores. Winkler⁵ énumère un certain nombre de sels qui sont connus pour causer des fissures et des dommages par effraction aux roches et aux monuments en pierre. Ce phénomène a été attribué aux fortes pressions produites par la cristallisation des sels de leurs solutions sursaturées.

Des enquêtes sur les dommages de maçonnerie dus à la cristallisation du sel, **Binda et Baroni** [136] ont discuté des conditions microclimatiques qui influent sur la survenue ou non de dommages graves. Selon les auteurs, l'étendue des dommages dépend du site de cristallisation du sel, qui est déterminé par un équilibre dynamique entre le taux d'évaporation de l'eau de la surface exposée du matériau et le taux d'alimentation en solution saline de celui-ci. Lorsque le taux d'évaporation est inférieur au taux d'approvisionnement en eau de l'intérieur de la maçonnerie,

la cristallisation du sel a lieu sur la surface externe, sans causer de dommages. Ce n'est que lorsque la vitesse de migration de la solution saline à travers les pores interconnectés du matériau est plus lente que la vitesse de remplissage, la zone de séchage se produit sensiblement sous la surface.

Dans la littérature, les termes entartrage salin, altération saline et attaque d'hydratation saline ont été utilisés pour décrire la manifestation physique d'un phénomène qui a été observé avec la maçonnerie et le béton poreux exposés à des sels hydratables tels que le sulfate de sodium et le carbonate de sodium. Thenardite (Na_2SO_4) se transforme en sa forme hydratée, la mirabalite ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) à 20°C lorsque l'humidité relative est supérieure à 72% et à 32°C lorsque l'humidité relative est de 81% ou plus. Fait intéressant, la transformation de Thermonatrite ($\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$) dans Natron ($\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) se produit à des conditions de température et d'humidité similaires, qui se situent dans la plage des changements environnementaux quotidiens dans de nombreuses régions du monde. En raison de grandes différences de densité, une expansion volumétrique considérable est associée à la transformation de la forme anhydre de ces sels en leur forme hydratée. En conséquence de nombreux cycles d'humidité relative ambiante et de changements de température, une détérioration progressive du béton en surface se produit (Photo. 5-2).

Ce type d'attaque saline purement physique à partir d'une solution saline pénétrante, tel que distingué des attaques impliquant des interactions chimiques avec les produits d'hydratation du ciment, n'est pas connu pour causer des dommages structuraux.

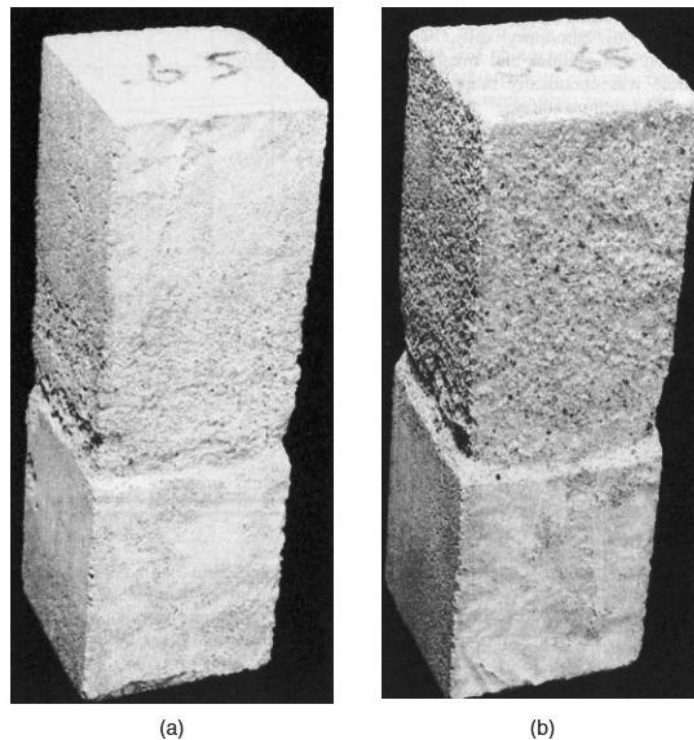


Figure 5.3 : Détartrage du sel dans des prismes de mortier partiellement submergés dans des solutions de : (a) sulfate de sodium , (b) carbonate de sodium [4]

5.2.3- Action de gel :

Dans les climats froids, les dommages aux chaussées en béton, aux murs de soutènement, aux tabliers de ponts et aux garde-corps, attribuables à l'action du gel (cycles de gel et de dégel), sont l'un des problèmes majeurs nécessitant de grosses dépenses pour la réparation et le remplacement des structures. Les causes de la détérioration du béton durci par l'action du gel peut être liée à la microstructure complexe du matériau; cependant, l'effet délétère dépend non seulement des caractéristiques du béton mais également des conditions environnementales spécifiques. Ainsi, un béton qui résiste au gel dans des conditions de gel-dégel données peut être détruit dans un ensemble différent de conditions.

Les dommages causés par le gel dans le béton peuvent prendre plusieurs formes. Le plus courant est la fissuration et l'écaillage du béton causés par l'expansion progressive de la matrice de pâte de ciment à partir de cycles répétés de congélation et de décongélation. Les dalles de béton exposées à des cycles de congélation et de décongélation en présence d'humidité et de sels de dégivrage sont sensibles à l'entartrage (c.-à-d., La surface finie s'écaille ou se décolle). Certains agrégats grossiers dans les dalles de béton sont également

connus pour provoquer des fissures, généralement parallèles aux joints et aux bords, qui acquièrent finalement un motif ressemblant à une grande lettre majuscule D (fissures se courbant autour de deux des quatre coins de la dalle). Ce type de fissuration est décrit par le terme de fissuration D. Les différents types de détérioration du béton dus à l'action du gel sont illustrés par les photographies de la Photo 5-3.

L'entraînement de l'air s'est révélé être un moyen efficace de réduire le risque d'endommagement du béton par l'action du gel. Les mécanismes par lesquels le gel se produit dans la pâte de ciment et comment l'entraînement de l'air empêche les dommages sont décrits ci-après.

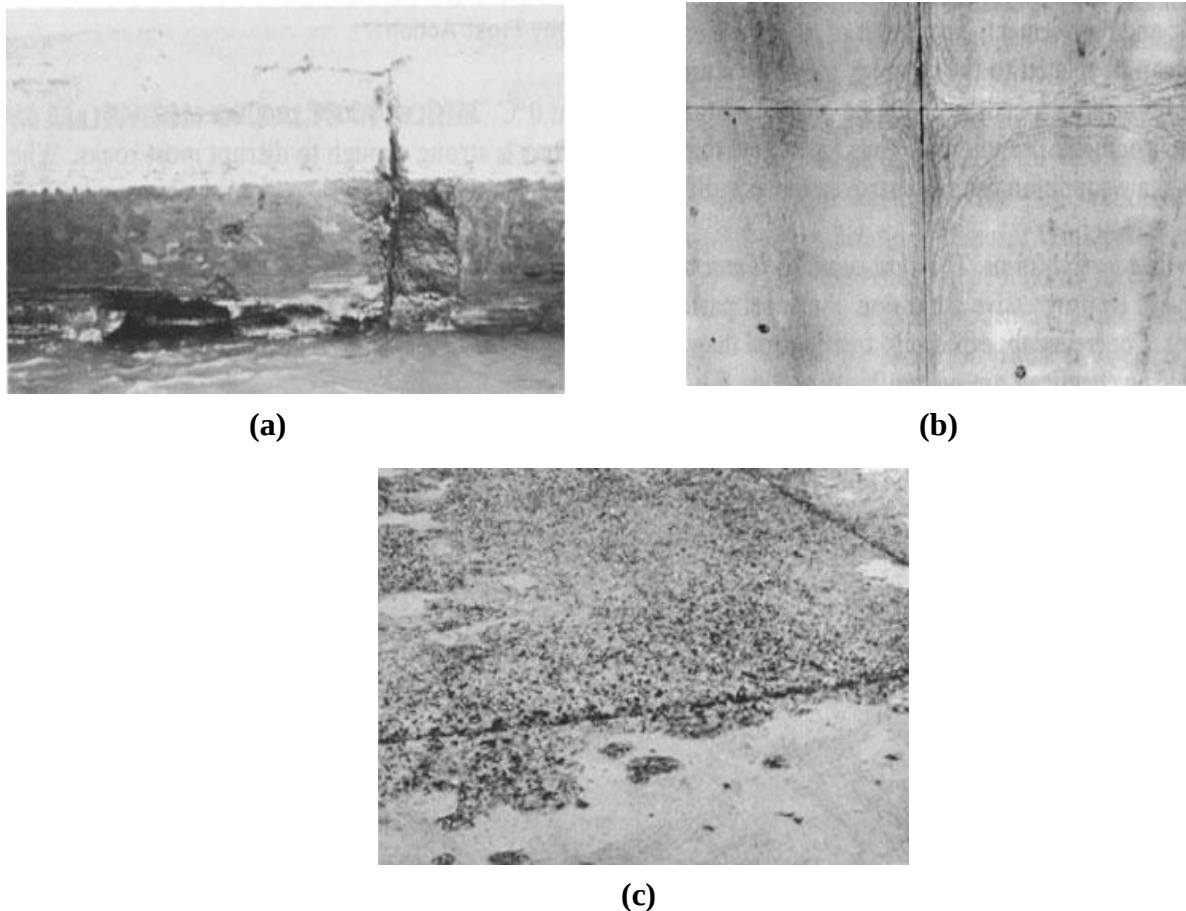


Figure 5.4 :Types de dommages dus au gel dans le béton:

(a) détérioration d'un élément non entraîné par l'air mur de soutènement en béton le long de la ligne de saturation; (b) fissuration en D sévère le long des joints longitudinaux et transversaux d'une chaussée ; (c) mise à l'échelle d'une surface en béton. [4]

5.2.3.1-Action du gel sur pâte de ciment durcie :

Powers [71] a bien décrit les mécanismes de l'action du gel dans la pâte de ciment et a également expliqué pourquoi l'entraînement de l'air est efficace pour réduire l'expansion associée à ce phénomène: Lorsque l'eau commence à geler dans une cavité capillaire, l'augmentation de volume accompagnant la congélation de l'eau nécessite une dilatation de la

cavité égale à 9% du volume d'eau gelée ou forcer la quantité d'eau en excès à travers les limites du spécimen, ou certains des deux effets. Au cours de ce processus, une pression hydraulique est générée et l'amplitude de cette pression dépend de la distance jusqu'à une «limite d'échappement», de la perméabilité du matériau intervenant et de la vitesse à laquelle la glace se forme. L'expérience montre que des pressions perturbatrices se développeront dans un échantillon de pâte saturée à moins que chaque cavité capillaire dans la pâte ne soit à plus de trois ou quatre millièmes de pouce de la limite d'échappement la plus proche. De telles limites étroitement espacées sont fournies par l'utilisation correcte d'un agent d'entraînement de l'air approprié.

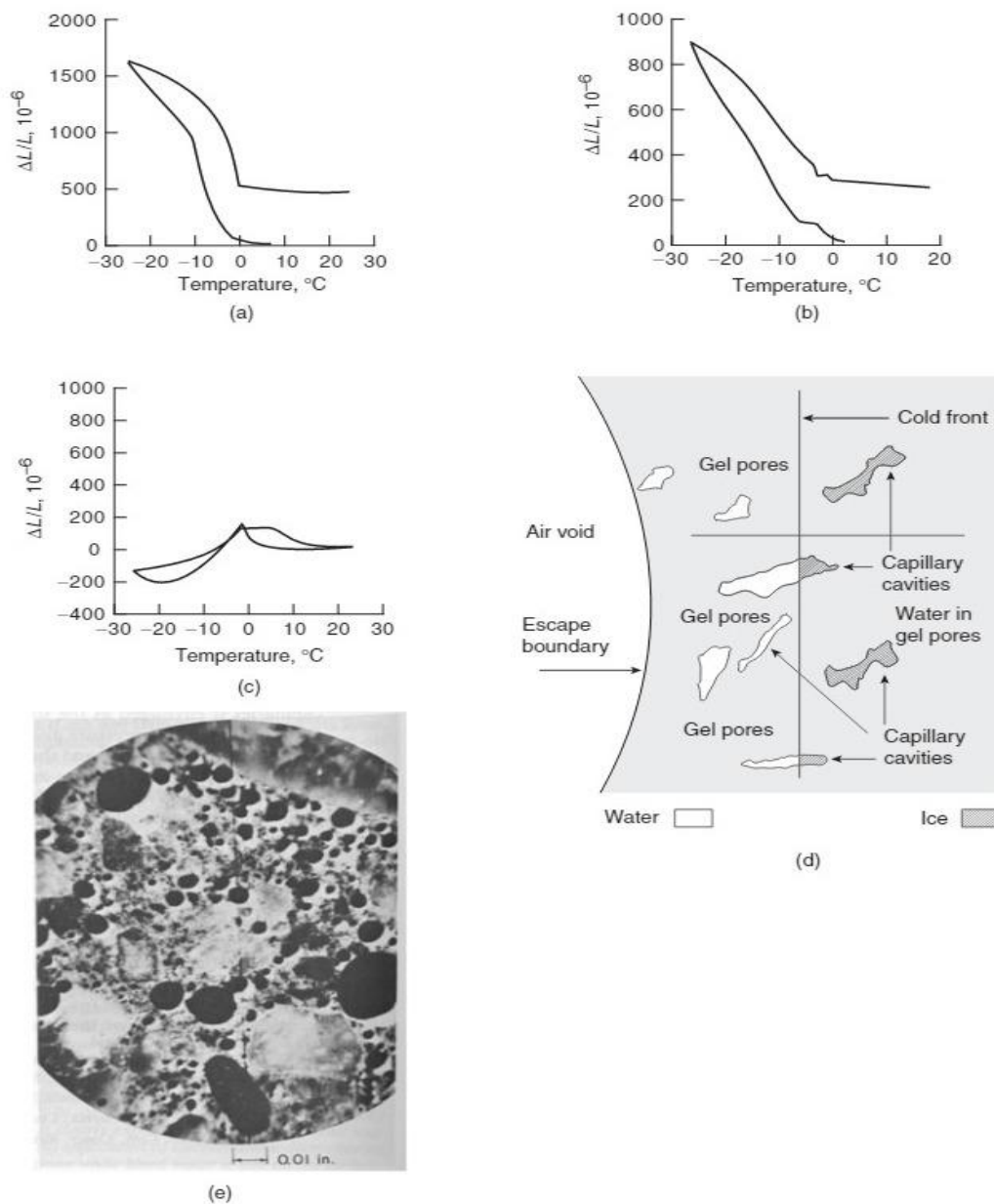


Figure 5.5 : Réponse de la pâte de ciment saturée au gel et au dégel avec et sans air entraîné. (a),(b),(c) [71], (d) [123] , (e) [72]

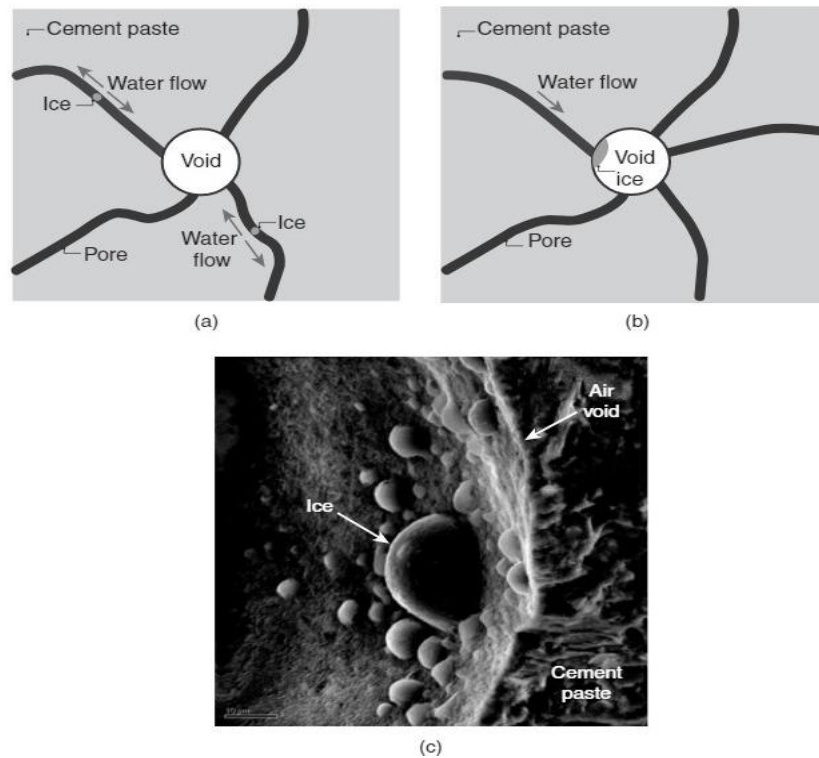
Selon **Powers** [71], une pâte de ciment saturée ne contenant pas d'air entraîné se dilate lors de la congélation en raison de la génération de pression hydraulique (a) Avec l'augmentation de l'entraînement d'air, la tendance à se dilater diminue parce que les vides d'air entraînés fournissent des limites d'échappement pour la pression hydraulique [(b), (c) et (d)]. (e) Section polie de béton à air entraîné vue au microscope.

Des données et une représentation schématique de l'hypothèse de **Powers** [71] sont illustrées à la Fig. 5.2. Pendant la congélation à -24°C, l'échantillon de pâte de ciment saturé ne contenant pas d'air entraîné s'est allongé d'environ 1600 millièmes, et lors de la décongélation à la température d'origine, un allongement permanent d'environ 500 millièmes a été observé (Fig. 5-2a). Le spécimen contenant 2 pour cent d'air entraîné a montré un allongement d'environ 800 millièmes à la congélation et un allongement résiduel inférieur à millièmes lors de la décongélation (Fig. 5-2b). L'échantillon contenant 10 pour cent d'air entraîné n'a montré aucune dilatation appréciable pendant la congélation et aucune dilatation résiduelle à la fin du cycle de décongélation. Au contraire, cette pâte entraînée par l'air a montré une contraction lors de la congélation (Fig. 5-2c). Une illustration schématique de l'hypothèse de **Powers** [71] est présentée à la Fig. 5-2d.

La figure 5-3 indique comment la présence de vides d'air peut réduire les contraintes causées par la formation de glace dans le béton.

Powers [71] a également proposé qu'en plus de la pression hydraulique causée par la congélation de l'eau dans les grandes cavités, la pression osmotique résultant de la congélation partielle des solutions dans les capillaires puisse être une autre source d'expansion destructive dans la pâte de ciment. L'eau dans les capillaires n'est pas pure; il contient plusieurs substances solubles, telles que des alcalis, des chlorures et de l'hydroxyde de calcium. Les solutions gèlent à des températures plus basses que l'eau pure; généralement, plus la concentration de sels dans une solution est élevée, plus le point de congélation est bas. L'existence de gradients locaux de concentration en sel entre les capillaires est envisagée comme source de pression osmotique.

La pression hydraulique (due à une augmentation du volume spécifique d'eau lors de la congélation dans les grandes cavités) et la pression osmotique (due aux différences de concentration de sel dans le fluide interstitiel) ne semblent pas être les seules causes de dilatation des pâtes de ciment exposées. Pour geler l'action. L'expansion des échantillons de pâte de ciment a été observé¹¹ même lorsque le benzène, qui se contracte lors de la congélation, a été utilisé comme fluide interstitiel au lieu de l'eau.

**Figure 5.6 :**

a) Diagramme schématique de la formation de glace dans les vides capillaires; (b) formation de glace dans un vide d'air; et (c) une micrographie électronique à balayage de cristaux de glace se développant dans un vide d'air. [4]

Analogue à la formation de lentilles de glace dans le sol, un effet capillaire, l'impliquant une migration à grande échelle de l'eau des petits pores vers les grandes cavités, serait la principale cause d'expansion dans les corps poreux. Selon la théorie avancée par Litvan[137], l'eau retenue rigideement par la CSH (à la fois inter-couche et adsorbée dans les pores de gel) dans la pâte de ciment ne peut pas se réorganiser pour former de la glace au point de congélation normal de l'eau car la mobilité de l'eau existant dans un état ordonné est plutôt limitée. Généralement, plus l'eau est retenue de manière rigide, plus le point de congélation sera bas. Rappelons que trois types d'eau sont physiquement retenus dans la pâte de ciment; par ordre de rigidité croissante, il s'agit de l'eau capillaire dans les petits capillaires (10 à 50 nm), de l'eau adsorbée dans les pores du gel et de l'eau de la couche interne dans la structure CSH.

On estime que l'eau dans les pores de gel ne gèle pas au-dessus -78° Par conséquent, lorsqu'une pâte de ciment saturée est soumise à des conditions de gel, l'eau dans de grandes cavités se transforme en glace tandis que l'eau de gel interstitielle continue d'exister sous forme d'eau liquide à l'état surfondu. Cela crée un déséquilibre thermodynamique entre l'eau gelée dans les capillaires, qui acquiert un état de faible énergie, et l'eau surfondue dans les pores de gel, qui est dans un état de haute énergie. La différence d'entropie de la glace et de l'eau surfondue oblige cette dernière à migrer vers les sites de basse énergie (grandes cavités)

où elle peut geler. Cette alimentation fraîche en eau des pores de gel aux pores capillaires augmente régulièrement le volume de glace dans les pores capillaires jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de place pour accueillir plus de glace. Toute tendance subséquente de l'eau surfondue à s'écouler vers les régions glaciaires entraînerait évidemment une pression interne et une expansion du système. De plus, selon **Litvan** [137], le transport d'humidité associé au refroidissement des corps poreux saturés ne conduit pas nécessairement à des dommages mécaniques. Les dommages mécaniques se produisent lorsque la vitesse de transport de l'humidité est considérablement inférieure à celle exigée par les conditions (par exemple, un gradient de température important, une faible perméabilité et un degré élevé de saturation). On peut noter que lors de l'action du gel sur la pâte de ciment, la tendance à l'expansion de certaines régions est compensée par d'autres régions qui subissent une contraction (par exemple, la perte d'eau adsorbée par la CSH). L'effet net sur un spécimen est évidemment le résultat des deux tendances opposées. Cela explique de manière satisfaisante pourquoi la pâte de ciment ne contenant pas d'air entraîné a montré un allongement important (Fig. 5-3a) alors que la pâte de ciment contenant 10 pour cent d'air entraîné a montré une contraction pendant la congélation (Fig. 5-3c). Des observations microscopiques ont confirmé que lorsque de la glace se forme à l'intérieur d'un vide d'air, il y a retrait dans la pâte de ciment (Fig. 5-4).

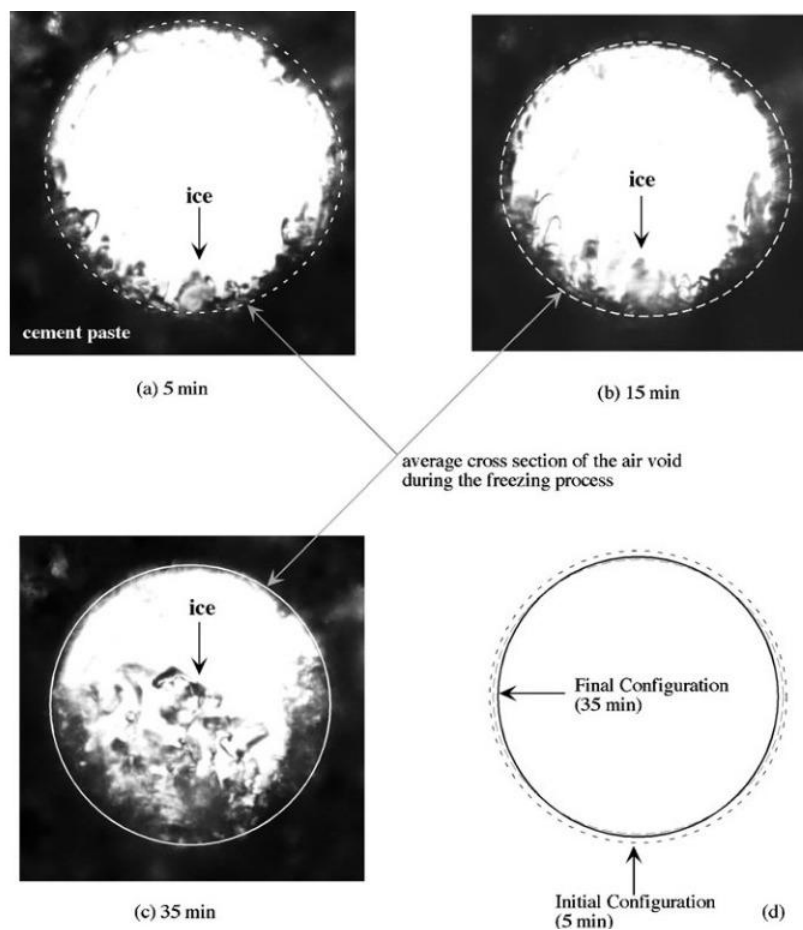


Figure .5.7 : Séquence de propagation de la glace dans un vide entraîné par l'air. [4]

5.2.3.2-Action du gel sur les agrégats :

Selon la façon dont l'agrégat réagit à l'action du gel, un béton contenant de l'air entraîné dans la matrice de pâte de ciment peut toujours être endommagé. Le mécanisme sous-jacent au développement de la pression interne lors de la congélation d'une pâte de ciment saturée est également applicable à d'autres corps poreux; cela comprend les agrégats produits à partir de roches poreuses, telles que certains cherts, grès, calcaires, et schistes. Tous les agrégats poreux ne sont pas susceptibles d'être endommagés par le gel; le comportement d'une particule d'agrégat lorsqu'elle est exposée à des cycles de gel-dégel dépend principalement de la taille, du nombre et de la continuité des pores (c'est-à-dire de la distribution de la taille des pores) et de la perméabilité

Pour expliquer les dommages causés par le gel au béton qui sont attribuables aux granulats, **Verbeck et Landgren** [138] ont proposé trois classes d'agrégats. Dans la première catégorie se trouvent les agrégats de faible perméabilité et de haute résistance. Lors du gel de l'eau dans les pores, la contrainte élastique dans la particule est accommodée sans provoquer de fracture. Dans la deuxième catégorie se trouvent les agrégats de perméabilité intermédiaire, c'est-à-dire ceux ayant une proportion significative de la porosité totale représentée par de petits pores de l'ordre de 500 nm et plus petits. Les forces capillaires dans de si petits pores font que l'agrégat se sature facilement et retient l'eau. Lors de la congélation, l'amplitude de la pression dépend principalement du taux de chute de température et de la distance que l'eau sous pression doit parcourir pour trouver une limite d'échappement pour relâcher la pression. La décompression peut être disponible sous la forme de tout pore vide dans l'agrégat (analogue à l'air entraîné dans la pâte de ciment) ou à la surface de l'agrégat. La distance critique de décompression dans une pâte de ciment durcie est de l'ordre de 0,2 mm; il est beaucoup plus important pour la plupart des roches en raison de leur perméabilité plus élevée que la pâte de ciment.

Ces considérations ont donné lieu au concept de taille critique des agrégats par rapport aux dommages causés par le gel. Avec une distribution de taille de pore, une perméabilité, un degré de saturation et un taux de congélation donnés, les grosses particules d'un agrégat peuvent causer des dommages, mais pas les particules plus petites du même agrégat. Par exemple, lorsque des spécimens de béton de 14 jours contenant un mélange 50:50 de différentes tailles d'agrégat de quartz et de chert ont été exposés à des cycles de gel-dégel, ceux contenant 25 à 12 mm de chert ont nécessité 183 cycles pour montrer une Réduction de 50% du module d'élasticité, contre 448 cycles pour des bétons de même durcissement contenant du chert de 12 à 5 mm.¹⁵

Il n'y a pas de taille critique unique pour un type d'agrégat, car cela dépendra de la vitesse de congélation, du degré de saturation et de la perméabilité de l'agrégat. La perméabilité joue un double rôle: premièrement, elle détermine le degré de saturation ou la vitesse à laquelle l'eau sera absorbée dans une période de temps donnée; et deuxièmement, il détermine la vitesse à laquelle l'eau sera expulsée de l'agrégat lors de la congélation (et donc du développement de la pression hydraulique). Généralement, lorsque des agrégats plus grands que la taille critique sont présents dans un béton, la congélation est accompagnée de pop-out, c'est-à-dire d'une rupture de l'agrégat dans laquelle une partie de la particule d'agrégat reste dans le béton et l'autre partie ressort avec le flocon de mortier.

Agrégats de haute perméabilité, qui contiennent généralement un grand nombre de gros pores, appartiennent à la troisième catégorie. Bien qu'ils permettent une entrée et une sortie faciles de l'eau, ils sont également capables de causer des problèmes de durabilité. En effet, la zone de transition interfaciale entre la surface de l'agrégat et la matrice de pâte de ciment peut être endommagée lorsque l'eau sous pression est expulsée d'une particule d'agrégat. Dans de tels cas, les particules d'agrégat elles-mêmes ne sont pas endommagées par l'action du gel. Soit dit en passant, cela montre pourquoi les résultats des essais de gel-dégel et de solidité sur l'agrégat seuls ne sont pas toujours fiables pour prédire son comportement dans le béton.

On pense qu'avec les chaussées en béton exposées à l'action du gel, certains granulats de grès ou de calcaire sont responsables du phénomène de fissuration en D. Les granulats susceptibles de provoquer la fissuration en D semblent avoir une distribution granulométrique spécifique caractérisée par un grand volume de pores très fins inférieur à $<1\mu\text{m}$.

5.2.4-Effet du feu :

La sécurité humaine en cas d'incendie est l'une des considérations dans la conception des bâtiments résidentiels, publics et industriels. Le béton a un bon dossier de service à cet égard. Contrairement au bois et aux plastiques, le béton est incombustible et n'émet pas des fumées toxiques lors d'une exposition à des températures élevées. Contrairement à l'acier, soumis à des températures de l'ordre de 700° à 800°C , le béton est capable de conserver une résistance suffisante pendant des périodes raisonnablement longues, permettant ainsi des opérations de sauvetage en réduisant le risque d'effondrement structurel. Par exemple, en 1972, lorsqu'un bâtiment en béton armé de 31 étages à São Paulo (Brésil) a été exposé à un incendie à haute intensité pendant plus de 4 h, plus de 500 personnes ont été secourues car le bâtiment a conservé son intégrité structurelle pendant l'incendie.

5.2.4.1-Effet de la température élevée sur la pâte de ciment hydratée :

L'effet de l'augmentation de la température sur la pâte de ciment hydraté dépend du degré d'hydratation et de l'état d'humidité. Une pâte de ciment Portland bien hydratée, telle que décrite précédemment, se compose principalement d'hydrates de silicate de calcium (CSH), d'hydroxyde de calcium et d'hydrates de sulfoaluminate de calcium. La pâte saturée contient de grandes quantités d'eau libre et d'eau capillaire, en plus de l'eau adsorbée. Les différents types d'eau sont facilement perdus lors de l'élévation de la température du béton. Cependant, du point de vue de la protection contre les incendies, on peut noter qu'en raison de la chaleur de vaporisation considérable nécessaire à la conversion de l'eau en vapeur, la température du béton n'augmentera pas tant que toute l'eau évaporable n'aura pas été éliminée.

La présence de grandes quantités d'eau évaporable peut poser un problème. Si la vitesse de chauffage est élevée et que la perméabilité de la pâte de ciment est faible, des dommages au béton peuvent se produire sous forme d'écaillage de surface. L'écaillage se produit lorsque la pression de vapeur de la vapeur à l'intérieur du matériau augmente à un rythme plus rapide que la décompression par la libération de vapeur dans l'atmosphère.

Au moment où la température atteint environ 300°C, l'eau CSH inter-couche et une partie de l'eau chimiquement combinée de la CSH et des hydrates de sulfoaluminate seraient également perdues. La déshydratation supplémentaire de la pâte de ciment due à la décomposition de l'hydroxyde de calcium commence à environ 500°C, mais des températures de l'ordre de 900°C sont nécessaires pour une décomposition complète de la CSH.

5.2.4.2-Effet des températures élevées sur les granulats

La porosité et la minéralogie du granulat semblent exercer une influence importante sur le comportement du béton exposé au feu. En fonction de la vitesse de chauffage et de la taille, de la perméabilité et de l'état d'humidité de l'agrégat, l'agrégat poreux peut lui-même être sensible à une expansion perturbatrice conduisant à des éjections du type décrit dans le cas d'une attaque par le gel. Les agrégats à faible porosité ne doivent toutefois pas présenter de problèmes liés au mouvement interne de l'humidité.

Les agrégats siliceux contenant du quartz (par exemple, du granit et du grès) peuvent causer une détresse dans le béton à une température d'environ 573°C, car à cette température la transformation du quartz est associée à une expansion soudaine de l'ordre de 0,85 pour cent. Dans le cas des roches carbonatées, une détresse similaire peut commencer au-dessus de 700°C à la suite de la réaction de décarbonatation. En plus des transformations de phase possibles et de la décomposition thermique de l'agrégat, la minéralogie de l'agrégat détermine

également la réponse du béton au feu par d'autres moyens. Par exemple, la minéralogie des agrégats détermine les dilatations thermiques différentielles entre l'agrégat et la pâte de ciment et la résistance ultime de la zone de transition inter-faciale.

5.2.4.3-Effet de la température élevée sur le béton :

Sur la figure 5.8, les données d'Abrams [125] illustrent l'effet d'exposition de courte durée, 870 °C, sur la résistance à la compression des éprouvettes de béton avec une moyenne de $f_c=27$ MPa avant l'exposition. Les variables comprenaient le type d'agrégat (carbonate, siliceux ou schiste expansé léger) et les conditions d'essai (chauffé sans charge et testé à chaud; chauffé avec une charge à un niveau de contrainte correspondant à 40% de la résistance d'origine et testé à chaud; et testé sans charge après refroidissement à température ambiante). Lorsqu'ils sont chauffés sans charge et testés à chaud (Fig.5.5a), les échantillons fabriqués avec l'agrégat carbonaté et l'agrégat léger poncé (60 pour cent de l'agrégat fin ont été remplacés par du sable naturel) ont conservé plus de 75 pour cent des résistances aux températures jusqu'à 650 °C. À cette température, les échantillons de béton contenant l'agrégat siliceux ne conservaient que 25% de la résistance d'origine; ils avaient conservé 75 pour cent de la force d'origine jusqu'à environ 427 °C. La performance supérieure des bétons contenant soit le carbonate soit l'agrégat léger à la température d'exposition à la chaleur la plus élevée pourrait être due à la fois à une zone de transition interfaciale plus forte et à une plus petite différence dans les coefficients de dilatation thermique entre le mortier matriciel et l'agrégat grossier.

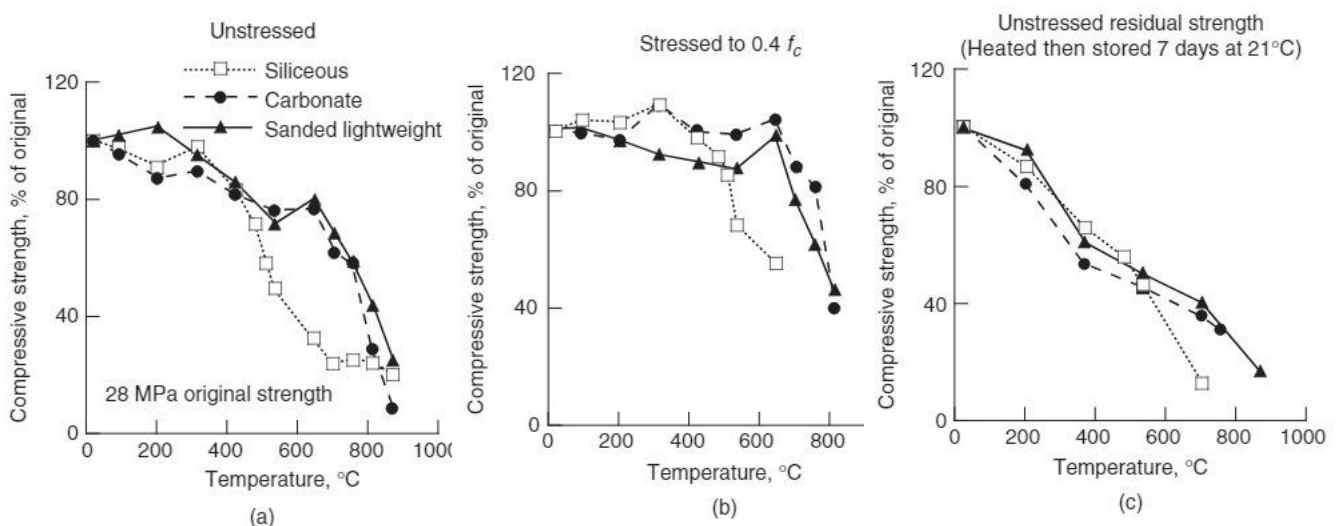


Figure 5.8 : Effet du type d'agrégat et des conditions d'essai sur la résistance au feu. [125]

L'échantillons de béton non chargés chauffés à 650 °C et testé à chaud (a), montrent que le béton contenant du calcaire ou de l'agrégat léger conservait 75% de la résistance d'origine,

tandis que le béton contenant un agrégat siliceux ne conservait que 25% de la résistance d'origine. Lorsqu'ils sont chargés à 40% de la résistance d'origine (b), une tendance similaire a été observée, bien que toutes les résistances soient supérieures d'environ 25%. Cependant, selon la Fig. 5-5c, quel que soit le type d'agrégat, tous les bétons ont présenté une perte de résistance considérable au refroidissement

La résistance des échantillons testés à chaud mais chargés en compression (Fig. 5.5b) était jusqu'à 25% supérieure à celle des échantillons compagnons non chargés, mais les performances supérieures des bétons de carbonate et d'agrégats légers ont été réaffirmées. Cependant, l'effet de la minéralogie des granulats sur la résistance du béton (Fig.5.5c) était significativement réduit lorsque les éprouvettes étaient testées après refroidissement à 21 °C, vraisemblablement à la suite d'une microfissuration dans la zone de transition inter-faciale, associée à un retrait thermique.

Dans la plage de résistance de 23 à 45 MPa, **Abrams** [125] a constaté que la résistance d'origine du béton avait peu d'effet sur le pourcentage de résistance à la compression conservé après l'exposition à haute température. Dans une étude ultérieure, on a observé que, comparé à la résistance à la compression des éprouvettes chauffées, les modules élastiques du béton fabriqué avec les trois types d'agrégats diminuaient plus rapidement à mesure que la température augmentait. Par exemple, à 304 et 427 °C, les modules étaient respectivement de 70 à 80 pour cent et de 40 à 50 pour cent de la valeur d'origine. Ceci peut être attribué au micro-rayonnage de la zone de transition interfaciale, qui a un effet plus dommageable sur la résistance à la flexion et le module d'élasticité que la résistance à la compression du béton .



Figure 5.9 : Dommages causés par le feu au revêtement en béton du tunnel sous la Manche.

5.3-Détérioration du béton par réactions chimiques

Pour les milieux chimiquement agressifs, le facteur commun à tous les agents agressifs est l'eau qui dissout les composés gazeux ou solides. Le transport des substances agressives se fait essentiellement par perméation et par diffusion, indicateurs majeurs de durabilité dépendant de la compacité du béton.

D'une manière générale, les attaques chimiques des bétons mettent en jeu deux mécanismes couplés que sont la dissolution des hydrates (essentiellement la lixiviation des ions Ca^{2+} de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et des silicates de calcium hydratés C-S-H) et la précipitation de sels nocifs ou non. Les conséquences générales sont un accroissement de la porosité et de la fissuration, une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité, des pertes de raideur et de résistances mécaniques.

Les principaux milieux agressifs ainsi que les mécanismes d'attaque qui leur sont associés, sont passés en revue. Nous avons abordé les attaques chimiques les plus courantes : les Réaction alcali-agrégat, lixiviation, l'attaque par l'eau de mer, carbonatation, l'attaque sulfatique, l'attaque chimique et en dernier l'attaque biochimique.

5.3.1- Réaction alcali-agrégat :

La réaction alcali-agrégat est une réaction chimique qui se produit entre certaines formes de silice ou de silicate contenus dans les granulats et les alcalins du béton. Les mécanismes de la réaction alcali-agrégat sont complexes et font toujours l'objet de travaux de recherches.

Les principales conséquences de cette réaction est la formation d'un gel gonflant qui engendre à son tour des contraintes internes au sein de la structure. Il en résulte un développement des micros faïençages et un éclatement du béton (Figure 5.10). La réaction alcali-agrégat a pour conséquence de diminuer les propriétés mécaniques du béton.



Figure 5.10 : fissurations grossières dues à la réaction alcali-agrégat (Entrée d'un tunnel) [14]

-Les différents types d'alcali-réaction

Il existe trois types de la réaction alcali-agrégat : réaction alcali-silice (les plus courantes), réaction alcali-silicate, réaction alcali-carbonate.

5.3.1.1- Réaction alcali-silice (RAS)

Certains granulats siliceux, lorsqu'ils sont constitués de silice amorphe, mal cristallisée ou microcristalline (par exemple des verres, de l'opale...) sont attaqués par la solution interstitielle qui occupe les pores du béton. La silice libérée réagit ensuite avec les alcalins Na^+ , K^+ de cette solution interstitielle et l'on observe, l'apparition de gels silico-alcalins s'ils renferment Si, Na (et ou K) ou calco-silico-alcalins s'ils contiennent, en plus, du calcium. Ces gels sont qualifiés de gonflants. Ils se produisent dans le béton et y provoquent des désordres, mais les mécanismes invoqués pour expliquer ces gonflements sont encore controversés.

5.3.1.2- Réaction alcali-silicate

La différence essentielle avec la réaction alcali-silice réside dans le fait que les granulats réactifs ne sont pas formés de silice libre mais sont des silicates variés (phyllo-silicates, tecto-silicates, sains ou altérés). En ce qui concerne les produits de la réaction, on admet qu'ils sont voisins de ceux apparus dans la réaction alcali-silice ; des études plus anciennes signalaient que l'on n'observe pas la production de gels siliceux.

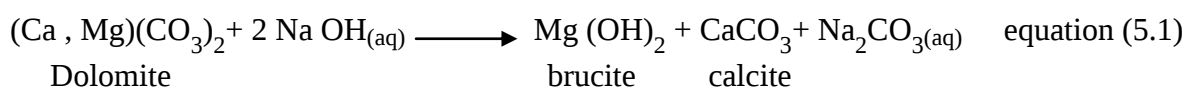
5.3.1.3 Réaction alcali-carbonate

On désigne par cette expression la réaction manifestée par des calcaires dolomitiques qui renferment des impuretés phylliteuses [18]. Très peu de cas ayant été recensés, il en résulte qu'il n'y a pratiquement pas eu d'études sur ce sujet [19].

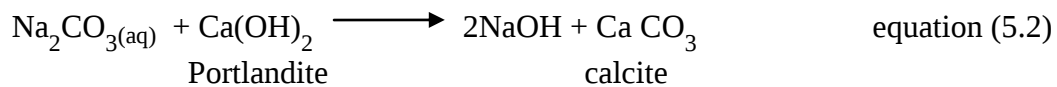
Sur le plan pratique, on retiendra que les expansions causées par cette réaction sont moins importantes que celles dues aux réactions alcali-silice et alcali-silicate sauf si le béton est soumis à des ambiances hivernales rigoureuses [90].

Les désordres observés dans les ouvrages sont liés à plusieurs phénomènes : réaction dedédolomitisation de la fraction carbonatée, expansion de la phase phylliteuse.

La dedolomitisation correspond à la réaction suivante :



La solution alcaline est régénérée en permanence :



De ce fait, la réaction de dédolomitisation est autoalimentée et peut donc, du moins en théorie, se poursuivre jusqu'à épuisement de toute la dolomite.

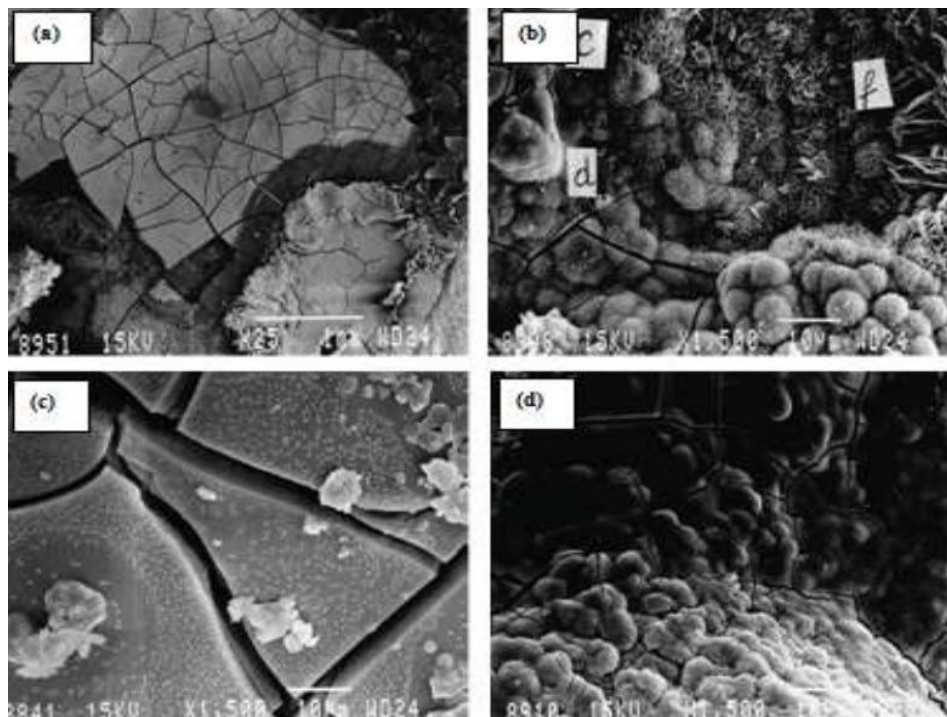
Les observations dans les ouvrages atteints par la réaction alcali-carbonate mettent en évidence la formation d'auréoles foncées autour des granulats réactifs dans lesquels apparaissent des fissures qui vont ultérieurement se propager dans la pâte. Les auréoles sont essentiellement constituées de calcite ce qui s'accorde bien avec la réaction (Eq. 2.1).

L'alcali-réaction crée progressivement un réseau de microfissures dans le béton. Ces microfissures résultent des pressions de gonflement engendrées au sein des particules réactives, le long des plans de clivage ou de schistosité ; elles peuvent également apparaître à la périphérie des grains. Avec le temps, ces microfissures se propagent dans toutes les directions et peuvent alors recouper plusieurs granulats ainsi que la pâte.

La mise en évidence des microfissures est facilitée par des traitements préalables tels que l'imprégnation par des résines colorées ou par des pigments fluorescents.

Il est établi depuis longtemps que les La réactions alcali-agrégat de types alcali-silice ou alcali-silicates engendrent des produits amorphes (gels) ou microcristallins, de composition silico-alcaline ou calco-silico-alcaline [21] et de faciès extrêmement variables.

La figure 5.6 présente quelques aspects caractéristiques de ces produits, tels qu'ils apparaissent au MEB : des gels à surface lisse, craquelés ou bien des structures alvéolaires montrant une tendance à la cristallisation, voire des amas de cristaux lamellaires ou aciculaires souvent en forme de rosettes.



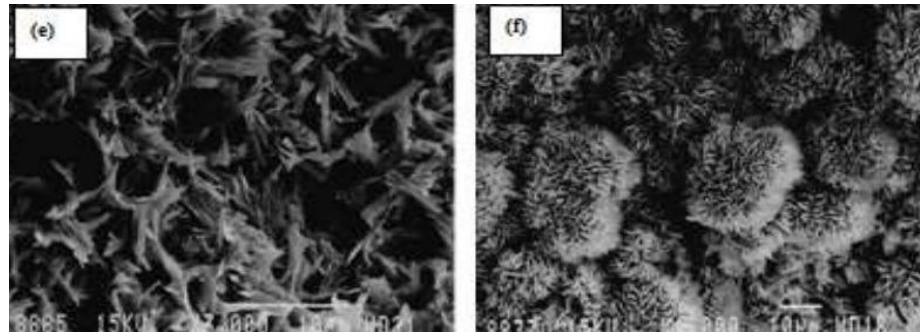


Figure 5.11 : Quelques aspects caractéristiques (observables au MEB) de produits de la réaction alcali-agrégat [22]

- (a) L'observation à faible grossissement (ici x 25) de bétons atteints d'alcali-réaction montre souvent, en premier lieu, de larges plages, lisses, de gel (les fissures sont surtout provoquées par le vide régnant dans le microscope).
- (b) Lorsqu'on travaille à grossissement plus important, on perçoit l'existence de plusieurs faciès pour les produits réactionnels : cette vue est particulièrement démonstrative.
- (c) Le gel peut se présenter, même à fort grossissement, comme un dépôt, plus ou moins épais, à surface lisse.
- (d) La surface du gel présente des protubérances isolées (en haut de la plage) ou jointives (bas de la plage) : on parle alors de gel mamelonné.
- (e) Les produits réactionnels perdent une apparence amorphe et acquièrent des faciès plus ou moins cristallisés : ici une micro-texture alvéolaire qui n'est pas très éloignée de celle des C-SH ordinaires.
- (f) La texture cristallisée peut être très nette : ici des rosettes formées de cristaux lamellaires.

5.3.2- Lixiviation

La lixiviation du béton correspond à un lessivage des hydrates de la pâte de ciment durcie au contact de milieux fluides. A cause des gradients de concentration, les ions présents dans la solution interstitielle de la pâte de ciment se déplacent par diffusion vers la solution agressive, créant ainsi des déséquilibres entre la phase liquide et la phase solide du matériau. Des réactions chimiques de dissolution/précipitation provoquées par les variations de concentrations se produisent alors. Les équations de dissolution des principaux hydrates sont rapportées par Perlot [23]. Comme la cinétique des réactions chimiques est plus rapide que celle de la diffusion, l'hypothèse de l'équilibre chimique local est souvent admise. Néanmoins, certains chercheurs tels que **Gawin et al** [24] réfutent cette hypothèse avançant une cinétique de diffusion rapide. A cause du processus diffusif, les flux d'espèces lixiviées et la position du front de dégradation sont alors proportionnels à la racine carrée du temps.

Ceci a été vérifié expérimentalement [25 - 27] bien sûr, il est nécessaire pour cela que la composition de la solution agressive soit maintenue constante. En pratique, d'après les travaux de Adenot [25], seul le calcium est considéré car son évolution suffit à décrire la lixiviation des matériaux cimentaires étant donné d'une part que tous les hydrates en contiennent et d'autre part qu'il reste l'un des ions les plus concentrés en solution. En effet, même si le processus de dégradation commence par la lixiviation rapide des alcalins Na^+ et K^+ qui sont faiblement présents dans la matrice cimentaire, rapidement la diffusion des ions calcium devient le phénomène dominant la cinétique.

La courbe d'équilibre (Figure 5.7) entre le rapport Ca/Si des différents composés hydratés d'une pâte de ciment à base de CEMI et la concentration en calcium dans le liquide $[\text{Ca}^{2+}]$ permet de définir trois grands domaines d'évolution du processus.

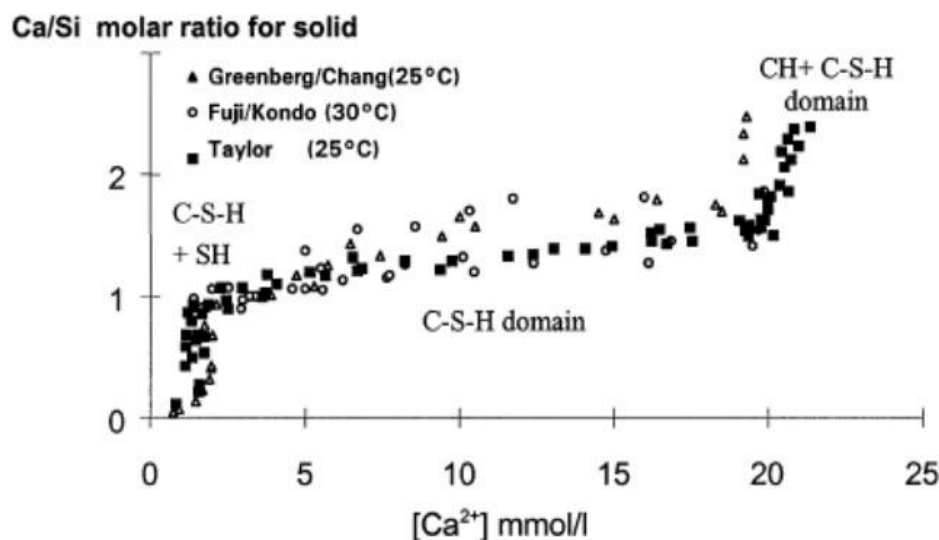


Figure 5.12 : Diagramme d'équilibre entre le rapport Ca/Si des différents hydrates et la concentration en calcium de la solution interstitielle [27]

✓ Lorsque la concentration $[\text{Ca}^{2+}]$ atteint un seuil critique : 22 mmol/l, la dissolution des cristaux de portlandite a lieu.

✓ A partir d'une concentration $[\text{Ca}^{2+}] = 20$ mmol/l, lorsque toute la portlandite accessible est lixiviée, les C-S-H commencent à se décalcifier ainsi que l'ettringite et le monosulfoaluminate. La dissolution des C-S-H est progressive à cause de leur variété avec des rapports C/S allant de 1 à 1,7.

✓ Pour des concentrations $[\text{Ca}^{2+}]$ inférieures à 2,5 mmol/l, le matériau n'est plus alors constitué que de gel de silice [25].

Tel que représenté sur la figure Photo 5.6 , le phénomène se caractérise par un zonage de la partie altérée ou chaque zone, de composition minéralogique constante est séparée par des fronts de dissolution ou de précipitation [25]. La zone 1 correspond à la zone encore saine. On y retrouve toutes les phases hydratées : portlandite, C-S-H, ettringite et monosulfoaluminate. La zone 2 ne contient plus de portlandite qui est la phase la plus soluble. Au niveau de la zone 3, Le monosulfoaluminate disparaît à son tour. Seuls les C-S-H subsistent dans la zone 4 correspondant à un stade très avancé de la dégradation. Enfin, la zone 5 est constituée de gel de silice.

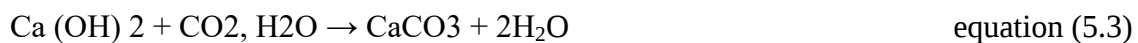


Figure 5.13 : Zonage de la partie dégradée [25]

La mesure de la profondeur dégradée est effectuée par projection de l'indicateur coloré qui est la phénolphthaléine. Cette dernière garde une coloration rose violacée tant que le pH est supérieur à 10 et devient incolore dès que le pH est aux alentours de 9. Or la dissolution de la portlandite intervient dès lors que le pH est inférieur à 12,6. La phénolphthaléine ne donne donc pas la position exacte du front de dissolution de la portlandite.

5.3.3- Carbonatation :

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui concerne tous les bétons. Le dioxyde de carbone (CO₂) présent dans l'air pénètre sous forme gazeux dans le béton par le réseau poreux ou fissural. En présence d'eau, il provoque une réaction chimique avec la pâte de ciment hydratée, dite de carbonatation [30]. Cette réaction transforme les produits d'hydratation, notamment l'hydroxyde de calcium Ca(OH)₂ et à un degré moindre les C-S-H, en carbonates de calcium CaCO₃. La dégradation provient essentiellement de la réaction avec la portlandite [31 - 33] selon l'équation bilan suivante :



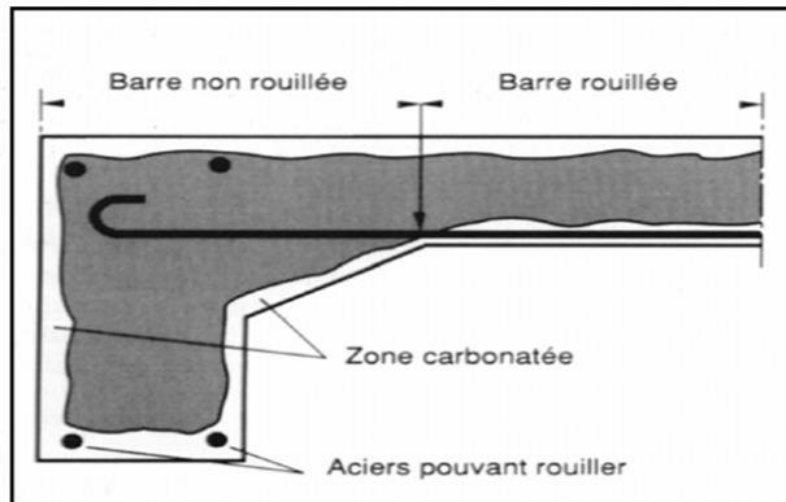
Plusieurs équilibres chimiques et leurs constantes interviennent dans le processus de carbonatation. La réaction a lieu en phase liquide, en solution aqueuse, mais fait intervenir un gaz et un composé solide. La réaction de carbonatation nécessite le passage du CO₂ en phase aqueuse (équation 5.4), des réactions acido-basiques impliquant les ions carbonates (équation 5.5 et équation 5.6) et l'eau (équation 5.7), la dissolution de la portlandite (équation 5.8) et la précipitation du carbonate de calcium (équation 5.9).



Cette carbonatation n'est pas nocive pour le béton. Elle modifie toutefois ses propriétés : les résistances mécaniques et le module d'élasticité augmentent, la porosité capillaire et donc la perméabilité aux gaz et aux liquides diminuent. D'après les travaux de **Thiery et al** [34], la carbonatation de matériaux cimentaires à base de ciment portland ordinaire conduit à une réduction de la porosité. En revanche, les matériaux à base de ciment portland avec ajouts minéraux (fumées de silices, cendres volantes, laitiers de haut fourneau) ont un comportement différent : la carbonatation conduit à une augmentation de la porosité.

Par contre, la carbonatation fait baisser le pH de la solution interstitielle du béton jusqu'aux environs de 9. De ce fait, dans le béton armé, si l'épaisseur carbonatée atteint le premier lit d'armatures, ces dernières vont être dépassivées figure (5.8)

La vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps, grâce à la formation des carbonates de calcium qui colmatent partiellement la porosité (autoprotection). Cette vitesse dépend de la porosité, de la nature du ciment, etc. Elle est beaucoup plus faible dans l'eau que dans l'air, car le coefficient de diffusion du CO₂ en phase aqueuse est 104 fois plus faible qu'en phase gazeuse [36]. Ceci se traduit par une diffusion plus faible du dioxyde de carbone dans le béton, et comme la portlandite devient de moins en moins accessible en raison de la formation du carbonate de calcium, la vitesse du front diminue au fur et à mesure de sa progression.



a- Carbonatation d'une pièce de structure.



b- Corrosion des armatures.

Figure 5.14 : Carbonatation du béton et conséquences sur la structure [35]

La carbonatation est maximale lorsque l'humidité relative est comprise entre 40 et 70%. Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches d'eau adsorbées sur la surface du solide. La carbonatation ne se produit pas dans un béton totalement sec et elle s'arrête à un niveau où le béton est complètement saturé en eau [35].

5.3.4-L'attaque sulfatique :

L'attaque sulfatique est provoquée par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur (eaux souterraines, remblais contenant des sulfates, conduits d'évacuation, pluies acides), avec la chaux et les aluminates du ciment. Cette réaction conduit à la formation d'ettringite

secondaire, également appelée sel de **Candlot** (Édouard Louis Candlot : chimiste Français) ou trisulfoaluminate de calcium. Lorsqu'ils sont produits en quantité importante, ces sels à caractère expansif conduisent à un gonflement du béton et à sa fissuration. Les fissures produites sont généralement assez fines et surtout sont organisées en un réseau de mailles, on parle de faïençage (Photo 5.7). Les travaux de recherches présentés par **F. X. Deloye** [37] ont bien définis la chaîne de réactions chimiques aboutissant à la formation d'ettringite.

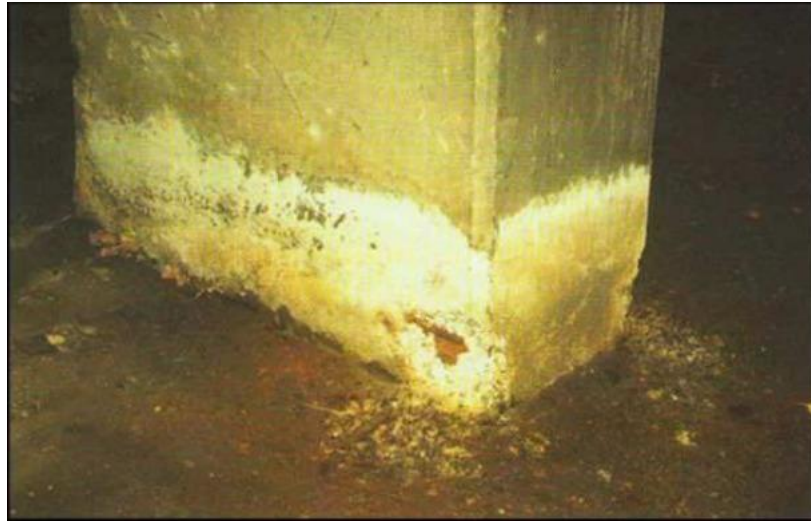
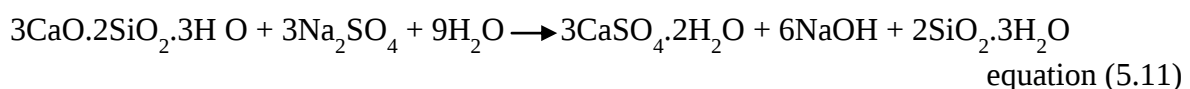
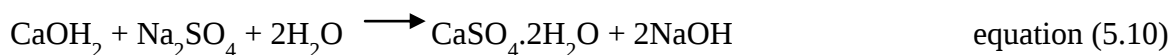


Figure 5.15 : Dégradation du béton par réaction sulfatique en pied de poteau. [38]

Deux mécanismes principaux, indissociables, sont mis en jeu :

Le premier mécanisme correspond au passage en solution (lixiviation) des ions calcium de l'hydroxyde de calcium, Ca(OH)_2 , et des C-S-H. Il constitue un aspect majeur, parfois sous-estimé, du processus de dégradation dont la conséquence est un accroissement de la porosité du matériau. L'accroissement de porosité se traduit par une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité qui accélère le transfert des ions agressifs dans le matériau. Ce premier mécanisme peut être schématisé par les réactions qui se produisent avec le sulfate de sodium :

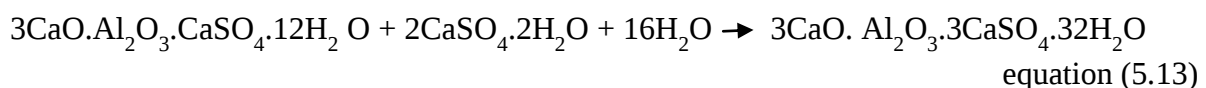


Les deux réactions conduisent à la libération des ions Ca^{2+} et à la formation de gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ qui précipite si le produit des ions $[\text{Ca}^{2+}]$, $[\text{SO}_4^{2-}]$ excède le produit de solubilité du composé.

La portlandite est dissociée suivant la réaction : $\text{Ca(OH)}_2 \longleftrightarrow \text{Ca}^{2+} + 2\text{OH}^-$.

Les ions calcium des C-S-H, dont le rapport C/S diminue, passent progressivement en solution, le terme ultime de la réaction étant un gel de silice hydraté.

Le second mécanisme, en relation avec le premier, correspond à la formation de sels tels que l'ettringite, trisulfoaluminate de calcium hydraté de formule chimique $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$. La précipitation de ce sel dans des conditions spécifiques décrites plus loin, peut conduire à des gonflements et des fissurations plus ou moins importantes du béton. Elle résulte de la réaction du gypse plus ou moins dissocié en ions SO_4^{2-} et Ca^{2+} , issus des réactions (2.10) et (2.11), avec les aluminates de calcium du liant : aluminates anhydres, essentiellement l'aluminate tricalcique C_3A et, à un degré moindre, l'alumino-ferrite tétracalcique C_4AF , aluminates hydratés de type C_4AH_{13} et monosulfoaluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$. Les réactions avec le C_3A et avec le monosulfoaluminate peuvent s'écrire schématiquement :



La figure 5.9, établie à partir des travaux de **Le Bescop et al.** [39] réalisés sur des pâtes de ciment au contact de solutions très faiblement concentrées en sulfate, schématise assez bien le processus de dégradation et confirme bien les deux mécanismes fondamentaux de dissolution de la chaux et de précipitation de gypse et d'ettringite.

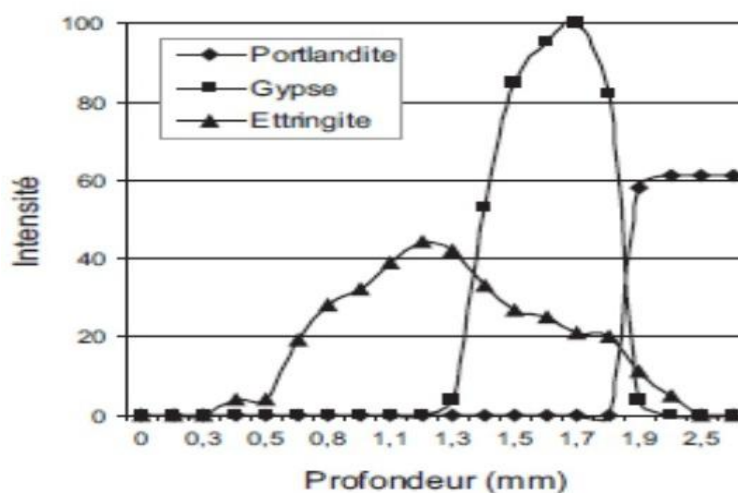


Figure 5.16 : Distribution de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans une pâte de CEM I contenant 10% de C3A, au contact d'une solution à $10 \cdot 10^{-3}$ mol/L de Na_2SO_4 [39].

Toutes ces réactions, qui se produisent à l'échelle microscopique, se traduisent sur l'ouvrage par l'endommagement du béton, la formation de fissures plus ou moins importantes et des pertes de raideur et de résistances mécaniques. L'accroissement de la perméabilité dû à la fissuration du matériau peut accélérer les dégradations.

Les courbes qui représentent l'évolution de l'intensité relative du pic principal de diffraction des rayons X (DRX) de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans le matériau, font apparaître trois zones successives se recouvrant plus ou moins et progressant au cours du temps :

- une zone de dissolution totale de la portlandite limitée par un front de dissolution abrupt ;
- une zone assez large de précipitation de l'ettringite qui s'étend un peu au-delà du front de dissolution de Ca(OH)_2 .
- une zone intermédiaire assez étroite de précipitation du gypse, limitée par le front de dissolution de la portlandite et se superposant à la zone de précipitation de l'ettringite.

La couche superficielle entre 0 et 0,5 mm est constituée d'un gel de silice hydratée amorphe qui se traduit par un halo en DRX. Dans les bétons d'ouvrages qui ont été en contact avec des solutions plus concentrées en sulfate, les différents fronts de dégradation peuvent ne pas être aussi bien différenciés, mais le mécanisme reste globalement le même.

La possibilité d'une expansion provoquée directement par la précipitation du gypse a été évoquée en particulier dans les travaux de Tian et al. [40] qui ont montré que des pâtes de C3S (en l'absence de C3A) mises en contact avec des solutions de Na_2SO_4 et $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ manifestaient des gonflements importants en relation avec la formation de gypse. La question reste controversée mais ces essais confirment bien la sensibilité des C-S-H vis-à-vis des solutions sulfatiques. Il faut noter que ces mêmes essais ont également montré que les gonflements étaient annihilés par l'addition de fumée de silice, vraisemblablement en raison du rapport CaO/SiO_2 plus faible des C-S-H ainsi formés.

La compacité d'un matériau détermine les capacités de transfert du béton vis-à-vis de l'eau et des ions agressifs et qui est bien représentée par la perméabilité et la diffusivité. Ces propriétés dépendent du dosage en ciment, du rapport E/C, qui est illustré sur les figures (5.10 et 5.11), mais aussi de l'étendue granulaire en relation avec un dosage optimal en fines

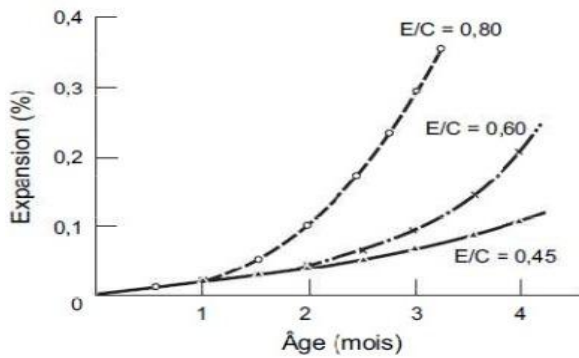


Figure 5.17 : relation entre le rapport E/C d'un mortier et l'expansion en milieu sulfatique . [41]

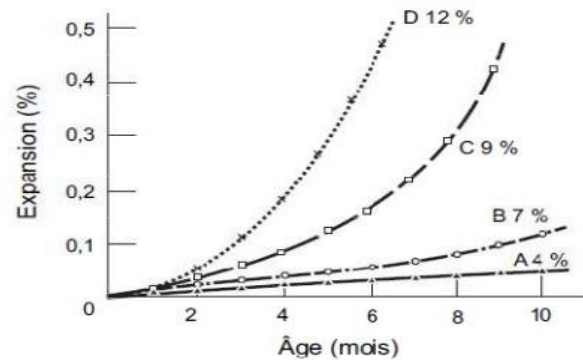


Figure 5.18 : relation entre la teneur en C3A du ciment et l'expansion de mortiers [41]

5.3.4.1 Les différentes catégories d'ettringite :

- **Ettringite de formation primaire (précoce), ne provoquant pas d'expansion :** Il s'agit d'un produit normal de l'hydratation des ciments qui se forme par réaction du régulateur de prise (gypse, hémihydrate, anhydrite) avec l'aluminate tricalcique (C3A) du clinker. Les cristaux, généralement de faciès aciculaire, bien exprimés et répartis de manière relativement homogène dans la pâte de ciment, résultent de la précipitation à partir de la solution interstitielle du béton (Figure 5.12). Ils peuvent aussi provenir de la recristallisation des microcristaux d'ettringite et autres phases transitoires ($\text{Al}(\text{OH})_3$, phase AFm) formés à la surface des grains de ciment (C3A en particulier), lors de la mise en contact avec l'eau [42]. On rencontre également ce type d'ettringite dans les ciments sursulfatés et sulfo-alumineux où elle constitue l'hydrate principal à l'origine de la prise et du durcissement du matériau [43]. On la trouve également dans les liants à prise rapide et à retrait compensé où elle provoque un gonflement contrôlé non délétère.

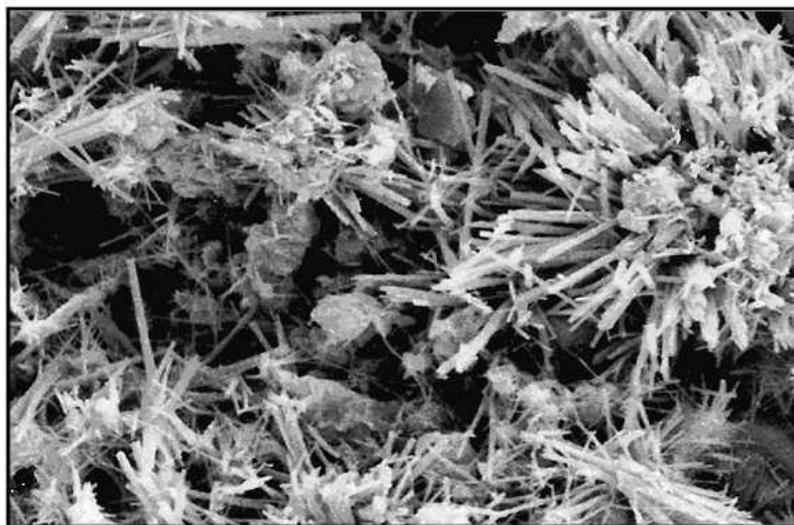


Figure 5.19 : Ettringite primaire bien cristallisée ne provoquant pas d'expansion précipitation dans les espaces vides à partir de la solution [13].

- Ettringite de formation secondaire pouvant provoquer de l'expansion :

Il s'agit de l'ettringite due à l'action de sulfates apportés par le milieu extérieur ou, beaucoup plus rarement, à un excès de sulfates internes (granulats contenant des sulfates, gypsage excessif du ciment, eau de gâchage).

Les désordres liés à la formation de ce type d'ettringite concernent les bétons fabriqués avec des ciments non résistants aux sulfates (généralement les ciments riches en C3A et en Ca(OH)_2 potentiel) où se forme une ettringite moins bien exprimée, de faciès assez variable, souvent confinée sous forme de dépôts massifs au niveau des sites réactifs dans la pâte de ciment durcie Figure (5.20).

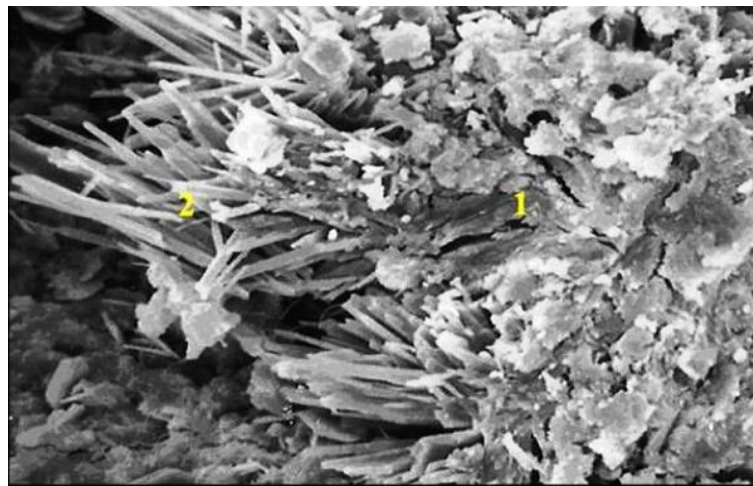


Figure 5.20 : 1 = Ettringite massive dite «mal cristallisée» formée en milieu confiné ;
2 = Ettringite secondaire recristallisée à partir de 1.

- Ettringite de formation secondaire ne provoquant pas d'expansion :

Il s'agit de l'ettringite formée par dissolution et recristallisation d'ettringite préexistante (ettringite primaire, ettringite de formation différée) dans les bétons soumis à un environnement humide. Ce type d'ettringite se cristallise dans les espaces libres du béton (pores, fissures, interfaces pâte-granulats) à partir de la solution interstitielle ou à la faveur d'une percolation d'eau dans le matériau poreux ou fissuré. Elle ne possède pas de caractère expansif en elle-même mais peut accompagner les phénomènes d'expansion ; dissolution et recristallisation dans les fissures d'ettringite ayant provoqué un gonflement.

Cette ettringite peut être aussi celle qui est rencontrée dans certains bétons à base de ciments à forte teneur en laitier (CEM III C ou CEM III B) réputés pour leur bonne résistance aux

sulfates. Au contact des sulfates, de l'ettringite tardive néoformée ne provoquant pas d'expansion peut cristalliser dans ces bétons.

Les ciments concernés se caractérisent par l'absence ou par une teneur très faible en Ca(OH)_2 , ce dernier étant l'un des paramètres déterminants du processus de formation de l'ettringite et de ces propriétés.

- Ettringite de formation différée, consécutive à un échauffement du béton, pouvant provoquer ou non de l'expansion :

Les conditions particulières de formation de ce type d'ettringite ainsi que la complexité des processus mis en jeu, font que l'ettringite de formation différée doit être distinguée des autres formes. Il s'agit d'une réaction sulfatique d'origine interne qui peut se produire dans le béton durci, sans apport de sulfates extérieurs. Elle est consécutive à une élévation initiale de température du béton supérieure à 65 °C environ, due soit à un traitement thermique inadapté à la composition du béton (préfabrication), soit à l'exothermie naturelle du matériau. Cette forme d'attaque sulfatique, dont les conséquences ne se manifestent souvent qu'après plusieurs années lorsque le béton est soumis à un environnement humide, peut provoquer le gonflement et la fissuration du matériau (Photo 5.8).



Figure 5.21 : Réseau de fissures dans une pile de pont en contact avec l'eau, endommagée par formation différée d'ettringite [43].

Les désordres qui se manifestent par un réseau de fissures de maille pluri décimétrique, ne sont apparus qu'au bout de 10 ans. Ils sont localisés dans les parties massives de l'ouvrage où

des températures de l'ordre de 80 °C ont pu être atteintes. Le béton est en contact direct avec l'eau indispensable à la formation différée d'ettringite.

La redissolution des microcristaux en milieu humide conduit à la recristallisation d'ettringite secondaire non expansive dans les fissures suivant un processus de mûrissement d'**Ostwald** (Friedrich Wilhelm Ostwald : chimiste germano-balte) au cours duquel les petits cristaux ont tendance à se développer afin de diminuer leur énergie superficielle (Figure 5.14).

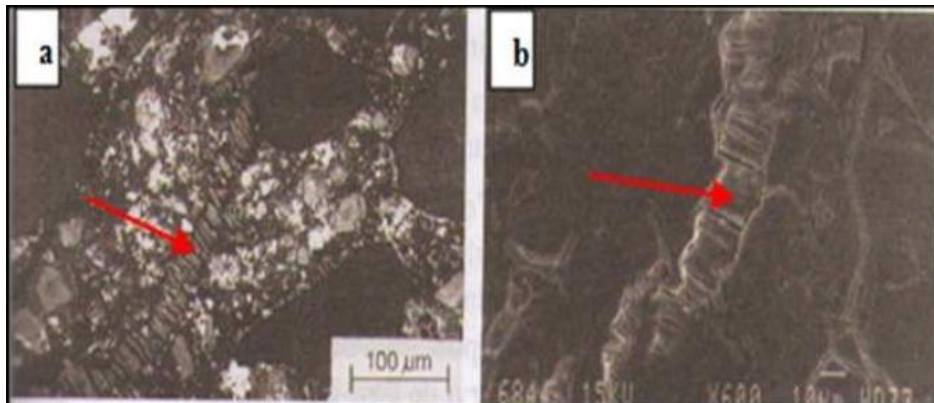


Figure 5.22 : *a = veine d'ettringite secondaire dans un béton dégradé par formation différée d'ettringite ; b = veine d'ettringite secondaire « palissadique » remplissant une fissure dans un produit dégradé par formation différée d'ettringite. [42]*

5.3.4.2- Caractère expansif ou non expansif de l'ettringite :

Selon les conditions de sa formation :

-l'ettringite ne provoque pas d'expansion et elle ne possède alors aucun caractère nocif vis-à-vis du béton.

-l'ettringite provoque de l'expansion et elle peut alors être à l'origine de dégradations plus ou moins graves du béton.

Le caractère expansif ou non de l'ettringite dépend de la composition du système chimique initial (système $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SO}_4\text{-H}_2\text{O}$), en particulier du type de ciment (teneurs en aluminates et en chaux, taux d'alcalins) de la quantité de sulfates (internes ou amenés par le milieu extérieur) et de l'avancement des réactions d'hydratation du liant. Les conditions chimiques globales et locales dans le matériau déterminent les conditions de précipitation du composé. (Degré de sursaturation de la solution interstitielle, cinétique de formation, localisation et faciès des précipités) et par conséquent le caractère expansif ou non du composé.

✓ Dans le premier cas, la matrice cimentaire est en cours de durcissement. La formation de l'ettringite a lieu suivant un processus de dissolution/précipitation à partir de la solution

interstitielle lorsque celle-ci a atteint le seuil de saturation requis. L'ettringite cristallise alors dans les espaces libres du matériau sans provoquer de gonflement du béton.

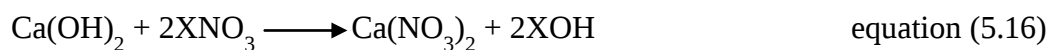
✓ Dans le second cas, la matrice a acquis un certain degré du durcissement. La formation de l'ettringite a lieu suivant un processus topochimique, localisé au niveau des sites réactifs (C3A, aluminates hydratés...) où règnent des conditions de concentration qui conduisent à une très forte instabilité du système chimique local et à la formation, dans un espace confiné, d'une ettringite souvent qualifiée de « mal cristallisée » pouvant développer localement des pressions élevées et provoquer un gonflement.

La présence des alcalins dans la solution interstitielle du béton accroît la solubilité de l'ettringite [116] et peut jouer un rôle important notamment dans les cas où l'action des sulfates est associée à l'alcali-réaction ou encore dans les cas de formation différée d'ettringite.

5.3.5-L'attaques chimiques :

5.3.5.1- Les nitrates :

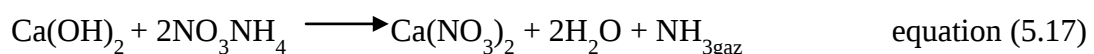
Sauf dans le cas des nitrates d'ammonium et d'aluminium, ces sels sont peu agressifs. Ils agissent principalement par échange de base suivant la réaction schématique :



Où X est le cation associé à l'ion nitrate. La formation d'un sel de calcium soluble au détriment de la chaux des C-S-H et de la portlandite, entraîne une dégradation plus ou moins importante de ces hydrates [10].

5.3.5.2 -Les sels d'ammonium :

Nitrate, chlorure, acétate, phosphate et sulfate, sont très agressifs et réagissent suivant un mécanisme d'échange de base $2\text{NH}_4^+ \longrightarrow \text{Ca}^{++}$ illustré par la réaction suivante relative au nitrate d'ammonium présent dans les engrais :



La réaction conduit à la formation de nitrate de calcium très soluble et à un dégagement gazeux d'ammoniac. La réduction de basicité due au dégagement d'ammoniac empêche la réaction d'atteindre l'équilibre. La conséquence est un lessivage progressif de la chaux de la portlandite et des C-S-H qui peut conduire à une dégradation des propriétés mécaniques du

béton. La réaction avec les aluminates conduit à la formation d'un nitro-aluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$.

Le chlorure d'ammonium ClNH_4 , qui donne lieu à la formation de chlorure de calcium très soluble, est déjà agressif aux concentrations de 15 à 30 mg/L. Son mécanisme d'action est voisin de celui du nitrate d'ammonium. La formation de chloroaluminates de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ est également possible. Le sulfate d'ammonium, agressif par l'ion ammonium et par l'ion sulfate, donne naissance au gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ qui, par réaction avec les aluminates peut conduire à la formation d'ettringite délétère (figure 5.15).

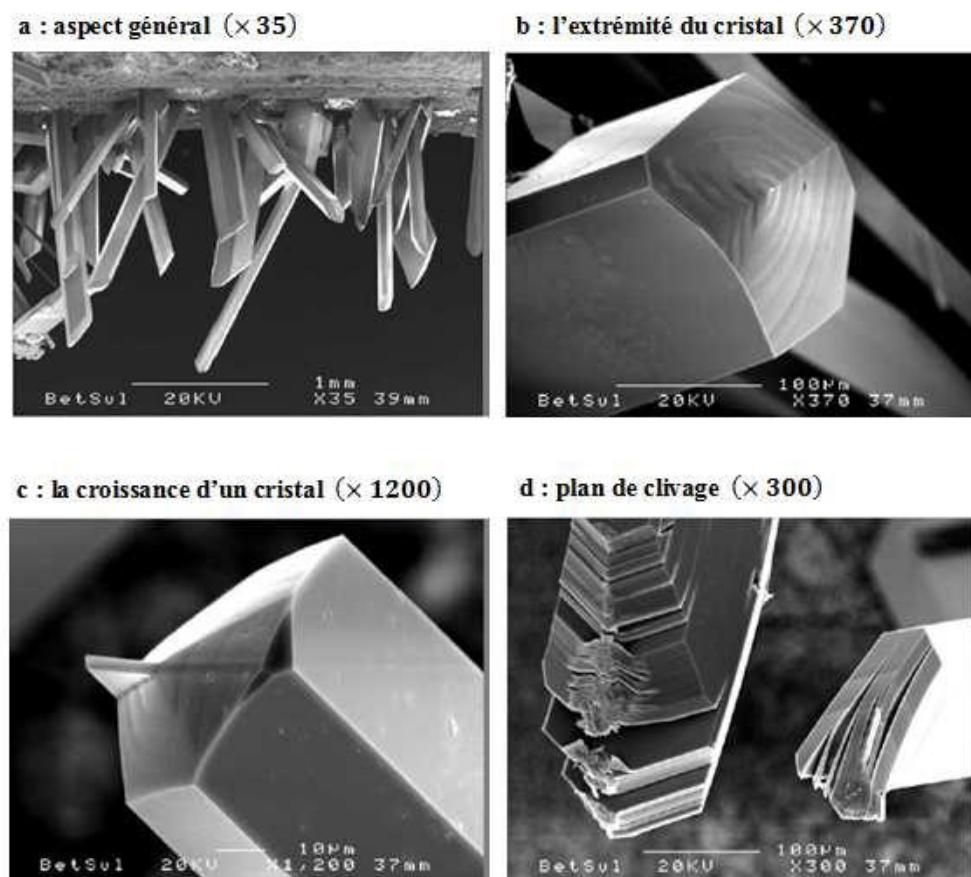


Figure 5.23 : Observation au MEB du gypse trouvé à la surface des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate d'ammonium $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ [118].

5.3.5.3- Les chlorures :

Indépendamment de leur effet bien connu sur la corrosion des aciers, et excepté le chlorure d'ammonium très agressif, ils peuvent être légèrement agressifs vis-à-vis du béton s'ils sont en forte concentration. Les travaux de **Smolczyk** [49] ont montré que des bétons de ciment Portland immergés dans des solutions concentrées de MgCl_2 et de CaCl_2 pouvaient être

détruits par formation d'oxychlorures (par exemple, oxychlorure de magnésium $3\text{MgO} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$).

les bétons à base de ciment de laitier étant résistants dans les mêmes conditions. Les mêmes bétons conservés dans des solutions de chlorure de potassium demeurent intacts.

Les différences de comportement entre chlorures dépendent du coefficient de diffusion des ions Cl^- , lui-même en relation avec le type de cation auquel ils sont liés. Elles dépendent également du coefficient de diffusion des cations solvatés.

Les mécanismes de dégradation mis en jeu sont essentiellement les suivants :

✓ dans le cas des chlorures de sodium et potassium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation de monochloroaluminate de calcium.

✓ dans le cas des chlorures de calcium et de magnésium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation d'oxychlorures expansifs [49] accompagnés de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et de monochloroaluminate de calcium dans le cas de MgCl_2 .

5.3.5.4 -Les phosphates :

Hormis les phosphates d'ammonium, forment avec la chaux des sels insolubles et sont peu ou pas agressifs.

5.2.5.5 - Les oxalates

Ils forment également des sels insolubles et n'attaquent pas le béton.

5.3.5.6 - Les hydroxydes alcalins

Les solutions à 10 % d'hydroxyde de potassium, de sodium ou d'ammoniac ne sont pas agressives vis-à-vis du béton de ciment Portland. Toutefois, l'accumulation par évaporation de sels sur la face opposée à la face en contact avec la solution peut provoquer des dégradations par écaillage ou desquamation. Le risque est faible pour les bétons compacts imperméables.

5.3.6-L'attaque par l'eau de mer :

La durabilité du béton en milieu marin est un problème complexe en raison du nombre de facteurs pouvant intervenir lors d'une attaque par l'eau de mer qui se résument comme suit:

✓ complexité des conditions environnementales (immersion totale, marnage, aspersion, embruns)

✓ complexité des réactions chimiques susceptibles de se produire en relation avec la diversité des ions présents dans l'eau de mer (action simultanée des chlorures, des sulfates, des carbonates), certaines réactions pouvant avoir un effet atténuateur (carbonatation, précipitation de brucite $Mg(OH)_2$:

✓ couplage avec des agressions physiques et mécaniques (cycles d'humidification/séchage, gel, actions mécaniques des vagues, érosion...).

✓ par ailleurs, aux attaques physico-chimiques subies intrinsèquement par le matériau béton, il y a lieu d'ajouter les dégradations possibles du béton dues à la corrosion des aciers.

L'eau de mer peut être considérée comme un électrolyte dont la concentration en espèces dissoutes est élevée et dont la salinité varie largement d'une région à l'autre. Les principaux sels qui composent l'eau de mer sont les suivants :

✓ le chlorure de sodium ($NaCl$) qui est prépondérant ;

✓ le chlorure de magnésium ($MgCl_2$) ;

✓ le sulfate de magnésium ($MgSO_4$) ;

✓ le sulfate de calcium ($CaSO_4$) ;

✓ le chlorure de calcium ($CaCl_2$) ;

✓ le carbonate acide de potassium ($KHCO_3$).

La figure (5.16) établie d'après P.K. Mehta [9] schématise assez bien les différentes actions auxquelles peut être soumis un béton exposé à l'eau de mer. Dans les zones immergées en permanence, l'agressivité chimique de l'eau de mer vis-à-vis des bétons fabriqués suivant les règles de l'art est modérée et, sauf conditions exceptionnelles (gel par exemple) les dégradations restent superficielles. Dans ces zones, où le béton est constamment saturé, les risques de corrosion des aciers sont également limités du fait du très faible coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'eau.

Les zones de marnage, les zones soumises à des projections ou des embruns sont les plus exposées en raison des actions physiques qui viennent se superposer aux processus chimiques: effets mécaniques des vagues et érosion par les sables et graviers, cycles d'humidification/séchage, variations de température journalières et saisonnières, dissolution/recristallisation de sels (chlorure de sodium)... Les risques de corrosion des aciers sont également les plus importants dans ces zones

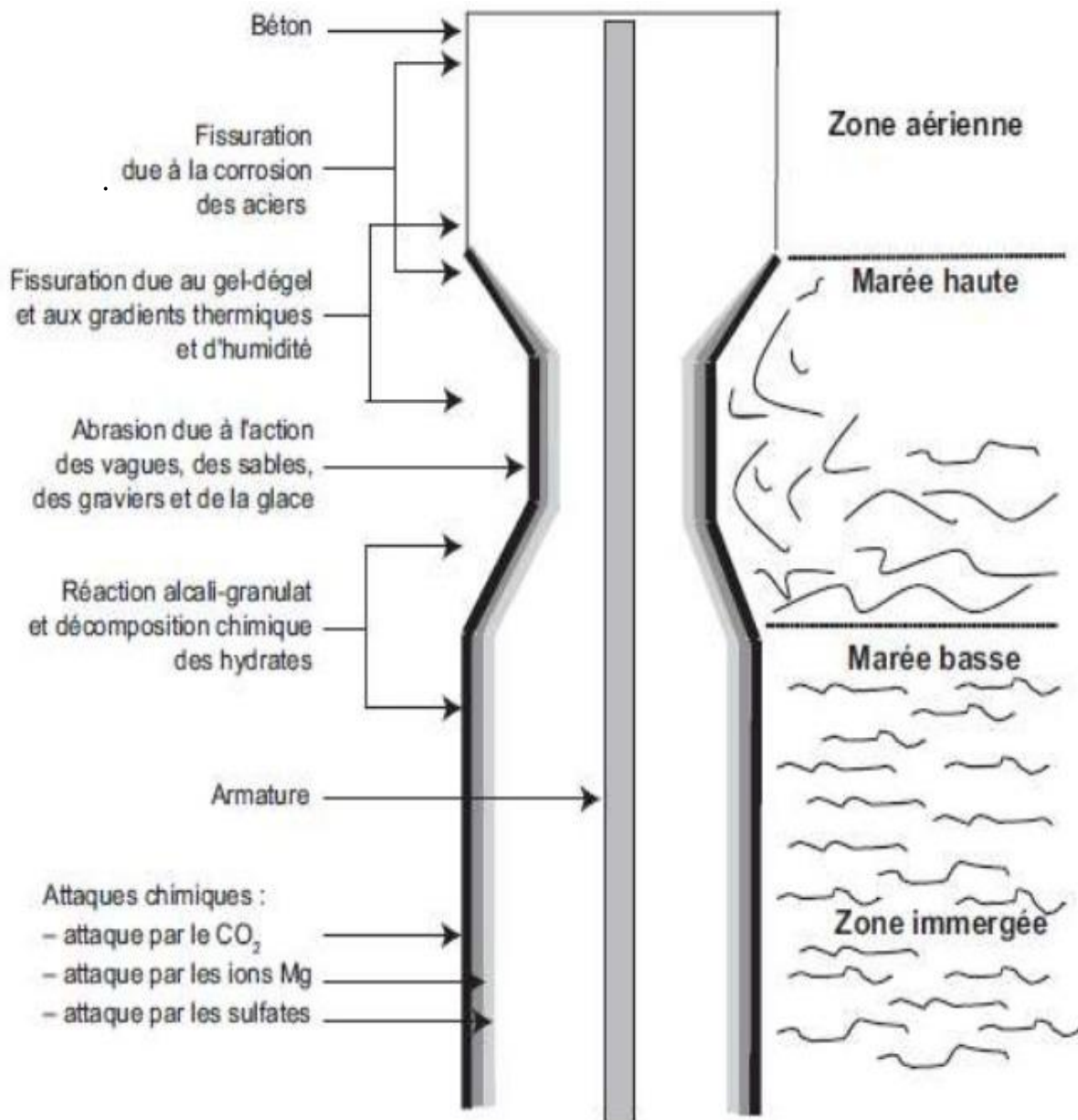


Figure 5.24 : Représentation schématique des différents processus d'attaque du béton par l'eau de mer [9]

Dans les zones aériennes, le béton est exposé à l'air véhiculant du sel marin mais n'est pas en contact avec l'eau de mer, l'attaque des ciments par l'eau de mer résulte de plusieurs mécanismes physicochimiques plus ou moins simultanés et interdépendants résumés par la Figure 5.17.

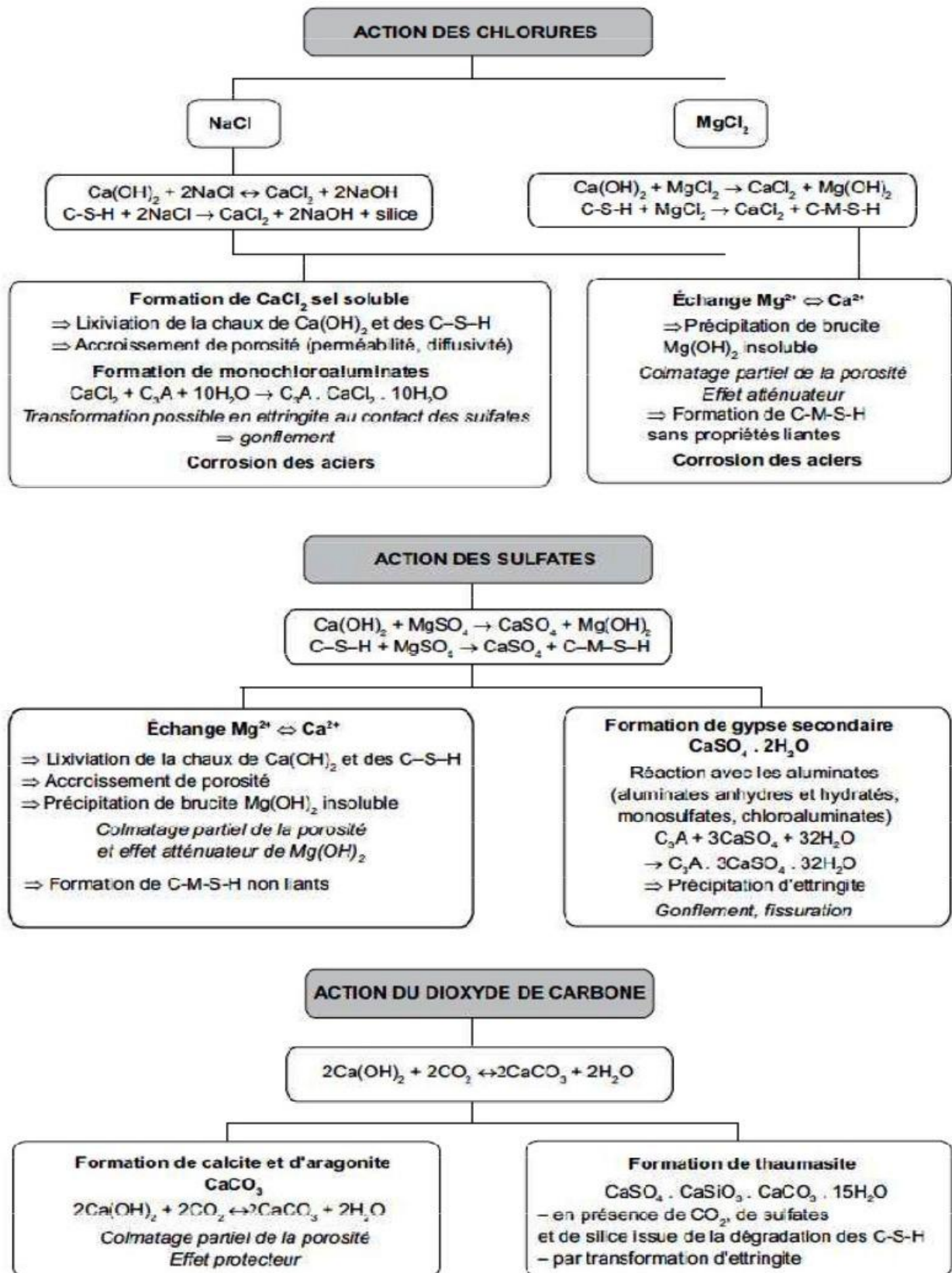


Figure 5.25 : Les différentes actions de l'eau de mer sur le béton [10]

5.3.7 -Les attaques biochimiques :

5.3.7.1 -Cas des eaux usées ;

Le béton du réseau d'assainissement (conduits des eaux usées) est soumis à des conditions d'exposition très agressives [50 - 51]. L'effluent n'est pas en lui même particulièrement agressif pour le béton excepté par érosion, possible lorsque les débits sont importants et les eaux chargées en sédiments solides. Par contre, la flore bactérienne qui s'y développe crée un écosystème pouvant être très agressif pour le béton dans les parties émergées, du fait de la présence d'hydrogène sulfuré H_2S . Ce dernier en s'oxydant se transforme en acide sulfurique H_2SO_4 .

Depuis la découverte de la formation d'acide sulfurique d'origine bactérienne dans les réseaux d'assainissement par Parker [52], les recherches sur ce thème ont été nombreuses.

L'acide sulfurique (H_2S) gazeux, non agressif en tant que tel, se trouve dans les eaux résiduaires qui contiennent de nombreux composés soufrés sous forme organique (protéines animales ou végétales) ou inorganique (sulfates et sulfonâtes apportés par les détergents). Ces eaux transportent des quantités importantes de bactéries, en particulier des bactéries sulfato-réductrices à l'origine de la formation de sulfures solubles par réduction des composés soufrés. Dans un milieu pauvre en oxygène, cela entraîne le dégagement d'hydrogène sulfuré [58 - 60].

Sur la paroi interne de l'élément concerné se forme une masse gélatineuse adhérente: c'est le bio film d'une épaisseur de 1 à 3 mm environ, dont la composition dépend de la quantité d'oxygène dissout dans l'effluent, qui détermine elle-même l'importance du dégagement d' H_2S .

Lorsque le milieu est suffisamment oxygéné ($[O_2] > 0,1 \text{ mg/L}$), les sulfures générés par les bactéries sulfato-réductrices sont oxydés et maintenus en solution, sans dégagement d'hydrogène sulfuré [10].

Lorsque le milieu est pauvre en oxygène ($[O_2] < 0,1 \text{ mg/L}$), les sulfures provenant de la réduction des composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices ne sont pas tous oxydés. L'accroissement de la concentration en sulfures solubles conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré gazeux [10]. Le phénomène est décrit par la figure 5.18.

En présence d'une concentration suffisante en oxygène, le bio film formé sur la paroi de la canalisation est constitué de trois zones : zone aérobie dans la zone d'écoulement laminaire, zone anaérobie où les sulfates venant de l'effluent sont réduits par les bactéries sulfato-réductrices, zone anaérobie inactive au contact de la paroi. Lorsque la teneur en oxygène

dissout est trop faible, la partie du bio film contenant les bactéries aérobies disparaît. Les sulfures provenant de la réduction des composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices ne sont plus oxydés.

L'augmentation de la concentration en sulfures solubles conduit à la formation d' H_2S consommé dans le métabolisme des sulfo-bactéries qui le rejettent sous forme d'acide sulfurique.

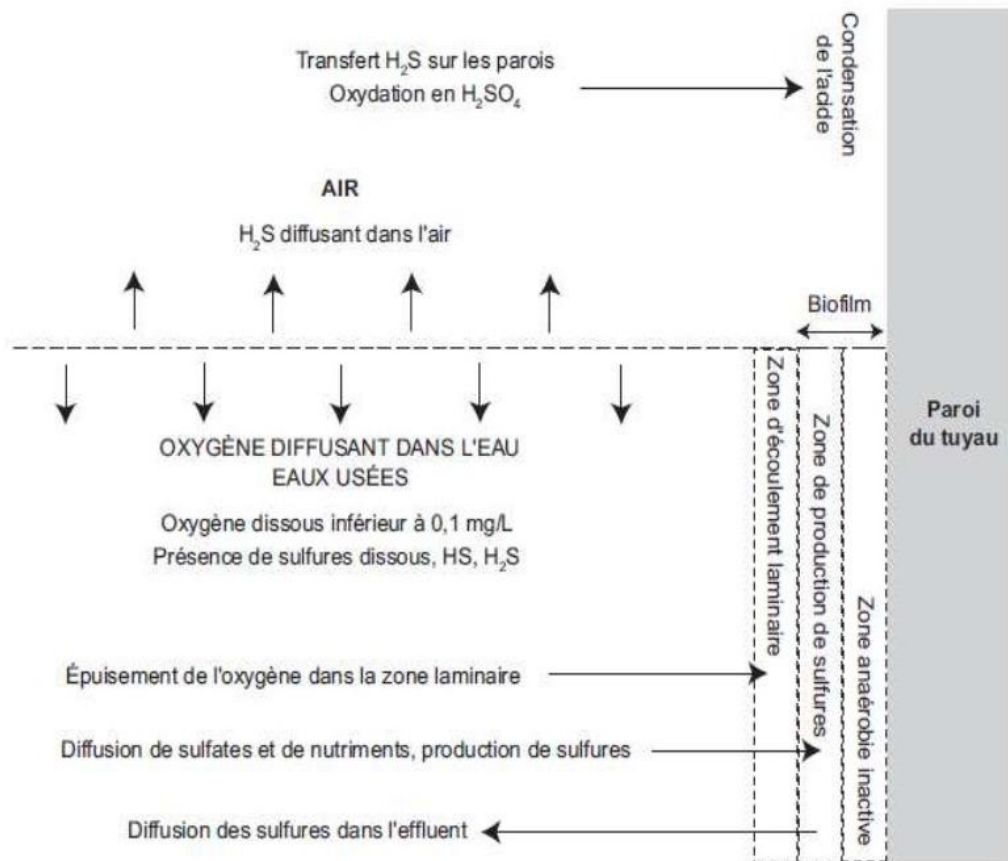


Figure 5.26 : Mécanismes des attaques biochimiques. Effluent pauvre en oxygène dissout. [61].

Dans le processus d'attaque du béton interviennent principalement les sulfo-bactéries de type «thiobacillus thiooxydans» (ou «concretivorus») dont la particularité est d'utiliser l'hydrogène sulfuré dans leur métabolisme et de le rejeter sous forme d'acide sulfurique, très agressif vis-à-vis du béton suivant un double mécanisme d'attaque acide et d'attaque sulfatique schématisé ci-après :

L'attaque acide conduit à la dissolution de la chaux de l'hydroxyde de calcium et des C-S-H (figure 5.18).



L'attaque sulfatique conduit à la formation d'ettringite pouvant être expansive (figure 5.19).



Dans certains cas, la présence de soufre élémentaire, associé au gypse et à l'ettringite, peut être observée. En outre, la présence d'acide peut provoquer la dépasseivation des aciers d'armatures et leur corrosion.



Figure 5.27 : Formation de gypse (couleur blanche) à l'intérieur de la conduite d'assainissement [12]



Figure 5.28 : Dégradation par corrosion du béton dans un réseau d'assainissement [12]

5.3.7.2 Cas des effluents agricoles et agro-alimentaires

Les effluents agricoles et agroalimentaires (lisiers, jus d'ensilage, lactosérum...) sont des produits constitués initialement de matières organiques complexes, qui, sous l'action de bactéries identifiées, aérobies ou anaérobies, sont transformés en acides organiques.

Dans les lisiers, les bactéries identifiées sont principalement les clostridium sulfito-réducteurs, les entérobacters (coliformes dont *Escherichia coli*), et les streptocoques fécaux. Les processus biologiques liés aux activités bactériennes produisent notamment des acides gras volatils (acides acétique et propionique principalement), du dioxyde de carbone et du dihydrogène. Au cours d'un stockage de longue durée du lisier, les acides gras volatils sont progressivement dégradés en CH₄ (méthane) et CO₂. Bien que fluctuante en fonction de l'alimentation des animaux, du temps de stockage ou du taux de dilution des lisiers, la concentration totale en acides est de l'ordre de la dizaine de grammes par litre. De fait, le pH des lisiers varie entre 5 et 8, ce qui en fait un produit agressif.

Pour l'ensilage, les principales bactéries concernées sont les bactéries homofermentaires telles que lactobacilles ou streptocoques, les lactobacilles représentant 40 à 70 % des bactéries de l'ensilage. Ces bactéries transforment en conditions anaérobies les sucres solubles du fourrage vert en acide lactique principalement, et en acide acétique. Ces réactions de transformation s'accompagnent donc d'une acidification, se manifestant par la chute du pH du milieu en dessous de 4 (le faible niveau de pH des jus d'ensilage est un des critères de qualité de la fermentation).

Le lactosérum est la phase aqueuse qui se sépare de la phase solide (le caillé) lors de la fabrication des fromages. Il renferme des ferments lactiques, qui sont généralement des *Streptococcus*, des *Lactobacillus* ou des *Leuconostocs*. Comme pour les jus d'ensilage, l'activité bactérienne conduit à une acidification, le lactosérum voyant son pH descendre en dessous de 4.

Compte tenu des différences de pH finaux des jus obtenus, les attaques acides vis à vis des matériaux cimentaires vont conduire à des résultats sensiblement différents:

✓ dans le cas du lisier, l'altération se traduit par la combinaison de deux phénomènes : une progressive dissolution des phases initiales de la pâte de ciment avec une décalcification partielle liée à l'exposition de la matrice à la solution de pH 6-8, et une carbonatation intense de la matrice liée à la respiration des bactéries. La carbonatation des échantillons, rendue possible par les niveaux de pH, permet de limiter les cinétiques de dégradation et l'intensité de la décalcification de la matrice;

✓ pour les lactosérums, ou les jus d'ensilage, pour lesquels le pH est de 4, les mécanismes d'altération se traduisent par une décalcification quasi-totale de la matrice (figure 5.19) et sont très similaires à ceux obtenus au cours de l'agression par les acides organiques à pH 4.

La zone dégradée des échantillons est constituée d'oxydes de silicium, aluminium et fer et sa structure est quasi amorphe. Ainsi, l'action des acides organiques est prépondérante et les bactéries ne semblent pas d'avoir d'effet spécifique majeur.

Pour ces environnements, la portlandite étant le premier hydrate attaqué, il convient d'en limiter la teneur en privilégiant les ciments à forte teneur en C2S et les additions à caractère hydraulique latent (laitier) ou pouzzolanique (cendres volantes, fumées de silice...). Par ailleurs, il convient de fabriquer des bétons compacts peu perméables, de diffusivité faible, incorporant des granulats résistants aux acides.

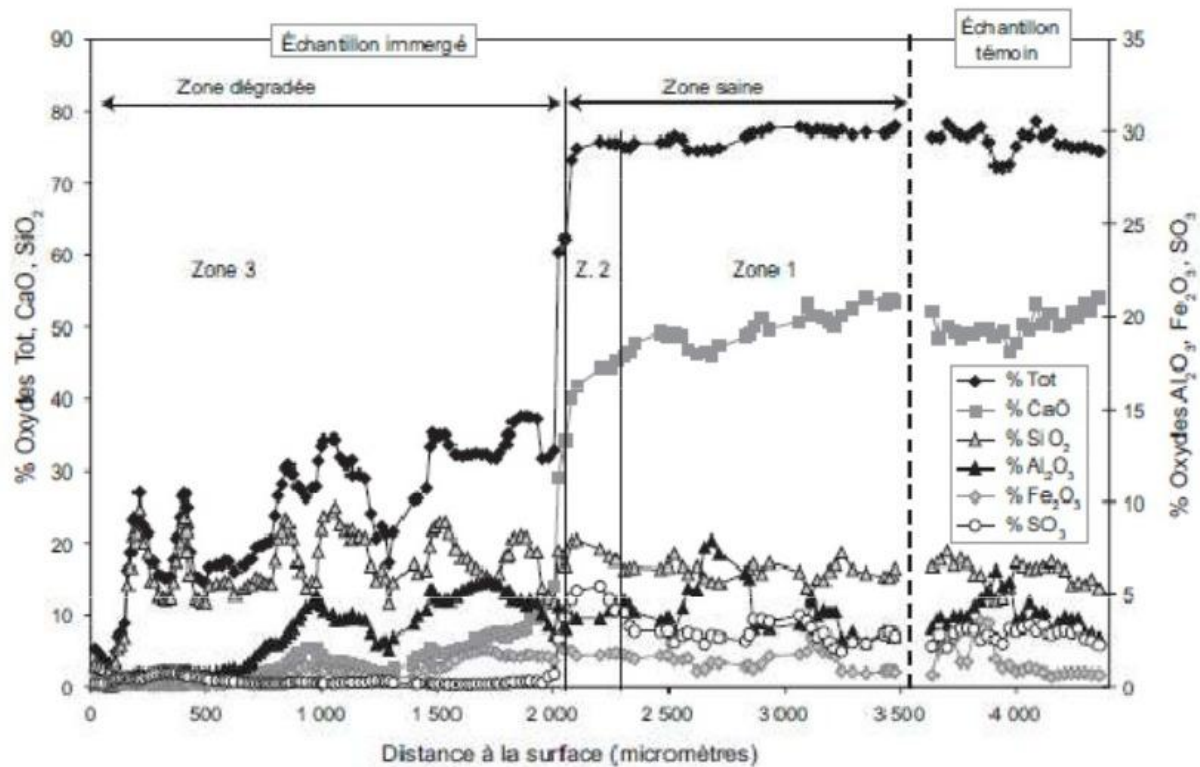


Figure 5.29 : Composition chimique en CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, SO₃, et oxydes totaux, d'une pâte de CEM I immergée dans le lactosérum (pH 4) pendant 4 semaines en fonction de la distance par rapport à la surface, et de l'échantillon témoin. [63].

Chapitre 6

Méthodes non – destructives de diagnostique des anomalies du béton

6.1-Introduction

De nombreux pays industrialisés consacrent actuellement une part considérable du budget de construction à la restauration, à la réparation et à l'entretien des anciennes structures par opposition aux nouvelles constructions.

L'impact économique prévu d'un vaste programme de réparation des infrastructures a suscité un regain d'intérêt pour l'amélioration des méthodes d'essai non destructives pour le diagnostique et l'évaluation des structures en béton.

Le progrès dans le domaine de l'acquisition et la manipulation informatisées de données d'images numériques et dans le développement de théories complexes pour les médias hétérogènes a fait apparaître des nouvelles méthodes non destructives qui ont été testées avec succès sur le terrain.

De nombreuses méthodes non destructives utilisent différents types d'ondes pour caractériser les propriétés des matériaux par exemple Les méthodes de vitesse d'impulsion ultrasonique ont été utilisées pour mesurer le module d'élasticité de Young du béton pendant une longue période.

Des recherches récentes ont utilisé des méthodes de propagation des ondes de contrainte pour déterminer la présence de vides, d'imperfections et de discontinuités dans la masse de béton.

Les deux des techniques les plus courantes, l'écho d'impact et l'analyse spectrale des ondes de surface, sont discutées dans ce chapitre. On discute également d'une autre méthode non destructive puissante qui utilise des techniques d'émission acoustique pour enregistrer les ondes générées par la création ou la propagation d'une fissure.

Les principes fondamentaux de l'électrochimie du béton armé sont présentés dans ce chapitre pour fournir un contexte approprié aux méthodes d'essai électriques et électrochimiques d'évaluation de la corrosion, à savoir le potentiel de corrosion, la résistance de polarisation et la spectroscopie d'impédance électrochimique.

Ensuite, nous décrivons comment les ondes électromagnétiques peuvent détecter la présence de barres d'armature à l'aide d'un mètre de couverture, comment identifier les délaminations dans le béton à l'aide d'un radar pénétrant dans le sol et comment distinguer les hétérogénéités dans le béton à l'aide de la thermographie infrarouge.

6.2-Contrôle visuel

Le contrôle visuel est probablement le plus important de tous les essais non destructifs. Il peut souvent fournir des informations utiles à l'œil bien formé. Des informations détaillées peuvent être recueillies à partir d'inspection visuelle pour donner une indication préliminaire de l'état de la structure et de permettre la formulation d'un programme de tests ultérieurs. L'inspection visuelle ne doit cependant pas se limiter seulement à la structure soumise à l'étude. Elle devrait aussi comprendre les structures voisines, l'environnement et les conditions climatiques. C'est probablement l'aspect le plus difficile de toute l'enquête de diagnostic des structures ou des ouvrages car ce qui paraît évident pour l'un peut ne pas l'être aussi pour l'autre.

L'importance et les avantages d'une inspection visuelle ne doivent pas être sous-estimés. Souvent, l'omission de ce qui semble être des preuves insignifiantes peut conduire à une conclusion erronée en cours. L'avantage d'un œil entraîné peut être décrit par Sherlock Holmes quand il écrit : « Je ne vois pas plus que vous, mais je me suis formé à remarquer ce que je vois".

6.2.1- Outillage et équipement pour l'inspection visuelle :

Un ingénieur qui procède par l'inspection visuelle devrait être bien équipé d'outils pour faciliter l'inspection. Il lui faut une multitude d'accessoires communs tels que les rubans à mesurer ou règles, marqueurs, thermomètres et autres. Les jumelles, le télescope, ou les instruments à fibres optiques coûteux peuvent être utiles lorsque l'accès est difficile. Un bon appareil photo avec les lentilles nécessaires de zoom et de réduction et autres accessoires, tels que les filtres polarisés, facilite la documentation iconographique des défauts, et un nuancier portable est utile pour identifier les variations dans la couleur du béton. Un ensemble complet de plans architecturaux, dessins pertinents montrant des vues en plan, les élévations et des détails de structure typique permet l'enregistrement des observations à faire.

6.2.2-Procédure générale de l'inspection visuelle :

Avant tout essai visuel, l'ingénieur doit prendre connaissance de tous les dessins structurels pertinents, et de se familiariser avec la structure. Les documents disponibles doivent aussi être examinés et cela comprend les spécifications techniques, rapports antérieurs d'essais ou d'inspections effectuées, les dossiers de construction, les détails des matériaux utilisés, les méthodes et les dates de construction, etc.

L'enquête devrait être effectuée systématiquement et couvrir les défauts présents, l'utilisation actuelle et passé de la structure à l'état des structures adjacentes et à l'état de l'environnement. Tous les défauts doivent être identifiés, la répartition et l'étendue des défauts doivent être

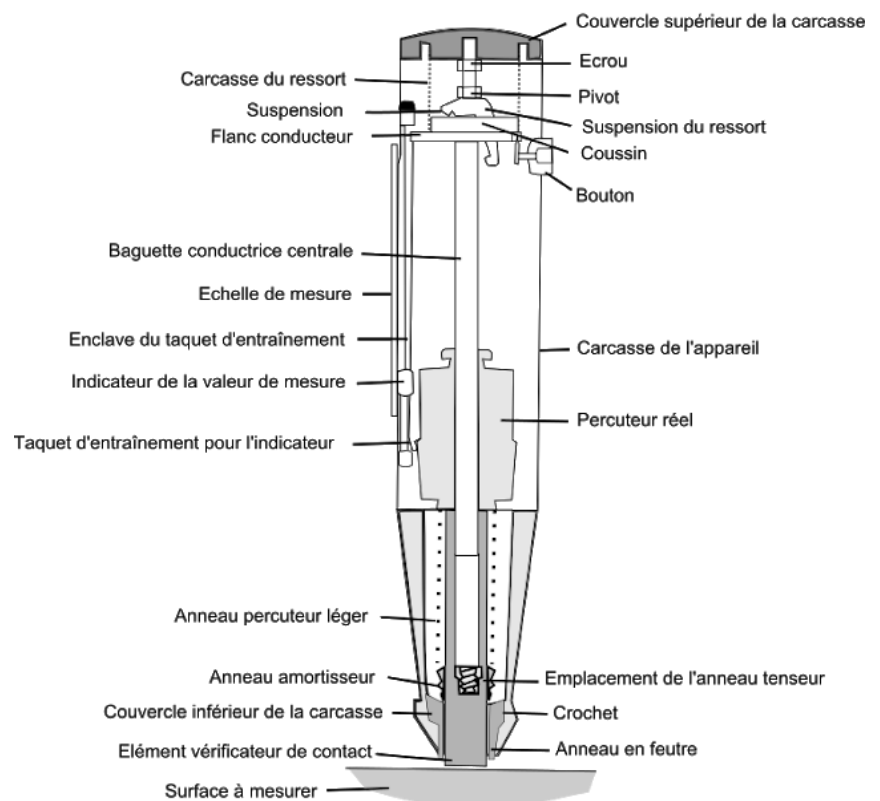
clairement reconnue. Par exemple, si les défauts sont aléatoires ou apparaissent dans un modèle spécifique et si le défaut se limite à certains endroits où est présent partout dans la structure. La comparaison visuelle des pièces similaires est particulièrement utile comme un préalable à des tests pour déterminer l'ampleur des problèmes dans de tels cas. Une étude des structures similaires ou d'autres structures construites dans la région avec des matériaux identiques peuvent également être utiles comme «étude de cas», en particulier si ces structures sont plus vieilles que celle concernée par l'enquête. Il est nécessaire d'identifier les défauts communs, et spécialement les plus répandus. Une inspection visuelle ne se limite pas à la surface, mais peut aussi inclure l'examen des joints de dilatation, des évacuations et des équipements similaires d'une structure. Tout endommagement peut être identifié par rapport à l'objectif de la conception initiale de la structure.

6.3-Méthodes de dureté de surface (essai de rebondissement)

Essentiellement, la méthode de dureté de surface consiste à percuter une surface de béton de manière standard avec une énergie d'impact donnée puis à mesurer la taille de l'empreinte ou du rebond. La méthode la plus couramment utilisée utilise le marteau à rebond de Schmidt qui consiste en un marteau à ressort qui transmet une charge sur un piston (Fig. 6.1).



(a)



(b)

Figure 6.1 : (a) Scléromètre à béton, (b) Schéma d'un scléromètre

Au début de l'essai, le piston allongé est mis en contact avec la surface du béton (Fig. 6.2a). Ensuite, le corps extérieur de l'instrument est pressé contre la surface du béton, ce qui permet au ressort de s'étendre (Fig. 6.2b). Le verrou est libéré lorsque le ressort est complètement déployé et que le marteau se déplace vers la surface du béton (Fig. 6.2c). Le marteau heurte le piston, et la masse commandée par ressort rebondit emportant un cavalier avec elle le long d'une échelle de guidage, qui est ensuite utilisée pour obtenir le nombre de rebond du marteau (Fig. 6.2d). Ce nombre dépend de la rigidité du ressort et de la masse choisie, c'est pourquoi une procédure standard a été établie et est décrite en détail dans ASTM C 805.

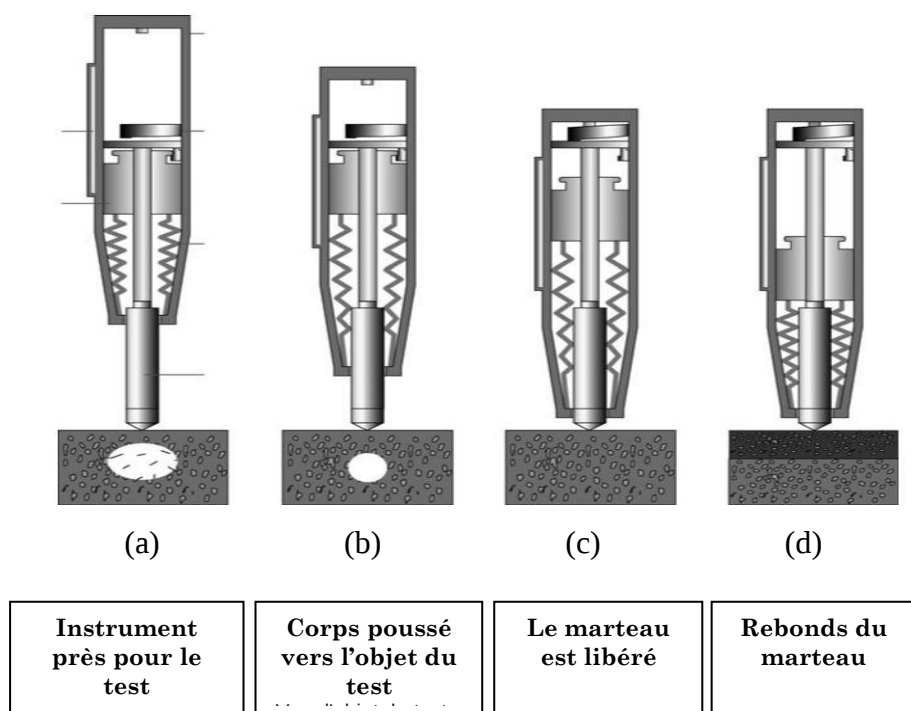


Figure 6.2 : Procédure de l'essai de rebondissement [77]

La valeur du rebond permet de calculer la résistance en compression du béton. Mais cette relation est fortement dépendante des conditions de vieillissement de celui-ci et du type d'agréats, limitant l'essai à une mesure approximative de la résistance en compression.

Cette technique donne, de plus, des informations sur une surface réduite du matériau et plusieurs essais doivent être effectués pour caractériser totalement une pièce. Certaines précautions doivent être prises durant le test. La surface à tester doit être lisse et ne présente aucune aspérité, trou ou fissure et le matériau doit être homogène sur une profondeur de plusieurs centimètres. Dans le cas contraire, le matériau doit être poncé pour avoir une surface lisse. Du fait de la conception du marteau, la gravité influe sur la valeur du rebond et les essais doivent être effectués avec la même position du marteau (horizontale ou verticale) pour pouvoir être

comparés entre eux. Il existe cependant des tables de correction pour ramener les valeurs à une valeur équivalente prise avec le marteau horizontalement.

Toutes ces contraintes font que le Rebound Hammer peut seulement être utilisé pour vérifier l'homogénéité d'un bloc de béton sain après la prise mais qu'il peut difficilement permettre de suivre l'endommagement du matériau. La littérature ne présente d'ailleurs que des essais de contrôle ponctuel de matériaux mais pas de suivi ou mesure de l'endommagement.

Cette méthode consiste à déterminer la moyenne de l'indice sclérométrique « IS » par des mesures effectuées sur trois séries de trois éprouvettes de béton, correspondant aux trois classes de résistances à la compression 15, 25 et 35 MPa. Les mesures de l'indice IS sont suivies d'un essai d'écrasement des éprouvettes. Les trois couples de valeurs sont reportés sur le graphique de la figure 6.3. Dans le cas où les trois points représentatifs se retrouveraient à l'intérieur du fuseau, donc le fonctionnement de l'appareil est satisfaisant. Dans le cas contraire, le fonctionnement de l'appareil est défectueux. Une révision est nécessaire avec un certificat d'étalonnage.

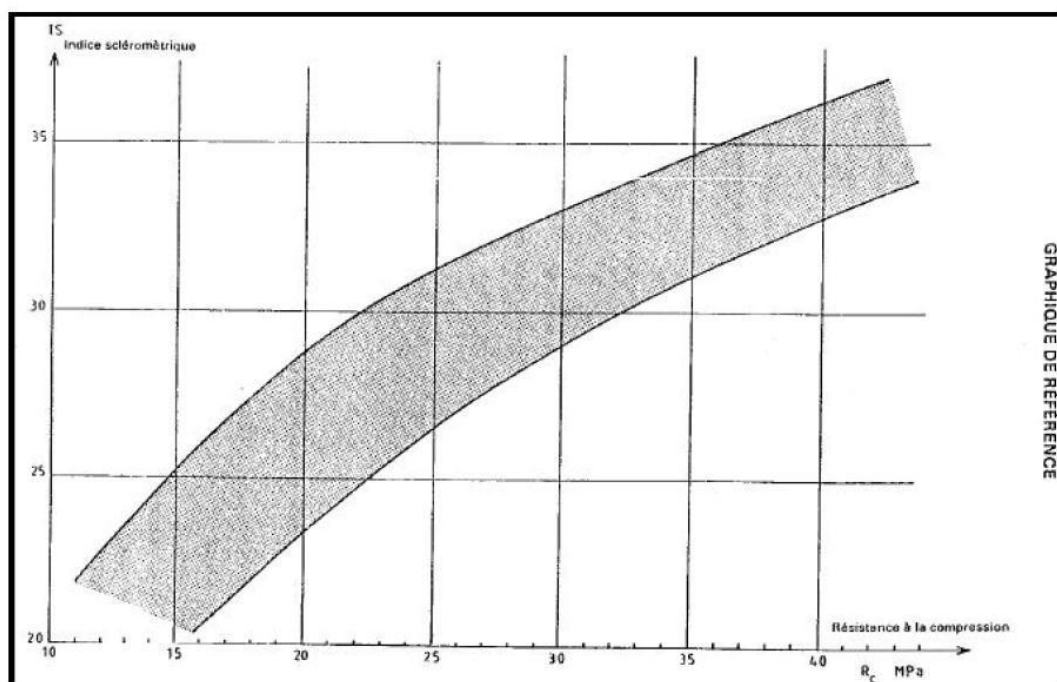


Figure 6.3: Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil selon la norme NF12504-2 [78]

La surface de mesure doit être divisée en zones de 400 cm² au moins, et structurée en une grille de points de mesures ayant pour espacement $d = 30 \div 50$ mm (figure 6.4). Les points de mesures extrêmes doivent être à 40 mm des bords de la surface testée. Effectuer au moins 10 mesures successives dans la même zone. La surface de cette zone est équivalente à celle d'un carré d'environ 25 cm de côté.

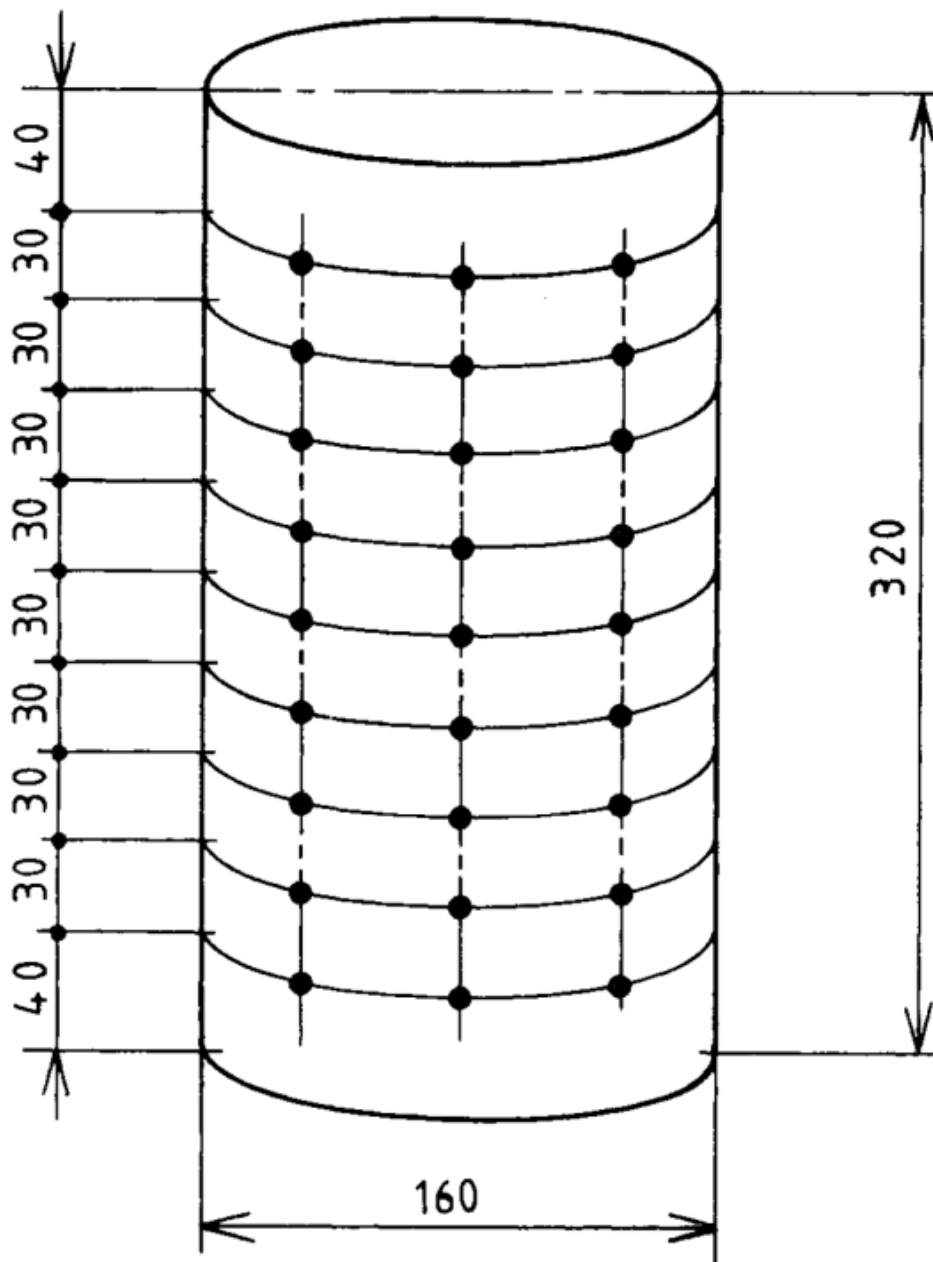


Figure 6.4: Division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417 [78]

La méthode sclérométrique constitue une voie directe utilisée pour la détermination du degré d'homogénéité du béton et la dureté de la surface de l'élément en béton. Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue nullement une mesure fiable de la résistance du béton compte tenu des paramètres influant la précision de détermination de cette résistance. Plusieurs méthodes sont utilisées pour la transformation des indices sclérométriques en résistances mécaniques à la compression du béton.

Dans la plupart des cas, la composition du béton ainsi que les conditions de conservation affectant la corrélation « Indice sclérométrique - Résistance du béton » sont inconnues. On utilise alors une courbe de transformation unique figurant sur l'appareil fourni par le fabricant (figure 6.5). La précision sur la résistance du béton obtenue par la méthode de la courbe peut être évaluée à $\pm 50 \%$.

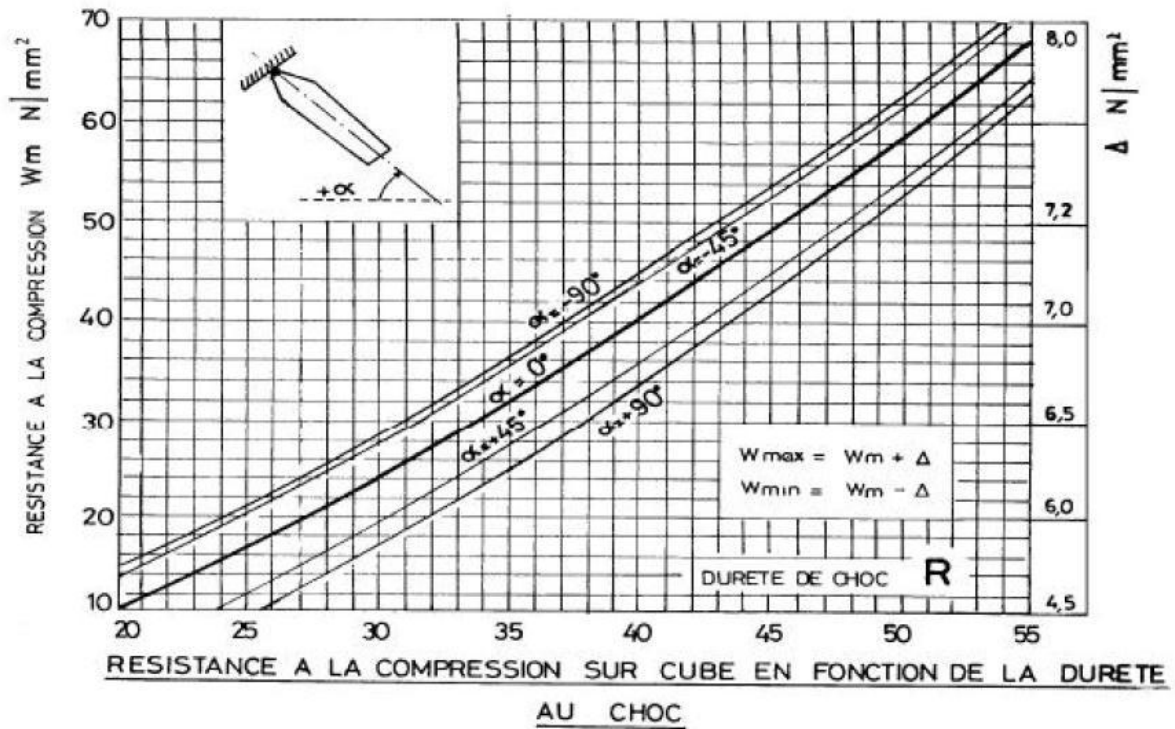


Figure 6.5 : Courbe de transformation unique selon la norme NF EN 12504-2 [78]

La résistance du béton peut aussi être obtenue à partir de la formule suivante :

$$R = IS^2/32 \quad \text{équation (6.1)}$$

Avec:

R: Résistance du béton

IS: Indice sclérométrique.

La norme NF EN 12504-2 concernant les essais pour béton dans les structures - Partie 2 :Essais non destructifs - détermination de l'indice de rebondissement spécifie le mode opératoire

6.4-Essais aux ultrasons :

Les essais aux ultrasons ont été développés pour évaluer la qualité du béton depuis de nombreuses années. La technique a comme but de vérifier l'homogénéité du béton, la durabilité et d'identifier des défauts ou des vides. Aussi, l'essai permet d'estimer la résistance à la compression, le module d'élasticité du béton et le coefficient de Poisson.

L'idée fondamentale de la méthode repose sur l'enregistrement de la propagation des ondes mécaniques et de préférence des ondes de compression, car c'est l'onde la plus rapide. Une impulsion d'onde ultrasonique dans le béton est générée à un point sur la surface de l'échantillon et le temps nécessaire à l'onde pour voyager de ce point à l'autre surface est mesuré (Figure 6.6). Le positionnement des capteurs et la mesure de la distance sont importants. Cependant, l'accès à deux faces n'est pas indispensable. Connaissant la distance entre ces deux points, la vitesse d'impulsion peut être déterminée. Toutefois, plusieurs facteurs affectent la vitesse d'impulsion dans le béton, comme la taille, la forme des gros granulats, le rapport eau/liant, le degré de consolidation, la condition de la cure du béton et la présence d'armatures [92].

L'équipement est portable, simple à utiliser et peut inclure une batterie rechargeable. Des capteurs d'une plage de fréquence comprise entre 25 et 100 kHz sont employés habituellement pour les essais aux ultrasons.

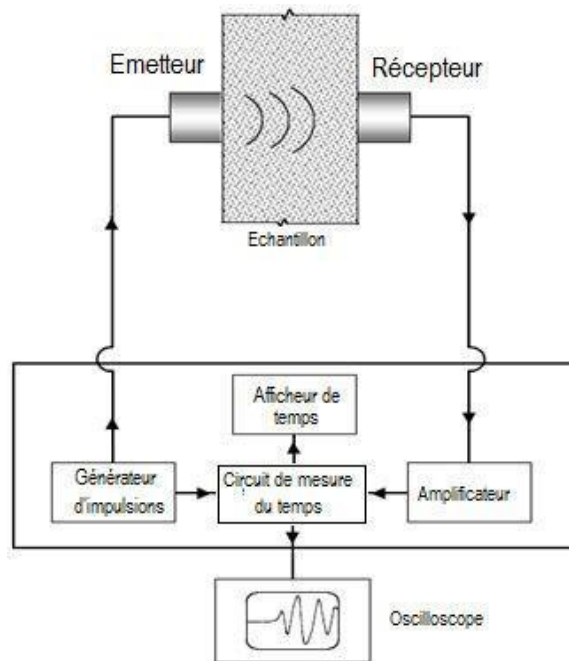


Figure 6.6 : Représentation schématique d'un essai ultrason [92]

Des capteurs à haute fréquence (100 kHz) sont utilisés pour les échantillons ou éléments de petite taille, pour des trajets relativement courts ou pour le béton de haute résistance. Des capteurs de basse fréquence (25 kHz) sont utilisés pour les grands éléments, des longueurs de trajet relativement plus importantes ou pour un béton avec une granulométrie du gros granulat plus grossière

Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité. Une relation générale entre la qualité du béton et la vitesse de diffusion des impulsions est décrite au tableau 6.1.

Dans un milieu homogène et isotrope, la vitesse des ondes longitudinales des ultrasons est reliée au module d'élasticité et à la masse volumique. Cette relation donne une base logique pour utiliser des mesures de vitesse des ondes pour estimer la résistance à la compression du béton.

Tableau 6.1 : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions

Qualité du béton	Vitesse de propagation des impulsions, m/s
Excellente	supérieure à 4575
Bonne	3660 - 4575
Douteuse	3050 - 3660
Mauvaise	2135 - 3050
Très mauvaise	inférieure à 2135

Mais il faut mentionner qu'il n'y a pas de relation physique unique entre les deux paramètres compte tenu de l'influence des différents constituants entrant dans la composition du béton. Par conséquent une corrélation plus fiable entre la vitesse de propagation des ultrasons et la résistance à la compression du béton ne peut être établie que dans des limites strictes. La corrélation graphique entre la vitesse de propagation V et la résistance à la compression R_c doit être établie au préalable pour un projet donné, sur la base du béton formulé pour ce chantier. Il est nécessaire dans ce cas d'effectuer les mesures sur au moins 30 éprouvettes en procédant comme suit :

- ☐ Pour un lot de 03 éprouvettes, prendre une valeur moyenne de la vitesse de propagation et de la résistance à la compression. Les éprouvettes doivent être soumises à des conditions d'essais identiques,
- ☐ faire varier la quantité d'eau de gâchage ou de la compacité du béton pour le reste des lots (E/C variant de 0.4 à 0.8 est généralement pris).

Il est bien entendu que toutes les autres caractéristiques du béton, doivent être identiques à celles du béton formulé et à mettre en œuvre in situ.

La vitesse des ondes ultrasoniques à travers le béton résulte du temps mis par les ondes pour traverser la pâte de ciment durci et les granulats. Elle dépend énormément du module d'élasticité des granulats et de leur quantité dans le béton. Par ailleurs, la résistance du béton ne dépend pas nécessairement du dosage en gros granulats ou de leur module d'élasticité. Cependant pour un granulat donné et une composition donnée, la vitesse de propagation des ondes dépend des modifications de la pâte de ciment durci, telles qu'un changement du rapport Eau/Ciment qui influe le module d'élasticité de la pâte. De plus d'autres facteurs influencent la propagation des ondes sonores à savoir :

- ✓ Le type de ciment ;
- ✓ Le dosage en ciment ;
- ✓ La nature des granulats;
- ✓ La granulométrie ;
- ✓ L'humidité du béton ;
- ✓ La maturité du béton ;
- ✓ Les adjuvants.

Les résultats obtenus en appliquant la courbe de la RILEM (Figure 6.7) sont donnés dans le cas où le béton testé est considéré connue. Les résistances ne correspondent pas toujours à la résistance réelle du béton in situ. C'est pour cette raison que par exemple dans les procès verbaux du CNERIB, seuls les appréciations suivantes sont données :

•Classements qualitatifs :

- ✓ $2500 \text{ m/s} \leq V < 3200 \text{ m/s}$ béton de faible résistance,
- ✓ $3200 \text{ m/s} \leq V < 3700 \text{ m/s}$ béton de moyenne résistance,
- ✓ $3700 \text{ m/s} \leq V < 4200 \text{ m/s}$ béton à haute résistance,
- ✓ $V \geq 4200 \text{ m/s}$ béton à très haute résistance.

•Estimation de la résistance du béton selon la RILEM

La figure 6.7 nous donne une estimation de la résistance à la compression du béton en fonction de la vitesse de propagation des impulsions selon la RILEM [93].

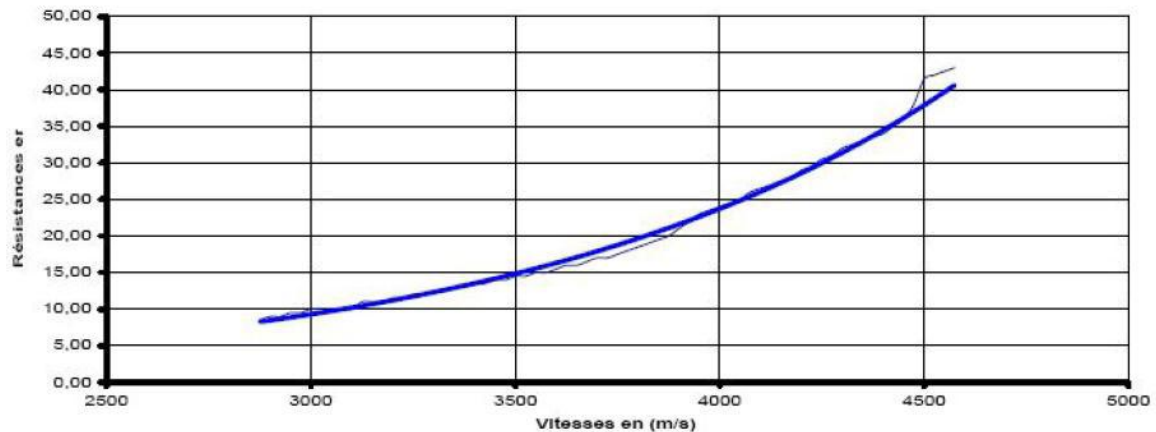


Figure 6.7 : Courbe RILEM [93]

Les normes P 18-414 de 1993, P 18-418 de 1989, ASTM C 597- 83 réapprouvée en 1991 et BS1881 : partie 203 : 1986 spécifient les modes opératoires sans pour autant donner d'interprétations des résultats obtenus.

La facilité et la simplicité d'exécution de l'essai aux ultrasons constituent un avantage. D'un autre côté, la méthode aux ultrasons présente quelques inconvénients qui limitent son utilisation. Une importante limitation réside dans la difficulté à localiser des défauts dans le béton. Par exemple, si les défauts sont petits ou s'ils sont remplis d'eau la diminution de la vitesse de propagation sera faible, ce qui pourra empêcher la détection du défaut [92].

Un autre désavantage vient de l'utilisation d'une haute fréquence (100 kHz ou plus) des ondes mécaniques qui souffrent d'une forte atténuation dans des matériaux hétérogènes comme le béton.

6.5- Méthodes électrochimiques (Mesure de la résistivité électrique du béton):

La résistivité électrique du béton varie selon sa porosité, sa teneur en eau et sa teneur en sels. Le courant se déplace à l'intérieur du béton en travers de la solution interstitielle. La présence de macro-fissures, de zones de délaminage ou de microfissuration à elle aussi une influence sur la résistivité.

Deux protocoles sont possibles selon la zone à étudier. Pour étudier la qualité du béton d'enrobage, une électrode est reliée à l'armature et une seconde est placée en surface du béton alors que pour étudier le délaminage, deux électrodes sont placées en surface du béton. Le dispositif de **Wenner** [87] est un exemple de dispositif permettant de mesurer la délamination.

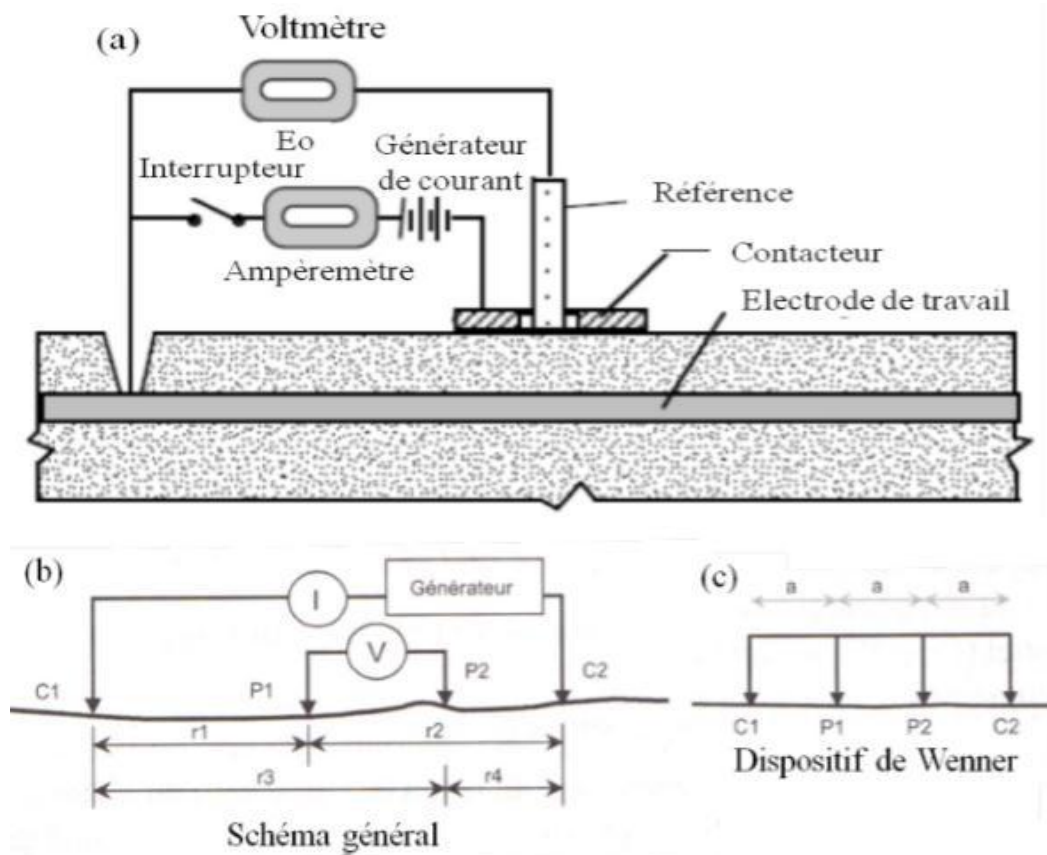


Figure 6.8 : (a) Schéma de la méthode de contrôle du béton d'enrobage (b) Schéma de la méthode de contrôle du béton en surface (c) Dispositif de Wenner [87]

La résistivité linéaire du béton ρl est calculée à partir des données obtenues grâce au voltmètre et à l'ampèremètre selon la formule suivante :

$$\rho l = \frac{k \Delta V}{I} \quad \text{équation (6.2)}$$

Où :

ΔV est la tension mesurée par le voltmètre.

I est le courant mesuré par l'ampèremètre.

k est le coefficient de forme du dispositif.

Pour la méthode de **Wenner** [87], $k=2\pi a$, pour laquelle a est la distance entre les électrodes. Cette distance a influence l'épaisseur du béton évalué. Plus a est grand, plus la profondeur de mesure sera grande. La valeur courante pour a est de 50 mm. Pour la détection des défauts dans le béton d'enrobage, a n'est pas calculée. Les résultats sont obtenus par comparaison avec une

zone où l'endommagement a été déterminé par une autre méthode d'auscultation. En effet, la présence des barres d'armatures dans le béton fausse la mesure de la résistivité du béton.

La mesure par résistivité linéaire est fortement dépendante des conditions ambiantes (humidité, température, état de la surface). L'étude des gradients d'humidité et de concentration ionique de la solution interstitielle est possible après l'étalonnage de l'appareil. Pour réaliser cet étalonnage, des éprouvettes peuvent être réalisées en laboratoire. Des échantillons peuvent également être prélevés sur différentes zones caractéristiques de l'ouvrage et étudiés en laboratoire afin de déterminer leur teneur en agents chimiques agressifs ou les facteurs propices à la réaction alcalis-granulats. Une corrélation est ensuite établie entre leur composition et la résistivité de la zone (RAG)[87].

La résistivité linéaire peut aussi caractériser un état de fissuration du béton, car la porosité et l'orientation des fissures influent sur la solution interstitielle et donc sur la circulation du courant. La mesure du taux d'humidité pourrait également permettre d'évaluer la sensibilité du béton au cycle de gel et de dégel, mais l'ensemble de ces mesures ne sont encore qu'au stade du développement. méthode complémentaire aux autres méthodes d'auscultation destructive ou semi-destructive pour étendre le diagnostic à une plus large zone. La forte influence de la teneur en eau et des ions sur la résistivité du béton en fait un indicateur fiable de la probabilité de corrosion.

6.6 -Emission acoustique :

L'émission acoustique utilise également la propagation des ondes élastiques dans les matériaux. Lorsque la matière évolue, se déforme, se fissure sous l'action d'une contrainte extérieure (mécanique, thermique, chimique, etc.), il se crée spontanément des ondes élastiques.

La libération discontinue d'énergie sous forme de trains d'ondes mécaniques se produit pour chaque changement d'état de la matière. Ces trains d'ondes se propagent dans le matériau en fonction de ses propriétés acoustiques et de sa géométrie et parviennent aux capteurs installés sur l'équipement à examiner. La détection est généralement réalisée par des capteurs piézoélectriques placés au contact de la structure (figure 6.9). Les signaux recueillis permettent de localiser la zone de dégradation et d'évaluer son extension en fonction de la sollicitation imposée.

Le contrôle par émission acoustique permet une évaluation de l'intégrité globale d'une structure et un suivi en temps réel de l'évolution des endommagements surfaciques et internes. Toutefois,

l'interprétation des signaux demeure parfois délicate et la qualité des mesures repose en grande partie sur le choix judicieux des capteurs et de leur positionnement.

L'émission acoustique est utilisée principalement dans l'industrie pétrochimique (contrôle des cuves et sphères de stockage, des tubes,...) et pour le suivi de la santé des ouvrages d'art.

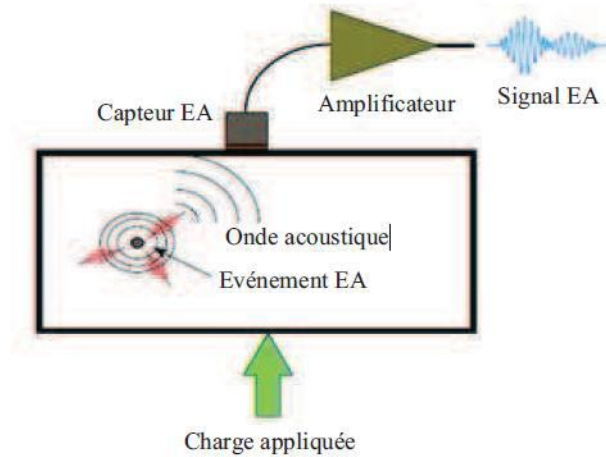


Figure 6.9 : Principe de l'émission acoustique [95]

6.7- Méthode de contrôle Impact- écho

La méthode Impact- écho représente une méthode de contrôle non destructif utilisée dans l'auscultation du béton et de la maçonnerie, à base de la propagation d'une onde de choc à travers la structure du matériau analysé. Le principe de base de cette méthode est d'utiliser une sphère qui, en frappant le matériau étudié, crée une onde de choc qui est ultérieurement transformée en signal électrique (figure 6.10).

Cette transformation est assurée par un transducteur et ensuite, le signal est transmis vers un système d'acquisition permettant la visualisation de la forme de l'onde de choc qui est dépendante du temps et de la fréquence et qui mène à la détection de la zone du défaut. La profondeur L à laquelle est localisé le défaut dans le béton résulte de la relation [96] :

$$L = \frac{\beta v}{n.F} \quad \text{équation (6.3)}$$

Où:

F est la fréquence de résonance, v est la vitesse de l'onde de compression,

β est égal à 2 si le matériau béton a une impédance mécanique réduite (air) ou 4 en cas contraire (armature métallique) alors que n est le facteur de forme.

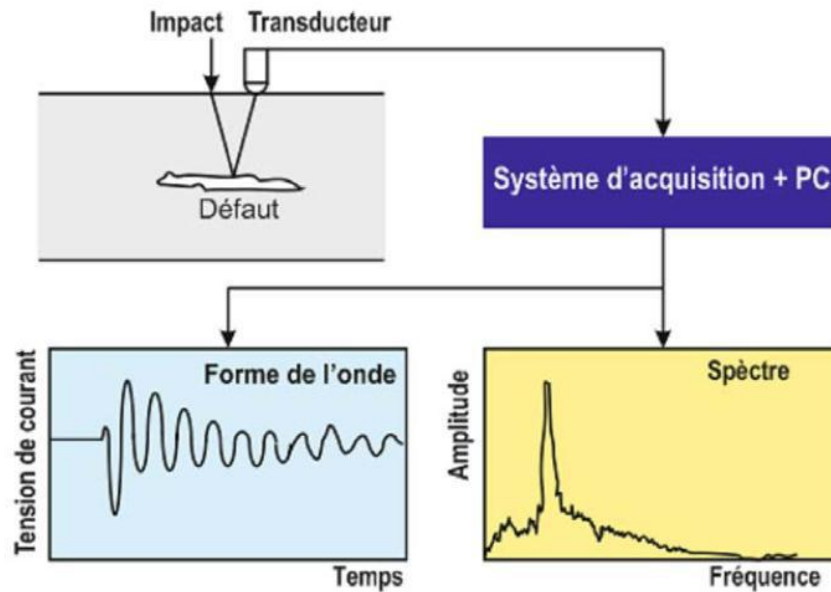


Figure 6.10 : Principe théorique de fonctionnement de la méthode Impact-écho [96]

Applications de la méthode Impact-écho:

On peut mentionner une série d'applications où la méthode impact-écho est utilisée:

- ✓Détermination de l'épaisseur des plaques en béton ;
- ✓Dépistage des fissures et des défauts dans le béton ;
- ✓Dépistage des délaminations;
- ✓Analyse des fissures de surface ;
- ✓Evaluation des éléments en béton armé ;
- ✓Evaluation de la maçonnerie ;
- ✓Evaluations des composantes multi stratifiées ;
- ✓Evaluation des plaques en contact avec le sol ;
- ✓Analyse des éléments en béton cellulaire ;
- ✓Evaluation des tuyaux en béton ;
- ✓Diagnostic des structures pour les ponts et pour les constructions civiles.

6.8- Tomographie

Très utilisée dans le domaine médical, la tomographie est une technique d'imagerie qui permet de reconstruire le volume 3D d'un objet à partir d'une succession de coupes en 2D (réalisées grâce aux platines de rotation et de translation). Basée sur le principe de la radiographie (même source de rayonnement X ou γ), cette méthode permet de mesurer des densités ou des dimensions, de rechercher des anomalies à l'intérieur des objets ou bien encore d'examiner en

temps réel des matériaux soumis à des contraintes [113]. Le principe de la tomographie est représenté sur la figure 6.11.

Cette méthode nécessite un équipement lourd ce qui entraîne un coût important d'installation et d'utilisation. La taille des pièces à inspecter est encore plus petite que la radiographie.

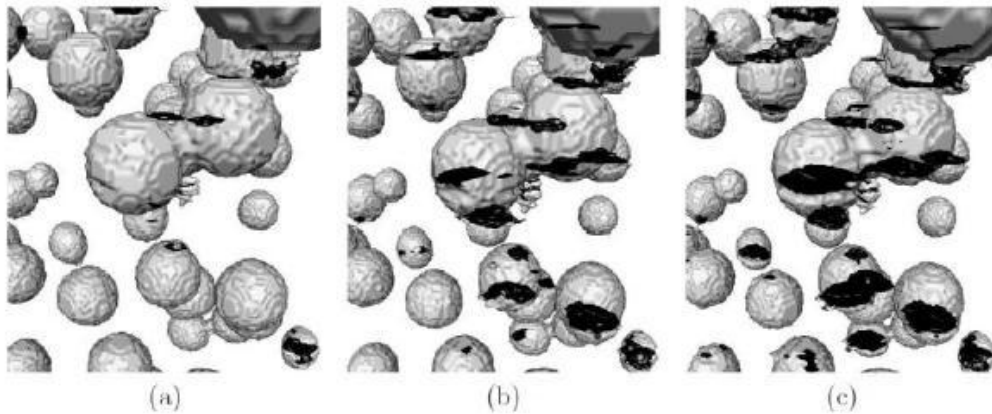


Figure 6.11: Exemple de visualisation tridimensionnelle de ruptures d'inclusions pour trois déformations (a) $\varepsilon_{lg} = 0,06$, (b) $\varepsilon_{lg} = 0,08$, (c) $\varepsilon_{lg} = 0,09$ [97]

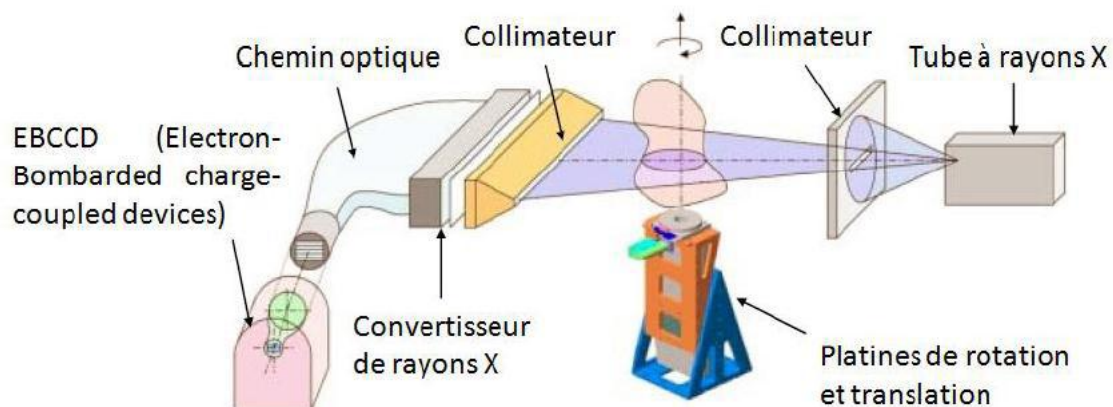


Figure 6.12:
Principe de la tomographie [98]

6.9-Thermographie infrarouge :

Les méthodes de contrôle non destructif (CND) par thermographie infrarouge (IR) utilisent, d'une part une caméra IR comme moyen de détection, d'autre part, un système d'illumination, le plus souvent, permettant de transmettre un échauffement à la pièce à contrôler (figure 6.13).

On appelle cela la thermographie active, à différencier de la thermographie passive où l'analyse des gradients de température est faite sans source excitatrice. La présence de défauts débouchant en surface ou internes est mise en évidence par une modification de la température à la surface du matériau : le contraste thermique (figure 6.13). Cette technique révèle aussi les propriétés thermophysiques des matériaux (diffusivité thermique et donc conductivité thermique) [114]

Actuellement, d'autres moyens sont utilisés pour créer un contraste thermique, comme l'excitation mécanique (par une sonotrode) [118] ou encore l'excitation induite par des bobines à courants de Foucault [119]. La première méthode est appelée thermosonique. Elle est applicable à tout type de matériaux, et est déjà utilisée dans l'industrie. Toutefois elle n'est pas encore très bien maîtrisée scientifiquement. La seconde technique n'est utilisable qu'avec les matériaux conducteurs.

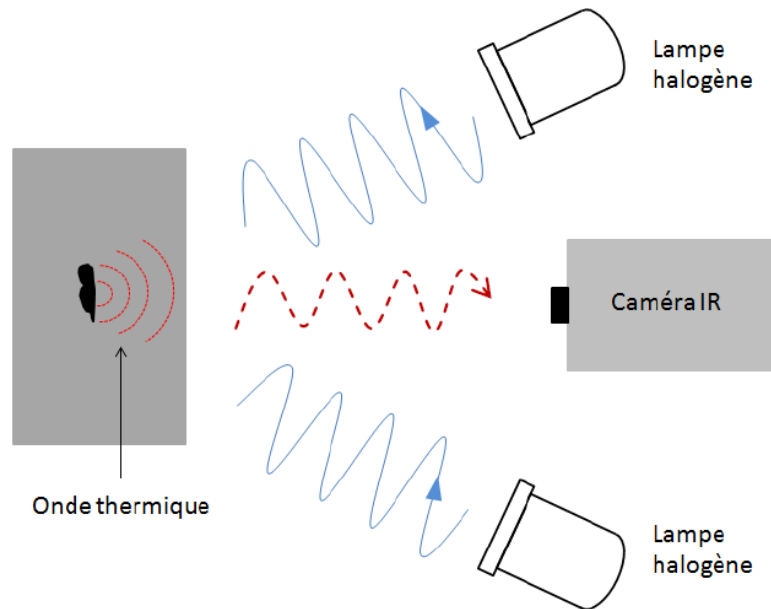


Figure 6.13 : Principe du CND par thermographie infrarouge [98]

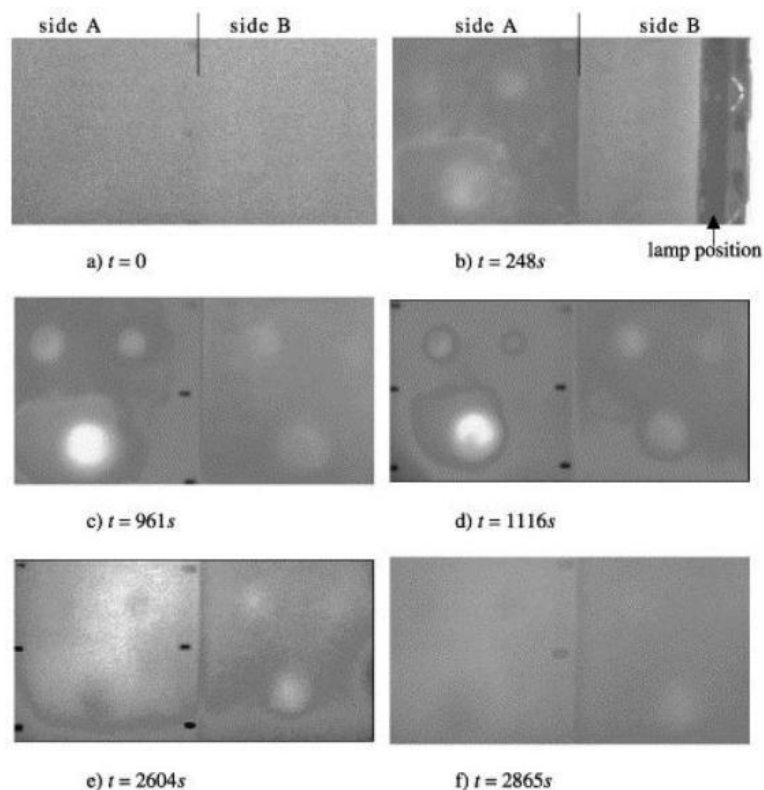


Figure 6.14 : Images thermographiques d'un échantillon de plâtre avec des défauts en plastique [99]

La thermographie emploie des caméras IR (dont l'achat est encore de nos jours assez onéreux), mais toutes les autres caractéristiques de détection sont respectées. En particulier, le champ thermique complet de l'échantillon peut être obtenu, champ à partir duquel les défauts de surface et en fous dans des matériaux (métalliques ou composites) de faible épaisseur peuvent être déduits au moyen de logiciels adaptés. La caractérisation des défauts reste parfois difficile

6.10- méthode de la fréquence de résonance :

La méthode de la fréquence de résonance est une méthode non destructive qui a été développée dans un premier temps par **Powers** [71] aux États- Unis, en 1938. Les années suivantes, avec le développement des équipements, il a été possible d'améliorer la précision et la procédure de l'essai [92]. La méthode de la fréquence de résonance est décrite dans les normes ASTM C 215-91 et BS 1881 : partie 209 : 1990. La procédure d'essai consiste initialement à placer un excitateur l'une des extrémités de l'éprouvette et un récepteur à l'autre extrémité (figure 6.15). Les courants alternatifs, fournis par le générateur, sont transformés en vibrations mécaniques par l'émetteur. Cette excitation ou vibration peut être appliquée en mode longitudinal, transversal ou torsionnel.

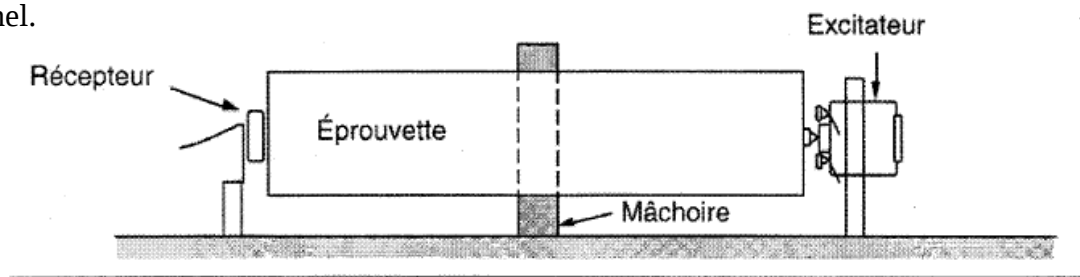


Figure 6.15 :Dispositif expérimental de la détermination du module élastique dynamique par vibration longitudinale [123]

Ensuite, les vibrations, qui se propagent à travers l'éprouvette, sont captées par le récepteur piézoélectrique, qui les transforme en oscillations électriques. Le récepteur est relié à l'appareil de mesure après amplification. La fréquence d'excitation est modifiée jusqu'à obtention de la fréquence de résonance fondamentale de l'éprouvette. Les supports de l'éprouvette doivent être placés de façon à permettre une vibration libre [123] [92].

À partir de cette fréquence, il est possible de calculer le module d'élasticité dynamique du béton et le coefficient de Poisson. Ils constituent des paramètres pratiques pour évaluer l'intégrité d'une structure et étudier les modifications progressives dans le béton en raison 'attaque chimique ou de cycles de gel-dégel [123] [92].Cependant, il existe des facteurs qui peuvent affecter les

résultats de l'essai et de la détermination du module d'élasticité dynamique du béton tel que: le mélange et les propriétés des granulats, l'effet de la taille d'échantillon et l'influence de la maturation [92].

Conclusion générale et perspectives

À l'issue de cette étude bibliographique, « Etat de l'art sur la microstructure du béton » qui constitue une restitution de la microstructure du béton et ses caractéristiques physiques et chimiques qui sont influées par l'état de sa microstructure, les points suivant peuvent être soulignés :

- ✓ L'étude de la microstructure du béton offre une meilleure connaissance des propriétés du béton et surtout celles relative à la durabilité et la résistance
- ✓ Les relations entre la résistance à la compression uniaxiale et les autres types de résistance comme la résistance à la traction, à la flexion, au cisaillement et bi-axiale sont clairement expliquées.
- ✓ Faire expliquer la relation microstructure-propriété et son influence directe sur la résistance, la stabilité dimensionnelle et la durabilité du béton
- ✓ la connaissance de la microstructure des phases du béton à savoir la pâte de ciment hydratée, l'agrégat et la zone de transition inter- faciale entre la pâte de ciment et l'agrégat et leur relation les uns avec les autres est utile pour exercer un contrôle sur les propriétés du béton et prédire ses qualités.
- ✓ Bien que le rapport eau-ciment soit important pour déterminer la porosité de la matrice et de la zone de transition interfaciale et donc la résistance du béton d'autres facteurs tels que les conditions de compactage et de durcissement ,la taille des agrégats et la minéralogie, les types d'adjuvants, La géométrie et l'état d'humidité du spécimen, le type de contrainte et le taux de charge peuvent également avoir un effet important sur la résistance .
- ✓ La confirmation que l'eau est le principal agent de dégradation du béton et qui est à l'origine de nombreux types de processus physiques de dégradation ainsi que de processus chimiques en tant que véhicule de transport d'ions agressifs.
- ✓ l'appréciation des mécanismes chimiques et physiques qui sont à l'origine des dégradations du béton et leur interaction.
- ✓ meilleure compréhension de la relation entre la résistance et la porosité et les méthodes mise en place pour prédire une meilleure résistance
- ✓ meilleure connaissance sur le processus de transport et la mise en place des méthodes destinées à qualifier et maîtriser sa durabilité

✓ meilleur approche sur les déformations liées aux processus d'hydratation qui peuvent provoquer la fissuration prématurée des ouvrages (les déformations endogènes au jeune âge).

✓ Faire montrer l'intérêt, l'auscultation des structures en béton par des méthodes non destructives de temps en temps corrélées à quelques essais destructifs permet d'une part d'évaluer rapidement, et de manière approfondie, l'état des ouvrages anciens, souvent peu documentés, et permet d'autre part de prédire la durée de vie d'un ouvrage en cours

.

Pour ce qui est des perspectives l'évolution technologique rapide et surtout dans le domaine du micrographisme électroniques avec plus de travail orienté vers la microstructure, les chercheurs et les concepteurs du domaine de la construction arriveront à une modélisation beaucoup plus précise du squelette du béton et une prédiction plus juste de ses qualités

Références bibliographiques

[1] LALDJI S ., (2015)

Caractéristiques fondamentales du béton. [document électronique]. Montréal, ETS.

[2] BOUCHERIF Abderaouf ., ELKOUN Said .,

Cours de Microstructure de Université de Sherbrooke, CANADA.

[3] David WHITING .,W DZIEDZIC ., (1992).

Effects of Conventional and High-range Water Reducers on Concrete Properties, Portland Cement Association.

[4] Mehta P.K ., Monteiro P.J.M .,(2006).

Concrete – microstructure properties and materials. 3rd ed. McGraw-Hill,

[5] MOHAMED I., (2004).

Contribution à l'étude du confinement du béton alcali – réactif par matériaux composites carbone époxy. Thèse de doctorat, Université Lyon 1.

[6] CARLES-GIBERGUES A ., HORNAIN H ., (2008).

La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes. Dans
« La durabilité des bétons ». Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.

[7] FAUCON P., ADENOT F., JACQUINOT J.F., PETIT J.C ., CABRILLAC R ., JORDA M., (1998).

Long term behaviour of cement pastes used for nuclear waste disposal: review of physico-chemical mechanisms of water degradation. Cement and Concrete Research,

[8] ADENOT F., (1992).

Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

[9] MEHTA P.K., (1980).

Performance of concrete in marine environment. ACI SP- 65.

[10] ESCADEILLAS G., HORNAIN H., (2008).

La durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs. Dans
« La durabilité des bétons », Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées..

[11] Liu, T.C.,(1981).

Abrasion Resistance of Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 78, No. 5.

[12] FEDAOUI-AKMOUSSI Ourdia .,(2016).

Étude du comportement mécanique et durabilité des bétons fibrés : influence de différents environnements et de la nature des fibres, Thèse de doctorat , Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU.

[13] OLLIVIER J. P., VICHOT A., (2008).

La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.

[14] MOHAMED I., (2004).

Contribution à l'étude du confinement du béton alcali – réactif par matériaux composites carbone époxy. Thèse de doctorat, Université Lyon 1.

[15] MICHAUD V., NONAT A., SORRENTINO D., (1997).

Experimental simulation of mechanisms involved in the building of stresses in concrete subjected to alkali-silica reaction. Proceedings of the 10th International Conference on the Chemistry of Cement, Gothenbourg, vol 4: Performance and durability of cementitious materials, 4iv049, 9 p.

[16] GARCIA-DIAZ E., RICHE J., BULTEEL D., VERNET C., (2006).

Mechanism of damage for silica reaction. Cement and Concrete Research, 36, pp. 395-400.

[17] DUNCAN M.A.G., SWENSON E.G., GILLOTT J.E., FORAN M.R., (1973).

Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia. I. Summary of five years study. Cement and Concrete Research, 3, pp. 55-69.

[18] SWENSON E.G., GILLOT J.E., (1964).

Alkali - carbonate rock reaction. Highway Research Board Bulletin, 275, pp. 18-31.

[19] AFGC, (2004).

Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, AFGC, Paris.

[20] ACIMANUAL OF CONCRETE PRACTICE, (2005).

Part 1: State of the Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity. Reported by ACI Committee 221. Recommendation ACI 221.1R-98, American Concrete Institute, Farmington Hills.

[21] PROCEEDINGS, (1981).

The 5th International Conference on alkali-aggregate reaction in concrete. Cape Town, National Building Research Institute of the CSIR, Pretoria, S 252.

[22] CARLES-GIBERGUES. A, HORNAIN. H, (2008).

La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes .La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.

[23] PERLOT C., (2005).

Influence de la décalcification de matériaux cimentaires sur les propriétés de transfert : application au stockage profond de déchets radioactifs. Thèse de l'Université Paul Sabatier de Toulouse et de la Faculté de Génie de l'Université de Sherbrooke.

[24] GAWIN D, PESAVENTO F, SCHREFLER B.A, (2008).

Modeling of cementitious materials exposed to isothermal calcium leaching, considering process kinetics and advective water flow, International Journal of Solids and Structures, vol. 45, pp. 6221-6240.

[25] ADENOT F., (1992).

Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

[26] ADENOT F, FAUCON P., (1998).

Modélisation du comportement à long terme des bétons utilisés dans le stockage des Déchets radioactifs, Concrete : from Material to Structure. Proceedings of the International Conference, Edited by Bournazel JP and Malier Y, Rilem Proceedings, pp. 277-288.

[27] FAUCON P., ADENOT F., JACQUINOT J.F., PETIT J.C., CABRILLAC R., JORDA M., (1998).

Long term behaviour of cement pastes used for nuclear waste disposal: review of physico-chemical mechanisms of water degradation. Cement and Concrete Research, vol. 28, n°6, pp. 847-857.

[28] MEHTA P.K., (1980).

Performance of concrete in marine environment. ACI SP- 65, pp. 1-20.

[29] ESCADEILLAS G., HORNAIN H., (2008).

La durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs. Dans « La durabilité des bétons », Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.

[30] DE LARRARD F., (2002).

Construire en béton, L'essentiel sur les matériaux. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

[31] PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N., (1991).

Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. ACI Materials Journal, V. 88, No. 4.

[32] THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PLATRET G., MASSIEU E., DRUON M., BAROGHEL-BOUNY V., (2004).

Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 252-253, pp. 153-187.

[33] THIERY M., (2006).

Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, OA 52.

[34] THIERY M., VILLAIN G., DANGLA P., PLATRET G., (2007).

Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics. Cement and Concrete Research, 37, pp. 1047-1058.

[35] VÉNUAT M., (1989).

La pratique des ciments mortier et béton. Moniteur technique, Éditions du moniteur.

[36] CHAUSSADENT T., (1997).

Analyse des mécanismes de carbonatation du béton. Dans Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons, « méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité », pp. 75-87.

[37] DELOYE F.X., (1989).

Identification rapide des ciments sur chantier. Bulletins liaison Laboratoires des ponts et chaussées, pp. 65-70.

[38] Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art. Laboratoire Central des Ponts et chaussées.

[39] LE BESCOP P., SOLET C., (2006).

External sulphate attack by ground water. Experimental study of CEM I cement pastes. Revue européenne de génie civil, 19 p.

[40] TIAN B, COHEN M.D., (2000).

Does gypsum formation during sulfate attack on concrete lead to expansion? Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 117-123.

[41] OUYANG C., NANNI A., CHANG W.F., (1988).

Internal and external sulphate sources of sulphate ions in Portland cement mortar: two type of chemical attack. Cement and Concrete Research, vol. 18, n° 5, pp. 699-709.

[42] ARLIGUIE G., HORNAIN H., (2007).

GranDuBé : Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

[43] DIVET L., PAVOINE A., CLEMENT J.L., G. LE MESTRE G., (2003).

La réaction de gonflement interne des bétons due à la formation différée de l'ettringite. Méthodes de diagnostic et bilan d'expertises. GC 2003, Environnement, Sécurité, Patrimoine : les nouvelles données, 26-27 mai.

[44] WANG L., GLASSER F.P., (1996).

Hydration of calcium sulphoaluminate cements. Advanced In Cement Research, 8, n° 31, pp. 127-134.

[45] TAYLOR H.F.W., (1997).

Cement Chemistry. Thomas Telford, 2nd edition, pp. 123-127.

[46] DAMIDOT D., GLASSER F.P., (1992).

Thermodynamic investigation on the CaO-Al₂O₃-CaSO₄ H₂O system at 50 °C and 85°C. Cement and concrete Research, vol. 22, pp. 1179-1191.

[47] UKRAINCIK V., BJECOVIC D., DJUREKOVIC A., (1978).

Concrete corrosion in a nitrogen fertilizer plant. Durability of building materials and components, P.J. Seredaand and G.G. Litvan eds., ASTM, Philadelphia, STP 691, pp. 397-409.

[48] JAUBERTHIE R., RENDELL F., (2003).

Physicochemical study of the alteration surface of concrete exposed to ammonium salts. Cement and Concrete Research 33, pp. 85-91.

[49] SMOLCZYK H.G., (1968).

Chemical reactions of strong chlorides solutions with concrete. 5th Int. Symp. On the Chemistry of Cement, Tokyo, 3, pp. 274-280.

[50] ROBERTS D.J., ET AL., (2002).

Quantifying microbially induced deterioration of concrete: Initial studies. International Biodeterioration and Biodegradation. 49(4), pp. 221-234.

[51] VINCKE E., BOON N., VERSTRAETE W., (2001).

Analysis of the microbial communities on corroded concrete sewer pipes – a case study. Applied Microbiology and Biotechnology, 57(5-6), pp. 776-785.

[52] PARKER C.D., (1945).

The corrosion of concrete. Aust. J. Exp. Biol. and Med. Sci. 23, pp. 91-98.

[53] THORNTON (1978).

Acid attack of concrete caused by sulfur bacteria action. ACI Journal, pp. 577-584.

[54] ROGERS ET AL., (1993).

Microbial-influenced concrete degradation literature review. Report of Idaho National Engineering Laboratory, EG&G Idaho Inc.

[55] SCHMIDT ET AL., (1997).

Concrete with greater resistance to acid and to corrosion by biogenous sulfuric acid. Concrete precasting plant and technology, vol. 4, pp. 64-70.

[56] SCRIVENER ET AL., (1999).

High-performance concretes from calcium aluminate cements. Cement & Concrete Research, vol. 29, pp. 1215-1223.

[57] MONTENY ET AL., (2000).

Chemical, microbiological, and in situ test methods for biogenic sulfuric acid corrosion of concrete. Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 623-634.

[58] DE BELIE N., ET AL., (2004).

Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. Cement and Concrete Research, 34(12), pp. 2223-2236.

[59] VINCKE E., ET AL., (2002).

Influence of polymer addition on biogenic sulfuric acid attack of concrete. International Biodeterioration&Biodegradation, 49(4), pp. 283-292.

[60] LEMAÎTRE C., PÉBÈRE N., FESTY D., (1998).

Biodétérioration des matériaux. EDP Sciences de physiques Éditions.

[61] COLIN F., MUNK-KOEFED N., (1987).

Formation de H₂S dans les réseaux d'assainissement, Conséquences et remèdes. Études interagences Rhône-Méditerranée-Corse, mai.

[62] BERTRON A., (2004).

Durabilité des matériaux cimentaires soumis aux acides organiques: cas particulier des effluents d'élevage. Thèse de doctorat, INSA de Toulouse, 256 pages.

[63] BERTRON A., COUTAND M., CAMELEYRE X., ESCADEILLAS G., DUCHESNE J., (2005).

Attaques chimique et biologique des effluents agricoles et agroalimentaires sur les matériaux cimentaires. Matériaux et Techniques, 93 (hors série), pp. 111-121.

[64] STARK J., WICHT B., (2000).

Zement und Kalk Der Baustoff als Werkstoff, Birkhäuser Verlag.

[65] GRIESSER A .,(2002).

Cement-Superplasticizer Interactions at Ambient Temperatures. Rheology, Phase Composition, Pore Water and Heat of Hydration of Cementitious Systems. Thèse de Doctorat, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich

[66]. PENKO M .,(1983).

Some early hydration processes in cement paste as monitored by liquid phase composition measurements. Thèse de doctorat, Purdue University.

[67]. GUNKEL P.,(1983).

Die Zusammensetzung der flüssigen Phase erstarrender und erhärtender Zemente. Beton-Informationen, Vol. 29, No.1, pp. 3-8.

[68]. SMOLCZYK H.G .,(1984).

Flüssigkeit in den Poren des Betons - Zusammensetzung und Transportvorgänge in der flüssigen Phase des Zementsteins. Beton-Information, Vol. 24, No. 1, pp. 3-10.

[69] Verbeck GJ et RA Helmuth ., (1968).

Actes du Cinquième Symposium International sur la Chimie des Ciments, Tokyo

[70] Neville, A.M.,(1981) .

Properties of Concrete, Pitman Publishing, Marshfield, MA,

[71] T. C. Powers.,(1958).

Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste

CHICAGO. Authorized Reprint from JOURNAL OF THE AMERICAN CERAMIC SOCIETY vol. 41, P.1.

[72] Steven H. Kosmatka., Beatrix Kerkhoff., William C. Panarese.,(1988).

Design and Control of Concrete Mixtures, United States Gypsum Company, Chicago.

[73] Concrete Manual,US Bureau of Reclamation et W.A. Cordon.,(1979).

Properties, Evaluation, and Control of Engineering Materials, McGraw-Hill, New York.

[74] W.A. Cordon and H.A. Gillespie.,(1963)

Variables in concrete aggregates and portland cement which influence the strength of concrete. ACI J. Proc. 60.

[75] Concrete Manual, eighth edition, US Bureau of Reclamation.,(1981)**[76] Concrete Manual, US Bureau of Reclamation.,(1975).**

[77] ACI 228.1 R-95.,(2002).

Méthodes sur place pour estimer la résistance du béton), ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute.

[78] ELBAHI Bachir.,(2016)

Influence des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques du béton - utilisation de la méthode de fréquence de résonance, Thèse de doctorat, Université AboubakrBelkaïd de Tlemcen.

[79] AFNOR., (2002).

Concrete and its Constituents. Tome 1: Specifications of concrete and its constituents, 5^e édition, Paris.

[80] AFPC-AFREM.,(1997)

Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. Compte-rendu des Journées Techniques AFPC-AFREM «Durabilité des Bétons », Toulouse, France, 11-12 déc. (1997).

[81] ASTM.,(2003)

ASTM 215-02, Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens, ASTM, USA, February (2003).

[82] ASTM.,(2003)

ASTM Test Designation C 597-02, Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA,

[83] Baroghel-Bouny V.,(2005)

Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes, Editions Techniques de l'Ingénieur, Paris, France,C2245, pp 1-14, mai. (2005).

[84] Baroghel-Bouny V., Chaussadent T., Croquette G., Divet L., Gawsewitch J., Godin J., Henry D., Platret G., Villain G.,(2007).

Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons - Méthodes de mesures et d'essais de laboratoire. Méthodes d'essais 58. Techniques et Methodes des Laboratoires des Ponts et Chaussees. LCPC Paris,

[85] Collection Bordas-Dunod ., (1983)

Recommandations pour l'emploi de la méthode de fréquence de résonance dans le contrôle des éprouvettes en béton, RILEM recommandation on non-destructive testingmethods, Vol. 16 – N° 95 - Matériaux et Constructions.

[86] Bouakkaz M. A., (2012)

Characterization of Concrete Using the Resonant Frequency Method, Magister Thesis in Civil Engineering, AbouBekrBelkaidUniversity,Tlemcen, Algeria.

[87] Breyse D., Abraham O., (2005)

Méthodes de CND appliquées aux ouvrages d'arts, Edition des Ponts et Chaussées, p 555, Paris, France.

[88] Brooks ., (1983).

Brooks J.J., Wainwright P.J., Properties of ultra-high-strength concrete containing a superplasticiser, Mag. Conc. Res.; 35(125):205–13.

[89] British Standard Institution., BS EN 12390-3.,(2002).

Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens. BSI. London.

[90] British Standard Institution. BS EN 1992-1-1., (2004).

Eurocode 2 : Design of concrete structures. BSI. London;

[91] Malhotra V.M., Mehta P.K., (1996).

Pozzolanic and cementitious materials advances in concrete technology, vol. 1, Gordon and Breach Publishers; pp. 191.

[92] Malhotra V. M., Carino M.J.,(2004).

Handbook on Nondestructive Testing of Concrete Second Edition, CRC Press.

[93] RILEM., (1996)

La précision de l'estimation de la résistance du béton au moyen de l'indice sclérométrique, Materials and Structures, 1996-01-15.

[94] Chung D.D.L.,(2001).

Defect dynamics of cement paste under repeated compression studied by electrical resistivity measurement, Cement and Concrete Research, Volume 31, Pages 1515-1518.

[95] Riethmuller M.,(2008).

L'émission acoustique; applications aux équipements industriels, Toulouse, COFREND, 10 p.

[96] Tao D.U.,(2010).

Thermographie infrarouge active par induction électromagnétique application à l'auscultation d'éléments en béton renforcé, Université D'Artois Faculté des Sciences Appliquées de Béthune, Thèse de Doctorat.

[97] Carmona V.,(2009).

Etude de l'endommagement de matériaux composites par tomographie X et émission acoustique, Thèse de Doctorat en génie des matériaux, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, juillet.

[98] Eric K., Khun E.,(2013).

Contrôle non destructif d'un matériau excité par une onde acoustique ou thermique.Observation par thermographie, Thèse de Doctorat, Université Paris ouest nanterre la defense, 149 p.

[99] Carlomagno G.M., Meola C., (2002).

Comparison between thermographic techniques for frescoes NDT, NDT & E International, 35(8) : 559 – 565.

[100] Lee J., Wang R., Shoji T., Hong S., (2008).

Non-destructive testing in the hightemperature regime by using a magneto-optical film, NDT&E International, 41(6): 420- 426.

[101] Bungey J.H., Millard S.G., (1996).

Testing of concrete in structures. Blackie academic & professional, Glasgow,

[102] Carino M.J., (1991).

Wave fields in real media: Wave propagation in anisotropic, an elastic and porous media. Pergamon. 68.

[103] Carino M.J., (2001).

The Impact-echo Method: an Overview, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, USA,

[104] Chia C.,Tao-Ming Cheng.,Chih-Hung Chiang.,(2008).

Defect detection of concrete structures using both infrared thermography and elastic waves, Automation in Construction, vol. 18 , pp.87-92,

[105] LRPC de Blois, (1975).

Rapport technique sur le Contrôle Radiographique de l'Injection de Certaines Gaines de Précontrainte du Viaduc de Freyming-Merlebach, CETE de Rouen,

[106] Decitre J.M., (2003).

Modélisation électromagnétique et réalisation d'un dispositif d'imagerie magnéto-optique quantitatif pour la caractérisation des endommagements des structures aéronautiques en alliage léger, Thèse de Doctorat en Electronique, Electrotechnique, Automatique, Ecole Normale Supérieure de Cachan.

[107] Dreux G., Festa J., (1998).

Nouveau guide du béton et ses constituants, éditions Eyrolles ; Paris, 409 p.

[108] Hassan A.M.T., Jones S.W., (2012).

Non-Destructive Testing of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (Uhpfrc): A Feasibility Study for Using Ultrasonic and Resonant Frequency Testing Techniques, Construction and Building Materials, Vol. 35, pp. 361–367.

[109] Kesler C.E., Higuchi Y., (1954).

Problems in the sonic testing of plain concrete, Proc. Int. Symp. On Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol. 1, RILEM, Paris,

[110] Kuhn E., (2013).

Contrôle non destructif d'un matériau excité par une onde acoustique ou thermique. Observation par thermographie, Thèse de Doctorat Université Paris ouest Nanterre la défense,

[111] [LCPC., (2003)

Publication des laboratoires des ponts et chaussées « Guide technique sur la maturométrie » Rapport du projet national CALIBE.

[112] Lino M., Miguel A., Rui F., Joaquim F., (2011).

Influence of the cementitious paste composition on the E-modulus and heat of hydration evolutions, Cement and Concrete Research 41, 799–807,

[113] Malcolm., (2011).

Malcolm A.A., Liu T., Case Studies in the Use of Computed Tomography for Non-Destructive Testing - Failure Analysis and Performance Evaluation, Singapore International NDT Conference & Exhibition.

[114] Maldague X., (2001).

Theory and practice of infrared technology for nondestructive testing, John Wiley and Sons, New York.

[115] Norme NF EN 584-1., (2006)

Essais non destructifs film pour radiographie industrielle Partie 1 : classification des systèmes films pour radiographie industrielle.

[116] Norme NF EN 12504-2., (2013)

Essais pour béton dans les structures -Partie 2 : Essais non destructifs-Détermination de l'indice de rebondissement.

[117] LRPC de Blois., (1975)

[CRIC] Rapport technique sur le “ Contrôle Radiographique de l’Injection de Certaines Gainés de Précontrainte du Viaduc de Freyming-Merlebach, ” CETE de Rouen.

[118] Renshaw., Renshaw J., Holland S.D., Barnard D.J., (2009)

Viscous material-filled synthetic defects for vibrothermography , NDT&E International, 42 : 753 - 756.

[119] Zenzinger G., Bamberg J., Satzger W., Carl V., (2007).

Thermographic Crack Detection by Eddy Current Excitation, Nondestructive Testing and Evaluation, 22(2) :101 – 111.

[120] Wanin M., (2001).

Évaluation non destructive de la qualité des matériaux (Partie 1), Technique de l'ingénieur, M 4 130.

[121] Thompson R.B., (1990)

Physical Principles of Measurements with EMAT Transducers, Physical Acoustics, 19: 157 - 200.

[122] Ribichini R., Cegla F., Nagy P.B., Cawley P., (2012).

Experimental and numerical evaluation of electromagnetic acoustic transducer performance on steel materials, NDT&E International 45 : 32-38.

[123][Neville.,(2000)]. Neville A.M., (2000).

Propriétés des bétons. Edition CRIB., Paris, Eyrolles, 806 p.

[124] W.A. Cordon., (1967).

Freezing and Thawing of Concrete-Mechanisms and Control," ACI Monograph No. 3, American ... Chemical Publishing Co., Inc., N.Y.

[125] Abrams MS., (1973).

Température et béton, ACI SP-25, pp. 33–58,

[126] R. H. Bogue., (1955).

The chemistry of portland cement, (Reinhold Publishing Corporation. New York.

[127] Feldman, R. F., and Sereda, P. J., (1964).

Sorption of water on bottle hydrated cement I," Journal of applied Chemistry, 14, 87–93.

[128] J.C. Maso., (1996).

Interfacial Transition Zone in Concrete ,published by CRC Press ,UK.

[129] GARTNER E.M., YOUNG J.F., DAMIDOT D.A., JAWED I ., (2002).

Structure and Performance of Cement. Spon Press, New York, U.S.A., p. 57.

[130] STARK J., MÖSER B., ECHART A., (2001).

Neue Ansätze zur Zementhydratation, Teil 1.Zement Kalk Gips International.

[131] LONGUET P., BURGLIN L., ZWELER A., (1974).

La phase liquide du ciment hydraté. Publication technique CERILH, No. 219, 1974.

[132] LOCHER F.W., RICHARTZ W., SPRUNG S., (1976).

Erstarren von Zement; Teil 1 : Reaktion und Gefügeentwicklung. Zement Kalk Gips International, No. 10, pp. 435-442.

[133] Abrams, Duff A., (1918).

Design of concrete mixture, Bulletin No. 1, Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, Ill.

[134] Kumar Mehta and Ben C. Gerwick ., (1982).

Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment. Concrete International, 4, 45-51.

[135] Liu, t.c., (1981).

Influence of water-cement ratio and aggregate type on abrasion-erosion damage in concrete
j. aci, proc., vol. 78, no. 5, p. 346.

[136] Binda, L., and G. Baronio., (1994).

ACI SP 145, pp. 933–946.

[137] Litvan, G.G., (1976).

CEMENT and CONCRETE RESEARCH , Vol. 6, pp. 351–356.

[138] G. Verbeck and R. Landgren., (1960).

Influence of Physical Characteristics of Aggregates on Frost Resistance of Concrete. Proc., ASTM, Vol. 60, pp. 1063-1079.