

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE LARBI BEN M'HIDI OUM EL BOUAGHI
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

N° D'ORDRE :.....

N° DE SERIE :.....

MEMOIRE PRESENTE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MAGISTER
EN GENIE CIVIL

OPTION : MATERIAUX

INTITULE :

INFLUENCE DES ACCELERATEURS DE PRISE ET DURCISSEMENT
SUR LES PROPRIETES A JEUNE AGE DES BETONS.

PRESENTE PAR :

Mr : BENDADA MOHAMMED CHERIF

SOUTENU LE :.....

DEVANT LE JURY :

PRESIDENT :Boudaoud Zine eddine, (MCA)	- UNIVERSITE : Oum El Bouaghi
RAPPORTEUR Cheikh Zouaoui Mostefa (MCA)	- UNIVERSITE : Blida
EXAMINATEUR Houari Hacène, (Professeur) :	- UNIVERSITE : Constantine
EXAMINATEUR Guenfoud Mohamed, (Professeur)	- UNIVERSITE : Guelma
EXAMINATEUR Boudchicha Abdelaziz (MCA) :	- UNIVERSITE : Oum El Bouaghi

2012/2013

REMERCIEMENTS.

La partie expérimentale de cette étude a été réalisée au sein du laboratoire LTP-Est de Constantine. Je tiens, donc, à exprimer ma gratitude et mes remerciements à Monsieur Driss Jamel, directeur général du LTP Est ainsi qu'à son personnel pour leur aide, soutien et encouragements et qu'ils ne me tiennent pas rigueur si je ne les cite pas nommément.

Je voudrais également adresser mes plus sincères remerciements :

- Au docteur Cheikh Zouaoui Mostefa, maître de conférence à l'université de Blida, pour avoir encadré les travaux de ce mémoire. Sa disponibilité, ses grandes qualités pédagogiques et la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ce travail m'ont été d'un grand secours.

- Au docteur Boudaoud Zine Eddine, maître de conférence à l'université d'Oum El Bouaghi, de m'avoir fait l'insigne honneur de présider mon jury de soutenance.

- A monsieur Haouari Hacène, professeur à l'université de Constantine. Sa disponibilité, son écoute, ses conseils avisés m'ont été d'une grande aide. Je lui exprime, également, ma reconnaissance pour l'honneur qu'il m'a fait d'être examinateur de ce travail.

- A monsieur Guenfoud Mohamed, professeur à l'université de Guelma, de m'avoir fait l'honneur d'accepté d'être examinateur de ce mémoire.

- Au docteur Boudchicha Abdelaziz, maître de conférence à l'université d'Oum El Bouaghi. L'intérêt bienveillant qu'il porte à l'ensemble de ses étudiants, ses efforts louables et généreux qu'il n'a cessé de déployer afin que ce magister réussisse suscitent le respect et la considération. Qu'il trouve également ici l'expression de ma gratitude et de mes remerciements pour m'avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner ce travail.

Une pensée particulière pleine de gratitude à l'ensemble de nos professeurs ainsi qu'à monsieur Gahmous Mohamed Larbi, chef du département de génie civil à l'université d'Oum El Bouaghi.

Table des matières.

Table des matières	I
Liste des figures	V
Liste des tableaux	VII
Introduction Générale	1
Résumés	3
A) PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE	
 Chapitre premier : Le matériau béton et ses composants	 6
I) Présentation sommaire du matériau béton.....	6
II) Les composants du béton	7
1) L'eau de gâchage.....	7
2) Le ciment Portland.....	8
2.1) Introduction.....	8
2.2) Fabrication du ciment Portland.....	8
2.2.1) La voie sèche.....	8
2.2.2) La voie semi-sèche.....	11
2.2.3) La voie humide.....	11
2.2.4) La voie semi-humide.....	11
2.3) Principaux constituants des ciments courants :	12
2.3.1) Le clinker : composition chimique et minéralogique.....	12
2.3.2) Le sulfates de calcium : régulateur de prise.....	16
2.3.3) Autres constituants du ciment.....	17
2.3.3.1) Les constituants principaux les plus utilisés.....	17
2.3.3.2) Les constituants secondaires.....	20
2.4) Principales catégories des ciments courants.....	20
2.4.1) Classification des ciments en fonction de leur résistance.....	20
2.4.2) Classification des ciments en fonction de leur composition.....	21
2.5) La prise du ciment.....	22
2.6) Le durcissement.....	25
3) Les granulats	26
4) Les adjuvants	27
4.1) Introduction.....	27
4.2) Utilités et précautions d'emploi des adjuvants.....	27
4.3) Normalisation des adjuvants.....	28
4.4) Catégories des adjuvants.....	28
4.4.1) Les adjuvants modifiant l'ouvrabilité des bétons.....	29
4.4.1.1) Les plastifiants réducteurs d'eau.....	29
4.4.1.2) Les superplastifiants haut réducteurs d'eau.....	31
4.4.2) Les adjuvants modifiant certaines propriétés du béton.....	34
4.4.2.1) Les entraîneurs d'air.....	34
4.4.2.2) Les hydrofuges de masse.....	36
4.4.2.3) Les hydrofuges de surface.....	36
4.4.2.4) Les rétenteurs d'eau.....	36
4.4.3) Les adjuvants modifiant la prise et le durcissement.....	37
4.4.3.1) Les retardateurs de prise.....	37
4.4.3.2) Les accélérateurs de prise et de durcissement.....	38
4.5) Un accélérateur chloré : le chlorure de calcium.....	43
4.6) Un accélérateur inorganique non chloré : le nitrite de calcium.....	44
4.7) Un accélérateur organique non chloré : La triéthanolamine.....	45

Chapitre deuxième : Hydratation du ciment Portland.....	47
1) Introduction.....	47
2) Mécanismes et aspects cinétiques de la réaction d'hydratation.....	47
2.1) Aspects cinétiques de la réaction d'hydratation.....	48
2.2) Notion et quantification du degré d'hydratation.....	49
3) Hydratation des principales phases minérales du ciment Portland.....	50
3.1) Hydratation du C_3S	50
3.2) Hydratation du C_2S	54
3.3) Hydratation du C_3A	55
3.3.1) Hydratation du C_3A en l'absence du sulfate de calcium.....	55
3.3.2) Hydratation du C_3A en présence du sulfate de calcium.....	55
3.4) Hydratation du C_4AF	58
3.4.1) Hydratation du C_4AF en l'absence de sulfates.....	58
3.4.2) Hydratation du C_4AF en présence de sulfates.....	59
4) Hydratation du ciment Portland.....	59
5) Exothermie de la réaction d'hydratation du ciment Portland.....	62
6) Facteurs influençant le processus d'hydratation.....	64
6.1) La composition minéralogique et chimique du ciment.....	64
6.2) La granulométrie et le dosage en ciment.....	64
6.3) Les conditions thermiques et hydriques du milieu.....	64
6.4) La proportion d'eau de gâchage.....	65
6.5) La présence d'ajouts ou d'adjuvants.....	65
Chapitre troisième : Propriétés du béton au jeune âge.....	69
1) Introduction.....	69
2) Propriétés du béton frais.....	69
2.1) L'ouvrabilité.....	69
2.2) Mesure de la consistance.....	71
2.3) Comportement rhéologique du béton frais.....	76
2.4) La ségrégation.....	78
2.5) Le ressuage.....	78
2.6) Le volume d'air occlus.....	79
3) Propriétés du béton au jeune âge.....	80
3.1) Porosité interne du béton.....	80
3.1.1) Pores relatifs aux hydrates.....	81
3.1.2) Pores capillaires.....	82
3.1.3) Autres porosités.....	83
3.2) Variations dimensionnelles du béton au jeune âge.....	85
3.2.1) Le retrait.....	85
3.2.1.1) Le retrait plastique.....	85
3.2.1.2) Le retrait endogène (ou d'auto-dessiccation).....	86
3.2.1.3) Le retrait thermique.....	86
3.2.1.4) Le retrait de dessiccation.....	87
3.2.2) Le fluage.....	87
3.3) Résistance du béton au jeune âge.....	88
3.3.1) Influence du ciment.....	88
3.3.2) Influence du dosage en eau et du rapport E/C.....	88
3.3.3) Influence de la température.....	90
Conclusion sur l'étude bibliographique.....	92

B) PARTIE EXPERIMENTALE.

Chapitre premier : Identification et caractérisation des matériaux de base.....	93
1) Introduction.....	93
2) Caractéristiques du ciment utilisé.....	93
2.1) Surface spécifique Blaine.....	93
2.2) Temps de prise sur pâte de ciment.....	94
2.3) Résistance à la compression du ciment utilisé.....	94
2.4) Composition chimique du ciment.....	94
2.5) Proportions des constituants du ciment.....	94
3) Caractéristiques du sable utilisé.....	95
3.1) Caractéristiques physiques du sable.....	95
3.2) Analyse granulométrique du sable.....	96
3.3) Module de finesse.....	97
4) Caractéristiques des graviers utilisés.....	97
4.1) Caractéristiques physiques des graviers.....	97
4.2) Analyse granulométrique des graviers.....	98
5) Eau de gâchage.....	99
6) Adjuvants utilisés.....	99
Chapitre deuxième : Méthodes d'essais.....	102
1) Introduction.....	102
2) Essais sur pâte de ciment.....	102
2.1) Essai de consistance.....	102
2.1.1) Objectif de l'essai.....	102
2.1.2) Principe de l'essai.....	102
2.1.3) Equipement nécessaire.....	103
2.1.4) Conduite de l'essai.....	103
2.2) Essai de prise.....	104
2.2.1) Objectif de l'essai.....	104
2.2.2) Equipement nécessaire.....	104
2.2.3) Conduite de l'essai.....	104
3) Essais sur mortiers.....	105
3.1) Essai au maniabilimètre « B ».....	105
3.1.1) Principe de l'essai.....	105
3.1.2) Equipement nécessaire.....	105
3.1.3) Conduite de l'essai.....	105
3.2) Essais de résistances mécaniques de traction par flexion et de compression.....	106
3.2.1) Objectif de l'essai.....	106
3.2.2) Equipement nécessaire.....	106
3.2.3) Préparation des éprouvettes.....	106
3.2.4) Essai de traction par flexion.....	107
3.2.5) Essai de compression.....	108
4) Essais sur bétons.....	109
4.1) Essai de mesure de la consistance.....	109
4.1.1) Introduction.....	109
4.1.2) Principe de l'essai.....	109
4.1.3) Equipement nécessaire.....	109
4.1.4) Conduite de l'essai.....	110

4.2) Essai de résistance à la compression par rupture d'éprouvette.....	110
4.2.1) Introduction.....	110
4.2.2) Objectif de l'essai.....	111
4.2.3) Principe de l'essai.....	111
4.2.4) Equipement nécessaire.....	111
4.2.5) Confection des éprouvettes.....	111
4.2.6) Conservation des éprouvettes.....	112
4.2.7) Conduite de l'essai d'écrasement.....	112
Chapitre troisième : Résultats et analyses.....	113
1) Introduction.....	113
2) Programme expérimental.....	113
2.1) Essais sur mortiers.....	113
2.1.1) Etude de l'influence du nitrate de calcium sur les propriétés des mortiers.....	113
2.1.2) Etude de l'influence du Médaccel T85 sur les propriétés des mortiers....	113
2.2) Essais sur pâtes de ciment.....	113
2.3) Essais sur bétons.....	113
3) Préparation des mélanges de mortiers.....	114
4) Etude de l'influence du nitrate de calcium sur les propriétés des mortiers.....	115
4.1) Détermination du dosage à adopter de nitrate de calcium.....	115
4.2) Effet du nitrate de calcium sur les résistances mécaniques.....	115
4.3) Effet du nitrate de calcium sur la maniabilité.....	119
5) Etude de l'influence du Médaccel T85 sur les propriétés des mortiers.....	121
5.1) Effet du Médaccel T85 sur les résistances mécaniques.....	121
5.2) Effet du Médaccel T85 sur la maniabilité.....	123
6) Essais sur la pâte de ciment.....	125
7) Essais sur les bétons.....	126
7.1) Introduction.....	126
7.2) Composition du béton B0.....	127
7.3) Composition des bétons B1 et B2.....	127
7.4) Résultats de l'essai de composition simple.....	128
8) Etude de la possibilité d'utilisation des accélérateurs dans le traitement thermique du béton..	129
8.1) Introduction.....	129
8.2) Exemple de traitement thermique d'une poutre.....	130
8.3) Coût de l'opération d'étuvage.....	131
Conclusion sur la partie expérimentale	133
- Conclusion Générale.....	134
- Références bibliographiques.....	136

Liste des figures

Figure n°01 : Schéma technologique de fabrication du ciment par voie sèche	11
Figure n° 02 : Influence de la chaux libre sur les résistances à la compression à 02 jours d'un ciment de laboratoire.....	13
Figure n° 03 : Influence de la chaux libre sur les résistances à la compression à 28 jours d'un ciment de laboratoire.....	13
Figure n°04 : Appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance.....	23
Figure n°05 : Appareil de Vicat automatique.....	24
Figure n°06 : Evolution du temps de prise en fonction de la température	24
Figure n°07 : Influence du rapport E/C sur le temps de prise.....	25
Figure n°08 : Le développement des résistances dans le temps des constituants purs du ciment Portland.....	26
Figure n°09 : Des charges opposées sur la surface des grains de ciment provoquent la floculation.....	29
Figure n°10 : Mode d'action d'un plastifiant réducteur d'eau sur les grains de ciment hydraté.....	30
Figure n°11 : Effet dispersant de l'adjuvant sur le ciment hydraté.....	30
Figure n°12 : Mode d'action d'un superplastifiant haut réducteur d'eau sur les grains de ciment hydraté.....	32
Figure n°13 : Mécanismes de défloculation par des superplastifiants	33
Figure n°14 : Mode d'action d'un entraîneur d'air dans le béton.....	35
Figure n°15 : Mode d'action d'un adjuvant retardateur de prise.....	37
Figure n°16 : Effet d'un adjuvant retardateur sur le béton.....	38
Figure n°17 : Mode d'action d'un adjuvant accélérateur de prise.....	40
Figure n°18 : Effet d'un accélérateur de prise sur le béton.....	40
Figure n°19 : Résultats observés sur l'effet d'un accélérateur de durcissement sur le béton.....	41
Figure n°20 : Effet d'un accélérateur de durcissement sur le béton utilisé seul ou associé à un accélérateur de prise.....	41
Figure n°21: Classement des cations et anions par ordre d'efficacité en tant qu'accélérateur [Kantro, 1975].....	43
Figure n°22 : Cinétiques d'hydratation des phases anhydres dans une pâte de ciment Portland à température ambiante (Older, 1998).....	49
Figure n° 23: Evolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de C ₃ S [Vernet et Cadoret, 1991].....	52
Figure n°24 : Courbe calorimétrique typique reliant le taux de libération de la chaleur d'hydratation du C ₃ S avec le temps [Brown et al, 1986].....	53
Figure n°25 : Vitesse de dégagement de chaleur pendant l'hydratation du C ₃ S.....	53
Figure n°26 : Hydratation du C ₃ S à température ambiante. A-B : période de pré-induction ;BC : période d'induction,C-D : période d'accélération,D-E : période de décélération	53
Figure n°27 : Taux relatifs d'hydratation du C ₃ S et C ₂ S en fonction du temps	54
Figure n°28 : Microscopie électronique à balayage, ettringite aciculaire (aiguille) dans un béton.....	56
Figure n°29 : Thermogramme de l'hydratation d'un ciment Portland faisant Apparaître les cinq périodes du processus d'hydratation (E= ettringite et M= monosulfate).....	60
Figure n°30 : Chaleur d'hydratation d'une pâte de ciment (Moir, 2005).....	62
Figure n° 31 : Pâte de ciment à 7 jours d'âge ; Fibres de C.S.H (MEB 1100x).	66
Figure n°32 : Schématisation de la structure des C-S-H, [Feldman & Sereda (1970) et Folliot & Buil,1982].....	66
Figure n°33: Pâte de ciment à 7 jours d'âge ; Cristaux de Portlandite.....	67

Figure n°34 : Cristaux de C_4AH_{13}	67
Figure n°35 : Ettringite aciculaire (Aiguille).....	67
Figure n°36 : Cristaux hexagonaux de monosulfoaluminates	68
Figure n°37 : Représentation schématique du mécanisme de durcissement.....	69
Figure n°38 : Influence du dosage en eau sur la consistance.....	70
Figure n°39 : Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	72
Figure n°40 : Classes de consistance mesurée au cône d'Abrams	72
Figure n°41 : Appareil utilisé pour l'essai Vébé	73
Figure n°42 : Appareil utilisé pour l'essai d'étalement.....	74
Figure n°43 : Essai d'étalement à la table	74
Figure n°44 : Le maniabilimètre.....	75
Figure n°45 : Schéma détaillé de l'appareil « Le maniabilimètre ».....	76
Figure n°46 : Courbes représentatives de modèles rhéologiques du béton à l'état frais	76
Figure n°47 : Distribution de la taille des pores dans la pâte de ciment.....	81
Figure n°48 : Influence du rapport E/C et le degré d'hydratation sur la porosité capillaire et la porosité totale de la pâte de ciment	82
Figure n°49 : Echelle de la taille des solides et des pores dans la pâte de ciment hydraté	83
Figure n°50 : Influence du degré d'interconnectivité sur la perméabilité de la pâte de ciment.....	84
Figure n°51 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton. (Ciment utilisé CPA-CEM I 32.5).....	90
Figure n°52 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton. (Ciment utilisé CPA-CEM I 42.5).....	90
Figure n°53 : Schéma de définition de l'équivalent de sable.....	96
Figure n°54 : Dispositif pour l'essai de résistance à la traction par flexion.....	107
Figure n°55 : Dispositif de rupture en compression.....	108
Figure n°56 : mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	110
Figure n°57 : Résistances à la compression de mortier à base de NC aux âges d'un jour et trois jours.....	117
Figure n°58 : Résistances à la traction de mortier à base de NC aux âges d'un jour et 3 jours.....	117
Figure n°59 : Résistances à la compression des mortiers à base de NC aux âges de 7 et 28 jours.....	118
Figure n°60 : Résistances à la traction de mortier à base de NC aux âges de 7 et 28 jours.....	118
Figure n°61 : Influence de NC seul ou combiné sur la maniabilité des mortiers.....	119
Figure n°62 : Effet du NC sur le temps d'écoulement des mortiers.....	120
Figure n°63 : Evolution des résistances à la compression de mortiers adjuvantés à base de médacel T85 seul ou combiné	121
Figure n°64 : Evolution des résistances à la traction de mortiers adjuvantés à base de Médacel T85 seul ou combiné.....	122
Figure n°65 : Influence du Médacel T85 seul ou combiné sur la maniabilité des mortiers.....	124
Figure n°66 : Effet du Médacel T85 seul ou combiné sur le temps d'écoulement des mortiers.....	124
Figure n°67 : Effets des adjuvants utilisés sur les temps de prise des pâtes de ciment.....	126
Figure n°68 : Chauffage d'une poutre sous bâche par vapeur perdue.....	130

Liste des tableaux

Tableau n°01 : Domaine de composition chimique du ciment Portland.....	13
Tableau n°02 : Composition minéralogique moyenne du clinker de ciment gris.....	14
Tableau n° 03 -Exigences mécaniques et physiques en termes de valeurs caractéristiques ...	20
Tableau n°04 : Les différents types des ciments courants.....	22
Tableau n°05 : Comparaison de différents accélérateurs sur le temps de fin de prise et la résistance d'un béton de rapport E/C = 0.55 dosé à 310Kg de CPA-CEM 1 par m3.....	45
Tableau n°06 : L'effet du nitrite de calcium sur le développement de la résistance.....	45
Tableau n°07 : Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams....	72
Tableau n°08 : Classes de consistance Vébé.....	73
Tableau n°09: Classe de serrage. Essai de compactibilité.....	73
Tableau n°10 : Classification des bétons selon l'essai à la table.....	74
Tableau n°11 : Volume d'air occlus rapporté au volume de béton en place en (%)......	80
Tableau n°12 : Classification des pores d'après leurs dimensions et les propriétés qu'ils affectent.....	83
Tableau n° 13 : Corrélation entre E/C et le réseau capillaire d'une pâte de ciment.....	85
Tableau n°14 : Temps de début et fin de prise du ciment SOTACIB - CEM I 42.5N.....	94
Tableau n°15 : Résistances à la compression du ciment. SOTACIB - CEM I 42.5N.....	94
Tableau n°16 : Composition chimique du ciment SOTACIB - CEM I 42.5N.....	94
Tableau n°17 : Constituants minéraux du ciment SOTACIB - CEM I 42.5N.....	94
Tableau n°18 : Caractéristiques physiques du sable 0/5.....	95
Tableau n°19 : Analyse granulométrique du sable 0/5.....	97
Tableau n°20 : Caractéristiques physiques des graviers.....	98
Tableau n°21 : Analyse granulométrique du gravier 8/15.....	98
Tableau n°22 : Analyse granulométrique du gravier 15/25.....	99
Tableau n°23 : Composition chimique de l'eau de gâchage.....	99
Tableau n°24: Dimensions de fabrication des moules et éprouvettes cylindriques.....	111
Tableau n°25 : Composition du mortier témoin.....	114
Tableau n°26 : Identification des mélanges de mortiers étudiés.....	115
Tableau n°27 : Choix du dosage en nitrate de calcium.....	115
Tableau n°28 : Récapitulatif des résultats de résistance à la compression des différents mélanges de mortier adjuvantés à base de nitrate de calcium.....	116
Tableau n°29 : Récapitulatif des résultats de résistance à la traction par flexion des différents mélanges de mortier adjuvantés à base de nitrate de calcium.....	116
Tableau n°30 : Analyse comparative des résultats des résistances mécaniques des mélanges M8 et M12.....	119
Tableau n°31 : Résultats des temps d'écoulement au maniabilimètre « B ».....	119
Tableau n°32 : Récapitulatif des résultats de résistance à la compression des mélanges de mortiers Adjuvantés à base de Médacel T85.....	121
Tableau n°33 : Récapitulatif des résultats de résistance à la traction par flexion des mélanges de mortiers Adjuvantés à base de Médacel T85.....	122
Tableau n°34 : Résultats des temps d'écoulement au maniabilimètre »B« des mélanges de mortiers adjuvantés à base de Médacel T85.....	123
Tableau n°35 : Dosage en adjuvants des pâtes de ciments.....	125
Tableau n°36 : Résultats des temps de début et fin de prise des pâtes de ciment.....	125
Tableau n°37 : Evolution des résistances à la compression des bétons testés.....	128
Tableau n°38 : Comparaison des résistances à la compression des bétons B1 et B2 par échéance.....	129
Tableau n°39: Fiche technique partielle de la poutre étuvée.....	131

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est le matériau le plus utilisé de nos jours dans le domaine de la réalisation de bâtiment et d'ouvrages en génie civil.

Les temps d'attente nécessaires pour qu'un béton hydraulique puisse acquérir ses résistances finales par un durcissement naturel représentent indéniablement un inconvénient majeur dans l'utilisation de ce matériau.

Le concept d'économie ne se limite pas uniquement aux gains de matériaux mais concerne également les délais de réalisation. Ces temps d'attentes deviennent, dès lors, de plus en plus incompatibles avec les productivités exigées des chantiers et des usines de préfabrication et souvent dictées par des impératifs de délais.

La situation qui en découle nécessite de trouver les moyens et techniques nécessaires capables de réduire les temps de prise et de durcissement et d'atteindre un niveau de résistance mécanique au jeune âge du béton autorisant selon le cas : un décoffrage précoce, une rotation des moules plus rapide, une mise en précontrainte le plus tôt possible ou encore la manutention de produits finis sans nuire à leurs propriétés et qualités attendues.

Différentes méthodes ont été mises au point pour obtenir des résistances suffisantes aux jeunes âges des bétons parmi lesquelles on peut citer :

- 1) Le traitement thermique qui demeure le procédé le plus efficace pour l'accélération du durcissement du béton.
- 2) La réduction de la quantité d'eau de gâchage associée à une mise en place appropriée.
- 3) L'emploi d'adjuvants accélérateurs de prise et de durcissement.

De nombreux composés chimiques ont été utilisés comme accélérateur de prise ou de durcissement dont notamment le chlorure de calcium, d'efficacité prouvée, mais qui présente l'inconvénient de contenir une teneur élevée en chlorures source potentielle de problèmes de corrosion des aciers de béton armé ou précontraint.

Pour remédier à cette difficulté majeure, de nombreuses recherches ont été entreprises en ce sens et ont permis de développer d'autres types d'adjuvants accélérateurs non chlorés et non corrosifs tels que le nitrate de calcium, le formiate de calcium ou la triéthanolamine....

Dans la présente étude, on se propose :

- d'étudier l'influence d'un accélérateur chimique en l'occurrence « le nitrate de calcium » et celle d'un accélérateur commercial « Médaccel T85 » seuls ou combinés sur les propriétés des mortiers telles que la maniabilité et les résistances mécaniques.

- de déterminer la combinaison d'adjuvants ayant conférer au mortier testé la résistance mécanique optimale. La combinaison retenue sera étendue au cas du béton.

Le contenu du mémoire est scindé en deux grandes parties dont la première consacrée à l'étude bibliographique s'est faite en effectuant une compilation large des données existant dans la littérature. Cette première partie s'articule autour de trois chapitres dont le premier présente le matériau béton et ses composantes (ciment, eau de gâchage, granulats, adjuvants) d'un point de vue : composition, fabrication, principales propriétés et utilisations possibles en conformité avec la normalisation actuelle. Le second chapitre traite de l'hydratation du ciment et du processus qui la gouverne et dont la connaissance permet de comprendre les mécanismes d'action des adjuvants accélérateurs et les modifications apportées au déroulement de la réaction d'hydratation suite à leur incorporation dans la pâte de ciment. Le troisième chapitre est consacré à l'étude des propriétés les plus spécifiques du béton à l'état frais ou au jeune âge.

La seconde partie révèle l'aspect expérimental du mémoire, elle est également composée de trois chapitres dont le premier présente les caractéristiques physiques, chimiques ou mécaniques des matériaux utilisés au cours des essais effectués. Le second chapitre décrit les procédures et méthodologies des essais réalisés telles que spécifiées par les normes. Le troisième chapitre propose des analyses et des conclusions à la lumière des résultats obtenus à partir des essais réalisés.

Résumé

La lenteur avec laquelle le ciment s'hydrate et développe ses résistances mécaniques constitue l'un des principaux inconvénients lié à l'utilisation du béton, matériau le plus utilisé dans la réalisation de bâtiment et d'ouvrages de génie civil. Les temps d'attente pour un durcissement naturel des bétons deviennent de plus en plus incompatibles avec les délais de réalisation, les impératifs technologiques de la construction (décoffrage rapide, mise en précontrainte le plus tôt possible, bétonnage par temps froid...) ou encore avec les exigences de productivité des chantiers et des usines de préfabrication.

Différentes méthodes ont été développées, à cet égard, en vue d'accélérer la prise et le durcissement du béton permettant d'obtenir rapidement des résistances suffisantes autorisant un décoffrage précoce ou permettre la manutention de produits finis sans nuire à leurs propriétés ultérieures.

Le recours à des accélérateurs de prise et de durcissement incorporés au sein du béton constitue l'une de ces méthodes.

A cet effet, l'étude expérimentale entreprise dans le cadre de ce mémoire, avait pour objectif d'étudier les effets d'adjuvants accélérateurs commerciaux ou non (en l'occurrence :le nitrate de calcium) sur :

- Les temps de prise de pâtes de ciment.
- La maniabilité des mortiers.
- La consistance des bétons mesurée au cône d'Abrams.
- Les résistances mécaniques de mortiers et bétons.

Les paramètres pris en compte étaient :

- Dosage et types d'adjuvants.
- Mode de conservation des éprouvettes (à l'air et à l'eau).
- Utilisation d'un ciment unique pour l'ensemble des essais effectués de type CEM I 42.5N
- température des essais.

Les résultats expérimentaux obtenus, montrent que l'utilisation du Médaccel T85 combiné au Médafluid SF 150 se traduit d'une part par une amélioration significative des résistances mécaniques à toutes les échéances y compris au jeune âge (1 et 3 jours) dans les mortiers et les bétons et d'autre part un effet retardant important dans les temps de prise.

Mots clés :

Accélérateur de prise, Accélérateur de durcissement, ciment, mortier, temps de prise, résistance mécanique, jeune âge, cinétique d'hydratation, béton.

Abstract

The slowness with which the cement hydrates and develops its mechanical strength is one of the main drawbacks associated with the use of concrete, the most widely used material in the achievement of building and civil engineering works. The waiting times for a natural hardening of concretes become increasingly incompatible with the deadlines, the technological requirements of construction (fast formwork removal, prestressing as soon as possible, cold weather concreting ...) or with productivity requirements of projects and precast plants.

Various methods have been developed, in this respect, in order to accelerate the setting and hardening of concrete to obtain quickly a sufficient strength allowing an early formwork removal or allow the handling of finished products without compromising their subsequent properties.

The use of accelerators of setting and hardening embedded in concrete is one of these methods.

For this purpose, the experimental study undertaken as part of this thesis, aimed to study the commercial or classic chemical (calcium nitrate) admixtures accelerators effects on:

- The setting times of cement paste.
- The handling of mortars.
- The consistency of concrete measured with Abrams cone
- The mechanical strength of mortars and concretes.

The parameters taken into account were:

- Dosage and types of admixtures
- Means for holding the test pieces (air and water)
- Using a single cement for all tests of type CEM I 42.5N
- Temperature testing

The experimental results show that the use of Médaccel T85 combined with Médafluid SF 150 is reflected in part by a significant improvement in mechanical strength at all terms including young age (1-3 days) in mortars and concrete and also by a significant delay in the setting time effect.

Keywords:

Setting accelerator, hardening accelerator, cement, mortar, setting time, mechanical strength, young age, hydration kinetics, concrete.

ملخص

بطء ترطيب الاسمنت و تطور قواه الميكانيكية هو واحد من العوائق الرئيسية المرتبطة باستخدام الخرسانة، المادة الأكثر استخداما على نطاق واسع في البناء و إنشاءات الهندسة المدنية . فترات الانتظار للحصول على تصلب طبيعي للخرسانات اصبحت غير متوافقة على نحو متزايد مع مواعيد الإنجاز و الاحتياجات التكنولوجية للبناء (التعريفة السريعة،الوضع تحت الإجهاد المسبق في أقرب وقت ممكن ، صب الخرسانة في الطقس البارد ...) أو مع المتطلبات الإنتاجية للمشاريع و مصانع البناءات الجاهزة .

وقد تم تطوير أساليب مختلفة في هذا الصدد ، من أجل الإسراع في تماسك وتصلب الخرسانة للحصول على قوة كافية تسمح بتعريفة في وقت مبكر أو السماح بمعالجة المنتجات النهائية دون المساس بخصائصهم اللاحقة .

استخدام معجلات التماسك و التصلب داخل الخرسانة هي واحدة من هذه الطرق .

لهذا الغرض ،الدراسة التجريبية التي تم القيام بها في اطر هذه الأطروحة ،تهدف لدراسة آثار المواد المسرعة التجارية أو الكيمائية الكلاسيكية (نترات الكالسيوم) على ما يلي:

- تحديد وقت تماسك عجينة الأسمنت.

- سهولة التعامل مع المورتر

- قياس كثافة الخرسانة بمخروط أبرامز

- المقومات الميكانيكية للمورتر والخرسانة.

العوامل التي تم أخذها بعين الاعتبار:

- المعايير وأنواع المواد المضافة

- وسائل حفظ أنابيب الاختبار (الهواء والماء)

- استخدام نفس الأسمنت لجميع الاختبارات من نوع CEM I 42.5N

- درجة حرارة الاختبارات

تظهر النتائج التجريبية أن استخدام Médacel T85 مع Médafluid SF 150 ينعكس من جهة في تحسن معتبر في المقومات الميكانيكية في كافة الأجل بما في ذلك السن المبكرة (1-3 أيام) في للمورتر والخرسانة ومن جهة اخرى في عامل تأخير كبير في الوقت الذي يستغرقه التماسك.

كلمات البحث:

مسرع التماسك ،مسرع التصلب ،الأسمنت ،المورتر ،وقت التماسك ، المقاومة الميكانيكية ،السن المبكرة ،حركية الترطيب ،الخرسانة.

PARTIE

BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre Premier : Le matériau Béton et ses composantes

I) Présentation sommaire du matériau Béton :

Le béton, pierre artificielle, est un matériau composite constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de granulats (sable, graviers, cailloux), de ciment, d'eau et éventuellement de produits additionnels (adjuvants, additions minérales...).

Sous le vocable de matrice ou mortier, on entend le mélange ciment +eau+sable, alors que le squelette solide ou squelette granulaire désigne les mélanges de granulats.

En raison de son hétérogénéité, le béton s'avère un matériau particulièrement complexe et évolutif : il subit de profondes transformations physico-chimiques dès les premiers instants qui suivent sa préparation (réactions d'hydratation, phénomène de prise,...) et qui se poursuivent à un degré moindre longtemps après.

L'étude préalable de la composition du mélange est orientée selon les qualités recherchées dans le béton destiné à une application donnée et qui sont les suivantes:

- Sa résistance mécanique, essentiellement la résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux la résistance à la traction.

Notons que le béton présente une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction. Son utilisation comme matériau de construction qui remonte à la plus haute antiquité, s'est considérablement développée depuis l'invention du béton armé. En effet les armatures présentes dans ce dernier pallient l'insuffisante résistance à la traction du béton.

- Sa durabilité c'est-à-dire sa résistance aux agents agressifs, eau de mer, eau séléniteuse, milieux acides...
- Sa déformabilité, instantanée ou différée que l'on veut généralement la plus faible possible.
- Son ouvrabilité au moment de sa mise en œuvre qui caractérise son aptitude à l'état frais à remplir parfaitement et sans ségrégation les coffrages et enrober convenablement les armatures.
- Certaines qualités spéciales sont parfois requises au béton, telles qu'une masse volumique élevée (cas des bétons lourds) ou aussi faible que possible (cas des bétons légers), une faible conductivité thermique, une bonne résistance à l'abrasion...

Les recherches entreprises depuis 1970 sur le béton et notamment sur les constituants actifs, ont permis l'avènement de bétons nouveaux avec des propriétés nettement améliorées sur le double plan de la qualité et de la quantité. Ce progrès spectaculaire trouve son origine

dans les améliorations apportées par l'industrie cimentière à la qualité du ciment mais aussi dans la mise au point d'adjuvants spécifiques de synthèse efficaces ou encore dans l'utilisation d'additions minérales notamment les ultra-fines.

C'est ainsi, à titre d'exemple, que la résistance à la compression des bétons à hautes performances dépasse allègrement la barre des 100 Mpa. En laboratoire, on a déjà obtenu des résistances supérieures à 600Mpa.

Dans le chapitre premier, les différentes composantes nécessaires à la fabrication du béton seront présentées de façon succincte, tandis que le chapitre II traitera de façon plus exhaustive l'aspect relatif à l'hydratation du ciment Portland qui présente un lien direct avec l'objet du mémoire dans la mesure où les adjuvants accélérateurs agissent directement sur le processus d'hydratation du ciment et le modifie.

II) Les composantes du béton :

1) l'eau de gâchage :

L'eau de gâchage constitue, après le ciment, l'ingrédient le plus essentiel pour le béton aussi bien à l'état frais que durci.

L'eau remplit deux fonctions principales :

- la première d'ordre physique confère au béton ou mortier frais l'ouvrabilité nécessaire à sa mise en œuvre.
- La seconde d'ordre physico-chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation du ciment et par suite de la résistance mécanique du béton.

L'eau sert également à mouiller les agrégats et donc à assurer un bon lien avec la pâte de ciment.

Toutefois, son dosage doit être parfaitement maîtrisé et limité au minimum nécessaire pour assurer les deux fonctions précitées. En effet, un excès d'eau diminue les résistances et affecte la durabilité du béton en occasionnant une porosité plus importante, de même qu'un manque d'eau influe négativement non seulement sur la mise en place et le serrage du béton mais aussi sur ses résistances mécaniques et sa durabilité.

Pour convenir à la confection des bétons, l'eau de gâchage doit être propre et ne pas contenir d'éléments nuisibles ou d'impuretés en quantités suffisantes pour porter préjudice à la prise, au durcissement et à la durabilité du béton ou encore provoquer la corrosion des armatures.

En général, toutes les eaux potables peuvent être utilisées pour la production du béton. De toute manière, les caractéristiques requises des eaux employées pour la confection des

bétons sont précisées dans la norme NF EN 1008 (établie pour remplacer l'ancienne norme NF P18-303, moins précise et moins complète).

La norme NF EN 1008 définit sur la base d'une sélection multicritère, la qualité de l'eau de gâchage ainsi que ses valeurs limites correspondantes au type de béton à confectionner. Elle prescrit également de soumettre, préalablement à toute utilisation, toute eau non potable à des analyses chimiques complétées le cas échéant par des essais physiques.

2) Le ciment Portland :

2.1) Introduction : Etymologiquement, le vocable ciment dérive du latin « Caementum » qui signifie « pierre non taillée ». Il sert à désigner, dans son sens le plus large, tout matériau interposé entre deux corps pour les lier.

Le ciment Portland, largement utilisé dans l'industrie du béton, est un liant hydraulique car il présente la particularité de former, en présence d'eau, une pâte liante de consistance de départ plus ou moins fluide qui se transforme, par durcissement progressif dans le temps, en un solide résistant et stable aussi bien dans l'air que dans l'eau.

2.2) Fabrication du ciment Portland :

Deux principaux procédés de fabrication du ciment Portland se sont imposés dans l'industrie cimentière au détriment d'autres voies de plus en plus abandonnées.

Ces deux procédés sont :

2.2.1) La voie sèche :

Le développement de la voie sèche a été longtemps retardé en raison de la médiocre qualité du clinker obtenu. Toutefois, les progrès réalisés récemment dans la mouture et l'homogénéisation des mélanges secs a permis d'obtenir des ciments Portland de meilleure qualité.

Nous allons décrire dans ce qui suit et de façon succincte, les principales étapes que comporte le procédé technologique de la voie sèche.

a) L'extraction et concassage :

Les matières premières (calcaire et argile) sont extraites de carrières généralement à ciel ouvert. L'extraction du calcaire consiste, la plupart du temps, à abattre la roche à l'explosif. Les blocs obtenus sont réduits, dans des concasseurs situés souvent sur les lieux même de l'extraction, en éléments d'une dimension maximale de 50 mm.

L'argile, matériau beaucoup plus meuble, est exploitée au moyen d'excavateurs ou de roues-pelles avant d'être transportées par camions.

b) Préparation du cru :

Un mélange intime et homogène des grains de calcaire et d'argile est réalisé, par broyage, dans des proportions définies selon leurs compositions chimiques respectives mais toujours proches du rapport de 80% de calcaire contre 20% d'argile jusqu'à constituer un ensemble très fin appelé le « cru », à ce stade de la préparation et pour compenser le manque de certains oxydes dans le mélange des matières premières, des correctifs, tels que la bauxite, des oxydes de fer ou des laitiers sont incorporés.

c) La préhomogénéisation :

La préhomogénéisation, ayant pour but de réaliser un mélange préliminaire, permet d'atteindre un dosage parfait des deux matériaux constitutifs du cru en les superposant en couches successives de faible épaisseur formant le « tas de préhomogénéisation ».

Une station d'échantillonnage analyse régulièrement les constituants et le mélange pour en garantir la régularité.

d) Broyage et séchage :

A la sortie du hall de préhomogénéisation, le mélange est très finement broyé dans des broyeurs-sécheurs, qui éliminent l'humidité résiduelle et confèrent à la poudre la finesse requise (diamètre des grains inférieur à 160 μm).

L'utilisation de séparateurs permet de renvoyer au broyeur les particules insuffisamment broyées et à récupérer les fines contenues dans les gaz.

e) Homogénéisation :

Ce mélange « le cru », est une nouvelle fois homogénéisé par brassage pneumatique ou mécanique vigoureux jusqu'à obtention d'un mélange parfaitement homogène, de caractéristiques chimiques uniformes. Ce niveau atteint, le mélange est alors apte à être cuit.

f) La cuisson du cru :

La cuisson, transformatrice du cru en clinker, est réalisée au moyen d'installations de cuisson comportant deux parties essentielles suivantes :

- Un échangeur de chaleur placé à l'amont du four et constitué d'une série de quatre à cinq cyclones dans lesquels la poudre déversée à la partie supérieure progresse jusqu'à l'entrée du four, se réchauffe au contact des gaz chauds provenant de ce four et se décarbonate partiellement.

Une décarbonatation plus poussée peut être obtenue par ajout d'un foyer complémentaire situé dans le cyclone inférieur (précalcination). La poudre est ainsi portée à une température d'environ 800°C à 1000 °C.

- Un four horizontal rotatif cylindrique en tôle d'acier (avec revêtement réfractaire intérieur), légèrement incliné, tournant de 1 à 3 tours par minute et dont les dimensions courantes utilisées en voie sèche sont de l'ordre de 80 à 100m de long, avec 5m de diamètre.

La matière pénètre ensuite à l'amont du four où s'achève la décarbonatation, et progresse jusqu'à la zone dite de clinkérisation où une température d'environ 1450°C y règne.

Sous l'effet de la chaleur, les constituants de l'argile, principalement composée de silicates d'alumine et d'oxydes de fer, se combinent à la chaux pour donner des silicates et des aluminates de calcium.

g) Broyage du clinker et conditionnement :

A la fin de la cuisson et à la sortie du four, la matière brusquement refroidie, se présente sous forme de granulés qui constituent le clinker. Ce dernier finement broyé avec du gypse (<5%) pour régulariser la prise donne le ciment Portland. Les autres catégories de ciment sont obtenues en ajoutant pendant le broyage des ajouts tels que des laitiers de haut fourneau, des cendres volantes, des fumées de silice, des schistes calcinés, du calcaire ou des pouzzolanes qui donneront à chaque ciment ses caractéristiques particulières.

A la sortie du broyeur, le ciment est transporté vers des silos de stockage, pour être ensaché ou expédié en vrac.

La voie sèche est devenue le procédé le plus utilisé au monde car elle est la plus économe en énergie mais elle nécessite le recours à d'importants moyens de captation des poussières. Celles-ci ne représentent actuellement que moins de 0.02% de la production. Durant les trente dernières années, les émissions de poussières ont été divisées par cent [1]

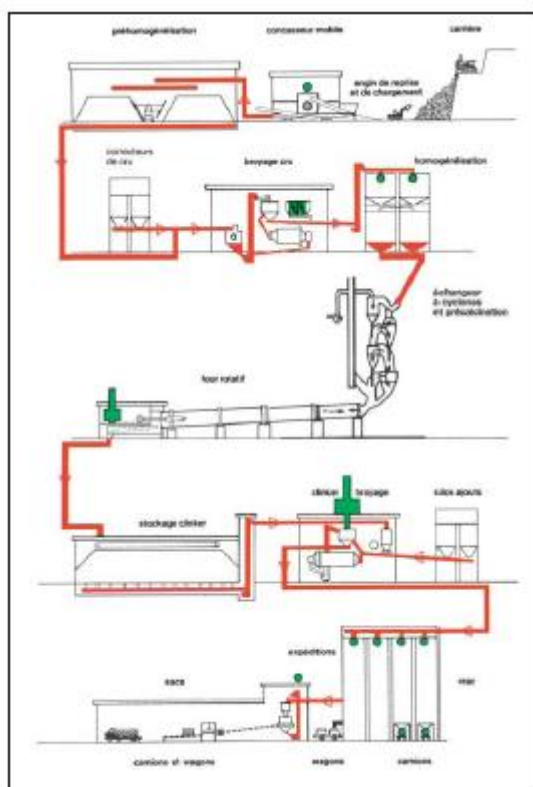


Figure n°01 : Schéma technologique de fabrication du ciment par voie sèche [2].

2.2.2) La voie semi-sèche :

Le procédé technologique de la voie semi-sèche s'inspire en grande partie de celui de la voie sèche. La poudre obtenue après broyage et séchage, est agglomérée sous forme de boulettes de 10 à 20mm de diamètre par ajout d'eau dans les proportions de 12 à 14%, puis séchées et préchauffées pareillement que dans le procédé par voie sèche et enfin cuites sur une grille mobile.

En 1993, en France, 96% de la production du ciment est réalisée par voie sèche ou semi-sèche. Les 4% restants étant obtenus par utilisation d'une des deux méthodes suivantes:

2.2.3) la voie humide :

Procédé simple et le plus ancien présentant notamment l'avantage d'un broyage facile en milieu aqueux menant rapidement à une masse homogène mais qui nécessite une dépense d'énergie plus importante cause de son abandon progressif au profit des voies sèche ou semi-sèche. Cette voie est particulièrement indiquée lorsque les matériaux extraits présentent un taux d'humidité élevé.

2.2.4) La voie semi-humide :

Elle consiste à filtrer la pâte réalisée de façon analogue à la voie humide et après filtration en faire des boudins qui sont ensuite soumis à une cuisson sur grille.

2.3) Principaux constituants des ciments courants :

2.3.1) Le clinker : composition chimique et minéralogique :

Le clinker, constituant de base de tous les ciments courants, car il assure la fonction liante grâce à laquelle le béton initialement fluide et moulable se transforme en un solide mécaniquement résistant.

Le clinker résulte de la cuisson jusqu'à fusion partielle (survenant entre 1200 à 1500°C durant la phase dite de « clinkérisation ») d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire, d'argile et parfois de matériaux de correction.

La qualité du clinker dépend dans une large mesure de sa composition chimique et minéralogique. La pierre calcaire fournit principalement de la chaux CaO et du gaz carbonique CO₂ (éliminé au cours de la cuisson) tandis que l'argile apporte de la silice (SiO₂), de l'alumine (Al₂O₃) et de l'oxyde de fer (Fe₂O₃).

Outre les oxydes qui viennent d'être mentionnés, le clinker peut également contenir d'autres oxydes qualifiés de mineurs en raison de la proportion massique (en général de l'ordre de quelques pour cent) qu'ils occupent dans la composition du clinker et non pas sur l'influence qu'ils peuvent revêtir sur le plan des propriétés. [3]

Parmi ces oxydes figurent : la magnésie ou périclase (MgO), les oxydes alcalins (K₂O, Na₂O, Ti₂O, Mn₂O₃), de la chaux libre (CaO) non combinée.

En principe, lorsque le mélange d'origine a été convenablement dosé, préparé et cuit ; il ne subsistera pas dans le clinker de CaO libre, car la chaux, aussi bien que la magnésie et certains alcalis, au-delà d'une certaine limite généralement précisée par les normes (moins de 2% massique pour le cas de CaO et moins de 5% pour la magnésie- Norme NF EN 197-1), peuvent influencer défavorablement la stabilité et les performances mécaniques du ciment durci.

Par ailleurs, la proportion de chaux libre présente dans le clinker, constitue un important indicateur pour juger de la qualité et du degré de cuisson du clinker.

Les figures n° 01 et 02 ci-après mettent en évidence l'influence de la chaux libre présente dans le clinker sur les valeurs des résistances à la compression aux deux échéances de 2 et 28 jours.

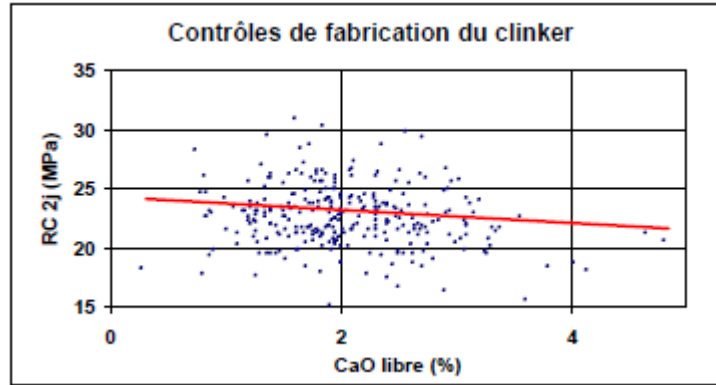


Figure n° 02 : Influence de la chaux libre sur les résistances à la compression à 02 jours d'un ciment de laboratoire.

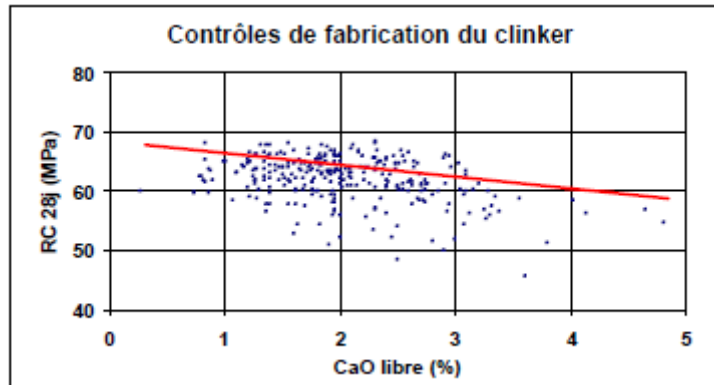


Figure n° 03 : Influence de la chaux libre sur les résistances à la compression à 28 jours d'un ciment de laboratoire.

Le tableau suivant mentionne les principaux oxydes présents dans un ciment typique avec leurs teneurs respectives :

Composition (% masse)	Minimum	Moyenne	Maximum
CaO	58.10	64.18	68.00
SiO ₂	18.4	21.02	24.50
Al ₂ O ₃	3.10	5.04	7.56
Fe ₂ O ₃	0.16	2.85	5.78
MgO	0.02	1.67	7.10
SO ₃	0	2.58	5.35
K ₂ O	0.04	0.70	1.66
Na ₂ O	0	0.24	0.78
Alcalis équivalents	0.03	0.68	1.24
Chaux libre	0.03	1.24	3.68
Chlorure	0	0.02	0.05
Sr	0	0.053	1.92
Zn	0	0.002	0.032
Ti	0	0.11	0.42
P	0	0.039	0.21
Mn	0	0.032	0.24

Tableau n°01 : Domaine de composition chimique des ciments Portland [4].

Il faut, toutefois, souligner que les oxydes précités ne se trouvent pas à l'état libre dans le clinker, mais au cours de la cuisson et sous l'effet de la température, ils se combinent entre eux pour fournir les quatre phases minérales principales du clinker dans les proportions indiquées par le tableau suivant :

Minéral	Formule chimique	Notation cimentaire	Proportion en masse
Silicate tricalcique	3CaO SiO ₂	C ₃ S	60-65%
Silicate bicalcique	2CaO SiO ₂	C ₂ S	10-20%
Aluminate tricalcique	3CaO Al ₂ O ₃	C ₃ A	8-12%
Alumino-ferrite tétracalcique	3CaO Al ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	8-10%

Tableau n°2 : Composition minéralogique moyenne du clinker de ciment gris (Taylor, 1997 ;Stutzman, 2004).

Chacune de ces phases a un rôle spécifique, sur le plan des propriétés notamment mécaniques du ciment durci, d'autant plus important que sa proportion massique dans la composition minéralogique du clinker est élevée. C'est ainsi que :

Le silicate tricalcique C₃S : dont la proportion massique est normalement la plus importante au sein de la composition minéralogique du clinker, se présente sous forme de petits grains incolores et équidimensionnels. Dans le clinker, le C₃S impur prend l'appellation d'« alite ». Cette dernière renferme toujours un faible pourcentage d'impuretés constituées d'oxydes mineurs (jusqu'à 4%) [GHOSH, 1983] et dont les ions les plus fréquents sont : Al³⁺, Mg²⁺, Fe³⁺, S⁶⁺ et K⁺ [Petrov, 2003].

La teneur en impuretés de l'alite dépend, en premier lieu, de la nature des matières premières, de la température de cuisson et du mode de refroidissement du clinker. Par conséquent, il est aisé d'admettre que la composition exacte de l'alite ainsi que sa réactivité varient selon les ciments. Réactivité que la présence d'impuretés améliore en général.

Dans le clinker industriel, se présentent toutes les structures cristallines de l'alite, les plus fréquentes étant celles possédant une maille monoclinique ou trigonale (la structure trigonale étant la plus stable à température ambiante). Les différentes formes cristallines de l'alite sont très proches et se caractérisent par des vitesses d'hydratation comparables. L'alite durcit rapidement lors de son hydratation et est responsable en grande partie de la prise du ciment auquel elle confère des résistances mécaniques initiales élevées.

- **Le silicate bicalcique C_2S** : la phase C_2S est connue, sous quatre formes allotropiques différentes appelées : α , α' , β et γ . Les propriétés hydrauliques du C_2S dépendent considérablement de la forme allotropique considérée.

Dans le clinker, le C_2S se présente uniquement sous sa forme allotropique β , la seule capable de réagir avec l'eau [5]. Le βC_2S est composé de grains ronds généralement jumelés. Tout comme le C_3S , le βC_2S n'est jamais à l'état pur dans le clinker et peut contenir jusqu'à 6% d'impuretés constituées d'oxydes mineurs [GHOSH,1983] dont les ions les plus fréquents sont : Al^{3+} , Fe^{3+} , P^{5+} et SO_4^{2-} [Petrov,2003]. Le βC_2S , alors impur, est appelé « bélite ». La maille de ses cristaux est monoclinique.

La bélite permet au ciment d'acquies ses résistances au moyen et long terme.

La norme NF EN 197-1 précise que les deux phases silicatées (C_3S et C_2S) doivent constituer au moins les deux tiers en masse du clinker Portland.

- **L'aluminate tricalcique C_3A** : est la phase du clinker présentant à la fois la plus grande vitesse de réaction initiale ainsi que la réaction d'hydratation la plus exothermique générant ainsi des résistances mécaniques initiales élevées. Cependant la phase C_3A contribue très peu à la résistance finale mais agit de façon essentielle dans la prise de la pâte de ciment. Le C_3A est également le composant le plus vulnérable vis-à-vis de l'action des sulfates. Un ciment résistant aux sulfates doit donc avoir un faible taux de C_3A .

Sous sa forme pure, la phase C_3A est constituée de cristaux à maille cubique. Toutefois, dans le clinker, les cristaux contiennent le plus souvent des ions étrangers tels que le Na^+ ; leur maille prend alors une forme orthorhombique notamment lorsque la teneur en Na^+ varie entre 1.9% et 3.7% [Regourd, 1978]. La maille de C_3A peut également prendre une forme monoclinique mais de façon moins fréquente. A noter que le C_3A orthorhombique stabilisé par la présence de Sodium est moins réactif que le C_3A cubique.

-**L'aluminoferrite tétracalcique C_4AF** :

La phase ferrite désignée C_4AF est une solution solide de composition variable dont les principaux composés sont : C_2F , C_6AF_2 , C_4AF et C_6A_2F . Le C_4AF est constitué de cristaux massifs et allongés incorporés dans l'interstice entre les phases C_2S et C_3S et pouvant contenir jusqu'à 13% d'impuretés constituées le plus souvent des ions Mg^{2+} et Si^{2+} [Petrov, 2003] En comparaison avec le C_3A , le C_4AF s'hydrate moins rapidement, dégage moins de chaleur et joue un rôle marginal dans les réactions de durcissement du ciment.

N.B : Il importe de préciser qu'il est très difficile d'obtenir pure chacune des phases précitées et cela ne présente pas d'intérêt industriel.

2.3.2) Les sulfates de calcium : Régulateur de prise.

Le terme de gypse est souvent utilisé en tant que terme qui englobe les différents sulfates de calcium ajoutés au ciment.

Il existe deux formes naturelles stables de sulfate de calcium :

- Le sulfate de calcium anhydre « l'anhydrite » de formule chimique CaSO_4 .
- Le sulfate de calcium dihydraté « le gypse » de formule chimique $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ et une autre forme synthétique du sulfate de calcium qui est l'hémihydrate de formule chimique $\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$.

Le clinker, finement broyé car avant broyage il est peu réactif avec l'eau, se caractérise par de courts délais de prise (3 à 5mm), ce qui en pratique le rend inutilisable, cela est dû, en particulier, à sa phase minérale « aluminat tricalcique » C_3A caractérisée par une hydratation très rapide et fortement exothermique donnant naissance à des hydrates (les hydroaluminates de calcium) qui deviennent rapidement compacts et se cristallisent conduisant à un raidissement immédiat de la pâte de ciment connu sous le nom de « prise éclair ». D'un autre côté, ces hydrates enrobent les grains de silicate de calcium et bloquent ainsi leur dissolution.

Pour éluder ce phénomène, il convient d'ajouter du gypse en faible quantité aux autres constituants éventuels du ciment au cours de sa fabrication pour fournir les ions sulfates nécessaires à la régulation de la prise.

La quantité de gypse à introduire doit nécessairement correspondre à la teneur en C_3A dans le clinker utilisé. Lorsque le dosage en gypse est adéquat, l'action des hydroaluminates de calcium se trouve paralysée au moment initial et la corrosion sulfatée du ciment durci consécutive à une teneur en gypse élevée est alors évitée.

La quantité de gypse ajoutée au clinker est exprimée en termes de teneur en sulfates SO_3 .

La norme NF P 15-301 de 1994 limite cette teneur à un maximum de 3.5% en masse, cependant dans certains cas particuliers des dépassements de cette limite sont autorisés.

Notons également que le gypse naturel ou synthétique utilisé comme régulateur de prise peut évoluer durant le broyage. Sous l'effet de la température atteinte pendant le broyage et le stockage, le gypse par déshydratation se transforme en plâtre, éventuellement en anhydrite et modifie aussi bien le comportement rhéologique du ciment que sa réactivité. Toutefois, cet effet indésirable de la température sur la qualité finale du ciment peut être amoindri lorsque le broyeur généralement à boulet fonctionne à circuit fermé ce qui permet à la poudre d'être mieux mélangée et mieux ventilée. La ventilation limite l'échauffement et

réduit le risque de la fausse prise du ciment dû à la déshydratation du gypse. L'utilisation d'un agent de mouture favorise également la diminution de la température du ciment à l'intérieur du broyeur.

2.3.3) Autres constituants du ciment :

Le clinker est le constituant essentiel de la plupart des ciments courants. Toutefois, pour des considérations environnementales ou de performances mécaniques liées à la réalisation de certains ouvrages, des constituants, souvent des sous-produits d'autres industries et en fonction de leurs spécificités chimiques ou physiques, sont associés au clinker lors du processus de sa fabrication.

Ces constituants se subdivisent en :

- Constituant principal : lorsque leur teneur massique dans la composition du ciment dépasse 5%.
- Constituant secondaire : lorsque leur teneur massique est, au contraire, inférieur à la limite de 5%.

L'ajout de tels matériaux dans le ciment permet d'élargir la gamme des produits proposés aux utilisateurs.

2.3.3.1) Les constituants principaux les plus utilisés (NF EN 197-1) :

a) Le laitier granulé de haut fourneau (S) :

Sous produits de l'industrie métallurgique, il est obtenu par refroidissement rapide (trempe) de certaines scories fondues produites pendant la fabrication de la fonte dans un haut fourneau.

De par sa composition chimique, le laitier granulé de haut fourneau est proche du ciment Portland. Il est essentiellement constitué de trois oxydes (CaO , SiO_2 et Al_2O_3) dans des proportions différentes de celles présentes dans le clinker.

Pour être utilisé en cimenterie, le laitier doit présenter des propriétés hydrauliques dites « latentes » car elles ne se manifestent qu'après une activation convenable et que ses compositions chimique et minéralogique satisfont aux prescriptions stipulées par la norme NF EN 197-1.

Comparativement au clinker, le laitier est moins réactif et davantage sujet à la dessiccation car il retient moins bien l'eau de gâchage. Par contre, il permet d'améliorer les résistances finales ainsi que la durabilité de la pâte de ciment en diminuant sa vulnérabilité vis à vis de l'action destructrice des sulfates ou de la dissolution de la chaux par les eaux pures ou chargées de gaz carbonique.

b) Les cendres volantes :

Les cendres volantes qui peuvent être de nature siliceuse ou calcique, sont des particules pulvérulentes obtenues par dépoussiérage des gaz de combustion des chaudières de centrales thermiques alimentées au charbon pulvérisé.

b.1) Les cendres volantes calciques (W) : ont des propriétés hydrauliques et/ou pouzzolaniques. Elles sont constituées principalement de chaux réactives (CaO), de silice (SiO₂) et d'alumine (Al₂O₃) ; les proportions de ces constituants doivent correspondre aux limites suivantes définies par la norme NF EN 197-1 :

- CaO réactive $\geq 10\%$ en masse.
- SiO₂ $> 25\%$ si $10\% \leq \text{CaO réactive} \leq 15\%$ en masse.

b.2) Les cendres volantes siliceuses (V) :

Elles se présentent sous forme de poudre fine constituée de particules de forme majoritairement sphériques et ayant des propriétés pouzzolaniques. Les cendres volantes siliceuses sont composées de silice (SiO₂) réactive, d'alumine (Al₂O₃) et en proportion moindre d'oxyde de fer (Fe₂O₃) ainsi que d'autres composants. La composition chimique des cendres siliceuses doit également correspondre aux limites prescrites par la norme NF EN 197-1.

c) Les pouzzolanes :

Les pouzzolanes sont composées essentiellement de silice (SiO₂) réactive, d'alumine (Al₂O₃) et en quantité moins importante d'oxyde de fer (Fe₂O₃) ainsi que d'autres oxydes.

Les pouzzolanes ne durcissent pas par elles même lorsqu'elles sont mélangées avec l'eau mais finement broyées elles réagissent à température ambiante et en présence d'eau avec l'hydroxyde de calcium Ca (OH)₂ dissous pour donner naissance à des composés de silicate de calcium et d'aluminates de calcium stables, peu solubles dans l'eau et comparables à ceux issus du processus d'hydratation des matériaux hydrauliques.

Deux sortes de pouzzolanes sont à répertorier comme constituant principal des ciments courants à savoir :

c.1) Pouzzolane naturelle (P) :

Les pouzzolanes naturelles sont, en général, des matériaux d'origine volcanique ou des roches sédimentaires. Elles présentent naturellement ou après activation thermique des propriétés pouzzolaniques.

c.2) Pouzzolane industrielle (Q) :

Les pouzzolanes industrielles sont des argiles ou des schistes traités et activés thermiquement ou à partir d'autres produits issus de l'industrie des ferroalliages.

d) Les schistes calcinés (T) :

Les schistes calcinés sont produits dans un four spécial à une température d'environ 800 °C. Du fait de la composition de la matière naturelle et du procédé de cuisson, les schistes calcinés contiennent d'une part des phases présentes dans le clinker telles que le silicate bicalcique (C_2S) et l'aluminate tricalcique (C_3A) et d'autre part en quantités importantes des oxydes réagissant de manière pouzzolanique notamment la silice (SiO_2). On dénote également une faible présence de chaux libre et de sulfate de calcium.

Finement broyés, les schistes calcinés manifestent de fortes propriétés hydrauliques en plus de leurs propriétés pouzzolaniques.

e) Calcaire (L, LL) :

Ce sont des produits obtenus par broyage fin de roches naturelles présentant une teneur en carbonate de calcium élevée. Lorsqu'ils sont utilisés comme constituant principal du ciment, ils doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Leur teneur en carbonate de calcium doit être supérieur à 75% en masse.
- Leur teneur en argile déterminée au moyen de l'essai de bleu de méthylène (NF EN 933-9) doit être au plus égale à 1.20g pour 100g.
- Leur teneur en matières organiques (TOC) doit être inférieure à :
0.2% en masse (calcaire LL) et à 0.5% en masse (calcaire L).

f) Fumée de silice :

Les fumées de silice sont des sous produits de l'industrie du silicium et des alliages en ferrosilicium. Ce sont des particules sphériques de silice amorphe (SiO_2) extrêmement fines dont le diamètre moyen habituel se situe en dessous de 0.1 μm .

Les fumées de silice présentent des propriétés pouzzolaniques en raison de leur forte teneur en silice amorphe, cette dernière s'avère très active d'autant plus que la petitesse des particules de fumées de silice accélère la réaction avec l'hydroxyde de calcium $Ca(OH)_2$ produit lors de l'hydratation du ciment.

Les fumées de silice ont également un effet granulaire très marqué. Elles complètent la granulométrie du ciment, et permettent de combler l'espace entre les grains de ciment ce qui se traduit par une forte augmentation de la compacité.

Utilisées comme constituant principal du ciment, les fumées de silice doivent satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 197-1 et notamment celle qui fixe la teneur en silice (SiO_2) amorphe à un minimum de 85%.

2.3.3.2) Les constituants secondaires :

Tous les types de ciments courants peuvent contenir des constituants secondaires dans la limite de 5% exprimée en masse totale du ciment.

Ces constituants peuvent être :

- L'un des constituants principaux cités précédemment.
- Des fillers (F) : matière minérale d'origine naturelle ou artificielle choisie et préparée en vue d'améliorer les propriétés physiques du ciment (ouvrabilité, rétention d'eau, compacité,...) sans pour autant accroître sensiblement sa demande en eau ni de réduire la résistance mécanique du béton ou de favoriser la corrosion des armatures.

Les fillers sont utilisés sous forme de poudre très fine, généralement inerte mais qui peut présenter des propriétés faiblement hydrauliques, hydrauliques latentes ou pouzzolaniques.

2.4) Principales catégories des ciments courants :

Les ciments courants peuvent être classés en fonction de leur classe de résistance ou de leur composition.

2.4.1) Classification des ciments en fonction de leur résistance :

En fonction de leur résistance normale à la compression à 28 jours, exprimée en MPa ou en N/mm² et mesurée conformément à la norme NF EN 196-1, les ciments sont répartis en trois classes notées : 32.5-42.5 et 52.5.

A chaque classe de résistance normale est associée deux sous classes dont l'une est notée « R » pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées tandis que l'autre sous classe notée « N » se rapporte aux ciments dont les résistances au jeune âge sont ordinaires.

Le tableau suivant, extrait de la norme NF EN 197-1, indique les exigences mécaniques et physiques auxquelles doit se conformer la résistance d'un ciment Portland.

Classe de résistance	Résistance à la compression (MPa)			Temps de début de prise (min)	Stabilité (expansion) mm	
	Résistance à court terme		Résistance courante			
	2 jours	7 jours	28 jours			
32.5N	-	≥ 16.0	≥ 32.5	≤ 52.5	≥ 75	≤ 10
32.5R	≥ 10.0	-				
42.5N	≥ 10.0	-	≥ 42.5	≤ 62.5	≥ 60	
42.5R	≥ 20.0	-				
52.5 N	≥ 20.0	-	≥ 52.5		≥ 45	
52.5 R	≥ 30.0	-				

Tableau n° 03 – Exigences mécaniques et physiques en termes de valeurs caractéristiques

2.4.2) Classification des ciments en fonction de leur composition :

Dans la norme NF EN 197-1, les ciments sont identifiés par l'abréviation CEM (de l'anglais cement) puis par leurs types (en nombre de cinq et numérotés en chiffre romain de I à V) issus d'une classification des ciments en fonction de leur composition, suivis d'un nombre indiquant leur classe de résistance.

Pour des ciments particuliers, la désignation normalisée doit également comporter des lettres supplémentaires telles que :

PM : pour les travaux à la mer (norme NF P 15-317).

ES : ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates (NF P15-319).

CP : ciments à faible chaleur d'hydratation (NF P15-318).

Le tableau suivant, extrait de la norme NF EN 197-1, présente les 27 produits de ciment avec indication de leurs compositions respectives formulées en proportions massiques de leurs différents constituants :

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse) ^{a)}										Constituants secondaires		
			Constituants principaux												
			Clinker K	Laitier de haut fourneau S	Fumée de silice D ^{b)}	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné T	Calcaire				
Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Silicieuse V				Calcique W	L	LL							
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	0-5
	Ciment Portland composé ^{c)}	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →									0-5		
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →									0-5		
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique ^{c)}	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →				—	—	—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-64	—	← 36-55 →				—	—	—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	—	0-5	

a) Les valeurs indiquées se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.
b) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 %.
c) Dans le cas des ciments Portland composés CEM II/A-M et CEM II/B-M, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A et CEM IV/B et des ciments composés CEM V/A et CEM V/B, les constituants principaux, autres que le clinker, doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir un exemple à l'article 8).

Tableau n°04 : Les différents types des ciments courants

2.5) La prise du ciment :

Dès que le ciment anhydre est mélangé à l'eau, le processus d'hydratation s'initie et les propriétés chimiques mais aussi mécaniques évoluent dans le temps. Tant que l'hydratation se

trouve à un stade pas trop avancé (période dormante), la pâte de ciment conserve une certaine plasticité qui permet de lui faire épouser par moulage la forme souhaitée, mais au bout d'un certain temps, survient une augmentation relativement brusque de la viscosité de la pâte accompagnée d'une élévation de la température ; c'est le début de prise. Quelques heures après, la pâte cesse d'être déformable et se transforme en un bloc rigide. Cet état correspond à la fin de prise.

De nombreux auteurs s'accordent à dire que le phénomène de prise traduit une augmentation du caractère solide de la pâte de ciment consécutive à la formation et au développement des hydrates, principalement des C.S.H, qui se connectent, s'enchevêtrent jusqu'à créer des zones de contact entre les grains anhydres ou partiellement hydratés du ciment.

L'essai normalisé le plus répandu dans le domaine du génie civil qui permet de repérer le début et fin de prise des pâtes de ciment est l'essai à l'aiguille Vicat (NF EN 196-3). Il consiste à suivre l'évolution de la consistance au cours du temps d'un échantillon de pâte de ciment en mesurant, à différentes échéances, l'enfoncement dans l'échantillon d'une aiguille de diamètre et de masse normalisés sous l'effet d'une charge de 300g. Les temps de début et fin de prise correspondent à des hauteurs normalisées d'enfoncement.

Appareil de Vicat

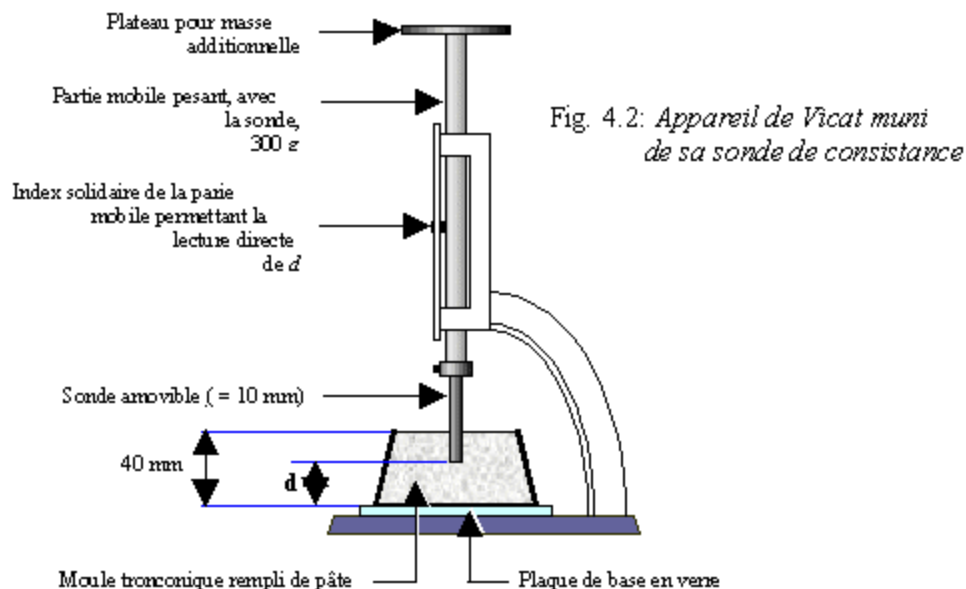


Figure n°04 : Appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance.



Figure n°05 : Appareil de Vicat automatique.

Différents facteurs influent sur les temps de prise, les plus importants étant :

- La composition chimique et minéralogique du ciment.
- La finesse de mouture du ciment, le temps de prise est d'autant plus court que la finesse de mouture du ciment est prononcée.
- La température, plus la température ambiante est élevée, plus la prise est rapide et inversement une diminution de la température induit une augmentation des temps de prise. A des températures négatives, la prise s'arrête.

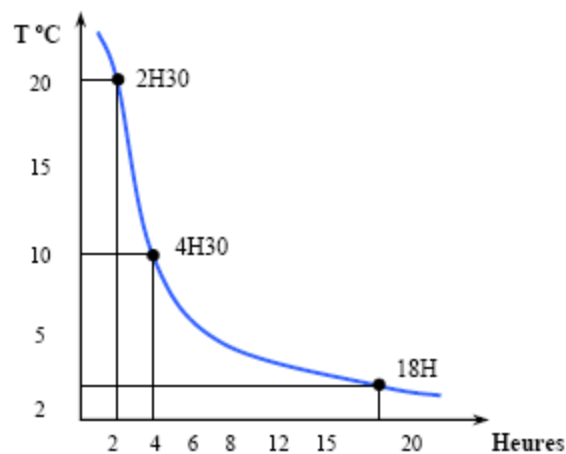


Figure n°06 : Evolution du temps de prise en fonction de la température [6].

- La présence de matières organiques dans l'eau ou dans l'un des autres constituants du béton, ralentit la prise.
- L'excès d'eau de gâchage a un effet retardateur sur la prise.



Figure n°07 : Influence du rapport E/C sur le temps de prise [6].

- Les adjuvants accélérateurs ou retardateurs, en fonction de leur dosage et de leur efficacité, prolongent ou réduisent la période dormante et agissent de ce fait sur les temps de prise.

2.6) Le durcissement :

Le durcissement de la pâte correspond à la période succédant à la prise et au cours de laquelle l'hydratation du ciment se poursuit durant des mois pendant lesquels les résistances croissent.

Pareillement que pour le phénomène de prise, le durcissement est sensible à la température, ce qui conduit notamment en préfabrication à envisager des possibilités d'accélération du durcissement par le chauffage du béton pour lequel on désire des résistances élevées au bout de quelques heures.

La figure suivante montre le développement dans le temps des résistances des principales phases minérales du ciment Portland. Il ressort de ce graphique que les résistances à court terme sont le fait du C_3S et du C_3A tandis que les résistances à long terme relèvent principalement de la phase C_2S . De ce fait, un clinker composé majoritairement des deux phases C_3S et C_3A durcira plus rapidement qu'un clinker dans lequel la proportion de ces deux phases est moindre.

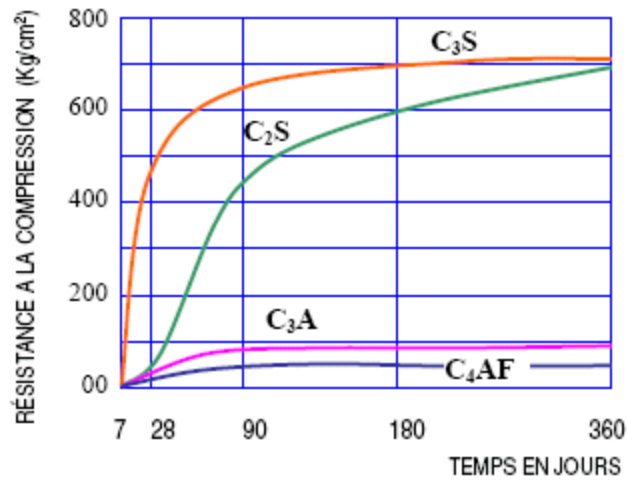


Figure n°08 : Le développement des résistances dans le temps des constituants purs du ciment Portland [6].

3) Les granulats :

On entend par « granulats » un ensemble de grains minéraux inertes (c'est-à-dire ne présentant aucune interaction avec le ciment ou altérabilité par l'eau ou par l'air) dont les dimensions sont différentes et comprises entre 0 et 125 mm.

Etant donné que les granulats peuvent être d'origines diverses ; naturelle, artificielle ou provenant de sous produits industriels ou de recyclage, il devient nécessaire d'en établir les caractéristiques aussi bien morphologiques, dimensionnels que physico-chimiques ou encore mécaniques et de les classer sur la base d'un certain nombre d'essais normalisés de laboratoire.

En effet, certaines de leurs propriétés dépendent directement de la nature et caractéristiques intrinsèques des roches originelles dont ils sont issus. C'est le cas de la densité, la porosité, la réactivité chimique et plus particulièrement de la résistance mécanique appréciée au moyen d'essais de résistance à l'usure (essai micro-Deval) et au choc (essai Los Angeles).

D'autres caractéristiques relèvent plutôt du processus d'élaboration des granulats. Il s'agit principalement de la granularité que l'on peut définir comme étant la distribution dimensionnelle des grains constitutifs d'un granulats ou encore le pourcentage de fines ainsi que le degré de pollution par des éléments argileux nocifs à la confection de béton de qualité auxquelles s'ajoutent les caractéristiques géométriques telles l'angularité et la forme des grains.

L'analyse granulométrique telle que décrite par la norme NF EN 933-1, permet de distinguer les cinq classes granulaires principales suivantes :

- Les fines 0/D avec $D \leq 0.080\text{mm}$

- Les sables 0/D avec $D \leq 6.3 \text{ mm}$
- Les gravillons d/D avec $d \geq 2 \text{ mm}$ et $D \leq 31.5 \text{ mm}$
- Les cailloux d/D avec $d \geq 20 \text{ mm}$ et $D \leq 80 \text{ mm}$
- Les graves 0/D avec $6.3 \text{ mm} < D \leq 80 \text{ mm}$.

4) Les adjuvants :

4.1) Introduction :

La normalisation actuelle permet de définir les adjuvants comme étant des produits dont l'incorporation à des doses inférieures à 5% de la masse du ciment, dans les bétons durant leur malaxage ou avant la mise en œuvre permet d'améliorer certaines qualités du béton qu'il soit à l'état frais, pendant la prise et le durcissement ou à l'état durci.

Au sens de la norme NF EN 934-2, n'est pas considéré comme adjuvant toute substance ajoutée au moment du broyage du clinker ou celle dont le dosage serait supérieur à 5% de la masse du ciment. Toutefois, il importe de savoir que la norme NF EN 206-1 d'avril 2004 à laquelle toute utilisation d'adjuvant pour la production de béton de structure doit se conformer, autorise le dépassement du seuil de 5% de la masse du ciment lorsque l'effet bénéfique d'un dosage plus fort sur les performances et la durabilité du béton soit établi.

4.2) Utilités et précautions d'emploi des adjuvants :

L'usage des adjuvants se répand de plus en plus. Cela est dû principalement aux avantages considérables qu'ils confèrent aux bétons notamment lors de situations particulières liées à certaines exigences technologiques (densité de ferrailage élevée, contraintes de préfabrication...) ou encore aux conditions ambiantes de chantier (temps chaud ou froid, gel...) L'action des adjuvants permet alors de dépasser les limites imposées par les constituants du béton (eau de gâchage, granulats).

Les adjuvants améliorent, certes, la mise en œuvre des bétons mais permettent également d'optimiser le rapport qualité/prix lors de formulation de mélanges ou encore d'étendre la gamme d'utilisation des bétons.

Il est certain que la plupart des adjuvants ont un effet favorable. Utilisés convenablement, ils représentent un puissant moyen mis à la disposition du formulateur de béton ou de l'ingénieur pour obtenir le béton le mieux adapté à un emploi donné. Cependant, le recours à un adjuvant comporte souvent une contre-partie. Dans certains cas, l'effet favorable sur une propriété donnée s'accompagne d'un effet défavorable sur d'autres parties tout aussi essentielles. Son utilisation doit donc se faire dans des cas bien précis et dans des conditions souvent décrites par les normes et qui permettent de limiter les effets non recherchés.

D'un autre côté, si l'adjuvant constitue une possibilité supplémentaire pour améliorer la qualité des bétons ; il ne peut par contre se substituer aux règles de la bonne technique, ni faire un bon béton à partir de constituants de mauvaise qualité ou incorrectement dosés ou encore d'une mise en œuvre défectueuse.

4.3) Normalisation des adjuvants :

La norme NF EN 934-2 comporte des prescriptions générales qui concernent 11 caractéristiques générales pour chaque type d'adjuvant à savoir :

a) l'homogénéité : qualité évaluée par un examen visuel. Une ségrégation de l'adjuvant est cependant tolérée dans des limites fixées par le fabricant.

b) La couleur, caractéristique également évaluée par examen visuel ; elle doit être uniforme et similaire à la description donnée par le fabricant.

c) Le composant actif est analysé par infra rouge selon la norme NF EN 480- 6. Le spectre du composant actif doit être reconnaissable.

d) La densité relative déterminée selon la norme ISO 758 (11/1976).

e) L'extrait sec conventionnel qui représente le taux de matières sèches présentes dans l'adjuvant est mesuré selon la norme EN 480-8.

f) La valeur du pH mesuré selon la norme ISO 4316 (08/1977). qui doit être $\leq 0.5\%$ en masse ou à la valeur indiquée par le fabricant.

g) Effet sur le temps de prise au dosage maximal recommandé.

h) La teneur en chlore total, mesurée selon ISO 1158 (04/1976) qui doit être $\leq 0.5\%$ en masse ou à la valeur indiquée par le fabricant.

i) La teneur en chlorures solubles, mesurée selon la norme NF EN 480-10. Elle doit être $\leq 0.1\%$ en masse ou à la valeur indiquée par le fabricant.

j) la teneur en alcalins exprimée en Na_2O équivalent. Elle est mesurée selon la norme NF EN 480-12.

k) Comportement à la corrosion. L'adjuvant ne doit pas favoriser la corrosion des armatures.

4.4) Catégories des adjuvants :

La norme NF EN 934-2 classe les adjuvants destinés aux bétons, mortiers et coulis selon leur fonction principale en trois catégories à savoir :

4.4-1) Les adjuvants modifiant l'ouvrabilité des bétons :

Ces adjuvants modifient le comportement rhéologique des bétons, mortiers et coulis à l'état frais, avant le début de prise. Ils abaissent le seuil de cisaillement de la pâte et en modifient la viscosité. Parmi cette catégorie d'adjuvants figurent :

4.4.1.1) Les plastifiants réducteurs d'eau :

Ce sont des produits qui provoquent une défloculation (dispersion) des grains de ciment, des autres fines (additions minérales, filler correcteur, ou éléments fins du sable) libératrice d'une eau piégée au sein d'amas de grains appelés flocs à l'origine de l'amélioration de l'hydratation des grains et d'une meilleure lubrification de la pâte de ciment.

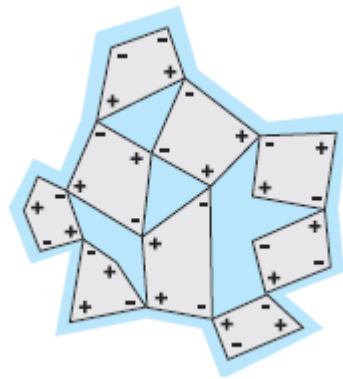


Figure n°09 : Des charges opposées sur la surface des grains de ciment provoquent la floculation.[7]

Ce processus conduit notamment à même ouvrabilité, à une augmentation des résistances mécaniques accompagnée d'une amélioration de la durabilité par réduction de la teneur en eau et donc du rapport E/C. Il permet également d'améliorer la maniabilité sans recourir à une augmentation du dosage en eau.

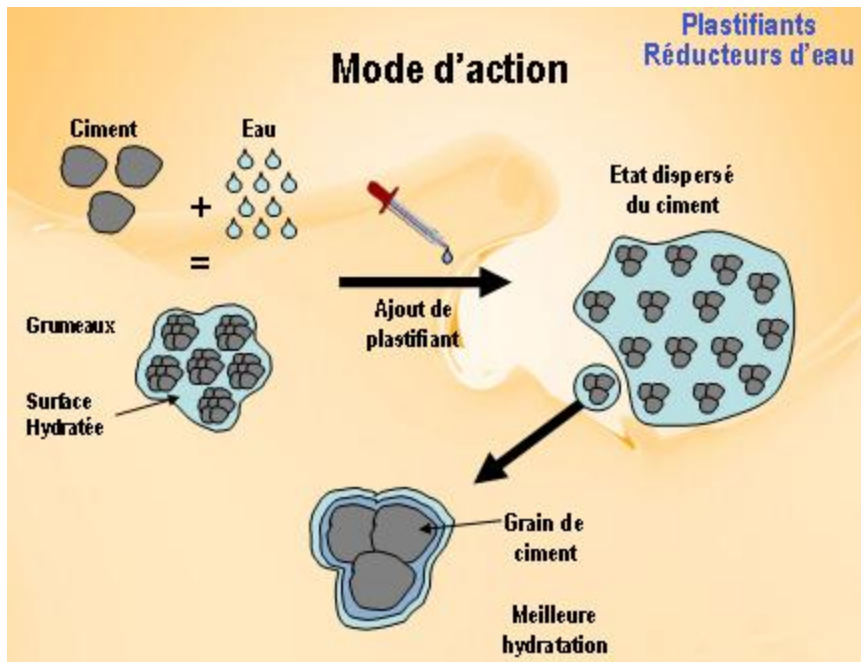


Figure n°10 : Mode d'action d'un plastifiant réducteur d'eau sur les grains de ciment hydraté.[8]

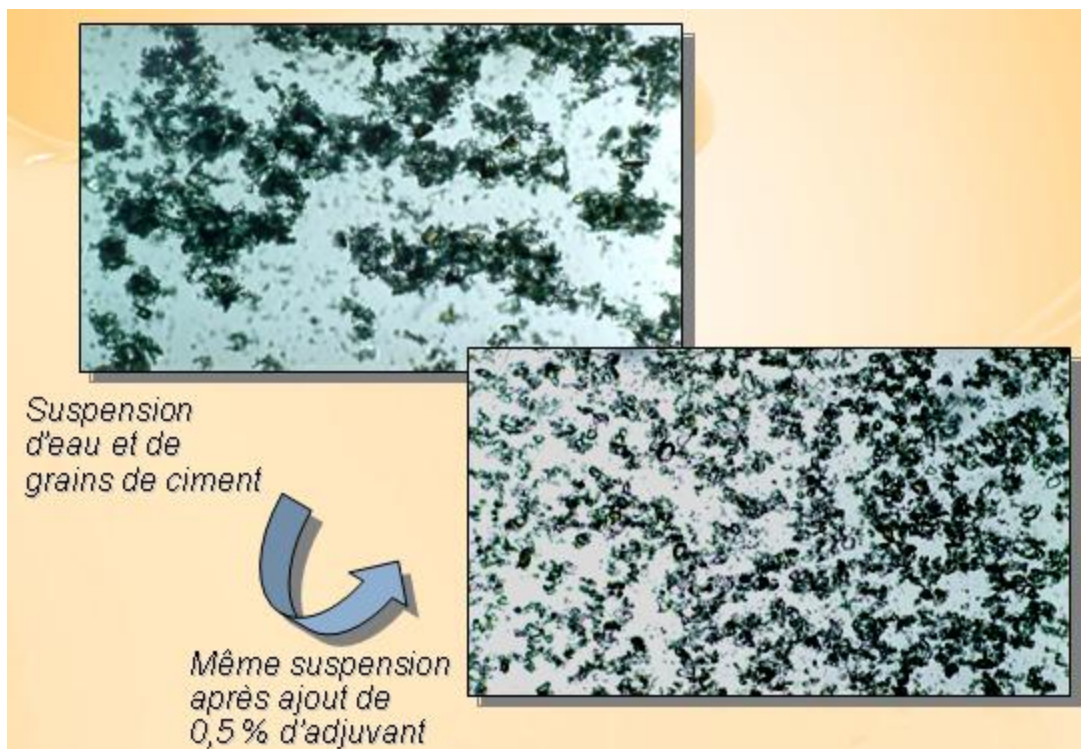


Figure n°11 : Effet dispersant de l'adjuvant sur le ciment hydraté [8].

Les plastifiants réducteurs d'eau sont à base de lignosulfonates, de sels d'acides organiques, de mélamine sulfonate, de naphthalène sulfonate et de dérivés de mélamine ou de naphthalène.

Le dosage des plastifiants se situe généralement entre 0.3% et 0.5% en masse d'extrait sec par rapport à la masse du ciment. A un dosage plus élevé, un effet secondaire « retardateur de prise » est à craindre.

- **Effets du plastifiant réducteur d'eau sur le béton frais :**

L'effet du plastifiant réducteur d'eau sur le béton frais se traduit par de nombreux avantages parmi lesquels on peut citer notamment :

- Amélioration et maintien dans le temps de l'ouvrabilité.
- Diminution du ressuage.
- Réduction du risque de ségrégation.
- Amélioration de la pompabilité des bétons.
- Réduction du retrait hydraulique.

- **Effets du plastifiant réducteur d'eau sur le béton durci :**

Les effets bénéfiques essentiels constatés sur le béton durci se résument aux points suivants :

- Amélioration des performances mécaniques à court et à long terme.
- Diminution de la porosité capillaire de la pâte de ciment d'où une amélioration de la compacité et de la durabilité.
- Amélioration de la cohésion pâte de ciment/ granulats et de l'adhérence acier/béton.

- **Domaine d'application du plastifiant réducteur d'eau :**

Les plastifiants réducteurs d'eau sont particulièrement utilisés dans l'industrie de la préfabrication en permettant un décoffrage rapide ou encore dans les grands ouvrages de génie civil où des résistances élevées sont requises.

4.4.4.2) Les superplastifiants haut-réducteurs d'eau :

Les superplastifiants sont des dispersants fonctionnant sur le même principe que les plastifiants réducteurs d'eau mais d'une façon plus intense et plus efficace qui peut aboutir à une défloculation complète des grains de ciment.

Leur introduction dans le béton, généralement peu avant sa mise en œuvre, permet, sans modifier la consistance du béton, de réduire fortement la teneur (rapport E/C parfois inférieur à 0.3) ou qui, sans modifier la teneur en eau augmente considérablement l'affaissement au cône d'Abrams (ou l'étalement à la table de secousse) ou qui produit les deux effets à la fois.

Leur mécanisme de dispersion consiste à s'opposer à la floculation des grains de ciment en suspension dans l'eau en s'enroulant autour d'eux et en établissant des forces électrostatiques répulsives entre particules voisines entraînant ainsi leur dispersion.

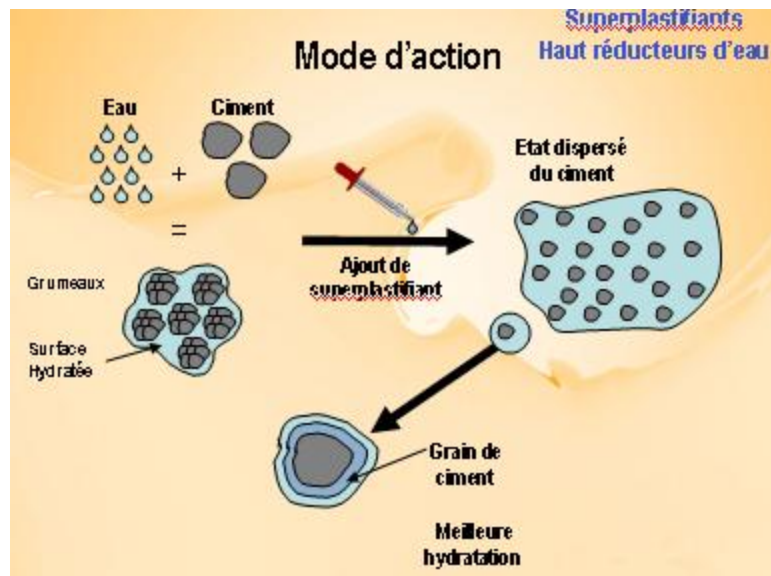


Figure n°12 : Mode d'action d'un superplastifiant haut réducteur d'eau sur les grains de ciment hydraté.[8]

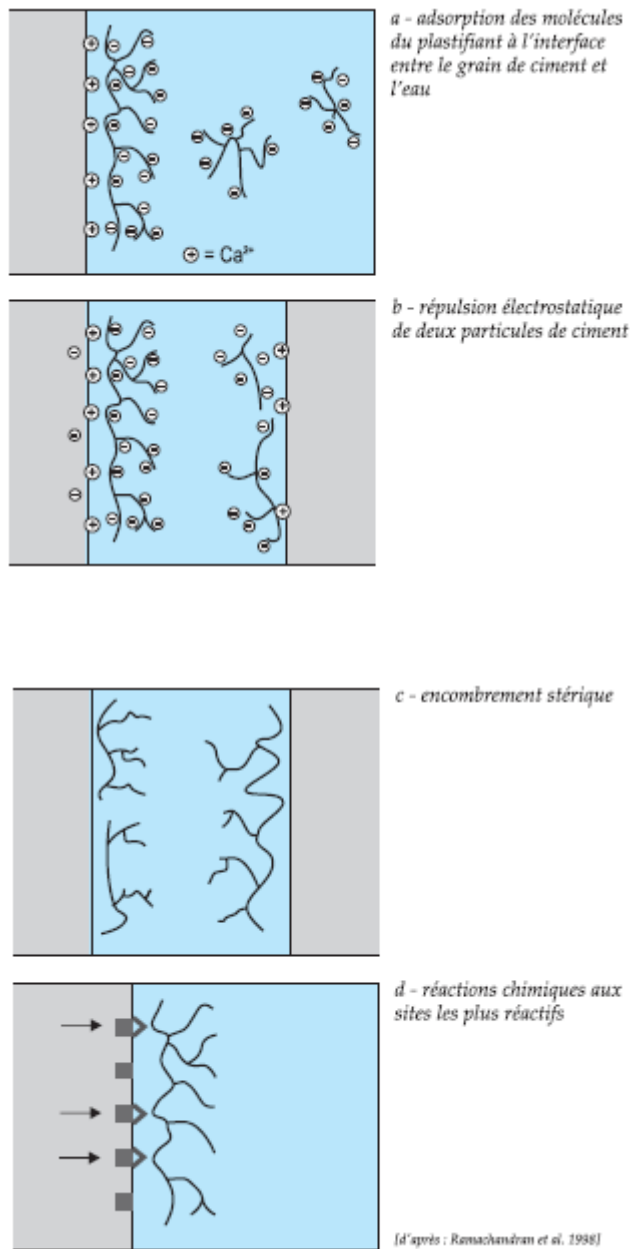


Figure n°13 : Mécanismes de défloculation par des superplastifiants [d'après Ramachandran et al ; 1998]

Les superplastifiants sont, majoritairement, des polymères organiques solubles dans l'eau et dont la synthétisation conduit à de longues chaînes de molécules à masses élevées. Leur classification permet de distinguer les catégories suivantes :

- Condensât de mélamine sulfonée ou de formaldéhyde
- Condensât de naphthalène sulfoné de formaldéhyde
- Ligno-sulfonate de calcium ou de sodium modifié.

Les deux premières catégories sont les plus utilisées.

Récemment (1998), l'utilisation de nouvelles molécules issues de l'industrie chimique : les polyacrylates et les polycarboxylates, a permis d'améliorer considérablement les performances des superplastifiants. Ces adjuvants dits de « nouvelle génération » sont à la base du développement de nouveaux bétons tels que : le BHP, BFUP et les BAP.

4.4.1.2.1) Influence des superplastifiants sur le béton frais :

L'effet du superplastifiant sur le béton frais se traduit par de nombreux avantages susceptibles de faciliter la mise en œuvre et qui se résument dans les points suivants :

- Diminution de la teneur en eau avec amélioration de l'ouvrabilité dans le temps.
- Garantie d'un bon remplissage des moules et des coffrages.
- Réduction du retrait hydraulique.
- Amélioration de l'écoulement du béton notamment dans les zones à ferrailage dense.
- Réduction ou annulation du risque de ségrégation : conséquence d'une bonne stabilité du béton frais.
- Une fluidité du béton frais permettant son pompage sur de longues distances.
- Diminution du ressuage

4.4.1.2.2) Influence des superplastifiants sur le béton durci :

Les effets du superplastifiant constatés sur le béton durci se résument à ce qui suit :

- Amélioration significative de la durabilité résultant d'une :
 - Réduction de la porosité capillaire de la pâte de ciment.
 - Diminution du coefficient de perméabilité
- Amélioration de la compacité qui se traduit par :
 - Une amélioration des performances mécaniques du béton notamment ses résistances en compression.
 - Diminution du retrait.
 - Amélioration de la liaison acier/béton.

4.4-2) Les adjuvants modifiant certaines propriétés du béton :

4.4.2.1) Les entraîneurs d'air (NF EN 934-2) :

Lors du malaxage du béton, des bulles d'air de différents diamètres (généralement supérieurs à 1mm) réparties aléatoirement dans la masse se forment mais, en l'absence d'adjuvant, éclatent aussitôt. L'effet des entraîneurs d'air consiste donc non pas à créer des bulles mais à les stabiliser sous forme d'un très grand nombre de micro-bulles dont 80%

d'entre elles présentent un diamètre inférieur à 100 microns et à les répartir uniformément dans la masse.

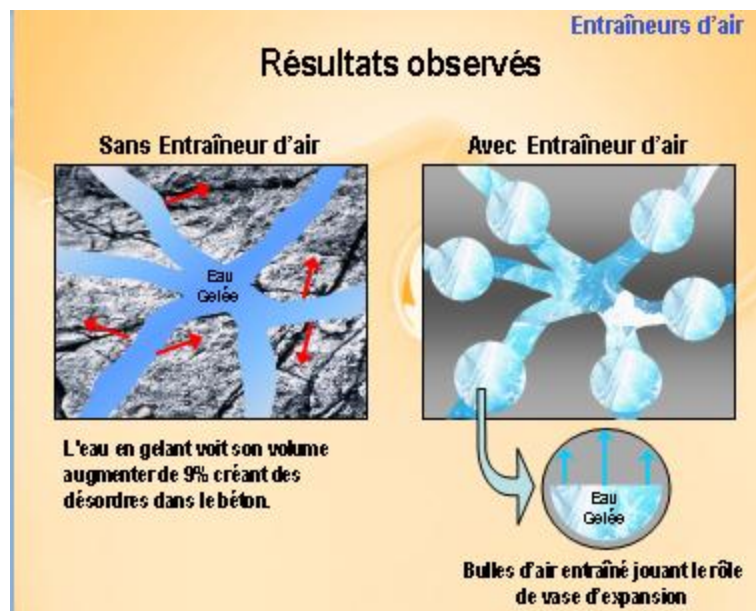


Figure n°14 : Mode d'action d'un entraîneur d'air dans le béton [8].

Les entraîneurs d'air sont des corps tensio-actifs issus du mélange de molécules (citées ci-après par ordre d'importance) dans des proportions fonctions des propriétés souhaitées :

- Les sels d'acide abiétique ou pimérique qui sont à la base des résines de vinsol.
- Les sels d'acides gras.
- Les alkyl-aryl sulfonates.
- Les alkyl-sulfates
- Les phénol-éthoxylates.

Les entraîneurs d'air améliorent essentiellement :

- La plasticité et l'ouvrabilité du béton, les micro-bulles se comportent comme de petites billes souples et sans frottement. L'utilisation de ce type d'adjuvant permet donc de diminuer, à maniabilité égale, le dosage en eau, de réduire légèrement le rapport E/C et de compenser partiellement la chute de résistance occasionnée par leur emploi.
- La résistance au gel du béton durci ainsi que sa résistance aux sels de déverglaçage se trouvent considérablement améliorées. En effet, les micro-bulles qui coupent les réseaux capillaires limitent le développement des

contraintes dues à l'augmentation du volume de l'eau interstitielle avant la prise en glace.

Les entraîneurs d'air sont principalement utilisés dans les domaines suivants :

- les bétons d'ouvrages d'art exposés aux cycles de gel- dégel ; ils sont alors le plus souvent associés à des superplastifiants.
- les bétons extrudés.
- les bétons routiers.
- les bétons manufacturés exposés au gel tels que les dalles, pavés,...

4.4.2.2) Les hydrofuges de masse (NF EN 934-2 ; 3.2.9) :

Les hydrofuges de masse qui, incorporés dans la masse des bétons et des mortiers, ont pour fonction principale d'en diminuer l'absorption capillaire à l'état durci. Cette diminution de l'absorption capillaire procure une bonne étanchéité aux bétons et mortiers et améliore leur durabilité. Cependant, ils ne peuvent rendre étanche un mauvais béton, mal composé, hétérogène et présentant des vides importants ou des fissures.

Les hydrofuges de masse sont généralement à base de stéarates solubles, qui en contact de la chaux de ciment, forment des cristaux de stéarate de calcium insolubles qui obstruent le réseau capillaire du béton pour le rendre plus étanche.

Ces adjuvants trouvent particulièrement leur utilisation dans les bétons destinés aux ouvrages hydrauliques (canaux, murs de fondation, retenues d'eau,...) ou encore dans les mortiers d'étanchéité (chapes, joint de maçonnerie, galerie de tunnels).

4.4.2.3) Les hydrofuges de surface :

C'est un adjuvant appliqué à la brosse, au pinceau ou pulvérisé sur la peau du béton ou du mortier après durcissement, il l'imperméabilise superficiellement.

L'hydrofuge de surface est constitué à base de résine acrylique, vinylique ou silicone et peut être parfois à base de bitume.

4.4.2.4) Les rétenteurs d'eau :

Cette catégorie d'adjuvants qui se présentent généralement en poudre, a pour fonction principale de réduire la perte d'eau en diminuant la tendance au ressuage du béton. La rhéologie du béton frais se trouve ainsi améliorée même dans le cas d'une diminution du volume des fines résultant d'un faible dosage en ciment ou de l'utilisation d'un sable

manquant d'éléments fins. Par contre, une diminution des résistances à 28 jours de l'ordre de 20% par rapport à un béton témoin a été constatée.

Les rétenteurs d'eau sont utilisés pour l'exécution de mélanges retardés ou de mélanges à couler sous l'eau sans délavage.

4.4.3) Les adjuvants modifiant la prise et le durcissement :

4.4.3.1) Les retardateurs de prise (NF EN 934-2) :

Les retardateurs de prise, souvent constitués de molécules organiques, ont pour fonction principale, une fois introduits dans l'eau de gâchage, à ralentir les réactions de dissolution et le développement des hydrates. Il résulte de ce fait une augmentation sensible des temps de début et fin de prise et une régulation du dégagement de chaleur due à l'hydratation du ciment.

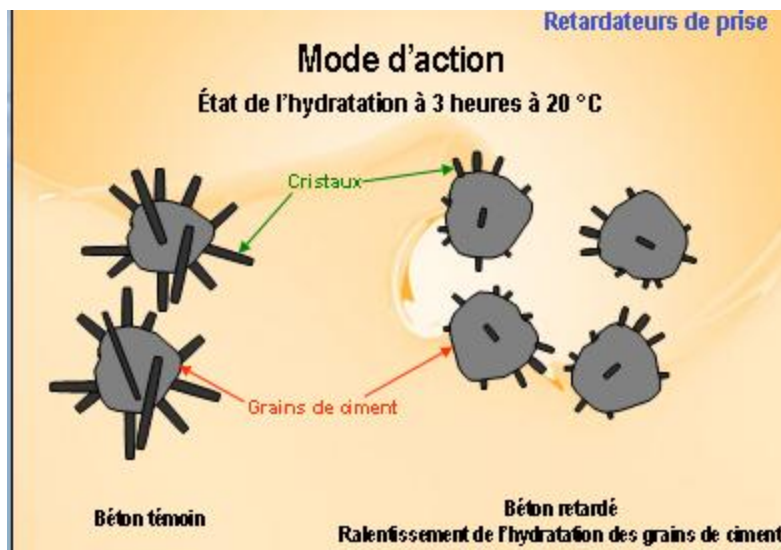


Figure n°15 : Mode d'action d'un adjuvant retardateur de prise [8].

Ces produits peuvent être à base de lignosulfonates, de sucres, de sels d'acides hydroxycarboxyliques ou encore d'oxyde de zinc ou d'oxyde de plomb.

En plus d'une légère réduction de la quantité d'eau de gâchage, les retardateurs ont pour effet principal sur le béton frais d'améliorer son ouvrabilité et la maintenir sur une période plus longue que celle de bétons témoins non adjuvés.

D'un autre côté, le retard de prise engendre fréquemment une baisse des résistances mécaniques initiales mais aussi une augmentation des résistances mécaniques au-delà de 28 jours et souvent en deçà de cette échéance, dues très probablement à une meilleure maturation

et une distribution plus uniforme des hydrates dans les phases interstitielles, conséquences d'une cinétique d'hydratation ralentie.

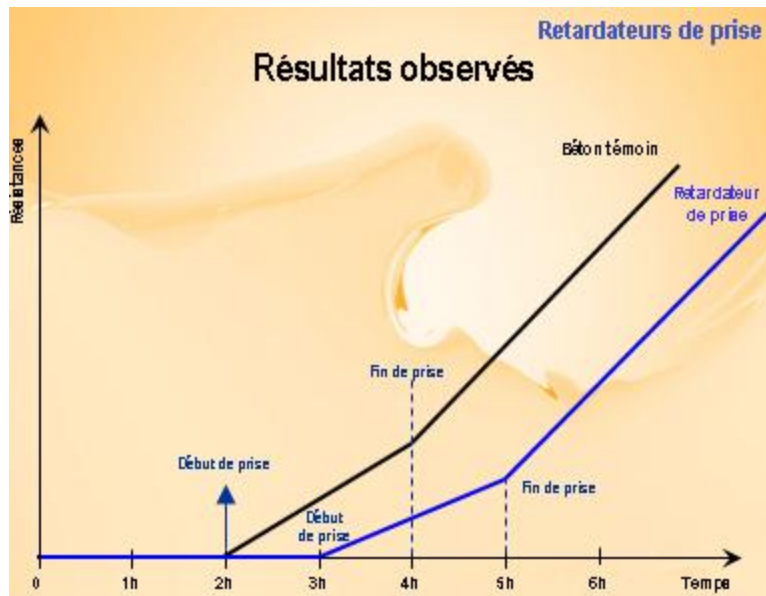


Figure n°16 : Effet d'un adjuvant retardateur sur le béton [8].

Les retardateurs de prise sont particulièrement recommandés pour les bétonnages par temps chaud, les coulages continus, le transport ou pompage sur de longues distances et les bétonnages en grande masse.

4.4.3.2) Les accélérateurs de prise et de durcissement:

Les accélérateurs qui se subdivisent en deux grandes catégories : accélérateur de prise et accélérateur de durcissement, agissent en modifiant la cinétique d'hydratation du ciment composant les mortiers et bétons. Ce sont des composés chimiques, dont l'incorporation dans le béton à des doses généralement comprises entre 0.5 à 3% de la masse de ciment a pour effet dans le cas :

- d'un accélérateur de prise : de réduire, dans un délai compatible avec la mise en œuvre, les temps de début et fin de prise, ce qui se traduit en pratique par un passage plus rapide de la pâte de ciment d'un état plastique vers un état rigide caractérisé par un dégagement de chaleur plus important et une accélération de la perte d'affaissement au cône d'Abrams.

- d'un accélérateur de durcissement : Introduits dans l'eau de gâchage, ils ont pour fonction principale d'accélérer le développement des résistances initiales des bétons avec ou sans modification des temps de prise et par suite de raccourcir la durée de leur phase de

durcissement. Ils sont principalement utilisés dans le domaine de la préfabrication car ils permettent un démoulage plus rapide et une accélération de la rotation des moules.

. Bien souvent, les deux fonctions présentées ci-dessus des deux types d'accélérateurs se retrouvent liées, l'une d'elles se présentent comme effet secondaire de l'autre.

Les accélérateurs trouvent leur utilisation privilégiée dans les travaux suivants :

- Les bétonnages par temps froid (à noter que l'accélérateur est différent de l'anti-gel, en ce sens, que ce dernier abaisse le point de congélation de l'eau).

La baisse de température, dans une plage n'atteignant pas le gel, ralentit les réactions d'hydratation du ciment et par voie de conséquence diminue la vitesse de prise du béton frais. Lorsque celui-ci gèle, les réactions d'hydratation cessent et aussi bien la prise que le durcissement sont complètement arrêtés.

D'autres méthodes alternatives à la seule utilisation d'accélérateurs existent et permettent de maintenir, dans le cas de bétonnage par temps froid, une cinétique d'hydratation suffisante pour protéger le béton et le mettre, le cas échéant, hors gel telles que les ciments à forte réaction exothermique (CPA CEM I 42.5R ou 52.5 et 52.5R, ciment alumineux fondu CA...) ou d'un surdosage en ciment type I (ASTM) à condition qu'il ne devienne pas préjudiciable sur le plan du retrait ou du coût du béton ou encore procéder au chauffage des constituants du béton (eau de gâchage, granulats).

- Le durcissement naturel des bétons nécessite des temps d'attente de plus en plus incompatibles avec la productivité des chantiers de construction ou des usines de préfabrication.

L'accélération de la vitesse de durcissement du béton qui lui permet d'acquérir à jeune âge des résistances élevées peut s'obtenir au moyen de différents procédés tels que :

- élévation de la température du béton frais.
- Utilisation d'adjuvants accélérateurs de prise et de durcissement.
- Emploi de ciments à forte chaleur d'hydratation initiale.
- Le recours à des rapports E/C très faibles en utilisant des superplastifiants.

Le durcissement accéléré du béton permet en préfabrication mais aussi au niveau de chantiers d'une certaine importance, le réemploi rapide des coffrages et des moules de production.

- Les scellements divers.
- Les étanchements.

- La réduction de période de cure et de protection des travaux rapides (dallages industriels, réfection d'ouvrages la nuit devant être mis en service dans la journée).
- Réduction nécessaire des pressions sur le coffrage.
- Les travaux en galerie ou dans les tunnels à parois humides, les travaux sous l'eau...

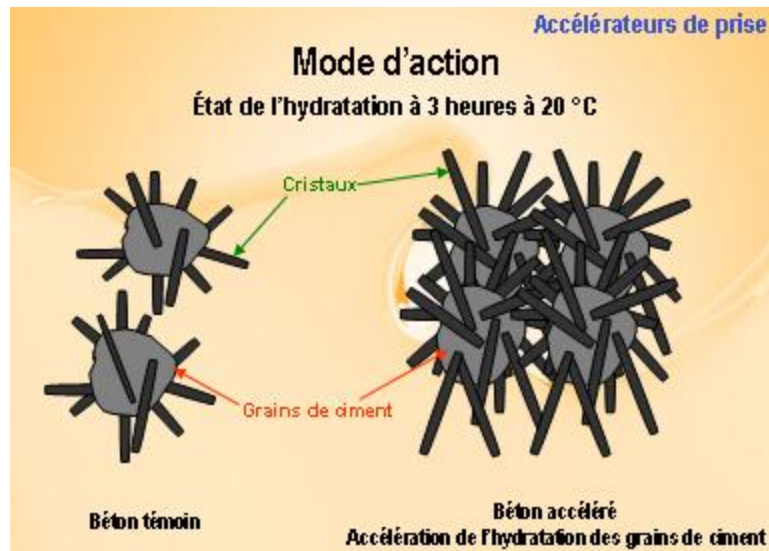


Figure n°17 : Mode d'action d'un adjuvant accélérateur de prise [8].

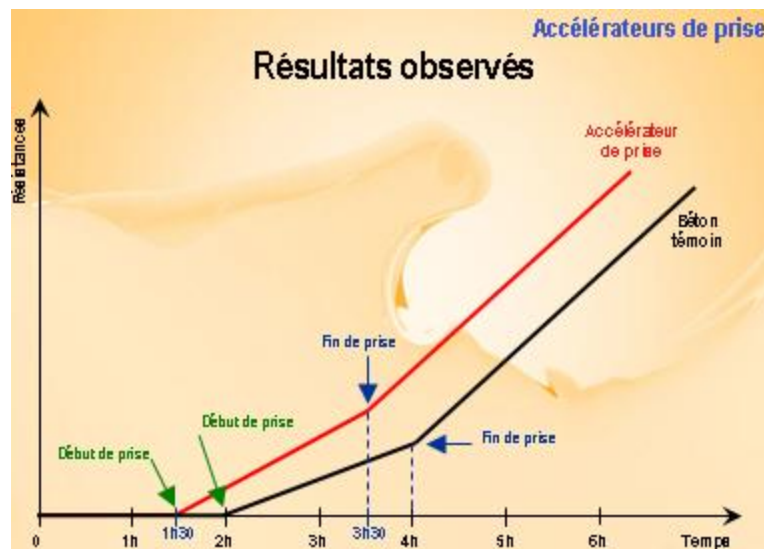


Figure n°18 : Effet d'un accélérateur de prise sur le béton [8].

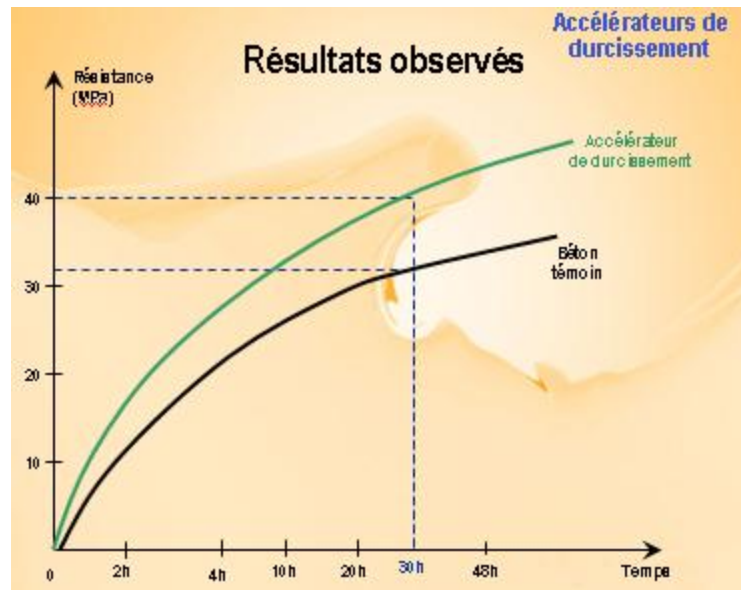


Figure n°19 : Résultats observés sur l'effet d'un accélérateur de durcissement sur le béton [8].

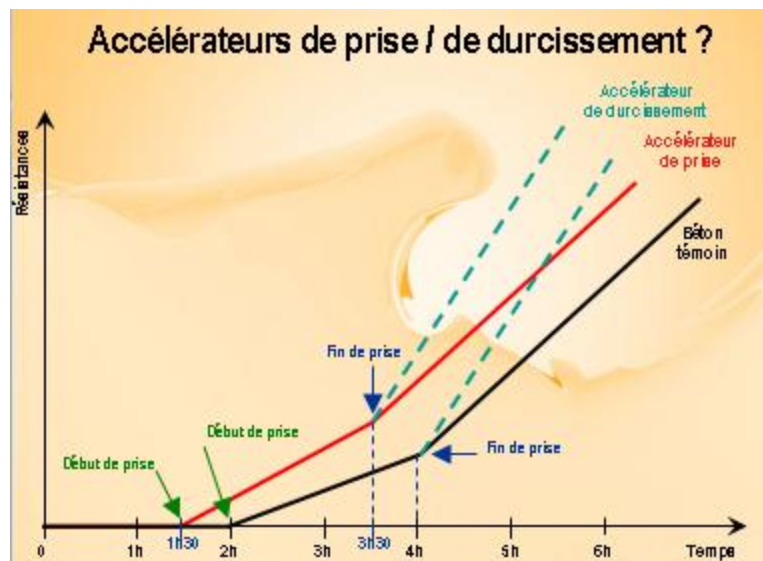


Figure n°20 : Effet d'un accélérateur de durcissement sur le béton utilisé seul ou associé à un accélérateur de prise [8].

Typologie et mécanisme d'action des accélérateurs :

Les accélérateurs, couramment utilisés, sont en général des sels minéraux que l'on peut classer en deux grandes catégories :

a) Les substances minérales inorganiques :

a.1) Substances chlorées :

- Chlorure de calcium
- Chlorure de sodium
- Chlorure d'aluminium, de fer, d'ammonium
- des mélanges de chlorures.

a.2) Substances non chlorées :

a.2.1) Les bases alcalines :

- * La soude
- * La potasse
- * L'ammoniaque

a.2.2) Les sels de base alcaline dont principalement :

- * Aluminate de soude, de potasse et de façon moins fréquente d'ammoniaque.
- * Carbonate de soude, de potasse et moins fréquemment d'ammoniaque.
- * Silicate de soude, de potasse et moins fréquemment d'ammoniaque.

a.2.3) et parfois :

- * des sulfates de sodium, de potassium
- * des carbonates de sodium, de potassium
- * des nitrites, des borates.
- * du thiosulfate de sodium.

b) Les substances organiques dépourvues de chlorures :

- * La triéthanolamine
- * le formiate de calcium
- * l'acétate de calcium
- * le propionate de calcium
- * le butyrate de calcium.

Certains de ces produits sont utilisés en association avec des réducteurs d'eau.

D'autres accélérateurs, susceptibles de provoquer des prises rapides, sont utilisés dans des applications de béton projeté. Ils peuvent contenir les substances suivantes :

- Silicate de sodium
- Aluminate de sodium

- Chlorure d'aluminium
- Fluorure de sodium
- Chlorure de calcium.

Par ailleurs, de nombreuses études ont permis de conclure que d'une manière générale, l'efficacité d'un accélérateur dépendait fondamentalement de la nature du cation et/ou de l'anion qui le compose.

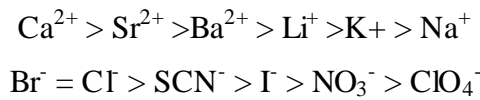


Figure n°21: Classement des cations et anions par ordre d'efficacité en tant qu'accélérateur [Kantro, 1975].

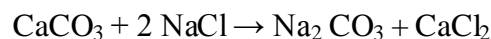
L'efficacité d'un accélérateur dépend également de nombreux facteurs souvent mal pris en compte dans les formulations des bétons tels que :

- Les classes de résistance à 28 jours et au jeune âge du ciment.
- La composition minéralogique du clinker.
- Le type de ciment.
- L'interaction avec d'autres adjuvants.
- La température.

Une évaluation fiable de l'efficacité effective d'un accélérateur consiste à effectuer des essais sur le béton étudié dans les conditions les plus proches de celles régnant sur le chantier.

4.5) Un accélérateur chloré : le chlorure de calcium.

Le chlorure de calcium est sans nul doute l'accélérateur de prise et de durcissement le plus puissant, le plus économique et le plus utilisé avec succès dans le béton depuis plusieurs décennies. Il est un sous produit du processus de fabrication du carbonate de sodium tel que décrit par l'équation chimique suivante :



Il se présente sous la forme de paillettes (norme ASTM D98 type 1) contenant en minimum de 77 % de CaCl_2 , de boulettes ou de granulés (norme ASTM D98 type 2) contenant un minimum de 94% de CaCl_2 , sa forme liquide la plus fréquente dans le commerce est une solution à 29% car on ne prépare pas de solutions très concentrées de chlorure de calcium afin d'éviter que l'excès en CaCl_2 ne se dépose au fond [9].

La présence de chlorures dans l'adjuvant augmente considérablement les risques de corrosion électrolytique des armatures. Selon les pays, la normalisation actuelle restreint plus ou moins sévèrement l'utilisation d'accélérateurs chlorés dans les bétons armés, précontraints

ou dans les bétons contenant des éléments métalliques. Cette différenciation dans la réglementation est due au fait que certains chercheurs considèrent à des degrés divers qu'un dosage approprié de l'adjuvant, une compacité élevée du béton et un enrobage correct et suffisant peuvent réduire significativement et même éliminer totalement le risque de corrosion.

Additionnellement au risque de corrosion des armatures, une utilisation inappropriée de ce type d'adjuvant est susceptible d'accroître le retrait au séchage, la décoloration (il fonce le béton) et les risques d'écaillage du béton.

Un intérêt croissant s'est largement manifesté en faveur de l'utilisation d'accélérateurs non chlorés.

4.6) Un accélérateur inorganique non chloré : Le nitrite de calcium

Le nitrite de calcium, de formule chimique $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$, est un excellent accélérateur inorganique non chloré. Il est généralement commercialisé comme solution solide à 20% qui peut être introduite directement dans le mélange avec les autres constituants habituels du béton.

Le nitrite de calcium accélère l'hydratation du ciment comme en témoigne les quantités de chaleur plus importantes dégagées en sa présence. Il a également un effet favorable sur le développement des résistances aussi bien à la compression qu'à la traction mais de manière moins intense que ne le fait le chlorure de calcium. Le nitrite de calcium réduit également les temps de début et fin de prise. A noter que l'accroissement des résistances et la réduction des temps de prise sont d'autant plus importants que le dosage de l'adjuvant est élevé. D'un autre côté, le nitrite de calcium a peu d'effet sur l'air occlus ou l'ouvrabilité du béton, toutefois, il peut être considéré comme un bon inhibiteur de corrosion provenant de la présence de chlorures dans le mélange.

Le nitrite de calcium est totalement compatible avec la fumée de silice ou les cendres volantes présentes comme ajouts dans le ciment ou comme additions minérales dans le béton.

Les accélérateurs non chlorés sont, en général, moins efficaces comparativement au CaCl_2 tel que le fait apparaître le **tableau n° 05** suivant qui présente une comparaison des résultats obtenus sur des bétons adjuvantés avec du chlorure de calcium ou du nitrite de calcium et un béton témoin non adjuvanté.

Adjuvant	Dosage*	Diminution du temps de fin de prise (min)	Accroissement de la résistance à la compression**	
			3 jours	28 jours
Chlorure de calcium CaCl ₂	1.0%	90	136	109
	2.0%	125	148	102
Nitrite de calcium Ca(NO ₂) ₂	1.0%	65	128	113
	2.0%	95	137	112
Formiate de calcium Ca(HCO ₂) ₂	1.0%	70	123	115
	2.0%	100	133	105

Tableau n°05 : Comparaison de différents accélérateurs sur le temps de fin de prise et la résistance d'un béton de rapport E/C = 0.55 dosé à 310Kg de CPA-CEM 1 par m3.[5]

* en % de sel anhydre par rapport à la masse de ciment.

** en % par rapport à la résistance du béton de référence à la même échéance.

Une étude relativement récente (1993) conduite par H.Justness a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

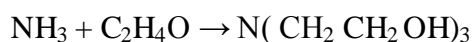
- 1) Le nitrite de Calcium agit comme accélérateur de prise du ciment.
- 2) L'efficacité du nitrite de Calcium en tant qu'accélérateur de prise dépendait à la fois du type de ciment dans la mesure où elle augmente avec la teneur en bélite ($\beta\text{C}_2\text{S}$) ou avec d'autres caractéristiques menant à la formation de bélite au cours du processus de clinkérisation ainsi que de la diminution de la teneur en alcalis.
- 3) L'effet purement accélérateur du nitrite de Calcium permet d'empêcher toute élévation excessive de la température maximale dans les constructions massives due à la chaleur d'hydratation. En dépit de cela, une augmentation à long terme de la résistance à la compression est souvent constatée, probablement due aux changements morphologiques du liant.

Adjuvant (%)	Résistance à la compression (N/ mm ²)		
	01 jour	07 jours	28 jours
0	9.0	23.5	34.7
2	11.1	31.3	39.5
3	13.5	34.2	40.7
4	15.8	36.8	44.0
5	16.3	36.7	44.8

Tableau n°06 : L'effet du nitrite de calcium sur le développement de la résistance [10].

4.7) Un accélérateur organique non chloré : La triéthanolamine

La triéthanolamine notée TEA se présente comme un liquide huileux soluble dans l'eau et dégageant une odeur de poisson. Elle est le produit de la réaction chimique regroupant l'ammoniac et l'oxyde d'éthylène selon l'équation suivante :



La triéthanolamine est utilisée comme agent de mouture dans la fabrication du ciment mais aussi et surtout comme composant dans plusieurs adjuvants du béton.

L'effet de la TEA, en tant qu'adjuvant, se caractérise par une grande sensibilité par rapport aux variations de son dosage et au type de ciment utilisé. En effet, elle peut aussi bien promouvoir des situations de prise « éclair » ou encore agir comme un puissant retardateur. C'est la raison pour laquelle la TEA ne s'utilise que très rarement seule en tant qu'accélérateur mais sert généralement à contrecarrer ou corriger l'effet retardateur de certains réducteurs d'eau ou superplastifiants.

Chapitre Deuxième : Hydratation du ciment Portland

1) Introduction :

Du gâchage par de l'eau du ciment Portland, résulte une pâte plastique et collante qui dans le béton solidarise les granulats entre eux pour former par durcissement progressif un matériau solide et résistant.

Cette pâte de ciment hydraté dont les caractéristiques conditionnent la plupart des propriétés du béton ainsi que plusieurs aspects de sa durabilité est le siège où s'opère un processus extrêmement complexe de réactions chimiques exothermiques et thermoactivées désigné par le terme « hydratation ». Processus qui permet aux principaux composés anhydres du ciment ($C_3 S$, $C_2 S$, $C_3 A$ et $C_4 AF$) de réagir avec de l'eau pour donner naissance à de nouveaux composés stables et peu solubles « les hydrates ». Ces derniers, en raison précisément de leur insolubilité, confèrent au ciment la propriété spécifique d'être un liant hydraulique.

2) Mécanismes et aspects cinétiques de la réaction d'hydratation :

La connaissance des processus d'hydratation du ciment Portland à température ordinaire est nécessaire pour l'étude et la compréhension des effets engendrés par l'incorporation d'adjuvants accélérateurs de prise et de durcissement dans la pâte de ciment hydratée.

L'hydratation du ciment Portland peut être perçue, de manière générale, comme étant un ensemble de réactions chimiques, exothermiques et thermoactivées, qui surviennent entre les grains polyphasés du ciment et l'eau de gâchage servant de milieu de dispersion liquide.

De façon simplifiée et succincte, trois phénomènes majeurs et concomitants sont observés au cours du processus d'hydratation du ciment Portland, processus caractérisé par une cinétique variable au cours du temps :

- La dissolution des constituants du ciment dans l'eau.
- La formation de solutions sursaturées par rapport aux différents hydrates.
- La précipitation de ces hydrates dans les vides inter granulaires.

La notion de dissolution fait référence à la diffusion d'ions provenant des constituants du ciment en milieu aqueux qui tendent à se dissoudre jusqu'à atteindre leur solubilité respective. Il s'agit essentiellement des ions calcium, hydroxyle, silicate, sulfate, aluminates...

Il convient de rappeler que la thermodynamique de la dissolution est définie par le produit de solubilité k_s (constante dépendant uniquement de la température). En effet, tant que

le produit d'activité des ions en solution est inférieur au produit de solubilité, la solution est sous-saturée par rapport au minéral considéré qui continue de se dissoudre. Au contraire, si le produit d'activité des ions est supérieur au produit de solubilité, la solution est alors sursaturée et c'est la précipitation, réaction inverse, qui devient thermodynamiquement possible [11].

Dans le cas de l'hydratation du ciment, la dissolution des phases anhydres qui le constituent, conduit à une solution sursaturée par rapport à des phases hydratées ou « hydrates » qui précipitent selon une vitesse fonction de leur solubilité. Cette précipitation des hydrates, en consommant des ions en solution, contribue à maintenir l'écart des concentrations ioniques entre la surface des grains de ciment en cours de dissolution et le sein de la solution. Cette précipitation est également consommatrice de molécules d'eau. Les phases hydratées vont progressivement remplacer le volume occupé précédemment par l'eau et les grains de ciment initiaux, et réduisent de la sorte la porosité.

En somme, l'interaction entre la diffusion et la précipitation constitue l'une des caractéristiques essentielles de l'hydratation.

2.1) Aspects cinétiques de la réaction d'hydratation :

De façon succincte, le processus d'hydratation des principales phases minérales du clinker inclut de manière concomitante la dissolution d'une phase et la précipitation d'une autre. Deux principaux paramètres président à la cinétique d'hydratation d'un composant du clinker à savoir d'une part l'étendue de l'interface solide-solution qui correspond à la surface développée par le solide avec la solution et d'autre part l'écart à l'équilibre de solubilité de la phase c'est-à-dire le degré de sous-saturation, dans le cas de la dissolution, et le degré de sursaturation dans le cas de la précipitation.

Des différences dans les cinétiques d'hydratation des phases minérales principales du clinker Portland ont été constatées. L'ordre de réactivité suivant a été déterminé dans les pâtes de ciment Portland :



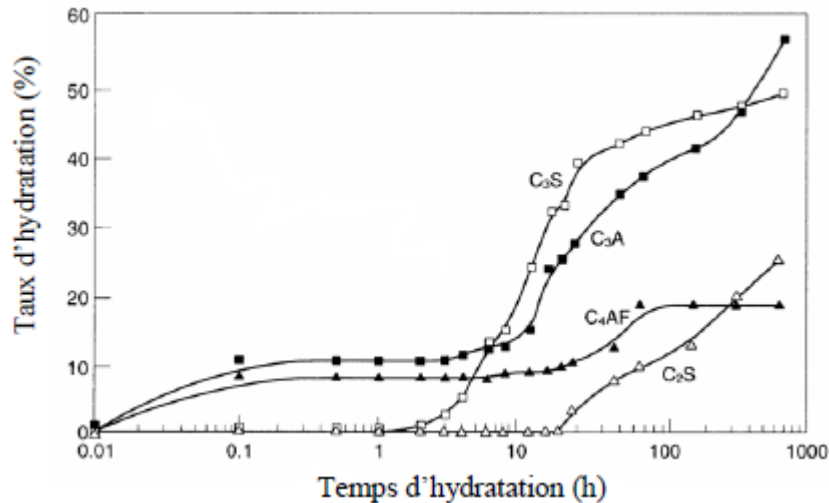


Figure n°22 : Cinétiques d'hydratation des phases anhydres dans une pâte de ciment Portland à température ambiante [4].

Par ailleurs, il est à noter que la cinétique d'hydratation des composants minéraux du clinker conditionne également leur vitesse de durcissement ; plus l'hydratation du composant minéral est rapide plus vite s'accroît sa résistance. Par conséquent, la connaissance de la vitesse d'hydratation des phases minérales du clinker permet donc de procéder à une composition minéralogique du clinker telle qu'elle puisse répondre à une exigence de vitesse déterminée de durcissement.

2.2) Notion et quantification du degré d'hydratation :

L'hydratation du ciment est un phénomène complexe au cours duquel les différentes phases minérales constitutives du clinker s'hydratent selon des cinétiques très différentes. De plus, l'existence d'interférence entre les réactions chimiques dans le ciment (Brouwers, 2005) accroît la complexité du processus d'hydratation. En effet et à titre d'exemple, la dissolution de chaque phase est conditionnée par les concentrations des espèces ioniques dans le milieu réactionnel et de ce fait, elle dépend des autres phases.

Malgré cette hétérogénéité, le concept de degré d'hydratation a été défini pour décrire, au moyen d'une variable unique, l'état d'avancement global de la réaction d'hydratation ou encore servir de paramètre fondamental à la modélisation du comportement du béton :

$$\alpha(t) = (m_{\text{chyd}}(t)/m_c) \times 100$$

Avec

- $\alpha(t)$: le degré d'hydratation du ciment à l'instant t [%]
- $m_{\text{chyd}}(t)$: la masse de ciment hydraté à l'instant t [Kg]
- m_c : la masse initiale de ciment anhydre [Kg].

Expérimentalement, le degré d'hydratation est mesurable selon différentes techniques dont on se limite à en énumérer les principales sans les décrire pour ne pas dépasser le cadre du présent mémoire.

- la méthode directe qui consiste à déterminer la quantité de ciment ayant ou n'ayant pas réagi à l'instant t .
- Les méthodes dites indirectes basées sur le suivi de l'évolution d'une propriété commune aux différentes réactions d'hydratations (exothermie, accroissement de la quantité d'eau liée, analyse d'images ...).

Parallèlement à ces techniques de mesure, des modèles analytiques et numériques décrivant l'évolution de la variable $\alpha(t)$ ont été développés et mis au point parmi lesquels on peut citer :

- le modèle de dissolution-cristallisation.
- le modèle de nucléation / croissance.
- le modèle diffusionnel.

3) Hydratation des principales phases minérales du ciment Portland :

La complexité du processus d'hydratation est liée fondamentalement à la complexité de la pâte de ciment elle-même héritée du caractère polyphasique du clinker. En effet :

- Chaque phase constitutive du ciment réagit de manière différente, avec une cinétique d'hydratation différente et évolutive au cours du temps, et modifie la solution dans laquelle réagissent les autres phases.
- Les réactions font intervenir une solution dont le volume est faible et confiné.
- La difficulté dans la détermination de la stochiométrie des réactions d'hydratation due au caractère amorphe et nanocristallin des principaux produits de l'hydratation du ciment que sont les silicates de calcium hydratés (C.S.H) dont la structure atomique, également évolutive au cours du temps, n'est pas totalement élucidée.

Pour simplifier l'approche en vue d'une meilleure compréhension de l'hydratation du ciment Portland, il convient, en premier lieu, d'aborder séparément l'étude de chaque phase minérale pour s'intéresser par la suite à l'hydratation du ciment dans sa globalité.

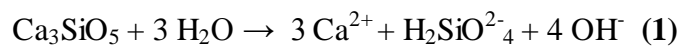
3.1) Hydratation du C_3S :

Le processus d'hydratation du silicate tricalcique C_3S (constituant principal du clinker) présente la particularité de se dérouler selon une cinétique variable.

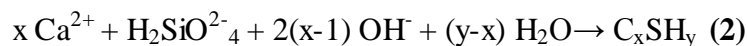
Le suivi de la progression de la réaction d'hydratation du C_3S à température ambiante se fait usuellement au moyen de mesures de calorimétrie et de conductivité. Ces dernières permettent de mettre en évidence l'existence de cinq périodes successives et distinctes décrites par Barcelo [2001] dans sa thèse de la manière suivante :

Période 1 : Réactions initiales.

Au contact de l'eau, le C_3S se dissout superficiellement en libérant les ions Ca^{2+} , hydroxyle OH^- et silicate $H_2SiO_4^{2-}$ dans la solution interstitielle entraînant ainsi l'augmentation de son pH et l'élévation des concentrations ioniques selon une réaction chimique très rapide et exothermique représentée par l'équation suivante [Barret et Bertrandie, 1986] :



La solution devient rapidement sursaturée par rapport à un hydrate moins soluble: le silicate de calcium hydraté (C.S.H en notation cimentière) qui précipite selon l'équation :



La dissolution du C_3S et la précipitation du C.S.H se déroulent alors simultanément selon des cinétiques peu différentes. En se dissolvant, le C_3S libère plus d'ions Calcium et hydroxyle que la formation des C.S.H n'en consomme. Cela se traduit par une accumulation de ces ions au sein de la solution interstitielle.

Une couche de C.S.H., sous forme de gel cristallisé, croît progressivement autour de chaque grain jusqu'à former une pseudo-membrane dont l'effet de barrière gêne significativement la diffusion de l'eau et des ions entre le C_3S anhydre et la phase aqueuse. D'un autre côté, l'élévation du pH associée à la teneur en ions Ca^{2+} contribue également à ralentir la vitesse de dissolution par sursaturation de la solution par rapport à la portlandite. La dissolution du C_3S devient alors très lente mettant ainsi fin rapidement à cette première période d'une durée typique de 15 à 20 minutes.

Période 2 : période d'induction ou période dormante.

Durant cette période, il y a peu d'activité chimique, ce qui se traduit par un faible dégagement de chaleur. Les réactions précédentes de dissolution et de précipitation se poursuivent pendant quelques heures avec des vitesses et quantités d'hydrates formés très faibles (à ce stade, la portlandite ne précipite pas).

La pâte de C_3S demeure fluide et malléable.

Période 3 : Période d'accélération.

Lorsque le taux de sursaturation de la solution par rapport à la portlandite atteint une valeur limite, celle-ci précipite.

La formation rapide de portlandite fait chuter brutalement les concentrations en ions Ca^{2+} et OH^- et accélère, de ce fait, la dissolution du C_3S et la formation abondante de C.S.H consommatrice d'eau.

Les couches d'hydrates (cristaux de portlandite et C.S.H) croissent, s'interpénètrent et remplissent peu à peu les pores. La pâte de C_3S acquiert progressivement de la consistance et le phénomène de prise survient.

Période 4 : Période de décélération.

Au bout d'une dizaine d'heures, la couche d'hydrates qui recouvre les résidus de grains de C_3S encore anhydres, devient assez épaisse pour ralentir la diffusion des ions et de l'eau. La réaction d'hydratation se poursuit de plus en plus lentement en passant d'une cinétique contrôlée chimiquement à une cinétique contrôlée par la seule diffusion. Le ralentissement de la réaction d'hydratation s'accompagne, durant cette période, d'une diminution de la chaleur dégagée.

Période 5 : Période de consolidation.

Les hydrates formés remplissent progressivement les espaces intergranulaires. La résistance au jeune âge se développe. La pâte de C_3S se densifie et finit par passer à l'état solide.

Bien que l'hydratation ralentisse de plus en plus en raison du caractère diffusionnel de la réaction d'hydratation, elle peut se poursuivre durant des mois voire des années tant qu'il subsiste de l'eau dans les pores capillaires de la pâte C_3S durcie.

Cette période est très importante du point de vue du développement des résistances mécaniques.

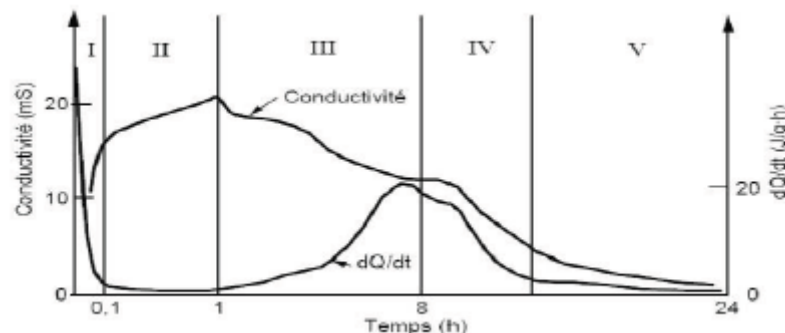


Figure n° 23: Evolution du dégagement de chaleur et de la conductivité électrique lors de l'hydratation d'une pâte de C_3S [Vernet et Cadoret, 1991].

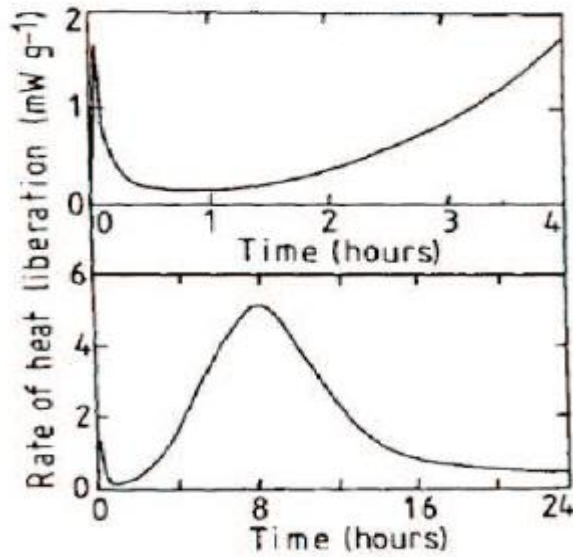


Figure n°24 : Courbe calorimétrique typique reliant le taux de libération de la chaleur d'hydratation du C_3S avec le temps [Brown et al, 1986].

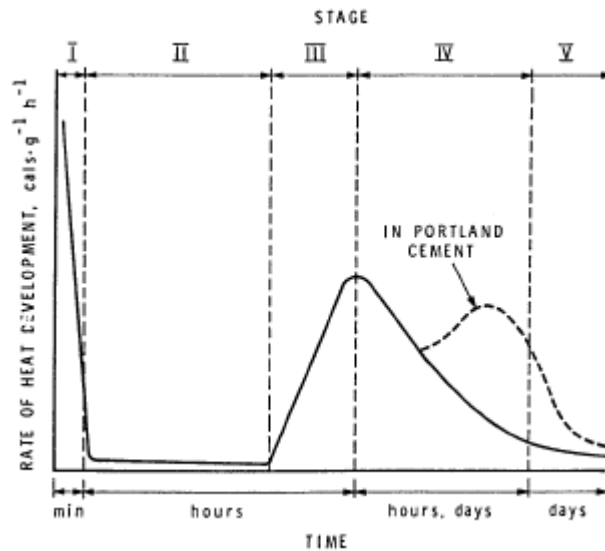


Figure n°25 : Vitesse de dégagement de chaleur pendant l'hydratation du silicate tricalcique [12].

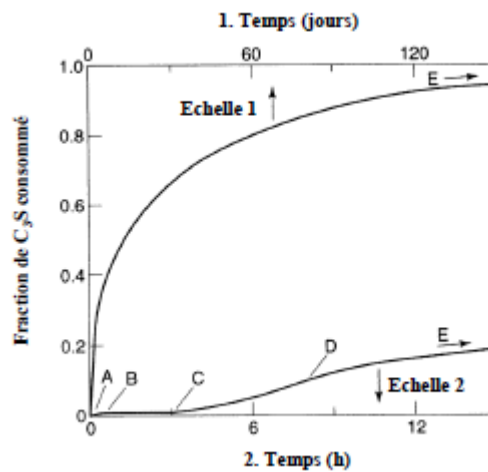
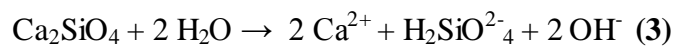


Figure n°26 : Hydratation du C_3S à température ambiante. A-B : période de pré-induction ; B-C : période d'induction, C-D : période d'accélération, D-E : période de décélération [4].

3.2) Hydratation du C₂S :

Le C₂ S, sous sa forme allotropique β la plus importante et la plus active hydrauliquement, suit un processus d'hydratation analogue à celui du C₃ S. Les réactions d'hydratation sont également exothermique et produisent la même nature d'hydrates à savoir des C.S.H et la portlandite, mais se déroulent à des vitesses beaucoup plus lentes que dans le cas du C₃ S. La proportion de portlandite produite est cependant plus faible comparativement à celle issue de l'hydratation du C₃ S en raison du rapport C/S plus important dans le C₃ S que dans le C₂ S.

L'hydrolyse du C₂ S, décrite par l'équation suivante, de même que pour le cas du C₃ S, conduit à libérer dans la phase aqueuse des ions calcium Ca²⁺, hydroxyle OH⁻ et silicate H₂SiO₄²⁻ :



La réaction de formation des C.S.H à partir du C₂ S est représentée par l'équation suivante :



Où y est le rapport molaire C/S (y étant toujours inférieur à 2).

La quantité de chaleur libérée au cours de cette réaction est nettement plus faible que celle du C₃ S, la courbe calorimétrique ne fait pas état de pics aussi marqués que pour le C₃ S.

La figure suivante compare les réactivités du C₂ S et du C₃ S et montre que ce dernier est beaucoup plus réactif que le C₂ S.

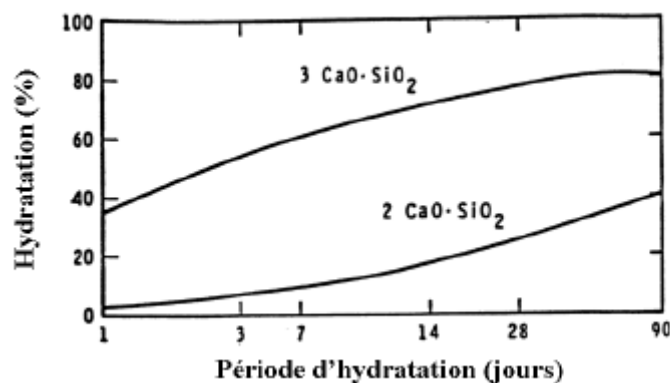


Figure n°27 : Taux relatifs d'hydratation du C₃ S et C₂ S en fonction du temps [12].

3.3) Hydratation du C₃ A :

La teneur moyenne en C₃ A d'un ciment Portland est relativement faible (de l'ordre de 4 à 11%), cependant, sa présence influence de façon significative les premières réactions de l'hydratation du ciment en raison principalement de sa forte réactivité avec l'eau. Le sulfate de calcium joue un rôle déterminant dans l'hydratation du C₃ A. En effet, en fonction de sa présence ou non, le processus d'hydratation change profondément, de même que les hydrates formés diffèrent dans leur composition, leur structure ou encore dans leur morphologie.

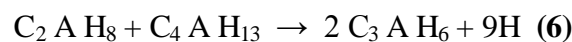
3.3.1) Hydratation du C₃ A en l'absence du sulfate de calcium :

En l'absence d'ions sulfates et lorsque le C₃ A est mis en présence d'eau, une réaction autocatalytique, accélérée, violente et fortement exothermique se produit et conduit à la formation d'aluminates de calcium hydratés (C.A.H).

Contrairement au cas des phases silicates, il existe plusieurs phases d'aluminates de calcium moins solubles que l'anhydre. L'hydratation du C₃ A mène d'abord à la formation, selon l'équation ci-après, de composés métastables (C₂ A H₈ et C₄ A H₁₃) se présentant sous forme de minces plaquettes hexagonales dont la structure en feuillet peut contenir une teneur en eau importante [13]:



Ces hydrates remplissent l'espace intergranulaire si rapidement qu'une prise immédiate et irréversible du liant survient. Toutefois, ces composés sont relativement instables et au bout de plusieurs jours ou plusieurs semaines, ils se transforment en cristaux cubiques et compacts de C₃ A H₆ (phase la moins soluble et thermodynamiquement la plus stable selon l'équation :

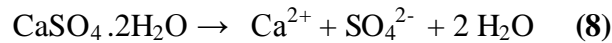
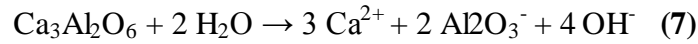


3.3.2) Hydratation du C₃ A en présence du sulfate de calcium :

En présence d'ions sulfates, l'hydratation du C₃A se déroule non pas selon une réaction accélérée comme celle décrite au paragraphe précédent mais plutôt selon une réaction d'hydratation lente à cinétique variable comparable à celle du C₃S (d'où l'appellation de régulateur de prise attribuée au gypse : sulfate de calcium). Pliskin, dans son ouvrage: la fabrication du ciment, éditions Eyrolles (1993), distingue quatre étapes réactionnelles dans le déroulement de l'hydratation du C₃A en présence de sulfate de calcium à savoir :

- **Phase initiale :**

L'aluminate tricalcique C_3A et le sulfate de calcium entrant en réaction avec de l'eau se dissolvent rapidement pour libérer les ions Ca^{2+} , $Al_2O_3^-$, SO_4^{2-} et OH^- selon les équations suivantes :



L'équation (8) fait intervenir le sulfate de calcium dihydraté mais elle est également possible en présence de sulfate de calcium hémihydrate ou anhydre.

L'équation (7) exothermique mène à une sursaturation rapide de la phase aqueuse par rapport aux hydrates. Les ions se combinent, à température ambiante, quasi-instantanément pour donner naissance à la phase la moins soluble « le trisulfoaluminate de calcium hydraté » appelé aussi « ettringite » et noté TSA(du nom d'un minéral naturel de même composition) et cela conformément au schéma réactionnel suivant :



$Ca_6Al_2(SO_4)_3(OH)_{12} \cdot 26 H_2O$ ou en notation cimentière $C_6A(S_3)H_{32}$.

L'ettringite, hydrate stable tant que la quantité de gypse demeure suffisante dans la solution interstitielle, se cristallise sous forme d'aiguilles à base hexagonale de très petites dimensions ne dépassant pas $0.25 \mu m$ de largeur et $1 \mu m$ de longueur.

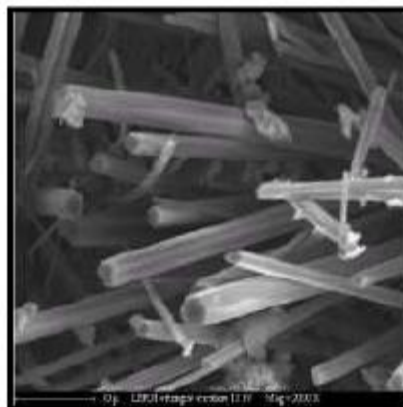


Figure n°28 : Microscopie électronique à balayage, ettringite aciculaire (aiguille) dans un béton [Mitani, 2003].

- **Phase dormante :**

Les cristaux d'ettringite ainsi formés se déposent dans l'espace intergranulaire ou recouvrent progressivement la surface des grains de C_3A pour former une couche cristalline faiblement perméable qui ralentit l'hydratation et la dissolution des grains anhydres de C_3A . C'est la raison pour laquelle cette ettringite est appelée « ettringite bloquante » [Michaud et Suderman, 1999].

L'hydratation du C_3A continue, durant toute cette phase, selon une cinétique lente contrôlée par le seul processus de diffusion de l'eau et des espèces ioniques entre les grains de C_3A et la solution interstitielle au travers de la couche d'ettringite bloquante.

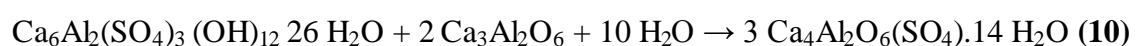
Une période dormante, comparable à celle du C_3S , mais de plus longue durée apparaît. Cette phase, caractérisée par une vitesse de formation d'ettringite lente associée à un flux thermique faible, permet de conserver la maniabilité des bétons aux cours des premières heures, ce qui signifie que la prise du béton est conditionnée par les seules réactions d'hydratation du C_3S .

- **Phase post-dormante et épuisement du gypse :**

Durant cette phase, la couche protectrice de l'ettringite bloquante devient de plus en plus perméable, ce qui se traduit par une accélération de la formation de l'ettringite dans la solution interstitielle jusqu'à l'épuisement du gypse. L'ettringite précipite sous forme d'aiguilles de dimensions beaucoup plus grandes comparativement à celles de l'ettringite bloquante (épaisseur des cristaux $> 0.5 \mu\text{m}$ et leurs longueurs sont de l'ordre de $6 \mu\text{m}$):

Il convient de ne pas omettre que la teneur en gypse dans les ciments est limitée, il y a donc nécessairement un excès de C_3A par rapport au gypse. D'autant plus que la formation de l'ettringite nécessite 3 moles de sulfate de calcium pour une mole de C_3A .

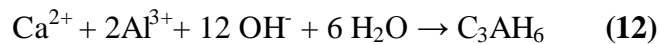
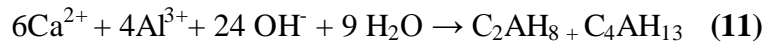
Lorsque le gypse est totalement consommé, généralement entre 10 et 24 heures après le gâchage, la solution interstitielle devient rapidement sous-saturée par rapport à l'ettringite. En effet, celle-ci, par manque de sulfates, devient instable, se dissout pour devenir une nouvelle source de sulfates et former avec l'aluminate de calcium anhydre excédentaire un nouveau composé : le monosulfoaluminate de calcium hydraté appelé plus souvent monosulfate selon l'équation suivante :



Cette réaction consomme donc 2 moles de C_3A par mole d'ettringite, ce qui entraîne une dissolution rapide du C_3A .

Réaction à long terme :

La conversion totale de l'ettringite en monosulfate s'effectue habituellement au bout de quelques semaines. S'il reste encore du C_3A , celui-ci réagira seul avec de l'eau pour donner de nouveaux aluminates de calcium hydratés de stabilité différente et de moins en moins riches en sulfates selon des réactions résumées par les équations suivantes :



Ces réactions se déroulent pratiquement en l'absence de sulfate de calcium par conséquent le flux thermique augmente d'où l'intérêt de synchroniser l'épuisement du gypse avec la prise du C_3S et bénéficier de l'effet accélérateur dû à l'augmentation de la température.

3.4) Hydratation du C_4AF :

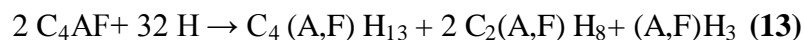
Dans des conditions d'hydratation analogues, l'hydratation de la phase aluminoferrite tétracalcique C_4AF se rapproche de celle du C_3A , mais se déroule beaucoup plus lentement en libérant moins de chaleur. Elle n'est pas complètement élucidée et sa description diffère d'un auteur à un autre.

La réactivité du C_4AF vis-à-vis de l'eau dépend principalement de sa teneur en fer, une augmentation de cette dernière se traduit par un ralentissement de l'hydratation du C_4AF .

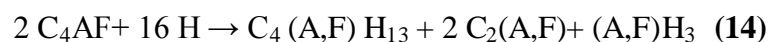
Tout comme l'hydratation du C_3A , celle du C_4AF donne naissance à des hydrates différents selon qu'elle soit effectuée en présence ou non de sulfate de calcium.

3.4.1) Hydratation du C_4AF en l'absence de sulfates :

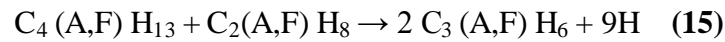
En l'absence de sulfate de calcium et en présence d'eau, le C_4AF réagit pour former d'abord des hydrates de ferroaluminate de calcium $C_4(A,F)H_{13}$ et $C_2(A,F)H_8$ selon l'équation n°13 ou du $C_4(A,F)H_{13}$ et C_2AF selon l'équation n°14 :



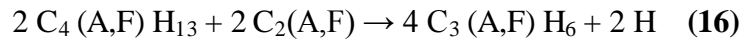
ou



Ces hydrates, étant relativement instables, se transforment ensuite en un composé thermodynamiquement le plus stable qui est le $C_3(A,F)H_6$ conformément aux équations suivantes :

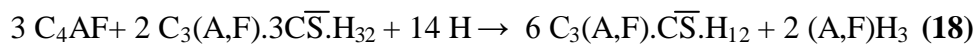
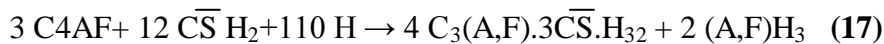


Ou



3.4.2) Hydratation du C_4AF en présence de sulfates :

En présence de sulfate de calcium, l'hydratation du C_4AF est plus efficacement ralentie que celle du C_3A [Fukuhara et Al, 1981] et produit dans un premier temps une forme élevée de $\overline{\text{sulfoaluminat}}$ de calcium qui est en fait une ettringite de fer de formule $C_3(A,F).3\overline{\text{CS}}.H_{32}$ se présentant sous la forme de courts cristaux prismatiques. Lorsque la teneur en sulfates diminue dans le milieu réactionnel, cette ettringite réagit avec le C_4AF restant pour se transformer en monosulfoferrialuminat de calcium $C_3(A,F).\overline{\text{CS}}.H_{12}$. Parallèlement à ces deux réactions, des composés amorphes d'hydroxydes de fer et d'aluminium sont produits :



4) Hydratation du ciment Portland :

La réaction d'hydratation du ciment Portland se déroule comme une combinaison des réactions des principaux constituants du clinker précédemment présentées.

Le processus d'hydratation du ciment ne peut être perçu comme de simples conversions de phases anhydres en phases hydratées correspondantes (Taylor, 1997) du fait des interactions chimiques et thermiques qui se produisent entre les différents constituants en cours d'hydratation. C'est ainsi que la dissolution de chaque phase anhydre est tributaire des autres phases dans la mesure où elle dépend des concentrations ioniques dans la solution interstitielle.

Les réactions chimiques liées à l'hydratation du ciment Portland sont exothermiques. La chaleur dégagée permet un suivi chronologique de l'évolution du processus d'hydratation du ciment. Processus, en fait, similaire à celui du C_3S et s'effectue selon une cinétique variable conséquence de la variation du flux thermique. Ces variations permettent d'identifier cinq périodes distinctes qui apparaissent sur la figure ci-après à savoir :

La pré-induction, l'induction (période dormante), l'accélération, la décélération et la consolidation.

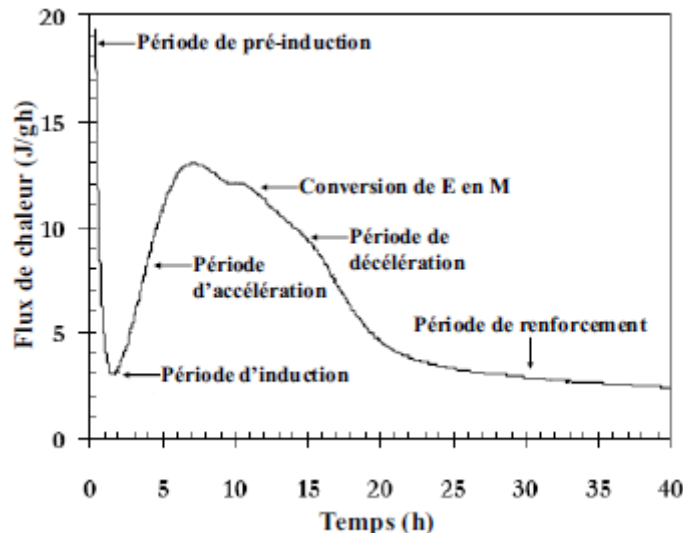


Figure n°29 : Thermogramme de l'hydratation d'un ciment Portland faisant apparaître les cinq périodes du processus d'hydratation (E= ettringite et M= monosulfate).

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

Lorsque le ciment est mis en présence d'eau, ses constituants les plus facilement solubles tels que Na_2SO_4 , K_2SO_4 , CaO (chaux libre), $\text{CaSO}_4 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ se dissolvent rapidement en libérant dans l'eau de malaxage les ions Ca^{2+} , SO_4^{2-} , K^+ , Na^+ et OH^- . Ce processus de dissolution s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur.

Parallèlement, les phases minérales les plus réactives du clinker C_3A et C_3S subissent une hydrolyse qui se solde notamment par la libération dans la phase aqueuse d'ions Ca^{2+} et OH^- . Le pH de la solution croît rapidement pour atteindre des valeurs supérieures à 13. Une couche d'hydrates amorphes, constituée principalement d'ettringite en raison de l'importante réactivité des aluminates, se forme et recouvre les particules anhydres du ciment constituant ainsi une barrière protectrice de faible perméabilité qui gêne la diffusion de l'eau et des espèces ioniques entre les grains anhydres et la solution environnante. Les vitesses de réaction se déroulent au ralenti et le flux thermique est fortement diminué.

La période de pré-induction dure environ 15 minutes. Il faut, toutefois, savoir que les délimitations dans le temps des différentes périodes ne représentent en fait que des indications. La durée de chaque période dépend, en réalité, de nombreux facteurs tels que le type de ciment, le rapport E/C, la température,....

- **Période d'induction ou phase dormante (15 mn à 4 heures) :**

Cette période connaît une inhibition temporaire de l'hydratation causée par l'effet barrière de la couche d'hydrates formée durant la période précédente et qui retarde de façon significative la migration de l'eau et des espèces ioniques vers les zones anhydres à l'intérieur

des grains de ciment. Les processus de solubilisation-précipitation sont alors considérablement ralentis.

Il s'ensuit une diminution importante du flux thermique et une progression lente de l'hydratation. Durant cette période, la pâte de ciment reste maniable et permet par conséquent une mise en œuvre facile du béton.

- **Période d'accélération : (4 à 8 heures) :**

La fin de la période d'induction est marquée par un important dégagement de chaleur révélateur d'une reprise intense des réactions d'hydratation du ciment anhydre consécutive à la rupture de la couche barrière d'hydrates sous l'effet conjugué des pressions mécaniques et osmotiques ou à la suite de transformations physico-chimiques au sein de la couche d'hydrates formée. Les processus de solubilisation-précipitation reprennent intensément et l'on assiste à une précipitation massive de C-S-H et de la portlandite. La formation de l'ettringite continue également. La couche de C-S-H entourant les grains s'épaissit de plus en plus jusqu'à atteindre un état rigide : C'est le début de la prise.

- **Période de décélération (8 à 24 heures) :**

L'augmentation de l'épaisseur de la couche d'hydrates recouvrant les grains anhydres limite encore une fois la diffusion de l'eau et des espèces ioniques vers les zones internes encore anhydres. Cet effet, conjugué à l'épuisement graduel des phases réactives du clinker, provoque une diminution progressive de la cinétique d'hydratation régie désormais par la diffusion.

Le taux de sulfate dans la phase aqueuse diminue progressivement jusqu'à ne plus suffire à la formation d'ettringite qui par réaction avec le C_3A se transforme en monosulfate (**Voir équation n° 10**).

La phase C_4AF subit également un processus similaire à celui de la phase C_3A . La concentration de la solution interstitielle en ions Ca^{2+} diminue tandis que celles relatives aux ions K^+ , Na^+ et OH^- augmentent. Le pH atteint alors des valeurs comprises entre 13 et 14..

- **Période de consolidation (1 à 28 jours) :**

L'hydratation devenue dépendante de la seule diffusion de l'eau et des espèces ioniques à travers les couches d'hydrates entourant les zones internes encore anhydres du ciment, se poursuit lentement tant que subsiste de l'eau et jusqu'à épuisement total du clinker. Il apparaît donc que la poursuite des réactions d'hydratation à long terme dépend dans une large mesure du rapport E/C. En effet, pour de faibles rapports E/C, l'hydratation peut s'interrompre par manque d'eau mais elle continue jusqu'à consommation d'une quantité importante de ciment dans le cas de rapports E/C suffisamment élevés.

En définitive, une pâte de ciment complètement hydratée se réduit principalement à un mélange de C-S-H et de portlandite. Ce dernier hydrate, en maintenant un pH fortement basique dans la phase aqueuse, permet de passiver les aciers utilisés dans le béton armé et de les protéger ainsi de la corrosion. Par ailleurs, ce même hydrate, considéré comme une réserve de chaux, permet de mobiliser des réactions pouzzolaniques avec certaines additions minérales réactives pour former des C-S-H secondaires.

5) Exothermie de la réaction d'hydratation du ciment Portland:

Les réactions d'hydratation des ciments sont exothermiques car elles s'accompagnent d'un dégagement de chaleur. Elles sont également thermoactivées, en effet, une augmentation de la température provoque une accélération des réactions d'hydratation menant à une augmentation de la vitesse de dégagement de chaleur. Inversement, une diminution de la température se traduit par un ralentissement des réactions d'hydratation et donc d'une diminution du dégagement de chaleur.

La chaleur libérée peut donc être perçue comme un indicateur de l'avancement chimique du processus d'hydratation. La figure suivante résultat du suivi calorimétrique de l'hydratation du ciment montre une courbe décrivant l'évolution dans le temps du flux de chaleur. Ce dernier se caractérise, en général, par l'existence de trois pics ou maxima de dégagement de chaleur.

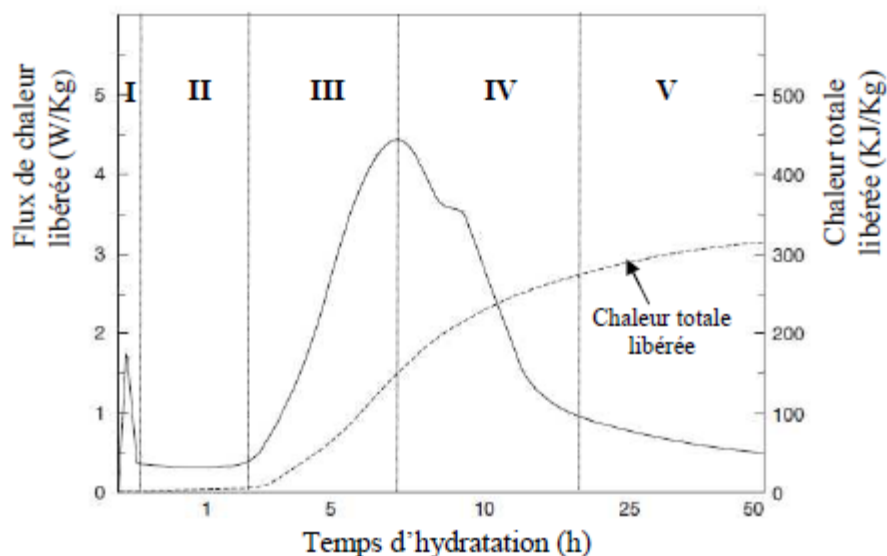


Figure n°30 : Chaleur d'hydratation d'une pâte de ciment (Moir, 2005).

- **Premier pic :** C'est le pic de flux thermique le plus intense. Il correspond à l'hydratation rapide et violente des phases C_3A et C_3S présentes à la surface des grains de ciment. La durée de cette période est très courte et suivie de la période dormante au cours de laquelle un ralentissement important de la vitesse d'hydratation est observé ainsi qu'une diminution du

dégagement de chaleur. Les phénomènes physico-chimiques régissant la phase dormante font que la pâte de ciment demeure malléable et peut donc être travaillée.

- **Deuxième pic** : Comparativement au premier pic, le second pic est moins intense et dure plus longtemps. Il est le résultat d'une réaction plus lente et de durée plus importante. L'accélération du dégagement de chaleur et une recrudescence des réactions d'hydratation marquant la fin de la période dormante. Le second pic est atteint dans le cas d'un ciment normal entre 9 et 10 heures.

Les hydrates formés s'enchevêtrent de plus en plus pour provoquer la prise du ciment. Après ce pic, survient durant une longue période un ralentissement de la vitesse d'hydratation conséquence du recouvrement quasi-total des surfaces des grains anhydres par les hydrates formés si bien que la réaction d'hydratation devient gouvernée par un processus non plus chimique mais diffusionnel.

-**Le troisième pic** : Ce sont la plupart, mais pas l'ensemble des ciments qui présentent un troisième pic de dégagement de chaleur. Le moment de son apparition ainsi que son intensité (plus faible que dans le cas des deux pics précédents) varient d'un ciment à un autre. L'avis prépondérant véhiculé par la littérature, lie l'apparition de ce dernier pic à une reprise de l'hydratation du C_3A résiduel après réaction et épuisement du gypse. Il y a donc intérêt de réduire les quantités de C_3A résiduel en adoptant un dosage adéquat en gypse déterminé généralement par l'observation de la chaleur d'hydratation et éviter de la sorte une apparition tardive d'un dégagement de chaleur important.

Par ailleurs, il est bon de noter qu'un dosage excessif de gypse conduirait à une expansion de la pâte de ciment durcie prélude à sa dégradation.

La quantité et la vitesse de dégagement de chaleur dépendent entre autres des facteurs suivants :

- La composition minéralogique du ciment : les phases minérales C_3A et C_3S sont les plus réactives et dégagent le plus de chaleur. La réduction de leurs proportions dans le ciment peut ralentir la vitesse de dégagement de chaleur et par suite de diminuer le flux thermique aux premiers âges. Cette propriété a été à l'origine du développement des ciments à faible chaleur d'hydratation.

- La finesse de mouture : une plus grande finesse de mouture du ciment augmente la surface totale des particules cimentaires susceptibles de réagir. Cela se traduit inéluctablement par une plus grande vitesse des réactions d'hydratation et par conséquent par une quantité de chaleur dégagée plus importante.

- Le dosage en ciment : une plus grande quantité de ciment augmente le dégagement de chaleur. Le dosage du ciment constitue donc, dans un béton, un facteur de contrôle du dégagement de chaleur.

6) Facteurs influençant le processus d'hydratation :

De nombreux facteurs influencent significativement le déroulement et la cinétique de l'hydratation, parmi lesquels on peut citer :

6.1) La composition minéralogique et chimique du ciment :

La composition minéralogique et chimique du ciment influe sur la cinétique de son hydratation dans la mesure où tous les composants ne réagissent pas à la même vitesse (Cope 60 ; Taylor 66 ; Schw 92 ; LEA 98). En effet, les phases minérales C_3A et C_3S , étant les plus réactives, dégagent le plus de chaleur. La réduction de leurs proportions dans le ciment peut ralentir la vitesse de dégagement de chaleur et par suite de diminuer le flux thermique aux premiers âges. Cette propriété a été à l'origine du développement des ciments à faible chaleur d'hydratation.

6.2) La granulométrie et le dosage en ciment :

De nombreux travaux dont les plus récents sont ceux de Bentz et Al [BEN, 99] et de Knudsen [KNUD, 84], ont été consacrés à l'étude des relations liant la distribution de la taille des particules de ciment et la cinétique des réactions d'hydratation. Il s'est avéré, qu'en général et à quantité d'eau initiale égale, une réduction du diamètre médian de la distribution granulométrique du ciment conduisait à une accélération de la cinétique d'hydratation.

La surface spécifique du ciment, directement liée à sa granulométrie et sa finesse de mouture, constitue aussi un facteur d'influence important. Une plus grande surface spécifique, une plus grande finesse de mouture augmentent la surface totale des particules cimentaires susceptibles de réagir, conférant au ciment, de ce fait, une réactivité plus élevée.

D'un autre côté, une augmentation du dosage de ciment se traduit par un dégagement de chaleur plus important. Le dosage en ciment peut constituer éventuellement un facteur de contrôle du dégagement de chaleur.

6.3) les conditions thermiques et hydriques du milieu :

Une élévation de la température du matériau se traduit par une accélération des réactions d'hydratation en raison de leur caractère thermoactivé comme il ressort des nombreux travaux à ce sujet tels que ceux de Kjellsen [KJEL, 92 ; ESCA, 98 ; ODLE, 02].

A l'effet purement cinétique de la température, s'ajoute un rôle thermodynamique puisqu'elle influe sur la nature, la morphologie et la stabilité des hydrates formés [REGO 82 ; KJELL91 et 92 ; PATE 95 ; FAMY 02].

D'un autre côté, les cinétiques d'hydratation des phases minéralogiques du clinker varient selon le taux d'humidité relative du milieu environnant car la sensibilité de chaque phase vis-à-vis de ce paramètre est très différente. Il est également fait mention dans certains travaux que le taux d'humidité affectait la stoechiométrie des C.S.H formés.

6.4) La proportion d'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un des principaux réactants du processus d'hydratation. A ce titre, son influence sur la cinétique des réactions réside dans le fait que les niveaux de concentration ionique dans la solution interstitielle sont d'autant plus élevés que le volume de la phase aqueuse est faible [Nona, 94]. La solution devient donc, plus rapidement sursaturée par rapport aux C.S.H et à la portlandite dans de pareils milieux réactionnels contenant moins d'eau. Cela se traduit par une précipitation plus abondante et plus rapide de ces hydrates durant la période initiale du processus d'hydratation.

6.5) La présence d'ajouts ou d'adjuvants :

Les ajouts, selon leur nature, peuvent avoir un effet accélérateur (fumée de silice) ou retardateur (cendres volantes) [WALL, 00]. Les pouzzolanes, de par leur grande surface spécifique (cas des fumées de silice) constituent des sites de nucléation et de germination aux hydrates de ciment.

Les adjuvants peuvent accélérer ou retarder la prise [REGO, 1982] ou avoir un effet d'écran vis-à-vis de l'hydratation du ciment (cas des fluidifiant).

Les figures suivantes représentent les principaux hydrates au moyen d'images observées au Microscope électronique à balayage (MEB) et d'une schématisation modélisant la structure des C.S.H.

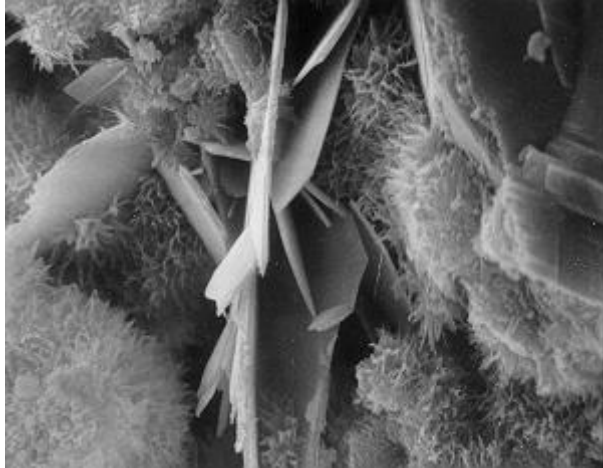


Figure n° 31 : Pâte de ciment à 7 jours d'âge ; Fibres de C.S.H (MEB 1100x).
[Mitani.2003].

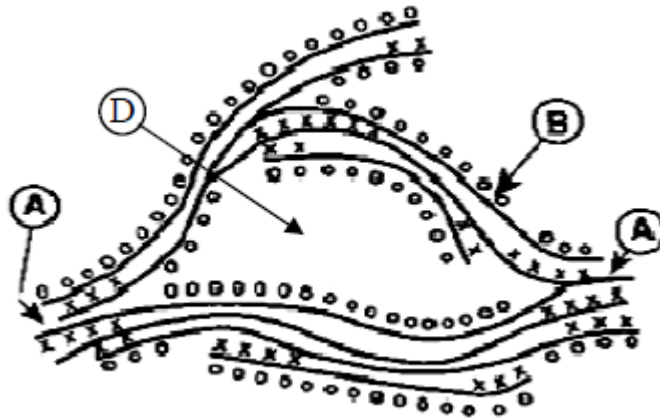


Figure n°32 : Schématisation de la structure des C-S-H, [Feldman & Sereda (1970) et Folliot & Buil,1982].
A : liaisons interfeuillets, x : eau dans les espaces intercouches, Feuilletts (couches) de C-S-H, o : eau physiquement adsorbée, D : large pore du gel

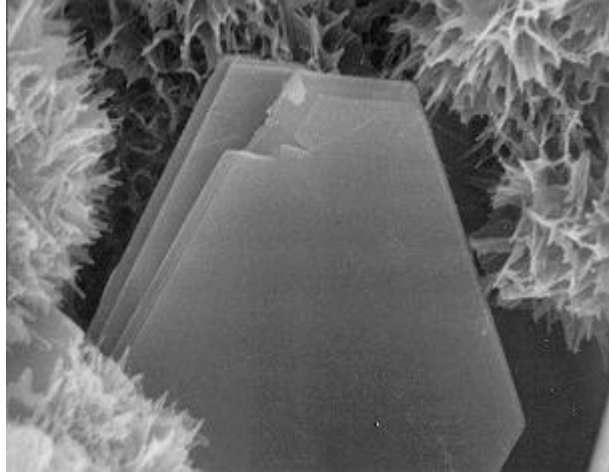


Figure n°33: Pâte de ciment à 7 jours d'âge ; Cristaux de Portlandite (MEB 7000x). [Mitani, 2003].

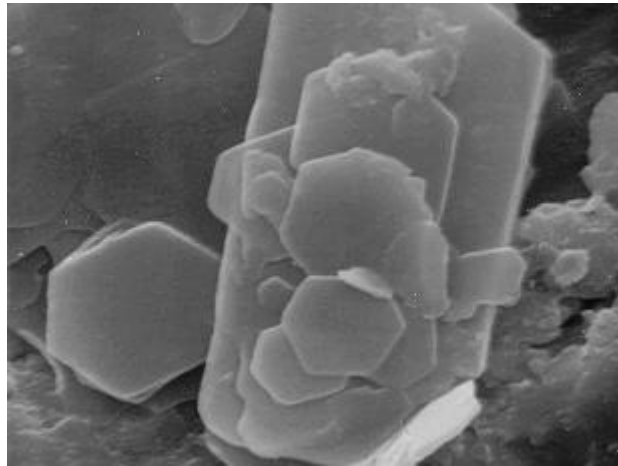


Figure n°34 : Cristaux de C_4AH_{13} (MEB 10.000 x). [Mitani, 2003].

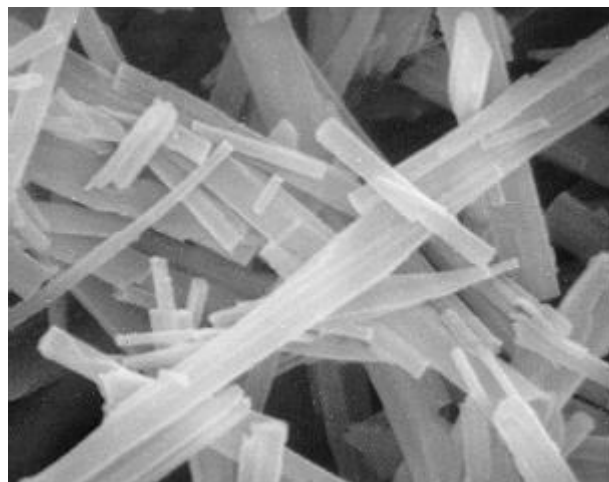
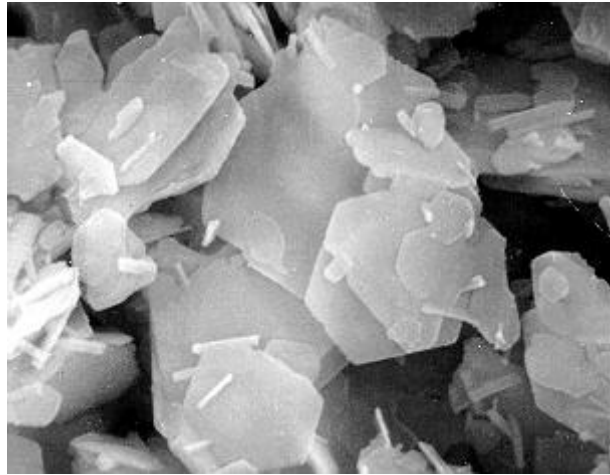


Figure n°35 : Ettringite aciculaire (Aiguille) (MEB 10.000x). [Mitani, 2003].



**Figure n°36 : Cristaux hexagonaux de monosulfoaluminates (MEB 8000x).
[Mitani.2003].**

Chapitre troisième : Propriétés du béton frais et au jeune âge.

1) Introduction :

Pour mieux utiliser le béton, il est nécessaire de bien connaître ses propriétés, d'une part à l'état frais pendant lequel il est plastique et donc facile à mouler et d'autre part, à l'état durci, alors que sa force est définitive et ne peut plus être modifiée tandis que ses caractéristiques continuent à évoluer durant des mois voire des années.

J.Byfors [14] divise le processus de durcissement du béton en quatre phases à savoir :

- Le béton frais.
- le béton au jeune âge.
- Le béton en cours de durcissement.
- Le béton durci.

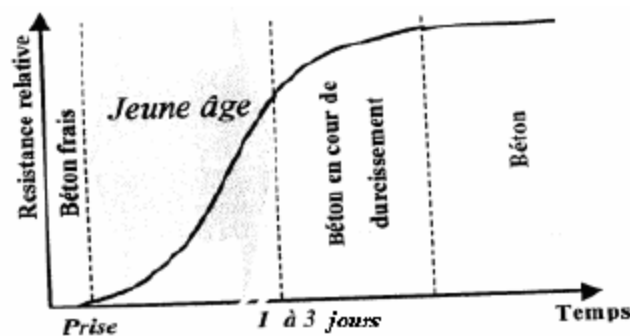


Figure n°37 : Représentation schématique du mécanisme de durcissement.

Le jeune âge du béton est souvent défini de façon conventionnelle comme étant la période qui commence avec le début de prise et se poursuit tant que la résistance du béton reste inférieure à 50% de sa valeur à 28 jours. Elle s'étend généralement pour un béton subissant un durcissement à 20°C de 1 à 3 jours [15].

2) Propriétés du béton frais :

2.1) L'ouvrabilité : Elle constitue, sans nul doute, la propriété essentielle du béton à l'état frais. Propriété évolutive dans le temps qui caractérise la facilité avec laquelle un béton est mis en place pour remplir parfaitement les moules ou les coffrages dont les formes sont parfois complexes et à enrober convenablement les armatures.

Toutefois, de nombreux facteurs influent sur l'ouvrabilité tels que le type de ciment, la teneur en pâte de ciment, grosseur et forme des granulats, granularité du sable, dosage en eau etc...

Ce dernier facteur joue un rôle prépondérant dans l'ouvrabilité du béton frais. Cependant, son dosage ne peut être augmenté au-delà d'une certaine valeur dans le seul but d'améliorer l'ouvrabilité sans entraîner des inconvénients tels que :

- Risque de ressuage.

- Augmentation de la porosité d'où diminution de la durabilité.
- Diminution de la compacité et corrélativement des résistances.
- Risque de ségrégation des constituants du béton.
- Augmentation du retrait.
- Un état de surface défectueux se traduisant notamment par du bullage.

A l'opposé, avec un béton trop sec, le remplissage des coffrages et l'enrobage des armatures sont mauvais.

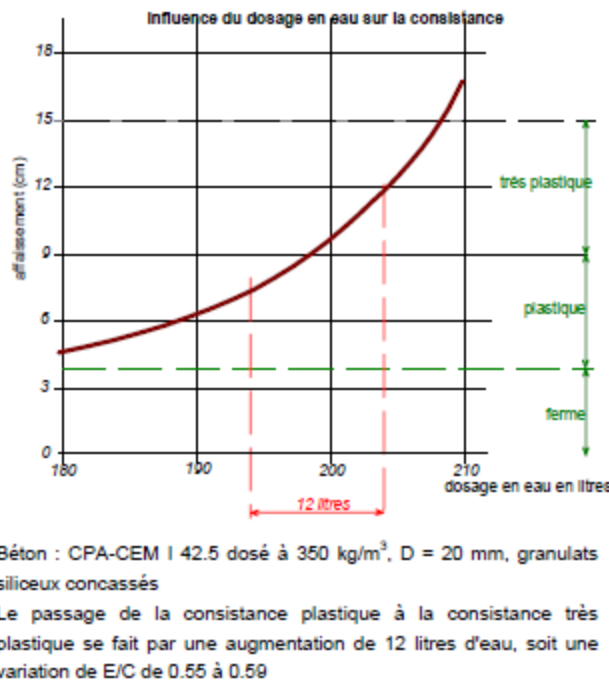


Figure n°38 : Influence du dosage en eau sur la consistance [16].

Le ciment est également un facteur qui conditionne l'ouvrabilité du béton par son dosage et principalement à travers sa surface spécifique qui fait que le besoin en eau résultant varie d'un ciment à un autre. Plus ce besoin est important plus l'ouvrabilité est faible.

D'un autre côté, à dosage en ciment constant, l'ouvrabilité du mélange augmente avec le dosage en eau.

Par ailleurs, l'ouvrabilité d'un béton s'accroît lorsque la teneur en pâte de ciment augmente. Cela s'explique par le fait que la teneur en pâte étant plus élevée, celle-ci remplit non seulement les vides et enrobe les grains mais aussi les écarte les uns des autres en créant entre eux des couches épaisses qui diminuent le frottement entre les grains et favorise de ce fait l'ouvrabilité du mélange.

Toutefois, l'augmentation de la quantité de sable au-delà de sa limite optimale déterminée généralement par la pratique, diminue la fluidité de la pâte par suite de l'accroissement de la surface totale des granulats.

La forme des grains influe également sur l'ouvrabilité dans la mesure où le frottement entre des grains arrondis et lisses est moins important que dans le cas de grains de forme angulaire et de surface rugueuse.

Enfin, un dernier cas est à considérer, lorsque la proportion des gros granulats est importante, il s'ensuit que la somme de la surface des grains est moindre, par conséquent, pour une même quantité de pâte de ciment, les couches intermédiaires entre les différents grains se retrouvent plus épaisses ce qui permet d'accroître l'ouvrabilité du béton.

En fait, l'ouvrabilité s'apprécie à travers des observations et des jugements de valeur qui peuvent différer d'un expérimentateur à un autre et contenir par conséquent une part de subjectivité. De nombreux essais normalisés et tests divers ont été, à cet effet, développés afin de caractériser l'ouvrabilité au moyen d'une grandeur unique : la consistance.

Différentes propriétés physiques du béton frais ont été utilisées pour mesurer la consistance telle qu'une porosité après mise en place, un temps d'écoulement entre deux repères ou encore un affaissement etc...

2.2) Mesure de la consistance :

Une énumération complète de tous les dispositifs servant à la mesure de la consistance serait de peu d'intérêt, on se contentera de présenter succinctement dans ce qui suit les essais de mesure les plus couramment employés de nos jours.

La norme Européenne NF EN 206-1 d'avril 2004 retient quatre types d'appareils destinés à la mesure de la consistance du béton frais à savoir :

- Cône d'Abrams ou slump test (NF P18-451):

C'est de loin la méthode de mesure de la consistance la plus employée et la plus connue universellement. C'est un essai essentiellement statique qui peut être effectué aisément sur chantier, cependant il ne permet pas de caractériser de manière satisfaisante des consistances relatives à des bétons trop secs ou trop fluides.

L'essai consiste en la mesure de l'affaissement d'un volume de béton frais de forme tronconique.

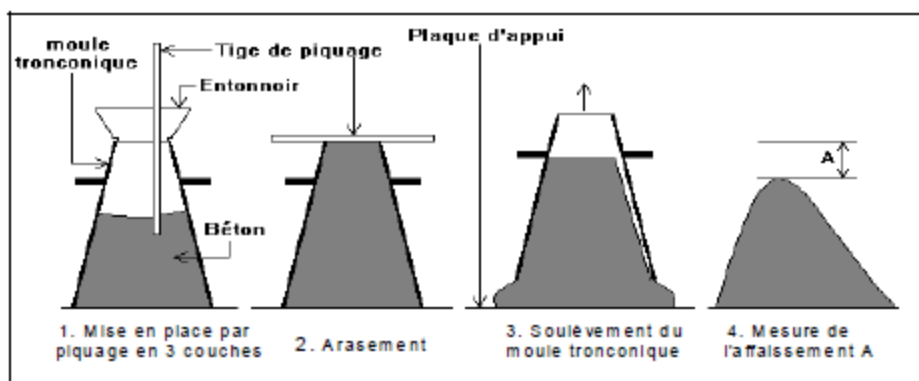


Figure n°39 : Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.

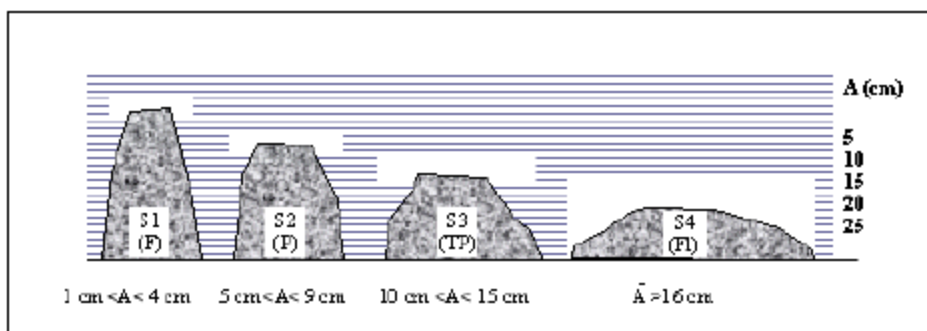


Figure n°40 : Classes de consistance mesurée au cône d'Abrams.

La norme NF EN 206-1 définit à travers cet essai cinq classes de consistance mentionnées dans le **tableau n°07** suivant :

Tableau n°07 : Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams		
Classe	Consistance du béton	Affaissement (en mm) au cône d'Abrams
S ₁	Ferme	10-40
S ₂	Plastique	50-90
S ₃	Très Plastique	100-150
S ₄	Fluide	160-210
S ₅	Très fluide	≥ 220

- Essai Vébé (norme ISO 4110) :

Essai particulièrement indiqué pour tester les bétons à faible ouvrabilité et dont la dimension maximale D_{max} ne dépasse pas 40 mm.

Dans cet essai, la consistance se détermine par la mesure du temps t exprimé en secondes, mis par un cône de béton frais (cône d'Abrams) à remplir un volume connu d'un moule cylindrique sous l'effet d'une vibration donnée. Plus le temps est court, plus le béton est considéré comme fluide.



Essai Vébé

Figure n°41 : Appareil utilisé pour l'essai Vébé.

La norme NF EN 206-1 définit en fonction du temps t cinq classes de consistance Vébé présentées dans **le tableau n°08** suivant :

Classe	V ₀	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
Temps à l'essai Vébé	≥ 31 s	30s à 21s	20s à 11s	10s à 6s	De 5 à 3s

Tableau n°08 : Classes de consistance Vébé.

- Essai de compactibilité :

De même que l'essai précédent, la dimension maximale des granulats est limitée à 40mm. La consistance est appréciée au moyen du rapport entre le volume apparent de béton frais avant et après compactage sous vibration dans un récipient de volume fixé. Ce rapport appelé « indice de serrage » est d'autant plus faible que le béton est plus fluide.

La norme NF EN 206-1 définit sur la base de cet essai quatre classes de serrage apparaissant dans **le tableau n°09** suivant :

Classe de serrage	C ₀	C ₁	C ₂	C ₃
Indice de serrage	≥ 1.46	De 1.45 à 1.26	De 1.25 à 1.11	De 1.10 à 1.04

Tableau n°09: Classe de serrage. Essai de compactibilité.

- Essai d'étalement à la table de secousse :

Essai particulièrement adapté aux bétons très fluides adjuvantés en superplastifiant. La consistance dans cet essai se détermine par la mesure de l'étalement sur un plateau d'un tronç

de cône de béton frais soumis à son propre poids et à une série de secousses. Plus l'étalement est grand plus le béton est fluide.



Essai d'étalement

Figure n°42 : Appareil utilisé pour l'essai d'étalement.

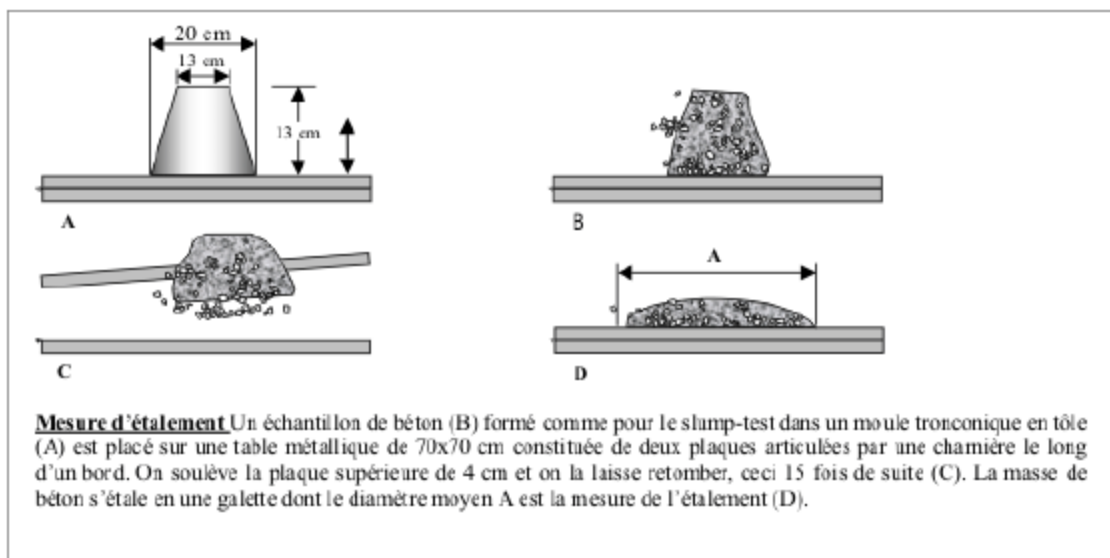


Figure n°43 : Essai d'étalement à la table

La norme NF EN 206-1 définit 6 classes d'étalement comme le montre le **tableau n°10** suivant :

Classe d'étalement	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	F ₆
Diamètre d'étalement (en mm)	≤ 340	De 350 à 410	de 420 à 480	De 490 à 550	De 560 à 620	≥ 630.

Tableau n°10 : Classification des bétons selon l'essai à la table.

Il importe cependant de noter que la norme NF EN 206-1 ne mentionne pas l'existence de correspondance normalisée entre les différentes classes de consistance issues des essais précédents. Certains auteurs pensent qu'une telle correspondance entre ces différents essais

est possible dans la mesure où elle est réservée aux bétons courants présentant un dosage en fines voisin de l'optimum.

- Essai de maniabilité LCL :

Un autre essai, utilisé en France, non cité par la norme NF EN 206-1 et régi par la norme P18-452, est l'essai de maniabilité. Il consiste à mesurer le temps d'écoulement t d'un talus de béton frais contenu dans un compartiment parallépipédique sous l'effet d'une vibration. Le temps t est d'autant plus court que le béton ou mortier est plus fluide, maniable et de bonne ouvrabilité. L'essai de maniabilité est plus particulièrement indiqué pour apprécier l'efficacité d'un adjuvant plastifiant ou superplastifiant sur la fluidification d'un mortier ou un béton ou encore sur la réduction d'eau qu'il permet de réaliser à consistance égale.

L'utilisation de cet essai a permis d'aboutir aux appréciations et valeurs suivantes :

- Bétons mous et très fluides, $t \leq 10$ secondes.
- Bétons très plastiques $t \approx 15$ secondes.
- Bétons de bonne ouvrabilité $20 \leq t \leq 30$ secondes.
- Bétons secs, peu maniables et d'ouvrabilité défectueuse $t \geq 40$ secondes.



Maniabilimètre
Figure n°44 : Le maniabilimètre

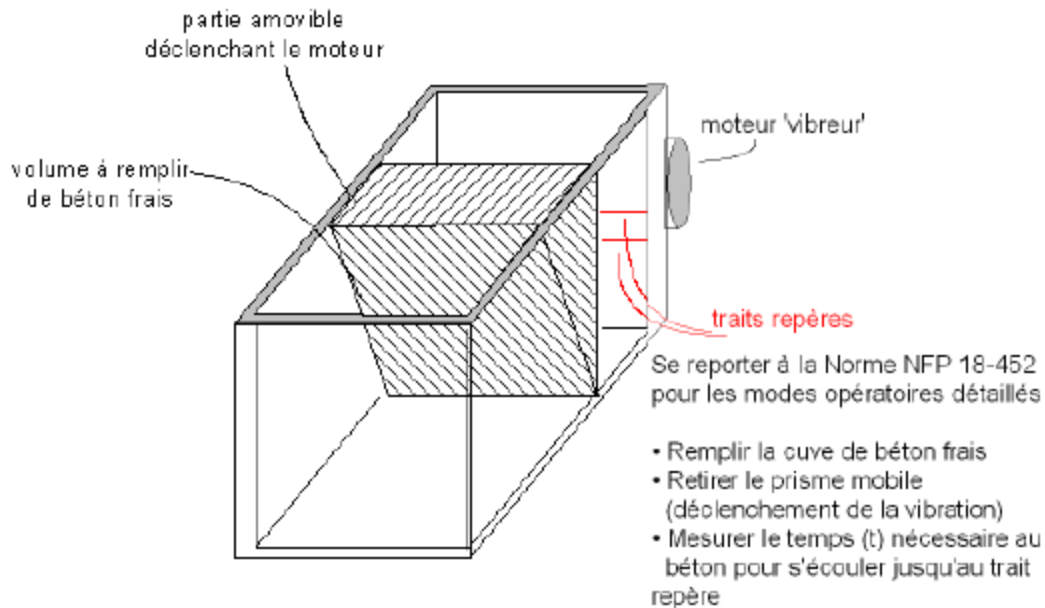


Figure n°45 : Schéma détaillé de l'appareil « Le maniabilimètre » [16].

2.3) Comportement rhéologique du béton frais :

Certains auteurs présentent le béton frais comme un matériau intermédiaire entre un fluide et un empilement humide de particules. En tant que liquide, il doit couler pour remplir un volume de forme quelconque dont les dimensions doivent être supérieures à la taille maximale des granulats. D'un autre côté et à la différence d'un fluide, le mélange granulaire, lorsqu'il est cisailé, présente des variations volumiques cause d'une perte probable de son homogénéité. Différents modèles de base ont été proposés pour expliquer le comportement rhéologique du béton à l'état frais dont certains sont présentés dans la figure suivante :

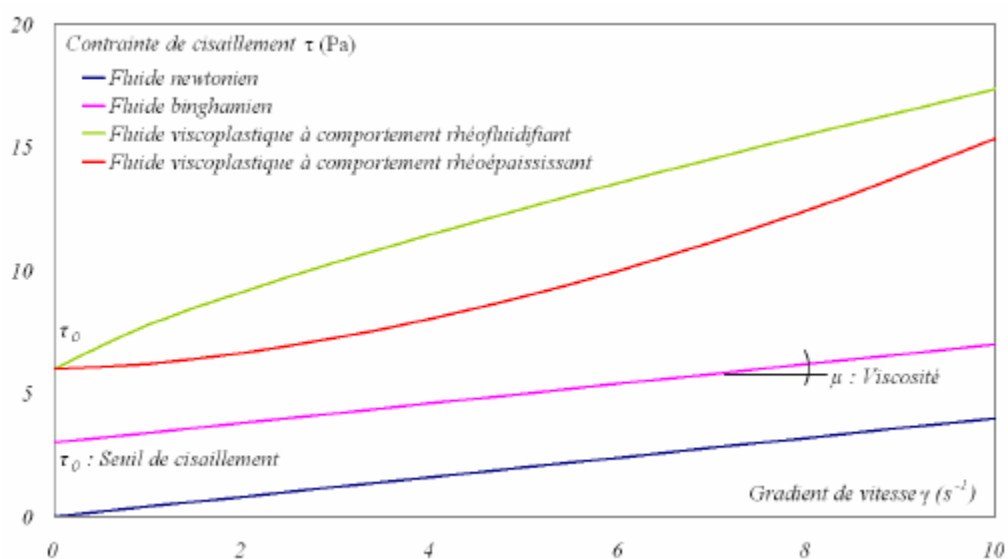


Figure n°46 : Courbes représentatives de modèles rhéologiques du béton à l'état frais. [Cyr,1999].

Cependant, les travaux entrepris par Tattersall et son équipe ont permis de conclure d'une part que le comportement du béton frais durant son écoulement correspondait tout à fait bien au modèle de Herschel-Bulkly caractérisé par trois paramètres physiques et d'autre part que l'écoulement du béton frais ne pouvait plus être décrit logiquement par un seul paramètre à savoir la consistance mais que deux termes au moins étaient nécessaires. Le modèle de Herschel-Bulkly suppose l'existence d'une loi de puissance reliant la contrainte de cisaillement et le gradient de vitesse selon l'équation suivante :

$$\tau = \tau_0 + m \gamma^n$$

où : τ = Contrainte de cisaillement appliquée à l'échantillon.

γ = Gradient de vitesse

τ_0 , m et n étant trois paramètres qui caractérisent l'écoulement du matériau testé.

Toutefois, l'utilisation d'un modèle à trois paramètres est source de plusieurs difficultés dont les deux principales se résument à :

- Lorsque le nombre de points expérimentaux est limité, l'incertitude sur la valeur de chaque paramètre est plus importante que dans un modèle à deux paramètres.
- Le contrôle des propriétés d'écoulement du béton devient plus complexe lorsque l'on change les proportions de la formule.

C'est pourquoi, le béton frais est plutôt assimilé à un fluide de type Binghamien dont le modèle, approche simplifiée du modèle précédent, constitue très souvent une approximation acceptable qui réduit, en pratique, le nombre de paramètres physiques à deux, L'équation suivante traduit ce modèle :

$$\tau = \tau_0 + \mu \gamma$$

Où : τ_0 = représente le seuil de cisaillement d'ailleurs bien corrélé à l'affaissement au cône d'Abrams et correspond de ce fait à la notion courante de consistance. Il est considéré comme étant la contribution de la phase solide.

μ = Viscosité plastique exprimée en Pascal-seconde (Pa-s) considérée quant à elle comme étant la contribution de la phase liquide du béton et qui peut expliquer les phénomènes observés notamment au niveau des BHP concernant le collage sur les parois des moules ou encore celui du figeage d'un BHP au repos depuis un certain temps.

γ = Gradient des vitesses.

Le modèle de Bingham apparaît donc comme un modèle de Herschel-Bulkly dont l'exposant n est égal à 1 et le paramètre m devient la viscosité plastique μ .

2.4) La ségrégation :

La ségrégation, phénomène fondamentalement lié à la nature hétérogène du béton, peut être défini comme étant la séparation de ses constituants de sorte que leur distribution ne soit plus uniforme.

Au cours de la dernière phase de la chaîne de sa fabrication, le matériau béton est soumis à différentes manipulations susceptibles d'affecter sa qualité, son homogénéité et compromettre tous les soins apportés à sa composition et à son malaxage et finir par provoquer sa ségrégation.

En effet, une vibration excessive, la chute d'une trop grande hauteur dans les coffrages sans précautions particulières ou à travers des ferraillements parfois très denses, sont autant de facteurs potentiels qui peuvent amener les éléments constitutifs du béton à se séparer les uns des autres et à se ségréger selon les différences dans leurs grosseurs et/ou leurs densités.

La ségrégation peut être à l'origine de graves défauts comme la porosité du béton, nids de gravier mal enrobés, ou à l'inverse, un excès de mortier et d'eau. Ces défauts affectent non seulement l'esthétique du matériau par des parements défectueux mais aussi sa durabilité vis-à-vis des agressions extérieures.

2.5) Le ressuage :

Le phénomène de ressuage se produit lorsque l'assemblage granulaire du béton frais mis en place et sujet à un tassement progressif sous l'effet de son propre poids, ne permet plus de retenir toute l'eau de gâchage. Une fine pellicule d'eau claire apparaît alors à la surface supérieure du béton.

Le ressuage peut être considéré comme une forme particulière de ségrégation qui survient entre l'eau et les constituants solides du béton.

Lorsque le ressuage est trop important, des difficultés de mise en œuvre (ségrégation, déformations, fissuration...) sont à craindre.

Le ressuage débute initialement à un taux constant pour décroître progressivement par la suite et prendre fin dès que la pâte de ciment ait suffisamment durci pour stopper le processus de sédimentation.

Le ressuage est donc intimement lié au temps de prise particulièrement dans le cas de bétonnage par temps froid caractérisé par un ralentissement de la réaction d'hydratation qui octroie de ce fait un temps supplémentaire au ressuage pour se développer.

Différents paramètres influencent à des degrés divers le phénomène de ressuage dont les principaux sont :

- **Le ciment :**

L'augmentation de la finesse du ciment a pour effet de réduire le ressuage. En effet, les particules fines s'hydratent plus rapidement et présentent un taux de sédimentation plus faible. Les bétons fortement dosés sont également moins susceptibles de ressuer.

- **L'ossature minérale du béton :**

- A durée de prise égale, le ressuage est moindre en présence d'une proportion correcte d'éléments fins (voisinage de l'optimum en fines).
- Il a été également constaté que l'incorporation de cendres volantes ou de fumées de silice dans la composition du béton réduit de manière significative la tendance au ressuage.

- **L'influence des adjuvants :**

Généralement, les superplastifiants permettent une diminution du ressuage exception faite pour les cas où l'affaissement est très élevé ou si leur utilisation est associée à un adjuvant retardateur. Ce dernier en retardant l'avènement de la prise donne plus de temps au ressuage de se développer, d'où l'intérêt d'utiliser en même temps un entraîneur d'air dont l'effet sur la réduction du ressuage sera prédominant.

2.6) Le volume d'air occlus (NF P 18-353) :

Un béton ouvrable, même s'il contient suffisamment d'eau pour emplir les vides du squelette granulaire, renferme toujours, après un serrage quel que soit son intensité, un certain volume d'air appelé « air occlus », qui ne doit pas être confondu avec l'air placé volontairement dans le mélange au moyen d'un adjuvant entraîneur d'air dans le but d'améliorer la maniabilité du béton et de lui conférer une protection contre l'effet du gel-dégel. La mesure de la quantité d'air occlus se fait à l'aide d'un aéromètre selon des procédures normalisées. L'évaluation quantitative de l'air occlus permet non seulement de connaître la composition exacte d'une unité de volume de béton en place mais aussi de prédire les propriétés mécaniques du béton durci (l'air occlus affecte par exemple la résistance à la compression au même titre que le volume d'eau).

La quantité d'air occlus est fonction de nombreux facteurs parmi lesquels :

- La granulométrie des granulats ainsi que la dimension D_{max} des plus gros éléments.
- La finesse et le dosage en ciment.
- La consistance du mélange.
- L'intensité du serrage du mélange au moment de sa mise en place dans les moules ou coffrages.

Le tableau **suisant n°11 [17]** indique un ordre de grandeur de la quantité d'air occlus en fonction de D_{\max} et de la consistance définie par l'essai d'affaissement au cône d'Abrams. Les valeurs d'air occlus fournies par ce tableau sont parfois utilisées dans l'élaboration de formulation de béton lorsque des valeurs expérimentales du volume d'air occlus ne sont pas disponibles.

Consistance	D= 16 mm	D= 25 mm	D= 40 mm
Ferme ($1\text{cm} \leq \text{Afft} \leq 4\text{cm}$)	29 ± 18	22 ± 13	14 ± 9
Plastique ($1\text{cm} \leq \text{Afft} \leq 4\text{cm}$)	19 ± 10	15 ± 7	09 ± 5
Très plastique ($10\text{cm} \leq \text{Afft} \leq 15\text{cm}$)	16 ± 9	12 ± 7	7 ± 4
Fluide ($\text{Afft} \geq 16\text{cm}$)	10 ± 8	8 ± 6	5 ± 3

Tableau n°11 : Volume d'air occlus rapporté au volume de béton en place en (%).

La mesure de la quantité d'air occlus englobe, dans le cas de l'utilisation d'un adjuvant entraîneur d'air, aussi bien l'air occlus que l'air entraîné. Cette mesure permet notamment d'apprécier l'effet entraîneur d'air de l'adjuvant, donc son efficacité. Rappelons que l'air entraîné se trouve dans le béton sous forme de bulles de dimensions très réduites réparties de façon homogène.

3) Propriétés du béton au jeune âge :

3.1) Porosité interne du béton :

L'eau, ingrédient essentiel du béton, remplit deux fonctions principales :

- Une fonction physique qui confère au béton les propriétés rhéologiques nécessaires à sa mise en œuvre.

- Une fonction chimique qui permet le développement de la réaction d'hydratation.

L'état de l'eau dans la pâte de ciment durcie est fonction de la nature et de l'intensité de la liaison entre l'eau et la phase solide. Les molécules d'eau, selon le modèle de Feldman-Sereda classiquement le plus admis, peuvent se trouver sous les configurations suivantes :

- l'eau hydroxylique : ce sont les hydroxyles OH^- liés soit à des atomes Si ou à des atomes Ca.

- L'eau interfeuillet : elle est fixée avec les hydroxyles par des ponts hydrogènes.

- L'eau adsorbée interlamellaire : c'est l'eau située entre les lamelles, elle est soumise au champ de forces émanant des lamelles.

- L'eau libre : cette eau échappe aux forces superficielles de la phase solide. En excès par rapport à l'eau nécessaire à l'hydratation, elle occupe les pores capillaires et les macropores (dont la largeur est de l'ordre de quelques millimètres). Elle est la première à migrer en cas d'échanges hygrométriques avec le milieu ambiant.

Par ailleurs, pour des raisons de maniabilité et de mise en place des bétons courants, une quantité d'eau de gâchage nettement supérieure à celle nécessaire pour assurer l'accomplissement de la réaction d'hydratation est introduite. Cette eau additionnelle qui ne sera pratiquement jamais liée à des particules de ciment dans la pâte durcie donnera naissance après son départ à une porosité d'autant plus prononcée qu'elle est en excès.

Toutes les propriétés du béton notamment sa résistance en compression ainsi que l'ensemble des indicateurs de sa durabilité vont être conditionnés par cette porosité. Toutefois, l'influence de cette dernière ne s'explique pas par la seule valeur de son volume mais aussi par la taille des pores, leur distribution spatiale et leur géométrie.

La courbe de distribution des pores de la pâte de ciment durcie fait état de l'existence de deux pics correspondants à la dimension de pores bien distincts et dont la position varie selon le rapport E/C.

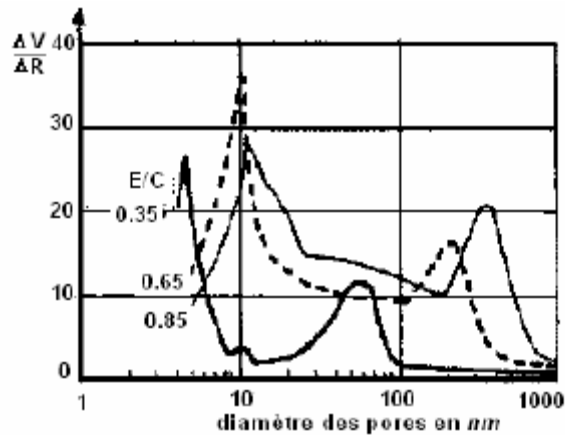


Figure n°47 : Distribution de la taille des pores Dans la pâte de ciment [Verbeck 1968].

3.1.1) Pores relatifs aux hydrates :

Les pores des hydrates sont associés au premier pic des courbes de distribution de la porosité. Cette dernière dépend faiblement du rapport E/C et est due essentiellement aux C-S-H.

Les représentations qui en sont faites, notamment celle décrite par le modèle de Feldman-Sereda (modèle généralement admis pour décrire la porosité à l'échelle nanométrique), permettent de distinguer deux types de pores :

- les pores inter-lamellaires qui sont situés entre les particules de gel.
- Les pores inter-feuillets : situés à l'intérieur même des particules de gel, il s'agit d'espaces extrêmement petits ayant un diamètre de l'ordre de quelques nanomètres et contenant des molécules d'eau adsorbées.

3.1.2) Pores capillaires :

Associés aux seconds pics de la courbe, ils sont considérés comme le résidu des espaces inter-granulaires initialement occupés par l'eau. Leur diamètre, en moyenne égale à quelques centaines de nanomètres, varie dans l'intervalle de 10 nm à 10 µm.

Selon les conditions ambiantes, les pores capillaires peuvent être totalement ou partiellement remplis de molécules d'eau appartenant à la catégorie de l'eau libre. Cette eau peut éventuellement migrer suite à un déséquilibre hydrique ou bien lors de l'application d'un chargement mécanique extérieur.

La porosité capillaire, contrairement à la précédente, dépend grandement du rapport E/C et influence fortement les propriétés de transfert du béton particulièrement lorsque les pores capillaires sont interconnectés.

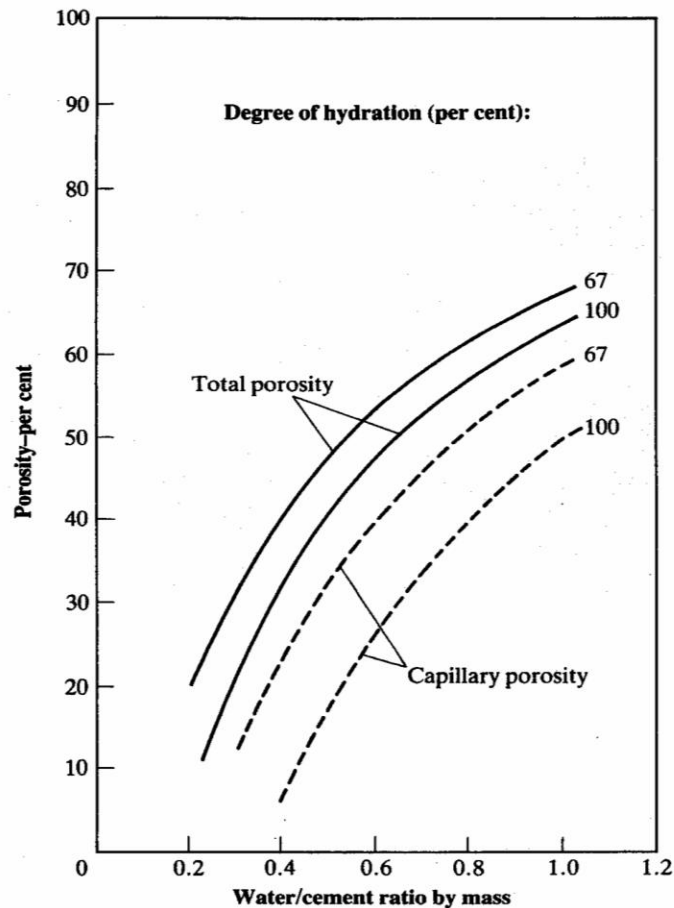


Figure n°48 : Influence du rapport E/C et le degré d'hydratation sur la porosité capillaire et la porosité totale de la pâte de ciment [Neville & Brooks ; 1987].

Les différents pores rencontrés dans les pâtes de ciment durcies, classés en fonction de leurs dimensions et des propriétés qu'ils affectent sont rassemblés dans le **tableau n°12** suivant :

Désignation	Diamètre	Description	Propriétés affectées
Pores de gel	< 0.5 nm	Espaces inter-couches	Retrait et fluage
	0.5-2.5nm	Micropores	Retrait et fluage
	2.5-10nm	Mésopores	Retrait.
Pores capillaires	10-50 nm	Capillaires moyens	Résistance, perméabilité, retrait
	50 nm-1 µm	Larges capillaires	Résistance, perméabilité
	1 µm	Larges capillaires et poches d'air	Résistance

*D'après UIPAC (1994) : micropores < 2nm ; 2nm< mésopores<20nm ; macropores >50nm.

Tableau n°12 : Classification des pores d'après leurs dimensions et les propriétés qu'ils affectent (Mindess & Young, 1981 ; Silva et al ,2001).

3.1.3) Autres porosités :

La description de l'espace poral du béton ne saurait être complète si elle n'inclut pas les vides résultant des inclusions d'air provenant de l'air occlus pendant le malaxage ou de l'emploi d'un adjuvant entraîneur d'air. Cette classe de porosité est généralement considérée comme étant une porosité fermée n'ayant que peu d'influence sur les phénomènes de transferts hydriques.

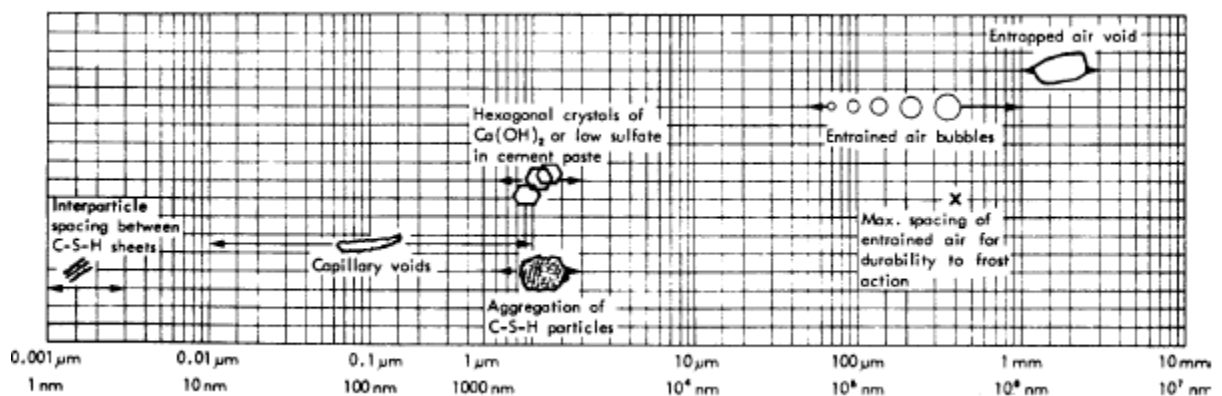


Figure n°49 : Echelle de la taille des solides et des pores dans la pâte de ciment hydraté. [tiré de Metha 1986 concrete structure,properties and materials.Prentice-Hall ; 450p]

La complexité de la géométrie du réseau poreux est particulièrement mise en évidence à travers les termes de connectivité et tortuosité. Celles-ci constituent un paramètre jouant un rôle fondamental dans le transport des fluides au sein du béton. un matériau à forte porosité fermée sera plus étanche qu'un matériau à porosité plus réduite mais connectée.

En se basant sur ces considérations, les pores peuvent être classés en trois familles [Mehta ; 1993] :

- les pores interconnectés ou communicants, qui forment la porosité dite « ouverte » et qui permettent un passage continue à travers le réseau poreux et sont disponibles pour l'écoulement des fluides. La porosité ouverte est sans doute celle qui doit préoccuper le plus les professionnels de la construction en béton.
- les pores non interconnectés ou isolés : qui forment la porosité « fermée » sans liaison avec le milieu extérieur.
- Les pores aveugles ou bras morts : qui ne sont uniquement accessibles que par une seule extrémité, ils ne peuvent donc pas contribuer au transport de matière par perméation.

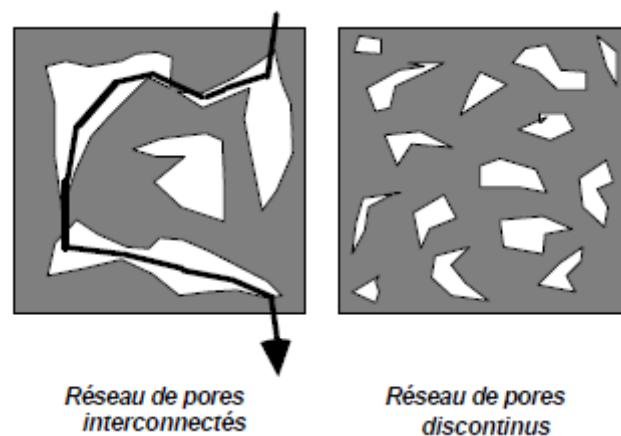


Figure n°50 : Influence du degré d'interconnectivité sur la perméabilité de la pâte de ciment [18]

Il importe, toutefois, de souligner le caractère évolutif de la porosité d'une pâte de ciment hydraté au cours du processus d'hydratation en raison principalement du mécanisme de remplissage et colmatage progressifs des espaces intergranulaires (et particulièrement du réseau capillaires) par les hydrates formés.

La diminution du volume de porosité qui en résulte, dépend du rapport E/C mais aussi des conditions et du temps de mûrissement.

Powers, Copeland et Coll (1959) ont pu évaluer le temps nécessaire pour que le réseau capillaire ne soit plus interconnecté. Le tableau suivant donne l'âge de la pâte de ciment au moment où cette interruption se produit. Au-delà d'une valeur du rapport E/C supérieur à 0.70, le réseau des capillaires reste toujours continu même après une hydratation complète du ciment.

Tableau n° 13	
Rapport E/C	Temps requis
0.40	3 jours
0.45	7 jours
0.50	14 jours
0.60	6 mois
0.70	1 an
> 0.70	Impossible.

Tableau n° 13 : Corrélation entre E/C et le réseau capillaire d'une pâte de ciment

3.2) Variations dimensionnelles du béton au jeune âge :

Au cours de son évolution, le béton est l'objet de modifications physico-chimiques qui conduisent à des variations dimensionnelles au cours du temps. Conventionnellement, ces variations sont classées en deux catégories selon que les déformations associées soient libres (retrait) ou dépendantes d'un chargement mécanique appliqué (fluage ou relaxation).

3.2.1) Le retrait :

Le retrait peut être perçu comme étant un raccourcissement d'une ou plusieurs dimensions du béton non mécaniquement chargé qui pourrait survenir avant, pendant ou après la prise du matériau. Bien que l'on parle du matériau béton, le siège effectif du retrait se situe en fait, dans la pâte de ciment.

Lorsque ces variations dimensionnelles ne sont pas maîtrisées par le ferrailage, la présence de joints ou de toute autre disposition appropriée, elles donnent lieu à l'apparition d'une fissuration qui doit être différenciée de la fissuration fonctionnelle du béton armé ou précontraint généralement maîtrisée par les règles de calcul et qui reste compatible avec la bonne tenue de l'ouvrage dans le temps. L'apparition de fissures notamment dans les zones d'enrobage des pièces en béton armé ou précontraint est susceptibles d'augmenter les propriétés de transfert des bétons, aussi compacts soient-ils, et ainsi nuire à leur durabilité.

Différents types de retrait décrits ci-dessous, peuvent selon les circonstances se développer dans un béton à savoir :

3.2.1. 1) Le retrait plastique :

Le retrait plastique est une déformation d'origine exogène qui se produit tant que le béton est dans une phase plastique, c'est-à-dire avant et/ou au tout début de la prise.

L'hypothèse la plus acceptée est que le retrait plastique résulte de la dépression capillaire qui se développe lorsque des ménisques apparaissent dans les capillaires du béton frais.. La déformation survient à la suite d'un départ rapide de l'eau en surface d'une pièce

non compensé par un apport d'eau provenant de la masse du béton sous la surface. Ce départ d'eau peut survenir par évaporation (rapport élevé surface/volume, atmosphère sèche, temps chaud ou vent violent) ou encore par absorption (cas de coffrage très absorbant, granulats poreux,...), notons également qu'une prise lente du béton ou une mauvaise rétention de l'eau de gâchage peuvent être également considérées comme facteur aggravant du retrait plastique.

3.2.1.2) Le retrait endogène (ou d'autodessiccation):

Le retrait endogène se produit en l'absence d'échange hydrique du béton en cours d'hydratation avec le milieu environnant (c'est le cas du comportement au cœur d'une structure massive en béton). Il est la conséquence de la contraction « Le châtelier » due au fait que le volume des hydrates formés est inférieur par rapport au volume des composants initiaux (ciment anhydre + eau). De cette diminution de volume naissent des vides gazeux à l'intérieur de la porosité de la pâte de ciment à l'origine de l'apparition de ménisques et de tractions capillaires internes causes de ce type de retrait.

3.2.1.3) Le retrait thermique :

L'hydratation du ciment s'accompagne d'un dégagement de chaleur particulièrement important dans le cas de constructions massives et d'où il ne peut être évacué rapidement.

Le retrait thermique est lié au retour à température ambiante des pièces en béton ayant subi préalablement une élévation de température résultant de l'exothermie des réactions d'hydratation. Ce retour à température ambiante s'accompagne d'une contraction du matériau à l'origine de déformations empêchées susceptibles de provoquer l'apparition de phénomènes de fissuration.

Le retrait thermique peut également provenir d'une baisse rapide de la température causée par des variations climatiques du milieu et avoir les mêmes conséquences.

A noter que les deux causes précitées à l'origine de ce type de retrait, additionnent parfois leurs effets.

Dans le cas particulier d'ouvrages massifs (centrales nucléaires, barrages, fondations..) la chaleur produite par la réaction d'hydratation est importante. Ceci entraîne l'apparition d'un fort gradient thermique entre le cœur du béton où règne une température élevée et la peau qui au contact avec le milieu extérieur commence à se refroidir. La dilatation thermique à l'intérieur et la contraction à l'extérieur ont pour effet de générer des contraintes de traction qui en dépassant la résistance du béton produisent une fissuration.

Pour réduire l'effet du retrait thermique, des mesures technologiques peuvent être prises ayant trait principalement au choix du type de ciment et à son dosage. En effet, les ciments qui

développent une faible chaleur d'hydratation tels que les ciments de type CEM III sont les plus appropriés, de même qu'une teneur faible en ciment sous condition qu'elle reste compatible avec les exigences de durabilité et de résistance limitera également l'augmentation de la température résultant de l'exothermie des réactions d'hydratation.

3.2.1.4) Le retrait de dessiccation :

Le retrait de dessiccation résulte d'un déséquilibre hygrométrique entre le béton et le milieu extérieur dont l'humidité relative serait moins importante que celle du matériau.

En effet, lorsque l'humidité relative extérieure est inférieure à l'humidité relative interne, un processus de séchage se déclenche entraînant une variation de la teneur en eau du matériau subséquente à un départ d'eau vers l'extérieur du matériau et qui mène à une contraction de la matrice à l'origine de ce type de retrait.

La distribution non uniforme du séchage ou plus précisément la variation de la teneur en eau suivant la distance depuis la surface de l'élément du béton, conduit à l'apparition au sein du béton, de forts gradients hydriques générateurs d'un état de contrainte également non uniforme (compression au cœur et traction aux bords) menant à l'amorçage d'un processus de fissuration du matériau.

3.2.2) Le fluage :

A la différence du retrait, le fluage est une déformation différée du béton due à l'application d'un chargement mécanique extérieur. Il s'agit d'un phénomène complexe et difficile à isoler, puisqu'en l'absence de charge, la dimension du béton varie en raison du retrait. D'un point de vue de l'identification expérimentale, la déformation de fluage est par définition égale à la déformation différée totale sous charge diminuée de la déformation de retrait.

Le fluage, plus accentué pour un mortier que pour un béton, se produit dans la pâte de ciment qui enrobe le granulat. Les nombreuses théories proposées à ce sujet s'accordent à dire que la migration d'eau joue un rôle fondamental dans l'apparition et l'évolution de la déformation de fluage.

Par convention, la déformation de fluage est scindée en deux composantes distinctes qui correspondent à au moins deux mécanismes physico-chimiques différents suivants :

- Le fluage propre : défini comme étant la déformation mesurée sur une éprouvette de béton en équilibre hydrique avec le milieu extérieur ; c'est-à-dire en l'absence d'échange d'humidité avec le milieu environnant.
- Le fluage de dessiccation : constitue le supplément de déformation produit uniquement par la dessiccation du matériau.

3.3) Résistance du béton au jeune âge :

Au-delà de la période de prise, le béton durcit et acquiert progressivement ses performances mécaniques. De nombreux paramètres régissent la cinétique de développement des résistances au jeune âge dont :

3.3.1) Influence du ciment :

L'influence du ciment sur la résistance au jeune âge du béton se manifeste essentiellement à travers les points suivants :

- Le ciment peut varier par son type c'est-à-dire sa composition et par sa classe de résistance. Plus sa classe de résistance est élevée, plus les résistances du béton sont bonnes à toutes les échéances (y compris donc au jeune âge). De même, lorsqu'un ciment est conforme à la sous-classe R, il confère au béton de meilleures performances initiales.
- Pour une même classe de résistance, la nature d'additions minérales éventuellement ajoutées au ciment peut sensiblement influencer les résistances à court terme.

Ainsi, dans une démarche de formulation du béton, le choix judicieux d'un ciment peut permettre d'atteindre les performances de résistance souhaitées à court terme. Néanmoins, il y a lieu de considérer le fait que plus le ciment est rapide plus il présente des effets secondaires qui requièrent une attention particulière (perte de maniabilité plus rapide, exothermie plus importante, retraits plus prononcés...)

3.3.2) Influence du dosage en eau et du rapport E/C :

Rappelons que l'eau, ingrédient essentiel du béton, joue un double rôle :

- Une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation et donc à la résistance mécanique du matériau.
- Une fonction physique qui confère au béton frais l'ouvrabilité nécessaire à sa mise en œuvre. Cette ouvrabilité demande, toutefois, une quantité d'eau supérieure à ce qui est strictement nécessaire au processus d'hydratation. Une partie de cette eau demeure dans le béton au terme du processus de prise et de durcissement pour se répandre dans tout le béton et engendrer un réseau de pores de différentes tailles et de vides. Un nombre élevé de pores de grandes dimensions dits « pores capillaires » affaiblit la structure du matériau notamment lorsque ces pores sont interconnectés, et fait diminuer alors sa résistance mécanique et affecte sa durabilité dans la mesure où l'humidité, la vapeur d'eau, les gaz et les différentes substances nocives peuvent

pénétrer aisément dans les pores capillaires, y migrer et détériorer de l'intérieur le matériau béton.

De toute évidence, il existe un lien direct entre la résistance à la compression du béton, le volume d'eau de gâchage et le dosage en ciment. Lien que l'on préfère exprimer au moyen du rapport E/C en tant que facteur global influant sur la résistance du béton. Ce constat est mis en évidence par la loi de Féret illustrée par les graphes des **figures n°51 et 52** et exprimée par la formule suivante :

$$R = k \left[\frac{c}{c+E+v} \right]^2$$

Avec R = résistance du béton.

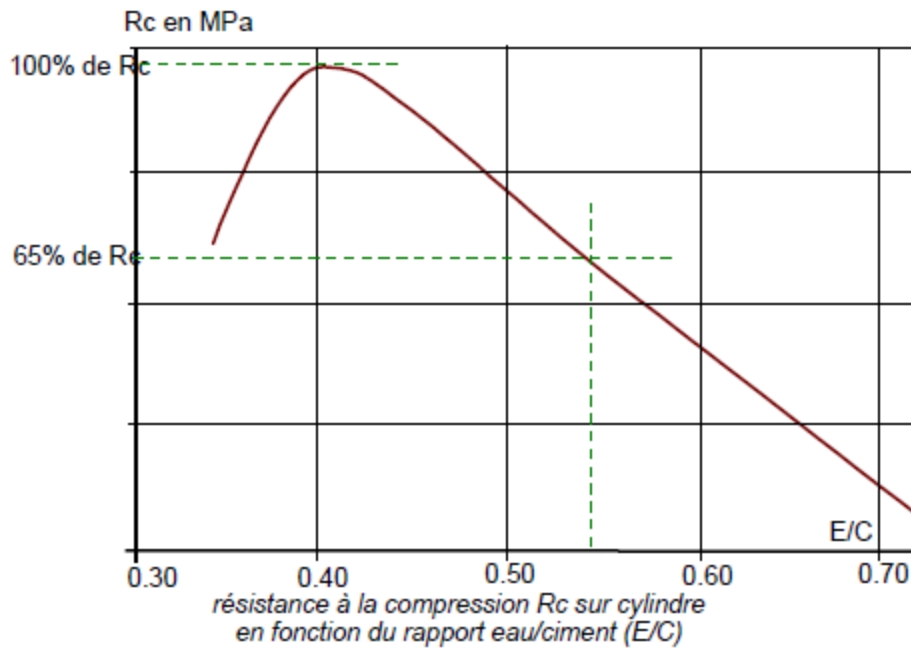
k = Coefficient dépendant de la classe du ciment, du type des granulats et du mode de mise en œuvre.

c = dosage en ciment.

E = dosage en eau.

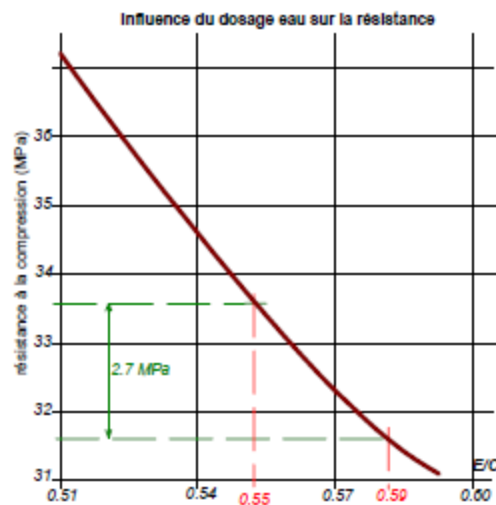
v = volume d'air subsistant.

En résumé, le rapport E/C doit être le plus faible possible tout en respectant l'exigence tout aussi capitale de l'ouvrabilité. Il est à se demander comment concilier deux exigences contradictoires qui consistent à réduire d'une part la quantité d'eau pour obtenir une résistance et une durabilité accrues et d'ajouter d'autre part de l'eau pour conférer au béton une ouvrabilité suffisante. L'avènement d'adjuvants plastifiants et superplastifiants s'érige comme étant la meilleure réponse à cette problématique. L'effet de ces adjuvants consiste à rendre le béton nettement plus fluide sans ajout d'eau.



Béton : CPA-CEM I 32.5, C = 350 kg/m³, D = 20 mm, granulats siliceux concassés G = 1050 kg/m³ S = 685 kg/m³
 A dosage en ciment et en granulat constant pour un serrage adapté à la consistance, une variation de E/C de 0.15 conduit à une chute de résistance de l'ordre de 35%

Figure n°51 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton. (Ciment utilisé CPA-CEM I 32.5) [16].



Béton : CPA-CEM I 42.5 dosé à 350 kg/m³, D = 20 mm, granulats siliceux concassés
 La variation de E/C de (0.55 - 0.59 = -0.04) conduit à une variation de la résistance de -2.70 MPa.

Figure n°52 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton. (Ciment utilisé CPA-CEM I 42.5) [16].

3.3.3) Influence de la température :

Les réactions d'hydratation du ciment s'accompagnent d'un dégagement de chaleur. Elles sont donc exothermiques mais aussi thermoactivées en ce sens qu'une augmentation de la

température entraîne une accélération des réactions et donc une augmentation de la vitesse de dégagement de chaleur, ce qui se traduit par une acquisition des performances mécaniques plus rapide ; inversement, une diminution de la température provoque un ralentissement des réactions d'hydratation et donc une diminution du dégagement de chaleur.

Toutefois si l'on considère l'histoire thermique d'un point donné d'une structure en béton, celle-ci ne dépendra pas uniquement de cette seule exothermie des réactions d'hydratation (cinétique et amplitude) mais également de la géométrie de la structure, de la position du point au sein de l'ouvrage, de la température initiale du béton, de la température ambiante et des conditions d'échange thermique avec l'extérieur de l'ouvrage (présence de coffrage par exemple) ou encore l'effet de masse des structures générant des gradients de température importants entre le cœur et les parois de l'ouvrage. Ces considérations essentiellement d'ordre thermique affectent non seulement la durabilité du béton mais aussi ses caractéristiques physiques et mécaniques dont la résistance en compression. On peut évoquer, à cet égard, les problèmes de fissuration dus au retrait thermique ou encore les modifications de la microstructure de la pâte de ciment résultant d'une température élevée.

En conséquence, il paraît évident que les éprouvettes normalisées destinées aux essais de résistance et n'ayant pas suivi l'historique de la température réelle de l'ouvrage, ne peuvent être représentatives de sa résistance.

De nombreux travaux de recherche axés sur le couplage temps/ température et ses effets sur les résistances mécaniques du béton au jeune âge (notamment sa résistance à la compression) subissant un historique de température a permis de développer une méthode dite de maturométrie qui offre de nombreuses possibilités pour la prévision et le suivi du comportement du matériau béton au sein d'une structure. Cette méthode est basée sur le concept d'âge équivalent du béton que l'on peut définir comme étant le temps que mettrait le béton pour atteindre une résistance donnée après un mûrissement isotherme à 20°C. L'âge réel est alors converti et géré en temps équivalent pour représenter en quelque sorte le reflet du degré de durcissement du béton et de l'état d'avancement des réactions d'hydratation formalisés le plus souvent à l'aide de la loi d'Arrhénius.

Conclusion sur l'étude bibliographique :

Le béton, matériau hétérogène, constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, granulats, d'eau et éventuellement de produits additionnels (adjuvants, additions minérales...).

Le choix d'un ciment, parmi une gamme très large (résultant principalement de l'incorporation dans le ciment lors de sa fabrication de différents ajouts minéraux à côté du clinker), est généralement guidée par des considérations : techniques (résistance, environnement de l'ouvrage, agressivité du milieu,...), économiques, écologiques ou encore de durabilité.

L'eau potable est toujours admise comme eau de gâchage. Le recours à une eau différente doit répondre à certains critères et conditions d'utilisation définis par la norme NF EN 1008.

Les granulats doivent satisfaire certaines exigences prescrites par la normalisation actuelle ayant trait à leur origine pétrographique, leur taille, leur forme ou encore des teneurs limites des éléments nocifs à la qualité du béton qu'ils peuvent contenir. A cet effet, différents essais de laboratoire ont été développés pour classer les granulats et caractériser leurs propriétés.

Les fabricants d'adjuvants offrent actuellement une large et variée panoplie de produits qui peut répondre positivement à une majeure partie des préoccupations des professionnelles du béton.

De nombreuses substances chimiques ont été utilisées comme accélérateur, la plus ancienne et également la plus efficace étant le chlorure de calcium et dont l'utilisation de ce dernier est réglementée plus ou moins sévèrement selon les pays en raison de sa teneur élevée en chlorures qui peut être à l'origine de problèmes de corrosion des aciers de béton armé ou précontraint. De nombreux chercheurs ont pu développer des accélérateurs non chlorés ou dont la teneur en chlorure ne présente pas de danger significatif.

Les adjuvants accélérateurs agissent directement sur le processus d'hydratation du ciment Portland et le modifie.

La caractéristique principale du béton frais est sa consistance mesurée par différents dispositifs dont le plus répandu est le cône d'Abrams.

Le béton au jeune âge se distingue par une porosité interne qui conditionne quasiment toutes ses propriétés et tout particulièrement sa résistance en compression ainsi que l'ensemble des indicateurs de sa durabilité.

PARTIE

EXPERIMENTALE

Chapitre premier :Identification et caractérisation des matériaux de base :

1) Introduction :

Le choix des matériaux, ayant servi à la confection des mortiers et bétons, s'est fait en premier lieu en fonction de leurs qualités intrinsèques plus qu'en fonction de leur disponibilité dans la région de Constantine lieu où s'est effectué l'ensemble des essais du présent mémoire (LTP-Est Constantine).

2) Caractéristiques du ciment utilisé:

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment Portland type CEM I 42.5 N produit par la cimenterie SOTACIB de Kairouan-Tunisie- conformément à la norme tunisienne NT 47.01

Le choix d'un ciment de type CEM I 42.5N se justifie par la nature et les proportions des constituants qui le composent (Voir Tableau n°16 ci-dessous) et qui permettent d'éviter une quelconque interaction entre les adjuvants utilisés et les constituants principaux ou secondaires susceptible de fausser l'appréciation de l'influence des adjuvants sur les caractéristiques des mortiers et bétons objet de la présente étude.

2.1) Surface spécifique Blaine (norme EN 196-6) :

La surface spécifique Blaine (SSB) représente la surface massique des grains de ciment exprimée donc en cm^2/g . Sa détermination se fait au moyen de l'appareil appelé : « Perméabilimètre de Blaine ».

Le principe de l'essai consiste à mesurer la surface massique du ciment, non pas de façon directe mais plutôt par comparaison avec un ciment de référence dont la surface massique est connue. Il s'agit de faire passer un volume d'air connu au travers d'une poudre du ciment testé. Toutes choses étant égales par ailleurs, plus la surface massique de la poudre est élevée plus le temps mis par l'air pour la traverser est long.

Concernant le ciment utilisé dans cette étude, les valeurs SSB suivantes ont été déterminées au courant du mois d'Août 2013 (mois où se sont déroulés la plupart des essais de cette étude) par SOTACIB-KAIROUAN.

$$\text{Valeur minimale de SSB (cm}^2/\text{g)} = 3012$$

$$\text{Valeur maximale de SSB (cm}^2/\text{g)} = 3219.$$

A noter également que le refus au tamis de $40 \mu\text{m}$ durant la période (Août 2013) a pour valeurs :

Valeur minimale de $R_{40\mu} = 19.25\%$

Valeur miximale de $R_{40\mu} = 22.37\%$

2.2) Temps de prise sur pâte de ciment : (source SOTACIB-KAIROUAN)

	Temps en minute	
	Minimum	Maximum
Début de prise	145	172
Fin de prise	209	234

Tableau n°14 : Temps de début et fin de prise du ciment SOTACIB- CEM I 42.5N.

2.3) Résistance à la compression du ciment utilisé :

	Valeurs de la résistance à la compression (Mpa)	
	Minimum	Maximum
Rc à 2 jours d'âge	18.66	22.96
Rc à 28 jours d'âge	52.18	58.01

Tableau n°15 : Résistances à la compression du ciment. SOTACIB- CEM I 42.5N.

2.4) Composition chimique du ciment : (Source SOTACIB-KAIROUAN)

Les caractéristiques chimiques du ciment sont regroupées dans le tableau suivant :

Elément chimique constitutif	Teneur en %	
	Minimum	Maximum
Perte au feu à 975°C	2.16	2.83
CaO	61.1	63.24
SiO ₂	20.59	20.9
Al ₂ O ₃	5.02	5.42
Fe ₂ O ₃	3.11	3.53
MgO	0.72	0.84
K ₂ O	0.46	0.55
Na ₂ O	0.06	0.10
SO ₃	2.8	3.11

Tableau n°16 : Composition chimique du ciment SOTACIB- CEM I 42.5N.

2.5) Proportions des constituants du ciment : (Source SOTACIB-KAIROUAN)

Les proportions des différents constituants du ciment sont indiquées dans le tableau suivant :

Constituant du ciment	Proportion en %	
	Minimum	Maximum
Clinker	90.36	91.74
Calcaire	3.59	5.02
Gypse	4.48	4.98

Tableau n°17 : Constituants minéraux du ciment SOTACIB- CEM I 42.5N.

3) Caractéristiques du sable utilisé :

3.1) caractéristiques physiques du sable :

Pour la confection des mortiers et bétons, nous avons utilisé un sable 0/5 en provenance de la carrière Aïn Fakroun, ses caractéristiques physiques ont été déterminées au niveau du Laboratoire des travaux publics de l'Est (LTP-Est) de Constantine.

Les résultats des essais sont exposés dans le tableau n° 18 suivant :

Caractéristiques Physiques		Sable	Normes respectives
Masse volumique absolue (g/cm ³)		2.69	NF P 18-558
Masse volumique apparente (g/cm ³)		1.48	
Equivalent de sable	E.S.V (%)	73	NF EN 933-8
	E.S.P (%)	70	
Teneur en eau (%)		0.04	

Tableau n°18 : Caractéristiques physiques du sable 0/5.

N.B : L'essai d'équivalent de sable (ES) (norme NF EN 933-8) qui permet de mesurer la fraction d'éléments les plus fins contenus dans le matériau. L'essai n'est pas applicable qu'au sable dont les grains sont inférieurs à 5 mm et porte préférentiellement sur la partie 0/2 qui en raison de sa grande surface spécifique risque d'être la plus polluée.

L'essai consiste donc à séparer au moyen d'une solution floculante le sable des matières argileuses ou fines et à les mettre en suspension. Celles-ci remontent ensuite du fait de la floculation vers la partie supérieure de l'éprouvette.

L'équivalent de sable (ES) correspond au rapport multiplié par 100 de la hauteur de la partie sédimentée h_1 à la hauteur totale du floculat et de la partie sédimentée h_2 .

Par définition l'équivalent de sable (ES) est pris égal à : $ES = 100 \times (h_1/h_2)$.

Plus l'ES est élevé, plus le sable est propre.

L'essai d'équivalent de sable est un essai purement empirique dont l'exécution est simple et rapide ne nécessitant qu'un appareillage très élémentaire permettant son utilisation sur le chantier même.

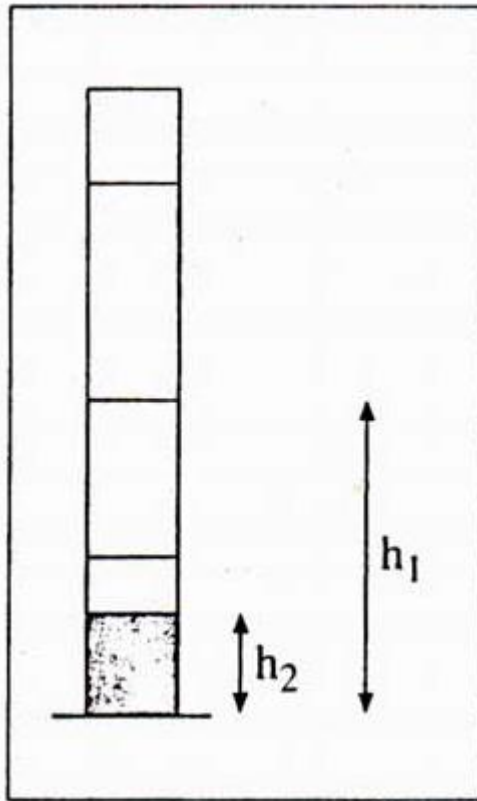


Figure n°53 : Schéma de définition de l'équivalent de sable [17].

3.2) Analyse granulométrique du sable :

L'analyse granulométrique, sert à déterminer la distribution pondérale des grains constitutifs d'un granulat suivant leurs dimensions exprimées en ouvertures de tamis à mailles carrées mesurées en mm.

L'analyse granulométrique telle que décrite par la norme NF EN 933-1-A1 (version de Février 2006) ne concerne pas les éléments inférieurs à 0.063mm (fines, farines et fillers) ni ceux dont la dimension dépasse 80 mm (moellons et galets).

L'analyse granulométrique des éléments les plus fins (inférieur à 100 µm) se fait non pas par tamisage mais plutôt au moyen de l'essai sédimentométrique basé sur la théorie de Stokes et qui consiste à mesurer la vitesse de chute des différents grains mis en suspension homogène dans un liquide au repos de densité et de viscosité connues.

Les résultats de l'essai sont indiqués dans le tableau **n°19** suivant :

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé		Tamisat (%)
5	23.6	23.6	1.97	98.03
4	30.60	54.2	4.53	95.47
2	173.50	227.7	19.06	80.94
1	277.10	504.8	42.25	57.75
0.500	236.10	740.9	62.02	37.98
0.250	167.30	908.2	76.02	23.98
0.125	91.40	999.6	83.67	16.33
0.063	53.70	1053.3	88.17	11.83

Tableau n° 19 : Analyse granulométrique du sable 0/5.

Masse totale de l'échantillon = 1195.80 g

Masse totale sèche de l'échantillon = 1194.60 g

Masse totale sèche après lavage = 1055.90g

Masse de l'échantillon restée au fond après tamisage= 2.2 g.

3.3) Module de finesse :

Le module de finesse (Mf), facteur très important particulièrement utilisé pour les sables permet de caractériser leur granulométrie au moyen d'une seule valeur. Il correspond au 1/100 de la somme des refus cumulés, exprimée en pourcentage, sur les différents tamis de la série française principale (norme P18-560) : 0.16-0.315-0.63-1.25-2-5mm. Le module de finesse est calculé par la relation : $Mf = \sum Rc / 100$ avec Rc : refus cumulé.

Plus le module de finesse est faible plus le sable est fin. Un module de finesse élevé caractérise un sable grossier.

Des études expérimentales ont montré qu'un bon sable donnant les meilleurs résultats est celui dont le module de finesse se situe aux environs de la valeur de $Mf = 2.55$.

4) Caractéristiques des graviers utilisés :

Les graviers de classes granulaires 8/15 et 15/25 utilisés dans la confection du béton proviennent de la carrière Latlot –Ibn Ziad (Constantine). Leurs caractéristiques physiques ainsi que leurs granulométries ont été déterminées au niveau du laboratoire LTP-Est de Constantine.

4.1) Caractéristiques physiques des graviers :

Les caractéristiques physiques des graviers utilisés sont regroupées dans le tableau n° 20 suivant :

Caractéristiques	Gravier		Normes
	8/15	15/25	
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.72	2.73	NF P 18-558
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1.42	1.42	
Teneur en eau (%)	0.022	0.02	
Coefficient d'aplatissement (%)	11	8	NF EN 933-3
Propreté (%)	1.29	0.89	
Los Angelès	27	-	NF EN 1097-2
M.D.E	25	-	

Tableau n°20 : Caractéristiques physiques des graviers.

N.B : Propreté des granulats :

La propreté traduit l'absence d'éléments fins indésirables dans un granulat. Elle désigne essentiellement la teneur en fines argileuses dont la valeur doit être limitée.

La propreté des granulats influe sur la qualité du béton. La présence d'impuretés argileuses ou de particules colloïdales perturbent sensiblement les réactions d'hydratation du ciment ou entraînent des défauts d'adhérence pâte-granulats, ce qui peut nuire à la résistance du béton.

Dans le cas de gravillons, la propreté est donnée par le pourcentage pondéral de particules inférieures à 0.5 mm mélangées ou adhérentes à la surface des granulats de dimensions supérieures à 2 mm.

4.2) Analyse granulométrique des graviers :

Les résultats des analyses granulométriques sont indiqués dans les tableaux suivants n° ...

a) Gravier 8/15 :

Tamis (mm)	Refus Partiel (g)	Refus cumulé		Tamisat (%)
		(g)	%	
16	112	112	0.38	99.62
12.5	320.60	432.60	14.72	85.28
10	1443.40	1876.00	63.82	36.18
8	810.30	2686.30	91.38	8.62
6.3	228.1	2914.40	99.14	0.86
5	5.2	2919.60	99.32	0.68

Tableau n°21 : Analyse granulométrique du gravier 8/15

Masse totale de l'échantillon = 2940.40gr

Masse totale sèche de l'échantillon = 2939.7 gr

Masse totale sèche après lavage = 2932.6 gr

Masse de l'échantillon restée au fond après tamisage= 12.80gr

b) Gravier 15/25 :

Tamis (mm)	Refus Partiel (gr)	Refus Cumulé		Tamisat (%)
		gr	%	
25	-	-	-	100
20	1412	1412	25.96	74.04
16	3217.10	4629.10	85.12	14.88
12.5	797.20	5426.30	99.77	0.23
10	6.4	5432.70	99.89	0.11

Tableau n°22 : Analyse granulométrique du gravier 15/25

Masse totale de l'échantillon = 5449.30 gr

Masse totale sèche de l'échantillon = 5448.20 gr

Masse totale sèche après lavage = 5438.60 gr

Masse de l'échantillon restée au fond après tamisage = 5.40 gr

5) Eau de gâchage :

L'eau de gâchage utilisée dans notre étude est une eau potable provenant du robinet et fournit au LTP-Est par EPIDEMIA-constantine. Son analyse chimique est donnée au tableau suivant (les éléments chimiques y figurant sont exprimés en mg/l) :

Ca	Mg	Na	K	Cl	SO ₄	CO ₂	NO ₃	Insoluble	pH
116	36	80	3	140	170	305	5	786	7.9

Tableau n°23 : Composition chimique de l'eau de gâchage.

6) Adjuvants utilisés :

Pour les besoins de notre étude, nous avons eu recours à trois accélérateurs commerciaux délivrés sous forme liquide (Médaccel T85, Plastocrète 160 et Médafluid SF 150) en plus d'un accélérateur classique sous sa forme cristalline « Le nitrate de calcium ».

Concernant les dosages et les modes d'emploi, nous nous sommes conformés aux recommandations figurant sur les notices techniques fournies par les deux fabricants nationaux : Granitex (Oued Smar-Alger) et SIKA (Eucalyptus-Alger).

6.1) Médaccel T85 :

Le médaccel T85 de Granitex est un accélérateur de prise non chloré présentant les caractéristiques suivantes :

- Aspect liquide
- densité 1.00 ± 0.01
- couleur claire

- pH 9.5 à 10.5
- teneur en chlore < 0.1 g/l

Il est principalement utilisé dans les domaines d'application suivants :

- bétonnage par temps froid
- décoffrage rapide
- scellement, colmatage des voies d'eau
- travaux en galerie
- préfabrication

Le dosage du médaccel T85 recommandé par la notice technique varie entre 0.4% et 0.75% par rapport au poids du ciment soit 0.41 à 0.751 pour 100 Kg de ciment.

6.2) Médafluid SF 150 :

Le médafluid SF 150 est un superplastifiant, haut réducteur d'eau non chloré. Son utilisation dans le béton permet d'accélérer son durcissement. Il est compatible avec tous les ciments et se dilue facilement dans l'eau de gâchage.

Il présente les caractéristiques suivantes :

- aspect liquide
- couleur marron
- pH 9.5 à 10.5
- densité 1.19 ± 0.01
- teneur en chlore < 0.1 g/l
- extrait sec 38%

Il trouve principalement son utilisation dans les domaines suivants :

- bétonnage par temps froid
- bétons préfabriqués
- coulis d'injection
- bétons prêts à l'emploi
- bétons pompés
- bétons coffrage tunnel.

Son dosage recommandé varie entre 1.0% et 1.5% du poids du ciment ce qui correspond à 0.85 à 1.251 pour 100 kg de ciment.

6.3) Plastocrète 160 :

Le plastocrète 160 est un plastifiant de synthèse, produit par SIKA-Algérie. Il favorise une meilleure hydratation du ciment grâce à son effet de défloculation. Cela se traduit par une augmentation des résistances mécaniques dès les jeunes âges.

Le plastocrète 160 présente les caractéristiques suivantes :

- aspect liquide
- couleur brun
- densité 1.02 ± 0.01
- teneur en chlore < 0.1 g/l
- extrait sec $8.5 \pm 1.0\%$

L'effet accélérateur de durcissement du plastocrète 160 autorise son utilisation particulièrement dans les cas suivants :

- décoffrage rapide
- préfabrication légère.

Concernant son dosage, la notice technique recommande la plage d'utilisation suivante : de 0.20% à 0.35% du poids du liant ou du ciment c'est-à-dire environ 0.20 à 0.341 de plastocrète 160 pour 100 Kg de ciment.

6.4) Le nitrate de calcium :

L'utilisation du nitrate de calcium dans cette étude avait pour objectif de comparer les performances d'un adjuvant commercial moderne avec celles d'un accélérateur « classique » et d'en apprécier l'écart éventuel entre les deux.

Dodson a présenté une synthèse de sels accélérateurs de prise non chlorés à la suite de ses recherches entamées en 1962 et qui ont permis, en particulier, de désigner, dans un premier temps, le nitrate de calcium $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ comme accélérateur de prise potentiel et par la suite comme également inhibiteur de corrosion des aciers du béton armé et béton précontraint. Cet adjuvant fut utilisé en 1968 puis breveté en 1969.

Une autre étude relativement récente (1993) conduite par H.Justness a permis d'aboutir à la conclusion que le nitrate de calcium agissait comme accélérateur de prise du ciment, mais son efficacité dépendait à la fois :

- du type du ciment dans la mesure où elle augmentait avec la teneur en bélite ($\beta\text{C}_2\text{S}$) ou avec d'autres caractéristiques du ciment menant à la formation de bélite au cours du processus de clinkérisation.
- De la diminution de la teneur en alcalis.

Par ailleurs, la même étude fait constat d'une augmentation à long terme de la résistance à la compression, probablement due aux changements morphologiques du liant liés à la présence du nitrate de calcium.

L'utilisation du nitrate de calcium est donc conditionnée par le type de ciment, c'est là une première différence importante avec les adjuvants commerciaux présentés plus haut.

Chapitre deuxième : Méthodes d'essais.

1) Introduction :

Les travaux expérimentaux entrepris dans le cadre de ce mémoire avaient pour objectif principal d'étudier l'influence d'adjuvants accélérateur, plastifiant ou superplastifiant sur :

- Les temps de début et fin de prise de pâte de ciment à l'état frais.
- La maniabilité de mortiers à l'état frais.
- Les résistances mécaniques de mortiers et bétons à l'état durci.

A cet effet, différents types d'essais, présentés ci-après, ont été nécessaires à savoir :

a) Essais sur pâte de ciment :

- Essai de consistance.
- Essai de prise.

b) Essais sur mortiers :

- Essai au maniabilimètre « B ».
- Essais de résistances mécaniques à la traction et à la compression.

c) Essais sur bétons :

- Essai d'affaissement au cône d'Abrams.
- Essai de compression simple.

2) Essais sur pâte de ciment :

2.1) Essai de consistance :

2.1.1) Objectif de l'essai :

La consistance d'une pâte de ciment est une caractéristique qui évolue au cours du temps. Cet essai, effectué au moyen de l'appareil de Vicat, conformément à la norme EN 196-3, a pour but de définir une consistance dite « normalisée » à partir de laquelle il devient possible de suivre l'évolution de la consistance en fonction de différents paramètres tels dans notre cas, le type et le dosage d'un adjuvant.

2.1.2) Principe de l'essai :

La consistance normalisée ou « consistance Vicat » est déterminée en mesurant l'enfoncement dans la pâte de ciment d'une sonde cylindrique de diamètre $\Phi = 10\text{mm}$ sous l'effet de la charge de la partie coulissante de l'appareil de Vicat égale à 300 gr.

2.1.3) Equipement nécessaire :

- Une salle maintenue de manière continue à une température de $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$ et à une humidité relative d'au moins 65%.
- Un malaxeur muni d'une cuve de 5 litres de contenance et d'une pale de malaxage pouvant tourner à deux vitesses différentes lente ou rapide (140 et 285 tr/mn). Une description détaillée des caractéristiques de ce malaxeur figure dans la norme EN 196-1.
- Un appareil de Vicat doté :
 - d'une sonde cylindrique de diamètre $\Phi = 10\text{ mm}$.
 - D'un moule tronconique de 40 mm de hauteur et de diamètres 70 et 80 mm.
 - D'une plaque rectangulaire en verre servant de base au moule.
 - D'un index solidaire de la partie mobile de l'appareil permettant la lecture directe de la valeur d qui correspond à la distance séparant l'extrémité de la sonde du fond du moule tronconique.
 - D'une balance de précision égale à $\pm 0.1\text{ gr}$.

2.1.4) Conduite de l'essai :

- peser la quantité d'eau choisie et 500 gr de ciment.
- verser l'eau dans la cuve du malaxeur puis ajouter le ciment en un temps compris entre 5 et 10 s.
- mettre immédiatement le malaxeur en marche à vitesse lente pendant 90s.
- arrêter la machine pendant 15s et ramener dans la gâchée au moyen d'une petite truelle, la pâte adhérant au paroi de la cuve au-delà de la zone de malaxage.
- remettre le malaxeur en marche à vitesse lente durant 90 s.
- introduire rapidement la pâte obtenue dans le moule tronconique posé sur la plaque de verre, sans tassement ou vibration excessifs, puis rassembler la face supérieure de l'échantillon.
- placer le moule et son support sur la platine de l'appareil de Vicat.
- amener la sonde à la surface supérieure de la pâte et la lâcher sans vitesse initiale. La sonde s'enfonce alors dans la pâte.
- relever la lecture de d sur l'index de l'appareil après immobilisation de la sonde ou après 30 secondes d'attente.
- la pâte sera de consistance normalisée si $d = 6\text{ mm} \pm 1\text{ mm}$, si d est différente de cette valeur, l'essai doit être repris avec un dosage en eau différent autrement dit avec un nouveau rapport E/C jusqu'à atteindre la valeur recherchée de la consistance.

2.2) Essai de prise.

2.2.1) Objectif de l'essai :

L'essai consiste à faire pénétrer une aiguille de diamètre 1.13 mm placée dans la partie mobile de l'appareil de Vicat et de mesurer son enfoncement dans la pâte de ciment fraîche afin de déterminer les temps de prise qui correspondent :

- Le début de prise se situe au moment où l'aiguille libérée sans vitesse initiale à la face supérieure de l'échantillon s'arrête à une distance d du fond du moule égale à :

$$D = 4 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm.}$$

- La fin de prise correspond au moment où la pâte est devenue rigide et ne permet plus à l'aiguille de s'enfoncer que de 0.5 mm au plus.

2.2.2) Equipement nécessaire :

- une salle climatisée maintenue à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ et à une humidité relative supérieure ou égale à 90%. A défaut d'une telle humidité relative, l'échantillon testé, pourrait être entreposé, entre deux mesures, dans de l'eau à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.
- un malaxeur normalisé tel que décrit par la norme EN 196-1.
- un appareil de Vicat équipé d'une aiguille de 1.13 mm de diamètre.

2.2.3) Conduite de l'essai :

La procédure de l'essai doit être conforme à la norme EN 196-3 :

- confectionner une pâte normalisée comme indiqué précédemment dans l'essai de consistance. Le temps zéro est celui où l'eau a fini d'être ajoutée au ciment dans la cuve du malaxeur. La pâte, une fois malaxée, est introduite dans le moule tronconique pareillement que dans l'essai de consistance.
- Amener l'aiguille à la surface de l'échantillon et la relâcher sans vitesse initiale.
- Relever la distance d séparant la plaque de base de l'extrémité de l'aiguille une fois cette dernière immobilisée ou après 30s d'attente.
- Renouveler l'opération à intervalles de temps convenablement espacés jusqu'à ce que d atteigne la valeur $d = 4 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$. Cet instant, mesuré à 5 min près, représente le temps de début de prise.
- Retourner le moule tronconique utilisé pour la détermination du début de prise de façon que les essais de fin de prise soient effectués sur la face du moule précédemment en contact avec la plaque de base en verre.

- Munir l'aiguille d'un accessoire annulaire servant à faciliter l'observation précise des faibles pénétrations.
- Enregistrer à 15 min près, le temps où l'aiguille ne pénètre pour la première fois dans l'échantillon que de 0.5 mm. Ce temps correspond à celui de fin de prise de la pâte de ciment étudiée.

3) Essais sur mortiers :

3.1) Essai au maniabilimètre « B » (norme NF P 18-452).

3.1. 1) Principe de l'essai :

L'essai au maniabilimètre est l'un des nombreux essais conçus pour permettre la mesure de l'ouvrabilité du béton ou mortier à l'état frais.

L'appareil utilisé dans cet essai est le maniabilimètre qui existe en deux versions A et B. Le choix entre ces deux versions est dicté par la dimension D du matériau à tester :

- Appareil A : $D > 12.5$ mm
- Appareil B : $D \leq 12.5$ mm (cas des mortiers).

Le maniabilimètre se présente comme un boîtier parallélépipédique métallique de dimensions (60cm x 30 cm x 30 cm), posé sur des supports en caoutchouc et équipé d'un vibreur et d'une cloison amovible.(voir figures n° 44 et 45).

La consistance est alors caractérisée par le temps d'écoulement t mis par un talus de mortier frais sous l'effet d'une vibration. Le temps t est d'autant plus court que le mortier est plus fluide.

3.1.2) Equipement nécessaire :

- Un maniabilimètre « B ».
- Un malaxeur normalisé tel que décrit par la norme EN 196-1.
- Une tige de piquage métallique de 6 mm de diamètre avec calotte hémisphérique à son extrémité.
- Un chronomètre.

3.1.3) Conduite de l'essai :

- Introduire le mortier dans la partie la plus grande du boîtier délimitée par la cloison amovible en quatre couches à peu près égales.
- Piquer chaque couche de 6 coups de la tige de piquage, celle -ci tenue parallèlement à la paroi inclinée de la cloison amovible.

- Après remplissage complet du compartiment, araser la surface libre à la règle.
- 2 minutes et 30 secondes après la fin du malaxage retirer la cloison et déclencher en même temps un chronomètre. Le vibreur se met alors en route et le mortier s'écoule sous l'effet de la vibration.
- Arrêter le chronomètre lorsque le mortier atteint le trait repère sur la paroi opposée du boîtier et enregistrer le temps t mis par le mortier pour s'écouler, c'est ce temps t qui caractérise sa consistance.

3.2) Essais de résistances mécaniques de traction par flexion et de compression :

3.2.1) Objectif de l'essai :

Cet essai permet de définir les qualités de résistance d'un mortier et d'étudier l'influence de la nature et du dosage d'un adjuvant sur le comportement mécanique des mortiers.

3.2.2) Equipement nécessaire :

La norme EN 196-1 décrit de manière détaillée l'équipement nécessaire à la réalisation de ces essais et qui est énuméré ci-après :

- Une salle climatisée ayant une température maintenue à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ et une humidité relative supérieure ou égale à 50%.
- Une chambre ou armoire humide dont la température est de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ et l'humidité relative supérieure à 90%.
- Un malaxeur normalisé tel que décrit par la norme EN 196-1.
- Des moules normalisés à 3 alvéoles horizontales permettant la préparation de trois éprouvettes prismatiques de dimensions 4 cm x 4 cm x 16cm.
- Un appareil à choc, servant pour le serrage du mortier, et faisant chuter les moules d'une hauteur de $15\text{mm} \pm 0.3\text{mm}$ 60 fois par minute (à raison donc d'une chute par seconde).
- Une machine d'essais de résistance à la flexion permettant d'appliquer des charges jusqu'à 10 KN avec une vitesse de mise en charge de $50 \text{ N/s} \pm 10 \text{ N/s}$.
- Une machine d'essais de résistance à la compression pouvant appliquer des charges jusqu'à 150KN avec une vitesse de mise en charge de $2400 \text{ N/s} \pm 200 \text{ N/s}$.

3.2.3) Préparation des éprouvettes :

Le mode opératoire adopté pour la préparation des éprouvettes est celui décrit par la norme EN 196-1 et dont les étapes principales sont citées ci-après :

- Introduire dans la cuve du malaxeur l'eau en premier.

- Verser ensuite le ciment dans la cuve et mettre aussitôt après le malaxeur en marche à vitesse lente pendant 30s.
- Durant les 30 s suivantes, introduire régulièrement le sable.
- Arrêter le malaxeur pendant 90s. Pendant les 15 premières secondes, ramener au moyen d'une raclette en caoutchouc le mortier adhérent à la paroi de la cuve vers le milieu de celle-ci.
- Reprendre le malaxage pendant 60s à grande vitesse.
- Remplir un moule de 40 x40 x160 mm avec le mortier préparé en deux couches en appliquant à chaque couche 60 chocs à l'aide de l'appareil à chocs.
- Araser la face supérieure du moule qui sera ensuite recouverte d'une plaque de verre et entreposer dans la salle ou l'armoire humide.
- Après 24 heures du début du malaxage, démouler les éprouvettes et entreposer les dans de l'eau à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ en attendant l'échéance choisie pour procéder à l'essai de rupture.

3.2.4) Essai de traction par flexion :

A l'échéance prévue, trois éprouvettes de chaque mélange sont rompues en flexion. A noter que les éprouvettes conservées dans l'eau pour les échéances de 3, 7 et 28 jours, sont exposées au préalable à l'air libre pendant au minimum 20 minutes afin qu'elles puissent acquérir l'état d'humidité ambiante de la salle des essais. La rupture de chaque éprouvette est effectuée selon la méthode de la charge concentrée à mi-portée conformément au dispositif schématisé dans la figure suivante :

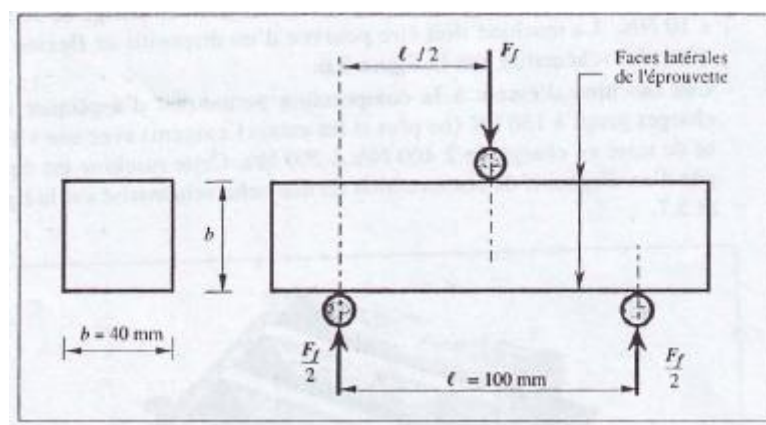


Figure n°54 : Dispositif pour l'essai de résistance à la traction par flexion [17].

La résistance à la flexion qui correspond à la contrainte de traction sur la face inférieure de l'éprouvette est donnée par la formule suivante :

$$R_f = (1.5 F_f \times l) / b^3$$

Avec b = côté de la section carrée du prisme et est égal à 40 mm.

l = distance entre les appuis égale à 100 mm.

F_f = Charge de rupture de l'éprouvette appliquée au milieu du prisme.

La machine d'essais à la flexion dont dispose le LTP-Est Constantine permet de lire directement sur son écran les valeurs de la charge de rupture (KN) et la contrainte de traction (MPa) correspondante.

- la charge de rupture en KN.
- La contrainte de traction en MPa.

Il importe de préciser que la vitesse de mise en charge est de $50 \text{ N/s} \pm 10 \text{ N/s}$.

3.2.5) Essai de compression :

Les deux moitiés de l'éprouvette obtenues à l'issue de l'essai de flexion seront essayées en compression jusqu'à la rupture sur les faces latérales de moulage sous une section de 40mm x 40mm comme indiqué sur la figure suivante :

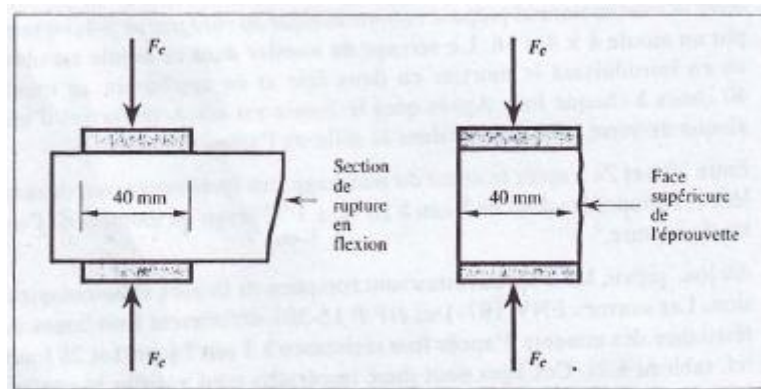


Figure n°55 : Dispositif de rupture en compression. [17].

La contrainte de rupture est alors donnée par la formule suivante :

$$R_c = F_c / b^2 \text{ ou } R_c(\text{MPa}) = F_c (\text{N}) / 1600 \text{ mm}^2$$

Avec F_c = charge de rupture exprimée en Newton.

b = côté de la section carrée de l'éprouvette égale à 40mm

Rappelons que 1 MPa équivaut à 1 N/mm^2 .

De même que pour le cas de l'essai de flexion, le LTP-Est Constantine dispose d'une machine d'essais à la compression donnant directement les valeurs de :

- La charge de rupture en KN.
- La contrainte de rupture en MPa.

A noter que la mise en charge s'opère avec une vitesse de $2400 \text{ N/s} \pm 200 \text{ N/s}$.

4) Essais sur bétons :

4.1) Essai de mesure de la consistance :

4.1.1) Introduction :

La maniabilité constitue un facteur essentiel dans la fabrication d'un béton car lorsqu'elle est bonne, elle procure à la fois une garantie de mise en œuvre satisfaisante et une garantie de qualité du béton durci à travers une maîtrise raisonnable du dosage en eau. A cet effet, il a été constaté souvent une bonne corrélation entre la consistance et la résistance d'une même fabrication de béton.

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams constitue une des méthodes les plus utilisées pour la détermination de la consistance du béton frais. Toutefois, cet essai est applicable tant que la dimension maximale des granulats ne dépasse pas 40 mm et les affaissements constatés demeurent compris entre 10mm et 200mm [**norme NF EN 12350-2**].

4.1.2) Principe de l'essai :

Le béton frais est compacté au sein d'un moule de forme tronconique. Lorsque le cône est soulevé verticalement, l'affaissement, plus ou moins important, du béton sous l'effet de son propre poids permet d'apprécier sa consistance. Plus l'affaissement est grand plus le béton est considéré plus fluide.

4.1.3) Equipement nécessaire :

Une description exhaustive de l'appareillage nécessaire figure dans la norme NF EN 12350-2. Il se compose essentiellement de cinq éléments :

- un moule tronconique sans fond de 30 cm de haut, 20 cm de diamètre en sa partie inférieure et de 10 cm de diamètre en sa partie supérieure ;
- une plaque de base avec dispositif de fixation ;
- une tige de piquage en acier de 16 ± 1 cm de diamètre ;
- une règle graduée ;
- un entonnoir (facultatif).

4.1.4) Conduite de l'essai :

- humidifier le moule et la plaque de base ;
- procéder à la fixation du cône sur la plaque de base au moyen du dispositif de fixation ;
- remplir le moule en trois couches, chacune d'elles correspondant approximativement, après serrage, au tiers de la hauteur du moule ;
- piquer chaque couche, 25 fois avec la tige de piquage en répartissant uniformément sur la surface du béton et en faisant pénétrer la tige dans la couche sous-jacente lorsqu'elle existe.
- Araser la dernière couche suivant le bord supérieur du moule avec la tige de piquage ;
- Défaire le dispositif de fixation puis soulever verticalement et avec précaution le moule en veillant à ne pas imprimer au béton un mouvement latéral ou de torsion.
- Mesurer immédiatement après le démoulage l'affaissement (h) exprimé en cm et qui correspond à la différence entre la hauteur du moule et le point le plus haut du corps d'épreuve affaissé.

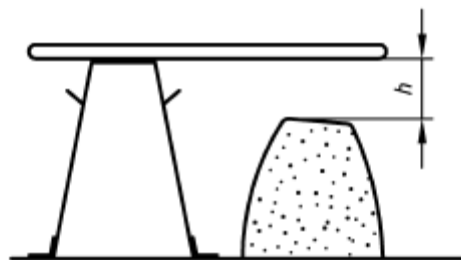


Figure n°56 : mesure de l'affaissement au cône d'Abrams . [EN 12350-2]

4.2) Essai de résistance à la compression par rupture d'éprouvette (NF EN 12390-3) :

4.2.1) Introduction :

Malgré l'intérêt croissant manifesté pour certaines méthodes modernes, l'essai d'écrasement demeure, sans conteste, essentiel. Bien que les résultats obtenus à partir de cet essai varient sensiblement en fonction des modes de préparation et de sollicitations des éprouvettes, l'on continue de penser que réaliser correctement et consciencieusement l'essai d'écrasement donne indubitablement des indications très significatives sur la qualité du béton en général.

L'évolution de la résistance dans le temps est nécessaire à connaître. L'âge du premier essai peut être dicté par des impératifs de construction tels un décoffrage rapide suite à

l'utilisation de techniques de durcissement accéléré (traitement thermique, utilisation d'adjuvants accélérateurs...) ou de mise en précontrainte pour certains cas d'ouvrages.

Les essais à long terme demeurent toujours nécessaires car plus l'accélération de durcissement est importante plus il y a risque pouvant affecter la qualité du béton à terme.

De ce qui précède, nous avons conservé dans le cadre de cette étude, les mêmes échéances que celles choisies lors de l'étude des mortiers : 1, 3, 7 et 28 jours.

4.2.2) Objectif de l'essai :

Le but de l'essai consiste à connaître les résistances à la compression des bétons objet de l'étude aux échéances précitées.

4.2.3) Principe de l'essai :

L'éprouvette étudiée est soumise à l'effet d'une charge croissante appliquée avec une vitesse comprise entre 0.2 et 1.0 MPa/s jusqu'à la rupture. La résistance à la compression correspond alors au rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette.

4.2.4) Equipement nécessaire :

- une machine d'essai de résistance à la compression répondant aux prescriptions de la norme NF EN 12390-4.
- des moules en acier cylindriques 16 x 32 cm présentant des caractéristiques conformes aux prescriptions de la norme NF EN 12390-1. A noter que le format des moules est choisi en fonction du diamètre maximal D des granulats entrant dans la composition du béton. Les valeurs limites de D sont inscrites dans la dernière colonne du tableau ci-après :

Format	Dimensions de fabrication (mm)		Section (cm ²) par un plan		D (mm)
	Diamètre a	Hauteur			
Cylindre de 11	112.8	220	100	248	≤ 25
Cylindre de 16	159.6	320	200	511	≤ 40
Cylindre de 25	252.5	500	500	1262	≤ 63

Tableau n°24: Dimensions de fabrication des moules et éprouvettes cylindriques [19].

4.2.5) Confection des éprouvettes :

Le remplissage des moules doit s'effectuer en trois (03) couches en raison d'une part du format des moules utilisés 16 x 32 et d'autre part de la limite supérieure de l'épaisseur d'une couche fixée à 100 mm par la norme NF EN 12390-2.

La mise en place de chaque couche s'est faite soit :

- par vibration (table vibrante) dans le cas d'un béton plastique présentant un affaissement au cône d' Abrams compris entre 6 et 9 cm.
- Par piquage lorsque le béton est mou ou fluide (affaissement $A \geq 13$ cm). La pique employée est une tige d'acier de 16 mm de diamètre, longue de 60cm et hémisphérique à ses extrémités. Le nombre de coups par couche est de 25 uniformément répartis sur la surface de la couche soumise au serrage.

D'un autre côté, cette mise en place doit permettre un serrage à refus du béton sans ségrégation excessive ni formation de laitance.

Une fois le remplissage achevé, la face supérieure de l'éprouvette est arasée. L'arasement est une opération de finition des éprouvettes qui mal effectuée pourrait être à l'origine d'une dispersion importante des résultats.

4.2.6) Conservation des éprouvettes :

Les éprouvettes confectionnées sont conservées à l'air durant les premières vingt quatre heures à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. Après démoulage, elles sont immergées dans une eau maintenue à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ jusqu'aux échéances fixées.

4.2.7) Conduite de l'essai d'écrasement :

- A l'échéance voulue, retirer les éprouvettes de l'eau au minimum vingt minutes avant les essais afin qu'elles puissent acquérir l'état d'humidité ambiant.
- Centrer l'éprouvette sur le plateau inférieur de la machine d'essai avec une précision n'excédant pas $\pm 1\%$ du diamètre de l'éprouvette.
- Appliquer la charge sans choc et l'accroître de façon continue à vitesse constante égale à 0.500 Mpa /s.
- Enregistrer la charge de rupture.

La résistance à la compression, exprimée en MPa et une précision de 0.5 MPa, est donnée par l'expression :

$R_c = P / S$ avec P = charge de rupture et S = section orthogonale de l'éprouvette.

Chapitre troisième : Résultats et analyses.

1) Introduction :

La caractérisation d'un mortier de ciment au jeune âge dépend de nombreux paramètres susceptibles d'influer sur son comportement et dont la prise en compte ne peut se faire qu'à travers un grand nombre d'essais qu'il est pratiquement difficile d'étudier tous à la fois. Par conséquent, il n'a été considéré dans cette étude que les effets d'un seul paramètre : les adjuvants. Cela nous a permis de définir un programme expérimental dont l'objectif est de déterminer la combinaison d'adjuvants qui confère au mortier et par suite au béton le meilleur comportement mécanique possible compatible avec une éventuelle utilisation dans le domaine de la préfabrication.

2) Programme expérimental :

Le programme expérimental arrêté comporte trois principales étapes :

2.1) Essais sur mortiers :

2.1.1) Etude de l'influence du nitrate de calcium sur les propriétés des mortiers :

Les essais ont consisté en :

- détermination des résistances mécaniques à la compression et à la traction par flexion de mélanges de mortiers adjuvantés à base de nitrate de calcium.
- Mesures des temps d'écoulement des mortiers adjuvantés à base de nitrate de calcium au maniabilimètre « B ».

2.1.2) Etude de l'influence du Médaccel T85 sur les propriétés des mortiers à travers les essais suivants :

- détermination des résistances mécaniques à la compression et à la traction par flexion de mélanges de mortiers adjuvantés à base de Médaccel T85.
- Mesures des temps d'écoulement des mortiers adjuvantés à base de Médaccel T85 au maniabilimètre « B ».

2.2) Essais sur pâte de ciment :

- Etude de l'influence des combinaisons d'adjuvants ayant donné les meilleurs résultats de résistance mécanique sur mortiers par détermination des temps de début et fin de prise au moyen de l'appareil de Vicat.

2.3) Essais sur bétons :

- Détermination de la résistance à la compression simple de béton réalisé avec la

combinaison d'adjuvants sélectionnée pour avoir donné les meilleurs résultats sur les mortiers.

3) Préparation des mélanges de mortiers :

Les mélanges de mortier étudiés ont été confectionnés dans une salle climatisée mise à notre disposition par le LTP-Est Constantine (température maintenue à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$) et au moyen d'un seul ciment le CEM I 42.5N de SOTACIB- KAIRAOUAN .

Un mortier témoin, non adjuvanté, a été réalisé avec les quantités indiquées par le tableau ci-après en fixant les rapports :

- $E/C = 0.50$
- Ciment sur sable : $C/S = 1/3$.

Sable	Ciment	Eau
S	C	E
1350g \pm 5g	450g \pm 2g	225g \pm 1g

Tableau n°25 : Composition du mortier témoin.

Pour pouvoir apprécier l'effet accélérateur de prise et de durcissement des adjuvants sur les résistances mécaniques, la composition des mortiers adjuvantés ne doit se distinguer de celle du mortier témoin que par la présence de la quantité d'extrait sec de l'adjuvant utilisé. Ce qui revient à dire que le dosage en eau et le rapport E/C demeurent constants. Dans cet optique, tous les mélanges de mortier, quelque soit l'adjuvant ou son dosage ont été réalisés avec un rapport constant et égal à 0.50.

Toutefois, il importe de préciser que les adjuvants Plastocrète 160 et le médafluid SF 150, en plus de leur fonction d'accélérateurs de durcissement, sont également et respectivement plastifiant réducteur d'eau et superplastifiant haut réducteur d'eau. Dans ce cas, en raison de la grande influence de ce type d'adjuvants sur la rhéologie du mortier frais, le dosage en eau ne saurait être conservé, le mélange obtenu serait beaucoup trop liquide et sujet à développer une éventuelle ségrégation. La détermination de la réduction d'eau de gâchage nécessaire pour donner au mortier étudié le même temps d'écoulement au maniabilimètre « B » que le mortier témoin peut se faire selon la procédure prescrite et décrite dans la norme P18-352 de décembre 1986. La réduction d'eau résultante permet une augmentation significative de la résistance à 28 jours [17].

L'étude de l'influence des deux accélérateurs de prise seuls ou en combinaison avec les deux autres accélérateurs de durcissement a nécessité la confection de 15 mélanges présentés avec leur dosage respectif dans le tableau suivant :

Mélange	% NC	% T85	%P160	%SF150
M1	0	0	0	0
M2	0	0.75	0	0
M3	3	0	0	0
M4	0	0.75	0.2	0
M5	0	0.75	0.35	0
M6	0	0.75	0	1
M7	0	0.75	0	1.5
M8	3	0	0.2	0
M9	3	0	0.35	0
M10	3	0	0	1
M11	3	0	0	1.5
M12	0	0	0.2	0
M13	0	0	0.35	0
M14	0	0	0	1
M15	0	0	0	1.5

Tableau n°26 : Identification des mélanges de mortiers étudiés.

4) Etude de l'influence du nitrate de calcium sur les propriétés des mortiers :

4.1) Détermination du dosage du nitrate de calcium à adopter :

Le dosage en nitrate de calcium, seul accélérateur non commercial utilisé dans le cadre de cette étude, a été déterminé sur des éprouvettes de mortier dosées respectivement à 1,2 et 3% puis soumises aux essais de résistances mécaniques à l'âge de 3 jours. Ces éprouvettes ont été conservées dans l'eau à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Dosage	1%	2%	3%
Résistance à la traction (MPa)	4.8	4.1	5.6
Résistance à la compression (MPa)	27.2	23.2	31.5

Tableau n°27 : Choix du dosage en nitrate de calcium.

Le dosage de 3%, ayant donné les meilleurs résultats, a été retenu.

4.2) Effet du nitrate de calcium sur les résistances mécaniques :

Le tableau suivant donne les résultats des essais de résistances mécaniques des différents mélanges de mortiers comportant dans leur composition du nitrate de calcium. Les mélanges M12, M13, M14 et M15 ont été ajoutés pour permettre une meilleure analyse des résultats obtenus.

Mélange	Résistance à la compression (Mpa).							
	1 jour	R_{ij}/R_{ref}	3 jours	R_{ij}/R_{ref}	7 jours	R_{ij}/R_{ref}	28 jours	R_{ij}/R_{ref}
M1	14.7	1.00	33.9	1.00	38.2	1.00	41.8	1.00
M3	12.1	0.82	31.5	0.93	39.8	1.04	48.2	1.15
M8	12.7	0.86	32.4	0.96	40.3	1.05	49.5	1.18
M9	13.2	0.90	33.2	0.98	42.5	1.11	54.3	1.30
M10	13.7	0.93	32.8	0.97	42.1	1.10	52.8	1.26
M11	14.1	0.96	33.4	0.99	48.1	1.26	57.6	1.38
M12	15.7	1.07	34.5	1.02	41.5	1.09	51.9	1.24
M13	16.8	1.14	37.3	1.10	43.4	1.14	56.4	1.35
M14	17.3	1.18	36.3	1.07	42.9	1.12	54.6	1.31
M15	17.9	1.22	39.1	1.15	50.3	1.31	59.2	1.42

Tableau n°28 : Récapitulatif des résultats de résistance à la compression des différents mélanges de mortier adjuvantés à base de nitrate de calcium.

Mélange	Résistance à la traction par flexion (Mpa).							
	1 jour	R_{ij}/R_{ref}	3 jours	R_{ij}/R_{ref}	7 jours	R_{ij}/R_{ref}	28 jours	R_{ij}/R_{ref}
M1	4.2	1.00	6.8	1.00	8.3	1.00	9.9	1.00
M3	3.2	0.76	5.6	0.82	7.9	0.95	10.0	1.01
M8	3.5	0.83	6.2	0.91	9.4	1.13	10.7	1.08
M9	3.8	0.90	6.5	0.95	10.3	1.24	10.9	1.10
M10	3.6	0.86	7.1	1.04	10.0	1.20	11.3	1.14
M11	3.9	0.93	7.7	1.13	10.5	1.26	12.6	1.27
M12	4.5	1.07	7.5	1.10	9.2	1.11	10.3	1.04
M13	4.8	1.14	8.2	1.20	10.0	1.20	11.5	1.16
M14	4.6	1.09	7.8	1.15	9.7	1.17	10.5	1.06
M15	5.0	1.19	8.6	1.26	10.4	1.25	13.7	1.38

Tableau n°29 : Récapitulatif des résultats de résistance à la traction par flexion des différents mélanges de mortier adjuvantés à base de nitrate de calcium.

L'analyse des résultats obtenus aussi bien en compression qu'en traction permet de constater :

- Une baisse des résistances mécaniques de tous les mortiers au jeune âge contenant dans leur composition du nitrate de calcium (M3, M8, M9, M10 et M11) par rapport aux résistances de compression et traction de référence du mortier témoin (M1). La valeur minimale atteinte était celle relative au mortier M3 où la baisse de la résistance respectivement à la compression et à la traction était de :

* 18% et 24% à l'échéance d'un jour.

* 7% et 18% à l'échéance de trois jours.

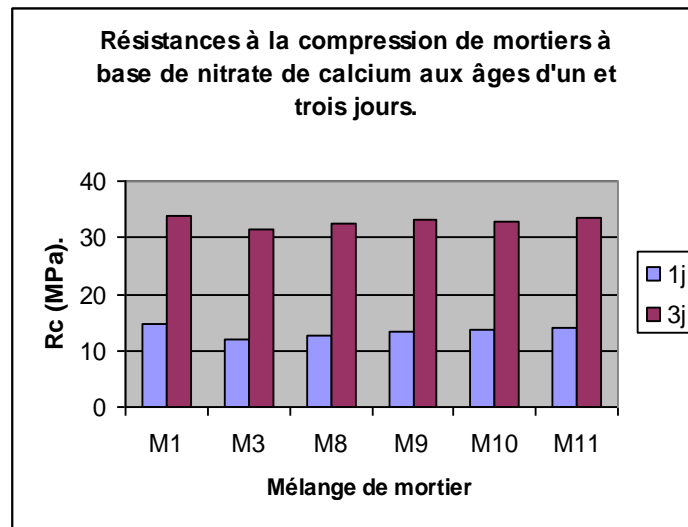


Figure n°57

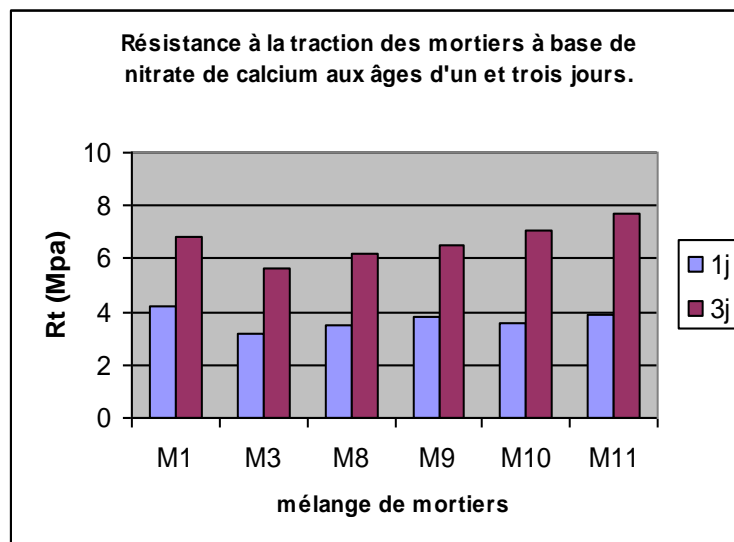


Figure n°58

A cet effet, il convient de citer l'étude menée par Rear et Chin qui indique que l'influence du nitrate de calcium sur les résistances mécaniques à très jeune âge (1 jour) dépendait, entre autres, de la température à laquelle l'essai est effectué.

C'est ainsi qu'une amélioration significative des résistances a été constatée à 10°C, amélioration devenue quasiment nulle à 22°C.

- Une nette amélioration des résistances mécaniques aux échéances de 7 et 28 jours, probablement due, selon l'étude conduite par H. Justness (1993) précédemment citée au paragraphe n°6.4 (Chap 1 identification et caractérisation des matériaux de base), aux changements morphologiques du liant conséquences de la présence de nitrate de calcium.

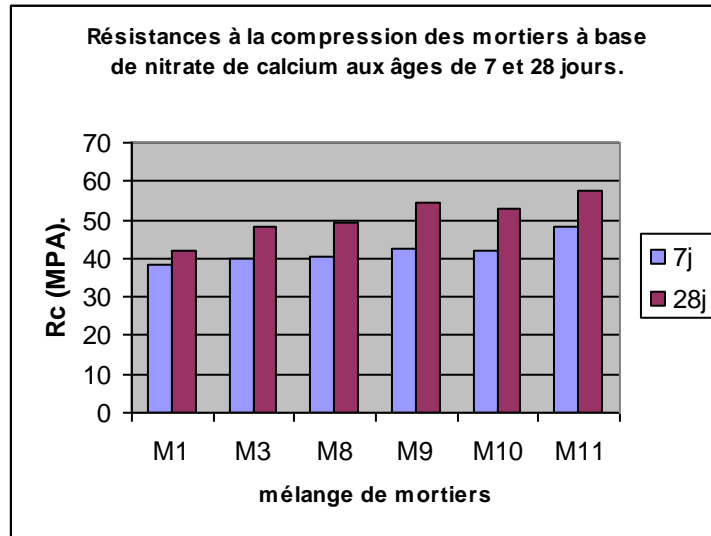


Figure n°59

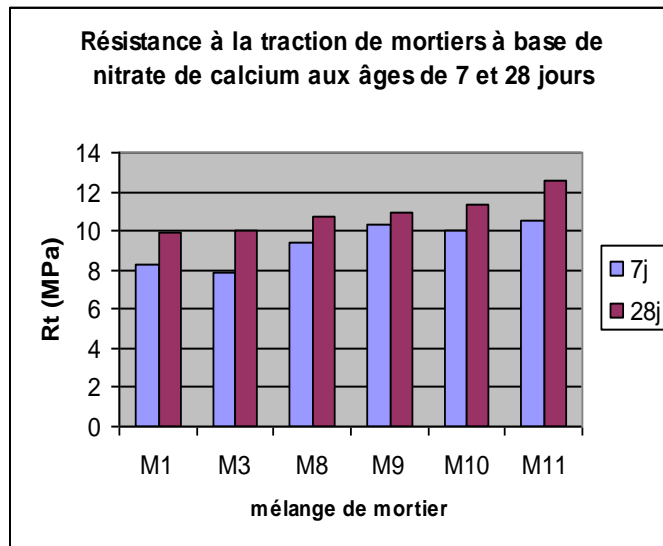


Figure n°60

- Pour chaque mélange pris isolément, on note une augmentation dans le temps de ses résistances mécaniques, signe de l'ininteruption du processus de durcissement. D'un autre côté, l'apport positif des adjuvants Plastocrète P160 et Médafluid SF150 est visible à toutes les échéances et qu'il est d'autant plus important que leur dosage est élevé. C'est notamment le cas des mélanges (M8, M9) comportant dans leur composition du Plastocrète et (M10, M11) contenant du Médafluid SF150.

- Le tableau suivant fait état de l'effet négatif sur les résistances mécaniques des mortiers M8 (3% NC+0.2P160) et M12 (0.2P160) dû à la présence du nitrate de calcium dans la composition de M8. Effet qui s'amointrit dans le temps (voir rapports des résistances

mentionnés dans le tableau). Les mêmes constatations peuvent être étendues aux cas des couples de mélanges : (M9, M13) ; (M10, M14) ; (M11, M15).

Mélange	Résistance à la compression (MPa)				Résistance à la traction (MPa)			
	1J	3J	7J	28J	1J	3J	7J	28J
M8	12.7	32.4	40.3	49.5	3.5	6.2	9.4	10.7
M12	15.7	34.5	41.5	51.9	4.5	7.5	9.2	10.3
M8/M12 (%)	81	94	97	95	78	83	102	104

Tableau n°30 : Analyse comparative des résultats des résistances mécaniques des mélanges M8 et M12.

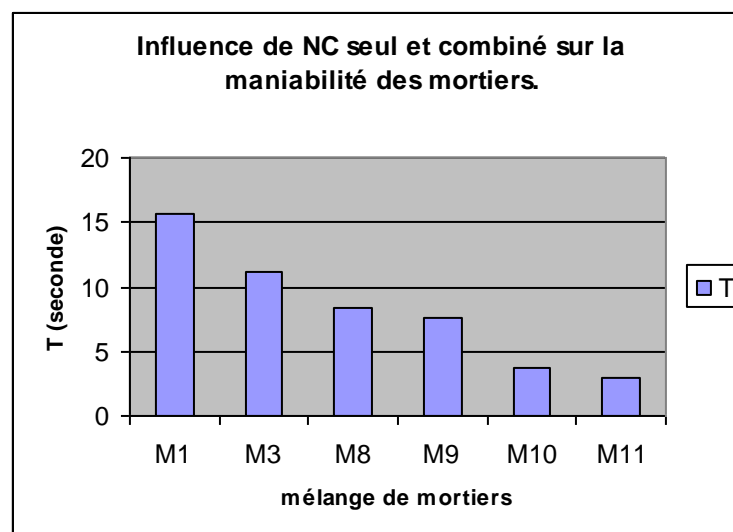
4.3) Effet du nitrate de calcium sur la maniabilité :

Les résultats des temps d'écoulement obtenus au maniabilimètre « B » sur les mélanges considérés au paragraphe précédent sont regroupés dans le tableau suivant. A noter que chaque mélange a fait l'objet de trois mesures dont la moyenne représente le résultat final à considérer.

Mélange	Temps en secondes				% Ref
	T ₁	T ₂	T ₃	Tmoyen	
M1	15.7	15.9	15.2	15.6	100
M3	11.3	10.8	11.3	11.1	71.2
M8	8.5	8.4	7.9	8.3	53.2
M9	7.9	7.2	7.7	7.6	48.7
M10	4.3	3.2	3.6	3.7	23.7
M11	2.9	2.9	3.2	3.0	19.2
M12	8.3	8.8	8.9	8.7	55.8
M13	8.2	8.5	7.9	8.2	52.5
M14	3.7	3.1	3.7	3.5	22.4
M15	2.9	3	2.9	2.9	18.6

Tableau n°31 : Résultats des temps d'écoulement au maniabilimètre « B »

Figure n°61



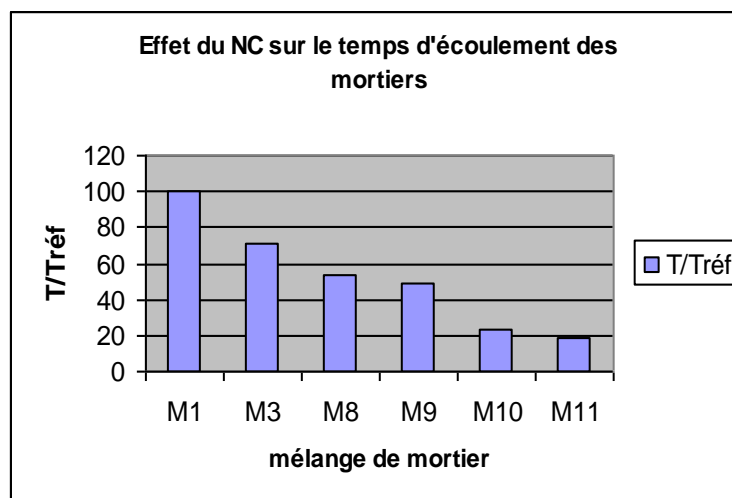


Figure n°62

Les résultats obtenus (tableau n° :31 et figures n°61 et 62) permettent de conclure que l'incorporation des différents adjuvants seuls ou combinés conduit à une augmentation significative de la maniabilité des mélanges comparativement à la valeur référence relative au mortier témoin M1. A noter que le mélange M3 adjuvanté au seul nitrate de calcium n'échappe pas à cette constatation.

La mesure de la maniabilité permet de classer les mortiers d'un point de vue de leur consistance comme suit :

- a) T entre 0 et 10s → consistance fluide
- b) T entre 11 et 40s → consistance plastique.
- c) $T \geq 41s$ → consistance ferme.

Sur la base de cette classification, la consistance de tous les mélanges de mortier testés, à l'exception de M1 (mortier témoin) et M3 (dosé à 3% NC) est considérée comme fluide.

D'un autre côté, les mélanges M10, M11, M14 et M15 contenant dans leur composition du médafluid SF 150 se caractérisent par les temps d'écoulement les plus bas (de 2.9 à 3.7 secondes soit respectivement 18.6 à 23.7% du temps d'écoulement de référence 15.6s). A noter également, l'effet prépondérant de cet adjuvant en comparaison avec les autres qu'il soit utilisé :

- seul (cas du mélange M15) : le temps d'écoulement moyen est passé de 15.6s à 2.9s soit une diminution de l'ordre de 81%.

- ou en combinaison avec le nitrate de calcium où le temps d'écoulement a chuté de 11.1s à 3.0s la réduction du temps d'écoulement est alors de 73%.

Le potentiel défloculant du Médafluid SF 150 est considérable.

5) Etude de l'influence du médaccel T85 sur les propriétés des mortiers :

5.1) Effet du Médaccel T85 sur les résistances mécaniques :

Le tableau suivant regroupe les résultats des essais sur les résistances mécaniques des différents mélanges de mortiers étudiés dont la composition comporte le médaccel T85. De même que pour le cas précédent, les mélanges M12, M13, M14 et M15 ont été ajoutés afin de permettre une meilleure appréciation des résultats obtenus.

Mélange	Résistance à la compression (Mpa).							
	1 jour	R_{ij}/R_{ref}	3 jours	R_{ij}/R_{ref}	7 jours	R_{ij}/R_{ref}	28 jours	R_{ij}/R_{ref}
M1	14.7	1.00	33.9	1.00	38.2	1.00	41.8	1.00
M2	16.4	1.11	35.1	1.04	39.7	1.04	41.6	0.99
M4	17.3	1.17	38.7	1.14	41.6	1.09	48.7	1.17
M5	17.8	1.21	40.4	1.19	43.7	1.14	55.1	1.32
M6	18.4	1.25	42.1	1.24	45.5	1.19	52.9	1.27
M7	19.5	1.32	43.9	1.29	52.6	1.38	58.5	1.40
M12	15.7	1.07	34.5	1.02	41.5	1.09	51.9	1.24
M13	16.8	1.14	37.3	1.10	43.4	1.14	56.4	1.35
M14	17.3	1.17	36.3	1.07	42.9	1.12	54.6	1.31
M15	17.9	1.22	39.1	1.15	50.3	1.32	59.2	1.41

Tableau n°32 : Récapitulatif des résultats de résistance à la compression des mélanges de mortiers Adjuvantés à base de Médaccel T85.

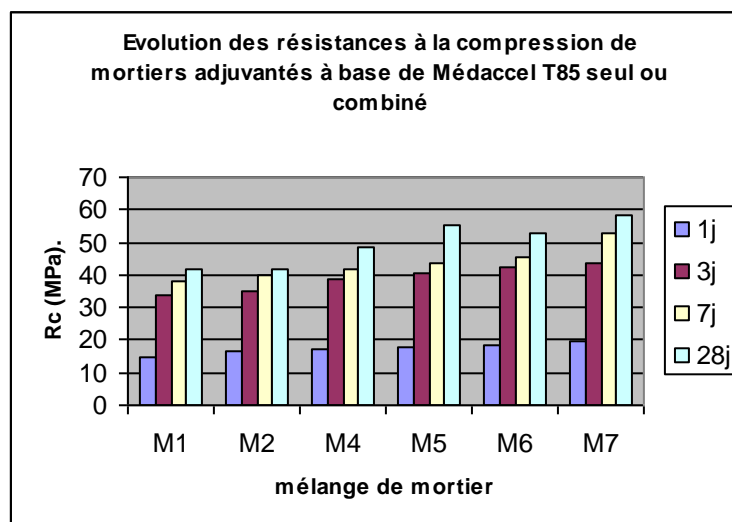


Figure n°63

Mélange	Résistance à la traction par flexion (Mpa).							
	1 jour	R_{ij}/R_{ref}	3 jours	R_{ij}/R_{ref}	7 jours	R_{ij}/R_{ref}	28 jours	R_{ij}/R_{ref}
M1	4.2	1.00	6.8	1.00	8.3	1.00	9.9	1.00
M2	4.3	1.02	7.9	1.16	9.8	1.18	10.2	1.03
M4	4.9	1.17	8.1	1.19	10.6	1.28	11.4	1.15
M5	5.1	1.21	8.8	1.29	10.8	1.30	11.8	1.19
M6	5.0	1.19	8.4	1.24	11.1	1.34	11.6	1.17
M7	5.3	1.26	9.1	1.34	11.4	1.37	12.5	1.26
M12	4.5	1.07	7.5	1.10	9.2	1.11	10.3	1.04
M13	4.8	1.14	8.2	1.21	10.0	1.20	11.5	1.16
M14	4.6	1.09	7.8	1.15	9.7	1.17	10.5	1.06
M15	5.0	1.19	8.6	1.26	10.4	1.25	13.7	1.38

Tableau n°33 : Récapitulatif des résultats de résistance à la traction par flexion des mélanges de mortiers Adjuvantés à base de Médaccel T85.

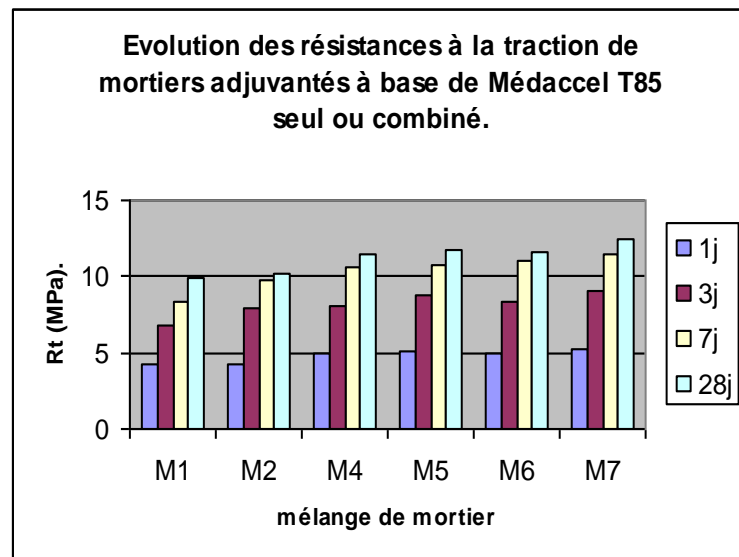


Figure n°64

L'analyse des résultats de résistances obtenus sur des mortiers adjuvantés au moyen de l'accélérateur de prise Médaccel T85 utilisé seul ou en combiné avec le plastocrète 160 ou le Médafluid SF 150 permet d'aboutir aux constatations suivantes :

- on note une amélioration nette des résistances mécaniques à la compression et à la traction et cela à toutes les échéances. Cette amélioration est même considérable dans le cas du mélange M7.

- L'augmentation du dosage des adjuvants associés au Médacel T85 dans la limite de la plage d'utilisation indiquée par le fabricant engendre une amélioration des résistances.

Les valeurs maximales des résistances atteintes exprimées en pourcentage des résistances du mortier témoin mettent en relief l'amélioration significative du comportement mécanique des mortiers adjuvantés.

A noter, que les meilleures améliorations des résistances à toutes les échéances résultent de la combinaison (Médacel T85+Médafluid SF 150), ceci peut être expliqué par l'addition des effets accélérateur de prise et de durcissement et du potentiel défloculant des deux adjuvants combinés, ce qui influe directement et favorablement sur la vitesse d'hydratation du ciment et la quantité d'hydrates formés. Il convient de rappeler que malgré la grande influence du Médafluid SF 150 sur les temps d'écoulement des mortiers frais (voir tableau ci-après) le rapport E/C a été maintenu égale à 0.50, étant donné les résultats de résistance mécanique obtenus, il devient, dès lors, inutile de procéder à une réduction du dosage en eau tel que décrit par la norme P18-352 de décembre 1986.

5.2) Effet du Médacel T85 sur la maniabilité :

Les résultats des temps d'écoulement obtenus au maniabilimètre « B » sur les mélanges de mortier adjuvantés à base de Médacel T85 sont indiqués dans le tableau suivant :

Mélange	Temps en secondes				% Ref
	T ₁	T ₂	T ₃	Tmoy	
M1	15.7	15.9	15.2	15.6	100
M2	14.9	15.0	15.3	15.0	96.1
M4	8.7	9.0	8.6	8.8	56.4
M5	8.3	7.7	7.9	8.00	51.3
M6	4.7	3.4	3.7	3.9	25.0
M7	3.9	3.6	3.4	3.6	23.1
M12	8.3	8.8	8.9	8.7	55.8
M13	8.2	8.5	7.9	8.2	52.5
M14	3.7	3.1	3.7	3.5	22.4
M15	2.9	3.0	2.9	2.9	18.6

**Tableau n°34 : Résultats des temps d'écoulement au maniabilimètre »B «
des mélanges de mortiers adjuvantés à base de Médacel T85.**

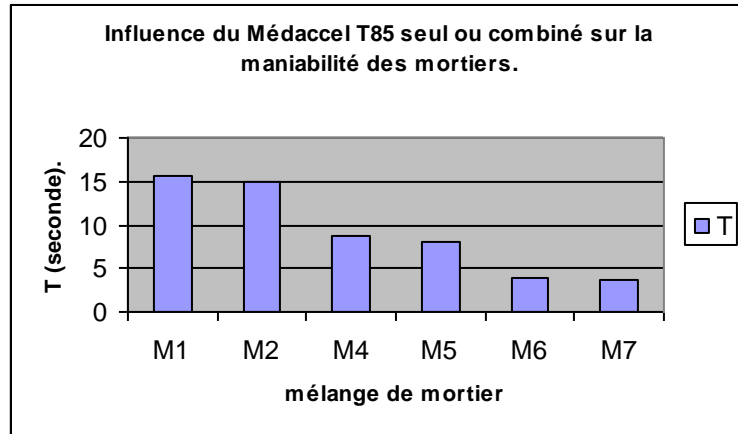


Figure n°65

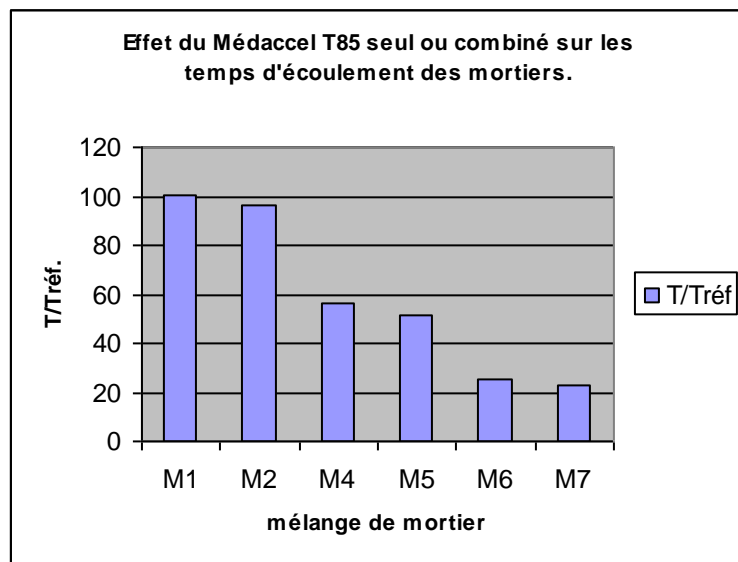


Figure n°66

On remarque, de prime abord, que l'incorporation d'adjuvants à base de Médacel T85 améliore la maniabilité de l'ensemble des mortiers testés quoique de façon légèrement moins importante que ne le fait le nitrate de calcium.

Classés sur la base de leur consistance, hormis les mélanges M1 et M2 (consistance plastique), tous les autres mortiers testés sont de consistance fluide.

D'un autre côté, il convient de noter que la présence du Médafluid SF 150 dans les mélanges M6, M7, M14 et M15 abaisse considérablement leur temps d'écoulement qui varient alors de 2.9s à 3.9s soit respectivement de 18.6% et 25% du temps d'écoulement de référence.

6) Essais sur pâte de ciment :

Les essais effectués sur les pâtes de ciment se sont limités à la détermination de la consistance normalisée et les temps de début et fin de prise au moyen de l'appareil de Vicat en conformité avec les prescriptions de la norme NF EN 196-3.

Ces essais ont concerné essentiellement des pâtes de ciment contenant du Médacel T85 seul ou combiné en raison des améliorations significatives qu'ils ont apportées aux résistances mécaniques des mortiers particulièrement au jeune âge. La pâte de ciment P3 servait uniquement à vérifier le caractère accélérateur de prise du nitrate de calcium.

Pâte de ciment	Dosage en adjuvant
P1	Témoin
P2	0.75% T85
P3	3% NC
P4	0.75% T85 + 0.2% P160
P5	0.75% T85 + 0.35% P160
P6	0.75% T85 + 1% SF150
P7	0.75% T85 + 1.5% SF150
P12	0.2% P160
P13	0.35% P160
P14	1% SF150
P15	1.5% SF150

Tableau n°35 : Dosage en adjuvants des pâtes de ciment.

Les résultats des essais effectués sont regroupés dans le tableau suivant :

Pâte de ciment	Consistance normalisée		Temps de début de prise		Temps de fin de prise	
	E (cm ³)	E/C	Tdp (min)	% Réf	Tfp (min)	% Réf
P1	144	0.29	183	1	235	1
P2	144	0.29	158	0.86	206	0.88
P3	140	0.28	145	0.79	191	0.81
P4	144	0.29	247	1.35	300	1.28
P5	141	0.28	262	1.43	316	1.34
P6	124	0.25	270	1.47	325	1.38
P7	120	0.24	348	1.90	409	1.74
P12	144	0.29	236	1.29	278	1.18
P13	140	0.28	280	1.53	334	1.42
P14	125	0.25	300	1.64	345	1.47
P15	118	0.24	375	2.05	440	1.87

Tableau n°36 : Résultats des temps de début et fin de prise des pâtes de ciment.

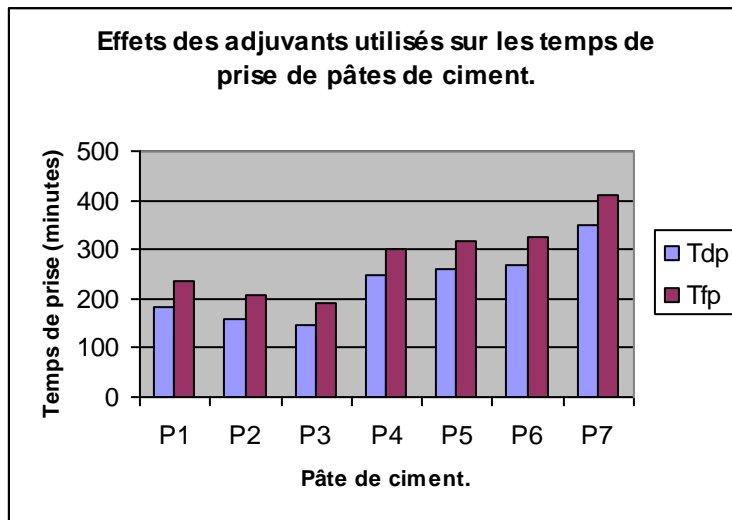


Figure n°67

Les résultats obtenus permettent de constater :

- La confirmation du caractère accélérateur de prise du nitrate de calcium puisque la diminution des temps de début et fin de prise par rapport aux valeurs du témoin est de l'ordre de 20%. Toutefois, ce fait ne permet de préjuger sur l'influence de cet adjuvant sur les résistances mécaniques des mortiers ou bétons.

- La présence de plastifiant ou plus encore de superplastifiant dans les pâtes de ciment augmente considérablement le début et la fin de prise (augmentation maximale atteinte du temps de début et fin de prise respectivement égale à 105% et 87%). Cet effet retardant ne milite pas en faveur d'une utilisation potentielle de ce type d'adjuvantation dans les processus d'accélération de durcissement des bétons ou dans la préfabrication

7) Essais sur bétons :

7.1) Introduction :

L'étude du comportement mécanique des différents mélanges de mortiers testés a permis de déterminer la combinaison d'adjuvants (0.75% de Médacel T85 en association avec 1.5% de Médafluid SF 150) ayant produit l'effet le plus favorable aussi bien sur la compression que sur la résistance à la traction.

Un béton, noté B₂, sera confectionné en comportant dans sa composition cette combinaison d'adjuvants. Sa réponse mécanique sera déterminée au moyen de l'essai de compression simple qui, il convient de le rappeler, caractérise le mieux la qualité d'un béton.

Afin de mettre en évidence l'apport des adjuvants seuls ou combinés à la résistance mécanique du béton, un béton témoin sans adjuvant (B_0) et un second contenant uniquement du Médafluid SF 150 (B_1) seront également fabriqués et soumis à l'essai de compression simple.

7.2) Composition du béton témoin (B_0) :

1) Données de base :

- D_{max} des granulats = 25 mm
- Résistance moyenne souhaitée = 27 MPa.
- Classe vraie du ciment utilisé = 45 MPa.
- Consistance souhaitée : affaissement au cône = 8 cm.

2) dosage en granulats :

- Sable 0/5 : 38%
- Gravier 8/15 : 25%
- Gravier 15/25 : 37%

3) dosage en ciment et en eau :

- ciment = 350 Kg/m³
- eau = 187l/m³
- E/C = 0.53

4) formule de composition pondérale pour B_0 :

- sable 0/5 : 702 Kg /m³
- gravier 8/15 : 467 Kg/m³
- gravier 15/25 : 696 Kg/m³.

7.3) Composition des bétons B_1 et B_2 :

1) données de base :

- D_{max} des granulats = 25mm
- Résistance moyenne souhaitée = 46 MPa
- Classe vraie du ciment = 45 MPa.
- Consistance souhaitée affaissement au cône = 15 cm.

2) dosage des granulats :

- Sable 0/5 : 38%
- Gravier 8/15 : 25%
- Gravier 15/25 : 37%

3) dosage en ciment et en eau :

- ciment = 400 Kg/m³
- E(B₁) = 150l/m³
- E(B₂) = 147l/m³
- E/C(B₁) = 0.38
- E/C(B₂) = 0.37

4) Formule de composition pondérale pour B₁ :

- sable 0/5 : 702 Kg/m³
- gravier 8/15 : 467 Kg/m³
- gravier 15/25 : 696 Kg/m³.
- Médafluid SF 150 = 6 kg.

5) Formule de composition pondérale pour B₂ :

- sable 0/5 : 702 Kg/m³
- gravier 8/15 : 467 Kg/m³
- gravier 15/25 : 696 Kg/m³.
- Médafluid SF 150 = 6 kg.
- Médaccel T85 = 3 kg.

7.4) Résultats de l'essai de compression simple:

La détermination de la résistance à la compression simple a porté sur les trois bétons B₀, B₁, B₂ et concerné quatre échéances (1j, 3j, 7j et 28j) pour chacun des bétons. Les éprouvettes testées, au nombre de trois par échéance, étaient de forme cylindrique, de dimensions 16 x 32 cm. Les valeurs consignées dans le tableau ci-après correspondent donc à la moyenne arithmétique de trois valeurs de résistance par échéance.

Les éprouvettes d'âge 1 jour ont été conservées à l'air dans leur moule à une température de 20°C ± 2°C, alors les éprouvettes restantes correspondant aux autres échéances ont été placées dans de l'eau à une température de 20°C ± 1°C.

Béton	Résistance à la compression en MPa								A souhaité	A effectif
	1j	Rc/Réf	3j	Rc/Réf	7j	Rc/Réf	28j	Rc/Réf		
B ₀	8.3	1.00	12.4	1.00	19.8	1.00	29.9	1.00	8cm	7cm
B ₁	20.7	2.49	30.9	2.49	37.8	1.91	43.5	1.45	15cm	15cm
B ₂	21.8	2.63	31.4	2.53	39.1	1.97	46.7	1.56	15 cm	15.5cm

Tableau n°37 : Evolution des résistances à la compression des bétons testés.

L'analyse des résultats obtenus et indiqués par le tableau précédent permet de faire les constatations suivantes :

- on note clairement l'amélioration très significative des résistances à toutes les échéances suite d'une part à l'incorporation d'adjuvants au sein de la composition des deux bétons B1 et B2 et d'autre part à la diminution de l'ordre de 20% du rapport E/C en comparaison avec la valeur E/C du béton témoin B0 (diminution qui est la conséquence directe du caractère superplastifiant du Médafluid SF 150).
- Comparativement au béton B1, le béton B2 accuse une augmentation des résistances avec un maximum de 7.4% atteint à l'échéance de 28 jours (Voir tableau ci-après) dû très probablement à la présence du Médaccel T85, seul composant qui différencie les compositions des deux bétons.

Béton	1 jour	3 jours	7 jours	28 jours
B1	20.7	30.9	37.8	43.5
B2	21.8	31.4	39.1	46.7
$[(B2-B1)/B1] \times 100$	5.3	1.6	3.4	7.4

Tableau n°38 : Comparaison des résistances à la compression des bétons B1 et B2 par échéance.

8) Etude de la possibilité d'utilisation des accélérateurs dans le traitement thermique du béton (usine de préfabrication Gési-préf a de Télèghma) :

8.1) Introduction :

L'usine de préfabrication de Télèghma (Gési-préfa) a pour vocation principale la réalisation de poutres en béton précontraint destinées aux ouvrages d'art.

Ces poutres subissent un traitement thermique par étuvage à la vapeur d'eau (procédé par vapeur perdue) où le coffrage contenant le béton frais est placé sous une bâche isolante en matière plastique. Ce procédé, bien qu'il occasionne des pertes d'énergie assez importantes [20,21], assure, toutefois, une homogénéité dans le traitement de la poutre sur toute sa longueur.

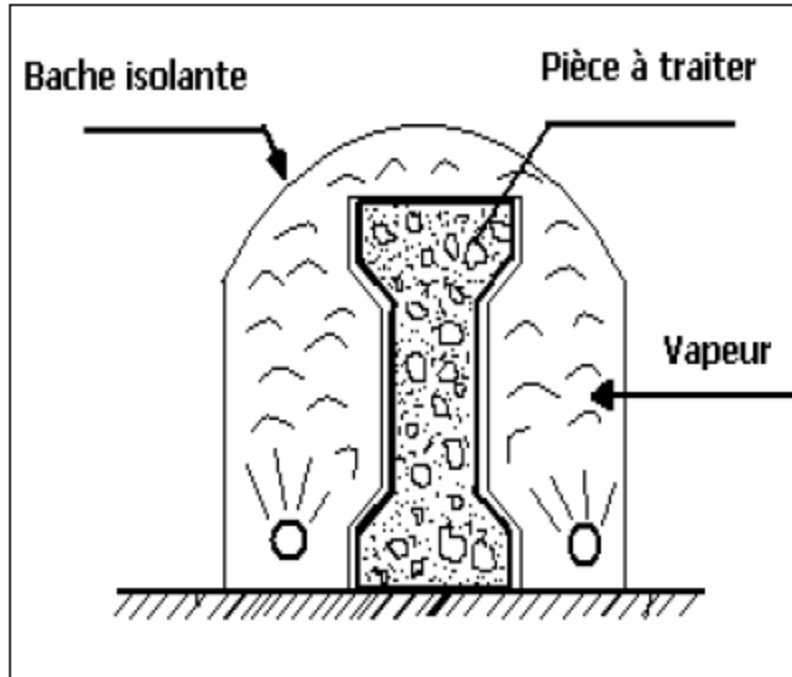


Figure n°68 : Chauffage d'une poutre sous bâche par vapeur perdue.

8.2) Exemple de traitement thermique d'une poutre :

Lors de notre visite à l'usine Gési-préfa, nous avons assisté au traitement thermique d'une poutre en béton précontraint de type IM3 (0.35 * 0.50*1.10) et d'un linéaire de 25.00 ml.

Le béton constitutif de la poutre a été confectionné selon la formule de composition volumétrique pour un mètre cube (M3) apparent suivante :

- dosage en ciment = 450 kg /m³
- sable 0/5 = 331 l
- gravier 3/8 = 291 l
- gravier 8/15 = 178 l
- gravier 15/25 = 371 l.

L'adjuvant utilisé était un superplastifiant haut réducteur d'eau (Médaplast SP 40).

L'opération d'étuvage se solde par l'établissement d'une fiche technique de la poutre traitée dont nous présentons ci-après la partie relative au matériau béton.

Type d'élément	Poutre IM3
Ciment	CPJ CEM II/A 42.5 Hamma Bouziane C ^{ne}
Dosage du ciment	450kg/m ³
Béton	Affaissement au cône=6.9 cm E/C = 0.37
Cycle d'étuvage	20 heures 00mn
Résistance du béton étuvé à la fin du cycle d'étuvage et avant mise en précontrainte	R _{ce} = 23.6 Mpa
Résistance du béton non étuvé à durcissement normal	R _{c7j} = 25.8 MPa. R _{c 28j} = 36.9 MPa

Tableau n°39: Fiche technique partielle de la poutre étuvée.

La remarque principale que l'on peut faire réside dans le fait que la valeur de R_{ce} correspond approximativement à R_{c7j}, ce qui revient à dire que le traitement thermique a permis de réduire le temps de durcissement du béton de 6 jours.

Le recours à l'utilisation d'un accélérateur comme méthode d'accélération de durcissement du béton a un effet limité et ne peut, dans l'état actuel des choses, constituer une solution concurrente ou de remplacement du traitement thermique (le tableau n°37 montre que l'augmentation des résistances n'est pas aussi importante que celle résultant d'un traitement thermique). Toutefois, l'adjuvant accélérateur peut être associé au traitement thermique dans le but de limiter, particulièrement en saison hivernale, la consommation d'énergie généralement du gas oil (énergie d'origine fossile polluante et en majorité importée) ou réduire encore plus le temps d'étuvage pour une meilleure productivité.

8.3) Coût de l'opération d'étuvage :

Selon les données recueillies au niveau de l'usine –Gési-préfa- l'opération d'étuvage pour le traitement thermique d'une poutre nécessite les dépenses suivantes :

- consommation de gas oil nécessaire au fonctionnement de la chaudière :
Hiver 800l par cycle d'étuvage.
été 500 l par cycle d'étuvage.
Prix unitaire du litre de gas oil = 13.70 DA.
- Personnel mobilisé au cours de l'opération : deux agents de sécurité
 - Salaire d'un agent (y compris cotisation sociale et impôts) = 50.000,00DA soit 2380 DA par jour ouvrable et donc 4760 DA en comptant les deux agents.

Le prix de revient de l'étuvage d'un mètre linéaire d'une poutre de longueur 25 ml sera :

Carburant : $(800 \times 13.70) / 25 = 438.40$ DA

Personnel : $4760 / 25 = 190.40$ DA

Soit un total de 630DA /ml

Si l'on suppose que l'utilisation d'un adjuvant accélérateur permet de réduire la consommation du carburant de 25% le coût de l'étuvage par mètre linéaire de poutre deviendrait alors :

Carburant : 328.80 DA

Personnel : 190.40 DA

Accélérateur : 120.00 DA

Soit un total de 639.20 DA

A travers ce calcul simpliste, on peut conclure que l'utilisation d'un adjuvant accélérateur n'aurait donc pas un impact fondamentalement financier mais plutôt il serait :

- écologique dans la mesure où il permet de réduire la consommation d'une énergie polluante.
- Amélioration de la productivité par réduction du temps d'étuvage.

D'un autre côté, les responsables de l'usine ont exprimé des réticences quant à l'utilisation éventuelle d'accélérateur dans le processus d'étuvage pour les deux raisons suivantes :

- l'opération de coulage dure en moyenne 40 minutes, les accélérateurs devenant de plus en plus efficaces et à effet rapide peuvent affecter l'homogénéité du traitement de la poutre sur sa longueur et par suite influencer négativement sur sa mise en précontrainte.

- Les effets du premier point seraient accentués en cas d'une panne quelconque au niveau par exemple : du système de vibration servant au serrage du béton, de la centrale à béton ou encore au niveau du matériel de coulage.

Ces craintes ne doivent pas inciter à abandonner l'idée de l'utilisation d'accélérateurs dans le processus du traitement thermique des bétons mais plutôt constituer de probables axes futurs de recherches.

Conclusion sur la partie expérimentale:

L'essai de prise réalisé sur la pâte de ciment P3 confirme le caractère accélérateur de prise du nitrate de calcium, toutefois si la maniabilité des mortiers testés se trouve améliorée, le nitrate de calcium, seul ou combiné, ne contribue aucunement à l'amélioration des résistances mécaniques au jeune âge.

D'un autre côté, une amélioration significative non seulement de la maniabilité mais aussi des résistances est constatée à toutes les échéances sur l'ensemble des mortiers ou bétons testés lors de l'utilisation du Médaccel T85 seul ou combiné.

Il convient grandement de noter que la présence de plastifiant « Plastocrète P160 » ou plus encore du superplastifiant « Médafluid SF 150 » dans la composition des pâtes de ciment augmente considérablement les temps de début et fin de prise probablement dû au potentiel défloculant important de ces deux adjuvants.

Le traitement thermique du béton demeure le moyen le plus efficace d'accélération du durcissement. Les adjuvants accélérateurs ne peuvent, présentement, constituer une solution alternative au traitement thermique mais peuvent lui être associé pour des raisons économiques (diminution du temps d'étuvage, décoffrage et rotation des moules plus rapides) ou écologiques (réduction de la consommation d'énergie polluante).

Conclusion générale

L'objectif principal de cette étude essentiellement expérimentale a consisté à proposer un béton contenant dans sa composition une combinaison d'adjuvants lui assurant des performances mécaniques optimales au jeune âge capables de répondre aux exigences actuelles qui régissent le domaine de la construction notamment sur les plans de la productivité et du respect des délais contractuels. En d'autres termes, cela suppose, en pratique, la possibilité d'un décoffrage rapide, une mise en précontrainte le plus tôt possible ou encore un bétonnage par temps froid...

L'étude expérimentale a nécessité l'utilisation de trois accélérateurs commerciaux et un accélérateur de prise non commercial en l'occurrence « le nitrate de calcium » dont le choix est justifié par l'absence dans sa formule chimique de chlorures source de problèmes de corrosion des aciers de béton armé ou précontraint.

Les pâtes de ciment, mortiers et bétons testés ont été formulés avec des dosages d'adjuvants commerciaux exprimés sous forme de plages d'utilisation mentionnées dans les fiches techniques fournies par les fabricants. Par contre, le dosage en nitrate de calcium a été déterminé et correspond à 3% de la masse du ciment.

A l'issue de l'étude expérimentale, les divers résultats obtenus permettent de soutenir les conclusions suivantes :

- Le nitrate de calcium, dont le caractère accélérateur est confirmé par l'essai Vicat, augmente la maniabilité des mortiers mais ne contribue aucunement à l'amélioration de leur résistances mécaniques au jeune âge.

- Une amélioration significative aussi bien des résistances mécaniques à toutes les échéances que de la maniabilité est constatée sur l'ensemble des mortiers et bétons testés et contenant dans leur composition des accélérateurs commerciaux.

- La présence d'accélérateurs de durcissement dans la formulation des pâtes de ciments est à l'origine d'une augmentation considérable des temps de début et fin de prise, vraisemblablement dû à la fois au caractère plastifiant (Plastocrète P160) ou superplastifiant (Médafluid SF 150) et à leur potentiel défloculant important.

- L'étude comparative présentée à la fin de la seconde partie du mémoire permet de souligner que le traitement thermique reste indéniablement le moyen le plus efficace d'accélération du durcissement du béton. En considérant le cas de la poutre en béton précontraint de l'usine Gési-préfa (Téleghma), le traitement thermique a permis, tout en

atteignant la même valeur de résistance à la compression, de réduire le temps d'attente de 85% par rapport à celui mis par le même béton durcissant naturellement.

D'un autre côté, les adjuvants accélérateurs ne peuvent constituer, pour l'heure actuelle, une solution alternative ou de remplacement du traitement thermique, ils peuvent tout au plus lui être associés pour des raisons économiques (particulièrement en saison hivernale) ou écologiques.

Références bibliographiques.

- [1] : J.L Vignes ; Bulletin de l'union des physiciens n° 780 « Une vie de ciment :Expériences de chimie sur la mise en œuvre et les propriétés d'un matériau » Cachan, France.
- [2] : Collection technique CIMBETON (Centre d'information sur le ciment et ses applications) « Le ciment et ses applications », Juillet 2001.
- [3] : Adam M Neville « Propriétés des bétons » éditions Eyrolles, 2000.
- [4] : Older,I « Hydration, setting and hardening of Portland cement » in « Lea's chemistry of cement and concrete » (Hewlett P.C, Ed), fourth edition : Arnold, London, Great Britain, 1998.
- [5] : J. Baron et J.P Ollivier « Les bétons, bases et données pour leur formulation » éditions Eyrolles, 1997.
- [6] : Cours en ligne : matériaux de construction - chapitre 2- Les ciments (09/2011).
- [7] : G.de Schutter et J. Apers : Bulletin n°40 de Juillet 2007, publié par FEBELCEM (Fédération de l'industrie cimentière belge).
- [8] : Cours Synad « Les constituants du béton » éditions de juillet 2002.
- [9] : V.S Ramachandran, article n° : CBD-165-F « Le chlorure de calcium dans le béton ».
- [10] : R.Rixom and N.mailvaganam « chemical admixtures for concrete » third edition, edition E&FN Spon, London, 1999.
- [11]: Collectif d'auteurs « Thermodynamique –Fascicule 1 » Office des publications universitaires (O.P.U) , 1983.
- [12] : V.S Ramachandran « Concrete admixture Handbook, Properties, science and technology » second edition, Noyes publications, Ed , New Jersey, U.S.A, 1995.
- [13] : Gartner E.M, Young J.F, Damidot D.A, Jawed I « Structure and performance of cement » Spon Press, New York, U.S.A, 2002.
- [14] : J.Byfors « Plain concrete at early ages », CBI Research report n°3 : 80, Swedish cement and concrete research institute, Stockholm, 1980.
- [15] : « Guide d'utilisation de la maturométrie » - Projet national Calibé.-Résistance du béton dans l'ouvrage.
- [16] : Gabrysiak; « Matériaux-Béton-Chapitre 4 ».
- [17] : R.Dupain; R.Lanchon; J.C Saint Arroman « Granulats, Sols, Ciments et bétons » Editions Casteilla, 2004.
- [18]: « Durabilité et réparations du béton » GCI-714; Université de Sherbrooke.
- [19] : Dreux G, Festa J « Nouveau guide du béton et de ses constituants » ; Huitième édition ; éditions :Eyrolles.
- [20] : Caumette.J,1990 « Traitement thermique du béton par l'électricité » Ed Masson, Paris.
- [21] : Mamillan.M, 1970 « Recherches expérimentales sur l'accélération du durcissement du béton par le chauffage », Annales de l'ITBTP (France) n° 267 et 268.

Résumé

La lenteur avec laquelle le ciment s'hydrate et développe ses résistances mécaniques constitue l'un des principaux inconvénients lié à l'utilisation du béton, matériau le plus utilisé dans la réalisation de bâtiment et d'ouvrages de génie civil. Les temps d'attente pour un durcissement naturel des bétons deviennent de plus en plus incompatibles avec les délais de réalisation, les impératifs technologiques de la construction (décoffrage rapide, mise en précontrainte le plus tôt possible, bétonnage par temps froid...) ou encore avec les exigences de productivité des chantiers et des usines de préfabrication.

Différentes méthodes ont été développées, à cet égard, en vue d'accélérer la prise et le durcissement du béton permettant d'obtenir rapidement des résistances suffisantes autorisant un décoffrage précoce ou permettre la manutention de produits finis sans nuire à leurs propriétés ultérieures.

Le recours à des accélérateurs de prise et de durcissement incorporés au sein du béton constitue l'une de ces méthodes.

A cet effet, l'étude expérimentale entreprise dans le cadre de ce mémoire, avait pour objectif d'étudier les effets d'adjuvants accélérateurs commerciaux ou non (en l'occurrence :le nitrate de calcium) sur :

- Les temps de prise de pâtes de ciment.
- La maniabilité des mortiers.
- La consistance des bétons mesurée au cône d'Abrams.
- Les résistances mécaniques de mortiers et bétons.

Les paramètres pris en compte étaient :

- Dosage et types d'adjuvants.
- Mode de conservation des éprouvettes (à l'air et à l'eau).
- Utilisation d'un ciment unique pour l'ensemble des essais effectués de type CEM I 42.5N
- température des essais.

Les résultats expérimentaux obtenus, montrent que l'utilisation du Médaccel T85 combiné au Médafluid SF 150 se traduit d'une part par une amélioration significative des résistances mécaniques à toutes les échéances y compris au jeune âge (1 et 3 jours) dans les mortiers et les bétons et d'autre part un effet retardant important dans les temps de prise.

Mots clés :

Accélérateur de prise, Accélérateur de durcissement, ciment, mortier, temps de prise, résistance mécanique, jeune âge, cinétique d'hydratation, béton.

Abstract

The slowness with which the cement hydrates and develops its mechanical strength is one of the main drawbacks associated with the use of concrete, the most widely used material in the achievement of building and civil engineering works. The waiting times for a natural hardening of concretes become increasingly incompatible with the deadlines, the technological requirements of construction (fast formwork removal, prestressing as soon as possible, cold weather concreting ...) or with productivity requirements of projects and precast plants.

Various methods have been developed, in this respect, in order to accelerate the setting and hardening of concrete to obtain quickly a sufficient strength allowing an early formwork removal or allow the handling of finished products without compromising their subsequent properties.

The use of accelerators of setting and hardening embedded in concrete is one of these methods.

For this purpose, the experimental study undertaken as part of this thesis, aimed to study the commercial or classic chemical (calcium nitrate) admixtures accelerators effects on:

- The setting times of cement paste.
- The handling of mortars.
- The consistency of concrete measured with Abrams cone
- The mechanical strength of mortars and concretes.

The parameters taken into account were:

- Dosage and types of admixtures
- Means for holding the test pieces (air and water)
- Using a single cement for all tests of type CEM I 42.5N
- Temperature testing

The experimental results show that the use of Médaccel T85 combined with Médafluid SF 150 is reflected in part by a significant improvement in mechanical strength at all terms including young age (1-3 days) in mortars and concrete and also by a significant delay in the setting time effect.

Keywords:

Setting accelerator, hardening accelerator, cement, mortar, setting time, mechanical strength, young age, hydration kinetics, concrete.

بطء ترطيب الاسمنت و تطور قواه الميكانيكية هو واحد من العوائق الرئيسية المرتبطة باستخدام الخرسانة، استخداما على نطاق واسع في البناء و إنشاءات الهندسة المدنية. فترات الانتظار للحصول على تصلب طبيعي للخرسانات ت غير متوافقة على نحو متزايد مع مواعيد الإنجاز و الاحتياجات التكنولوجية للبناء (التعريفة السريعة،الوضع تحت الإجهاد المسبق في أقرب وقت ممكن ، صب الخرسانة في الطقس البارد ...) أو مع المتطلبات الإنتاجية للمشاريع و مصانع البناء الجاهزة .

وقد تم تطوير أساليب مختلفة في هذا الصدد ، من أجل الإسراع في تماسك وتصلب الخرسانة للحصول على قوة كافية تسمح بتعريفة في وقت مبكر أو السماح بمعالجة المنتجات النهائية دون المساس بخصائصهم اللاحقة . استخدام معجلات التماسك و التصلب داخل الخرسانة هي واحدة من هذه الطرق . لهذا الغرض ،الدراسة التجريبية التي تم القيام بها في اطر هذه الأطروحة ،تهدف لدراسة آثار المواد المسرعة التجارية أو الكيميائية الكلاسيكية (نترات الكالسيوم) على ما يلي:

- تحديد وقت تماسك عجينة الأسمنت.
- سهولة التعامل مع المورتر
- قياس كثافة الخرسانة بمخروط أبرامز
- المقاومات الميكانيكية للمورتر والخرسانة.
- العوامل التي تم أخذها بعين الاعتبار:
- المعايير وأنواع المواد المضافة
- وسائل حفظ أنابيب الاختبار (الهواء والماء)
- استخدام نفس الأسمنت لجميع الاختبارات من نوع CEM I 42.5N
-

تظهر النتائج التجريبية أن استخدام Médaccel T85 Médacel SF 150 ينعكس جهة جهة
المقاومات الميكانيكية في كافة الأجال بما في ذلك السن المبكرة (4 3 أيام)
عامل تأخير كبير في الوقت الذي يستغرقه التماسك.

:

التماسك ،مسرع التصلب ،الأسمنت ،المورتر ،وقت التماسك ، المقاومة الميكانيكية ،السن المبكرة ،حركية الترطيب