

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

**Contribution à l'étude de la cinétique d'hydratation des
bétons par l'utilisation des cycles de traitement thermiques**

PRESENTE PAR :

Mr. **GUERROUI REDA**

SOUTENU LE :

DEVANT LE JURY

Président
Rapporteur
Examineurs

Dr. BOUDCHICHA ABDELAZIZ
Dr. CHEIKH-ZOUAOUI MUSTAPHA
Pr. GUENFOUD MOHAMED
Pr. HOUARI HACENE
Dr. BOUDAOUZ ZINEDDINE

MC/A
MC/A
Professeur
Professeur
MC/A

UNIVERSTITE d'Oum EL-Bouaghi
UNIVERSTITE DE Blida
UNIVERSTITE DE GUELMA
UNIVERSTITE Mentouri Constantine
UNIVERSTITE d'Oum EL- Bouaghi

2012/2013

Dédicace :

Je dédie ce travail à mes parents dont le soutien et encouragements

ininterrompus ont permis à ce travail de voir le jour.

Je tiens à exprimer tout au fond de mon cœur mes reconnaissances

à toute ma famille.

Remerciements :

J'ai l'honneur d'être dirigé par mon Docteur CHEIKH-ZOUAOUI.M dans la présente recherche. Je vous remercie énormément mon docteur pour avoir encadré et suivi ce travail avec patience au long de ces deux années.

OUSTADI merci beaucoup pour votre disponibilité, pour les nombreuses et intéressantes discussions scientifiques, les remarques et orientations constructives, les nombreux conseils avisés, vos encouragements quotidiens, pour le soutien permanent, pour votre compréhension, pour la confiance que vous m'avez accordé et que vous avez toujours témoignée à mon égard, pour votre écoute et, tout simplement pour votre gentillesse.

Je vous remercie OUSTADI énormément, c'est vous qui avais su attirer en moi l'intérêt et l'amour pour la science des matériaux de construction et qui m'avais donné toute la motivation pour aimer cette science.

Le grand humanisme, la simplicité, l'enthousiasme et la pédagogie, le dynamisme et la grande compétence ainsi la démarche scientifique de notre Docteur CHEIKH-ZOUAOUI. M resteront pour moi un modèle.

Nous avons trouvé dans ses grandes qualités humaines et sa culture une source inépuisable d'enrichissement.

Je tiens à exprimer tout au fond de mon cœur mes reconnaissances à votre famille dont vous avez pris une grande part de leur temps afin d'accomplir ce travail, qu'ils trouvent ici toutes mes reconnaissances et l'expression de toute ma gratitude.

Je voudrais également adresser mes plus sincères remerciements à Monsieur GUENFOUD.M Professeur à l'Université de Guelma, pour m'avoir, permis d'entamer ma thèse au sein de son honorable laboratoire de recherche.

Je désire très sincèrement remercier Messieurs NAOUIRA.M.S et BENOUIS.H Professeurs à l'Université de Guelma, pour leurs conseils Et encouragements.

Une thèse ne se bâti pas seul, aux personnes qui m'ont soutenu, de près ou de loin, tout au long de ce travail, trouvent ici le témoignage de ma plus sincère gratitude.

Table des matières

Liste des figures.....	06
Liste des tableaux.....	10
Notations	12
Introduction générale	13

CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Composition chimique du ciment portland.....	15
1.2 Hydratation du ciment.....	17
1.2.1 Hydrate de silicate de calcium.....	18
1.2.1a Période pré dormante.....	20
1.2.1b Période dormante.....	20
1.2.1c Période de prise.....	20
1.2.1d Période de durcissement.....	20
1.3 Hydratation du silicate bi calcique C_2S	20
1.4 Hydratation d'aluminat tricalcique et action du gypse.....	20
1.4.1 Phase initial	21
1.4.2 Phase dormante.....	21
1.4.3 Epuisement du gypse.....	22
1.4.4 Phase finale.....	22
1.5 Hydratation de l'aluminat de calcium (C_4AF).....	22
1.6 Chaleur d'hydratation du ciment.....	23
1.7 L'eau dans la microstructure de la pâte de ciment et dans le béton.....	25
1.8 L'eau hydroxyde.....	25
1.8.1 L'eau inter lamellaire.....	25
1.8.2 L'eau inter feuillet.....	25
1.8.3 L'eau libre et capillaire.....	25
1.8.4 L'eau adsorbée et l'eau chimiquement liée.....	26
1.9 Microstructure simplifiée de la pâte du ciment durci.....	26
1.10 Porosité.....	27
1.10.a. Pores capillaires.....	27
1.10.b Pore de gel.....	28
1.11 Structure de C-S-H.....	30
1.12 Les adjuvants.....	31
1.12.1 Rôle des adjuvants.....	31
1.12.2 Adjuvants retardateurs.....	31
1.12.2.1 Classification et type de retardateurs.....	32
1.12.2.2 Action sur les propriétés du béton frais.....	33
1.12.2.3 Effet sur certaines caractéristiques du béton durci.....	33
1.12.2.4 Mécanisme d'action.....	33
1.12.2.5 Effet sur le temps de prise.....	33

1.13 Accélérateurs de prise et de durcissement.....	34
1.13.1 Adjuvants accélérateurs.....	34
1.13.2 Mécanisme d'action.....	35
1.13.3 Effet sur le mortier et le béton frais.....	36
1.14 Les plastifiants.....	36
1.14.1 Classification des plastifiants.....	36
1.14.2 Effet sur le mortier et le béton frais.....	36
1.14.3 Mécanisme d'action.....	37
1.15 Supers plastifiants.....	37
1.15.1 Mécanisme d'action.....	40
1.15.2 Facteurs affectant l'action des super plastifiants.....	41
1.15.3 Le moment de l'addition.....	41
1.15.4 Effet sur la Rhéologie du béton frais.....	41
1.15.5 Effet sur la prise.....	42
1.15.6 Influence de dosage en super plastifiant.....	42
1.15.6a-Etat frais.....	42
1.15.6b-Etat durci.....	42
1.16. Les rétenteurs d'eau (NF EN 934-2).....	43
1.17 Les produites de cure.....	43
1.18 Les hydrofuges de masse (NF EN 934-2).....	44
1.19 Antigels.....	44
1.20 Entraîneur d'air.....	44
1.21 Définition des bétons à haute performance.....	44
1.22 Résistance au feu.....	46
1.23 Comportement en compression.....	47
1.24 Comportement en traction.....	48
1.25 Coefficient de poisson.....	48
1.26 Influence de la température.....	49
1.26.a Conductivité thermique.....	50
1.26.b Chaleur spécifique.....	50
1.27 Evolution de la pâte de ciment au coures du chauffage.....	51
1.28 Evolution de la porosité de la pâte de ciment.....	51
1.29 Les principales modifications physico-chimiques dans le béton à haute température.....	52
1.30 Evolution des granulats	53
1.31 Evolution de l'interface pâte-granulats à haute température.....	54
1.32 Déformation thermique.....	54
1.32.a Déformation thermique de la pâte de ciment.....	55
1.32.b Déformation thermique des granulats.....	55
1.32.c déformation thermique du béton.....	56
1.33 Paramètre «énergie d'activation apparente » du béton et son influence.....	56
1.34 La détermination énergie d'activation apparente » du béton.....	56
1.35 Définition.....	57
1.36 Fondement scientifique.....	57
1.37 Le temps équivalent.....	58
1.38 Calcul de l'âge équivalent sur la base d'un suivi thermique.....	59

CHAPITRE 02 : ETUDE EXPERIMENTALE

2.1 Normes	60
2.2 Normes relative aux granulats	60
2.3 Normes relative aux ciments.....	60
2.4 Normes relative aux adjuvants.....	60
2.5 Normes relative aux mortiers.....	61
2.6 Normes relative aux bétons.....	61
2.7 Essais et procédure des mortiers élaborés.....	62
2.7.1 Maniabilité	63
2.7.2 Masse volumique à l'état frais.....	62
2.7.3 Air occlus.....	62
2.7.4 Consistance	62
2.8 Résistance à la compression	62
2.9 Résistance à la traction par flexion.....	63
2.10 Identification et caractérisation des constituants.....	65
2.10.1 Ciment.....	65
2.10.2 Ciment CPJ CEMII/A 42.5.....	65
2.11 Accélérateur de prise	66
2.12 Accélérateur de durcissement	67
2.13 L'eau de gâchage	67
2.14 Sable ordinaire.....	67
2.15 Caractérisation des mortiers avec et sans adjuvants.....	68
2.15.1 Introduction	68
2.16 Confection du mortier de référence.....	69
2.17 Densité réelle du mortier frais.....	72
2.18 L'air occlus	74
2.19 Résultat et discussion	74
2.19.1 Effet du type d'adjuvants.....	74
2.19.2 Masse volumique.....	74
2.19.3 Consistance	75
2.19.4 L'air occlus	76
2.20 Résistance à la traction par flexion des mortiers témoins.....	77
2.20.1 Résultats et discussions	77
2.21. Résistance en compression.....	78
2.21.1 Résultats et discussions	78

**CHAPITRE 03: INFLUENCE DU TRAITEMENT THERMIQUE SUR
LES PERFORMANCES MECANIKES DES MORTIERS.**
a-couplage température constante, $T(C^{\circ})=40$, temps (h).
b-couplage température variable, $T(C^{\circ})=20-70-26$, temps (h).

3.1 Four et cycles de traitement thermique.....	81
3.1.1 La phase de montée en température	82
3.1.2 La phase de refroidissement (t_4 à t_5)	82
3.2 Détails expérimentaux	82
3.2.1 Confection du mortier soumis à un traitement thermique $T(C^{\circ})=40$	82
3.2.2 Résistance à la traction par flexion.....	84
3.2.3 Résistance en compression	85

3.2.4 Estimation de l'âge équivalent à $T(C^\circ)=40$	86
3.2.5 Confection du mortier subit un traitement thermique $T (C^\circ)$ variable.....	86
3.2.6 Résistance en compression.....	88
3.3 Conclusion et perspectives.....	90
CHAPITRE 04 : EVALUATION DU TEMPS EQUIVALENT DES MORTIERS	
4.1 Détermination de la courbe de référence	92
4.2 Forme général d'un cycle de traitement thermique	92
4.3 Calcul l'âge équivalent	93
4.4 Conclusion et perspectives.....	96
4.5 La liste des courbes présentées.....	99
CHAPITRE 05 : UTILISATION DES ACCELERATEURS DE PRISE ET DES SUPEPLASTIFANTS DANS LES BETONS.	
5.1 Caractérisation des bétons avec et sans adjuvant (Accélérateur de prise).....	104
5.2 Introduction.....	104
5.3 Caractéristiques des matériaux de base	107
5.3.1 Ciment CPJ CEMII/A 42.5	107
5.3.2 Granulat	108
5.3.2.1 Description	108
5.3.4 Sable.....	109
5.3.5 Le superplastifiant.....	110
5.3.6 Accélérateur de prise	110
5.3.7 L'eau de gâchage.....	111
5.4 Malaxage.....	111
5.5 Contrôle effectué sur le béton frais	111
5.5.1 Affaissement au cône d'Abrams : (Slump-test).....	111
5.5.2 Etalement sur table (Flow-test)	112
5.5.3 L'air occlus	113
5.5.4 Densité réelle du béton	113
5.5.5 La maniabilité.....	114
5.6 Résultats et discussion	115
5.6.1 Effet du type des adjuvants.....	115
5.6.1.1 Masse volumique des bétons frais.....	115
5.6.1.2 Maniabilité	115
5.6.1.3 Affaissement (cône d'Abrams).....	116
5.6.1.4 Consistance (l'étalement).....	117
5.6.1.5 Air occlus	118
5.7 Type et taille des moules	119
5.7.1 Remplissage des moules	119
5.7.2 Conservation des éprouvettes	119
5.8 Essais mécaniques	120
5.8.1 Essai de résistance en compression	120
5.9 Résultats et discussion.....	121
5.9.1 Effet du type d'adjuvants.....	121
5.9.1.1 Résistance en compression des bétons durcis	121
5.9.1.2 Résistance à la traction des bétons durcis	122

5.10 Essai non destructifs.....	123
5.10.1 Auscultation sonore (P18-418).....	123
5.10.1.1 Principe de l'essai.....	123
5.10.1.2 Résultats et discussion.....	125
5.10.1.a Evaluation de module d'élasticité dynamique.....	125
5.10.1.b Evaluation de module d'élasticité statique.....	126

CHAPITRE 06: INFLUENCE DU TRAITEMENT THERMIQUE SUR LES PERFORMANCES MECANIQUES DES BETONS.

a-couplage température constante, T(C°)=40, temps (h).

b-couplage température variable, T(C°)=20-70-26, temps (h).

6.1 Traitement thermique constante T(C°)=40.....	128
6.1.1 Confection du mortier subit à un traitement thermique.....	128
6.1.2 Résistance en compression des bétons durcis	129
6.1.1.3 Résistance à la traction des bétons durcis	130
6.2 Estimation de l'âge équivalent à T(C°)=40.....	131
6.3 Traitement thermique variable T(C°)=20-70-26.....	131
6.3.1 Confection du mortier subissant à un traitement thermique.....	131
6.3.2 Résistance en compression des bétons durcis	132
6.3.3 Résistance à la traction des bétons durcis.....	133
6.4 Conclusion et perspectives	134

CHAPITRE 07 : EVALUATION DU TEMPS EQUIVALENT DES BETONS

7.1 Détermination de la courbe de référence.....	136
7.2 Forme général d'un cycle de traitement thermique.....	136
7.3 Calcul l'âge équivalent	137
7.3 a Béton de référence B0 (Réf) (avec super plastifiant).....	138
7.3.b Béton adjuvanté (B0+ Accélérateur de prise)	138
7.4 Résultats et discussion.....	138
7.5 Conclusion.....	139
7.6 Conclusion générale	147
Référence bibliographiques.....	149

Liste des figures

Figure 1.1	Photo de clinker de ciment portland.....	17
Figure 1.2	Modèle de Feldman et Sereda (1968) pour la structure de C-S-H.....	26
Figure 1.3	Le processus d'hydratation et la formation de la microstructure de la pâte du ciment : (a) Mélange initial ; (b) 7 jours ; (c) 28 jours ; (d) 90 jours.....	26
Figure 1.4	Relation entre le rapport E/C et le degré d'hydratation au quel cesse la continue.....	29
Figure 1.5	Modèle de Feldman et Sereda (1968) pour la structure de C-S-H Récemment, jennings(2000,2008).a proposé un modèle pour la structure colloïdale.....	30
Figure 1.6	Modèle de Jennings (2008) pour la structure de C-S-H.....	30
Figure 1.7.a	Représentation schématique d'une molécule d'un superplastifiant à base de Sels de sodium de poly-naphtalène sulfoné selon Rixom et Mailvaganam.....	37
Figure 1.7.b	Représentation schématique d'une molécule d'un super plastifiant à base de Poly mélamine sulfoné selon Dodson.....	37
Figure 1.8	Illustration schématique du blocage des sites réactifs par les molécules d'un super plastifiant, selon Jolicoeur & al	38
Figure 1.9	Relation entre l'étalement et le dosage en eau d'un béton avec et sans super plastifiant. Selon Meyer.....	38
Figure 1.10	Influence d'un super plastifiant sur la résistance à jeune âge d'un béton dosé à 370 kg/m ³ de ciment à maniabilité constante, selon Meyer.....	39
figure 1.11	Représentation schématique de l'adsorption d'un polymère à la surface d'une Particule selon Jolicoeur & al.....	40
Figure 1.12	Illustration schématique de la répulsion électrostatique entre deux particules selon jolicoeur & al.....	40
Figure 1.13	Représentation schématique du phénomène de répulsion entropique ou Stérique selon Jolicoeur & al	41
Figure 1.14.a	Béton courant.....	45
Figure 1.14.b	Béton haute performance.....	45
Figure 1.15	Diminution de la résistance à la compression des bétons à haute résistance au feu.....	46
Figure 1.16	Béton ordinaire : fissures d'adhérence et fissures dans le mortier.....	47
Figure 1.16.1	Béton à haute performance : les granulats sont également fissurés.....	47
Figure 1.17	Diagramme contrainte-déformation.....	47
Figure 1.18	Dilatation longitudinale de différents types de roches suivant la température : 1.Siliceux, 2. Grés. 3. Calcaire,4.Basaltes,5.Argiles expansées.6.Pâte de ciment.....	56
Figure 1.19	Evolution de l'âge équivalent.....	58
Figure 2.1	Appareil traction par flexion pour mortier.....	63
Figure 2.2	Schéma du dispositif de charge en flexion pour les éprouvettes de mortiers.....	64

Figure 2.3	Schéma du dispositif de charge en compression pour les éprouvettes de mortiers.....	64
Figure 2.4	Analyse granulométrique laser du ciment CPJ CEM II/A 42.5.....	66
Figure 2.5	La courbe granulométrique du sable de carrière (0/4).....	68
Figure 2.6	Malaxeur de mortier.....	70
Figure 2.7	Table à secousse et cône de March.....	72
Figure 2.8	Éprouvettes du mortier 40x40x160 mm ³	73
Figure 2.9	Aréomètre à mortier d'un (01) litre.....	74
Figure 2.10	Variations des masses volumiques des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5...	74
Figure 2.11	Variations de la consistance des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.....	75
Figure 2.12	Variations de la l'air occlus des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.....	76
Figure 2.13	Variations de la résistance à la traction par flexion des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en () substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5 aux différents âges.....	77
Figure 2.14	Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5 aux différents âges.....	79
Figure 3.1	Four électrique (NABERTHERM).....	81
Figure 3.2	Variations de la résistance traction par flexion des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5 aux différents âges ,T(C°)=40.....	84
Figure 3.3	Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5	85
Figure 3.4	Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5	88
Figure 4.1	Variation de la résistance relative en compression des mortiers confectionnés aux différents adjuvants et leurs dosages en fonction de temps.....	92
Figure 4.2	Forme générale d'un cycle.....	93
Figure 4.3	Influence d'un accélérateur de prise sur le temps de prise et la résistance à la compression à courte terme mesurée sur mortier normalisé conserver à 5 et 20C°	97
Figure 4.4	Variation de la résistance à la flexion du mortier normal sous différents traitements thermiques :à T(C°)=20,30,40.....	98

Figure 4.5	Variation de la résistance à la compression du mortier normal sous différents traitements thermiques : à T(C°)=20,30,40.....	98
Figure 4.6	Modèle de Byfors.....	99
Figure 4.7	Modèle de Helland.....	100
Figure 4.8	Modèle hyperbolique.....	101
Figure 4.9	Variation de la résistance à la flexion et la résistance en compression des mortiers aux différents cycles thermiques.....	101
Figure 4.10	Courbes d'évolution de Ea en fonction de α : influence du modèle d'interpolation. a- compression.....	102
Figure 4.11	Courbes d'évolution de Ea en fonction de α : influence du modèle d'interpolation, b-flexion.....	103
Figure 5.1	L'évaluation de point de saturation du super plastifiant.....	107
Figure 5.2	La courbe granulométrique des granulats.....	110
Figure 5.3	Malaxeur à béton.....	111
Figure 5.4	Cône d'Abrams (slump-test).....	107
Figure 5.5	Étalement sur table (Flow-test).....	112
Figure 5.6	Aréomètre à béton de huit (08) litre.....	112
Figure 5.7	Masse volumique du béton.....	114
Figure 5.8	Maniabilimètre –A-.....	114
Figure 5.9	Variation de la masse volumique des bétons au différent dosage de superplastifiant(1.6%) et superplastifiant +accélérateur de prise(2.35 %)	115
Figure 5.10	Variation du temps d'écoulement (s) en fonction de type d'adjuvant (super plastifiant, super plastifiant et accélérateur de prise).....	116
Figure 5.11	Affaissement en fonction de type d'adjuvant	117
Figure 5.12	L'étalement en fonction de type d'adjuvant	117
Figure 5.13	La variation d'affaissement en fonction d'étalement.....	118
Figure 5.14	Variation du pourcentage de l'air occlus aux dosages de superplastifiant et superplastifiant +accélérateur de prise.....	118
Figure 5.15	Des moules 100x100x100 mm ³ couvert par une feuille de plastique.....	120
Figure 5.16	Appareil d'écrasement pour béton.....	120
Figure 5.17	Variation de la résistance en compression des deux bétons en fonction d'âge à T(C°)=20.....	122
Figure 5.18	Variation de la résistance à la traction des deux bétons en fonction d'âge à T(C°)=20.....	122
Figure 5.19	L'appareil d'essai d'auscultation sonore.....	125
Figure 5.20	Évaluation du Module d'élasticité dynamique des bétons : a-avec superplastifiant, b- avec superplastifiant et accélérateur de prise. aux différents âges.....	126
Figure 5.21	Évaluation du Module d'élasticité statique des bétons : a-avec superplastifiant, b- avec superplastifiant et accélérateur de prise.....	127
Figure 6.1	Variation de la résistance en compression des deux bétons en fonction de l'âge des différents mélanges à T(C°)=40.....	129

Figure 6.2	Variation de la résistance à la traction des deux bétons en fonction de l'âge à $T(C^{\circ})=40$	130
Figure 6.3	Variation de la résistance en compression de deux types du béton en fonction d'âge aux différentes substitutions des adjuvants à $T(C^{\circ})=20-70-26$	132
Figure 6.4	Variation de la résistance à la traction de deux bétons en fonction d'âge aux différentes substitutions des adjuvants à $T(C^{\circ})=20-70-26$	133
Figure 7.1	Variation de la résistance relative en compression des deux bétons à $T(C^{\circ})=20$	136
Figure 7.2	Forme générale d'un cycle.....	137
Figure 7.3	Evolution de l'affaissement d'un BHP à base de deux types de ciment en Fonction du temps pour 3 super plastifiants différents, selon kadri.....	140
Figure 7.4	Evolution de la chaleur d'hydratation des C_3S en fonction de la température extérieure.....	140
Figure 7.5	Evolution de la chaleur d'hydratation d'un ciment Portland En fonction de la température extérieure.....	141
Figure 7.6	Effet de la température sur la résistance mécanique d'un béton à base de ciment Portland.....	142
Figure 7.7	Influence de la température de cure isotherme et de la température de préchauffage du béton sur le développement des résistances d'après Chanvillard et d'Aloia (1994).....	143
Figure 7.8	Equivalent à $20C^{\circ}$ /âge réel) en fonction de la température de mûrissement, d'après Carino [1991].....	144
Figure 7.9	Détermination de la courbe de référence d'un béton (a) : Evolution de la résistance à la compression et de la température en fonction de l'âge réel.. (b) : courbe de référence du béton (résistance à la compression en fonction de l'âge équivalent du béton à $20C^{\circ}$) $E/R=5000$ joule, le cycle thermique : $T(C^{\circ})=35$ durant douze (12) heures, puis $T(C^{\circ})=20$ durant deux (02) heures.....	145
Figure 7.10	Influence de la température de mûrissement sur la résistance à la compression d'un béton à différentes échéances, d'après Klieger [1958]....	146

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Principales phases du ciment portland.....	15
Tableau 1.2	Chaleur d'hydratation développée à 72 heures pour différentes températures.....	23
Tableau 1.3	Chaleur d'hydratation de différentes phases.....	24
Tableau 1.4	Temps approximatif pour atteindre un degré de maturité interrompant la continuité des capillaires.....	28
Tableau 1.5	Adjuvants normalisée modifiant la mise en œuvre des bétons et mortier....	37
Tableau 1.6	Notice technique de rétenteurs d'eau	46
Tableau 1.7	Valeurs caractéristiques de la conductivité thermique du béton.....	51
Tableau 1.8	Evolution de la porosité pour les températures.....	53
Tableau 1.9	Coefficient de dilatation thermique des roches pour granulats.....	56
Tableau 1. 10	Les valeurs de rapport E/R en fonction de type de ciment.....	59
Tableau 2.1	Les âges impératifs pour vérifiée la conformité d'un ciment.....	64
Tableau 2.2	Composition chimique et minéralogique du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).....	66
Tableau 2.3	Caractéristiques physiques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).....	67
Tableau 2.4	Caractéristiques mécaniques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).....	67
Tableau 2.5	Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de prise.....	68
Tableau 2.6	Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de durcissement....	68
Tableau 2.7	Caractéristiques chimiques de l'eau.(mg/l).....	68
Tableau 2.8	Caractéristiques physiques du sable.	68
Tableau 2.9	Granulométrie du sable utilisé.....	69
Tableau 2.10	Composition des mortiers.....	73
Tableau 2.11	Caractéristiques rhéologiques et mécaniques des mortiers.....	73
Tableau 3.1	Composition des mortiers.....	84
Tableau 3.2	Caractéristiques mécaniques des mortiers.....	84
Tableau 3.3	Composition des mortiers.....	88
Tableau 3.4	Caractéristiques mécaniques des mortiers.....	89
Tableau 4.1	Calcul de l'âge équivalent du mortier <i>MO (Réf)</i>	95
Tableau 4.2	Calcul de l'âge équivalent du mortier (<i>MO+ Accélérateur de prise</i>).....	95
Tableau 4.3	Calcul de l'âge équivalent du mortier (<i>MO+accélérateur de durcissement</i>)	96
Tableau 4.4	Calcul de l'âge équivalent du mortier (<i>MO+ Accélérateur de prise et de durcissement</i>	96

Tableau 5.1	Composition de béton <i>B0 (Référence)</i>	106
Tableau 5.2	Composition de béton adjuvanté (<i>B0+ Accélérateur de prise</i>).....	106
Tableau 5.3	Evaluation les caractéristiques rhéologiques du béton <i>B0 (Réf) référence</i> et béton <i>B0+ Accélérateur de prise</i>	107
Tableau 5.4	Composition chimique et minéralogique du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5)...	108
Tableau 5.5	Caractéristiques physiques du ciment (CPJ-CEMII/A 442.5).....	108
Tableau 5.6	Caractéristiques mécaniques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).....	109
Tableau 5.7	Caractéristiques physiques du Gravier G1(5/15).....	109
Tableau 5.8	Granulométrie du Gravier G1(5/15) utilisé.....	109
Tableau 5.9	Granulométrie du Gravier G2(15/25) utilisé.....	110
Tableau 5.10	Caractéristiques physiques du sable.....	110
Tableau 5.11	Granulométrie du sable utilisé.....	110
Tableau 5.12	Caractéristiques chimiques du super plastifiant	111
Tableau 5.13	Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de prise.....	111
Tableau 5.14	Caractéristiques chimiques de l'eau. (mg/l).....	112
Tableau 5.15	Caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145 + Accélérateur de prise MEDA CCEL T85-T(C°)=20.....	122
Tableau 5.16	Evolution les propriétés du béton B0 (Réf) à T(C°)=20.....	125
Tableau 5.17	Evolution les propriétés du béton (B0 +Accélérateur de prise) à T(C°)=20.....	125
Tableau 6.1	Evaluation des caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145 + Accélérateur de prise MEDA CCEL T85-T(C°)=40.....	128
Tableau 6.2	Caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145 + Accélérateur de prise MEDA CCEL T85-T(C°)=20-70-26.....	131
Tableau 7.1	Calcul de l'âge équivalent du béton <i>B0 (Réf)</i>	138
Tableau 7.2	Calcul de l'âge équivalent du béton (<i>B0 +Accélérateur de prise</i>).....	138

Notations		Unités
Rf	Résistance à la traction par flexion.....	MPa
Fc	Effort normale de compression.....	N
Rc	Résistance à la compression.....	MPa
	Densité.....	-
Mvab	La masse volumique absolue.....	Kg/m ³
Mvap	La masse volumique apparente.....	Kg/m ³
Mv	La masse volumique.....	Kg/m ³
E	Equivalent de sable.....	%
Mf	Module de finesse de sable.....	%
w	Teneur en eau.....	%
Ab	Coefficient d'absorption.....	%
Dmortier	La consistance du mortier.....	mm
Dbéton	L'étalement du Béton.....	m
Aff	L'affaissement.....	cm
t	Temps	jours
t(heure)	Temps	Seconde
t ecol	Temps d'écoulement.....	Seconde
C	Masse de ciment	kg
e	Masse de l'eau.....	kg
S	Masse de sable	kg
G	Masse de Gravier.....	kg
M _{T85}	Masse de l'accélérateur de prise.....	kg
M _{PLASTO}	Masse de l'accélérateur de l'accélérateur de durcissement.....	kg
T	Température	C°
f _{ci}	Résistance en compression à l'âge i.....	MPa
f _{ti}	Résistance à la traction à l'âge i	MPa
Pr	Charge de rupture.....	N
S	Section droite d'une éprouvette.....	m ²
L	Longueur du trajet de l'onde sonore.....	m
Vp	Vitesse de l'onde sonore longitudinale.....	m/s
Vs	Vitesse de l'onde sonore transversale.....	m/s
Ed	Module d'élasticité longitudinale.....	MPa
Ec	Module d'élasticité statique.....	MPa
	Déformation longitudinale du béton.....	%
	La contrainte tangentielle.....	MPa
	Déformation angulaire.....	degré
	Coefficient de poisson	-
	La contrainte normale.....	MPa
A	Constante de proportionnalité.....	1/s
R	Constante de gaz parfait.....	J/mol.k
Ea	Energie d'activation apparente du béton.....	J/mol
t _i	L'échéance de la mesure n°i.....	heure
T _i	La conductivité thermique mesurée à l'échéance n°i.....	C°
k	Conductivité Thermique.....	-
C	Chaleur Spécifique.....	j/kg
	Le degré d'hydratation.....	-

Introduction générale

La formulation des bétons qui, pendant très long temps, a reposé sur une simple association ternaire ciment, eau, granulats, s'est progressivement compliquée au point qu'un béton actuel comporte de façon courante cinq constituants : ciment, eau, granulats, additions minérales et adjuvants.

Cet accroissement du nombre de constituants est, d'un point de vue pratique, très avantageux car il, conduit, généralement, à l'amélioration très significative des performances mécaniques, physiques et de durabilité des bétons.

L'incorporation des adjuvants minéraux est maintenant une technique importante et usuelle pour l'amélioration des propriétés du béton telle que : la fluidité, la résistance, la durabilité...etc. Ces adjuvants affectent de manière significative la rhéologie des matériaux cimentaires à l'état frais, qui dépend directement du développement de la résistance et affecte la durabilité des matériaux durcis.

L'objectif de notre étude est d'évaluer expérimentalement :

1. la compatibilité (l'adéquation) entre les constituants de base des mortiers et bétons.
2. l'effet de deux procédures de couplage température-temps :
 - 2.1 Température constante – temps variable.
 - 2.2 Température variable-incrément de temps presque constante sur la performance physique et mécanique des mortiers et des bétons
3. le degré de la maturité et le mûrissement ainsi que l'énergie d'activation.
4. Le calcul du temps équivalent.

Ce mémoire s'articule sur sept (07) chapitres :

- ❖ **Le premier chapitre** : constitue une mise au point des concepts utilisés tout au long du mémoire. Il tente de faire le point des connaissances actuelles sur les principaux mécanismes d'hydratation et les caractéristiques des matériaux à base...etc.
- ❖ **Le deuxième chapitre** : décrira la composition et la provenance des matériaux pour la réalisation de ce travail, nous précisons également les différentes méthodes d'essais utilisées. Ainsi que leur mode opératoire et les références de leur norme correspondantes et enfin nous listons les différents mélanges étudiés.
- ❖ La contribution du **troisième chapitre** consiste principalement à mettre en lumière l'effet de l'influence des accélérateurs de prise et de durcissement sur les performances mécaniques des mortiers sous traitement thermique à $T(C^{\circ})=40=$ constante, et température variable $T(C^{\circ})=20-70-26$ et conclusions et perspectives de chaque procédure d'essai.

- ❖ **Le quatrième chapitre** présente des résultats du temps équivalent des mortiers et la comparaison des résultats trouvés avec les résultats expérimentaux ultérieurs de d'autres références.
- ❖ **Le cinquième chapitre** décrit la composition et la provenance des matériaux pour la réalisation de ce travail, nous précisons également les différentes méthodes d'essais et les adjuvants (accélérateur de prise et super plastifiants) utilisées pour l'étude des bétons ainsi que les interprétations des résultats.
- ❖ **Le sixième chapitre** consiste principalement à mettre en lumière l'effet de l'influence des accélérateurs de prise et les super plastifiants sur les performances mécaniques des bétons combiné au traitement thermique à $T(C^{\circ})=40=$ constante, et à température variable $T(C^{\circ})=20-70-26$ et conclusions et perspectives de chaque procédure d'essai.
- ❖ **Le septième chapitre** présente les résultats de calcul du temps équivalent obtenus des bétons, les interprétations des résultats et des discussions, une comparaison des résultats trouvés avec des résultats expérimentaux ultérieurs.
- ❖ En fin nous terminons notre étude par une conclusion générale et des futurs axes de recherche à développés.

CHAPITRE 01 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Composition chimique du ciment portland :

Nous avons vu que les matières premières utilisés pour fabriquer du ciment contiennent principalement la chaux, de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer. Ces composés réagissent les uns avec les autres dans le four pour former une série de produits assez complexes et mis à part un léger résidu de chaux non combinée par suite d'un temps de réaction trop court. On atteint un état d'équilibre chimique. Toutefois l'équilibre n'est pas maintenu durant le refroidissement dont la vitesse affecté, le degré de cristallisations et la quantité de matériau amorphe présent dans le clinker refroidi. Les propriétés de ce matériau amorphe, reconnu comme du verre, diffèrent considérablement de celles des composés cristallins d'une composition chimique similaire.

Cependant, le ciment peut être considéré comme étant en équilibre stable, c'est-à-dire que les produits refroidis sont supposés reproduire l'équilibre existant à la température de clinkérisation [1].

Cette supposition est une réalité faite dans le calcul de la composition des composés des ciments commerciaux ; la composition « potentielle » est calculée à partir des quantités d'oxyde contenues dans le clinker comme si la cristallisation complète des produits d'équilibre avait eu lieu.

Les quatre composés, également appelés phases, qui sont habituellement considérés comme les principaux constituants du ciment sont énumérés dans le **tableau.1.1** avec leur symbole abrégé. En effet, cette notation abrégée est, utilisée par les chimistes de l'industrie du ciment, et décrit chaque oxyde par une lettre : [1]

$\text{CaO}=\text{C}$, $\text{SiO}_2=\text{S}$, $\text{Al}_2\text{O}_3=\text{A}$ et $\text{Fe}_2\text{O}_3=\text{F}$, de la même façon, H_2O dans le ciment hydraté est désigné par H et SO_3 Par S.

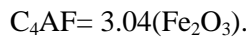
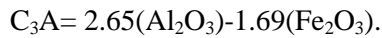
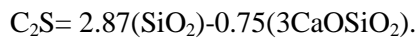
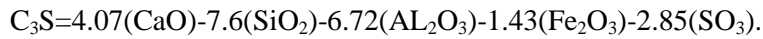
Composé	composition	Abréviation
Silicate tricalcique.	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$.	C_3S .
Silicate bi calcique.	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$.	C_2S .
Aluminate tricalcique.	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A .
Aluminoferrite tétra calcique.	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$.	C_4AF .

Tableau 1.1 : Principales phases du ciment portland.

En réalité, les silicates du ciment ne sont pas des composés purs, car ils contiennent des oxydes mineurs en solution solide, ces oxydes ont des effets importants sur les arrangements atomiques, sur la forme des cristaux et sur les propriétés hydrauliques des silicates.

Le calcul de la composition potentielle du ciment portland est fondé principalement sur le travail du chercheur **Bogue** auquel on se réfère souvent en tant que « composition de Bogue ».

Les équations de Bogue [2] énumérant le pourcentage des principaux composés du ciment sont données ci dessous, les termes entre parenthèse représentent la proportion de l'oxyde concerné dans la masse totale du ciment.



Il existe également d'autres méthodes de calcul de la composition du ciment que nous ne développerons pas ici. Notons cependant que la composition calculée à partir de la formule de **Bogue** sous-estime la teneur en C_3S et sur-estime celle en C_2S car d'autres oxydes remplacent une certaine partie de CaO dans le C_3S , comme cela a été démontré, on ne retrouve jamais du C_3S et C_2S chimiquement purs dans un clinker de ciment portland.

Une modification de la composition de **Bogue** tenant compte de la présence d'ions de substitution dans la constitution des principaux composés purs a été développée par TAYLOR [3], pour les clinkers refroidis rapidement qui produisent les cimentaires modernes.

Outre les composés principaux indiqués dans le **tableau.1.1**, il existe des composés mineurs, tels que, MgO , TiO_2 , Mn_2O_3 , K_2O et Na_2O , dont la quantité ne dépasse généralement pas quelques pourcent de la masse de ciment. Deux de ces oxydes mineurs, l'oxyde de sodium Na_2O et de potassium K_2O , comme sous l'appellation d'alcalis, bien que, d'autres alcalis existent dans le ciment présentent un intérêt particulier du fait que l'on a trouvé qu'ils réagissent avec certains types de granulats, causant la dégradation du béton et affectant la vitesse de développement de la résistance du ciment [1].

D'autres méthodes existent comme celle par diffraction aux rayons « x » qui permet d'identifier les phases cristallines et d'en étudier la structure, par l'analyse thermodynamique ou par l'analyse quantitative, mais, cette méthode nécessite des étalonnages complexes [4]. Parmi les autres techniques modernes, notons aussi l'analyse des phases à l'aide d'un microscope électronique à balayage et l'analyse d'image à l'aide d'un microscope optique ou d'un microscope électronique à balayage.

On peut aussi évaluer la composition d'un ciment à l'aide de méthode plus rapide de détermination de la composition élémentaire comme celles utilisant la fluorescence de rayons x, le spectromètre des rayons x, l'absorption atomique, la photométrie à la lame, la micro-analyse par sonde électronique. La diffractométrie des rayons x est utile pour déterminer la quantité de chaux libre, c'est-à-dire CaO distinct de $Ca(OH)_2$. Cette information étant importante à connaître dans le cadre de la marche du four dans la fabrication du ciment [5].

Le C_3S , normalement présent en proportions les plus importantes, se présente sous forme de petits grains incolores équidimensionnels. En se refroidissant en dessous de $1250\text{ }^\circ\text{C}$, il se décompose lentement, mais, si le refroidissement n'est pas trop lent, le C_3S demeure inchangé et relativement stable à des températures ordinaires.

Le C_2S est connue pour avoir trois ou quatre formes cristallines ; $-C_2S$, qui existe aux hautes températures, se transforme en C_2S à environ $1450\text{ }^\circ\text{C}$, C_2S subit une autre transformation sous la forme $-C_2S$ à environ $670\text{ }^\circ\text{C}$, mais, grâce à la vitesse de refroidissement des ciments commerciaux le C_2S est conservé dans le clinker. Il se présente sous forme de grain rond.

Le C_3A , se présente sous forme de cristaux rectangulaire, mais, figé en verre, il se présente sous forme de phase interstitielle amorphe.

Le C_4AF est véritablement une solution solide s'étendant du C_2F en C_6A_2F , mais la dénomination C_4AF demeure une notation pratique et simplifiée [6].

Une photo du clinker de ciment portland avec les différentes phases qui le composent est présentée à la **figure 1.1**. On retrouve également dans le clinker des sulfates alcalins et de la chaux libre.

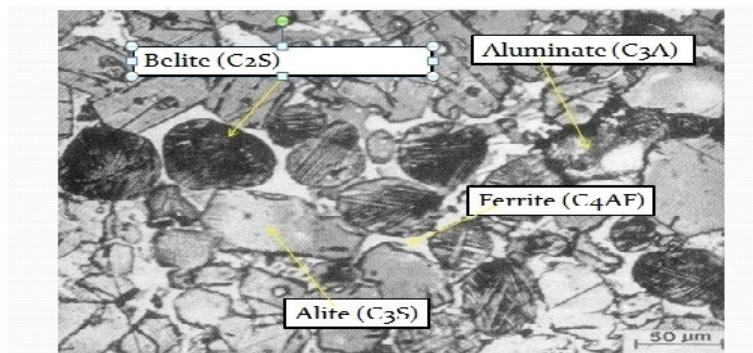


Figure.1.1 : Photo du clinker de ciment portland.

1.2 Hydratation du ciment :

Les réactions qui transforment le ciment portland en un liant ont lieu dans la pâte en présence d'eau, en d'autres termes, en présence d'eau, les silicates et les aluminates énumérés dans le **tableau.1.1** forment des produits d'hydratation qui donnent avec le temps une masse ferme et dure : la pâte de ciment hydraté.

Les composés du ciment peuvent réagir avec l'eau de deux manières ; dans la première, action directe ou quelques molécules d'eau provoquent une réaction d'hydratation réelle ou réaction d'hydratation proprement dite, dans la seconde, la réaction avec l'eau provoque l'hydrolyse. Cependant, par commodité, on emploie habituellement le terme -hydratation pour la réaction du ciment avec l'eau.

Il ya plus d'un siècle, **LE CHATELIER** à été le premier à remarquer que les produits d'hydratation du ciment sont chimiquement les mêmes que les produits d'hydratation des composés seuls, dans des conditions similaires .Cela a été confirmé plus tard par **Steinour**[7] et par **Bogue** et **Lerch** [8] à condition que les produits de la réaction puissent s'influencer les uns avec les autres ou puissent eux-mêmes réagir avec les autres composés dans le système Les deux silicates de calcium Sont les principaux composés ayant des propriétés liants du ciment.

Les produits d'hydratation du ciment ont une très faible solubilité dans l'eau, comme l'atteste la stabilité de la pâte de ciment hydraté en contact avec l'eau. Le ciment hydraté se lie fermement au ciment qui n'a pas réagi, mais, la façon exacte dont cela s'effectue est incertaine. Il est possible que les hydrates qui viennent de se créer forment une enveloppe qui se développe de l'intérieur sous de l'eau qui' a pénétré la couche entourant l'hydrate.

Les silicates dissous peuvent aussi traverser l'enveloppe et précipiter comme couche extérieure. Une troisième possibilité est que la solution colloïdale précipite partout dans la

masse après que les conditions de saturation aient été atteintes, l'hydratation supplémentaire se poursuit à l'intérieur de cette structure.

Quel que soit le mode de précipitation des produits d'hydratation, la vitesse de celle-ci décroît continuellement, si bien que, même long temps après, il reste une quantité appréciable de ciment non hydraté. Par exemple, après 28 jours de contact avec l'eau, on a constaté que les grains de ciment se sont hydratés jusqu'à une profondeur de 4 μ m seulement [9].

Après une année **Power [10]** a montré que l'hydratation totale dans des conditions normales n'est possible que pour les particules de ciment inférieures à 50 μ , par contre, l'hydratation complète a été obtenue par broyage continu du ciment dans l'eau pendant cinq (05) jours, l'examen microscopique d'un ciment hydraté ne montre pas de cheminement de l'eau dans les grains de ciment pour hydrater sélectivement les composés réactifs (par exemple les C_3S qui peuvent se trouver au centre du grain). Il semblerait que l'hydratation se poursuit par réduction graduelle de la taille du grain de ciment effectivement, on a trouvé que des grains d'un ciment grossier non hydraté contenaient du C_3S , aussi bien que, du C_2S , après plusieurs mois et il est probable que les petits grains de C_2S s'hydratent avant que l'hydratation des gros grains de C_3S , ne soit terminée.

Les différents composés du ciment sont généralement bien mélangés dans tous les grains et quelques études ont supposé que le résidu d'un grain après une période d'hydratation donnée présente le même pourcentage dans sa composition que celui du grain entier à son origine. Cependant, la composition du résidu subit une modification pendant la période d'hydratation du ciment. Particulièrement pendant les 24 premières heures ou une hydratation sélective peut avoir lieu.

Les principaux hydrates peuvent être classés en gros comme hydrate de silicate de calcium et hydrate d'aluminate tricalcique le C_4AF sont supposés s'hydrater en hydrate d'aluminate tricalcique et en une phase amorphe. Probablement $CaO.Fe_2O_3$. Il est également possible qu'une petite quantité de Fe_2O_3 , soit présente en solution solide dans l'hydrate d'aluminate tricalcique.

L'avancement de l'hydratation du ciment peut être déterminé par différentes mesures, la quantité de $Ca(OH)_2$ dans la pâte, la chaleur dégagée par l'hydratation, la densité de la pâte, la quantité de ciment non hydraté présente (en utilisant l'analyse quantitative par rayons X), et d'une manière indirecte, à partir de la résistance de la pâte de ciment hydraté. Les techniques de thermogravimétrie et de balayage par diffraction continue aux rayons X sur des pâtes humides en cours d'hydratations peuvent être utilisées pour l'étude de toutes premières réactions. La microstructure de la pâte de ciment hydratée par l'image des électrons rétrodiffusés dans un microscope électronique à balayage.

1.2.1 Hydrate de silicate de calcium :

Les vitesses d'hydratation du C_3S et du C_2S , à l'état pur, sont très différentes, comme le montre la **figure.2**, dans les ciments commerciaux, les silicates de calcium contiennent de petites quantités d'impuretés constituées de quelques oxydes présents dans le ciment.

Le C_3S « impure » est connu sous le nom d'alite et le C_2S « impure » sous le nom de bélite. Ces impuretés agissent de façon importante sur les propriétés des hydrates de silicate de calcium. Lorsque l'hydratation a lieu avec une quantité limitée d'eau, comme c'est le cas dans la pâte de ciment dans un mortier ou dans un béton, le C_3S subit une hydrolyse produisant un silicate de calcium de plus faible basicité, à la fin, le $C_3S_2H_3$, avec la chaux

libérée du $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Ils demeurent cependant quelques incertitudes, à savoir si le C_3S et le C_2S donnent finalement le même hydrate.

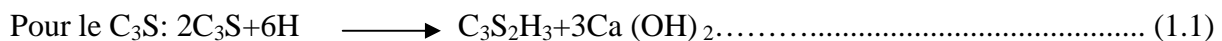
Il semblerait en être ainsi en considérant la chaleur d'hydratation [11] et la surface des produits d'hydratation [12], bien que, des examens physiques montrent qu'il peut y avoir plus d'un, peut être plusieurs hydrates de silicate de calcium si une petite quantité de chaux était absorbée ou retenue dans la solution solide, le rapport G/S serait affecté et il y a de fortes chances pour que le rapport chaux/silice du produit final d'hydratation du C_2S soit de 1.65.

En effet l'hydratation du C_3S est contrôlée par la vitesse de diffusion des ions à travers les couches superficielles d'hydrates, alors que l'hydratation du C_2S est contrôlée par sa faible vitesse de réaction intrinsèque [13]. De plus, la température peut affecter les produits d'hydratation des deux silicates du fait que la perméabilité du gel est elle-même affectée par la température.

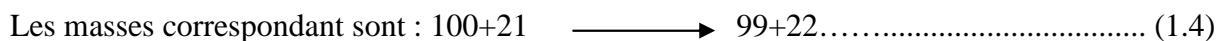
Le rapport G/S n'a pas été déterminé sans équivoque, étant donné que les différentes méthodes d'essai conduisent à des résultats différents [14]. La variation peut atteindre 1.5 par extraction chimique et 2.00 par la méthode thermogravimétrique [15]. Les mesures effectuées par optique électronique conduisent également à de faibles valeurs du rapport G/S [16]. Le rapport varie également avec le temps et est influencé par la présence d'autres éléments ou composés dans le ciment. A l'heure actuelle, les hydrates de silicate de calcium sont généralement représentés par le symbole C-S-H et le rapport G/S est supposé être voisin de 2 [17]. Étant donné que les cristaux formés par hydratation sont imparfaits et extrêmement petits, le rapport molaire de l'eau et de la silice doit nécessairement être un nombre entier. Les C-S-H contiennent généralement de petites quantités d'aluminium, de fer, de magnésium et d'autres ions. À un moment, les C-S-H ont été assimilés à un gel de tobermorite en raison de leur ressemblance structurale au minéral de ce nom, mais ceci ne peut pas être exact [11] et cette description est maintenant rarement utilisée.

En supposant que le $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$ est le produit final de l'hydratation de l'ensemble C_3S et C_2S .

Les réactions d'hydratation peuvent être écrites à titre indicatif et non comme équations stœchiométriques précises. Comme suit :



Les masses correspondantes considérées sont les suivantes :



Ainsi, sur une base massique, les deux silicates demandent approximativement la même quantité d'eau pour s'hydrater, mais, le C_3S produit deux fois plus de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que le C_2S lors de son hydratation.

1.2.1a Période pré-dormante :

Réaction instantanée et exothermique du C_3S avec l'eau en quelques secondes, la solution est sursaturée par rapport aux C-S-H et la teneur en ions silicate atteint son maximum. On assiste à une compétition entre les germinations des C-S-H et du $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Tant que la teneur en ions silicate de la solution dépasse une certaine valeur limite, c'est la germination des C-S-H.

1.2.1b Période dormante :

Les réactions précédentes se poursuivent pendant quelques heures à vitesse décroissante par suite du PH élevé et de la forte concentration en calcium .La quantité des C-S-H formés est très faible de même que la consommation en eau. Lorsque la solution est saturés en portlandite, celle, ci précipite et il se produit alors un effet de « pompe à calcium ».La surface des grains qui accélère leur dissolution .Le gâchage « gâchage chimique »selon les termes de **Christian Vernet**, qui constitue le début de la précipitation de la portlandite déclenche une nouvelle formation, rapide des C-S-H, caractérisée par une diminution des ions Ca^{+2} et OA^- ainsi que par l'augmentation du flux thermique. Ces phénomènes marquent la fin de la période dormante.

1.2.1c Période de prise :

Pendant cette période, l'essentiel des propriétés du ciment durci (stabilité de volume, durabilité, se forme). L'atteinte de ces propriétés est due à la formation d'une grande quantité de C-S-H en un réseau rigide .Les fibres de C-S-H et les cristaux de portland s'enchevêtrent et remplissent les pores. Le matériau se densifie et devient solide.

1.2.1d Période de durcissement :

La réaction d'hydratation du C_3S se poursuit lentement tant qu'il subsiste de l'eau dans les pores capillaires de la pâte durcie. La couche d'hydrates qui enrobe les grains de silicate anhydres atteint une épaisseur suffisante pour ralentir la diffusion des ions dans l'eau.

L'hydratation totale du C_3S peut durer plusieurs mois voir même plusieurs années. Il faut souligner que la réaction du C_3S est généralement influencée par son histoire thermique, la taille des cristaux et leur distribution, le polymorphisme et les défauts des réseaux. En créant les C-S-H, l'hydratation du C_3S est responsable des performances mécaniques des pâtes de ciment aux courtes et moyennes échéances.

1.3 Hydratation du silicate bi calcique : (C_2S) :

Le silicate bicalcique se compose comme le silicate tricalcique en donnant des C-S-H semblables avec une certaine différence dans la microstructure. Cependant les principales différences résident dans l'absence d'une sursaturation marquée en portlandite et dans un flux de libération de chaleur plus faible. Si le degré de sursaturation est en relation avec la germination de la portlandite, la faible sursaturation autour des grains de C_2S peut expliquer sa réactivité moins importante par rapport celle du C_3S au jeune âge.

1.4 Hydratation d'aluminate tricalcique et action du gypse :

La quantité du C_3A présente dans la plupart des ciments est relativement faible, mais son comportement structural et sa relation avec les autres phases du ciment en font un composé

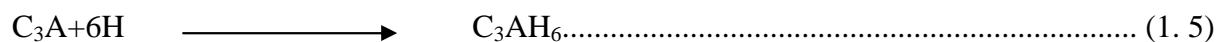
intéressant. L'hydrate d'aluminate tricalcique forme un matériau interstitiel prismatique sombre, comportant souvent d'autres substances en solution solide, se présentant souvent sous l'aspect de plaques plates entourées d'hydrates de silicate de calcium. La réaction du C_3A pur avec l'eau est très violente et conduit à un raidissement immédiat de la pâte, connu sous le nom de prise éclair. Pour éviter ce phénomène, on ajoute du gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) au clinker.

Le gypse et le C_3A réagissent pour former du sulfoaluminate de calcium insoluble ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 3H_2O$), mais, en fin de compte, l'hydrate d'aluminate tricalcique est formé, bien que, cette réaction soit précédée par la formation de ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 3H_2O$) métastable, produit aux dépens du sulfoaluminate de calcium initial sursulfaté [11], produit aux dépens du sulfoaluminate de calcium initial sursulfaté. Puisque davantage de C_3A entre en solution, la composition change, la teneur en sulfate diminue continuellement, la vitesse de réaction de l'aluminate est élevée et, si ce réajustement de la composition n'est pas assez rapide, l'hydratation directe du C_3A a probablement eue lieu

En particulier. Le premier pic de la vitesse de développement de la chaleur normalement observé durant les cinq minutes suivantes et l'ajout de l'eau au ciment signifie qu'une petite quantité d'hydrate d'aluminate de calcium s'est formée directement pendant cette période.

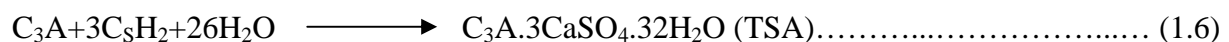
A la place du gypse, on peut utiliser d'autres formes de sulfate de calcium pour fabriquer du ciment ; l'hémi hydrate ($CaSO_4 \cdot 1/2H_2O$) ou l'hydrate ($CaSO_4$). Est à peu près évident que l'hydratation du C_3A est retardée par le $Ca(OH)_2$ libéré par l'hydrolyse du C_3S [18]. Cela est dû au fait que le $Ca(OH)_2$ réagit avec le C_3A et l'eau pour former du C_4AH_{19} , qui forme une couche protectrice sur la surface des grains de C_3A non hydraté. Il est également probable que le $Ca(OH)_2$ abaisse la concentration des ions aluminates dans la solution, diminuant du même coup la vitesse d'hydratation du C_3A [18].

La Forme stable de l'hydrate d'aluminate de calcium qui existe finalement dans la pâte de ciment hydraté est probablement, le C_3AH_6 à cristaux cubiques, mais, il est possible que le C_4H_{12} hexagonal cristallise en premier et se transforme plus tard sous forme cubique ainsi, la forme finale de la réaction peut s'écrire :



1.4.1 Phase initial:

Le C_3A et le gypse se dissout rapidement et cette réaction fortement exothermique rend la solution sursaturé en ions (Ca^{+2} , AlO_4^{-2} , SO_4^{-2} , OH). qui se combinent quasi instantanément en formant des cristaux d'ettringite (TSA). suivant la réaction :



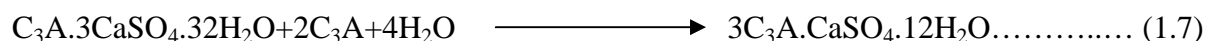
L'ettringite forme une barrière efficace contre toute hydratation rapide. Ce composé apparait généralement sous la forme de longues aiguilles enchevêtrées déposées en « oursin » dont la morphologie aciculaire ou fibreuse permet aisément son identification.

1.4.2 Phase dormante :

Comme le C_3S , le C_3A présente une phase dormante au cours de laquelle l'ettringite commence à se former à faible vitesse. Dans les ciments riches en C_3A , l'enchevêtrement des aiguilles d'ettringite de prise constaté avec le C_3S .

1.4.3 Epuisement du gypse :

Lorsque le « gypse » est totalement consommé, généralement 10 à 24 heures après le gâchage, l'ettringite se dissout et devient une nouvelle source d'ion sulfate pour former avec les aluminates excédentaires du monosulfoaluminate de calcium hydraté (MSA) :



Ce dernier cristallise sous forme de cristaux en tablettes hexagonale, comme les hydrates hexagonaux C_4AH_{13} et C_2AH_8 .

1.4.4 Phase finale :

Cette phase dépend des proportions initiales d'aluminate et de « gypse ». Après quelques semaines, l'ettringite est totalement transformée en monosulfaloaluminate et le produit final de l'hydratation du C_3A est une solution solide de MSA- C_4AH_{13} .

1.5 Hydratation de l'aluminate de calcium (C_4AF) :

L'hydratation du C_4AF est similaire à celle du C_3A . Cependant, le C_4AF réagit moins vite que le C_3A . Son hydratation n'est toujours pas totalement élucidée et est souvent ignorée dans les publications portant sur l'hydratation des ciments. Les réactions mises en jeu lors de l'hydratation sont les suivantes :

Sans gypse :



Avec gypse:



Après l'épuisement du « gypse », un composé dérivé du MSA se forme dans le quel un atome de fer s'est substituée à un atome d'aluminium.

Le gypse ne réagit pas seulement avec le C_3A , mais aussi avec le C_4AF avec qui, il forme un sulfoferrite de calcium qui peut accélérer l'hydratation des silicates. La quantité de gypse ajoutée au clinker doit être surveillée de très près ; un excès de gypse conduit en particulier à une expansion et, par conséquent, à une dégradation de la pâte de ciment. La teneur optimale en gypse est déterminée par observation de l'évolution de la chaleur d'hydratation.

Comme déjà signalé, le premier pic observé au cours du développement de la chaleur est suivi par un deuxième 4 à 10 heures environ après l'ajout de l'eau au ciment. Avec une quantité correcte de gypse, il y aurait peu de C_3A disponible pour réagir après que tout le gypse soit combiné et il ne se produirait donc plus d'autre pic de libération de chaleur. Ainsi, une teneur optimale en gypse conduit à une vitesse souhaitable de la réaction initiale et évite de grandes concentrations locales de produits d'hydratation, la taille des pores dans la pâte de ciment hydraté est réduite en conséquence et la résistance est améliorée.

La quantité de gypse nécessaire augmente avec la teneur en C_3A ainsi qu'avec la teneur en alcalis du ciment. L'augmentation de la finesse du ciment a pour effet d'augmenter la quantité de C_3A disponible au stade initial, ce qui accroît la demande en gypse. Un essai de détermination de la teneur optimale en SO_3 dans le ciment portland est spécifié par la norme ASTM C 543.84. L'optimisation est basée sur la résistance à un jour qui correspond au retrait le plus faible.

La quantité de gypse ajoutée au clinker est exprimée en termes de teneur en SO_3 . Cette teneur est limitée par la norme NEP.15.301 de 1994 à un maximum de 3.5%, mais, dans certains cas, des pourcentages plus élevés sont autorisés. Le SO_3 chimiquement concerné est le sulfate soluble apporté par le gypse et non celui provenant d'un combustible à haute teneur

en soufre, ce dernier étant enfermé dans le clinker, ce qui explique la limite totale actuelle en SO_3 plus élevée que par le passé.

Les valeurs maximale de SO_3 imposées par la norme ASTM C150.94 dépendent de la teneur en C_3A et sont plus élevées pour les ciments à haute résistance initiale.

1.6 Chaleur d'hydratation du ciment :

Dans ses réactions chimiques, l'hydratation des composés des ciments est exothermique, l'énergie libérée pouvant aller jusqu'à 500J par gramme de ciment, du fait que sa conductivité thermique est relativement faible, le béton agit comme un mauvais conducteur et l'hydratation peut provoquer une importante élévation de la température à l'intérieur de sa masse ; pendant ce temps, la surface perd de la chaleur, ce qui provoque un gradient de température élevée et, par suite un refroidissement de l'intérieur de la masse, des fissures importantes peuvent ainsi apparaître. Ce comportement est cependant modifié par le fluage ou par l'isolation des surfaces de béton. En revanche, la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment peut empêcher l'eau des capillaires de geler lors du bétonnage par temps froid et un grand dégagement de chaleur peut donc être avantageux. Par conséquent, il est bien souhaitable de connaître, les propriétés thermiques des différents ciments afin de pouvoir choisir celui qui répond le mieux au besoin. De plus, la température d'un béton au tout premier âge peut aussi être modifiée par un apport de chaleur ou de refroidissement.

La chaleur d'hydratation est la quantité de chaleur, en joules par gramme de ciment non hydraté, dégagée au cours de l'hydratation complète à une température donnée. La méthode la plus couramment utilisée pour déterminer la chaleur d'hydratation consiste à mesurer la chaleur de solutions du ciment non hydraté dans un mélange d'acide nitrique et fluorhydrique. La différence entre les deux valeurs est la chaleur d'hydratation.

Cette méthode, décrite dans la norme BS 4550 : section 3.8, 1978, est identique à la méthode ASTM C186-94, bien qu'il n'ait aucune difficulté particulière à effectuer cet essai, des précautions particulières s'imposent pour prévenir la carbonation du ciment non hydraté, car l'absorption de 1% de CO_2 engendre une baisse de la chaleur d'hydratation de l'ordre de 24.3J/g sur un total compris entre 250 et plus de 420J/g [19]. La température à laquelle a lieu l'hydratation affecte grandement la vitesse de dégagement de chaleur. Le **tableau 1.2** présente l'évolution du dégagement de chaleur au bout de 72 heures, à différentes températures [20]. La température affecte peu à long terme la valeur de la chaleur d'hydratation [21].

Type de ciment.	Chaleur développée à							
	4 C°		24 C°		32 C°		41 C°	
	KJ/kg.	Cal/kg.	KJ/kg.	Cal/kg.	KJ/kg.	Cal/kg.	KJ/kg.	Cal/kg.
I.	154	36.9	285	68.0	309	73.9	335	80.0
II	221	52.9	348	83.2	357	85.3	390	93.2
III	108	25.7	195	46.6	192	45.8	214	51.2

Tableau 1.2 : Chaleur d'hydratation développée à 72 heures pour différentes températures.

La chaleur d'hydratation, telle que mesurée, comprend la chaleur dégagée par les réactions chimiques d'hydratation et celle produite par l'adsorption de l'eau à la surface du gel formé lors de l'hydratation. Cette dernière représente environ un quart de la chaleur totale d'hydratation, ainsi, la chaleur d'hydratation mesurée correspond en réalité à la somme de ces deux quantités de chaleur [22].

Pour des raisons pratiques, ce n'est pas nécessairement la chaleur totale dégagée qui importe, mais, plutôt la vitesse de dégagement de chaleur. Une même quantité de chaleur dégagée sur une longue période peut être mieux dissipée par suite d'une élévation de température plus faible. La vitesse de dégagement de chaleur peut être facilement mesurée à l'aide d'un calorimètre adiabatique. La norme MFP15 de 1988 décrit la méthode de mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimètre semi-adiabatique dite méthode du calorimètre de **Langavant**. Sur la gamme habituelle des ciments portland, **Bogue [2]** a observé qu'à peu près la moitié de la chaleur totale est dégagée entre (01) et (03) jours, approximativement les trois quarts après (07) jours et de 83 à 91% après (06) mois. La valeur réelle de la chaleur d'hydratation dépend de la composition chimique du ciment et est pratiquement égale à la somme des chaleurs d'hydratation de chacun des composés quand ils sont hydratés séparément.

Il s'ensuit qu'il est possible de déterminer la chaleur d'hydratation d'un ciment constitué de composés donnés avec une bonne précision. Des valeurs typiques de chaleur d'hydratation pour les composés purs sont donnés dans le **tableau.1.3**. Il faut noter qu'il n'y a pas de relation entre la chaleur d'hydratation et les propriétés liantes des composés à l'état pur. **WOODS,STEINOUR ET STARKE [23]** ont effectuée des essais sur de nombreux ciments commerciaux, en utilisant la méthode de moindres carrés, ils ont calculé la contribution de chaque composé sur le dégagement total de la chaleur d'hydratation du ciment. A partir des équations obtenues, ils ont déduit la chaleur d'hydratation de 1g de ciment :

$$1.36(C_3S) + 62(C_2S) + 200(C_3A) + 30(C_4AF) \dots\dots\dots (1.10)$$

Où les termes entre parenthèse [24] représentent, le pourcentage, en masse, des composés individuels du ciment. D'autres travaux ultérieurs confirment la contribution des divers composés à la chaleur d'hydratation du ciment, à l'exception du C₂S dont la contribution serait plutôt la moitié des valeurs présentées ci-dessous

Composé.	Chaleur d'hydratation.	
	kJ/kg.	Cal/kg.
C ₃ S	502	120
C ₂ S	260	62
C ₃ A	867	207
C ₄ AF.	419	100

Tableau 1.3 : Chaleur d'hydratation de différentes phases.

Puisque au cours des premières étapes de l'hydratation les composés s'hydratent à des vitesses différentes, la vitesse de dégagement de chaleur aussi bien que, la quantité totale de chaleur dépendant de la composition du ciment, ainsi, en réduisant les proportions des composés qui s'hydratent les plus rapidement C₃A et C₃S il est possible de ralentir la vitesse de dégagement de la chaleur dans les premiers moments de la vie du béton.

La finesse du Ciment influence également la vitesse de dégagement de chaleur ; une augmentation de la finesse entraîne une augmentation de la vitesse des réactions d'hydratation et, par conséquent, une augmentation de la quantité de chaleur dégagée. Il est raisonnable de supposer que la vitesse d'hydratation de chaque composé, au début, est proportionnelle à la surface du ciment disponible pour la réaction. En revanche, lors des étapes ultérieures, l'effet de la surface est négligeable et la quantité totale de chaleur dégagée n'est pas modifiée par la finesse du ciment. L'influence du C₃A et du C₃S peut être jugée à partir de la **figure.1.1**

comme indiqué précédemment. Pour de nombreuses utilisations du béton, la connaissance du dégagement de chaleur est une donnée intéressante et des ciments appropriés ont été développés en fonction de cette caractéristique. La quantité de ciment dans le mélange agit également sur le dégagement de chaleur. On peut donc varier la quantité de ciment d'un béton de manière à contrôler le dégagement de chaleur.

1.7 L'eau dans la microstructure de la pâte de ciment et dans le béton :

Dans un béton durci, l'eau peut se présenter sous forme d'eau libre, capillaire, adsorbée. Chimiquement liée et absorbée par les granulats, l'eau remplit plus ou moins tous les vides de la matrice et son mouvement est responsable de l'apparition de phénomènes comme le retrait de dessiccation, gonflement, fissuration du béton, etc. L'eau va donc jouer un rôle essentiel dans le comportement du matériau durci, non seulement du point de vue de son comportement mécanique, mais aussi de point de vue de la durabilité.

Dans le béton, presque 50% de l'eau de gâchage est consommée par les réactions d'hydratation, environ 40% se trouvent dans les pores des hydrates et 10% se logent dans les vides présentés dans la matrice, l'état hydrique dépend essentiellement de l'humidité relative, du degré d'hydratation et de la taille des pores.

1.8 L'eau hydroxyde :

L'hydroxyle OH^- se lie aux atomes Si et Ca sur les facettes internes et extrêmes des feuillettes. Il ya deux OH par feuillet (l'eau chimiquement liée).

1.8.1 L'eau inter lamellaire :

C'est l'eau des micros pores, adsorbée à la surface externe des particules (lamelle). L'eau inter lamellaire est structurée, soit fixée sur un hydroxyle isolé, soit liée à d'autres molécules d'eau. Les épaisseurs des espaces entre les feuillettes du gel sont inférieures à 20Å en sachant que l'épaisseur moyenne d'une couche de H_2O est de 2.6Å , nous pouvons observer que six (06) couches d'eau peuvent être adsorbées à la surface des lamelles [25].

1.8.2 L'eau inter feuillet :

C'est une eau moléculaire, de très faible degré de liberté. Les quatre molécules H_2O interfoliées chacune triplement liée par des ponts hydrogènes comme dans la structure de la glace. L'eau inter feuillet intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle. Il semble que seul un puissant séchage puisse extraire, ces molécules d'eau qui seraient alors enlevées de manière irréversible [25].

1.8.3 L'eau libre et capillaire :

L'eau libre réside dans les fissures et les gros pores et n'est pas dans le champ d'influence des forces superficielles. L'eau capillaire est constituée de la phase condensée remplissant le volume poreux et séparée des phases gazeuses par des ménisques. L'évaporation de l'eau libre et capillaire s'effectue entre 30 et 120C^0 .

1.8.4 L'eau adsorbée et l'eau chimiquement liée :

L'eau consommée durant les réactions d'hydratation du ciment est combinée avec d'autres composants tels que calcium ou silice. En considérant le modèle lamellaire du gel de

C-S-H celui ci peut apparaître sous trois formes ; inter- feuillet, inter- lamellaire et hydroxylique.

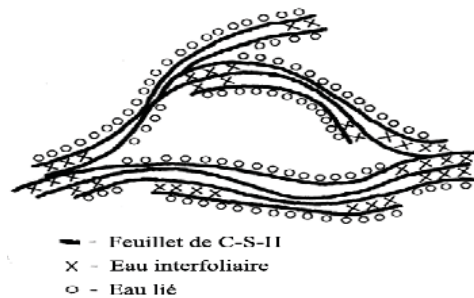


Figure 1.2 : Modèle de Feldman et Sereda (1968) pour la structure de C-S-H.

1.9 Microstructure simplifiée de la pâte du ciment durci :

Dans une représentation simplifiée, on peut considérer que la microstructure de la pâte de ciment est composée de quatre phases solides principales : grains anhydres, C-S-H HD, C-S-H BD et CH. Pour simplifiée, les autres produits d'hydratation comme l'ettringite et les impuretés sont considérés comme une partie de la phase C-S-H. La microstructure simplifiée de la pâte de ciment durcie est schématisée sur la **figure 1.3**.

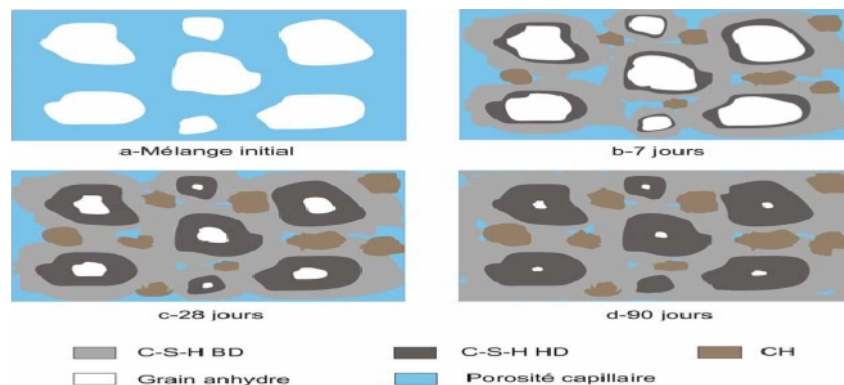


Figure 1.3 : Le processus d'hydratation et la formation de la microstructure de la pâte de ciment : (a) Mélange initial ; (b) 7 jours ; (c) 28 jours ; (d) 90 jours.

La fraction volumique apparaît limiter à l'aide du modèle de **Power et BROUNYARD** (1948) pour un ciment durci en fonction du rapport E/C et du degré d'hydratation. Pour les autres types de ciment, le modèle de **JANNINGS et TERMIS** (1994) donne les fractions volumiques des composants en fonction de la composition de ciment et du rapport E/C et du degré d'hydratation. Ces deux modèles sont adaptés pour l'hydratation à température ambiante. Parmi les quatre phases solides, les grains anhydres et le C-H peuvent être considérés comme des solides non poreux tandis que les deux types de C-S-H contiennent une porosité de gel.

1.10 Porosité :

La porosité de gel dans le C-S-H et la porosité capillaire formant la porosité totale de la pâte de ciment durcie. Lorsque le rapport E/C dans de ciment dépasse une certaine limite (0.38) les hydrates ne peuvent plus entièrement remplir l'espace disponible initialement occupé par l'eau et par conséquent une porosité avec des pores relativement grands, appelée porosité capillaire. Le diamètre des pores dans la porosité de la pâte d'un ciment couvrant une large gamme de 0.5 nm dans la porosité de gel jusqu'à 10 μ m dans la porosité.

Dans les microphotographies de la pâte de ciment, on peut parfois voir aussi des grands pores créés par des bulles d'air au moment de la fabrication du coulis du ciment et qui peuvent atteindre un diamètre de 1.00 mm. La porosité totale du ciment peut être évaluée en séchant un échantillon à 105C°. Cette porosité contient une partie de l'eau interfoliaire de la structure de C-S-H.

Au cours du séchage du ciment, à partir d'une humidité relative égale à 11%, une partie de l'eau située dans la porosité interfoliaire s'évapore, mais, une partie liée au feuillet de C-S-H reste dans la structure de ciment (**jennings,2008**). Par conséquent une autre porosité appelée porosité de l'eau libre, peut être définie qui ne prend pas en compte l'eau interfoliaire. Cette porosité peut être évaluée en mettant un échantillon en équilibre à 11% d'humidité relative (**Taylor,1997,jennings et al,2002**).

1.10 a Pores capillaires :

Nous constatons donc qu' à n'importe quel stade de l'hydratation, les pores capillaires représentent la partie du volume brut qui n'a pas été remplie par les produits d'hydratation. Etant donné que ces produits occupent plus du double du volume de la phase solide initiale, c'est-à-dire le ciment, seul le volume du réseau de capillaire diminue à mesure que progresse l'hydratation.

Par conséquent, la porosité capillaire de la pâte dépend à la fois du rapport eau/ciment et du degré d'hydratation. La vitesse d'hydratation du ciment n'a pas, a priori, d'importance, mais, le type de ciment influence le degré d'hydratation atteint à un âge donnée.

Les pores capillaires ne peuvent pas être observés directement, mais des mesures de pression de vapeur ont permis d'estimer leur dimension médiane à environ 1.3 μ m.

En fait, la dimension des pores de la pâte de ciment hydraté est très variable. Les travaux de **Glasser [26]** indiquent qu'une pâte de ciment à maturité contient peu de pores supérieurs à 1 μ m et que dans leur majorité ils sont inférieurs à 100 nm. Ceux-ci sont de forme variée comme l'ont montré des mesures de perméabilité, et ils forment un système interconnecté distribué aléatoirement au travers de la pâte de ciment **[27]**. Ces pores capillaires interconnectés sont principalement responsable de la perméabilité de la pâte de ciment durci et de sa vulnérabilité face aux cycles de gel et de dégel.

Quoi qu'il en soit, l'hydratation accroît le contenu solide de la pâte et dans des pâtes denses à maturité, les capillaires peuvent être obstrués et segmentés par le gel, en sorte qu'ils sont alors uniquement interconnectés par les pores de gel. L'interruption de la continuité capillaire provient de la combinaison d'un rapport eau/ciment adéquat et d'un mûrissement suffisamment long. La **figure 1.4** présente le degré de maturité nécessaire pour différents rapports eau/ciment, dans le cas d'un ciment portland ordinaire.

Le temps effectivement nécessaire pour atteindre le degré de maturité requis dépend des caractéristiques du ciment utilisé, mais des valeurs approximatives peuvent être estimées à partir de données du **tableau 1.4**. Pour des rapports eau/ciment supérieur à environ 0.70, même une hydratation complète ne produira pas assez de gel pour obstruer tous les capillaires. Dans le cas d'un ciment très fin, le rapport eau/ciment maximale serait supérieur, probablement de l'ordre de 1.0. Inversement, pour des ciments plus grossiers, il serait inférieur à 0.70. L'importance d'éliminer la continuité capillaire est telle qu'elle peut être considérée comme une condition nécessaire pour qu'un béton puisse être qualifié de « bon ».

Rapport eau/ciment massique.	Temps requis.
0.4	3 jours.
0.45	7 jours
0.5	14 jours.
0.6	6 mois
0.6	1 an.
Plus de 0.70	Impossible.

Tableau 1.4 : Temps approximatif pour atteindre un degré de maturité interrompant la continuité des capillaires.

1.10 b Pores de gel :

Considérons maintenant le gel proprement dit il s'agit d'un gel poreux puisqu'il peut retenir une grande quantité d'eau évaporable, mais, les pores de gel sont essentiellement des vides interstitiels interconnectés entre les particules de gel en forme d'aiguille, de plaque ou de feuillet. Les pores de gel sont bien plus petits que les pores capillaires, leur diamètre nominal étant inférieur à 2 ou 3 nm, ce qui correspond à un ordre de grandeur supérieur à la dimension des molécules d'eau. Pour cette raison, l'eau absorbée passée d'une pression de vapeur et une mobilité différente de celles de l'eau libre. La quantité d'eau réversible indique directement la porosité du gel [22]. Les pores de gel occupent approximativement 28% du volume total du gel, le matériau obtenu après séchage étant considéré de façon générale comme des solides. La valeur réelle est caractéristique d'un ciment donné, mais, est totalement indépendante du rapport eau/ciment (E/C). Et du processus d'hydratation, ce qui signifie qu'un gel possède des propriétés constantes serait formé lors de tous les stades et qu'une hydratation continue n'affecterait pas les produits existants, ainsi avec l'augmentation du volume de gel due à l'hydratation, le volume total des pores de gel augmente donc également d'un autre côté, comme mentionné précédemment, le volume des pores capillaires diminue avec la progression de l'hydratation. Une porosité de 28% signifie que les pores de gel occupent un espace égal au tiers du volume des solides de gel. Le rapport entre la surface et le volume des solides de gel est égale à celui d'une sphère de 9 nm de diamètre .On ne doit pas en déduire que le gel est constitué d'élément sphériques. Les particules solides sont de formes variées et des amas en chevêtres de ces particules forment un réseau de chaînes croisés contenant des matériaux interstitiels plus ou moins amorphes.

Une autre façon d'exprimer la porosité du gel est de dire que le volume des pores représente environ trois fois le volume de l'eau formant une couche de l'épaisseur d'une molécule sur la surface entière des produits solides du gel.

À partir de mesures d'adsorption d'eau, la surface spécifique du gel a été estimée être de l'ordre $5.5 \times 10^8 \text{ m}^2 \text{ par m}^3$, ou approximativement $200.000 \text{ m}^2/\text{kg}$ [28].

Des mesures de dispersion des rayons « X » à faible angle ont conduit à des valeurs de l'ordre de $600.000 \text{ m}^2/\text{kg}$ et montrent une grande surface interne à l'intérieur des particules [29]. Un ciment non hydraté à, par comparaison, une surface spécifique de $200 \text{ à } 500 \text{ m}^2/\text{kg}$.

La fumée de silice une surface spécifique de $22.000 \text{ m}^2/\text{kg}$

En rapport avec la structure des pores, il est intéressant de noter qu'une pâte de ciment murie à une pression de vapeur élevée, a une surface spécifique de l'ordre de $7000 \text{ m}^2/\text{kg}$., ce qui indique seulement une différence totale de dimension des particules des produits d'hydratation obtenus. À température et pression élevée, un tel traitement produit en fait un matériau presque entièrement microcristallin plutôt que sous forme de gel.

La surface spécifique d'une pâte de ciment mûrie selon la méthode habituelle [28], dépend de, la température de mûrissement et de la composition chimique du ciment. On a indiqué que le rapport entre la surface spécifique et la masse d'eau non évaporable qui, à son tour, est proportionnelle à la porosité de la pâte de ciment hydraté, sont proportionnels :

$$0.23(C_3S) + 0.320(C_2S) + 0.317(C_3A) + 0.368(C_4AF) \dots\dots\dots (1.11)$$

Les symboles entre parenthèses représentent le pourcentage des composés dans le ciment semblent y avoir peu de variation entre les coefficients des trois (03) derniers composés ce qui indique que la surface spécifique de la pâte de ciment hydraté est peut effectuée par le changement de composition du ciment.

Le coefficient plutôt faible du C_3S , est lié au fait qu'il produit une grande quantité de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ microcristallin dont la surface spécifique est nettement plus faible que celle du gel.

La proportionnalité entre la masse d'eau forme une couche nom moléculaire à la surface du gel et la masse d'eau non évaporable dans la pâte (pour un ciment donné) signifie qu'un gel d'à peu près la même dimension est formé tant et aussi long temps que les particules de gel existantes n'augmentent pas de dimension. Ce n'est cependant pas Le cas des ciments contenant un fort pourcentage de C_2S [30].

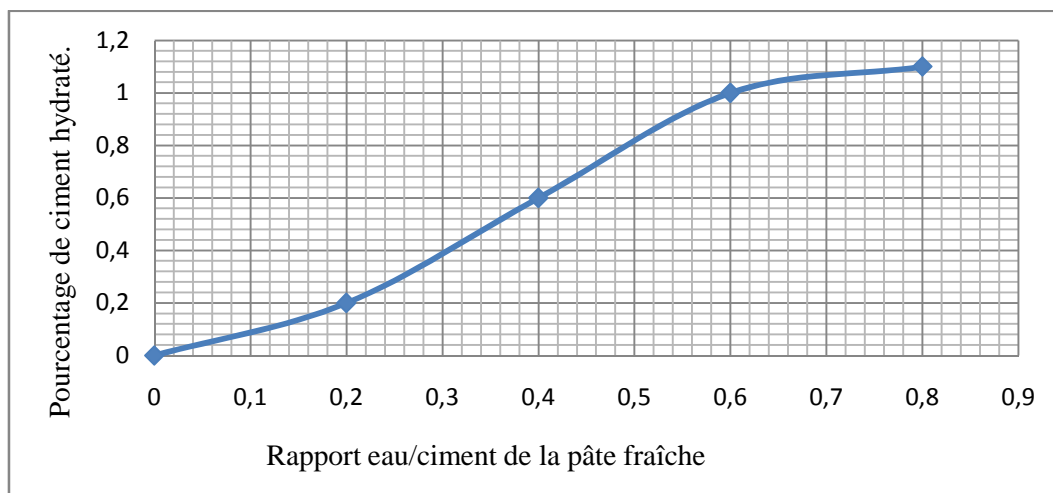


Figure 1.4 : Relation entre le rapport E/C et le degré d'hydratation au quel cesse la continue.

1.11 Structure de C-S-H :

A cause de son caractère amorphe et la vé nubilité de sa composition, le C-S-H est un matériau difficile à étudier. La structure colloïdale de C-S-H a été identifiée pour la première fois par **Power** et **Al** à « le portland cement association » (Power et Browryard, 1948), dés lors, plusieurs modèles conceptuels ont été présentés pour la structure de C-S-H.

Afin de donner une idée de la structure de C-S-H, deux modèles sont présentes brièvement dans la suite. Le premier est le modèle présente par **Fel dman** et **Sereda** (1968), schématisé sur la **figure.1.5** qui considère le gel de C-S-H comme un assemblage de feuillets de C-S-H qui tendent de former des groupes semi-parallèles de quelques couches et qui entourent des pores. Ce modèle considère l'existence d'un espace interfoliaire contenant de l'eau fortement liée et l'eau interfoliaire récente. **Jennings**(2000,2008) a proposé un modèle pour, la structure colloïdale et amorphe de C-S-H, organisé en éléments appelés globules. Ils sont composés de feuillets de C-S-H et ont une porosité intra-globule.

La structures colloïdale de C-S-H dans le modèle de **Jennings** (2008) et la structure des globules sont schématisées sur la **figure.1.5** et **figure .1.6** .La structure de C-S-H contient des petits pores de gel dans les espaces entre les globules voisines et des grande pores de gel entre les assemblages de quelques globules.

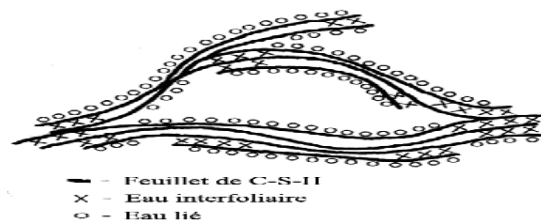


Figure 1.5 : Modèle de Feldman et Sereda (1968) pour la structure de C-S-H Récemment, Jennings(2000,2008).a proposé un modèle pour la structure colloïdale.

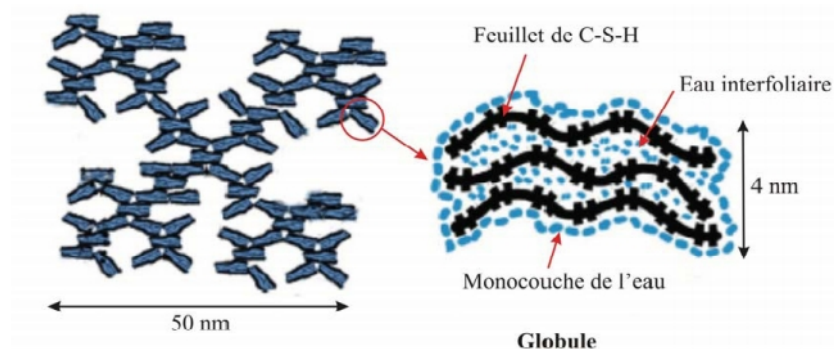


Figure 1.6: Modèle de Jennings (2008) pour la structure de C-S-H.

1.12 Les adjuvants :

1.12.1 Rôle des adjuvants :

Il faut préciser que les adjuvants ont permis des progrès considérables sur les propriétés des bétons et d'étendre leur champ d'application. La création du syndicat national des adjuvants pour mortier et bétons en 1968 a contribué à faire connaître et à développer l'utilisation des adjuvants pour la réalisation de bâtiments et de structures de génie civil.

Ainsi que le définit la norme NF EN 934-2, un adjuvant dont l'incorporation à faible dose (inférieur à 5% de la masse de ciment) aux bétons, mortier ou coulis lors du malaxage ou avant la mise en œuvre provoque les modifications recherchées de telle ou leurs propriétés à l'état frais au durci sont donc exclus du domaine des adjuvants au sens de la norme, les produits ajoutés au moment du broyage du clinker ou les produits dont le dosage dépasserait 5% du ciment. L'emploi d'un adjuvant ne peut entraîner une diminution de certaines caractéristiques du béton que dans la limite précisée par la norme. Il ne doit pas non plus altérer les caractéristiques des armatures du béton ou des aciers de précontrainte.

Chaque adjuvant est défini par une fonction principale et une seule caractérisée par la ou les modifications majeurs qu'il apporte aux propriétés des bétons des mortiers ou des coulis à l'état frais ou durci. L'efficacité de la fonction principale de chaque adjuvant peut varier en fonction de son dosage et des composants du béton.

Un adjuvant présente généralement une ou plusieurs fonctions secondaires qui sont le plus souvent indépendantes de la fonction principale [1].

1.12.2 Adjuvants retardateurs :

Un retard de prise de la pâte de ciment peut être obtenu en ajoutant au béton un adjuvant retardateur de prise (ASTM type B) qui par simplification est appelé retardateur. En général les retardateurs ralentissent le durcissement de la pâte bien que, certains sels puissent accélérer la prise mais, inhiber le développement de la résistance. Les retardateurs n'altèrent ni la nature ni la compositions des produits d'hydratation [31].

Les retardateurs sont utiles lors des travaux de bétonnage par temps chaud lorsque le temps de prise normale est diminué en raison de la température élevée et pour éviter

la création de joints de reprise. En général, les retardateurs augmentent la période durant laquelle le béton peut être transporté mis en place et serré. Le retard de durcissement du aux retardateurs peut être exploité pour obtenir un bon aspect architectural lorsque les granulats doivent être dégagés sur le parement extérieur.

Le retardateur est alors appliqué sur la surface interne des coffrages de sorte que le durcissement du ciment soit retardé sur la surface. Ce ciment est ensuite enlevé par brossage après décoffrage, offrant ainsi une surface avec granulats visibles.

L'utilisation des retardateurs peut par fois affecter la conception structurale par exemple un coulage en continu de béton de masse peut être réalisé avec un retard contrôlé des différentes coulées, au lieu de segmenter la construction.

1.12.2.1 Classification et type de retardateurs :

Les publications concernant les retardateurs, les traitent sous la classe des réducteurs d'eau à effet retardateur. Ceci est dû à ce que les recommandations des normes des temps de prise initiale sont les mêmes pour les deux types. D'autre part quelques substances peuvent être utilisées pour les deux types d'ajouts mais, les différences principales résident dans la quantité d'eau qui peut être réduite (5% pour la réduction d'eau et de 0 à 3% pour les retardateurs) et concernant la résistance à la compression à 28 jours on constate une augmentation de 10 à 15% pour l'effet des réducteurs d'eau et 10% pour les retardateurs.

La norme canadienne reconnaît deux types de retardateur :

Type R : à effet retard modéré (minimum 1 heure de retard de la prise).

Type RX : à effet retard intense (minimum 5 heures de retard de prise).

La norme américaine reconnaît quand à elle, trois types de retardateurs :

Type B : retardateur.

Type D : retardateur à effet réducteur d'eau.

Type G : retardateur ayant l'effet de super plastifiant.

Plusieurs produits organiques et non organiques y compris ceux dérivants des industries, peuvent être utilisés comme retardateurs. On distingue :

- Les sels des acides lignosulfoniques composés de Na, Ca et NH et contenant du sucre (glucose, mannose, fructose, ...etc.).
- Les acides hydro carboxyliques et leurs sels (Na, Ca, sel de triéthanolamine, les sels adipiques, gluconiques, tartriques, citriques, maliques et les acides hep toniques.
- Les carbohydrates contenant du sucre (bons retardateurs).
- Les composées non organiques contenant du phosphate, les oxydes de plomb et de zinc et
- Les sels de magnésium.

1.12.2.2 Action sur les propriétés du béton frais :

Les retardateurs peuvent légèrement réduire la quantité d'eau de gâchage, augmenter l'ouvrabilité et la maintenir sur une période plus longue que celle des bétons témoins sans retardateurs. Les bétons contenant des lignosulfonates ou sucre peuvent entraîner de l'air dans le béton par contre, les sels des acides gluconiques et leurs dérivés n'entraînent pas d'air.

D'autre part, les retardateurs constitués d'acides hydro carboxyliques augmentent le taux de ressuage ce qui peut être favorable dans le cas de séchage rapide.

1.12.2.3 Effets sur certaines caractéristiques du béton durci :

Selon la norme française P18-103 le retard de prise entraîne généralement une diminution de la résistance mécanique initiale mais, au-delà de sept (07) jours, les résistances mécaniques sont souvent augmentées par rapport au témoin. Ceci est expliqué par le fait que

Le taux d'hydratation faible permet de créer une distribution plus uniforme des produits dans les phases interstitielles.

Les effets des retardateurs sur d'autres propriétés du béton peuvent être parfois imprévisibles. Le retrait par séchage de la pâte de ciment contenant du retardateur est souvent comparable à celui d'une pâte normale. En 1975 (**Scholer**) [32] a étudié le retrait plastique de la pâte de ciment en analysant 65 types de retardateurs (lignosulfonates, carbohydrates, acides hydrocarboxyliques, ... etc., et a trouvé que le retrait plastique augmente généralement en présence d'un retardateur, ceci est dû à ce que la période plastique est plus longue et la pâte de ciment est dans un état plus dispersé. Le retrait du béton est plus faible que celui de la pâte.

1.12.2.4 Mécanisme d'action :

Le mode d'action des retardateurs est assez complexe. Plusieurs idées ont été présentées pour expliquer l'action de retard de prise et de durcissement avec certains composés, les chercheurs ont proposé une théorie qui se présente comme suit :

Les retardateurs, une fois mélangés avec la pâte du ciment seront adsorbés sur les particules de ciment anhydre à trouver une liaison ionique, hydrogène ou dipolaire en empêchant une attaque par l'eau (screening effet).

La plupart des études d'adsorption ont été faites dans des solutions aqueuses où les phases anhydres sont simultanément hydratées. Une étude faite dans un milieu non aqueux montre que les surfaces anhydres de C_3A et C_3S n'adsorbent pas de retardateurs tandis que celles des phases hydratées adsorbent des quantités énormes dans le béton, l'absorption se fait sur les surfaces des phases anhydres en prévenant la formation d'une couche imperméable d'ettringite.

La théorie de précipitation envisage la formation d'une couche insoluble de sel de calcium sur les phases de ciment. Si cette théorie est valable, les constantes de stabilité des complexes de calcium doivent porter certaines corrélations avec leurs potentiels de retard. Plusieurs exceptions ont été trouvées, en effet une recherche sur les complexes de calcium montre que malgré que certains présentent l'effet retard d'autre n'a pas cet effet.

1.12.2.5 Effet sur le temps de prise :

Il est évident que les retardateurs prolongent le temps de prise initiale et finale de la pâte de ciment mais cet effet dépend de :

- La nature du retardateur ; des études ont montré que le sucre est le retardateur le plus efficace mais, des dosages excessifs peuvent causer de sérieux problèmes de prise.
- La température : le temps de prise diminue avec l'augmentation de la température à cause de l'augmentation de la cinétique de différentes réactions d'hydratation. Donc pour un même type de retardateur, il faut augmenter le dosage normal à des températures élevées.
- Le type de ciment : la prise des ciments contenant peu de C_3A et d'alcalis est retardée par rapport à celles des ciments qui ont une concentration élevée en C_3A : les phases principales causant la prise sont les C_3A et le C_3S qui consomment plus de retardateur que le C_3S , c'est pourquoi dans les ciments à faibles teneurs en C_3A de faibles quantités de retardateur sont adsorbées et donc il n'y aura plus de retardateur dans la phase aqueuse pour agir sur l'hydratation des silicates et des aluminates.

1.13 Accélérateurs de prise et de durcissement :

Selon la norme européenne EN 934-2, un adjuvant sera classé comme accélérateur de prise performant si :

- Le temps de prise à 20C° est 30mn et 60% du temps de prise du mélange de référence à 5C° (EN 480-2).
- La résistance à la compression du béton est 80% de la résistance du mélange de référence à 28 jours.
- La résistance à 90 jours à la résistance à 28 jours.
- La quantité d'air dans le béton frais 2% du volume du mélange de référence (sauf en cas de spécifications de la fabrication).

Les exigences de performances pour un test d'accélérateur de durcissement d'un mélange selon cette même norme EN 934-2 sont les suivantes :

- La résistance à la compression du béton à 24 h et à 20 C° doit être 120% de la résistance du mélange de référence et 130% de la résistance du mélange de référence à 48h et à 5C°.
- La quantité d'air dans le béton frais doit être 2% du volume du mélange de référence.

1.13.1 Adjuvants accélérateurs :

Les adjuvants ASTM de type C seront simplement appelés « accélérateurs » leur fonction première est d'accélérer le développement de la résistance au jeune âge du béton, ce qui correspond à la période de durcissement, mais, en même temps ils accélèrent la prise du béton.

Si une distinction entre les deux actions est souhaitable, il est plus utile de parler des propriétés accélératrices sur la prise.

Les accélérateurs (2 à 4 C°) dans l'industrie du béton préfabriqué ou un décoffrage rapide est recherché ou lors de travaux de réparation d'urgence. L'utilisation d'un accélérateur permet également une finition rapide de la surface du béton. L'application d'une couche isolante de protection et une mise en service plus rapide de la structure.

En revanche, pour des températures élevées, les accélérateurs peuvent provoquer un dégagement de chaleur très important lors de l'hydratation qui peut entraîner la fissuration dans le béton [33].

Même si les accélérateurs sont utilisées à de basses températures, ce ne sont pas des agents antigels, ils n'abaissent la température de gel du béton tout au plus de 2C°, de sorte que les précautions usuelles à prendre contre le gel du béton restent posées. Des agents antigel spéciaux sont en cours de développement, mais, ne sont pas encore disponibles.

L'agent accélérateur le plus communément utilisé depuis plusieurs décennies est le chlorure de calcium. Le chlorure de calcium est un accélérateur efficace de l'hydratation des silicates de calcium, principalement le C₃S, sans doute en raison d'un léger changement de l'alcalinité de la solution inertielle ou en agissant comme catalyseur des réactions d'hydratation. Alors que le mécanisme de l'action du chlorure de calcium n'est pas parfaitement étudié à ce jour. C'est indéniablement un accélérateur efficace et peu coûteux. En revanche, il a un grave défaut : la présence d'ions chlorures au voisinage des armatures d'acier dans le béton contribue fortement à leur corrosion.

1.13.2 Mécanisme d'action :

Les accélérateurs de prise et de durcissement sont en général, des sels minéraux, de nombreux composés chimiques ont été utilisés comme accélérateurs de prise, le plus ancien et le plus connu étant le chlorure de calcium. On admet généralement que le chlorure de calcium favorise la corrosion des armatures. C'est ce qui a conduit de nombreux chercheurs à développer d'autres types d'adjuvants ne contenant pas de chlorures.

De nombreuses études ont montré que, d'une manière générale les cations et les anions présentaient un effet accélérateur suivant vraisemblablement le même mécanisme sans être toute fois aussi efficaces que le chlorure de calcium, ce sont dans l'ordre d'efficacité (**KANTRO** 1975) [34].



D'autres ions sont susceptibles d'avoir un effet sur la vitesse de prise du ciment par précipitation d'une nouvelle phase; ce sont des hydrates ou des sels basiques de magnésium, de zinc, de plomb ou des sels peu solubles de calcium, sulfates, carbonates, phosphates, fluorures et borates (**Taylor** 1990 [34]). Mais, l'effet peut être une accélération ou un retard, les sels de magnésium ont un effet accélérateur semblable à celui des sels de calcium.

Les carbonates peuvent provoquer une prise très rapide ou bien la retarder suivant la concentration à la quelle ils sont ajoutés. Ces produits ne sont pas utilisés en pratique car leur action est difficile à maîtriser.

Le chlorure de calcium (CaCl_2) demeure sans contestation l'accélération de prise et de durcissement le plus puissant le plus économique et le plus utilisé, même si son emploi est réglementé plus ou moins sévèrement selon les pays à cause de ses problèmes de corrosion.

Cependant, en matière d'accélérateur du durcissement du béton, on oublie souvent que l'on peut obtenir des gains de résistance à très court terme 18 à 24 heures en diminuant tout simplement le rapport eau/liant (E/L) du béton. Il est en effet, tout à fait possible d'obtenir des résistances supérieures à 20 MPa en moins de 18 heures sans chauffer le béton, tout simplement en diminution le rapport eau/liant (<0.3). En effet, l'action effective d'un accélérateur dans le béton dépend de plusieurs facteurs qu'on ne sait pas bien prendre en compte dans la formulation des bétons, à savoir :

- Les classes de résistances 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.

1.13.3 Effet sur le mortier et le béton frais :

C'est un adjuvant dont la fonction principale est d'accélérer le début et la fin de prise du ciment. Il agit en modifiant sélectivement la solubilité et la vitesse d'hydratation des liants et des constituants anhydrides. Mais, en contrepartie, l'accélération recherchée peut entraîner une résistance mécanique moins élevée que le témoin pendant les premières semaines.

1.14 Les plastifiants :

Les substances organiques ou le mélange des substances organiques qui permettent une réduction de la demande en eau du béton, pour une même consistance, ou qui donne une meilleure ouvrabilité au mélange pour la même quantité d'eau sont classées comme plastifiants. Leurs avantages sont considérables les plus importants sont l'augmentation des résistances et une meilleure ouvrabilité des bétons.

1.14.1 Classification des plastifiants :

Les surfactants anioniques tels que, les lignosulfonates et leurs dérivés, les résines de certains savons, ...etc.

Les surfactants non-ioniques tels que, les esters du poly glycol, les acides carboxyliques et leurs dérivés. Les résines de certains savons.etc... les autres produits tels que les carbohydrates, les polysaccharides, ...etc.

Parmi les plastifiants, les plus utilisés sont les lignosulfates de calcium, de sodium d'ammonium. Ces plastifiants ont souvent un autre effet (retardateur, entraîneur d'air)... etc.

Alors on les mélange souvent avec des produits qui éliminent l'effet négatif et améliorent l'effet positif. La quantité de plastifiant utilisée dans le béton varie de 0.1 à 0.4 % de la masse du ciment. A cause de cette faible teneur, et afin de bien contrôler leur dosage dans le béton, ils sont commercialisés dissous dans l'eau.

1.14.2 Effet sur le mortier et le béton frais :

➤ Diminution de la quantité d'eau :

Avec la diminution de la quantité d'eau, les résistances augmentent pour une même ouvrabilité. La quantité d'eau que l'on peut diminuer est de l'ordre de 5 à 15%.

➤ Ouvrabilité :

Pour un même rapport E/C, l'adjuvant va améliorer l'ouvrabilité de la pâte en fonction de son dosage. Le **tableau 1.5** suivant résume l'adjuvant normalisé modifiant la mise en œuvre des bétons et mortiers.

	Plastifiants.	Réducteur d'eau plastifiant.
Dosage.	Généralement <0.5%	Généralement <0.5%
Effet sur la mise en œuvre du béton.	-A rapport E/C. constant. -amélioration de la maniabilité.	-A maniabilité constants réduction d'eau (6.5%).
Effet favorable.	Possibilité d'accélération du durcissement.	Augmentation de compacité, diminution de la perméabilité, possibilité d'améliorer la résistance du béton aux agents chimique agressif.

Tableau 1.5 : Adjuvants normalisée modifiant la mise en œuvre des bétons et mortier.

1.14.3 Mécanisme d'action :

Il est très difficile de comprendre le phénomène d'action de tous les plastifiants. Néanmoins, l'effet fluidifiant est partiellement la conséquence de l'effet retardateur causé par l'adjuvant. Ce ralentissement dans l'hydratation va permettre à l'eau de continuer à fluidifier la pâte de ciment.

Le deuxième phénomène est l'action dispersante du plastifiant par adsorption sur le ciment.

-L'effet fluidifiant prédominant des plastifiants est un effet physique.

L'action dispersante des plastifiants est attribuée à l'adsorption des molécules du plastifiant sur la surface des grains de ciment et au changement résultant de la charge de la surface et du potentiel des particules solides. Les charges de même signe causent des forces répulsives qui favorisent la dispersion et améliorent la plasticité du mélange.

1.15 Super plastifiants :

Les super plastifiants hauts réducteurs d'eau est la désignation en français des « superplastifiants. High range water reducers » et qui se rapporte à des produits qu'on appelait auparavant en France « fluidifiants » [35]. Ce sont des réducteurs d'eau beaucoup plus efficace et très différent de ceux qui ont été traités.

Les super plastifiants hauts réducteurs d'eau sont des polymères de synthèse, fabriqués spécialement pour l'industrie du béton. Ils sont à base de sels de sodium ou de calcium de poly-naphtalène sulfoné, de sel de sodium de poly-mélatamine sulfoné, de copolymère acrylate-ester (polyacrylate), ou de lignosulfonates de grande pureté [34], les plus utilisés sont les deux premiers qui sont appelés super plastifiants à base de naphtalène et super- plastifiants à base de mélatamine figures (1.7a et figure 1.7.b).

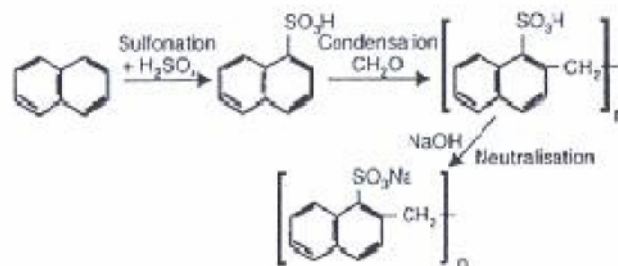


Figure 1.7a : Représentation schématique d'une molécule d'un super plastifiant à base de Sels de sodium de poly-naphtalène sulfoné selon **Rixom** et **Mailvaganam**.

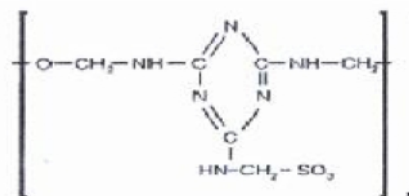


Figure 1.7.b : Représentation schématique d'une molécule d'un super plastifiant à base de Poly mélatamine sulfoné selon **Dodson**.

Les super plastifiants sont des polymères organiques solubles dans l'eau dont la synthèse est réalisée par une opération complexe de polymérisation produisant de longues chaînes de molécules de masse moléculaire élevée et sont de ce fait relativement chers [1].

Vers la fin des années 70, les super plastifiants étaient utilisés surtout pour fluidifier les bétons en utilisant des doses réduites qui ne dépassaient pas 1 à 2 litres par mètre cube.

Dans ce cas, l'action fluidifiante est limitée dans le temps, car les molécules, de polymère ne se trouvent pas en nombre suffisant pour neutraliser tous les sites actifs libérés conduisant à la meilleure dispersion des grains de ciment. En outre, certaines molécules de polymère peuvent être aussi très vite fixées par les hydrates formés.

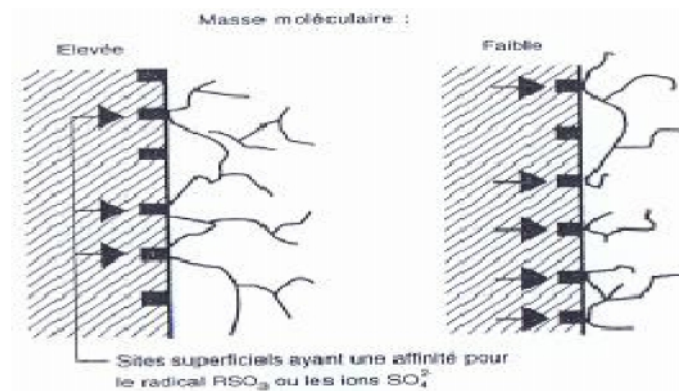


Figure 1.8 : Illustration schématique du blocage des sites réactifs par les molécules d'un super plastifiant, selon Jolicoeur & al [36].

De nos jours, les super plastifiants sont utilisés à des dosages beaucoup plus élevés qui atteignent deux à vingt litres par mètre cube et permettent la confection de bétons de très grande maniabilité ou des bétons à hautes performances. **Figure 1.9.**

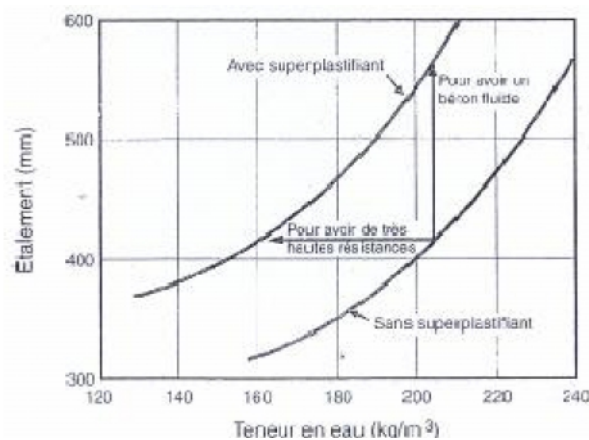


Figure 1.9 : Relation entre l'étalement et le dosage en eau d'un béton avec et sans super plastifiant selon Meyer [37].

Pour un rapport eau/ciment et une teneur en eau données dans le béton, l'action de dispersion des super plastifiants augmente considérablement la maniabilité du béton sans qu'il perde sa cohésion. Un tel béton peut être mis en place avec peu ou sans serrage sans au ressuyage excessifs ni ségrégation, d'où sa désignation de bétons fluides.

La seconde utilisation des super plastifiants est la confection des bétons à maniabilité normale, mais ayant une très grande résistance en raison d'une réduction substantielle du rapport eau/ciment. (E/C). L'adsorption de grosses molécules crée des forces de répulsions, que les molécules de polymère soient chargées ou non. Les chaînes polymérisées ne peuvent pénétrer les l'une dans Les autres, empêchant ainsi toute floculation. Cet effet entropique s'amplifié avec la masse moléculaire et le degré de ramification du polymère.

Les différentes molécules de super plastifiants à longue chaîne agissent conformément aux différents mécanismes de base développés ci-dessus en s'enroulant autour des grains de ciment et en leur conférant une charge hautement négative de sorte qu'ils se repoussent les uns des autres, conduisent à une dispersion des grains de ciment.

Les super plastifiants à base de poly naphtalène et poly mélamine sulfonés agissent surtout au niveau des forces de **Vander Waals** et de la force d'interaction de double couche. Les super plastifiants à base de polyacrylates agissent principalement grâce à leur effet entropique.

Certains adjuvants super plastifiants, de par leur effet physique modifiant les forces inter-particulaires, peuvent intervenir dans les processus chimiques de l'hydratation et notamment de la nucléation et la croissance cristalline. En effet les super plastifiants constituées poly-chargées négativement, outre leur effet dispersant et leur effet secondaire retardateur, en général bénéfique peuvent favoriser les réactions du type prise rapide. Ce comportement a pour origine l'effet inhibiteur des poly-électrolytes sur la nucléation de l'ettringite et leur aptitude à se combiner aux structures désordonnées des aluminates hydratés, dont ils favorisent la formation.

L'Adjuvant dépend de la formulation complète du béton et notamment, le dosage en ciment, le rapport eau/ciment de la compacité et de la température ambiante et peut se maîtriser complètement.

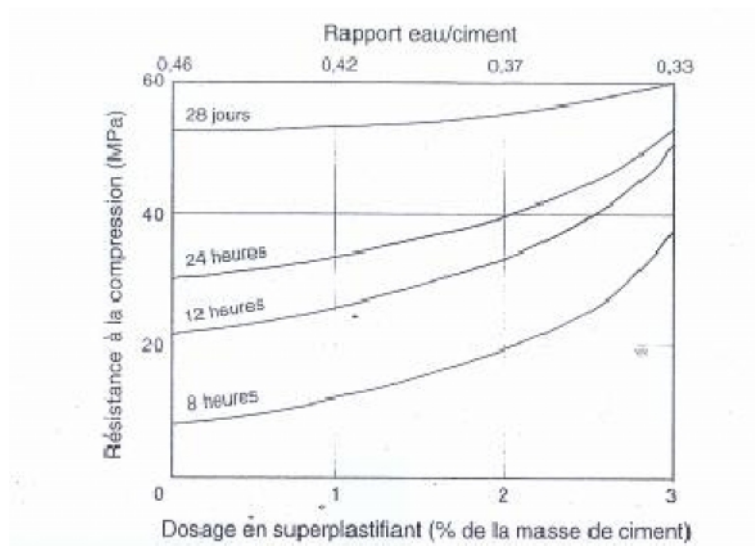


Figure 1.10 : Influence d'un super plastifiant sur la résistance à jeune âge d'un béton dosé à 370 kg/m³ de ciment à maniabilité constante, selon Meyer [37].

1.15.1 Mécanisme d'action :

Lorsque les molécules organiques des super plastifiants sont introduites dans une suspension d'un matériau cimentaire une grande partie d'entre elles viennent se fixer à la surface des particules de ciment (adsorption). Ces dernières réduisent les forces attractives d'interactions inter-particules de Vander Waals qui existent entre les atomes des différentes particules. **Figure 1.11.**

Si les molécules sont ionisées dans le liquide, elles modifient également les forces d'interactions de double couche qui apparaissent suite à la réaction acide-base entre les atomes de surface du liquide en augmentant les forces de répulsions entre les particules et engendrent donc des effets importants de fluidisation ou d'épaississement des suspensions. **Figure 1.12.**

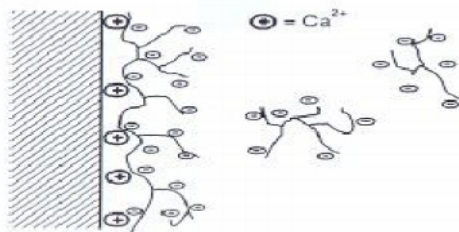


Figure 1.11 : Représentation schématique de l'adsorption d'un polymère à la surface d'une Particule selon **Jolicoeur & al [36]**.

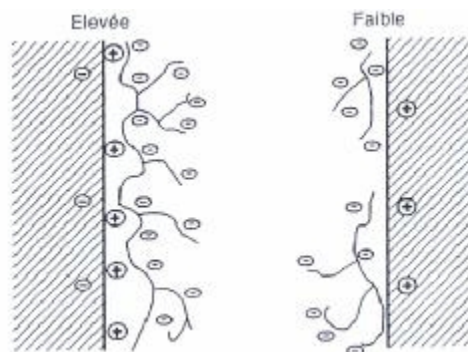


Figure 1.12 : Illustration schématique de la répulsion électrostatique entre deux particules selon **Jolicoeur & al [36]**.

L'adsorption de polymères chargés négativement se fait par l'intermédiaire d'ions bivalents Ca^{+2} . La quantité de polymères adsorbés est d'autant plus grande que la masse moléculaire du polymère est élevée et qu'il ya plus d'ions Ca^{+2} dans la solution interstitielle. Elle crée une charge négative à la surface des particules qui se repoussent **figure.1.12**. Cet effet ne dépend pas de la masse moléculaire du polymère, sauf dans le cas des très faibles masses moléculaires [36].

Un autre mode d'action appelé effet entropique, nécessite des molécules qu'une partie puisse se placer ou se fixer à la surface des particules et que l'autre partie puisse se déployer dans le liquide en raison de son affinité avec ce dernier.

Dans ce cas, lorsque deux particules (chevelures) se rapprochent au point que les chaînes puissent s'interpénétrer. Cela provoque une augmentation de l'énergie du système associé à une force de répulsion entre les deux particules. **Figure 1.13.**

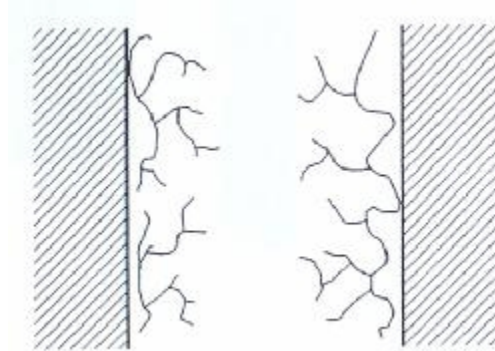


Figure 1.13 : Représentation schématique du phénomène de répulsion entropique ou stérique selon **Jolicoeur & al.**

1.15.2 Facteurs affectant l'action des super plastifiants :

La capacité des super plastifiants d'augmenter l'affaissement du béton dépend de plusieurs facteurs.

- le type de super plastifiant : pour obtenir un affaissement de 260 mm à partir d'un affaissement initial de 50 mm, il est nécessaire d'ajouter 0.6 de SMF, mais seulement 0.4% de SNF.
- le dosage en super plastifiant : l'augmentation de l'affaissement est proportionnelle au dosage en super plastifiant, mais, l'efficacité diminue au-delà d'un certain dosage. de plus la concentration en super plastifiant influence le taux et la vitesse d'hydratation des constitutions.
- Le rapport E/C : les mesures de la viscosité et de l'affaissement montrent que pour des rapports E/C compris entre 0.4 et 0.65, l'addition d'une certaine quantité de super plastifiant, augmente l'affaissement et diminue la viscosité.

1.15.3 Le moment de l'addition :

Si le super plastifiant est ajouté au début avec l'eau de malaxage, l'affaissement augmente considérablement, mais, dans le cas où il est ajouté entre 5 et 50 minutes après le début du malaxage, généralement l'affaissement par rapport au premier cas est moindre.

1.15.4 Effet sur la rhéologie du béton frais :

Les super plastifiants améliorent l'aptitude à la déformation des mortiers et bétons frais. Ils produisent une réduction de la tension superficielle ou inter faciale des liquides en particulier. Ils lubrifient donc les grains de ciment qui se trouvent dé floclés et individualisés : cette dispersion facilite le mouillage et baisse la viscosité de la pâte.

1.15.5 Effet sur la prise :

Les super plastifiants contenus dans le béton peuvent ou non affecté de façon significative la prise initiale et la prise finale. Le type et la quantité de super plastifiant déterminent si le temps de prise sera retardé accélérée ou non affecté.

Généralement pour des dosages normaux, un léger retard peut avoir lieu (l'effet sur l'accroissement de la maniabilité est de court durée : 30 à 80min. Avec des dosages de 0.50 à 3% de SMF, SNF, un retard peut aussi être la conséquence de la quantité de super plastifiant utilisée ; plus le dosage est fort et plus ce retard est prononcé.

Les super plastifiants peuvent contenir des additifs chimiques qui peuvent modifier les caractéristiques de prise initiale et finale.

1.15.6 Influence de dosage en super plastifiant :

1.15.6 a-Etat frais :

Les super plastifiants ont la propriété de dé flocler les particules fines et les grains de ciment et d'améliorer leur répartition dans la matrice cimentaire. Ils permettent aussi de supprimer le seuil de cisaillement dans la pâte de ciment à l'état frais. Ainsi les BHP ont un aspect visqueux et collant et s'écoulent facilement. Ils sont en général dosés entre 1 et 3% de la masse de ciment. Il convient lors de l'étude de formulation de vérifier la comptabilité entre le ciment et les adjuvants afin de conserver une ouvrabilité satisfaisante pendant toute la durée de mise en place du béton.

Pour déterminer le dosage optimale en super plastifiant on peut étudier la rhéologie d'un coulis ayant un rapport eau/ciment (E/C) relativement faible en mesurant l'étalement au mini cône ou l'écoulement au cône de Marsh.

Les courbes obtenues pour différents dosage en super plastifiants présentent une cassure très nette lorsque l'on atteint un certain dosage. Cette cassure est appelée point de saturation.

Au-delà de ce point, il est inutile de rajouter du super plastifiant parce que la fluidité du coulis ne peut plus être améliorée et un dosage excessif risque de retarder indûment le durcissement du béton et de créer un phénomène de ségrégation.

L'introduction des super plastifiants dans les mélanges cimentaires a tout l'intérêt à se faire le plus tard possible lors du malaxage du béton.

Temkhajornkit et Nawa [38], ont avancé en étudiant la fluidité des pâtes de ciment contenant un super plastifiant à base de naphthalène sulfonaté, que l'introduction du super plastifiant entraîne une réduction de la contrainte d'écoulement qui tend vers zéro, mais, la plasticité ne diminue pas beaucoup. Dans ce cas la pâte de ciment va avoir une bonne fluidité sans engendrer de ségrégations.

1.15.6 b Etat durci :

L'emploi des super plastifiants permet une réduction de la teneur en eau du mélange à consistance égale (entraînant la suppression d'un volume important d'eau non mobilisée par l'hydratation du ciment.). Les rapports E/C sont de l'ordre de 0.35 au lieu de 0.45 à 0.5 pour un béton usuel (soit une réduction de la teneur en eau de plus de 30%).

Les super plastifiants s'opposent à la floculation des grains de ciment en suspension dans l'eau, ce qu'augmente leur réactivité, facteur de résistance à courte terme. Ils permettent une réduction sensible de l'eau de gâchage (une partie de l'eau n'est plus piégée dans les floccs de ciment).

1.16 Les rétenteurs d'eau (NF EN 934.2).

Ces produits ont pour fonction de réguler l'évaporation de l'eau et d'augmenter ainsi l'homogénéité et la stabilité du mélange. Le ressuage par l'action de ces stabilisants est réduit de 50%. La rhéologie du béton frais est améliorée même dans le cas d'une diminution du volume des fines. La diminution des résistances à 28 jours par rapport à un béton témoin est de l'ordre de 20%.

Ces produits, qui sont entre autres des agents colloïdaux des dérivés de la cellulose sont utilisés pour l'exécution de mélanges retardés ou de mélanges à couler sous l'eau sans délavage.

Action des rétenteurs d'eau.	
dosage	Généralement <0.5%.
Effet sur la mise en œuvre du béton.	Diminution du ressuage de 50%.
Résistance à toutes les échéances.	Par rapport au témoin légère diminution possible.
Effet secondaires favorables.	Amélioration de la rhéologie du béton frais dans le cas d'un manque en éléments fins.

Tableau 1.6 : Notice technique de rétenteurs d'eau.

1.17 Les produits de cure :

Les produits de cure (norme NFP 18-370) ont pour effet de protéger le béton frais après sa mise en œuvre en évitent sa dessiccation par évaporation trop rapide de l'eau. Celle –ci entraînerait une baisse des résistances mécaniques, la formation de fissures de retrait. Avant prise, un poudroïement et un déchaussement des granulats. Ces produits sont à base de résine, cires ou paraffines en émulsion aqueuse, de résines naturelles ou synthétiques de cires ou de paraffines dissoutes dans un solvant pétrolier de caoutchouc chloré.

Les produits de cure sont des produits que l'ont peut pulvériser sur le béton frais. Ils se forment après application d'un film continu imperméable qu'il faut ensuite éliminer par brossage si un revêtement doit être appliqué sur le béton. Ils sont particulièrement recommandés pour le bétonnage de routes, pistes, dallages, planchers et généralement tous les ouvrage pour lesquels le rapport surface d'évaporation/épaisseur est élevée.

1.18 Les hydrofuges de masse (NF EN 934-2) :

Les hydrofuges de masse ont pour fonction principale de diminuer l'absorption capillaire des bétons, des mortiers ou des coulis durcis. Cette diminution de l'absorption capillaire procure une bonne étanchéité au béton. Les hydrofuges sont généralement à base d'acides gras ou de leurs dérivés (stéarates). Ils peuvent également comporter des matières fines (type bentonite) ainsi que des agents fluidifiants.

Leur action est très variable suivant leurs compositions, leur dosages et les types de bétons aux quels, ils sont incorporés. Les temps de prise peuvent être augmentés. L'efficacité dépend de la nature du ciment. Cependant, il convient de se rappeler qu'ils ne peuvent pas rendre étanche un mauvais béton, mal composé, présentant des vides importants ou des hétérogénéités.

1.19 Antigels :

Les antigels évitent le gel du béton frais qui stoppe la prise du ciment et qui du fait du gonflement, réduit la compacité du béton. Quand on veut bétonner par temps froid, on a intérêt à accélérer la prise pour projeter du dégagement de chaleur provoquée par cette réaction et en même temps et convient de réduire le dosage en eau. Dans la pratique on utilise donc un accélérateur avec un plastifiant ou un super plastifiant ou un produit unique combinant les deux fonctions.

L'utilisation d'un antigel ne dispense toute fois pas de l'observation des règles élémentaires de bétonnage par froid, et notamment de prescrire l'emploi de matériaux gelés.

1.20 Entraîneur d'air :

Ce sont des composés d'addition généralement à base de résines de synthèse ; résine, vinsol, alkyls sulfonés, acides gras,... etc.

Les entraîneurs d'air se présentent sous forme de liquides, de sels solubles ou de poudres insolubles à ajouter au moment du malaxage.

Ces adjuvants introduisent volontairement de l'air et agissent en stabilisant les bulles générées lors du malaxage, sous forme d'un très grand nombre de micro bulle dont 80% d'entre elles ont un diamètre inférieur à 100 microns, la plupart étant comprises entre quelques microns et quelques dizaines de microns. Ces micros bulle ne doivent pas être confondues avec l'air occlus, constitué de bulles de torys, diamètres généralement supérieur à 1mm, réparties aléatoirement dans le béton, qui se trouvent emprisonnées pendant la mise en place. Ils améliorent essentiellement la plasticité et l'ouvrabilité du béton : les bulles agissant comme autant de grains fins analogues à de petites bulles souples et sans frottement.

1.21 Définition des bétons à hautes performances :

Les bétons à hautes performances (BHP), ont d'abord été utilisés pour leur haute résistance. Cette caractéristique facilement mesurable a fait des progrès spectaculaires à partir des années 80. Elle est passée de 30 à 35 MPa, à plus de 100 MPa pour les bétons à très hautes performances, voire de 200 MPa, pour les bétons fibrés à ultra hautes performance (BFUP).

Les BHP se caractérisent par :

- Une résistance caractéristique à la compression à 28 jours supérieure à 50 MPa sur cylindre.
- Un rapport E/L liant équivalent inférieur à 0.40.

Mais, les gains de résistance ne sont pas les seuls avantages de ces bétons qui tirent leurs propriétés de leurs microstructures très denses, d'une forte réduction de leur porosité et d'un réseau capillaire non connecté. Ces bétons sont, en fait des matériaux à très haute compacité.

Les BHP sont également du fait de leur porosité extrêmement réduite, plus résistants aux agents agressifs et de façon générale présentent une durabilité accrue. Ils permettent d'optimiser les structures et de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes élevées ou subissant un environnement sévère (climat rigoureux, agressions marines, effets du gel...).

Haute performance signifie aussi facilité de mise en œuvre et souplesse d'adaptation aux contraintes d'exécution des ouvrages. En effet, les BHP offrent aussi des résistances exceptionnelles au jeune âge (rhéologie,...etc.), ce qui permet par exemple d'accélérer les cadences de fabrication en usine ou sur chantier ou de pomper le matériau sur de longues distances. Ils confèrent une pérennité architecturale aux ouvrages et augmentent considérablement leur durabilité en réduisant corrélativement les frais de maintenance et d'entretien. Les clefs de ces performances sont :

- la réduction de la quantité d'eau opérée par l'ajout de super plastifiants.
- L'optimisation de la répartition granulométrique des composants.

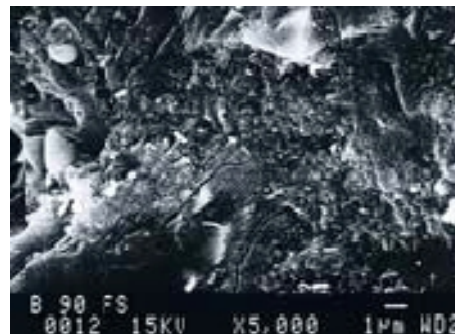
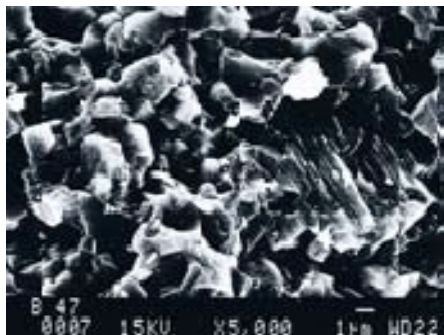


Figure 1.14a : Béton courant.

Figure 1.14.b : Béton haute performance.

Le béton à haute résistance, ou plus généralement le béton à hautes performances se compose de granulats, d'eau de ciment de super plastifiant et éventuellement d'une addition (souvent des fumées de silice) un retardateur de prise y est parfois ajouté pour augmenter le temps de mise en œuvre. Le super plastifiant et le retardateur doivent être réciproquement compatibles, ainsi qu'avec le ciment utilisé.

Etant donné que la résistance du béton dépend bien évidemment aussi de la résistance du ciment, un ciment de la classe 52.5N est la plupart du temps utilisé pour le béton à haute résistance, voir du 52.5R si une résistance initiale très élevée est souhaitée.

Les granulats connus pour les bétons ordinaires conviennent en principe également pour un béton à haute résistance. Si une résistance supérieure est souhaitée la résistance mécanique du granulat est d'autant plus importante. C'est ainsi que des résistances supérieures à 100MPa peuvent difficilement être obtenues avec du calcaire, mais, peuvent être avec du porphyre ou du gravier. La forme joue également un rôle. Les granulats concassés permettent d'obtenir un gain de résistance supérieur à 10MPa. En outre le diamètre maximal du grain ne peut pas être trop grand. En règle générale, le module d'élasticité des granulats est en effet supérieur à celui de la pâte de ciment durcie de telle sorte que des concentrations de contraintes apparaissent au niveau des granulats. Le choix d'un grain de plus petite dimension permet d'abaisser les concentrations pour obtenir plus de pics.

Dans le même temps, effet d'adhérence moyen entre les granulats et la pâte de ciment durcie diminue, car la surface spécifique et la quantité de mortier nécessaire à l'enveloppement de tous les grains augmentent. Il va que le diamètre maximale des grains ne peut pas se réduire trop fortement car à défaut, la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation des granulats augmentera trop fortement.

La plupart du temps, le diamètre maximal des grains sera compris entre 10 et 20 mm en moyenne par exemple 16mm.

La composition doit être optimisée de telle sorte que la granulométrie des gros grains aux très fins, soit la plus compacte possible. Ce n'est qu'en réduisant au minimum le volume de vides entre les grains que la combinaison au delà entre la résistance et l'ouvrabilité souhaitée avec un minimum de pâte de ciment et d'eau peut être réalisée. La multiplicité des composants ne facilite guère la détermination de la composition optimale. Une composition typique contient 450 kg de ciment, un rapport eau/ciment de l'ordre de 0.30, un maximum de 10% de fumées de silice en fonction de la masse de ciment et 10 litre de super plastifiant par m³ de béton. En règle générale, le diamètre maximal des grains ne dépassera pas 16mm.

1.22 Résistance au feu :

Même si la durabilité du BHP est en règle générale nettement supérieure à celle du béton conventionnel la résistance au feu est cependant un élément sur lequel il convient d'attirer l'attention. En raison de la structure très dense des pores, la pression de valeur qui apparaît à l'intérieur du béton à des températures excédent 100C^o, peut difficilement être réduite, la vapeur ne peut en effet pas être rapidement évacuée à l'extérieur en raison de la structure très dense du matériaux, par rapport au béton conventionnel, la résistance du béton à haute résistance diminuera dès lors plus rapidement si la température est supérieur à 100 C^o, les renseignements à propos du facteur de réduction à appliquer figurent dans la norme NBEN 1992-1-2(voir également **figure 1.15**).En raison des pressions de vapeur accumulées, il convient également d'examiner les risques potentiels d'éclatement du béton. En ce qui concerne le béton des classe de résistance C55/67 à 80/95, les règles inhérentes au béton conventionnel suffisantes pour éviter les éclatements pour autant que la teneur en fumées de silice soit inférieur à 6% de la masse de ciment.

En cas de teneur supérieurs en fumées de silice et en cas de classe de résistance C90/105, il sera nécessaire de prendre des mesures particulières, telles que le mélange d'au moins 2kg/m³ de fibre de polypropylène. En cas de températures élevées ces fibres fondront, ce qui laissera de petits canaux ouverts via lesquels les pressions de vapeur pourront être dissipées plus rapidement.

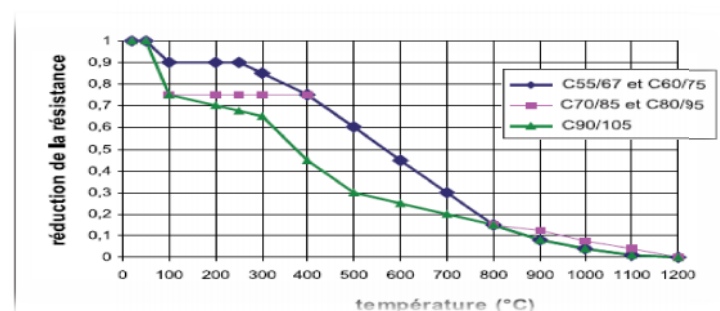


Figure 1.15 : Diminution de la résistance à la compression des bétons à haute résistance au feu.

1.23 Comportement en compression :

Lorsqu'un béton doté d'une résistance normale est comprimé, les fissures d'adhérence entre la matrice de mortier et le granulat se propageront autour des granulats. Un niveau proche de la résistance à la compression, ces fissures d'adhérence se propageront à toute la matrice de mortier entraînant l'apparition de fissures dans le mortier. En définitives le béton cédera sous l'effet de tout un réseau de fissures ininterrompues dans le mortier, alors que les granulats ne subiront aucun dommage (**figure 1.16**). Le béton à haute performance se caractérise par une meilleure adhérence entre les granulats et la matrice de ciment. En outre la résistance de la matrice sera pratiquement égale à la résistance des granulats, dès lors, l'apparition et le développement de fissures d'adhérence ou de microfissures seront retardés. A l'approche de la rupture, les fissures se seront désormais généralement propagées au travers des granulats (**figure 1.16.1**).

Sur le diagramme contrainte-déformation (**figure 1.17**), ce phénomène s'exprime par un comportement légèrement plus linéaire par rapport au béton de résistance conventionnelle, de même le béton à hautes performances présente un retrait plus marqué après l'obtention de la résistance à la compression, c'est-à-dire après la rupture du béton, et la portance tendra très rapidement vers la valeur zéro.

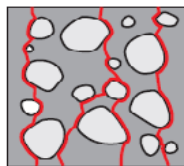


Figure 1.16: Béton ordinaire : fissures d'adhérence et fissures dans le mortier.

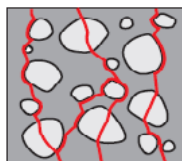


Figure 16.1 : Béton à haute performance : les granulats sont également fissurés.

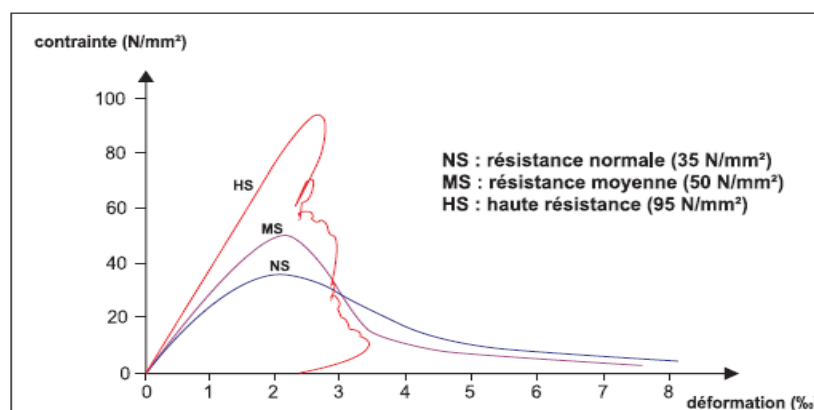


Figure 1.17 : Diagramme contrainte-déformation.

1.24 Comportement en traction :

Les grains de résistance se manifestent dès le jeune âge : un béton à 60MPa à 28 jours peut dépasser 15 MPa à 24 heures et 40 MPa à 7 jours. En l'absence de caractéristique particulière On adopte comme contrainte de calcul f_{c28} . La valeur déduit de la formule retenue pour les bétons usuels par les règles.

$$f_{c28}=0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{f_b}$$

Ou :

f_b : coefficient de sécurité généralement prise égale à 1.50, sera probablement réduit dans l'avenir dans la mesure où les bétons de haute performances font l'objet d'un niveau de qualité supérieur à la moyenne.

La contrainte de compression (f_{cj}), selon la formule réglementaire habituelle :

$$f_{ij}=0.6+0.06f_{cj} \text{ (MPa)}.$$

À titre d'exemple pour un béton présentant une résistance caractéristique de 80 MPa,

La contrainte en compression de calcul est de 45 MPa.

Alors que celle en traction de calcul est de 3.32 MPa.

1.25 Coefficient de poisson :

Sous le chargement en compression uni axial le coefficient de poisson est un rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale. Les valeurs généralement utilisées pour les bétons sont comprises entre de 0.20 et 0.21, cependant cette valeur peut varier de 0.15 à 0.25 selon la nature de granulats. Les coefficients de poisson d'un béton ordinaire et d'un béton de haute performance dans la zone élastique restent comparables. En passant dans la zone inélastique, l'augmentation relative des déformations latérales est moins importante pour des bétons à plus haute résistance. Ainsi, les bétons à haute performance présentent les déformations volumiques moins significatives que dans le cas des bétons ordinaires. Il existe peu d'informations dans la littérature sur le sujet de la variation du coefficient de poisson avec la température.

Il existe deux (02) groupes de résultats provenant d'essais non destructifs (propagation des ondes ultra sonores) et destructifs. Les résultats des essais présents dans la littérature concernant des valeurs résiduelles, obtenues après refroidissement.

La diminution du coefficient avec l'augmentation de la température à été rapportée par **Marchal**. L'étude menée sur des bétons avec les granulats siliceux testés (jusqu'à 400C° a montré que les valeurs du coefficient de poisson évoluent avec la température de la même manière que le module d'élasticité. Les résultats de la mesure du coefficient de poisson en employant la technique de la propagation des ondes ultrasoniques ont été réalisés sur la pâte de ciment pour une gamme de température de 20-300C°. Il a été observé une diminution de la valeur du coefficient de 20% à 150 C° suivie d'une augmentation de 7.50% à 300C°.

Il faut souligner que dans la littérature, il ya peu de résultats concernant la variation du module d'élasticité avec la température notamment ceux réalisés à chaud.

1.26 Influence de la température :

La chaleur accélère la prise et le durcissement du béton étuvé en préfabrifications tandis que le froid allonge la durée de prise et peut même l'arrêter complètement une formule très empirique permet de tenir compte grossièrement de la différence importante de température sur un chantier partant de l'hypothèse de la proportionnalité entre la vitesse de réaction d'hydratation du ciment et de la température.

$$J = (10+t) = f.$$

C'est la formule de **NURSE-SAUL**. f est appelé « facteur de maturité » elle signifie en particulier que si pour certaine température t_0 , un âge, j_0 (jours) donné habituellement au béton un degré de résistance suffisant, il faudra pour obtenir une résistance analogue ce qui correspond à un même facteur de maturité.

J_1 : jours pour une température t_1 , on aura donc à maturité égale :

$$J_1 = (10+t_1) = j_0(10+t_0) : \text{d'où } j_1 = j_0 \frac{10+t_0}{10+t_1}.$$

Par exemple ; si à 20C° en moyenne 10 jours de durcissement étaient suffisants il faudra:

$$\text{A } 10\text{C}^\circ : j = 10 \left(\frac{10+20}{10+10} \right) = 15 \text{ jours environ.}$$

$$\text{Et à } 30\text{C}^\circ : j = 10 \left(\frac{10+20}{10+30} \right) = 7 \text{ jours environ.}$$

Cette formule n'est valable que pour les ciments à durcissement normal type CPACEMI et CPJ CEMI pour une température moyenne » t » comprise entre 5C° et 40 C° [35].

Cette influence de la température sur le durcissement des bétons est parfois utilisée dans l'optique d'avoir rapidement. C'est à dire dans un délai inférieur à 24 heures, une idée de ce que sera la résistance à 28 jours, effectivement sur les chantiers importants, il est essentiel de prévenir toute anomalie et de ne pas à avoir à attendre à 28 jours pour s'assurer que les caractéristiques du béton seront atteints.

A cet effet des essais accélèrent par mûrissement ou maturation du béton, consistant à doubler les éprouvettes de contrôle à 28 jours par un jeu d'éprouvettes qui sont placée immédiatement après confection, soit dans un caisson calorifugé soit un bac d'eau chaude. Soit dans des appareillages maintenant un cycle de température définie suivant les méthodes utilisées pour y être conservées pendant environ 20 heures, après quoi elles sont essayées en compression surtout après leur démoulage .Un coefficient de corrélation établi à la suite de nombreux essais. Les uns effectuées sur éprouvettes mûrées. Les autres sur éprouvette de même nature mais, conservées et essayées conformément à la norme à 28 jours d'âge (les deux séries étant toujours confectionnées avec les mêmes gâchées) permettent de relier les résultats des éprouvettes mûrées à ceux qui seront connus à 28 jours [35] avec une approximation suffisante, pour préjuger de la qualité du béton pratiquement lors du décoffrage. Il est bien évident que toute variation dans l'un des paramètres de la compositions tels que provenance ou qualité des constituants ainsi que des moyens de mise en œuvre remet immédiatement en question, la validité du coefficient de corrélation par ailleurs :

Il ne faut rechercher dans cette méthode qu'un moyen d'avoir presque immédiatement une estimation correcte de la résistance à un âge donné [35].

1.26 a Conductivité thermique :

La conductivité thermique mesure la capacité d'un matériau à conduire de la chaleur. Elle est définie comme le rapport du flux de chaleur au gradient de température. La conductivité thermique est mesurée en joules par seconde par mètre carré de surface d'un corps pour une différence de température de 1 C° par mètre d'épaisseur de ce corps.

La conductivité thermique d'un béton ordinaire dépend de sa composition. Lorsque [39] le béton est saturé sa conductivité est généralement comprise entre environ 1.4 et 3.6 J/m².

La masse volumique n'affecte pratiquement pas la conductivité thermique d'un béton ordinaire mais, par suite de la faible conductivité de l'air, la conductivité thermique du béton léger varie avec sa masse volumique[40]. Des valeurs classiques de la conductivité thermique sont présentées dans le **tableau 1.7**. D'autres valeurs plus complètes ont été indiquées par **Scanlon et Mc [39] Donald** ainsi que dans la norme AC/207-IR. [41] à partir du **tableau 1.7** il est possible de voir que la nature minéralogique du granulats affecte grandement la conductivité du béton. En général le basalte et le chyle ont une faible conductivité. La dolomite et les calcaires sont situés au milieu de l'échelle et le quartz présent la plus forte conductivité laquelle dépend aussi de la direction du flux de chaleur par rapport à l'orientation des cristaux. En général la cristallinité d'une roche augmente sa conductivité.

Type de granulats	Masse volumique du béton kg/m ³ .	Conductivité j/m ² .s.c°/m.
Quartzite.	2440	3.5
Dolomite.	2500	3.3
Calcaire	2450	3.2
Grès.	2400	2.9
Granite.	2420	2.6
Basalte.	2520	2.0
Baryte.	3040	2.0
Schiste expansé.	1590	0.85.

Tableau 1.7 : Valeurs caractéristiques de la conductivité thermique du béton.

La conductivité thermique dépend un peu de la température ambiante. À des températures plus élevées, la variation de la conductivité thermique est complexe. Elle augmente lentement avec l'augmentation de la température jusqu'à un maximum d'environ 50 à 60 C° avec la perte d'eau lorsque la température augmente jusqu'à 120 C°, la conductivité thermique diminue brusquement. À des températures dépassent 120 à 140 C°, la valeur de la conductivité thermique tend à se stabiliser [42] à 800 C°, elle est égale à environ la moitié de sa valeur à 20C°.

1.26b Chaleur spécifique :

La chaleur spécifique qui représente la capacité d'un béton à emmagasiner de la chaleur est peut affectée par la nature minéralogique des granulats mais, considérablement augmentée par un accroissement de la teneur en eau du béton. La chaleur spécifique [43] augmente quand la température augmente et quand la masse volumique diminue. La chaleur spécifique du béton ordinaire se situe entre 840 et 1170 j/kg par C° et est déterminée par les méthodes élémentaires de la physique.

Une autre propriété thermique importante du béton est son absorptivité thermique lorsque l'on considère les effets du feu. Elle est définie comme étant à $\sqrt{k\rho c}$.

Ou : K : est la conductivité thermique.

: la masse volumique.

C : la chaleur spécifique

On a précisé que [44] l'absorptivité thermique d'un béton de densité normale est égale à $2190 \text{ j/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$ par $^\circ\text{C}$.

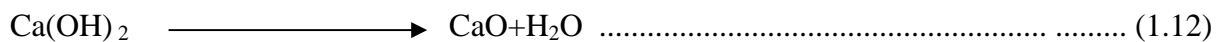
Pour un béton léger de masse volumique 1450 kg/m^3 , sa valeur est de $930 \text{ j/m}^2 \cdot \text{s}$ par $^\circ\text{C}$.

1.27 Evolution de la pâte de ciment au cours du chauffage :

L'exposition du béton à une température élevée provoque des dégradations mécaniques physiques et chimiques progressives de ses composants. Les principales modifications physico-chimiques se passent dans la pâte de ciment en raison de la présence de l'eau sous différentes formes.

Dans la pâte de ciment chauffée, tous les changements commencent par l'évaporation de l'eau entre 30°C et 120°C , l'eau libre et l'eau adsorbée s'évaporent et au-delà de 150°C les hydrates commencent à se décomposer, on observe la décomposition totale de l'ettringite, avant la température de 100°C alors que les premiers signes de la décomposition du gel C-S-H apparaissent à 180°C et avant même cette température.

La déshydratation est assez rapide jusqu'à la température de 300°C . Lorsqu'on dépasse 300°C l'eau la plus fortement liée participe à la constitution des hydrates commence à s'évaporer entre 450°C et 550°C , on observe les premiers signes de la décomposition du portland.



La deuxième étape de la décomposition des hydrates est observée à partir de 700°C , avec une vitesse plus lente et la formation de C_2S , le calcaire se décompose autour de 800°C :



Avec un dégagement de chaleur et la libération du gaz carbonique. A température au dessus de 1300°C , certains constituants fondent ce qui provoque la destruction complète du matériau.

1.28 Evolution de la porosité de la pâte de ciment :

Concernant la porosité de la pâte de ciment à haute température. **TISCHER** [45] a montré que celle-ci est augmentée d'une manière parabolique en fonction de la température. Cette augmentation a été notée aussi dans les travaux de **BAZANT** et al [46] accompagnée d'une évolution de la taille moyenne de pores et du volume poreux total. Ceci est dû en partie à la rupture interne de la structure du gel de C-S-H lors du processus de déshydratation. Le **tableau 1.8** montre les résultats de porosité pour des températures allant de 20 à 800°C [47].

Property	Temperature C								
	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Total porosity (cm ³ /g)	0.101	0.116	0.115	0.122	0.135	0.147	0.211	0.245	0.223
Mercury porosity (cm ³ /g)	0.083	0.098	0.089	0.105	0.109	0.107	0.153	0.189	0.159
Percentage of pores in radius intervals:									
5-10 (nm)	10	6.7	4	5.1	4.6	3.6	2.4	4.1	1.6
10-15	6.4	6.7	5.4	6.5	5.4	3.8	3.7	3.7	3.3
15-25	10.4	11.3	11.7	9.9	13.4	10.3	10.6	7.8	7
25-50	17.7	25.1	24.2	16	21.3	20.4	20.4	17.6	16.1
50-75	10.2	19.5	20.2	12.5	14.1	17.5	15.4	12.7	12.9
75-100	5	6.6	7.7	5.3	5.8	7.4	6.4	5.9	7
100-150	7.2	6.6	7.9	6.3	7.5	8.2	8	6.5	7.7
150-250	18.9	12.9	12.5	14.4	15.3	14.4	12.5	10.4	11.7
250-500	11.2	3.8	5.8	20.1	10.3	11	16.7	26.1	21.3
500-1000	2	0.2	1.8	2.3	1.6	2.2	2.9	4.3	10.5
1000-7500	0.8	0.7	0.9	1.1	0.7	1.2	1.1	1	0.9

Tableau 1.8 : Evolution de la porosité pour les températures.

Jusqu'à 200 C° la porosité totale ou la distribution de taille des pores ne sont pas, significativement affectées entre 300-500 C° la porosité totale augmente de façon significative avec de légères modifications de la porosité au mercure en raison de du pourcentage de pore supérieurs à 7500 nm de diamètre. Dans la porosité au mercure, il ya une diminution des pores 5-10 nm et une augmente des pores de 25-75nm, la formation de microfissures entrainerait une augmentation dans les pores d'un diamètre supérieur à 500 nm dans la gamme de température de 300C°-500C° a 600C°, un quasi doublement de la porosité totale se produit aussi à cette température.

Les pores capillaires de 250-500nm de diamètre sont sensiblement augmentés. Cette augmentation rapide de la porosité est causée par deux processus chimiques de la libération de l'eau provenant de la décomposition de CaCO₃ et du CO₂ qui provenait des carbonates de calcium. (equ1.11 ,1.12).

La plus forte porosité totale est enregistrée à 700C° le pourcentage de pores dans la gamme 25-75nm de diamètre baisse avec l'augmentation des pores capillaires dans la gamme 250-100 nm. La porosité totale diminue à 800C°. Les pores de 5-10nm sont nettement réduits avec l'augmentation considérable des pores 500-100 nm. Cela peut être causé par le début de frittage de la pâte de ciment.

1.29 Les principales modifications physico-chimiques dans les bétons à haute température :

Lorsque le béton et soumis à des augmentations de températures, différents phénomènes consécutifs à des transformations chimiques, physiques et minéralogiques se produisent ces différents phénomènes qui peuvent concerner aussi bien la pâte de ciment durcie que les granulats, sont les suivants :

Entre 30 et 105 C° ; l'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappe du béton. Elle est complètement éliminée à 105 C°.

-simple dilatation (coefficient de dilatation du béton : 10^{-5}).

Entre 130 à 170 C° : l'eau d'hydratation de l'hydroxyle de calcium est libérée.

-la pâte de ciment durcie se contracte.

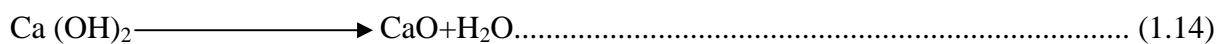
-les granulats se dilatent.

Autour de 180 C° : et jusqu'à la première étape de la déshydrations, la chaleur brise de gel

Environ 300 C° : le ciment est arraché des molécules d'eau aux silicates hydratés. L'eau liée chimiquement commence à s'échapper du béton.

A environ 250 et 370 C° : on peut avoir de petits pics thermiques indiquant des effets de décomposition et d'oxydation d'éléments métalliques (ferrique).

Entre 450 et 550 C° : l'hydratation de calcium se décompose selon la réaction :



Autour de 570 C° :

Changement de phase spontanée du quartz, accompagné d'un gonflement pour les granulats quartziques et basaltiques.

Entre 600 et 700 C° ; il ya décomposition des phases de C-S-H et formation de $-C_2S$ c'est la seconde étape de la déshydrations des silicates de calcium hydratés qui une nouvelle forme de silicates bi-calciques.

Entre 700 et 900 C° : il ya décomposition du carbonate de calcium CaCO_3 . le calcaire se décompose autour de 800 C° en $\text{CaO} + \text{CO}_2$, réaction fortement endothermique qui libère du gaz carbonique.

Entre de 1300-1400 C° : c'est la fusion de la pâte et de ciment des agrégats. Le béton se présente sous forme de masse fondue.

1.30 Evolution des granulats :

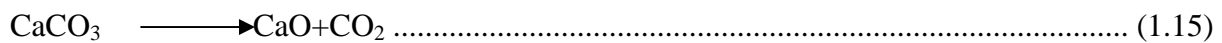
A haute température, les granulats se décomposent et subissent des transformations chimiques et minéralogiques importantes qui modifient les caractéristiques microstructurales du matériau.

Une analyse thermique différentielle (ATD) permet de déterminer par des pics thermiques et exothermiques, les températures auxquelles une instabilité peut survenir dans les granulats. Les analyses thermogravimétriques (ATG) donnent des indications de la progression des réactions de décomposition en mesurant les variations de masse des granulats au cours du chauffage. La majorité des granulats sont généralement stable jusqu' à 600C°, la structure des granulats siliceux contient dans ces minéraux environ 20% d'eau combinée [48] entre 120 et 600 C°, cette eau est capable de se libérer partiellement en réduisant la résistance de ce matériau. Ce départ de l'eau peut entraîner un élargissement des granulats. Un autre phénomène concerne le quartz à 575 C°.

Un changement de phase avec un changement de volume de 1à5.7%.Le quartz présente dans les granulats siliceux SiO_4 est un édifice de tétraèdre soudé par les sommets, en chaines c'est une forme stable à basse température de la silice. Au dessus de 573 C° à la pression ambiante une léger rotation de liaison entre tétraèdre conduit à une forme cristalline de système hexagonale ; le quartz . La température de transition du quartz - . Peut augmenter avec la pression.

Ainsi, ces deux phénomènes qui apparaissent dans les granulats à base de quartz peuvent provoquer l'endommagement de la structure du béton.

Les granulats calcaires présentent un bon comportement thermique jusqu'à 700 C° . Cette température est le début de la carbonatation



Qui se traduit entre 600 et 900 C° . Le CaO libre présent dans les bétons chauffés puis refroidis réagit avec l'humidité et se transforme en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ avec une augmentation de volume de 44%.

Cette réaction peut expliquer la diminution de la résistance résiduelle (résistance mesurée après refroidissement) par rapport à la résistance à chaud des bétons à granulats calcaires chauffés à 700C° .

1.31 Evolution de l'interface pâte-granulats à haute température :

Dans les bétons l'interface pâte-granulats est la partie la plus fragile, la plus poreuse et la mieux cristallisée. La présence de silice réduit sa porosité et permet ainsi une bonne adhérence entre la matrice cimentaires et les granulats, par contre, cette zone est moins riche en gel de C-S-H. A haute température, cette partie se dégrade progressivement en montant en température ceci est du au départ de l'eau piégée dans les pores et liée chimiquement.

Le retrait de dessiccation favorise le développement des fissures et au-delà de 120C° , les phénomènes de déshydratation engendrent une détérioration rapide au niveau de cette zone à cause de la dilatation différentielle entre la pâte de ciment (retrait) et les granulats (expansion). Plus le matériau est hétérogène, plus la différence entre les coefficients de dilatation thermique des constructions est importante ces coefficients varient en fonction de la température et dépendent du type de granulats et du ciment utilisé. Ceci à été confirmé par **DIEDENICHS et AL** en effectuant des essais de mesure du coefficient de dilatation thermique avec différentes natures de granulats [47].

1.32 Déformation thermique :

Comme la plupart des matériaux le béton subit une déformation thermique lorsqu'il est soumis à un changement de température. La déformation thermique du béton est la superposition des déformations de la matrice et des granulats au cours de l'échauffement. Dans les composites tels que le béton, elle dépend fortement des propriétés de ces constituants notamment de leur nature et de leur quantité [49].

1.32a Déformation thermique de la pâte de ciment :

La pâte de ciment durci se dilate seulement dans la plage de température allant (jusqu' à 150C° [50]. A partir de 150C°, elle subit un retrait important. Ce mouvement provient de la diminution de la tension capillaire de l'eau absorbée dans la pâte au cours de l'échauffement.

La température à la quelle on observe le changement de signe du coefficient de dilatation thermique dépend de la vitesse d'échauffement. Lorsque la vitesse de montée en température est inférieure à 10C°/min, cette température se situe autour de 150-200 C°. En augmentant la vitesse d'échauffement, la température de changement augmente également. Pour une pâte de ciment chauffé à 35 C°/min, elle se situe à environ de 300C°.

Les déformations thermiques des pâtes de ciments chauffées avec une vitesse de montée en température de 2C°/min, ont été déterminées aussi par **DIEDERICHS [50]**. Dans les travaux de **SLIW, NSKI [51] et al**, il a été montré que l'ajout de fumée de silice en quantité de 10% dans la pâte de ciment augmente au cours de l'échauffement le retrait de celle-ci. Dans ces travaux, les auteurs ont également observé deux phases dans la déformation des pâtes.

Dans la première, les pâtes se dilatent jusqu'à environ 250C°-300C° pour atteindre une déformation de 0.3%, ensuite les déformations changent de direction, les matériaux commencent à se rétracter. Le retrait peut atteindre à 700 C° environ 0.35% pour la pâte avec 10% de la fumée de silice et 27%, pour la pâte sans fumée de silice.

1.32b Déformation thermique des granulats :

La dilatation thermique des bétons est principalement liée à la dilatation des granulats. On peut limiter la déformation du béton aux hautes températures en jouant sur la nature des granulats. Le **tableau 1.9** regroupe les valeurs du coefficient de dilatation thermique (α) des roches fréquemment utilisées comme granulats dans le béton.

Température.	Coefficient de dilatation thermique (α).		[10 ⁻⁶ /C°]. Granit.
	Grés.	Calcaire.	
20C°-100C°.	10.0	3.0	4.0
100C°-300 C°.	15.0	9.0	13.50
300C°-500 C°.	21.5	17.0	26.0
500C°-700 C°.	25.0	33.0	47.50.

Tableau 1.9 : Coefficient de dilatation thermique des roches pour granulats.

La **figure 1.18** regroupe les courbes d'évolution de la déformation thermique de différentes roches. Il est noté que le coefficient de dilatation thermique est faible pour les granulats calcaires que pour ceux de nature siliceuse.

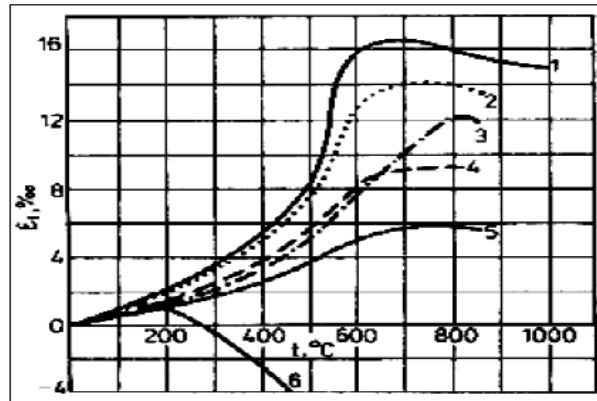


Figure 1.18 : Dilatation longitudinale de différents types de roches suivant la température

1. siliceux, 2. Grés. 3-calcaire, 4-basaltes. 5-argiles expansées. 6-pâte de ciment

1.32 c Déformation thermique du béton.

La dilatation thermique des bétons dépend fortement de la nature de leur granulats fig.1.18 ont peut constater que :

- Les déformations thermiques du béton sont non linéairement dépendantes de la température.
- Le facteur prépondérant de la dilatation thermique est la nature des granulats.
- La pâte de ciment se retarde à températures supérieures à 150 C°.
- Aux températures dépassant 600-800C°, on observe la réduction ou l'arrêt de la dilatation thermique.

1.33 Paramètre « énergie d'activation apparente » du béton et son influence :

La loi d'**Arrhénous** fait intervenir le paramètre E_a , énergie d'activation qui caractérise l'hydratation qui se produit au sein du béton. Dans le cas béton, il est préférable de parler d'une énergie d'activation apparente car les divers constituants anhydres du ciment ont des réactions d'hydratations simultanées qui ont chacune leur propre énergie d'activation.

Bresson [1982], **By** [1980] et **Regourd et Gautier** [1980] ont montré que l'utilisation pour le béton, d'une énergie d'activation apparente pour caractériser l'ensemble des réactions chimiques du ciment était une démarche permettant de simuler valablement l'influence de la loi de la température sur l'hydratation du ciment [52].

1.34 La détermination de l'énergie d'activation apparente du béton :

On peut caractériser l'influence de la température sur le développement des résistances du béton par une seule grandeur ; l'énergie d'activation :

L'énergie d'activation apparente d'un béton dépend du ciment utilisé (composition chimique, finesse), du rapport E/C, de la nature et de la quantité des additions minérales et de l'adjuvant utilisé, c'est pour quoi il est nécessaire de déterminer l'énergie d'activation apparente du béton proprement dit et de ne pas se limiter uniquement à celle du ciment.

Pour différentes températures de mûrissement, la valeur de l'énergie d'activation apparente peut être déterminée à partir de l'avancement des réactions d'hydratation, ou à partir de grandeurs en relation avec cet avancement, par exemple, la résistance à la compression [Carino, 1999]. Nous nous limitons à la présentation d'une méthode simple et facile à mettre en œuvre dans un laboratoire de chantier ou de centrale à béton fondée sur la mesure de la résistance à la compression du béton, cette méthodologie repose sur l'hypothèse suivante :

Pour une même formulation et à maturité égale (même âge équivalent), la résistance à la compression d'un béton est identique, quel que soit l'histoire des températures.

Sur la base de cette hypothèse l'essai consiste à réaliser le suivi en continu des histoires de températures différentes (par exemple, un groupe conservé à 20°C^o en laboratoires et un autre conservé dans un caisson calorifugé. Ces suivis thermiques se font depuis le coulage jusqu'à un âge de vingt-quatre (24) heures environ. Pendant cette même période, des mesures de résistance à la compression sont réalisées de manière à obtenir l'évolution de la résistance du béton pour chacune des histoires de températures choisies [52].

1.35 Définition :

La Maturométrie consiste, à partir du suivi de la température au sein de l'ouvrage, à déterminer par calcul (au jeune âge) le degré d'avancement des réactions d'hydratation correspondant au durcissement du béton. Le concept de «maturité» permet de traduire l'état de mûrissement du béton, c'est à dire son niveau de durcissement. Il intègre les effets couplés de la température et du temps sur la cinétique de mûrissement du béton.

D'après la «loi de maturité» donnée par Saul : "deux bétons de même composition ayant la même valeur de maturité auront la même résistance quelle que soit l'histoire de températures ayant conduit à cette valeur de maturité". Cette technique permet donc de connaître la résistance du béton in situ à partir de la relation degré d'avancement / résistance (i.e. âge équivalent / résistance) déterminée par étalonnage pour une formulation de béton particulière.

Le concept «d'âge équivalent» a été introduit postérieurement. Il est défini par rapport à une température de référence, en général 20°C^o. Il est relié directement au concept de «maturité» et permet de donner à ce dernier une signification plus immédiate. L'âge équivalent correspond au temps durant lequel le béton doit être maintenu à la température de référence (En général 20°C) afin d'obtenir la même valeur de maturité (caractérisée par exemple par la résistance mécanique) que dans les conditions de cure réelle [52].

Par exemple, pour un coefficient d'activation $E/R = 4000$ K, un mûrissement d'une heure à 40°C^o correspond à un mûrissement à 20°C^o de 2 h 25. A une heure d'âge réel, l'âge équivalent à 20°C^o vaut donc 2 h 25.

1.36 Fondements scientifiques :

La Maturométrie s'appuie sur le fait établi que, pour un béton donné, la résistance au jeune âge ne dépend que de l'histoire thermique. La loi d'Arrhenius s'est révélée être la plus appropriée pour décrire la sensibilité de la vitesse de durcissement du béton à la température. Elle comprend un paramètre unique (appelé énergie d'activation apparente E_a qui traduit le degré de sensibilité du béton.

$$K(T) = A \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right)$$

A : Constante de proportionnalité, 1/s,

R : Constante des gaz parfaits, 8.314 J/mol K,

Ea : «Énergie d'activation apparente» du béton, J/mol.

Un béton donné est donc caractérisé par son énergie d'activation apparente et sa courbe de référence (relation maturité/résistance).

L'application de la loi **d'Arrhénius** permet alors de transformer un historique de température quelconque en une valeur de maturité de laquelle on peut déduire la résistance mécanique.

Le schéma suivant montre le principe de la méthode maturométrique.

Remarque : On supposera ici, que la courbe $R_c = f(t_{eq})$ et Ea sont déterminées à partir d'essais de résistance en compression (voir de chaleur pour Ea) dans une gamme de températures représentatives de celles du chantier.

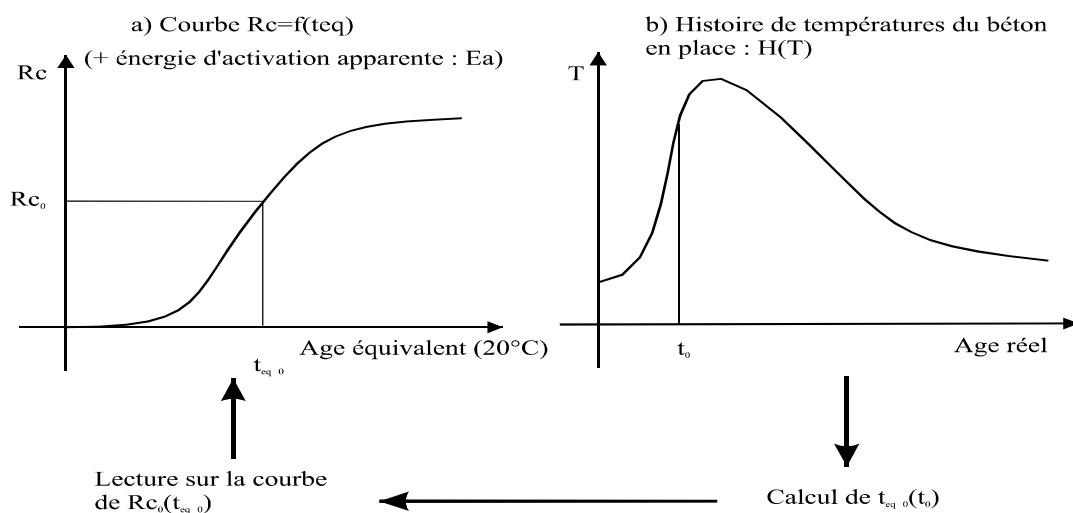


Figure 1.19 : Evaluation de l'âge équivalent.

1.37 Le temps équivalent :

Par définition le temps équivalent correspond au temps durant lequel on doit laisser le mélange béton à la température de référence pour obtenir la même valeur de maturité.

Le temps équivalent est en quelque sorte le reflet du degré de durcissement du béton et de l'état d'avancement des réactions d'hydratation :

L'énergie d'activation est la seule inconnue dans cette équation ; elle est très délicate à quantifier et la précision souhaitée pour la détermination du temps équivalent (T_e) implique une recherche systématique de sa valeur (énergie d'activation) et ce pour chaque formulation. En effet elle dépend de très nombreux facteurs, même si très souvent on ne l'associe qu'à la nature du ciment employé.

	CEMI 52.5N (CPA HPR.)	CEMI 42.5R (CPA 55R).	CEMI 42.5 (CPA 55).	CEM II/A 32.5R CP 45R	CEM II/A 32.5N CP J45	CEM II/C 32.5N CLK 45.
E/R	3540	3970	4150	4810	5530	6700

Tableau 1.10 : Les valeurs de rapport E/R en fonction de type de ciment.

1.38 Calcul de l'âge équivalent sur la base d'un suivi thermique.

Dans ce calcul, on détermine l'âge équivalent à 20°C correspondant à chaque échéance de mesure de la température. L'enregistrement de température se présente le plus souvent sous la forme d'un tableau à deux colonnes. Dans la première sont indiqués les âges t_i du béton auxquels sont faites les mesures, les températures mesurées T_i à ces échéances se situant dans la seconde. Le calcul de l'âge équivalent à l'échéance n° i se fait par la formule suivante, adaptée de l'annexe I [52].

$$teq_n = \sum_{i=1}^n \left\{ \exp \left[- \frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{273 + \frac{T_i + T_{i-1}}{2}} - \frac{1}{293} \right) \right] \cdot (t_i - t_{i-1}) \right\}$$

- où
- t_i est l'échéance de la mesure n° i,
 - T_i la température mesurée à l'échéance n° i (en °C),
 - Ea l'énergie d'activation apparente du béton,
 - R la constante des gaz parfait ($R = 8,31 \text{ J/K/mol}$).

Dans les tableaux suivants, on a fait figurer le résultat du calcul précédent pour les quatre (04) premières échéances. Le calcul est décomposé en cinq (05) étapes qui figurent dans les cinq (05) colonnes « CALCULS » du tableau :

$$T_{i,moy} = 273 + \frac{T_i + T_{i-1}}{2}$$

Puis

$$\exp \left[- \frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{T_{i,moy}} - \frac{1}{293} \right) \right]$$

$$\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$$

$$\exp \left[- \frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{T_{i,moy}} - \frac{1}{293} \right) \right] \cdot \Delta t_i$$

$$\text{Et enfin } teq_i = teq_{i-1} + \exp \left[- \frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{T_{i,moy}} - \frac{1}{293} \right) \right] \cdot \Delta t_i$$

A noter que pour $t_0 = 0$, on a $teq_0 = 0$ [52]

CHAPITRE 02 : ETUDE EXPERIMENTALE

2.1 Normes :

Les travaux et les manipulations du laboratoire ont été réalisés suivant les exigences des normes suivantes :

2.2 Normes relative aux granulats :

EN 933-1 et EN 933-2	Analyse granulométrique
ENP18-554 et 18-555.....	Coefficient d'absorption des granulats
NFP 18-555.....	Mesure pour les sables
NFP 18-554.....	Mesure pour les gravillons
NFP18-598.....	Equivalent de sable
NFP 18-558.....	Autre méthode de mesure de la masse volumique absolue.
NFP 18-540.....	Le module de finesse
P18-555.....	Granulat .Mesure des masse volumique, Coefficient d'absorption et la teneur en eau des sables
P18-591.....	Granulats-Détermination de la propreté superficielle

2.3 Normes relative aux ciments :

EN 196-7.....	Echantillonnage du ciment (prélèvement, homogénéisation, conservation)
EN196-6.....	Mesure de la finesse (surface spécifique de Blaine)
EN 196-3.....	Détermination de la consistance normalisée avec l'appareil de vicat.
EN196-3.....	Mesure des temps de début et de fin de prise.
EN196-3.....	Détermination de la stabilité.
NFP15-301 et EN197-1.....	Classification des ciments en fonction de leur composition.
NFP 15-301.....	Classification des ciments en fonction de leur résistance normale.
NFP 15-301.....	CEMII/A : ciment portland composé(CPJ).
NFP15-433.....	Mesure du retrait des ciments.

2.4 Normes relative aux adjuvants

EN 934-2.....	Définition
EN480-8.....	Extrait secs d'adjuvants
NFEN 933-2.....	Les adjuvants accélérateurs de prise

EN 480-8.....	Les adjuvants accélérateurs de prise et accélérateur de durcissement
NFEN934-2.....	Les adjuvants super plastifiants.

2.5 Normes relative aux mortiers :

NF P18-452 et P15-437	Mesure de la consistance des mortiers
N196-1.....	Mesure des résistances à la compression et à la traction
NFP 18-437.....	Mesure d'écoulement (Maniabilité)
NF EN 196-1.....	Masse volumique à l'état frais
NFP 18-452 et P15-437.....	Essai au maniabilimètre -B-
NFP18-403.....	Malaxage de mortier
NFP15-402.....	Préparation et la confection des éprouvettes de mortier

2.6 Normes relative aux Bétons :

NFP18-404.....	Gâchée d'essai
EN 12350-2.....	Essai d'affaissement au cône d'Abrams-Slump test
NFP 18-423.....	Béton-mise en place par piquage.
EN 12350-4.....	Essai de Compactage
EN 12350-5.....	Essai d'étalement sur table-flow test.
NFP 18-400 et EN 12390-1.....	Confection des éprouvettes.
EN 12390-2.....	Mise en place et conservation du béton pour les essais d'études, de convenance ou de contrôle
EN 12390-3.....	Essai de compression
NF P18-353.....	Air Occlus
P18-418.....	Bétons –Auscultation sonique-Mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton.
NFP18-404.....	Eau de gâchage pour béton.

2.7 Essais et procédure des mortiers élaborés :

Les premiers essais sur mortier frais que nous présentons sont des essais classiques qui s'effectuent traditionnellement sur des bétons.

Les essais réalisés sur mortier sont :

2.7.1 Maniabilité :

La maniabilité des mortiers est mesurée au maniabilimètre LCL à mortier, conformément à la norme NFP 18-437. Cette grandeur est caractérisée par le temps que met le mortier pour s'écouler sous l'effet d'une vibration. Ce temps sera d'autant plus court que le mortier sera plus fluide ou plus maniable.

2.7.2 Masse volumique à l'état frais :

La masse volumique des mortiers, mise en place à la table à chocs, est mesurée par différent de pesées du moule 4x4x16 cm selon la norme NF EN 196-1. Les mortiers sont préparés dans des moules 4x4x16 cm. les moules vides et pleins sont pesés. La masse volumique est déduite. Chaque résultat est la moyenne de trois (03) mesures.

2.7.3 Air Occlus :

Avec un appareillage spécifique, l'aréomètre, on peut déterminer la teneur en air des mortiers selon la norme NFP18-353, le principe est de remplir un volume déterminé de mortier. On met en pression le récipient hermétiquement, On met en contact les deux récipients et on accède directement à la valeur de la teneur en air occlus. La masse de l'air occlus s'effectuait juste après la fin du malaxage.

2.7.4 Consistance :

La consistance des mortiers est mesurée à l'aide d'un cône de diamètre inférieur 100mm, diamètre supérieur 70mm et de hauteur : 60mm. Selon la norme EN1015-3. Le remplissage se fait en deux couches chacune étant compactée avec 10 coups de bâton en pilon. Le moule est retiré et la table à secousse est actionnée par 15 coups en 15 seconds. Puis l'étalement de l'échantillon est mesuré à deux (02) droites diamétralement opposée.

2.8 Résistance à la compression :

La détermination de la résistance à la compression du mortier à été effectuée selon la norme NFP18-406. Les résultats obtenus à différents échéance représentent la moyenne de trois échantillons.

Les mesures se fait sur des éprouvettes de mortiers ordinaire 40x40x160 mm démoulées à un jour et conservées dans l'eau jusqu'au moment de l'essai (norme NFP 15-402). les essais mécaniques normalisés ont été réalisées aux échéances de 1, 2, 7,28 jours de façon à observer l'évolution progressive des performances. Chaque éprouvette donne un résultat de traction par flexion et deux (02) de compression. Chaque résistance à la compression correspond à la moyenne de six (06) mesures.

Pour chaque mortier comme indiquée au paragraphe précédent, on remplit un moule 40x40x160mm³. Le serrage du mortier dans ce moule est Obtenu en introduisant le mortier en

deux couches et en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de plastique.

Entre 20h et 24h après le début du malaxage, ces éprouvettes sont démoulées et entreposées dans l'air à une température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$. jusqu'à l'échéance de l'essai de rupture.

Aux jours prévus, les trois (03) éprouvettes sont rompues en flexion et en compression. Les normes EN197-1 et NFP 15-301 définissant les classes de résistance des ciments d'après leur résistance à 02 (ou 07 jours) et 28 jours. Ces âges sont donc impératifs pour vérifier la conformité d'un ciment si des essais sont réalisés à d'autres âges, ils devront être réalisés dans les limites de temps indiquées dans le **tableau 2.1**.

Age	24h	48h	72h	7j	28j
précision	$\pm 15\text{min}$	$\pm 30\text{min}$	$\pm 45\text{min}$	$\pm 2\text{h}$	$\pm 8\text{h}$

Tableau 2.1: les âges impératifs pour vérifier la conformité d'un ciment.

2.9 Résistance à la traction par flexion :

Les résistances à la traction par flexion du mortier durci ont été évaluées à 01 et 02,07 et 28 jours en utilisant une machine de résistance traction par flexion (DIGIMAX PLUS) permettant d'appliquer des charges jusqu'à 10 KN avec une vitesse de mise en charge de $50\text{N/s} \pm 10\text{N/s}$, la machine doit être pourvue d'un dispositif de flexion tels que celui schématisé sur la **figures 2.1, (2.2)** respectivement.

Une machine d'essais à la compression permettant d'appliquer des charges jusqu'à 150 KN(ou plus si des essais l'exigent), avec une vitesse de mise en charge de $2400\text{N/s} \pm 200\text{N/s}$. Cette machine est équipée d'un dispositif de compression tel que celui schématisé sur la **figure.2.3**.



Figure 2.1 : Appareil traction par flexion pour mortier.

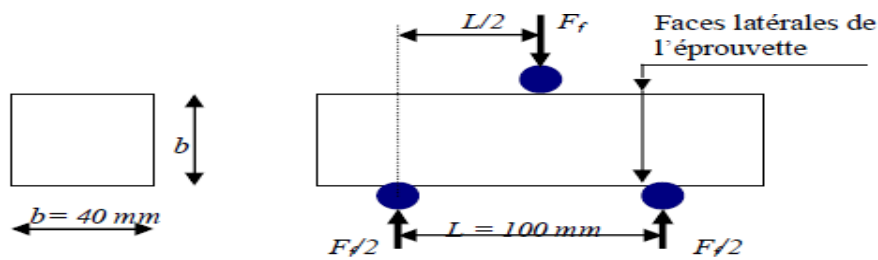


Figure 2.2 : Schéma du dispositif de charge en flexion pour les éprouvettes de mortiers.

Si « F_f » est la charge de rupture de l'éprouvette en flexion, le moment de rupture $M_f = F_f \cdot L/4$ et la contrainte de traction correspondante sur la face inférieure de l'éprouvettes est

$$R_f = \frac{1.5 F_f \cdot L}{b^3}$$

Cette contrainte est appelé la résistance à la flexion. Compte tenu des dimensions b et L . Si F_f est exprimé en newton (N), cette résistance exprimée en mégapascals (MPa) vaut :

$$R_f(\text{MPa}) = 2.34 \times 10^{-3} \cdot F_f(\text{KN})$$

Les demi-prismes de l'éprouvette obtenus après rupture en flexion seront rompus en compression comme indiqué sur la figure 2.3). Si F_c est la charge de rupture, la contrainte de rupture vaudra :

$$R_c = \frac{F_c}{b^2}$$

Cette contrainte est appelée résistance à la compression et, si F_c est exprimée en Newtons, cette résistance exprimée en mégapascals vaut :

$$R_c(\text{MPa}) = \frac{F_c(\text{N})}{1600}$$

Les résultats obtenus pour chacun des six (06) demi-prismes sont arrondis à 0.1 MPa près et en fait la moyenne. Si l'un des six(06) résultats diffère de $\pm 10\%$ de cette moyenne, il est écarté et la moyenne est alors calculé à partir des cinq (05) résultats restants.

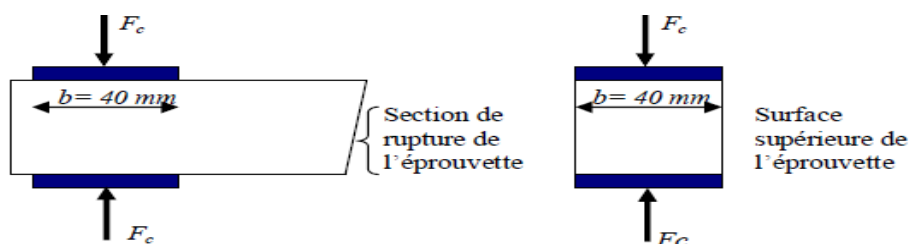


Figure 2.3 : Schéma du dispositif de charge en compression pour les éprouvettes des mortiers.

2.10 Identification et caractérisation des constituants :

Les matériaux de base utilisés sont ; Ciment CPJ CEMII/42.5, Sable de carrière classe (0/4) l'eau de robinet, adjuvant accélérateur de prise et adjuvant accélérateur de durcissement.

Les essais effectués sur les constituants sont :

La masse volumique : les masses volumiques des matériaux ont été déterminées conformément à la norme NFEN 196-1.

La densité ; les densités des ciments ont été déterminées selon la norme EN 196 à l'aide d'un densimètre. Le Chatelier en utilisant le benzène.(liquide non réactif) pour les liants.

Surface spécifique Blaine ; les surfaces spécifiques de Blaine ont été déterminées conformément à la norme EN196-6 par la méthode de perméabilité à l'air en observant le temps mis par une quantité fixée d'air pour traverser un lit de liant compacté dans la cellule de perméabilité de Blaine.

Composition chimique ; nous avons procédé à une analyse chimique de différents matériaux de base

2.10.1 Ciment :

Pour la réaction de ce travail nous avons utilisé un (01) type de ciment un CEMII42.5 afin d'évaluer l'influence du type de ciment sur les performances des mortiers, nous avons sélectionné pour cette un ciment conforme à la norme. Le ciment CEMII CPJ 42.5 provient de la cimenterie de Hadjar Soud(wilaya de Skikda), la teneur des phases anhydre du ciment est calculée à partir de l'analyse du ciment en appliquant la méthode de Bogue.

2.10.2 Ciment CPJ CEMII/A 42.5 :

Le ciment utilisé dans l'étude des mortiers et les bétons est un CPJ CEMII/42.5 (un ciment comportant plus de 74% de clinker, Gypse 4-6%, laitier moins de 20%, ce ciment provient de la cimenterie de Hadjar Soud –Skikda- la masse volumique absolue est de 3200Kg/m³ et sa surface spécifique (Blaine) cm²/g= 3300-4000.

Les caractéristiques chimiques et minéralogiques sont présentées dans le **tableau 2.2**.

Composition chimique (%)									
CEMII	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Cl	Na ₂ O	PF/PAF à 975C°
	22-28	3-3.6	5-6	55-65	1-2	1.8-2.5	0-0.01	0.1-0.16	1-2
Composition minéralogique (Bogue).									
Phases	C3S		C2S		C3A		C4AF		
	3 CaO.2SiO ₂		2CaO.2SiO ₂		3CaO.Al ₂ O ₃		4CaO.AL ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃		
% massique	55-65		10-25		8-12		9-13		

Tableau 2.2 : Composition chimique et minéralogique du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).

Caractéristiques Physiques					
Retrait sur mortier $\mu\text{m}/\text{m}$	Consistance normale	Début de prise	Fine de prise	Expansion à chaud	Surface Blaine cm^2/g
100	25	60	150-250	10mm	3300-4000

Tableau 2.3 : Caractéristiques physiques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5)

L'âge	Caractéristiques Mécaniques	
2j	12.50	3.0-4.0
7j	25-35	5.0-6.50
28j	42.5-52.5	6.50-8.50

Tableau 2.4 : Caractéristiques mécaniques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).

La courbe granulométrique du ciment est présentée dans la **figure 2.4**. L'analyse par Laser du ciment CPJ CEM II/A 42.5 anhydre.

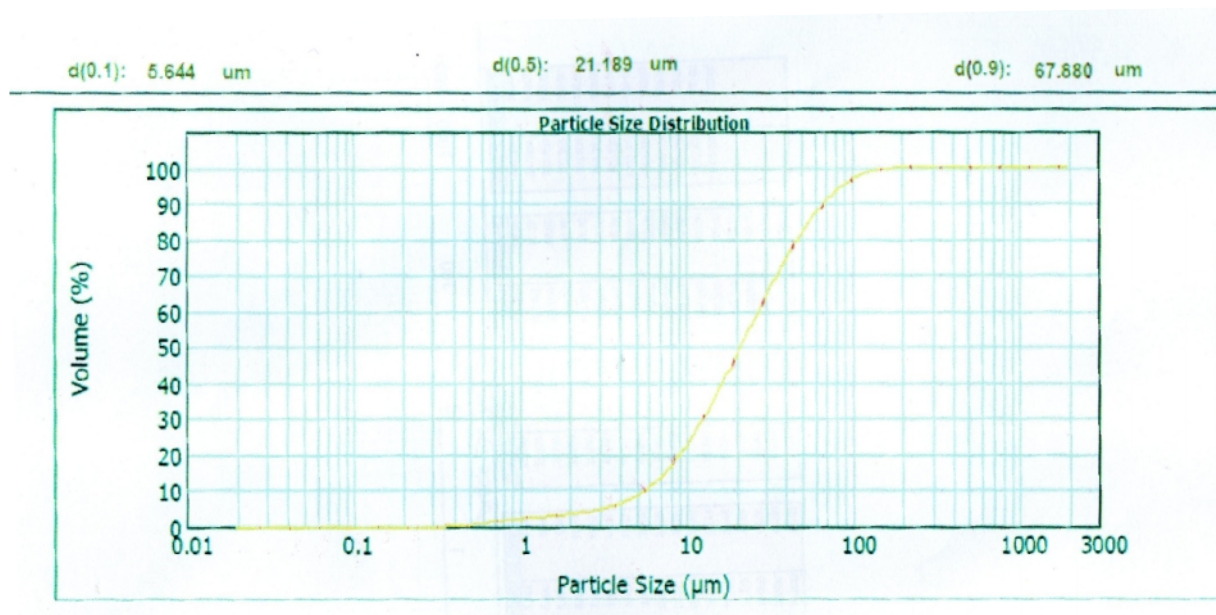


Figure 2.4 : Analyse granulométrique laser du ciment CPJ CEM II/A 42.5.

2.11 Accélérateur de prise :

Pour réaliser l'objectif de cette étude, nous avons procédé aux travaux de recherche en considérant un adjuvant conforme à la norme EN934-2 ce qui permettra de juger de l'influence de l'adjuvant sur les performances des matériaux cimentaires.

Un accélérateur de prise MEDA CCEL T85, produit par Granitex /Algérie plage de dosage recommandée : de 0.4% et 0.75% du poids de ciment. Soit 0.4 litre à 0.75 litre pour

100kg de ciment. Les principales caractéristiques de l'adjuvant utilisé sont récapitulées dans le **tableau 2.5**.

Caractéristique	Forme	couleur	Densité	PH	Teneur Cl ⁻	Extrait sec
MEDA CCEL T85	Liquide	Ocre	1.00±0.01	9.5-10.5	-	-

Tableau 2.5 : Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de prise.

2.12 Accélérateur de durcissement :

Un accélérateur de durcissement PLASTOCRET 160, produit par SIKA /Algérie plage de dosage recommandée de 0.20 à 0.35% du poids du liant ou du ciment (soit environ 0.20 à 0.34 litre pour 100 kg de ciment. Les principales caractéristiques de l'adjuvant utilisé sont récapitulées dans le **tableau.2.6**.

Caractéristique	Forme	couleur	Densité	PH	Teneur Cl ⁻	Extrait sec
PLASTOCRET160	Liquide	brun	1.02±0.01	10±1.0	< 1g/l	8.5±1.0%

Tableau 2.6: Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de durcissement.

2.13 L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage utilisée dans cette recherche provient du robinet. Sa température est compris entre 18 et 22°C. L'analyse chimique de l'eau représentée dans le **tableau 2.7**, montre qu'elle répond à toute les prescriptions des normes NF18-404 en matière de béton.

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 2.7 : Caractéristiques chimiques de l'eau (mg/l).

2.14 Sable Ordinaire :

Les mortiers sont confectionnés avec un sable ordinaire. Ce sable naturel siliceux d'origine calcaire. Tous les mélanges ont été produits avec ce sable ordinaire conformément à la norme. En ce qui concerne les sables, la teneur en éléments fins est un paramètre important. En effet on a vu que pour les sables issus de concassage la quantité de fines est importante. La dimension maximale du sable (D_{max}= 4mm). Ce sable est inerte d'un point de vue chimique de par sa composition principalement siliceuse. Les principales caractéristiques et la granulométrie du sable utilisé sont récapitulées dans Le **tableau 2.8**.

Désignation	Masse volumique absolue (Kg/m ³)	Equivalent de sable (%)	Module de finesse	Densité	Teneur en eau	Coefficient d'absorption
Sable de carrière	2620.78	51	4.17	2.62	26.33	12.25

Tableau 2.8 : Caractéristiques physiques du sable.

Ouverture des mailles (mm)	Refus partie (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat (%)
10.00	0.00	0.00	0.00	100
5.00	0.00	0.00	0.00	100
2.00	140	140	29.17	70.83
1.18	100	240	50.00	50.00
0.6	80	320	66.67	33.33
0.3	60	380	79.17	20.83
0.15	60	440	91.67	08.33
Passant 150µm Soit 63 µm	40	480	100.0	0.00
fond	0.00	480	100.0	0.00

Tableau 2.9 : Granulométrie du sable utilisé.

La courbe granulométrique du sable est présentée dans la **figure 2.5**.

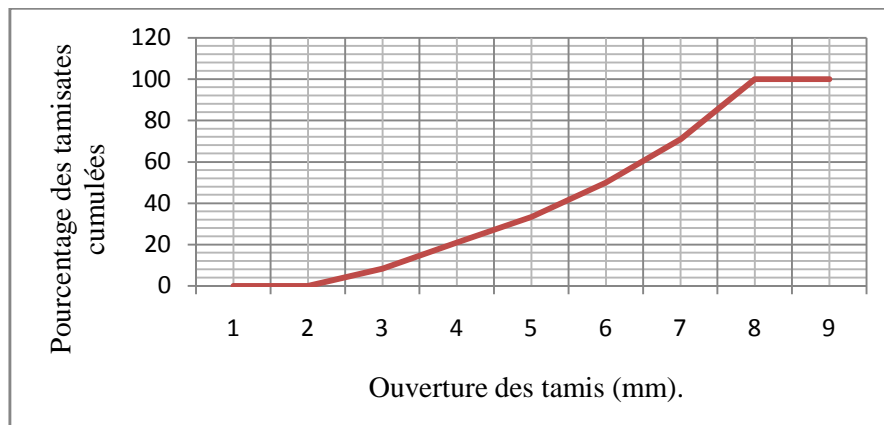


Figure 2.5 : La courbe granulométrique du sable de carrière (0/4).

2.15 Caractérisation des mortiers avec et sans adjuvants :

2.15.1 Introduction :

Les études récentes relatées dans le chapitre 1, ont montré que l'incorporation des adjuvants dans les mélanges cimentaires peut engendrer dans certains cas des modifications significatives sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des matériaux cimentaire.

L'approche méthodologie utilisée pour cette étude consiste en premier lieu en la substitution volumique constante uniquement du ciment et en seconde fois on a effectué une substitution volumique constante par des adjuvants (Accélérateur de prise, Accélérateur de durcissement et les combinaison des deux adjudants présents dans des mortiers dont le volume absolu de l'ensemble des phases solides, constituants demeure constant et l'ouvrabilité des mélange est conservée par la correction de la quantité d'eau dans le mélange. Dans ce cas le volume absolu du mortier et le rapport volumique (eau/ciment) demeure sans changement.

Pour atteindre l'objectif visé par l'étude, nous avons mesuré presque tous les paramètres qui caractérisent les propriétés rhéologiques des mortiers sans adjuvants et des mortiers adjuvantés et nous nous sommes particulièrement intéressés à la propriété suivante :

- La densité du mortier témoin et la densité des mortiers adjuvantés.
- La masse volumique du mortier témoin et la masse volumique des mortiers adjuvantés.
- Le volume d'air occlus du mortier témoin, et le volume d'air occlus des mortiers adjuvantés.
- La consistance du mortier témoin, et le volume d'air occlus des mortiers adjuvantés.

Le travail expérimental à été conduit en considérant un ciment de type CPJ CEMII/42.5 couramment utilisé à l'est de l'Algérie afin d'étudier l'effet de la nature du ciment sur les propriétés des mortiers avec et sans adjuvants.

Pour les besoins de l'étude des caractéristiques rhéologiques et mécaniques des mortiers avec et sans adjuvant, nous avons réalisées pour un ciment : CPJ CEMII/A 42.5.

- Quatre (04) formulations, chaque formulation à nécessité, en moyenne cinq (05) gâchées qui ont été testées par des vibrations durant 60s en deux couches :

pour chaque formulation, nous avons confectionné quinze (15) éprouvettes 40x40x160 mm³ qui ont été testés en traction par flexion, ce qui entraîne trente (30) éprouvettes qui ont testés en compression de différent âge : 1j,2j,7j,28j,90j à $T(C^{\bullet})=20$.

- Quatre (04) formulations, chaque formulation à nécessité, en moyenne quatre(04) gâchées qui ont été testées par des vibrations durant 60s en deux couches :

Pour chaque formulation, nous avons confectionné douze (12) éprouvettes 40x40x160 mm³ qui ont été testés en traction par flexion, ce qui entraîne Vingt quatre (24) éprouvettes en testés en compression de différent âge : 1j, 2j, 7j, 28j à $T(C^{\bullet})=40$.

- Quatre (04) formulations, chaque formulation à nécessité, en moyenne quatre (04) gâchées qui ont été testées par des vibrations durant 60s en deux couches :

Pour chaque formulation, nous avons confectionné douze (12) éprouvettes 40x40x160 mm³ qui ont été testés en traction par flexion, ce qui entraîne Vingt quatre (24) éprouvettes en testés en compression de différent âge :2h,6h, 10h, 11h à $T(C^{\bullet})=variable : T(C^{\bullet})=(20,70,26)$.

2.16 Confection du mortier de référence :

Pour atteindre l'objective visé par l'étude on confectionné un mortier ordinaire sans adjuvant *MO (Réf)* avec une quantité d'eau ajustée afin d'obtenir une consistance souhaité.

La préparation du mortier à été réalisée en utilisant un malaxeur d'une capacité de cinq (05) litres composé d'un récipient et d'un batteur en acier inoxydable pouvant fonctionner à une vitesse lente de 62 à 125 Tours par minute et une vitesse rapide de 140 à 285 Tours par minute. **Figure 2.6.**



Figure 2.6 : Malaxeur de mortier.

L'eau et le ciment avec ou sans introduites dans le récipient à l'arrêt.

Introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur y verser en suite le ciment aussitôt après, mettre le malaxeur en marche à vitesse lente.

Après 30s de malaxage introduite régulièrement le sable pendant les 30s suivantes,mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide continuer le malaxage pendant 30s supplémentaires.

Arrêter le malaxage pendant les 15 premières secondes enlevé au moyen d'une tortelle métallique, tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci.

Reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60s.

Pour les mortiers adjuvantés, (*MO+Accélérateur de prise*, *MO+Accélérateur de durcissement*) et (*MO+Accélérateur de prise et de durcissement*) on suivi les mêmes procédures précédent avec une substitution de 40 d'adjuvant avec l'eau pendant les 60s.

On remplit un moule 40x40x160 mm³, le serrage du mortier dans ce moule est obtenu en introduisent le mortier en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de sachée. Après 24h décoffrés et conserver dans l'air à 20C°±2C° jusqu' qu'à l'échéance de rupture. Les compositions théoriques des mortiers de référence et des mortiers adjuvantés à base des ciment (CPJ CEMII42.5) et les caractéristiques rhéologiques (densité, consistance, l'air occlus) et les caractéristiques mécaniques (résistance à la traction par flexion, résistance en compression aux différents âges 1j, 2j, 7j, 28j, 90j) sont portées sur les **tableaux .2.10) ,2.11)**

Catégorie de mortier	Mode de cure	Ciment (Kg/m ³)	Sable (Kg/m ³)	E/L	Eau	Adj T85 (%)	Adj Plastocrete 160 (%)	Adj T85+ Plastocrete 160 (%)
Témoin	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	-
Avec MEDA CCEL T85	L'air	450	1350	0.5	225	0.75	-	-
Avec Plastocrete 160	L'air	450	1350	0.5	225	-	0.35	-
Avec MEDA CCEL T85+ Plastocret 160	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	1.1

Tableau 2.10 : Composition des mortiers.

	Mortier témoin	Mortier + accél. de Prise	Mortier + accél. de durci.	Mortier + accél. de Prise + durci.
Masse vol. (Kg/m ³)	2230	2230	2250	2270
Densité	2.23	2.23	2.25	2.27
Consistance (mm).	106.77	112.47	111.2	112.77
L'air occlus (%)	4.9	3.45	4.03	3.73
Rt1	1.83	2.63	3.39	3.17
RC1	10.03	11.52	14.12	14.51
Rt2	3.26	3.42	4.69	4.58
RC2	15.96	17.29	19.05	23.57
Rt7	5.10	4.95	5.32	5.6
RC7	26.12	31.41	33.29	32.14
Rt28	6.02	-	-	6.02
RC28	29.43	35.32	34.48	37.04
Rt90	8.41	7.47	6.67	8.31
RC90	40.94	44.12	38.05	37.11

Tableau 2.11 : Caractéristiques rhéologiques et mécaniques des mortiers.

Nous avons réalisé des combinaisons des paramètres cités ci- dessus afin d'étudier non seulement l'effet de la substitution d'une partie du ciment par un adjuvant sur les performances à l'état frais, mais aussi d'évaluer leurs effets sur les caractéristiques à l'état durci des mortiers.

La confection et le malaxage des mortiers ont été réalisés selon la norme NFP15-402. Les mortiers obtenus ont servis à la détermination de la consistance, la masse volumique, la densité et l'air occlus.

D'autres gâchées ont été réalisés pour l'étude mécanique des mortiers, au total 40 gâchées Les éprouvettes sont conservées dans l'air à $20\text{C}^{\circ} \pm 2\text{C}^{\circ}$ jusqu' qu'à l'échéance de rupture (1j, 2j, 7j, 28j, 90j).

La consistance de référence à été évaluée en mesurant l'étalement du mortier à l'état frais sur une table à secousses. Le mortier frais étant placé dans un cône de diamètre inférieur égal à 100mm, diamètre supérieur 70mm et 60mm de hauteur : (**figure 2.7**), il est mis en place en deux couches compactées avec dix (10) coups de bâton en pilon. Après enlèvement du cône, la table subit 15 secousses en 15 secondes et la valeur de l'étalement considéré constitue la moyenne de la mesure de l'étalement du mélange sur deux directions perpendiculaires. **Figure 2.7.**

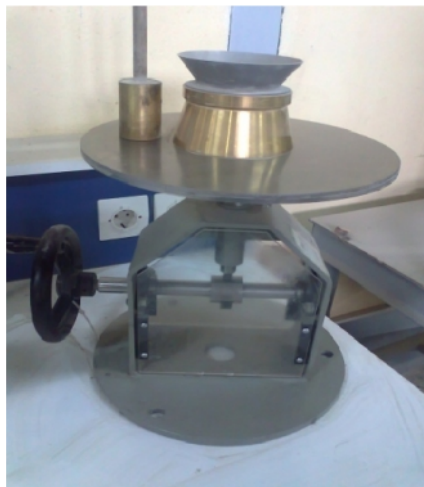


Figure 2.7 : Table à secousse et cône de March.

2.17 Densité réelle du mortier frais :

Pour la mesure de la densité réelle du mortier frais, on s'est servi de la chambre de l'aéromètre à mortier **figure 2.8**. La densité réelle est obtenu à partir de la différence de poids du récipient (pesé vide puis rempli de mortier) divisée par le volume de cette chambre avec un volume égale (01) litre.

La densité réelle est donc calculée par l'expression suivant : $\rho = \frac{(p_{plain} - P_{vide})}{v}$

Ou :

:densité du mortier frais.

P_{plain} : Poids du récipient plain.

P_{vide} : Poids du récipient vide.

V : volume du récipient.

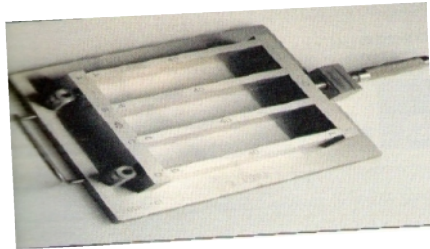


Figure 2.8 : Eprouvettes du mortier 40x40x160 mm³.

Pesé un moule 40x40x160 mm³.

On remplit un moule 40x40x160 mm³, le serrage du mortier dans ce moule est obtenu en introduisant le mortier en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois.

La densité réelle est obtenue à partir de la différence de poids du moule (pesé vide puis rempli de mortier) divisée par le volume de cette éprouvette (40x40x160 mm³=768cm³).

2.18 L'air occlus :

La mesure de l'air occlus a été faite à l'aide d'un aréomètre à mortier d'un (01) litre,

Après compactage le béton est arasé au niveau du bord supérieur du réservoir, ensuite on détermine le poids du réservoir et de son contenu. On nettoie le bord du réservoir et met le couvercle en place. Remonter l'ensemble en fermant 2 par 2 les attaches rapides en sens diamétralement opposés. En position ouvert mais avec les fixations déjà engagées dans les logements du réservoir, les attaches doivent former un angle d'environ 45° avec le pot n'est pas fermé hermétiquement cela signifie en générale que le couvercle n'est pas bien positionné ou que le bord du pot n'est pas entièrement propre.

Remplir maintenant d'eau à travers une des valves en utilisant une pissette pendant que l'air s'échappe par l'autre valve.

Libérer la pompe, en dévissant la poignée rouge agir sur la pompe à main (poignée rouge) jusqu'à ce que l'aiguille noire du manomètre arrive au repère rouge (pression initiale).

Si la pression décroît légèrement après quelques secondes, corriger en utilisant la pompe rouge pour ramener l'aiguille sur le repère rouge. Si l'aiguille a dépassé ce repère faire chuter légèrement la pression en agissant sur le poussoir noir (CORRECTION).

Fermer maintenant les deux valves sphériques et poussoir vert (Essai) jusqu'à stabilisation de la pression. Tapoter légèrement sur le manomètre jusqu'à stabilisation complète de l'aiguille. Le pourcentage d'air occlus peut maintenant se lire directement sur le cadran.



Figure 2.9 : Aréomètre à mortier d'un (01) litre.

2.19 Résultat et discussion :

2.19.1 Effet du type d'adjuvants :

2.19.2 Masse volumique :

La **figure 2.10** illustre les variations des masses volumiques des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en (%) substitué au ciment CPJ CEMII/A 42.5

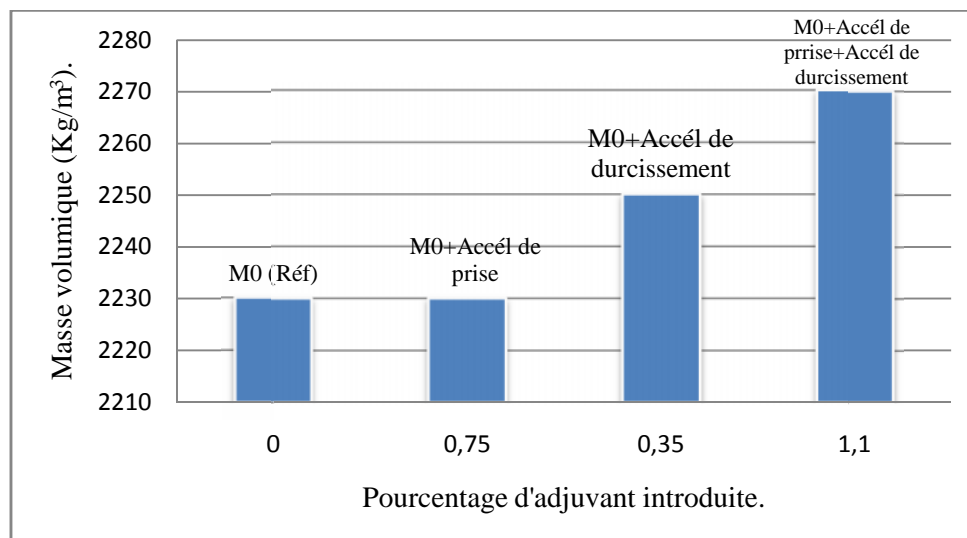


Figure 2.10 : Variations des masses volumiques des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.

On peut constater d'après la figure que :

Pour les mortiers adjuvantés ($M0+Accélérateur\ de\ prise$) aucune augmentation de la masse volumique (effet négligeable) par rapport le mortier $M0$ (*Réf*) par contre, une léger d'augmentation de la masse volumique correspond environ de 0.89% ,1.79%respectivement au mortier $M0$ (*Réf*) (sans adjuvant), mortier adjuvanté ($M0+ Accélérateur\ de\ durcissement$), et mortier adjuvanté ($M0+ Accélérateur\ de\ prise\ et\ durcissement$).

On peut expliquer cette augmentation par l'effet combinée des deux adjuvants qui sont réagit les unes sur les autre sur le mortier en particulier sur la pâte de ciment c'est-à-dire l'accélérateur de prise activant le dégagement de la chaleur d'hydratation de ciment, diminue ainsi le temps de début et de fin de prise ce qui entraîne une augmentation de la rhéologie de la pâte de ciment fraîche, donc densifié leur microstructure.

Ainsi que la substitution d'adjuvant accélérateur de durcissement par du quantité élevée (ici 0.35%) diminuer l'absorption capillaire ce qui conduite à une augmentation considérable de la masse volumique du mélange.

2.19.3 Consistance :

La **figure 2.11** illustre les variations de la consistance des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en (%) substitué au ciment CPJCEMII/A 42.5.

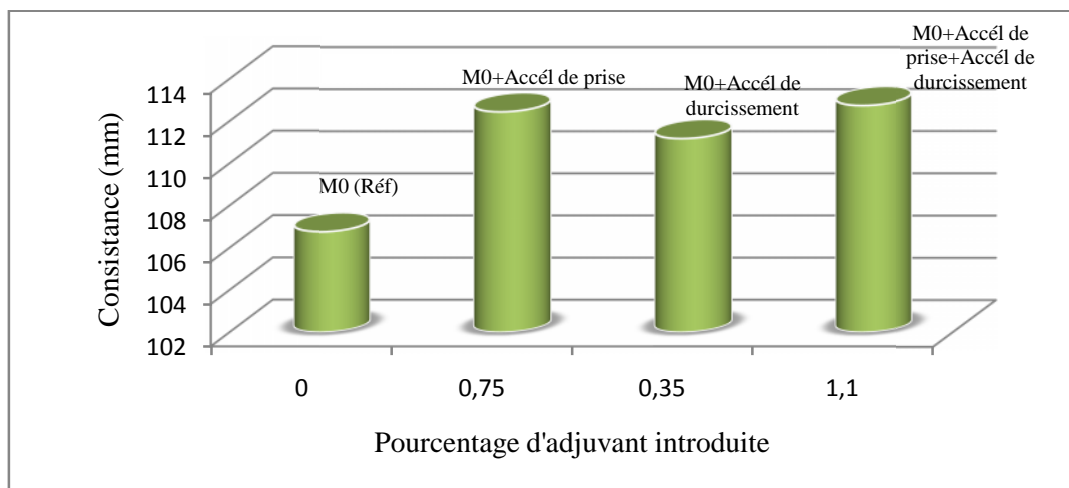


Figure 2.11 : Variations de la consistance des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.

On peut constater d'après la figure que :

Les deux mortiers adjuvantés ($M0+Accélérateur\ de\ prise+Accélérateur\ de\ durcissement$), ($M0+Accélérateur\ de\ prise$) présente un taux d'augmentation considérable (remarquable) que le mortier sans adjuvant $M0$ (*Réf*), respectivement de l'ordre de 5.62% ,5.34% ($M0+Accélérateur\ de\ durcissement$) présente un taux d'augmentation (d'environ 4.14%) et par contre , elle représente une légère d'augmentation d'environ 0.27 par rapport au mortier adjuvant ($M0+Accélérateur\ de\ prise$).

Ce qui expliquer par l'augmentation de la masse volumique qui améliorer par l'effet combinée des deux adjuvants (accélérateur de prise, et accélérateur de durcissement ainsi que l'augmentation de la viscosité du mélange.

2.19.4 L'air occlus :

La durabilité du mortier dépend de sa perméabilité. La quantité d'air dans le mortier influe sur la résistance, la résistance diminue lorsque la quantité d'air ou la perméabilité augmente.

Les résultats obtenus sont reportés sur la **figure 2.12** pour les quatre (04) mortiers.

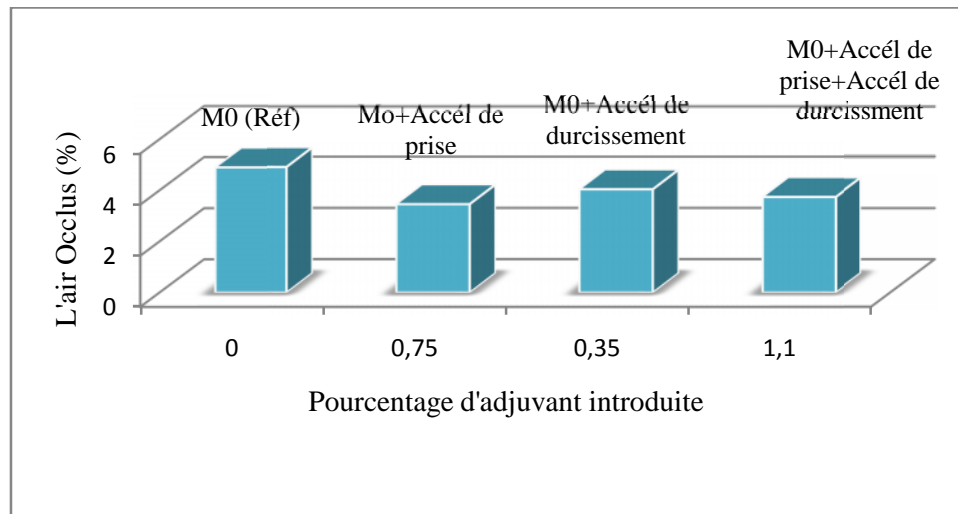


Figure 2.12 : Variations de la l'air occlus des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMIII/A 42.5.

On peut constater que : il ya une léger diminution de pourcentage d'air occlus du mortier (*M0+ accélérateur de prise*) par rapport au mortier *M0 (Réf)* d'environ 1.45% par contre, on observe que il ya une diminution du pourcentage d'air occlus environ de 0.87% ,1.17 % respectivement au mortier (*M0 +Accélérateur de durcissement*),(*M0 +Accélérateur de prise et durcissement*)Par rapport au mortier *M0 (Réf)*, (*M0+ accélérateur de durcissement*).

Ce qui explique que, l'accélérateur de prise influe sur le ciment par l'augmentation de La chaleur d'hydratation, étant donnée que ces produite occupent plus du double de la phase solide initiale c'est-à-dire le ciment seul le volume du réseau de capillaire diminue à mesure que progresse l'hydratation par conséquent la porosité capillaire de la pâte dépend à la fois du rapport eau/ciment et du degré d'hydratations.

La vitesse d'hydratation du ciment n'a pas, à priori d'importance mais, le type de ciment influence le degré d'hydratation atteint à un âge donné. Pour un rapport E/C supérieur à environ 0.38 le volume de gel n'est pas suffisant pour combler tous l'espace disponible de telle sorte qu'il subsistera un certain volume de pores capillaires même après l'hydratation complet.

2.20 Résistance à la traction par flexion des mortiers témoins :

2.20.1 Résultats et discussions :

Les variations des résistances à la traction par flexion aux différents âges, en fonction de l'incorporation des adjuvants sont rapportées sur la **figure 2.13**.

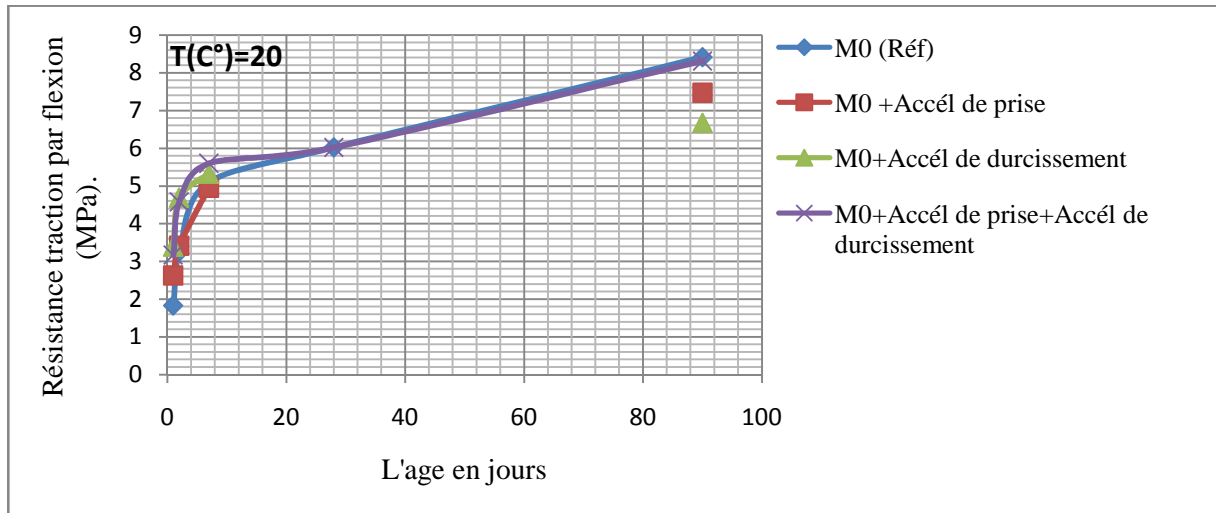


Figure 2.13 : Variations de la résistance à la traction par flexion des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5. aux différents âges.

Nous remarquons que :

Au premier âge, les mortiers : (*M0+Accélérateur de durcissement*), (*M0+ Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*) développent leur résistance plus fortement c'est-à-dire de l'ordre de 85.25%,73.22% par rapport au mortier *M0 (Réf)* . Mais, en remarque une légère d'augmentation (presque ½) des taux d'accroissement précédent de la résistance traction par flexion de l'ordre de 43.72% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

En remarque que : le taux d'augmentation de la résistance des mortiers adjuvants : (*M0+ Accélérateur de prise*), (*M0+Accélérateur de prise et accélérateur de durcissement*), (*M0+Accélérateur de durcissement*) progresse respectivement de l'ordre de 43.72%, 73.22%,85.25% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

En effet, à 2j et 7j : le mortier (*M0+ Accélérateur de durcissement*) développent leur résistance plus fortement de l'ordre de 43.87%,4.31% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

Le mortier (*M0+ Accélérateur de prise et durcissement*) développent leur résistance plus fortement mais, moins que l'adjuvant précédent, elle représente un taux d'augmentation d'environ ; 40.49%,9.80% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

Mais, en remarque une légère d'augmentation de la résistance à la traction par flexion de l'ordre de 4.91% ,3.03% du mortier (*M0 +Accélérateur de prise*) par rapport au mortier

M0 (Réf). Le taux d'augmentation de la résistance des mortiers (*M0+ Accélérateur de prise*, *M0+Accélérateur de durcissement*) et (*M0+Accélérateur de prise et de durcissement*) croît respectivement :

Pour l'âge de 02 jours d'ordre de ; 4.91%,40.49% ,43.87%.

Pour l'âge de 07 jours d'ordre de ; 3.03%,4.31%,4.91%.

Cela expliqué que l'effet favorable (bénéfique) des deux adjuvants combinée, l'adjuvant accélérateur de prise diminue le temps de début et de fin de prise ce qui favorise le processus d'hydratation du ciment engendre un fort dégagement de la chaleur d'hydratation et par contre, l'accélérateur de durcissement diminue l'absorption capillaire et améliorer la résistance au jeune âge.

A l'âge de vingt huit jours (28j) nous remarquons que le mortier *MO (Réf)* présente une résistance à la traction par flexion à 28 jours similaire que celle le mortier (*MO+Accélérateur de prise et de durcissement*) avec un taux d'augmentation de la résistance est pratiquement nulle.

En peut expliquer cette simulation que l'effet bénéfique des deux adjuvants (accélérateur de prise et accélérateur de durcissement) s'articule sur le développement des propriétés rhéologiques et les propriétés mécaniques mais, uniquement à courte terme, cela explique aussi la propriété latente de processus d'hydratation de la matrice cimentaire.

Au – delà de l'âge de 28 jours (à 90jours), la résistance à la traction par flexion décroît directement sans aucune amélioration.

Pour le mortier (*MO+Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*) affiche une légère diminution relative par rapport les autres mortiers adjuvantés avec un taux d'augmentation de la résistance de l'ordre de 01.20% par rapport au mortier *MO (Réf)*.

Par contre, le mortier (*MO+ Accélérateur de durcissement*) et le mortier (*MO+ Accélérateur de prise*) affiche une amélioration relative (taux de décroissement) correspond un taux de diminution de l'ordre de 26.09%,7.96% respectivement par rapport au mortier *MO (Réf)*.

Ces résultats confirment la propriété latente de dégagement de chaleur d'hydratation au cours de processus d'hydratation à lente terme.

2.21 Résistance en compression :

2.21.1 Résultats et discussions :

D'après la **figure.2.14** on constate que l'allure de la courbe $f_c=f(j)$ des différents mortiers (témoin et adjuvantés) augmente proportionnellement aux différent âges ;

Les variations des résistances à la compression en fonction des différents adjuvants et leur pourcentage sont rapportées sur la **figure 2.14**.

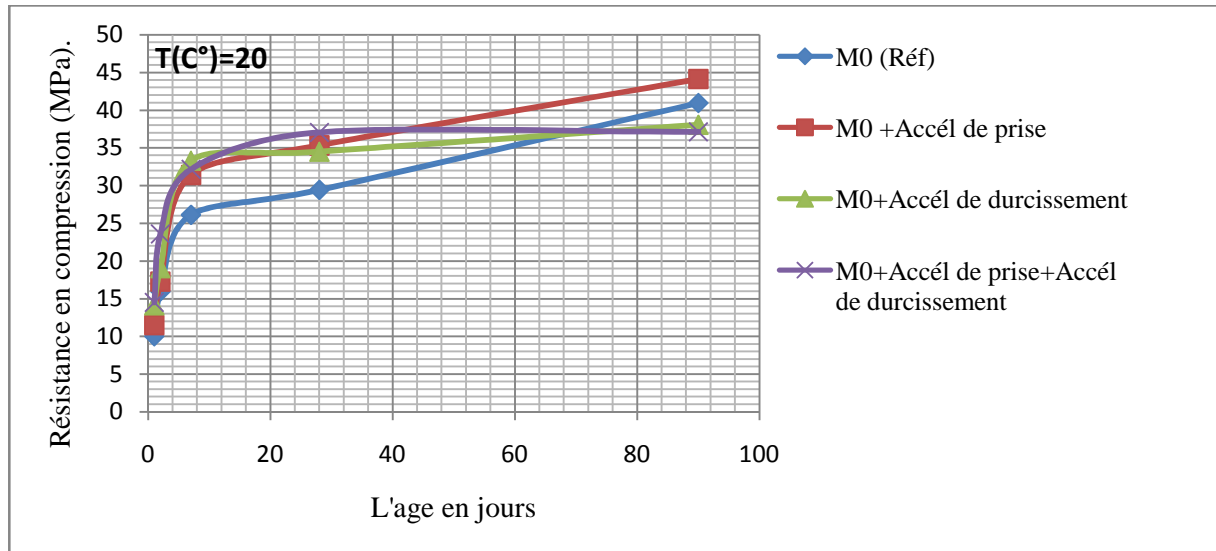


Figure 2.14 : Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5 aux différents âges

Nous remarquons que :

Aux premiers âges, les mortiers (*M0+Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*) ainsi que, mortier (*M0+Accélérateur de durcissement*) développent leur résistance plus fortement que le mortier *M0 (Réf)* (taux d'augmentation de la résistance d'environ 44.67%,40.78% par rapport au mortier *M0 (Réf)*).

Par contre, on remarque que il ya une léger augmentation de la résistance (d'environ 14.86%) du mortier (*M0+Accélérateur de prise*) par rapport le mortier *M0 (Réf)*.

En effet, à 2j et 7j : les mortiers (*M0+Accélérateur de prise et l'accélérateur de durcissement*) présente un augmentation remarquable d'environ :47.68%,23.05% par rapport au mortier *M0 (Réf)* que celle le mortier (*M0+Accélérateur de prise*) avec un taux d'augmentation d'environ (36.32%,2.32%,) par contre, il ya une augmentation d'environ 19.36 % ,27.45% du mortier (*M0+Accélérateur de durcissement*) par rapport le mortier *M0 (Réf)*. Mais , pour le mortier (*M0+Accélérateur de prise*) la résistance en compression présent un taux d'accroissement d'environ ;8.33%,20.25% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

Ce la expliquer que l'effet bénéfique du deux (02) adjuvants combinées pour diminuer le temps de début et de fin de prise ,(la pâte de ciment se densifier et diminuer l'absorption capillaire, accélérer le processus d'hydratation de la matrice cimentaire ce qui contribuer à la diminution de la porosité, compacité donc améliorer la résistance initial à courte terme.

A l'âge de 28 jours : nous remarquons que le mortier (*M0+ Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*) présente une augmentation de la résistance remarquable (avec un taux d'augmentation d'environ 25.86%) par rapport au mortier *M0 (Réf)*, moins remarquable que celle les mortiers adjuvantés (avec un taux d'augmentation d'environ 11.26% par rapport le mortier (*M0+Accélérateur de durcissement*) que celle le mortier (*M0+Accélérateur de prise*) (un taux d'augmentation d'environ 4.87%).

Par contre, les deux mortiers : ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ prise$), ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ durcissement$) Présent un taux d'augmentation moins que l'adjuvant précédent correspondre : 20.01%, 17.16% par rapport au mortier MO (Réf).

On peut expliquer cette augmentation que l'effet combinée des deux adjuvants (accélérateur de prise, accélérateur de durcissement) et bénéfique mais, en observe que cette augmentation et léger par rapport le mortier ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ prise$), donc l'effet de accélérateur de prise est diminuer mais, l'effet de l'accélérateur de durcissement continuée à progresse pour augmentée la résistance en compression à lente terme.

Au delà de 28 jours (à 90 jours) le taux d'augmentation de la résistance en compression des mortiers ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ prise$), avec un substituant maximale d'environ 0.75% de la masse de liant (ciment) et de l'ordre de 7.77% par rapport le mortier MO (Réf).

Par contre, en remarque une diminution de la résistance en compression du deux mortiers ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ durcissement$), ($MO+Acc\acute{e}l\acute{e}rateur\ de\ prise\ et\ durcissement$), d'environ ; 7.60%, 10.32% par rapport le mortier MO (Réf).

On peut expliquer cette augmentation, que l'effet combinée de deux (02) adjuvants (Accélérateur de prise, Accélérateur de durcissement) et diminuée correspondre une augmentation de la résistance en compression à lente terme ce la signifier que l'effet de l'accélérateur de prise n'est pas limite sur la résistance à courte terme, mais aussi à lente terme (le processus d'hydratation du ciment peut aller jusqu'à des années).

CHAPITRE 03 : INFLUENCE DU TRAITEMENT THERMIQUE SUR LES PERFORMANCES MECANIQUES DES MORTIERS.

a-Couplage température constante $T(C^{\circ})=40$, temps (h)

b- Couplage température variable $T(C^{\circ})=20-70-26$, temps (h)

3.1 Four et cycles de traitement thermique :

Les fours utilisés dans cette recherche pour le chauffage des éprouvettes sont des fours électriques de haute température, $T_{min}=30C^{\circ}$, $T_{max}=3000C^{\circ}$ de marque NABERTHERM, **figure 3.1**. La puissance de leur chauffage est de 3.6 KW et ils sont capables d'assurer une montée en température de $10 C^{\circ}/min$. Le volume des chambres internes ($L \times H \times P$) est de $40 \times 40 \times 40 cm^3$.



Figure 3.1 : Four électrique (NABERTHERM).

Deux cycles de chauffage ont été pris. Le premier pour l'étude de l'effet combiné temps-température (pour une température constante). Et le second pour l'étude des températures variable.

Cycle 1- formé d'une montée rapide de traitement thermique depuis l'ambiance jusqu'à la température programmée $T(C^{\circ})=40$ puis cette température est maintenue constante pour une durée de 24h.

Cycle 2- formé d'une montée rapide de température depuis l'ambiance jusqu'à la température programmée $T(C^{\circ}) =70$ pour une durée de 04 heures et puis cette température est maintenue constante pour une durée de 04 heures et finalement une branche de refroidissement naturel jusqu'à $T=26C^{\circ}$ durant une heure (01h).

3.1.1 La phase de montée en température :

La phase de montée en température est caractérisée par une vitesse G_m .

$$G_m = \frac{T_p - T_o}{t_2 - t_1}$$

Dont la valeur doit être telle que les efforts dus à la dilatation développée dans l'élément soient absorbés à tout moment par le béton, qui gagne sa rigidité progressivement.

Au cours de cette phase, les parties de béton situées au voisinage des sources de chaleur s'échauffent plus rapidement que celles situées au cœur et il en résulte des contraintes qui peuvent désorganiser la texture interne du béton et réduire ses performances mécaniques. Ainsi, la valeur admissible de la vitesse de montée en température doit être déterminée en fonction de l'épaisseur moyenne, et de la forme géométrique du produit à traité, ainsi que de la localisation des sources de chaleur.

3.1.2 La phase de refroidissement (t_4 à t_5) :

La phase de refroidissement se caractérise par la vitesse : $G_m = \frac{T_p - T_o}{t_5 - t_4}$.

Bien que, le béton soit, dans cette phase, plus résistant et par conséquent plus apte à encaisser des efforts, on doit veiller à ce que le refroidissement s'effectue de façon homogène, à ce sujet, on notera que la vitesse de refroidissement de la surface est supérieure à celle du cœur, et que les désordres dus au refroidissement sont plus imputables à la différence de température qui existe entre les différents points du produit qu'à la vitesse de refroidissement elle-même. Des risques de fissuration existent lorsque la différence de température entre le cœur du produit et sa surface est supérieure à 15°C .

3.2 Détails expérimentaux :

3.2.1 Confection du mortier soumis à un traitement thermique $T(\text{C}^\circ)=40$:

Pour atteindre l'objectif visé par l'étude on a confectionné un mortier ordinaire sans adjuvants (témoins) avec une quantité d'eau ajustée afin d'obtenir une consistance normale.

La préparation du mortier a été réalisée en utilisant un malaxeur d'une capacité de cinq (05) litres composé d'un récipient et d'un batteur en acier inoxydable pouvant fonctionner à une vitesse lente de 62 à 125 Tours par minute et une vitesse rapide de 140 à 285 Tours par minute.

L'eau et le ciment sont introduits dans le récipient à l'arrêt.

Introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur y verser en suite le ciment aussitôt après, mettre le malaxeur en marche à vitesse lente. Après 30s de malaxage introduire régulièrement le sable pendant les 30s suivantes, mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide et continuer le malaxage pendant 30s supplémentaires.

Arrêter le malaxage pendant les 15 premières secondes enlevé au moyen d'une tortelle métallique, tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci.

Reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60 s.

Pour les mortiers adjuvés (*MO+ Accélérateur de prise*), (*MO+ Accélérateur de durcissement*) et (*MO+Accélérateur de prise et de durcissement*) on a suivi les mêmes procédures précédentes avec une substitution de 40 % d'adjuvant avec l'eau pendant les 60s.

On remplit un moule 40x40x160 mm³, le serrage du mortier dans ce moule est obtenu en introduisant le mortier en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de sachée.

Après 24h décoffrés et conservés dans l'air puis introduire dans l'étuve. Ces propriétés ont été déterminées après avoir soumis les éprouvettes à une température constante d'ordre de 40°C = constante durant 24 heures. Une vitesse de montée en température de 1.67 C°/h. les résultats obtenus sont résumés ci-dessous.

Catégorie de mortier	Mode de cure	Ciment (Kg/cm ³)	Sable (Kg/cm ³)	E/L	Eau	Adj T85 (%)	Adj Plastocrete 160 (%)	Adj T85+ Plastocrete 160 (%)
Témoin	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	-
Avec T85	L'air	450	1350	0.5	225	0.75	-	-
Avec Plastocrete 160	L'air	450	1350	0.5	225	-	0.35	-
Avec T85+Plastocrete 160	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	1.1

Tableau 3.1 : Composition des mortiers.

	Mortier ordinaire.	Mortier avec accélérateur de Prise	Mortier +accél. de durc.	Mortier +accél. de Prise et de durci.
Rt ₁	2.63	4.21	3.39	5.33
RC ₁	19.06	27.79	27.34	25.15
Rt ₂	3.12	5.68	4.69	5.48
RC ₂	21.88	29.27	28.16	26.56
Rt ₇	4.95	5.79	5.32	5.60
RC ₇	31.14	32.77	37.10	38.55
Rt ₂₈	7.47	-	6.67	-
RC ₂₈	40.57	34.49	37.09	41.56

Tableau 3.2 : Caractéristiques mécaniques des mortiers.

3.2.2 Résistance à la traction par flexion :

Les variations des résistances à la traction par flexion aux différents âges en fonction des différents adjuvants et leur pourcentage sont rapportées sur la **figure 3.2**.

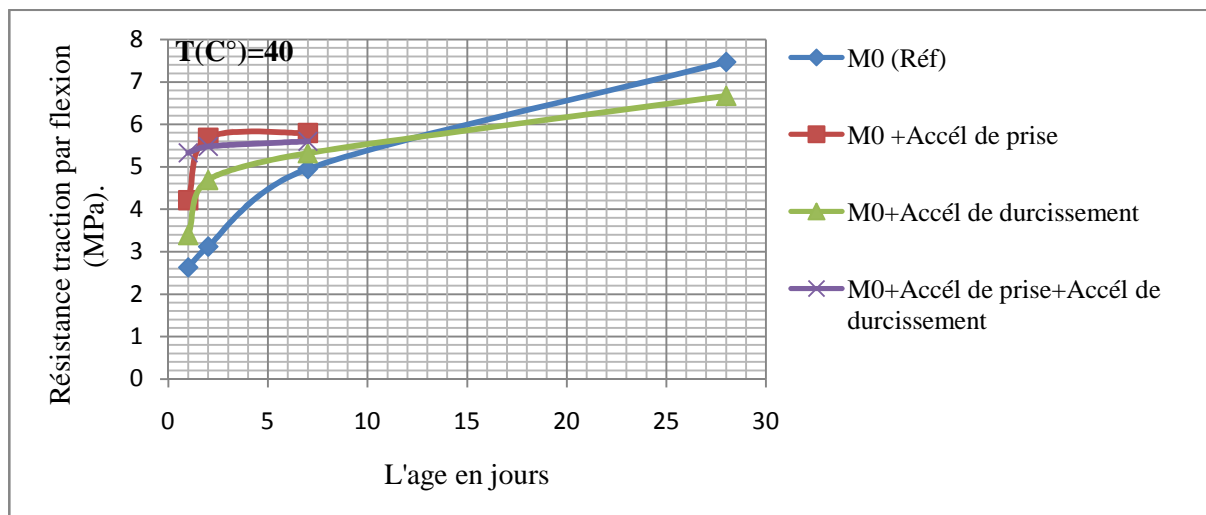


Figure 3.2 : Variations de la résistance traction par flexion des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5 aux différents âges, $T(C^{\circ})=40$

Nous remarquons que :

Au jeune âge (1j) les mortiers : (*M0+Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*), (*M0+Accélérateur de prise*) ainsi que (*M0+ Accélérateur de durcissement*) développent leur résistance plus fortement d'ordre décroissante par rapport au mortier *M0 (Réf)* avec un taux d'augmentation respectivement d'environ : 102.66%, 60.08%, 28.90%.

On peut expliquer l'évolution de la résistance du mortier (*M0+Accélérateur de prise et de durcissement*) sous l'effet d'une température $T=40^{\circ}C$ causé par l'augmentation de la chaleur d'hydratation au cours des processus d'hydratation aux jeunes âges, diminution le temps de début et de fin de prise donc contribue à l'augmenter la résistance initiale.

En effet, à l'âge de 02j à 7 j on constate l'effet d'adjuvant (*Accélérateur de prise*) sur le mortier continuera jusqu'à sept (07) jours. Elle présente un léger d'augmentation de la résistance à la traction par flexion avec un taux d'accroissement d'environ : 82.05%, 16.97% respectivement au mortier *M0 (Réf)*.

Par contre, on remarque que le taux d'augmentation de la résistance traction par flexion des mortiers : (*M0+ Accélérateur de prise et de durcissement*) présente d'environ : 75.64%, 13.13% par rapport au mortier *M0 (Réf)*.

Le mortier (*M0+ Accélérateur de durcissement*) présente un taux d'accroissement d'environ : 50.32%, 7.47%.

Cela explique que l'évolution de la résistance à la traction par flexion initiale est limitée aux premières heures uniquement, au-delà la résistance chute. Ces résultats confirment la propriété latente de l'hydratation des ciments.

Au –delà de 07 jours (à l'âge de 28 jours) nous remarquons que le mortier ($M0+Accélérateur\ de\ durcissement$) présente une d'augmentation de la résistance traction par flexion que celle le mortier $M0$ (*Réf*) (taux d'accroissement environ ; 11.99%).

Ce qui signifie que l'efficacité de l'adjuvant Accélérateur de prise en peut aller jusqu' 28 jours sous traitement thermique $T(C^{\circ})=40$.

3.2.3 Résistance en compression :

D'après la **figure 3.3** représentée si dessous on constate que l'allure de la courbe $f_c=f(j)$ de différents mortiers (témoin et adjuvantés) augmente proportionnellement aux différents âges.

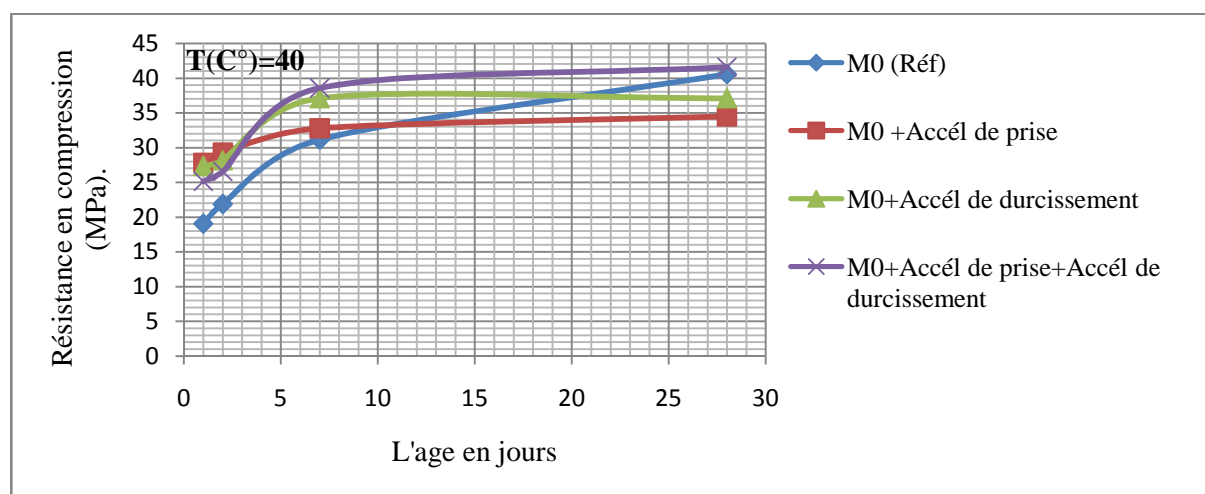


Figure 3.3 : Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction du type et la quantité d'adjuvant en (%) substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.

Nous remarque que :

à l'âge de (01) jour : la résistance en compression des mortiers adjuvantés c'est-à-dire mortier ($M0+Accélérateur\ de\ prise$), ($M0+Accélérateur\ de\ durcissement$) étuvé à $T=40C^{\circ}$ dépasse celle du mortier $M0$ (*Réf*) avec un gain avoisinant 45.80%.43.44% respectivement.

La résistance du mortier ($M0+Accélérateur\ de\ prise\ et\ Accélérateur\ de\ durcissement$)étuvé à ($T= 40C^{\circ}$), présente un taux d'augmentation de l'ordre de 31.95 % par rapport à celle du mortier $M0$ (*Réf*).

On peut noter que l'effet d'accélérateur de prise sur le mortier (liant) présent une amélioration de la résistance de l'ordre de 31.95%,45.80% respectivement au mortier $M0$ (*Réf*) cela expliquer par le développement des résistances initiale aux cours des processus d'hydratation (rigidification de la microstructure de la pâte de ciment) ,cela expliquer par une forte dégagement de chaleur qui contribue à la développement la résistance initiale aux cours de processus d'hydratation sous $T=40C^{\circ}$. En effet, de 2j à 7j : la résistance des mortiers adjuvantés($M0+ Accélérateur\ de\ prise$), ($M0+ Accélérateur\ de\ durcissement$) traité thermiquement augmente considérablement jusqu'à une valeur : $R_{c2}=29.27$ MPa et $R_{c7}=32.77$ MPa, $R_{c2}=28.16$ MPa et $R_{c7}=37.10$ MPa .

Elles dépassent celles du mortier $M0(Réf)$ avec un gain avoisinant : 33.78% et 28.70% pour $j=2,5,23\%$ et 19.14% respectivement.

Mais, la résistance du mortier adjuvanté ($M0+$ *Accélérateur de prise et durcissement*) traité thermiquement augment légèrement (moins que les deux adjuvants précédent), elle présent un taux d'environ : 21.39%,23.80% par rapport au mortier $M0 (Réf)$.

Au –delà de 07 jours (à l'âge de 28 jours) : la résistance en compression du mortier adjuvanté ($M0+$ *Accélérateur de prise et durcissement*) étuvé dépasse celle du mortier $M0 (Réf)$ avec un gain avoisinant : 2.44%.

Par contre, les deux mortiers : ($M0+Accélérateur de prise$),($M0+Accélérateur de durcissement$) représente une légère d'augmentation de la résistance avec des taux d'environ : 14.99%,8.58% par rapport au mortier $M0 (Réf)$ ce qui explique que l'efficacité des adjuvants accélérateur de prise et l'accélérateur de durcissement continuée jusqu'à 28 jours à cause de développement de la chaleur d'hydratation.

3.2.4 Estimation de l'âge équivalent à $T(C^\circ)=40$:

➤ 3.2.4.a Mortier $M0 (Réf)$:

1. Pour un coefficient $E/R =5314$ joule un mûrissement d'un 03 jours à $40C^\circ$ correspond à un Mûrissement à $20C^\circ$ de 05 jours. A un 03 jours (72h) d'âge réel .l'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 05 jours (120 h).

➤ 3.2.4.b Mortier ($M0+Accélérateur de prise$) :

2. Pour un coefficient $E/R =5170$ joule un mûrissement d'un 03 jours à $40C^\circ$ correspond à un mûrissement à $20C^\circ$ de 06 jours. A un 03 jours (72h) d'âge réel .l'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 06 jours (144 h).

➤ 3.2.4 .c Mortier ($M0+Accélérateur de durcissement$) :

3.Pour un coefficient $E/R =4990$ joule un mûrissement d'un 04.5 jours (108 heures) à $40C^\circ$ correspond à un mûrissement à $20C^\circ$ de 15 jours (360 h). A un 04.5 jours (108 heures) d'âge réel .l'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 15 jours (360 h).

➤ 3.2.4.e Mortier ($M0+Accélérateur de prise et de durcissement$) :

4.Pour un coefficient $E/R =4612$ joule un mûrissement d'un 04 jours (96 heures) à $40C^\circ$ correspond à un mûrissement à $20C^\circ$ de 15 jours (360 h). A un 04 jours (96 heures) d'âge réel .l'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 15 jours (360 h).

3.2.5 Confection du mortier subit un traitement thermique $T (C^\circ)$ variable :

Pour atteindre l'objective visé par l'étude on confectionné un mortier ordinaire sans adjuvants $M0 (Réf)$ avec une quantité d'eau ajustée afin d'obtenir une consistance.

La préparation du mortier à été réalisée en utilisant un malaxeur d'une capacité de cinq (05) litres composé d'un récipient et d'un batteur en acier inoxydable pouvant fonctionner à une vitesse lente de 62 à 125 Tours par minute et une vitesse rapide de 140 à 285 Tours par minute. L'eau et le ciment avec ou sans introduites dans le récipient à l'arrêt.

Introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur y verser en suite le ciment aussitôt après, mettre le malaxeur en marche à vitesse lente.

Après 30s de malaxage introduite régulièrement le sable pendant les 30s suivantes, mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide continuer le malaxage pendant 30S supplémentaires.

Arrêter le malaxage pendant les 15 premières secondes enlever au moyen d'une tortelle métallique, tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci.

Reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60s.

Pour les mortiers adjuvants (*MO+ accélérateur de prise*), (*MO+ Accélérateur de durcissement*) et (*MO+ Accélérateur de prise et de durcissement*) on suivi les mêmes procédures précédentes avec une substitution de 40% d'adjuvant avec l'eau pendant les 60s.

On remplit un moule 40x40x160 mm³, le serrage du mortier dans ce moule est obtenu en introduisant le mortier en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de sachée.

Après 24h décoffrés et conserver dans l'air puis introduire dans l'étuve (subit un traitement thermique de $T(C^{\circ})=20$ jusqu'au 70 puis refroidissement $T(C^{\circ})=26$). Ces propriétés ont été déterminées après avoir soumis les éprouvettes à une température variable d'ordre de 20C° (durant 02h), 70C° (durant 04h), 70C° (durant 08), 26C° (durant 01h).

Avec une vitesse de montée en température de l'ordre de 0C°/h, 12.5C°/h et 44 C°/h.

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous.

Catégorie du mortier	Mode de cure	Ciment (Kg/cm ³)	Sable (Kg/cm ³)	E/L	Eau	Adj T85 (%)	Adj Plastocrete 160 (%)	Adj T85+ Plastocrete 160 (%)
Témoin	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	-
avec T85	L'air	450	1350	0.5	225	0.75	-	-
Avec Plastocrete 160	L'air	450	1350	0.5	225	-	0.35	-
Avec Plastocrete 160 + T85	L'air	450	1350	0.5	225	-	-	1.1

Tableau 3.3 : Composition des mortiers.

	M0 (Réf.)	M0+ Accélérateur de Prise	M0+Accélérateur de durcissement	M0+Accélérateur de Prise et de durcissement
Rt (T=20C° ,t=2h)	2.24	...	3.21	3.74
R _C (T=20C° ,t=2h)	10.17	10.77	12.00	12.05
Rt (T=70C° ,t=6h)	3.58	4.09	4.26
R _C (T=70C° ,t=6h)	16.50	14.91	18.64	18.42
Rt (T=70C° ,t=10h)
R _C (T=70C° ,t=10h)	18.24	19.04	18.48	20.97
Rt (T=26C° ,t=01h)
R _C (T=26C° ,t=01h)	20.00	18.04	17.82	19.24

Tableau 3.4 : Caractéristiques mécaniques des mortiers.

3.2.5 Résistance en compression :

D'après la **figure.3.4** représenté si dessous on constate que l'allure de la courbe $R_c=f(j)$ de différents mortiers *M0 (Réf)* et *M0+ (adjuvants)* augment proportionnellement aux différents âges.

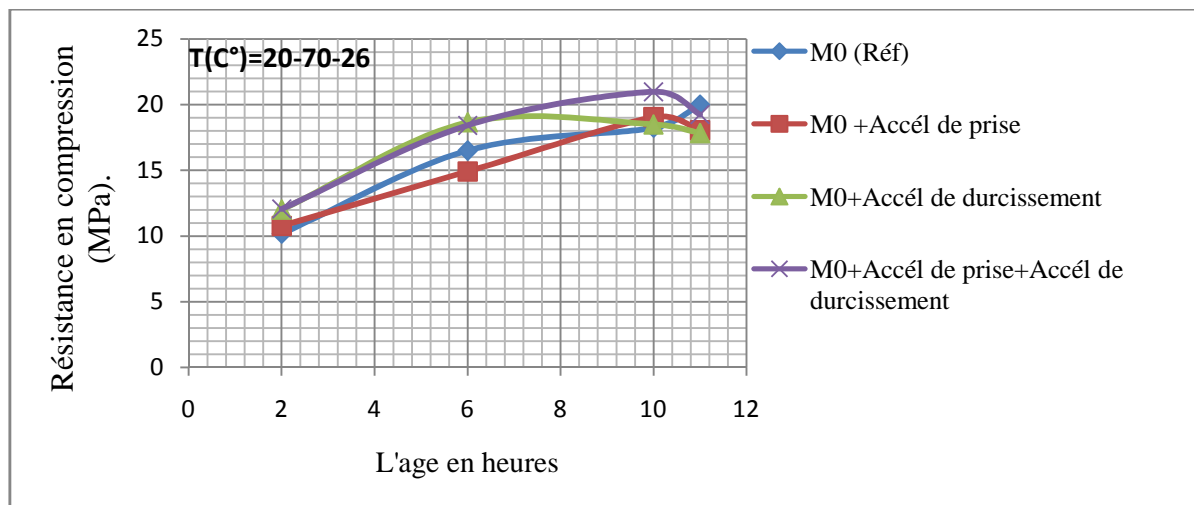


Figure 3.4 : Variations de la résistance en compression des mortiers en fonction de type et la quantité d'adjuvant en (%) qui ont substituée au ciment CPJ CEMII/A 42.5.

Pour t_e [0.2h], $T(C^\circ)=20$.

En remarque que les deux mortiers adjuvantés (*MO+Accélérateur de prise et l'accélérateur de durcissement*), mortier (*MO+Accélérateur de durcissement*) présentent un résistance élevée d'environ : 18.49%,17.99%, respectivement au mortier *MO (Réf)*.

Par contre, le mortier adjuvanté (*MO+Accélérateur de prise*), on constate un légère d'augmentation de la résistance en compression (d'environ 5.90%) par rapport au mortier *MO (Réf)* cela est expliqué par l'effet bénéfique de l'augmentation de la chaleur d'hydratation, diminution le temps de début et de fin de prise. Donc favorise l'augmentation des produits hydrate tels que les silicates de calcium hydraté (C-S-H). Et de l'hydroxide de calcium (CH) ce qui contribuent à la résistance des mortiers.

Pour t_e [2h.6h], $T(C^\circ)=70$

On constate que la résistance en compression des deux mortiers adjuvantés ; (*MO+Accélérateur de durcissement*),(*MO+Accélérateur de prise et durcissement*) traité thermiquement durant 4h augmente considérablement avec un taux d'accroissement de l'ordre de 12.97%,11.64%, respectivement au mortier *MO (Réf)*.

Par contre, en remarque que il ya une diminution de la résistance en compression d'environ ; 10.66% par rapport au mortier *MO (Réf)*.

L'évolution rapide de la résistance en compression après deux (02) heures de traitement thermique cela est dû à l'accélérateur du processus de durcissement de façon très rapide par rapport à l'état habituel ($T=20C^\circ$).

Pour t_e [6h.10h], $T(C^\circ)=70$.

On remarque que la résistance en compression du mortier adjuvanté : (*MO+Accélérateur de prise et Accélérateur de durcissement*),(*MO+Accélérateur de prise*),(*MO+Accélérateur de durcissement*) étuvé à $T=70C^\circ$ durant dix (10) heures augmente considérablement avec un taux d'accroissement de l'ordre de 14.97%,4.39%,1.32% respectivement au mortier *MO (Réf)*.

En expliquer cette augmentation par la contribution de l'adjuvant Accélérateur de prise avec l'accélérateur de durcissement réagit les unes des autres sur le liant. Pour diminuer le temps de début et de fin de prise (la pâte de ciment se densifier et diminuer l'absorption capillaire et évaporé capillaire et évaporée l'eau.

Le traitement thermique pendant 10h et un $T(C^\circ)=70$ favorise un forte dégagement de la chaleur d'hydratation, donc augmenté les produites hydraté (CSH,CH) qui contribuent à résistance en compression.

Dés $T(C^\circ)=26$ La résistance en compression des mortiers adjuvantés (*MO+Accélérateur de prise*),(*MO+Accélérateur de durcissement*) baisse de 5.54% ,3.70% par rapport les mortiers qui sont traité à un $T(C^\circ)=70$.

La chute de la résistance du mortier adjuvanté étuvée (*MO+Accélérateur de prise et l'accélérateur de durcissement*) causé par la diminution de l'activité thermique (chute de la température) qui favorise le dégagement de la chaleur aux cours du processus d'hydratation qu'elle contribuer la rigidification de la microstructure de la pâte de ciment donc améliorer la résistance en compression.

Par contre, au delà de $T(C^\circ)=70$ c'est-à-dire $T=26C^\circ$, la résistance à la compression des mortiers adjuvantés ; ($MO+Accélérateur\ de\ prise$), ($MO+Accélérateur\ de\ durcissement$) chute avec un taux décroissement de l'ordre de 10.86%,12.23% par rapport au mortier MO (Réf).

Ce qui explique, l'efficacité de la température (activité thermique) continuer à favoriser le dégagement de la chaleur quelque soit la chute de température.

3.3 Conclusion et perspectives :

Les résultats obtenus dans cette étude expérimentale nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

-L'ajoute de l'accélérateur de prise et l'Accélérateur de durcissement en quantité optimale (jusqu'à 0.75%,0.35%) respectivement présente des avantages suivantes :

Pour les deux adjuvants : Accélérateur de prise, Accélérateur de durcissement)

Réduite le temps de début et de fin de prise qui permettant de décoffrer rapidement (après quelques heures) les éléments en béton armé ou précontraint (surtout dans le domaine de la préfabrication) en toute sécurité d'où un gain de temps et d'argent.

Accélérer du processus d'hydratation au jeune âge donc densifié la microstructure de la pâte de ciment. Ce qui conduit à une augmentation de la résistance initiale.

A l'âge de 28 jours : nous remarquons que le mortier ($MO+Accélérateur\ de\ prise\ et\ Accélérateur\ de\ durcissement$), présente une augmentation de la résistance (traction par flexion, compression) remarquable par rapport aux autres mortiers.

Ce qui explique cette augmentation que, l'effet combinée des deux adjuvants (accélérateur de prise, accélérateur de durcissement) et bénéfique mais, on observe que cette augmentation est légère par rapport au mortier ($MO+Accélérateur\ de\ prise$), donc l'effet de l'accélérateur de prise est diminué mais, l'effet de l'accélérateur de durcissement continue à progresser pour augmenter la résistance en compression à long terme. ($T(C^\circ)=20C^\circ \pm 2C$).

Au-delà de 07 jours (à l'âge de 28 jours) : la résistance en compression du mortier adjuvanté ; ($MO+Accélérateur\ de\ prise\ et\ durcissement$) équivaut dépasse celle du mortier MO (Réf) avec un gain avoisinant : 2.44%.

Par contre, les deux mortiers : ($MO+Accélérateur\ de\ prise$), ($MO+Accélérateur\ de\ durcissement$) présente une légère augmentation de la résistance avec des taux d'environ : 14.99%,8.58% par rapport au mortier MO (Réf) ce qui explique que l'efficacité des adjuvants accélérateur de prise et l'accélérateur de durcissement continue jusqu'à 28 jours à cause du développement de la chaleur d'hydratation.(traitement thermique $T(C^\circ)=40=constant\ durant\ 24h$).

On remarque que la résistance en compression du mortier adjuvanté : ($MO+Accélérateur\ de\ prise\ et\ Accélérateur\ de\ durcissement$),($MO+Accélérateur\ de\ prise$),($MO+Accélérateur\ de\ durcissement$) équivaut à $T=70C^\circ$ durant dix (10) heures augmente considérablement avec un taux d'accroissement de l'ordre de 14.97%,4.39%,1.32% respectivement au mortier MO (Réf).

En expliquant cette augmentation par la contribution de l'adjuvant Accélérateur de prise avec l'accélérateur de durcissement réagit les uns des autres sur le liant. Pour diminuer le temps de début et de fin de prise (la pâte de ciment se densifie et diminue l'absorption

capillaire et évaporée l'eau (traitement thermique $T(C^\circ)=70=variable$ pour l'incrément de temps).

Par contre, au delà de $T(C^\circ)=70$ c'est-à-dire $T=26C^\circ$, la résistance à la compression des mortiers adjuvantés ($M0+Accélérateur$ de prise), ($M0+ Accélérateur$ de durcissement) chuté avec un taux décroissement de l'ordre de 10.86%,12.23% par rapport au mortier $M0$ (Réf).

Ce qui explique, l'efficacité de la température (activité thermique) continuer à favoriser le dégagement de la chaleur quelque soit la chute de température.

CHAPITRE 04 :

EVALUATION DU TEMPS EQUIVALENT DES MORTIERS.

4.1 Détermination de la courbe de référence :

On confectionne quatre (04) séries de trois (03) éprouvettes soit 48 éprouvettes de différents mortiers : mortier *M0 (Réf)*, *M0+Accélérateur de prise*, *M0+Accélérateur de durcissement* et *M0+Accélérateur de prise+ Accélérateur de durcissement*.

Après 24h, décoffrés et conserver dans l'air à $20\text{C}^{\circ}\pm 2\text{C}^{\circ}$ jusqu'à l'échéance de rupture (1j,2j,7j,28j).

Puis on trace la courbe d'évolution relative de résistance (R_{ci}/R_{c28}) en compression.

Les variations des résistances en compression relative aux différences âges et aux différents adjuvants et leur pourcentage sont rapportées sur la **figure 4.1**) ci-dessous.

La courbe à été obtenue à partir de valeurs moyennes sur des éprouvettes prismatique $40\times 40\times 160\text{mm}^3$.

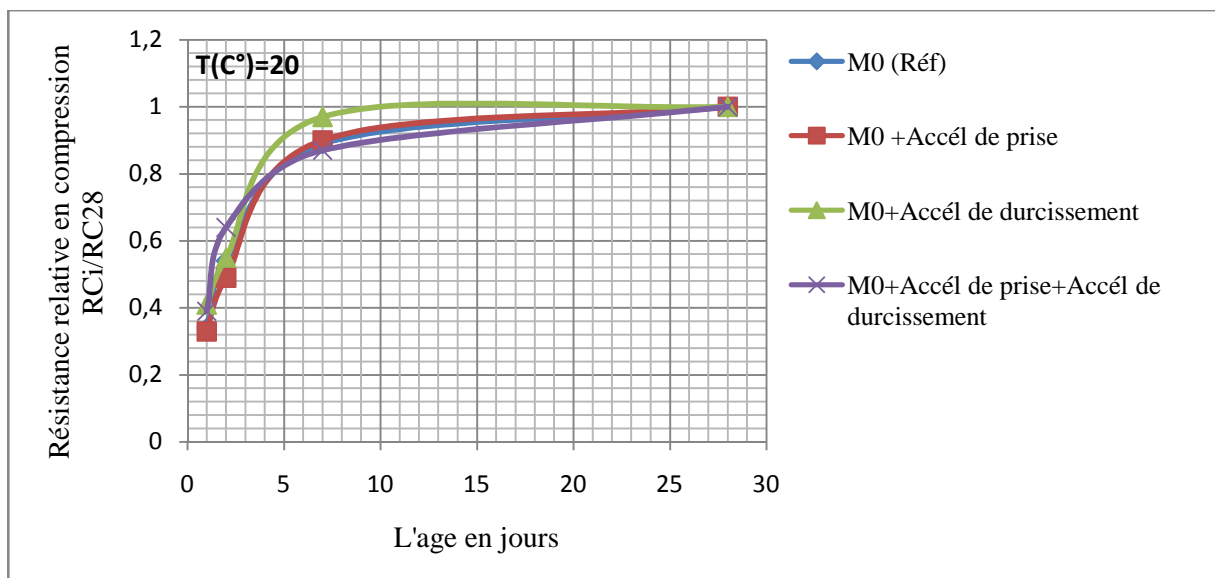


Figure 4.1 : Variation de la résistance relative en compression des mortiers confectionnés aux différents adjuvants et leurs dosages en fonction de temps.

4.2 Forme générale d'un cycle de traitement thermique :

Dans sa forme la plus générale, un cycle de traitement thermique comporte quatre (04) phases, définies chacune par un couple durée-température ou bien par une vitesse.

- La phase de prétraitement.
- La phase de montée en température.
- La phase de maintien à la température de palier.
- La phase de refroidissement.

En pratique les différentes phases de traitement sont moins marquées que celles donnée par le cycle théorique ainsi la phase de prétraitement peut être effectuée à la température légèrement croissante, notamment lorsque la température de départ des constituants du mortier, béton et basse.

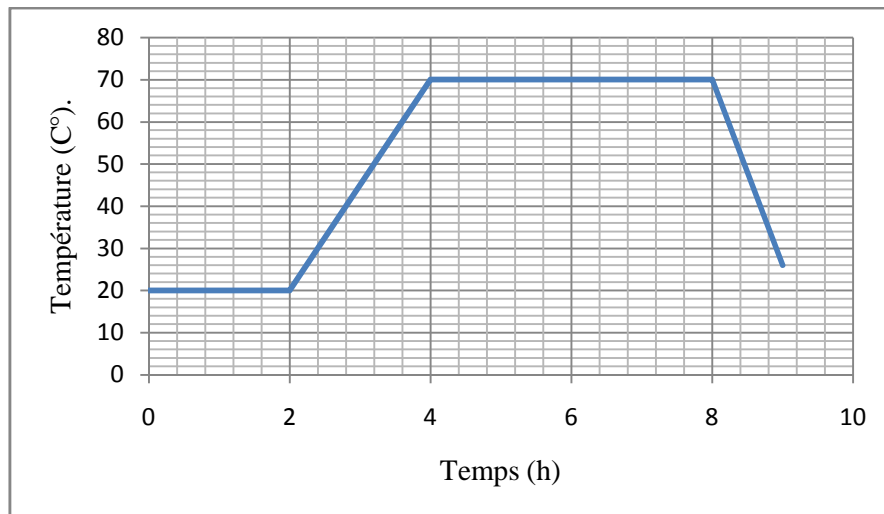


Figure 4.2 : Forme générale d'un cycle.

4.3 Calcul de l'âge équivalent :

- On trace le cycle (température-temps) correspond au traitement prévu figure 4.2,
- On procède au découpage de ce cycle en tranches verticales d'une (01) heure,
- On détermine la température moyenne de chaque intervalle et les coefficients (k) correspondent,
- On effectue la somme des coefficients « K » ainsi trouvés (l'intervalle des temps e.

L'âge équivalent ainsi trouvé est reporté sur les courbes de la résistance en compression.

Il donne une résistance relative $\frac{RCI}{R28} = Te$

Le rapport Ea/R est caractéristique d'un ciment donné, il est principalement lié à la résistance à 2 jours du ciment R_{2j} (MPa) et peut être calculé avec la formule suivante :

$$Ea/R = 10300 - 1800 \ln(R_{c2j}).$$

Le calcul de rapport Ea/R ainsi que l'évolution du temps équivalent sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

4.3.a Mortier M0 (Réf) :

Age ti(h)	Ti (C°)	Timoy (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{T_{imoy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$.ti (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-5314\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-5314\left(\frac{1}{318} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-5314\left(\frac{1}{343} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-5314\left(\frac{1}{321} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 4.1 : Calcul de l'âge équivalent du mortier M0 (Réf).**4.3. b Mortier (M0+ Accélérateur de prise) :**

Age ti(h)	Ti (C°)	Timoy (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{T_{imoy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$.ti (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-5170\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-5170\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-5170\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-5170\left(\frac{1}{321} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 4.2 : Calcul de l'âge équivalent du mortier (M0+ Accélérateur de prise).

4.3.c Mortier (*M0+ Accélérateur de durcissement*) :

Age t_i (h)	T_i (C°)	T_{moy} (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{T_{moy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$	t_i (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-4990\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-4990\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-4990\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-4990\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 4.3 : Calcul de l'âge équivalent du mortier (*M0+Accélérateur de durcissement*).**4.3.d Mortier (*M0+Accélérateur de prise et de durcissement*) :**

Age t_i (h)	T_i (C°)	T_i moy (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{T_{moy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$	t_i (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-4612\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-4612\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-4612\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-4612\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 4.4 : Calcul de l'âge équivalent du mortier (*M0+Accélérateur de prise et de durcissement*).

D'après les résultats on observe que les quatre (04) mortiers possèdent elle la même valeur de temps équivalent égale : 9H.

En se reportant sur la courbe déterminée précédemment on :

1. pour le mortier *MO (Réf)* ; $T_e=9h, \frac{R_{ci}}{R_{c28}}=0.08, R_{ci}=2.35\text{MPa}$.
2. pour le mortier (*MO+Accélérateur de prise*), $T_e=9h, \frac{R_{ci}}{R_{c28}}=0.08, R_{ci}=2.83\text{MPa}$.
3. pour le mortier (*MO+Accélérateur de durcissement*), $T_e=9h, \frac{R_{ci}}{R_{c28}}=0.08, R_{ci}=2.76\text{MPa}$.
4. pour le mortier (*MO+Accélérateur de prise et de durcissement*), $T_e=9h, \frac{R_{ci}}{R_{c28}}=0.08,$

$R_{ci}=2.96\text{MPa}$.

Donc, on bout de 11h de traitement thermique de $T(^{\circ}\text{C})=20$ jusqu'à 70 puis chute d'environ 26°C . On peut estimer que les quatre (04) mortiers précédents à atteints une résistance de $R_{Te}=2.35\text{MPa}, 2.83\text{MPa}, 2.76\text{MPa}, 2.96\text{MPa}$ respectivement.

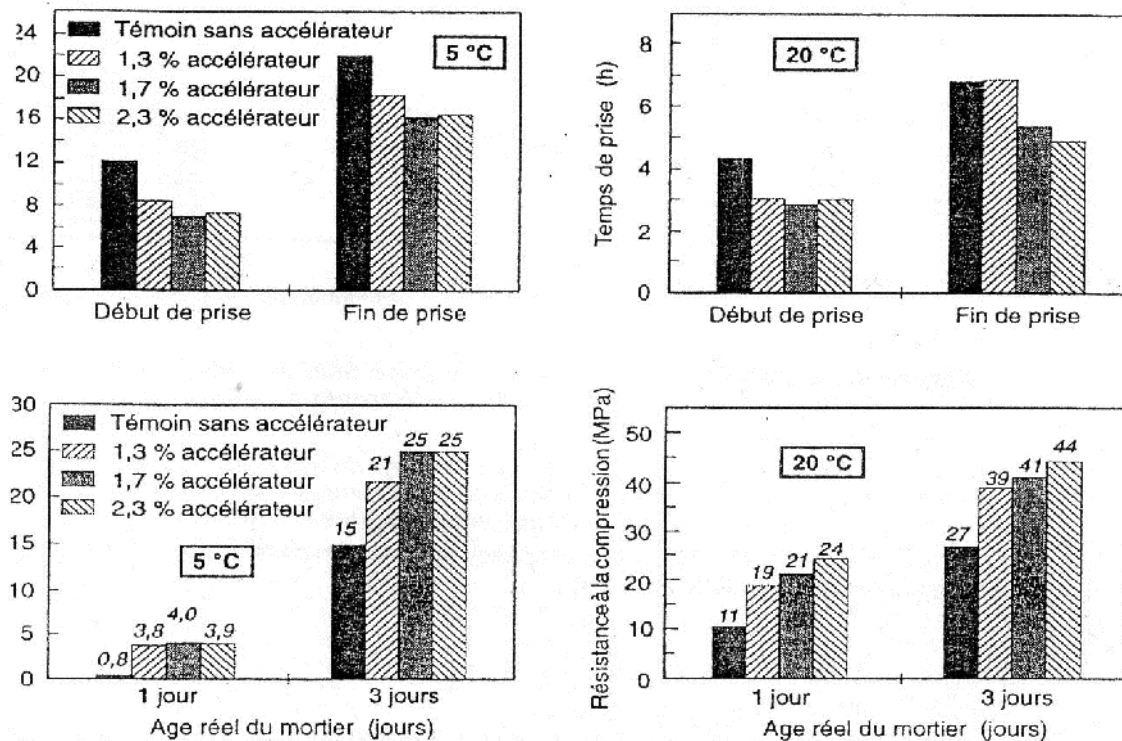
On constate que R_{te} de mortier (*MO+Accélérateur de prise et accélérateur de durcissement*), augmenté légèrement, elle présente un taux d'augmentation d'environ : 26% ,4.59%,7.25% respectivement au mortier *MO (Référence)*, mortier (*MO+Accélérateur de prise*), mortier (*MO+Accélérateur de durcissement*), ce la signifie que, l'effet combiné des deux adjuvants sur le mortier (matrice cimentaire) est positif. Elle accélère le processus d'hydratation du ciment par réduit le temps de début et de fin de prise, ainsi densifié la microstructure de la pâte de ciment durci, donc amélioré la résistance initiale.

4.4 Conclusion et perspectives :

L'utilisation de la notion de l'âge équivalent en utilisant la loi d'arrhenius donne des résultats acceptables, pour les différents mortiers que nous avons étudiés.

Finalement on peut dire que ,le concept de l'âge équivalent peut être appliqué dans le cas des mortiers à forte dosage en accélérateur de prise et accélérateur de durcissement mais, en prenant en compte l'action des adjuvants (*accélérateur de prise et accélérateur de durcissement*) qui modifient le durcissement à courte terme se qui favorise la résistance initiale du matrice cimentaire.

- Le ciment utilisé est un CPA-CEMI42.5 PM/ES. Bien que, ces résultats montrent l'efficacité de l'accélérateur à 5°C (diminution du temps de début de prise de 4 heures et augmentation importante de la résistance à 1 jour, 3.8MPa contre 0.8MPa, pour un dosage de 1.3%, il reste que les résistances mesurées à 5°C sur les mortiers avec accélérateur sont très nettement inférieurs à celles mesurées à 20°C sur les mortiers sans accélérateur. Dans ce cas, l'accélérateur ne permet pas de compenser l'influence de la température sur la résistance à court terme.



a- Temps de prise, b- résistance à la compression.

Figure 4.3 : Influence d'un accélérateur de prise sur le temps de prise et la résistance à la compression à court terme mesurée sur mortier normalisé conservé à 5 et 20°C.

- Le docteur Laetitia D'ALOIA [53] (l'institut national des sciences appliquées de LYON) a montré que l'allure générale des résultats des essais effectuée sur un mortier normal avec un ciment type CPA 55 de rapport E/C= 0.5 que l'augmentation de la résistance est d'autant plus rapide que la température est plus élevée cela est due à l'influence cinétique de la température sur le court terme. La résistance à 28 jours est d'autant plus faible que la température est élevée c'est l'influence thermodynamique de la température au jeune âge sur la résistance à long terme.

Ce pendant on notera que les résultats obtenus à 20°C° et 30°C° sont parfois très proche, ce qui rend l'exploitation délicate du calcul de l'énergie d'activation entre ces deux isothermes. Un calcul d'énergie d'activation analogue à celui mené en compression, semble pouvoir être mené en traction –flexion.

Les résultats obtenus sur mortier normal confirment l'influence néfaste d'une température élevée au jeune âge sur les résistances à long terme.

En compression, les chutes de résistance à 28 jours, sont de l'ordre de 7 et 14% respectivement entre 20 et 30°C°, et entre 20 et 40°C°. En traction, les valeurs sont quasiment équivalentes : 7.5 et 15%. Ces chiffres sont plus faible que ceux obtenu mais néanmoins significatifs.

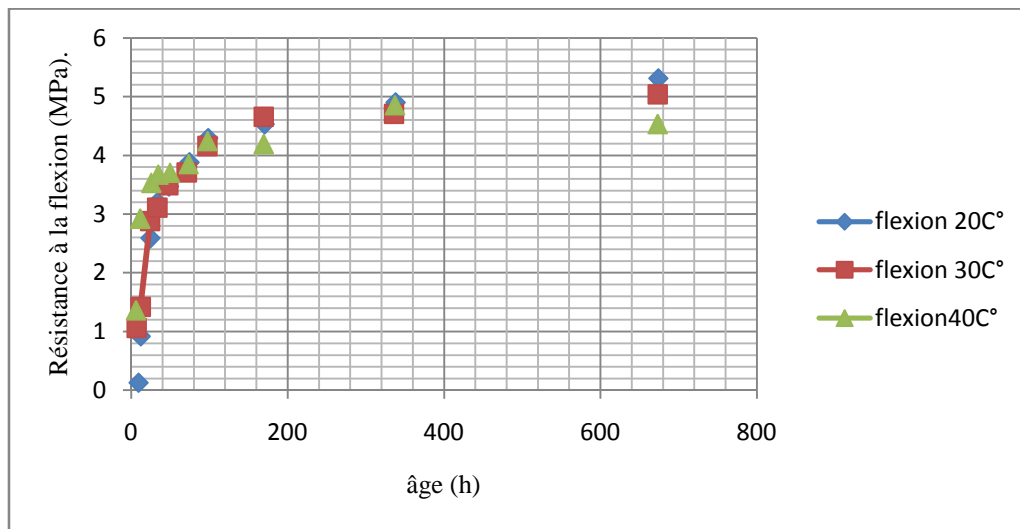


Figure 4.4 : Variation de la résistance à la flexion du mortier normal sous différents traitements thermiques : à $T(C^{\circ})=20, 30,40$.

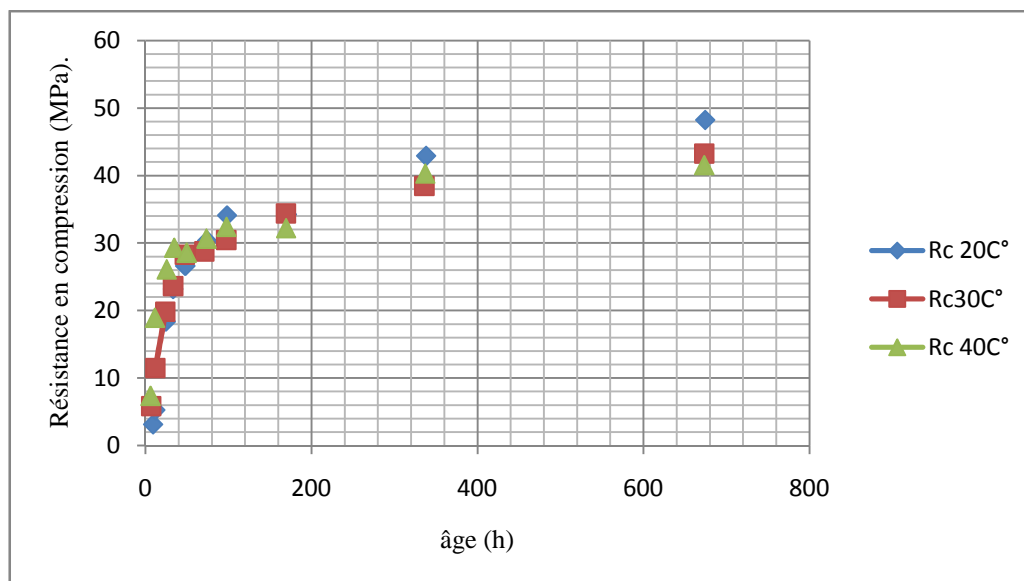


Figure 4.5 : Variation de la résistance à la compression du mortier normal sous différents traitement thermique : à $T(C^{\circ})=20, 30,40$.

Le choix du model d'interpolation influe sur les résultats de l'énergie d'activation. On préfère les modèles à double concavité type **Byfors** ou **Helland** qui conduisent à des résultats comparables aux modèles à simple concavité. Les termes de prise extrapolés par les modèles à simple concavité peuvent être complètement erronés et leur description du développement de la résistance au très jeune âge reste moins bonne que celle des modèles à double concavité. Les valeurs de E_a en compression et en traction sont comparables. Ce qui ouvre des perspectives intéressantes en matière de prévision d'autres grandeurs au jeune âge.

Les énergies d'activation de prise sont plus faibles que celles obtenues à partir des courbes de développement de la résistance au jeune âge ce qui impose une gestion particulière du temps de prise lors de l'application de la méthode du temps équivalent.

On préconisera un calcul de « E_a » avec normalisation préalable des courbes de résistance. Ce calcul avec normalisation est justifié par l'influence significative de la température de cure sur la résistance à long terme (15% pour le mortier normale entre 20 et 40°C à 28 jours) [53].

4.5 La liste des courbes présentées :

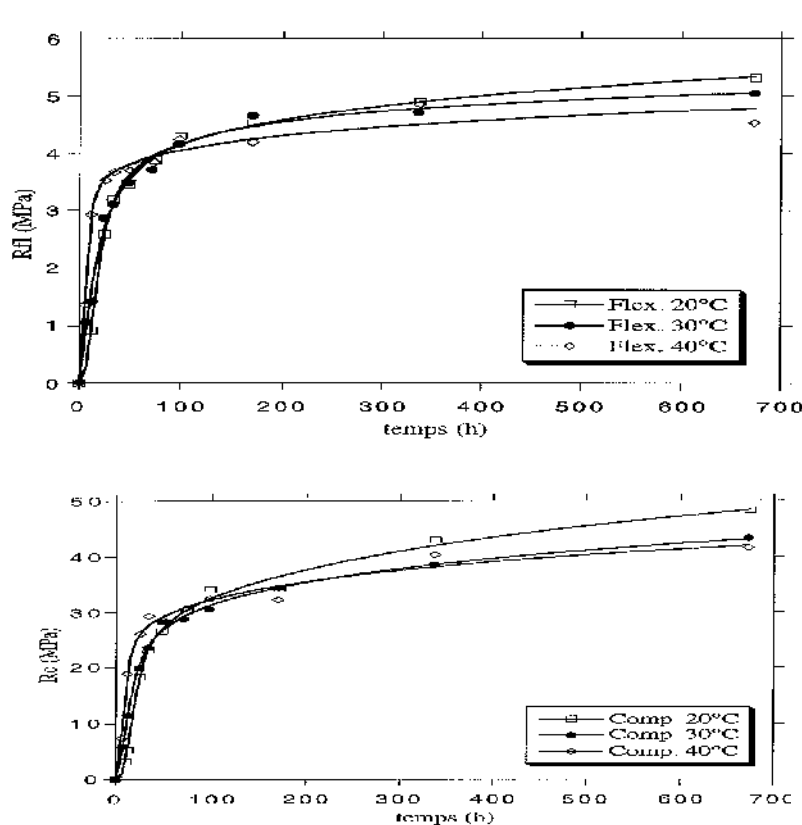


Figure 4.6 : Modèle de Byfors.

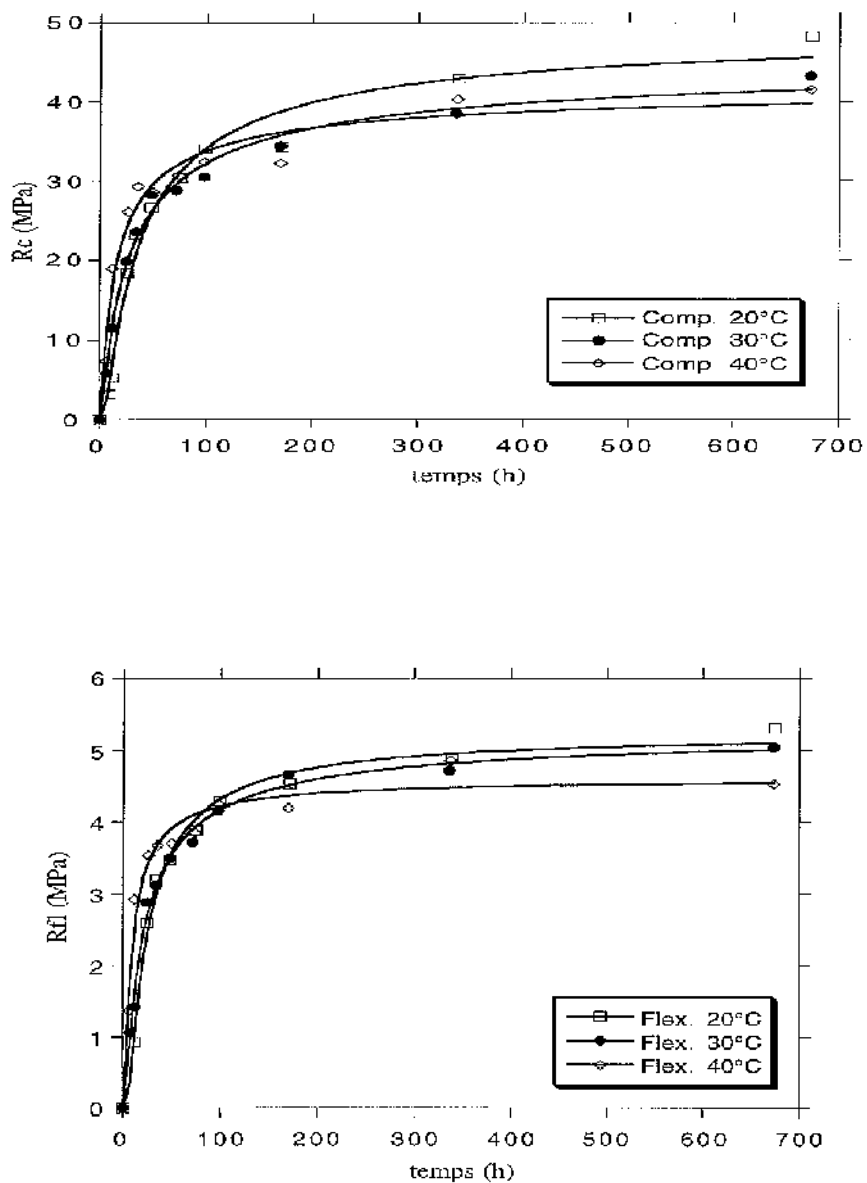


Figure 4.7 : Modèle de Helland.

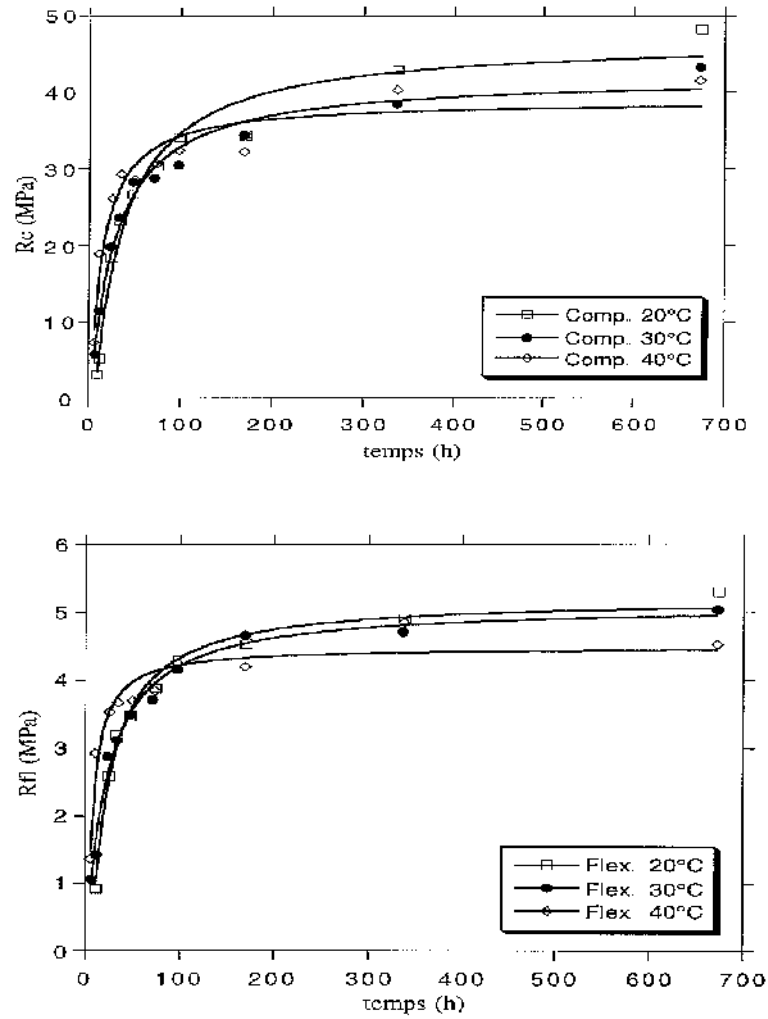


Figure 4.8 : Modèle hyperbolique.

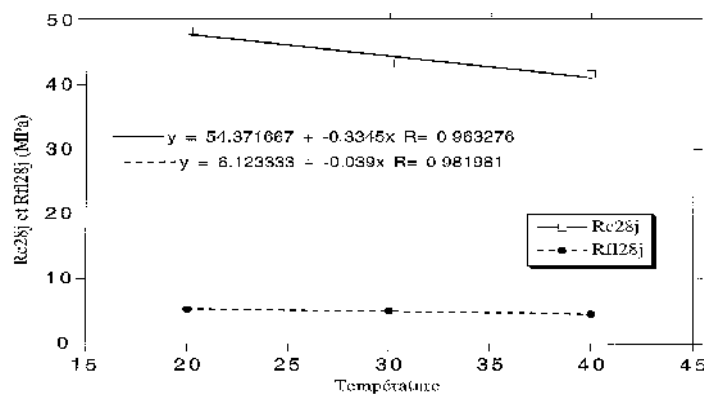


Figure 4.9 : Variation de la résistance à la flexion et la résistance en compression des mortiers aux différents cycles thermiques.

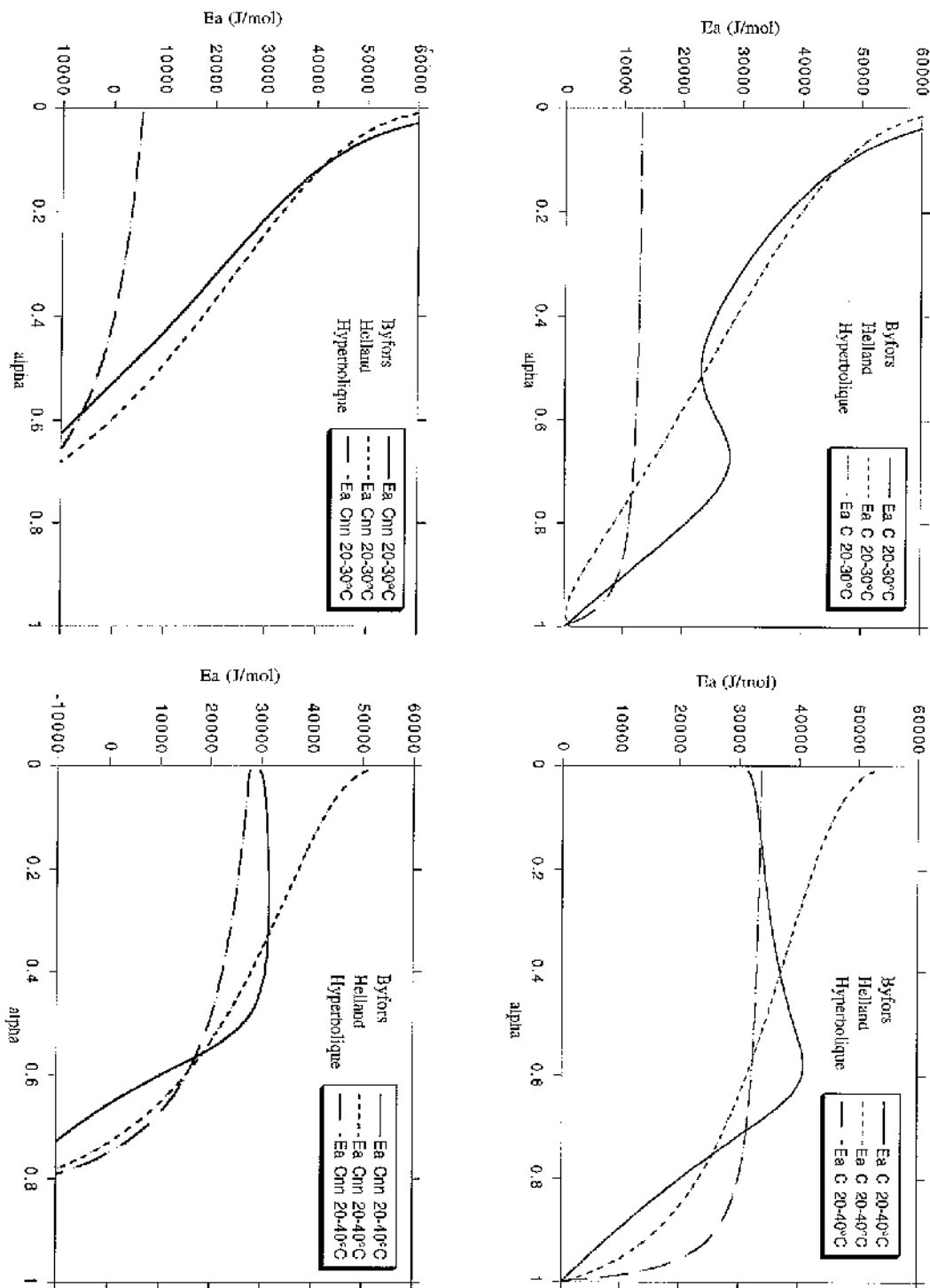


Figure 4.10 : Courbes d'évolution de Ea en fonction de α : influence du modél d'interpolation

a- Compression.

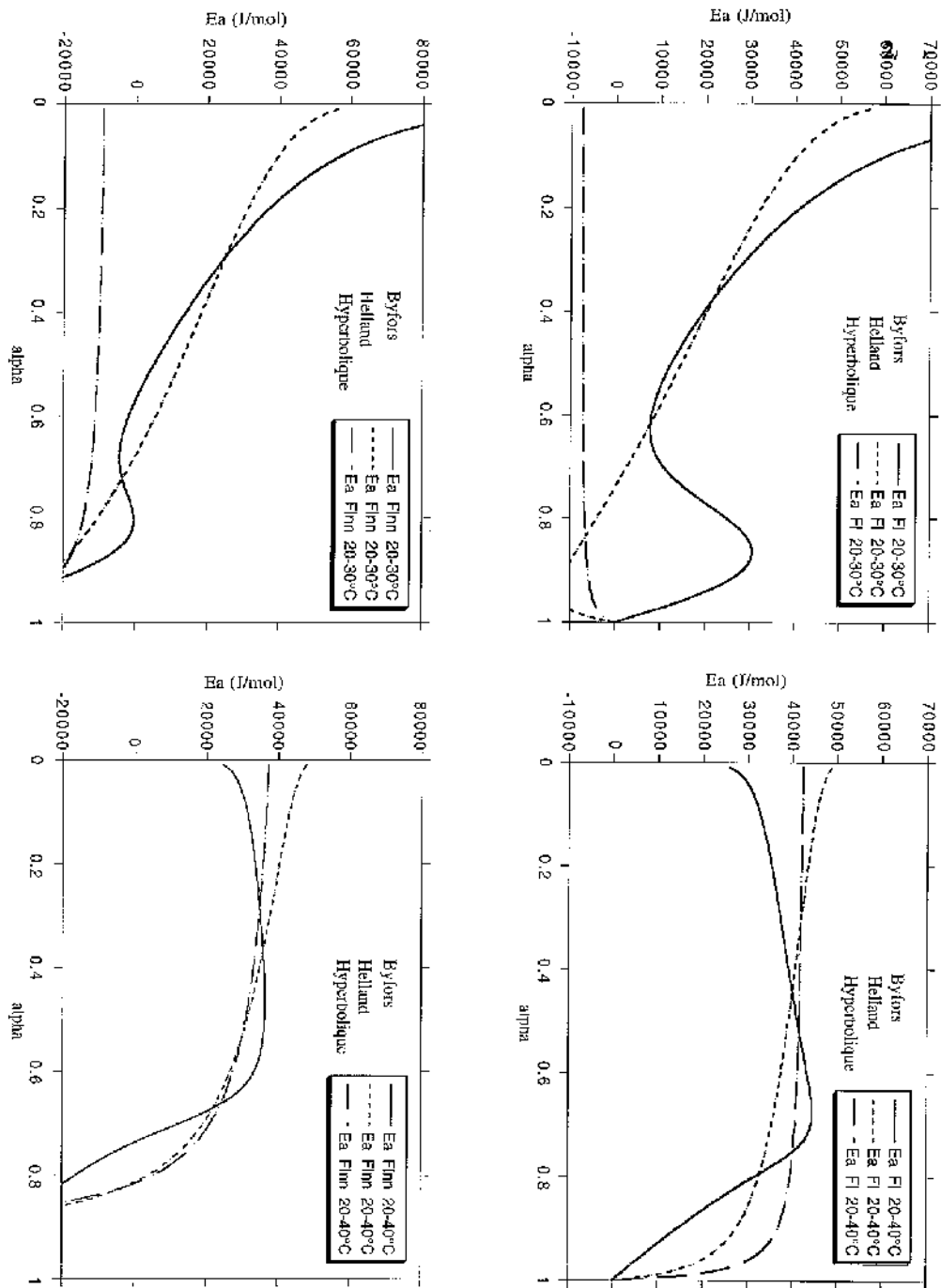


Figure 4.11 : Courbes d'évolution de Ea en fonction de α : influence du model d'interpolation

a- Flexion.

CHAPITRE 05:**UTILISATION DES ACCELERATEURS DE PRISE ET DES SUPERPLASTIFIANTS
DANS LES BETONS.****5.1 Caractérisation des bétons avec et sans adjuvant (Accélérateur de prise) :****5.2 Introduction :**

Les études relatées, ont montré que, l'incorporation des adjuvants dans les mélanges cimentaires peut engendrer dans certains cas des modifications significatives sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des matériaux cimentaires.

L'approche méthodologie utilisé pour cette étude consiste en premier la substitution volumique constante de ciment avec le super plastifiant.

En seconde fois effectuée un substitution volumique constant avec les adjuvants (super plastifiant et l'accélérateur de prise).dans des bétons dont le volume absolu de l'ensemble des phases solides, constituants demeure constant par atteindre l'objectif visé par l'étude nous avons mesuré presque tous les paramètres qui caractérisant les propriétés rhéologiques des bétons : *BO (Réf)* (avec super plastifiant) et (*BO+ Accélérateur de prise*), et nous nous sommes particulièrement intéressé aux propriétés suivantes :

La densité, la maniabilité et l'air occlus des bétons aux différentes substitutions d'adjuvants.

L'affaissement au cône d'abrams, l'étalement sur table.

Le travail expérimentale à été conduit en considération un ciment de type CPJ CEMII/42.5 couramment utilisé à l'est algérien, afin d'étudier l'effet de la nature du ciment sur les propriétés des bétons. Avec l'adjuvant (superplastifiant) et (superplastifiant et l'accélérateur de prise).

Pour les besoins de l'étude des caractéristiques rhéologiques et mécaniques des bétons *BO (Réf)* (avec super plastifiant) nous avons réalisé pour un ciment CPJ CEMII/42.5.

Deux (02) formulations, chaque formulation à nécessité en moyen un (01) gâché qui ont été testées par une vibration en deux couches dix (10) choc par couche .Pour chaque formulation, nous avons confectionné six (06) éprouvettes 100x100x100 mm³ qui ont été testés en compression simple ce qui entraîne :

Douze (12) essais d'auscultation sonique puis testés en compression simple de différent âges ; 1j, 2j, 7j, 28j, à $T(C^\bullet)=20$.

Deux (02) formulations, chaque formulation à nécessité en moyen un (01) gâché qui ont été testées par une vibration en deux couches dix (10) choc par couche pour chaque formulation, nous avons confectionné six (06) éprouvettes 100x100x100 mm³ qui ont été testés en compression simple ce qui entraîne :

Douze (12) essais subit à un traitement thermique $T(C^\bullet)=40$ durant 24h, puis en effectuée des essais de compression de différent âges ; 1j, 2j, 7j, 28j.

Deux (02) formulations, chaque formulation à nécessité en moyen un (01) gâché qui ont été testées par une vibration en deux couches dix (10) choc par couche pour chaque formulation, nous avons confectionné six (06) éprouvettes 100x100x100 mm³ qui ont été testés en compression simple ce qui entraîne :

Douze (12) essais subit à un traitement thermique variable $T(C^{\bullet})=20$ (pendant 2h), $T(C^{\bullet})=70$ (pendant 4h) , $T(C^{\bullet})=70$ (pendant 4h), $T(C^{\bullet})=26$ (pendant 01h), puis en effectuée des essais de compression aux différents incréments de temps.

Les deux types du béton ordinaire à été formulé selon la méthode graphique de Dreux-Grorisse, que consiste à étudier le meilleur arrangement des granulats de manière à obtenir la meilleur compacité le rapport E/C été prise égale à 0.36 et la résistance en compression visée après des gâchées d'essais, les dosages de constituant ont été corrigé et sont portés sur les **tableaux.5.1) et 5.2).**

Les compositions théoriques des bétons **B0 (Référence)** et béton adjuvanté (**B0+Accélérateur de prise**) à base du ciment (CPJCEMII 42.5) et les caractéristiques rhéologiques (affaissement au cône d'abrams,) l'étalement, la maniabilité, l'air occlus) et les caractéristiques mécaniques (Résistance en compression, Résistance à la traction) sont portés sur les **tableaux.5.1) ,5.2).**

Constituants	Dosage (kg) /m ³ , (l) /m ³
L'eau.	176.25
Ciment.	500
Sable.	632.50
Gravier G1(5/15).	137.50
Gravier G1(15/25)	962.50
Super plastifiant MEDAFLOW 145	6.75

Tableau 5.1 : Composition de béton B0 (Référence).

Constituants	Dosage (kg) /m ³ , (l) /m ³
L'eau.	176.25
Ciment	500
Sable.	632.50
Gravier G1(5/15)	137.50
Gravier G1(15/25)	962.50
Super plastifiant MEDAFLOW 145	6.75
Accélérateur de prise MEDA CCEL CL T85	3.75

Tableau 5.2 : Composition de béton adjuvanté (B0+ Accélérateur de prise).

	<i>B0 (Référence)</i>	<i>(B0+ Accélérateur de prise).</i>
Mode de cure	L'eau	L'eau
E/C	0.36	0.36
G/S	1.74	1.74
Affaissement (cm)	19	17
Étalement (cm)	33.25	37.50
Maniabilité (s)	4.00	4.06
Air Occlus. (%)	5.35	5.10
Rc ₁ (MPa)	2.88	7.04
Rt ₁ (MPa)	0.77	1.02
Rc ₂ (MPa)	3.24	11.37
Rt ₂ (MPa)	0.79	1.28
Rc ₇ (MPa)	22.44	27.66
Rt ₇ (MPa)	1.94	2.26
Rc ₂₈ (MPa)	33.85	35.19
Rt ₂₈ (MPa)	2.63	2.71

Tableau 5.3 : Evaluation les caractéristiques rhéologiques du Béton *B0 (Référence)* et Béton *(B0+Accélérateur de prise)*.

Etape 1 formulation d'un béton ordinaire de référence :

- 1.1 Le béton de départ est formulé avec la quantité de liant susceptible de fournir la résistance recherchée.
- 1.2 On optimise le squelette granulaire avec la méthode de Dreux-Gorisse.
- 1.3 On fixe un dosage en super plastifiant à 1.6%.
- 1.4 On fixe un rapport E/C=0.36.
- 1.5 On ajuste finalement la quantité d'eau pour obtenir un affaissement au cône > 16cm .

Etape 2 courbe de saturation en super plastifiant :

- 2.1 À partir du béton de référence ci-dessus on déduit les proportions d'un coulis de référence sur ce premier coulis, on fait une mesure de diamètre d'écoulement de référence au cône de March.
- 2.2 On procède ensuite à différentes mesures du temps d'écoulement sur différents coulis pour lesquels on fait varier uniquement le dosage en super plastifiant.
- 2.3 On construit le graphique diamètre en fonction du dosage en super plastifiant pour en déduire la dose de saturation.

Etape 3 formulation d'un béton adjuvanté :

- 3.1 Le béton de départ est formulé avec la quantité de liant susceptible de fournir la résistance recherchée.
- 3.2 On optimise le squelette granulaire avec la méthode de Dreux-Gorisse.

3.3 On fixe un dosage en super plastifiant à 1.6%.

3.4 On fixe un dosage en accélérateur de prise à 0.75%.

3.5 On fixe un rapport E/C=0.36.

3.6 On ajuste finalement la quantité d'eau pour obtenir un affaissement au cône >16cm.

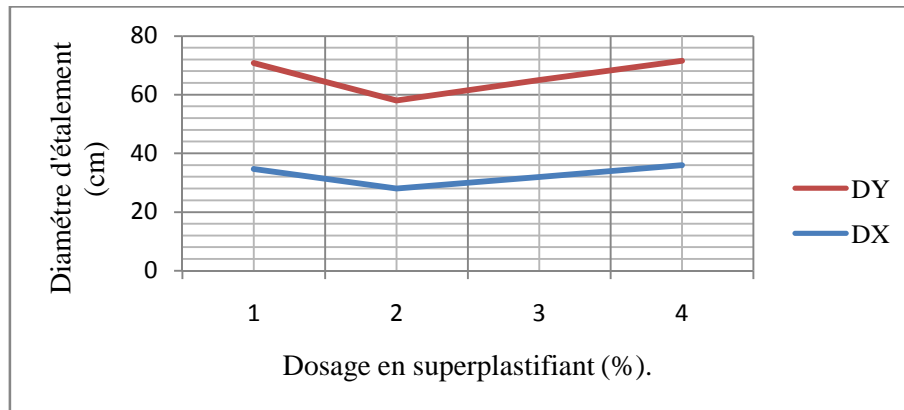


Figure 5.1 : L'évaluation de point de saturation du super plastifiant.

5.3 Caractéristiques des matériaux de base :

5.3.1 Ciment CPJ CEMII/A 42.5 :

Composition chimique (%)									
CEMII	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Cl	Na ₂ O	PF/PAF à 975C°
	22-28	3-3.6	5-6	55-65	1-2	1.8-2.5	0-0.01	0.1-0.16	1-2
Composition minéralogique (Bogue).									
Phases	C3S	C2S	C3A	C4AF					
	3 CaO.2SiO ₂	2CaO.2SiO ₂	3CaO.AL ₂ O ₃	4CaO.AL ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃					
% massique	55-65	10-25	8-12	9-13					

Tableau 5.4 : Composition chimique et minéralogique du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).

Caractéristique Physique					
Retrait sur mortier µm/m	Consistance normale	Début de prise	Fine de prise	Expansion à chaud	Surface Blaine cm ² /g
100	25	60	150-250	10mm	3300-4000

Tableau 5.5: Caractéristiques physiques du ciment (CPJ-CEMII/A 42.5).

L'âge	Caractéristique Mécanique	
2j	12.50	3.0-4.0
7j	25-35	5.0-6.50
28j	42.5-52.5	6.50-8.50

Tableau 5.6 : Caractéristiques mécaniques du ciment (CPI-CEMII/A 42.5)

La courbe granulométrique du ciment est présentée sur la **figure .2.1** du chapitre 2.

5.3.2 Granulat :

5.3.2.1 Description :

Les granulats utilisée dans cette recherche sont produits localement dans la ville de GUELMA zone Frère Boussalba -El Fedjoudj- ce sont des matériaux calcaires concassés rugueux et propres. Les classes granulaires utilisées pour la confection des bétons sont G1 (5/15), G2 (15/25) pour le gravier.

Les principales caractéristiques et la granulométrie du gravier G1 (5/15), G2(15/25) sont récapitulées dans les **tableaux 5.7 et 5.8**.

Désignation	Masse volumique Absolu (Kg/m ³).	Densité	Teneur en eau (%)	Coefficient d'absorption (%)
Gravier G1 (5/15)	2617.00	2.62	81.67	81.67
Gravier G2 (15/25)	2662.91	2.66	81.66	78.87

Tableau 5.7 : Caractéristiques physiques du Gravier G1 (5/15).

Ouverture des mailles (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat (%)
50.00	0.00	0.00	0.00	100
37.50	0.00	0.00	0.00	100
28.0	0.00	0.00	0.00	100
14.0	280.0	280.0	56.0	44.0
10.0	205.0	485.0	97.0	03.0
05.0	15.0	500.0	100.0	0.00
02.0	0.00	0.00	0.00	100
Passant 2mm Soit 63 µm	0.00	0.00	0.00	100

Tableau 5.8: Granulométrie du Gravier G1(5/15) utilisé.

Ouverture des mailles (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat (%)
50.00	0.00	0.00	0.00	100.0
37.50	0.00	0.00	0.00	100.0
28.0	0.00	0.00	0.00	100.0
14.0	495	495	99.00	1.00
10.0	0.00	495	99.00	1.00
05.0	0.00	495	99.00	1.00
02.0	0.00	495	99.00	1.00
Passant 2mm Soit 63 μ m	0.00	495	99.00	1.00

Tableau 5.9: Granulométrie du Gravier G2(15/25) utilisé.

5.3.4 Sable :

Le sable utilisée pour toutes les formulations de cette étude est un sable de mère couramment utilisé pour la confection des bétons ordinaires et bétons adjuvanté :

Le gisement de prélèvement de ce sable se trouve au niveau de la région BENAZOUZ de la wilaya de SKIKDA.

Les principales caractéristiques et la granulométrie du sable utilisé sont récapitulées dans les **tableaux 5.10 et 5.11.**

Désignation	Masse volumique absolu (Kg/m ³)	Densité	Equivalent de sable(%)	Module de finesse	Coefficient d'absorption (%)	La teneur en eau (%)
Sable de mère	2680.31	2.68	97.50	2.94	11.02	21.67

Tableau 5.10: Caractéristiques physiques du sable.

Ouverture des mailles (mm)	Refus partie (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat (%)
10.00	0.00	0.00	0.00	100.0
5.00	0.00	0.00	0.00	100.0
2.00	0.00	0.00	0.00	100.0
1.18	0.00	0.00	0.00	100.0
0.6	0.00	0.00	0.00	100.0
0.3	30	30	6.25	93.75
0.15	340	370	77.08	22.92
Passant 150 μ m Soit 63 μ m	105	475	98.95	01.05
fond	0.00	475	98.95	1.05

Tableau 5.11: Granulométrie du sable utilisé.

La courbe granulométrique du sable est présentée sur la **figure 5.2**.

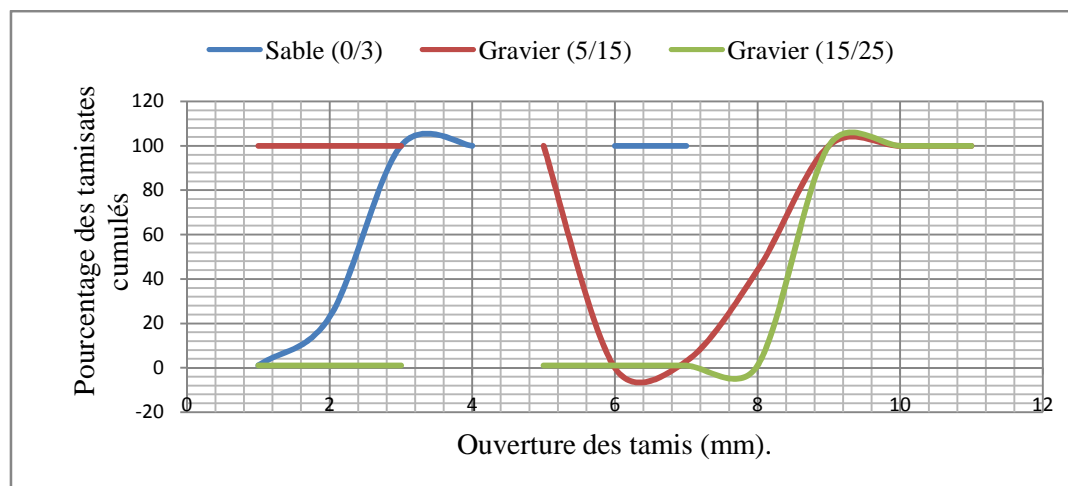


Figure.5.2 : La courbe granulométrique des Granulats.

5.3.5 Le super plastifiant :

Pour la réalisation de ce travail, nous avons choisi un adjuvant conforme à la norme EN 934-2, ce qui permettra de juger son influence sur les performances mécaniques des matériaux cimentaires.

Un adjuvant « SP » haut réducteur d'eau MEDAFLOW 145, produit par Granitex Algérie plage de dosage recommandé : 0.3 à 2.0% du poids de ciment, a été choisi.

Ces principales caractéristiques sont récapitulées dans le **tableau 5.12**.

Caractéristique	forme	Couleur	Densité	PH	Teneur Cl ⁻	Extrait sec
Superplastifiant (MEDAFLOW145)	Liquide	Brai-clair	1.065±0.015	5-6	1 g/l	30±1.50%

Tableau 5.12: Caractéristiques chimiques du super plastifiant.

5.3.6 Accélérateur de prise :

Le même accélérateur de prise MEDA CCELCL T85, produit par Granitex Algérie plage de dosage recommandée : de 0.4% et 0.75% du poids de ciment. Soit 0.4 litre à 0.75 litre pour 100kg de ciment a été choisi. Ces principales caractéristiques sont rappelées dans le **tableau 5.13**.

Caractéristique	Forme	couleur	Densité	PH	Teneur Cl ⁻	Extrait sec
MEDA CCEL T85	Liquide	Ocre	1.00±0.01	9.5-10.5	-	-

Tableau 5.13: Caractéristiques chimiques de l'adjuvant accélérateur de prise.

5.3.7 L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage utilisée dans cette recherche provient du robinet. Sa température est comprise entre 18 et 22°C. L'analyse chimique de l'eau est représentée dans le **tableau 5.14**. Elle répond à toutes les prescriptions de la norme NF18-404 pour le béton.

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 5.14: Caractéristiques chimiques de l'eau. (mg/l).

5.4 Malaxage :

Les constituants sont introduits dans un malaxeur à axe incliné model à tambour 55-CO 196/1 t plus adapté à une utilisation sur site pour la préparation avec une capacité utile 75 litre, puissance 370 watts, **figure 5.3**. Ils sont introduits dans l'ordre suivant : gros éléments, ciment, sable et l'eau de gâchage doit être rajoutée après un malaxage à sec de l'ordre de une (01) min. Le malaxeur continue à tourner pendant deux (02) minutes et ensuite on rajoute l'eau et le super plastifiant (MEDAFLOW145), l'accélérateur de prise MEDA CCEL T85 et on laisse encore le malaxeur faire un troisième malaxage de trois (03) minutes.



Figure 5.3 : Malaxeur à béton.

5.5 Contrôle effectué sur le béton frais :

Nous nous intéressons ici au contrôle du béton frais, à sa sortie du malaxeur en mesurant son affaissement, étalement, l'air occlus, sa densité et aussi la maniabilité.

5.5.1 Affaissement au cône d'Abrams : (Slump-test).

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams ou slump-test est le plus employé pour la mesure de la consistance du béton. Cet essai a été effectué conformément aux prescriptions de la norme EN 12350-2.

Le moule et la plaque d'appui sont légèrement humidifiés avec une éponge, le moule est fixé sur la plaque, le béton est introduit dans le moule en trois (03) couches d'égales hauteurs qui seront mises en place au moyen de la tige de piquage actionnée avec vingt cinq (25) coups par couche (la tige doit pénétrer la couche immédiatement inférieure).

Après avoir arasé en enroulant la tige de piquage sur le bord supérieur du moule, le démoulage s'opère en soulevant le moule avec précaution (entre 5 et 10 secondes).

La mesure doit être effectuée sur le point le plus haut exprimé en « cm » et dans la minute qui suit le démoulage.

La durée totale de l'essai du début du remplissage à la mesure de l'affaissement ne doit pas excéder deux minutes et trente secondes (2mn 30s).

Les affaissements des deux (02) mélanges de béton sont portés dans le **tableau 5.3**.



Figure 5.4 : Cône d'Abrams (Slump-test).

5.5.2 Etalement sur table (Flow-test) :

Cet essai particulièrement adapté aux bétons très fluides, fortement dosé en « SP ». Il a été effectué conformément aux prescriptions de la norme EN12350-5.

Le béton est introduit dans le moule tronconique placé au centre du plateau carré, le béton est mis en place en deux couches et compacté par 10 coups au moyen du pilon en bois dimension $40 \times 40 \text{ mm}^2$, après avoir arasé le béton avec une truelle, le moule est retiré verticalement, le plateau est alors soulevé de 04cm par un côté (le côté opposé étant maintenu par l'articulation) et relâché en chute libre 15 fois de suite en 30 secondes et le béton forme une galette approximativement circulaire et sans ségrégation.

Les étalements des deux (02) mélanges de béton sont portés dans le **tableau 5.3**.

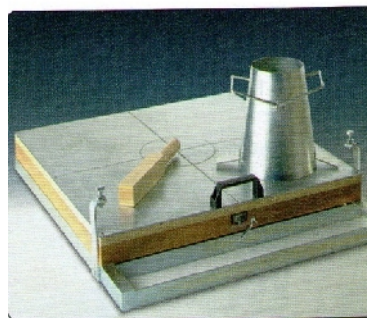


Figure 5.5 : Etalement sur table (Flow-test).

5.5.3 L'air occlus :

La mesure de l'air occlus a été faite à l'aide d'un aréomètre à béton de huit (08) litre. Après compactage le béton est arasé au niveau du bord supérieur du réservoir, ensuite on détermine le poids du réservoir et de son contenu, on nettoie le bord du réservoir et on met le couvercle en place, on remonte l'ensemble en fermant 2 par 2 les attaches rapides en sens diamétralement opposé. En position ouvert mais avec les fixations déjà engagées dans les logements du réservoir, les attaches doivent former un angle d'environ 45° avec le pot qui n'est pas fermé hermétiquement cela signifie en général que le couvercle n'est pas bien positionné ou que le bord du pot n'est pas entièrement propre.

Remplir maintenant d'eau à travers une des valves en utilisant une pissette pendant que l'air s'échappe par l'autre valve.

Libérer la pompe, en dévissant la poignée rouge et agir sur la pompe à main (poignée rouge) jusqu'à ce que l'aiguille noire du manomètre arrive au repère rouge (pression initiale).

Si la pression décroît légèrement après quelques secondes il faut corriger en utilisant la pompe rouge pour ramener l'aiguille sur le repère rouge. Si l'aiguille a dépassé ce repère il faut faire chuter légèrement la pression en agissant sur le poussoir noir (CORRECTION).

Fermer maintenant les deux valves sphériques et poussoir vert (Essai) jusqu'à stabilisation de la pression. Tapoter légèrement sur le manomètre jusqu'à stabilisation complète de l'aiguille.

Le pourcentage d'air occlus peut maintenant se lire directement sur le cadran.

Le pourcentage d'air occlus des deux (02) mélanges de béton sont portés dans le **tableau 5.3**.



Figure 5.6 : Aréomètre à béton de huit (08) litre.

5.5.4 Densité réelle du béton :

Pour la mesure de la densité réelle du béton frais, on s'est servi de la chambre inférieure de l'aéromètre à béton **figure 5.7**. La densité réelle est obtenue à partir de la différence de poids du récipient (pesé vide puis rempli de béton divisée par le volume de cette chambre (huit litres).

La densité réelle est donc calculée par l'expression suivant :

$$= \frac{P_{\text{plain}} - P_{\text{vide}}}{v} \quad \text{ou :}$$

: densité du béton frais ; P_{plain} : poids du récipient plein.

P_{vide} : poids du récipient vide ; V : volume du récipient.



Figure 5.7 : Masse volumique du béton.

5.5.5 La maniabilité :

La maniabilité des bétons est mesurée au maniabilimètre –A- de dimension (30cmx30cmx30cm) conformément à la norme NFP-18-437. Le béton est introduit dans la partie la plus grande délimitée par la cloison puis mis en place en quatre (04) couches, chaque couche étant soumise à six (06) coups au moyen de la tige de piquage. Quatre (04) minutes après la fin du malaxage la cloison est retirée provoquant la mise en route du vibreur et le déclenchement d'un chronomètre par l'opérateur. Sous l'effet de la vibration le mortier s'écoule, le chronomètre est arrêté quand le béton atteint le repère sur les parois opposées du boîtier. Le temps « t » mis par le béton pour s'écouler caractérise sa consistance ce temps sera d'autant plus court que le béton sera plus fluide (ou plus maniable).

Les mesures de la maniabilité des deux (02) mélanges de bétons sont portés dans le **tableau.5.3**.



Figure 5.8 : Maniabilimètre –A-

5.6 Résultats et discussion :

5.6.1 Effet du type des adjuvants :

5.6.1.1 Masse volumique des bétons frais :

La variation volumique des bétons adjuvanté (avec super plastifiant) seulement et avec un super plastifiant et accélérateur de prise est représentée sur la **figure.5.9**.

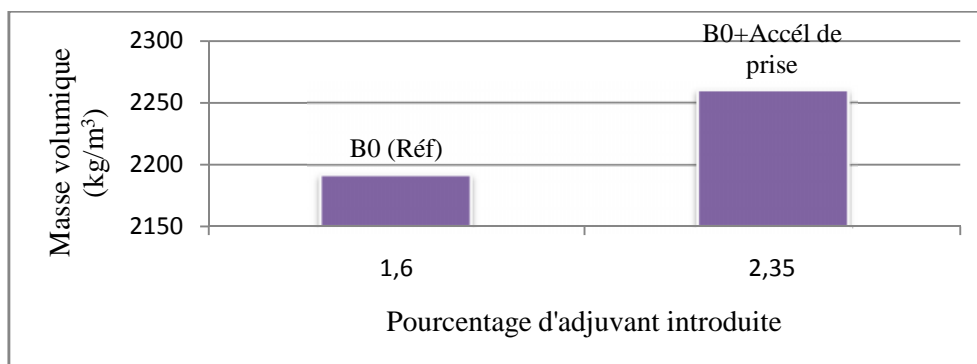


Figure 5.9 : Variation de la masse volumique des bétons au différent dosage de superplastifiant (1.6%) et superplastifiant +accélérateur de prise (2.35%).

Les résultats obtenus pour les deux types du béton frais *BO(Réf)*, béton Adjuvanté (*BO+Accélérateur de prise*) indique que : une léger d'augmentation de la masse volumique du béton Adjuvanté (*BO+ Accélérateur de prise*) atteint 3.10% par rapport au béton *BO (Réf)*.

On peut expliquer l'augmentation des masses volumiques, par l'efficacité combinée du super- plastifiant et l'adjuvant accélérateur de prise, le super plastifiant engendre une meilleur dispersion des particules et réduit les frottement entre les grains, modifiant le comportement rhéologique des bétons à l'état frais avant le début de prise, ils modifiant la viscosité.

L'accélérateur de prise accélérer le processus d'hydratation causé une diminution le temps de début et de fin de prise. Ce qui améliorer la densité de la matrice cimentaire donc améliore la masse volumique des bétons.

5.6.1.2 Maniabilité :

Les essais réalisés « mesure du temps d'écoulement », nous ont permis d'étudier pratiquement, et simplement les principaux effets des adjuvants et des super plastifiants sur l'écoulement des pâtes et bétons.

La **figure 5.10** présente la maniabilité des bétons de référence (avec adjuvant super plastifiant et des bétons adjuvantés (avec accélérateur de prise et super plastifiant) une légère amélioration de la fluidité des bétons par les combinaisons des deux adjuvants (super plastifiant et accélérateur de prise) est observée.

L'amélioration de la fluidité des pâtes par les adjuvants à été reportée la plupart du temps comme suit :

On peut expliquer l'augmentation du temps de la maniabilité du béton adjuvanté contenant le super plastifiant et l'accélérateur de prise par l'amélioration de la viscosité ainsi ils permettent de densifier la matrice cimentaire ce qui augmente la densité et provoque un fort accroissement de l'ouvrabilité du mélange.

La densité réelle des deux (02) mélanges de béton est rapportée dans le **tableau 5.3**.

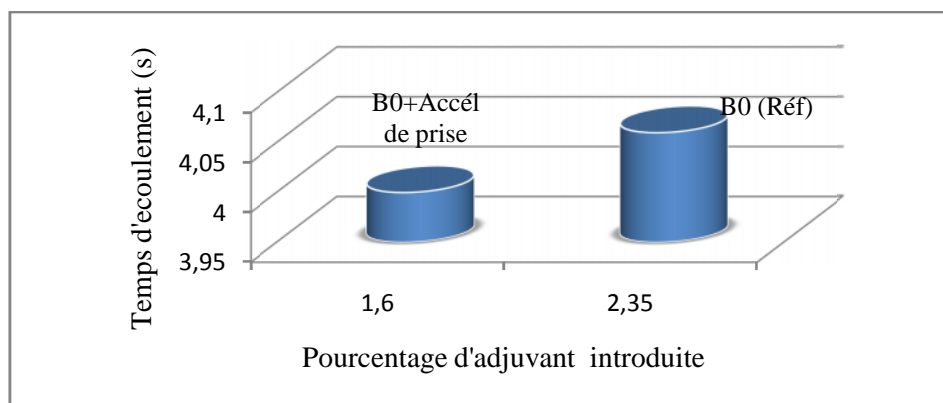


Figure 5.10 : Variation du temps d'écoulement (s) en fonction de type d'adjuvant (Superplastifiant, super plastifiant et accélérateur de prise).

5.6.1.3 Affaissement (cône d'Abrams) :

La variation de l'affaissement au cône d'Abrams des bétons de référence, Béton adjuvanté, à base des ciments (CPJ CEM II 42.5, avec les adjuvants (super plastifiant) MEDAFLOW145, contenant chaque adjuvant et la combinaison des deux est représenté sur la **figure 5.11**.

Nous constatons que l'affaissement du béton frais avec super plastifiant augmente jusqu'à 19 cm, puis décroît avec substitution de l'adjuvant accélérateur de prise pour atteindre 17cm donc l'incorporation de ces adjuvants (super plastifiant) conduit à une augmentation de l'ouvrabilité sans pour autant diminuer les résistances mécaniques.

Cette incorporation (super plastifiant) provoque un fort accroissement de l'ouvrabilité du mélange 16cm. (Béton fluide sans diminution des résistances mécaniques. Elle abaisse le seuil de cisaillement de la pâte et modifie la viscosité. Par contre, l'introduction de l'accélérateur de prise favorise le processus d'hydratation donc provoque un fort dégagement de chaleur ce qui se traduit par une diminution du temps de début et de fin de prise et conduit à une amélioration de la densité (diminution de l'affaissement).

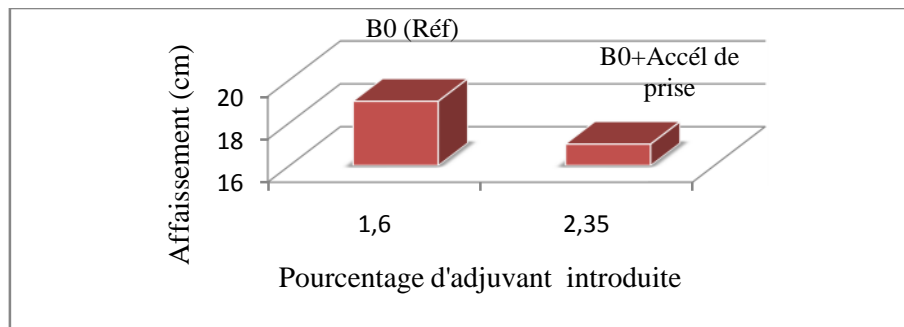


Figure 5.11 : Affaissement en fonction de type d'adjuvant.

5.6.1.4 Consistance (l'étalement) :

La variation d'étalement des bétons : *B0 (Réf)* et (*B0+Accélérateur de prise*) est représentée par la **figure 5.12**).

Nous constatons sur la figure **.5.12**), que l'étalement (consistance) du béton (*B0+Accélérateur de prise*) présente une augmentation de l'ordre de 12.78% par rapport au béton *B0 (Réf)*.

Ces résultats confirment que l'efficacité de l'accélérateur de prise combinée avec l'adjuvant super plastifiant haute réducteur d'eau est importante. Elle améliore la densité de la microstructure de la pâte du ciment hydraté du mélange, diminuer ainsi le temps de début et de fin de prise donc favorise une augmentation de l'étalement (consistance).

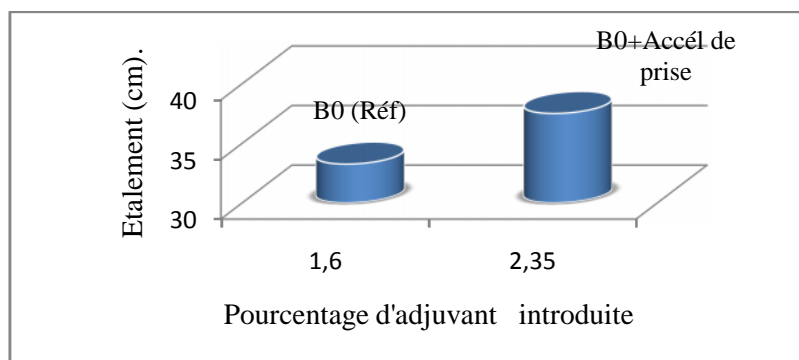


Figure 5.12 : L'étalement en fonction de type d'adjuvant.

La variation de l'affaissement en fonction de l'étalement des bétons adjuvanté avec super- plastifiant, super plastifiant et accélérateur de prise ulistré dans la **figure 5.13**) ci-dessous.

On remarque que l'augmentation d'étalement suivi par une augmentation d'affaissement ci-à-dire que il ya une proportionnalité entre l'affaissement et l'étalement, mais, d'une façon plus forte du béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*) que celle-ci-béton *B0 (Réf)*.

En peut expliquer cette variation par l'effet positif d'adjuvant accélérateur de prise sur le comportement rhéologique des bétons, elle densifie la pâte par l'accélérateur de processus d'hydratation (réduit l'affaissement, l'ouvrabilité, et au même temps contribué à l'augmentation de la consistance par le pouvoir d'augmenté la densité et réduit la teneur en air, augmentée la maniabilité.

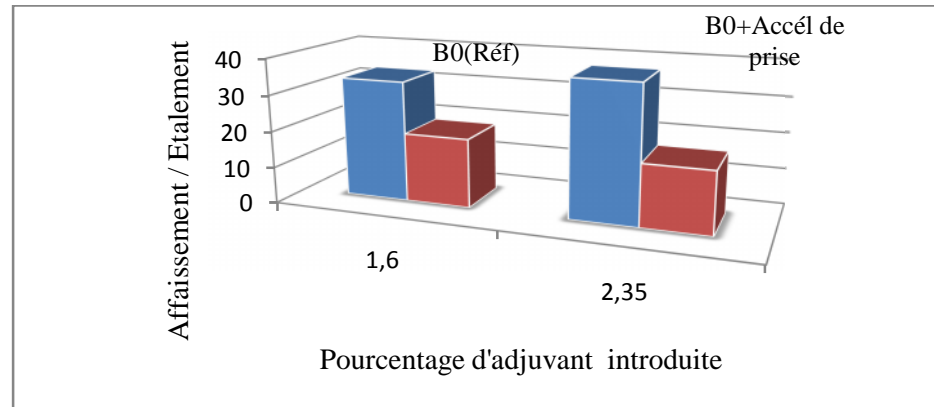


Figure 5.13 : La variation d'affaissement en fonction de l'étalement.

5.6.1.5 Air occlus :

La durabilité du béton dépend de la perméabilité de la pâte de ciment, la quantité d'air dans le béton influe sur le comportement mécanique.

La résistance diminue lorsque la quantité d'air ou de perméabilité augmente.

Les résistances obtenues sont reportées sur la **figure 5.14**.

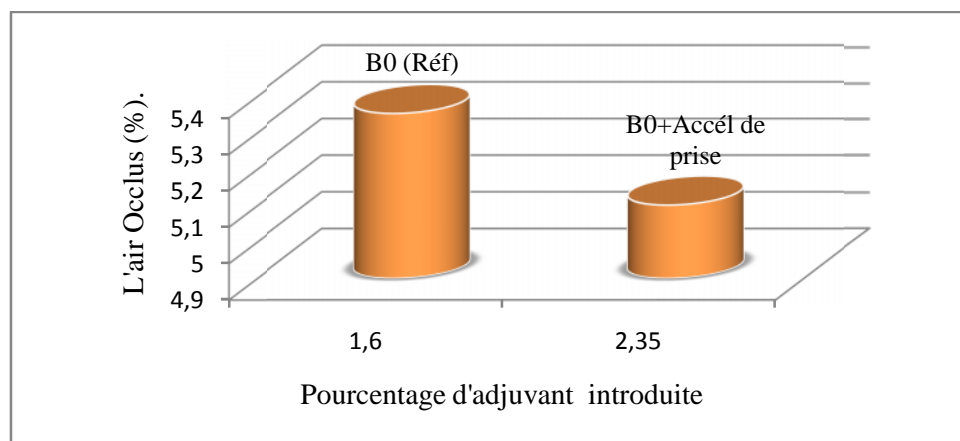


Figure 5.14 : Variation du pourcentage de l'air occlus aux dosages de super plastifiant et super plastifiant +accélérateur de prise.

La figure précédente indique que le contenu d'air diminue à mesure pour les bétons contenant l'adjuvant super plastifiant et l'accélérateur de prise par rapport au béton de référence (avec super plastifiant MEDAFLOW145).

On en peut expliquer cette diminution par l'efficacité combiné des deux adjuvants (super plastifiant et accélérateur de prise). Les unes des autre sur le béton (particules du ciment) ou la matrice cimentaire elle réduite la quantité d'eau dé flocler les grains des ciments donc modifier le comportement rhéologique ce qui augmenter la compacité au même temps diminuer la perméabilité.

Ainsi que l'accélérateur de prise contribue à densifier la pâte par d'accélérateur de processus d'hydratation donc augment la densifier qui traduit une évolution de la compacité donc diminuer la teneur en air.

Le volume d'air occlus dans les bétons est limité dans un domaine assez réduit et acceptable entre 5.10%, et 5.35%.

5.7 Type et taille des moules :

Les moules utilisée pour la confection des éprouvettes sont des moules normalisée en acier de forme cubique (100x100x100mm³).

5.7.1 Remplissage des moules :

Le emplissage des moules cubique à été fait en deux couches conformément aux prescriptions de la norme ASTM. Après chaque couche les moules sont vibrés pendant dix (10) secondes à l'aide d'une table de vibration. L'opération de finition à été effectuée à l'aide d'une tige de piquage roulé sur la surface de coulage comme il est mentionné dans les prescriptions de la norme ASTM.

5.7.2 Conservation des éprouvettes :

Juste après la vibration chaque moule à été couvert par une feuille de plastique **figure 5.15** et stocké à l'air ambiant du laboratoire, le démoulage de toutes les éprouvettes à été effectuée 24heures après le coulage ces dernières conservées sous l'eau à une température de 20±2C°. A l'âge « j » jusqu'à l'échéance de rupture (1j, 2j, 7j, 28j) à l'âge du traitement thermique (T=40C°) constant ou variable (T=20C°-70C°-26C°).



Figure 5.15 : Des moules 100x100x100 mm³ couvert par une feuille de plastique.

5.8 Essais mécaniques :

Les essais mécaniques ont été réalisés sur des éprouvettes en béton à différentes échéances d'âge 1, 2, 7 et 28 pour les essais de caractérisation du béton, alors que les propriétés résiduelles ont été déterminées à 1j, 2j, 7j, 28j après chauffage (un traitement thermique $T=40C^{\circ}$) et au cours de la température variable entre $70-26C^{\circ}$ avec l'augmentation du temps.

5.8.1 Essai de résistance en compression :

L'essai de résistance en compression consiste à rompre le corps d'éprouve entre les deux plateaux d'une presse de compression. La presse utilisée est une machine de compression (DIGIMAX Plus) **figure 5.16** à cycle d'essai automatique et d'une capacité maximale de 2000 KN avec des vitesses respectivement de 0.5MPa/s et 0.05MPa/s [EN 12309-3 2003].



Figure 5.16 : Appareil d'écrasement pour béton.

Après un bon centrage de l'éprouvette on lance la mise en charge (vitesse de montée de La charge constante). Au moment de la rupture, la machine s'arrête et on lit alors la charge de rupture. En divisant la charge de rupture sur la section de l'éprouvette. On obtient la contrainte en compression « f_c » de cette éprouvette.

$$f_c \text{ (MPa)} = Pr \text{ (N)} / S \text{ (mm}^2\text{)}$$

Ou :

Pr : la charge de rupture en Newton.

S : la section droite d'une éprouvette.

5.9. Résultats et discussion :

5.9.1 Effet du type d'adjuvants :

5.9.1.1 Résistance en compression des bétons durcis :

Les résultats de la résistance en compression en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit, aux différents âges sont rapportés sur la **figure 5.17**.

	<i>Béton B0 (Réf)</i>	<i>Béton (B0+Accélérateur de prise)</i>
RC ₁ (MPa)	2.88	7.04
Rt ₁ (MPa)	0.77	1.02
RC ₂ (MPa)	3.24	11.37
Rt ₂ (MPa)	0.79	1.28
RC ₇ (MPa)	22.44	27.66
Rt ₇ (MPa)	1.94	2.26
RC ₂₈ (MPa)	33.85	35.19
Rt ₂₈ (MPa)	2.63	2.71

Tableau 5.15 : Caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145+ Accélérateur de prise MEDA CCEL T85), T(C°)=20.

La **figure 5.17**) montrent que pendant les premiers âges (de 01 jour jusqu'à 02 jours).

La résistance en compression du béton (*B0+Accélérateur de prise*) croît progressivement par rapport au béton *B0 (Réf)*. Cela du à l'accélérateur du processus d'hydratation ainsi, diminuer le temps de début et de fin de prise du ciment dans le mélange ce qui favorise le développement des résistances initiales aux jeunes âges.

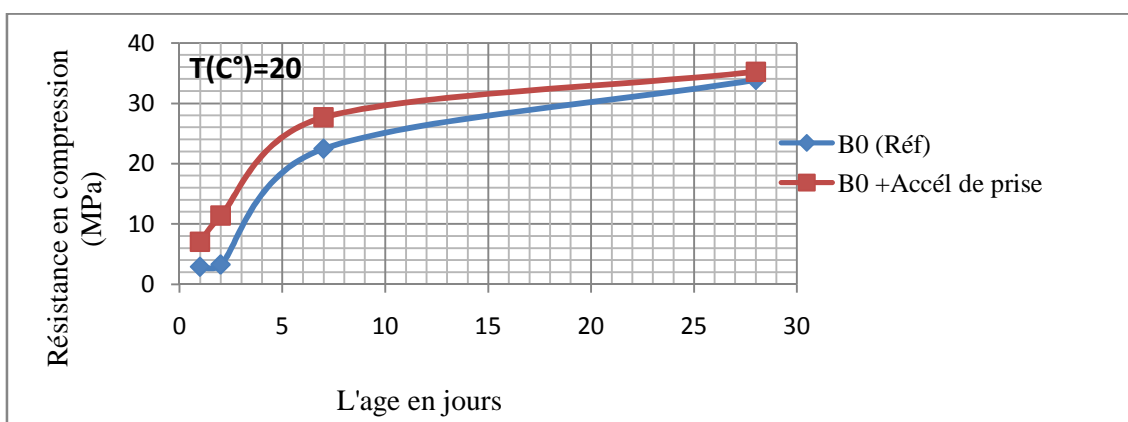


Figure 5.17 : Variation de la résistance en compression des deux bétons en fonction d'âge à $T(C^{\circ})=20$.

On peut dire que, l'utilisation du super plastifiant a permis de réduire la quantité d'eau dans les bétons présente un effet efficace sur le mélange par l'augmentation de la compacité, diminution de la perméabilité modifiant la vitesse de dissolution ce qui influe sur le temps de début et fin de prise ce qui traduit à une augmentation de la résistance à la compression.

A $j=7$; on constate que la résistance en compression de ($B0+Accélérateur\ de\ prise$) affiche une légère augmentation d'environ : 23.26% par rapport au béton $B0$ (*Réf*).

Au delà de sept (07) jours (à vingt huit 28 jours), le taux d'augmentation de la résistance à la compression du béton ($B0+Accélérateur\ de\ prise$) et de l'ordre de 3.96% par rapport au béton $B0$ (*Réf*) cela signifie que l'action d'accélérateur de prise n'est pas limité principalement à un accélérateur du processus d'hydratation à court terme mais, à long terme.

5.9.1.2 Résistance à la traction des bétons durcis :

Les résultantes de la résistance en compression en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit aux différents âges sont rapportées sur la **figure 5.18**) ci-dessous.

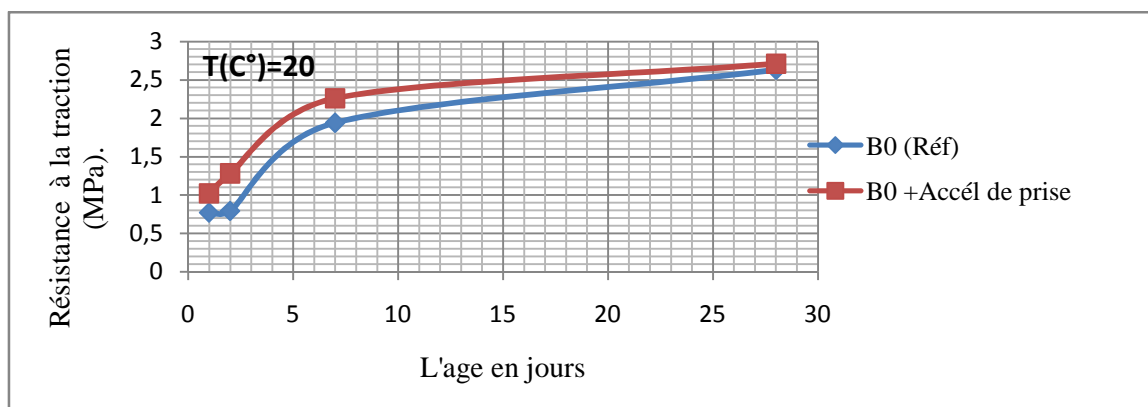


Figure 5.18 : Variation de la résistance à la traction des deux bétons en fonction de l'âge à $T(C^{\circ})=20$.

La figure montrent que pendant les premiers âges (de 01 jour jusqu'à 02 jours).

La résistance à la traction du béton avec l'adjuvant super plastifiant et l'adjuvant accélérateur de prise croît progressivement par rapport au béton avec super plastifiant. Cela dû à l'accélérateur du processus d'hydratation ainsi, diminuer le temps de début et de fin de prise du ciment dans le mélange ce qui favorise le développement des résistances initiales aux jeunes âges.

On peut dire que, l'utilisation du super plastifiant à permis de réduire la quantité d'eau dans les bétons présente un effet efficace sur le mélange par l'augmentation de la compacité, diminution de la perméabilité, modifiant la vitesse de dissolution ce qui influe sur le temps de début et fin de prise ce qui traduit à une augmentation de la résistance à la traction.

A $j=7$; on constate que la résistance à la traction de ($B0+Accélérateur\ de\ prise$) affiche une léger augmentation d'environ : 23.26% par rapport au béton $B0$ (*Réf*).

Au delà de sept (07) jours (à vingt huit 28 jours), le taux d'augmentation de la résistance à la traction du béton ($B0+Accélérateur\ de\ prise$) et de l'ordre de 3.96% par rapport au béton $B0$ (*Réf*) cela signifie que l'action d'accélérateur de prise n'est pas limitée principalement à une accélérateur du processus d'hydratation à courte terme mais aussi, à long terme.

5.10 Essai nom destructifs :

Cette technique est standardisée par la norme BS 1881 :2003 ,ASTM.NFP18-418 l'équipement utilisé pour la mesure de la vitesse de propagation d'onde- transsoniques par l'appareil d'auscultation sonique 58-E0048 avec oscilloscope 58-E0048/10 qui donne le temps de parcours d'une impulsion traversant le matériaux testé a l'usage un transducteur de transmission qui est placé sur un coté du béton à être mesuré et un transducteur de réception placé directement en face de l'autre coté .Une graisse comme le « Castrol LM) est utilisée comme milieu de couplage entre les transducteurs et le béton pour assurer un contact suffisant.

La longueur du trajet doit ensuite être mesurée avec précision.

5.10.1 Auscultation sonique (p 18-418) :

5.10.1.1 Principe de l'essai :

Le principe de l'essai consiste à mesurer la vitesse du son à l'intérieur du béton : cette vitesse est d'autant plus élevée que le béton a un module d'élasticité plus important, donc a priori une résistance plus importante. Les vitesses des ondes de compression « V_p » et de cisaillement « v_s » peuvent être calculées par les expressions suivantes :

$$V_p = L/t_p.$$

$$V_s = L/t_s$$

Ou :

V_p : vitesse de l'onde sonique longitudinale exprimée en m/s.

V_s : vitesse de l'onde sonique transversale exprimée en m/s.

L : longueur de trajet de l'onde sonore

Le module d'élasticité dynamique E_d , la masse volumique du béton ρ , le coefficient de poisson ν et la vitesse du son V sont reliés par la relation

$$E_d = V^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

Le module d'élasticité dynamique ainsi défini est supérieur de 30% à 40% au module d'élasticité statique.

L'essai permet le passage de l'émetteur et du récepteur. Si le temps de propagation est à peu près constant quelle que soit la profondeur où est effectuée la mesure.

Les résultantes des essais ultrasoniques de deux types de béton : *B0 (Réf)*, (*B0+Accélérateur de prise*) en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit aux différents âges sont rapportées sur les **tableaux :5.16,5.17** ci-dessous.

R_{ci} (MPa)	t (μs)	V (m/s)	E_d (MPa)	E_c (MPa)
RC_1 (MPa)= 2.88	29.5	3386.39	22623.35	9049.34
RC_2 (MPa)=3.24	29.0	3453.45	23579.90	9431.96
RC_7 (MPa)=22.44	23.4	4275.33	36059.72	14423.89
RC_{28} (MPa)=33.85	22.0	4551.66	40871.70	16348.68

Tableau 5.16 : Evaluation des propriétés du *Béton B0 (Réf)* à $T(C)=20$.

R_{ci} (MPa)	t (μs)	V (m/s)	E_d (MPa)	E_c (MPa)
RC_1 (MPa)= 7.04	24.80	4032.83	32527.37	13010.95
RC_2 (MPa)=11.37	23.90	4184.50	35020.10	14008.04
RC_7 (MPa)=27.66	22.60	4423.08	39127.34	15650.94
RC_{28} (MPa)=35.19	22.40	4464.21	39858.32	15943.33

Tableau 5.17 : Evaluation des propriétés du *Béton (B0+Accélérateur de prise)* à $T(C)=20$.



Figure 5.19 : L'appareil d'essai d'auscultation sonore.

5.10.1.2 Résultats et discussion :

a- Evaluation de module d'élasticité dynamique.

Les résultats d'essais sont montrée sur la **figure 5.20**), cette figures présentent les valeurs de module d'élasticité dynamique en fonction d'âge en jours après. La figure on observe que l'allure de deux courbes continue à augmentée progressivement.

Dés au permis jours, en constate que le béton (*B0+ Accélérateur de prise*) présente une augmentation de module d'élasticité longitudinale de l'ordre de 43.78%,48.52% par rapport au béton *B0 (Réf)*.

A l'âge de sept (07) jours, en constate que la valeur de module d'élasticité dynamique pour le béton (*B0+ Accélérateur de prise*) continuée à augmenté jusqu' un taux de l'ordre de 8.50% par rapport le béton *B0 (Réf)*.

Au delà de 07 jours (à 28 jours), on remarque que les points expérimentaux pour béton *B0 (Réf)* augmentent légèrement par rapport au béton (*B0+ Accélérateur de prise*) elle présente un taux d'augmentation de l'ordre de 2.54%.

Ce qui explique que, l'effet d'accélérateur de prise limitée uniquement aux jeunes âges, c'est -à-dire elle accélère le processus d'hydratation donc favorise un forte dégagement de chaleur, diminuée ainsi le temps de début et de fin de prise, améliorer les propriétés rhéologique des mélange (c'est-à-dire augmente la densité, diminuée le pourcentage d'air occlus ce qui entraîne une diminution de la perméabilité, porosité, donc augmentée les caractéristiques mécaniques des bétons. Le module d'élasticité dynamique dans les bétons.

1. Pour le béton de référence (avec super plastifiant), limité entre [22623.35-40871.70] MPa.
2. Pour le béton adjuvanté (avec super plastifiant et l'accélérateur de prise), limité entre [32527.37-39858.32] MPa.

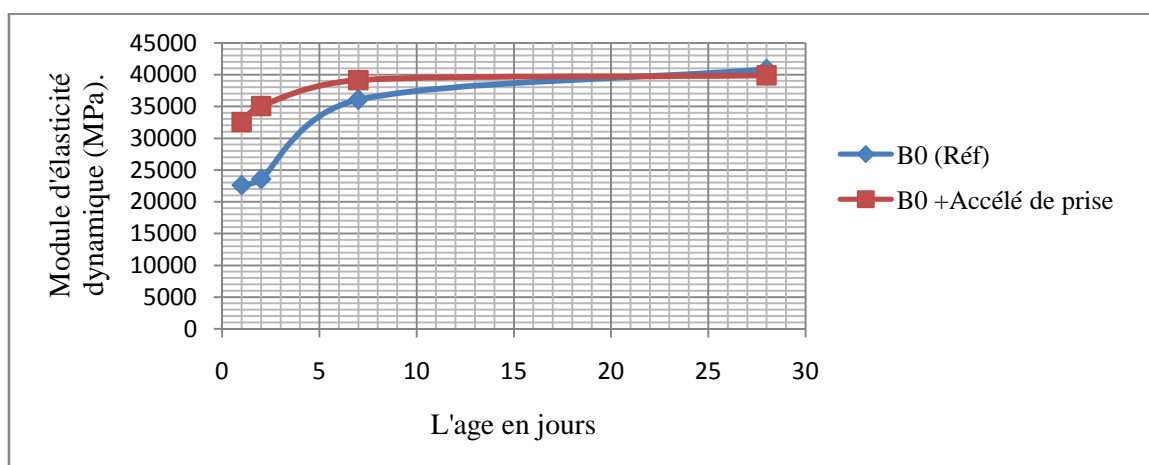


Figure 5.20 : Évolution du Module d'élasticité dynamique des bétons : a-avec super-plastifiant, b- avec super plastifiant et accélérateur de prise aux différents âges.

b- Evaluation de module d'élasticité statique :

Les résultats d'essais sont montrée sur la **figure.5.21**), cette figures présentent les valeurs de module d'élasticité statique en fonction d'âge en jours après la figure on observe que l'allure de deux courbes continue à augmentée progressivement.

Dés aux premiers jours, en constate que le béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*) présente une augmentation de module d'élasticité longitudinale (statique) de l'ordre de 43.78%,48.52% par rapport au béton *B0 (Réf)*.

A l'âge de sept (07) jours en constate que, la valeur de module d'élasticité statique pour le béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*) continuée à augmenté jusqu' un taux de l'ordre de : 8.50% par rapport au béton *B0 (Réf)*.

Au delà de 07 jours (à 28 jours) on remarque que les points expérimentaux pour béton *B0 (Réf)*) augmentent légèrement (environ de 2.54%) par rapport au béton (*B0+Accélérateur de prise*).

Ce qui explique que, l'effet d'accélérateur de prise limitée uniquement aux jeunes âges, c'est -à-dire elle accélère le processus d'hydratation donc favorise un forte dégagement de chaleur, diminuée ainsi, le temps de début et de fin de prise, améliorer les propriétés rhéologiques du mélange (c'est-à-dire augmente la densité, diminuée le pourcentage d'air occlus ce qui entraîne une diminution de la perméabilité, porosité, donc augmentée les caractéristiques mécaniques des bétons.

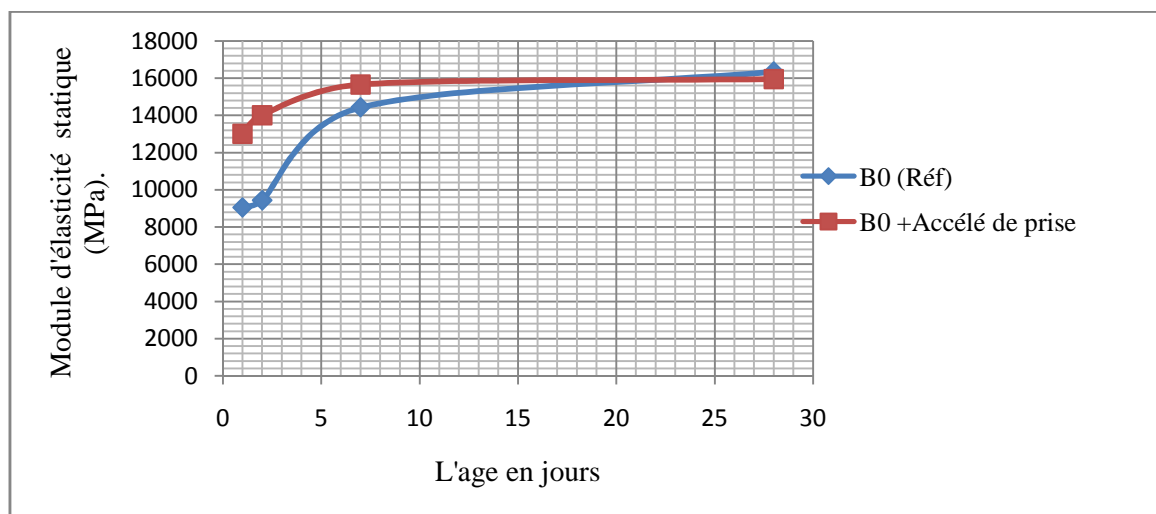


Figure 5.21 : Évaluation du Module d'élasticité statique des bétons : a-avec super plastifiant, b- avec super plastifiant et accélérateur de prise.

CHAPITRE 06 :
INFLUENCE DU TRAITEMENT THERMIQUE SUR
LES PERFORMANCES MECANIQUES DES BETONS.

- a- Couplage température constante $T(C^{\circ})=40$, Temps (h).**
b- Couplage température variable $T(C^{\circ})=20-70-26$, Temps (h).

6.1. Traitement thermique constante $T(C^{\circ})=40$:

6.1.1 Confection du mortier subit à un traitement thermique.

On remplit un moule $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, le serrage du béton dans ce moule est obtenu en introduisant le béton en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de sachée.

Après 24h décoffrés et conserver dans l'eau durant 24h puis introduire dans le étuve. Ces propriétés ont été déterminées après avoir soumis les éprouvettes à une température constante d'ordre de $40C^{\circ}$ = constante durant 24heures. Une vitesse de montée en température de $1.67C^{\circ}/h$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le **tableau 6.1** ci-dessous.

	<i>Béton B0 (Réf)</i>	<i>Béton (B0+Accélérateur de prise)</i>
RC ₁ (MPa)	6.51	12.25
Rt ₁ (MPa)	0.99	1.34
RC ₂ (MPa)	15.83	30.09
Rt ₂ (MPa)	1.55	2.41
RC ₇ (MPa)	31.87	31.70
Rt ₇ (MPa)	2.51	2.50
RC ₂₈ (MPa)	37.49	46.70
Rt ₂₈ (MPa)	2.85	3.40

Tableau 6.1 : Evolution des caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145+ Accélérateur de prise MEDA CCEL T85), $T(C^{\circ})=40$.

6.1.1.2 Résistance en compression des bétons durcis :

Les résultats de la résistance en compression en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit aux différents âges sous traitement thermique avec une température $T(C^{\circ})=40$ sont rapportés sur la **figure 6.1**.

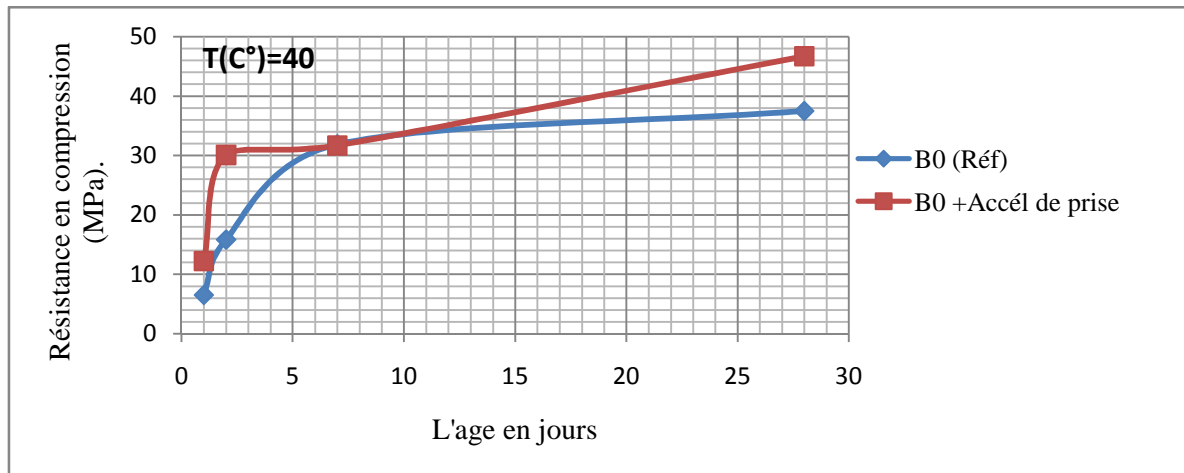


Figure 6.1 : Variation de la résistance en compression des deux bétons en fonction de l'âge des différents mélanges à $T(C^{\circ})=40$.

Au premier âge, la résistance en compression du béton (*B0+Accélérateur de prise*) traité thermiquement augmente considérablement jusqu'à ce qu'elle atteigne un taux d'environ : 88.17%, 90.08%, 24.57% respectivement à 1j, 2j, 28j par rapport à celle du béton *B0 (Réf)* (avec super plastifiant). Mais, en remarque une diminution de la résistance en compression de l'ordre de 0.54% à 7j par rapport au béton *B0 (Réf)*.

Cela est dû à l'action combinée des adjuvants super plastifiant et de adjuvant accélérateur de prise sur la résistance en compression des deux jours (au jeune âge).

L'utilisation des super plastifiant peut aussi participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment, leur effet physique modifiant les forces inter-particulières peuvent intervenir dans les processus chimiques de l'hydratation et notamment de la nucléation et la croissance cristalline, une répartition plus uniforme du ciment pourrait elle aussi contribuer à l'augmentation de la résistance, car le processus d'hydratation est amélioré.

Ainsi, l'adjuvant accélérateur de prise peut être aussi accélère le processus d'hydratation aux jeunes âges diminuer les temps de début et de fin de prise du ciment dans les bétons donc densifier la microstructure de la matrice cimentaire, ce qui traduit à une amélioration de la résistance initiale.

Au delà de l'âge de sept (07) jours (jusqu'à un vingt huit 28 jours), on constate que les pointes expérimentaux continuent à croître pour les deux (02) bétons, mais, d'une façon importante pour le béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*) avec un taux d'augmentation : d'environ 24.57%, par rapport le béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*).

Cela est expliqué par l'effet bénéfique d'adjuvant super plastifiant et sa bonne réaction avec la température (activité thermique) et par contre, l'effet d'adjuvant accélérateur de prise

à lente terme devient défavorable (négligeable) ce qui explique que l'efficacité d'adjuvant accélérateur de prise est limitée principalement à un accélérateur du processus d'hydratation aux jeunes âges.

6.1.1.3 Résistance à la traction des bétons durcis :

Les résultats de la résistance à la traction en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit aux différents âges sous traitement thermique avec une température $T(C^{\circ})=40$ Sont rapportés sur la **figure 6.2**.

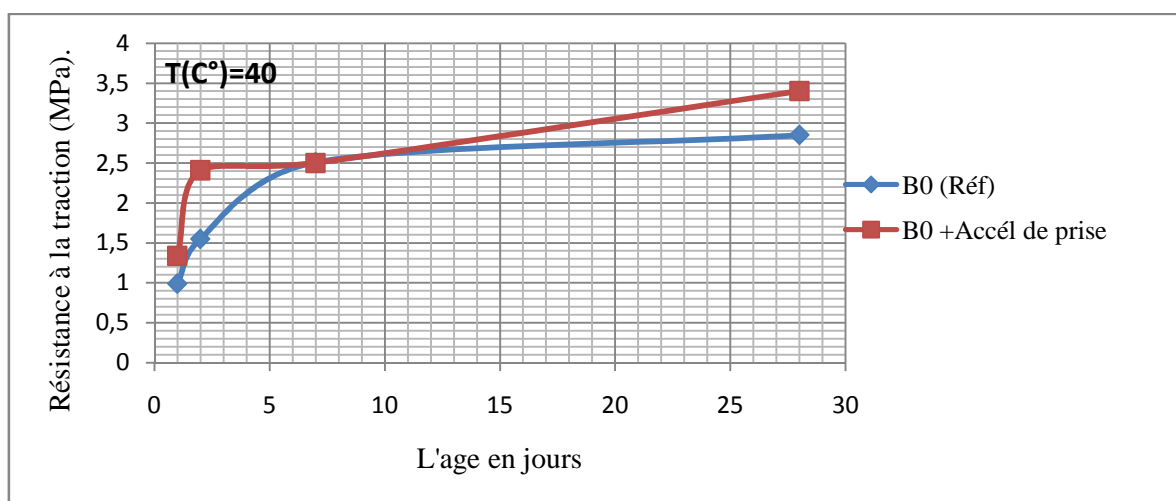


Figure 6.2 : Variation de la résistance à la traction des deux bétons en fonction de l'âge à $T(C^{\circ})=40$.

Au premier âge, la résistance à la traction du béton (*B0+Accélérateur de prise*) traité thermiquement augmente considérablement jusqu'à ce qu'elle atteigne un taux d'environ : 88.17%, 90.08%, 24.57% respectivement à 1j, 2j, 28j par rapport à celle du béton *B0(Réf)* (avec super plastifiant). Mais, on remarque une diminution de la résistance en compression de l'ordre de 0.54% à 7j par rapport au béton *B0 (Réf)*.

Cela est dû à l'action combinée de l'adjuvant (super plastifiant) et de l'adjuvant accélérateur de prise sur la résistance à la traction des deux jours (au jeune âge).

L'utilisation des super plastifiants peut aussi participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment leur effet physique modifiant les forces inter-particulaires peuvent intervenir dans les processus chimiques de l'hydratation et notamment de la nucléation et la croissance cristalline, une répartition plus uniforme du ciment pourrait elle aussi contribuer à l'augmentation de la résistance, car le processus d'hydratation est amélioré.

Ainsi, l'adjuvant accélérateur de prise peut être aussi, accélère le processus d'hydratation aux jeunes âges, diminue les temps de début et de fin de prise du ciment dans les bétons donc densifie la microstructure de la matrice cimentaire ce qui traduit à une amélioration de la résistance initiale.

Au-delà de l'âge de sept (07) jours (jusqu'à vingt-huit 28 jours), on constate que les points expérimentaux continuent à croître pour les deux (02) bétons, mais, d'une façon importante pour le béton (*B0 +Accélérateur de prise*).

Avec un taux d'augmentation : d'environ 24.57%, par rapport au béton *B0* (*Réf*). Cela est expliqué par l'effet bénéfique d'adjuvant super plastifiant et sa bonne réaction avec la température (activité thermique) ,et par contre, l'effet d'adjuvant accélérateur de prise à lente terme devient défavorable (négligeable) ce qui expliquer que l'efficacité d'adjuvant accélérateur de prise est limité principalement à une accélérateur du processus d'hydratation aux jeunes âges.

6.2 Estimation de l'âge équivalent à $T(C^\circ)=40$:

➤ 6.2.a Béton *B0* (*Réf*).

Pour un coefficient $E/R = 8176$ un mûrissement d'un 04 jours (96 heures) à $40C^\circ$ correspond à un mûrissement à $20C^\circ$ de 10 jours (240 heures). A une 96 heures d'âge réel .L'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 10 jours (240 h).

➤ 6.2.b Béton (*B0+ Accélérateur de prise*) :

Pour un coefficient $E/R = 5926$ un mûrissement d'un 02 jours (48 heures) à $40C^\circ$ correspond à un mûrissement à $20C^\circ$ de 10 jours (240heures). A une 48 heures d'âge réel .L'âge équivalent à $20C^\circ$ vaut donc 10 jours (240 h).

6.3 Traitement thermique variable $T(C^\circ)=20-70-26$:

6.3.1 Confection du mortier subissant un traitement thermique.

On remplit un moule $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, le serrage du béton dans ce moule est obtenu en introduisant le béton en deux (02) couches en appliquant au moule 60 chocs en 60 secondes à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une feuille de sachée.

Après 24h décoffrés et conserver dans l'eau durant 24h puis introduire dans le étuve .Ces propriétés ont été déterminées après avoir soumis les éprouvettes à une température variable d'ordre de $20C^\circ$ (durant 02h) , $70C^\circ$ (durant 04h), $70C^\circ$ (durant 08) , $26C^\circ$ (durant 01h) .Une vitesse de montée en température de l'ordre de $0C^\circ/h, 12.5C^\circ/h, 44 C^\circ/h$.

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous.

	<i>Béton B0 (Réf)</i>	<i>Béton (B0+Accélérateur de prise)</i>
$R_C(\text{MPa}) (T=20C^\circ, t=2h)$	1.85	3.24
$R_t(\text{MPa}) (T=20C^\circ, t=2h)$	0.71	0.79
$R_C(\text{MPa}) (T=70C^\circ, t=6h)$	8.48	9.56
$R_t(\text{MPa}) (T=70C^\circ, t=6h)$	1.11	1.17
$R_C(\text{MPa}) (T=70C^\circ, t=10h)$	15.64	15.35
$R_t(\text{MPa}) (T=70C^\circ, t=10h)$	1.54	1.48
$R_C(\text{MPa}) (T=26C^\circ, t=01h)$	12.70	14.68
$R_t(\text{MPa}) (T=26C^\circ, t=01h)$	1.36	1.52

Tableau 6.2 : Caractéristiques rhéologiques du béton de référence MEDAFLOW 145 et béton ordinaire adjuvanté (MEDAFLOW 145+ Accélérateur de prise MEDA CCEL T85), $T(C^\circ)=20-70-26$.

6.3.2 Résistance en compression des bétons durcis :

Les résultats de la résistance en compression en fonction du pourcentage d'adjuvant introduite aux différents âges, sous traitement thermique variable de l'ordre de 20,70 et 26 sont rapporté dans la **figure 6.3** ci-dessous.

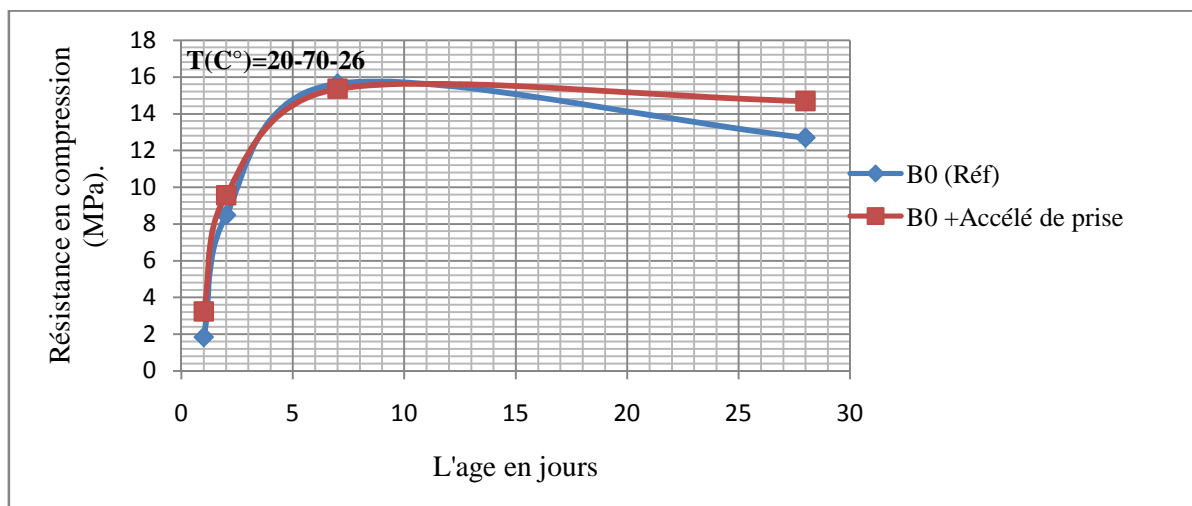


Figure 6.3 : Variation de la résistance en compression de deux types du béton en fonction d'âge aux différentes substitutions des adjuvants à $T(C^{\circ})=20-70-26$.

Au premier (2h) et pour un étuvage ($T=20C^{\circ}$) en remarque que le (*B0+ Accélérateur de prise*) présente une augmentation de la résistance en compression d'environ ;75.14% par rapport au béton adjuvanté *B0 (Réf)* cela du principalement que deux adjuvants Accélérateur de prise participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment, diminuer le rapport E/C ,donc augmentée ainsi ,la résistance mécanique aux premier heures.

Pour t [2h,6h] et avec un traitement thermique d'environ ; $T=70C^{\circ}$,en constate que le béton (*B0+Accélérateur de prise*) présente encoure une augmentation de la résistance en compression d'environ :12.74%,par rapport au béton adjuvanté *B0 (Réf)*.

Cela dû principalement que le super plastifiant continue à participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment, noton que l'effet d'adjuvant accélérateur de prise devient un peu favorable.

Pour t [6h, 10h] et avec un traitement thermique d'environ $T=70C^{\circ}$ (constante).

Nous pouvons constater que l'action combinée du accélérateur de prise et des super plastifiant sur la résistance en compression à 10h et favorable. Elle présente un taux d'augmentation de l'ordre de 1.89% par rapport au béton *B0 (Réf)* .

Cela est expliqué par l'effet bénéfique de la combinaison des deux adjuvants (super plastifiant et accélérateur de prise) et sa bonne réaction avec la température (activité thermique) au cours du temps ($t=10h$).

Pour t [10h, 11h], $T=26C^{\circ}$.

On peut constater que la chute de la température correspond une chute de résistance en compression pour les deux (02) bétons.

La chute de résistance en compression du béton adjuvanté *B0 (Réf)* est de l'ordre de 15.59% par rapport au béton (*B0+Accélérateur de prise*).

Ces résultats confirment la propriété latente de l'hydratation du ciment avec l'effet combinée des deux (02) adjuvant : super plastifiant, accélérateur de prise.

6.3.3 Résistance à la traction des bétons durcis

Les résultats de la résistance à la traction en fonction du pourcentage d'adjuvant introduit et subissant un traitement thermique variable de l'ordre de 20-70-26 sont rapporté sur la **figure 6.4**.

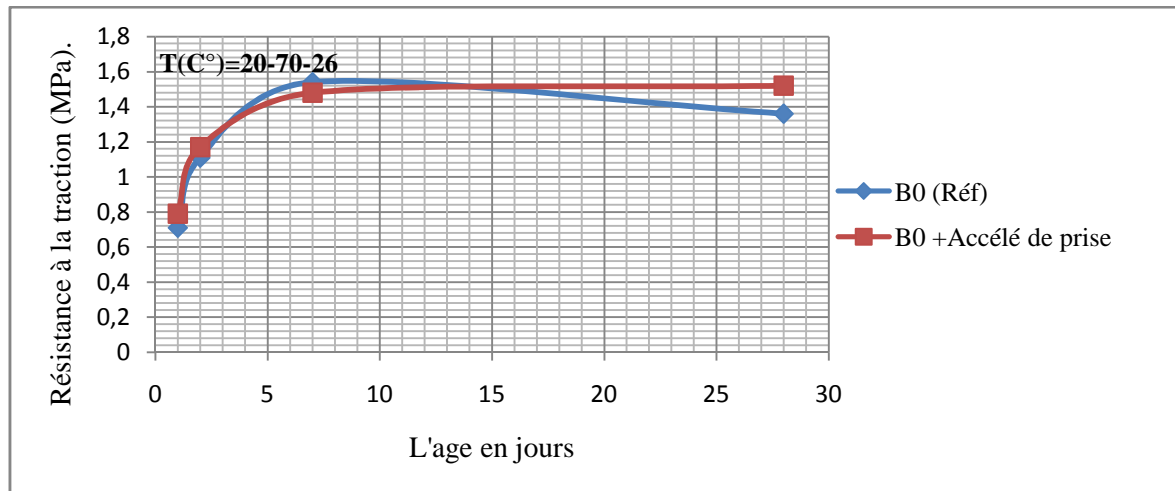


Figure 6.4 : Variation de la résistance à la traction de deux bétons en fonction d'âge aux différentes substitutions des adjuvants à $T(C^{\circ})=20-70-26$.

Au premier (2h) et pour un étuvage ($T=20C^{\circ}$) en remarque que le (*B0+ Accélérateur de prise*) présente une augmentation de la résistance à la traction d'environ 75.14% par rapport au béton adjuvanté *B0 (Réf)*, cela du principalement que deux adjuvants Accélérateur de prise participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment, diminuer le rapport E/C, donc augmentée ainsi, la résistance mécanique aux premier heures.

Pour t [2h,6h] et avec un traitement thermique d'environ $T=70C^{\circ}$, en constate que, le béton (*B0+Accélérateur de prise*) présente encoure une augmentation de la résistance à la traction d'environ :12.74%, par rapport au béton adjuvanté *B0 (Réf)*.

Cela dû principalement que, le super plastifiant continue à participer à l'amélioration du processus d'hydratation du ciment, noton que l'effet d'adjuvant accélérateur de prise devient un peu favorable.

Pour t [6h, 10h] et avec un traitement thermique d'environ $T=70C^{\circ}$ (constante).

Nous pouvons constater que l'action combinée de l'accélérateur de prise et des super plastifiant sur la résistance à la traction à 10h et favorable.

Elle présente un taux d'augmentation de l'ordre de 1.89% par rapport au béton *B0 (Réf)* Cela est expliqué par l'effet bénéfique de la combinaison des deux adjuvants (super plastifiant

et accélérateur de prise) et sa bonne réaction avec la température (activité thermique) au cours du temps ($t=10h$).

Pour t [10h, 11h], T=26C°.

On peut constater que la chute de la température correspond une chute de résistance à la traction pour les deux (02) bétons.

La chute de résistance à la traction du béton adjuvanté *BO (Réf)* est de l'ordre de 15.59% par rapport au béton (*BO+Accélérateur de prise*).

Ces résultats confirment la propriété latente de l'hydratation du ciment avec l'effet combinée des deux (02) adjuvant : super plastifiant, accélérateur de prise.

6.4 Conclusion et perspectives :

Les résultats obtenus dans cette étude expérimentale nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

1- L'ajout de l'accélérateur de prise combiné au super plastifiant en quantité optimale (de 0.75%, jusqu'à 2%) respectivement présente les avantages suivants :

➤ Pour l'adjuvant accélérateur de prise.

Il Réduit le temps de début et de fin de prise qui permet de décoffrer rapidement (après quelques heures) les éléments en béton armé ou précontraint (surtout dans le domaine de la préfabrication) en toute sécurité ce qui génère un gain de temps et d'argent.

➤ Accélération du processus d'hydratation au jeune âge donc densification de la microstructure de la pâte de ciment. Ce qui conduit à une augmentation de la résistance à court terme.

2- Pour l'ajout de l'adjuvant super plastifiant seul

➤ Il modifie le comportement rhéologique des bétons à l'état frais avant le début de prise il abaisse le seuil de cisaillement de la pâte et il en modifie la viscosité,

➤ Il conduit à une augmentation de l'ouvrabilité du béton, mortier sans en diminuer les résistances mécaniques,

➤ Il Réduit la quantité d'eau donc il diminue la perméabilité, augmente la compacité donc possibilité d'améliorer la résistance du béton aux agents chimiques agressifs (l'effet de cycle gel-dégel, ions chlorures, carbonatationetc.),

Les résistances mécaniques en compression et à la traction des pâtes du ciment durcis béton :(*BO+Accélérateur de prise*) évoluent régulièrement avec le temps et présente une augmentation de résistance à l'âge de vingt huit jours (28j) d'environ 3.96% par rapport au béton *BO (Réf)*, cela expliqué que, l'action d'accélérateur de prise est limitée principalement à une accélérateur du processus d'hydratation aux jeunes âges. (Température d'ambiante $T(C^{\circ})=20C^{\circ}\pm 2C$).

Au delà de l'âge de sept (07) jours (jusqu'un vingt huit 28jours), les résistances mécaniques en compression et à la traction des pâtes du ciment durcis continuent à croître pour les deux (02) bétons, mais, d'une façon importante pour le béton (*B0 + Accélérateur de prise*).

(Traitement thermique $T(C^{\circ})=40=constant$ durant 24h).

Pour le deuxième processus de traitement thermique, et avec une température $T(C^{\circ})=70$, l'augmentation de la température durant 10h favorise le dégagement de la chaleur d'hydratation, accélère ainsi, le processus d'hydratation, augmente la production des produits hydratés tels que : C-S-H, CaH_2 , l'ettringite densifie la microstructure de la pâte de ciment ce qui contribue à une augmentation de la résistance en compression, résistance à la traction. Notons que l'effet bénéfique de la combinaison des deux adjuvants (super plastifiant et accélérateur de prise) et sa bonne réaction avec la température (activité thermique) au cours du temps ($t=10h$).

(Traitement thermique $T(C^{\circ})=70=variable$ pour l'incrément de temps).

La chute de la température d'environ $T=20C^{\circ}$ correspond à une chute légèrement des résistances en compression, la résistance à la traction du béton *B0 (Réf)* (avec super - plastifiant) par rapport au béton adjuvanté (*B0+Accélérateur de prise*).

CHAPITRE 07:

EVALUATION DU TEMPS EQUIVALENT DES BETONS.

7.1 Détermination de la courbe de référence :

On confectionne deux (02) séries de trois (03) éprouvette soit 24 éprouvettes de différent bétons (béton témoin avec super plastifiant, béton adjuvanté avec super plastifiant et accélérateur de prise), après 24h, décoffrés et conserver dans l'eau (immergé) à $20\text{C}^{\circ}\pm 2\text{C}^{\circ}$ jusqu'à l'échéance de rupture (1j, 2j, 7j, 28j).

Puis on trace la courbe d'évolution relative de résistance ($\frac{R_{cj}}{R_{c28}}$) à la compression.

Les variations des résistances en compression relative des bétons aux différences âges et aux différents adjuvants et leur pourcentage sont rapportées sur la **figure 7.1** ci-dessous.

La courbe à été obtenu a partir de valeur moyenne sur des éprouvettes cubiques : $100\text{x}100\text{x}100\text{mm}^3$.

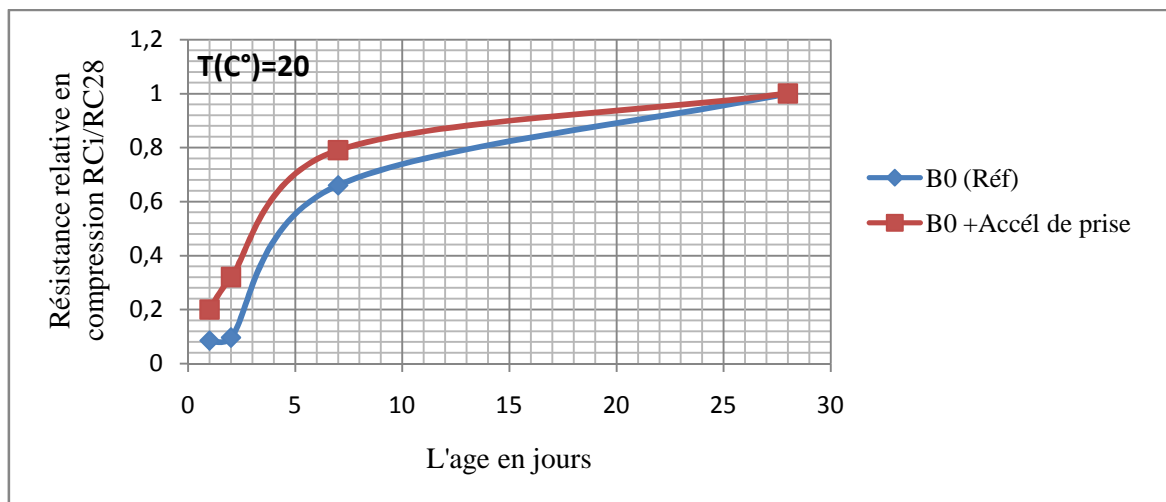


Figure 7.1 : Variation de la résistance relative en compression des deux bétons à T(C°)=20

7.2 Forme général d'un cycle de traitement thermique :

Dans sa forme le plus générale, un cycle de traitement thermique comporte quatre (04) phases définies chacune par un couple durée-température ou bien par une vitesse.

- La phase de prétraitement.
- La phase de montée en température.
- La phase de maintien à la température de palier.
- La phase de refroidissement.

En pratique les différentes phases de traitement sont moins marquées que celles données par le cycle théorique ainsi la phase de prétraitement peut être effectuée à la température légèrement croissante, notamment lorsque la température de départ des constituants du mortier, béton et basse.

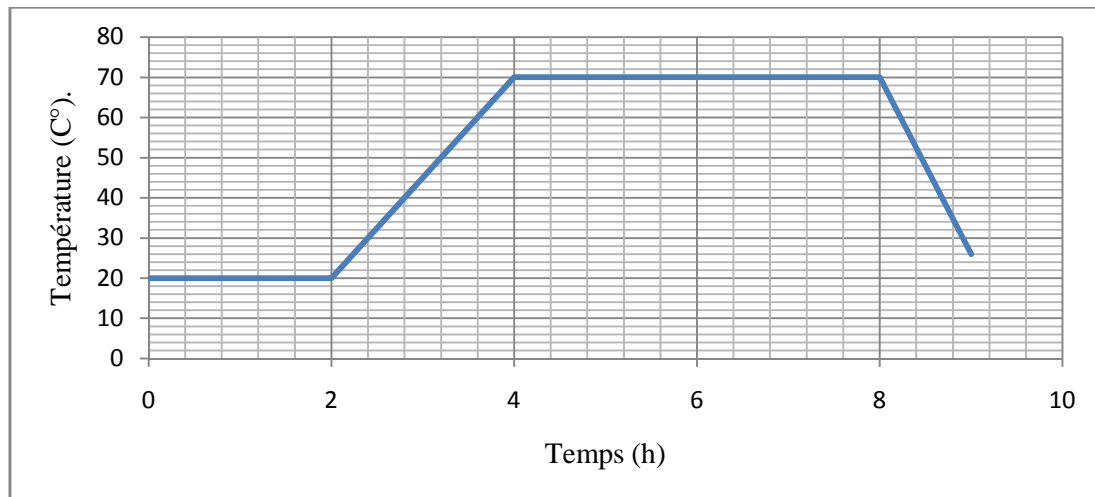


Figure 7.2 : Forme générale d'un cycle.

7.3 Calcul l'âge équivalent :

- On trace le cycle (température-temps) correspond au traitement prévu **figure 7.2**
- On procède au découpage de ce cycle en tranches verticales d'une (01) heure.
- On détermine la température moyenne de chaque intervalle et le coefficient (k) correspond.
- On effectue la somme des coefficients « K » ainsi trouvés sur l'intervalle des temps e.

L'âge équivalent ainsi trouvé est reporté sur la courbe de résistance en compression.

Il donne une résistance relative $\frac{RCI}{R28} = Te$

Le rapport Ea/R est caractéristique d'un ciment donné, il est principalement lié à la résistance à 2 jours du ciment R_{2j} (MPa) et peut être calculé avec la formule suivante :

$$Ea/R = 10300 - 1800 \ln(R_{c2j}).$$

Le calcul de rapport Ea/R ainsi que l'évolution du temps équivalent sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

7.3.a Béton B0 (Réf) *avec super plastifiant*:

Age ti(h)	Ti (C°)	Timoy (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{\text{Timoy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$.ti (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-8176\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-8176\left(\frac{1}{318} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-8176\left(\frac{1}{343} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-8176\left(\frac{1}{321} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 7.1 : Calcul de l'âge équivalent du béton B0(Réf).**7.3. b Béton (B0+ Accélérateur de prise) :**

Age ti(h)	Ti (C°)	Timoy (k)	$\text{Exp}\left[\frac{-Ea}{R}\left(\frac{1}{\text{Timoy}} - \frac{1}{293}\right)\right]$.ti (h)	Exp [...]	Teq (h)
0	20	-	-	-	-	-
2	20	$273 + \frac{20+20}{2}$ =293	$\text{Exp}\left[-5926\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	0	0	0
6	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =318	$\text{Exp}\left[-5926\left(\frac{1}{318} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	4
10	70	$273 + \frac{20+70}{2}$ =343	$\text{Exp}\left[-5926\left(\frac{1}{343} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	4	4	8
11	26	$273 + \frac{70+26}{2}$ =321	$\text{Exp}\left[-5926\left(\frac{1}{321} - \frac{1}{293}\right)\right]$ =1	1	1	9

Tableau 7.2 : Calcul de l'âge équivalent du béton (B0+ Accélérateur de prise).**7.4 Résultats et discussion :**

D'après les résultats on observe que les deux (02) bétons étudiés possèdent le même temps équivalent de valeur égale à 09 h.

En se reportant sur la courbe déterminée précédemment on a :

Pour le béton témoin : $\text{Te} = 9\text{h}, \frac{Rci}{RC28} = 0.04, Rci = 1.50\text{MPa}$.

Pour le béton adjuvanté : $\text{Te} = 9\text{h}, \frac{Rci}{RC28} = 0.08, Rci = 2.82\text{MPa}$.

Donc, on bout de 11h, de traitement thermique de $T(C^\circ)=20$ jusqu' $70C^\circ$ puis un chute d'environ $26C^\circ$, on peut estimer que les deux (02) bétons précédents à atteints une résistance de $R_{te}=1.50$ MPa, 2.82 MPa.

On remarquons que : R_{te} de béton ($B0+Accélérateur$ de prise) présente un augmentation significatif. Elle présente un taux d'augmentation d'environ : 88.67% par rapport au béton $B0$ ($Réf$) ce qui signifie que, l'effet combiné des deux adjuvants et positif sur béton (liant) et en particulier « la matrice cimentaire ».Elles accélère le processus d'hydratation du ciment, par réduite le temps de début et de fin de prise ce qui favorise le développement des résistances initiale au jeune âge.

Le super plastifiant à permis de réduire la quantité d'eau dans le béton, augmentée la compacité, modifient la vitesse de dissolution ce qui traduit à une augmentation de la résistance à la compression à court terme, moyenne terme et à long terme.

7.5 Conclusion :

L'utilisation de la notion de l'âge équivalent en utilisant la loi d'Arrhenius a donné des résultats acceptables pour les différents bétons étudiés.

Finalement on peut dire que le concept de l'âge équivalent peut être appliqué dans le cas des bétons à forte dosage en accélérateur de prise et super plastifiant, mais, en prenant en compte l'action des adjuvants qui modifient la vitesse de dissolution et réduisent le rapport E/C, donc augmentent la compacité ce qui traduit à une amélioration de la résistance initiale.

Temkhajornkit et Nawa [38] ,ont avancé en étudiant la fluidité des pâtes de ciment contenant un super plastifiant à base de naphthalène sulfonaté, que l'introduction du supe plastifiant entraîne une réduction de la contrainte d'écoulement qui tend vers zéro, mais, la plasticité ne diminue pas beaucoup. Dans ce cas la pâte de ciment va avoir une bonne fluidité sans engendrer de ségrégations. Ils ont également avancé que lorsque le supe plastifiant est adsorbé à la surface des particules de ciment, il change le signe du Potentiel zéta de la surface des particules qui devient négatif et on augmente la valeur absolue dans ce cas, les particules de ciment ayant le même signe du potentiel zéta, se repoussent électro statiquement.

Kadri [54] a montré en étudiant l'ouvrabilité des bétons à hautes performances, que la composition chimique du ciment et en particulier la teneur en C_3A , joue un rôle majeur sur la consistance du béton en absorbant les molécules de super plastifiants (**figure 7.3**).

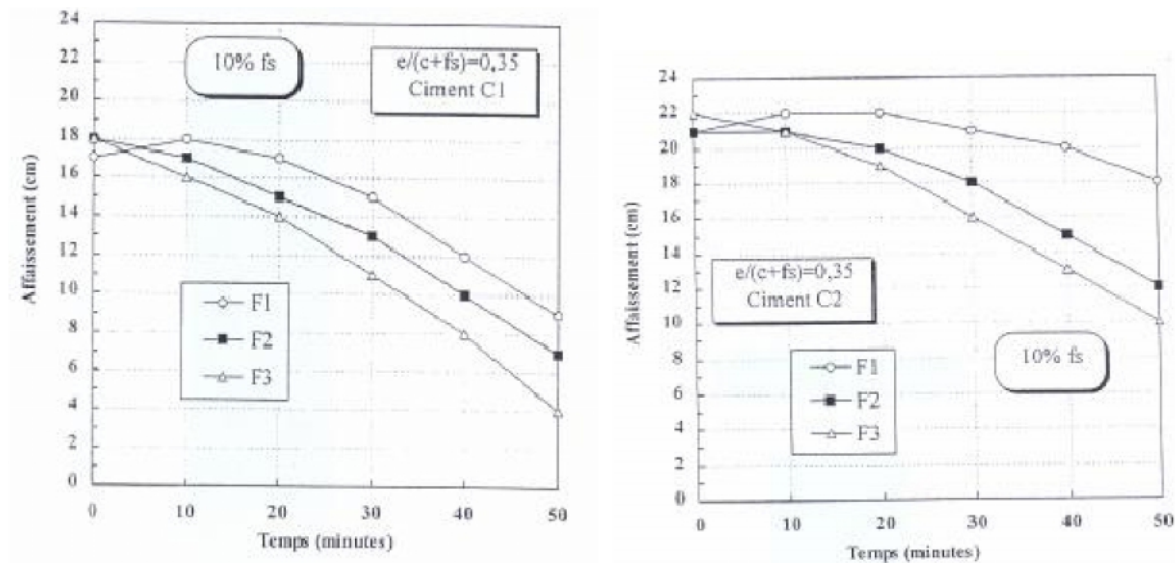


Figure 7.3 : Evolution de l'affaissement d'un BHP à base de deux types de ciment en fonction du temps pour 3 super plastifiants différents, selon kadri [54]

Intrinsèquement, les matériaux cimentaires sont eux-mêmes une source de chaleur. En effet, les Réactions d'hydratation produites lors du mélange du ciment avec l'eau sont largement exothermiques. Cependant, l'apport d'une chaleur extérieure par traitement thermique accélère ces réactions d'hydratation. Certaines études [55],[56] montrent que l'hydratation des C_3S et du ciment Portland est proportionnelle à la température du béton frais (figures 7.4 et 7.5).

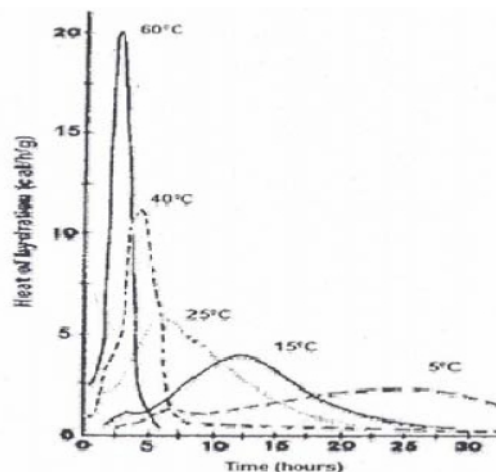


Figure 7.4 : Evolution de la chaleur d'hydratation des C_3S en fonction de la température extérieure [55] .

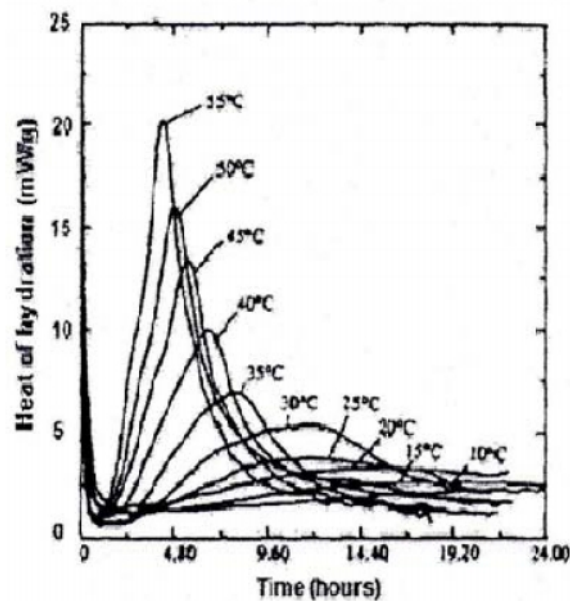


Figure 7.5 : Evolution de la chaleur d'hydratation d'un ciment Portland
En fonction de la température extérieure [56].

Le traitement thermique permet d'augmenter la résistance mécanique du béton au jeune âge. De nombreuses études montrent que cette tendance s'inverse à 28 jours.

On constate que la chaleur d'hydratation augmente significativement lorsque la température est supérieure à 25 °C. Ainsi, les réactions d'hydratation entre le ciment et l'eau sont d'autant plus rapides que les températures du traitement thermique sont élevées. Les temps de prise sont réduits d'autant.

Une étude de MATHER [57] montre également que l'accélération de la réaction d'hydratation peut parfois conduire à une demande en eau plus élevée.

La **figure 7.6** montre qu'à une température élevée, le traitement thermique accélère la prise et la résistance mécanique du béton au jeune âge mais, est néfaste pour les résistances mécaniques atteintes plus tardivement. Cet effet se constate de manière plus prononcée lorsque le béton est soumis à des températures [57] élevées immédiatement après sa mise en place (**figure 7.6**). KJELSEN et DETWILER [58] montrent également que, pour des mortiers à base de ciment Portland (Rapport E/C égal à 0,5) étuvés à 50 °C, la perte de résistance mécanique aux âges avancés est d'environ 17 % par rapport aux mêmes mortiers étuvés à 20°C.

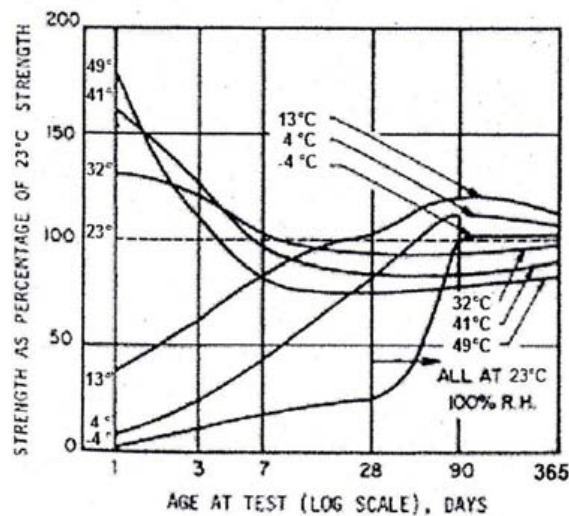


Figure 7.6 : Effet de la température sur la résistance mécanique d'un béton à base de ciment Portland.

L'utilisation de la notion de l'âge équivalent en utilisant la loi d'Arrhenius donne des résultats acceptables pour le béton ordinaire, où l'erreur est d'environ 20%, mais, nécessite des modifications dans le cas du béton de sable où l'erreur est très considérable, causé notamment par l'utilisation d'un fort dosage en super plastifiant qui modifie le durcissement du béton (BELLA et ALL, 2005)[59]. La simulation a été reprise avec plusieurs valeurs de l'énergie d'activation, les valeurs de l'énergie d'activation qui donnent les meilleurs résultats sont entre 16 et 25.104 cal. Finalement on peut dire que le concept de l'âge équivalent peut être appliqué dans le cas des bétons à fort dosage en super plastifiant (tel que BHP, BAP, BPR.etc.), mais en prenant en compte l'action des super plastifiants qui modifient le durcissement de la résistance.

L'augmentation de la température réduit le temps de prise et accélère les gains de résistance à court terme. En revanche, à plus long terme, les résistances sont plus faibles pour les bétons fabriqués et conservés à une température élevée (a). Lorsque l'évolution des résistances est exprimée en fonction de l'âge équivalent à 20°C du béton (b) à partir de 16 heures et pour une même maturité (même âge équivalent), les résistances mesurées sont différentes selon la température de mûrissement subie par le béton. Cet exemple montre que pour des températures extrêmes (40°C), la température provoque au sein du béton des désordres qui affectent ses résistances et qui ne peuvent être pris en compte par la loi d'Arrhenius [34].

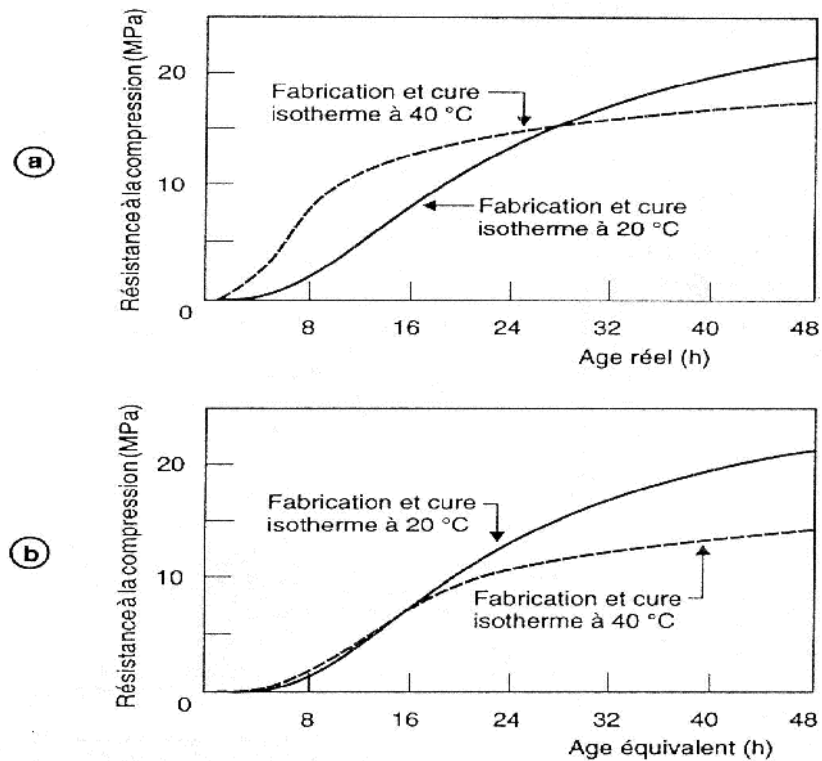


Figure 7.7 : Influence de la température de cure isotherme et de la température de préchauffage du béton sur le développement des résistances d'après Chanvillard et d'Aloia (1994).

Bresson [1982], Byfors [1980] et Regourd et Gautier [1980] ont montré que l'utilisation pour le béton, d'une énergie d'activation apparente pour caractériser l'ensemble des réactions chimiques du ciment était une démarche permettant de simuler valablement l'influence de la température sur l'hydratation du ciment. [34]

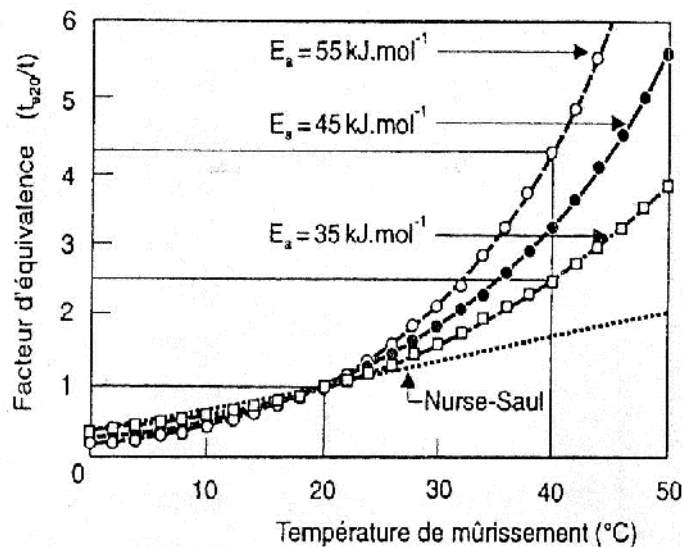


Figure 7.8 : Equivalent à 20C°/âge réel) en fonction de la température de mûrissement, d'après Carino [1991].

Une heure de mûrissement à 40C° correspond à 2.5 heures de mûrissement à 20C° lorsque l'énergie d'activation apparente du béton (E_a) est égale à 35 KJ.mol⁻¹, alors que cette même heure de mûrissement à 40C° correspond à 4.2 heures à 20C° quand E_a est égale à 55KJ.mol⁻¹

L'influence de l'énergie d'activation apparente est d'autant plus importante que le mûrissement du béton se fait à une température élevée [34].

La **figure 7.9** (a) illustre l'évolution de la résistance à la compression du béton mesurée sur l'éprouvettes 16cmx32cm normalisée, ainsi que le profil de températures de ce béton, mesuré au cœur d'une éprouvette. La température maximale atteinte est 32C° pour une température initiale de 22C°. A l'aide du relevé de température donné dans la figure(a), on a pu calculer un âge équivalent à 20C° qui a permis d'établir la courbe de référence de ce béton présentée à la figure (b) [34].

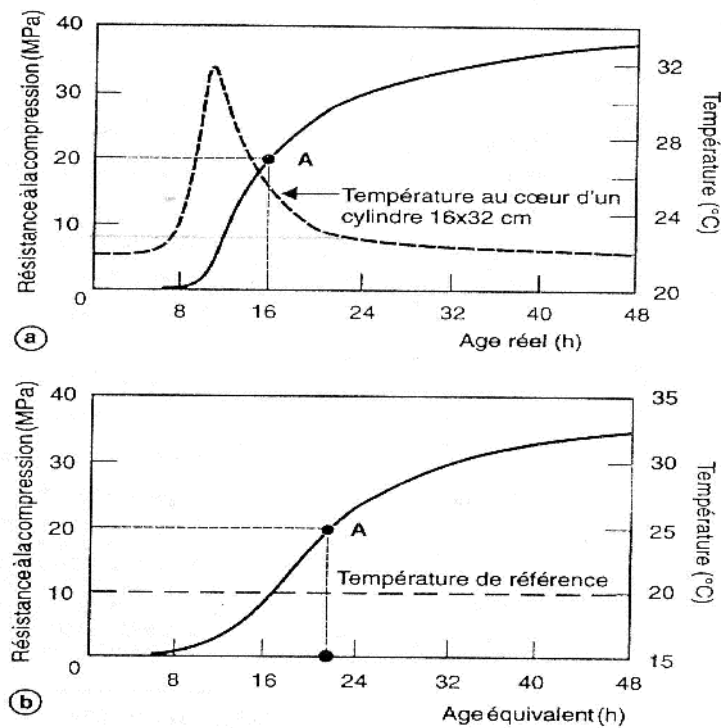


Figure 7.9 : Détermination de la courbe de référence d'un béton.

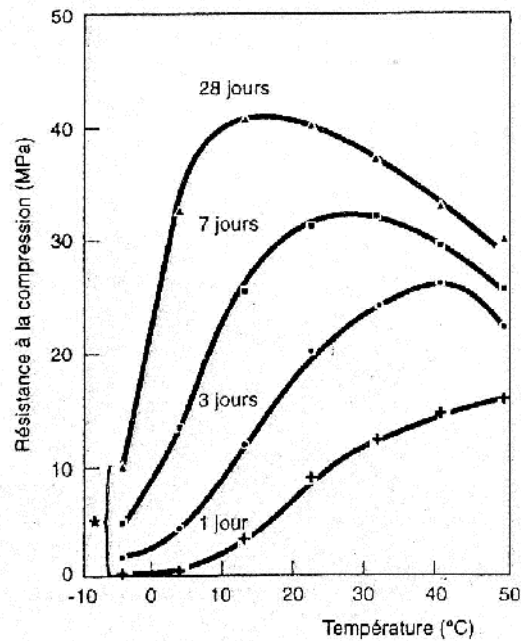
(a) : Evolution de la résistance à la compression et de la température en fonction de l'âge réel.

(b) : courbe de référence du béton (résistance à la compression en fonction de l'âge équivalent du béton à 20°C).

$E/R=5000$ joule, le cycle thermique : $T(^{\circ}C)=35$ durant douze (12) heures, puis $T(^{\circ}C)=20$ durant deux (02) heures.

L'influence de la température de fabrication puis de mûrissement du béton sur ses résistances du béton à court terme et à long terme a été largement traitée au cours des cinquante dernières années. De façon générale, toutes ces études [Klieger (1958) ; Verbeck et Helmuth(1968) ; Mamillan(1970), Alexandersson (1972) ; Byfors (1980) ; Regourd et Gautier(1980)] ont montré que :

Plus la température de fabrication et ou de mûrissement est élevée, plus la résistance à court terme est élevée. Alors qu'à long terme, l'influence de la température est inversée, c'est-à-dire que plus la température initiale est élevée, moins bonnes sont les résistances finales [34].



Béton fabriquer à 4C° et conservé immédiatement à -4C°

Figure 7.10 : Influence de la température de mûrissement sur la résistance à la compression d'un béton à différentes échéances, d'après Klieger [1958].

Plus la température de fabrication et de mûrissement du béton n'est pas élevée, plus la résistance à un jour de ce béton est élevée, alors que pour les âges de 3 à 28 jours, l'influence de la température change radicalement.

En effet, pour chacun des âges étudiée à partir de 03 jours, il existe une température optimale à la quelle correspond le maximum de résistance. En fait cette température optimale de mûrissement diminue lorsque l'échéance considérée augmente : elle est égale à 40,30 et 13C° aux échéances respectives de 3.7 et 28 jours [34].

7.6 Conclusion générale :

Les accélérateurs de prise et de durcissement sont souvent utilisés dans les mortiers, bétons pour compenser, en période froide, l'influence de la température sur les résistances à court terme. Ils constituent également un moyen efficace d'obtenir à des températures voisines de 20C°, les résistances à très court terme nécessaire pour optimiser le cycle de production sur le chantier.

En général, l'augmentation du besoin en eau ou la diminution de la fluidité est engendrés par l'introduction des adjuvants minéraux dans les mélanges cimentaires, certains adjuvants super plastifiant par delà leur effet physique modifient les forces inter-particulaires et peuvent intervenir dans les processus chimiques de l'hydratation et notamment de la nucléation et la croissance cristalline. Ces actions dépendent de la nature du ciment, de la nature et le dosage en super plastifiant.

Nous nous sommes donc proposé dans cette étude de déterminer le rôle des adjuvants (accélérateur de prise, accélérateur de durcissement) et l'effet combinée des deux adjuvants t sur l'amélioration des propriétés rhéologiques (densité, masse volumique, l'air occlus), et sur les propriétés mécanique (Résistance en compression à courte terme) à température ambiante, et sous traitement thermique avec température constante et selon un cycle d'étuvage avec température variable.

Nous avons étudié l'effet et le rôle des adjuvants (super plastifiant, accélérateur de prise et leur combinaison) sur l'amélioration des caractéristiques rhéologiques à savoir, la densité, la masse volumique, la mesure du temps d'écoulement, l'affaissement et l'étalement sur les propriétés mécaniques (Résistance en compression à courte terme) à température ambiante, sous traitement thermique à température constante et variable.

Les mortiers ont été confectionnés avec un rapport E/C=0.50

Les bétons ont été confectionnés avec un rapport E/C=0.36

L'utilisation des adjuvants dans les mortiers, bétons, à aussi pour objectif de valoriser une catégorie de matériaux naturels disponible en Algérie de ce fait les adjuvants choisis pour cette étude sont d'une utilisation courante en Algérie et de coût acceptable.

Nous avons aussi utilisé un type de ciment courant en Algérie (Skikda) pour pouvoir analyser l'effet de sa nature sur le comportement des adjuvants dans les mélanges cimentaires. Il s'agit du ciment portland composé : CPJ CEMII/A42.5 utilisé pour la confection des mortiers, bétons courants.

Sur le site, le développement des résistances dépend essentiellement des conditions environnementales, la température et la géométrie de l'ouvrage étant prépondérantes.

A ce niveau les éprouvettes d'information sont inadéquates pour caractériser les résistances car elles ne subissent pas l'histoire de températures qui se développe au sein de la structure.

Les principaux résultats obtenus dans cette étude peuvent se résumer comme suit :

-Pour le mortier à l'état frais : $M0$ (Réf), $M0+adjuvants$) :

Le comportement rhéologique dépend de la nature, la quantité indépendamment de la nature du ciment utilisé.

-Pour le mortier à l'état durci : $M0$ (Réf), $M0+adjuvants$) :

L'action combiné des adjuvants accélérateur de prise, accélérateur de durcissement sur la résistance(en compression, traction par flexion) au jeune âge (à courte terme), même à lente terme à vingt huit jours (28j).

L'effet d'accélérateur de prise et efficace sur la résistance à courte terme, car elle diminuer le temps de début et de fin de prise, densifier la microstructure de la pâte de ciment augmenté la chaleur d'hydratation, elle peut être continue jusqu'a des années.

Le comportement d'adjuvant accélérateur de prise est meilleur avec l'accélérateur de durcissement.

-Pour le béton à l'état frais : $B0$ (Réf), $B0+adjuvants$) :

Le comportement rhéologique dépend de la nature, la quantité indépendamment de la nature du ciment utilisé.

-Pour le béton à l'état durci : $B0$ (Réf), $B0+adjuvants$) :

La démarche de formulation d'un béton qui doit être traité thermiquement relève de considération spécifique. Ainsi, pour augmenter les gains des résistances initiaux, un moyen efficace consiste à réduire le rapport E/C. Par le passé, cette démarche revenait à formuler des bétons de consistance fluide de limité les dosages en ciment.

L'effet défloculant de ces adjuvants améliore la distribution des grains de ciment dans le volume et répartit de façon plus uniforme les hydrates formé. Mentionnons également que, sous réserve d'une bonne compatibilité du ciment avec l'adjuvant et d'un dosage adapté, la basse du rapport E/C, se traduit également par une réduction du temps de prise, ce qui va dans le sens de performances mécaniques précoces.

Le concept d'âge équivalent, défini à une température de référence, permet de prendre en compte le couplage temps-température sur la cinétique d'hydratation du ciment en vue de l'estimation de la résistance à court terme. Pour cela, il suffit de caractériser la formulation du béton au laboratoire en termes d'énergie d'activation apparente et de courbe de résistance de référence. Le suivi des histoires de températures en différents points critiques de l'ouvrage peut être converti instantanément en temps équivalent, à l'aide d'un maturomètre, par exemple il permet d'estimer avec une précision satisfaisante la résistance réelle atteinte Par le mélange (mortier ou béton).

D'autres axes de recherche restent à développé tel que :

- Le comportement du béton à haute température,
- L'effet du dosage en adjuvants et leur compatibilité,
- L'étude du processus chimique de l'hydratation et l'influence des adjuvants ainsi que le traitement thermique sur ce processus.
-Etc.

Références bibliographiques

- [01] **Neville A.M** : Propriétés des bétons, traduction CRIB, p. 229-253, Edition Eyrolles (2000).
- [02] **R.H .BOGUE** : Chemistry of Portland cement (New York, Reinhold, 1955).
- [03] **H.F.W.TAYLOR**: Modification of the Bogue calculation. Advances in cement Resarch, 2, No, 6, pp.73-9 (1989).
- [04] **T.KNUDES**: Quantitative analysis of the compound composition of cement and cement clinker by x-ray diffraction. Amer.Ceramic Soc.Bul, 55, No, 12, pp 1052-5 (Dec 1976).
- [05] **D.KNOFEL** : Quantitative r ntgenographische Freikalk bestimmung zur Produktions-kontrolle im Zementwerk,Zement-Kalk-Gips,23,No,8,pp.378-9 (Aug.1970).
- [06] **L.S.Brown** :Long-time study of cement performance in concret,Chapitre 4;Microscopical study of clinkers,J.Amer.Concr.INS,44,pp.877-923 (May 1948).
- [07] **S.DIAMOND** : Cement paste microstructure-an overview at several level,Proc.Conf hydraulic Cement Pastes:Their Structure and Properties,pp,2-30 (Sheffield,Cement and Concret Assoc,April (1976).
- [08] **S.M.Khalil and M.A.WARD**: influence of a lignin-based admixture on the hydration of Portland cements ,Cement and Concret Research,3,No,6,pp.677-88 (Nov.1973).
- [09] **S.GIERTZ.HEDSTROM**: The physical structure of hydrated cement,Proc.2nd Int.Symnp on the Chemistry of cement,pp.505-34 (Stochholm,1938).
- [10] **T.C.POWERS** :The non-evaporable water content of hardened portland cement paste its significance for concrete research and its method of dertermination,ASTM Bul No,158,pp.68-76 (May 1949).
- [11] **S.DIAMOND** ,Cement paste microstructure-an overview at several levels.Proc.Conf Hydraulic cement Pastes:Their Structure and Properties.pp.2-30 (Sheffield,Cement and Concrete Assoc,April 1976).
- [12] **J.H.SPROUSE** and **R.B.PEPLER** ,Setting time,ASTM Sp.Tech.Publ.No.169B,pp.105-21 (1978).

- [13] **F.M.LEA** ,Cement research : retrospect and prospect,Proc.4th Int.Symp.on the chemistry Of Cement,pp,5-8 (Washington DC,1960).
- [14] **I.ODLER** and **H.DORR** ,Early hydration of tricalcium silicate.I.kinetics of the hydration process and the stoichiometry of the hydration products,Cement and concret Research,9,No.2,pp.239-48 (March 1979).
- [15] **V.S.R AMACHANDRAN** and **C-M.ZHANG** ,Influence of CaCO_3 .II Cemento,3,pp,129-52 (1986).
- [16] **J.F.YOUNG** et al, Mathematical modelling of hydration of cement: hydration of dicalcium silicate, Materials and Structures,20,No.119,pp.377-82 (1987).
- [17] **E.W.BENNETT** and **B.C.COLLINS**,High early strength concrete by means of very fine Portland cement,Proc,Inst,Civ,Engrs,pp.1-10 (July 1969).
- [18] **S.BRUNAUER,J.SKALNY,I.ODLER** and **M.YUDENFREUND**,Hardened Portland cement pastes of low porosity.VII.Further remarks about early hydration.Composition and surface area of tobermorite gel,Summary,Cement and Concrete Research,3,No.3,pp.279-94 (May 1973).
- [19] **R.W.CARLSON** and **L.R , FORBRICK** ,Correlation of methods for measuring heat of hydration of cement.Industrial and Engineering Chemistry (Analytical Edition),10,pp,382-6 (Easton,Pa,1938).
- [20] **W.LERCH** and **C.L.FORD** ,Long time study of cement performance in concret,Chapitre 3 : Chemical and physical tests of the cements.J,Amer.Concr.Inst,44,pp.743-95.
- [21] **Z.BERHANE** ,Heat of hydraration of cement pastes,Cement and concret Research,13,No.1 ,pp.114-18 (1983).
- [22] **T.C.POWERS** and **T.L.BROWNYARD**,Studies of the physical properties of hardened Portand cement paste (Nine parts);J,Amer.Concr.Inst,43 (Oct.1946 to April 1947).
- [23] **H.WOODS,H.H.STEINOUR** and **H.R.STARKE**,Heat evolved By cement in relation to strength,Engng News.Res,110,pp.431-3(New York,1933).
- [24] **M.KAMINSKI** and **W.ZIELENKIEWICZ**,The heats of hydration of cement constituents, Cement and Concrete Research,12,No,5,pp.549-58 (1982).
- [25] **LongT.Phan Nicholas J.Carino,Dat Duthinh**,and Edward Garboczi international Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete,NIST,Gaithersburg,MD, February 13-14,1997 Proceedings.

-
- [26] **G.J.VERBECK**,Hardened concrete-pore structure, ASTM. Sp.Tech.Publ, No.169pp.136-42 (1955).
- [27] **F.P.GLASSER**,Progress in the immobilization of radioactive wastes in cement, Cement and Concrete Research,22,Nos 2/3,pp.201-16 (1992).
- [28] **T.C.POWERS**,Structure and physical properties of hardened Portland cement paste,J.Amer.Ceramic Soc,41,pp,1-6 (Jan.1958).
- [29] **D.WINSLOW** and **S.DIAMOND**,Specific surface of hardened Portland cement paste as determined by small angle X-ray scattering,J.Amer.Ceramic Soc,57,pp.193-7 (May 1974).
- [30] **L.E.COPELAND** and **J.C.HAYES**, Porosity of hardened Portland cement pastes, J.Amer.Concr.Inst, 52, pp.633-40 (Feb.1956).
- [31] **P.SELIGMANN** and **N.R.GREENING**, Studies of early hydration reactions of portland cement by X-ray diffraction,Highway Resarch Record,No.62,pp.80-105 (washington DC ,1964).
- [32] **Feldman R. F. and Cheng Gi M.**, Hydration reactions in Portland cement silica fume blends, Cement and Concrete Research, Vol.15, p. 585-592,1985.
- [33] **V.M.MALHOTRA** ,Super plasticizers in concrete,CANMET Report MRP/MSL 77-213 ,20 pp.(Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa,Aug 1977).
- [34] **Barron J., ollivier J.P**, Les bétons, Bases et données pour leur formulation, Association technique de l' industrie des liants hydrauliques, Edition Eyrolles, Paris, 1997.
- [35] **Dreux G., Fiesta J**, Nouveau guide du béton et de ses constituants, Editions Eyrolles, 1998.
- [36] **Jolicoeur C., Nkinamubanzi P. C., Simard M. A. and Piotte M.**, Progress in understanding the functional properties of superplasticizers in fresh concrete, Fourth CANMET/ACI international conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete, Montréal, ACI, ED., SP-148, p. 63-88, October 1994.
- [37] **Meyer A.**, Experiences in the use of superplsticizers in Germany, in Superplasticizers in concrete, ACI SP-62, P. 21-36, Detroit, Michigan, 1979.
- [38] **Thermkhajornkit P., Nawa T**, The fluidity of flyash-cement paste containing naphthalene sulfonate superplasticizer, Cement and concrete research Vol. 34, p. 1017-1024, 2004.

- [39] **F.M.LEA** and **N.DAVEY**.The deterioration of concrete in structures, J.Inst. Civ Engrs,No.7,pp.248-95(London,May 1949).
- [40] **N.DAVEY**, Concrete mixes for various building purposes.Proc a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete,pp.28-41 (Cement and Concrete Assn,London,1954).
- [41] **B.WILDE**, Concrete comments, Concrete International, 15, No.6, p.80 (1993).
- [42] **M.MAMILLAN**, Traitement thermique des bétons, in Le Béton hydraulique, pp.261-9 (Presses de l'Ecole Nationale des ponts de Chaussées, Paris,1982).
- [43] **W.H.PRICE**, Factors influencing concrete strength.J.Amer.Concr.Inst,47,pp,417-32(Feb1951).
- [44] **T.Z HARMATHY** and **J.R MEHAFFEY**,Desgin of buildings for prescribed levels of structural fire safety, fire safety; Science and Engineering,ASTM,Sp.Tech.Publ.No.882,pp.160-75 (Philadelphia,Pa,1985).
- [45] **Fichant.S.** Endommagement et anisotropie induite du béton de structures: Modélisation approchée. Thèse de Doctorat de L'ENS-Cachan,1996.
- [46] **Noumowé,N.A.** Effet de hautes températures (20C°-600C°) sur le béton. Cas particulier du BHP. Thèse de Doctorat de L'INSA de Lyon,1995.
- [47] **CASTELLOTEA. M,ALONSOA ,C ,ANDRADEA ,C ,TURRILLASA ,X,CAMPOC , J ,** Composition and micro structural changes of cement pastes upon heating,as studied by neutron diffraction, Cement and Concrete Research 34 (2004)1633-1644.
- [48] **KHOURY,G,A ,GRAINGER.B .N, and SULLIVAN ,G.P.E;** Strain of concrete during first heating to 600C° under load ,Magazine of concrete research,1985.Vol 37,pp 195-215.
- [49] **KHOURY.GA.** Strain components of nuclear-reactor-type Nuclear Engineering and Design,1995,N° 156,pp 313-321.
- [50] **DIEDERICHS,U,JUMPPANEN,U,M. and PENTALLA ,V,1992,**Behavior of high strength concrete et elevated temperatures, Espoo 1989,Helsinki University of Technology, Department of structural Engineering, Report 92 p 72.
- [51] **SLIWINSKI J,EHRENFELD W :** Déformation thermique des pâtes et des mortiers avec ajout de fumée de silice à haute température, Proc of Int,Conf,"Concrete & Concrete Structures ",University of Zilina,Slovakia,1999,83-88.

- [52] **BUYLE-BODIN et CUSSIGH** : Résistance du béton dans l'ouvrage- Guide d'utilisation de la Maturométrie.
- [53] **Laetitia D'aloia** : Détermination de l'énergie d'activation apparente du béton dans le cadre de l'application de la méthode du temps équivalent a la prévision de la résistance en compression au jeune âge : Approches expérimentales mécanique et calorimétrique, simulations numériques (annexes) : Institut national des sciences appliques de LYON.
- [54] **Kadri E. H.**, Contribution à l'étude de l'influence de la fumée de silice sur les caractéristiques des bétons à hautes performances, Thèse de doctorat de l'université de Cergy Pontoise, 1998.
- [55] **M. SAMARAI, S. POPOVICS, V.M. MALHOTRA**, 1975, « Effect of high temperatures on the properties of fresh concrete », Transportation Research Record,924, pp.42-50.
- [56] **W. MA, D. SAMPLE**,1994, « Calorimetric study of cements blends containing fly ash, silica fume and slag at elevated temperatures », Cement Concrete and Aggregates,Vol. 16, pp. 93-99.
- [57] **B. MATHER**, 1996, « The warmer the concrete the faster the cement hydrates », Practitioner's Guide to Hot weather Concreting, PP-1, American Concrete Institute, pp. 71-75.
- [58] **K.O. KJELLEN, R.J. DETWILER**, 1993, « Late-age strength prediction by a modified maturity model », ACI Materials Journal, Vol.90, pp. 220-227.
- [59] **Bella N., Mallam R. et Ben Aissa A.** : Influence des superplastifiants sur le béton de sable traité thermiquement, CEMIDIMAT Colloque Méditerranéen sur les Matériaux, Oran Algérie, 2005.

ملخص:

ارتفاع مقاومة الضغط للخرسانة يشغل غالبا تطوير خصائصها الأخرى, مثل المقاومة عند الشد, الصلابة, الديمومة. اختيار التركيبات و المكونات لا يجب أن تمحور على إعداد المقاومة عند زمن قصير(عمر فتي)

مثال :

ملدن مسرع الاخذ الذي يحرض على أخذ سريع و يعمل على ارتفاع المقاومة الميكانيكية عند الساعات الأولى بدون التأثير في المقاومة على مدى بعيد. تؤثر بتعديل الانحالية و سرعة الإماهة المولدات ذات تركيبات غير ماهرة لكن من جهة أخرى المسرع المرغوب فيه قد يؤدي إلى مقاومة ميكانيكية أقل ارتفاع مقارنة مع الشاهد(المرجع) خلال الأسابيع الأولى.

- مسرع الصلابة وظيفته الأساسية تسريع تطوير المقاومات الابتدائية للخرسانة.

استعمال (superplastifiant) ذو تخفيض عالي للماء يسمح بإعطاء أزمدة أخذ سريعة و صلابة سريعة ملدن لكن كذلك لها مقدرة على إعطاء أحسن شدة (الاهتزازات) انسياب رائع بين التسليح تسهيل القولية و هذا بفضل الصلابة. كذلك يحرض على انتشار حبيبات الإسمنت إن الرفع من اللزوجة مما يؤدي إلى ارتفاع الليونة بدون فقدان معتبر للمقاومة الميكانيكية. كذلك يعمل على خفض كمية الماء في المزيج ويحذف عتبة إجهاد القص.

الهدف الثانوي يركز جوهريا حول برنامج تجريبي الذي يهدف إلى دراسة في مايلي للأجل مراقبة تأثير الحرارة العالية ليس فقط على المقاومات الفيزيائية (كثافة مسامية تقلص قصير المدى تقلص بعيد المدى... الخ) ميكانيكية (المقاومة عند الضغط, المقاومة عند الشد, الانحاء... الخ. لكن كذلك على مستوى البنيوي الدقيق و البلوري يعني سنقوم بمراقبة $CaCO_3$, كربونات الكالسيوم C-S-H خلال تطورات الاماهة و كذلك تفكك المراحل تطور حرارة الإماهة والمركبات الماهرة منها: البورتلنديت $Ca(OH)_2$

الهدف الأساسي يكرس حساب الوقت المكافئ و تقييم درجة النضج الملائمات الملدنة و الخرسانة.

الكلمات المفتاحية :

المقاومة عند عمر فتي, حرارة, ملاطة, خرسانة, تجفيف بالنار.

Abstract:

The increase of the resistance to the compression of the concrete frequently comes with the improvement of other properties, as the traction strength, the rigidity, the durability.

The choice of the components and the composition must not be centered on the obtaining of a resistance to short term (to the young age).

For example adjuvante accelerator of hold that triggers a fast hold and a growth of the mechanical strength during the first hours without affecting the resistances long-term.

They act while modifying the solubility and the speed of hydration of the binders selectively constituent anhydrides. But some against part, the sought-after acceleration can entail a less elevated mechanical strength than the witness during the first weeks.

The accelerator of hardening has the main function to accelerate the development of the resistances initial of the concrete. The use of a terrific reducing high plasticizer of water permits to get the times of hold rapids and an accelerated hardening. But also of advantage on the obtaining a better tightening, good of out-flow between the armatures, facilitated of the setting up by their consistence (plastic).

The superplasticier encourages the defloculation of the cement grains, therefore increased the viscosity himself that drives of deludes the ouvrability without meaningful loss on the mechanical strength; it is also decreases the quantity of water in the mixes and suppressed the doorstep of shearing.

The secondary objective is essentially articulated around an experimental program that our will study at next, in order to examine the influence of the high temperatures name only on the physical performances (density, porosity, withdrawal, flowance... etc.) mechanical (resistance to the compression, traction strength, bending strength... etc).

But also to the level microstructure and crystalline. That means goes to examine the evolution of the hydration heat during the processes of hydration of it, and also the decomposition of the phases of C-S-H-S-HS, carbonate of CaCO_3 and the components hydrate: as the Ca(OH)_2 portandite, with the coupling temperature-time.

The main objective dedicated the calculation of equivalent and estimated time the degree of the maturity and the development of the mortars adjuvantes, concrete .As well as the activation energy.

Key words:

Resistance to the young age, temperature, mortar, concrete, steaming

Résumé :

L'augmentation de la résistance à la compression du béton s'accompagne fréquemment de l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité, la durabilité.

Le choix des composants et de la composition ne doit pas être axé sur l'obtention d'une résistance à court terme (au jeune âge).

Par exemple l'adjuvant accélérateur de prise qui déclenche une prise rapide et un accroissement de la résistance mécanique au cours des premières heures sans affecter les résistances à long terme.

Il agit en modifiant sélectivement la solubilité et la vitesse d'hydratation des liants constituants anhydrides. Mais en contre partie, l'accélération recherchée peut entraîner une résistance mécanique moins élevée que le témoin pendant les premières semaines.

L'accélérateur de durcissement a la fonction principale d'accélérer le développement des résistances initiales du béton. L'utilisation d'un super plastifiant haut réducteur d'eau permet d'obtenir des temps de prise rapides et un durcissement accéléré. Mais aussi permet d'obtenir un meilleur serrage, et facilite l'écoulement du béton entre les armatures, cette facilité de la mise en place est due à sa consistance plastique.

Le super plastifiant favorise la défloculation des grains de ciment, donc augmente la viscosité ce qui conduit à améliorer l'ouvrabilité sans perte significative de la résistance mécanique, il permet aussi de réduire la quantité d'eau dans le mélange et supprime le seuil de cisaillement.

L'objectif secondaire est essentiellement articulé autour d'un programme expérimental que nous étudiera afin d'examiner l'influence des hautes températures non seulement sur les performances physiques (densité, porosité, retrait, fluage...etc.) mécanique (résistance à la compression, résistance à la traction par flexion, résistance à la traction...etc.).

Mais également au niveau microstructure et cristalline c'est-à-dire en va examiner l'évolution de la chaleur d'hydratation au cours des processus d'hydratation, et aussi la décomposition des phases de C-S-H, carbonate de CaCO_3 et les composants hydrate : tels que la portlandite Ca(OH)_2 , avec le couplage température-temps

Un deuxième objectif principal est consacré au calcul du temps équivalent et l'évaluation du degré de la maturité et le mûrissement des mortiers adjuvés,(béton adjuvé). Ainsi que l'énergie d'activation.

Mots clés :

Résistance au jeune âge, température, mortier, béton, étuvage.