

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID - TLEMCEN  
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**Thèse de Doctorat**

**SPECIALITE : GENIE CIVIL**

*Présentée par :*

Sidi Mohammed El Amine BOUKLI HACENE

**POUR OBTENIR LE GRADE DE DOCTEUR**

*Sujet de thèse:*

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA RESISTANCE  
CARACTERISTIQUE DES BETONS  
DE LA REGION DE TLEMCEN**

Soutenue le ..... 2009 devant le jury composé de

M <sup>r</sup> A. BEKKOUCHE	Pr.	Univ. Tlemcen	Président
M <sup>r</sup> A. KHELIDJ	Pr.	Univ. Nantes	Examinateur
M <sup>r</sup> H. HOUARI	Pr.	Univ. Constantine	Examinateur
M <sup>me</sup> N. BELAS BELARIBI	Pr.	Univ. Mostaganem	Examinatrice
M <sup>r</sup> F. GHOMARI	Dr.	Univ. Tlemcen	Encadreur

**A la mémoire de ma Mère**

**A mon Père**

**A ma Femme et mes Enfants**

**A mes Frères et Sœurs**

**A tous mes Amis**

# RESUME

Si dans les pays développés, le béton connaît d'une part une amélioration sur le plan de ses performances à l'état frais et à l'état durci et d'autre part une maîtrise de la qualité de ses constituants, c'est loin d'être le cas dans la plus part des chantiers que compte notre pays, car les défauts lors de sa fabrication et sa mise en œuvre sont nombreux.

Les entreprises en Algérie, n'ont que des budgets relativement restreints à consacrer à la formulation des bétons, même si de cet acte fondateur découle une grande partie des caractéristiques de l'ouvrage futur. A cet effet, très peu d'études de recherche y sont consacrées, pour mettre l'accent sur les aspects liés à la composition des bétons en fonction de leurs emplois. Nous sommes parti de cet état de fait, en vue d'étudier dans notre laboratoire -dans le cadre d'un programme de recherche agréé- l'influence de la nature des constituants sur la qualité mécanique du mélange, en particulier la résistance à la compression qui reste, du point de vue de l'ingénieur, la propriété la plus importante du matériau, si l'on exclut les indicateurs de durabilité.

Pour ce faire, nous avons réalisé un programme expérimental où plus de 1600 éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été confectionnées, en utilisant les matériaux locaux, à savoir : le ciment de Béni-Saf, ainsi que les granulats de l'Entreprise Nationale Algérienne des Granulats (E.N.G). Les bétons ont été formulés à l'aide de la méthode de Dreux-Gorisse. Deux cures ont été adoptées pour les éprouvettes confectionnées, cure à l'air libre et immersion dans l'eau.

Nous montrons d'une part, que les propriétés intrinsèques des constituants du béton étudié et particulièrement les granulats concassés, offrent au béton réalisé des résistances caractéristiques tout à fait satisfaisantes et d'autre part, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistances à la compression. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus a constitué une banque de données. Cette dernière nous a permis d'établir un abaque de formulation dont l'utilisation paraît aisée et de comparer, à travers une analyse statistique, le modèle établi par Féret et les résultats des essais.

**Mots-clés:** Affaissement, Air occlus, Béton, Etude statistique, Expérimentale, Granulats concassés, Matériaux locaux, Résistance à la compression, Résistance caractéristique.

## ملخص

بينما تعرف البلدان المتقدمة نموا ملموسا في علم الخرسانة و خاصة فيما يتعلق بتركيباتها المتميزة و تحسن في الأداء و السيطرة علي مراقبة نوعية وجودة مكوناتها ، فإن ورشات البناء التي تعرفها بلادنا ليست على ذلك بسبب عدة عوامل، من بينها النقائص في صنع الخليط التي تؤثر مباشرة على نوعيته.

يخصص للشركات في الجزائر ميزانيات صغيرة و محددة فيما يتعلق بالتركيبات المتميزة للخرسانة. لهذا الغرض، لا يوجد في بلادنا إلا عدد قليل جدا من الدراسات والأبحاث المختصة بعلم الخرسانة. و من ثم، فإن هذا العمل هو جزء من برنامج أبحاث معتمدة لتوضيح أثر طبيعة المكونات على نوعية الخليط وخاصة على مقاومة الضغط التي لا تزال بالنسبة للمهندس، الخاصية الأكثر أهمية، باستثناء مؤشرات الاستدامة.

لذلك قمنا بتنفيذ برنامج تجريبي موسع يضم أكثر من 1600 عينات اسطوانية الشكل 16x32 سم باستخدام المواد المحلية. فيما يتعلق بتركيبات الخرسانة استعملنا طريقة « Dreux Gorisse ». احتفظنا بالعينات في الهواء الطلق أو داخل وسط مائي.

لقد بينا أن الخصائص الذاتية لمكونات الخرسانة سمحت لنا بالحصول على نتائج مرضية تماما فيما يخص مقاومة الضغط من جهة، و من جهة أخرى، فإن كمية الاسمنت لم تؤدي إلى اختلافات كبيرة في مقاومة الضغط. جميع النتائج التجريبية المنجزة وفرت لنا قاعدة للمعطيات. هذه الأخيرة، سمحت لنا بصياغة مخطط الذي يبدو سهل الاستخدام والمقارنة، من خلال التحليل الإحصائي، بين علاقة « Féret » ونتائج تجاربنا.

**الكلمات الرئيسية:** مقاومة الضغط، مواد محلية، تجربة، دراسة إحصائية، اسمنت، الحجارة المكسرة، الفراغات، هبوط الخرسانة.

# ABSTRACT

In the developed countries, the concrete knows not only an improvement of its performances in both fresh and hardened states but also a good control of the quality of its components. This is not the case in most of the building sites in our country. The factors affecting the quality of the concrete during its production and implementation are numerous.

The companies in Algeria, have only relatively restricted budgets to devote to the formulation of the concretes, even if from this act founder rises most of the characteristics of the future work. To this end, very little of studies of research are devoted there, to stress the aspects related to the composition of the concretes according to their employment. From this fact, we aim to study the influence of the nature of the components on the mechanical property of the mixture, in particular the compressive strength which remains, for the engineer, the most significant property of material, if one excludes the indicators from durability.

For this, an extensive experimental program was done at the laboratory of the civil engineering department where more than 1600 cylindrical test-tubes 16x32 cm, using local materials, such as cement of Beni-Saf or the aggregates of the national company of aggregates (E.N.G), were tested. The mixtures are obtained using the Dreux-Gorisse's method and the cure of the test-tubes is done both out in the open and immersed in water.

We show on the one hand, that the intrinsic properties of the components of the studied concrete and particularly the broken up particles, offer to the concrete complete satisfactory characteristic strength and in the other hand, the cement proportioning for the selected class does not offer notable differences as regards to compressive strengths. The whole of the experimental results obtained constituted a data bank. The latter enabled us to establish an abacus of formulation which the use appears easy and enabled us to compare, through a statistical analysis, the model established by Féret and the results of the tests.

**Key words:** Broken up particles, Characteristic strength, Compressive strength, Concrete, Content air, Experimental, Local materials, Slump, Statistical study.

# REMERCIEMENTS

Ce travail de thèse réalisé au sein du laboratoire de Génie Civil de la faculté des Sciences et de l'Ingénieur de l'Université AbouBekr Belkaid de Tlemcen, n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui je voudrais adresser tout mes remerciements.

Mes premiers remerciements vont à mon encadreur, Monsieur GHOMARI Fouad, Maître de Conférences à l'Université de Tlemcen, qui m'a dirigé tout au long de ces quatre années de thèse, avec beaucoup de compétence, d'enthousiasme et de disponibilité. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans lui. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

J'adresse également ma gratitude et mes remerciements à Monsieur BEKKOUCHE Abdelmalek, Professeur à l'Université de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse. Je lui suis particulièrement reconnaissant de m'avoir fait l'honneur de s'intéresser à ce travail malgré ses lourdes charges et de m'avoir prodigué ses précieux conseils et son aide concernant le calcul statistique.

Mes vifs remerciements sont adressés à Messieurs KHELIDJ Abdelhafid, Professeur à l'Université de Nantes, et HOUARI houcine, Professeur à l'Université de Constantine, ainsi que Madame BELAS BELARIBI Nadia, Professeur à l'Université de Mostaganem, pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail en acceptant de l'examiner et de participer à mon jury de thèse. Leurs commentaires, leurs critiques et leurs questions sont autant d'encouragements à poursuivre ce travail.

Je souhaite remercier Messieurs KHELIDJ Abdelhafid, Professeur à l'Université de Nantes, SCHOEFS Franck, Professeur à l'Université de Nantes et LOUKILI Ahmed, Professeur à L'Ecole Centrale de Nantes, qui m'ont apporté une aide et une disponibilité précieuses et avisées tout au long de ces quatre années. Je voudrais leurs dire combien m'ont été profitables et instructives les discussions scientifiques que nous avons eu au cours de ma thèse.

Je remercie également tous les responsables de l'Entreprise Nationale des Granulats en l'occurrence ceux de la carrière de Djebel Abiod de Sidi Abdelli ainsi que ceux de la carrière de Dhar El Mendjel d'El Malah, pour l'aide et la gentillesse qu'ils m'ont réservées.

Je ne saurais oublier d'adresser un souvenir ému à tous mes collègues Enseignants exerçant sur les deux rives de la méditerranée.

Enfin, je voudrais exprimer mes plus profonds remerciements à mon père, à ma chère femme, à mes enfants, à mes frères et sœurs et à toute ma grande famille pour leur soutien constant, leur patience et leur encouragement tout au long de ces années de thèse.

# SOMMAIRE

Résumé

Abstract

Remerciements

Liste des figures.....	6
Liste des tableaux.....	12
INTRODUCTION GENERALE.....	13
CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART SUR LE MATERIAU BETON.....	16
1.1. INTRODUCTION.....	17
1.2. HISTORICITE.....	17
1.3. LES COMPOSANTS D'UN BETON.....	18
1.3.1. Pâte de ciment.....	19
1.3.1.1. Le ciment.....	19
1.3.1.2. Additions minérales.....	20
1.3.1.3. L'eau.....	20
1.3.1.4. L'adjuvant.....	22
1.3.2. Les granulats.....	24
1.3.3. Malaxage des constituants.....	26
1.4. QUALITES ESSENTIELLES D'UN BETON.....	28
1.4.1. A l'état frais.....	28
1.4.1.1. Ouvrabilité.....	28
1.4.1.2. Propriétés rhéologiques.....	33
1.4.2. A l'état durci.....	35
1.4.2.1. Résistance à la compression.....	36
1.4.2.1.1. Généralités.....	36
1.4.2.1.2. Essai de résistance à la compression.....	37
1.4.2.1.3. Influence du rapport eau/ciment.....	38
1.4.2.1.4. Influence du dosage en ciment.....	40
1.4.2.1.5. Influence du type de ciment.....	41
1.4.2.1.6. Influence de la porosité.....	43
1.4.2.1.7. Influence du rapport granulat/ciment.....	49
1.4.2.1.8. Influence de la taille maximale du granulat.....	50
1.4.2.1.9. Influence de l'Âge.....	51

1.4.2.1.10. Influence de la température.....	53
1.4.2.2. Modèles de résistances.....	56
1.4.2.2.1. Relation de Féret.....	56
1.4.2.2.2. Relation de Bolomey.....	57
1.4.2.2.3. Formule d'Abrams.....	57
1.4.2.2.4. Modèle développé au LCPC.....	59
<b>1.5. CONCLUSION.....</b>	<b>60</b>
<b>CHAPITRE 2 : METHODES DE FORMULATION DES BETONS.....</b>	<b>62</b>
<b>2.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>63</b>
<b>2.2. EVOLUTION DES METHODES DE FORMULATION DES BETONS.....</b>	<b>63</b>
2.2.1. Méthode de Bolomey.....	64
2.2.2. Méthode de Caquot.....	64
2.2.3. Méthode de Valette.....	65
2.2.4. Méthode de Faury.....	65
2.2.5. Méthode de Joisel.....	66
2.2.6. Méthode américaine.....	66
2.2.7. Méthode britannique (BRE 1988).....	69
2.2.8. Méthode de Dreux-Gorisse.....	70
2.2.9. Méthode de Baron Lesage.....	75
2.2.10. Une nouvelle approche de la formulation des bétons.....	77
2.2.11. Méthode des plans d'expériences.....	80
2.2.12. Examen critique.....	86
<b>2.3. CONCLUSION.....</b>	<b>88</b>
<b>CHAPITRE 3 : RESISTANCE CARACTERISTIQUE.....</b>	<b>90</b>
<b>3.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>91</b>
<b>3.2. RESISTANCES DE CALCUL.....</b>	<b>91</b>
<b>3.3. NOTION DE RESISTANCE CIBLE : QUELLE RESISTANCE VISER AU MOMENT DE L'ETUDE ?.....</b>	<b>93</b>
3.3.1. La résistance caractéristique, grandeur statistique.....	93
3.3.2. Application à un lot de la résistance caractéristique.....	94
3.3.3. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude pour que la résistance caractéristique du lot soit supérieure ou égale à la valeur garantie ?.....	96
3.3.4. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude en référence au fascicule 65-A.....	96
3.3.5. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude selon l'approche de l'American Concrete Institute, ACI 318-89 (révisée en 1992).....	97



3.3.6. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude selon l'approche Britannique.....	99
3.3.7. Distribution et variation de la résistance.....	99
3.3.8. Résistances à la compression mesurées sur cylindres et mesurées sur Cubes.....	102
3.3.9. Evolution sur les résistances.....	104
3.4. RISQUES D'ERREUR LIES A LA MESURE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION.....	104
3.5. CONCLUSION.....	104
<b>CHAPITRE4 : PROVENANCE ET CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES.....</b>	<b>106</b>
4.1. INTRODUCTION.....	107
4.2. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT.....	107
4.2.1. Composition chimique et minéralogique.....	107
4.2.2. Caractéristiques physico – mécaniques.....	108
4.2.2.1. Masse volumique apparente.....	108
4.2.2.2. Essai de consistance.....	108
4.2.2.3. Essai de prise.....	108
4.2.2.4. Essais mécaniques sur les mortiers normalisés.....	109
4.2.3. Interprétation des résultats.....	109
4.3. EAU DE GACHAGE.....	110
4.4. AGREGATS (SABLE ET GRAVIERS).....	110
4.4.1. Carrière Djebel Abiod (ENG).....	111
4.4.1.1. Situation géographique.....	111
4.4.1.2. Morphologie du gisement.....	111
4.4.1.3. Mode d'extraction.....	112
4.4.1.4. Capacité de production.....	112
4.4.2. Carrière Dhar El Mendjel (ENG).....	112
4.4.2.1. Situation géographique.....	112
4.4.2.2. Morphologie du gisement.....	113
4.4.2.3. Capacité de production.....	114
4.4.3. Identification des granulats.....	114
4.4.3.1. Echantillonnage.....	114
4.4.3.2. Analyse granulométrique.....	114
4.4.3.3. Forme des granulats : Coefficient d'aplatissement.....	117
4.4.3.4. Propreté des granulats.....	117
4.4.3.5. Essai Micro-Deval.....	118
4.4.3.6. Essai Los Angeles.....	118
4.4.3.7. Coefficient d'absorption des granulats.....	119
4.4.3.8. Masses volumiques apparentes et absolues.....	119
4.4.3.9. Foisonnement des sables.....	119

4.5. CONCLUSION.....	121
<b>CHAPITRE 5 : FORMULATION ET CARACTERISATION DU BETON ETUDIE.....</b>	<b>123</b>
5.1. INTRODUCTION.....	124
5.2. CALCUL APPROCHE DE LA FORMULATION.....	124
5.3. OPTIMISATION DES PROPORTIONS DU SQUELETTE GRANULAIRE.....	125
5.4. PLAN EXPERIMENTAL.....	126
5.5. CARACTERISATION DU BETON A L'ETAT FRAIS.....	129
5.5.1. La température.....	129
5.5.2. L'affaissement.....	129
5.5.3. Le volume d'air occlus.....	130
5.6. CONFECTION DES EPROUVETTES.....	130
5.6.1. Remplissage des moules.....	130
5.6.2. Mise en place du béton.....	131
5.6.3. Conservation des éprouvettes.....	131
5.6.3.1. Conservation avant démoulage.....	131
5.6.3.2. Conservation après démoulage.....	131
5.7. CARACTERISATION DU BETON A L'ETAT DURCI.....	132
5.7.1. Mesure de la masse volumique apparente.....	132
5.7.2. Essai de résistance à la compression.....	133
5.7.2.1. Surfaçage des faces de chargement.....	133
5.7.2.2. Conduite de l'essai.....	133
5.8. RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	135
5.8.1 Variabilité des résultats.....	135
5.8.1.1. Test de valeurs aberrantes.....	135
5.8.1.2. Distribution de la résistance.....	136
5.8.1.3. Ecart type.....	137
5.8.1.4. La résistance caractéristique, grandeur statistique.....	138
5.8.2. Influence de la cure , du dosage en ciment et de l'âge sur la résistance à la compression des bétons.....	141
5.8.3. Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression des bétons.....	145
5.8.4. Abaque de formulation.....	148
5.9. CONCLUSION.....	149
<b>CHAPITRE 6 : ETUDE EXPERIMENTALE ET STATISTIQUE DE L'INFLUENCE DE L'AFFAISSEMENT ET DE L'AIR OCCLUS SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DES BETONS.....</b>	<b>151</b>
6.1. INTRODUCTION.....	152
6.2. RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	152

---

6.2.1. Influence de l'affaissement sur la résistance à la compression des bétons et influence du pourcentage d'air occlus dans le béton sur l'affaissement.....	152
6.2.2. Influence de l'air occlus sur la résistance à la compression des bétons.....	154
6.2.3. Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression des bétons.....	156
6.3. CONCLUSION.....	161
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	163
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	167
ANNEXES.....	176

# LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :	Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire.....	19
Figure 1.2 :	Influence du dosage en eau à un dosage de ciment fixé [Dreux et Festa, 1998].....	21
Figure 1.3 :	Influence du dosage d'eau sur la rhéologie [de Larrard, 2000].....	22
Figure 1.4 :	Utilisations des superplastifiants [Dreux et Festa, 1998].....	23
Figure 1.5 :	L'effet du dosage du superplastifiant [Hu, 1995].....	23
Figure 1.6 :	Effets de la résistance spécifiée sur divers paramètres [de Larrard, 2000].....	25
Figure 1.7 :	Etendue de la taille des grains des composants granulaires et de la matrice Cimentaire [Nguyen, 2007].....	26
Figure 1.8 :	Cycle de malaxage [Ngoc-Dong, 2007].....	27
Figure 1.9 :	Accroissement de la densité du béton au cours du malaxage [Cazacliu et al, 2006].....	27
Figure 1.10 :	Certains appareils pour mesurer l'ouvrabilité.....	29
Figure 1.11 :	Influence de la température du béton frais sur la demande en eau et sur l'affaissement [Zivkovic, 1992].....	31
Figure 1.12 :	Perte d'affaissement d'un béton au cours du temps [Baron et Olivier, 1996].....	32
Figure 1.13 :	Evolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'affaissement [Makhloufi et Bouhicha, 2008].....	33
Figure 1.14 :	Contributions de la phase solide et de la phase liquide à la résistance au cisaillement du béton [de Larrard, 2000].....	34
Figure 1.15 :	Le rhéomètre BTRHEOM [De Larrard et col., 1993].....	35

Figure 1.16 : Relation entre la résistance à la compression à 7 jours et le rapport E/C d'un béton confectionné avec un ciment portland à durcissement rapide [Neville, 2000].....	38
Figure 1.17 : Valeurs des résistances de la figure 1.15 en fonction du rapport C/E [Neville, 2000].....	39
Figure 1.18 : Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport C/E [Nielsen, 1993].....	39
Figure 1.19 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton [Chanvillard, 1999].....	40
Figure 1.20 : Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression à court terme du béton [Baron et Ollivier, 1996].....	41
Figure 1.21 : Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme [Baron et Ollivier, 1996].....	42
Figure 1.22 : Développement de la résistance de bétons confectionnés avec différents ciments pour un dosage de 335 kg/m <sup>3</sup> [U.S. Bureau of réclamation, 1975].....	43
Figure 1.23 : Développement de la résistance de bétons de rapport E/C de 0,49 confectionnés avec différents ciments [Gonnerman et Lerch, 1951].....	43
Figure 1.24 : Les différents pores d'un béton , positionnement selon le milieu extérieur.....	44
Figure 1.25 : Echelle des porosités des matériaux cimentaires [Delmas et Baillot, 2006].....	45
Figure 1.26 : Représentation schématique de la pâte de ciment à l'état frais et à l'état durci, influence du rapport E/C, [Pigeon, 1999].....	46
Figure 1.27 : Composition volumique d'une pâte de ciment hydraté sans apport d'eau externe, selon le modèle de Powers, [Buil et Ollivier, 1992].....	47
Figure 1.28 : Relation entre la résistance à la compression de mortiers et la porosité calculée à partir du volume des pores de diamètre supérieur à 20 nm [Sersale et col., 1991].....	48
Figure 1.29 : Influence du rapport G/C sur la résistance du béton [Neville, 2000].....	49

Figure 1.30 : Relation entre la résistance à la compression de cylindres de béton (10×30 cm) et le volume de granulats pour un rapport E/C constant de 0,5 [Stock et col., 1979].....	50
Figure 1.31 : Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosages en ciment [Neville,2000].....	51
Figure 1.32 : Augmentation relative de la résistance dans le temps de bétons ayant différents rapports E/C confectionnés avec un ciment portland ordinaire [Meyer, 1963].....	52
Figure 1.33 : Augmentation de la résistance de bétons (mesurée sur des cubes modifiés de 150 mm) sur une période de plus de 20 ans ; condition de conservation humide[Wood, 1991].....	53
Figure 1.34 : Influence de la température de mûrissement du béton sur la résistance à la compression d'un béton à différentes échéances [Klieger, 1958].....	54
Figure 1.35 : Influence de la température des deux premières heures suivant la mise en place sur la résistance du béton [Price, 1951].....	55
Figure 1.36 : Ajustement des données selon les formules de Féret, Bolomey et Abrams [de Larrard, 2000].....	58
Figure 2.1 : Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse.....	71
Figure 2.2 : Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais [de Larrard, 2000].....	77
Figure 2.3 : Variation de K en fonction de la compacité $\phi$ [de Larrard, 2000].....	80
Figure 2.4 : Méthode traditionnelle d'expérimentation et courbe de réponse [Pillet, 1992].....	80
Figure 2.5 : Maillage du domaine expérimental et surface de réponse [Pillet, 1992]....	81
Figure 2.6 : Domaine expérimentale d'un plan factoriel complet $2^3$ [Sado et Sado, 1991].....	83
Figure 2.7 : Triangle de Féret, 1892 [Baron et Ollivier, 1996].....	83

Figure 2.8 :	Points expérimentaux pour un plan de mélange à trois constituants [Baron et Ollivier, 1996].....	84
Figure 2.9 :	Organigramme général de traitement des plans d'expériences.....	85
Figure 3.1 :	Détermination de la résistance caractéristique d'un béton.....	94
Figure 3.2 :	Histogramme des valeurs de résistances à la compression [Neville, 2000].....	100
Figure 3.3 :	Courbe de distribution normale ; pourcentage d'éprouvettes dans les différents intervalles [Neville, 2000].....	100
Figure 3.4 :	Courbes de distribution normale pour les bétons de résistance minimale de 20,6 MPa (dépassée 99 fois sur 100) [Neville, 2000].....	101
Figure 4.1 :	Plan de situation du gisement de Djebel Abiod.....	111
Figure 4.2 :	Plan de situation du gisement de Dhar El Mendjel.....	113
Figure 4.3 :	Courbes granulométriques des granulats Djebel Abiod.....	115
Figure 4.4 :	Courbes granulométriques des granulats Dhar El Mendjel.....	115
Figure 4.5 :	Répartition granulométrique des deux sables (Djebel Abiod et Dhar El Mendjel).....	116
Figure 4.6 :	Courbe de foisonnement des sables des deux carrières (Djebel Abiod et Dhar El Mendjel).....	120
Figure 5.1 :	Optimisation du rapport G/S en fonction de l'affaissement.....	125
Figure 5.2 :	Organigramme du programme expérimental.....	127
Figure 5.3 :	Mesure de l'affaissement du béton au cône d'Abrams (Affaissement égale à 6,8 cm).....	129
Figure 5.4 :	Mesure de l'air occlus du béton frais à l'aide de l'aéromètre à béton.....	130
Figure 5.5 :	Conservation des éprouvettes.....	132
Figure 5.6 :	Appareil de surfacage des éprouvettes.....	133

Figure 5.7 :	Machine d'essai de compression.....	134
Figure 5.8 :	Histogramme de répartition des résistances à 28 jours (Djebel Abiod, E/C = 0.55, C = 350 kg/m <sup>3</sup> et une cure à l'eau).....	137
Figure 5.9 :	Distribution des résistances à 28 jours selon la loi Normale (Djebel Abiod, (E/C = 0.55, C = 350 kg/m <sup>3</sup> et une cure à l'eau).....	137
Figure 5.10 :	Résistances à la compression à 28 jours de bétons conservés à l'eau et à l'air pour différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod)....	142
Figure 5.11 :	Résistance à la compression à 28 jours de bétons conservés à l'eau et à l'air pour différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel).....	142
Figure 5.12 :	Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'air ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod).....	143
Figure 5.13 :	Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'eau ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod).....	143
Figure 5.14 :	Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'air ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel).....	144
Figure 5.15 :	Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'eau ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel).....	144
Figure 5.16 :	Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau/ciment (Djebel Abiod).....	147
Figure 5.17 :	Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau/ciment (Dhar El Mendjel).....	148
Figure 5.18 :	Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport E/C et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône d'Abrams).....	149
Figure 6.1 :	Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau pour différents dosages en ciment en fonction de l'affaissement...	153
Figure 6.2 :	Influence du pourcentage d'air occlus sur l'affaissement.....	154



Figure 6.3 : Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau pour différents dosages en ciment et différents rapports eau/ciment en fonction du pourcentage d'air occlus.....	155
Figure 6.4 : Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus.....	156
Figure 6.5 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de $300 \text{ kg/m}^3$ et différents rapports eau/ciment.....	158
Figure 6.6 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de $350 \text{ kg/m}^3$ et différents rapports eau/ciment.....	159
Figure 6.7 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de $400 \text{ kg/m}^3$ et différents rapports eau/ciment.....	159
Figure 6.8 : Vérification expérimentale de la relation de Féret.....	160

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 :	Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams norme NF EN 206-1.....	30
Tableau 1.2 :	Plage d'affaissement à spécifier pour différentes applications [de Larrard, 2000] .....	31
Tableau 1.3 :	Plages de seuil de cisaillement à spécifier pour diverses applications [de Larrard, 2000].....	35
Tableau 2.1 :	Paramètres pris en compte dans la détermination de Y (ordonnée du point de brisure dans la figure 2.1).....	73
Tableau 3.1 :	Coefficients partiels relatifs au béton pour les états-limites ultimes [l'Eurocode 2, 2005].....	92
Tableau 3.2 :	Correspondance entre les résistances caractéristiques déterminées à partir de mesures sur cylindres ou sur cubes (MPa) [NF EN 206-1, 2004].....	103
Tableau 4.1 :	Composition chimique du ciment (%).....	107
Tableau 4.2 :	Composition de Bogue minéralogique du ciment (%).....	108
Tableau 4.3 :	Caractéristiques physico - mécaniques du ciment.....	109
Tableau 4.4 :	Résistance à la compression (en MPa) [NF EN 206-1, 2004].....	110
Tableau 4.5 :	Composition de l'eau de gâchage (mg/l).....	110
Tableau 4.6 :	Identification des propriétés des granulats de Djebel Abiod et Dhar El Mendjel (ENG).....	121
Tableau 5.1 :	Composition des bétons.....	125
Tableau 5.2 :	Formulations des bétons étudiés.....	128
Tableau 5.3 :	Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,5).....	139
Tableau 5.4 :	Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,55).....	139
Tableau 5.5 :	Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,6).....	140

# INTRODUCTION GENERALE

Le matériau béton, est irremplaçable dans le domaine de la construction, pour des raisons économiques et techniques. Le compromis trouvé entre résistance mécanique, économie, esthétique et facilité de mise en œuvre, offre à ce matériau la première place dans la construction au niveau mondial. Au niveau régional et national le béton est le matériau de construction utilisé par excellence au sein de tous les chantiers, aussi bien dans les secteurs du bâtiment que ceux des travaux publics ; il n'a pas de substitut économique et performant à condition qu'il présente les qualités requises.

En Algérie, lors des regroupements régionaux organisés à l'occasion de l'évaluation du bilan 2002 des actions menées par le secteur en matière d'habitat et d'urbanisme, la question de la qualité des bétons mis en œuvre, sur les différents chantiers de réalisation, a été soulevée (circulaire ministérielle n°59/MHU/529/BBC/2003). Les responsables des organismes de contrôle technique de la construction ont souligné que, pour certains chantiers, la qualité des bétons utilisés est jugée insuffisante. En effet, les objectifs de résistance à la compression à 28 jours qui visent au niveau de la conception la valeur minimale de 25 MPa (contrainte caractéristique de 250 bars correspondant à l'ancienne contrainte nominale de 270 bars du CCBA 68) par rapport aux règlements techniques en vigueur (cf. CBA 93, RPA 99,...), sont nettement en deçà de ce niveau. Si pour certaines wilayas les valeurs de résistance des bétons obtenues restent acceptables, il demeure que pour les autres, de sérieux efforts, soutenus et réguliers, doivent être déployés par les différents opérateurs concernés (maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, BET, entreprises, organismes de contrôle,...). Ces efforts doivent permettre l'obtention d'un niveau de qualité à même d'assurer la durabilité des constructions.

De plus, la pénurie du sable en 2005 générée par l'interdiction de prélever ce matériau dans les lits d'oued et les dunes, a contraint les fournisseurs des granulats à régler leurs unités de concassage de manière à accroître la production. Face à cette situation préoccupante, et devant la nécessité de mettre à la disposition du secteur de la construction les quantités de sables demandées, le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme considère que le concassage issu de roches calcaires, est une opportunité à saisir. Mais, l'une des particularités de ces sables concassés est le pourcentage élevé des fines, allant jusqu'à 25% et même plus ; ces sables nécessitent donc une demande excessive en eau de gâchage et présentent par conséquent une limitation des performances finales des bétons ainsi réalisés. Devant ce constat, des travaux ont été menés avec la collaboration active des professionnels du secteur de l'exploitation des carrières, à l'instar de l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG) afin de limiter cette quantité de fines à un maximum de 15% ; mais dans la pratique cette valeur est rarement atteinte.

Si le béton est un matériau purement local, ses propriétés le sont aussi et restent étroitement liées aux conditions locales (constituants, fabrication, mise en œuvre, conditions climatiques, etc.). Depuis longtemps en effet, la relation entre la composition du béton et sa résistance à la compression a intéressé les chercheurs. Néanmoins, aucune théorie fondamentale et universellement adoptée n'existe en la matière, au-delà de la notion commune de rapport eau/ciment. Abrams a été probablement le premier à montrer l'importance de ce paramètre dont dépend la résistance à la compression, tandis que, vingt ans auparavant, Féret prévoyait les résistances (en traction et en compression) en fonction de la concentration volumique du ciment dans la pâte. Cependant, bien que le rapport eau/ciment soit une notion de base dans la technologie du béton, il n'est pas suffisant pour une maîtrise complète de la résistance à la compression. D'autres paramètres sont nécessaires si l'objectif est de prévoir cette caractéristique avec une précision relative de quelques pour-cent. Il s'agit de propriétés dépendantes de conditions purement locales, telles que les propriétés de ses constituants, ainsi que les propriétés à l'état frais (consistance, air occlus).

Aussi, pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique requise ou spécifiée. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales, en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément à construire et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La reproductibilité de l'essai de compression est très difficile à obtenir et quel que soit l'essai effectué, nous devons interpréter les résultats en termes statistiques.

Cependant, très peu de travaux de recherche sont consacrés en Algérie pour mettre l'accent sur les aspects liés à la composition des bétons en fonction de leurs emplois. Le travail que nous entreprenons est essentiellement à caractère expérimental et s'inscrit dans le cadre d'une thématique de recherche qui a pour objectif principal d'une part, l'étude de la qualité des bétons issus de matériaux locaux, à savoir : le ciment de Béni-Saf ainsi que les granulats de l'entreprise nationale Algérienne des granulats (E.N.G) et d'autre part, la constitution d'une banque de données sur les matériaux, les constituants et les bétons de la région de Tlemcen, en vue de combler un manque quasi-total d'informations sur les aspects de la mécanique des bétons de la région. Nous tentons aussi de répondre en partie aux attentes des praticiens et de remédier au problème des mauvais bétons qui se pose encore dans notre région.

Nous sommes partis de cet état de fait, en vue d'étudier, l'influence de la nature des constituants sur la qualité mécanique du mélange, en particulier la résistance à la compression. Dans un important programme expérimental où plus de 1600 éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été confectionnées, destiné à apprécier l'effet de plusieurs paramètres du composite qu'est le béton (quantité d'eau, quantité de ciment, rapport gravier/sable, teneur en air occlus) sur sa résistance à la compression, trente quatre mélanges ont été réalisés dans notre laboratoire avec les mêmes constituants.

Ce programme, nous a permis de montrer d'une part, qu'un grand nombre de bétons que nous avons mis au point ont atteint des valeurs de résistances caractéristiques  $f_{c28}$  largement supérieures à 25 MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)) et d'autre part, l'influence de l'affaissement affectée par la teneur en eau et le pourcentage d'air occlus sur la résistance à la compression des différents mélanges. Tous les essais pratiqués dans le programme expérimental préconisé ont été réalisés selon les normes nationales et internationales reconnues dans le domaine (NA, AFNOR et ASTM).

Ce travail de thèse décrit la démarche scientifique adoptée, les résultats obtenus et l'analyse qui en a été faite. Il s'organise en six chapitres.

Le premier chapitre présente un état de l'art sur le matériau béton et s'intéresse aux composants d'un béton ainsi qu'à ses qualités essentielles à l'état frais et à l'état durci.

Dans le deuxième chapitre nous avons procédé à une revue de diverses méthodes de formulation des bétons, ainsi qu'à une analyse critique de ces méthodes couramment utilisées en France, Aux Etats-Unis d'Amérique et en Grande Bretagne.

Le troisième chapitre donne un aperçu général sur la résistance caractéristique. Une attention particulière est portée, d'une part, sur l'évolution des règlements et des normes concernant les résistances, et d'autre part, sur la variabilité des résistances pour des éprouvettes semblables, que l'on doit interpréter en termes statistiques.

Dans le quatrième chapitre, nous présentons les caractéristiques physico-mécaniques du ciment utilisé, la composition de l'eau de gâchage ainsi que l'identification des propriétés des granulats choisis ; en l'occurrence, la carrière Djebel Abiod dans la Wilaya de Tlemcen et celle de Dhar El Mendjel dans la Wilaya de Ain Temouchent.

Le cinquième chapitre présente, en plus des résultats d'optimisation du squelette granulaire, les résultats expérimentaux relatifs, à la variabilité des résistances (notion de la résistance caractéristique), l'influence de la cure, du dosage en ciment, de l'âge et du rapport E/C sur la résistance à la compression des bétons.

Dans le chapitre six, nous avons exploité notre base de données expérimentales concernant les granulats de Djebel Abiod et nous avons étudié l'influence de l'affaissement affectée par la teneur en eau et le pourcentage d'air occlus sur la résistance à la compression des différents mélanges ainsi qu'une comparaison, à travers une analyse statistique, du modèle établi par Féret et les résultats des essais.

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

## **CHAPITRE 1**

### **ETAT DE L'ART SUR LE MATERIAU BETON**

## 1.1. INTRODUCTION

Le matériau béton, est devenu irremplaçable dans le domaine de la construction, pour des raisons économiques et techniques. Simple en apparence, il est en réalité très complexe, avec une diversité d'applications et de méthodes de formulations. C'est le matériau le plus utilisé au monde : environ 7 milliards de mètres cubes de béton sont mis en oeuvre annuellement.

La qualité et le potentiel du matériau béton dans la structure dépend bien sur, des matériaux de base qui entrent dans la formulation mais également des opérations de : malaxage, mise en oeuvre, vibration et cure (protection contre la dessiccation). Il s'agit de déterminer la meilleure qualité du béton qu'on puisse obtenir.

Pour ne citer que la résistance à la compression du béton qui reste, du point de vue de l'ingénieur, la propriété la plus importante du matériau, si l'on exclut les indicateurs de durabilité [Dupain et col., 2000], nous allons examiner ci-après les différents facteurs ayant une influence sur cette résistance, et sur lesquels on pourra compter pour l'amélioration de la qualité du béton.

## 1.2. HISTORICITE

L'histoire du béton montre que sa technique, bien fixée empiriquement par les Romains, avec la chaux grasse et la pouzzolane, a évolué seulement au 19<sup>ème</sup> siècle, après l'apparition des chaux hydrauliques et des ciments.

L'ingénieur Bélidor, auteur de l'architecture hydraulique (1737) étudia la composition du béton et introduisit le mot béton dans son sens actuel.

L'invention de la chaux hydraulique par Louis Vicat en 1817, celle du ciment Portland par Aspdin en Ecosse en 1824 et l'installation des premiers fours par Pavin de Lafarge au Teil en France en 1830 préparent l'avènement du béton [Cimbéton, 2006].

A l'origine, le béton était constitué d'un mélange de trois matériaux : le ciment, les granulats et l'eau. Dans la plupart des cas, le ciment était du ciment Portland obtenu par mélange homogène d'argile et de calcaire, ou d'autres matériaux contenant de la chaux, de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer, cuit à la température de clinkérisation puis broyé. Par la suite, de petites quantités d'adjuvants chimiques ont été ajoutées au mélange afin d'améliorer certaines des propriétés du béton à l'état frais ou durci. Plus tard, d'autres matériaux de nature inorganique ont été utilisés dans le béton, pour des raisons économiques dans la plupart des cas. Ces substances inorganiques sont moins coûteuses que le ciment portland en raison de leur disponibilité à l'état naturel.

Au 20<sup>ième</sup> siècle, le béton se développera considérablement avec l'évolution de ses techniques : usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre, mise au point du béton précontraint en 1928 par Eugène Freyssinet, ouvrant ainsi la voie à une envolée de l'audace architecturale (ouvrages d'art, bâtiments, etc.).

Dans les années quatre-vingt et quatre-vingt-dix, les études relatives aux bétons à hautes performances ont montré le rôle néfaste de l'excès d'eau dans les bétons. La réduction de cette quantité d'eau, par l'emploi de défloculants et par correction de l'empilement granulaire via les ultrafines, a conduit aux gains de résistance allant jusqu'à 200 MPa et de durabilité.

De nos jours, l'étendue des exigences possibles a augmenté de façon spectaculaire. Par exemple, l'affaissement au cône d'Abrams varie de 0 pour les bétons de démoulage immédiat à plus de 25 cm pour les bétons autoplaçants. De même, les résistances requises à 28 jours en compression peuvent s'échelonner depuis des valeurs modestes, de l'ordre de 10 MPa pour certains bétons de masse, à des valeurs très élevées, supérieures à 200 MPa et plus pour certains produits spéciaux préfabriqués.

Aujourd'hui, en totale continuité avec les bétons à hautes performances, c'est un changement d'objectifs constituant une véritable révolution culturelle que proposent les bétons autoplaçants. L'étude du matériau n'est plus seulement gouvernée par l'amélioration de la résistance et de la pérennité. Toutefois ces dernières propriétés restent calées à des niveaux équivalents ou supérieurs à celles des bétons courants. Nous disposons actuellement de bétons particulièrement fluides qui peuvent être mis en oeuvre sans vibration et qui sont devenues prioritaires. Ces bétons ont été initialement mis au point par des chercheurs de l'université de Tokyo dans les années 1980 [Ouchi, 1999]. Il s'agit des bétons autoplaçants (BAP) utilisés pour les coulages d'éléments verticaux (poteaux, voile) et des bétons autonivelants (BAN) destinés aux éléments horizontaux (dalles de compression, dallages, chapes flottantes). Les BAP sont utilisés entre autres pour réaliser des éléments de structure préfabriqués, des réservoirs, des plates-formes de pont, des colonnes architecturales et ainsi que des ancrages pour de grands ponts.

### 1.3. LES COMPOSANTS D'UN BETON

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, sable, gravier et, le plus souvent, adjuvants (figure 1.1) qui constituent un ensemble homogène. Les composants sont très différents : leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants, de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m<sup>3</sup> ; les dimensions de leurs grains s'échelonnent de 0.5 μm (grains les plus fins du ciment) à 25 mm (gravillons). Mais cette liste s'allonge très vite dès que des propriétés particulières sont visées, on utilise alors des fines complémentaires ou additions minérales [Chanvillard et d'Aloia, 1994].



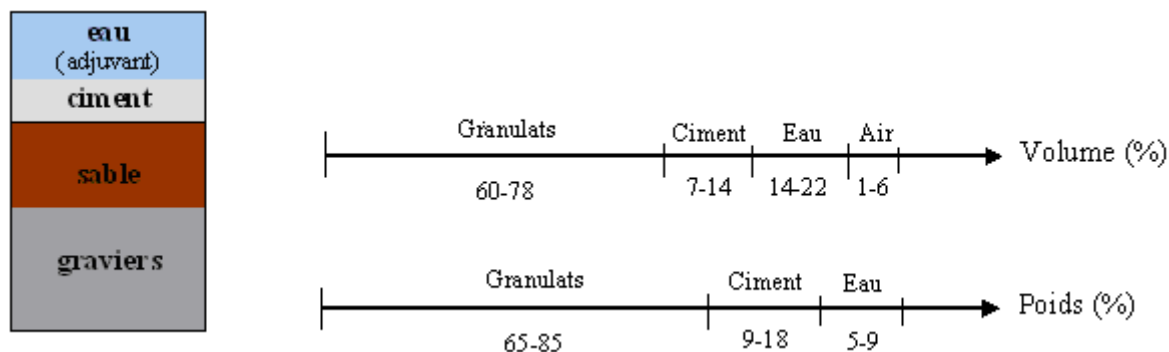


Figure 1.1 : Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire

La confection d'un béton approprié à sa destination consiste, à déterminer et à optimiser la composition granulaire et le dosage des divers constituants.

Dans les bétons les plus simples, le squelette granulaire est composé de deux coupures seulement, un sable et un gravier. Le ciment et l'eau de gâchage, dont les proportions relatives en masse sont fixées par le rapport E/C, vont former, avec les adjuvants éventuels, la pâte de ciment qui constituera le liant du béton. Ce rapport E/C joue un rôle primordial durant les étapes de vie du béton, l'eau en excès le rend plus fluide à l'état frais mais diminue les résistances du béton durci. Des additions minérales (cendres volantes, fumées de silice, laitiers, fillers,..) peuvent être rajoutés dans le but de modifier les propriétés du béton. L'utilisation de ces éléments fins est toujours combinée à l'emploi de superplastifiants pouvant réduire ainsi la quantité d'eau nécessaire à l'atteinte d'une fluidité suffisante. Le béton est donc un matériau hétérogène dont les constituants présentent des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques différentes et dans lequel chacun de ces composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

### 1.3.1. Pâte de ciment

La pâte de ciment correspond à l'ensemble ciment + additions + eau efficace + air + adjuvants. La pâte présente à l'intérieur du béton, joue à la fois le rôle de liant et de remplissage. Elle contribue à l'écoulement suivant un processus rhéologique lié essentiellement à sa viscosité. Celle-ci peut être présentée schématiquement comme une suspension de particules colloïdales suspendues dans un liquide newtonien qui est l'eau. Les forces colloïdales et la force de la pesanteur régissent alors complètement ses propriétés macroscopiques [Nguyen, 2007].

#### 1.3.1.1. Le ciment

Le ciment est l'ingrédient essentiel pour la formation d'un béton. C'est par définition un matériau dont les propriétés de liaison et de cohésion permettent de lier en un ensemble

compact des fragments de matériaux. C'est un liant hydraulique à la base de calcaire et d'argile, qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. Dès que le ciment et l'eau sont mis en contact, plusieurs réactions chimiques ont lieu [Tattersall et Banfill, 1983]. La surface des grains de ciment se recouvre d'un film d'hydrates. Ces réactions s'opèrent alors plus lentement pendant une période dite dormante, avant d'accélérer pendant la phase de prise. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

Il existe différents types de ciments sur le marché, qui se distinguent par leurs relations avec les propriétés du béton. De ce fait, le choix du type de ciment et son dosage dépendent à la fois des performances recherchées (résistance mécanique, résistance aux agents agressifs) et de la nature des autres composants. Pour un béton courant, les ciments les plus utilisés sont les CEM II de classe 32,5 – 32,5 R – 42,5 – 42,5 R. Ce sont des ciments bien adaptés aux usages les plus courants du bâtiment, dans les environnements 1 et 2 au sens de la norme P 18-305 [Afnor, 2002].

El Barak et col. (2008) ont montré que le dosage en ciment a un effet sur la viscosité du béton pour un gradient de vitesse petit.

#### 1.3.1.2. Additions minérales

Différentes additions peuvent être mélangées au ciment pour modifier les propriétés du béton frais et durci [Nguyen, 2007]. Les principales sont les fillers calcaires, la fumée de silice, le laitier de haut fourneau et les cendres volantes. Ce sont des additions fines définies comme la fraction granulo-métrique d'un granulat qui passe au tamis de 0,063 mm (Norme NF EN 933 - 8). En remplissant les micro-vides de l'empilement des agrégats (sable, graviers), ces additions minérales confèrent aux bétons frais de meilleures qualités de maniabilité. Ces ajouts font augmenter la cohésion et entraînent donc une diminution du ressuage et de la ségrégation du béton. Ils entraînent également une réduction de la chaleur d'hydratation et, par conséquent, le risque de fissuration thermique [Aïtcin, 2001]. D'un autre côté, les additions minérales améliorent aussi l'imperméabilité et la ténacité aux attaques chimiques [Lapointe, 1997].

#### 1.3.1.3. L'eau

L'eau est un des ingrédients essentiels du béton, elle intervient à toutes les étapes de la vie du matériau par ses propriétés physico-chimiques et mécaniques. L'eau introduite dans le béton lors de sa fabrication va remplir deux fonctions essentielles : une fonction physique qui confère au béton frais des propriétés rhéologiques permettant son écoulement et son moulage et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation. L'aspect fondamental du dosage en eau reste celui de la recherche d'un optimum sur un objectif contradictoire : une meilleure résistance obtenue

en réduisant la quantité d'eau et une amélioration de l'ouvrabilité en augmentant la teneur en eau. C'est lors de la recherche de cet optimum que les adjuvants peuvent jouer un rôle.

Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ces performances : résistance à la compression, durabilité.

Toutes les eaux ne peuvent pas être utilisées pour gâcher le béton. Certes, l'eau potable distribuée par le réseau du service public est toujours utilisable mais, de plus en plus souvent, nous sommes placés devant la nécessité d'utiliser une eau non potable. La norme XP P 18-303 [Afnor, 2002], a permis de préciser à quelles conditions une eau est utilisable.

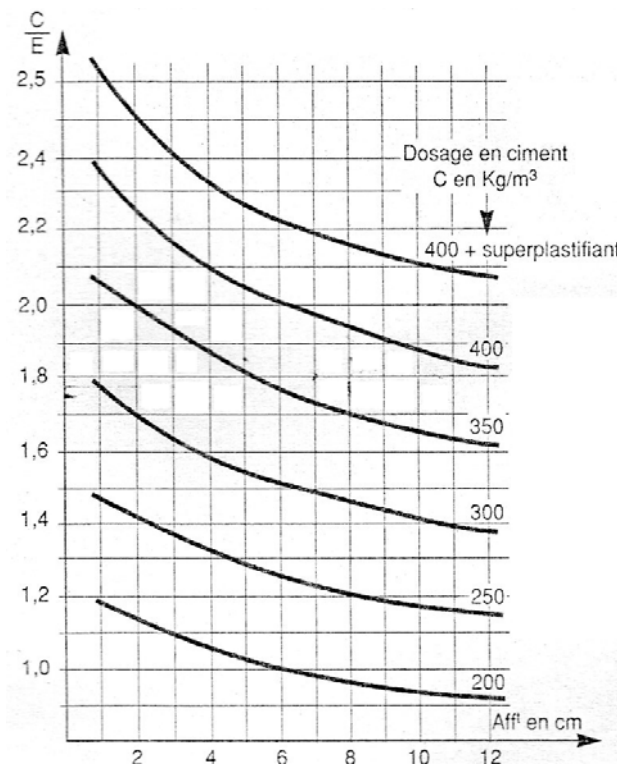


Figure 1.2 : Influence du dosage en eau à un dosage de ciment fixé [Dreux et Festa, 1998]

L'ajout d'eau a bien sûr pour conséquence d'augmenter l'ouvrabilité du béton. A titre d'exemple, la figure 1.2 montre un abaque tiré de la méthode de formulation de Dreux et Gorisse, qui permet, pour différents dosages en ciment, d'évaluer la quantité d'eau nécessaire pour obtenir un affaissement visé.

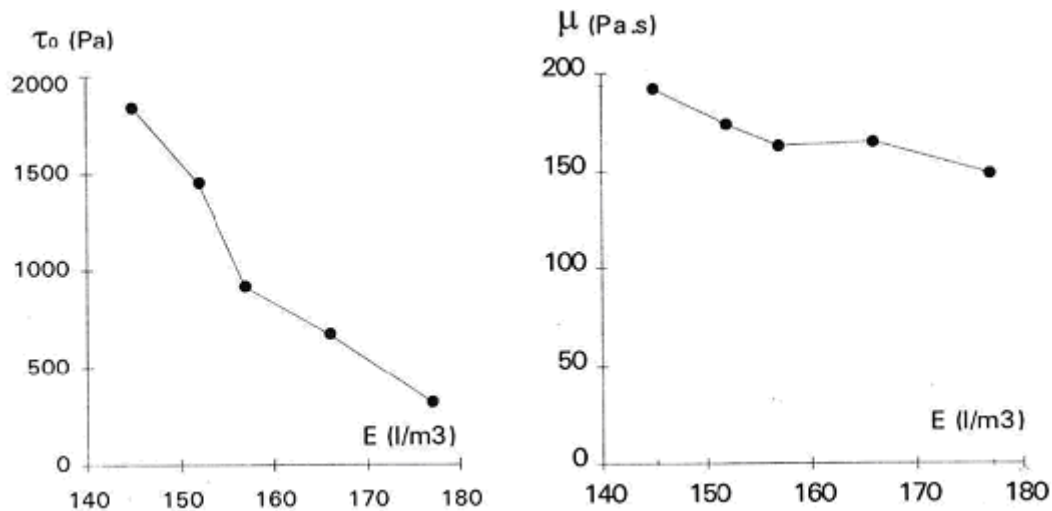


Figure 1.3 : Influence du dosage d'eau sur la rhéologie [de Larrard, 2000]

Un ajout d'eau conduit également à une diminution du seuil de cisaillement et de la viscosité plastique, comme on peut le voir sur la figure 1.3.

#### 1.3.1.4. Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits solubles dans l'eau, qui incorporés aux bétons à des doses qui doivent être inférieures ou égale à 5% du poids du ciment permettant d'améliorer certains de ses propriétés [Dupain et col., 2000]. Ils fournissent au formulateur de béton une gamme étendue, variée et nuancée de possibilités pour faciliter la mise en œuvre des bétons, adapter leur fabrication par temps froid ou chaud, réduire les coûts de mise en œuvre, améliorer les propriétés des bétons durcis, voire même lui conférer des propriétés nouvelles. Il existe plusieurs types d'adjuvant qui sont régis par la norme NF EN 934-2, mais ceux qui conditionnent l'ouvrabilité du béton sont les superplastifiants. Ce sont des polymères organiques solubles dans l'eau dont la synthèse réalisée par une opération complexe de polymérisation produit de longues chaînes de molécules de masses moléculaires élevées. Ces molécules vont s'enrouler autour des grains de ciment et conduisent suivant leur nature à une répulsion électrostatique en neutralisant les charges électriques présentes à la surface des grains ou à une répulsion stérique en écartant les grains les uns des autres [Nguyen, 2007]. Ces réactions conduisent à une défloculation et à une dispersion des grains de ciment. Ainsi, le principal effet des superplastifiants est une meilleure distribution des grains de ciment et, en conséquence, le mélange d'une plus grande quantité de ciment dans un même volume d'eau.

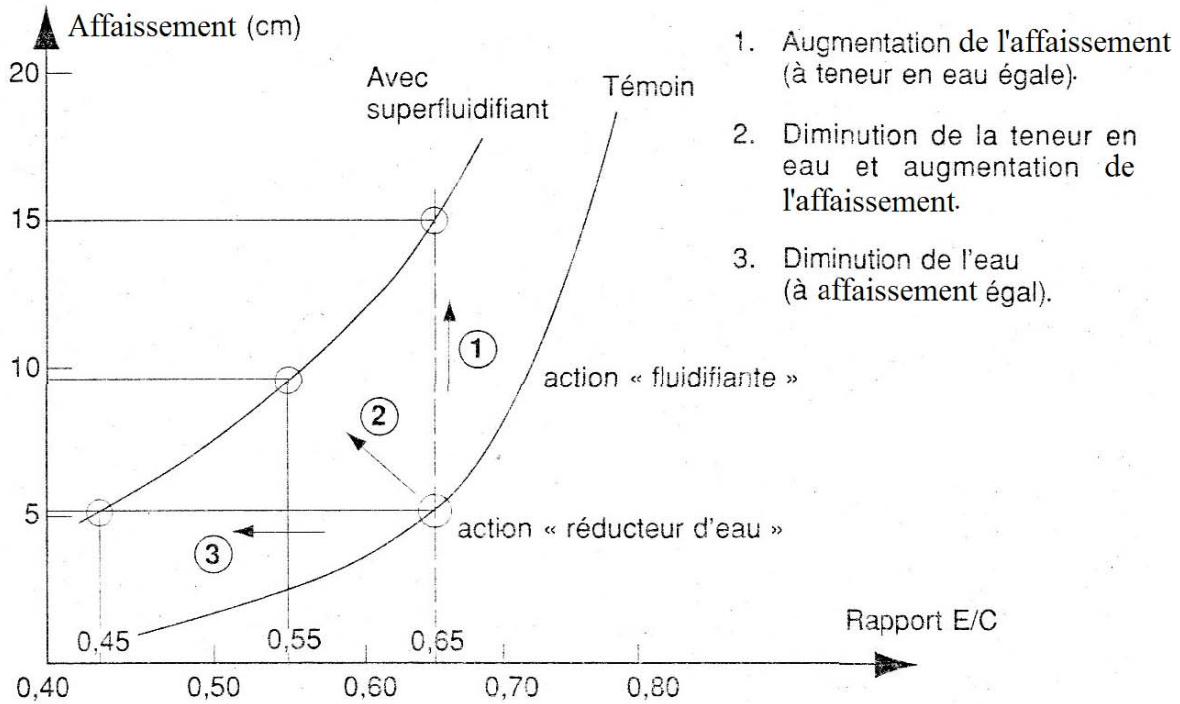


Figure 1.4 : Utilisation des superplastifiants [Dreux et Festa, 1998]

Les plastifiants et les superplastifiants permettent, comme décrit dans la figure 1.4, soit de réduire le dosage en eau à maniabilité constante, induisant donc un gain de résistance en compression, soit d'augmenter l'affaissement à teneur en eau constante. Les deux types de produits sont différenciés par leur efficacité en terme de réduction d'eau, les superplastifiants étant plus efficaces.

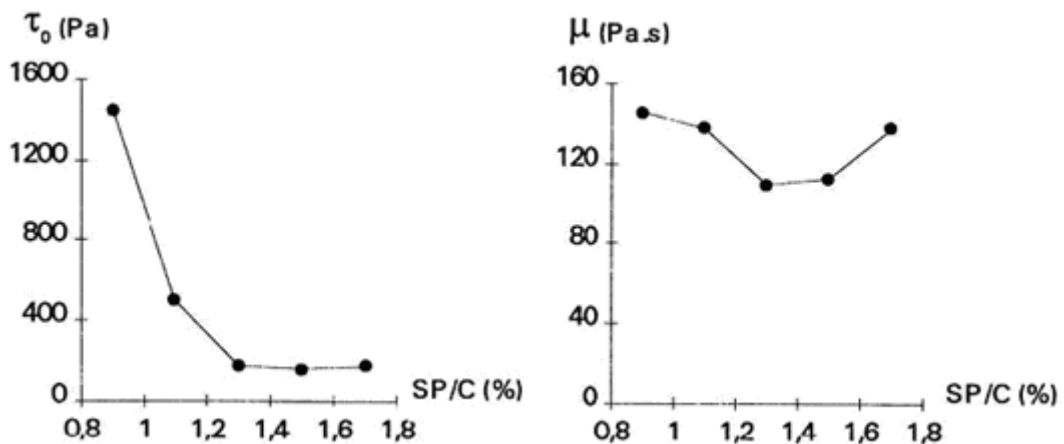


Figure 1.5 : L'effet du dosage du superplastifiant [Hu, 1995]

Dans sa thèse, Hu (1995) a étudié l'effet du dosage en superplastifiant sur les paramètres rhéologiques d'un béton à dosage en eau constant. Il a ainsi montré que le

superplastifiant diminue le seuil de cisaillement et la viscosité plastique, mais que l'effet sur la viscosité reste modeste (figure 1.5).

### 1.3.2. Les granulats

Les granulats sont un constituant essentiel des bétons qui conditionne à la fois leurs caractéristiques et leur coût. Leur élaboration relève des industries extractives.

Les granulats sont définis par la norme P18-540, comme un ensemble de grains minéraux, destinés à la confection des mortiers, des bétons, des couches de fondations, de bases de roulement des chaussées et des assises et des ballasts de voies ferrées.

On peut distinguer les granulats naturels, issus de roches meubles ou massives extraites in situ et ne subissant aucun traitement autre que mécanique (c'est-à-dire concassage, broyage, criblage, lavage, sélection) et artificiels qui proviennent de la transformation thermique de roches, de minerais, de sous-produits industriels (laitiers, scories, etc.) ou encore de la démolition d'ouvrages de bâtiments divers en béton, souvent appelés granulats recyclés.

Les granulats ne sont pas réellement inertes et leurs propriétés physiques, thermiques et, dans certains cas, chimiques influencent les performances du béton. Par ailleurs, les granulats présentent un certain nombre de propriétés intrinsèques qui ne sont pas reliées à la nature du massif rocheux d'origine, telles la forme et la dimension des grains, la texture de surface et l'absorption, or toutes ces propriétés peuvent avoir une influence considérable sur la qualité du béton, autant à l'état frais qu'à l'état durci.

Il ne faut pas perdre de vue qu'un béton tire du granulat une bonne part de sa résistance et plus particulièrement du gros granulat. D'où la nécessité d'employer des granulats de qualité, et de dimension maximale, celle-ci devant rester compatible avec une bonne facilité de mise en œuvre. Pour pouvoir construire des ouvrages fiables, selon les normes et de haute efficacité technico-économique, il faut donc, déterminer les caractéristiques intrinsèques des granulats, puisque ces derniers influent fortement sur les caractéristiques du béton ; à savoir les propriétés dimensionnelles, physico-chimiques et mécaniques.

On a constaté qu'un granulat peut paraître insatisfaisant sous certains aspects, alors qu'aucun problème n'a été détecté lorsqu'il a été utilisé dans le béton. Par exemple, une éprouvette de roche peut se rompre lorsqu'elle est soumise au gel, mais ne pas se briser si elle est confinée dans du béton. Cela est d'autant plus vrai lorsque les granulats sont bien enrobés d'une pâte de ciment de faible perméabilité. Cependant, les granulats considérés comme mauvais sous plus d'un aspect ne sont pas souhaitables pour la confection d'un béton de qualité. Ceci dit, les essais sur les granulats sont d'une aide précieuse lors de leur sélection pour la fabrication des bétons [Neville, 2000].

La phase granulaire résiste au cisaillement suivant un processus mécanique faisant intervenir l'enchevêtrement et les frottements des grains (loi de Coulomb). Ces processus dépendent à la fois des caractéristiques physiques des granulats (dimension, forme, masse, etc.) et de leur concentration dans le mélange [Nguyen, 2007]. Le seuil de cisaillement  $\tau_0$  du mélange est régi par le nombre et la nature des contacts entre les granulats.

En général, la forme des granulats a un effet appréciable sur la maniabilité du béton. En effet, les granulats roulés avec leurs formes présentent l'avantage d'avoir un plus petit volume de vide intergranulaire, ce qui nécessite une faible quantité de pâte de ciment pour le remplir et réduisent généralement la demande en eau. Ils présentent aussi une bonne résistance intrinsèque mais développent une liaison médiocre avec la pâte de ciment. Par contre, les granulats concassés nécessitent une plus grande quantité d'eau à cause de leurs compacités et de leurs absorptions [Gallias et col., 2000 ; Koehler, 2007], mais ils sont réputés avoir une excellente adhérence avec la matrice cimentaire, à cause de leurs natures chimiques, leurs porosités et leurs rugosités [de Larrard, 2000]. La figure 1.6 montre que la quantité d'eau est plus forte avec le granulat concassé, à cause de son absorption et de sa compacité. Mais dès que le mélange devient assez riche, il n'y a plus aucun effet de la forme du granulat sur le rapport optimal gravillon/sable (G/S). Enfin, la consommation en ciment est plus forte avec le granulat roulé, à cause de sa mauvaise adhérence à la pâte de ciment.

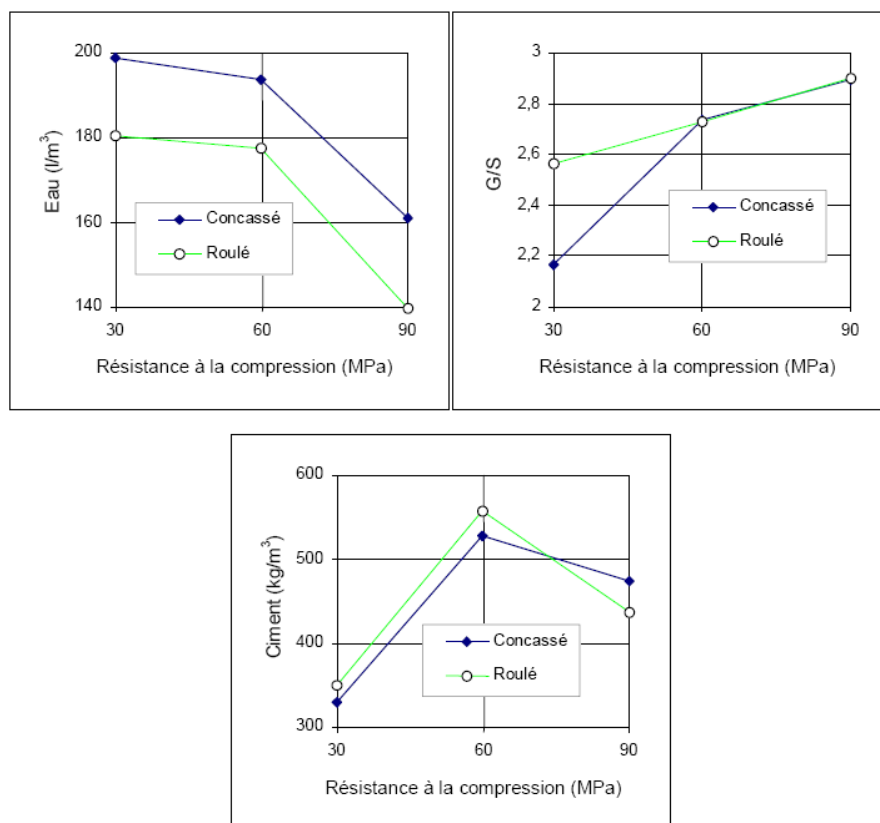


Figure 1.6 : Effets de la résistance spécifiée sur divers paramètres [de Larrard, 2000]

L'étendue de taille des grains des bétons peut être illustrée dans la figure 1.7.

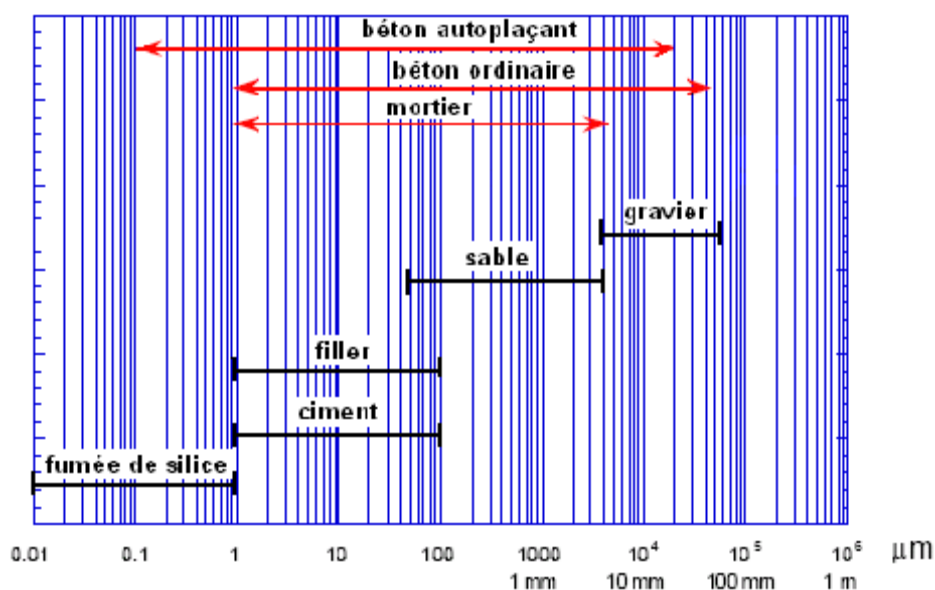


Figure 1.7 : Etendue de la taille des grains des composants granulaires et de la matrice cimentaire [Nguyen, 2007]

A partir de la figure 1.7, on constate clairement dans le cas des bétons ordinaires, la présence des gros granulats et l'absence de la fumée de silice.

### 1.3.3. Malaxage des constituants

Après le dosage, les constituants sont versés dans un malaxeur et mélangés à l'aide d'un système de pales de brassage. Les granulats sont d'abord introduits, suivis par les pulvérulents (ciment et/ou addition) et en dernier l'eau et l'adjuvant. L'objectif du malaxage est de répartir des constituants de nature et de tailles différentes en vue d'obtenir un mélange le plus homogène possible. La répartition homogène s'accompagne d'une structure optimale, attendue pour un mélange poly-phasique comme le béton: le ciment entre en contact avec l'eau, les petits grains s'empilent dans les vides des plus gros grains et la pâte enrobe les granulats. L'homogénéité du béton est un objectif primordial du malaxage.

La durée totale du cycle de malaxage (figure 1.8) couvre l'ensemble des opérations s'écoulant entre le début du remplissage de la cuve et la fin de vidange.



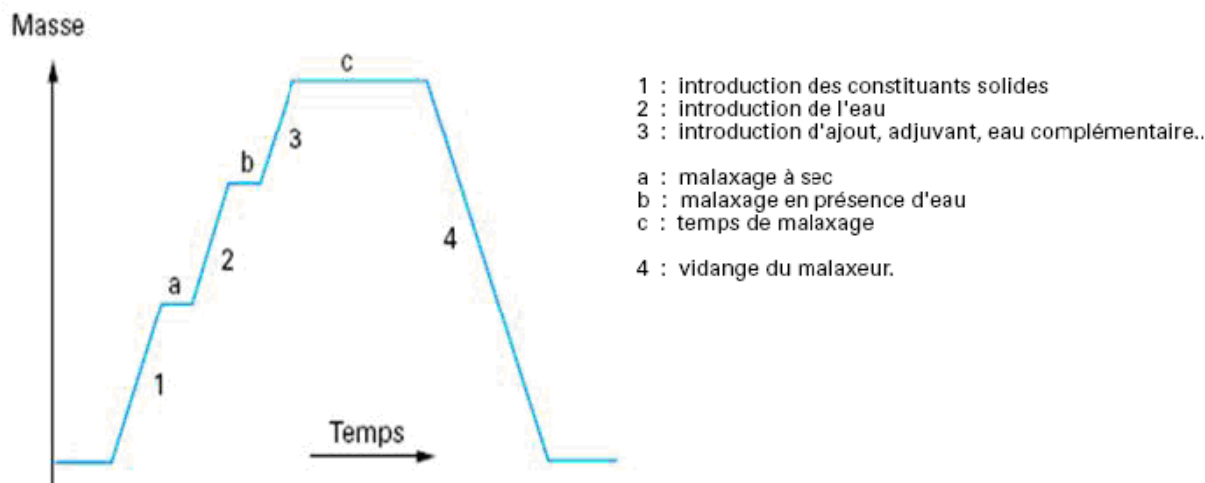


Figure 1.8 : Cycle de malaxage [Ngoc-Dong, 2007]

Le malaxage à sec, le malaxage humide et notamment le temps de malaxage sont des paramètres qui contrôlent l'évolution de l'homogénéité du mélange, quel que soit le type de malaxeur.

Le temps est un paramètre prédominant pour l'homogénéisation du béton lors de son malaxage. En fonction du temps, l'homogénéisation macroscopique est rapidement obtenue, puis l'homogénéisation microscopique est atteinte au fur et à mesure. Cette dernière consiste à défloculer les agglomérations des particules fines emprisonnant une certaine quantité d'eau et d'air. Un taux de cisaillement important exercé par les pales du malaxeur et les mouvements relatifs de gros constituants au cours du malaxage peuvent fragmenter ces agglomérats et libérer de l'eau et de l'air « piégés ». Ceci accroît donc la densité et la compacité du béton (figure 1.9).

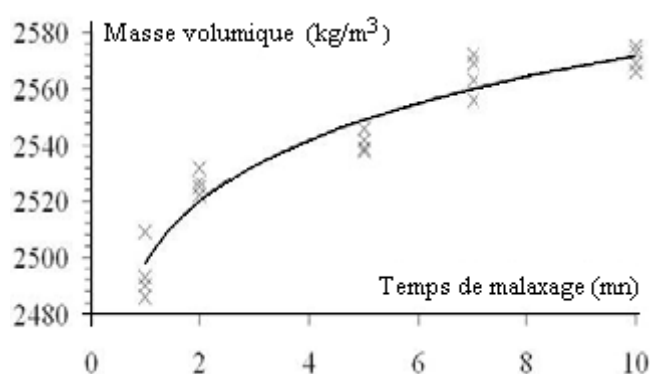


Figure 1.9 : Accroissement de la densité du béton au cours du malaxage [Cazacliu et col., 2006]

Parfois, une perte de la maniabilité du béton peut être observée lors de la prolongation du temps de malaxage. Ces phénomènes ont reçu des explications différentes selon les auteurs :

- selon Vandanjon (2000), l'augmentation de la surface spécifique des particules primaires, c'est à dire des amas qui restent groupés lors des mouvements de cisaillement dans le béton frais tend à accroître le seuil;
- selon Chopin (2003), l'effet de défloculation importante de l'adjuvant accroît le frottement et donc le seuil.

#### 1.4. QUALITES ESSENTIELLES D'UN BETON

Le béton est un matériau composite qui fait partie de notre cadre de vie. Il a mérité sa place par ces caractéristiques de résistance, ses propriétés en matière thermique, sa résistance au feu, son isolation phonique, sa durabilité, ainsi que par la diversité qu'il permet dans les formes, les teintes et les textures.

Pour utiliser au mieux le béton, il faut bien connaître ses propriétés à l'état frais et à l'état durci.

##### 1.4.1. A l'état frais

Lors du malaxage, l'eau est l'élément qui va donner une capacité d'écoulement au squelette compact formé par l'empilement des grains solides.

Ceci signifie que l'eau va venir desserrer le squelette compact afin de donner une mobilité aux grains suffisante pour permettre la mise en œuvre souhaitée [Chanvillard, 1999].

Deux façons de caractériser le béton à l'état frais sont abordées : l'ouvrabilité et les paramètres rhéologiques.

##### 1.4.1.1. Ouvrabilité

Après avoir été malaxé, le béton frais doit rapidement être mis en œuvre sur le chantier pour diverses opérations : vidange dans les coffrages, serrage (par vibration, piquage...) et talochage, ... La manière dont le matériau se comporte est gouvernée par son ouvrabilité. L'ouvrabilité est également désignée sous les termes de maniabilité ou consistance du mélange. Dreux et Festa (1998) écrivent que « l'ouvrabilité du béton peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et l'enrobage du ferrailage ». Une bonne ouvrabilité est un gage de sécurité pour la structure en construction. En effet, selon ces auteurs, la plupart des qualités de l'ouvrage telles que la compacité et la résistance réelle du béton dans l'ouvrage lui-même, l'enrobage et l'adhérence des armatures, les parements de belle apparence, l'étanchéité, etc., dépendent de l'ouvrabilité. Au-delà de la mise en place sur le chantier, Faury (1958) souligne que l'ouvrabilité est un ensemble de qualités pratiques que doit posséder le béton frais pour être transporté aisément et sans risque de

malfaçons. Ces propriétés doivent donc être classées en deux groupes distincts suivant qu'elles s'appliquent au transport ou à la mise en œuvre du mélange.

Dans la pratique, il existe plusieurs méthodes de transport (en bétonnière, en wagonnette, en benne, en camion...) et plusieurs processus de mise en oeuvre (pompage, vibration, projection, compactage...). C'est pourquoi de nombreux tests technologiques ont été proposés pour s'adapter à cette diversité. Ces essais permettent de mesurer empiriquement certaines caractéristiques dépendant de l'ouvrabilité. Nous pouvons citer quelques appareils recensés dans la littérature: le cône d'Abrams et l'étalement à la table à secousses [Dreux et Festa, 1998]. Pour les bétons très secs, on pourra utiliser l'essai V.B., qui consiste à mesurer le temps nécessaire pour qu'un cône de béton se mette à l'horizontale dans un récipient cylindrique périphérique, une fois soumis à une vibration. Le maniabilimètre L.C.L. [Baron, 1982] fonctionne sur le même principe, et la vibration est déclenchée lorsque l'on retire la trappe. Un temps long signifie que le béton est ferme. Ces essais sont présentés dans la figure 1.10.

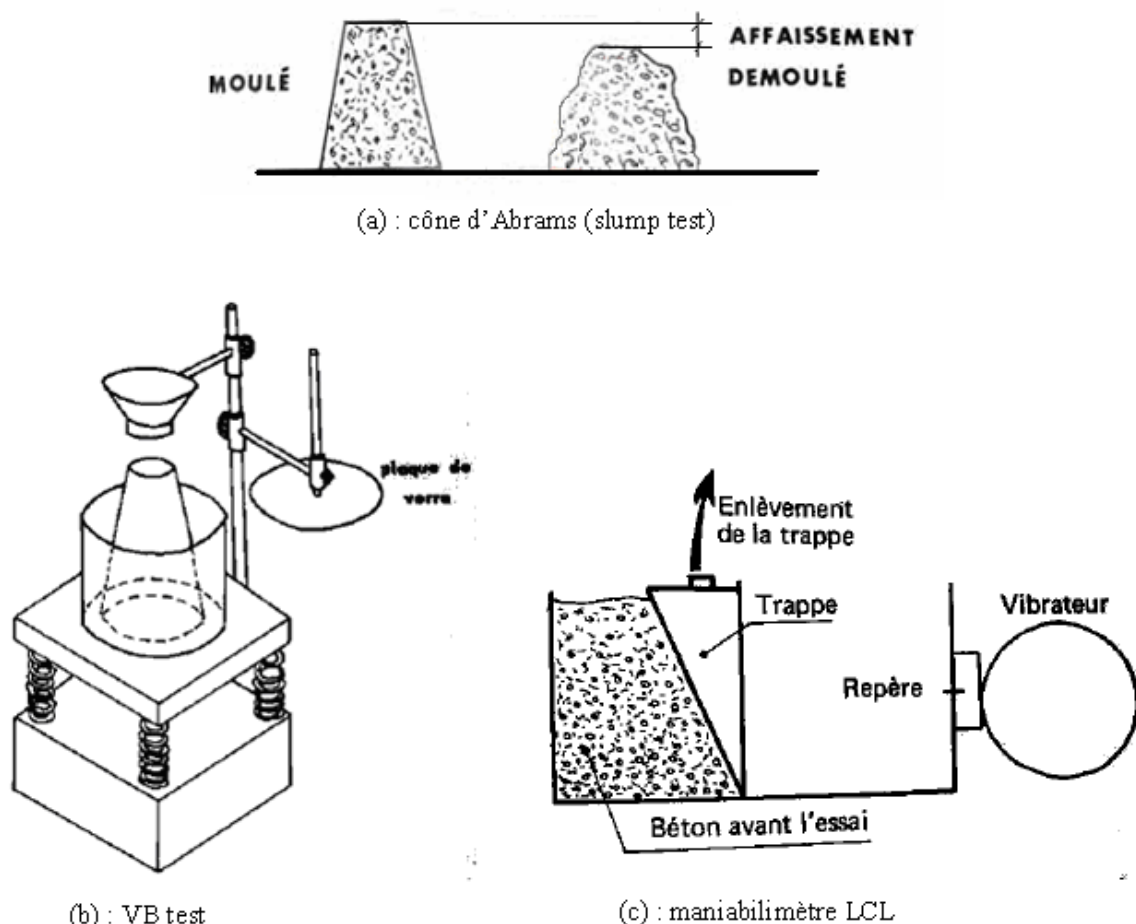


Figure 1.10 : Certains appareils pour mesurer l'ouvrabilité

L'affaissement au cône d'Abrams ou « slump test » est incontestablement un des essais les plus simples et les plus fréquemment utilisés. Il est décrit dans la norme Algérienne

NA 431. Pour effectuer cet essai, on remplit tout d'abord un moule en tôle tronconique ( $D = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 10 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ) de béton. Le remplissage est exécuté en trois couches serrées avec une tige d'acier de 16 mm de diamètre dont l'extrémité est arrondie, à raison de 25 coups par couche. On soulève ensuite le moule avec précaution et on mesure l'affaissement. Plus l'affaissement est élevé, plus le béton est fluide. La norme EN 206-1 spécifie cinq classes de consistance S1 à S5 en fonction de l'affaissement (tableau 1.1).

Tableau 1.1 : Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams - norme NF EN 206-1

Classe	Consistance du béton	Affaissement (en mm) au cône d'Abrams
S1	Ferme	10 - 40
S2	Plastique	50 - 90
S3	Très plastique	100 - 150
S4	Fluide	160 - 210
S5	Très fluide	$\geq 220$

Lors du remplissage du coffrage, l'affaissement du béton est un des facteurs faisant varier la pression du béton sur le coffrage, paramètre important lors de leur dimensionnement. Dans le cas d'un béton serré par vibration, le temps total de vibration est relié à l'affaissement par l'expression empirique suivante [Dreux et Festa, 1998] :

$$T_v = \frac{25}{\phi} \left( \frac{100}{A+5} + G \right) \left( \frac{V}{10} + 2,5 \right) F \dots\dots\dots (1.1)$$

où :

- $T_v$  : temps total de vibration (s)
- $A$  : affaissement au cône d'Abrams (cm)
- $V$  : volume du béton (l)
- $\phi$  : diamètre de l'aiguille vibrante (mm)
- $F$  : coefficient de ferrailage ( $1 \div 1,5$ )
- $G$  : coefficient granulaire ( $1 \div 5$ )

L'affaissement est aussi un bon indicateur pour classer le béton selon sa finalité. De Larrard (2000) présente une gamme d'affaissement pour les bétons dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Plage d'affaissement à spécifier pour différentes applications [de Larrard, 2000]

Application	Affaissement désiré (mm)
Préfabrication industrielle – Bétons secs pour démoulage immédiat	0
Béton pour chaussées mis en place à la machine à coffrage glissant	20/50
Béton de résistance normale pour structures armées ou précontraintes	80/150
Béton à haute performance coulé sur chantier	180/250
Béton autoplaçant	> 250 (étalement > 600)

Zivkovic (1992) a montré que, plus la température des constituants du béton augmente, plus la demande en eau est importante et d'un autre côté l'affaissement diminue comme indiqué sur la figure 1.11. Sur cette figure, la courbe 1 donne l'affaissement au cône d'Abrams pour un même dosage en eau ( $180 \text{ l/m}^3$ ) et la courbe 2 la demande en eau nécessaire à l'obtention d'un même affaissement de  $7,5 \text{ cm} \pm 0,1 \text{ cm}$ . Quand la température s'élève de  $20^\circ$  à  $40^\circ$ , la demande en eau passe de  $190$  à  $220 \text{ l/m}^3$ .

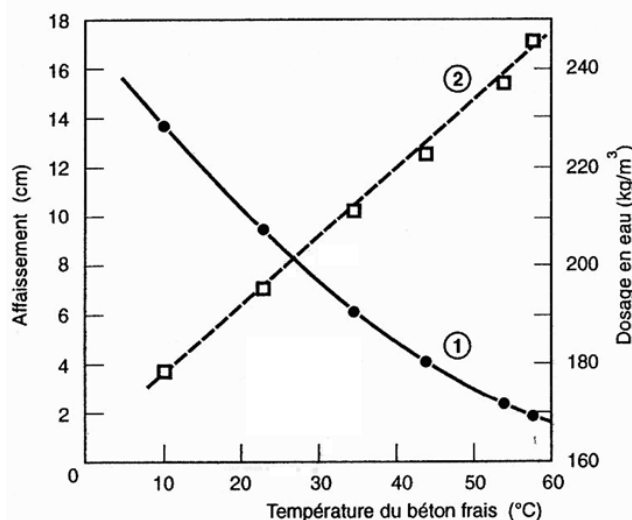


Figure 1.11 : Influence de la température du béton frais sur la demande en eau et sur l'affaissement [Zivkovic, 1992]

Les mesures de l'affaissement ont été effectuées sur des bétons frais, dosés à  $300 \text{ kg/m}^3$  de CPA-CEM I A, préparés avec des constituants à différentes températures et conservés, ensuite, à  $22 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Le béton avant même d'être sorti du malaxeur commence à évoluer : premières réactions chimiques entre le ciment et l'eau, dessiccation, etc. A cause de cela, la valeur de l'affaissement au cône au moment de la livraison sur le chantier est toujours

inférieure à celle mesurée à la sortie du malaxeur (perte d'affaissement). A l'évidence, c'est la consistance du béton au moment de sa livraison qui doit être égale à la valeur cible.

L'ingénieur qui formule un béton doit donc tenir compte du délai de livraison du béton et mesurer sa consistance trente minutes, voire une heure après la fabrication. Si le bétonnage a lieu l'été, il doit aussi tenir compte de la température.

La figure 1.12 montre combien cette précaution est nécessaire car il peut y avoir des différences sensibles d'un béton à l'autre [Baron et Olivier, 1996].

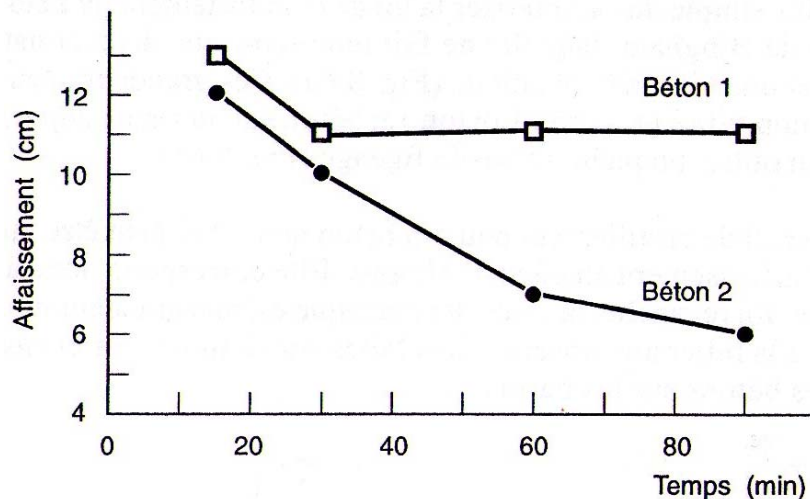


Figure 1.12 : Perte d'affaissement d'un béton au cours du temps [Baron et Olivier, 1996]

Les bétons 1 et 2 ont les mêmes proportions ( $E=200 \text{ l/m}^3$ ,  $C=300 \text{ l/m}^3$ ) et diffèrent seulement par l'origine du ciment. Après malaxage, le béton est conservé sans agitation à  $20^\circ\text{C}$ . La consistance du béton frais est mesurée par l'affaissement au cône d'Abrams après différentes durées d'attente. A la sortie du malaxeur, les deux bétons ont une consistance très plastique. Soixante minutes après, celle du béton 1 est toujours très plastique, alors que celle du béton 2 est devenue plastique.

Makhloufi et Bouhicha (2008) ont montré l'évolution de la résistance en fonction de l'affaissement sur la figure 1.13. Ils ont remarqué une diminution de la résistance à la compression avec l'augmentation de l'affaissement qui est due à l'influence du rapport E/C.

Pour chacun des dosages en ciment considérés de CPJ-CEM II/A d'Ain Touta, plusieurs mélanges de béton ont été confectionnés, en faisant varier le rapport E/C. Le rapport optimal G/S a été gardé constant ( $G/S = 1,47$ ) et les quantités des granulats de types calcaires concassés utilisés sont les suivantes : Sable 0/5 = 704,41 kg, Gravillon 5/15 = 399,32 kg et Gravillon 15/25 = 635,44 kg.

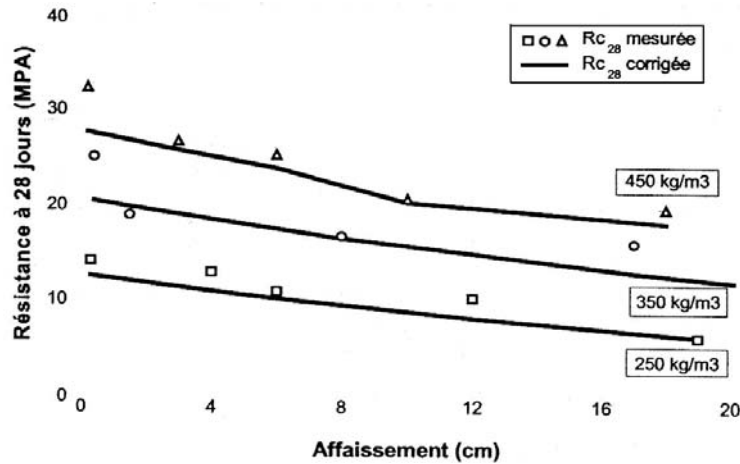


Figure 1.13 : Evolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'affaissement [Makhloufi et Bouhicha, 2008]

Il convient de noter que les valeurs des résistances mesurées et corrigées sont proches les unes des autres pour les dosages en ciment considérés.

1.4.1.2. Propriétés rhéologiques

De Larrard et col. (1993) ont développé un rhéomètre à béton, le BTRHEOM, pour l'analyse du béton frais. Il s'agit d'étudier la relation entre la contrainte de cisaillement et la déformation dans un milieu homogène et continu. Selon de Larrard, le béton frais est un matériau intermédiaire entre un fluide et un empilement humide de particules. Hu (1995) a montré que pour les bétons dont l'affaissement est inférieur à 10 cm, la caractérisation rhéologique n'a pas de sens. En effet, lorsqu'ils sont cisailés, de tels bétons peuvent présenter une dilatance importante et perdre leur homogénéité. Ces bétons contiennent alors un volume d'air piégé non négligeable (5-30%). Pour des affaissements supérieurs à 10 cm et si les conditions de stabilité (absence de ségrégation) sont respectées, le béton frais peut être assimilé à un fluide de type Herschel-Bulkley dont la loi fondamentale gouvernant le comportement rhéologique est décrit dans la référence de de Larrard (2000) par:

$$\tau = \tau_0 + a\dot{\gamma}^b \dots\dots\dots (1.2)$$

où

- $\tau$  contrainte de cisaillement (Pa)
- $\tau_0$  seuil de cisaillement (Pa)
- $\dot{\gamma}$  vitesse de cisaillement en ( $s^{-1}$ )
- $a, b$  deux constantes physiques du modèle

Sur le plan rhéologique, le béton frais est correctement décrit par l'équation (1.2). Cependant, plusieurs difficultés sont liées à l'emploi d'un modèle à trois paramètres dans

la pratique. Les auteurs ont donc proposé de l'approcher par un modèle de type Bingham intégrant seulement deux paramètres :

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \dots\dots\dots (1.3)$$

où

- $\tau$  contrainte de cisaillement (Pa)
- $\tau_0$  seuil de cisaillement (Pa)
- $\mu$  viscosité plastique (Pa.s)
- $\dot{\gamma}$  vitesse de cisaillement en ( $s^{-1}$ )

Les auteurs proposent dans la référence de de Larrard (2000) de calculer dans un premier temps la valeur du seuil à l'aide de l'équation (1-2), puis, une fois celui-ci fixé, de déterminer la valeur de la viscosité plastique à l'aide de l'équation (1-3).

Du point de vue physique, le seuil de cisaillement est défini comme la somme macroscopique de frottements internes des grains solides. Il dépend directement du nombre et de la nature des contacts entre les grains et donc de la compacité du squelette granulaire. Au-delà du seuil, la contrainte appliquée au mélange entraîne l'écoulement qui se traduit par des mouvements relatifs entre les grains solides (le frottement) et la circulation de la phase liquide dans la porosité inter-grains. Le terme  $\tau_0$  apparaît comme la contribution de la phase solide, et le terme  $\mu \dot{\gamma}$  comme celle de la phase liquide (figure 1.14).

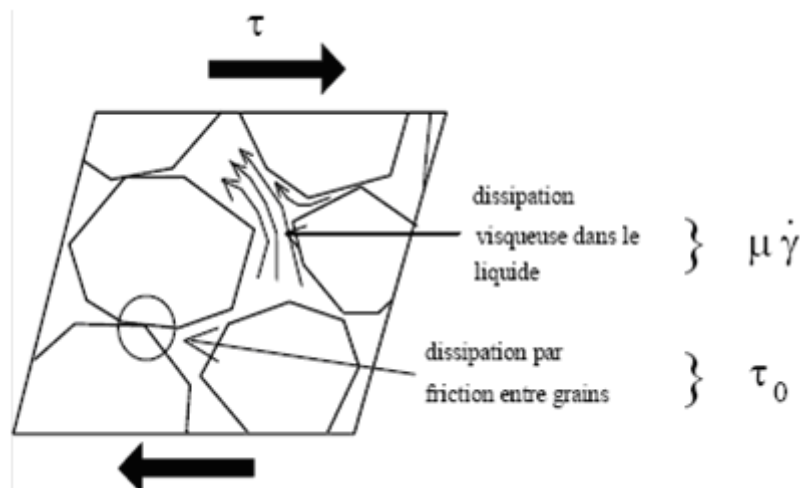


Figure 1.14 : Contributions de la phase solide et de la phase liquide à la résistance au cisaillement du béton [de Larrard, 2000]

Le BTRHEOM est un rhéomètre de type plan-plan, développé au LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris). Sa conception permet de n'utiliser qu'un volume restreint de béton, environ 7 litres, (figure 1.15).



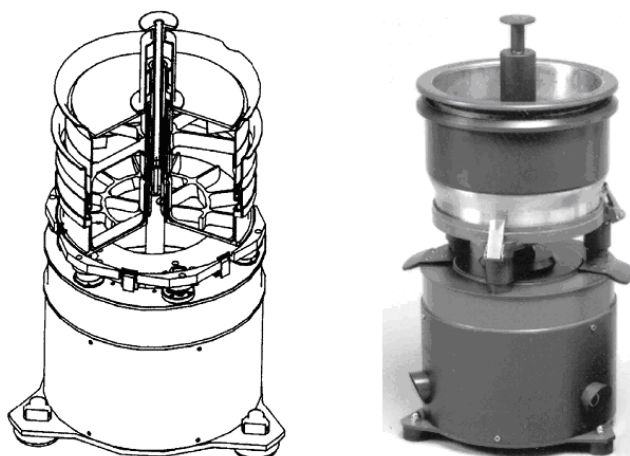


Figure 1.15 : Le rhéomètre BTRHEOM [De Larrard et col. 1993]

Se basant sur les expériences acquises dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, de Larrard (2000) présente des valeurs caractéristiques du seuil de cisaillement qui permet le contrôle de l'affaissement au cône d'Abrams pour différents types de béton (tableau 1.3).

Tableau 1.3 : Plages de seuil de cisaillement à spécifier pour diverses applications [de Larrard, 2000]

Application	Seuil de cisaillement spécifié (Pa)
Béton de résistance normale pour structure armée/précontrainte	800-1500
Béton à hautes performances fabriqué sur chantier	300-1200
Béton autoplaçant	200-500

Une valeur trop élevée de seuil de cisaillement signifie un manque de maniabilité. Par contre, un seuil de cisaillement trop bas peut créer certains problèmes de stabilité.

De Larrard (2000) souligne que la viscosité plastique contrôle, elle aussi, divers aspects de la maniabilité du béton. Les bétons ayant une viscosité supérieure à 300 Pa.s sont difficiles à manier, à vibrer, à talocher et à travailler à la truelle de part leur aspect "collant".

#### 1.4.2. A l'état durci

Le béton frais va évoluer pour aboutir au produit durci recherché. Il est incontournable de suivre l'évolution du béton sous différents aspects :

- Chimique, car il s'agit bien d'un ensemble de réactions,

- Physique, car le développement de la microstructure s'accompagne de phénomènes physiques qui définiront un état initial de la structure,
- Mécanique, car les aspects précédents conduisent à des cinétiques variables et des performances modulées en conséquence [chanvillard, 1999].

Le béton durci est un solide hétérogène formé de granulats enrobés par une pâte de ciment, il apparaît donc en première analyse, que ses propriétés mécaniques dépendent :

- de celles de la pâte liante,
- de celles des granulats,
- de l'adhérence pâte-granulats.

#### 1.4.2.1. Résistance à la compression

##### 1.4.2.1.1. Généralités

Le béton a une résistance en traction très faible, qui n'est que rarement mise en valeur dans les structures (exception faite par exemple du domaine routier). C'est donc en général la résistance en compression qui sert de caractérisation de base du béton durci. Cette résistance en compression est déterminée suivant la norme européenne NF EN 12390-3. La résistance à 28 jours après un mûrissement à l'eau sert en général de référence. La norme EN 206 définit différentes classes sous la forme CX/Y (ex: C25/30). X est la résistance caractéristique (c'est-à-dire garantie dans 95% des cas) mesurée sur cylindre 16x32 cm, tandis que Y est la résistance (du même béton) mesurée sur cube 15x15 cm.

La résistance à la compression s'explique par la réaction d'hydratation du ciment Portland, mélange de clinker et de gypse finement co-broyés. Le clinker se compose principalement des quatre minéraux suivants dans des proportions variables : silicate tricalcique  $C_3S$ , silicate bicalcique  $C_2S$ , aluminate tricalcique  $C_3A$  et aluminoferrite tétracalcique  $C_4AF$ .

La réaction du  $C_2S$  et du  $C_3S$  avec l'eau conduit à la formation d'hydrates dont les principaux sont les cristaux de C-S-H ( $CaO-SiO_2-H_2O$ ), qui sont en majeure partie responsables du durcissement de la pâte de ciment, permettant à cette dernière de reprendre les charges extérieures et donc de participer à la résistance macroscopique du béton ([Regourd, 1982] et [Folliot et Buil, 1982]).

La liaison entre la pâte durcie et les granulats qu'elle enrobe conditionne également la résistance mécanique du béton. On observe, autour des granulats dans le béton durci, une zone de pâte hydratée particulière : l'auréole de transition. Cette auréole a des propriétés différentes de la pâte dans sa masse, en fonction de la porosité des granulats. Dans le cas de granulats non poreux, l'auréole comporte une couche de cristaux de

grandes dimensions, très poreuse et de cohésion faible, générant des zones de faiblesse pour les bétons soumis à des actions mécaniques [Maso, 1982].

Une bonne résistance à la compression est la performance bien souvent recherchée pour le béton durci. Cette résistance dépend d'un certain nombre de paramètres, en particulier le type et le dosage du ciment, la porosité du béton et le facteur E/C, rapport du dosage en eau au dosage en ciment, etc.

#### 1.4.2.1.2. Essai de résistance à la compression

Le plus courant des essais sur béton durci est la résistance à la compression, en partie parce que cet essai est facile à exécuter et aussi parce que de nombreuses caractéristiques du béton, mais pas toutes, peuvent être qualitativement reliées à sa résistance.

Toutefois, la raison principale de cet essai est l'importance intrinsèque de la résistance à la compression lors de la conception structurale. Même s'il est universellement utilisé dans le domaine de la construction, l'essai de résistance à la compression présente quelques inconvénients, mais il constitue, à parler franc, un élément du bagage culturel de l'ingénieur [Rossi et Wu, 1994].

Les résultats de l'essai de résistance à la compression peuvent être affectés par différents paramètres : le type d'éprouvette et ses dimensions, le type de moule, de mûrissement, la préparation des faces d'essai sur lesquelles s'exerce la compression, la rigidité de la presse, la vitesse d'application de la charge. Pour toutes ces raisons, les essais doivent être effectués selon une procédure bien précise sans dévier des spécifications imposées.

Les essais de résistance à la compression effectués sur des éprouvettes préparées de façon normalisée, incluant un serrage ou un compactage à 100% et un mûrissement dans l'eau pendant une période donnée, donnent des résultats représentant la qualité du béton. Bien sûr, le béton dans la structure peut présenter une qualité inférieure, par exemple, par suite d'une mauvaise mise en œuvre, d'un compactage ou vibration inadéquats, d'un phénomène de ségrégation ou d'un mauvais mûrissement. Ces effets sont importants si l'on désire savoir à quel moment on peut décoffrer, pour suivre la construction ou mettre la structure en service. Pour cette raison, les éprouvettes d'essai sont mûries dans des conditions se rapprochant le plus possible de celles existant dans la structure réelle.

Les éprouvettes doivent être des éprouvettes cylindriques. Les plateaux ou contre-plateaux de la presse doivent avoir des dimensions égales ou légèrement supérieures à celles des faces de l'éprouvette soumise à l'essai.

Le temps d'attente entre le moment où les éprouvettes sont sorties de l'eau et celui de l'exécution de l'essai de compression ne doit pas dépasser une heure, afin d'éviter la dessiccation des éprouvettes, sinon, des précautions doivent être prises.

#### 1.4.2.1.3. Influence du rapport eau/ciment

Le rapport eau/ciment (E/C) d'un matériau à matrice cimentaire comme le mortier et le béton peut représenter en première approximation la qualité de la matrice cimentaire. Nous présentons dans cette section des résultats, issus de la littérature, d'essais de compression simple, réalisés sur mortiers (ou bétons) avec différents rapports E/C.

La figure 1.16 montre que la courbe représentant la résistance en fonction du rapport E/C a approximativement la forme d'une hyperbole. Cette relation est valable pour n'importe quel béton quels que soient le type de granulat et l'âge. La résistance est d'autant plus élevée que le rapport E/C diminue. Une des propriétés géométriques d'une hyperbole ( $y=k/x$ ) est que la relation existant entre  $y$  et  $1/x$  est linéaire. La relation entre la résistance et le rapport C/E est donc approximativement linéaire pour des valeurs du rapport C/E compris entre environ 1,2 et 2,5. Cette relation linéaire, tout d'abord suggérée par Neville (1959), a été confirmée par Alexander et Ivanusec (1982) et par Kakizaki et col. (1992). Cette relation est plus facile à utiliser que la courbe représentant le rapport eau/ciment, particulièrement lorsqu'une interpolation est nécessaire. La figure 1.17 présente les valeurs de la figure 1.16 en fonction du rapport ciment/eau porté en abscisses. Les valeurs indiquées sont applicables uniquement pour un ciment donné, la relation entre la résistance et rapport ciment/eau doit donc être déterminée pour tout autre cas pratique.

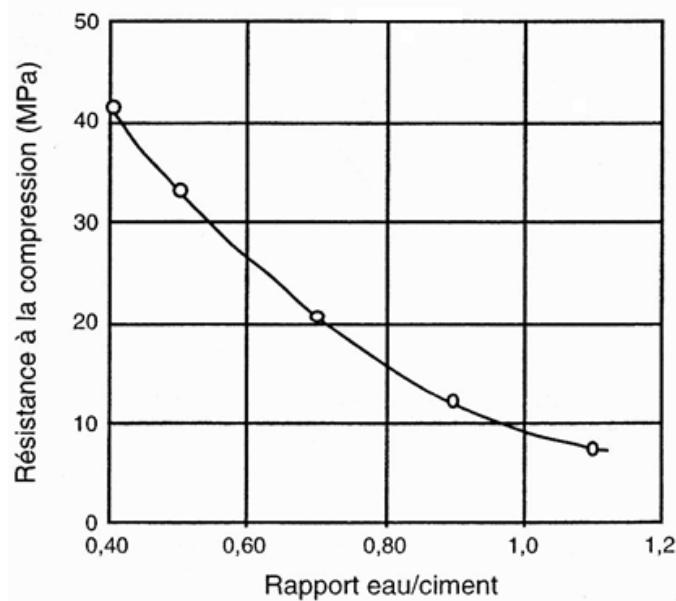


Figure 1.16 : Relation entre la résistance à la compression à 7 jours et le rapport E/C d'un béton confectionné avec un ciment portland à durcissement rapide [Neville, 2000]

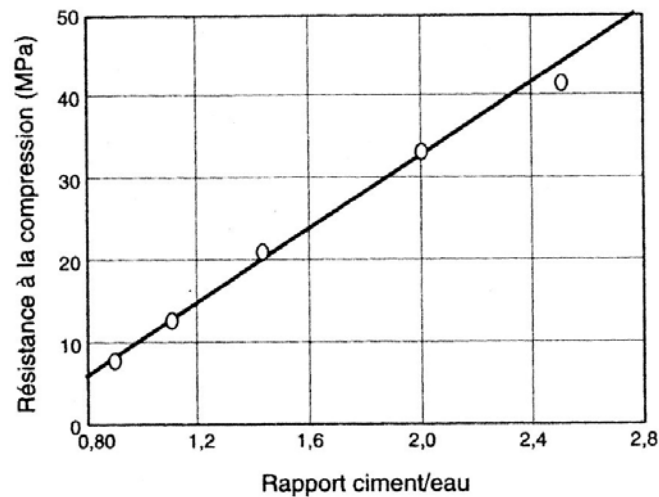


Figure 1.17 : Valeurs des résistances de la figure 1.15 en fonction du rapport C/E [Neville, 2000]

Nielsen (1993) a montré que la linéarité de la relation entre la résistance et le rapport C/E n'est plus valable pour des rapports C/E supérieurs à 2.6, ce qui correspond à un rapport E/C égale à 0,38. Comme on le voit sur la figure 1.18, pour des rapports C/E supérieurs à 2,6, la relation avec la résistance est quelque peu différente même si elle demeure linéaire.

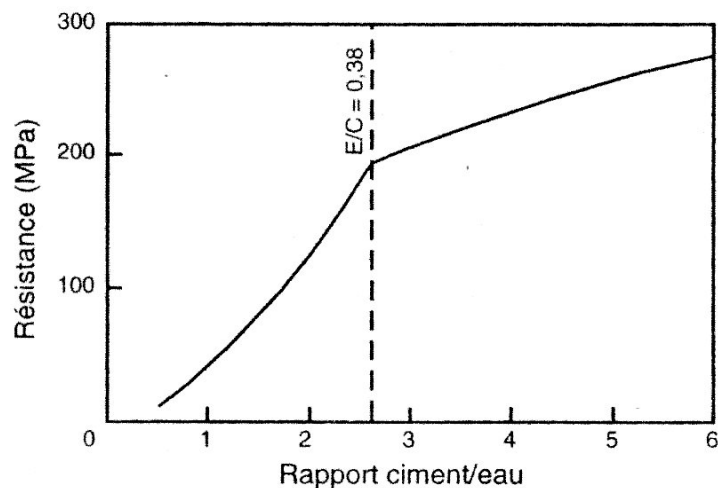


Figure 1.18 : Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport C/E [Nielsen, 1993]

Le rapport E/C conditionne aussi la porosité de la matrice cimentaire du béton durci, qui est un paramètre qui influe beaucoup sur la durabilité du béton [Ollivier et BUIL, 1992]. La figure 1.19 montre que la résistance à la compression du béton est d'autant plus

élevée que le rapport E/C diminue et que l'âge du béton est plus grand [Chanvillard, 1999].

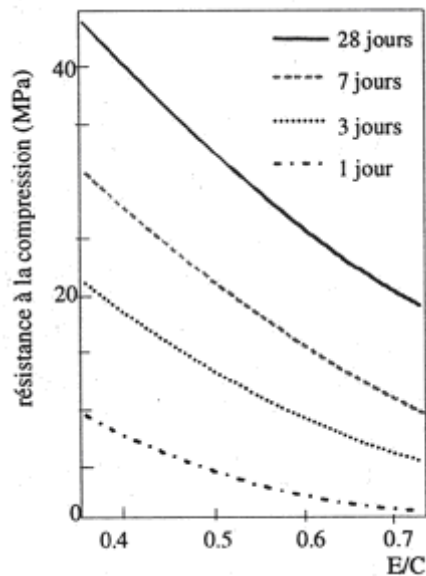


Figure 1.19 : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton [Chanvillard, 1999].

La résistance a été mesurée sur des cylindres de 15x30 cm et les bétons ont été préparé avec un ciment de type I (ASTM), sans air entraîné.

#### 1.4.2.1.4. Influence du dosage en ciment

Pour une même ouvrabilité, une augmentation du dosage en ciment du béton aura pour conséquence de diminuer le rapport E/C de ce béton, ce qui se traduira nécessairement par une augmentation de la résistance à court terme.

La figure 1.20 illustre l'influence du dosage en ciment sur les résistances à court terme et sur le rapport E/C du béton [Baron et Ollivier, 1996]. En effet, pour obtenir le même affaissement (7cm), le béton dosé à 377 kg/m<sup>3</sup> de ciment a demandé 192 l/ m<sup>3</sup> d'eau, soit un rapport E/C de 0,51, alors qu'il a fallu 186 l/ m<sup>3</sup> d'eau pour le béton dosé à 347 kg/m<sup>3</sup> de ciment, soit un rapport E/C de 0,54. En se référant à la figure 1.19, il est alors possible d'expliquer les résultats présentés par la figure 1.20 qui montrent clairement l'accroissement des résistances d'un béton avec l'augmentation de son dosage en ciment.

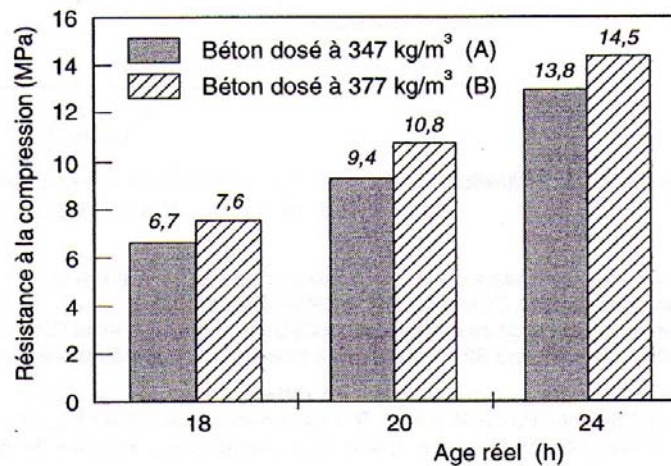


Figure 1.20 : Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression à court terme du béton [Baron et Ollivier, 1996]

Les bétons ont été gâchés avec  $347 \text{ kg/m}^3$  (A) et  $377 \text{ kg/m}^3$  (B) de CPJ-CEM II 42,5 R et les résistances ont été mesurées sur des éprouvettes  $11 \times 22 \text{ cm}$  confectionnées dans des moules en carton.

#### 1.4.2.1.5. Influence du type de ciment

La démarche de formulation d'un béton passe par le choix du type de ciment. L'influence de ce paramètre sur la résistance à court terme est présentée sur la figure 1.21. Cette figure montre que le choix d'un ciment CPA-CEM I 52,5 R développera, à dosage identique dans le béton, des résistances à court terme considérablement supérieures à celles d'un ciment CPJ-CEM II 32,5 R, c'est-à-dire que, plus la classe de résistance est élevée, plus les résistances sont élevées, à toutes les échéances. De même, un CPA-CEM I 52,5 R développe des résistances à court terme beaucoup plus rapidement qu'un CPA-CEM I 52,5, tout en présentant à 28 jours des résistances équivalentes [Baron et Ollivier, 1996].

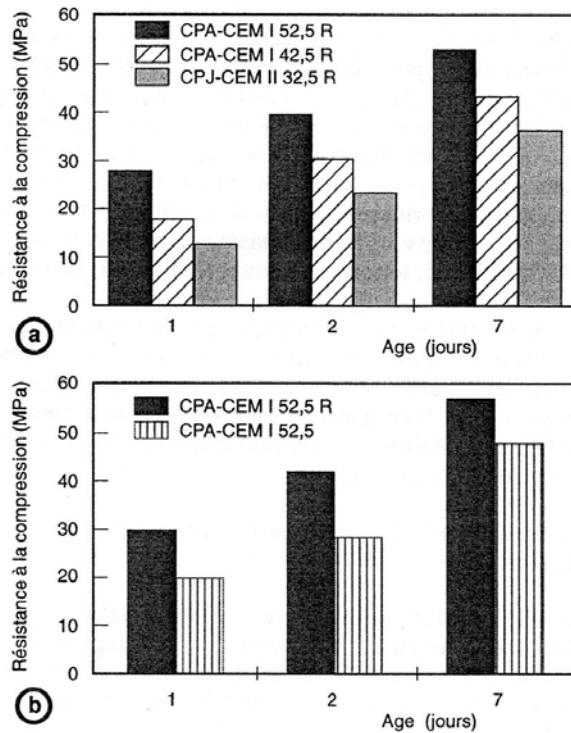


Figure 1.21 : Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme [Baron et Ollivier, 1996]

D'après U.S. Bureau of réclamation (1975), la figure 1.22 illustre la vitesse de développement de la résistance de bétons confectionnés avec un dosage unique de différents ciments. Alors que les vitesses de montée en résistance varient considérablement, on constate peu de différence de résistance entre tous ces ciments à 90 jours. A la figure 1.23, pour un même rapport E/C, Gonnerman et Lerch (1951) ont constaté dans certains cas des différences plus importantes. Or, la tendance générale montre que les ciments à vitesse de durcissement peu élevée ont une résistance finale plus élevée. Par exemple, la figure 1.22 montre un ciment de type IV qui présente la plus faible résistance à 28 jours, mais développe la deuxième plus forte résistance à 5 ans. La comparaison des figures 1.22 et 1.23 démontre que les différences entre les ciments ne sont pas facilement quantifiables.



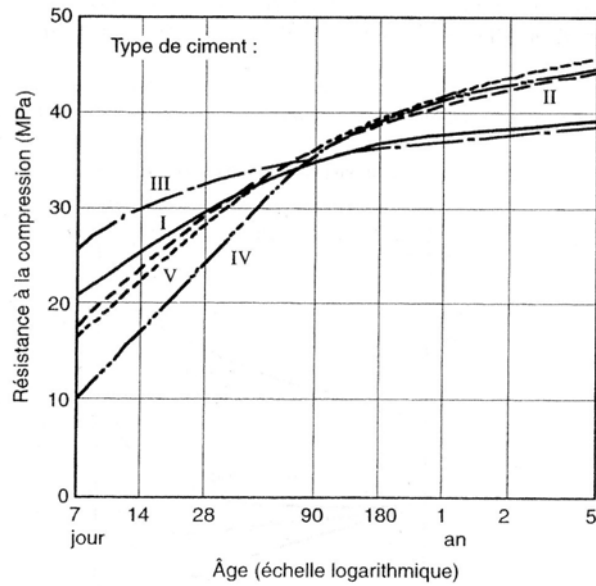


Figure 1.22 : Développement de la résistance de bétons confectionnés avec différents ciments pour un dosage de  $335 \text{ kg/m}^3$  [U.S. Bureau of réclamation, 1975]

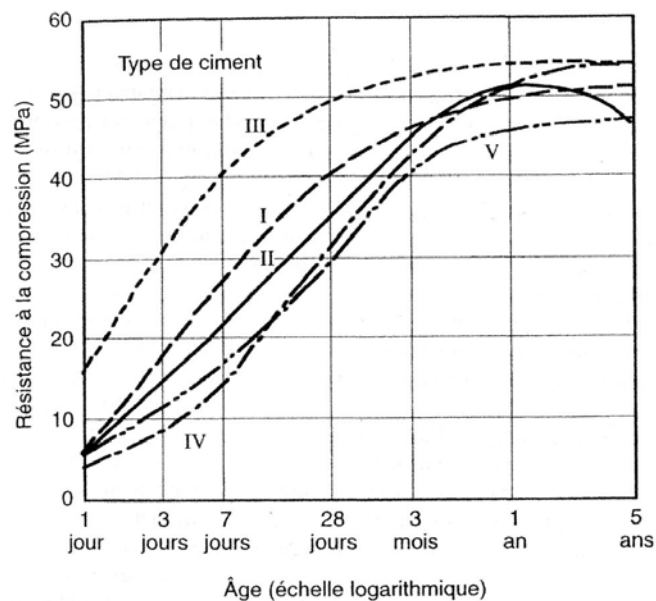


Figure 1.23 : Développement de la résistance de bétons de rapport E/C de 0,49 confectionnés avec différents ciments [Gonnerman et Lerch, 1951]

Les valeurs caractéristiques de la composition phasique et chimique des différents types de ciments portland (type : I, II, III, IV et V) sont indiquées dans l'Annexe 1.1.

#### 1.4.2.1.6. Influence de la porosité

Tout milieu poreux est constitué de deux domaines distincts : la charpente du milieu (bordure solide) et son complément que constitue le volume poreux. La porosité (N) d'un

matériau poreux est la fraction de volume total occupée par les vides. Si  $V_t$  est le volume total de l'échantillon,  $V_p$  le volume poreux ou le volume des vides et  $V_s$  le volume réel de la phase solide, on a alors (1.4) :

$$N \% = \frac{V_p}{V_t} 100 = \frac{V_t - V_s}{V_t} 100 \dots\dots\dots (1.4)$$

➤ Géométrie et positionnement des pores

Ces vides se distinguent par leur forme : lorsque les formes sont convexes, globuleuses, ce sont des pores ; lorsqu'elles sont grandes, plates et étendues, ce sont des fissures. Lorsque les vides communiquent entre eux, il s'agit d'une porosité ouverte (ou libre). Lorsque les vides sont isolés, c'est une porosité occluse ou fermée.

La figure 1.24 présente les pores suivant leur position par rapport au milieu extérieur :

- les pores interconnectés ou pores ouverts qui communiquent avec l'extérieur par deux extrémités (au moins).
- les pores isolés qui ne communiquent pas avec l'extérieur.
- les bras morts sont interconnectés avec le milieu extérieur par une seule de leurs extrémités.

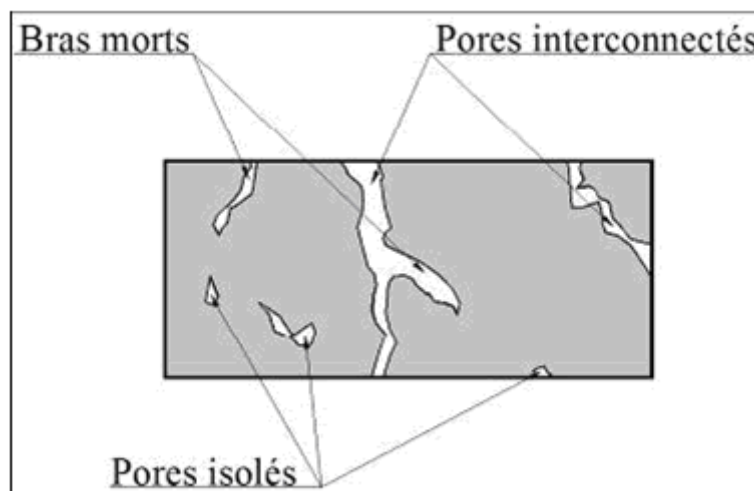


Figure 1.24 : Les différents pores d'un béton, positionnement selon le milieu extérieur

La porosité d'un béton apparaît comme un paramètre extrêmement important puisqu'il conditionne la rugosité de surface ainsi que la quantité d'eau potentiellement présente dans le matériau. Un matériau présentant une porosité importante offre également une surface de réaction importante entre le matériau et les substances chimiques agressives avec lesquelles il est en contact. Ceci entraîne une vitesse de dégradation potentiellement plus élevée.

➤ Tailles des porosités

Le réseau poreux des matériaux cimentaires tels que les bétons, les mortiers ou encore les pâtes de ciment recouvre une large gamme d'échelles (du picomètre au centimètre). La figure 1.25 présente les différents types de porosités que l'on rencontre dans les matériaux cimentaires en fonction de leur taille et de leur géométrie.

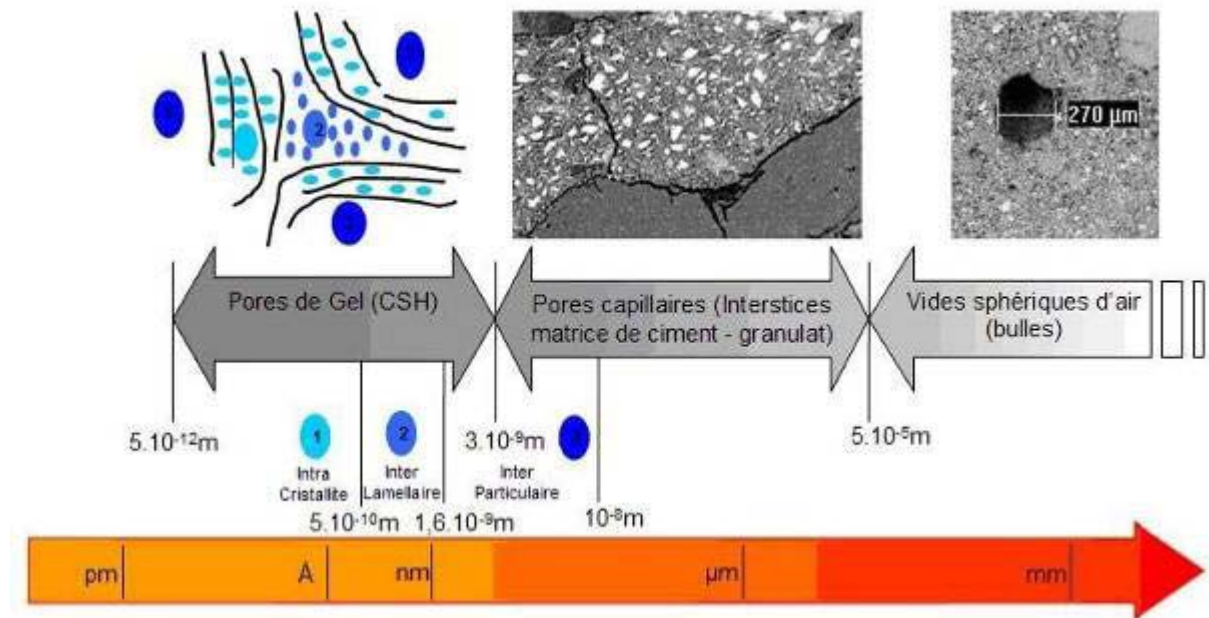


Figure 1.25 : Echelle des porosités des matériaux cimentaires [Delmas et Baillot, 2006]

La porosité des matériaux cimentaires est constituée de :

- vides d'air occlus, généralement de forme sphérique et de dimension supérieure à 50 micromètres. Ces vides sont générés par le piégeage dans le matériau à l'état frais de bulles d'air qui ne parviennent pas à s'échapper malgré le serrage (vibrations, chocs) de la pâte.
- pores capillaires, ils peuvent être modélisés sous la forme de tubes tortueux dont le diamètre varie entre 1 micromètres et 50 micromètres. Ces porosités sont liées à l'hydratation des grains de ciment ainsi qu'à la présence de granulats.
- pores de gel, ces pores sont liés à la structure lamellaire même des CSH (silicates de calcium hydratés) et de dimension de l'ordre du nanomètre [Plassais, 2003].

Ces porosités sont liées à la structure propre du matériau (structure et arrangement des cristaux) mais également à sa mise en oeuvre. Le rapport E/C est un facteur de grande importance car, si l'augmentation de la quantité d'eau dans les matériaux cimentaires à l'état frais permet d'améliorer l'ouvrabilité du matériau, elle augmente sa porosité [Sahu et col., 2004]. En effet, l'eau présente en excès, qui ne sert donc pas aux différents processus d'hydratation du ciment, s'évapore lors du séchage du matériau laissant les emplacements qu'elle occupait vides [Neville, 2000].

Lors de fabrication de la pâte fraîche, les grains de ciment sont mis en suspension dans l'eau. Le rapport E/C influence ainsi l'espacement initial entre les grains de ciment.

Plus l'espacement initial entre les grains de ciment est important, plus l'espace à combler lors de l'hydratation est grand et plus la formation de vide est favorisée, les hydrates ne pouvant pas combler tout l'espace comme illustré par la figure 1.26.

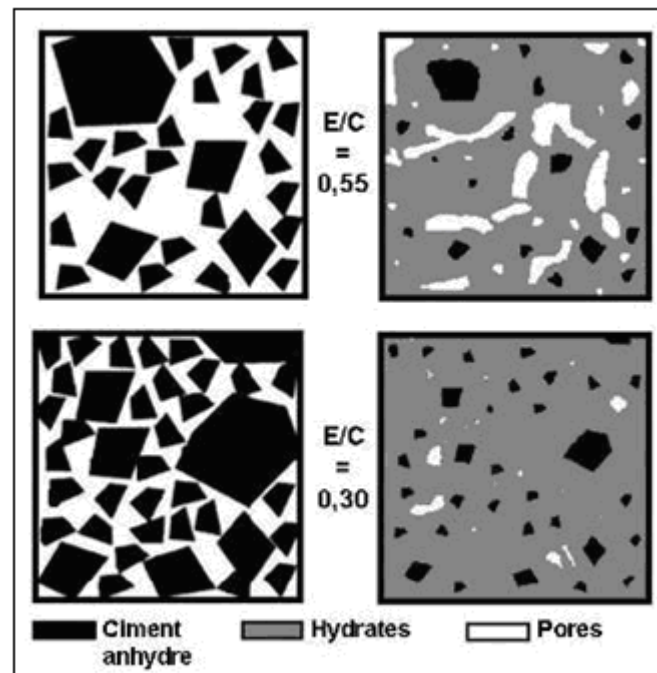


Figure 1.26: Représentation schématique de la pâte de ciment à l'état frais et à l'état durci, influence du rapport E/C, [Pigeon, 1999]

En ne considérant que la stoechiométrie des réactions d'hydratation du clinker, le rapport E/C minimum pour obtenir des réactions chimiques complètes est de 0,22. Pour un ciment Portland le rapport est de 0,36. Cependant, Powers a montré que l'hydratation complète du ciment ne peut pas être obtenue avec un rapport E/C inférieur à 0,42 [Powers, 1949] car les gels de CSH absorbent de l'eau qui ne sera alors plus disponible pour l'hydratation des composants du clinker.

Avec un rapport E/C supérieur à 0,42, la quantité d'eau est supérieure à celle nécessaire à l'hydratation complète du ciment. Les grains de ciment sont éloignés, leur hydratation ne permet pas de combler tout l'espace. Lorsque l'hydratation arrive à son terme, il reste une quantité d'eau importante dans le matériau (sous forme d'eau libre), ce qui engendre la formation d'une porosité capillaire importante, favorisant la perméabilité du matériau et diminuant sa résistance mécanique. L'utilisation d'un E/C élevé favorise l'absorption de fluide et la perméabilité du matériau et ainsi la pénétration d'agents potentiellement agressifs vers le coeur du matériau [Dutron, 1985].

Avec un rapport E/C de 0,42, l'ensemble des grains de ciment peut s'hydrater. Cette hydratation entraîne la création de vides non remplis d'eau. En effet, la formation des hydrates conduit à la formation de composés dont le volume est inférieur aux volumes de l'eau et du ciment utilisés pour la confection de la gâchée (volume des hydrates = volume du ciment + 0,736 x volume de l'eau). Ce phénomène est appelé contraction de Le Châtelier [Bouaskar et col., 2006].

Avec un rapport E/C inférieur à 0,36, les grains de ciment sont initialement proches les uns des autres. Toute l'eau sera consommée par les réactions d'hydratation des grains de ciment qui ne seront pas tous hydratés complètement et très peu d'espaces seront laissés vides entre les hydrates. Ceci permet d'obtenir des matériaux ayant une porosité capillaire limitée et de bonnes propriétés mécaniques, l'ensemble des grains de ciment ne sera pas complètement hydraté, ce qui ne nuit pas à la résistance du matériau.

L'influence du rapport E/C sur la porosité capillaire et sur le taux de ciment non hydraté est illustrée par la figure 1.27.

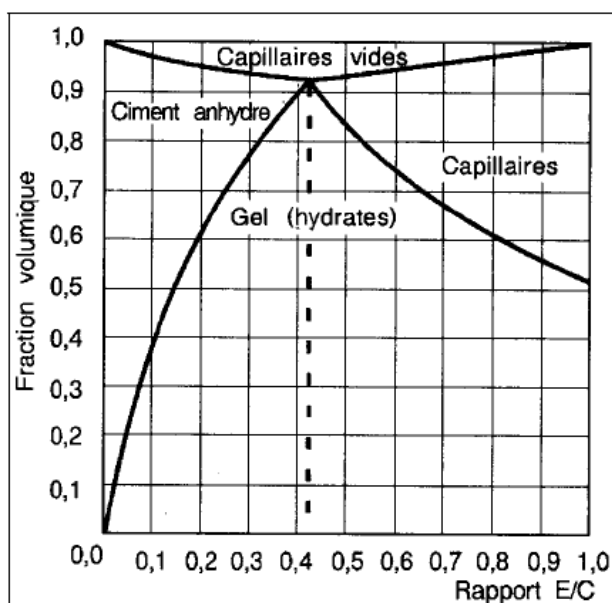


Figure 1.27 : Composition volumique d'une pâte de ciment hydraté sans apport d'eau externe, selon le modèle de Powers, [Buil et Ollivier, 1992]

La résistance du béton est fondamentalement dépendante du volume des vides qu'il comporte.

L'influence de la porosité de la pâte de ciment hydraté sur la résistance a fait l'objet de plusieurs recherches. L'application directe des résultats de laboratoire, déterminés à partir d'essais sur des éprouvettes de pâte pure confectionnées avec soin, à des éprouvettes de béton doit être faite avec prudence, mais la compréhension de l'effet de

la porosité sur la résistance de la pâte de ciment hydraté est importante. Il n'y a aucun doute que la porosité, définie comme étant le volume total de l'ensemble des vides supérieurs à ceux des vides de gel et exprimée en pourcentage du volume global de la pâte de ciment hydraté, est un des facteurs principaux influençant la résistance de la pâte de ciment. Une relation linéaire entre la résistance et la porosité a été établie par Rossler et Odler (1985), pour des valeurs de porosité comprises entre 5 et 28%. L'effet des vides d'un diamètre inférieur à 20 nm semble négligeable [Odler et Rossler, 1985]. La relation entre la résistance du mortier et la porosité, en se basant sur le volume des vides de plus de 20 nm de diamètre, est présentée à la figure 1.28. L'effet de la distribution de la dimension des vides sur la résistance doit donc être pris en compte en plus de la porosité totale. De façon générale, pour une porosité donnée, la diminution de la dimension des pores entraîne une augmentation de la résistance de la pâte de ciment.

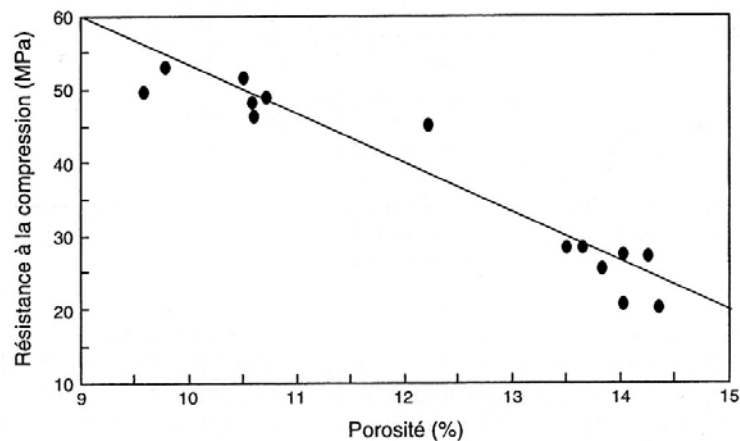


Figure 1.28 : Relation entre la résistance à la compression de mortiers et la porosité calculée à partir du volume des pores de diamètre supérieur à 20 nm [Sersale et col., 1991]

Strictement parlant, la résistance du béton est influencée par le volume de tous les vides contenus dans le béton : air occlus, pores capillaires, pores de gel et air entraîné [Neville, 2000].

La mise en place du béton engendre toujours une certaine quantité d'air occlus. Ce volume dépend de l'énergie de serrage, plus l'énergie de serrage est importante, plus il sera possible de réduire la quantité d'air occlus.

La quantité d'air occlus varie dans un béton courant entre 1 et 2.5 %, si l'on réalise que 1 % d'air, occupant le même volume que dix litres d'eau, réduit pareillement la résistance à la compression, on conclut à l'évidence que l'air occlus dans un béton doit toujours être mesuré et pris en compte [Baron et Ollivier, 1996].

## 1.4.2.1.7. Influence du rapport granulats/ciment

Le rapport granulats/ciment (G/C) est un facteur de deuxième importance quand à la résistance, mais, pour un rapport E/C constant, Erntroy et Shacklock (1954) cités par Neville (2000), ont montré qu'un béton plus faiblement dosé était plus résistant (figure 1.29).

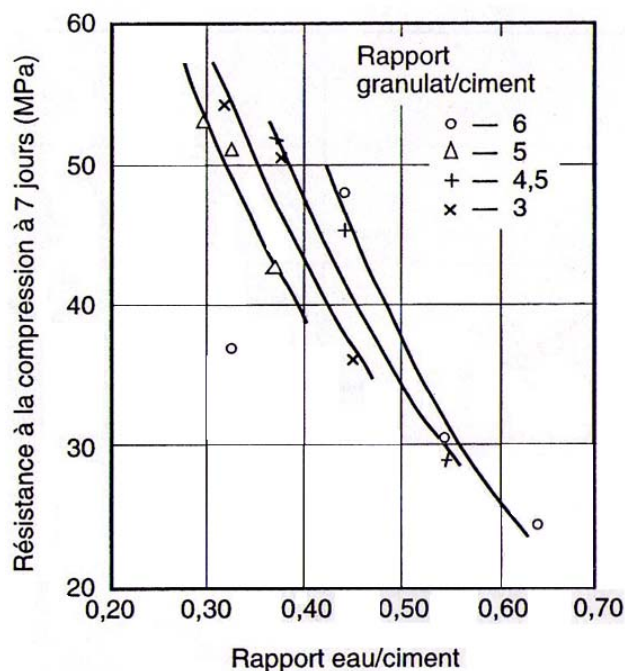


Figure 1.29 : Influence du rapport G/C sur la résistance du béton [Neville, 2000]

Les raisons de ce comportement ne sont pas bien connues. Dans certains cas, une partie de l'eau peut être absorbée par le granulat : plus il y a de granulat, plus la quantité d'eau absorbé est importante, ce qui contribue à réduire le rapport eau/ciment réel du béton. Dans d'autre cas, une plus forte teneur en granulats contribue à diminuer le retrait et le ressuage, ce qui diminue les désordres dans les liaisons granulat et pâte de ciment. De même, les modifications thermiques dues à la chaleur d'hydratation du ciment sont plus faibles [Popovics, 1990]. L'explication la plus probable provient toutefois du fait que la teneur totale en eau par mètre cube de béton est plus faible dans un béton faiblement dosé en ciment que dans un béton fortement dosé en ciment. Il en résulte que le pourcentage de vides par rapport au volume total de béton est plus faible dans un béton faiblement dosé en ciment et que ce sont justement ces vides qui ont un effet négatif sur la résistance.

Les études portant sur l'influence de la teneur en granulats sur la résistance des bétons, pour une qualité de pâte de ciment donnée, indiquent que, lorsque le volume des granulats (exprimé en pourcentage du volume total) augmente de 0 à 20 %, il y a une diminution graduelle de la résistance à la compression alors que, entre 40 et 80 %, on

constate une augmentation [Stock et col., 1979]. L'allure générale de ce comportement est représentée à la figure 1.30. Cette tendance se vérifie quel que soit le rapport eau/ciment [Kawakami, 1972].

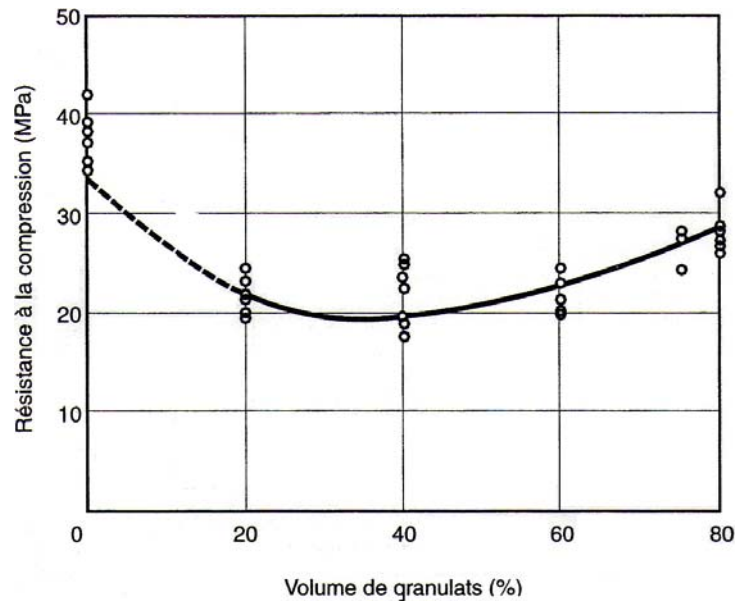


Figure 1.30 : Relation entre la résistance à la compression de cylindres de béton (10×30 cm) et le volume de granulats pour un rapport E/C constant de 0,5 [Stock et col., 1979]

Stock et col. (1979) ont aussi publié quelques expériences originales dans lesquelles ils ont réalisé une série de bétons avec différents volumes de granulats de même granulométrie, liés par la même matrice. Ils ont évité la ségrégation dans les mélanges fluides par une mise en rotation des moules après mise en place du matériau. Malheureusement, les essais de résistance à la compression sur les éprouvettes cubiques ont donné des résultats assez dispersés. Il est à noter que l'effet du granulat, qui n'est pas monotone, peut être modifiée par une augmentation de l'air occlus quand l'ouvrabilité diminue [de Larrard et Belloc, 1999].

#### 1.4.2.1.8. Influence de la taille maximale du granulat

Walker et Bloem (1960) ont publié un article qui suscita à l'époque beaucoup de discussions [Alexander et col., 1961] : la majorité des résultats présentés montraient un effet négatif de la dimension maximale du granulat ( $D$ ) sur la résistance à la compression, à rapport E/C constant. Cette constatation étonna la communauté scientifique, celle-ci présumant généralement qu'avec un  $D$  important, le béton, plus compact, présenterait une résistance mécanique supérieure et une meilleure durabilité.

Cependant, deux causes exercent des effets contradictoires : pour une quantité donnée de ciment, en augmentant le  $D$ , on tend vers une réduction de la demande en eau, tandis que la résistance obtenue à rapport E/C donné diminue. Par conséquent, quand le



volume du ciment et l'ouvrabilité restent constants, on a un effet du D sur la résistance à la compression qui n'est pas monotone. Une valeur optimale de la dimension du granulat existe, qui décroît quand la quantité de ciment augmente [Cordon et Gillespie, 1963].

L'effet négatif de l'augmentation de la dimension maximale du granulat dans le béton s'applique à l'échelle de toutes les grosseurs, mais l'effet de la dimension des grains sur la diminution de la demande en eau est particulièrement important en dessous de 38,1 mm. Pour des dimensions supérieures, le bilan des deux effets dépend du dosage du béton [Neville, 2000], (figure 1.31).

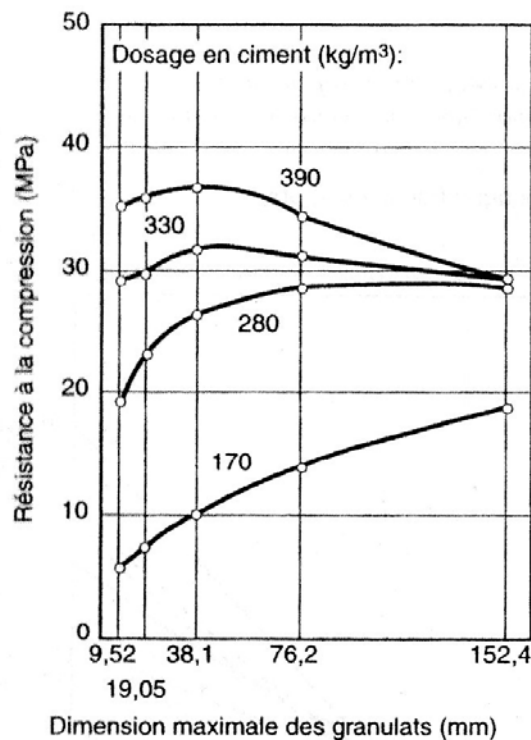


Figure 1.31 : Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosages en ciment [Neville, 2000]

#### 1.4.2.1.9. Influence de l'Âge

Meyer (1963) a montré que l'augmentation de la résistance (exprimée en pourcentage de la résistance à long terme) des bétons à faible rapport E/C est plus rapide que celle des bétons ayant un rapport E/C plus élevé (figure 1.32). Ceci s'explique par le fait que les grains de ciment sont plus près les uns des autres et que le réseau de gel continu s'établit plus rapidement.

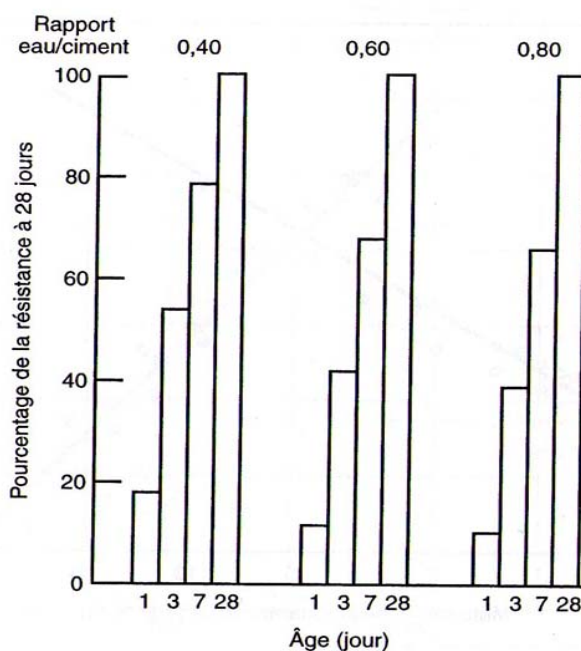


Figure 1.32 : Augmentation relative de la résistance dans le temps de bétons ayant différents rapports E/C confectionnés avec un ciment portland ordinaire [Meyer, 1963]

Il est important de connaître l'évolution de la résistance en fonction du temps lors de la mise en service d'une structure, c'est-à-dire lorsque cette dernière devra supporter, à un âge plus éloigné, la charge totale pour laquelle elle a été dimensionnée. Dans ce cas, le gain de résistance après l'âge de 28 jours peut être pris en compte lors du dimensionnement de la structure. Dans d'autres situations, comme dans le cas des bétons précontraints, préfabriqués ou lorsque les coffrages doivent être enlevés rapidement, il est important de connaître la résistance au jeune âge.

La figure 1.33 présente l'évolution de la résistance en fonction du temps pour des bétons de rapports E/C de 0,40, 0,53 et 0,71 confectionnés avec un ciment de type I en 1948 et conservés constamment dans l'eau [Wood, 1991].

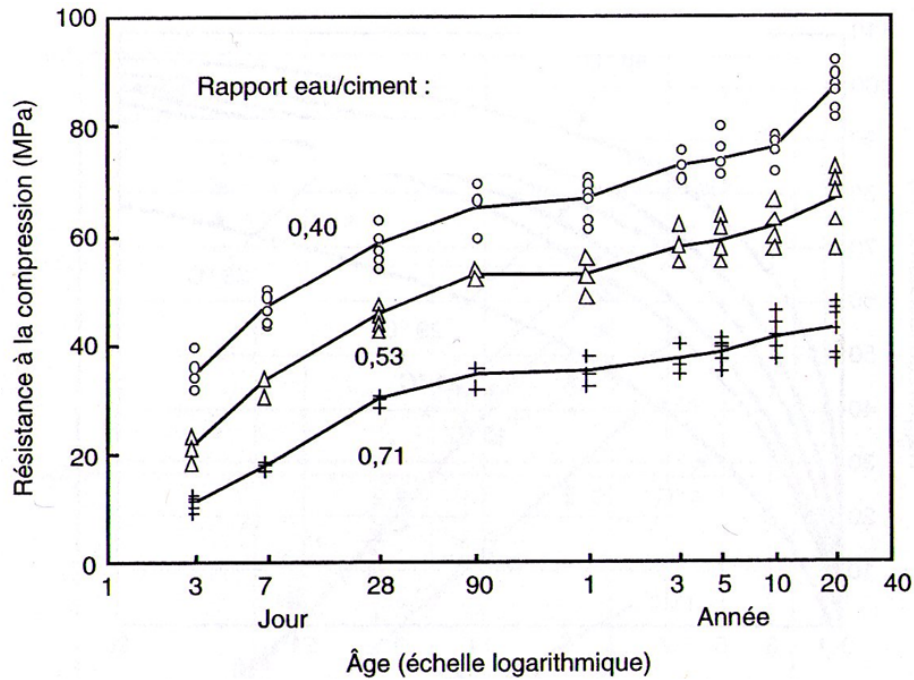


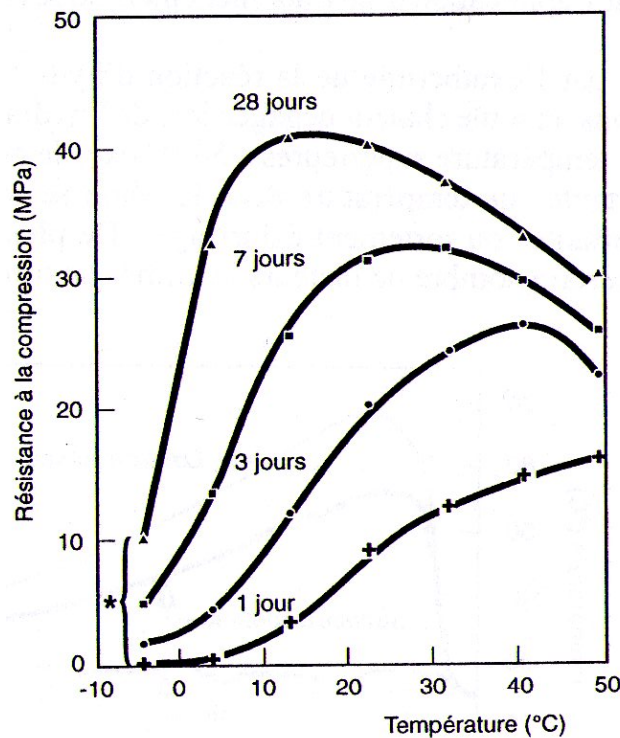
Figure 1.33 : Augmentation de la résistance de bétons (mesurée sur des cubes modifiés de 150 mm) sur une période de plus de 20 ans ; condition de conservation humide [Wood, 1991]

En ce qui concerne la résistance à long terme, les ciments portland américains fabriqués au début du 20<sup>ième</sup> siècle (ayant une forte teneur en  $C_2S$  et une faible surface spécifique) présentaient une augmentation de la résistance pour des bétons sur chantier proportionnelle au logarithme de l'âge jusqu'à 50 ans. La résistance à 50 ans était typiquement 2,4 fois celle mesurée à 28 jours. Toutefois, depuis les années trente, les ciments ayant une plus faible teneur en  $C_2S$  et une plus grande surface spécifique atteignent leur résistance maximale entre 10 et 25 ans et, par la suite, perdent un peu de cette résistance [Washa et Wendt, 1975]. Les ciments portland allemands fabriqués en 1941 et utilisés pour des applications extérieures ont présenté après 30 ans une résistance égale à 2,3 fois celle mesurée à 28 jours. L'augmentation relative de la résistance était plus importante pour les rapports eau/ciment élevés. En comparaison, les ciments à base de laitiers de haut fourneau permettaient une augmentation de l'ordre de 3,1 fois [Walz, 1976].

#### 1.4.2.1.10. Influence de la température

L'influence de la température de fabrication puis de mûrissement du béton sur ses résistances à court et à long terme a fait l'objet de plusieurs études au cours des soixante dernières années. De façon générale, toutes ces études (Klieger P., 1958 ; Verbeck G.J. et Helmuth R.H., 1968 ; Mamillan M., 1970 ; Alexandersson J., 1972 ; Byfors J., 1980 ; Regourd M. et Gautier E., 1980, etc.) 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.



\*Béton fabriqué à 4°C et conservé immédiatement à -4°C

Figure 1.34 : Influence de la température de mûrissement du béton sur la résistance à la compression d'un béton à différentes échéances [Klieger, 1958]

La figure 1.34 montre que plus la température de fabrication et de mûrissement du béton est élevée, plus la résistance à un jour de ce béton est élevée ; alors que pour les âges de trois à vingt-huit jours l'influence de la température change radicalement. En effet, pour chacun des âges étudiés à partir de trois jours, il existe une température optimale à laquelle correspond le maximum de résistance. En fait, cette température optimale de mûrissement diminue lorsque l'échéance considérée augmente. Cependant, les causes à l'origine des réductions de résistances observées à long terme pour les bétons mûris à des températures élevées sont beaucoup plus complexes et suscitent encore aujourd'hui des questions [Baron et Ollivier, 1996].

Bien qu'une température plus élevée durant la mise en place et la prise augmente la résistance au très jeune âge, elle peut avoir un effet inverse sur la résistance après 7 jours. En effet, une hydratation initiale rapide peut conduire à la formation de produits d'hydratation présentant une structure physique moins compacte, probablement plus poreuse, de sorte qu'un pourcentage de pores restera non rempli. En se basant sur la règle du rapport gel/espace, cela conduira à une résistance plus faible comparée à celle

d'une pâte de ciment moins poreuse, hydratée lentement, dans laquelle un rapport gel/espace élevé sera éventuellement atteint.

Cette explication sur les effets néfastes d'une température initiale élevée sur la résistance à long terme a été avancée par Verbeck et Helmuth (1968), qui suggèrent que la vitesse initiale d'hydratation rapide à des températures plus élevées retarde l'hydratation subséquente et cause une distribution non uniforme des produits d'hydratation à l'intérieur de la pâte. En effet, à une vitesse initiale d'hydratation élevée, les produits d'hydratation n'ont pas suffisamment de temps pour diffuser loin du grain de ciment et pour se précipiter uniformément dans l'espace interstitiel (comme c'est le cas pour des températures plus basses). Par la suite, une concentration élevée de produits d'hydratation se retrouve au voisinage des grains qui s'hydratent, ce qui retarde leur hydratation subséquente et affecte défavorablement la résistance à long terme. La présence de C-S-H poreux au sein des grains de ciment a été confirmée par des images par électrons rétrodiffusés [Kjellsen et col., 1990].

Meyer A. (1963) a montré que par temps chaud le gain de résistance est rapide et le rapport de la résistance à 28 jours par rapport à celle à 7 jours est plus petit que lorsque le temps est plus froid.

La figure 1.35 présente les résultats de Price (1951) cité par Neville (2000) sur l'effet de la température durant les deux premières heures suivant le malaxage sur le développement de la résistance d'un béton ayant un rapport eau/ciment de 0,53. La plage des températures considérées était comprise entre 4 et 46°C et, deux heures après leur confection, toutes les éprouvettes avaient été mûries à 21 °C. Les éprouvettes avaient été scellées pour empêcher tout mouvement d'humidité. Les résultats d'essais sur cylindres montrent qu'au-delà de 7 jours les résistances à la compression du béton diminuent par suite d'une température plus élevée durant les deux premières heures.

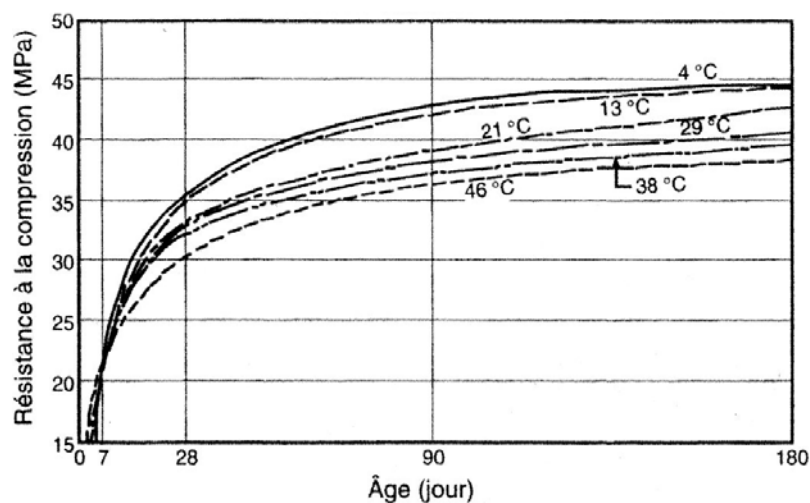


Figure 1.35 : Influence de la température des deux premières heures suivant la mise en place sur la résistance du béton [Price, 1951]

Les essais sur cylindres mûris à l'eau durant les premières 24 heures à 2°C et à 18°C ont montré qu'à 28 jours, les premiers ont une résistance supérieure de 10% à celle des derniers [Barnes et col., 1977].

#### 1.4.2.2. Modèles de résistances

La relation entre composition et résistance n'est plus aussi simple lorsque la pâte de ciment est mélangée à un granulats. En première approche, on considère généralement que la concentration en ciment dans la pâte est encore le facteur déterminant. Selon le pays et l'école de pensée, plusieurs modèles sont préférés. Les plus utilisés sont ceux de Féret [Féret, 1892], de Bolomey [Bolomey, 1935] et d'Abrams [Abrams, 1919].

##### 1.4.2.2.1. Relation de Féret

René Féret fut l'un des premiers à élaborer des recherches sur la loi régissant la résistance du béton. Cette dernière est formulée selon l'expression suivante:

$$f_c = k_f f_{mc} \left[ \frac{v_c}{v_c + v_e + v_a} \right]^2 \dots\dots\dots (1.5)$$

où

- $f_c$  : résistance du béton à l'échéance considérée
- $f_{mc}$  : résistance normale du ciment à la même échéance
- $v_c$  : volume absolu occupé par le ciment (dans un volume unitaire du béton)
- $v_e$  : volume occupé par l'eau (dans un volume unitaire du béton)
- $v_a$  : volume de l'air (dans un volume unitaire du béton)
- $k_f$  : une constante du modèle (indice  $f$  pour Féret)

Notons que la forme sous laquelle est présentée cette relation est indépendante du temps. La relation peut être utilisée, en principe, à toutes les échéances, à condition que les éprouvettes de béton servant à la mesure de  $f_c$  et les éprouvettes de mortiers servant à la mesure de  $f_{mc}$  soient conservées exactement de la même manière et testées à la même échéance.

## 1.4.2.2.2. Relation de Bolomey

Sous sa forme la plus complète, la relation de Bolomey s'écrit :

$$f_c = k_b f_{mc} \left[ \frac{C}{E+V} - 0,5 \right] \dots\dots\dots(1.6)$$

où C et E désignent respectivement les masses de ciment et d'eau, V le volume d'air exprimé en masse du même volume d'eau, C, E et V se rapportent au même volume de béton,  $k_b$  est une constante du modèle (indice *b* pour Bolomey).

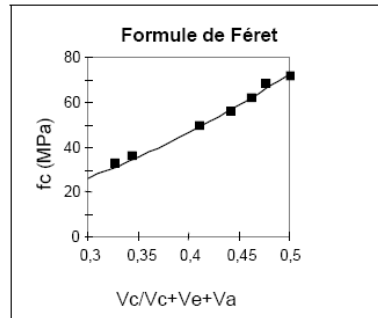
Cette formule, comme celle de Féret, est le produit de trois termes qui se partagent, dans l'ordre des facteurs, l'influence des granulats, du ciment et de la formulation du béton. La différence, par rapport à la relation de Féret, porte exclusivement sur le troisième terme, parabolique chez Féret, linéaire chez Bolomey. Il a été montré que la relation de Bolomey est une bonne approximation de celle de Féret pour les valeurs du rapport E/C comprises entre 0,40 et 0,70 ; dans cette fourchette, l'erreur est inférieure ou égale à 3 %, en dehors, c'est la relation de Féret qui doit être utilisée [Barron et Ollivier, 1996].

## 1.4.2.2.3. Formule d'Abrams

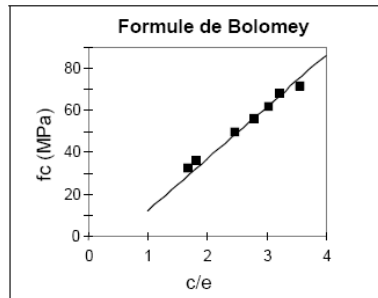
Indépendamment de l'école Européenne, Abrams proposa une équation exponentielle, toujours utilisée en Amérique du nord, qui comporte deux paramètres ajustables [Popovics, 1995]. Elle s'écrit :

$$f_c = 147 \times 0,0779^{E/C} \dots\dots\dots(1.7)$$

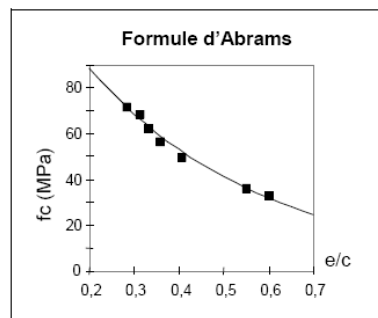
De Larrard (2000) a comparé l'efficacité des trois modèles suscités sur un ensemble de données provenant de sept bétons contenant du ciment Portland comme seul liant. Ces mélanges ont le même affaissement à l'état frais, des natures de granulats et des rapports granulaires identiques, et des rapports E/C compris entre 0,31 et 0,60. Sur la figure 1.36, l'auteur montre que la relation de Féret vérifie les données avec une erreur de 1,2 MPa seulement, celle de Bolomey donne aussi un bon lissage des données avec une erreur moyenne de 1,4 MPa, enfin celle d'Abrams donne une bonne approximation avec une erreur moyenne de 2,1 MPa.



Ajustement des données selon la formule de Féret



Ajustement des données selon la formule de Bolomey



Ajustement des données selon la formule d'Abrams.

Figure 1.36 : Ajustement des données selon les formules de Féret, Bolomey et Abrams  
[de Larrard, 2000]

En résumé, pour les rapports E/C (ou les dosages en ciment) usuels, les trois modèles donnent des prévisions proches. Selon de Larrard (2000), la formule de Féret a cependant quatre avantages :

- elle fait référence au volume de ciment, qui est un paramètre physique, tandis que le rapport E/C n'est qu'un indicateur, sans signification physique directe
- elle prend en compte le volume d'air
- elle a une forme mathématique qui peut être justifiée physiquement
- elle donne des valeurs réalistes quand la quantité de ciment est extrapolée. Ce constat est vrai encore pour la formule d'Abrams, mais il ne l'est plus pour celle de Bolomey qui prévoit une résistance négative pour des rapports eau/ciment supérieurs à 2. Plus important, cette dernière relation prévoit une résistance qui tend vers l'infini pour de très faibles rapports E/C.



Cependant, avec d'autres données, l'équation de Féret ne donne pas toujours une concordance aussi satisfaisante. Cela est dû au fait que la résistance du béton n'est pas uniquement contrôlée par la résistance de la pâte.

1.4.2.2.4. Modèle développé au LCPC

Un modèle complet de la résistance à la compression a été développé au LCPC et présenté dans la référence [de Larrard, 2000] dont nous retraçons dans ce qui suit les grands principes.

Dans un premier temps, sur la base de la loi de Féret généralisée, on calcule la résistance de la pâte seule selon une loi en puissance :

$$f_{cp} = 11,4 R_{c,28} \left[ \frac{v_c}{v_c + v_e + v_a} \right]^{2,85} \dots\dots\dots(1.8)$$

avec  $R_{c,28}$  est la classe vraie du ciment à 28 jours ou résistance normale du ciment à 28j  
 $V_c, V_e, V_a$  sont respectivement les volumes de ciment, d'eau et d'air occlus.

Dans un deuxième temps, le béton est considéré comme un matériau composite comportant la matrice liante (la pâte de ciment) et la phase rigide et inerte (les granulats). Leur présence dans la pâte entraîne sur la résistance en compression des effets dépendant de leur taille maximale et de leur proportion volumique dans le mélange. Alors, l'effet de ces deux facteurs est traduit par l'introduction de la notion « d'épaisseur maximale de pâte » (EMP). Cette valeur est calculée par :

$$EMP = D_{max} \left( \sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1 \right) \dots\dots\dots (1.9)$$

avec  $D_{max}$  diamètre maximale des granulats  
 $g$  volume de granulat dans une unité de volume de béton  
 $g^*$  compacité du granulat calculée à l'aide du modèle d'empilement compressible.

En suite, la résistance de la matrice est déterminée complètement par la prise en compte de la résistance de la pâte et l'épaisseur équivalente maximale EMP. Cette relation est exprimée comme suit :

$$f_{cm} = f_{cp} EMP^{-0,13} \dots\dots\dots(1.10)$$

avec  $f_{cm}$  résistance de la matrice  
 $f_{cp}$  résistance de la pâte.

La résistance du béton dépend encore de la résistance intrinsèque de la roche dont sont issus les granulats ainsi que de l'adhérence entre la pâte et les granulats. C'est pourquoi nous déduisons la résistance du béton de l'équation suivante:

$$f_c = \frac{P f_{cm}}{1 + q f_{cm}} \dots\dots\dots (1.11)$$

Les paramètres p et q ne dépendent que de la nature des granulats: p traduit l'adhérence avec la pâte et p/q la résistance des granulats. Les valeurs de p et q varient respectivement dans un intervalle de 0,5 à 1,2 et de 0 à 0,005.

Le rôle liant des additions minérales peut être pris en compte à travers la notion de ciment équivalent  $C_{eq}$  :

$$C_{eq} = C(1 + \varphi(F/C)) \dots\dots\dots(1.12)$$

où  $F$  est la teneur en addition et  $\varphi$  une fonction décrivant la réactivité de l'addition.

Enfin on a alors

$$f_{cm} = 13,4 R_{c,28} \left[ \left( 1 + \rho_c \frac{E + A}{C_{eq}} \right)^{-2,85} \right] EMP^{-0,13} \dots\dots\dots(1.13)$$

où  $E$  et  $A$  sont les volumes d'eau et d'air  
 $C_{eq}$  est la masse de ciment équivalent  
 $\rho_c$  est la densité du ciment.

Ce modèle a été intégré au logiciel BétonlabPro2 [Sedran et de Larrard, 2000] pour pouvoir être utilisé par l'ingénieur de façon pratique.

## 1.5. CONCLUSION

Nous avons fait une revue générale sur le matériau béton, de ses constituants, de ses propriétés à l'état frais jusqu'à ses propriétés à l'état durci. Dans la pratique, ce sont deux propriétés, l'ouvrabilité et la résistance mécanique, qui doivent être mises au point en premier lors de la formulation. En effet, l'ouvrabilité contrôle la mise en œuvre sur chantier tandis que la résistance mécanique conditionne la capacité portante de l'ouvrage. L'ouvrabilité est sensible au dosage en eau, en adjuvant et en fines. La résistance du béton est influencée par divers paramètres cités ci-dessus mais

essentiellement contrôlée par la qualité du ciment et le rapport E/C. La fluctuation de ces paramètres de composition engendre des variations des propriétés prescrites.

Dans cette thèse nous nous intéressons d'une part, à la résistance caractéristique des bétons de la région de Tlemcen, qui elle est calculée, selon les documents réglementaires, en fonction de la résistance à la compression à 28 jours, dont les paramètres influents ont été exposé au paragraphe 1.4.2.1 et d'autre part, à la maîtrise du dosage en eau, du dosage en granulats et de l'ouvrabilité, essentiellement nécessaires pour une amélioration de la qualité de nos bétons. Après avoir examiné les propriétés d'usage des bétons, et les contributions des constituants à ces propriétés, quelques méthodes usuelles de formulation des bétons feront l'objet du chapitre suivant.

## **CHAPITRE 2**

### **METHODES DE FORMULATION DES BETONS**

## 2.1. INTRODUCTION

Le problème de la formulation des bétons s'est renouvelé en profondeur au cours de ces dernières années. Tout d'abord, de nouveaux constituants tels que les adjuvants organiques, les additions minérales (cendres volantes, fillers etc.) ou les fibres sont venus s'ajouter à la panoplie classique des granulats et des ciments. Ensuite, on s'est intéressé à un nombre croissant de propriétés d'usage du matériau, en relation avec la totalité de son cycle de vie (depuis son comportement rhéologique à l'état frais jusqu'à sa durabilité dans différentes ambiances). Enfin la gamme de propriétés que l'on peut atteindre avec les moyens industriels modernes s'est singulièrement élargie.

En résumé, le problème de la formulation des bétons comporte de nos jours davantage de variables, davantage de dimensions et l'espace dans lequel on évolue est beaucoup plus vaste. Face à ces réalités, provenant toutes d'un progrès normal de la technologie, le formulateur est soumis à une pression croissante en termes de délais et de coûts. Il n'est malheureusement pas rare de voir des études de béton démarrer moins de 28 jours avant le démarrage d'un chantier, de plus les entreprises dans notre pays, n'ont que des budgets relativement restreints à consacrer à la formulation des bétons, même si de cet acte fondateur découle une grande partie des caractéristiques du chantier et de l'ouvrage à réaliser.

## 2.2. EVOLUTION DES METHODES DE FORMULATION DES BETONS

La diversité des méthodes existant dans le monde montre bien que la formulation des mélanges a été longtemps plus « un art qu'une science » [Neville, 2000]. Il existe non seulement des différences profondes dans la stratégie adoptée par les différents auteurs pour résoudre le problème, mais une comparaison quantitative entre méthodes révèle, pour les mêmes spécifications, des écarts impressionnants en termes de formule, de coût et de quantité de ciment, comme a pu le montrer le groupe international de travail RILEM TC 70-OMD [de Larrard, 2000]. Cela est dû à la nature empirique des modèles utilisés qui, de plus, sont calibrés sur des données locales.

La formulation des bétons permet de lier la composition du béton à ses propriétés. L'objectif est alors de rechercher une composition utilisant au mieux les ressources locales, qui soit la plus économique possible et qui possède les propriétés désirées.

Un béton est constitué d'un squelette granulaire mis en suspension dans de l'eau (contenant éventuellement des adjuvants). Le squelette est lui-même composé d'un ensemble de grains solides de tailles différentes, du micron (pour les fines du ciment ou des additions minérales) à la dizaine de millimètres (pour les gravillons). Sa compacité joue un rôle « clé » sur les propriétés du béton, notamment sur l'ouvrabilité. On peut illustrer ce fait de façon très schématique: l'eau mise dans un béton va, dans un premier

temps, combler les vides constituant la porosité du squelette, puis une fois cette porosité comblée, écartier les grains. On peut donc faire l'hypothèse que c'est la seconde partie de l'eau qui donne au béton son ouvrabilité. Ainsi pour une ouvrabilité donnée, maximiser la compacité du squelette permet de diminuer la quantité d'eau dans le béton donc de faire des bétons plus économiques. De façon corollaire, maximiser la compacité permet d'augmenter l'ouvrabilité pour une teneur en eau fixée [Sedran, 1999].

Plusieurs auteurs Bolomey (1925), Caquot (1937), Valette (1940), Faury (1942), Joisel (1952), cités dans la référence [Dreux et Festa, 1998] ont développé des méthodes de formulation de bétons. Selon le pays et l'école de pensée, les plus utilisés sont la méthode Américaine (1994), la méthode Britannique (1988), la méthode française [Dreux, 1970], la méthode Barron Lesage (France, 1976), la méthode basée sur le modèle d'empilement compressible (France, 2000), la méthode des plans d'expériences (Louvet F.) cité dans [Baron et Olliver, 1996]. Examinons maintenant ces méthodes.

### 2.2.1. Méthode de Bolomey

Par une formule appropriée, on trace une courbe granulométrique de référence et l'on s'efforce de réaliser avec les granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment compris) ; dont la courbe soit la plus proche que possible de la courbe de référence théorique [Dreux et Festa, 1998].

La formule de base est la suivante :

$$p = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}} \dots\dots\dots(2.1)$$

où  $P$  est le pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre  $d$ ,  
 $D$  est le diamètre du plus gros grain,  
 $A$  varie de 8 à 16, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

Cette méthode aboutit théoriquement tout au moins à une granularité continue.

### 2.2.2. Méthode de Caquot

Caquot cité dans [Dreux et Festa, 1998] a proposé, dès 1937, une approche théorique pour déterminer une courbe granulométrique quasi optimale, pour un mélange granulaire non borné (en termes de diamètre maximal et minimal), puis pour une étendue granulaire donnée. Cette approche néglige toutefois les conditions de mise en oeuvre, la forme des granulats et fait des hypothèses fortes sur les interactions (effet de paroi et de desserrement) entre les grains.

### 2.2.3. Méthode de Valette

Valette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale mais qui nécessite cependant un certain nombre de calculs préparatoires. Cette méthode est souvent désignée par « dosages des bétons à compacité maximale » ou « dosage des bétons à minimum de sable » ou encore « dosage des bétons à granularité discontinue » [Dreux et Festa, 1998]. Puisque la méthode est essentiellement expérimentale elle repose donc, sur l'appréciation de l'opérateur concernant la convenance du béton, il doit être un praticien connaisseur en la matière.

### 2.2.4. Méthode de Faury

Cette méthode qui date de 1942 s'inspire des travaux de Caquot Faury.

Faury prend comme échelle :

- en abscisse, la  $\sqrt[3]{d}$ ,
- en ordonnée, la décimale suivant le pourcentage en volume absolu de matière passant à travers les passoires correspondantes.

La granulométrie optimum d'un béton est un mélange (dans une certaine proportion) de deux sortes de grains (sable et gravier).

La courbe de référence à suivre se compose de deux tronçons de droite.

La première AB donne la granulométrie des grains fins et moyens  $0/\frac{D}{2}$ . Cette droite coupe l'axe des abscisses en un point fixe A d'abscisse  $d_0 = 0.0065$ .

La deuxième droite est celle de gros grains  $D/\frac{D}{2}$ . L'ordonnée Y de  $D/2$ , appelée point de brisure, indique le pourcentage en volume des grains  $0/\frac{D}{2}$ . Sa valeur est donnée par la formule expérimentale.

$$Y = A + 17\sqrt[3]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0.75} \dots\dots\dots(2.2)$$

où

$D$  : grosseur maximum de l'agrégat en mm

$R$  : rayon moyen du coffrage en mm

$A$  : coefficient tenant compte de la forme des agrégats et de la consistance du béton (Annexe 2.1)

$B$  : dépend du serrage. Il varie de 1 pour une vibration puissante à 1.5 pour un serrage moyen.

### 2.2.5. Méthode de Joisel

S'inspirant comme Faury de la théorie de Caquot mais en la généralisant, Joisel propose de considérer que la loi de granulation conduisant à la compacité maximale, est fonction de  $\sqrt[m]{d}$ ,  $m$  dépend de la compacité avec laquelle se serre un granulat de dimension uniforme selon les moyens de serrage ;  $m$  peut alors varier de 3 à 10.

Joisel prend comme échelle en abscisse, la  $\sqrt[m]{d}$  au lieu de  $\sqrt[3]{d}$  (Faury) ou  $m$  variant avec le serrage des matériaux.

Comme dans la méthode de Faury, on aboutit donc en principe à une granularité continue sauf, bien entendu, si les granulats dont on dispose en pratique présentent une discontinuité. Toutefois, pour éviter la cassure de la droite de référence au point d'abscisse  $D/2$ , Joisel a déterminé l'échelle de l'intervalle  $\frac{D}{2}/D$  de façon à n'avoir qu'une simple et unique droite, c'est l'avantage de cette méthode. En revanche, il faut employer un graphique dont l'échelle des abscisses est variable d'une échelle à l'autre, d'un type de granulat à un autre. C'est ensuite par une méthode graphique dont nous nous inspirons que se déterminent les pourcentages des divers granulats [Dreux et Festa, 1998].

### 2.2.6. Méthode américaine

Le manuel de pratique normalisé ACI 211.1-91 (1994), décrit une méthode de formulation de béton à base de ciment Portland seul ou mélangé à d'autres matériaux cimentaires et contenant aussi des adjuvants. La méthode nécessite de procéder à une première approximation des proportions du béton dans des gâchées d'essai. En fait, la méthode de la norme ACI 211.1-91 consiste en une suite logique d'étapes progressives prenant en compte les caractéristiques des matériaux utilisés. Ces étapes sont décrites dans les paragraphes suivants [Neville, 2000].

#### - Etape 1 : choix de l'affaissement

A l'étape de la formulation d'un béton, l'affaissement doit être déterminé par les exigences de la construction. Il est à noter que l'affaissement ne devrait pas être spécifié uniquement par sa valeur minimale finale, mais également par une valeur maximale. Cette disposition est nécessaire pour éviter la ségrégation lorsque la gâchée, qui n'a pas été choisie pour avoir un affaissement plus élevé, devient soudainement trop liquide.



**- Etape 2 :** choix de la dimension maximale du granulat

La dimension maximale du granulat dépend habituellement de certains choix faits par le concepteur de la structure, en gardant présents à l'esprit les conditions découlant de la géométrie des éléments et l'espacement des armatures, ou parfois pour des questions de disponibilité.

**- Etape 3 :** estimation du dosage en eau et de la teneur en air

La quantité d'eau nécessaire pour obtenir un affaissement donné dépend de plusieurs facteurs : la dimension maximale des granulats, leur forme, leur texture et leur granulométrie; la teneur en air entraîné; l'utilisation d'adjuvants réducteurs d'eau ou de plastifiants et la température du béton. A Moins de posséder une certaine expérience, on peut utiliser des tableaux comme celui donné dans l'Annexe 2.2, reliant l'affaissement à ces différentes propriétés. Une autre solution consiste à utiliser les valeurs recommandées par la norme ACI 211.1-91 (1994) dont une sélection est donnée dans le tableau de l'Annexe 2.3. En pratique, les notes accompagnant ce tableau et les remarques que l'on retrouve dans la norme, qui ne sont pas reproduites ici, doivent être prises en compte.

Les valeurs du tableau de l'Annexe 2.3 sont celles que l'on utilise habituellement pour des granulats de forme régulière et de bonne granulométrie. Lorsque ces derniers sont roulés, on peut s'attendre à ce que la quantité d'eau nécessaire soit réduite d'environ 18 kg par m<sup>3</sup> dans le cas des bétons sans air entraîné et de 15 kg pour les bétons à air entraîné. Les agents réducteurs d'eau, et encore plus les superplastifiants, diminuent dans de fortes proportions les quantités d'eau que l'on retrouve dans le tableau de l'Annexe 2.3. On doit se rappeler que la partie liquide des adjuvants fait partie de l'eau de gâchage.

Le tableau de l'Annexe 2.3 donne aussi les valeurs de la quantité d'air piégé que l'on observe habituellement, ce qui se révèle utile pour calculer la masse volumique du béton compacté ou vibré et son rendement.

**- Etape 4 :** choix du rapport E/C

Les deux critères du choix du rapport E/C sont : la résistance et la durabilité. En ce qui concerne la résistance à la compression, la valeur moyenne visée doit dépasser la résistance minimale spécifiée avec une marge appropriée (voir chapitre 3). L'expression ciment représente la masse totale des composants hydrauliques utilisés ; leur choix étant fonction de nombreux facteurs :

développement de chaleur, vitesse d'évolution des résistances, résistance à différentes formes d'attaques, en sorte que le type de ciment composé doit être choisi avant l'étape du calcul de la composition proprement dite. A partir du type réel de ciment choisi, la relation entre la résistance et le rapport E/C doit être établie pour une certaine plage de résistance.

Lorsque l'on considère la durabilité, le rapport E/C doit être spécifié par le concepteur de la structure ou par un règlement approprié. Il est primordial que la valeur du rapport E/C choisie soit la plus faible des deux valeurs obtenues selon les critères de résistance et de durabilité.

Lorsque différents matériaux cimentaires sont utilisés, on doit se rappeler qu'ils ont des densités différentes : la valeur habituelle pour du ciment Portland est de 3,15 ; elle est de 2,90 pour le laitier de haut fourneau et de 2,30 pour les cendres volantes.

**- Etape 5 : calcul du dosage en ciment**

Les résultats des étapes 3 et 4 donnent directement le dosage en ciment : c'est la quantité d'eau divisée par le rapport E/C. Cependant, si, pour des considérations de durabilité, on exige une quantité minimale de ciment, on devra prendre en compte la plus élevée des deux valeurs.

Occasionnellement, pour des raisons de dégagement de chaleur, les spécifications imposent une quantité maximale de ciment. Cette règle doit être scrupuleusement respectée. Le dégagement de chaleur est particulièrement important dans le cas des bétons de masse ; le calcul pour ce type de béton est spécifié dans la norme ACI 211.1-91.

**- Etape 6 : estimation du dosage en gros granulat**

La méthode suppose que le rapport optimal du volume en vrac des gros granulats au volume total de béton dépend seulement de la dimension maximale du granulat et de la granulométrie du granulat fin. La forme des éléments constituant le gros granulat n'entre pas directement en considération parce que, par exemple, un granulat concassé a un volume en vrac plus élevé pour une même masse (ce qui représente une masse volumique plus faible) qu'un granulat bien roulé. Ainsi la forme du granulat est un facteur directement pris en compte lorsque l'on détermine la masse volumique en vrac. Le tableau de l'Annexe 2.4, donne la valeur du volume optimal de gros granulats lorsqu'ils sont utilisés avec des granulats fins de différents modules de finesse. Ce volume est transformé en masse de gros granulats par mètre cube de béton en multipliant la valeur du tableau par la masse pilonnée à sec du granulat (en  $\text{kg/m}^3$ ).

**- Etape 7 : estimation du dosage en granulats fins**

A cette étape, la masse de granulat fin est la seule quantité qui demeure inconnue. Le volume absolu de cette masse peut être obtenu en soustrayant la somme des volumes absolus de l'eau, du ciment, de l'air entraîné et des gros granulats du volume de béton, qui est de  $1\text{m}^3$ . Pour chacun des constituants, le volume absolu est égal à sa masse dans le mélange divisée par sa masse volumique (en  $\text{kg/m}^3$ ); la masse volumique absolue est la densité du constituant multipliée par la masse volumique de l'eau ( $1000\text{ kg/m}^3$ ).

Le volume absolu du granulat fin est converti en masse en multipliant son volume par la densité du granulat fin et par la masse volumique de l'eau.

La masse du granulat fin peut aussi être obtenue directement en soustrayant la masse totale de tous les constituants de la masse de l'unité de volume de béton, si cela peut être estimé expérimentalement. Cette approche est légèrement moins précise que la méthode des volumes absolus.

**- Etape 8 : ajustement des proportions**

Comme dans chacune des méthodes de formulation des bétons, des gâchées d'essai doivent être réalisées. La norme ACI211.1-91 donne quelques règles empiriques pour procéder aux ajustements nécessaires. En général, il est important de se rappeler que, si la maniabilité doit être modifiée, mais sans changer la résistance, le rapport E/C ne doit pas être modifié. On peut effectuer des modifications du rapport granulat/ciment (G/C) ou, si des granulats convenables sont disponibles, de la granulométrie.

Inversement, des changements de la résistance, mais non de la maniabilité, sont réalisés en modifiant le rapport E/C du béton, sans modifier la quantité d'eau. Ceci signifie qu'un changement du rapport E/C doit s'accompagner d'un changement du rapport G/C de sorte que le rapport des masses  $\frac{\text{eau}}{\text{eau} + \text{ciment} + \text{granulats}}$  soit à peu près constant.

Il est possible de programmer cette méthode de formulation directement sur ordinateur.

### 2.2.7. Méthode britannique (BRE 1988)

La méthode du département de l'environnement, révisée en 1988 (BRE 1988, citée par [Neville, 2000]), comporte les étapes suivantes :

**- Etape 1 : détermination du rapport E/C**

Une première contrainte concerne la durabilité (valeur maximale du rapport E/C). Le rapport E/C est ensuite déduit de la résistance à la compression requise, pour des âges compris entre 3 et 91 jours. Le type de ciment (durcissement lent ou durcissement rapide) et de granulat (concassé ou roulé) est aussi pris en compte dans le tableau de l'Annexe 2.5 et la figure de l'Annexe 2.6.

**- Etape 2 : détermination de la quantité d'eau**

Le principe est très similaire à celui adopté dans la méthode ACI 211 (paragraphe 2.2.6). Un raffinement supplémentaire consiste à considérer la forme des grains (anguleux ou non), qui est supposée contrôler la demande en eau, en plus de  $D_{\max}$  et de l'affaissement requis. Les résultats correspondants sont indiqués sur le tableau de l'Annexe 2.7.

- **Etape 3** : calcul de la quantité de ciment

Elle s'obtient, en divisant la quantité d'eau par le rapport E/C. Ce dosage en ciment ne doit pas entrer en conflit avec la valeur minimale spécifiée pour répondre aux critères de durabilité ni avec une valeur maximale spécifiée pour des raisons de dégagement de chaleur, c'est-à-dire qu'à ce stade, une limite inférieure concernant la durabilité est prise en compte.

- **Etape 4** : détermination de la masse totale de granulat

L'utilisateur peut lire sur la figure donnée en Annexe 2.8, la «densité du béton à l'état frais» en fonction de la quantité d'eau et de la densité des granulats. De cette densité, les masses (pour un volume unité) de ciment et d'eau sont soustraites.

- **Etape 5** : détermination du rapport sable/sable + gravillon

En utilisant les valeurs recommandées de la figure donnée en Annexe 2.9, on trouve ce rapport en fonction de la maniabilité requise (exprimée par l'affaissement ou par le temps d'écoulement vebe), de  $D_{max}$ , du rapport E/C et de la quantité de passants du sable au tamis de 0,6 mm. Quand le gravillon est livré en plusieurs fractions, les pourcentages de chaque fraction par rapport à la masse totale de gravillon sont proposées dans une autre table.

### 2.2.8. Méthode de Dreux-Gorisse

Cette méthode est de nature fondamentalement empirique, à la différence de la méthode de Faury qui lui est antérieure [Faury, 1942] et qui est basée sur la théorie de l'optimum granulaire de Caquot [Caquot, 1937]. Dreux a mené une large enquête pour recueillir des données sur des bétons satisfaisants [de Larrard, 2000]. Sur la base d'une analyse statistique de ce grand nombre de bétons et en combinant les courbes granulaires obtenues, ils ont pu fonder une approche empirique pour déterminer une courbe granulaire de référence ayant la forme de deux lignes droites dans un diagramme semi-logarithmique (figure 2.1).

Elle est d'autre part très simple d'utilisation puisqu'elle ne demande que de connaître les courbes granulométriques des granulats utilisés [Dupain et col., 2000].

Une gâchée d'essai est nécessaire à effectuer au sein du laboratoire afin de procéder aux éventuelles corrections d'usage.

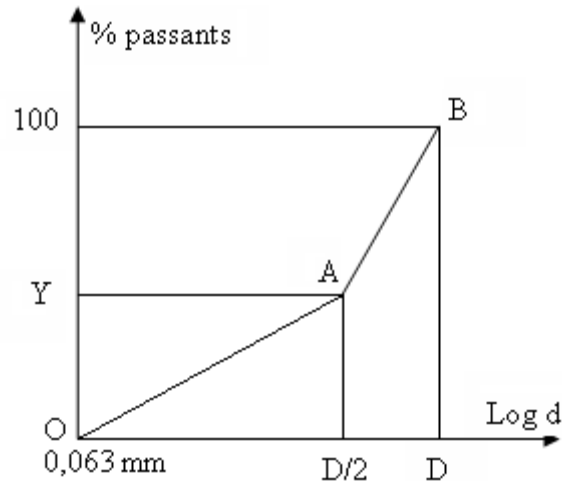


Figure 2.1 : Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse

Globalement la méthode de Dreux-Gorisse comporte dix étapes :

**- Etape 1 :** Examen de la structure

Dimensions, espacement entre armatures, enrobage, etc...

**- Etape 2 :** Détermination de la résistance à la compression

Elle est déduite de la résistance désirée et d'un coefficient probable de variation.

$$f_c = f_{c28} + 15\%$$

où

$f_c$  est la résistance moyenne visée à 28 jours,

$f_{c28}$  est la résistance caractéristique demandée à 28 jours (voir chapitre 3).

**- Etape 3 :** Sélection de la consistance du béton frais

Cette spécification est définie par rapport à l'affaissement ou au test C.E.S. comme indiqué dans le tableau de l'Annexe 2.10.

**- Etape 4 :** Sélection de  $D_{\max}$

Elle est faite à l'aide du tableau de l'Annexe 2.11, fixant des valeurs maximales fonctions des dimensions de la structure analysée à l'étape 1.

Pour une courbe granulométrique donnée, plusieurs dimensions de tamis peuvent satisfaire aux conditions posées par la norme XP18-540 pour la définition du diamètre  $D$  du plus gros granulat.

Dans l'application de la méthode de Dreux-Gorisse, la valeur  $D$  retenue sera telle que le refus sur le tamis correspondant soit le plus proche possible de 8% [Dupain et col., 2000].

**- Etape 5 :** Calcul du dosage en ciment

Le rapport ciment/eau est déduit tout d'abord de la résistance souhaitée (visée), en utilisant la loi de Bolomey. Cette loi tient compte de la résistance du ciment et d'un facteur ajusté aux granulats. Un dosage minimum en ciment est alors calculé, pour la durabilité. Ce dosage est supposé être inversement proportionnel à la racine cinquième de  $D_{\max}$ . Enfin, le dosage réel en ciment est déduit de la figure 1.2, en fonction du rapport ciment/eau et de l'affaissement.

Supposons que dans le cas de l'équation 1.6 le volume des vides soit faible vis-à-vis de celui de l'eau et du ciment, la résistance du béton est alors principalement contrôlée par le rapport volumique de l'eau sur le ciment. Dans la pratique, la variation de la densité du ciment est relativement faible (autour de 3,1) et la densité de l'eau de gâchage est aux alentours de 1. C'est alors le rapport  $E/C$  ou  $C/E$  en masse qui est le plus utilisé. La relation de Bolomey s'écrit dans ce cas comme suit :

$$f_c = k_b f_{mc} \left[ \frac{C}{E} - 0.5 \right] \dots\dots\dots (2.3)$$

où  $f_c$ ,  $f_{mc}$ ,  $C$ ,  $E$  et  $k_b$  ont été définie au paragraphe 1.4.2.2.2.

**- Etape 6 :** Calcul de la quantité (totale) d'eau

Elle est calculée à partir de la quantité de ciment déterminée précédemment et du rapport  $C/E$ . A ce stade, une correction peut être faite pour tenir compte de  $D_{\max}$  (augmentation de la quantité d'eau quand  $D_{\max}$  diminue). La quantité d'eau à mettre dans le malaxeur est alors égale à cette valeur, corrigée par l'eau libre contenue dans les matériaux granulaires.

**- Etape 7 :** Examen du sable

Le sable est soit accepté, soit rejeté sur la base de sa propreté. Sa courbe granulométrique est reportée sur un diagramme standard. Si le module de finesse est trop élevé (sable trop grossier), un sable fin correcteur est ajouté.

**- Etape 8 :** Tracé de la courbe granulaire de référence

L'ordonnée  $Y$  (figure 2.1) est déterminée par les facteurs suivants :  $D_{\max}$ , dosage en ciment, intensité de la vibration, forme des grains et module de finesse du sable. Le tableau 2.1 résume les déplacements de  $Y$  en fonction d'une augmentation de ces paramètres.

Tableau 2.1 : Paramètres pris en compte dans la détermination de Y (ordonnée du point de brisure dans la figure 2.1)

Paramètres	Evolution de y
$D_{\max}$	↓
Dosage en ciment	↓
Vibration	↓
Forme des particules (Roulée à concassée)	↑
Module de finesse	↑
↓ : Diminution	↑ : Augmentation

Sur un graphe d'analyse granulométrique type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats), on trace une composition granulaire de référence OAB (figure 2.1).

Le point B (à l'ordonnée 100%) correspond à la dimension D du plus gros granulats, c'est-à-dire :

$$\text{Point B} \quad \begin{cases} x = D_{\max} \\ y = 100\% \end{cases}$$

$$\text{Point O} \quad \begin{cases} x = 0.063 \\ y = 0 \end{cases}$$

Le point de brisure A à les coordonnées suivantes:

- en abscisses (à partir de la dimension D du tamis)

si :  $D \leq 20$  mm ; l'abscisse est  $D/2$ .

si :  $D \geq 20$  mm ; l'abscisse est située au milieu du « segment gravier » limité par le module 38 (5mm) et le module correspondant à D.

- en ordonnées :  $Y = 50 - \sqrt{D} + K$

où  $K$  : est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés (Annexe 2.12) et également du module de finesse du sable.

Une correction supplémentaire sur  $K$  peut être effectuée (cas de sables grossiers) en ajoutant la valeur  $K_s = 6M_f - 15$  ( $M_f$  étant le module de finesse du sable qui varie de 2 à 3) [Dreux et Festa, 1998].

**- Etape 9 :** Détermination du volume solide du mélange frais

Cette quantité est tabulée en fonction de  $D_{\max}$  de la consistance et de la puissance de la vibration. Le tableau de l'Annexe 2.13 permet de calculer le coefficient de compacité  $\gamma$ .

**- Etape 10 :** Détermination des fractions granulaires

La courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. On trace alors les lignes de partage entre chacun des granulats, en joignant le point à 95% de la courbe granulaire du premier, au point de 5% de la courbe du granulats suivant et ainsi de suite.

On lira alors sur la courbe de référence, au point de croisement avec la ou les droites de partage, le pourcentage en volume absolu de chacun des granulats  $g_1, g_2, g_3$  [Dreux et Festa, 1998].

Le volume absolu de l'ensemble des granulats est :  $V = 1000\gamma - v_c$

où  $v_c = \frac{C}{\rho_c}$  qui exprime le rapport entre le dosage en ciment et masse spécifique pour les grains de ciment.  $\gamma$  est le coefficient de compacité qui est fonction de  $D_{\max}$ , de la consistance et de l'efficacité de serrage.

Les proportions respectives (en volume) sont déterminées graphiquement, à l'aide de la courbe de référence (étape 8). Alors, pour chaque granulats, le volume dans le volume unité de béton est calculé en multipliant le volume solide par la proportion trouvée. Enfin, en multipliant le volume de chaque granulats par sa masse volumique, on obtient la masse du granulats considéré.

Les volumes absolus de chacun des granulats sont par la suite:

$$v_1 \geq g_1 V,$$

$$v_2 \geq g_2 V,$$

$$v_3 \geq g_3 V.$$

Si les masses spécifiques de chacun de ces granulats sont :  $\rho_1, \rho_2, \rho_3$ . Les masses de chacun d'eux seront :

$$M_1 = v_1 \rho_1,$$

$$M_2 = v_2 \rho_2,$$

$$M_3 = v_3 \rho_3.$$

Masse totale des granulats

G



Si la masse des granulats est  $G$ , la masse de ciment  $C$  et le dosage en eau  $E$  (en litre par mètre cube sur matériaux secs), la densité du mètre cube de béton devrait être théoriquement :

$$\Delta_0 = \frac{G + C + E}{1000}$$

A ce stade, la composition théorique est connue; elle doit être testée sur des mélanges de laboratoire, et ajustée (si nécessaire).

On peut en pesant une ou plusieurs éprouvettes ; mesurer la densité réelle  $\Delta$  du béton frais en œuvre.

Si :  $\frac{\Delta - \Delta_0}{\Delta} \leq 5\%$  , Pas de correction de la formulation.

Si :  $\frac{\Delta - \Delta_0}{\Delta} > 5\%$  , On fait une correction de la formulation.

### 2.2.9. Méthode de Baron Lesage

Cette méthode n'est pas en soi une méthode de formulation, mais plus une technique pour optimiser le squelette granulaire d'un béton [Baron et Lesage, 1976]. L'essai utilisé pour caractériser la maniabilité est le maniabilimètre LCL (ou essai d'écoulement) [Baron et Lesage, 1969]. Le principe est de mesurer le temps mis par un échantillon de béton pour s'écouler sous vibration jusqu'à un certain repère. Les proportions optimales des granulats sont supposées donner le temps d'écoulement minimum, pour une quantité donnée de ciment et d'eau. Une fois les proportions granulaires repérées, les dosages en eau et ciment sont ajustés expérimentalement, de sorte que le mélange présente la maniabilité et la résistance souhaitées. On suppose, dans cette méthode, que les proportions optimales de granulats ne dépendent pas de la quantité de ciment.

La méthode baron Lesage a l'avantage de ne dépendre d'aucune formule ou table qui pourrait être suspectée de ne s'appliquer qu'à certains types de matériaux. De ce point de vue, elle peut être qualifiée de fondamentale et de scientifique. Par contre, la nécessité de réaliser un certain nombre de gâchées expérimentales, pour trouver les proportions optimales de granulat, est assez contraignante. La méthode devient surtout lourde quand plus de deux granulats doivent être proportionnés [de Larrard, 2000].

Les différentes étapes de la méthode peuvent se résumer comme suit :

- une composition arbitraire (rapport eau/ciment) et un volume de pâte sont fixés (découlant généralement d'une première composition déterminée par une méthode empirique du type Dreux [Dreux et Festa, 1998] ou Faury [Faury, 1958].

- ces paramètres étant maintenus constants, on optimise le squelette en recherchant le rapport gravier/sable qui donne la meilleure maniabilité ou affaissement. On constate que les optima, en termes d'affaissement et de maniabilité, correspondent assez bien [de Larrard, 2000].

Le succès de la méthode provient de ce que le rapport optimal gravier/sable, au sens de la maniabilité, change peu lorsqu'on modifie la nature ou le volume de la pâte (tout en restant dans le domaine des bétons usuels). En fait, ce rapport optimal ne conduit pas exactement à l'optimum de résistance, c'est-à-dire au béton qui présente le plus faible dosage en ciment pour une ouvrabilité et une résistance en compression donnée. En effet, la granulométrie, contrairement à ce qu'on déduit de la loi de Féret, a une faible influence sur la résistance du béton (une plus forte proportion de gros granulats conduisant à un léger accroissement de résistance). Cependant, les bétons obtenus par cette approche ont deux grandes qualités :

- ils sont homogènes (les risques de ségrégation sont minimisés. Car il y a juste ce qu'il faut d'éléments fins pour remplir les interstices des gros granulats),
- ils sont réguliers (les fluctuations des proportions du squelette n'ont que peu d'influence sur la maniabilité du béton, dont les variations sont faibles au voisinage de sa valeur optimale).

La figure 2.2 montre les optima, en terme d'affaissement et de maniabilité obtenues par de Larrard (2000), en utilisant la méthode de Baron Lesage sur des bétons frais, à quantité d'eau et de ciment constantes. Les proportions du mélange sont données dans le tableau de l'Annexe 2.14.

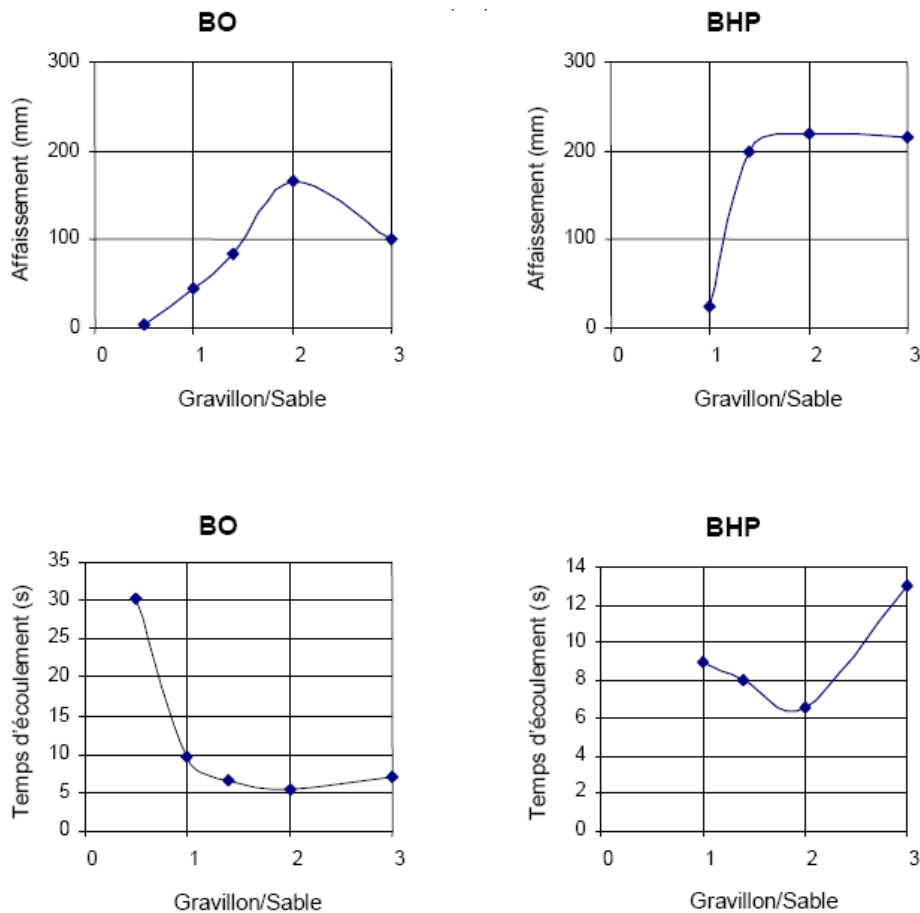


Figure 2.2 : Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais [de Larrard, 2000]

Le rapport optimum gravier/sable (environ 2) est le même pour le béton courant ( $340 \text{ kg/m}^3$  de ciment) que pour le béton à hautes performances ( $435 \text{ kg/m}^3$  de ciment). Mais les deux essais ont conduit à des bétons pierreux. En réalité, la différence n'est pas très importante, mais elle est systématique. En revanche, si l'on accepte d'avoir un rapport gravillon/sable un peu trop élevé, la résistance à la compression, pour un rapport eau/ciment donné, sera supérieure, à cause d'une teneur en air plus faible. En conclusion, les résultats de cette méthode ne sont erronés que dans le cas de bétons coulés dans une structure confinée.

### 2.2.10. Une nouvelle approche de la formulation des bétons

A l'étranger, un certain nombre de logiciels d'aide à la formulation des bétons ont été proposés, dont on trouvera une revue assez complète dans la référence [Brandt, 1998]. Certains d'entre eux ressemblent aux méthodes conventionnelles informatisées telles que la méthode de l'American Concrete Institute [ACI 211.1-91, 1994], ou, en France, la méthode Dreux-Gorisse [Dreux, 1970]. Un nombre plus restreint d'exemples concerne des approches originales, comme celle de Day, plus axée sur le contrôle de la qualité en production que sur la formulation de départ [Day, 1995], ou celle de Dewar [Dewar,

1986], basée sur un modèle ternaire d'empilement granulaire. Cependant, aucune de ses méthodes ne repose sur un corpus scientifique à la fois solide et explicite.

Le cœur du problème ne réside donc plus dans l'assemblage des modèles permettant de formuler un béton, mais bien plutôt, dans la construction même de ces modèles, illustrant le plus fidèlement possible les relations existant entre la composition d'un mélange et des propriétés d'usage.

En prenant le problème dans son contexte général, le LCPC a développé un modèle, lequel permet de prédire la compacité d'un mélange granulaire, et la porosité de toute suspension de ce mélange granulaire, à viscosité relative par rapport à l'eau fixée. Il nécessite pour cela la connaissance de quelques données de bases sur les constituants qui composent le mélange.

L'approche scientifique du béton qui sous-entend le logiciel s'appuie principalement sur une analyse de la structure granulaire du matériau. Trois étapes sont successivement parcourues : celle de l'empilement sec, dont on cherche à prévoir la compacité et la ségrégabilité ; celle de l'empilement humide (béton frais), intéressant par ses propriétés rhéologiques ; enfin, celle de l'empilement constitué du squelette du granulats noyé dans une matrice de pâte de ciment durcie [de Larrard, 2000].

Le modèle actuel, appelé modèle d'empilement compressible (MEC), est la troisième génération de modèles développés au LCPC, visant à prévoir la compacité d'un mélange à plusieurs classes, à partir de la connaissance des compacités des tranches monodimensionnelles, de la distribution granulaire du système et de l'énergie fournie pendant la mise en place. Il s'appuie sur les notions de compacité virtuelle et d'indice de serrage.

Ce modèle a été conçu pour exprimer la dépendance de la compacité atteinte et de l'énergie de serrage fournie au système. L'hypothèse principale de ce modèle est celle de l'additivité des contributions à l'indice de serrage global. La tentation est forte de rapprocher cet indice d'une énergie fournie au système pour sa mise en place. On distingue, dans le cadre du MEC, les notions de compacité virtuelle et compacité expérimentale qui sont respectivement la compacité optimale qu'on peut atteindre en effectuant un empilement optimal grain par grain, et la compacité réelle du mélange dans lequel l'arrangement granulaire est naturellement désordonné. Finalement, il s'agit d'un modèle qui, à partir de la connaissance des compacités élémentaires, des granulométries et du mode de mise en place de classes unidimensionnelles, permet de prédire la compacité de toute combinaison de ces classes, placées de façon identique ou différente. Les différents modes de mise en place correspondent à différents indices de serrage, tabulés par calibration sur diverses mesures, en plus des données tirées de la littérature. La compacité virtuelle  $\gamma$  d'un mélange polydisperse est donné par :

$$\gamma = \text{Min}(\gamma_i) \text{ avec } \gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left( 1 - \beta_i + b_{i,j} \beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left( 1 - a_{i,j} \frac{\beta_i}{\beta_j} \right)} \dots\dots\dots (2.4)$$

où

- $\gamma_i$  : compacité virtuelle du mélange si la classe i est supposée dominante
- $n$  : nombre de classes granulaires du mélange
- $\beta_i$  : compacité virtuelle de la classe i (prise individuellement)
- $y_j$  : proportion volumique de la classe j dans le mélange
- $b_{i,j}$  : fonction d'effet de paroi exercé par la classe j sur la classe i
- $a_{i,j}$  : fonction de desserrement des grains j par les grains i.

La réalisation du mélange, dans la pratique, est loin de l'état virtuel. La compacité réelle est, par conséquent, inférieure à la compacité virtuelle et dépend de l'énergie de serrage. Cette dernière est introduite dans le MEC par l'intermédiaire du concept de l'indice de serrage K :

$$K = \sum_{i=1}^n K_i \quad \text{avec} \quad K_i = \frac{\phi_i}{\phi_i^* - \phi_i} \dots\dots\dots(2.5)$$

où

- $K$  : indice de serrage pour le mélange
- $K_i$  : indice de serrage partiel dû à la classe i
- $\phi_i$  : teneur volumique du mélange en classe i
- $\phi_i^*$  : teneur volumique maximale du mélange en classe i étant donnée la présence des autres classes.

Finalement, la compacité réelle C d'un mélange de granulats (figure 2.3) est reliée à K par l'expression :

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{y_i / \beta_i}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma_i}} \dots\dots\dots(2.6)$$

où

- $C$  : compacité expérimentale du mélange
- $K$  : indice de serrage pour le mélange.

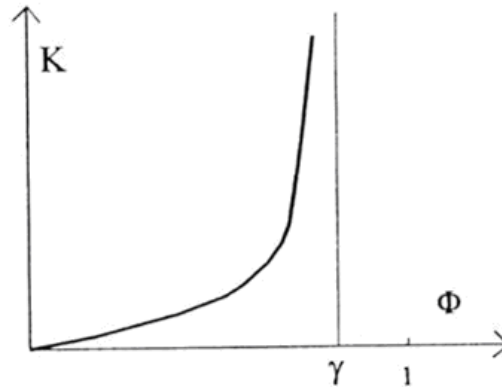


Figure 2.3 : Variation de K en fonction de la compacité  $\phi$  [de Larrard, 2000]

### 2.2.11. Méthode des plans d'expériences

Les plans d'expériences sont un instrument bien adapté à la recherche-développement chaque fois qu'intervient un grand nombre de paramètres. Bien utilisés, ils permettent de réduire fortement le nombre d'essais, de gagner du temps et de l'argent, tout en parvenant à un résultat encore mieux assuré. Leur application au béton s'impose chaque fois que l'on veut concilier au mieux de nombreuses exigences différentes.

Trois éléments sont indispensables pour réussir cette démarche : d'abord, la planification des essais et la qualité de l'expérience, ensuite, la maîtrise d'outils mathématiques tels que la régression linéaire multiple, enfin, l'apport des statistiques pour la validation globale des modèles et la détermination des effets significatifs.

En termes d'expériences, il suffit de fixer, à un niveau constant, toutes les variables d'un problème sauf une, celle dont on espère étudier l'influence (figure 2.4) [Pillet, 1992].

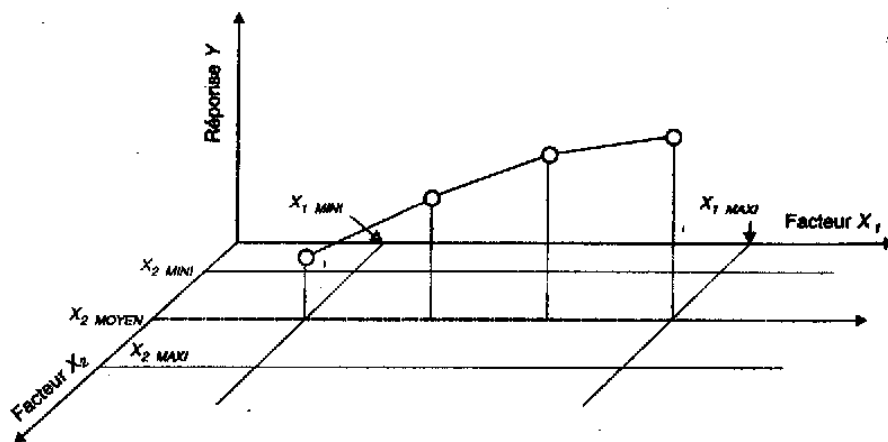


Figure 2.4 : Méthode traditionnelle d'expérimentation et courbe de réponse [Pillet, 1992]

De manière intuitive, le formulateur étudie de façon séparée les deux facteurs (variables)  $X_1$  et  $X_2$ . Il fixe généralement  $X_2$  à un niveau moyen et regarde l'évolution de la réponse quand  $X_1$  varie de  $X_{1\text{MINI}}$  à  $X_{1\text{MAXI}}$  à l'aide des quatre essais présentés sur la figure 2.5. Il réalise ensuite le même type d'essais avec  $X_2$ . Au total, le formulateur aura réalisé huit essais. A-t-il une bonne connaissance du système étudié ?

Un bon exemple est présenté sur la figure 2.2 qui montre l'influence du rapport G/S sur l'affaissement pour un béton courant et un béton à haute performance. Le dosage en ciment ainsi que le rapport E/C ont été fixés et pour une étendue granulaire d/D donnée, le rapport G/S a été varié. Dans ce cas le formulateur obtient une réponse. Est-elle satisfaisante ? bien sur, elle apporte un enrichissement de la connaissance et nous donne la valeur G/S optimale pour chacun des deux bétons, en ce sens, l'expérience est bénéfique. Par ailleurs, elle peut laisser des points d'ombre : que se passe-t-il si l'un des paramètres initialement fixés varie ? Retrouvera-t-on les mêmes lois de variation ? Dans la pratique (figure 2.5), le formulateur réalise une expérience aux nœuds d'un maillage établi de façon empirique pour tracer ensuite des surfaces de réponse. Si le maillage est très serré, le nombre d'essais devient rapidement très grand. Généralement, un maillage serré traduit un manque de connaissance du phénomène étudié ou une crainte envers une réponse inattendue.

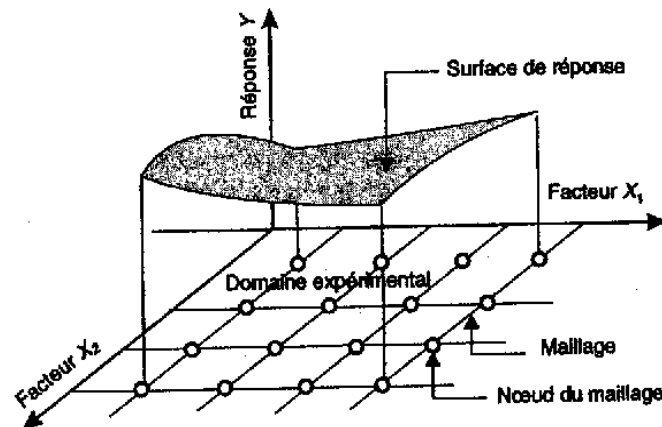


Figure 2.5 : Maillage du domaine expérimental et surface de réponse [Pillet, 1992]

Pour améliorer la connaissance du phénomène observé, le formulateur réalise un maillage du domaine expérimental et exécute des essais à chacun des nœuds du maillage. Dans l'exemple (figure 2.5), il aura fallu seize essais pour tenter d'avoir une idée sur l'évolution de la réponse observée dans le domaine.

Le principe de la méthode des plans d'expériences consiste à n'étudier sélectivement que quelques points du domaine, situés à sa frontière, aux points de variation maximale des facteurs. Dans ce cas, quatre essais suffisent à établir un modèle avec interactions.

Faire un plan d'expériences, c'est planifier et structurer de manière systématique et rigoureuse l'ensemble des expériences d'un problème multiparamétrique. L'objectif essentiel d'un plan d'expériences est de réduire au minimum le nombre de mesures expérimentales par rapport à une approche classique, tout en assurant une qualité de résultats, et en obtenant une certaine capacité prédictive grâce à une modélisation mathématique.

Pour appliquer la méthode des plans d'expérience et, en particulier, les méthodes s'appuyant sur les régressions linéaires multiples, il faut que les deux conditions suivantes soient réalisées [Baron et Ollivier, 1996] :

- Les valeurs des facteurs (variables explicatives) sont connues sans erreur. Cette condition semble très restrictive : en effet, peut-on prétendre, dans la préparation d'une gâchée de béton, peser exactement la même quantité de ciment lorsqu'on répète un essai ? Bien évidemment, la réponse est négative. Mais, pour satisfaire cette condition N°1, on supposera que la variation du facteur autour d'un niveau fixé est très petite par rapport à la différence entre deux niveaux consécutifs et  $a$ , par conséquent, une incidence négligeable sur la réponse. Par exemple, une erreur de quelques dizaines de grammes (correspondant, généralement, à la précision des balances) sur la pesée du ciment pour une gâchée de laboratoire de quatre-vingt-dix litres, aura une influence négligeable sur les variations des résistances à la compression devant la variation du dosage en ciment lui-même, dont on cherche à analyser l'influence.

- La réponse (variable à expliquer) est homoscedastique. Cela signifie que l'aléa de mesure est constant sur l'ensemble du domaine étudié. Il est, en effet, difficile d'accorder une bonne confiance à un modèle établi sur des données dont la précision ne serait pas homogène. Pour résoudre ce problème, il existe (CETAMA (1986), Sanders et Allard, (1992)) cité dans la référence de [Baron et Ollivier, 1996] des tests de comparaison d'écart-types deux à deux (test de Fisher), ainsi que des tests de fusion de plusieurs écart-types (test de Bartlett). Dans tous les cas, si les écart-types ne sont pas significativement différents, on les fusionnera.

Il existe plusieurs types de plans d'expériences : les plans de mélange, les plans factoriels, les plans hybrides, les plans fractionnaires et les plans de Plackett et Burman. Pour pouvoir expliquer d'avantage cette méthode de plans d'expériences nous allons donner dans ce qui suit, quelques détails concernant les plans factoriels et les plans de mélange.

Un plan factoriel est un plan d'expériences comprenant  $k$  facteurs, chacun de ces facteurs possédant deux niveaux (un niveau inférieure (-1) et un niveau supérieur (+1)), d'où le terme  $2^k$ . Pour  $k$  représentant trois facteurs  $X_1$ ,  $X_2$  et  $X_3$ , huit expériences sont à réaliser afin d'établir le modèle (figure 2.6) avec les interactions d'ordre 2 et l'interaction d'ordre 3. Le modèle recherché pour une réponse  $Y$  sera du type :



$$Y = A_0 + A_1X_1 + A_2X_2 + A_3X_3 + A_{12}X_1X_2 + A_{13}X_1X_3 + A_{23}X_2X_3 + A_{123}X_1X_2X_3 \dots\dots\dots(2.7)$$

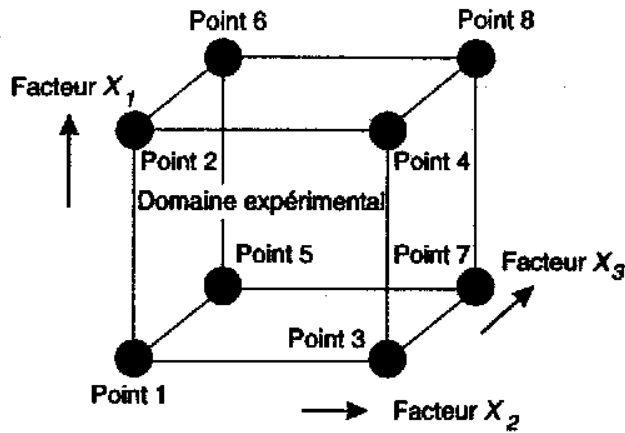


Figure 2.6 : Domaine expérimental d'un plan factoriel complet 2<sup>3</sup> [Sado et Sado, 1991]

Un plan de mélange est une forme particulière d'un plan factoriel complet. Les propriétés [Sado et Sado, 1991] d'un mélange dépendent généralement de sa composition et il est fréquent que l'on veuille traduire les variations d'une propriété en fonction de la concentration des divers constituants. C'est le cas du triangle de Féret (figure 2.7) ou l'on souhaite déterminer la compacité en tout point, caractérisée par les proportions du mélange qu'il représente.

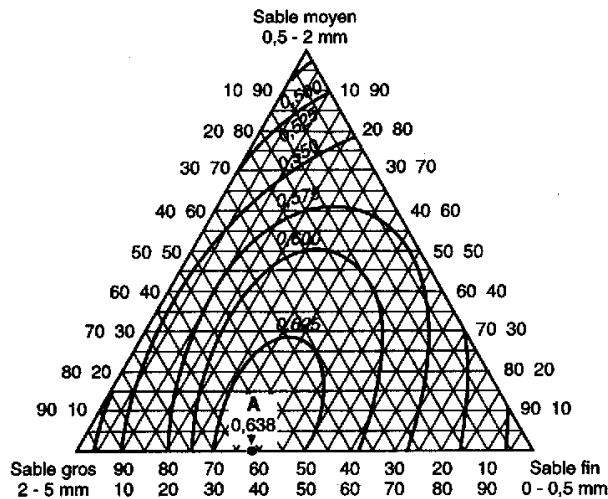


Figure 2.7 : Triangle de Féret, 1892 [Baron et Ollivier, 1996]

Les sommets du triangle représentent chacun des facteurs. Les courbes d'isocompacité sont représentées ici et la compacité maximale est obtenue en A.

Pour un plan de mélange à trois constituants, Le modèle recherché pour une réponse Y sera du type :

$$Y = B_1X_1 + B_2X_2 + B_3X_3 + B_{12}X_1X_2 + B_{13}X_1X_3 + B_{23}X_2X_3 + B_{123}X_1X_2X_3 \dots\dots\dots(2.8)$$

Ce modèle comprenant trois facteurs avec interactions ne comporte que sept coefficients, donc il nécessite sept points expérimentaux distincts pour être entièrement déterminé (figure 2.8).

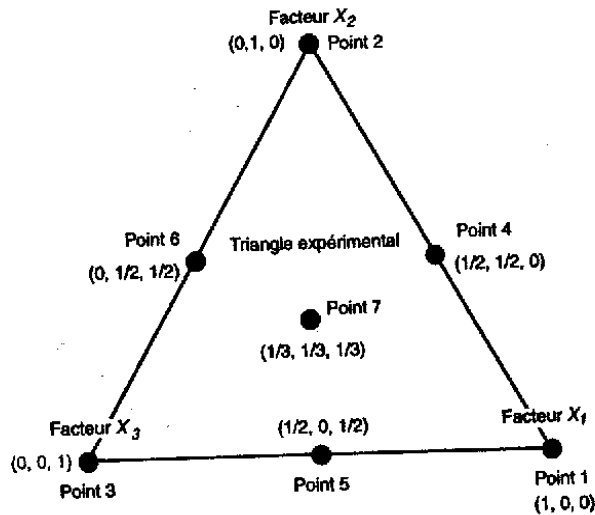


Figure 2.8 : Points expérimentaux pour un plan de mélange à trois constituants [Baron et Ollivier, 1996]

Les sept points expérimentaux sont situés sur la frontière du domaine sauf un, situé au centre de la section du triangle équilatéral. Il sert en particulier, à valider un modèle d'ordre 2 et à déterminer, dans un modèle d'ordre 3, l'interaction d'ordre 3 :  $B_{123}$ .

L'organigramme général de traitement des plans d'expériences est présenté sur la figure 2.9.

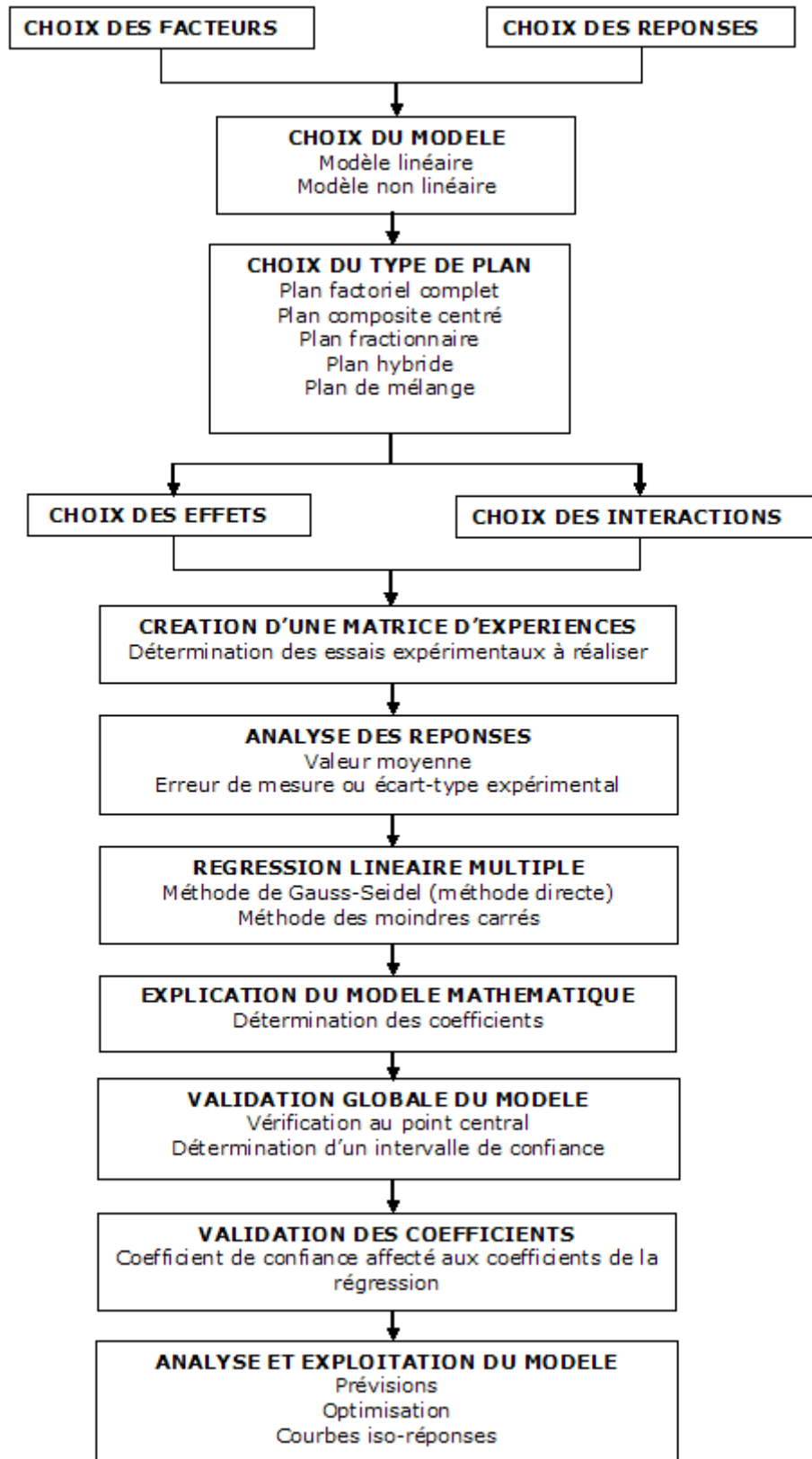


Figure 2.9 : Organigramme général de traitement des plans d'expériences

Des essais préliminaires seront toujours à l'origine d'un plan d'expériences.

### 2.2.12. Examen critique

Des méthodes étudiées, la prise en compte du rapport E/C vis-à-vis de la compression est de loin la plus avancée. La méthode britannique permet une bonne approximation du rapport E/C à partir d'une appréciation visuelle des constituants.

Concernant le squelette granulaire, le niveau de sophistication de la méthode britannique est aussi plus élevé, par rapport à la méthode ACI 211, puisque plus de deux fractions peuvent être gérées. La proportion de sable dans le granulat total augmente:

- quand le dosage en ciment diminue (comme dans l'ACI 211),
- quand l'affaissement augmente. C'est un avantage par rapport à la méthode américaine,
- quand  $D_{\max}$  diminue,
- quand la quantité de grains inférieurs à 0,6 mm diminue. Dans ce cas, le sable devient plus grossier, et l'effet de desserrement exercé sur le gravillon augmente, ce qui, réciproquement, fait augmenter la quantité de sable. Cela correspond à l'influence du module de finesse ACI 211.

Le point faible de la méthode britannique est cependant l'absence de mesure directe de compacité des fractions granulaires, qui ne sont donc pas intégrées dans la détermination des proportions granulaires. La différence entre granulats arrondis et concassés est toutefois prise en compte dans la prévision du rapport E/C et de la quantité d'eau.

A la différence de la méthode britannique, la méthode de Dreux ne permet pas de prendre en compte les exigences de résistance à la compression à un âge autre que 28 jours. Il existe toutefois une règle approximative donnant une relation entre résistance à 7 jours et résistance à 28 jours. La prévision de cette dernière est cependant assez bonne, bien qu'elle ne prenne pas en compte la présence d'additions minérales (comme les autres méthodes d'ailleurs).

Concernant la méthode de Dreux-Gorisse, la détermination de la quantité de ciment à partir de la consistance est assez surprenante. En effet, comme le rapport C/E est déjà connu à l'étape 5, le dosage en eau pourrait être déterminé tout aussi bien par un abaque. Le point le plus intéressant de cette méthode réside dans la détermination des masses de granulats. On a vu, qu'il n'existe aucune courbe granulométrique optimale indépendante de la forme des grains. De plus, même si tous les granulats ont la même compacité résiduelle, la distribution selon Dreux n'apparaît pas comme la courbe optimale, du point de vue de la compacité et de l'indice de ségrégation. Par contre, se référer à une courbe granulaire de référence a l'avantage de faciliter la gestion de plusieurs fractions granulaires (>2). Elle permet d'ailleurs, de détecter un risque de ségrégation provenant d'une classe manquante dans la courbe granulométrique générale. Le rapport gravillons/sable est contrôlé par la valeur de l'ordonnée Y (figure 2.1).

Notons que les évolutions présentées dans le tableau 2.1, qui résultent d'une longue expérience pratique, sont parfaitement cohérentes avec les prévisions issues de la théorie [de Larrard, 2000]:

- Quand  $D_{\max}$  diminue, le nombre de classes élémentaires diminue; la proportion relative d'un nombre fini de classes (correspondant à celles du sable) augmente alors. Finalement, le rapport gravier/sable diminue, et  $Y$  augmente,
- Quand le dosage en ciment diminue, l'effet de desserrement exercé sur le sable est moindre. La proportion de sable augmente alors, et le rapport gravier/sable diminue,
- Quand l'intensité niveau de vibration diminue, le paramètre de serrage, correspondant à la compactabilité du mélange, diminue aussi, et la valeur de  $Y$  augmente,
- Quand les grains changent de forme (de roulée à concassée), la compacité résiduelle diminue (paramètre  $\beta_i$ ). C'est encore un phénomène qui se traduit par une remontée du point de brisure sur la figure 2.1,
- Enfin, nous pouvons dire que, les modèles sophistiqués basés sur les concepts de compacité confirment l'expérience empirique condensée dans la méthode de Dreux.

La méthode Baron-Lesage, comparée aux méthodes qui reposent sur le concept de courbe granulaire de référence, suppose des manipulations relativement nombreuses (de quelques gâchées jusqu'à une trentaine, lorsqu'on a quatre classes de granulats). Son emploi est cependant justifié pour les chantiers importants (gros volumes de béton à mettre en place), et/ou lorsqu'on exige un béton de grande qualité. C'est le cas dans la plupart des applications de béton à hautes performances.

Le modèle d'empilement compressible et les modèles rhéologiques tels que proposés par de Larrard ont été implantés dans le logiciel de formulation BétonLabPro2 [Sedran et de Larrard, 2000] pour faciliter leur utilisation par l'ingénieur. Ce logiciel permet d'alimenter des fiches résumant un certain nombre de propriétés des constituants (ciments, additions minérales, fluidifiants, granulats) mesurables en laboratoire. Il est alors possible de simuler différentes formules de béton avec ses constituants et d'en déduire plus de 25 propriétés dont la rhéologie et l'affaissement, la résistance en compression, mais également d'autres propriétés comme le retrait et le fluage. On peut donc en déduire l'influence des paramètres sur les propriétés d'usage.

Les plans d'expériences tendent à réduire le nombre d'expériences à réaliser pour analyser un phénomène. Par une démarche rationnelle, des essais convenablement choisis conduisent plus rapidement au résultat qu'une méthode empirique ou traditionnelle. Ils donnent non seulement un modèle mathématique décrivant un

phénomène, mais affectent surtout un degré de confiance à chacun des coefficients du modèle. Ils doivent s'appuyer sur des essais bien faits c'est-à-dire qu'un modèle ne remplace pas l'expérience, il l'oriente, et c'est dans ce sens que cette méthode apporte un plus. Si, aujourd'hui, les problèmes de formulation de bétons introduisent des paramètres plus nombreux, le temps accordé à la réalisation d'une étude n'augmente pas pour autant. Il faut donc rationaliser le nombre d'essais et, pour cela, s'appuyer sur des résultats expérimentaux connus et validés, ainsi qu'utiliser une méthodologie adaptée. Les plans d'expériences semblent répondre à cet enjeu.

Faire un plan d'expériences, ce n'est pas toujours maximisé ou minimisé ; les courbes d'iso-réponses permettent, pour une valeur donnée, de proposer plusieurs formules dans le sens des combinaisons de facteurs. Le formulateur peut, ainsi, se placer dans une zone où la réponse est plus stable, autrement dit loin des zones où les iso-réponses sont proches. Une légère erreur de fabrication ou même d'analyse pourrait avoir de graves conséquences.

L'aspect statistique demande une certaine maîtrise et un certain recul devant les résultats. Si, globalement, le nombre d'essais diminue, il ne faut pas oublier que les résultats qu'ils apportent doivent intégrer la notion d'écart-type expérimental. Ceci ne doit donc pas faire hésiter à répéter certains points expérimentaux ou à vérifier le modèle dans des zones (douteuses).

Depuis de nombreuses années, plusieurs tentatives ont été faites pour développer des équations basées sur les influences observées des divers facteurs. De telles relations, ou modèles, représentent des moyennes de ces comportements. Et encore, dans chaque cas particulier, le comportement du béton dépend des propriétés des constituants, qui ne peuvent pas être, du moins pas encore, exprimés mathématiquement. De nombreuses propriétés du ciment ne sont pas correctement prises en considération dans les différents modèles puisque les propriétés réelles du ciment utilisé dans un béton donné (contrairement aux propriétés moyennes) ne sont pas connues ou pas déterminées. Ce n'est que le jour où il sera possible de décrire mathématiquement les propriétés de tous les matériaux devant être utilisés et aussi de contrôler, ou de mesurer, ces propriétés lors de la gâchée, que l'on puisse parler de calculs complexes assistés par ordinateur pour formuler des bétons.

### 2.3. CONCLUSION

Nous avons procédé à une revue de diverses méthodes de formulation des bétons, ainsi qu'à une analyse critique de ces méthodes couramment utilisées en France, Aux Etats-Unis d'Amérique et en Grande Bretagne.

La formulation, se basant sur les modèles qui relient la structure interne aux propriétés d'usage du béton, permet de déterminer une composition optimale tout en satisfaisant les conditions posées dans le cahier des charges. Dans la pratique, lors de la formulation

d'un béton, l'ouvrabilité et la résistance mécanique, doivent être mises au point en premier.

Les diverses méthodes de formulation que nous avons citées ont un point commun : elles utilisent des successions d'étapes simples basés sur l'expérience individuelle. Enfin, le choix de la formulation d'un béton doit être basée sur des calculs préliminaires comme ceux décrits ci-dessus, suivi par plusieurs gâchées d'essais. Cependant, l'application réussie de la formulation demande de l'expérience, combinée à une connaissance de l'influence des nombreux paramètres sur les propriétés du béton, cette connaissance doit être fondée sur la compréhension du comportement du béton. Lorsque ces trois éléments, expérience, connaissances et compréhension sont tous présents, la première gâchée d'essai peut probablement être satisfaisante et rapidement et correctement ajustée pour obtenir les propriétés désirées. L'une des propriétés désirées des bétons et leurs résistance à la compression à 28 jours qui elle, est fonction de la résistance caractéristique requise ou spécifiée, notée  $f_{c28}$ . La relation entre la résistance à la compression visée au moment de l'étude et la résistance caractéristique requise ou spécifiée fera l'objet du chapitre trois suivant.

## **CHAPITRE 3**

### **RESISTANCE CARACTERISTIQUE**



### 3.1. INTRODUCTION

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique requise ou spécifiée, notée  $f_{c28}$ .

Dans notre pays, les responsables des organismes de contrôle technique de la construction ont souligné dans la circulaire ministérielle n° 59/MHU/529/BBC/2003 pour certains chantiers des insuffisances concernant la qualité des bétons utilisés. En effet, et par rapport aux règlements techniques en vigueur (cf. CBA 93, RPA99,...) qui visent au niveau de la conception des objectifs, une résistance caractéristique de 25 MPa, les résultats moyens qui ont été relevés au sein de ces chantiers restent malheureusement nettement en deçà de ces niveaux. Cela nous a amené dans le cadre de ce travail, à déterminer les résistances caractéristiques pour un ensemble de bétons de la région de Tlemcen, afin, d'avoir une idée sur les limites que nous pouvons atteindre.

### 3.2. RESISTANCES DE CALCUL

Le calcul d'une construction a pour objet de vérifier que son dimensionnement lui garantit le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de la conception du projet et de son exécution.

Dans les constructions, différentes propriétés des matériaux interviennent. Leur résistance, c'est-à-dire leur aptitude à ce qu'existent des contraintes qui équilibrent les forces agissant sur la structure, en est l'une des principales.

La résistance des matériaux est représentée par des valeurs caractéristiques, notées  $f_k$ . Ces valeurs sont celles qui ont une probabilité donnée de ne pas être atteintes lors d'une hypothétique série d'essais illimitée. L'Eurocode préconise de définir la valeur caractéristique d'une propriété de matériau par le fractile 5 % lorsqu'une valeur « basse » est défavorable (cas général), et par le fractile 95 % lorsqu'une valeur « haute » est défavorable.

Les Eurocodes sont basés sur la méthode des coefficients partiels (ou encore méthode semi-probabiliste) qui introduit la sécurité par un choix judicieux des valeurs représentatives des diverses grandeurs tel que les résistances, c'est-à-dire un choix tenant compte de la dispersion reconnue par les statistiques existantes.

Les expressions (3.1) et (3.2) ci-dessous, montrent les étapes permettant de passer des résistances caractéristiques du béton aux valeurs de calcul des résistances en

compression structurales, servant par la suite, au dimensionnement ainsi qu'au ferrailage des structures.

La résistance de calcul en compression du béton  $f_{bu}$  à l'état limite ultime (ELU) est obtenue à partir de sa valeur caractéristique  $f_{cj}$  et a pour valeur :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots(3.1)$$

Dans cette expression  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité qui tient compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés. Il vaut 1,5 pour les combinaisons d'actions fondamentales et 1,15 pour les combinaisons d'actions accidentelles.

Le coefficient  $0,85/\theta$  tient compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application des charges.  $\theta$  est pris égal à 1 lorsque cette durée est supérieur à 24 heures et peut descendre jusqu'à 0,85 pour les durées inférieures à 1 heure.

La résistance de calcul en compression pour l'Eurocode 2 (2005) est définie comme suit :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \dots\dots\dots(3.2)$$

où

- $f_{ck}$  est la résistance caractéristique en compression du béton
- $\gamma_c$  est un coefficient partiel relatif au béton
- $\alpha_{cc}$  est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

Tableau 3.1 : Coefficients partiels relatifs au béton pour les états-limites ultimes [l'Eurocode 2, 2005]

Situations de projet	$\gamma_c$ (béton)
Durable	1,5
Transitoire	
Accidentelle	1,2

La valeur de  $\alpha_{cc}$  à utiliser dans un pays donné, qu'il convient de prendre entre 0,8 et 1,0, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $\alpha_{cc} = 1$ .

### 3.3. NOTION DE RESISTANCE CIBLE : QUELLE RESISTANCE VISER AU MOMENT DE L'ETUDE ?

La résistance visée au moment de l'étude tient compte à la fois de la valeur de la résistance caractéristique spécifiée à laquelle doit répondre une résistance caractéristique garantie et de la régularité de la fabrication [Baron et Ollivier, 1996].

A supposer que notre objectif c'est de formuler un béton B25 alors la valeur garantie de 25 MPa, attachée à la désignation du béton, porte sur la résistance caractéristique à vingt-huit jours. Cette valeur, 25 MPa dans le cas présent, est une propriété du lot de béton, c'est-à-dire d'après la norme P 18-305 «Béton prêt à l'emploi» c'est une propriété de la fraction d'une fourniture correspondant à un ouvrage ou à une partie d'ouvrage que l'utilisateur désire individualiser. Elle dépend, à la fois, du béton et du lot, de la propriété mécanique du béton qu'est sa résistance à la compression et de la propriété statistique du lot qu'est sa régularité.

Pour savoir quelle valeur de résistance du béton nous devons viser, il faut que l'on définisse avec précision ce que c'est la résistance caractéristique.

#### 3.3.1. La résistance caractéristique, grandeur statistique

Soit une population de valeurs de résistances, en nombre infini, distribuées selon une loi normale, dite aussi loi gaussienne (figure 3.1). La résistance caractéristique  $f_{ck}$  de cette population est la valeur de la résistance telle que la proportion des résultats, donnant une valeur qui lui soit inférieure, est égale à p. Pour une population normale donnée, la proportion p suffit à définir la résistance caractéristique en tant que grandeur statistique. La résistance caractéristique est égale à :

$$f_{ck} = f_c - k(p)\sigma \dots\dots\dots(3.3)$$

où  $f_c$  est résistance à la compression moyenne du béton ;  $\sigma$  est l'écart type de la distribution ;  $k(p)$  est la fonction de répartition de la loi réduite, tabulée dans tous les manuels de statistiques (Annexe 3.1):

pour p = 10%	$k = 1.28$
pour p = 5%	$k = 1.64$

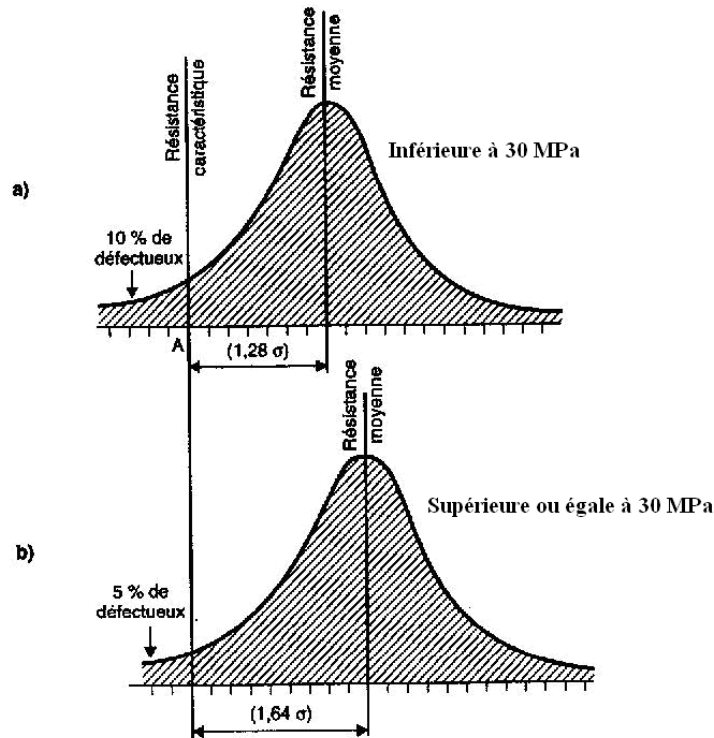


Figure 3.1 : Détermination de la résistance caractéristique d'un béton

La courbe en cloche représente la loi de distribution normale d'une population infinie de résultats. Cette loi est entièrement définie par la donnée de deux paramètres : la valeur moyenne et l'écart type. En abscisse, nous portons la valeur mesurée. La figure 3.1 représente les deux définitions de la résistance caractéristique suivant que celle-ci est inférieure à 30 MPa (courbe a) ou est supérieure ou égale à 30 MPa (courbe b). Elle montre comment, dans chaque cas, la résistance caractéristique se situe par rapport à la résistance moyenne.

**3.3.2. Application à un lot de la résistance caractéristique**

Le lot est caractérisé par une population de n résultats de résistance à la compression à vingt-huit jours. Pour appliquer ce qui précède, nous supposons que ces n résultats sont tirés, au hasard, d'une population normale infinie. Connaissant les n résultats, il s'agit d'estimer avec une précision  $\alpha$  la résistance caractéristique de cette population hypothétique.

si  $f_c$  et  $\sigma$  représentent respectivement la moyenne et l'écart type de la population des n résultats, la résistance caractéristique est égale à :

$$f_{ck} = f_c - K \sigma \dots\dots\dots(3.4)$$

Cette relation ressemble à celle qui sert à définir la résistance caractéristique, mais avec trois différences importantes :

- $f_{ck}$  est une valeur probable de la résistance caractéristique, c'est-à-dire telle qu'il y ait une probabilité  $\alpha$  que la valeur vraie lui soit inférieure ; la valeur vraie est celle de la population hypothétique infinie ;  $\alpha$  définit l'intervalle de confiance;
- $K$  est une fonction probabiliste tabulée en fonction de  $p, \alpha$  et  $n$ ,  $n$  étant le nombre de résultats (norme NF X 06-032, table 1);
- $\sigma$  est la somme des carrés des écarts à la moyenne divisée par  $(n-1)$ . La raison pour laquelle on divise par  $(n-1)$ , et non par  $n$ , vient de ce que la même population servant d'abord à calculer la moyenne, il ne reste plus, pour le calcul de l'écart type  $\sigma$ , que  $(n-1)$  résultats indépendants.

Les textes normatifs intègrent dans la définition de la résistance caractéristique une règle de résistance minimale, c'est-à-dire qu'on ne peut trouver aucune valeur inférieure à une valeur minimale  $f_{c\min}$  fixée (norme P 18-010) [AFNOR, 2002]. Ce type de règle concerne le contrôle de réception et ne concerne pas directement l'ingénieur qui formule le béton.

Les valeurs de  $p$  et de  $\alpha$  sont fixées par les règles de calcul du béton armé (BAEL) et du béton précontraint (BPEL). Elles sont reprises par la norme P 18-305 :

$$\begin{aligned} P &= 10\% (0.1) && \text{si } f_{ck} < 30 \text{ MPa} \\ P &= 5\% (0.05) && \text{si } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \\ \alpha &= 0.05 \end{aligned}$$

La valeur probable de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour un intervalle de confiance  $\alpha$  de 5 % et un nombre de résultats  $n$  supérieur à trente, est égale à :

$$f_{ck} = f_c - 1.58\sigma \quad \text{si } f_{ck} < 30 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.5)$$

$$f_{ck} = f_c - 1.95\sigma \quad \text{si } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.6)$$

Les valeurs de  $\alpha$  et de  $n$  retenues ici sont courantes. Pour d'autres valeurs, on consultera la norme NF X 06-032.

Finalement, pour le formulateur,  $f_{ck}$  est la valeur spécifiée à partir de laquelle il calcule la valeur minimale de la résistance à la compression moyenne que le béton doit atteindre, c'est ce que nous allons voir aux paragraphes 3.3.3, 3.3.4 et 3.3.5.

### 3.3.3. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude pour que la résistance caractéristique du lot soit supérieure ou égale à la valeur garantie ?

Dans le BAEL et le BPEL, ainsi que dans l'Eurocode 2, les valeurs spécifiées de la résistance caractéristique renvoient à des valeurs mesurées sur des éprouvettes cylindriques 15x30 cm ou 16x32 cm. Il en est de même de la valeur garantie de 25 MPa pour un B25 par exemple.

L'utilisation des relations précédentes pour calculer  $f_c$  nécessite une évaluation de la valeur de l'écart type  $\sigma$ . En général, nous connaissons les conditions dans lesquelles le béton étudié sera fabriqué et contrôlé. Nous procédons alors par analogie avec des conditions existantes pour lesquelles la valeur de  $\sigma$  est connue. Dans ce raisonnement analogique, il faut intégrer aussi les données propres à la formule du béton étudié. Nous pouvons présumer que l'écart type sera d'autant plus grand que le nombre de constituants est élevé et que la sensibilité à toute variation de dosage est importante (la formule est alors dite «pointue»).

Nous écrivons (pour  $\alpha = 0.05$  et  $n \geq 30$ ) :

$$f_c = f_{ck} + 1.58\sigma \quad \text{si } f_{ck} < 30 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.7)$$

$$f_c = f_{ck} + 1.95\sigma \quad \text{si } f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \dots\dots\dots(3.8)$$

où  $f_c$  est la résistance à la compression moyenne qu'il faut viser au moment de l'étude.

A titre d'exemple et en supposant  $\sigma = 3$  MPa, pour un B25 on visera :  $f_c = 25 + 4.74$ , soit 30 MPa et pour un B30 on visera  $f_c = 30 + 5.85$ , soit 36 MPa.

### 3.3.4. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude en référence au fascicule 65-A (Norme Française)

Les critères de conformité, pour la résistance à la compression à 28 jours, se présentent sous la forme des deux relations suivantes qui doivent être vérifiées par les  $n$  résultats d'essai obtenus sur le lot soumis à l'épreuve :

$$f_c \geq f_{c28} + k_1 \dots\dots\dots(3.9)$$

$$f_{c\min} \geq f_{c28} - k_2 \dots\dots\dots(3.10)$$

où

$f_c$  moyenne arithmétique des  $n$  résultats

$f_{c\min}$  plus petite valeur parmi ces  $n$  résultats

$f_{c28}$  résistance caractéristique spécifiée

$k_1$  et  $k_2$  paramètres dont les valeurs, en MPa, dépendent des situations dans lesquelles on se trouve et des hypothèses statistiques que l'on peut y associer.

La forme de ces critères fait l'objet, depuis quelques années, d'un accord des spécialistes et praticiens au plan international, mais, les valeurs numériques de  $k_1$  et  $k_2$  données à l'Annexe 3.2, sont encore largement soumises à discussion.

La relation (3.10) constitue un garde-fou contre la menace que pourrait faire peser, sur la sécurité des ouvrages, la présence d'une quantité de béton, même peu importante, de résistance très inférieure à la valeur caractéristique spécifiée. Elle peut être introduite et justifiée de deux points de vue différents. Le premier consiste à retenir une borne inférieure dans la spécification elle-même ; ainsi la valeur caractéristique  $f_{c28}$  serait définie comme impliquant le respect, d'une part, d'un fractile d'ordre 0,05 (il y a aujourd'hui accord international sur cette valeur) et, d'autre part, d'une borne inférieure décalée de  $k_2$  (MPa) vers le bas et qui devrait être respectée par tout résultat d'essai susceptible d'être obtenu dans le lot. Le second consiste à introduire cette exigence pour des raisons statistiques, c'est-à-dire pour se prémunir contre la non-représentativité du modèle de distribution de la résistance dans le lot que l'on est amené à retenir pour appliquer la relation (3.9). Quoi qu'il en soit, la résistance  $f_{c28} - k_2$  devrait toujours être dépassée en l'absence d'anomalie grave dans la fabrication du béton.

### 3.3.5. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude selon l'approche de l'American Concrete Institute, ACI 318-89 (révisée en 1992)

L'approche de l'American Concrete Institute, ACI 318-89 (révisée en 1992), est basée essentiellement sur deux conditions pour la résistance minimale (résistance caractéristique),  $f_{c,r}$  par rapport à la résistance moyenne  $f_c$ . La première est l'exigence d'une probabilité de 0,01 que la moyenne de trois essais consécutifs (un essai représentant la moyenne de deux cylindres) soit inférieure à la résistance de calcul. La seconde est l'exigence d'une probabilité de 0,01 que le résultat d'un essai individuel soit inférieur à la résistance de calcul de plus de 3,5 MPa. En termes d'écart type  $\sigma$ , la première condition peut être écrite comme suit :

$$f_{c,r} = f_c + \frac{2.33\sigma}{\sqrt{3}} = f_c + 1.343\sigma \dots\dots\dots(3.11)$$

et la deuxième (en MPa) :

$$f_{c_r} = f_c - 3.5 + 2.33\sigma \dots\dots\dots(3.12)$$

Les deux conditions sont équivalentes lorsque l'écart type  $\sigma$  est approximativement de 3,5 MPa. Lorsque cette valeur est plus importante, la première condition est la plus sévère des deux.

On doit noter qu'il n'y a pas de limite absolue imposée : l'approche est probabiliste et le fait de ne satisfaire ces conditions une fois sur cent est inhérente au système. Lorsqu'une telle situation se présente, elle ne doit pas être une raison suffisante pour rejeter un béton. On peut ajouter que tous les scénarios spécifiés comportent un risque de rejeter une production qui satisfait aux spécifications et, à l'inverse, d'accepter une production non conforme : ces deux risques doivent être judicieusement équilibrés.

La valeur de l'écart type utilisée dans l'équation de la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) énoncée ci-dessus est la valeur expérimentale obtenue antérieurement dans des conditions identiques de confection de bétons de résistances semblables avec des matériaux similaires. En l'absence d'une telle valeur expérimentale de l'écart type, la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) prescrit la valeur que la résistance à la compression moyenne doit dépasser par rapport à la valeur de la résistance caractéristique spécifiée. Ces valeurs sont très importantes allant de 7 MPa lorsque la valeur de la résistance caractéristique spécifiée est inférieure à 21 MPa jusqu'à 10 MPa lorsque la valeur de la résistance caractéristique spécifiée est supérieure à 35 MPa.

Selon les normes ACI 318-89 (révisée en 1992) et ASTM C 94-94 [Neville, 2000], la conformité de la résistance caractéristique spécifiée  $f_{c_r}$  est atteinte lorsque les deux exigences suivantes sont satisfaites :

- (a) la valeur moyenne de toutes les séries de trois essais consécutifs est au moins égale à  $f_{c_r}$  ;
- (b) aucun résultat d'essai n'est inférieur de plus de 3,5 MPa à  $f_{c_r}$  .

On doit rappeler que le résultat d'un essai représente la moyenne des valeurs de résistance mesurées sur deux cylindres prélevés dans la même gâchée de béton et mis à l'essai au même âge.

Cependant, on peut s'attendre à ce qu'occasionnellement la conformité avec les prescriptions de la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) ne soit pas respectée (probablement 1 fois sur 100) de sorte que le rejet automatique du béton correspondant ne devrait pas avoir lieu.



### 3.3.6. Quelle résistance moyenne viser au moment de l'étude selon l'approche Britannique

Les conditions de la norme BS 5328 : partie 4 : 1990 [Neville, 2000] ressemblent à celles de la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) mentionnées précédemment. Un résultat d'essai représente la moyenne des résistances de deux éprouvettes, mais il s'agit ici de cubes. L'approche britannique utilise la notion de résistance caractéristique définie comme étant la valeur de la résistance en deçà de laquelle on peut trouver 5% de tous les résultats d'essais ; la marge qui existe entre la résistance caractéristique et la résistance moyenne est choisie pour satisfaire cette probabilité. Conformément à la valeur de résistance spécifiée, la résistance est satisfaisante lorsque les deux exigences suivantes sont satisfaites :

- (a) la valeur moyenne de n'importe quel résultat de quatre essais consécutifs dépasse de 3 MPa la valeur de la résistance caractéristique spécifiée;
- (b) aucun résultat n'est inférieur à la valeur de la résistance caractéristique spécifiée de plus de 3 MPa.

Il est impossible de faire une distinction claire entre un béton satisfaisant et un béton non satisfaisant, à moins de mettre à l'essai tous les bétons ! Les essais servent à faire une discrimination valable de manière à atteindre un équilibre entre le risque pour un producteur qu'un bon béton soit rejeté et le risque pour le consommateur qu'un mauvais béton soit accepté. L'équilibre est déterminé par l'étendue des essais auxquels le béton est soumis aussi bien que par celle des règles suivies.

### 3.3.7. Distribution et variation de la résistance

Supposons que l'on ait mesuré la résistance à la compression sur un ensemble de 100 éprouvettes toutes confectionnées à partir d'un même béton. Un tel ensemble constitue la population et la quantité de béton qui est dans l'éprouvette est appelée échantillon. Le but des essais sur l'échantillon est de fournir des informations sur les propriétés de la population qu'il représente. On doit s'attendre à ce que les valeurs des résistances à la compression mesurées sur différentes éprouvettes soient différentes, c'est-à-dire que les résultats présentent une dispersion et qu'en général, on peut représenter la distribution des résistances par la valeur moyenne et l'écart type. On peut supposer que la distribution de la résistance d'un béton est normale (gaussienne). Pour des considérations pratiques, une telle hypothèse est acceptable [Neville, 2000]. La figure 3.2 présente l'histogramme des valeurs de résistances à la compression d'éprouvettes mises à l'essai lors de la construction d'une plate-forme présentées dans le tableau donné à l'Annexe 3.3.

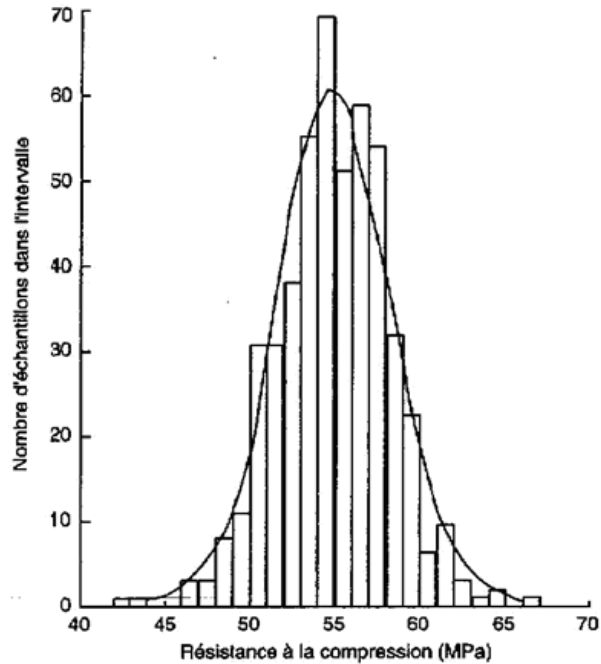


Figure 3.2 : Histogramme des valeurs de résistances à la compression [Neville, 2000]

Nous constatons que l'histogramme de la figure 3.2 donne une image claire de la dispersion des résultats ou, plus précisément, de la distribution de la résistance des échantillons mis à l'essai.

La courbe normale correspondante est représentée graphiquement sur la figure 3.3 où nous pouvons voir qu'elle est symétrique par rapport à la moyenne et s'étend jusqu'à l'infini de chaque côté. Ce dernier point est parfois critiqué lorsque nous utilisons une loi de distribution normale pour représenter les variations de la résistance d'un béton, mais la probabilité extrêmement faible d'avoir des valeurs très élevés ou très faibles a peu de sens en pratique.

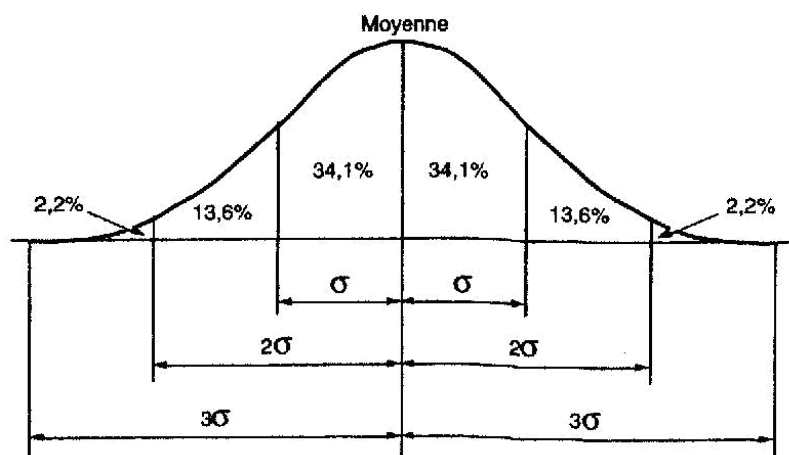


Figure 3.3 : Courbe de distribution normale ; pourcentage d'éprouvettes dans les différents intervalles [Neville, 2000]

L'aire sous la courbe située entre deux valeurs de la résistance représente, comme dans l'histogramme, la proportion d'éprouvettes à l'intérieur de limites données de résistance. Cependant, puisque la courbe est basée sur une population infinie d'éprouvettes et que nous travaillons avec un nombre limité de ces dernières, l'aire sous la courbe entre deux ordonnées, exprimée sous forme de fraction de l'aire totale sous la courbe, indique la possibilité que la résistance d'une éprouvette prise au hasard,  $x$ , se situe entre les deux valeurs limites. Cette possibilité multipliée par 100 donne le pourcentage d'éprouvettes qui devraient avoir une résistance comprise entre les deux limites considérées. Les tables de statistique donnent les valeurs des aires pour diverses valeurs de  $(x - \mu)/\sigma$ , où  $\mu$  représente la moyenne arithmétique des résistances.

Vu cette variabilité des résistances pour des éprouvettes semblables, nous devons interpréter les résultats en termes statistiques (voir chapitre 5 paragraphe 5.8.1). Le simple fait qu'un résultat soit plus élevé qu'un autre ne signifie pas nécessairement que la différence est significative, elle peut être une conséquence de la variabilité naturelle des valeurs ayant une même origine.

Si la résistance à la compression moyenne du béton d'une série de résultats est  $f_c$  et si l'on spécifie le pourcentage d'éprouvettes dont la résistance peut être inférieure à une certaine valeur ( $f_c - k\sigma$ ), alors la valeur de  $k$  peut être trouvée à partir des tables de statistiques et la différence réelle entre la résistance moyenne et le minimum,  $k\sigma$ , dépendra uniquement de la valeur de l'écart type  $\sigma$  (figure 3.4).

Parce que le dosage en ciment d'un béton qui a une maniabilité donnée influence beaucoup la résistance moyenne, on peut voir que, plus l'écart type est grand, plus le dosage en ciment doit être relevé pour obtenir la résistance minimale visée [Neville, 2000].

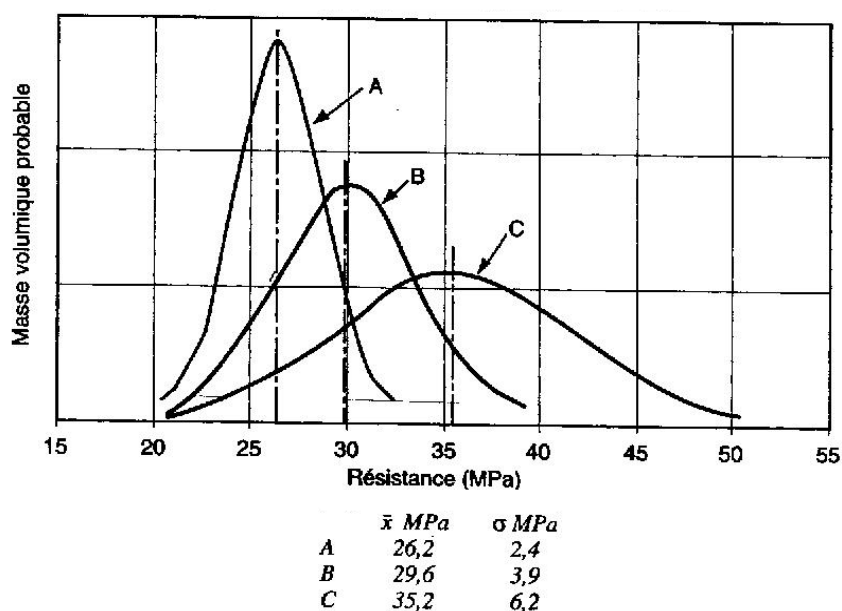


Figure 3.4 : Courbes de distribution normale pour les bétons de résistance minimale de 20,6 MPa (dépensée 99 fois sur 100) [Neville, 2000]

Si l'on suppose que l'écart type est constant, par suite, connaissant la valeur estimée de l'écart type  $\sigma$  pour un béton donné, on peut calculer la résistance moyenne d'un autre béton en additionnant une valeur constante  $k\sigma$  à la valeur minimale. Cette différence entre les valeurs moyenne et minimale serait constante lorsque le processus de fabrication du béton est le même.

Une estimation de la différence entre la résistance moyenne et la résistance « minimale », ou résistance caractéristique spécifiée, doit être faite au début du processus de formulation d'un béton.

Il est intéressant d'évoquer les changements survenus dans la confection du béton entre 1970 et le milieu des années 1990. Il n'y a aucun doute que les équipements de gâchage ont été améliorés avec, pour conséquence, une plus faible variabilité des proportions des bétons entre différentes gâchées. Ainsi, l'estimation de l'écart type entre les différents bétons est meilleure que par le passé. Par ailleurs, il y a peu de raisons de s'attendre à ce que la variation à l'intérieur d'un même essai, due aux erreurs de l'opérateur et à celles des appareils de mesure, soit différente de ce qu'elle était dans les années 1970. Par conséquent, il semble que l'écart type global soit un peu plus faible aujourd'hui, mais pas beaucoup plus que par le passé.

### **3.3.8. Résistances à la compression mesurées sur cylindres et mesurées sur cubes**

D'après l'Eurocode 2 (2005), lorsque la résistance à la compression doit être déterminée, elle doit être exprimée en  $f_{ck-cube}$  lorsqu'elle est déterminée sur des échantillons cubiques, et en  $f_{ck-cyl}$ , lorsqu'elle est déterminée sur des échantillons cylindriques, conformément à la norme NF EN 206-1 [2004].

Le choix de l'essai sur cube ou sur cylindre pour l'évaluation de la résistance, doit être déclaré à temps par le producteur avant la livraison. Si une méthode différente doit être utilisée, ceci doit être établi d'un commun accord entre le prescripteur et le producteur.

Sauf prescription contraire, la résistance à la compression est mesurée sur des éprouvettes écrasées à 28 jours. Pour des utilisations particulières, il peut s'avérer nécessaire de spécifier la résistance à la compression à des échéances plus courtes ou plus longues que 28 jours (par exemple, pour de gros éléments structuraux), ou après stockage dans des conditions particulières (par exemple, traitement thermique).

La résistance caractéristique du béton doit être égale ou supérieure à la résistance caractéristique minimum pour la classe de résistance spécifiée (tableau 3.2).

Tableau 3.2 : Correspondance entre les résistances caractéristiques déterminées à partir de mesures sur cylindres ou sur cubes (MPa) [NF EN 206-1, 2004]

Classe de résistance à la compression	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Résistance caractéristique minimale sur cylindres $f_{ck-cyl}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Résistance caractéristique minimale sur cubes $f_{ck-cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60

La classe C25/30 correspond à un béton B25.

La résistance moyenne visée à 28 jours doit être supérieure de quelques MPa à la caractéristique requise, afin de respecter la définition de celle qui figure dans la norme NF EN 206-1 (2004).

Dans les règles BAEL 91 révisées 99 (1992) et BPEL 91 (1992), à défaut de précédents et d'études préalables, on peut admettre à priori, pour des bétons courants, lors de la rédaction des projets, des valeurs de la résistance caractéristique à la compression dont la pratique a montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers. Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :

- une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés,
- on obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier,
- on peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton,
- des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

En outre, l'attention est attirée sur le fait que les résistances moyennes du béton doivent être supérieures aux valeurs caractéristiques requises d'environ 15 à 30 %, les différences étant d'autant plus grandes que le chantier est moins bien contrôlé et le béton moins régulier .

### 3.3.9. Evolution sur les résistances

La norme XP P 18-305 [AFNOR, 2002] admettait, 10 % de résultats en dessous de la résistance caractéristique spécifiée pour les bétons de résistance inférieure à 30 MPa et 5 % pour les bétons de résistance supérieure ou égale à 30 MPa, par contre, l'Eucocode 2 (2005) admet uniquement 5 % de résultats en dessous de la résistance caractéristique conformément à la norme NF EN 206-1 et ceci, quelque soit le niveau de résistance, afin d'assurer la sécurité des ouvrages.

L'application de ces règles statistiques va conduire à des résistances moyennes plus élevées pour une même valeur de résistance caractéristique c'est-à-dire qu'il en résulte une résistance moyenne de production supérieure de l'ordre de 1,5 à 2 MPa (pour les bétons inférieurs à 30 MPa) induite par l'augmentation des écarts-types à prendre en compte.

### 3.4. RISQUES D'ERREUR LIES A LA MESURE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

La résistance à la compression est l'une des principales propriétés du béton. Sa valeur moyenne exigée à un âge spécifié, habituellement 28 jours, détermine le rapport E/C du béton.

L'essai de la résistance à la compression est répétable et reproductible lorsqu'il est réalisé conformément aux spécifications qui ont leur importance, et il suffit souvent que l'une d'elles ne soit pas suivie pour obtenir un résultat aberrant. Parmi ces spécifications nous avons : la fabrication (norme NF P 18-404), la conservation des éprouvettes, le surfacage (norme NF P 18-416) et l'essai de compression simple (norme NF P 18-412) [AFNOR, 2000].

La mesure de la résistance à la compression est faite selon l'essai dit de compression simple. Mais cet essai dit simple est, en fait, difficile à réussir et deux sources d'erreurs, au moins peuvent survenir : les frettages excessifs produisant une erreur par excès ainsi que les cisaillements produisant une erreur par défaut.

### 3.5. CONCLUSION

Les calculs des projets de structure sont basés sur l'hypothèse d'une certaine résistance « minimale », ou résistance caractéristique spécifiée du béton, mais la résistance réelle de ce béton, à la fois en chantier et en laboratoire, est variable. Dans le choix d'une formulation de béton, nous devons néanmoins viser une valeur moyenne plus élevée que la valeur minimale.

Les expressions (3.1) et (3.2) ci-dessus, utilisées lors du calcul et du dimensionnement des structures, montrent que la résistance de calcul en compression du béton, que ce soit à l'état limite ultime (ELU) ou selon l'Eurocode 2 est obtenue à partir de sa résistance caractéristique spécifiée. L'Eurocode 2 (2005) admet uniquement 5 % de résultats en dessous de la résistance caractéristique conformément à la norme NF EN 206-1 et ceci, quelque soit le niveau de résistance, afin d'assurer la sécurité des ouvrages.

Les essais sur éprouvettes montrent que nous pouvons, en général, représenter la distribution de la résistance par la valeur moyenne et par l'écart type. Nous pouvons supposer que la distribution de la résistance d'un béton est normale (gaussienne). Pour des considérations pratiques, une telle hypothèse est acceptable. L'hypothèse d'une distribution normale est sécuritaire quand au nombre de résultats inférieurs à la valeur spécifiée de résistance.

Les spécifications de la norme BS 5328 : partie 4 : 1990 ressemblent à celles de la norme ACI 318-89 (révisée en 1992), sauf qu'il s'agit de cubes dans le cas de la norme Britannique et de cylindres pour la norme Américaine. L'approche Britannique suppose que l'écart type est proportionnel à la résistance jusqu'à une valeur de 20 MPa, mais, pour des résistances supérieures, par exemple pour des bétons de structure, l'écart type est supposé constant. Cependant, la norme Américaine donne un tableau (voir annexe 3.4) où l'on suppose que l'écart type est constant, dans le cas de bétons dont la résistance peut atteindre 35 MPa. Par ailleurs, en pratique, il est préférable d'établir des relations expérimentales entre les résistances moyennes et minimales dans les conditions réelles d'utilisation du béton. Toutefois, la forme des critères de conformité, pour la résistance à la compression à 28 jours, selon les normes Française, Américaine et Britannique a fait l'objet, depuis quelques années, d'un accord des spécialistes et praticiens au plan international, mais, les valeurs numériques de  $k_1$  et  $k_2$  données à l'Annexe 3.2 concernant la norme Française, sont encore largement soumises à discussion.

Les variations de la résistance du béton proviennent du frottement entre les plateaux de la presse et l'éprouvette quand elle est mal surfacée (frettages), des contraintes de cisaillement engendrées par un mauvais fonctionnement de la rotule de la presse, d'un malaxage incorrect, d'un serrage insuffisant, d'un mûrissement irrégulier et des variations dans les procédures d'essai. Vu cette variabilité des résistances pour des éprouvettes semblables, nous devons interpréter les résultats en termes statistiques (voir chapitre 5 paragraphe 5.8.1). La résistance à la compression du béton est influencée beaucoup par les propriétés des granulats. La caractérisation des granulats des deux carrières Djebel Abiod et Dhar El Mendjel fera l'objet du chapitre quatre suivant.

## **CHAPITRE 4**

### **PROVENANCE ET CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES**



## 4.1. INTRODUCTION

La qualité du béton est intimement liée à celle de ses constituants et particulièrement les granulats puisqu'ils occupent les trois quarts de son volume, il n'est pas étonnant que la qualité de ces derniers revête une grande importance. Non seulement les granulats peuvent limiter la résistance du béton, mais, selon leurs propriétés, ils peuvent affecter la durabilité et les performances structurales du béton. Les granulats sont donc, un constituant essentiel des bétons qui conditionne à la fois leurs caractéristiques et leur coût. Leur élaboration relève des industries extractives. En fait, on ne peut confectionner un béton résistant avec des granulats dont les propriétés sont médiocres.

L'aspect économique n'est pas l'unique raison qui explique l'utilisation des granulats, car ces derniers confèrent au béton une plus grande stabilité sur le plan volumétrique et une meilleure durabilité que la pâte de ciment à elle seule.

Dans la composition des bétons, il faut autant que possible pour des raisons économiques utiliser les matériaux locaux. Les granulats naturels sont soit directement obtenus par criblage et les grains se présentent alors sous une forme plus ou moins arrondie (granulat roulé), soit issus d'un concassage et les grains présentent des arêtes (granulat concassé). Cette distinction constitue une donnée de base lors de la formulation d'un béton. D'autres propriétés, spécifiques aux granulats, jouent un rôle majeur dans les caractéristiques d'un béton. Il s'agit essentiellement de : la granulométrie, les masses volumiques, la propreté des granulats, la finesse du sable ainsi que sa teneur en fines, la forme des granulats, le coefficient d'absorption, le coefficient Micro-Deval et le coefficient Los Angeles, que nous allons présenter ci-dessous.

## 4.2. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT

### 4.2.1. Composition chimique et minéralogique

Nous avons utilisé dans cette étude un ciment à faible classe de résistance, il s'agit du CEM II/A 32.5 qui répond à la norme Algérienne NA 44, de la Société des Ciments de Béni-Saf appartenant à la wilaya de Ain-Temouchent. Les détails de ces compositions, chimique et minéralogique (Bogue) sont présentés dans les tableaux 4.1, 4.2. Les analyses ont été réalisées au laboratoire de l'usine de fabrication du ciment.

Tableau 4.1 : Composition chimique du ciment (%)

$\text{SiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	CaO	MgO	$\text{SO}_3$	CaO libre
28.48	4.19	3.77	56.26	0.89	1.54	0.57

Tableau 4.2 : Composition de Bogue minéralogique du ciment (%)

C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
55.06	21.01	5.57	12.45

Le CEM II/A 32.5 se caractérise par une très forte teneur en silice et au contraire une très faible teneur en Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (conduit à une faible quantité de C<sub>3</sub>A + C<sub>4</sub>AF).

#### 4.2.2. Caractéristiques physico – mécaniques

##### 4.2.2.1. Masses volumiques (apparente et absolue)

Les masses volumiques (apparente et absolue) ont été déterminées conformément à la norme NF P 18-558. Nous avons utilisé deux méthodes pour le calcul de la masse volumique absolue, la méthode du densitomètre Le Chatelier ainsi que celle du pycnomètre à liquide et pour chacune d'entre-elles nous avons réalisé trois essais.

Les résultats de la masse volumique, apparente et absolue sont récapitulés dans le tableau 4.3.

##### 4.2.2.2. Essai de consistance

L'objectif de cet essai est de déterminer, pour le ciment CEM II/A 32.5 que nous avons utilisé, la quantité d'eau nécessaire pour obtenir la consistance désirée. Cette dernière a été mesurée par l'appareil Vicat conformément aux prescriptions de la norme NF EN 196-3.

Les résultats concernant la consistance sont résumés dans le tableau 4.3.

##### 4.2.2.3. Essai de prise

Nous avons réalisé l'essai de l'aiguille Vicat à l'aide de la méthode expérimentale normalisée (NF EN 196-3) qui permet de suivre l'évolution de la structuration de la pâte de ciment et notamment le moment de sa prise, comprise entre deux échéances : le temps de début et de fin de prise Vicat, définis par des hauteurs normalisés d'enfoncement de l'aiguille. Trois essais simultanés à l'aiguille Vicat ont été réalisés sur la pâte de ciment étudiée.

Le temps de début de prise Vicat est indiqué sur le tableau 4.3.

#### 4.2.2.4. Essais mécaniques sur les mortiers normalisés

Pour chaque échéance 2, 7 et 28 jours, nous avons effectué l'essai sur trois éprouvettes prismatiques 4 x 4 x 16 cm avec le mortier normalisé, préparé conformément aux prescriptions de la norme EN 196-1.

Les essais de flexion et compression ont été réalisés sur le portique universel didactique controlab (Réf SDB 3601). Il comporte un cadre métallique avec différents perçages et un vérin hydraulique d'une capacité de 160 kN qui peut être à la fois utilisé en compression avec une vitesse de mise en charge de 2400 N/s  $\pm$  200 N/s, en flexion et en traction à une échelle de 10 kN à une vitesse de mise en charge de 50 N/s  $\pm$  10N/s.

Les résultats concernant les essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau 4.3.

Les caractéristiques physico - mécaniques du ciment CEM II/A 32.5, concernant les masses volumiques (apparente et absolue), la consistance, le début de prise ainsi que les résistances en flexion et en compression ont été réalisés conformément aux normes en vigueur et les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Caractéristiques physico - mécaniques du ciment

M <sub>v</sub> apparente (kg/m <sup>3</sup> )		1088
M <sub>v</sub> absolue (Densitomètre Le Chatelier) (kg/m <sup>3</sup> )		2980
M <sub>v</sub> absolue (pycnomètre) (kg/m <sup>3</sup> )		2986
Consistance (%)		W=26.6 % soit 133 g
Début de prise		2h52
Résistance à la compression (MPa)	2 jours	17.80
	7 jours	33.80
	28 jours	48.70
Résistance en flexion (MPa)	2 jours	3.49
	7 jours	5.72
	28 jours	6.80

#### 4.2.3. Interprétation des résultats

Les résultats des essais montrent que le ciment est conforme aux exigences de sa classe. Ce type de ciment n'est pas habituellement utilisé pour la fabrication de béton précontraint à cause de sa faible classe de résistance, par contre, il est bien adapté aux usages les plus courants du bâtiment, Génie Civil industriel et routier.

Les masses volumiques (apparente et absolue) du ciment utilisé, sont incluses dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 [Normes Algériennes, 1992], compris entre 900

– 1100 kg/m<sup>3</sup> pour la masse volumique apparente et 2900 – 3150 kg/m<sup>3</sup> pour la masse volumique absolue.

La consistance obtenue est conforme à la norme NF EN 196-3 où les valeurs sont généralement comprises entre 26 et 33%. De même, un temps de prise minimal de 90 minutes est prescrit par la norme NF P 15-301 pour les ciments de classe 32,5.

Les résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1, comme indiqué dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Résistance à la compression (en MPa) [NF EN 206-1, 2004]

Désignation de la classe de résistance	Résistance à court terme		Résistance courante à 28 jours	
	à 2 jours	à 7 jours		
32.5 N	-	≥ 16	≥ 32.5	≤ 52.5

#### 4.3. EAU DE GACHAGE

Pour la confection des différents bétons, nous avons utilisé l'eau distribuée par le réseau du service public de la Daira de Chetouane appartenant à la ville de Tlemcen (Algérie). Les résultats de l'analyse chimique de cette eau ont été réalisés au laboratoire de l'Algérienne des eaux et sont présentés dans le tableau 4.5. Ils répondent aux prescriptions de la norme XP P 18-303 et NF EN 1008 (IDC P 18-211), (2003).

Tableau 4.5 : Composition de l'eau de gâchage (mg/l)

Ca	Mg	Na	K	Cl	SO <sub>4</sub>	CO <sub>3</sub>	NO <sub>3</sub>	PH	T (°C)
74.4	49	40	5	95	170	300	42.3	7.5	17.1

#### 4.4. AGREGATS (SABLE ET GRAVIERS)

Les granulats utilisés proviennent des deux grandes carrières de la région de Tlemcen, en l'occurrence la carrière Djebel Abiod de Sidi Abdelli et la carrière Dhar El Mendjel d'El Malah qui appartiennent à l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG). Ce choix est dicté par le fait que ce sont ces deux carrières qui approvisionnent principalement la région de par leur importance en production. Ces granulats calcaires concassés sont commercialisés en tant que classes granulaires : sable 0/3 et gravillons de classes 3/8, 8/16, 16/25.

#### 4.4.1. Carrière Djebel Abiod (ENG)

##### 4.4.1.1. Situation géographique

La carrière Djebel Abiod appartient à l'ENG (Entreprise Nationale Des Granulats) et se situe à 28 km au Nord-Est de la ville de Tlemcen sur la route nationale N°53 et à 4 km au sud de la localité de Sidi-Abdelli qui recèle des réserves importantes (figure 4.1). Les coordonnées Lambert sont :  $X = 149450$  ;  $Y = 199500$ .

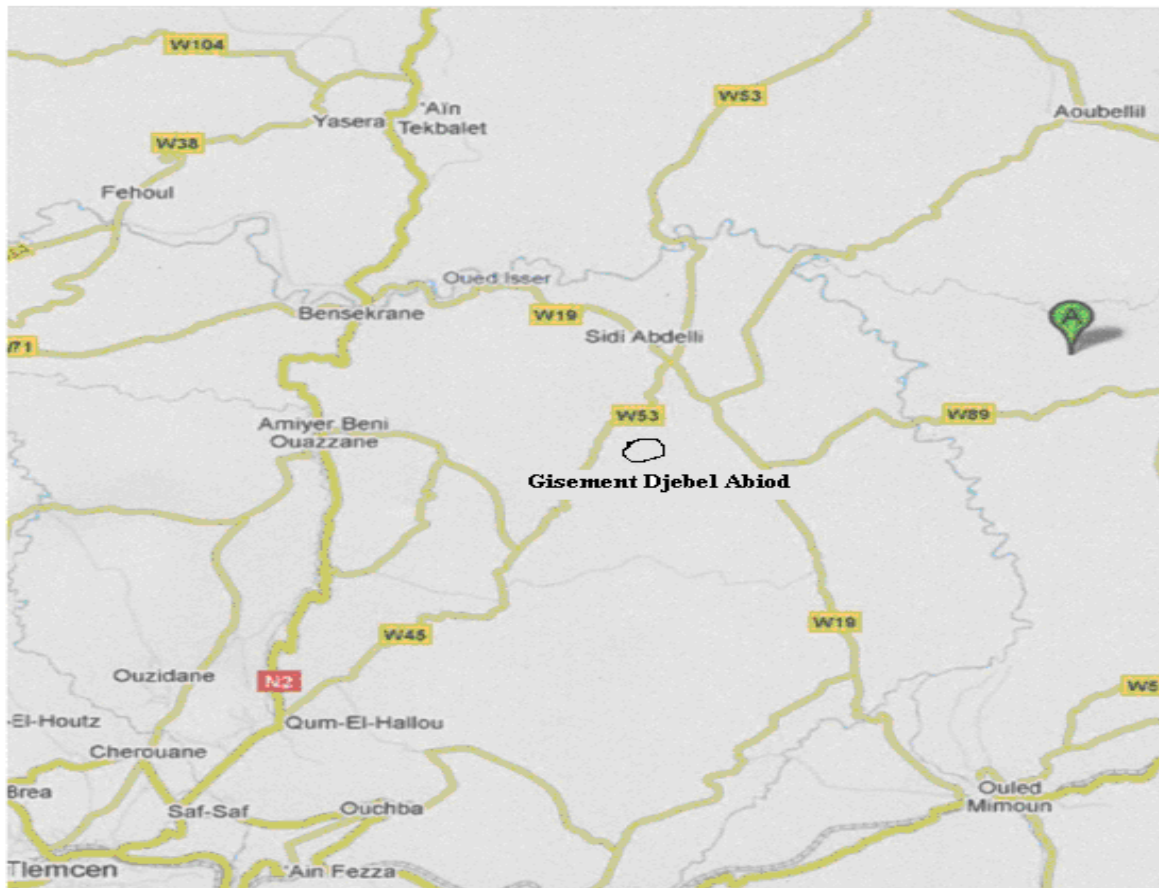


Figure 4.1 : Plan de situation du gisement de Djebel Abiod

##### 4.4.1.2. Morphologie du gisement

Le gisement est attribué à la partie haute du relief connu sous le nom de Djebel Abiod. Cette montagne est constituée de roches du Kimméridgien inférieur du Jurassique supérieur. Dans le contour du gisement sont incluses les roches massives, compactes, dures, légèrement karstifiées. Le taux de karsts au sein du contour des réserves est égal à 5.5%. Ce gisement est à prédominance de calcaires gris, pélitomorphes massifs, compacts à intercalation de calcaires dolomitiques.

Selon les résultats des essais du laboratoire agréé de l'UREG à Boumerdès, les roches carbonatées du gisement sont aptes à la fabrication des agrégats pouvant servir d'agrégats à béton, de ballast ferrovier et être utilisés dans les travaux de remblai [Tchemiakine, 1988].

#### 4.4.1.3. Mode d'extraction :

Le gisement s'exploite en gradins par des processus technologiques d'extraction de la roche. L'abattage du massif rocheux se fait à l'aide d'explosifs ; jusqu'à l'obtention des morceaux de dimensions nécessaires et admissibles.

#### 4.4.1.4. Capacité de production

Les réserves du gisement s'élèvent à 51 125 169 tonnes. Compte tenu des pertes d'exploitation (5 %) et des pertes de traitement (10 %), il est possible d'en fabriquer 43 456 394 tonnes d'agrégats. Donc, les réserves sont suffisantes pour assurer l'alimentation d'un concasseur ayant une capacité annuelle de production de 500 000 tonnes pendant 86,9 ans [Tchemiakine, 1988].

### 4.4.2. Carrière Dhar El Mendjel (ENG)

#### 4.4.2.1. Situation géographique

Le massif de Dhar El Mendjel est situé à 2.5 kilomètres au nord ouest de la ville d'EL Malah sur le côté gauche de la route menant à Terga (figure 4.2). Du point de vue administratif, les terrains occupés par le gisement appartiennent à la commune d' El Malah.

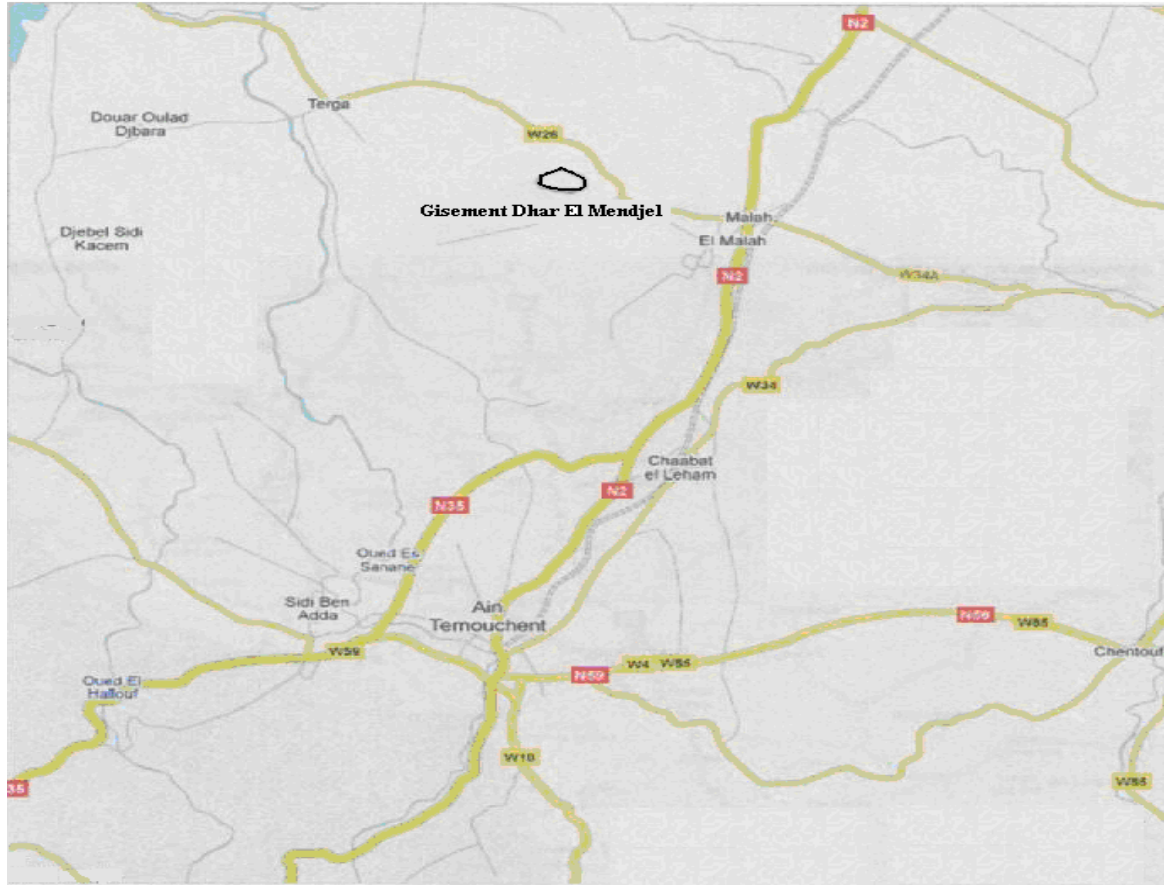


Figure 4.2 : Plan de situation du gisement de Dhar El Mendjel

La carrière Dhar El Mendjel appartient à l'ENG (Entreprise Nationale Des Granulats) depuis 1997. Mais son exploitation n'a commencé qu'en 2003, cette dernière a une superficie de 62,5 Ha.

#### 4.4.2.2. Morphologie du gisement

D'après les observations de terrain et les données des sondages, les formations qui constituent le massif de Dhar El Mendjel sont composés essentiellement des Marnes schisteuses verdâtres, dolomies et dolomies calcaires ainsi que des brèches à éléments calcaires et dolomitiques baignant dans une matrice carbonatée tuffogène. Le gisement exploité par la carrière, est formé principalement de dolomies et dolomies calcaires. Exploité à ciel ouvert, ses agrégats sont destinés pour bétons et travaux routiers [Projet de l'ENG, 1996].

Le mode d'extraction est identique à celui du gisement de Djebel Abiod (paragraphe 4.4.1.3).

#### 4.4.2.3. Capacité de production

Sa capacité de production théorique est de 3200 t / jour, soit 800.000 t / année. Mais sa production actuelle est de 50 t / heure soit 100.000 t / année.

#### 4.4.3. Identification des granulats

Pour pouvoir construire des ouvrages fiables, selon les normes et de haute efficacité technico-économique, il faut déterminer les caractéristiques intrinsèques des granulats, puisque ces derniers constituent le squelette du béton et plus de 70% de son volume et influent donc fortement sur ses caractéristiques ; à savoir les propriétés dimensionnelles, physico-chimiques et mécaniques.

##### 4.4.3.1. Echantillonnage

Les essais sur les divers propriétés des granulats sont effectués sur des échantillons du matériau et, de ce fait, les résultats ne sont valables, d'une certaine manière, que pour les granulats de l'échantillon. Etant donné que nous nous intéressons à la masse totale des granulats fournis ou disponibles, nous devons nous assurer que l'échantillon prélevé est représentatif de l'ensemble. De ce fait, nous avons procédé au prélèvement de l'échantillon en deux temps :

- prélèvement sur le chantier ou la carrière d'une quantité de matériaux nettement plus grande que celle qui sera utilisée pour l'essai proprement dit. Lorsqu'un matériau granulaire est mis en stock, il y a tendance à une ségrégation, de ce fait, nous avons prélevé donc les matériaux, en haut, en bas, au milieu et à l'intérieur du tas de granulats, ces diverses fractions ont été mélangées avec soin.
- au laboratoire, nous avons procédé au prélèvement de la quantité nécessaire à l'essai et qui soit également représentative de l'échantillon de départ, et ceci et conformément à la norme EN 932-1.

##### 4.4.3.2. Analyse granulométrique

Les échantillons ont été préparés suivant les prescriptions de la norme NA 453 et les analyses granulométriques faites conformément à la norme NA 2607.

Les résultats des analyses granulométriques sont présentés sur les figures 4.3 et 4.4.



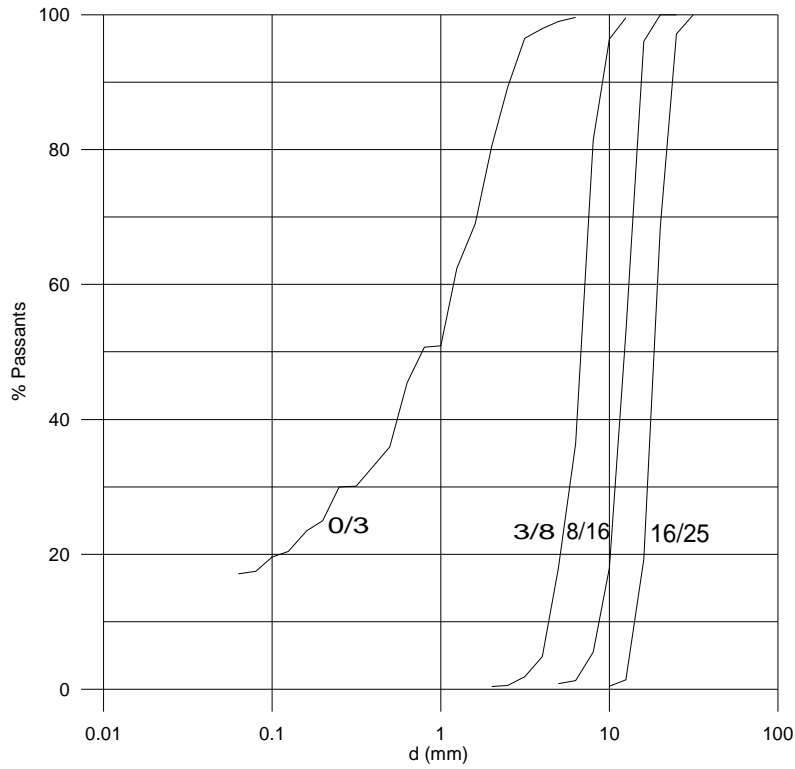


Figure 4.3 : Courbes granulométriques des granulats Djebel Abiod

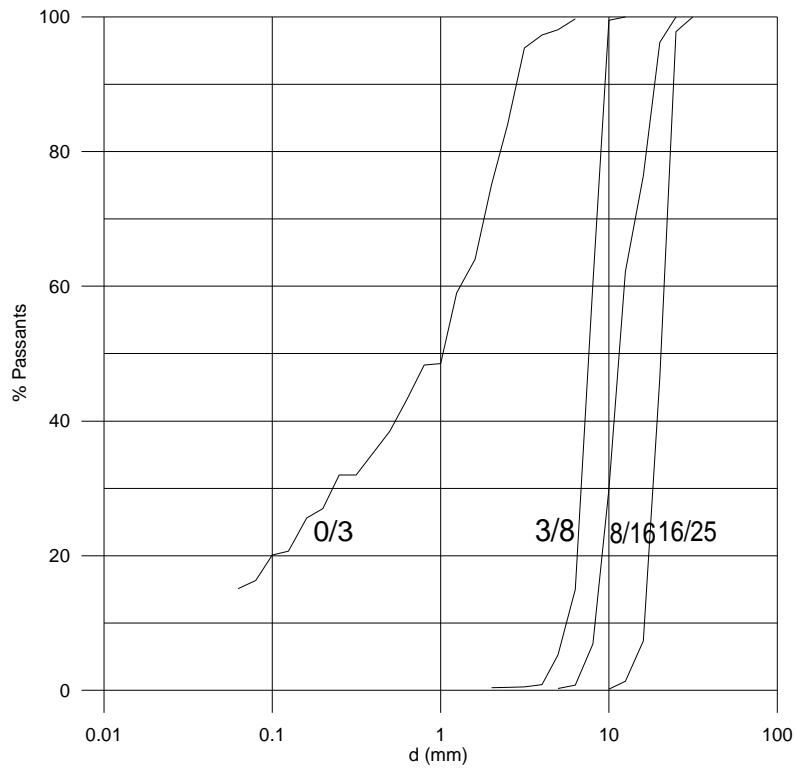


Figure 4.4 : Courbes granulométriques des granulats Dhar El Mendjel

L'analyse granulométrique nous a donné, une teneur en fines de 17% et un module de finesse de 2.95 pour le sable de Djebel Abiod et une teneur en fines de 15% et un module de finesse de 3.03 pour celui de Dhar El Mendjel, comme indiqué sur le tableau 4.6.

Les carrières Djebel Abiod et Dhar El Mendjel produisent des sables avec des modules de finesse respectifs grossiers avec de légères discontinuités (figures 4.3 et 4.4). La norme P 18-541 [Baron et Ollivier, 1996], tenant compte des caractéristiques des gisements, fixe les limites pour le module de finesse de 1.8 à 3.2 et prescrit un module optimum de 2,5.

Le pourcentage en fines des deux sables est sensiblement égale et reste inférieur à 20%. Dans le cadre de notre étude, nous les avons utilisé tel quel. Nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour la réalisation des formulations de bétons préconisés.

La répartition granulométrique des deux sables peut être synthétisée par une représentation sur diagramme triangulaire (figure 4.5). Chaque courbe étant représentée par un point sur le diagramme triangulaire, celle de Djebel Abiod correspond au point DA et le point DM pour Dhar El Mendjel.

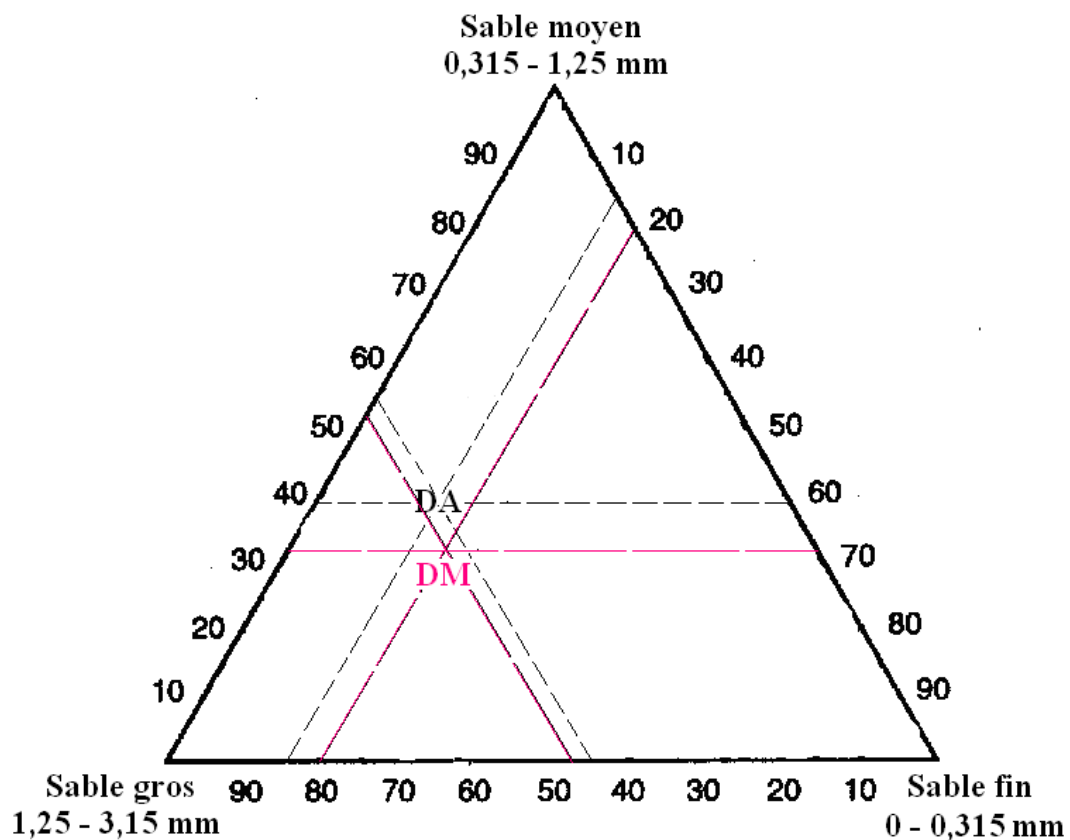


Figure 4.5 : Répartition granulométrique des deux sables (Djebel Abiod et Dhar El Mendjel)

Cette représentation sur diagramme triangulaire, nous offre l'avantage de porter sur un même graphique plusieurs courbes. C'est surtout au stade de l'identification rapide des matériaux en cours de prospection que cette méthode s'avère intéressante, puisqu'elle permet de classer un sable d'une manière approchée à partir d'une identification granulométrique très sommaire (trois fractions).

#### 4.4.3.3. Forme des granulats : Coefficient d'aplatissement

La forme des granulats est déterminée par l'essai d'aplatissement conformément aux prescriptions de la norme NA 256. Le coefficient d'aplatissement caractérise la forme du granulats à partir de sa plus grande dimension et de son épaisseur. Plus le coefficient d'aplatissement est élevé, plus le granulats contient d'éléments plats. Une mauvaise forme à une incidence sur la maniabilité et favorise la ségrégation.

Les coefficients de forme des différents graviers sont récapitulés dans le tableau 4.6.

Les graviers des deux carrières présentent une forme favorable qui répond aux exigences de la norme P18-541 ( $\leq 30\%$ ).

#### 4.4.3.4. Propreté des granulats

Les impuretés peuvent perturber l'hydratation du ciment ou entraîner des défauts d'adhérence granulats-pâte, ce qui peut avoir une incidence sur la résistance du béton. La propreté traduit l'absence d'éléments fins indésirables dans les granulats. Elle désigne essentiellement la teneur en fines argileuses, dont la valeur doit être limitée.

L'essai de propreté des granulats consiste à déterminer le pourcentage d'éléments inférieurs à 0.5 mm conformément à la norme NA 463.

##### ➤ Essai de propreté des graviers

Les graviers des deux carrières présentent une propreté satisfaisante puisque, selon les spécifications exigées par la norme P 18-541, le pourcentage d'éléments inférieurs à 0.5 mm doit être inférieur à 3 % dans le cas des granulats concassés. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau 4.6.

##### ➤ Essai d'équivalent de sable

La détermination de la caractéristique « équivalent de sable » faite sur la fraction de granulats passant au tamis à mailles carrées de 5 mm, permet d'avoir une idée globale de la quantité et de la qualité des éléments fins contenus dans cette fraction en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments fins (argile, impuretés...).

L'équivalent de sable est le rapport multiplié par 100, de la hauteur de la partie sédimentée à la hauteur totale du flocculat et de la partie sédimentée et ceci conformément à la norme NA 455 (1992).

Les essais nous ont donné un équivalent de sable de 84.6 % pour le sable de Djebel Abiod et un équivalent de sable de 63.2 % pour celui de Dhar El Mendjel. Les carrières Djebel Abiod et Dhar El Mendjel produisent donc des sables propres qui répondent aux exigences de la norme P 18-541 qui fixe les limites à  $ESV \geq 65$  et  $ESP \geq 60$ , pour les sables concassés ou broyés. Les résultats de l'équivalent de sable sont récapitulés dans le tableau 4.6.

Pour les sables, le dispositif de contrôle est à double détente. Dans notre cas, les essais d'équivalent de sable ont donné des résultats conformes à la norme suscitée, de ce fait, l'essai de bleu à la tache ( $V_{Bta}$ ) n'est pas exigé [Baron et Ollivier, 1996].

#### 4.4.3.5. Essai Micro-Deval

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Cette résistance est caractérisée par le coefficient Micro-Deval ( $M_{DE}$ ) qui représente la proportion d'éléments fins produits pendant l'essai. Plus le coefficient  $M_{DE}$  est faible, plus la résistance à l'usure des graviers est élevée. L'essai ainsi que le calcul du coefficient Micro-Deval ont été effectués conformément à la norme NA 457.

Les graviers des deux carrières présentent une bonne résistance à l'usure, sachant que, en fonction des usages, la norme XP P 18-545 exige des valeurs maxima tolérées inférieures à 35 %. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau 4.6.

#### 4.4.3.6. Essai Los Angeles

La résistance à la fragmentation est déterminée par le coefficient Los Angeles ( $LA$ ). L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets métalliques normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles pendant 15 minutes. L'essai ainsi que le calcul du coefficient Los Angeles ont été effectués conformément à la norme NA 458.

Les carrières Djebel Abiod et Dhar El Mendjel produisent des graviers qui répondent aux exigences de la norme P 18-541 qui exige des valeurs maxima tolérées inférieures à 40 %. Les résultats de l'essai Los Angeles sont récapitulés dans le tableau 4.6.

#### 4.4.3.7. Coefficient d'absorption des granulats

L'absorption de l'eau par les granulats a été déterminée conformément à la norme NA 255.

Les graviers des deux carrières ont donné des coefficients d'absorption qui répondent aux exigences de la norme P18-541 ( $\leq 5\%$ ). Les coefficients d'absorption des différents graviers sont récapitulés dans le tableau 4.6.

#### 4.4.3.8. Masses volumiques apparentes et absolues

Nous avons déterminé les masses volumiques apparentes et absolues des graviers conformément à la norme NA 255. Pour la détermination de la masse volumique absolue des graviers, nous avons utilisé la méthode de l'éprouvette graduée, qui est une méthode simple et rapide.

Les graviers des deux carrières ont donné des masses volumiques (apparente et absolue) qui répondent aux spécifications de la norme NF EN 12620. La masse volumique apparente est comprise entre  $1300 \text{ kg/m}^3$  et  $1600 \text{ kg/m}^3$  et la masse volumique absolue est nettement plus élevée et est comprise entre  $2500 \text{ kg/m}^3$  et  $2700 \text{ kg/m}^3$ . Les résultats des masses volumiques obtenus pour les différents graviers, sont récapitulés sur le tableau 4.6.

#### 4.4.3.9. Foisonnement des sables

L'importance du foisonnement dépend du pourcentage d'humidité présent dans le sable et de la finesse de celui-ci. L'augmentation de volume d'un sable humide, par rapport au volume occupé par un sable saturé et sec en surface, croît en fonction de l'humidité du sable jusqu'à un taux de 5 à 8 % [Neville, 2000]. Sous l'effet d'une addition d'eau, les films fusionnent et l'eau se déplace vers les vides entre les grains entraînant une diminution du volume total du sable jusqu'à ce que, complètement saturé, son volume soit approximativement le même que celui du sable sec obtenu avec la méthode de remplissage du récipient. La figure 4.6 illustre ce qui précède.

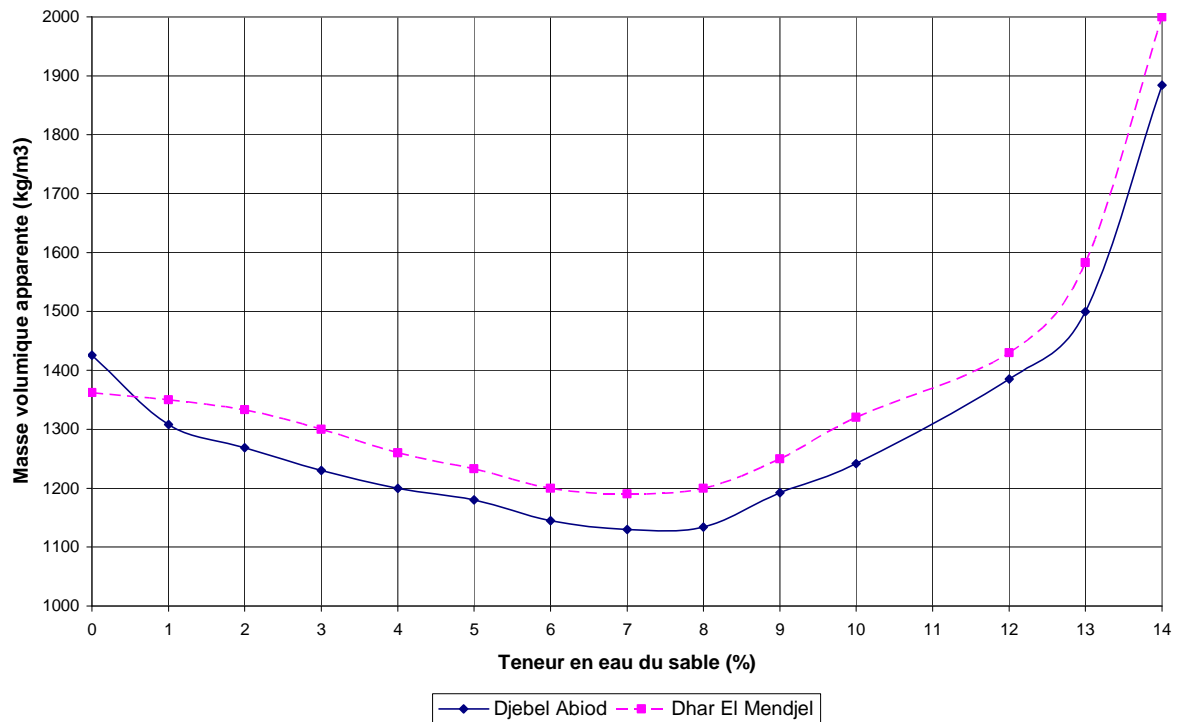


Figure 4.6 : Courbe de foisonnement des sables des deux carrières (Djebel Abiod et Dhar El Mendjel)

La figure 4.6 montre que le sable de Djebel Abiod foisonne plus que celui de Dhar El Mendjel, ceci est dû au fait que c'est un sable plus fin que celui de Dhar El Mendjel.

Les résultats de tous les essais réalisés, sur les agrégats des deux carrières, concernant les caractéristiques géométriques, les caractéristiques physico-chimiques et les caractéristiques physiques et mécaniques sont récapitulés sur tableau 4.6 [Boukli et Ghomari, 2007].

Tableau 4.6 : Identification des propriétés des granulats de Djebel Abiod et Dhar El Mendjel (ENG)

Caractéristiques des granulats :	Classes granulaires							
	0/3		3/8		8/16		16/25	
	DA	DM	DA	DM	DA	DM	DA	DM
Masse volumique apparente (kg/m <sup>3</sup> )	1426	1362	1355	1401	1423	1380	1374	1427
Masse volumique absolue (kg/m <sup>3</sup> )	2500	2609	2587	2688	2587	2630	2565	2570
Equivalent de sable (%)	63.2	84.6	-	-	-	-	-	-
Foisonnement de sable (%)	DA : $W_{opt} = 7$ lui correspond $\rho_{app} = 1130\text{Kg/m}^3$ DM : $W_{opt} = 7$ lui correspond $\rho_{app} = 1190\text{Kg/m}^3$							
Coefficient d'absorption (%)	-	-	1.3	0.75	0.7	0.98	0.7	0.64
Essai de propreté (impuretés) (%)	-	-	1.92	0.75	1.3	0.98	0.73	0.64
Coefficient d'aplatissement (%)	-	-	19	19	8	16	8	4
Module de finesse	2.95	3.03	-	-	-	-	-	-
Teneur en fines (%)	17	15	-	-	-	-	-	-
Essai Los Angeles (%)	-	-	<u>4/6.3</u> 27	<u>4/6.3</u> 26	<u>6.3/10</u> 31	<u>6.3/10</u> 26	<u>10/14</u> 31	<u>10/14</u> 28
Essai Micro Deval (%)	-	-	<u>4/6.3</u> 15	<u>4/6.3</u> 7	<u>6.3/10</u> 11	<u>6.3/10</u> 11	<u>10/14</u> 8	<u>10/14</u> 7

DA : Carrière Djebel Abiod - DM : Carrière Dhar El Mendjel

#### 4.5. CONCLUSION

Les résultats des essais montrent que le ciment est conforme aux exigences de sa classe. Ces masses volumiques sont incluses dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 et sa consistance est conforme à la norme NF EN 196-3. De même, ces résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1.

Les essais réalisés, sur les granulats des deux carrières choisies, ont présenté de bonnes propriétés physiques, physico- chimiques et mécaniques, qui répondent en général, aux spécifications exigées par la norme P 18-541 . Pour notre étude, ces granulats ont été

utilisés en tant que tel, nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour formuler des bétons préconisés par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC). L'utilisation donc de ces granulats présentant de bonnes caractéristiques permettra l'obtention de bétons de qualité, satisfaisant les critères de maniabilité, d'aspect des parements, de résistances et de durabilité.

Il est toutefois raisonnable d'ajouter que, bien que les différentes propriétés des granulats puissent être examinées, il est difficile de définir la qualité des granulats autrement qu'en la comparant à celle des bétons confectionnés avec eux. Un granulats dont les propriétés paraissent satisfaisantes produira toujours un bon béton ; l'inverse n'est pas nécessairement vrai et c'est pourquoi nous devons utiliser un critère de performance du béton. Cependant, les granulats considérés comme mauvais sous plus d'un aspect ne sont pas souhaitables pour la confection d'un béton de qualité. Ceci dit, les essais sur les granulats sont d'une aide précieuse lors de leur sélection pour la fabrication des bétons. Dans le chapitre cinq suivant, nous allons procéder à la confection de trente quatre bétons utilisant le ciment de Beni-Saf ainsi que les granulats concassés de Djebel Aboid et ceux de Dhar El Mendjel.



## **CHAPITRE 5**

### **FORMULATION ET CARACTERISATION DU BETON ETUDIE**

## 5.1. INTRODUCTION

La formulation d'un béton correspond au processus de sélection des constituants et de leurs proportions pour fabriquer un matériau aussi économique que possible possédant certaines propriétés minimales précises, notamment en ce qui concerne la résistance, la durabilité et la maniabilité. L'objectif est alors de rechercher une composition utilisant au mieux les ressources locales, qui soit la plus économique possible et qui possède les propriétés désirées.

De façon générale, il est impossible de déterminer les proportions d'un béton à partir de tableaux basés sur des valeurs moyennes ou de données informatisées : les matériaux utilisés sont essentiellement variables et plusieurs de leurs propriétés ne peuvent être vraiment estimés quantitativement. Par conséquent, il est seulement possible d'évaluer les combinaisons optimales des matériaux. Il n'est donc pas surprenant que, pour obtenir un béton satisfaisant, il faille, non seulement calculer ou estimer les proportions des matériaux disponibles, mais aussi réaliser des gâchées d'essai.

C'est au niveau de sa fabrication que doit porter toute l'attention des responsables du béton. Hormis sa mise en œuvre et sa conservation, c'est la fabrication elle-même qui joue un grand rôle dans la qualité du béton.

En plus des résultats, concernant les caractéristiques physico-mécaniques du ciment ainsi que l'identification des propriétés des granulats des deux carrières de Djebel Abiod et Dhar El Mendjel (ENG), le programme expérimental réalisé a pour ambition, l'optimisation des proportions du squelette granulaire ainsi que l'étude et la mesure d'un nombre important de propriétés. Dans le cadre de cette thèse, nous nous attacherons aux aspects les plus importants qui nous permettent d'avoir une vision globale sur les bétons de la région.

La campagne d'essais comprend deux parties : la première concerne l'optimisation du squelette granulaire des bétons. Dans la deuxième partie de la campagne d'essais, les bétons sont formulés sur la base des squelettes granulaires optimisés précédemment, en faisant varier le rapport E/C ainsi que le dosage en ciment.

## 5.2. CALCUL APPROCHE DE LA FORMULATION

Les bétons sont formulés dans un premier temps par la méthode Dreux-Gorisse [Dreux et Festa, 1998], [Dreux et Gorisse, 1983], [Gorisse, 1978], puis optimisés en utilisant la méthode Baron-Lesage [Baron et Lesage, 1969], [Baron et Lesage, 1976], [Lesage, 1974], qui consiste à déterminer le rapport gravillon/sable (G/S) optimum. Le rapport G/S optimum est celui qui donne, à pâte constante, l'affaissement le plus élevé.

Les détails de la formulation du béton correspondante à la carrière Djebel Abiod, relative à  $E/C = 0.5$  et  $C = 350 \text{ kg/m}^3$  qui a donné un béton ferme, sont présentés dans l'Annexe 4.1.

### 5.3. OPTIMISATION DES PROPORTIONS DU SQUELETTE GRANULAIRE

Nous avons déterminé le rapport G/S optimum pour deux bétons (carrière Djebel Abiod et carrière Dhar El Mendjel) dont les compositions sont précisées dans le tableau 5.2. Nous avons pris en considération ces formulations parce qu'elles s'approprient à ce qui se pratique couramment sur les chantiers ( $E/C=0,6$  et  $C=350 \text{ kg/m}^3$ ).

Tableau 5.1 : Composition des bétons

	Sable + Gravier (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )
Béton DA	1731	350	210
Béton DM	1772	350	210

Suivant la méthode Baron-Lesage, nous avons fabriqué plusieurs gâchées pour chaque béton et le rapport G/S a été modulé de 1.4 à 2.2 (valeurs les plus courantes) et pour des raisons d'ouvrabilité, il ne convient pas de dépasser  $G/S = 2,0$  à  $2,2$ . La figure 5.2 montre que le rapport optimum expérimental (pour lequel l'affaissement est maximal) est de 1.7 pour le béton DA et il est de 1.6 pour le béton DM.

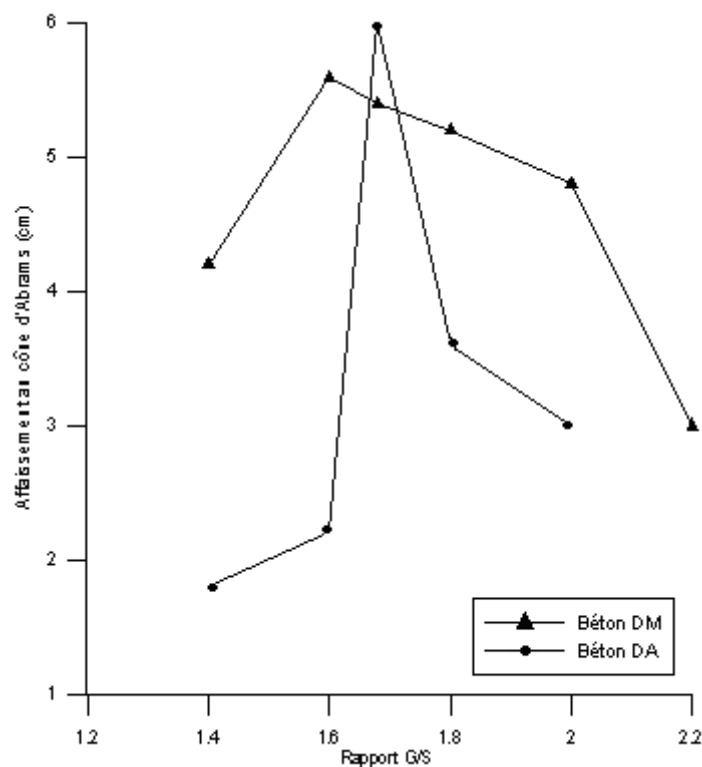


Figure 5.1 : Optimisation du rapport G/S en fonction de l'affaissement

#### 5.4. PLAN EXPERIMENTAL

Connaissant l'importance que revêt le dosage en ciment et le rapport E/C sur les caractéristiques du béton à l'état frais et à l'état durci, nous avons choisi, de faire varier ces deux paramètres selon l'organigramme présenté en figure 5.2, les bétons sont formulés sur la base des squelettes granulaires optimisés précédemment, ce qui nous a conduit à la réalisation de 34 formulations de béton résumées sur le tableau 5.2.

Nous avons utilisé aussi deux modes de maturation du béton ; les éprouvettes ont été conservées après confection et démoulage soit à l'air libre soit totalement immergées dans l'eau (norme NA 426).

La reproductibilité de l'essai de compression est très difficile à obtenir, étant donné que les risques d'erreurs concernant cet essai sont multiples : il suffit souvent que l'une des spécifications ne soit pas suivie au cours de l'essai, pour obtenir un résultat aberrant. On se concentre ici sur des essais réalisés avec rigueur et pour les quels une étude statistique peut être conduite. C'est pourquoi nous avons étudié expérimentalement pour chaque paramètre vingt éprouvettes au lieu des trois conventionnelles. Chaque mesure de résistance est donc la valeur moyenne obtenue sur environ une vingtaine d'éprouvettes et ceci après avoir rejeté les quelques valeurs aberrantes en utilisant le test tabulé pour la loi normale.

Afin d'assurer une reproductibilité maximale des propriétés mécaniques du béton réalisé a des instants différents, nous avons établi une procédure très précise de fabrication des éprouvettes de béton [Vu, 2005]. Le coulage du béton est réalisé grâce à un malaxeur « Euro-Mix » de « Controlab » avec une capacité de 125l / 54 kg et une vitesse de rotation  $n = 1400/26$  min. La mise en oeuvre du coulage de béton est établie selon la norme NF P 18- 404 [AFNOR, 2000]. Les matériaux préalablement séchés dans l'étuve à  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ , sont introduits dans la bétonnière dans l'ordre suivant: graviers (16/25, 8/16, 3/8), ciment, sable et eau. Après un malaxage à sec de l'ordre de 1minute, nous ajoutons l'eau de gâchage et nous poursuivons le malaxage pendant 2 minutes. La mise en place dans les moules cylindriques 16x32 cm à eu lieu soit, par vibration ou par piquage, en fonction des résultats de l'essai d'affaissement et conformément aux normes NF P 18-421, 422, 423 [AFNOR, 2000].

Dans le cadre de cette étude nous avons choisi de considérer le rapport E/C constant et non pas l'ouvrabilité du béton, étant donné que, pour un ingénieur, la résistance du béton à un âge donné, dépend essentiellement de deux facteurs : le rapport E/C et la compacité.

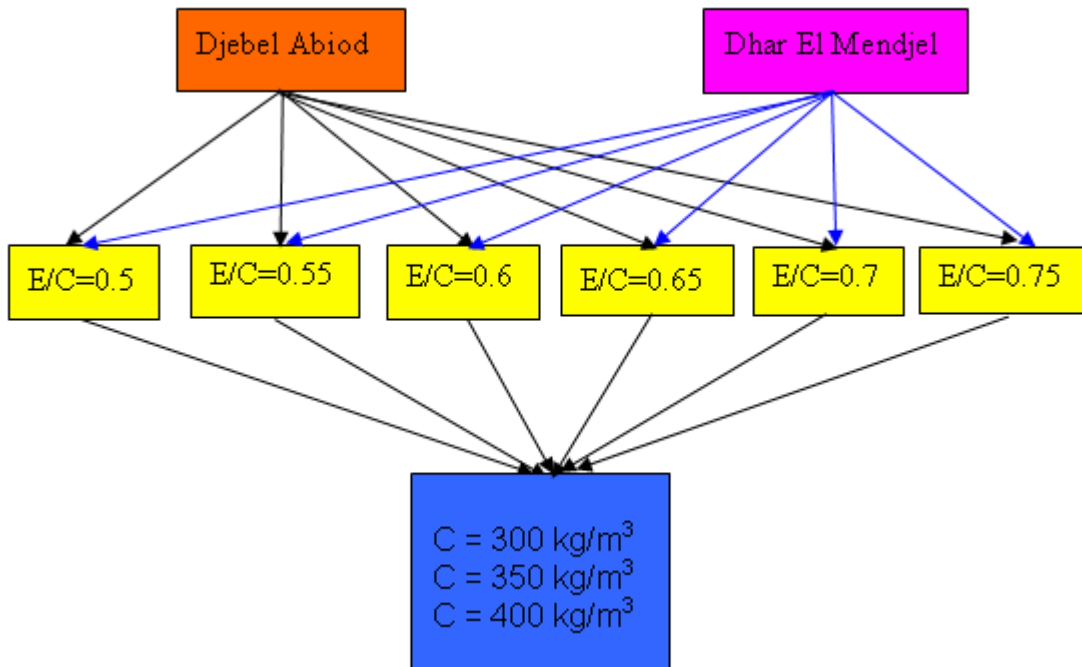


Figure 5.2 : Organigramme du programme expérimental

Tableau 5.2 : Formulations des bétons étudiés

Bétons	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Gravillons (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	E/C	G/S
1	645	1086	350	175	0,5	1,7
2	610	1027	400	200	0,5	1,7
3	675	1140	300	165	0,55	1,7
4	645	1086	350	192,5	0,55	1,7
5	610	1027	400	220	0,55	1,7
6	675	1140	300	180	0,6	1,7
7	645	1086	350	210	0,6	1,7
8	610	1027	400	240	0,6	1,7
9	675	1140	300	195	0,65	1,7
10	645	1086	350	227,5	0,65	1,7
11	610	1027	400	260	0,65	1,7
12	675	1140	300	210	0,7	1,7
13	645	1086	350	245	0,7	1,7
14	610	1027	400	280	0,7	1,7
15	675	1140	300	225	0,75	1,7
16	645	1086	350	262,5	0,75	1,7
17	610	1027	400	300	0,75	1,7
18	682	1090	350	175	0,5	1,6
19	660	1055	400	200	0,5	1,6
20	704	1125	300	165	0,55	1,6
21	682	1090	350	192,5	0,55	1,6
22	660	1055	400	220	0,55	1,6
23	704	1125	300	180	0,6	1,6
24	682	1090	350	210	0,6	1,6
25	660	1055	400	240	0,6	1,6
26	704	1125	300	195	0,65	1,6
27	682	1090	350	227,5	0,65	1,6
28	660	1055	400	260	0,65	1,6
29	704	1125	300	210	0,7	1,6
30	682	1090	350	245	0,7	1,6
31	660	1055	400	280	0,7	1,6
32	704	1125	300	225	0,75	1,6
33	682	1090	350	262,5	0,75	1,6
34	660	1055	400	300	0,75	1,6
G/S $\approx$ 1,7 : Granulats de Djebel Abiod			G/S $\approx$ 1,6 : Granulats de Dhar El Mendjel			

## 5.5. CARACTERISATION DU BETON A L'ETAT FRAIS

Pour le béton frais, nous avons mesuré, pour chaque formulation étudiée et pour les différentes gâchées correspondantes, les paramètres suivants :

### 5.5.1. La température

Vu, l'influence de la température de fabrication du béton sur les résistances à court et long terme et qui a fait l'objet d'un grand nombre d'études au cours des cinquante dernières années, nous avons mesuré la température des bétons pour chaque gâchée à l'aide d'un thermomètre numérique, afin d'avoir une idée sur la température du mélange du béton frais sortant du malaxeur. Cette température de fabrication est en générale égale à  $22^{\circ}\text{C}\pm 1^{\circ}\text{C}$  et ceci concernant toutes les gâchées que nous avons réalisés.

### 5.5.2. L'affaissement

La mise en oeuvre du béton frais pour l'essai d'affaissement au cône d'Abrams est effectuée d'après la norme Algérienne NA 431. La figure 5.3 présente une photo de cet essai permettant d'avoir la consistance du béton.



Figure 5.3 : Mesure de l'affaissement du béton au cône d'Abrams  
(Affaissement égal à 6,8 cm)

Nous avons constaté de légères variations de la valeur de l'affaissement entre gâchées qui peuvent être expliquées de plusieurs manières : une différence de manipulation pendant l'essai d'affaissement pour chaque gâchée ; une légère variation de granulométrie des constituants granulaires, une légère variation de température ou d'humidité.

### 5.5.3. Le volume d'air occlus

Nous avons mesuré la quantité d'air occlus dans le béton frais à l'aide d'un aéromètre. L'air occlus est dû au volume d'air entraîné au sein du matériau lors des opérations de malaxage et qui reste piégé dans le béton après la mise en œuvre (remplissage des moules, vibration). Celui-ci dépend du mélange de granulats, de l'ouvrabilité du béton et enfin de l'énergie de serrage développée lors de la mise en œuvre (l'énergie de vibration). Sur chaque gâchée, nous avons mesuré le pourcentage d'air occlus. La mise en œuvre du béton frais pour la mesure du volume d'air occlus à l'aide de l'aéromètre a été effectuée conformément aux prescriptions de la norme NF P 18-353 (figure 5.4), il consiste à comprimer le mélange étudié et à mesurer la variation de volume résultant de l'application d'une pression déterminée.

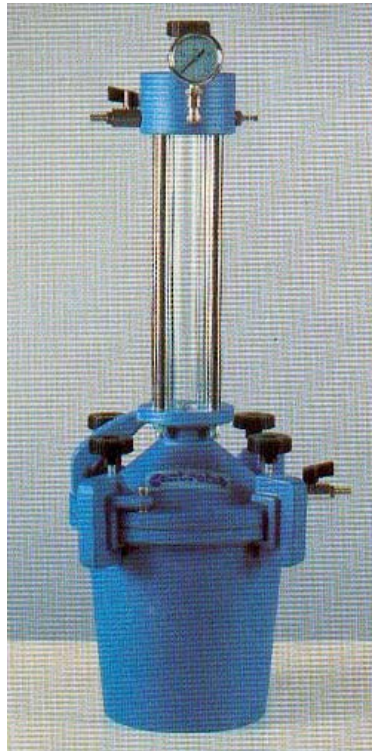


Figure 5.4 : Mesure de l'air occlus du béton frais à l'aide de l'aéromètre à béton

## 5.6. CONFECTION DES EPROUVETTES

### 5.6.1. Remplissage des moules

Les méthodes de Dreux-Gorisse et de Baron et Lesage ont pour but de définir les quantités des différents composants à introduire dans le malaxeur et de déterminer par une expérimentation poussée, les valeurs numériques des différents paramètres.



Les bétons réalisés ont été confectionnés conformément aux normes en vigueur et une fois le malaxage terminé, nous versons le béton dans des moules cylindriques 16x32 cm conformément à la norme NA 2600, au moyen d'une pelle à coque cylindrique de dimension appropriée au volume des éprouvettes et nous accompagnons l'introduction d'un mouvement de répartition.

### 5.6.2. Mise en place du béton

Le choix du mode de mise en place dépend de la consistance du béton mesurée par l'essai d'affaissement conformément à la norme NA 431.

- lorsque l'affaissement mesuré est inférieur ou égale à 9, nous avons procédé à la mise en place du béton dans le moule cylindrique 16x32 cm en deux couches d'égale importance par aiguille vibrante, conformément à la norme NF P 18-422.

- lorsque l'affaissement mesuré est supérieur ou égale à 10, nous avons procédé à la mise en place du béton dans le moule cylindrique 16x32 cm en deux couches d'égale importance par piquage à raison de 10 coups par couche, conformément à la norme NF P 18-423.

Enfin, nous procédons à l'arasement de la surface supérieure de l'éprouvette à l'aide d'une règle d'arasement, conformément à la norme NF P 18-404.

### 5.6.3. Conservation des éprouvettes

#### 5.6.3.1. Conservation avant démoulage

L'arasement terminé, les éprouvettes sont conservées, sans être déplacées pendant 24 heures  $\pm$  1 heure au sein de notre laboratoire à la température d'environ 20 °C  $\pm$  2 °C et chacune d'entre-elle est numérotée.

#### 5.6.3.2. Conservation après démoulage

Le démoulage des éprouvettes s'est effectué avec le plus grand soin pour ne pas épauffer les arrêtes, et nous avons repéré, pour chaque éprouvette, la face d'arasement.

Le but recherché est de conserver les moules et les éprouvettes dans des conditions voisines de celles auxquelles est soumis le béton de l'ouvrage, d'où la recherche de conditions de conservation appropriées. Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé deux modes de maturation du béton ; les éprouvettes ont été conservées soit à l'air libre soit totalement immergées dans l'eau à une température de 20 °C  $\pm$  2 °C (figure 5.5), conformément à la norme NA 426.

Après démoulage, les éprouvettes ont été conservées à la même température, à l'air et sous l'eau pour nous permettre de comparer la différence de résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.



Figure 5.5 : Conservation des éprouvettes

## 5.7. CARACTERISATION DU BETON A L'ETAT DURCI

La résistance à la compression du béton est généralement considérée comme sa plus importante propriété bien que, dans de nombreux cas pratiques, d'autres caractéristiques telles la durabilité et la perméabilité peuvent en fait être plus importantes. Néanmoins, la résistance à la compression projette généralement une image globale de la qualité d'un béton puisqu'elle est directement reliée à la structure de la pâte de ciment hydraté. De plus, la résistance du béton est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et de l'établissement des spécifications de conformité.

Chaque éprouvette réalisée, a été soumise, à l'âge de 7 jours et de 28 jours, aux essais suivants :

### 5.7.1. Mesure de la masse volumique apparente

L'éprouvette étant essuyée, nous la pesons et nous calculons sa masse volumique apparente, en divisant sa masse par le volume correspondant conformément à la norme NA 427.

## 5.7.2. Essai de résistance à la compression

### 5.7.2.1. Surfaçage des faces de chargement

Nous avons procédé au surfaçage des éprouvettes à l'aide du soufre normalisé qui en général, donne satisfaction. Il adhère convenablement au béton et ne l'affecte en aucun cas. Des essais réalisés dans des laboratoires ont montré que dans la plupart des cas, la résistance à la compression du mélange « soufre-sable » est supérieure à celle du béton. Il se compose de soixante cinq parties de soufre et de trente cinq parties de sable fin, dont le diamètre maximal est inférieur à 0.5 mm, conformément à la norme NA 2599.

Le surfaçage a pour but d'obtenir une planéité parfaite des faces de chargement ainsi que l'orthogonalité de celles-ci par rapport aux génératrices du cylindre (figure 5.6). Toutefois, il permet aussi de diminuer le frottement.

Pour les éprouvettes sortant de l'eau, nous avons procédé à un essuyage préalable avant de les surfer pour éviter le décollement du surfaçage.

Une fois l'opération de surfaçage terminée, nous donnerons quelques coups avec le doigt retourné sur la face, pour vérifier la bonne adhérence du surfaçage sur le support en béton.



Figure 5.6 : Appareil de surfaçage des éprouvettes

### 5.7.2.2. Conduite de l'essai

L'essai pour la détermination de la résistance à la compression des éprouvettes, est exécuté conformément aux prescriptions de la norme NA 427. La contrainte de rupture

est donnée directement par la machine d'essai (figure 5.7) avec une précision de 0.5 MPa.



Figure 5.7 : Machine d'essai de compression

➤ Mise en place et centrage de l'éprouvette

En utilisant un contre-plateau inférieur, nous devons veiller à son centrage par rapport au plateau ou contre-plateau supérieur. Les faces de chargement des plateaux ou contre-plateau ainsi que les faces de chargement de l'éprouvette sont nettoyés afin qu'elles soient propres.

L'éprouvette est placée, face d'arasement vers le haut et centrée (l'erreur de centrage doit être inférieure à 1/100 du diamètre de l'éprouvette).

➤ Mise en charge

Le contact de l'éprouvette au plateau supérieur comportant la rotule doit être uniforme. La machine de compression doit subir une charge de manière continue et uniforme sans chocs de sorte que l'on provoque un accroissement uniforme de contrainte de  $(0,6 \pm 0,4$  MPa) jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

## 5.8. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### 5.8.1 Variabilité des résultats

A travers le chapitre 3 (paragraphe 3.3.7), nous avons montré clairement un exemple de la dispersion des résultats ou, plus précisément, de la distribution de la résistance à la compression des éprouvettes mises à l'essai.

Les sources concernant les variations de la résistance à la compression du béton sont nombreuses, elles proviennent d'une part, de l'essai de résistance à la compression dont deux erreurs, au moins, peuvent survenir : les frettages excessifs produisant une erreur par excès et les cisaillements produisant une erreur par défaut et d'autre part, des procédés de mise en œuvre, c'est-à-dire, d'un malaxage incorrect, d'un serrage insuffisant, d'un mûrissement irrégulier et des variations dans les procédures d'essai. Il s'ensuit que, nous devons interpréter les résultats des résistances à la compression en termes statistiques.

#### 5.8.1.1. Test des valeurs aberrantes

L'observation de l'histogramme donne une première idée des valeurs centrales et des valeurs extrêmes [Favre, 2004]. Si ces dernières sont éloignées, nous pouvons nous demander si elles ne sont pas aberrantes.

Le rejet d'une valeur extrême  $x(0)$  ou  $x(n)$ , « à l'œil nu », est toujours subjectif, d'où l'utilisation d'un test dont le principe est de ne rejeter une hypothèse (la donnée appartient à la population) que si nous avons très peu de chance de le faire à tort (5 % ou 1 %).

Nous avons constaté que tous les résultats obtenus, concernant les résistances à la compression des trente quatre bétons étudiés obéissent à la loi normale, et dans le cas d'une distribution connue, comme notre cas, le test des valeurs aberrantes, s'utilise comme suit :

Nous nous sommes fixé un risque  $\alpha$ , par exemple 5 % de déclarer que la valeur n'appartient pas à cette distribution alors qu'elle y appartiendrait. Le test est tabulé pour la loi normale :

Nous formons  $(x(0) - \bar{x}) / \sigma = v_n$ , où  $\bar{x}$  est la valeur moyenne et  $\sigma$  est l'écart type (l'écart type est examiné en détail au paragraphe 5.8.1.3). Nous lisons dans le tableau donné à l'Annexe 4.2,  $v_{\max}(n, Q)$  ou  $Q = 200\alpha$ . La probabilité de trouver un  $v_n$  supérieur à  $v_{\max}$  étant inférieure à  $\alpha$  si  $v_n > v_{\max}$ , on rejette  $x(0)$  comme valeur aberrante en ayant moins de  $\alpha$  chances de se tromper.

Un exemple concernant, les résistances à la compression, obtenues pour le béton n°4 correspondant à  $E/C = 0.55$ ,  $C = 350 \text{ kg/m}^3$ , granulats de Djebel Abiod et une cure à l'eau est présenté à l'Annexe 4.3.

D'après les résultats trouvés, nous constatons que, toutes les valeurs  $v_n$  calculées sont inférieures à la valeur  $v_{\max}$  et par conséquent, il n'existe aucune valeur aberrante, concernant ces résultats.

Nous avons appliqué ce test pour tous nos résultats expérimentaux, et ceux pour chaque béton et chaque échéance et c'est ainsi, que toutes les valeurs aberrantes ont été rejetés. Cependant, le nombre des valeurs aberrantes rejetées est en pourcentage égal à 0,64%.

#### 5.8.1.2. Distribution de la résistance

Nous avons mesuré, pour chaque paramètre, la résistance à la compression d'environ une vingtaine d'éprouvettes toutes confectionnées à partir d'un même béton fabriqué en six gâchées.

A cause de la nature même de la résistance du béton, les valeurs mesurées sur différentes éprouvettes sont différentes, c'est-à-dire que les résultats présentent une dispersion. Pour mieux illustrer ce concept, le tableau donné à l'Annexe 5.3 regroupe les résultats de résistance à la compression mises à l'essai lors du programme expérimental, correspondants au béton n°4 ( $E/C = 0.55$ ,  $C = 350 \text{ kg/m}^3$ , granulats de Djebel Abiod et une cure à l'eau).

Si nous traçons un graphique avec les intervalles de résistance en abscisse et le nombre d'éprouvettes (fréquence) en ordonnée, nous obtenons un histogramme. L'aire de l'histogramme représente le nombre total d'éprouvettes à une échelle appropriée.

La figure 5.8 présente l'histogramme des résultats présentés dans le tableau de l'Annexe 5.3. Nous constatons qu'il donne une image claire de la dispersion des résultats ou, plus précisément, de la distribution de la résistance des échantillons mis à l'essai. De même, la figure 5.9 montre que ces résistances à la compression suivent une loi de distribution normale.

La courbe normale correspondante à l'histogramme de la figure 5.8 est représentée graphiquement à la figure 5.9. Elle est symétrique par rapport à la moyenne et s'étend jusqu'à l'infini de chaque côté.

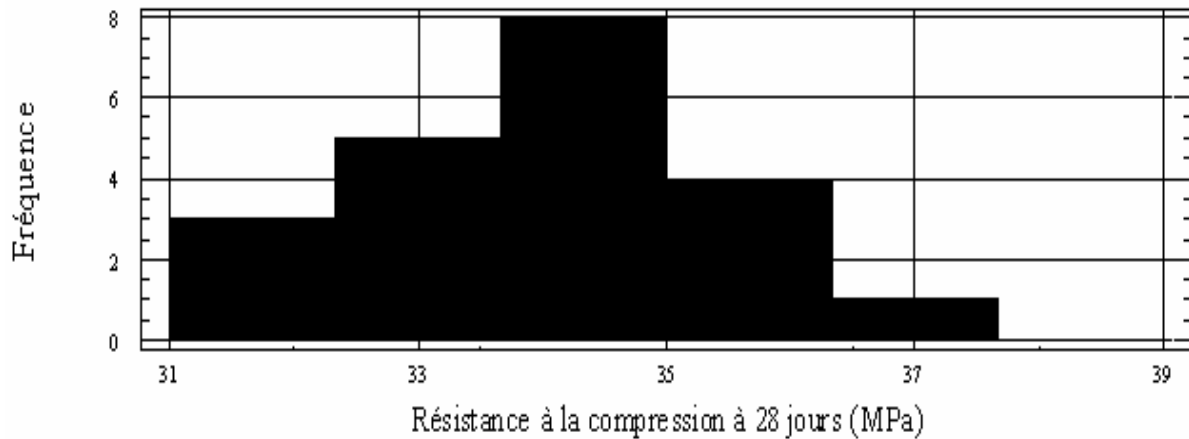


Figure 5.8 : Histogramme de répartition des résistances à 28 jours du béton n°4 (Djebel Abiod, E/C = 0.55, C = 350 kg/m<sup>3</sup> et une cure à l'eau)

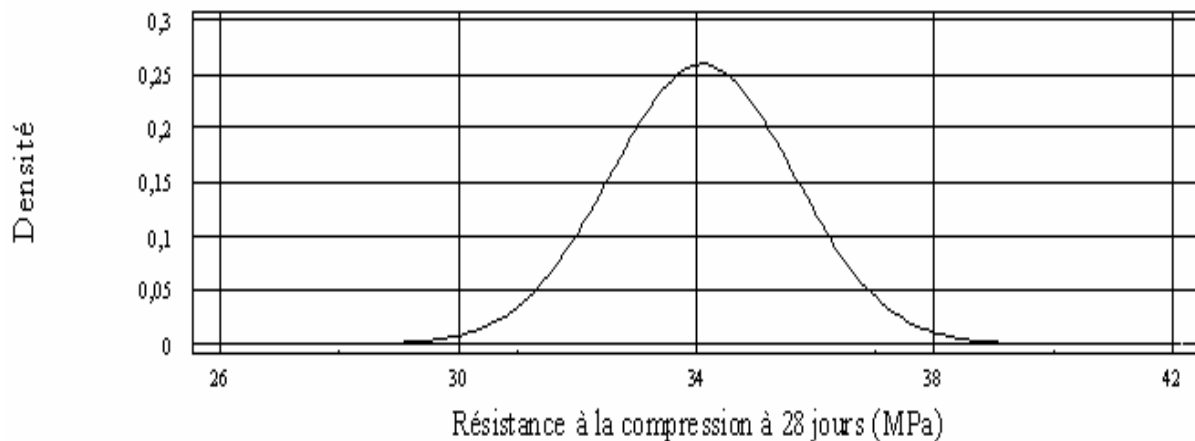


Figure 5.9 : Distribution des résistances à 28 jours du béton n°4 selon la loi Normale (Djebel Abiod, E/C = 0.55, C = 350 kg/m<sup>3</sup> et une cure à l'eau)

Tous les résultats de résistances à la compression obtenues, conformément au programme expérimental, ont été traités, et nous avons constaté qu'ils obéissent tous à la loi normale, comme le cas traité ci-dessus, et ceci constitue un outil extrêmement utile pour les calculs étant donné que l'équation de la courbe normale suit l'allure d'une fonction exponentielle (courbe en cloche) et ne dépend que de deux paramètres qui sont la moyenne et l'écart type.

#### 5.8.1.3. Ecart type

La dispersion de la résistance autour de la moyenne est fonction de l'écart type. L'écart type est défini comme suit :

$$\sigma = \left( \frac{\sum (x - \mu)^2}{n} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(5.1)$$

où  $x$  représente les valeurs de résistance de chacune des  $n$  éprouvettes et  $\mu$  la moyenne arithmétique de ces résistances, c'est-à-dire  $\mu = (\sum x) / n$ .

En pratique, on n'a qu'un nombre limité d'éprouvettes et leur moyenne  $\bar{x}$ , n'est qu'une estimation de la vraie moyenne  $\mu$  de la population. On calcule donc les écarts à partir de  $\bar{x}$  et non de  $\mu$ . Par conséquent, on prend  $(n-1)$  au lieu de  $n$  au dénominateur pour l'estimation de  $\sigma$ . Cette correction de  $n/(n-1)$ , aussi connue sous le nom de correction de Bessel, est nécessaire parce que la somme des carrés des écarts a une valeur minimale lorsqu'elle est prise à partir de la moyenne des échantillons  $\bar{x}$ , et est alors plus petite que si elle était calculée à partir de la moyenne de la population,  $\mu$ . Il n'est pas nécessaire d'appliquer la correction de Bessel lorsque  $n$  est grand. On peut donc calculer l'écart type de la population étudiée comme suit :

$$\sigma = \left( \frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (5.2)$$

Un point pratique important à mentionner est qu'une valeur (par exemple le résultat d'une éprouvette) ne donne aucune information sur la valeur de l'écart type et, donc, sur la fiabilité ou l'erreur possible de la valeur obtenue.

L'écart type est exprimé dans les mêmes unités que  $x$ , mais, pour des raisons pratiques, il est préférable d'exprimer la dispersion des résultats en pourcentage. On prend alors le rapport  $(\sigma / \bar{x}) \times 100$ , qui est appelé coefficient de variation, il s'agit d'une quantité sans dimension.

La valeur de l'écart type affecte la résistance (moyenne) que l'on doit viser lors de la formulation du béton pour atteindre la résistance minimale demandée ou la résistance caractéristique spécifiée par le concepteur de la structure de béton. Ce sujet est examiné en détail dans le paragraphe suivant.

5.8.1.4. La résistance caractéristique, grandeur statistique

D'après le chapitre 3, nous avons mis l'accent sur la résistance caractéristique  $f_{ck}$  d'une population de valeurs de résistance, et nous avons dit que c'est la valeur de la résistance telle que la proportion des résultats, donnant une valeur qui lui soit inférieure, est égale à  $p$ . Pour une population normale donnée, la proportion  $p$  suffit à définir la résistance caractéristique en tant que grandeur statistique. La résistance caractéristique est donnée par l'équation 3.3 suivante :



$$f_{ck} = f_c - k(p)\sigma \dots\dots\dots(3.3)$$

où  $f_c$  est la résistance à la compression moyenne du béton ;  $\sigma$  est l'écart type de la distribution ;  $k(p)$  est la fonction de répartition de la loi réduite, tabulée dans tous les manuels de statistiques :

$$\text{pour } p=5\% \quad k = 1,64$$

Sur les tableaux 5.3, 5.4 et 5.5 nous présentons les résultats obtenus des résistances caractéristiques  $f_{ck}$  à 28 jours calculées avec un ordre du risque égal à 5%, correspondantes à E/C=0,5 ; 0,55 et 0,6 respectivement, avec un dosage en ciment allant de C=300 à 400 kg/m<sup>3</sup> pour une cure à l'eau. Pour E/C=0,5 et C=300 kg/m<sup>3</sup>, les bétons obtenus pour les deux carrières étaient trop fermes et par conséquent inutilisables en pratique, c'est la raison pour laquelle nous ne les retrouvons pas sur le tableau 5.3. Toutefois, nous n'avons pas représenté les tableaux correspondants aux rapports E/C=0,65, 0,70 et 0,75, car ces derniers ont donné des résistances à la compression à 28 jours inférieures à la valeur de 25 MPa exigée par le CTC.

Tableau 5.3. Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,5)

	Djebel Abiod		Dhar El Mendjel	
	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>
Résistance moyenne $f_c$ (MPa)	39,14	40,25	38,54	40,94
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	2,4	2,42	3,28	2,08
Résistance caractéristique $f_{ck}$ (MPa)	35,2	36,28	33,16	37,53

Tableau 5.4. Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,55)

	Djebel Abiod			Dhar El Mendjel		
	C=300kg/m <sup>3</sup>	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>	C=300kg/m <sup>3</sup>	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>
Résistance moyenne $f_c$ (MPa)	33,32	34,11	34,13	32,55	34,0	35,6
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	1,39	1,54	1,95	3,04	2,0	1,21
Résistance caractéristique $f_{ck}$ (MPa)	31,04	31,58	30,93	27,56	30,72	33,62

Tableau 5.5. Résistances caractéristiques à 28 jours (rapport E/C égale à 0,6)

	Djebel Abiod			Dhar El Mendjel		
	C=300kg/m <sup>3</sup>	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>	C=300kg/m <sup>3</sup>	C=350kg/m <sup>3</sup>	C=400kg/m <sup>3</sup>
Résistance moyenne $f_c$ (MPa)	28,2	29,48	32,53	29,07	30,1	31
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	0,62	2,4	1,83	3,63	1,95	1,91
Résistance caractéristique $f_{ck}$ (MPa)	27,18	25,54	29,53	23,12	26,9	27,87

La figure 5.8, montre la présence d'une dispersion des résistances obtenues qui est pratiquement inévitable mais qui reste en général dans le domaine de l'acceptable ( $\sigma < 5\%$ ). Ceci est dû principalement au fait qu'une gâchée entière ne permettait la réalisation que de quatre éprouvettes en même temps. De plus, la confection des 20 éprouvettes ne se faisait pas tout à fait dans les mêmes conditions expérimentales. La multiplication des gâchées pour avoir la totalité des éprouvettes étudiées ne permettait pas, à notre avis, une répétabilité des corps d'épreuves.

D'après les résultats que nous avons obtenus, concernant les résistances caractéristiques  $f_{ck}$  calculés à partir des résistances moyennes  $f_c$  résumés dans les tableaux 5.3, 5.4 et 5.5, nous constatons que les rapports E/C de 0.5, 0.55 et 0.6 offrent aux bétons les valeurs de résistances caractéristiques supérieures à 25 MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)) pour une cure à l'eau, à l'exception pour ceux correspondants à E/C égale à 0.6, un dosage en ciment de C=300 kg/m<sup>3</sup> et granulats de Dhar El Mendjel.

Nous observons également que le rapport entre la résistance caractéristique  $f_{ck}$  et la résistance moyenne  $f_c$  est en moyenne égal à 0.9, c'est-à-dire que les résistances moyennes du béton sont supérieures aux valeurs caractéristiques requises d'environ 11%. Cette valeur est identique à celle préconisée dans les règles BAEL 91 révisées 99 (1992) qui suggèrent que les résistances moyennes du béton peuvent n'être supérieures aux valeurs caractéristiques que de 10 % environ, cela s'explique par le fait que nos bétons ont été réalisés avec soin et rigueur, par contre, dans le cas où le béton est moins régulier et le chantier moins bien contrôlé, ces règles, attirent l'attention sur le fait que les résistances moyennes du béton doivent être supérieures aux valeurs caractéristiques requises d'environ 15 à 30 %.

Selon les normes ACI 318-89 (révisée en 1992) et ASTM C 94-94, les valeurs moyennes des résistances à la compression sont toutes supérieures aux résistances caractéristiques correspondantes (tableaux 5.3, 5.4 et 5.5) et aucun résultat d'essai n'est inférieur de plus de 3,5 MPa à la résistance caractéristique et ceci pour chacun des paramètres étudiés.

Pour une valeur moyenne de l'écart type  $\sigma$  de 2,4 et une situation caractéristique d'un type de contrôle moyen (tableau donné à l'Annexe 5.4), conformément à la plus part des chantiers que compte notre pays, moins bien contrôlé et le béton moins régulier, la valeur de la résistance à la compression moyenne  $f_c$  qu'il faut viser au moment de l'étude correspondante à la résistance caractéristique de 25 MPa exigée par le CTC est de 29 MPa ( $25 + 1,64 \times 2,4 = 29$  MPa).

### **5.8.2. Influence de la cure, du dosage en ciment et de l'âge sur la résistance à la compression des bétons**

D'après les figures 5.10 et 5.11, nous remarquons que les résistances changent entre les deux modes de cure, ceci est du aux conditions dans lesquelles ont mûri nos éprouvettes. Celles immergées dans l'eau sont plus résistantes car l'hydratation du ciment dans ce cas est plus complète. Le séchage au jeune âge du béton tend à diminuer la résistance à la compression et à augmenter la fissuration des bétons [Khelidj et col., 1998].

Les granulats des deux carrières offrent des bétons similaires dans l'évolution de leurs propriétés mécaniques.

Selon les normes en vigueur sur l'application des cures au béton et en considérant la classe faible du ciment utilisé ce sont les rapports E/C de 0.5, 0.55 et 0.6 qui offrent aux bétons les valeurs de résistances supérieures à 29 MPa (valeur exigée par le CTC) pour une cure à l'eau, à l'exception du rapport E/C de 0.6, C=300 kg/m<sup>3</sup> et granulats de Djebel Abiod. Si le béton sèche à l'air libre, seul le rapport E/C de 0.5 respecte cette exigence ainsi que celui correspondant à E/C = 0.55, C = 400 kg/m<sup>3</sup> et granulats de Dhar El Mendjel.

Le rapport entre la résistance à 28 jours (cure à l'air) et la résistance à 28 jours (cure à l'eau) est en moyenne égale à 0.7.

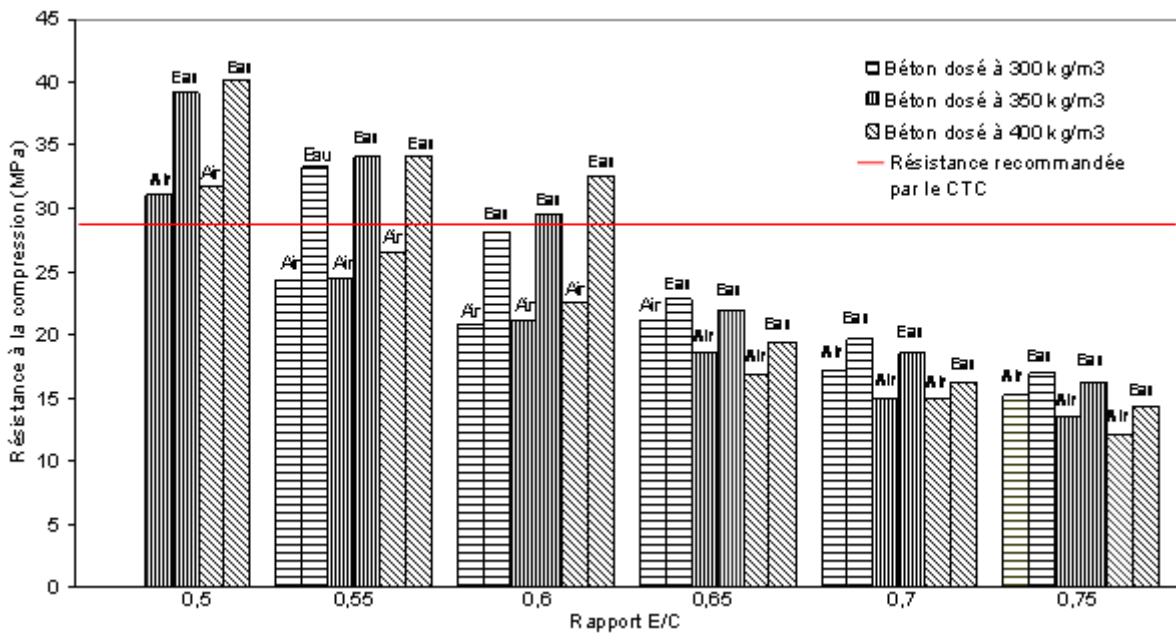


Figure 5.10 : Résistances à la compression à 28 jours de bétons conservés à l’eau et à l’air pour différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod)

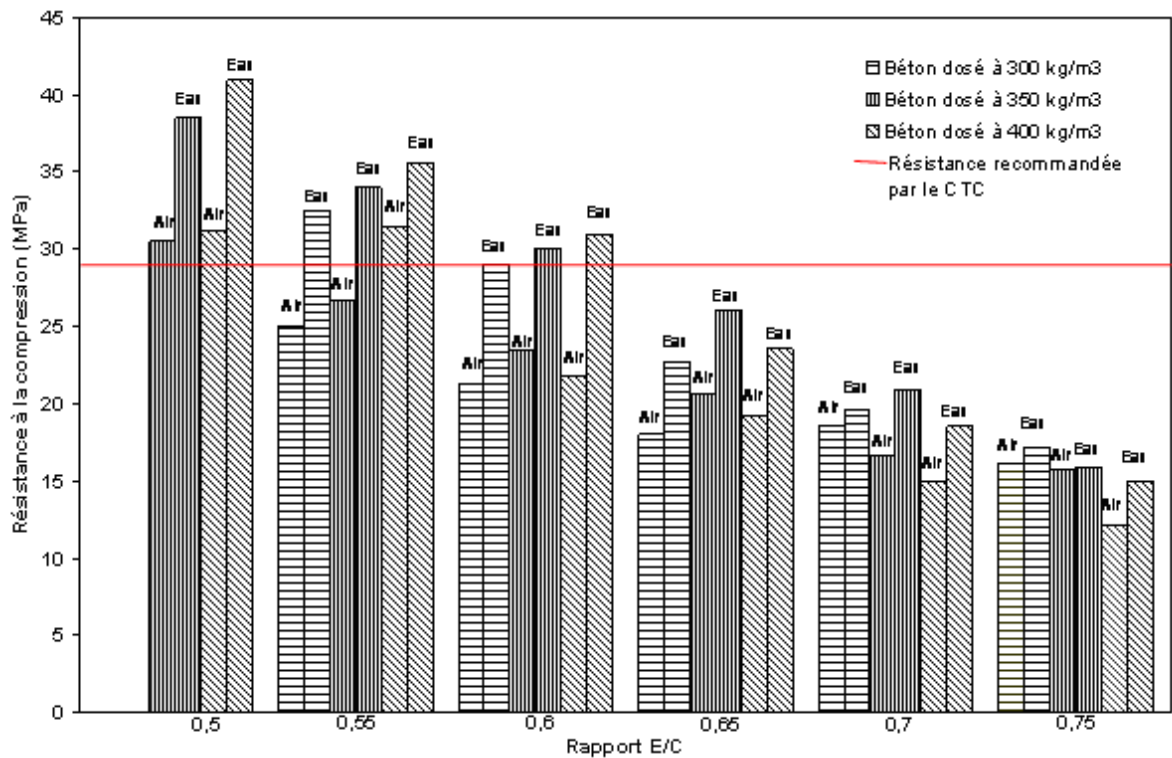


Figure 5.11 : Résistance à la compression à 28 jours de bétons conservés à l’eau et à l’air pour différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel)

D’après les figures 5.12, 5.13, 5.14 et 5.15, nous observons que Le rapport entre la résistance à la compression à 7 jours et la résistance à la compression à 28 jours (cure à

l'eau) est en moyenne égale à 69 %. Tandis que la résistance à la compression à 7 jours présente en moyenne 75 % de la résistance à la compression à 28 jours (cure à l'air). Ces résultats coïncident avec les travaux de [Lachemat et Kenai, 1994] ; [Abbasi et Alam, 1982] et [CEBTP, 1982 et 1984].

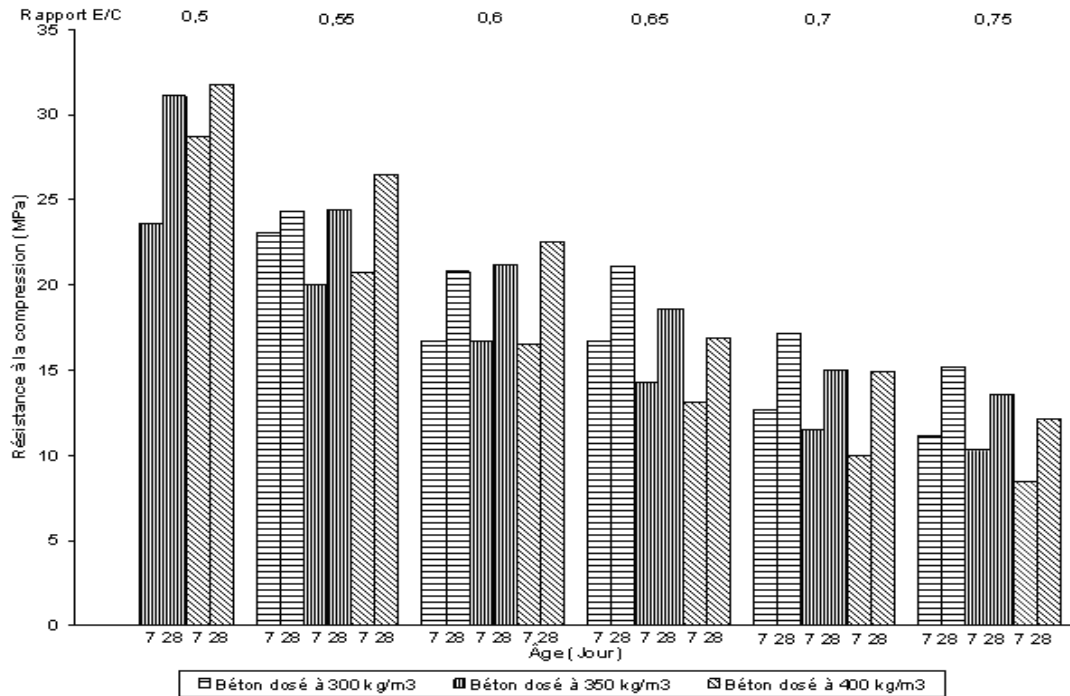


Figure 5.12 : Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'air ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod)

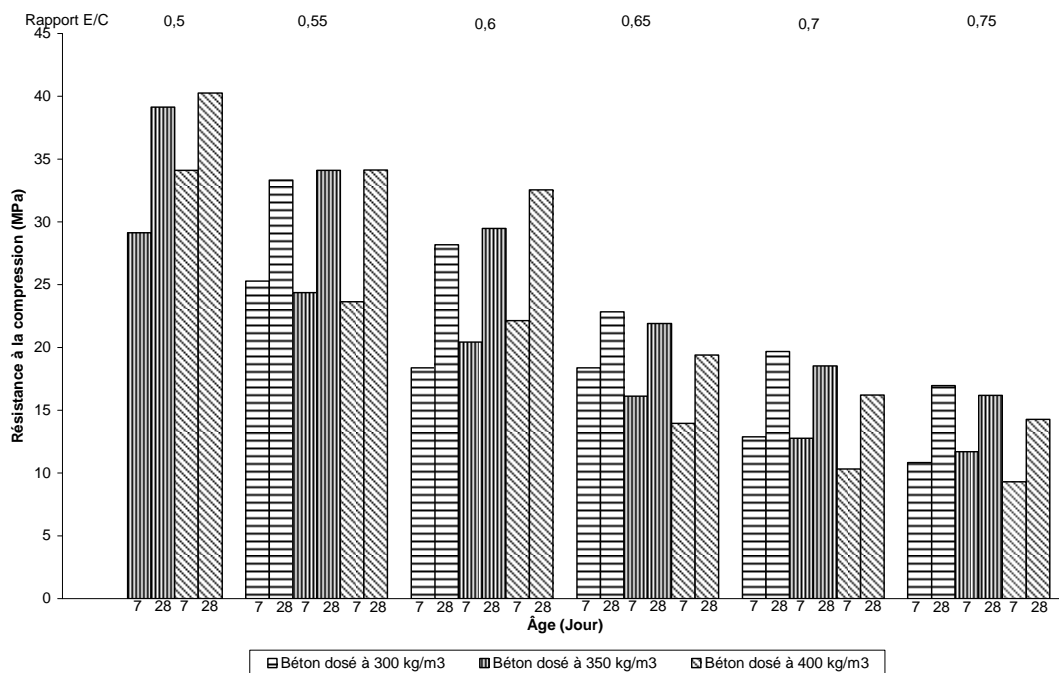


Figure 5.13 : Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'eau ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Djebel Abiod)

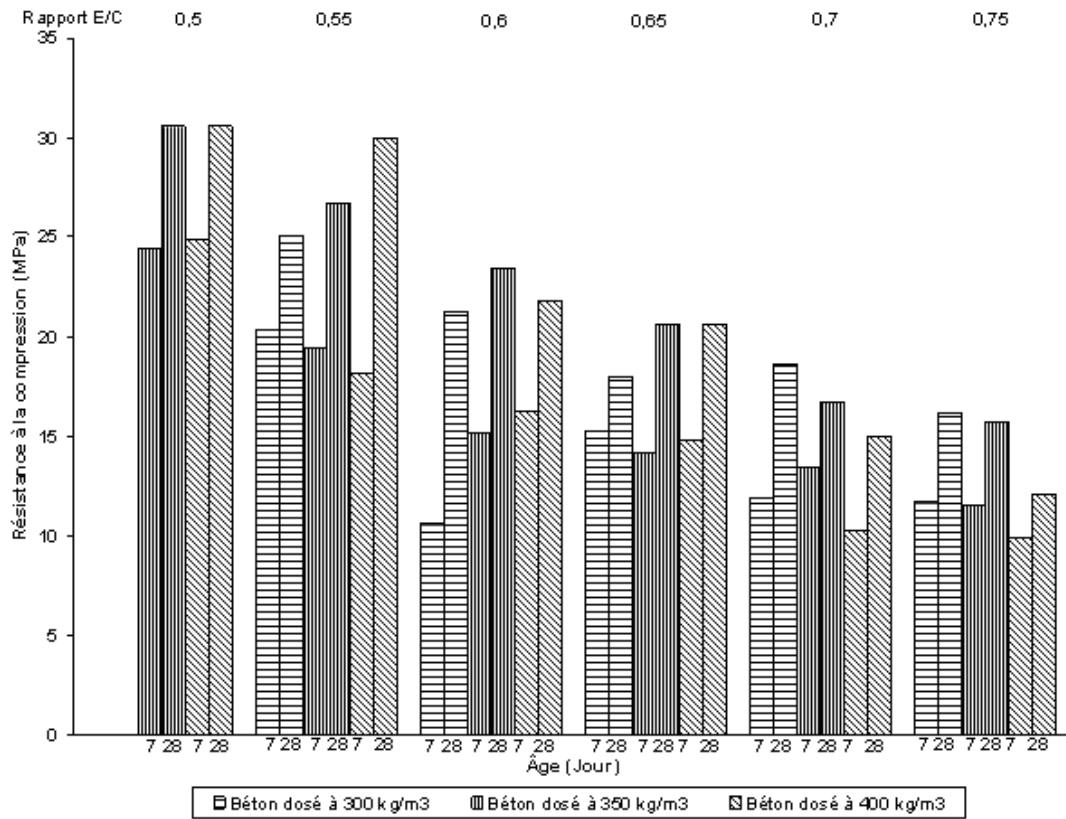


Figure 5.14 : Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'air ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel)

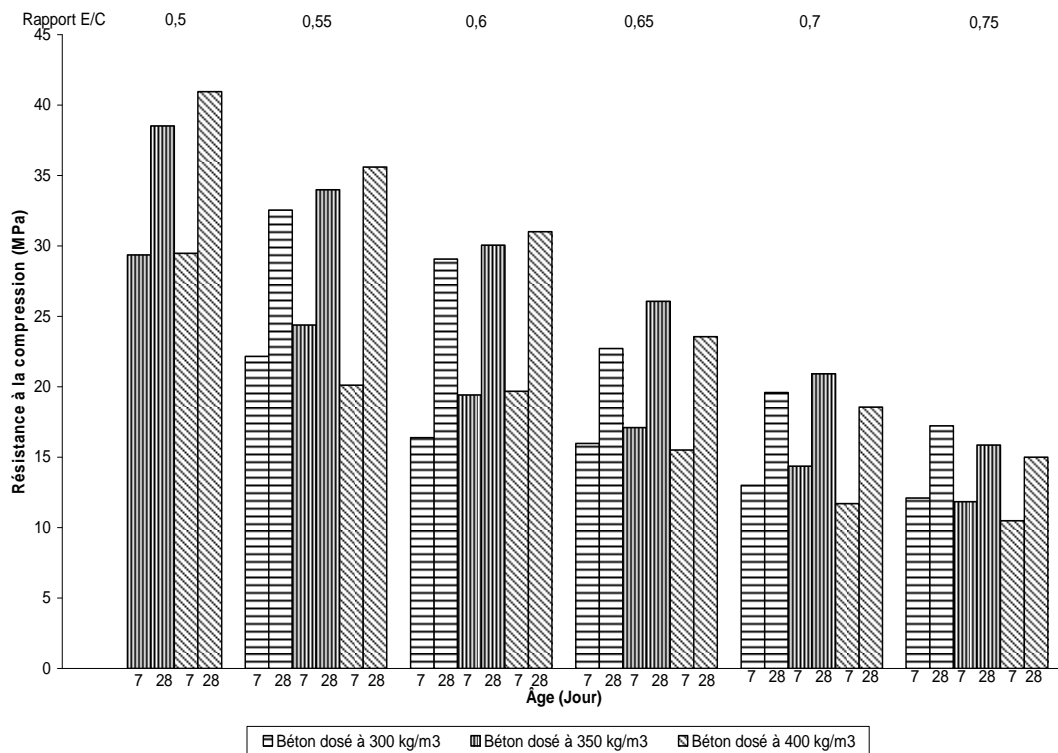


Figure 5.15 : Augmentation de la résistance entre 7j et 28j des bétons conservés à l'eau ayant différents rapports eau/ciment (Granulats de Dhar El Mendjel)

### 5.8.3. Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression des bétons

En pratique, le rapport E/C est le facteur le plus important qui conditionne la résistance à la compression d'un béton. Comme nous le voyons sur les figures 5.16 et 5.17, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistance à la compression. Dans ces conditions un dosage de 350 kg/m<sup>3</sup> reste suffisant et par conséquent économique. Ce qui justifie l'utilisation d'un modèle en puissance pour les trois dosages testés. Ces figures montrent aussi la relation pratique existante entre la résistance et le rapport E/C, il s'agit de courbes caractéristiques de bétons à base d'un ciment de type CEM II/A 32,5. Les valeurs expérimentales s'ajustent convenablement selon une loi de puissance, conformément à la règle générale formulée par René Féret en 1896 ainsi que celle établie par Duff Abrams en 1919.

Sous sa forme la plus complète, la relation de Féret s'écrit comme suit :

$$f_c = k_f f_{mc} \left[ \frac{v_c}{v_c + v_e + v_a} \right]^2 \dots\dots\dots(5.3)$$

où  $f_c$  est la résistance du béton à l'échéance considérée,  $f_{mc}$  la résistance normale du ciment à la même échéance,  $v_c$ ,  $v_e$ ,  $v_a$ , les volumes respectifs de ciment, d'eau et d'air occlus rapportés au volume du béton ;  $k_f$  est un coefficient. Cette relation se présente comme le produit de trois termes :

-  $\left[ \frac{v_c}{v_c + v_e + v_a} \right]^2$ , dont la valeur dépend de la formulation du béton et, en premier lieu du rapport E/C ;

-  $f_{mc}$  dont la valeur dépend du ciment ;

- le coefficient  $k_f$  enfin, dont la valeur, dans le domaine des bétons courants, dépend principalement des granulats (sable et graviers) utilisés.

Dans notre cas  $f_{mc} = 48,7$  MPa (d'après le tableau 4.3) et  $k_f = 5$  (valeur calculée en fonction des résultats de résistance à la compression obtenus à partir des essais effectués).

Nous constatons au passage que la relation de Féret dépend directement du rapport E/C, si le volume d'air prévu est négligé :

$$f_c = k_f f_{mc} \left[ \frac{1}{1 + \rho_c \frac{E}{C}} \right]^2 = \frac{243,5}{\left(1 + 2,98 \frac{E}{C}\right)^2} \dots\dots\dots(5.4)$$

où  $\rho_c$ ,  $E$ ,  $C$  sont respectivement la masse volumique du ciment, les masses d'eau et de ciment, par unité de volume.

On peut se contenter d'estimer la valeur de  $v_a$  en posant :

$$v_a = \alpha E \dots\dots\dots(5.5)$$

la valeur de  $\alpha$  dépend de la consistance du béton comme il est indiqué dans la référence [Baron et Ollivier, 1996] et dans ce cas la relation de Féret devient :

$$f_c = \frac{243,5}{\left(1 + 2,98(1 + \alpha) \frac{E}{C}\right)^2} \dots\dots\dots(5.6)$$

Dans le cadre de notre travail, les volumes d'air ont été mesurés avec un aéromètre à béton (norme NF P 18-353) et l'équation que nous avons utilisé pour le tracer de la courbe de Féret est la suivante :

$$f_c = \frac{243,5}{\left(1 + 2,98 \left(\frac{E + V_a}{C}\right)\right)^2} \dots\dots\dots(5.7)$$

$V_a$  : volume d'air occlus, il doit pour être homogène avec  $E$  (dosage en eau), être exprimé en masse d'eau occupant le même volume, c'est-à-dire : 1% d'air compte comme 10 kg d'eau [Baron et Ollivier, 1996].

Les figures 5.16 et 5.17 montrent que les valeurs des résistances à la compression calculées par la relation de Féret sont légèrement différentes de celles effectivement mesurées, ceci peut être du à l'incertitude de l'aéromètre à béton qui est de l'ordre de 0.5 %. A cela s'ajoute une autre incertitude, difficile à estimer : en effet, ce que l'on mesure est le volume d'air du béton en place dans l'aéromètre et non celui du béton en place dans les éprouvettes sur lesquelles nous mesurons la résistance. Or le volume d'air, sensible aux conditions de malaxage et de mise en place, peut différer d'un cas à l'autre.



Pour caractériser l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction du rapport E/C, nous avons déterminé les courbes de tendances pour une cure à l'eau et une cure à l'air en calculant les coefficients de détermination  $R^2$  correspondants. Les figures 5.16 et 5.17 révèlent une très forte corrélation, pour les bétons confectionnés avec les granulats de Djebel Abiod ( $R^2 = 0,981$  pour une cure à l'eau et  $R^2 = 0,994$  pour une cure à l'air), de même, pour ceux confectionnés avec les granulats de Dhar El Mendjel ( $R^2 = 0,992$  pour les deux cures à l'eau et à l'air).

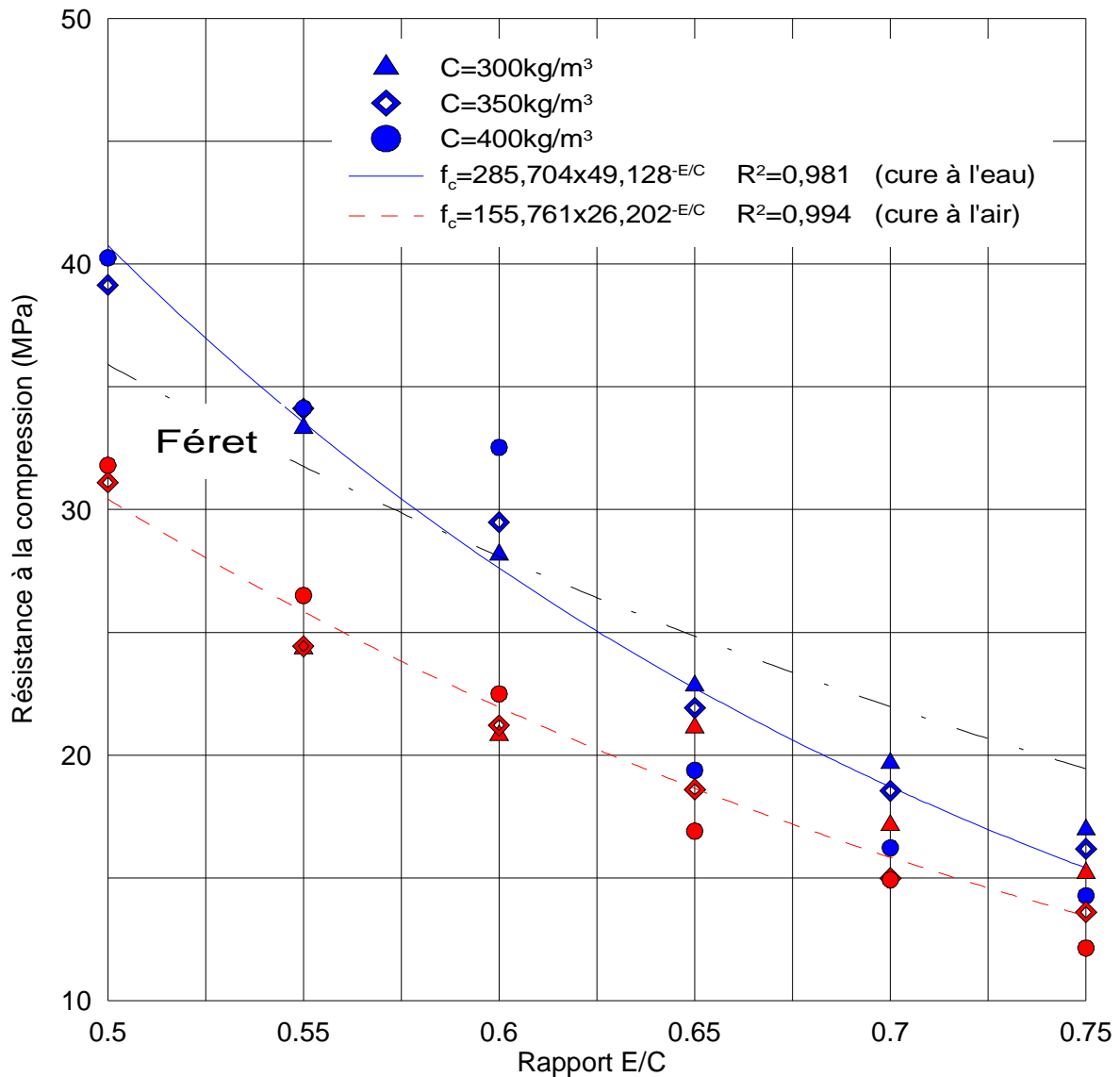


Figure 5.16 : Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau/ciment (Djebel Abiod)

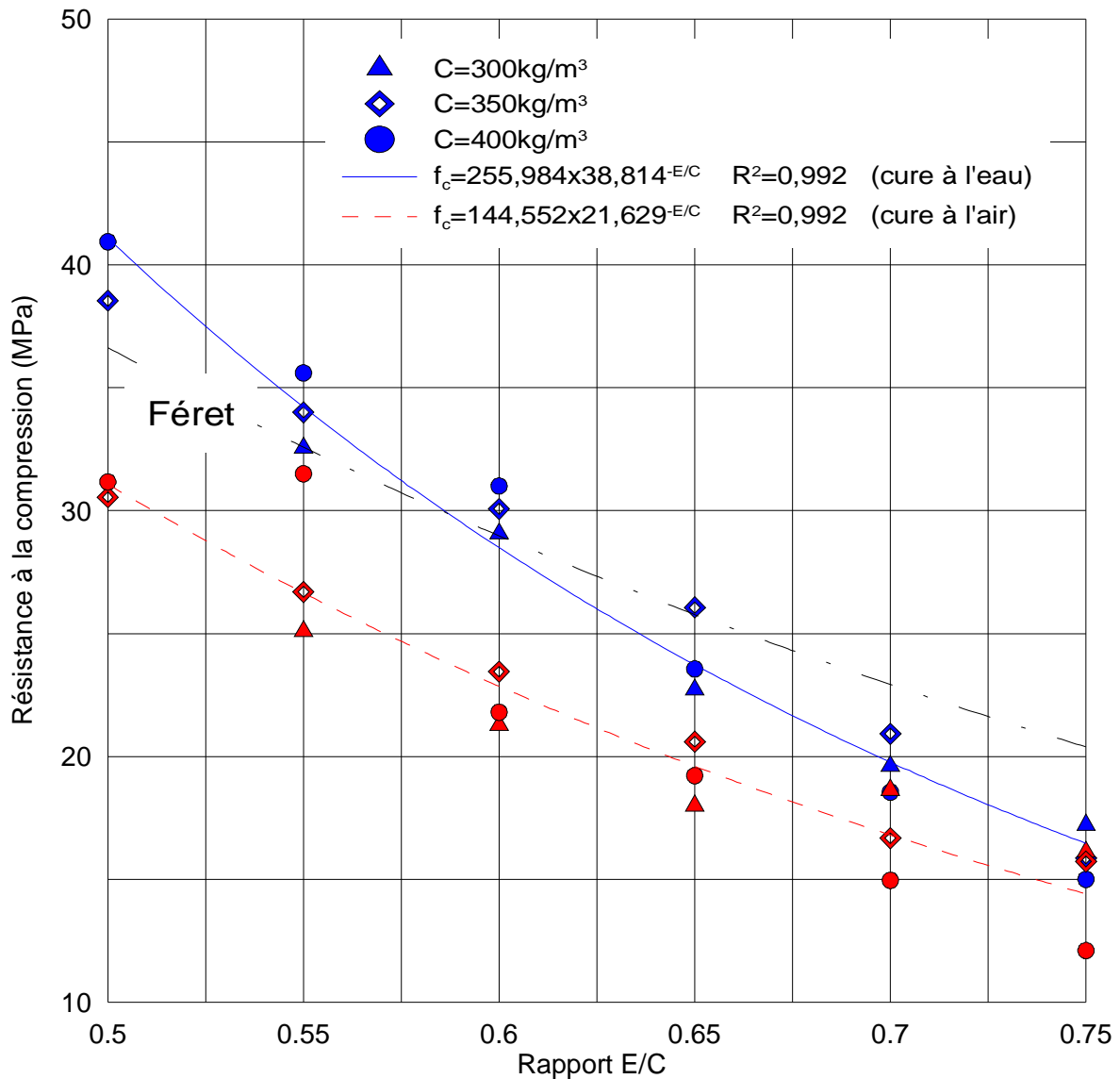


Figure 5.17 : Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau/ciment (Dhar El Mendjel)

Les résultats obtenus permettent d'observer que la résistance est d'autant plus élevée que le rapport E/C diminue.

Depuis bientôt cent seize ans que la règle de Féret a été proposée, nous nous contentons de montrer ici, qu'elle permet une très bonne prévision de la résistance à la compression de bétons préparés avec différents rapports E/C (figures 5.16 et 5.17).

#### 5.8.4. Abaque de formulation

Connaissant E/C, ça ne suffit pas de fixer arbitrairement le dosage en ciment C et d'en déduire le dosage en eau E ; car, en choisissant par exemple, un faible dosage en ciment, on trouvera un dosage en eau faible ; on risquera alors d'obtenir un béton

beaucoup trop sec (et vice versa). Le dosage en ciment est donc fonction de E/C mais également du dosage en eau nécessaire pour une ouvrabilité satisfaisante.

Vu le nombre important d'essais réalisés et en s'inspirant des travaux de Dreux-Gorisse [Dreux et Festa, 1998], [Dreux et Gorisse, 1983] nous avons élaboré un abaque [Boukli et col., 2009] (figure 5.18) qui permet de déterminer approximativement le dosage en ciment C en fonction de E/C et de l'ouvrabilité désirée pour les différentes formulations de bétons étudiés. Les courbes de la figure 5.18 sont proches de celles obtenues par Dreux-Gorisse.

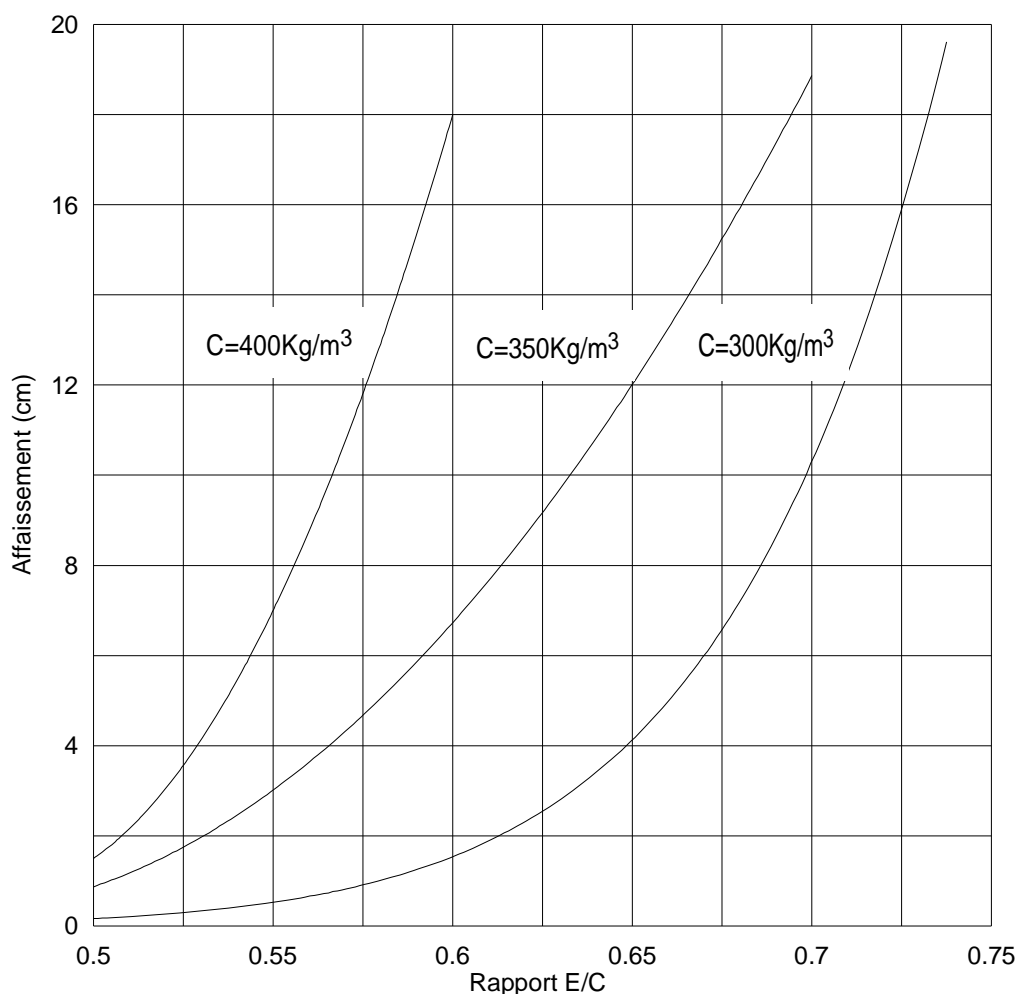


Figure 5.18 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport E/C et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône d'Abrams)

#### 4.9. CONCLUSION

Dans un important programme expérimental, destiné à apprécier l'effet de plusieurs paramètres du composite qu'est le béton (quantité d'eau, quantité de ciment, rapport gravier/sable) sur sa résistance à la compression, trente quatre mélanges ont été

réalisés dans notre laboratoire avec les granulats des deux plus grandes carrières de la région, en l'occurrence, la carrière de Djebel Abiod ainsi que celle de Dhar El Mendjel.

Ce programme, nous a permis de montrer d'une part, que les propriétés intrinsèques des constituants du béton étudié et particulièrement les granulats concassés, ont offert aux bétons réalisés des résistances à la compression tout à fait satisfaisantes qui s'ajustent convenablement selon une loi de puissance, conformément à la règle générale formulée par René Féret et d'autre part, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistance à la compression. Tous les essais pratiqués dans ce travail ont été réalisés selon les normes nationales et internationales reconnues dans le domaine (NA, AFNOR et ASTM).

Nous avons montré l'existence d'une dispersion dans les résultats des résistances à la compression des éprouvettes 16x32 cm. Toutefois, nous avons obtenu un grand nombre de bétons ayant des résistances caractéristiques  $f_{ck}$  supérieures à 25 MPa (valeur exigée par le CTC) ce qui constitue, une des réponses aux attentes des praticiens de la région. A cet effet, si nous considérons uniquement le rapport E/C, nous recommandons aux praticiens concernés (maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvres bureaux d'études, entreprises, organismes de contrôle, etc.) qui ont tendance à augmenter la quantité d'eau pendant le gâchage pour une plus grande ouvrabilité, de veiller au respect du dosage en eau conformément à la composition du béton en se référant notamment aux normes en vigueur, car ceci conduira forcément à l'obtention de bétons dont le niveau de qualité est en deçà des exigences du CTC.

Les différents essais réalisés au laboratoire ont abouti à une série de résultats expérimentaux qui nous ont permis d'établir un abaque de formulation permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport E/C et de l'ouvrabilité désirée dont l'utilisation paraît aisée.

## **CHAPITRE 6**

### **ETUDE EXPERIMENTALE ET STATISTIQUE DE L'INFLUENCE DE L'AFFAISSEMENT ET DE L'AIR OCCLUS SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DES BETONS**

## 6.1. INTRODUCTION

La consistance mesurée lors de l'essai d'affaissement par le cône d'Abrams est affectée par la teneur en eau, elle a été jusqu'à présent décrite comme une propriété du béton frais. C'est aussi une propriété qui affecte la qualité du produit fini parce que le béton doit avoir une consistance suffisante pour pouvoir être serré et atteindre une masse volumique maximale, tout en utilisant une quantité d'énergie minimale dans la mise en place du matériau.

Aussi, l'un des effets les plus importants sur la résistance à la compression du béton est certainement l'influence des vides provoqués par l'air occlus. Nous savons que la résistance du béton est une fonction directe de sa compacité et les vides provoqués par l'air occlus affectent la résistance à la compression de la même manière que les vides de toute autre origine. La présence de 5 % de vides dans le béton peut réduire la résistance de plus de 30 % et même un pourcentage de vides de 2 % peut produire une perte de résistance de plus de 10 %, ce qui est en accord avec la loi de Féret qui relie la résistance à la quantité d'eau et d'air présente dans la pâte de ciment hydraté. Les vides à l'intérieur du béton sont soit des bulles d'air piégé lors du malaxage soit des espaces laissés lorsque l'excédent d'eau contenu dans le béton s'évapore. A un degré moindre, il peut aussi y avoir des vides créés par la montée d'eau lors du ressuage. Différents auteurs ont décrit le mécanisme de piégeage de l'air occlus. D'après l'équation de Féret, le volume d'air joue le même rôle que le volume d'eau, au regard de la résistance.

Le programme expérimental réalisé a pour ambition, l'étude et la mesure d'un nombre important de propriétés. Dans le cadre de ce chapitre, nous nous attacherons à étudier l'influence du pourcentage de l'air occlus dans le béton sur sa consistance ainsi que l'influence de ces deux paramètres (affaissement et pourcentage d'air occlus) sur la résistance à la compression des bétons durcis, ce qui nous permettra d'avoir une vision plus grande sur les bétons de la région. Les dix-huit mélanges concernés dans le cadre de ce chapitre (environ 700 éprouvettes 16x32 cm) sont ceux du programme expérimental de la figure 5.2 correspondant aux granulats de Djebel Abiod.

## 6.2. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### 6.2.1. Influence de l'affaissement sur la résistance à la compression des bétons et influence du pourcentage d'air occlus dans le béton sur l'affaissement

Les essais de résistance à la compression effectués sur des éprouvettes préparées de façon normalisée, incluant un serrage conforme et une cure dans l'eau pendant une période de 28 jours, donnent des résultats représentant la qualité mécanique du béton.

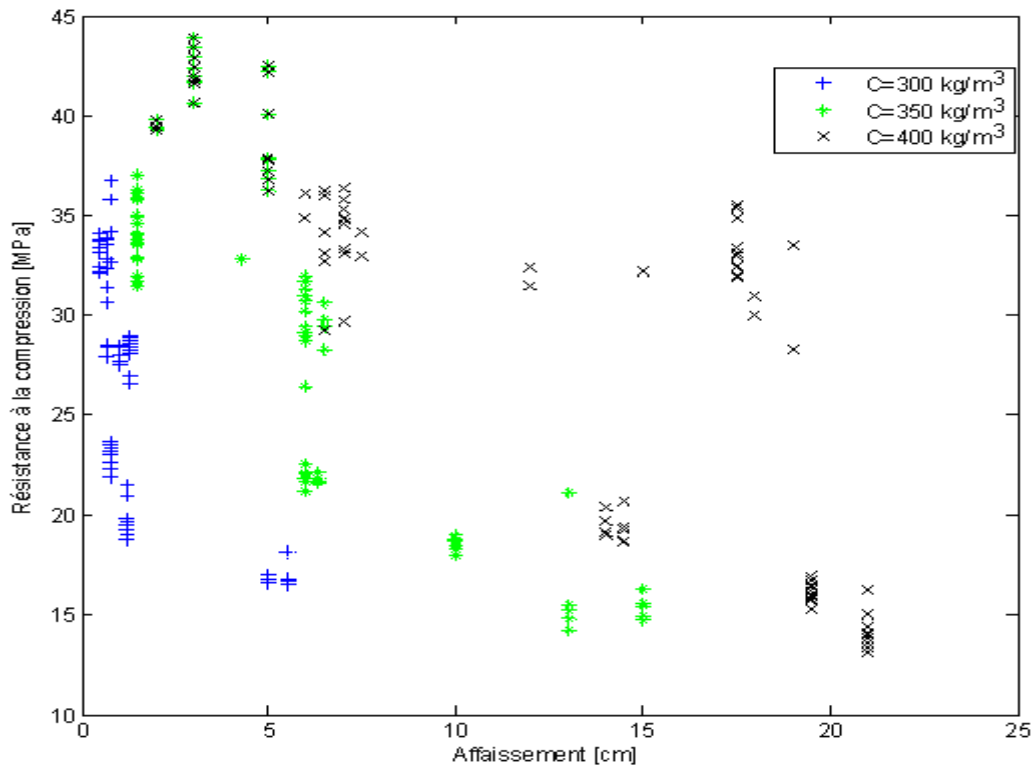


Figure 6.1 : Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau pour différents dosages en ciment en fonction de l'affaissement

La figure 6.1 montre l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de l'affaissement. Nous remarquons une diminution de la résistance à la compression avec l'augmentation de l'affaissement qui est due à l'influence du rapport E/C. Elle montre aussi que, pour un dosage en ciment de  $300 \text{ kg/m}^3$ , une bonne partie des bétons réalisés ont une consistance ferme. Par contre pour un dosage de  $350 \text{ kg/m}^3$ , la tendance est beaucoup plus plastique à très plastique sauf pour les mélanges réalisés avec des rapports E/C de 0.5 et 0.55. Enfin pour un dosage de  $400 \text{ kg/m}^3$ , les bétons sont de consistance plastique à fluide sauf ceux réalisés avec un rapport E/C de 0.5.

La mise en place du béton conduit ce dernier à toujours renfermer une certaine quantité d'air, appelé air occlus. Ce volume dépend de l'énergie de serrage : plus l'énergie de serrage est importante, plus il sera possible de réduire la quantité d'air occlus.

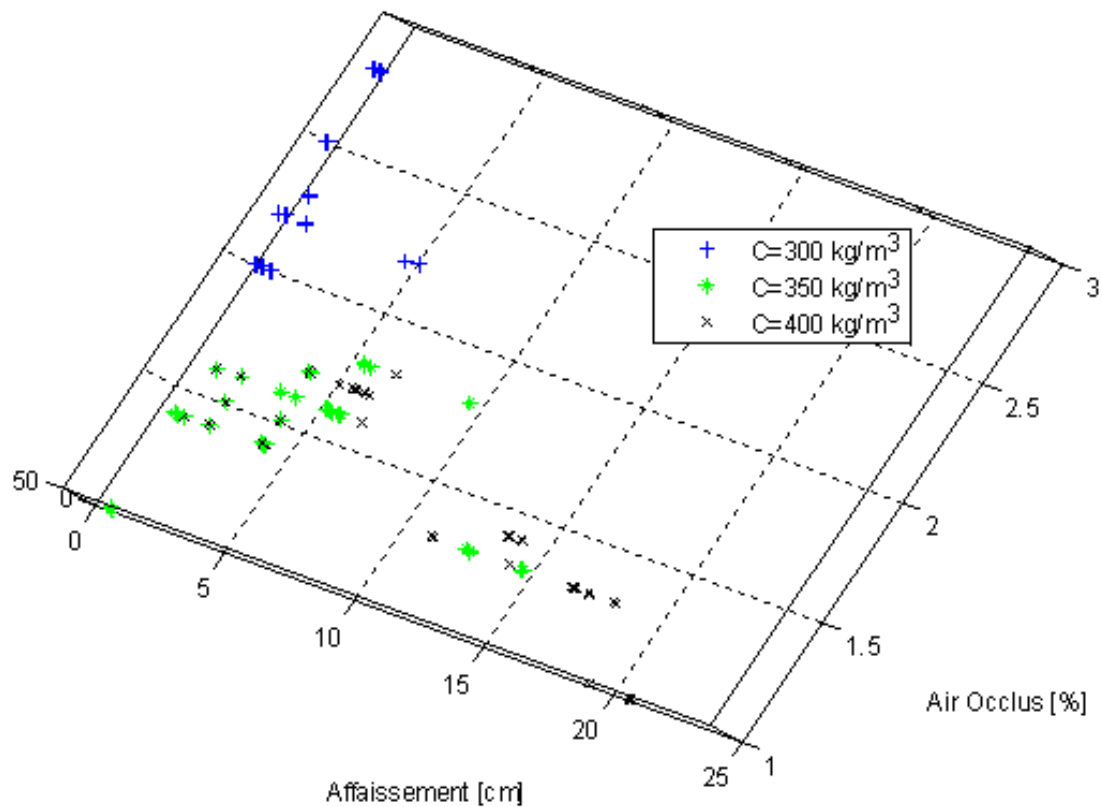


Figure 6.2 : Influence du pourcentage d'air occlus sur l'affaissement

La figure 6.2 montre que le pourcentage d'air occlus décroît dans le mélange avec l'augmentation de l'affaissement qui est due à l'influence du rapport E/C, et plus particulièrement, lorsque la consistance passe de ferme à plastique, très plastique puis fluide.

Le pourcentage d'air occlus est important dans les bétons fermes et tend vers la valeur 1% pour les bétons très plastiques à fluides. Pour l'affaissement maximum de 21 cm, il correspond un pourcentage d'air occlus mesuré de 1 %.

Pour les mélanges fermes, d'affaissement inférieur à 2 cm, les résultats de mesure de l'air occlus sont dispersés et par conséquent pas trop fiables : ceci est en concordance avec les travaux de de Larrard (2000).

### 6.2.2. Influence de l'air occlus sur la résistance à la compression des bétons

La quantité d'air occlus mesurée dans le cas de nos bétons varie entre 1 et 2.8 %. Si l'on réalise que 1 % d'air, occupant le même volume que dix litres d'eau, réduit pareillement la résistance à la compression, on conclut à l'évidence que l'air occlus dans un béton doit toujours être mesuré et pris en compte.



L'un des effets les plus importants est certainement l'influence des vides provoqués par l'air occlus sur la résistance à la compression du béton. On sait que la résistance du béton est une fonction directe de sa compacité et les vides provoqués par l'air occlus affectent la résistance à la compression de la même manière que les vides de toute autre origine. La figure 6.3 présente la relation entre la résistance à la compression et la teneur en air pour le cas où les vides sont dus aux conditions de malaxage et de mise en place.

La figure 6.3 montre que, lorsque la teneur en air augmente, toutes choses égales par ailleurs, la résistance à la compression des bétons diminue pour les essais effectués sur les bétons de rapports E/C de 0.5, 0.55 et 0.6. Par contre, pour les rapports E/C de 0.65, 0.70 et 0.75, la résistance à la compression des mélanges augmente mais très peu, certainement en raison de la consistance très plastique à fluide de certains bétons dosés à 350 kg/m<sup>3</sup> et 400 kg/m<sup>3</sup> (figure 6.1).

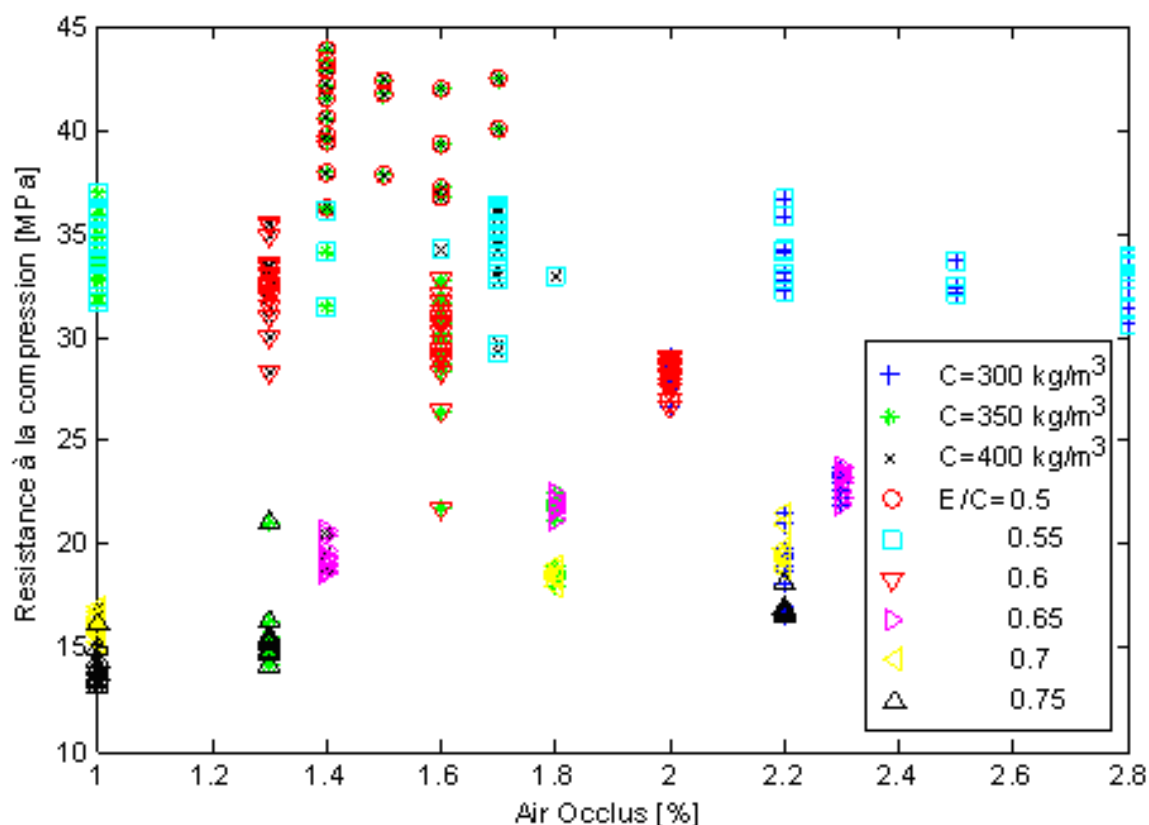


Figure 6.3 : Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau pour différents dosages en ciment et différents rapports eau/ciment en fonction du pourcentage d'air occlus.

Aussi, la figure 6.3 montre que les bétons réalisés avec des dosages en ciment de 350 kg/m<sup>3</sup> et 400 kg/m<sup>3</sup> pour différents rapports E/C ont un pourcentage d'air occlus compris entre 1 % et 1.8 %, plus petit que ceux réalisés avec un dosage de 300 kg/m<sup>3</sup> dont le

pourcentage d'air occlus varie entre 2 et 2.8. Ceci est dû particulièrement à l'effet de la consistance qui passe de fluide à très plastique à plastique, puis ferme.

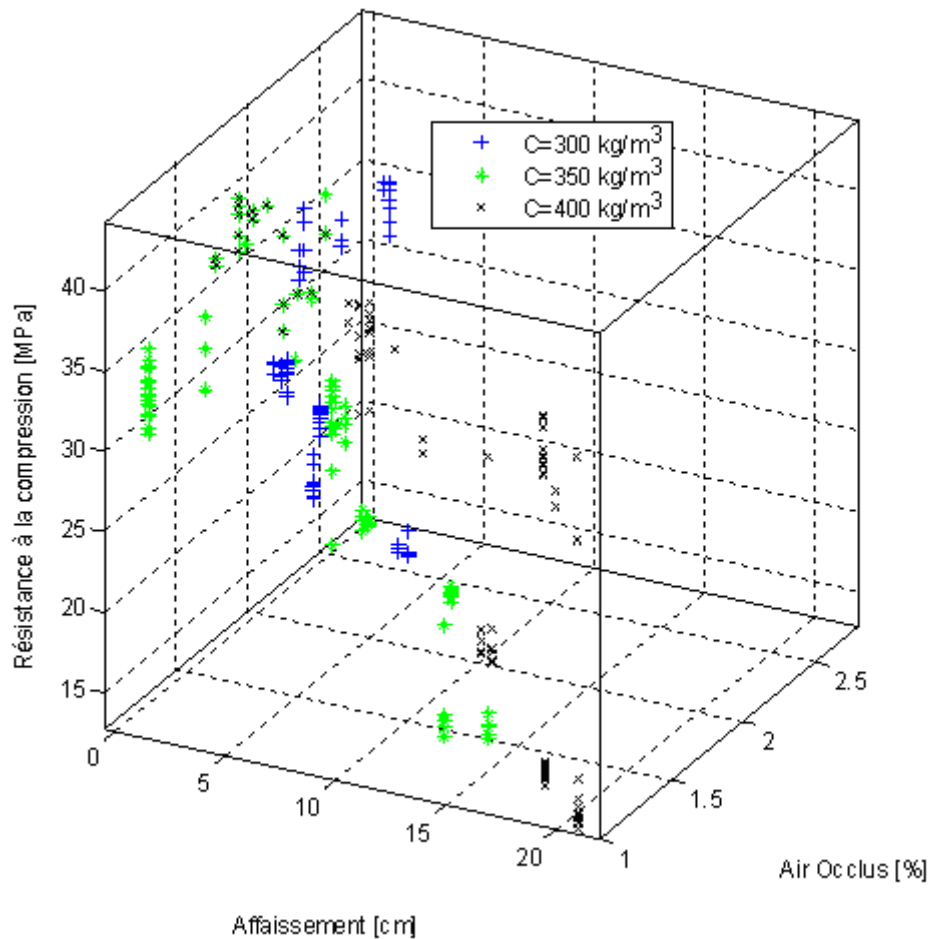


Figure 6.4 : Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus

L'analyse réalisée sur l'ensemble des mesures effectuées est représentée en tridimensionnel sur la figure 6.4 et montre l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus. Il est clair, que la teneur en air croît avec la diminution de l'affaissement, c'est-à-dire, lorsqu'on passe des bétons fluides aux bétons fermes. En retour, cet air affectera la résistance à la compression.

### 6.2.3. Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression des bétons

Dans le cadre de notre travail, nous avons utilisé la relation de Féret pour le calcul des résistances à la compression des bétons à 28 jours donnée par l'équation (5.7) suivante :

$$f_c = \frac{243,5}{\left(1 + 2,98 \left(\frac{E + V_a}{C}\right)\right)^2} \dots\dots\dots(5.7)$$

Le nombre d'essais étant conséquent, nous pouvons estimer la probabilité que les valeurs mesurées  $\hat{f}_c$  soient proches des valeurs calculées  $f_c$ . Dans ce cas, la formule théorique ne donne pas de résultats conservatifs. Dans ce sens nous pouvons définir cette probabilité de dépassement comme une probabilité de défaillance  $P_f$  [Sanders et Allard, 1992], [Lebart et col., 1982]. Elle est définie par :

$$P_f = P(M < 0) = P(\hat{f}_c < f_c) \dots\dots\dots(6.1)$$

où  $M = \hat{f}_c < f_c$  désigne la marge de sécurité.

Nous n'aborderons pas dans cette thèse la question de la modélisation probabiliste. Nous utiliserons donc uniquement les résultats d'essais en ayant une approche fréquentiste. La fréquence de défaillance est alors définie par :

$$F_f = \frac{card(\Omega_i)}{N_i} \dots\dots\dots(6.2)$$

où  $\Omega_i = \left\{ f_{ci} \mid \hat{f}_{ci} < f_{ci} \right\}, i \in \{I_1, \dots, I_n\}$  et  $\hat{f}_{ci}$  résultat de l'essai à la compression ayant pour valeur calculée  $f_{ci}$ , n le nombre de classes de résistance et  $N_i$  le nombre d'éprouvettes de résistance calculée  $f_{ci}$ .

Nous présentons sur Les figures 6.5, 6.6, 6.7 et 6.8 les valeurs des résistances à la compression calculées par la relation de Féret en abscisses et les valeurs effectivement mesurées en ordonnées. Une comparaison entre théorie et expérience est donnée sur les figures 6.5, 6.6 et 6.7 correspondante chacune à un dosage en ciment de 300 kg/m<sup>3</sup>, 350 kg/m<sup>3</sup> et 400 kg/m<sup>3</sup> respectivement. Ces figures montrent que, pour les rapports E/C > 0.6, la relation de Féret donne, pour les trois dosages en ciment, des valeurs de résistances surestimées et la fréquence de défaillance dans cet intervalle tends vers 1 et les sous-estime pour les rapports E/C ≤ 0.6 et la fréquence de défaillance dans ce cas tends vers 0. Comme l'illustre les figures 6.5, 6.6 et 6.7, plus les valeurs mesurées de la résistance à la compression des bétons sont petites et plus la fréquence de défaillance est grande.

La ligne en rouge tracée sur la figure 6.5 présente la loi d'évolution et correspond à la droite de régression aux moindres carrés. Toutefois, La ligne courte en rouge tracée en

bas sur la figure 6.6 est un ajustement aux moindres carrés pour les trois séries de valeurs de résistances à la compression faibles c'est à dire inférieures à 27 MPa, celle en rouge en haut est un ajustement pour la seconde partie c'est-à-dire les résistances à la compression supérieures à 27 MPa, par contre la ligne en rouge inclinée est une tentative de modèle pour rejoindre ces deux parties, nous pouvons voir ainsi qu'il y a deux tendances et qu'il ne serait pas étonnant que l'on ait un comportement. Les mêmes constatations nous les observons sur la figure 6.7. Sur les figures 6.5, 6.6 et 6.7 suscitées nous avons voulu représenter les valeurs des histogrammes correspondants à des valeurs non nulles ou non égales à 1, sauf pour ceux du haut ( $F_f = 0$ ) car nous avons des valeurs très proches de la ligne.

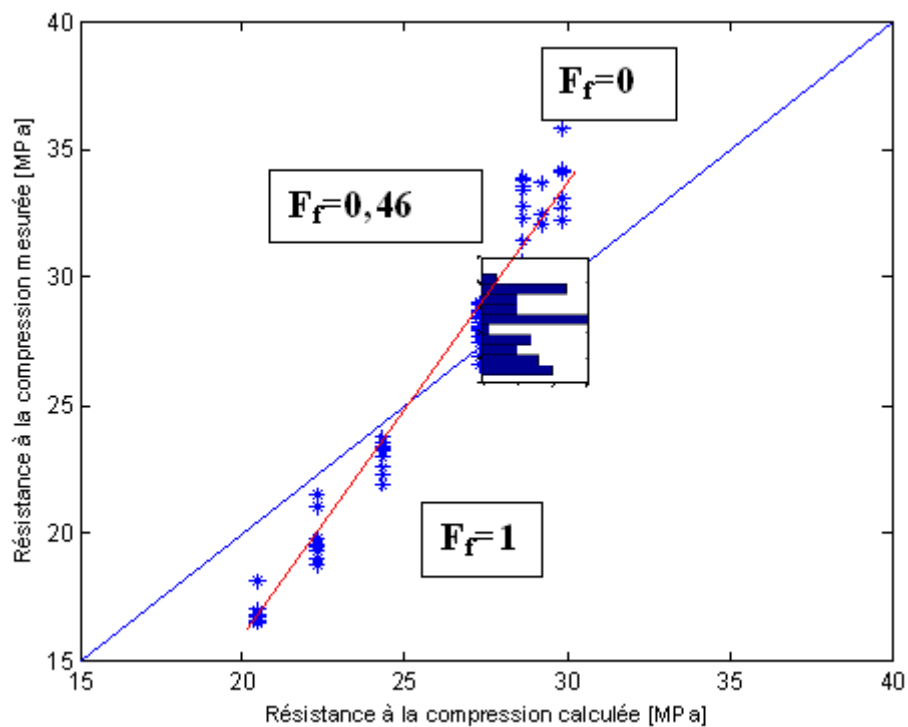


Figure 6.5 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de  $300 \text{ kg/m}^3$  et différents rapports eau/ciment

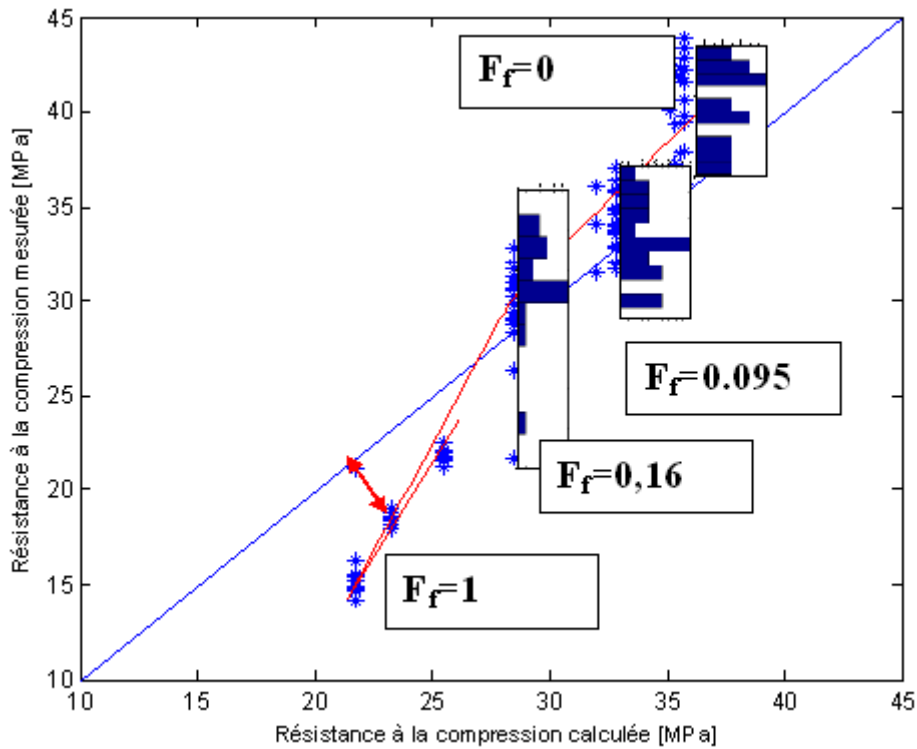


Figure 6.6 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de 350 kg/m<sup>3</sup> et différents rapports eau/ciment

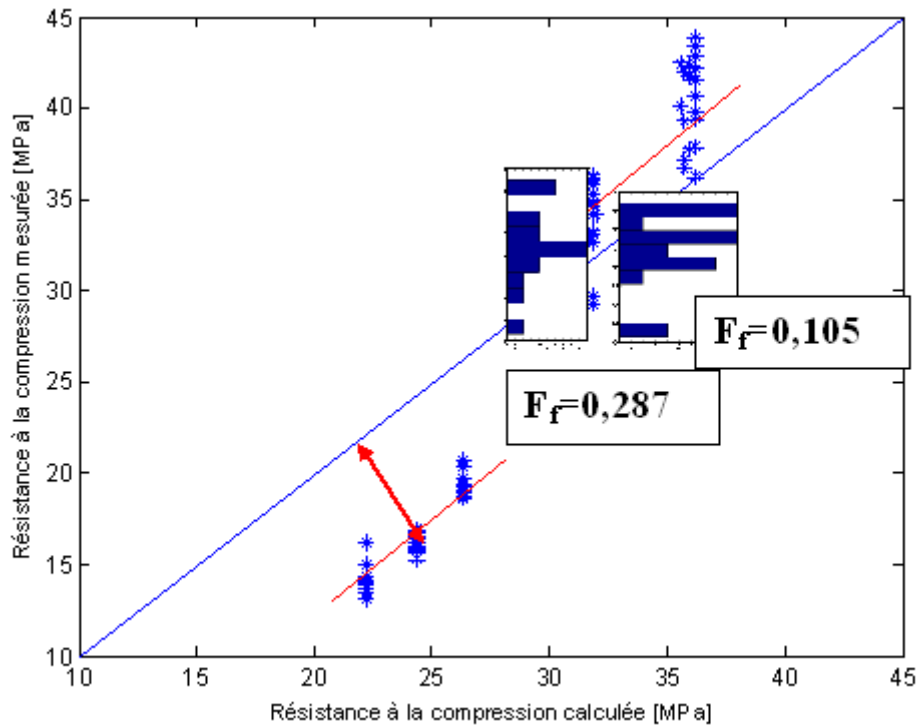


Figure 6.7 : Comparaison entre valeurs calculées et mesurées de la résistance à la compression de bétons pour un dosage en ciment de 400 kg/m<sup>3</sup> et différents rapports eau/ciment

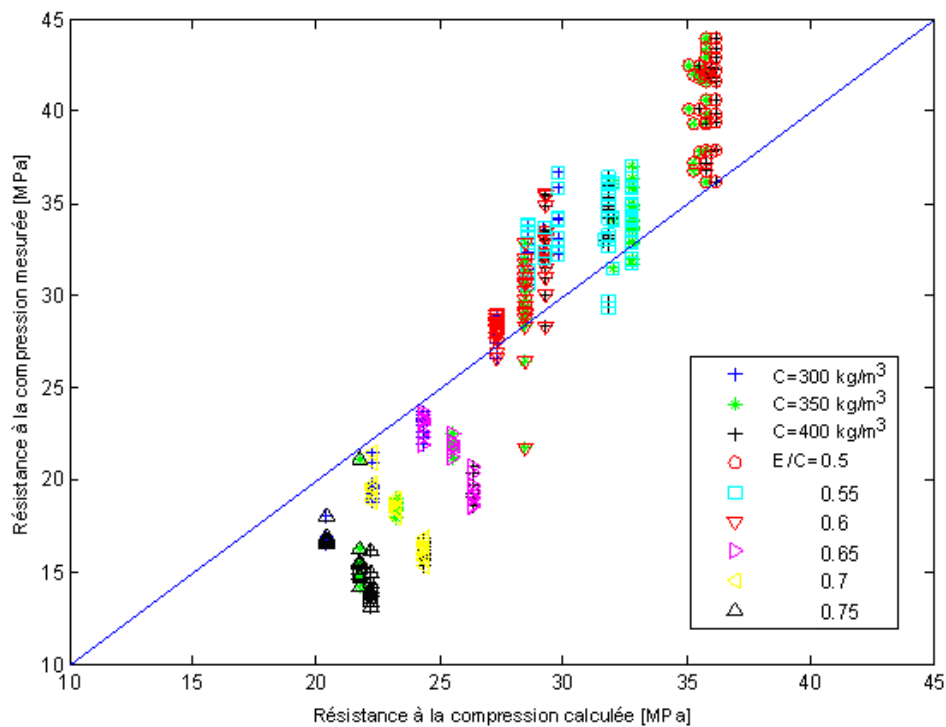


Figure 6.8 : Vérification expérimentale de la relation de Féret

La figure 6.8 regroupe l'ensemble des mesures effectuées et des valeurs calculées et montre que les valeurs des résistances à la compression calculées par la relation de Féret sont légèrement différentes de celles effectivement mesurées, avec une erreur moyenne (en valeur absolue) de 2.35 MPa, ceci peut être dû, selon l'équation 6.3, au cumul des incertitudes suivantes:

- L'incertitude de l'aéromètre à béton qui est de l'ordre de 0.5%,
- L'incertitude, difficile à estimer, de mesure du volume d'air. En effet, celle ci est réalisée sur le béton en place dans l'aéromètre et non celui du béton en place dans les éprouvettes sur lesquelles nous mesurons la résistance. Or le volume d'air, sensible aux conditions de malaxage et de mise en place, peut différer d'un cas à l'autre,
- L'incertitude sur le dosage en ciment  $\Delta C = \pm 0.05 \text{ kg}$ ,
- L'incertitude sur le dosage en eau  $\Delta E$  qui est fonction de l'erreur absolue des éprouvettes utilisées lors de l'expérimentation et qui diffère d'un cas à l'autre.

A partir de l'équation (5.7) nous avons déterminé  $\frac{\Delta f_c}{f_c}$ , connaissant  $\Delta E, \Delta V_a$  et  $\Delta C$

$$\log f_c = \log 243,5 - 2 \log \left( 1 + 2,98 \left( \frac{E + V_a}{C} \right) \right)$$

Si on pose  $X = 1 + 2,98 \left( \frac{E + V_a}{C} \right)$ , alors  $\log f_c = \log 243,5 - 2 \log X$

Or :  $\frac{df_c}{f_c} = -2 \frac{dX}{X}$ , avec  $dX = \frac{\partial X}{\partial E} dE + \frac{\partial X}{\partial V_a} dV_a + \frac{\partial X}{\partial C} dC$

Il vient :  $dX = \frac{2,98}{C} dE + \frac{2,98}{C} dV_a - 2,98 \frac{(E + V_a)}{C^2} dC$

D'où :  $\frac{df_c}{f_c} = -\frac{2}{X} \left[ \frac{2,98}{C} dE + \frac{2,98}{C} dV_a - 2,98 \frac{(E + V_a)}{C^2} dC \right]$

Enfin,

$$\frac{\Delta f_c}{f_c} = \frac{2}{1 + 2,98 \left( \frac{E + V_a}{C} \right)} \left[ \frac{2,98}{C} \Delta E + \frac{2,98}{C} \Delta V_a + 2,98 \frac{(E + V_a)}{C^2} \Delta C \right] \dots\dots\dots(6.3)$$

Sur la figure 6.8, nous n'avons pas indiqué les barres d'erreurs car ces dernières sont inférieures en général à 2 MPa et donc très en dessous de la dispersion observée. La dispersion est donc majoritairement extérieure aux incertitudes de mesures.

Nous nous contentons de montrer ici, que la règle de Féret, permet une très bonne prévision de la résistance à la compression de bétons préparés avec différents rapports E/C (figures 6.5, 6.6, 6.7 et 6.8). Elle sous-estime toutefois les résistances pour  $f_c \geq 27$  MPa, c'est-à-dire pour les rapports  $E/C \leq 0,6$  et les surestime pour  $f_c \leq 27$  MPa, c'est-à-dire pour les rapports  $E/C > 0,6$ . Cela permet d'être en sécurité pour la moyenne partie des bétons ou  $f_c \geq 29$  MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien (CTC)).

### 6.3. CONCLUSION

Le programme expérimental, nous à permis de présenter les résultats d'études concernant d'une part, les propriétés du béton à l'état frais (consistance, air occlus) et d'autre part, montrer l'influence de l'affaissement affectée par la teneur en eau et le pourcentage d'air occlus sur la résistance à la compression des différents mélanges, ce qui nous à permis d'avoir une vision globale sur la mécanique des bétons de la région.

Par le biais des résultats obtenus lors de cette campagne d'essais, nous avons constitué une banque de données qui nous a permis de comparer, à travers une analyse statistique, le modèle établi par Féret et les résultats d'essais. Nous avons montré que la règle de Féret permet une très bonne prévision de la résistance à la compression de bétons préparés avec différents rapports E/C. Elle sous-estime toutefois les résistances

pour  $f_c \geq 27$  MPa, c'est-à-dire pour les rapports E/C  $\leq 0,6$  et les surestime pour  $f_c \leq 27$  MPa, c'est-à-dire pour les rapports E/C  $> 0,6$ . Cela permet d'être en sécurité pour la moyenne partie des bétons ou  $f_c \geq 29$  MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien (CTC)).



## CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Une régulation globale de la qualité du béton est souhaitable lors de sa fabrication. Il s'agit de s'assurer que le béton, à sa sortie du malaxeur, possède les propriétés spécifiées dans son cahier des charges, malgré les variations qualitatives de ses constituants. L'estimation précise du dosage en eau est, sans doute, l'opération principale à mener dans un premier temps. Cette recherche a pour but d'améliorer la régularité de la qualité du béton dans la région de Tlemcen. Certains résultats que nous espérons intéressants vont être résumés par la suite. Ce travail va nous permettre également d'ouvrir d'autres voies de recherches, avant qu'une régulation globale de la fabrication du béton puisse être obtenue, conduisant à une meilleure maîtrise de la qualité des bétons en production.

Dans la pratique, ce sont deux propriétés, l'ouvrabilité et la résistance mécanique, qui doivent être mises au point en premier lors de la formulation. En effet, l'ouvrabilité contrôle la mise en œuvre sur chantier tandis que la résistance mécanique conditionne la capacité portante de l'ouvrage. L'ouvrabilité est sensible au dosage en eau, en adjuvant et en fines. La résistance à la compression du béton est influencée par divers paramètres mais essentiellement contrôlée par la qualité du ciment et le rapport E/C. La fluctuation de ces paramètres de composition engendre des variations des propriétés prescrites.

Par ailleurs, nous avons procédé à une revue de diverses méthodes de formulation des bétons, ainsi qu'à une analyse critique de ces méthodes couramment utilisées en France, en Grande Bretagne et Aux Etats-Unis d'Amérique. La première remarque, c'est que ces méthodes empiriques ne sont pas compatibles entre elles, et conduisent, en l'absence d'essais, à des compositions très différentes. Ensuite, toutes ces méthodes se limitent à la gestion d'un nombre très réduit de propriétés des bétons (résistance et maniabilité, le plus souvent au travers de l'essai au cône d'Abrams) à l'exception de la méthode basée sur le modèle d'empilement compressible proposée par de Larrard.

Toutefois, Dans les règles de calcul des structures en béton, ce dernier, est essentiellement caractérisé par sa résistance en compression simple à 28 jours, dite résistance caractéristique, notée  $f_{c28}$ . La plupart des autres caractéristiques en sont déduites (résistance en traction, module de Young, etc.). Or pour un type de granulats et pour un type de ciment donnés,  $f_{c28}$  dépend presque exclusivement de la composition de la pâte de ciment c'est-à-dire du rapport E/C intervenant dans la composition massique du béton. Ce facteur conditionne aussi la porosité de la matrice cimentaire du béton durci, qui est un paramètre qui influe beaucoup sur la durabilité du béton.

Les différents points cités ci-dessus ont fait l'objet de la première partie de cette thèse. La deuxième partie concerne, en plus, des caractéristiques physico-mécaniques du

ciment ainsi que l'identification des propriétés des granulats des deux carrières de Djebel Abiod et Dhar El Mendjel (ENG), l'optimisation des proportions du squelette granulaire, la variabilité des résistances à la compression, l'influence de plusieurs paramètres (cure, dosage en ciment, l'âge, rapport E/C) sur la résistance à la compression des bétons ainsi que l'influence de l'affaissement affecté par la teneur en eau et le pourcentage d'air occlus sur la résistance à la compression des différents mélanges réalisés.

A l'issue de la campagne d'essais, qui a constitué un travail expérimental considérable, Trente quatre bétons ont été mis au point et environ 1600 éprouvettes 16x32 cm ont été confectionnées, nous pouvons dresser la liste de conclusions suivantes :

- Les résultats des essais montrent que le ciment est conforme aux exigences de sa classe. Ces masses volumiques sont incluses dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 et sa consistance est conforme à la norme NF EN 196-3. De même, ces résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1.

- L'étude que nous avons entreprise montre que les granulats concassés des deux carrières choisies ont présenté de bonnes propriétés physiques, physico- chimiques et mécaniques, qui répondent en général, aux spécifications exigées par la norme P 18-541 (granulats pour bétons hydrauliques) .

- Dans le cadre de l'optimisation des proportions du squelette granulaire, le rapport optimum expérimental G/S trouvé (pour lequel l'affaissement est maximal) est de 1,7 pour le béton DA et il est de 1,6 pour le béton DM.

- Nous avons montré l'existence d'une dispersion dans les résultats des résistances à la compression des éprouvettes 16x32 cm, mais qui reste en général dans le domaine de l'acceptable ( $\sigma < 5\%$ ). Toutefois, nous avons obtenu un grand nombre de bétons ayant des résistances caractéristiques  $f_{ck}$  supérieures à 25 MPa (valeur exigée par le CTC) ce qui constitue, une des réponses aux attentes des praticiens de la région. A cet effet et en vue d'augmenter la résistance des structures en béton, les praticiens ont intérêt à diminuer la quantité d'eau présente au sein du béton durci, sans pour autant augmenter le dosage en ciment du béton. Le défaut du sable concassé provient souvent de son pourcentage élevé en fines. Il a été montré qu'une quantité d'environ 10% de filler calcaire dans un sable est généralement bénéfique, pour les propriétés du béton. En revanche, les sables concassés que nous avons utilisés contiennent 17 et 15% de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ , lesquelles augmentent de façon excessive le besoin en eau du béton. C'est la raison pour laquelle nous pensons laver ces derniers. Malheureusement, le lavage n'élimine pas que les particules fines, mais aussi une partie de celles se situant dans la plage (0,1, 0,5 mm) qui sont essentielles à la stabilité du béton. La bonne solution que nous recommandons aux praticiens consiste à utiliser ces

sables concassés tel quels, en conservant leurs distributions naturelles de tailles, avec moins de ciment et d'eau, grâce à l'emploi d'un adjuvant.

➤ Les éprouvettes conservées à l'eau ont présenté des résistances plus élevées que celles conservées à l'air suite à une hydratation plus complète du ciment. Le rapport entre la résistance à 28 jours (cure à l'air) et la résistance conventionnelle à 28 jours (cure à l'eau) est en moyenne égale à 0,7.

➤ Selon les normes en vigueur sur l'application des cures au béton et en considérant la classe faible du ciment utilisé ce sont les rapports E/C de 0.5, 0.55 et 0.6 qui offrent aux bétons les valeurs de résistances supérieures à 29 MPa (valeur exigée par le CTC) pour une cure à l'eau, à l'exception du rapport E/C de 0.6, C=300 kg/m<sup>3</sup> et granulats de Djebel Abiod. Si le béton sèche à l'air libre, seul le rapport E/C de 0.5 respecte cette exigence ainsi que celui correspondant à E/C = 0.55, C = 400 kg/m<sup>3</sup> et granulats de Dhar El Mendjel. Il est donc très important d'utiliser une cure soit par protection du béton contre le séchage par exemple par une bâche, soit par vaporisation de l'eau au jeune âge quand on utilise des rapports E/C très faibles.

➤ Les bétons mis au point couvrent une gamme de résistance extrêmement large depuis 12,1MPa jusqu'à des bétons de 40,9MPa destinés pour les structures en béton armé de bâtiment ou de travaux publics et ce pour une classe de résistance de 32,5. Ces bétons ont présentés de bonnes propriétés à l'état frais, et ont pu être utilisés pour fabriquer dans de bonnes conditions divers corps d'épreuve.

➤ Pour un rapport E/C donné, les résistances à la compression ne semblent pas être affectées par le dosage en ciment (300 kg/m<sup>3</sup>, 350 kg/m<sup>3</sup> et 400 kg/m<sup>3</sup>), ceci est valable pour tous les rapports E/C examinés. Dans ces conditions, un dosage de 350 kg/m<sup>3</sup> reste suffisant et par conséquent économique.

➤ Les résultats obtenus permettent d'observer que la résistance à la compression à 28 jours augmente quand le rapport E/C diminue.

➤ Les valeurs expérimentales des résistances s'ajustent convenablement selon une loi en puissance, conformément à la règle générale formulée par René Féret en 1896 ainsi que celle établie par Duff Abrams en 1919.

➤ Nous avons élaboré un abaque servant pour la formulation de bétons, qui permet d'évaluer approximativement le dosage en ciment C en fonction de E/C et de l'ouvrabilité désirée, qui s'étend depuis l'état ferme jusqu'à l'état fluide dont l'utilisation paraît aisée.

➤ La résistance à la compression à 28 jours ainsi que le pourcentage d'air occlus décroissent avec l'augmentation de l'affaissement qui est due à l'influence du rapport

E/C, et plus particulièrement, lorsque la consistance passe de ferme à plastique, à très plastique puis fluide.

➤ Lorsque la teneur en air augmente, toutes choses égales par ailleurs, la résistance à la compression des bétons diminue pour les essais effectués sur les bétons dont les rapports E/C de 0.5, 0.55 et 0.6. Par contre, pour les rapports E/C de 0.65, 0.70 et 0.75, la résistance à la compression des mélanges augmente mais très peu, certainement, en raison de la consistance très plastique à fluide de certains bétons particulièrement ceux dosés à 350 kg/m<sup>3</sup> et 400 kg/m<sup>3</sup>.

➤ Les valeurs des résistances à la compression calculées par la relation de Féret sont légèrement différentes de celles effectivement mesurées, avec une erreur moyenne (en valeur absolue) de 2.35 MPa. La règle de Féret sous-estime toutefois les résistances pour  $f_c \geq 27$  MPa et les surestime pour  $f_c \leq 27$  MPa. Cela permet d'être en sécurité pour la moyenne partie des bétons ou  $f_c \geq 29$  MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)).

## Perspectives

Enfin, l'étude entreprise a été menée au sein de notre laboratoire sur des bétons constitués à partir des granulats des deux plus grandes carrières de la région à savoir, celle de Djebel Abiod ainsi que celle de Dhar El Mendjel. Bien que, nous avons obtenus des résultats encourageants, Un travail considérable reste à faire en vraie grandeur au niveau de l'ensemble des centrales de nos fournisseurs de Béton près à l'emploi (BPE), en fonction de leurs propres matériaux, afin d'optimiser les mélanges pour une plus grande efficacité et économie et aller vers un contrôle rationnel et global de la qualité du béton.

D'un autre côté, la banque de données que nous avons constituée gagne à être alimentée par d'autres résultats expérimentaux effectués sur des bétons réalisés à base d'autres granulats concassés de la région, afin que l'on puisse à l'avenir, et dans le cadre d'autres travaux, procéder à une analyse statistique détaillée pour mettre en exergue les lois de distribution qui régissent les résistances caractéristiques, les probables corrélations existantes entre les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durci ainsi que l'élaboration d'éventuels modèles et tendances.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**ABBASI A.F., ALAM M.S.** (1982); Compressive strength of concrete in hot weather, Housing Science, vol. 6, N° 2 IAHS.

**ABRAMS D.** (1919), (1981); Properties of concrete, cité par **NEVILLE A.M.**, 3<sup>rd</sup> Ed., Pitman.

**ACI 211.1-91** (1994), Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete, ACI manual of concrete practice, part 1 : materials and general properties of concrete, Detroit, Michigan.

**ACI 214-77 (Reapproved 1989)**, (1994); Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavement, Detroit, Michigan, 14 p.

**ACI 318-95** (1996); Building code requirements for structural concrete, ACI Manual of concrete Practice, part3: Use of Concrete in Buildings-Design, Specifications, and Related Topics, Detroit, Michigan, 345 p.

**AFNOR.** (2002) ; Béton et constituants du béton. Tome 1 : Spécifications du béton et de ces constituants, 5<sup>e</sup> édition, Paris, 431 p.

**AFNOR.** (2002) ; Béton et constituants du béton. Tome 2 : Méthodes d'essai du béton, 5<sup>e</sup> édition, Paris, 510 p.

**AÏTCIN P.C.** (2001) ; Bétons haute performance, Editions Eyrolles, France, 683 p.

**ALEXANDER K.M. et col.** (1961), Discussion of Walker S. and Bloem D.L. (1960), "Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete", ACI Journal, Vol. 32, N° 9, pp. 1201-1258.

**ALEXANDER K.M., IVANUSEC I.** (1982) ; Long term effects of cement SO<sub>3</sub> content on the properties of normal and high-strength concrete, Part I. The effect on strength, Cement and Concrete Research, 12, N° 1, pp. 51-60.

**ALEXANDERSON J.** (1972) ; Strength losses in Heat Cured Concrete, Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm.

**BARNES B. D., ORNDOREF R. L., ROTEN J. E.** (1977); Low initial curing temperature improves the strength of concrete test cylinders, J. Amer. Concr. Inst., 74, N°12, pp. 612-15.

**BARON J., LESAGE R.** (1969) ; Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques, Rapport de recherche des LCPC N° 3, Paris, Août.

**BARON J., LESAGE R.** (1976) ; La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier, Rapport de recherche des LCPC N° 64, Paris, Décembre.

**BARON J.** (1982) ; La nécessité d'une démarche pragmatique: idée de maniabilité et sa mise en pratique, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »), Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

**BARON J., OLLIVIER J.P.** (1996); Les bétons bases et données pour leur formulation, Edition Eyrolles, Paris, 522 p.

**BOLOMEY J.** (1935) ; Granulation et prévision de la résistance probable des bétons, travaux, 19, 30, 228-232.

**BOUASKER M. et col.** (2006) ; Retrait chimique des mortiers au très jeune âge : influence des inclusions granulaires, in XXIV<sup>ème</sup> Rencontres Universitaires du Génie Civil, La Grande Motte, France, pp. 1-8.

**BOUKLI HACENE M.A., GHOMARI F.** (2007); Study of the compression resistance of local concretes, Twelfth International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering, ICSGE, Cairo, Egypt, 10-12 December, pp.1005-1014.

**BOUKLI HACENE M.A., GHOMARI F., KHELIDJ A.** (2009); Compressive Strengths of Concrete Formulated with Algerian Local Materials, Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 3, No. 2, Avril, pp.103-117.

**BRANDT A.M.** (1998); Optimization methods for material design of cement- based composites, modern concrete technology series N° 7, S. Mindess and A. Bentur, editors, E & FN SPON, London, 314 p.

**BUIL M., OLLIVIER J.P.** (1992) ; Conception des bétons : la structure poreuse, in La durabilité des bétons, Baron J. and Ollivier J.P., Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p. 57-106.

**BYFORS J.** (1980) ; Plain concrete at early ages, Swedish Cement and Concrete Reaserch Institute at the Institute of Technology, Ed., Stockholm, CBI, Reaserch 3:8.

**CAQUOT A.** (1937) ; Rôle des matériaux inertes dans le béton, mémoire de la société des ingénieurs civils de France, Juillet-Août, pp. 562-582.

**CAZACLIU B., GUIEYSSE B., GARCIN O., BUISSON F., BAUDRU Y., CHANUT S., LALLEMANT-GAMBOA I.** (2006) ; Laboratory evaluation of 9 mixers, rapport LCPC pour le projet européen Innocrete, 71 p.

**CEBTP** (1982 et 1984) ; Recherches sur les règles de constructions en béton armé dans les pays tropicaux et équatoriaux, Rapports CEBTP : 41005 d'Août 1982 et 412.9.151 de Octobre 1984.

**CHANVILLARD G., d'ALOIA L.** (1994) ; Préviation de la résistance en compression au jeune âge du béton, Application de la méthode du temps équivalent, Bull. Liaison Lab. Ponts et Ch., 1994, 193, 39-51.

**CHANVILLAR G.** (1999); Connaissances générales sur le matériau béton, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Lyon, 169 p.

**CHOPIN D.** (2003) ; Malaxage des bétons à hautes performances et des bétons autoplaçants. Optimisation du temps de fabrication, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'Université de Nantes, Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, OA 41.

**CIMBETON** (2006); Les bétons: formulation, fabrication et mise en oeuvre, Paris.

**CORDON W.A., GILLESPIE H.A.** (1963), Variables in Concrete Aggregates and Portland Cement Paste Which Influence the Strength of Concrete, Journal of the American Concrete Institute, Août.

**DAY K.W.** (1995); Concrete Mix-Design, Quality, Control and Specification, E & FN SPON, London, 350 p.

**DE LARRARD F., SITZKAR J.C., HU C.** (1993) ; Conception d'un rhéomètre pour bétons fluides. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 186, Juillet-Août, pp. 55-60.

**DE LARRARD F., BELLOC A.** (1999) ; L'influence du granulat sur la résistance à la compression des bétons. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N°219, Janvier Février, pp.41-52.

**DE LARRARD F.** (2000); Structures granulaires et formulation des bétons, traduit de l'anglais par LECOMTE A., Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 414 p.

**DELMAS L., BAILLOT T.** (2006) ; Influence de la mise en oeuvre sur la porosité des bétons, Projet de Recherches Technologiques, Institut National des Sciences Appliquées, Projet de Recherches Technologiques, 62 p.

**DEWAR J.D.** (1986) ; The structure of fresh concrete, First Sir Frederick Lea memorial lecture, institute of concrete technology, reprinted by British ready mixed concrete association, 23 p.

- DREUX G.** (1970); Guide pratique du béton, Collection de l'ITBTP, Paris.
- DREUX G., GORISSE F.** (1983) ; Composition des bétons : méthode Dreux Gorisse, bilan de cinq années d'application en Côte d'Ivoire, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 414, Paris, Mai.
- DREUX G.** (1986) ; Nouveau guide du béton, 5<sup>e</sup> édition, Eyrolles, Paris.
- DREUX G., FESTA J.** (1998) ; Nouveau guide du béton et ses constituants, éditions Eyrolles ; Paris, 409 p.
- DUPAIN R., LANCHON R., SAINT-ARROMAN J.C.** (2000); Granulats, sols, ciments et bétons, Edition Casteilla, Paris, 236 p.
- DUTRON P.** (1985) ; Introduction, in Le béton et l'eau, Saint-Rémy-lès-Chevreuse (France): Conseil International de la langue française. p. 1-211.
- EL BARRAK M., MOURET M., BASCOUL A.** (2008) ; Self-compacting concrete paste constituents : Hierarchical classification of their influence on flow properties of the paste, Cement & Concrete Composites.
- EUROCODE 2** (2005) ; Calcul des structures en béton, EN 1992-1-1, CEN, p. 250, Oct.
- FAURY J.** (1958) ; Le béton : Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers, 3<sup>e</sup> édition, Dunod, Paris.
- FAVRE J.L.** (2004) ; Sécurité des ouvrages, Risques. Modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques, Edition Ellipses, Paris.
- FERET R.** (1892) ; Sur la compacité des mortiers hydrauliques, Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, Annales des Ponts et Chaussées, Série 7, Vol. 4, pp. 5-164.
- FOLLIOT A., BUIL M.** (1982) ; La structuration progressive de la pierre de ciment, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »), Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- GALLIAS J.L., KARA-ALI R., BIGAS J.P.** (2000) ; The effect of fine mineral admixtures on water requirement of cement pastes, Cement and Concrete Research 30, pp. 1543-1549.
- GONNERMAN H.F., LERCH W.** (1951) ; Changes in characteristics of portland cement as exhibited by laboratory tests over the period 1904 to 1950, ASTM Sp. Publ. N° 127.
- GORISSE F.** (1978) ; Essais et contrôle des bétons, éditions Eyrolles, Paris.



**HU C.** (1995) ; Rhéologie des bétons fluides, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, OA16, Paris.

**KAKIZAKI M., EDAHIRO H., TOCHIGI T., NIKI T.** (1992) ; Effect of mixing method on mechanical properties and pore structure of ultra high-strength concrete, Katri Report N° 90, 19 pp. (Kajima Corporation, Tokyo, 1992) (and also in ACI SP-132 (Detroit, Michigan, 1992)).

**KAWAKAMI H.** (1972); Effect of gravel size on strength of concrete with particular reference to sand content, Proc. Int. Conf. on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, vol. IV, Concrete and Cement Past Glass and Ceramics, pp. 96-103 (Society of Materials Science, Kyoto, Japan).

**KHELIDJ A., LOUKILI A., BASTIAN G.** (1998); Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation : incidence sur les retraits, RILEM, Materials and Structures, 31, pp.588-594.

**KJELLEN K.O., DETWILER R. J., GJORV O. E.** (1990); Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures, Cement and Concrete Research, 20, N° 2, pp. 308-11.

**KLIEGER P.** (1958) ; Effect of mixing and curing temperature on concrete strength, J. Amer. Concr. Inst., 29, 12, 1063-1081.

**KOEHLER E.P., FOWLER D.W.** (2007) ; Aggregates in self - consolidating concrete – International Center for aggregates Research (ICAR), The University of Texas at Austin, March.

**LACHEMAT L., KENAI S.** (1994) ; Effet du type et de la durée de cure sur les propriétés du béton en climat chaud, Séminaire international sur la qualité du béton en climat chaud, Ghardaïa, 22-23 Mars.

**LAPOINTE R.** (1997) ; Contribution à l'étude des méthodes d'injections des fissures dans le béton, Mémoire des études graduées, Université McGill, Montréal, Canada, mai.

**LEBART L., MORINEAU A., FENELON J.P.** (1982) ; Traitement des données statistiques, Bordas, Paris, 519 p.

**LESAGE R.** (1974) ; Etude expérimentale de la mise en place du béton frais, Rapport de recherche des LCPC N° 37, Paris, Juin.

**MAKHOULFI Z., BOUHICHA M.** (2008) ; Formulation du béton calcaire du tunisien de Laghouat, Algérie Equipement, N° 44, mai, pp. 14-21.

**MAMILLAN M.** (1970) ; Recherches expérimentales sur l'accélération du durcissement du béton par le chauffage, Annales de l'ITBTP, 267-268, 133-203.

**MASO J.C.** (1982) ; La liaison pâte – granulat, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »), Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

**MEYER A.** (1963); Über den Einfluss des Wasserzementwertes auf die Frühfestigkeit von Beton, Betonstein Zeitung, N° 8, pp. 391-4.

**NEVILLE A.M.** (1959) ; Test on the strength of high-alumina cement concrete, J. New Zealand Inst. E., 14, N° 3, pp. 73-7.

**NEVILLE A.M.** (2000) ; Propriétés des bétons, ed. CRIB., Paris, Eyrolles, 806 p.

**NF EN 1008 (IDC P 18-211)** (2003) ; Eau de gâchage pour bétons – Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour le béton.

**NF EN 206-1** (avril 2004) : Béton - Partie 1 : spécification, performances, production et conformité + Amendement A1 (avril 2005) + Amendement A2 (octobre 2005) (Indice de classement : P18-325-1).

**NGOC-DONG L.** (2007) ; Amélioration de la régularité du béton en production, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 248 p.

**NGUYEN T.L.H.** (2007) ; Outils pour la modélisation de la mise en œuvre des bétons, Thèse de Doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, décembre, 139 p.

**NIELSEN L.F.** (1993) ; Strength development in hardened cement paste : examination of some empirical equations, Materials and Structures, 26, N° 159, pp. 255-60.

**NORMES ALGERIENNES** (1992) ; édition et diffusion Abou Hamou Moussa, Alger.

**ODLER I., ROSSLER M.** (1985) ; Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated portland cement pastes. II. Effect of pore structure and the degree of hydration, Cement and Concrete Research, 15, N° 3, pp. 401-10.

**Ollivier J.P., BUIL M.** (1992) ; Conception des bétons : la structure poreuse, "La durabilité des bétons", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Eds., Paris.

**OUCHI M.** (1999) ; State-of-the-art report on self-compactability evaluation, Concrete Engineering Series, N° 30, Japan, pp. 111-120.

**PIGEON D.** (1999) ; Durabilité et réparation du béton, Cours de l'Université de Sherbrook, Canada.

**PILLET M.** (1992) ; Introduction aux plans d'expériences par la méthode Taguchi, les éditions d'organisation Ed., Paris.

**PLASSAIS A.** (2003) ; Nanoporosité, texture et propriétés mécaniques de pâtes de ciments, Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie Paris 6, Physique et chimie des matériaux, janvier, 167 p.

**POPOVICS S.** (1990); Analysis of concrete strength versus water-cement ratio relationship, ACI Materials Journal, 57, N° 5, pp. 517-29.

**POPOVICS S., POPOVICS J.** (1995); Computerisation of the Strength versus W/C Relationship, Concrete International, vol. 17, N°4, pp. 37-40, April.

**POWERS T.C.** (1949) ; The air-requirement of frost-resistant concrete. Proceedings of the Highway Research Board, 1949. 29: pp. 184-211.

**PROJET DE L'ENTREPRISE NATIONALE DES GRANULATS** (1996) ; Station géante El-Malah. Rapport d'étude géologique du gisement de Dhar El-Mendjel, Alger, Novembre.

**REGLES BAEL 91 REVISEES 99 (DTU P18-702)** (mars 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8).

**REGLES BPEL 91 (DTU P18-703)** (avril 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint selon les méthodes des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 2 : béton précontraint) + Amendement A1 (Cahiers CSTB 2578 et 3193, février 2000).

**REGOURD M., GAUTIER E.** (1980) ; Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. Annales de l'ITBTP, N° 387, oct.

**REGOURD M.** (1982) ; L'hydratation du ciment Portland, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »), Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

**ROSLER M., ODLER I.** (1985) ; Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated portland cement pastes. I. Effect of porosity, Cement and Concrete Research, 15, N° 2, pp. 320-30.

**ROSSI P., WU X.** (1994) ; Comportement en compression du béton : mécanismes physiques et modélisation, Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées, 189, Janvier-Février, pp. 89-94.

**SADO G. et SADO M.C.** (1991) ; Les plans d'expériences. De l'expérimentation à l'assurance qualité, Afnor Technique Ed., Paris.

**SAHU S. et col.** (2004) ; Determination of water–cement ratio of hardened concrete by scanning electron microscopy, *Cement and Concrete Composites*, 2004. 26(8): pp.987-992.

**SANDERS D.H., ALLARD F.** (1992) ; Les statistiques. Une approche nouvelle, McGraw-Hill, Ed., Montréal, 2<sup>e</sup> édition.

**SEDRAN T.** (1999) ; Rhéologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 224 p.

**SEDRAN T., DE LARRARD F.** (2000) ; BétonlabPro2. Logiciel de formulation des bétons, version 2.0 exécutable sous Windows, logiciel et notice, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

**SERSALE R., CIOFFI R., FRIGIONE G., ZENONE F.** (1991) ; Relationship between gypsum content, porosity, and strength of cement, *Cement and Concrete Research*, 21, N° 1, pp. 120-6.

**STOCK A.F., HANNANT D.J., WILLIAMS R.I.T.** (1979); The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, *Mag. Concr. Res.*, 31, N° 109, pp. 225-34.

**TATERSALL G.H., BANFILL P.G.F.** (1983) ; The Rheology of Fresh Concrete, Pitman, London.

**TCHEMIAKINE A.** (1988) ; Projet / Agrégats Tlemcen-2, Gisement Djebel Abiod, Rapport géologique final, Boumerdes, Juin.

**U.S. BUREAU OF RECLAMATION** (1975) ; Concrete Manual, 8th EDN (Denver, Colorado).

**VANDANJON J.O., DE LARRARD F., DEHOUSSE B., VILLAIN G., MAILLOT R., LAPLANTE P.** (2000) ; Homogénéisation des bétons en centrale de fabrication discontinue. Influence du temps de malaxage et du mode d'introduction des additions minérales, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 228.

**VERBECK G.J., HELMUTH R.A.** (1968) ; Structures and physical properties of cement paste, *Proc. 5th Int. Symp. On the Chemistry of cement*, Tokyo, Vol. 3, pp. 1-32.

**Vu X. H.** (2005) ; Formulation, procédure de fabrication du béton R30A7, dans le rapport scientifique "Caractérisation et modélisation du comportement mécanique des bétons sous très fort confinement", responsable du projet L. Daudeville.

**WALKER S., BLOEM D.L.** (1960), Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 32, N° 3, Septembre, pp. 283-298.

**WALZ K.** (1976); Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren, Beton, 26, N° 3, pp. 95-8.

**WASHA G.W., WENDT K.F.** (1975); Fifty year properties of concrete, J. Amer. Concr. Inst., 72, N° 1, pp. 20-8.

**WOOD S.L.** (1991); Evaluation of the long-term properties of concrete, ACI Materials Journal, 88, N° 6, pp. 630-43.

**ZIVKOVIC S.D.** (1992) ; The effect of increased temperature on fresh and hardened concrete, in : Concrete in hot climates, Proceedings of the third international RILEM conference, Torquay, 21-25 september 1992, E. & F.N. Spon, Ed., London, 1992, 3-12.

## **ANNEXES**

**Annexe 1.1 : Valeurs caractéristiques de la composition phasique et chimique  
des différents types de ciment Portland [Neville, 2000]**

Ciment	Valeur	Composition (%)								Nombre d'échantillons
		C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	CaSO <sub>4</sub>	CaO libre	MgO	Perte au feu	
Type I	Maximale	67	31	14	12	3,4	1,5	3,8	2,3	21
	Minimale	42	8	5	6	2,6	0,0	0,7	0,6	
	Moyenne	49	25	12	8	2,9	0,8	2,4	1,2	
Type II	Maximale	55	39	8	16	3,4	1,8	4,4	2,0	28
	Minimale	37	19	4	6	2,1	0,1	1,5	0,5	
	Moyenne	46	29	6	12	2,9	0,6	3,0	1,0	
Type III	Maximale	70	38	17	10	4,6	4,2	4,8	2,7	5
	Minimale	34	0	7	6	2,2	0,1	1,0	1,1	
	Moyenne	56	15	12	8	3,9	1,3	2,6	1,9	
Type IV	Maximale	44	57	7	18	3,5	0,9	4,1	1,9	16
	Minimale	21	34	3	6	2,6	0,0	1,0	0,6	
	Moyenne	30	46	5	13	2,9	0,3	2,7	1,0	
Type V	Maximale	54	49	5	15	3,9	0,6	2,3	1,2	22
	Minimale	35	24	1	6	2,4	0,1	0,7	0,8	
	Moyenne	43	36	4	12	2,7	0,4	1,6	1,0	

**Annexe 2.1 : Valeurs de A données par Faury**

Consistance	Sables et graviers roulés	Sables roulés et graviers concassés	Sables et graviers concassés
Très fluide (pas de serrage)	32 et au-dessus	34 et au-dessus	38 et au-dessus
Fluide (faible serrage)	30-32	32-34	36-38
Molle (serrage moyen)	28-30	30-32	34-36
Ferme (serrage soigné)	26-28	28-30	32-34
Très ferme (serrage puissant)	24-26	26-28	30-32
Terre humide (serrage très puissant)	22-24	24-26	28-30

**Annexe 2.2 : Dosage en eau approximatif pour différents affaissements et dimensions maximales du gros granulat [Neville, 2000]**

Taille Maximale Du gros Granulat (mm)	Dosage en eau du béton					
	Affaissement de 25-50 mm		Affaissement de 75-100 mm		Affaissement de 150-175 mm	
	Granulat Arrondi (kg/m <sup>3</sup> )	Granulat anguleux (kg/m <sup>3</sup> )	Granulat arrondi (kg/m <sup>3</sup> )	Granulat anguleux (kg/m <sup>3</sup> )	Granulat Arrondi (kg/m <sup>3</sup> )	Granulat anguleux (kg/m <sup>3</sup> )
9,5	185	210	200	225	220	250
12,7	175	200	195	215	210	235
19	165	190	185	205	200	220
25,4	155	175	175	200	195	210
38,1	150	165	165	185	185	200
50,8	140	160	160	180	170	185
76,2	135	155	155	170	165	180



**Annexe 2.3 : Dosage approximatif en eau de gâchage et teneur en air pour différents affaissements et dimension maximale nominale du gros granulat selon la norme ACI 211.1-91**

Affaissement (mm)	Eau (kg/m <sup>3</sup> ) pour les dimensions maximales des granulats ci-dessous							
	9,5	12,5	19	25	37,5	50	75	150
Béton sans air entraîné								
25 à 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 à 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 à 175	243	228	216	202	190	178	160	-
air piégé (%)	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2
Béton à air entraîné								
25 à 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 à 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 à 175	216	205	197	184	174	166	154	-
Teneur en air totale (%) pour :								
amélioration de la maniabilité	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
exposition modérée	6,0	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0
exposition sévère	7,5	7,0	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0

**Annexe 2.4 : Volume en vrac de gros granulat par unité de volume de béton selon la norme ACI 211.1-91**

Dimension maximale du granulat mm	Volume en vrac de granulat séché et tassé par unité de volume de béton pour un module de finesse du granulat fin de			
	2,40	2,60	2,80	3,00
9,5	0,50	0,48	0,46	0,44
12,5	0,59	0,57	0,55	0,53
20	0,66	0,64	0,62	0,60
25	0,71	0,69	0,67	0,65
37,5	0,75	0,73	0,71	0,69
50	0,78	0,76	0,74	0,72
75	0,82	0,80	0,78	0,76
150	0,87	0,85	0,83	0,81

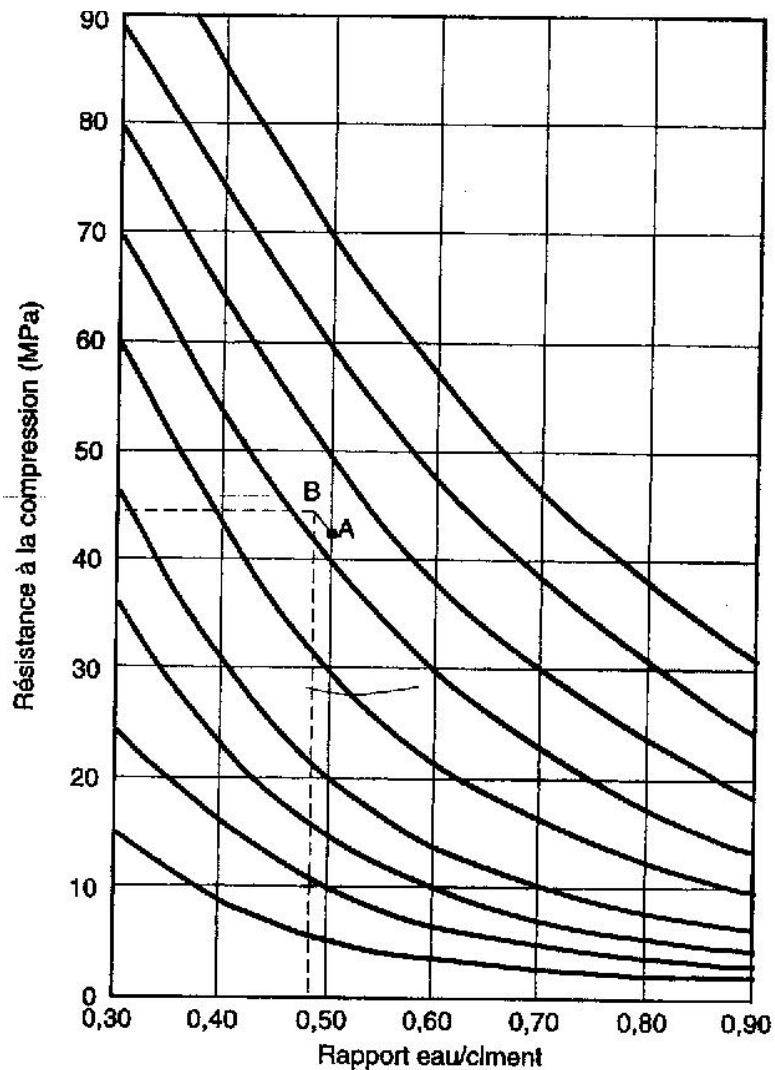
Les valeurs données permettent d'obtenir un mélange de maniabilité acceptable pour un ouvrage en béton armé. Pour obtenir un béton un peu moins maniable, par exemple pour la construction de routes, les valeurs peuvent être augmentées d'environ 10%. Pour un béton plus maniable, mis en place par pompage par exemple, les valeurs peuvent être réduites jusqu'à 10% environ.

**Annexe 2.5 : Résistances à la compression approximatives de bétons  
confectionnés avec un rapport E/C de 0,5 suivant la méthode Britannique de  
1988 [Neville, 2000]**

Type de ciment	Type de gros granulat	Résistance à la compression* (MPa) à l'âge de (jour)			
		3	7	28	91
Portland ordinaire (Type I) Portland résistant aux sulfates (Type V)	Non concassé	22	30	42	49
	Concassé	27	36	49	56
Portland a prise rapide (type III)	Non concassé	29	37	48	54
	Concassé	34	43	55	61

\* Mesurée sur cube

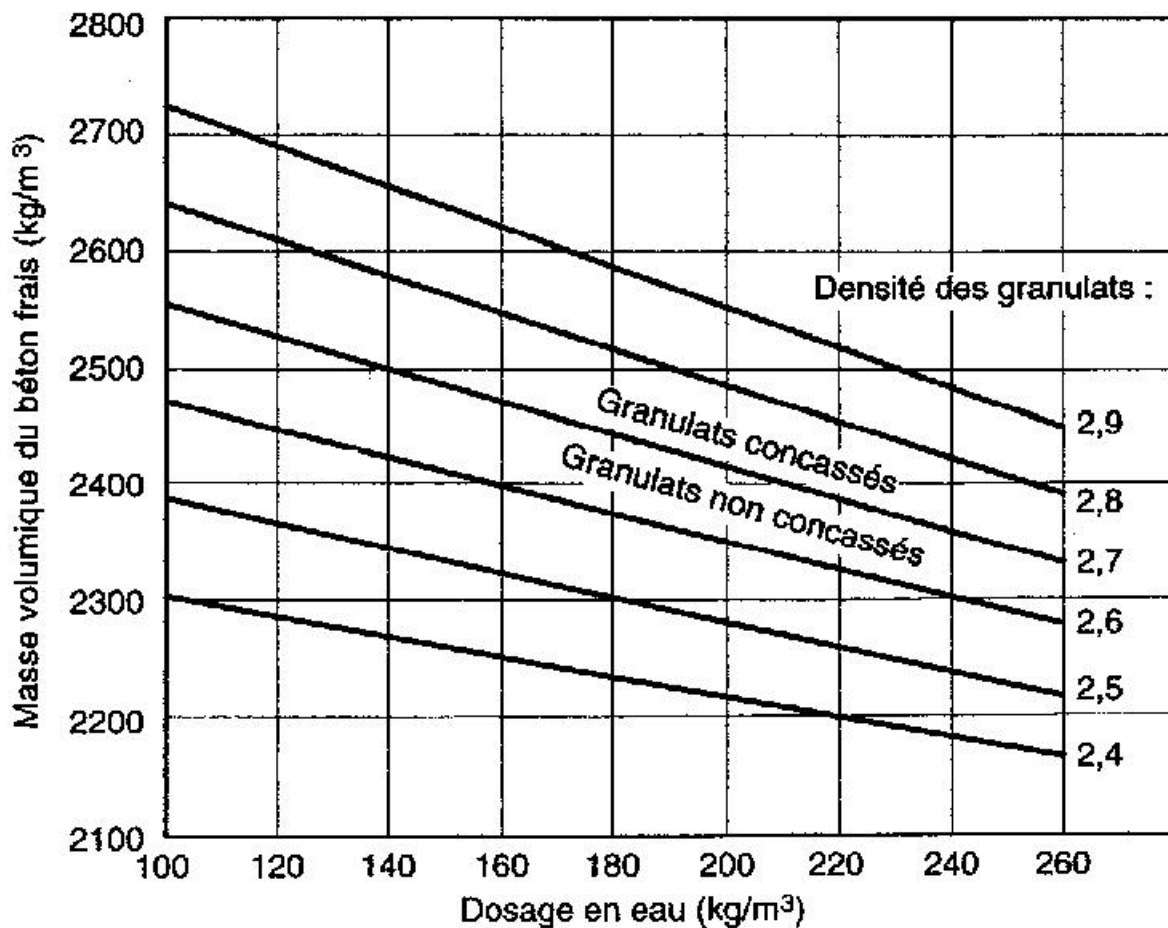
**Annexe 2.6 : Relation entre la résistance à la compression et le rapport E/C  
(méthode Britannique de formulation) [Neville, 2000]**



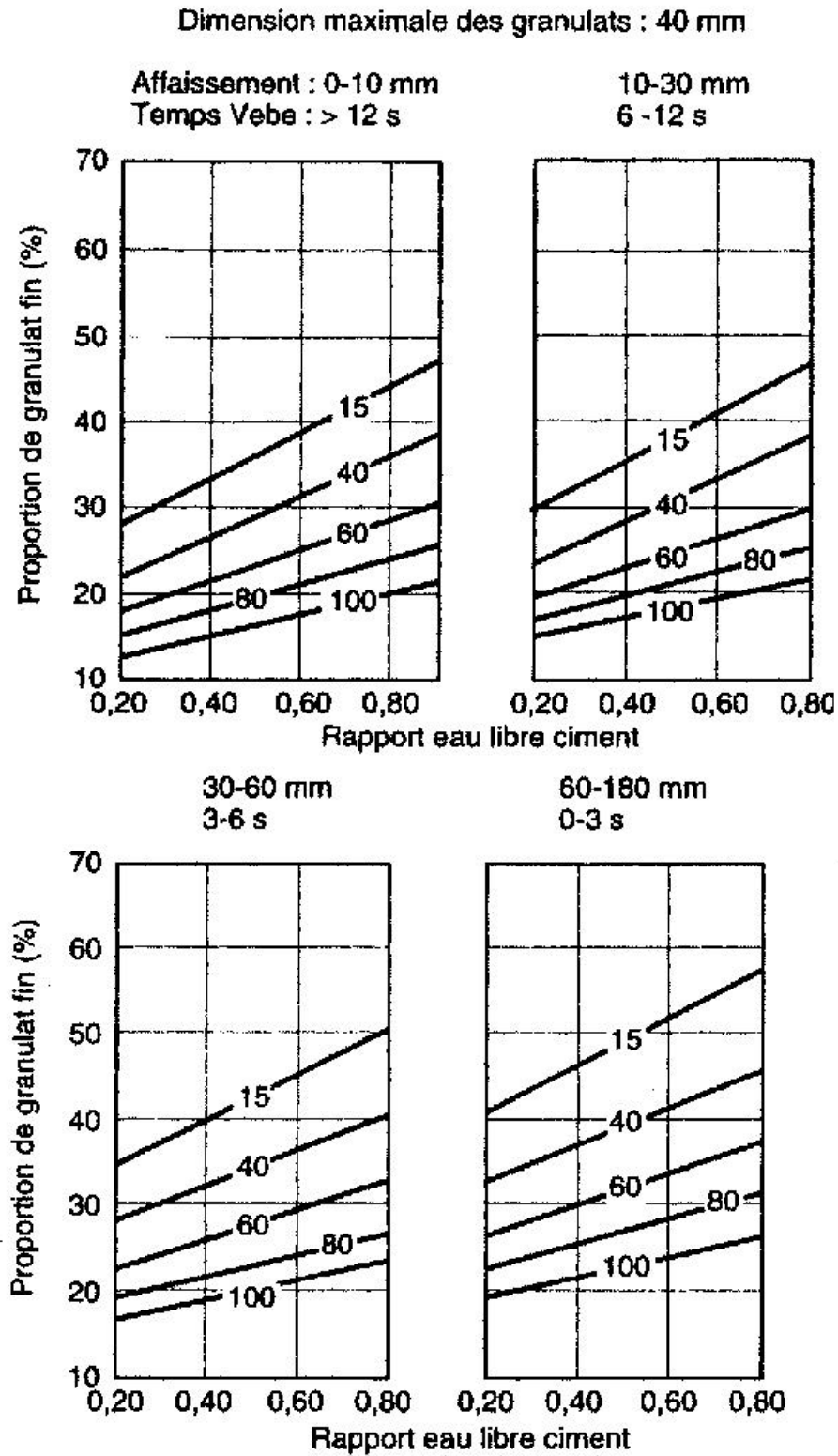
Annexe 2.7 : Dosages approximatifs en eau libre nécessaires pour atteindre différents degrés de maniabilité d'après la méthode Britannique de 1988 [Neville, 2000]

Granulat		Dosage en eau ( $\text{kg/m}^3$ ) pour				
Dimension maximale (mm)	Type	Affaissement (mm)	0-10	10-30	30-60	60-180
		Temps Vebe (s)	> 12	6-12	3-6	0-3
10	Non concassé		150	180	205	225
	Concassé		180	205	230	250
20	Non concassé		135	160	180	195
	Concassé		170	190	210	225
40	Non concassé		115	140	160	175
	Concassé		155	175	190	205

Annexe 2.8 : Estimation de la masse volumique humide d'un béton bien compacté [Neville, 2000]

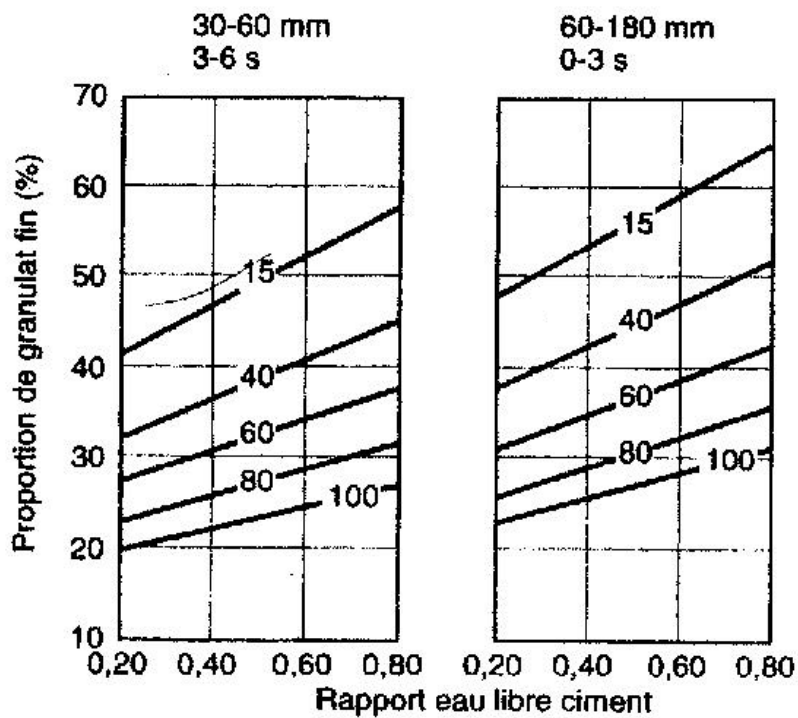
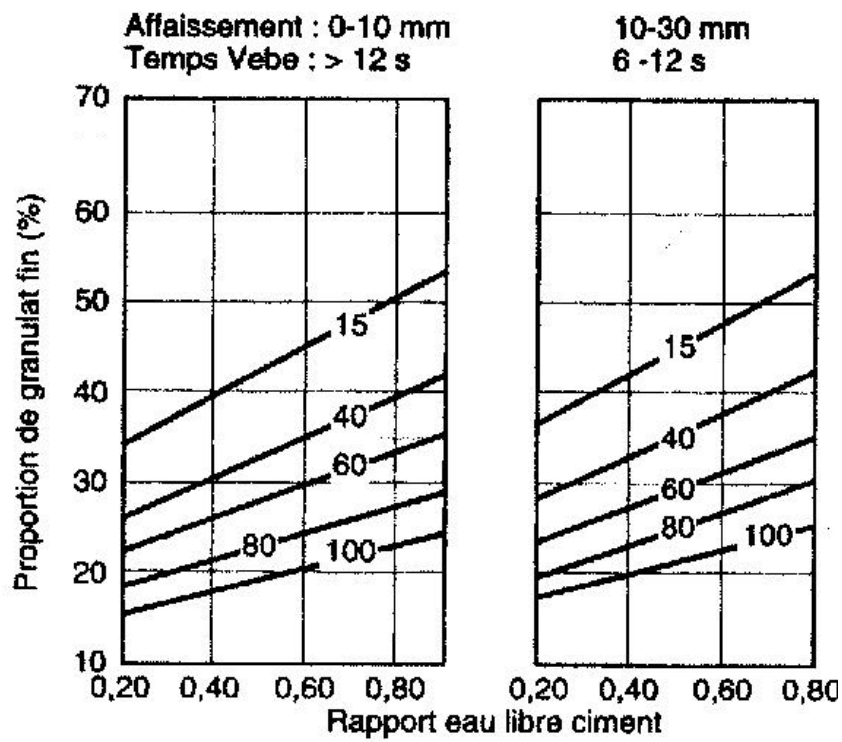


Annexe 2.9 (2.9.a et 2.9.b) : Proportions recommandées de granulat fin (exprimée en pourcentage des granulats totaux) en fonction du rapport eau libre ciment pour différentes maniabilités et dimensions maximales ; les chiffres correspondent au pourcentage de granulat fin passant au tamis de  $600 \mu\text{m}$  [Neville, 2000]



2.9.a

Dimension maximale des granulais : 20 mm

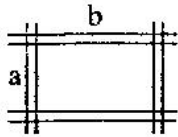


2.9.b

**Annexe 2.10 : Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône ou au test C.E.S. [Dreux et Festa, 1998]**

Plasticité	Serrage	Affaissement en cm	N nombre de chocs test C.E.S.
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2	> 60
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5	30 à 50
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9	15 à 25
Béton mou	Piquage	10 à 13	10 à 15
Béton fluide	Léger piquage	≥ 14	< 10

**Annexe 2.11 : Evaluation approximative de D dimension maximale (Tamis) des granulats, en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonné et de l'ambiance plus ou moins agressive [Dreux et Festa, 1998]**

Caractéristiques de la pièce à bétonner		D (Tamis)
$e_h$ espacement horizontal entre armatures		$\leq \frac{e_h}{1,5}$
$e_v$ espacement vertical entre armatures		$\leq e_v$
$c$ distance des armatures de coffrage	<ul style="list-style-type: none"> <li>ambiance très agressive <math>\geq 5</math> cm</li> <li>ambiance moyennement agressive, condensations <math>\geq 3</math> cm</li> <li>ambiance moyennement agressive mais <math>f_{c28}</math> du béton supérieure à 40 MPa <math>\geq 2</math> cm</li> <li>ambiance non agressive <math>\geq 1</math> cm</li> </ul>	$< c$
	$r$ rayon moyen du ferrailage Granulats roulés Granulats concassés	$\leq 1,4 r$ $\leq 1,2 r$
$r = \frac{ab}{2(a+b)}$		
$h_m$ hauteur ou épaisseur minimales		$\leq \frac{h_m}{5}$

Annexe 2.12 : Valeur du terme correcteur  $K$  [Dreux et Festa, 1998]

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + superplastifiant	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

Annexe 2.13 : Valeurs du coefficient de compacité  $\gamma$  [Dreux et Festa, 1998]

Consistance	serrage	$\gamma$ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12.5	D = 20	D = 31.5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0.750	0.780	0.795	0.805	0.810	0.815	0.820
	Vibration faible	0.755	0.785	0.800	0.810	0.815	0.820	0.825
	Vibration normale	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
Plastique	Piquage	0.730	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
	Vibration faible	0.765	0.795	0.810	0.820	0.825	0.830	0.835
	Vibration normale	0.770	0.800	0.815	0.825	0.830	0.835	0.840
	Vibration puissante	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
Ferme	Vibration faible	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
	Vibration normale	0.780	0.810	0.825	0.835	0.840	0.845	0.850
	Vibration puissante	0.785	0.815	0.830	0.840	0.845	0.850	0.855

Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes:

- sable roulé et gravier concassé = - 0.01,
- sable et gravier concassé = - 0.03.

**Annexe 2.14 : Influence de plusieurs facteurs sur l'affaissement et la teneur en air occlus. GC = gravillon du Crotoy, S<sub>s</sub> = sable de Seine, S<sub>f</sub> = sable de Fontainebleau, SP = superplastifiant. A= Affaissement. Essais inédits réalisés au LCPC [de Larrard, 2000]**

Paramètres analysés	Mélanges	GC (kg/m <sup>3</sup> )	S <sub>s</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	S <sub>f</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	CEMI (kg/m <sup>3</sup> )	SP (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	A (mm)	Air (%)
<b>Mortier témoin</b>	MO	0	1092	364	518	0,00	283	95	5,4
<b>Effet de la quantité d'eau</b>	MO - 30	0	1151	384	518	0,00	253	15	7
	MO - 15	0	1121	374	518	0,00	268	45	6,1
	MO + 10	0	1072	357	518	0,00	293	185	3,1
	MO + 20	0	1052	351	518	0,00	303	240	2
<b>Effet de la quantité de ciment</b>	MO -200	0	1218	406	319	0,00	283	45	6,1
	MO-100	0	1155	385	419	0,00	283	85	4,8
	MO+100	0	1029	343	618	0,00	283	95	3,9
	MO+200	0	966	322	717	0,00	283	60	4,1
<b>BO témoin</b>	BO	1043	559	186	340	0,00	190	85	1,5
<b>Effet du rapport GG/GF</b>	BO 0,5	602	903	301	344	0,00	192	5	4,8
	BO 1	897	673	224	342	0,00	190	45	2
	BO 2	1188	446	149	339	0,00	189	170	1
	BO 3	1332	333	111	338	0,00	188	100	0,8
<b>Effet de la quantité de ciment</b>	BO - 200	1136	609	203	146	0,00	189	45	1,5
	BO - 100	1090	584	195	243	0,00	189	75	1,4
	BO + 100	996	534	178	438	0,00	190	60	1,6
	BO + 200	949	509	170	536	0,00	190	20	2
<b>Effet de la quantité d'eau</b>	BO - 30	1087	582	194	340	0,00	160	5	2,9
	BO - 15	1065	571	190	340	0,00	175	40	1,6
	BO + 10	1033	553	184	337	0,00	197	145	1,2
	BO + 20	1014	543	181	341	0,00	209	225	0,9
<b>BHP témoin</b>	BHP	1062	569	190	437	12,98	135	200	1,9
<b>Effet du rapport GG/GF</b>	BHP 1	914	685	228	439	13,03	136	25	2,3
	BHP 2	1210	454	151	436	12,94	135	220	0,8
	BHP 3	1356	339	113	434	12,89	134	215	0,9
<b>Effet de la quantité ciment</b>	BHP - 100	1112	596	199	340	10,09	135	10	1,3
	BHP + 100	1012	542	181	535	15,88	135	210	2,4
<b>Effet de la quantité d'eau</b>	BHP - 15	1084	581	194	437	12,98	120	5	2,1
	BHP + 5	1055	565	188	437	12,99	140	230	1,5
	BHP + 10	1048	561	187	437	12,99	145	250	1,2



**Annexe 3.1 : Valeurs de  $K(p)$  en fonction de l'ordre du risque  $p$  [Dreux et Festa, 1998]**

Ordre du risque $p$	1 %	5 %	10 %	20 %	50 %
Valeurs de $K(p)$	2,33	1,64	1,28	0,8	0

**Annexe 3.2 : Valeurs de  $k_1$  et  $k_2$  d'après le fascicule 65 du CCTG, France**

Tableau 5 – Valeurs de $k_1$ et $k_2$ (d'après fascicule 65 du CCTG)					
	Effectif $n$ de l'échantillon	$f_{ck} < 30$ MPa		$f_{ck} \geq 30$ MPa	
		$k_1$ (1) (MPa)	$k_2$ (MPa)	$k_1$ (1) (MPa)	$k_2$ (MPa)
<b>Premier cas.</b> Le béton est soit un béton entrant dans la fabrication d'éléments préfabriqués en usine bénéficiant d'une procédure d'homologation avec contrôle, soit un béton figurant dans le catalogue visé par le comité de la marque NF d'une usine inscrite dans la liste d'aptitude approuvée par le ministre compétent.	3 6 9 12 $\geq 15$	1 1,5 1,8 2 0,85 S (3)	3,5 3,5 3,5 3,5 3,5	2 3 3,3 3,5 1,2 S (3)	3 3 3 3 3
<b>Deuxième cas.</b> Il s'agit du cas général (hormis le cas traité ci-dessous) où les prescriptions du présent fascicule ont pu être appliquées et donc où le maître d'œuvre dispose des résultats des épreuves préalables (étude et convenance) jugés satisfaisants, et où le plan d'assurance de la qualité (PAQ) permet au maître d'œuvre de vérifier que les lots fabriqués dans le respect des dispositions prévues sont conformes aux différentes prescriptions du marché.	3 6 9 12 $\geq 15$	1,5 2 2,2 2,5 0,95 S (3)	3,5 3,5 3,5 3,5 3,5	2,7 3,4 3,7 3,8 1,3 S (3)	3 3 3 3 3
<b>Troisième cas.</b> Il s'agit du cas où l'une au moins des conditions définissant le cas précédent n'est pas respectée (2).	3 6 9 12 $\geq 15$	4 3,5 3,2 3 1,30 S (3)	1 1 1 1 1	6 5,5 5,2 5 1,9 S (3)	0 0 0 0 1

(1) Les valeurs de  $k_1$  sont fondées, dans ce cas, sur la prise en compte d'un risque de première espèce (du fournisseur)  $\alpha = 0,10$  attaché à l'ordre du fractile  $f_{c,28}$  (0,05 si  $f_{c,28} \geq 30$  MPa ; 0,10 si  $f_{c,28} < 30$  MPa) et pour  $n < 15$ , sur une valeur forfaitaire de l'écart-type du lot de 2,5 MPa si  $f_{c,28} < 30$  MPa et de 3 MPa si  $f_{c,28} \geq 30$  MPa.

(2) Du fait des valeurs très pénalisantes pour le béton des grandeurs  $k_1$  et  $k_2$  à introduire dans le critère de conformité, ce cas devrait être rare et n'être appliqué que lorsqu'il y a impossibilité ou difficulté majeure à imposer les prescriptions nécessaires pour que le cas 2 soit applicable.

(3)  $S$  estimateur de l'écart-type de la population représentée par les  $n$  résultats  $f_{ci}$ : 
$$S = \sqrt{\frac{\sum (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}}$$

**Annexe 3.3 : Exemple de distribution de résultats d'essai de compression [Neville, 2000]**

Intervalle de résistance (MPa)	Nombre d'éprouvettes à l'intérieur de l'intervalle	Intervalle de résistance (MPa)	Nombre d'éprouvettes à l'intérieur de l'intervalle
42-43	1	55-56	51
43-44	1	56-57	59
44-45	0	57-58	54
45-46	0	58-59	32
46-47	3	59-60	23
47-48	3	60-61	7
48-49	8	61-62	10
49-50	11	62-63	3
50-51	31	63-64	1
51-52	31	64-65	2
52-53	37	65-66	0
53-54	55	66-67	1
54-55	69		
		Total = 493	

**Annexe 3.4 : Classement des types de contrôle pour des bétons d'une résistance inférieure à 35 MPa selon la norme ACI 214-77 (réapprouvée en 1989)**

Type de contrôle	Ecart type global (MPa)	
	Sur chantier	En laboratoire
Excellent	< 3	< 1,5
Très bon	3 - 3,5	1,5
Bon	3,5 - 4	1,5 - 2
Moyen	4 - 5	2 - 2,5
Insuffisant	> 5	> 2,5

**Annexe 4.1 : Détails de la formulation du béton correspondante à la carrière  
Djebel Abiod, relative à E/C = 0.5 et C = 350 kg/m<sup>3</sup>**

4.1.1. Tracé de la courbe granulaire de référence

Sur un graphique d'analyse granulométrique, on trace une courbe granulaire de référence, qui passe par trois points O, A et B (figure 4.1.1).

$$\text{Point } O \quad \begin{cases} x = 0.063 \\ y = 0 \end{cases}$$

$$\text{Point } B \quad \begin{cases} x = D_{\max} = 24 \text{ mm} \\ y = 100 \% \end{cases}$$

avec,  $D_{\max}$  : dimension du plus gros granulat.

Le point de brisure A à des coordonnées ainsi définies :

- en abscisse :

$D_{\max} = 24 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$ , donc l'abscisse est situé au milieu du « segment gravier » limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à  $D_{\max}$ .

- en ordonnée :

$$Y = 50 - \sqrt{D_{\max}} + K + K_s$$

avec,  $K$  : terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité de la vibration et de la forme des granulats (roulés ou concassés). Dans notre cas  $K = 0$  (tableau de l'Annexe 2.12).

$$K_s = 6M_f - 15 \text{ où, } M_f \text{ est le module de finesse du sable } (M_f = 2.95).$$

on obtient, alors :

$$\text{Point } A \quad \begin{cases} x = 11 \text{ mm} \\ y = 47.8 \% \end{cases}$$

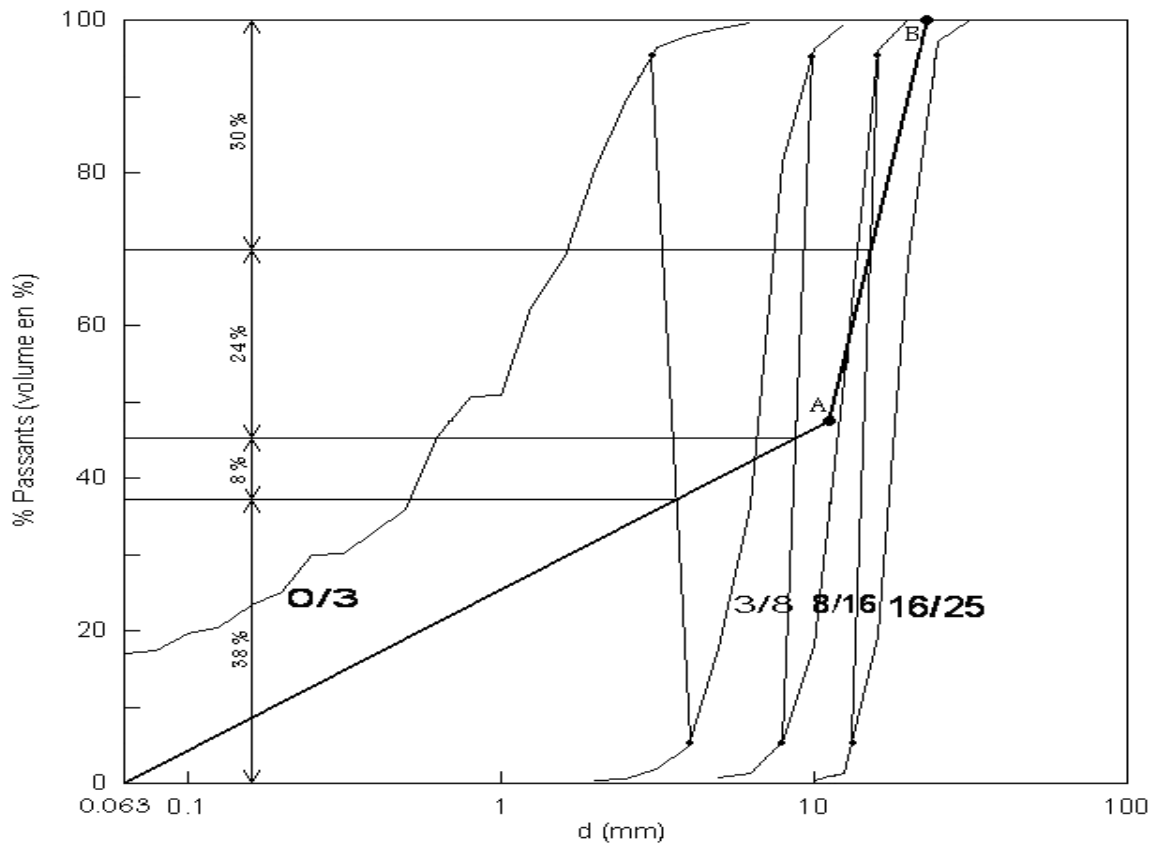


Figure 4.1.1 : Courbe granulométrique de référence et détermination des proportions de sable et de graviers

#### 4.1.2. Pourcentages des granulats dans le béton

La courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composant (sable, graviers (3/8, 8/16 et 16/25)). Nous traçons les lignes de partages entre chacun des granulats en joignant le point à 95% de la courbe granulaire du premier, au point 5% de la courbe du second granulats et ainsi de suite. L'intersection de la courbe de référence avec les lignes de partages donne les différents pourcentages des granulats (figure 4.1.1). On en déduit qu'il faut mélanger 38 % de sable, 8 % de gravier 3/8, 24 % de gravier 8/16 et 30 % de gravier 16/25.

#### 4.1.3. Détermination du dosage des granulats pour 1m<sup>3</sup> de béton

##### 4.1.3.1. Volume absolu du ciment

$$\rho_{abs} = \frac{M}{V_C} \Rightarrow V_C = \frac{M}{\rho_{abs}} = \frac{350}{2.98} = 117.45l$$

## 4.1.3.2. Volume absolu des granulats

$$V = 1000\gamma - V_c = 1000 \times 0.812 - 117.45 = 694.55l$$

Avec :

$\gamma$  : coefficient de compacité donné par le tableau de l'Annexe 2.13, qui est fonction du diamètre du plus gros granulat ( $D_{\max}$ ), de la consistance et de la puissance de la vibration. Dans notre cas, on adopte pour le coefficient de compacité ( $D_{\max} = 24mm$ , béton ferme, vibration puissante) la valeur  $\gamma = 0.812$ .

## 4.1.3.3. Volume absolu de chaque granulat

$$\text{Volume absolu du sable} = 694.55 \times 0.38 = 263.9l$$

$$\text{Volume absolu du gravier } 3/8 = 694.55 \times 0.08 = 55.6l$$

$$\text{Volume absolu du gravier } 8/16 = 694.55 \times 0.24 = 166.7l$$

$$\text{Volume absolu du gravier } 16/25 = 694.55 \times 0.30 = 208.4l$$

## 4.1.3.4. Dosage en matériaux secs

$$\text{Dosage en sable} = 263.9 \times 2.5 = 660kg$$

$$\text{Dosage en gravier } 3/8 = 55.6 \times 2.59 = 144kg$$

$$\text{Dosage en gravier } 8/16 = 166.7 \times 2.59 = 432kg$$

$$\text{Dosage en gravier } 16/25 = 208.4 \times 2.56 = 533kg$$

$$\text{Dosage en ciment} = 350kg$$

$$\text{Dosage en eau} = 175kg$$

D'où l'on obtient :  $\Delta_0 = 2294kg/m^3$ , qui représente la masse volumique théorique du béton frais.

## 4.1.3.5. Gâchées d'essai et corrections

Pour obtenir un béton satisfaisant, il faut, non seulement calculer ou estimer les proportions des matériaux disponibles, mais aussi réaliser des gâchées d'essai. On peut ainsi vérifier les propriétés et apporter les corrections nécessaires, par la suite, d'autres gâchées sont réalisées en laboratoire jusqu'à ce que l'on obtienne une formulation donnant entière satisfaction.

A cet effet, nous avons procédé à la confection de trois éprouvettes cylindriques 16x32 cm et nous avons mesurer la masse volumique réelle du béton frais pour chacune d'ente-elles. Les éprouvettes ont pesés 14.95 kg, 15 kg et 14.95 kg et les masses volumiques réelles correspondantes sont :

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{R1} &= \frac{14.95}{6.43 \times 10^{-3}} = 2323.6 \text{ kg/m}^3 \\ \Delta_{R2} &= \frac{15}{6.43 \times 10^{-3}} = 2331.4 \text{ kg/m}^3 \\ \Delta_{R3} &= \Delta_{R1} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta_{Rmoy} = 2326.2 \text{ kg/m}^3$$

$\frac{\Delta_{Rmoy} - \Delta_0}{\Delta_{Rmoy}} = 1.38\% < 5\%$ , donc il n'y a pas de correction et la formulation est satisfaisante.

**Annexe 4.2 : Table d'élimination des valeurs aberrantes pour la loi normale  
[FAVRE, 2004]**

Q	n									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.414	1.728	1.972	2.161	3.310	2.431	2.432	2.616	2.689	2.753
2	1.414	1.723	1.955	2.130	2.265	2.374	2.464	2.510	2.606	2.663
5	1.414	1.710	1.917	2.067	2.182	2.273	2.349	2.414	2.470	2.519
10	1.412	1.689	1.869	1.926	2.003	2.172	2.238	2.294	2.343	2.387
20	1.406	1.615	1.791	1.894	1.994	2.041	2.097	2.146	2.190	2.229

Q	n									
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2.809	2.859	2.905	2.946	2.983	3.017	3.049	3.079	3.106	3.132
2	2.713	2.759	2.800	2.837	2.871	2.903	2.932	2.959	2.984	3.008
5	2.563	2.602	2.638	2.670	2.707	2.728	2.754	2.779	2.801	2.823
10	2.426	2.461	2.494	2.523	2.551	2.577	2.601	2.623	2.644	2.664
20	2.264	2.297	2.327	2.354	2.380	2.404	2.426	2.447	2.467	2.486

**Annexe 4.3 : Exemple de calcul pour l'élimination des valeurs aberrantes**

Prenons, à titre d'exemple, le cas des résistances à la compression, obtenues pour, E/C = 0.55, C = 350 kg/m<sup>3</sup>, granulats de Djebel Abiod et une cure à l'eau.

Pour un risque  $\alpha = 5\%$ , nous avons,  $Q = 200\alpha = 10\%$  et par conséquent, on lit dans le tableau de l'annexe 4.2,  $v_{\max}(n, Q) = v_{\max}(21, 10\%) = 2.644$ .

La résistance moyenne calculée est  $\bar{x} = 34.11 \text{ MPa}$ , et l'écart type vaut  $\sigma = 1.54 \text{ MPa}$ .

Les valeurs  $\nu_n$  calculées, sont récapitulées sur le tableau 4.3.1 ci-dessous.

Tableau 4.3.1 : Valeur  $\nu_n$  calculée d'après le test tabulé pour la loi normale

Numéro de l'essai	Valeur individuelle (résistance à la compression) (MPa)	Valeur $\nu_n$ calculée
1	33,6	0.33
2	34,1	0.006
3	32,8	0.85
4	32,8	0.85
5	33,8	0.20
6	31,7	1.56
7	33,5	0.40
8	32	1.37
9	32,9	0.79
10	34	0.07
11	35	0.58
12	35,8	1.10
13	37	1.88
14	36,3	1.42
15	34,6	0.32
16	34,9	0.51
17	31,5	1.69
18	36,1	1.29
19	34,1	0.006
20	35,9	1.16
21	33,8	0.20

D'après les résultats trouvés, nous constatons que, toutes les valeurs  $\nu_n$  calculées sont inférieures à la valeur  $\nu_{\max}$  et par conséquent, il n'existe aucune valeur aberrante, concernant ces résultats.

**Résumé:** Si dans les pays développés, le béton connaît d'une part une amélioration sur le plan de ses performances à l'état frais et à l'état durci et d'autre part une maîtrise de la qualité de ses constituants, c'est loin d'être le cas dans la plus part des chantiers que compte notre pays, car les défauts lors de sa fabrication et sa mise en œuvre sont nombreux.

Les entreprises en Algérie, n'ont que des budgets relativement restreints à consacrer à la formulation des bétons, même si de cet acte fondateur découle une grande partie des caractéristiques de l'ouvrage futur. A cet effet, très peu d'études de recherche y sont consacrées, pour mettre l'accent sur les aspects liés à la composition des bétons en fonction de leurs emplois. Nous sommes parti de cet état de fait, en vue d'étudier dans notre laboratoire -dans le cadre d'un programme de recherche agréé- l'influence de la nature des constituants sur la qualité mécanique du mélange, en particulier la résistance à la compression qui reste, du point de vue de l'ingénieur, la propriété la plus importante du matériau, si l'on exclut les indicateurs de durabilité.

Pour ce faire, nous avons réalisé un programme expérimental où plus de 1600 éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été confectionnées, en utilisant les matériaux locaux, à savoir : le ciment de Béni-Saf, ainsi que les granulats de l'Entreprise Nationale Algérienne des Granulats (E.N.G). Les bétons ont été formulés à l'aide de la méthode de Dreux-Gorisse. Deux cures ont été adoptées pour les éprouvettes confectionnées, cure à l'air libre et immersion dans l'eau.

Nous montrons d'une part, que les propriétés intrinsèques des constituants du béton étudié et particulièrement les granulats concassés, offrent au béton réalisé des résistances caractéristiques tout à fait satisfaisantes et d'autre part, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistances à la compression. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus a constitué une banque de données. Cette dernière nous a permis d'établir un abaque de formulation dont l'utilisation paraît aisée et de comparer, à travers une analyse statistique, le modèle établi par Féret et les résultats des essais.

**Mots-clés:** Affaissement, Air occlus, Béton, Etude statistique, Expérimentale, Granulats concassés, Matériaux locaux, Résistance à la compression, Résistance caractéristique.

**Abstract:** In the developed countries, the concrete knows not only an improvement of its performances in both fresh and hardened states but also a good control of the quality of its components. This is not the case in most of the building sites in our country. The factors affecting the quality of the concrete during its production and implementation are numerous.

The companies in Algeria, have only relatively restricted budgets to devote to the formulation of the concretes, even if from this act founder rises most of the characteristics of the future work. To this end, very little of studies of research are devoted there, to stress the aspects related to the composition of the concretes according to their employment. From this fact, we aim to study the influence of the nature of the components on the mechanical property of the mixture, in particular the compressive strength which remains, for the engineer, the most significant property of material, if one excludes the indicators from durability.

For this, an extensive experimental program was done at the laboratory of the civil engineering department where more than 1600 cylindrical test-tubes 16x32 cm, using local materials, such as cement of Beni-Saf or the aggregates of the national company of aggregates, were tested. The mixtures are obtained using the Dreux-Gorisse's method and the cure of the test-tubes is done both out in the open and immersed in water.

We show on the one hand, that the intrinsic properties of the components of the studied concrete and particularly the broken up particles, offer to the concrete complete satisfactory characteristic strength and in the other hand, the cement proportioning for the selected class does not offer notable differences as regards to compressive strengths. The whole of the experimental results obtained constituted a data bank. The latter enabled us to establish an abacus of formulation which the use appears easy and enabled us to compare, through a statistical analysis, the model established by Féret and the results of the tests.

**Key words:** Broken up particles, Characteristic strength, Compressive strength, Concrete, Content air, Experimental, Local materials, Slump, Statistical study.

**ملخص:** بينما تعرف البلدان المتقدمة نموا ملموسا في علم الخرسانة وخاصة فيما يتعلق بتركيبها المتميزة وتحسن في الأداء والسيطرة على مراقبة نوعية وجودة مكوناتها، فإن ورشات البناء التي تعرفها بلادنا ليست على ذلك بسبب عدة عوامل، من بينها النقص في صنع الخليط التي تؤثر مباشرة على نوعيته.

يخصص للشركات في الجزائر ميزانيات صغيرة ومحددة فيما يتعلق بالتركيبات المتميزة للخرسانة. لهذا الغرض، لا يوجد في بلادنا إلا عدد قليل جدا من الدراسات والأبحاث المختصة بعلم الخرسانة. ومن ثم، فإن هذا العمل هو جزء من برنامج أبحاث معتمدة لتوضيح أثر طبيعة المكونات على نوعية الخليط وخاصة على مقاومة الضغط التي لا تزال بالنسبة للمهندس، الخاصية الأكثر أهمية، باستثناء مؤشرات الاستدامة.

لذلك قمنا بتنفيذ برنامج تجريبي موسع يضم أكثر من 1600 عينات اسطوانية الشكل 16x32 سم باستخدام المواد المحلية. فيما يتعلق بتركيبات الخرسانة استعملنا طريقة « Dreux Gorisse ». احتفظنا بالعينات في الهواء الطلق أو داخل وسط مائي.

لقد بينا أن الخصائص الذاتية لمكونات الخرسانة سمحت لنا بالحصول على نتائج مرضية تماما فيما يخص مقاومة الضغط من جهة، و من جهة أخرى، فإن كمية الاسمنت لم تؤدي إلى اختلافات كبيرة في مقاومة الضغط. جميع النتائج التجريبية المنجزة وفرت لنا قاعدة للمعطيات. هذه الأخيرة، سمحت لنا بصياغة مخطط الذي يبدو سهل الاستخدام والمقارنة، من خلال التحليل الإحصائي، بين علاقة « Féret » ونتائج تجاربنا.

**الكلمات الرئيسية:** مقاومة الضغط، مواد محلية، تجربة، دراسة إحصائية، اسمنت، الحجاره المكسرة، الفراغات، هبوط الخرسانة.