

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة -



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

كلية العلوم الهندسية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme  
DE MASTER

Option : *STRUCTURE ET MATERIAUX*

Thème :

CARACTERISATION DE LA RESISTANCE DU BETON  
A LA COMPRESSION –EFFET DU DIAMETRE DES  
CROPS D'EPROUVE

Présenté par : Mr. KOUIDER MOUSSAOUI MOHAMED

Promoteur : Mr. FERDJANI AISSAM

Promotrice : Mlle BEDJOU SOUHILA

*Promotion-2012/ 2013-*

## RESUME

La qualité du béton dans les chantiers de construction en Algérie est généralement moyenne à faible. Ceci est mis en évidence par des effondrements suite aux différents séismes. Afin de s'assurer d'une bonne qualité de béton sur site, des essais de contrôle de qualité par écrasement d'éprouvettes sont réalisés. Ces contrôles sont aussi effectués en cas d'évaluation de la résistance post-sismique, changement d'usage ou ajout d'étages. Cependant, l'estimation de la résistance à la compression du béton à partir de ces essais est difficile en raison de la variabilité dans la qualité du béton dans un ouvrage ou même dans les éléments et la variabilité dans les essais eux mêmes. Dans ce mémoire, des essais destructifs ont été réalisés sur des éprouvettes normalisées et carottes de différents diamètres et élancements extraites à partir de blocs ayant des granulats de différentes dimensions maximales. L'écrasement a été effectué au laboratoire sur 1080 carottes prélevées et 180 cylindres normalisés. Les résultats ont montré que la résistance des carottes décroît avec la diminution du diamètre de celles-ci. Ceci est plus évident pour les carottes de diamètre 50 mm. La taille des granulats influence aussi la résistance du béton. L'effet de l'élancement n'a pas été détecté.

**Mots clés :** Béton, évaluation, résistance à la compression, effet d'échelle, carottes.

## ABSTRACT

The quality of concrete in construction sites in Algeria is generally moderate to low. This is highlighted by the collapse following various earthquakes. To ensure a good quality of concrete on site, testing quality control by crushing specimens are made. These tests are also performed when assessing the post-seismic resistance, change of use or adding floors. However, estimating the compressive strength of concrete from these tests is difficult because of the variability in the quality of concrete in a structure or even in the elements and the variability in tests themselves. In this work, destructive tests were performed on standard specimens and cores extracted from blocks where maximum aggregate size, core diameter, slenderness ratio and concrete strength were varied. Laboratory compressive tests were performed on 1080 cores and 180 standard cylinders. The results showed that the concrete strength decreases with decreasing core diameter; this is more evident for 50 mm diameter cores. The results showed also that concrete strength decreases when the maximum aggregate size increases. The effect of the slenderness ratio on concrete strength was not clearly observed in our present experimental work.

**Keywords:** concrete, estimating, compressive strength, cores, scale effect

## ملخص

نوعية الخرسانة في ورشات البناء في الجزائر عموما معتدلة إلى منخفضة, وهذا ما لوحظ من خلال الانهيار جراء الزلازل, لضمان نوعية جيدة للخرسانة في الورشة, **ولهذا** يتم إجراء اختبارات لمراقبة جودة العينات. وتستعمل هذه الاختبارات أيضا لتقييم مقاومة الخرسانة للزلازل أو تغيير الاستخدام أو إضافة طوابق. ومع ذلك تقدير مقاومة الخرسانة للضغط من هذه التجارب أمر صعب, بسبب تباين نوعية الخرسانة أو حتى العناصر المكونة لها أو تباين في الاختبارات بعد ذاتها. في هذه المذكرة, أجريت اختبارات مدمرة على عينات قياسية و أيضا على عينات مأخوذة من كتل لها أبعاد مختلفة على مستوى الحصى. أجريت اختبارات السحق في المخبر على 1080 نواة مأخوذة من مختلف عناصر الهيكل و أيضا أجريت على 180 عينة قياسية. أظهرت هذه النتائج أن مقاومة هذه العينات تنخفض مع تقلص قطر هذه العينات وهذا ما لوحظ على العينات ذات قطر 50 ميليمتر. و كذلك أبعاد الحصى تؤثر على إجمالي قوة الخرسانة. و لم يتم الكشف على أثر النحول.

**كلمات البحث:** الخرسانة, التقدير, قوة الضغط, تأثير الحجم, النواة.

# *Dédicace*

## *Je dédie cette thèse*

### ***A ma très chère mère***

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

*Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de consentir depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

### ***A mon Père***

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.*

### ***A mes très chers et formidables frère et sœurs***

#### ***Ayoub, Hadjer et Aya***

*Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.*

### ***A toute la famille KOUIDER MOUSSAOUI et BELKADI***

*En témoignage des liens qui nous unissent et des souvenirs que nous avons partagé, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de réussite.*

### ***A mes très chères amis et collègues***

***Halim, Azzedine, Noufel, Mohamed, Benaissa, Ghazali, Ayoub, Hocine, Benia, Fouad, Hamza, Lounes, Nina, Imane, Lamia, Marry, djouhaina et Meriem.***

*Vous êtes pour moi des frères, sœurs et des amis sur qui j'ai pu compter.*

*En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de réussite.*

# *Remerciements*

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU TOUT PUISSANT de m'avoir donné le courage et la détermination nécessaire à réaliser cette thèse de fin d'étude qui compte tant pour mon avenir intellectuel que professionnel.

Je remercie mon directeur de thèse, Mr A. FERDJANI, d'avoir accepté de m'encadrer et de m'avoir encouragé à développer mes idées. Je lui suis également reconnaissant pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, pour ses qualités pédagogiques et scientifiques. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.

Bien sûr, atteindre ces objectifs n'aurait pas été possible sans l'aide de ma codirectrice d'étude Mlle S. BEDJOU pour son implication dans mes travaux. Elle m'a donné des conseils avisés et a été une grande source pour le développement de mon travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à Mr BRARA, à Mr AIT SAID, à Mr MAHDAD, à Mr BENOUALI et à Mr FERHAT qui m'ont tout le temps orienté et dirigé dans mon travail. Je souhaite notamment remercier Mr ISAKIOUN, Mr HASSAN, Mr OMAR, Mr HAFID et tous le personnel du laboratoire du CNERIB, qui m'ont accueillis à bras ouverts dans leur laboratoire, et m'ont supervisé tout au long de mon travail. J'ai pris un grand plaisir à travailler avec eux.

Je désire en outre remercier tous mes professeurs. Ce travail est le fruit des efforts qu'ils ont fourni pour mon enseignement et ma formation. J'ai eu beaucoup de plaisir à étudier à leurs côtés.

J'adresse mes sincères remerciements au président, d'avoir accepté de lire ma thèse et d'avoir présidé ma soutenance.

J'associe à ces remerciements mes examinateurs d'avoir accepté de lire et d'examiner mon travail.

Enfin, Je remercie tous le personnel de la scolarité du département génie civil, pour leur aide et leur bonne humeur. Nous avons partagé de bons moments.

## **Merci à tous !**

<b>Résumé</b>	
<b>Dédicaces</b>	
<b>Remerciements</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des symboles et des abréviations</b>	
<b>Introduction générale</b>	16
<b>Chapitre 1 : Revue littéraire</b>	19
1.1. Généralités	19
1.1.1 Historique	19
1.1.2. Qu'est ce qu'un effet d'échelle	20
1.3. Facteurs influençant l'effet d'échelle	21
1.2. Facteurs étudiés	22
2.1. Structure du béton durci	22
2.2. Changement d'échelle et rupture de la structure en béton	23
2.3. Critères d'évaluation de la qualité	24
2.3.1. Ouvrabilité	24
2.3.2. Durabilité	24
2.3.3. Résistance	25
2.4. Facteurs affectant la résistance du béton à la compression	25
2.4.1. Rapport eau sur ciment (E/C)	26
2.4.2. Vibration du béton	27
2.4.3. Nature et forme des granulats	27
2.4.4. Impact des conditions climatiques sur la résistance du béton	29
2.4.5. Dimension maximale des granulats $D_{max}$	29
2.4.6. Mise en place du béton	30
2.4.7. Conditions de cure	30
2.4.8. Qualité du ciment	31
2.4.9. Surfaçage des carottes	31
2.4.10. Qualité de l'eau de gâchage	31
2.4.11. Les adjuvants	31
2.4.12. Le malaxage du béton	31
2.4.13. Age du béton	32
2.4.14. Forme de l'éprouvette	32
2.4.15. Elancement de la carotte	34

2.4.16. Diamètre de la carotte	35
2.4.17. Direction du coulage	37
2.4.18. Position de la carotte dans la structure	37
2.4.19. Classe de résistance du béton	38
2.4.20. Effet du carottage	38
2.4.21. Effet de l'altération	39
Conclusion	39
<b>Chapitre 2 : Essais de caractérisation des matériaux</b>	40
Introduction	40
1. Caractéristiques géométriques	40
1.1. Granularité et classes granulaires	40
1.1.1. Sable	43
1.1.1.1. Teneur en fine des sables	44
1.1.1.2. Module de finesse du sable	45
1.1.1.3. Evaluation des fines : Equivalent de sable	46
1.1.2. Gravillons	48
1.1.2.1. Forme des gravillons	49
1.1.2.2. Propreté des gravillons	50
2. Caractérisations physiques	51
2.1. Mesure de masse volumique réelle et coefficient d'absorption d'eau	51
2.2. Mesure des masses volumiques absolues et en vrac	52
2.3. Résistance à la fragmentation des gravillons	53
2.4. Ciment	53
Conclusion	54
<b>Chapitre 3 : Programme expérimentale</b>	55
Introduction	55
1. Données et Hypothèses	55
1.1. Facteurs étudiés	55
1.2. Matériaux utilisés	55
1.3. Corps d'épreuves	55
1.4. Matériel utilisé	56
1.5. Cure	56
1.6. Surfaçage	56
1.7. Age du béton à l'écrasement	56
2. Procédure expérimentale	56

---

2.1. Objectif	56
2.2. Procédure d'essais	59
a. Formulation du Béton	59
b. Essai sur éprouvettes normalisées (Essai d'étalement au cône)	64
c. Malaxage du béton	65
d. Eau de gâchage	66
e. Coulage	66
f. Vibration	67
g. Cure du béton	67
h. Décoffrage	69
i. Carottage	70
j. Conservation des carottes	71
k. Découpage	71
l. Surfaçage et écrasement	72
Conclusion	74
<b>Chapitre 4 : Résultats et discussion</b>	75
Introduction	75
1. Traitement statistique des résultats	75
2. Analyse et discussion des résultats	77
Conclusion	87
<b>Conclusion générale et recommandations</b>	88
<b>Références bibliographiques</b>	90
<b>Annexe A : Résultats d'écrasements</b>	92
<b>Annexe B : Moyenne et coefficient de variance</b>	105
<b>Annexe C : Notion des points aberrants</b>	108

## Liste des figures

<b>Figure 1.1:</b> Structure hétérogène du béton. Diamètre maximal des grains 8 mm	22
<b>Figure 1.2:</b> Effets d'échelle observés sur des poutres en flexion trois points. $f_t$ est la contrainte élastique à la rupture calculée en fibre tendue.	23
<b>Figure 1.3:</b> Résistance à la compression et rapport Eau/Ciment Neville (1996)	26
<b>Figure 1.4 :</b> $D_{max}$ , E/C et Résistance à la compression (Cordon et Gillepsie 1963)	28
<b>Figure 1.5 :</b> Relation entre l'élancement et la résistance du béton (U.S.B.R. 1975)	34
<b>Figure 2.6 :</b> Courbe granulométrique du sable 0/4	42
<b>Figure 2.7 :</b> Courbes granulométriques des gravillons 4/8, 8/16 et 16/25	43
<b>Figure 2.8 :</b> Echantillon du sable 0/4	44
<b>Figure 2.9 :</b> Principe de l'essai « équivalent sable »	46
<b>Figure 2.10 :</b> Echantillons des gravillons : 4/8, 8/16, 16/25	49
<b>Figure 2.11 :</b> Essai de propreté	51
<b>Figure 3.12 :</b> Essai de cône d'abrams	64
<b>Figure 3.13 :</b> Séquence de malaxage	65
<b>Figure 3.14 :</b> Malaxeur de béton	65
<b>Figure 3.15 :</b> Préparation des granulats pour le coulage	66
<b>Figure 3.16 :</b> Préparation des blocs et cylindres	66
<b>Figure 3.17 :</b> Vibration du béton	67
<b>Figure 3.18 :</b> Cure des blocs	68
<b>Figure 3.19 :</b> Cure des éprouvettes normalisées	68
<b>Figure 3.20 :</b> Décoffrage des blocs	69
<b>Figure 3.21 :</b> Exemples d'opérations de Carottage	70
<b>Figure 3. 22 :</b> Salle de conservation	71
<b>Figure 3.23 :</b> Découpage des carottes	71
<b>Figure 3.24 :</b> Mesure des carottes	72
<b>Figure 3. 25 :</b> Moment de surfaçage	73
<b>Figure 3.26 :</b> Fin de surfaçage	73
<b>Figure 3.27 :</b> Ecrasement cylindre normalisé	73
<b>Figure 3.28:</b> Exemple d'essais d'écrasement sur éprouvette et carotte	74
<b>Figure 4.29 :</b> Courbe de la fonction de répartition	76
<b>Figure 4.30 :</b> Courbe de l'élancement 2 / classe 25 MPa	77
<b>Figure 4.31 :</b> Courbe de l'élancement 1.75 / classe 25 MPa	78

---

<b>Figure 4.32</b> : Courbe de l'élanement 1.5 / classe 25 MPa	79
<b>Figure 4.33</b> : Courbe de l'élanement 1.25 / classe 25 MPa	80
<b>Figure 4.34</b> : Courbe de l'élanement 1 / classe 25 MPa	81
<b>Figure 4.35</b> : Courbe de l'élanement 2 / classe 30 MPa	82
<b>Figure 4.36</b> : Courbe de l'élanement 1.75 / classe 30 MPa	83
<b>Figure 4.37</b> : Courbe de l'élanement 1.5 / classe 30 MPa	84
<b>Figure 4.38</b> : Courbe de l'élanement 1.25 / classe 30 MPa	85
<b>Figure 4.39</b> : Courbe de l'élanement 1 / classe 30MPa	86

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1:</b> Dimensions des éprouvettes cubiques et cylindriques	33
<b>Tableau 1.2:</b> Résultats de régressions linéaires entre $f_{\text{cube}}$ et $f_{\text{carottes}}$	33
<b>Tableau 1.3 :</b> Conclusions des différentes recherches	33
<b>Tableau 1.4 :</b> Résultats de régressions linéaires entre $f_{c100}$ et $f_{c150}$	36
<b>Tableau 2.5 :</b> Analyse granulométrique du sable 0/4	41
<b>Tableau 2.6 :</b> Analyse granulométrique du gravillon 4/8	41
<b>Tableau 2.7:</b> Analyse granulométrique du gravillon 8/16	41
<b>Tableau 2.8 :</b> Analyse granulométrique du gravillon 16/25	42
<b>Tableau 2.9 :</b> Exigences relatives aux granularités applicables aux sables	43
<b>Tableau 2.10 :</b> Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable par DREUX	48
<b>Tableau 2.11 :</b> Exigences relatives aux granularités applicables aux gravillons	48
<b>Tableau 2.12 :</b> Coefficients d'aplatissement des gravillons	50
<b>Tableau 2.13 :</b> Valeurs de la propreté superficielle des gravillons	51
<b>Tableau 2.14 :</b> Masses volumiques réelles et absorption d'eau des granulats	52
<b>Tableau 2.15 :</b> Valeurs des masses volumiques absolue et en vrac des granulats	53
<b>Tableau 2.16 :</b> Caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment CEM II 42,5	54
<b>Tableau 2.17 :</b> Résultats des essais mécaniques du ciment CEM II 42,5	54
<b>Tableau 3.18 :</b> Dimensions des blocs	57
<b>Tableau 3.19 :</b> Nombre de blocs à confectionner (d=100 mm)	57
<b>Tableau 3.20 :</b> Nombre de blocs à confectionner (d= 75 et 50 mm)	58

---

<b>Tableau 3.21</b> : Correction sur le dosage en eau en fonction de $D_{\max}$	60
<b>Tableau 3.22</b> : Récapitulatif de la composition du béton B25/D25	61
<b>Tableau 3.23</b> : Récapitulatif de la composition du béton B25/D16	61
<b>Tableau 3.24</b> : Récapitulatif de la composition du béton B25/D8	61
<b>Tableau 25</b> : Récapitulatif de la composition du béton B25/D4	62
<b>Tableau 26</b> : Récapitulatif de la composition du béton B30/D25	62
<b>Tableau 27</b> : Récapitulatif de la composition du béton B30/D16	62
<b>Tableau 28</b> : Récapitulatif de la composition du béton B30/D8	63
<b>Tableau 29</b> : Récapitulatif de la composition du béton B30/D4	63
<b>Tableau 30</b> : Coefficients de Correction pour les Elancements des Carottes	72

---

**Liste des abréviations et symboles**

Ab <sub>G</sub>	Coefficient d'absorption du gravier
Abs	Coefficient d'absorption du sable
BHP	Béton de Haute Performance
BO	Béton ordinaire
BPE	Béton prêt à l'emploi
BV	Béton Vibré
C	Ciment
C+A	Ciment+Addition
Ca CO <sub>3</sub>	Carbonate de calcium
CEM II	Ciment Portland composé
CO <sub>2</sub>	Dioxyde de carbone
C-S-H	Silicate de calcium hydraté
CV	Cendres volantes
C <sub>vol</sub>	Le pourcentage en volume du ciment, (%)
D <sub>max</sub>	Diamètre maximal des Granulats
E	Eau
E/(C+A)	Eau / (Ciment+Addition)
E/C	Eau/Ciment
E/L	Eau/Liant
E <sub>eff</sub>	La quantité d'eau efficace, (kg)
E <sub>vol</sub>	Le pourcentage d'eau en volume, (%)

---

G	Gravier
G/S	Gravier/Sable
CNERIB	Centre national d'étude et de recherche intégrée au bâtiment
NC	Normal Concrete
REF	Référence
Rm	Vitesse relative
S/M	Sable/Mortier
SCC	Self-Compacting Concrete
SF	Slump flow
SP	Superplastifiant
TV-F	Temps d'écoulement à l'entonnoir, (sec).
V	Volume, (m <sup>3</sup> )
VC	Vibrated concrete
VF	Viscosity Funnel
Vp	Volume de poudre, (m <sup>3</sup> ).
VS	Viscosity Slump
Vsable/Vmortier	Volume du sable /volume du mortier
Vw	Volume d'eau, (m <sup>3</sup> ).
w/p	Water/powder
Weff	Eau efficace
Weff/ C	Eau efficace / ciment
wt	Weight

---

$\gamma$	Le taux de cisaillement, (s-1)
$\rho_{abs}$	Masse volumique absolue, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_{app}$	Masse volumique apparente, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_C$	Masse volumique du ciment, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_E$	Masse volumique d'eau, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_G$	Masse apparente du gravier, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_S$	Masse volumique du sable, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\rho_{SP}$	Masse volumique du superplastifiant, (Kg/m <sup>3</sup> )
$\tau$	Contrainte de cisaillement, (Pa)
$\tau_0$	Seuil de cisaillement, (Pa)
%P	Le pourcentage du volume de pate dans le ciment, (%)
$\mu_G$	L'humidité du gravier, (%)

La résistance à la compression du béton est une caractéristique importante. Pour une structure donnée, cette résistance est mesurée au moyen d'essais d'écrasement à la compression effectués sur des éprouvettes normalisées formées de béton prélevé pendant la construction. Ces éprouvettes, qui sont préparées et testées conformément à des spécifications réglementaires [27] ne donnent en fait que la résistance potentielle du béton. La résistance du béton d'une structure peut être différente de celle de l'éprouvette normalisée parce qu'un certain nombre de paramètres influençant directement la résistance du béton sont différents. Parmi ces paramètres, nous pouvons citer : le type de cure subie, le compactage du béton, l'âge du béton, la dimension et la forme de l'éprouvette, la taille des granulats, et c....

Cette différence pose le problème de la représentativité de la résistance des éprouvettes normalisées, et de manière plus générale, celui de la résistance du béton de structures. Cette problématique est généralement négligée lorsque les résistances des éprouvettes normalisées sont supérieures ou égales à la résistance caractéristique du béton  $f_{c28}$  visée dans les calculs. Par contre, le problème de la qualité du béton se pose toujours lorsque les résistances des éprouvettes normalisées sont trouvées plus faibles que la résistance spécifiée.

Dans ce cas, la solution du problème revient généralement à l'extraction et à l'écrasement de carottes à partir de l'élément structural suspecté. Cela peut arriver également lorsqu'une structure existante doit être modifiée ou redimensionnée, ou lorsqu'une structure a subi des dégradations suite à un sinistre ou bien pour vérifier la qualité des réparations à apporter à une structure.

Le besoin de tester des carottes pour obtenir une estimation de la résistance d'un béton suspect existe bien, et des recommandations pour le carottage et l'interprétation des résultats des essais existent dans les normes de différents pays. Ces documents concernent principalement les carottes de diamètre  $d$  minimal de  $100\text{ mm}$ . Cependant, il est souvent difficile d'extraire des carottes ayant ce diamètre et ayant un élancement de 2. Cela peut être dû ou bien à l'épaisseur limitée de l'élément ou bien à la grande concentration d'armatures dans les ouvrages d'art ou dans les zones sismiques comme l'ensemble du nord de l'Algérie.

Le choix de carottes de plus petit diamètre apporte des avantages intéressants : réduit les coûts des équipements (carotteuse, presse, espace de stockage, etc..) et minimise les dégâts sur les structures. Pour cette raison, les diamètres des carottes se trouvent limités à  $100\text{ mm}$ ,  $75\text{ mm}$  ou même  $50\text{ mm}$ .

Il est important de noter, cependant, que la réduction de la taille de l'éprouvette peut affecter la résistance mesurée. Dans le cas du béton, qui est un matériau très hétérogène, la réduction de la taille de l'éprouvette peut changer significativement ses propriétés. Ce

phénomène est désigné par: 'l'effet d'échelle'. La compréhension et l'analyse de l'effet d'échelle prend une position importante dans le problème de la caractérisation de la résistance mécanique du béton dans les structures existantes.

La notion d'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions entrant en jeu lors du passage d'une échelle d'étude à une autre. Ce phénomène s'observe sous 3 aspects différents : effet d'échelle de volume, effet d'échelle de structure et effet d'échelle de taille.

L'effet d'échelle de volume est relatif aux essais sur éprouvettes de laboratoire de même forme mais de volumes différents. Dans ce cas, on observe expérimentalement une diminution de la contrainte moyenne de rupture avec l'augmentation du volume de l'éprouvette d'essai soumise à une sollicitation homogène. L'effet d'échelle de volume est lié souvent à l'existence de défauts dans les matériaux.

L'effet d'échelle de structure est relatif aux essais sur des modèles de structure de volumes différents. Les performances mécaniques des structures réelles ne sont pas forcément identiques à celles des éprouvettes du laboratoire. La transition matériau/structure nécessite de prendre en compte les effets d'échelle. En effet, on observe que la contrainte de rupture diminue lorsqu'on augmente la taille de la structure. En particulier, ce phénomène a été mis en évidence à travers des essais de traction et de flexion sur des poutres avec ou sans entailles et de dimensions homothétiques.

Le problème d'effet d'échelle qui présente le plus grand intérêt en mécanique des solides est celui de l'effet de la taille d'une structure sur sa résistance, notamment dans le cas des matériaux quasi-fragiles. L'effet de taille caractérise la dépendance des performances mécaniques des matériaux de la taille de leur microstructure.

Le phénomène de l'effet d'échelle est identifié depuis plus de 5 siècles et les spéculations à ce sujet peuvent être remontées à l'époque de Leonardo da Vinci (1500), qui a observé que "parmi des cordes d'épaisseur égale, la plus longue est la moins résistante ", et il a proposé alors qu'"une corde est plus résistante... quand elle est plus courte". Un siècle plus tard, Galilée (1638), a discuté alors l'effet de la taille d'un animal sur la forme de ses os, en observant que la grosseur des os est le point faible des géants.

Depuis le début des années 40 du siècle passé, avec l'apparition de la notion de contrôle de la qualité des matériaux, les recherches sur l'effet d'échelle concernant le béton se sont accélérées et intensifiées. D'un côté, et dans un souci d'optimisation des moyens de contrôle de la qualité du béton produit, les recherches se sont concentrées sur l'étude de l'effet d'échelle d'éprouvettes moulées de différentes dimensions. De l'autre, des chercheurs se sont

intéressés au problème d'effet d'échelle lié à l'évaluation de la qualité du béton des structures existantes au travers de carottes extraites de dimension différente par rapport aux éprouvettes normalisées. L'engouement des chercheurs pour ce sujet s'explique par les retombées significatives sur le domaine de l'ingénierie.

Le modeste travail présenté dans ce mémoire entre dans le cadre d'un PNR (Projet National de Recherche) dirigé par le CNERIB (Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées au Bâtiment). Ce PNR comprend un vaste programme expérimental étalé sur 24 mois. L'objectif de ce travail est une contribution à l'évaluation de la résistance à la compression du béton de structures. Le présent mémoire commence par le chapitre I qui est une revue littéraire sur le domaine de l'évaluation de la résistance du béton. Le chapitre II revoit en détail les essais de caractérisation des matériaux. Le chapitre III présente le programme expérimental. Le chapitre IV donne les résultats et les discussions. A la fin, une conclusion résume ce travail et donne quelques recommandations. Des annexes sont ajoutées à la fin pour compléter des données, des résultats et des détails utiles au lecteur.

## 1. Généralité

### 1.1. Historique

La recherche sur l'effet d'échelle est un phénomène étudié par plusieurs chercheurs depuis plusieurs siècles. Des spéculations à ce sujet remontent jusqu'à l'époque de Leonardo da Vinci (1500) qui a observé que "parmi des cordes d'épaisseur égale, la plus longue est la moins résistante". Leonardo da Vinci a proposé alors qu'"une corde est plus résistante... quand elle est plus courte", ce qui implique une proportionnalité inverse entre la taille et la résistance d'un échantillon de matériau. Un siècle plus tard, Galilée (1638), l'inventeur du concept de la contrainte, a soutenu le fait que l'effet d'échelle de Leonardo da Vinci puisse ne pas être vrai. De plus, Il a discuté alors l'effet de la taille d'un animal sur la forme de ses os, il a observé que la grosseur des os est le point faible des géants.

Basé sur des expériences approfondies, Mariotte (1686) a observé que pour deux cordes de longueurs différentes, la corde longue a été endommagée plus tôt que la corde courte. Il a alors proposé le principe de «l'inégalité de la matière» i.e. la résistance absolue est différente d'un point à un autre dans la même matière. En d'autres termes, plus la structure est grande, plus la probabilité d'y rencontrer un élément de basse résistance, est grande. C'est l'idée fondamentale de la théorie statistique de l'effet d'échelle.

Durant deux siècles et demi les recherches sur les effets d'échelles ont connu peu de progrès, jusqu'au travail remarquable de Griffith (1921), le fondateur de la mécanique de la rupture. Selon cet auteur, les défauts ou les fissures au moment de la rupture sont encore seulement microscopiques ; leur distribution aléatoire contrôle la résistance macroscopique du matériau. Ainsi, Griffith venait d'asseoir la base physique de l'approche statistique de Mariotte.

La théorie statistique de l'effet d'échelle a émergé avec Peirce (1926), qui a formulé le modèle du maillon le plus faible pour une chaîne et a présenté les statistiques des valeurs extrêmes, lancée par Tippett (1925), Fischer et Tippett (1928), et Fréchet (1927), puis affiné par Von Mises (1936) et d'autres auteurs. La base de la théorie statistique a été étendue par Weibull (1939). Sur une base expérimentale, cet auteur a conclu que la distribution des valeurs basses de résistance avec une probabilité extrêmement faible ne pouvait être, en juste proportion, représentée par aucune des lois de distributions précédemment connues. Il a présenté alors ce qui est devenu la distribution de Weibull, qui exprime la probabilité d'un petit élément matériel comme une loi de puissance de la différence de résistance d'un seuil

fini ou zéro. Plus tard, d'autres auteurs, ont offert une justification théorique au moyen d'une distribution statistique des défauts ou des fissures microscopiques du matériau.

Jusqu'à 1985, la plupart des mécaniciens n'avaient prêté presque aucune attention à la possibilité d'un effet d'échelle déterministe. Chaque fois qu'un effet d'échelle était détecté dans les essais, il était automatiquement supposé statistique, et son étude relevait du rôle des statisticiens plutôt que celui des mécaniciens. La raison en était probablement qu'aucun effet d'échelle n'est considéré par la mécanique des milieux continus. D'ailleurs, l'effet d'échelle n'a pas été mentionné par Timoshenko (1953) dans son livre d'histoire sur la résistance des matériaux.

Durant les années 80 et en conséquence des recherches très poussées menées sur des structures en béton pour les centrales nucléaires, de nouvelles théories ont émergé montrant d'autres effets d'échelle que celui statistique. Suite à des études réalisées par Bazant et ses collaborateurs (1984), il est devenu clair que l'effet d'échelle sur la résistance nominale du béton, un matériau se rompant après une propagation stable des fissures jusqu'à atteindre l'effort maximal, est dû principalement à un relâchement d'énergie, et ne peut pas être expliqué par la théorie statistique de Weibull, et que la description d'un tel effet d'échelle requiert une analyse de l'énergie de la rupture. Le professeur Bazant, en 1984, proposa une nouvelle théorie déterministe, basée sur une transition entre l'absence d'effet d'échelle en résistance des matériaux et l'effet de taille inhérent à la mécanique de la rupture.

## **1.2. Qu'est ce qu'un effet d'échelle ?**

L'effet d'échelle est lié au changement dans la résistance qui a lieu lorsque la dimension du spécimen est réduite. Sabnis (1980) a revu un nombre important d'études théoriques disponibles dans la littérature ; celles-ci incluent Weibull (1939), et d'autres. Plusieurs travaux expérimentaux traitant de l'effet d'échelle ont été résumés par Sabnis et Aroni (1971) et plus tard par Sabnis et Mirza (1979). Récemment, Bazant et Kazemi (1988) ont démontré l'utilisation des approches de dégagement d'énergie et de la mécanique de la rupture.

Pourquoi les effets d'échelles sont-ils importants ? Une raison réside dans l'existence de spécimens de dimensions variées, en plus des différentes formes, dans différents pays et à plusieurs temps de la caractérisation des propriétés du matériau. Toutefois, une raison beaucoup plus importante est en connexion avec les études de modèles. Les modèles testés jusqu'à la rupture pour déterminer la capacité de charge ultime et leurs utilisation dans les règlements et standards peuvent être sujettes aux effets d'échelle ce qui pourrait donner des

prédictions optimistes de résistance et calcul de prototypes. Par conséquent, en plus des efforts de minimisation des effets d'échelle, il existe un besoin d'être capable de les prédire.

### **1.3. Facteurs influençant l'effet d'échelle**

Un nombre important de facteurs influencent les propriétés de résistance et donc le comportement des systèmes de matériaux. Les propriétés de résistance incluent les résistances à la compression et à la traction, résistances à la fatigue et à l'ancrage, et fluage et variations diverses de dimensions. En parallèle avec ces propriétés, la nature du matériau et la configuration géométrique des spécimens sont également importants. Les matériaux varient du bois et roches naturels aux matériaux manufacturés, comme le béton, l'acier, etc.

Quelques unes des propriétés des matériaux cités ci-dessus sont affectées plus par les changements de dimensions que par d'autres variables. Quelques propriétés peuvent ne pas influencer l'interprétation finale d'un modèle étudié au même degré que l'effet d'échelle à cause de leur faible influence sur le comportement d'une structure ; e.g. dans le cas du béton armé, la variation de la résistance à la compression n'est pas aussi important que la limite de résistance du renforcement dans une poutre faiblement ou sous-ferraillée. De l'autre côté, dans une étude de résistance au cisaillement d'une dalle ou d'une poutre sur-ferraillée, la résistance à la compression (comme reliée à sa résistance à la traction) joue un rôle direct et important. Par manque d'attention, la différence observée dans la résistance des spécimens de deux échelles pourrait être faussement attribuée à l'effet d'échelle.

Généralement, les études théoriques traitent le comportement des systèmes de matériaux et leurs résultats physiques sur une base statistique. Par conséquent, plus grand est le volume, plus grandes sont les chances que la rupture atteigne une résistance plus faible.

En général, les variations dans la résistance de spécimens de béton de formes similaires mais de dimensions différentes sont causés par les facteurs suivants :

1. Taux de cure différents ;
2. Différences dans la qualité (densité) du matériau coulé dans les moules ;
3. Changement dans la qualité du matériau comme résultat du gain d'eau des couches supérieures et des fuites d'eau à travers les moules ;
4. Séchage différent des différentes dimensions des spécimens pendant les essais ;
5. Différence dans les conditions de contraintes induites à cause de la variation de la qualité de surfaçage ;

6. Variations statistiques dans la résistance comme résultat de l'effet de volume ;
7. Méthode et vitesse de chargement ;
8. Les effets du gradient de déformation dans les spécimens de flexion.

Comme nous pouvons constater à partir de cette liste, l'effet du volume pur du matériau n'est qu'un seul parmi les causes de l'effet d'échelle.

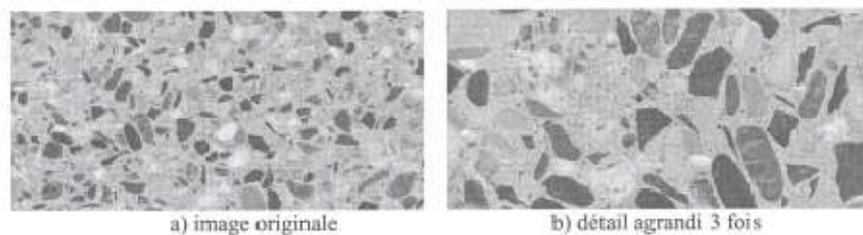
## 2. Facteurs étudiés

### 2.1. Structure du béton durci

Le béton est un composé multiphasique dont les 2 principaux constituants sont :

- un squelette granulaire qui lui confère une ossature rigide ;
- une matrice liante: la pâte de ciment durcie dont le comportement est fortement évolutif.

Cette matrice enrobe et lie les granulats entre eux. Elle est formée d'une structure complexe poreuse source d'échanges internes et externes. Un examen plus approfondi, montre que la structure du béton présente un caractère hétérogène sur un domaine de dimensions extrêmement étendu. La Figure 1.1 montre la texture d'un même béton 0/8 mm à différents grossissements, observée à l'aide d'un microscope électronique à balayage (MEB).



**Figure 1.1:** Structure hétérogène du béton. Diamètre maximal des grains 8 mm.

La matrice de la pâte de ciment durcie présente une structure complexe tridimensionnelle influencée par le mode de fabrication du matériau (composition, mise en place, compactage, cure) dont les tailles des pores varient du nanomètre au micromètre. Chaque inclusion s'accompagne d'une zone de transition (ou auréole de transition) dont les propriétés peuvent s'éloigner sensiblement de celles de la matrice, particulièrement si la pâte de ciment est de qualité moyenne voire mauvaise (excès d'eau).

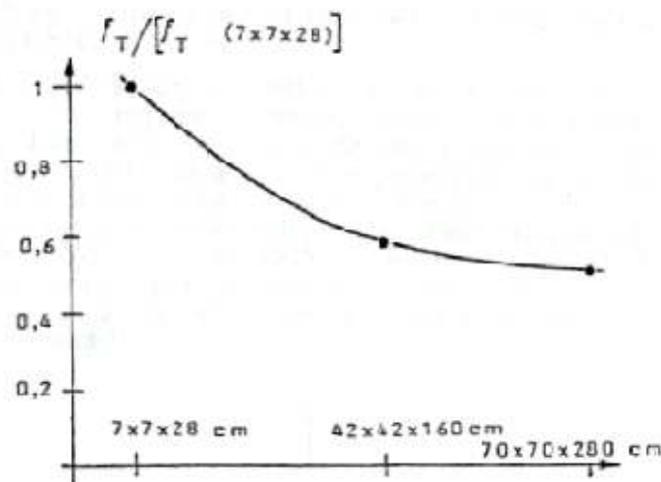
Dès le début du processus d'hydratation, des efforts internes sont induits par les propriétés mécaniques différentes des granulats et de la matrice en cours de durcissement. Ces efforts internes favorisent l'apparition de ruptures internes que l'on peut qualifier de

microfissures. On peut affirmer que les microfissures font partie intégrante de la structure interne des matériaux cimentaires au même titre que les inclusions de toute sorte ou la porosité.

## 2.2. Changement d'échelles et rupture des structures en béton

Le passage à l'échelle de la structure nécessite de prendre en compte les effets d'échelles. La connaissance de ces effets permet de prédire la contrainte à la rupture des structures de tailles données  $D$ . Nous rappelons brièvement l'historique de la notion *effet d'échelle*, avant d'exposer les principales théories existantes dans la littérature.

La notion d'effet d'échelle, caractérise essentiellement la dépendance des performances mécaniques des structures avec leurs dimensions. L'Hermite (1973) en particulier, a bien mis en évidence ce phénomène à partir des travaux conduits sur des poutres sollicitées en flexion 3 points de dimensions homothétiques (rapport maximum d'homothétie égale à 10). Les résultats obtenus, à partir d'un calcul élastique linéaire fragile, montrent une dépendance des contraintes à la rupture avec l'échelle de la structure (Figure 1.2).



**Figure 1.2:** Effets d'échelle observés sur des poutres en flexion trois points.  $f_t$  est la contrainte élastique à la rupture calculée en fibre tendue [12].

Actuellement, nous pouvons distinguer dans la littérature trois théories de base pour appréhender l'effet d'échelle en mécanique du solide (Bazant et Planas 1998) :

- 1- La théorie statistique de la distribution aléatoire des résistances (Weibull 1939).
- 2- La théorie liée au caractère fractal des surfaces de rupture dans laquelle nous pouvons distinguer deux variantes :

a. La fractalité *invasive* du plan de fissuration, i.e. la nature fractale de la rugosité de surface, (Carpinteri et al. 1995 ; Carpinteri 1994).

b. La fractalité *lacunaire* représentant une distribution fractale de micro-fissures (Carpinteri et al. 1995).

3- La théorie déterministe, liée à une redistribution des contraintes et à un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par une propagation stable de fissures (Bazant ,1984).

En dehors de ces théories de base, trois sources indirectes peuvent aussi expliquer le phénomène d'effet d'échelle observé dans les structures :

1 – L'effet de bord ou effet de couche limite, qui est dû à l'hétérogénéité du matériau (la composition des couches superficielles, est différente de l'intérieur, car les granulats ne peuvent pas saillir à travers la surface). Cet effet de bord est dû aussi à l'effet de Poisson (un état de déformations planes sur des plans parallèles à la surface peut exister à l'intérieur de l'éprouvette étudiée mais pas à sa surface).

2 – L'effet d'échelle dépendant du temps, causé par les phénomènes de diffusion, tel que le transfert de chaleur ou le transport d'humidité ou d'agents chimiques dans les solides poreux. Cet effet se manifeste surtout par l'influence de la dimension de la structure sur le retrait et le fluage de dessiccation. Il est mis en évidence par la dépendance du demi-temps de séchage (Bazant et al. 1991) et son effet sur la fissuration due au retrait (Planas et al. 1993).

3 – L'existence d'un état de singularité tridimensionnelle à l'intersection d'une pointe de fissure et d'une surface libre. Cet état de singularité est dû aussi à l'effet Poisson mentionné ci-dessus. Cela impose à la partie de la zone d'activation de la fissuration proche de la surface de se comporter différemment de celle qui est plus à l'intérieur.

Dans les essais de laboratoire que nous mettons en œuvre avec des éprouvettes géométriquement similaires, ces trois phénomènes peuvent être négligés.

## **2.3. Critères d'évaluation de la qualité**

### **2.3.1. Ouvrabilité**

C'est une qualité du béton à l'état frais qui permet la maniabilité tout en conservant son homogénéité. Elle doit être considérée comme une qualité aussi importante que la résistance; un simple défaut d'ouvrabilité sur chantier conduit à un état préjudiciable pour la résistance notamment la majoration de dosage en eau afin d'obtenir un béton suffisamment plastique et lors du transport. Sur le plan pratique la maniabilité se traduit par la facilité de mise en œuvre

et le remplissage parfait des coffrages, l'ouvrabilité peut s'apprécier par des mesures de plasticité, les plus couramment utilisés sont l'affaissement du cône d'Abrams, étalement à la table à secousse, la méthode Slump-Walzwa et la méthode Vébé.

### **2.3.2. Durabilité**

La durabilité de l'ouvrage caractérise sa capacité à conserver les fonctions d'usage, pour lesquelles il a été conçu. Un ouvrage doit résister au cours du temps aux diverses agressions ou sollicitations physico-chimiques tout en conservant son esthétique. Il doit satisfaire, avec un niveau constant, aux besoins des utilisateurs au cours de sa durée de service et à maintenir son niveau de fiabilité. On note que la durabilité ne dépend pas d'une bonne résistance, ils sont considérés séparément en terme d'étude. La durabilité dépend de la mise en œuvre et de la bonne exécution.

Pour évaluer la durabilité d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation et d'étudier la résistance du béton vis-à-vis de ces dégradations, si l'on exclut d'une part les événements accidentels et d'autre part les effets à long terme des sollicitations mécaniques tel que la fatigue due à des sollicitations répétées ou le fluage pouvant engendrer des pertes de précontraintes ou encore l'abrasion [18].

### **2.3.3. Résistance**

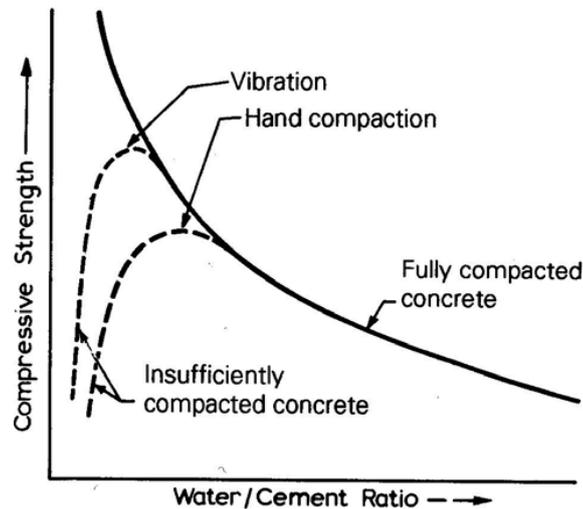
Le béton résiste mieux à la compression qu'à la traction, la particularité de cette caractéristique est qu'elle évolue en fonction du temps. Cependant la résistance requise à l'âge de 28 jours dite résistance spécifique, sur laquelle le calcul de dimensionnement se base, se mesure par la compression axiale des éprouvettes cylindriques. La résistance à la traction du béton se fait par plusieurs essais de traction directe ou essais brésilien.

## **2.4. Facteurs affectant la résistance du béton à la compression**

Un nombre important de paramètres, dont la majorité est interdépendante, sont associés à la résistance à la compression du béton. Les plus importants sont discutés dans les paragraphes suivants.

### 2.4.1. Rapport eau sur ciment (E/C)

Il est bien établi que la résistance à la compression du béton est inversement proportionnelle au rapport eau/ciment (E/C) comme montré sur la Figure 1.3



**Figure 1.3:** Résistance à la compression et rapport Eau/Ciment Neville [28]

Le rapport E/C est très important pour la détermination de la porosité et par conséquent la résistance du béton à la compression. Dans les applications pratiques, il est admis que le rapport eau/ciment est souvent le facteur le plus important concernant la résistance du béton (Neville 1996), rapporté par Vandergrift et Schindler [5]. La situation est bien résumée par Gilkey (1961) (rapporté par Vandergrift et Schindler [5]), qui dit 'pour un ciment donné et des agrégats acceptables, la résistance qui peut être développée par le mélange est influencée par :

- le rapport du ciment aux granulats
- la granulométrie, texture, forme, résistance et dureté des particules de granulats
- la dimension maximale des granulats.

Il est bien établi que le rapport E/C est inversement proportionnel à la résistance à la compression. L'influence de ce paramètre E/C a été étudiée par Indélicato [1,2], Bartlett et MacGregor [3], Choi et al. [4], Yazisi et Sezer [6] et Tuncan et al. [12]. L'ensemble de ces chercheurs ont fait varier E/C de 0.7 à 0.3 afin de cibler des classes de résistances de béton variant de 20 à 50 MPa.

### 2.4.2. Vibration du béton

La vibration du béton est l'opération de consolidation pour remplir tous les vides et en particulier le contour des armatures. C'est la condition nécessaire à l'adhérence. Le béton est assimilé du point de vue rhéologique à un fluide de Bingham, c'est-à-dire un fluide possédant une cohésion et une viscosité. Pour une vibration de plus que 12 000 tours/minute le mortier perd sa cohésion et sa viscosité, les granulats et les bulles d'air sont alors soumis à la poussée d'Archimède, donc les bulles d'air vont remonter et les gros granulats migrent vers le bas.

La mauvaise utilisation du vibreur et le manque ou l'excès de vibration peut conduire à des problèmes de ségrégation, à une faible résistance, à des nids de cailloux et des poches d'air. Par ailleurs, une durée insuffisante donne un béton peu compact et de faible résistance, par contre une durée prolongée provoque une ségrégation des granulats. La durée approximative de vibration à l'aiguille est de 1 à 2 minutes pour un béton ferme, et 20 secondes pour un béton plastique [19].

### 2.4.3. Nature et forme des granulats

La résistance du béton dépend de la dimension, forme, texture de surface, minéralogie, résistance, dureté des granulats ainsi que leur dimension maximale comme montré sur la Figure 1.5.2 (Gilkey 1961, Mehta et Monteiro 1993, rapporté par Vandergrift et Schindler [5]). Mehta et Monteiro (1993, rapporté par Vandergrift et Schindler [5]) ont suggéré également que la résistance des granulats ne soit pas considérée dans le cas de béton de résistance normale, parce qu'elle est plus résistante que la zone de transition et la matrice du mortier de ciment. Ils ont appuyé leur suggestion sur le fait que la zone de transition et la matrice de ciment se rompraient avant les granulats et par conséquent annulent totalement l'apport de résistance de ces derniers. Dans le même ordre d'idées, Kosmatka et al. (2002, rapporté par Vandergrift et Schindler [5]), ont proposé de ne pas considérer la résistance des granulats comme un facteur influent sur la résistance des bétons ordinaires puisque la rupture est gouvernée généralement par la faiblesse de l'interface pâte de ciment-granat.

La plupart des recherches ont lié la liaison des granulats à la résistance du béton. Neville et Brooks (1987 rapporté par Vandergrift et Schindler [5]) ont conclu que des granulats de plus grande surface donnent de meilleures liaisons granulat-pâte de ciment. Ils ont également observé que les granulats rugueux (concassés) tendent à montrer une meilleure liaison que les granulats lisses (naturels). De même, Tuncan et al. [13], qui ont testé des carottes provenant

de bétons confectionnés avec différents types de granulats (naturels et concassés), ont conclu que la rugosité des granulats contribue à augmenter la résistance du béton.

D'un autre côté, Kumar et Bhattacharjee [15] ont expérimenté et testé des carottes en faisant varier la nature et la résistance des granulats. Ils ont utilisé des granulats concassés et des morceaux de briques concassés. Les résultats d'écrasement ont montré une nette différence dans les résistances ; les carottes obtenues avec des granulats concassés ont donné de plus grandes résistances et des écrasements par rupture de l'interface granulat-mortier de ciment. Par contre, les autres carottes réalisées avec des granulats en morceaux de briques, se sont rompues par écrasement des granulats eux-mêmes à cause de leur faible résistance intrinsèque.

Medici et al. [14], ont étudié l'influence de la nature et forme des granulats sur la résistance du béton à la compression. Ils ont conçu des compositions de béton basées sur différentes combinaisons de granulats naturels et de granulats concassés. La conclusion principale de leur travail est que la résistance du béton dépend des propriétés physiques des granulats présents dans la composition et que la présence de granulats concassés améliore la résistance du béton.

La Figure 1.4 montre l'effet du rapport E/C et de la dimension maximale des granulats sur la résistance à la compression. Il est aisé de constater que la résistance à la compression décroît quand la dimension du plus gros granulat augmente et cela particulièrement pour les faibles valeurs du rapport E/C. Il est noté également que la résistance est plus sensible au rapport E/C qu'à la dimension maximale des granulats.

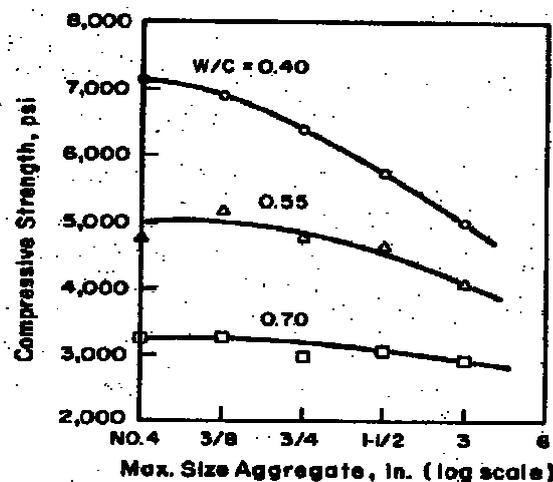


Figure 1.4 :  $D_{max}$ , E/C et Résistance à la compression (Cordon et Gillepsie 1963) [7]

#### 2.4.4. Impact des conditions climatiques sur la résistance du béton

La température joue un grand rôle dans la réaction d'hydratation en l'accélération et en changeant la nature des hydrates formés dans le béton. La chaleur accélère la prise et le durcissement du béton tandis que le froid allonge la durée de prise et peut même l'arrêter complètement. Concernant les conditions hygrométriques relatives à la pluviométrie, la cure humide est nécessaire pour maintenir le processus d'hydratation du ciment. Kenai [21] a montré que l'une des principales raisons de la chute de résistance du béton dans la période estivale serait due à l'utilisation excessive d'eau de gâchage. Un manque de protection peut provoquer sur une éprouvette de contrôle une chute de résistance de l'ordre de 10% ; alors que sur l'ouvrage, indépendamment de la baisse de résistance, des risques de fissuration sont en plus à craindre [20].

#### 2.4.5. Dimension maximale des granulats $D_{max}$

Nous ne pouvons pas parler du facteur « qualité des granulats » sans penser directement à leur dimension maximale. Le premier facteur agit sur la qualité de la liaison à l'interface granulat-mortier de ciment, tandis que le deuxième facteur définit l'encombrement qu'un ingrédient de grande dimension provoque à l'intérieur du béton. Cet encombrement agit à deux niveaux différents. Dans le mélange plastique, il définit l'enrobage des armatures et rend plus difficile le malaxage et le compactage du béton. Pour le béton durci et au voisinage de la rupture, un granulat de grande dimension peut, suite à une rupture locale à son interface avec le mortier de ciment, être à l'origine d'une fissure de grande dimension par rapport à l'éprouvette et provoquer une rupture prématurée de l'éprouvette. La littérature rapporte les travaux d'Indelicato [1,2] qui n'a détecté aucun effet de  $D_{max}$  bien qu'il ait utilisé des granulats de  $D_{max}$  de 25 et 30 mm pour des carottes de diamètres 70, 45 et 28 mm. Il faut noter que la carotte de diamètre 28 mm est plus petite que le  $D_{max}$  de 30 mm et que ce chercheur a utilisé des bétons de résistances courantes. Par contre, Tuncan et al. [12,13], qui ont utilisé dans leurs recherches des  $D_{max}$  allant de 10 à 30 mm avec des carottes de 28 à 144 mm ont conclu que la résistance diminue graduellement avec l'augmentation de  $D_{max}$  et que cette diminution est plus prononcée pour les carottes de petits diamètres. Issa et al. (2000, rapporté par [5]) ont trouvé que le coefficient de variation des résultats d'écrasement augmentait avec l'augmentation de  $D_{max}$ . Ils ont conclu également que ce phénomène de réduction de résistance avec l'augmentation de  $D_{max}$  était plus important pour les bétons d'âge jeune.

#### 2.4.6. Mise en place du béton

Avant la mise en place du béton il faut s'assurer de la propreté du coffrage. Après cela, le béton doit être versé verticalement à une hauteur pas très élevée. Il faut éviter d'ajouter de l'eau après placement, et éviter la mise en place lors de trop fortes pluies.

#### 2.4.7. Conditions de cure

La pratique d'immersion des éprouvettes de béton dans de l'eau pour au moins 40 heures avant écrasement est apparue pour la première fois dans la norme américaine ASTM C42 en 1927. Le but de cette immersion était de tester les éprouvettes sous les mêmes conditions d'humidité. La réaction de l'eau de gâchage avec le ciment est appelée processus d'hydratation dont les résultats sont appelés « produits d'hydratation ». La cure est un processus à travers lequel la perte d'humidité est atténuée ou contrôlée dans le but d'accélérer et de renforcer le processus d'hydratation du ciment. Afin de s'assurer d'un développement suffisant de la résistance pendant l'hydratation, il est impératif de limiter les pertes d'humidité (Kosmatka et al. 2002, rapporté par [5]). Une cure appropriée donne des pores de capillarité remplis de produits d'hydratation (Neville 1996, rapporté par [5]) et cela augmente l'imperméabilité et la résistance du béton (Kosmatka et al. 2002, rapporté par [5]). Les études menées par Bloem (1968) et Meininger et al. (1977) (rapportés par [3]) ont montré que des carottes testées après séchage à l'air étaient en moyenne 10 à 20% plus résistantes que des carottes testées après immersion dans l'eau. Selon Bloem (1968) (rapporté par [3]), la résistance de la carotte est affectée par la différence d'humidité entre le carottage et l'essai d'écrasement et non pas par le taux d'humidité au moment de l'écrasement. L'ensemble des recherches ayant traité de ce point très sensible converge pour dire que la résistance à la compression du béton décroît avec l'augmentation du gradient de l'humidité entre l'extérieur et l'intérieur des éprouvettes. La valeur de la résistance du béton en place la plus précise est obtenue à partir d'une carotte n'ayant aucun gradient d'humidité à travers son volume. Une telle carotte ne peut être obtenue qu'avec une carotteuse à refroidissement par air ou en laissant l'excès d'eau d'évaporer de la carotte en cas d'utilisation de carottier à refroidissement à eau. Cela explique les raisons de l'établissement de la période de séchage de 7 jours établie par la réglementation américaine ACI 318-89 et ASTM C42-90.

#### **2.4.8. Qualité du ciment**

Le choix de type de ciment est en fonction de sa classe vraie, et des critères de mise en œuvre. Cette classe est la résistance moyenne obtenue à 28 jours sur des éprouvettes de mortier normalisé.

#### **2.4.9. Surfaçage des carottes**

Le surfaçage est un moyen de rectifier les défauts de planéité des surfaces des éprouvettes qui, au moment de l'écrasement, seront au contact des plateaux de la presse hydraulique. Les différents types de surfaçage utilisés sont le soufre, le gypse, le néoprène et le ciment. Le surfaçage au soufre liquide est le plus utilisé dans les laboratoires. Des recherches menées par Glover et Stallings (2000) (rapporté par [5]), ont montré que la résistance de la carotte surfacée au néoprène était supérieure à celle surfacée au soufre. Yazici et Sezer [6] ont expérimenté des éprouvettes cylindriques de diamètres 100 et 150 mm ayant un élancement de 2. Ils ont expérimenté 3 types de surfaçage : soufre, gypse et sans surfaçage. Ces chercheurs ont trouvé que les résultats avec ou sans surfaçage étaient très similaires et ont attribué cela à la bonne qualité de finition des surfaces des éprouvettes.

#### **2.4.10. Qualité de l'eau de gâchage**

L'eau et le liant hydraulique forment la pâte avec le ciment. Toute matière étrangère à la composition de l'eau, telle que les matières insolubles, les phosphates, les nitrates, les sulfates et le soufre, peut aboutir à affecter les caractéristiques mécaniques du béton, et diminue la compacité, provoque le gonflement, la corrosion ou retardent de prise.

#### **2.4.11. Adjuvants**

Les adjuvants sont des produits liquides ou pulvérulents qui s'ajoutent en faible quantité au mélange de béton pour améliorer ou optimiser les caractéristiques du béton, tel que la durabilité, l'ouvrabilité, l'adaptation au comportement pendant la prise. Cependant, ils peuvent présenter certains effets secondaires définis dans la norme Européenne [8].

#### **2.4.12. Malaxage du béton**

Le malaxage est une opération destinée à l'amélioration et à l'homogénéisation du mélange. Le but est de couvrir les granulats par la pâte de ciment. Un béton est dit homogène lorsque sa composition est identique en tout point [3]. Pour assurer la réussite de cette

opération, il faut choisir un matériel adapté, déterminer un temps de malaxage suffisant, et régler une vitesse pas très élevée pour éviter toute ségrégation.

#### **2.4.13. Age du béton**

L'hydratation du ciment est un processus long. Ce processus est différent d'un béton à un autre parce qu'il dépend du type de ciment utilisé et de la cure subie par le matériau depuis le jour du coulage jusqu'au jour de l'essai. La relation entre la résistance et la porosité est un indicateur du taux d'avancement du processus d'hydratation, de la quantité de produits d'hydratation présents dans le béton, et par conséquent, du temps nécessaire pour atteindre la résistance spécifiée. Le rapport eau/ciment influence directement la vitesse du processus d'hydratation et par conséquent le taux de gain en résistance du béton. Meyer (1963) (rapporté par [5]), a conclu que pour les faibles rapports de E/C un rapide gain de résistance est observé, comparé aux valeurs élevées de ce même rapport E/C. Il a trouvé également que ce rapide gain de résistance pour E/C faible décroissait avec l'âge du béton comparé aux valeurs élevées du rapport E/C. Toutefois, ce même chercheur et la majorité des autres chercheurs ayant analysé l'influence de ce facteur ont abouti à la conclusion que la résistance du béton augmente avec son âge. Nikbin et al. [8] ont testé des carottes à l'âge de 7 et 42 jours respectivement et ont conclu que la résistance du béton augmente avec l'âge du béton. Tuncan et al. [13] ont abouti à la même conclusion en testant des carottes à des âges de 7, 28 et 90 jours. La résistance mécanique du béton évolue en fonction du temps, en tenant compte des conditions convenables de production; après 7 jours de prise, un béton a acquis de 40 à 60 % de sa résistance finale et de 60 à 80% au bout de 28 jours.

#### **2.4.14. Forme de l'éprouvette**

Ce facteur a été intensément étudié dans la littérature. Les normes de contrôle de qualité du béton sont basées sur le cube et le cylindre. Cela a évidemment poussé les chercheurs à chercher une relation entre les résistances des 2 formes d'éprouvettes. La tendance générale trouvée dans l'ensemble des travaux revus est que, pour un même béton, la résistance de l'éprouvette cubique est plus élevée que celle de l'éprouvette cylindrique. Nous citerons Indelicato [1,2], Choi et al. [4] ; Tuncan [12,13] ; del Viso et al. [7] et Nikbin et al. [8] dont les travaux se sont penchés, entre autres paramètres, sur l'effet de forme des éprouvettes, les travaux revus concernant ce paramètre « forme de l'éprouvette » sont résumés dans les Tableaux 1.1 ; 1.2 et 1,3 le Tableau 1.3 résume les lois de conclusions des différents chercheurs.

**Tableau 1.1:** Dimensions des éprouvettes cubiques et cylindriques

Auteur	Dimension du cube (mm)	Diamètre du cylindre (mm)	Diamètre de la carotte (mm)
Indelicato [1,2]	150		28 ; 45 ; 70
Choi et al. [4]	50 ; 100 ; 150 ;	50 ; 100 ; 150 ; 200	
Tuncan et al. [12,13]	100 ; 150	150	28 ; 46 ; 69 ; 94 ; 144
del Viso et al. [7]	33 ; 50 ; 67 ; 100	75 ; 100	
Nikbin et al. [8]	100		75

**Tableau 1.2:** Résultats de régressions linéaires entre  $f_{cube}$  et  $f_{carottes}$ 

Référence	Loi de corrélation	Résistance
Indelicato [2]	$f_{cube} = 0.647 + 1.017f_{c70}$	20 à 50 MPa
Indelicato [2]	$f_{cube} = 1.048 + 1.059f_{c45}$	20 à 50 MPa
Indelicato [2]	$f_{cube} = -4.617 + 1.255f_{c28}$	20 à 50 MPa
Indelicato [1]	$f_{cube} = -4.617 + 1.255f_{core}$	20 à 50 MPa
Choi et al. [4]	$f_{c100} = 8.86 + 0.86f_{cube150}$	20 à 80 MPa

**Tableau 1.3 :** Conclusions des différentes recherches

Auteur	Conclusions
Indelicato [1,2]	Corrélation linéaire très forte entre résistances moyennes des cubes et des micro-carottes
	La résistance moyenne cube et de la carotte se rapprochent avec l'augmentation du diamètre de la carotte
Choi et al. [4]	Effet d'échelle de forme existe. Effet d'échelle pour le cube et le prisme est plus fort que pour le cylindre
	L'effet d'échelle de forme tend à disparaître pour les bétons de haute performance (BHP)
Tuncan et al. [12,13]	La résistance relative de la carotte par rapport à celle du cube est plus petite que par rapport au cylindre
del Viso et al. [7]	Effet échelle pour le cube est plus prononcé que pour le cylindre
Nikbin et al. [8]	$f_{cu} > f_{car}$ et $f_{cu} / f_{car}$ augmente avec $f_{c28}$

### 2.4.15. Elancement de la carotte

L'élancement de l'éprouvette cylindrique standard défini par le rapport hauteur sur diamètre est de 2. La diversité des structures à partir desquelles sont extraites les carottes nous oblige assez souvent à utiliser des carottes d'un élancement moindre pouvant atteindre 1 ; soit dans le cas d'une épaisseur limitée de l'élément à expertiser ou dans le cas de carottes qu'il faut tailler pour éliminer des morceaux d'armatures coupées avec la carotte. Des recherches sur l'influence de l'élancement sur la résistance du béton existent en abondance. L'abondance des recherches sur ce sujet est due à la forte relation entre ce facteur et la rupture des éprouvettes. Les recherches, revues dans le cadre du présent projet, ont conclu que les éprouvettes courtes résistent plus que les éprouvettes élancées. Ceci est attribué aux effets de restrainte appliquées par les platines de chargement. Ces platines empêchent ou limitent l'expansion latérale des éprouvettes soumises à l'essai. Cet effet de restrainte est conventionnellement supposé négligeable pour un élancement d'éprouvette égal à 2.

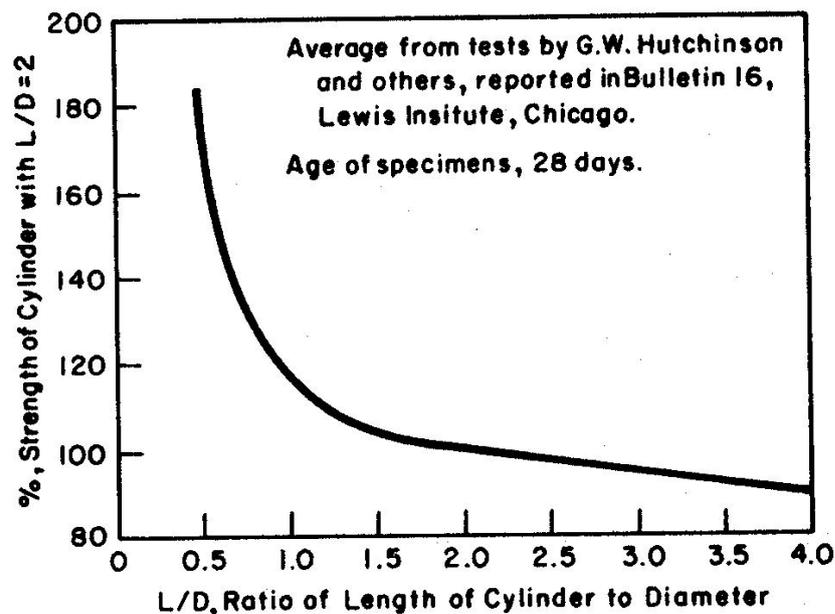


Figure 1.5 : Relation entre l'élancement et la résistance du béton (U.S.B.R. 1975) [3].

Le travail remarquable de Bartlett et MacGregor [3] de l'université de l'Alberta au Canada, dans lequel des travaux antérieurs ont été rapportés ; notamment les résultats et recommandations du North Carolina Department of Transportation; ainsi que le précieux travail de Meininger, Wagner et Hall (1977) a été une source d'information considérable. Bartlett et MacGregor [3] ont tenté de corréler les résistances des éprouvettes d'élancement entre 1 et 2 à la résistance équivalente de l'éprouvette d'élancement égal à 2. Dans leurs

travaux, il ont utilisé la relation  $f_{\lambda} = k_s \cdot f_2$  dans laquelle  $k_s$  est un appelé « facteur de correction ».

Les principales conclusions qui y sont données les suivantes :

- Le facteur de correction est réduit de manière significative et se rapproche de l'unité pour les bétons de haute performance ;
- Le facteur de correction est réduit légèrement mais de manière significative lorsque les carottes sont testées après immersion dans l'eau au lieu d'être laissées au sec pendant 7 jours ;
- Les coefficients de variation des résultats pour  $l/d = 1$  et  $2$  sont similaires.

Plus récemment, Tuncan et *al.* [12,13] ont utilisé des élancements allant de  $2$  à  $0.75$  ET sont arrivés aux conclusions suivantes :  $l/d = 2$  donne des résistances proches de celle du cylindre  $150*300$  mm ;  $l/d = 1$  donne des résistances proches de celle du cube  $200*200$  mm. De plus, ils ont noté l'augmentation notable mais non exagérée de la résistance des carottes d'élancements  $0.75$  et  $1$  par rapport aux résistances des carottes d'élancement supérieur. Ils ont recommandé leur utilisation pour évaluer la résistance du béton des structures en place. Finalement, ils ont conclu que la résistance du béton à la compression augmente avec la diminution de l'élancement de l'éprouvette. D'autre part, Nikbin et al. [8] qui ont fait varier l'élancement de  $2$  à  $1$  ont conclu que la résistance augmente avec la diminution de l'élancement de l'éprouvette. Ils ont noté de plus que l'effet de l'élancement était plus prononcé pour les carottes de petit diamètre, notamment le diamètre  $50$  mm.

#### 2.4.16. Diamètre de la carotte

On arrive ici au facteur central de l'effet d'échelle. Cela parce que la problématique de l'évaluation de la résistance du béton de structures nécessite l'usage de carottes de diamètres plus petits que celui du cylindre normalisé, et cela à cause de contraintes objectives déjà explicitées dans l'introduction. Le recours à des diamètres plus petits que  $150$  mm est accueilli avec soulagement par les praticiens agissant dans le domaine du contrôle et d'expertise de structures. Il pose cependant des problèmes d'interprétation des résultats et de corrélation aux valeurs connues mesurées sur les éprouvettes normalisées  $150*300$  mm. En plus des contraintes de densité de ferrailages et d'épaisseurs limitées des structures existantes à expertiser, la communauté des praticiens sont dans l'attente de solutions venant de la part des chercheurs. Ces solutions se répercuteront par des économies certaines à l'économie nationale en termes de diminution en démolition et confortement.

Au vu de sa position centrale dans le problème de l'effet d'échelle, le diamètre des carottes (ou des cylindres) a été amplement expérimenté à travers le monde. Pratiquement tous les chercheurs cités plus haut ont étudié le paramètre « diamètre ». Certains ont travaillé sur les éprouvettes moulées dans un but de proposer au domaine de l'ingénierie une réduction des coûts de contrôle ordinaire. Les autres ont travaillé sur les carottes extraites et toujours dans le but d'économiser et de simplifier le travail d'expertise et de permettre des corrélations pour des évaluations justes des véritables résistances du béton réalisé dans les structures.

Tous les travaux sont résumés dans le Tableau 1.4 ci-dessous. A l'exception des travaux de Yazici et Sezer [6], tous les autres travaux sont rapportés par Day (1993, rapporté par [5]). Il est facile de voir que les résultats des différentes recherches listées dans le Tableau 1.4 ne convergent pas vraiment. Le rapport de  $f_{c100}/f_{c150}$  varie de 0.85 à 1.15. Les données expérimentales de chaque recherche diffèrent de l'autre en termes de diamètres, de nature de l'éprouvette (moulées ou extraite), de qualité du béton ( $f_{c28}$ ). En réalité, l'interdépendance des facteurs agissant sur la résistance du béton rend la lecture des résultats ainsi que toute conclusion difficile.

**Tableau 1.4 :** Résultats de régressions linéaires entre  $f_{c100}$  et  $f_{c150}$

Référence	Loi de corrélation	Résistance (MPa)
Aitcin et al. (1992)	$f_{c100} = 1.16f_{c150} - 1230$	81.2 à 101.5
Carrasquillo and Carrasquillo (1988)	$f_{c100} = 0.93f_{c150}$	50.7 à 81.2
Date and Schnormeier (1984)	$f_{c100} = 1.04f_{c150}$	< 35.5
Day and Haque (1993)	$f_{c100} = f_{c150}$	< 50.7
Day (1994 b)	$f_{c100} = f_{c150}$	30.4 à 50.7
Forstie and Schnormeier (1981)	$f_{c100} = f_{c150}$	35.0 à 50.7
Forstie and Schnormeier (1981)	$f_{c100} = f_{c150}$	< 35.0
Gonnerman (1925)	$f_{c100} = 1.01f_{c150}$	< 32.4
Lessard and Aitcin (1992)	$f_{c100} = 1.05f_{c150}$	35.5 à 122
Malhotra (1976)	$f_{c100} = (0.85 \text{ à } 1.05)f_{c150}$	< 50.7
Cook (1989)	$f_{c100} = 1.05f_{c150}$	< 91.3
Peterman and Carrasquillo (1983)	$f_{c100} = (1.10 \text{ à } 1.15)f_{c150}$	50.7 à 81.2
Janak (1985)	$f_{c100} = 1.03f_{c150}$	< 56.8
Chojnacki and Read (1990)	$f_{c100} = (1.02 \text{ à } 1.04)f_{c150}$	58.8 à 98.4
Pistilli and Willems (1993)	$f_{c100} = f_{c150}$ (surfaçage au soufre)	27.4 à 105
Pistilli and Willems (1993)	$f_{c100} = f_{c150}$ (surfaçage en polymère)	28.4 à 62.9
Carrasquillo et al. (1981)	$f_{c100} = 0.90f_{c150}$	30.4 à 81.2
Yazici et Sezer [6]	$f_{c100} = 1.03f_{c150}$	14 à 50

#### **2.4.17. Direction du coulage**

La compacité du matériau béton est importante pour sa résistance et son imperméabilité. Dans la pratique du coulage du béton armé, il est généralement fait appel à la vibration pour le compactage du matériau. Seulement, il est constaté et admis que les parties inférieures des éléments coulés sont mieux compactées que les parties supérieures. Cela est bien sûr attribué au poids que chaque couche de béton frais exerce sur la précédente. Le résultat est que dans un même élément de béton armé, les parties inférieures sont plus compactes et par conséquent plus résistantes que ses parties superficielles. Nous remarquons que, même dans la pratique de l'expertise, les différents standards recommandent d'éviter les parties supérieures des éléments qui sont toujours soupçonnées d'un manque de compactage.

Ce paramètre 'direction du coulage' a attiré l'attention de différents chercheurs. Choi et al. [4] ont testé ce paramètre sur des cubes normalisés et ont trouvé que l'effet de la direction de coulage est visible pour les bétons de haute performance. Pour ce qui concerne les bétons de résistance normale, ils ont trouvé que lorsque le chargement est parallèle au sens du coulage, la résistance des cubes testés est plus forte que pour le cas perpendiculaire. Il faut noter cependant que ces chercheurs ont expérimenté le paramètre direction de coulage sur des éprouvettes cubiques normalisées, ce qui ne permet pas réellement l'observation de l'effet du compactage par tassement successif des couches de béton.

#### **2.4.18. Position de la carotte dans la structure**

Ce paramètre s'apparente au paramètre direction du coulage. Les 2 paramètres se rejoignent dans l'aspect géométrique. Tandis que le premier traite de la direction de coulage (parallèle ou normale au sens du coulage), le second s'intéresse à la position du béton dans la structure. Bartlett et MacGregor [3] ont analysé 43 poteaux d'une résistance moyenne variant de 15 à 36 MPa, et 26 blocs de béton représentant des poutres, des dalles et des voiles d'une résistance moyenne variant de 16 à 120 MPa. Ces deux chercheurs ont trouvé que, pour les poteaux, les zones proches du sommet avaient des résistances de 3 à 14% plus faibles que celles du milieu des poteaux et que les bases des poteaux étaient plus faibles de 3 à 9% par rapport au milieu. Ils ont noté aussi que la masse volumique du béton au sommet des poteaux étaient légèrement mais significativement plus faibles que celles de la base des poteaux. Les mêmes remarques et conclusions ont été observées pour les blocs de béton.

#### 2.4.19. Classe de résistance du béton

La classe de résistance d'un béton est caractérisée par sa résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours. Cette classe de résistance est définie pour chaque projet conformément à la norme NA 16002 qui prend en charge les aspects résistance et durabilité de l'ouvrage à construire. Obtenir une classe de résistance visée passe nécessairement par une étude de caractérisation de matériaux, une étude de formulation appropriée, une bonne mise en œuvre du mélange et une bonne cure du béton.

L'augmentation de la résistance du béton s'obtient par une conjonction de plusieurs paramètres dont le plus important est incontestablement la compacité du béton durci. Quand la résistance du béton augmente, la quantité de ciment dans le mélange est suffisante pour lier le maximum de granulats et aussi lorsque la quantité d'eau utilisée est optimisée pour ne pas laisser de vides après évaporation. Une grande résistance du béton traduit toujours une forte liaison entre le mortier de ciment avec les granulats.

Les chercheurs ayant utilisé la classe de résistance comme variable ont noté la diminution de l'effet d'échelle lorsque la résistance augmente Choi et *al.* [4]. Bien sûr, ce genre de constat n'a été fait que lorsque la plage de variation de  $f_{c28}$  était importante. Del Viso et *al.* [7], en testant des cubes et cylindres de résistance 100 MPa, ont détecté un effet d'échelle et ont observé des modes de ruptures très denses, caractéristiques des matériaux cimentaires compacts.

#### 2.4.20. Effet du carottage

Le carottage est une opération d'extraction mécanique d'éprouvettes d'une structure existante. Cette extraction, en théorie, crée un plan de rupture défini par la tête du carottier qui est en général une lame de diamant. Cette opération de carottage peut nuire à la zone périphérique de la carotte. Cette nuisance est d'autant plus forte que la matrice de béton est faible. Le carottage fragilise la carotte sur sa périphérie et cela est d'autant plus nocif que la carotte est petite. Ceci s'explique par le fait que le rapport de la zone affectée par le carottage à la surface totale de la carotte augmente lorsque le diamètre de la carotte diminue.

En analysant les travaux de Day (1993, rapportés par [5]) qui a compilé ses travaux et un ensemble important d'autres travaux qui l'ont précédé (voir Tableau 1.4), nous remarquons que la tendance du coefficient  $k_s$  est plutôt inférieure à 1 pour les bétons normaux, et que ce

même facteur est égal ou dépasse légèrement la valeur de 1 pour les bétons de grande résistance.

Les travaux les plus récents publiés sur le sujet de la caractérisation du béton de structure reviennent à l'équipe d'Uva et al. [11] de l'école polytechnique de Bari, Italie. Ces derniers ont effectué un remarquable travail d'évaluation des effets de détérioration et d'altération des carottes dû à l'effet combiné du carottage et de l'histoire du chargement subie avant carottage. La baisse de résistance qui résulte de l'augmentation de  $D_{max}$  peut également être attribuée à l'effet d'altération introduit par l'opération de forage. Cette dernière affaiblit les zones périphériques des carottes. Ceci affecte particulièrement les carottes de petit diamètre parce que l'épaisseur de la zone affaiblie reste relativement la même alors que la surface des carottes de petit diamètre diminue. Par conséquent, la partie endommagée par l'effet de carottage est relativement plus importante. Cela est particulièrement observé pour les bétons de résistance moyenne et faible. Ce constat a été clairement rapporté par les travaux d'Uva et al [11].

#### **2.4.21. Effet de l'altération**

Les bétons de structures subissent un chargement qui peut durer quelques semaines à quelques années avant de subir une situation de carottage pour des besoins d'expertise et d'évaluation. Pendant toute cette durée, le béton est sollicité par son poids propre et d'autres charges. En d'autres termes, le béton de structures, avant l'opération de carottage, a déjà subi un historique de chargement qui peut avoir laissé des traces. Ces traces se manifestent souvent par des fissures plus ou moins importantes. Le travail remarquable effectué par Uva et al. [11] a montré que l'effet d'altération des carottes avant extraction peut atteindre 9% de baisse de résistance. Cela n'est pas à confondre avec les autres effets qui peuvent affecter la résistance des carottes.

#### **Conclusion**

Les travaux revues et cités ci-dessus montrent l'importance et la complexité de l'évaluation de la résistance du béton en place. Les paramètres les plus importants ayant une incidence directe sur la résistance des carottes et qui sont retenus pour notre travail expérimental sont : le diamètre, l'élancement et le diamètre maximal des granulats  $D_{max}$ .

## Introduction

Dans cette partie nous présentons la caractérisation des matériaux. On décrit les matériaux utilisés ainsi que les méthodes d'essais réalisés. A cet effet, des prélèvements ont été effectués sur chaque lot de granulat réceptionné à savoir le sable concassé (0/4) et les trois gravillons de classe successives 4/8, 8/16 et 16/25.

Les différents essais de caractérisation ont été effectués conformément aux modalités définies dans les normes algériennes en vigueur. Ils ont porté sur :

- ❖ les caractéristiques géométriques, (définies principalement par la granularité, la forme des granulats, la teneur en fines des sables, l'évaluation des fines des sables et la propreté superficielle des gravillons) ;

- ❖ les caractéristiques physiques, (dont les mesures des masses volumiques, l'absorption d'eau et la résistance à la fragmentation).

Pour chaque essai, une préparation de l'échantillon a été effectuée selon les modalités de la norme d'échantillonnage **NA 453**. Cette opération a consisté à prélever au laboratoire sur l'ensemble de l'échantillon global, des prises d'essai pour les différents essais d'identification.

### 1. Caractéristiques géométriques

#### *1.1. Granularité et classes granulaires*

La mesure de la granularité, appelée granulométrie, a pour objet de déterminer la distribution dimensionnelle des grains d'un échantillon de granulat. L'essai est réalisé conformément à la norme algérienne **NA 2607**. Le procédé adopté est le tamisage par lavage suivi du tamisage à sec. Les résultats analytiques des différentes classes granulaires sont consignés dans les tableaux 2.5 à 2.8 ci-après.

**Tableau 2.5 :** Analyse granulométrique du sable 0/4

Ouverture des tamis (mm)	Poids (g)		Pourcentage (%)	
	Refus Partiels	Refus Cumulés	Refus Cumulés	Tamisats
5.0	0	0	0	100
4.0	7.8	7.8	3.9	96.1
2.0	102.9	110.7	55.4	44.7
1.0	45.9	156.6	78.3	21.7
0.5	20.4	177	88.5	11.5
0.20	9.3	186.3	93.2	6.8
0.125	2.1	188.4	94.2	5.8
0.063	1.9	190.3	95.2	4.8

**Tableau 2.6 :** Analyse granulométrique du gravillon 4/8

Ouverture Des Tamis (mm)	Poids (g)		Pourcentage (%)	
	Refus Partiels	Refus Cumulés	Refus Cumulés	Tamisats
10	0	0	0	100
8	65.7	65.7	11.0	89.1
6.3	197.6	263.3	43.9	56.1
5	232.4	495.7	82.6	17.4
4	65.4	561.1	93.5	6.5
2	33.2	594.3	99.1	0.9
1	0.2	594.5	99.1	0.9

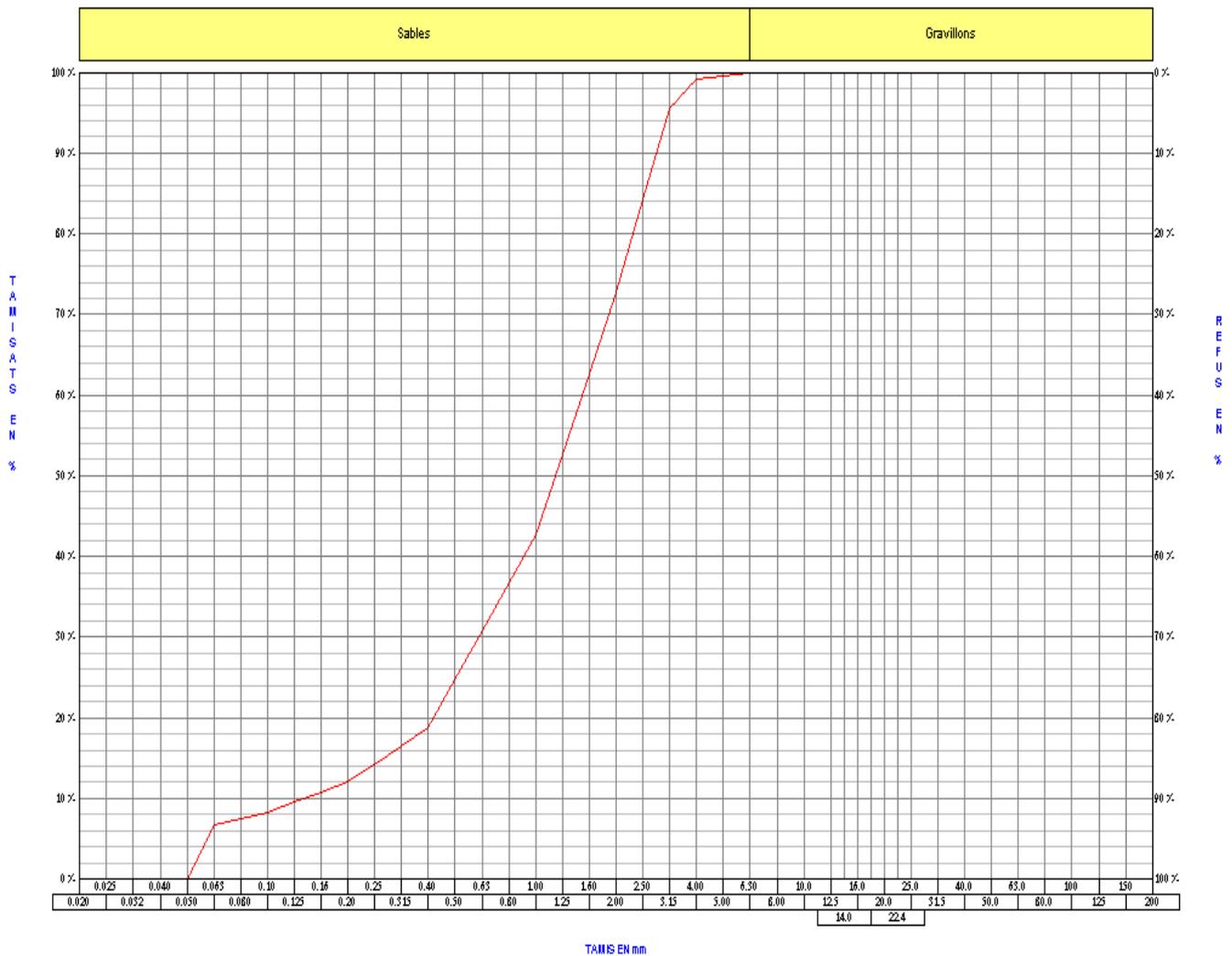
**Tableau 2.7:** Analyse granulométrique du gravillon 8/16

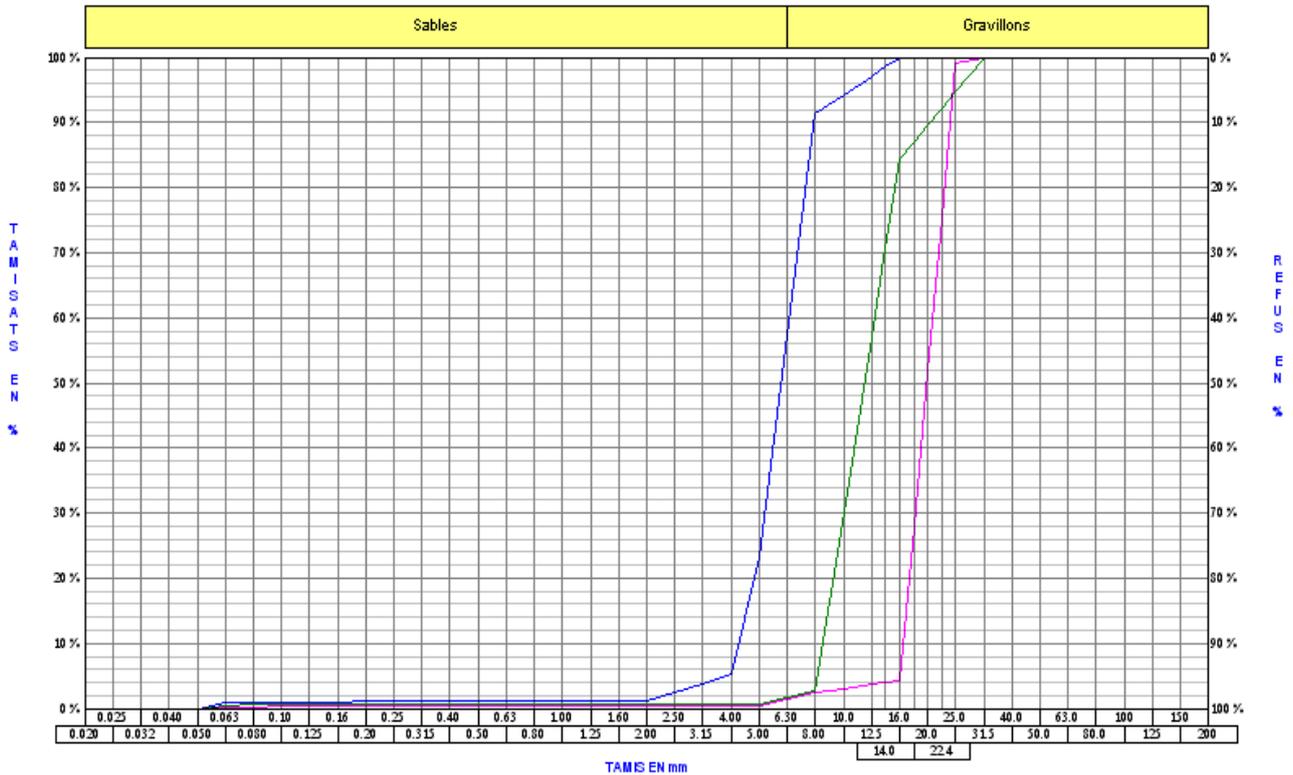
Ouverture Des Tamis (mm)	Poids (g)		Pourcentage (%)	
	Refus Partiels	Refus Cumulés	Refus Cumulés	Tamisats
20	20.3	20.3	0.8	99.2
16	312.8	333.1	12.8	87.2
12.5	1095.6	1428.7	55.0	45.1
10	687.1	2115.8	81.4	18.6
8	411.5	2527.3	97.2	2.8
6.3	47.1	2574.4	99.0	1.0
5	4.1	2578.5	99.2	0.8
4	0.8	2579.3	99.2	0.8
2	0.8	2580.1	99.2	0.8
1	0.3	2580.4	99.2	0.8
0.5	0.3	2580.7	99.3	0.7

**Tableau 2.8** : Analyse granulométrique du gravillon 16/25

Ouverture Des Tamis (mm)	Poids (g)		Pourcentage (%)	
	Refus Partiels	Refus Cumulés	Refus Cumulés	Tamisats
25	66.9	66.9	0.9	99.1
20	3733.2	3800.1	48.7	51.3
16	3733.5	7533.6	96.6	3.4
12.5	207.7	7741.3	99.2	0.8
10	22.9	7764.2	99.5	0.5
8	5	7769.2	99.6	0.4
6.3	1	7770.2	99.6	0.4

A partir des tableaux 1 à 4 qui précèdent, il est tracé les différentes courbes granulométriques pour le sable 0/4, figure 2.6 et les gravillons 4/8, 8/16 et 16/25, figure 2.7.

**Figure 2.6** : Courbe granulométrique du sable 0/4



**Figure 2.7 :** Courbes granulométriques des gravillons 4/8, 8/16 et 16/25

La classe granulaire est définie par deux dimensions d'ouverture de mailles carrées « $d/D$ », réservée à la désignation des granulats dont les dimensions s'étalant de la plus petite dimension « $d$ » à la dimension supérieure « $D$ ». Cette appellation doit satisfaire aux conditions déterminées sur les tamisats et les refus, comme il est défini dans la norme **NA 5043** et la norme **NA 5113**.

### 1.1.1. Sable

Les sables, dont  $D$  est 4.0 mm, doivent répondre aux prescriptions de granularité reprises au tableau 9 suivant :

**Tableau 2.9 :** Exigences relatives aux granularités applicables aux sables [26]

Granularité	Limites en % de tamisats		
	2D	1.4 D	D
	100	95 – 100	85-99

Selon les exigences mentionnées dans le Tableau 2.9, il ressort des résultats de l'analyse granulométrique que la classe granulaire réelle du sable testé est bien de **0/4**.



**Figure 2.8** : échantillon du sable 0/4 .

#### 1.1.1.1. Teneur en fines des sables

La teneur en fines des sables «*f*» est déterminée par l'analyse granulométrique par tamisage, conformément à la norme **NA 2607**. Elle représente le pourcentage des éléments passant à travers le tamis de 0,063 mm qui est calculé conformément à l'équation suivante :

$$f = \frac{(M_1 - M_2) + P}{M_1} \times 100 \quad (1)$$

Avec :

- $M_1$  est la masse séchée de la prise d'essai, en kg ;
- $M_2$  est la masse séchée du refus au tamis de 0,063 mm, en kg ;
- $P$  est la masse du tamisât restant dans le fond, en kg.

A noter que cette valeur de *f* correspond à l'analyse granulométrique par voie humide. La teneur en fines du sable analysé est de  **$f = 5,2 \%$** .

Conformément aux exigences mentionnées dans la norme **NA 5043** (paragraphe 10.2.1.2), cette valeur de la teneur en fines correspond à la catégorie « **$f_{10}$** », dont la limite supérieure est inférieure ou égale à **10%**.

Dans le cas où l'acquéreur doit vérifier la qualité des produits fournis, la section 6 de la norme **NA 5043**, relatifs aux critères d'acceptation de conformité des produits, stipule que les résultats individuels «**Xia**» obtenus doivent satisfaire le critère **Ac** basé sur les vérifications suivantes :

$$V_{si} - u \leq X_{ia} \leq V_{ss} + u \quad (2)$$

Avec :

- $V_{si}$  valeur spécifiée inférieure ;
- $V_{ss}$  valeur spécifiée supérieure ;
- $u$  incertitude des méthodes d'essai ;
- $\bar{X}_f$  moyenne des contrôles du fournisseur.

En appliquant alors la règle de l'équation (2) ci-dessus, il est montré que la valeur de la teneur en fines est effectivement comprise entre  $V_{si} - u$  (égale à 4,1) et  $V_{ss} + u$  (égale à 14,1).

#### 1.1.1.2. Module de finesse du sable

Le module de finesse est un coefficient permettant de caractériser l'importance des éléments fins dans un granulat. Conformément à l'annexe B de la norme **NA 5113**, le module de finesse «**FM**» est défini comme étant égal au centième de la somme des refus cumulés exprimés en pourcentages sur les tamis de la série suivante : 0.125, 0.25, 0.5, 1, 2 et 4 mm. Il permet de contrôler la régularité d'un sable et aussi le calcul rapide de la correction granulatoire (règle d'Abrams).

Pour le béton hydraulique, trois types de sables sont à distinguer selon leur module de finesse. Un sable est dit grossier «**CF**» quand son module de finesse est compris entre 2.4 et 4. Il est moyen «**MF**», lorsque son module est compris entre 1.5 et 2.8. Enfin, il est dit fin «**FF**», dans le cas où son module varie entre 0.6 et 2.1.

Pour le sable testé, le module de finesse est égal à **3,8**. La valeur trouvée montre qu'il s'agit alors d'un sable grossier «**CF**».

### 1.1.1.3. Evaluation des fines : Equivalent de sable

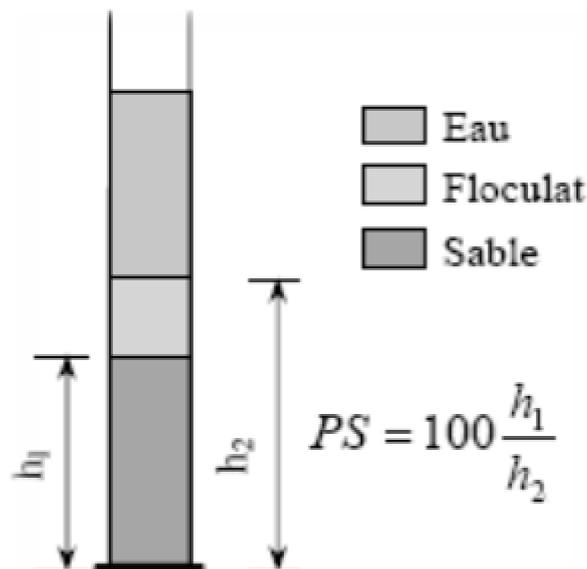
L'évaluation des fines est obtenue par l'essai d'équivalent de sable. L'essai est réalisé selon les modalités de la norme NA 455. Il est effectué sur la fraction granulaire 0/2. Il est défini par un rapport volumétrique entre les sédiments sableux et les éléments fins qui flocculent (floculat).

Pour le sable testé, la valeur de l'équivalent de sable est de l'ordre de 70 %.

#### ❖ Définition et principe l'essai

L'essai permet de mettre en évidence la proportion relative de poussière fine nuisible ou d'éléments argileux dans les sols ou agrégats fins. Pour un béton, ces fines risquent d'inhiber l'hydratation du liant et gênent l'adhérence avec les agrégats.

Dans le cas des sables, le degré de propreté est fourni par un essai appelé "équivalent de sable piston (Esp)" qui consiste à séparer le sable des particules très fines qui remontent par floculation à la partie supérieure de l'éprouvette où l'on a effectué le lavage. L'essai est fait uniquement sur la fraction de sable 0/2 mm.



**Figure 2.9** : principe de l'essai « équivalent sable »

On utilise une solution spéciale qui permet la floculation des éléments fins et en régularise la sédimentation. Cette solution est composée pour 1L de solution de :

- 111 g  $\pm$  1 g de chlorure de calcium,
- 480 g  $\pm$  5 g de glycérine,
- 12 à 13 g de solution aqueuse de formaldéhyde.

#### ❖ **Matériel utilisé**

Des éprouvettes, en matière plastique, avec 2 traits repères ( $\Phi_{int} = 32$  mm;  $h = 430$  mm) sont utilisées. D'autres outils sont aussi utilisés, entonnoir, tamis, spatule, balance, thermomètre, récipients, Machine agitatrice électrique ou manuelle, Réglet de mesure et piston taré comporte 3 vis formant des butées (masse 1 kg).

#### ❖ **Mode opératoire**

- remplir les 2 éprouvettes de solution lavante jusqu'au 1<sup>er</sup> repère, ensuite verser la quantité de sable tarée.
- éliminer les bulles d'air en frappant chaque éprouvette contre la paume de la main et laisser reposer 10 minutes.
- boucher les éprouvettes et les agiter d'un mouvement rectiligne, horizontal, sinusoïdal de 20 cm d'amplitude à l'aide d'une machine à secouer (90 allers et retours en 30 secondes).
- laver et remplir les éprouvettes avec le tube laveur en rinçant le bouchon, lavant les parois intérieures de toutes les éprouvettes et laver la masse du sable en y faisant remonter et descendre lentement le tube ainsi les fines remontent en surface.
- on ferme le robinet lorsque la solution atteint le 2eme trait (supérieur) et on sort le tube laveur.
- on laisse reposer 20 minutes en évitant toute vibration.
- on mesure à vue les hauteurs  $h_1$  et  $h_2$  ( $h_2$  est entachée d'incertitude).
- pour effectuer la mesure de façon plus précise, on introduit le piston taré à travers le floculat, le manchon prenant appui sur le bord supérieur de l'éprouvette on l'immobilise au contact du sable.
- mesure  $h'2$ .
- noter la température.

**Tableau 2.10 : Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable par DREUX [26]**

PS	Nature et qualité du sable
< 60	“Sable argileux“ risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
$60 \leq PS \leq 70$	“Sable légèrement argileux“ de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
$70 \leq Ps \leq 80$	“Sable propre“ à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
$PS \geq 80$	“Sable très propre“ l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

$h'2 = 0$ , argile pure donc  $PS = 0$

$h'2 = h1$ , sable parfaitement propre donc  $PS = 100 \%$

Pour les bétons, le PS est compris entre 70 et 90.

Pour les bétons de ciment,  $PS > 80$  (70 avec du ciment portland).

### 1.1.2. Gravillons

Les gravillons de classe d/D doivent satisfaire aux exigences de granularité mentionnées dans le tableau 2.11 ci-après.

**Tableau 2.11 : Exigences relatives aux granularités applicables aux gravillons [26]**

Granularité	Dimensions	Limites en % de tamisats		
		2D	1.4 D	D
	$D/2 \leq 2$ ou $D \leq 11,2$ mm	100	98 – 100	85 - 99
		100	98 – 100	80 - 99
	$D/2 > 2$ et $D > 11,2$ mm	100	98 – 100	90 – 100

Selon les exigences mentionnées dans le tableau 6, il ressort des résultats de l'analyse granulométrique que les classes granulaires réelles des gravillons testés sont respectivement **4/8**, **8/16** et **16/25**. Par rapport à ces classes, les gravillons peuvent prendre les codes suivants : **Gr<sub>A</sub>**, **Gr<sub>B</sub>** ou **Gr<sub>Ca</sub>**.

### 1.1.2.1. Forme des gravillons

La forme des gravillons est déterminée par la mesure du coefficient d'aplatissement «**FI**». Ce coefficient est déterminé selon les modalités de la norme algérienne **NA 5125**. Le coefficient est exprimé en pourcentage et arrondi au nombre entier le plus proche, comme il est indiqué dans l'équation ci après :

$$FI = \frac{M_2}{M_1} \times 100 \quad (3)$$

Où  $M_1$  est la somme des masses des granulats élémentaires  $d_i / D_i$  (en grammes) et  $M_2$  est la somme des masses de passants sur les grilles à fentes correspondantes d'écartement  $D_i/2$  (en grammes).



**Figure 2.10** : Echantillons des gravillons : 4/8, 8/16, 16/25

Les coefficients d'aplatissement obtenus pour les trois gravillons testés sont indiqués dans le tableau 2.12 ci-après :

**Tableau 2.12** : Coefficients d'aplatissement des gravillons

Gravillons	Coefficient d'aplatissement «F1» (%)
4/8	19,1
8/16	18,5
16/25	16,7

Selon la norme **NA 5043** (paragraphe 10.1.4), les différents coefficients d'aplatissement trouvés correspondent à la catégorie «F1<sub>20</sub>».

### 1.1.2.2. La propreté des gravillons

#### ❖ *Définition et But de l'essai*

A l'instar de ce qui se pratique pour les sables, les gravillons doivent être propres avant leur utilisation dans la fabrication des bétons. La propreté désigne :

- d'une part, la teneur en fines argileuses ou autres particules adhérentes à la surface des grains, ce qui se vérifie sur le chantier par les traces qu'elles laissent lorsqu'on frotte les granulats entre les mains.
- d'autre part, les impuretés susceptibles de nuire à la qualité du béton, parmi lesquelles on peut citer les scories, le charbon, les particules de bois, les feuilles mortes, les fragments de racine.

#### ❖ *Principe*

La propreté superficielle des gravillons est mesurée par la teneur en fine. Cette dernière, déterminée par l'analyse granulométrique, est égale aux passants au tamis de 0.063 mm. L'essai est réalisé conformément à la norme **NA 2607**. Les résultats des mesures trouvés sont consignés dans le tableau 2.13.



**Figure 2.11** : Essai de propreté

**Tableau 2.13** : Valeurs de la propreté superficielle des gravillons

Gravillon	Teneur en fines «f» (%)
4/8	0.9
8/16	0.7
16/25	0.2

## 2. Caractérisations physiques

### 2.1. Mesure de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau

Deux types de masse volumique réelle sont à distinguer : masse volumique réelle déterminée par séchage à l'étuve « $\rho_{rd}$ » et masse volumique saturée à surface sèche « $\rho_{ssd}$ ».

La première est le rapport entre la masse de l'échantillon séché en étuve et le volume qu'il occupe dans l'eau, y compris les pores fermés et ceux accessibles à l'eau. La deuxième est définie comme étant le rapport entre la masse d'un échantillon de granulats, y compris la masse de l'eau présente dans les pores accessibles à l'eau, et le volume qu'il occupe dans l'eau, y compris les pores fermés et ceux accessibles à l'eau.

Quant à l'absorption d'eau « $WA_{24}$ », elle est par définition le rapport de l'augmentation de masse d'un échantillon de granulats à sa masse sèche, après passage à l'étuve, du fait de la pénétration de l'eau dans les pores accessibles à l'eau.

La méthode de pycnomètre est celle utilisée que soit pour les sables ou les gravillons pour déterminer ces différentes caractéristiques. L'essai est conduit selon les modalités de la norme

**NA 255.** Ces différentes masses volumiques réelles ainsi que l'absorption d'eau sont données par les formules suivantes :

$$\rho_{rd} = \frac{M_4}{M_1 - (M_2 - M_3)} \quad (5)$$

$$\rho_{ssd} = \frac{M_1}{M_1 - (M_2 - M_3)} \quad (6)$$

$$WA_{24} = \frac{M_1 - M_4}{M_1} \times 100 \quad (7)$$

Avec ;

- $M_1$  masse des granulats saturés et superficiellement secs dans l'air, en g ;
- $M_2$  masse du pycnomètre contenant l'échantillon de granulats saturés, en g ;
- $M_3$  masse du pycnomètre rempli d'eau uniquement, en g ;
- $M_4$  masse de la prise d'essai séchée à l'étuve dans l'air, en g.

Les résultats trouvés des granulats testés sont résumés dans le tableau 2.14 ci-après.

**Tableau 2.14 :** Masses volumiques réelles et absorption d'eau des granulats

Classe granulaire	Masse volumique absolue (t/m <sup>3</sup> )		Absorption d'eau WA <sub>24</sub> (%)
	$\rho_{rd}$	$\rho_{ssd}$	
Sable 0/4	2,60	2,62	0,55
Gravillon 4/8	2.63	2.65	068
Gravillon 8/16	2,65	2,67	0,79
Gravillon 16/25	2.66	2.67	0,79

## 2.2. Mesure des masses volumiques absolues et en vrac

La masse volumique absolue d'un granulat est définie comme étant le quotient de la masse sèche de l'échantillon sur le volume occupé par la matière solide, sans tenir compte du volume des vides. La masse volumique absolue est déterminée par la méthode de l'éprouvette graduée.

Quant à la masse volumique en vrac, elle est définie comme le rapport de la masse sèche de l'échantillon remplissant sans compactage un conteneur spécifié par la capacité du conteneur.

La mesure est déterminée conformément à la norme **NA 5089**. Les résultats obtenus pour les différentes masses volumiques sont donnés dans le tableau 2.15.

**Tableau 2.15** : Valeurs des masses volumiques absolue et en vrac des granulats

Classe granulaire	Masse volumique absolue ( $t/m^3$ )	Masse volumique en vrac ( $t/m^3$ )
Sable 0/4	2,48	1,54
Gravillon 4/8	2,54	1,46
Gravillon 8/16	2,63	1,46
Gravillon 16/25	2,65	1,46

### 2.3. Résistance à la fragmentation des gravillons

La résistance à la fragmentation des gravillons est mesurée conformément à la norme algérienne **NA 5130**. L'essai doit être effectué sur un granulat élémentaire 10/14 (granularité de référence). Le coefficient Los Angeles «**LA**» est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$LA = \frac{5000-m}{50} \quad (8)$$

Avec  $m$ , masse du refus à 1,6 mm, exprimée en g.

Pour notre cas, la valeur de **LA** obtenue est égale à **24**.

En se référant à la Fiche Technique Produit du fournisseur, le nombre de mesure est égal à 5, ce qui implique que le résultat obtenu doit vérifier l'équation (4). Ceci est vérifiée, avec le coefficient **LA** trouvé qui est inférieur à  $V_{ss}$ .

D'après la norme **NA 5043**, le coefficient **LA** obtenu correspond à la catégorie **LA<sub>30</sub>**.

### 2.4. Ciment

Le ciment utilisé est du type CEM II 42,5. Ce ciment présente une résistance minimale à la compression à 28 jours de 42 MPa. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment utilisé sont données par le Tableau 2.16. En plus, les caractéristiques physiques et mécaniques ont été réalisées au laboratoire géo-matériaux de centre d'étude et de services technologiques de l'industrie des matériaux de construction (C.E.T.I.M.) et sont données par le tableau 2.17.

**Tableau 2.16 :** Caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment CEM II 42,5

Composition chimique	Teneur %
S <sub>i</sub> O <sub>2</sub>	18.29
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.42
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.97
CaO	60.03
MgO	1.69
K <sub>2</sub> O	0.59
Na <sub>2</sub> O	0.01
SO <sub>3</sub>	2.28
CaO libre	1.362
Cl <sup>-</sup>	0.020
Lns	3.59
P.F	9.360

**Tableau 2.17 :** Résultats des essais mécaniques du ciment CEM II 42,5

Masse totale au démoulage des 06 éprouvettes (g)		3369.5
Echéances en jours	Flexion (N/mm <sup>2</sup> )	Compression (N/mm <sup>2</sup> )
02 jours	4.5	21.0
07 jours	6.0	32.5
28 jours	7.2	42.0

### Conclusion

Des résultats de caractérisation expérimentale des échantillons de granulats, il ressort que ces granulats satisfont bien les exigences relatives aux spécifications de production ainsi qu'à celles normatives relatives aux granulats pour béton hydraulique.

## **Introduction**

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange de ces différents intrants pour obtenir un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction de l'ouvrage à réaliser. A cet effet, il est indispensable, en premier lieu, de caractériser les intrants rentrant dans la composition du béton, tels que les gravillons, les ciments et l'eau, afin d'atteindre les objectifs visés. En deuxième lieu, une étape est consacrée à la composition du béton.

Dans ce chapitre, il est proposé de détailler le programme expérimental qui définit la caractérisation des intrants du béton ainsi que les différentes compositions et les étapes suivies pour ce projet.

### **1. Données et Hypothèses**

#### **1.1. Facteurs étudiés**

Pour le besoin de notre étude, certains paramètres ont été fixés afin de cerner le problème de l'effet d'échelle. Deux classes de résistances de béton ont été retenues, à savoir la classe C25 qui est la plus utilisée dans nos chantiers et la classe C 30. Afin d'étudier l'effet du diamètre de la carotte, trois diamètres ont été choisis, le 100 mm, 75 mm et le 50 mm. Quant aux élancements « $l/d$ », cinq valeurs ont été fixées, à savoir, 1 ; 1,25 ; 1,5 ; 1,75 et 2. On a aussi fait varier le diamètre maximal des granulats, dont les valeurs retenues sont : 25 mm, 16 mm, 8 mm et 4 mm. La mise en place du béton a été maintenue la même pour toutes les compositions réalisées.

#### **1.2. Matériaux utilisés**

Un sable de concassage et trois gravillons de classes 4/8, 8/16 et 16/25 ont été utilisés. Le ciment utilisé dans la confection du béton est du type CPJ CEM II/A de classe 42.5 MPa, conforme à la norme algérienne NA 442.

#### **1.3. Corps d'épreuves**

Pour le besoin de notre études, deux types de corps d'épreuves ont été utilisés. Des éprouvettes cylindriques normalisées de dimension 150 x 300 mm<sup>2</sup> et des carottes dont nous avons fait varier leur diamètre, à savoir 100, 75 et 50 mm.

#### **1.4. Matériel utilisé**

Le béton a été préparé dans un malaxeur de 40 litres. C'est un malaxeur convenable aux cas des bétons fermes. Une carotteuse de marque Rothenburg, avec carottiers diamantés a été utilisé dans le but d'extraire des carottes. Et une Rectifieuse pour découper les carottes et aussi une machine d'écrasement pour faire écraser ces carottes.

#### **1.5. Cure**

Les blocs de béton sont conservés pendant 28 jours à température 20°C et humidité 65%. Les carottes extraites des blocs ont subis une cure de 3 jours avant l'écrasement (T = 20°C, H=95%). Idem pour des carottes extraites d'un élément de structure. Quant au surfacage, le soufre a été utilisé convenablement à la réglementation en vigueur.

#### **1.6. Surfaçage**

Fait a base de soufre, le surfacage du béton frais est destiné à fermer sa surface c'est-à-dire à augmenter la compacité de la partie supérieure et inférieure des carottes

#### **1.7. Age du béton à l'écrasement**

Les corps d'épreuve sont écrasés à un âge de 28 jours. C'est un âge adéquat pour atteindre la résistance visée des bétons.

### **2. Procédure expérimental**

#### **2.1. Objectif**

Le coulage des blocs en béton de dimensions l x h x e (longueur x hauteur x épaisseur) a été choisi de manière à avoir des blocs dont le volume est en adéquation avec la gâchée du malaxeur choisi (capacité 40 litres) afin de minimiser les pertes de béton.

Les carottes seront extraites à partir de blocs de béton durci. Les dimensions vides laissées entre les carottes ainsi que les dimensions laissées entre la 1<sup>ère</sup> carotte et le parement du bloc varient de 4 à 6 cm.

Les épaisseurs ont été choisies de telle manière à avoir un minimum de 40 à 50 mm de longueur en excès dans tous les cas. Cela nous permettra d'éviter les effets de paroi en cisailant 20 à 25 mm de chaque côté de la carotte. Le nombre de corps d'épreuve par cas de figure est fixé à 9. Ceci est donné par le tableau 3.18 suivant :

**Tableau 3.18** : Dimensions des blocs

Désignation	Nombre de carottes par bloc	L (mm)	H (mm)	E (mm)	Volume (litre)	Nombre de gâchées
Eprouvette cylindriques	6				31,80	1×36
Carotte de diamètre 100 mm	45	880	600	350	184,80	5×40
Carotte de diamètre 75 mm	45	800	600	275	132,00	4×36
Carotte de diamètre 50 mm	45	850	400	200	068,00	2×40

**Tableau 3.19** : Nombre de blocs à confectionner pour les carottes de 100 mm de diamètre

L/D	D <sub>max</sub>	Nombre de Blocs V <sub>100</sub>	Nombre de blocs	Nombre de carottes	Nombre total de carottes
1,00	25	1	4	09	180
1,25	25			09	
1,50	25			09	
1,75	25			09	
2,00	25			09	
1,00	16	1		09	
1,25	16			09	
1,50	16			09	
1,75	16			09	
2,00	16			09	
1,00	8	1		09	
1,25	8			09	
1,50	8			09	
1,75	8			09	
2,00	8			09	
1,00	4	1	09		
1,25	4		09		
1,50	4		09		
1,75	4		09		
2,00	4		09		

**Tableau 3.20 :** Nombre de blocs à confectionner pour les carottes de 75 mm et 50 mm de diamètre

L/D	D <sub>max</sub>	Nombre de Blocs V <sub>75</sub> ou (V <sub>50</sub> )	Nombre de blocs	Nombre de carottes	Nombre total de carottes
1,00	25	1	4	09	180
1,25	25			09	
1,50	25			09	
1,75	25			09	
2,00	25			09	
1,00	16	1		09	
1,25	16			09	
1,50	16			09	
1,75	16			09	
2,00	16			09	
1,00	8	1		09	
1,25	8			09	
1,50	8			09	
1,75	8			09	
2,00	8			09	
1,00	4	1		09	
1,25	4			09	
1,50	4			09	
1,75	4		09		
2,00	4		09		

Carotte de diamètre : (les mêmes nombres que pour 100 mm)

Le nombre total de carottes est donc égal à :

$$n = 180 \times \text{nombre de diamètre} \times \text{nombre de classes de résistance} = 180 \times 3 \times 2 = 1080 \text{ carottes}$$

Béton de référence (éprouvette cylindrique 150x300) :

Nous avons 09 éprouvettes par classe de béton et par D<sub>max</sub>, Pour chacune des classes de béton, nous aurons alors:

$$V = (V_{150} \times 9) \times (4 D_{\max}) \times (2 \text{ classes}) = 0,0053 \times 9 \times 4 \times 2 = 0,0053 \times 72 = 0,382 \text{ m}^3 = 382 \text{ litres.}$$

1 080 carottes (blocs) + 180 cylindres normalisés = 1260 corps d'épreuve.

## 2.2. Procédure d'essais

### a. Formulation du Béton

Déterminer en fonction des critères de maniabilité et de résistance définis par le cahier des charges, la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G en  $\text{kg/m}^3$ ). Le principe de formulation est de confectionner en premier un BO de référence en fixant les paramètres C/E,  $F_C$ , affaissement.

Plusieurs méthodes sont proposées parmi lesquelles la méthode pratique simplifiée dite méthode "Dreux Gorisse". Elle permet de définir de façon simple et rapide une formule de composition à peu près adaptée au béton étudié mais que, seules quelques gâchées d'essais et la confection des éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisés.

Les paramètres essentiels utilisés sont :

$f_{C28}$  : Résistance en compression à 28 jours d'une éprouvette cylindrique 15x30,

A : Affaissement au cône d'Abrams en cm,

D : Dimension maximale des granulats en mm

Les proportions du mélange (ciment, gravier, sable, eau) ont été calculées d'après la procédure suivante :

#### ❖ Formulation du béton B25/D25

$$F_C = G F_{CE} (C/E - 0,5) \implies C/E = F_C / G \cdot F_{CE} + 0,5 ; F_C = 1.15 \times 25 = \mathbf{28.75 \text{ MPa.}}$$

$$\text{Tableau 10-8 p. 240} \implies G = 0,5$$

Classe vraie du ciment  $F_{CE} = \mathbf{51 \text{ MPa.}}$

### 1/ Détermination du dosage en ciment

a/ Détermination de  $C_{opt}$

$$C/E = 1.70 \text{ et Affaissement} = 10 \text{ cm} \implies \text{Abaque fig. X-14 p. 242} \implies C_{opt} = 307.22 \text{ kg/m}^3$$

b/ Détermination de  $C_{min}$

Le dosage minimal en ciment en milieu exposé est donné par la relation suivante :

$$C_{min} \geq \frac{550}{\sqrt[5]{25}} = 290 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Dosage en ciment retenu : } C = \text{Max} (C_{opt}, C_{min}) = \text{Max} (307.22 ; 290) = \mathbf{307.22 \text{ kg/m}^3}$$

**2/ Détermination du dosage en eau**

$$C = 307.22 \text{ kg/m}^3 \text{ et } C/E = 1.70 \Leftrightarrow E = 307.22/1.70 = 180.72 \text{ kg/m}^3 \approx 181 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{181 \text{ L/m}^3}$$

**Tableau 3.21** : Correction sur le dosage en eau en fonction de  $D_{\max}$  [26]

Dimension maximale D du granulat (mm)	5	8	12.5	<b>20</b>	31.5	50	80
Correction sur le dosage en eau (%)	+15	+9	+4	<b>0</b>	-4	-8	-12

Pour  $D = 25 \text{ mm} \Rightarrow$  pas de correction sur le dosage en eau

**Coordonnées du point A**

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K + K_s + K_p$$

$$\text{Tableau 10-12 p. 249} \Rightarrow K = 0$$

$$Y_A = 50 - \sqrt{25} = 50 - 5 + 2.1 = 45$$

**Pourcentage des constituants granulaires**

Sable 0/4 : **36 %** ; gravillons 4/8 : 6 % ; gravillons 8/16 : 20 % ; gravillons 16/25 : 38%

**Volume absolu des constituants solides**

Masses spécifiques de chacun des granulats

$$M_S = 2.54 \quad M_{3/8} = 2.58 \quad M_{8/15} = 2.62 \quad M_{15/25} = 2.68$$

$$V_T = V_C + V_G = 1000 \cdot \gamma \quad \text{avec } \gamma : \text{coefficient de compacité}$$

$$\text{Tableau 10-03 p. 250} \Rightarrow \gamma = 0.825 - 0.01 = 0.815$$

$$V_T = 1000 \times 1.01622 = \mathbf{1016.22L}$$

$$V_C = 360 / \rho_c = 307.22 / 3,1 = \mathbf{99.10 L}$$

$$V_G = V_T - V_C = 1016.22 - 99.10 = \mathbf{917.12 L}$$

$$\text{Sable: } S = 2.54 \times 0.36 \times 917.12 = \mathbf{838.61 \text{ kg/m}^3}$$

$$\text{Gravillons 4/8: } G_{3/8} = 2.58 \times 0.06 \times 917.12 = \mathbf{171.38 \text{ kg/m}^3}$$

Gravillons 8/16:  $G_{8/15} = 2.62 \times 0.20 \times 917.12 = 472.50 \text{ kg/m}^3$

Gravillons 16/25:  $G_{15/25} = 2.68 \times 0.38 \times 917.12 = 436.11 \text{ kg/m}^3$

Densité théorique du béton frais en œuvre :

$$\Delta = 205.83 + 307.22 + 838.61 + 171.38 + 472.5 + 436.11 = 2421.64 \text{ kg/m}^3$$

**Tableau 3.22** : Récapitulatif de la composition du béton B25/D25

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Gravillons 8/16	Gravillons 16/25	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
307.22	838.61	171.38	472.50	436.11	205.83
12.28	33.54	6.85	18.9	17.44	8.23

Pour les formulations du béton, nous avons appliqué la même procédure (méthode de DREUX GORISS) , les résultats obtenus sont illustrés dans les tableau suivant :

❖ **Formulation du béton B25/D16**

**Tableau 3.23** : Récapitulatif de la composition du béton B25/D16

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Gravillons 8/16	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
358.33	861.11	238.88	738.89	203.89
14.33	34.44	9.55	29.55	8.15

❖ **Formulation du béton B25/D8**

**Tableau 3.24** : Récapitulatif de la composition du béton B25/D8

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
383.33	977.77	752.77	227.77
15.33	39.11	30.11	9.11

❖ **Formulation du béton B25/D4 :**

**Remarque :** l'application de la méthode DREUX GORISS pour le béton de sable (micro-béton), exige de fractionné le sable en trois fuseaux 0/0,5 ; 0,5/2 ; 2/4

**Tableau 3.25 :** Récapitulatif de la composition du béton B25/D4

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/0.5	Sable 0.5/2	Sable 2/4	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
402.77	575	291.66	805.55	244.44
16.11	23	11.66	32.22	9.77

❖ **Formulation du béton B30/D25****Tableau 3.26 :** Récapitulatif de la composition du béton B30/D25

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Gravillons 8/16	Gravillons 16/25	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
355.88	783.72	145.77	470.92	436.39	214.06
14.23	31.34	5.83	12.92	25.16	18.83

❖ **Formulation du béton B30/D16****Tableau 3.27 :** Récapitulatif de la composition du béton B30/D16

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Gravillons 8/16	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
355.25	861.11	238.49	739.17	217.98
14.21	34.44	9.54	29.56	8.72

❖ **Formulation du béton B30/D8****Tableau 3.28** : Récapitulatif de la composition du béton B30/D8

	Ciment CEM II 42.5	Sable 0/4	Gravillons 4/8	Eau
	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
Gâchée de 1m <sup>3</sup>	395.52	958.02	739.03	225.66
Gâchée de 40 L	15.82	38.32	29.56	9.02

❖ **Formulation du béton B30/D4**

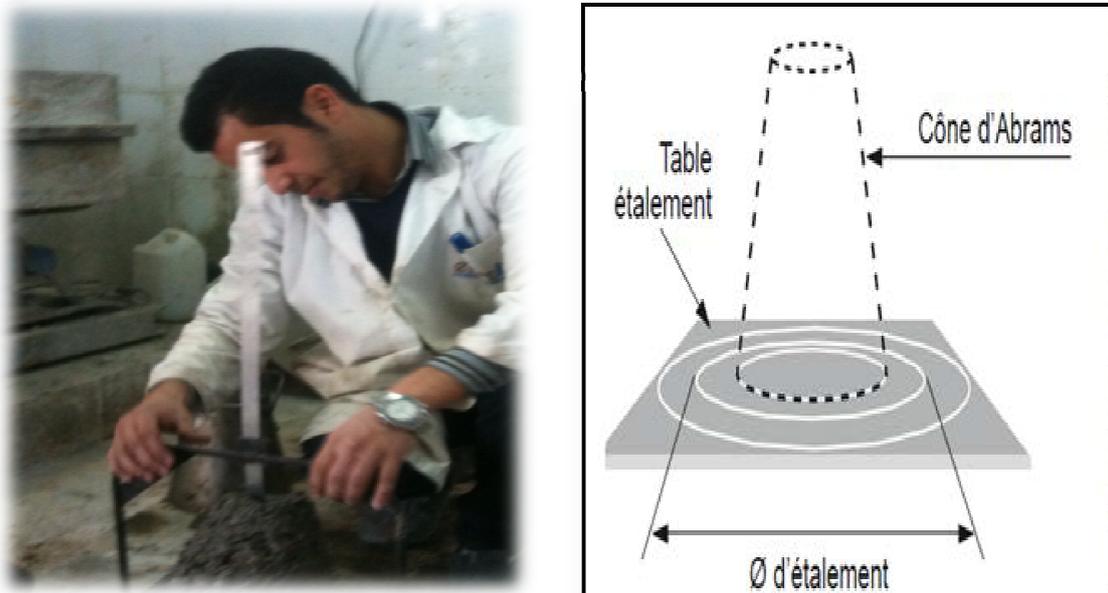
**Remarque** : l'application de la méthode DREUX GORISS pour le béton de sable (micro-béton), exige de fractionner le sable en trois fuseaux 0/0,5 ; 0,5/2 ; 2/4

**Tableau 3.29** : Récapitulatif de la composition du béton B30/D4

Ciment CEM II 42.5	Sable 0/0.5	Sable 0.5/2	Sable 2/4	Eau
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	L/m <sup>3</sup>
485.60	505,03	258,32	714,43	277,05
19.42	20.20	10.33	28.57	11.08

### b. Essai sur éprouvettes normalisées (Essai d'étalement au cône)

Cet essai est traditionnellement utilisé pour quantifier l'état de consistance des bétons ordinaires, en se basant sur la mesure de l'affaissement de béton sous l'effet de son propre poids.



**Figure 3.12 :** Essai de cône d'abrams

- ❖ Huiler le moule
- ❖ Humidifier la plaque
- ❖ Remplir en 3 couches (piquées chacune 25 fois), la réalisation de cette opération et au plus tard 2 mn après l'arrête du malaxage.
- ❖ Araser en faisant rouler la tige.
- ❖ A l'aide du portique faire la lecture  $L_0$ .
- ❖ Démouler avec précautions.
- ❖ Mesurer  $L_1$  (point le plus tard) dans la minute qui suit le démoulage et calculer l'affaissement :  $A = L_1 - L_0$

Généralement l'affaissement obtenu est entre 6,5 cm jusqu'à 7,5cm.

Après le remplissage on mesure, la tolérance de l'affaissement est  $\pm 2$  cm

### c. Malaxage du béton

Les mélanges ont été confectionnés dans un malaxeur traditionnel d'une capacité de 40 litres (figure 3.14). La procédure de malaxage adoptée est celle illustrée dans la Figure (3.13) et qui se résume comme suit :



Figure 3.13 : Séquence de malaxage



Figure 3.14 : Malaxeur de béton.

#### d. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée dans cette étude est l'eau du robinet de notre laboratoire exempte d'impuretés.



**Figure 3.15 :** Préparation des granulats pour le coulage

#### e. Coulage :

Le coulage fait dans des blocs (3bolcs, le petit et le moyen ainsi que le grand), avec des déférents volumes.



**Figure 3.16 :** Préparation des blocs et cylindres

### f. Vibration

La vibration appliquée au béton frais a pour fonction de favoriser l'arrangement des grains qui sont les constituants du béton.

Son rôle est double :

- La mise en place est facilitée : remplissage des moules... etc.
- Le béton obtenu présente une compacité plus forte avec moins de vides d'air (effet de serrage).

La vibration est un moyen efficace de mise en place du béton qui permet en même temps de limiter sa teneur en eau et d'augmenter ses caractéristiques finales par diminution de la porosité.

La vibration doit être appliquée à la totalité du volume de béton et d'une manière uniforme, sous peine d'entraîner des hétérogénéités tant au niveau de la porosité.



**Figure 3.17** : Vibration du béton

### g. La cure du béton :

La cure du béton est la protection apportée pour éviter sa dessiccation et lui assurer une maturation satisfaisante, elle est particulièrement nécessaire pour les dalles et les chaussées (dans notre cas les blocs), surtout lorsque les conditions atmosphériques sont défavorables : vent, soleil, hygrométrie faible.

❖ *Les procédés de cure :*

Ce sont des moyennes simples telles que l'humidification renouvelée de la surface ou la mise en place d'une bâche plastique, ou la pulvérisation de produits de cure qui constituent un film imperméable.



**Figure 3.18 :** Cure des blocs

Les éprouvettes sont mises dans une salle ayant un bac d'eau contrôlé de température de  $20\text{ °C} \pm 2$  et d'humidité de  $90^\circ$  à  $95^\circ$ , pendant 28 jours.



**Figure 3.19 :** Cure des éprouvettes normalisées

## h. Décoffrage

Le décoffrage d'un ouvrage ne doit intervenir qu'en fonction de la satisfaction de deux exigences principale :

La résistance mécanique du béton qui est fonction de la sollicitation imposée à l'ouvrage, on peut cependant estimer que, sauf cas particulier (coffrages glissants, traitement thermiques du béton...), on ne décoffre pas, en règle générale un béton présentant une résistance à la compression inférieure à 8 MPA, cette exigence est évidemment sensiblement augmentée pour des pièces soumises à des sollicitations (contraintes de flexion, chocs...).

Pour cela dans notre programme nous avons attendu 24 h à partir de l'heure de coulage pour décoffré le coffrage.



**Figure 3.20** : Décoffrage des blocs

### i. Carottage

Le carottage est un procédé permettant le percement du béton. il consiste en la réalisation de trous sur des surfaces de béton à l'aide d'une carotteuse. Nous avons procédé à des carottages (Fig.3.21). Puis, de façon perpendiculaire à la surface d'essais nous avons fixés la carotteuse à l'aide de chevilles ensuite après extraction, les carottes ont été essuyées et débarrassées de tout résidus de ciment et enfin marqué à l'aide d'un feutre indélébile pour préciser le nom de l'élément, l'élancement , diamètre de carotte, l'orientation et la zone d'extraction.

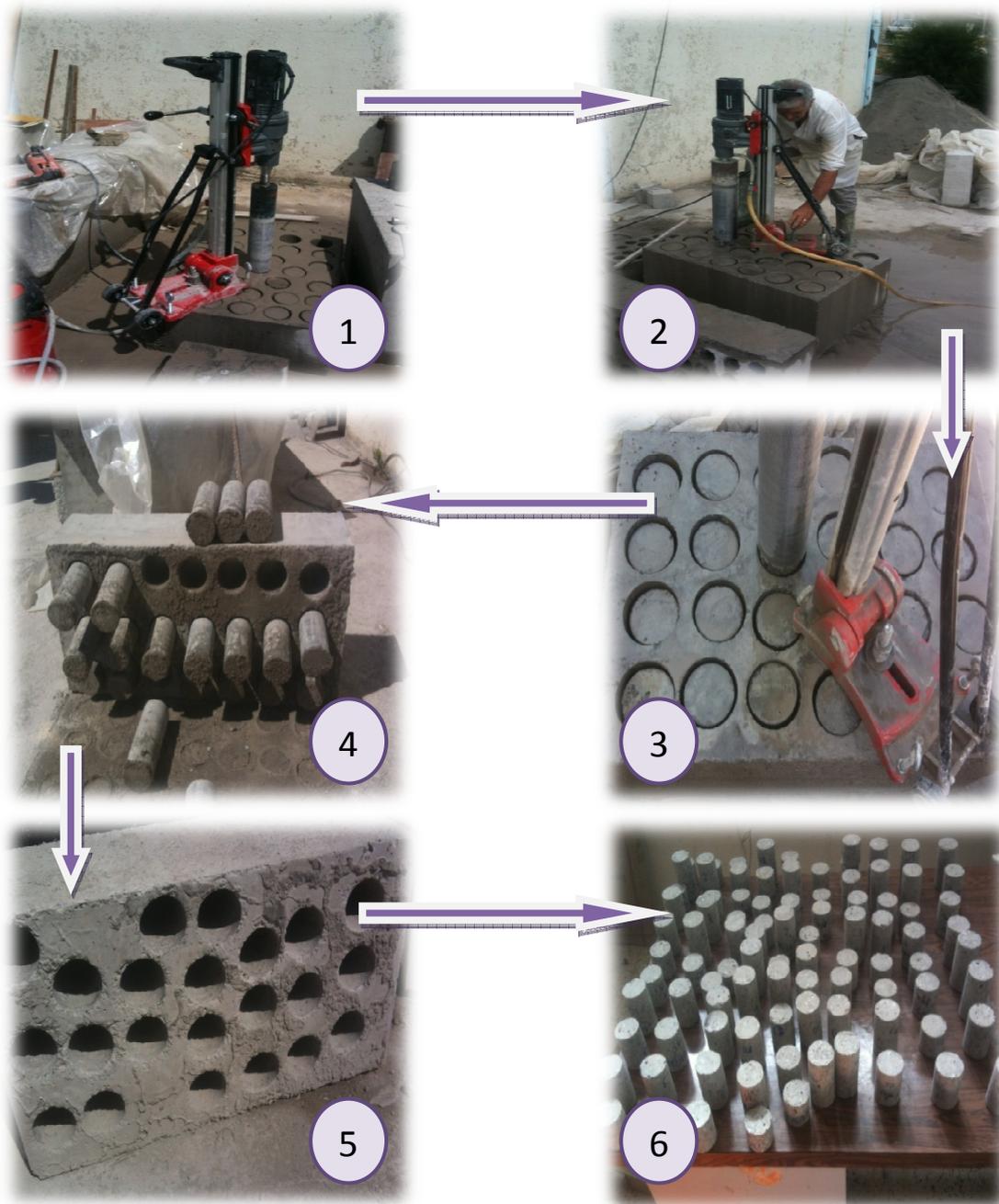


Figure 3. 21 : Exemples d'opérations de Carottage

### j. Conservation des carottes

Enfin, juste après avoir effectué les prélèvements de chaque carotte, nous avons les conserver au niveau de laboratoire.



**Figure 3.22** : Salle de conservation

### k. Découpage

Les carottes transportées vers le laboratoire, ont été rectifiées par découpage (Figure 3.23), de façon à obtenir des élancements définis par le règlement (Tableau 3.30), nous avons effectués trois mesures sur les deux faces de la carotte et de sa longueur pour déterminer ses dimensions géométriques exactes (Figure 3.24).



**Figure 3.23** : Découpage des carottes

**Tableau 3.30** : Coefficients de Correction pour les Elancements des Carottes [23]

Elancement L/D	1	1.25	1.5	1.75	2
Coéf de correction	0.87	0.93	0.96	0.98	1

**Figure 3.24** : Mesure des carottes

### I. Surfaçage et écrasement

les carottes ont été préparées pour mise sous presse en rectifiant le niveau des 2 faces par surfaçage(Figure 3.26) , avec une épaisseur de 5mm de mortier de soufre à l'aide de moule dédié au carottes de (100mm ,75mm ,50mm )de diamètre (Figure 3.25).

Le surfaçage du béton frais est destiné à fermer sa surface c'est-à-dire à augmenter la compacité de la partie supérieur et inférieur des carottes qui est sensiblement horizontale, l'objectif recherché est aussi in fini de surface lisse et une bonne planéité.

Les carottes ont été ensuite laissées sécher pendant une durée de 2 heures minimum. Juste avant de commencer les écrasements, les carottes sont mises entre deux plateaux d'une presse, puis sont chargées par 15% de la charge maximale de rupture avec une vitesse 0.2 MPa/s à 1.0 MPa/s. Pour bien les fixés. Le résultat final correspondant à chaque carotte est la médiane des indices enregistrés.



**Figure 3.25 :** Moment de surfaçage



**Figure 3.26 :** Fn de surfaçage



**Figure 3.27 :** Ecrasement cylindre normalisé



**Figure 3.28:** Exemple d'essais d'écrasement sur éprouvette et carotte

Enfin, l'essai destructif a été effectué par écrasement de la carotte avec une charge appliquée jusqu'à la rupture (Figure 3.28). La charge obtenue est divisée par la section minimale des deux faces de la carotte pour l'obtention de la résistance finale en (MPa).

### **Conclusion**

Ce programme a permis d'acquérir une nouvelle expérience dans le milieu du travail. Dans ce chapitre, on a vu les différents essais réalisés sur le béton ordinaire, ils nous ont permis d'avoir une idée sur le comportement de ce dernier. et connais une méthodologie pour suivie avec l'obtention d'une connaissance dans le demain de béton.

## Introduction

L'objectif de ce chapitre est l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus lors de l'écrasement des carottes. Les résultats comportent un ensemble statistique de valeurs dont il faut exclure les valeurs aberrantes.

### 1. Traitement statistique des résultats d'écrasement

Afin d'exclure les éventuelles valeurs aberrantes qui se sont glissées dans nos résultats expérimentaux, nous devons réaliser un traitement statistique des valeurs trouvées.

Pour cela, il existe plusieurs méthodes d'analyse, telles que le test de Dixon, le test de Grubbs et la loi de Gauss. La méthode d'analyse adoptée pour cette étude est la loi de Gauss appelée aussi loi normale.

#### ❖ Principe de la loi normale

Une variable aléatoire  $X$  est une variable qui prend ses valeurs au hasard parmi un ensemble fini ou infini de valeurs possibles. On parle de variable aléatoire continue quand les valeurs possibles de la variable ont une distribution continue. Ceci correspond au cas des mesures.

Cette loi est la plus importante en statistiques: elle s'applique à tout phénomène dans lequel la fluctuation de la variable aléatoire continue est due à un grand nombre de petites causes indépendantes dont les effets s'additionnent. Donc les résultats de mesures seront distribués selon une loi de Gauss si les conditions suivantes sont remplies :

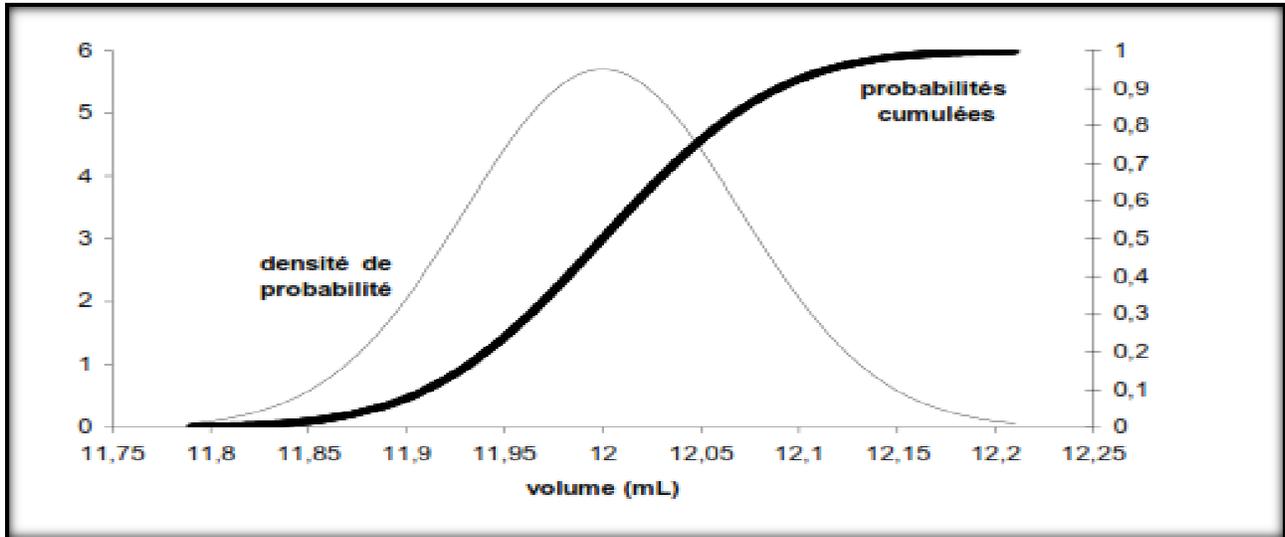
- ✓ les causes d'erreur sont nombreuses et indépendantes
- ✓ les erreurs sont du même ordre de grandeur (pas d'erreur prépondérante)

Si  $x$  est une valeur particulière prise par la variable aléatoire, la densité de probabilité  $f(x)$  de la loi normale  $N(m,s)$  est donnée par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}}$$

Où  $m$  et  $s$  sont respectivement la moyenne et l'écart-type de la population. On peut tracer la courbe des probabilités cumulées (courbe de la fonction de répartition). L'intégration de cette fonction sur  $]-\infty, +\infty[$  ; correspond graphiquement à l'aire totale sous la courbe : on obtient

évidemment la valeur de 1. Dans l'exemple ci-dessous, on représente la densité de probabilité et la fonction de répartition pour une mesure de volume de dosage de moyenne  $m = 12$  mL et d'écart-type  $s$  égal à 0,07 mL.



**Figure 4.29** : courbe de la fonction de répartition

On remarque la symétrie de cette fonction par rapport à  $m$ . La courbe de densité de probabilité montre que toutes les valeurs ne sont pas équiprobables même si toutes peuvent être observées ; la probabilité d'observer une valeur donnée est d'autant plus faible qu'elle s'éloigne de la moyenne. Toute loi normale  $N(m,s)$  peut se ramener à la loi normale centrée réduite  $N(0,1)$  par le changement de variable

$$u = \frac{x - m}{\sigma}$$

Ceci permet d'utiliser les tables de cette loi normale centrée réduite pour résoudre des problèmes sur une distribution normale quelconque. La densité de probabilité  $y$  de la loi normale centrée réduite est donnée par :

$$y = f(u) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

La fonction de répartition  $F(u)$  est telle que :  $F(-u) = 1 - F(u)$

## 2. Analyse et discussion des résultats

Les résultats obtenus lors des essais d'écrasement sur les différents types de béton sont présentés dans les tableaux présentés en Annexes.

La Figure 4.30 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C25, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 2.

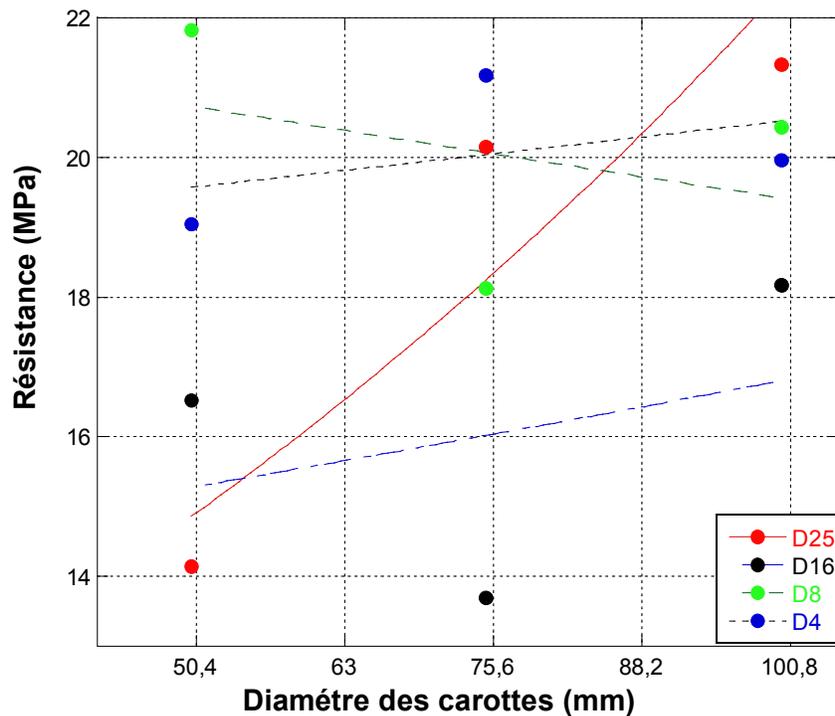
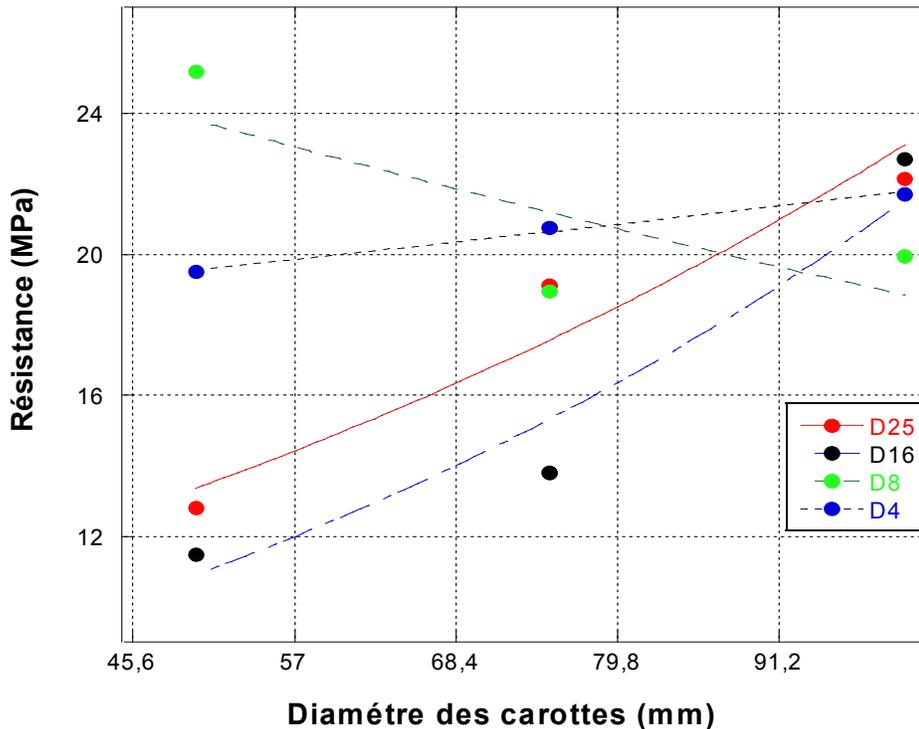


Figure 4.30 : courbe de l'élançement 2 / classe 25 MPa

D'après la Figure 4.30, on remarque que la courbe de D25 est croissante avec une plage de résistance de 14 à 22 MPa. Cela est probablement dû à la bonne mise en œuvre. Par contre, on remarque une légère croissance de résistance pour les diamètres D8 et D16 avec une plage de résistance de 19 à 21 MPa et 15 à 17 MPa respectivement. Cela est probablement dû à la mauvaise vibration du bloc qui correspond à D16. On remarque aussi que la courbe de D4 est décroissante cela est probablement due au mauvais découpage des carottes.

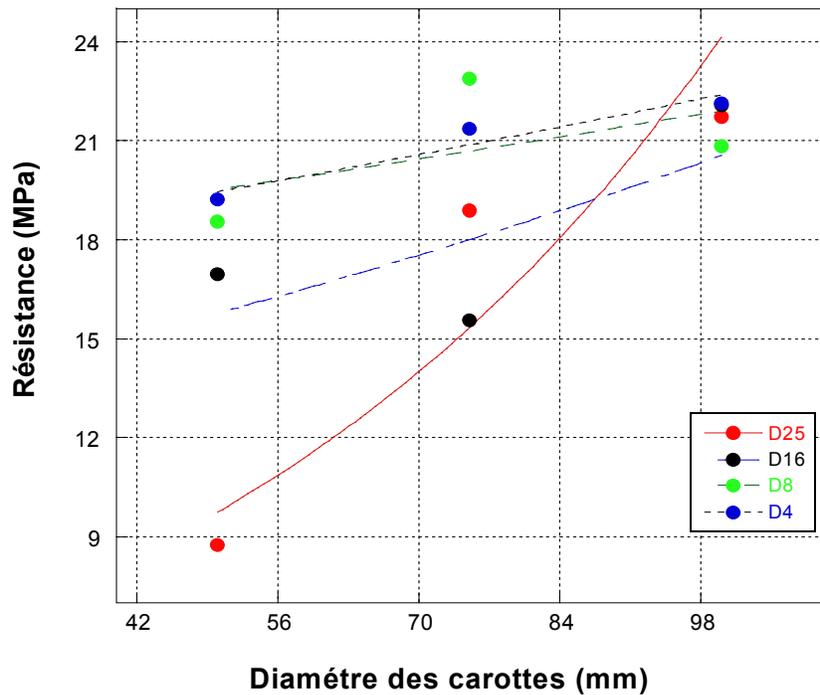
La Figure 4.31 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C25, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.75.



**Figure 4.31** : courbe de l'élançement 1.75 / classe 25 MPa

D'après la Figure 4.31, on remarque que la courbe des granulats du D25 est proche de celle de D16 d'une manière croissante sur une plage de résistance de 12 à 22 MPa. Ceci est probablement dû à la mise en œuvre et au bon squelette de résistance des deux diamètres sur lequel le carottage n'a pas une grande influence. Par contre, on remarque que les carottes ayant  $D_{max} = 8 \text{ mm}$  forment une courbe décroissante. D'autre part, la courbe de D4 croît faiblement en fonction de la résistance, donc on constate que l'influence du diamètre de la carotte sur la résistance est faible par rapport au petit diamètre du granulats.

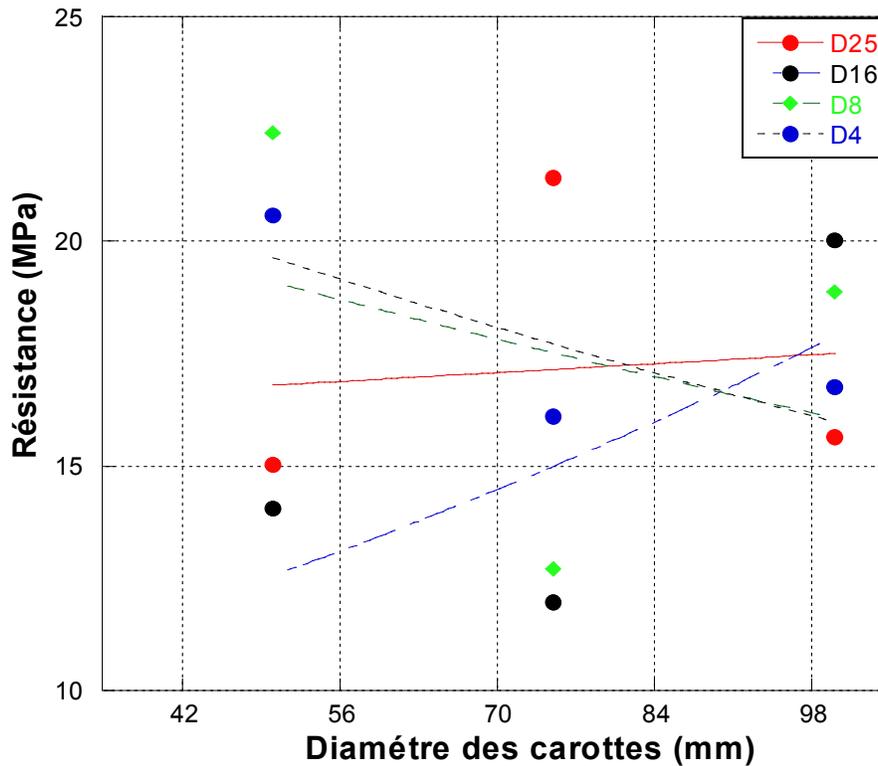
La Figure 4.32 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C25, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.5.



**Figure 4.32** : courbe de l'élançement 1.5 / classe 25 MPa

D'après la Figure 4.32, on remarque que la courbe des granulats du D25 est croissante avec une plage de résistance de 10 à 24MPa ceci est dû à la bonne mise en œuvre. Par contre, on note qu'il y a une légère croissance de la résistance des granulats du diamètre D16, D8 et D4 avec une plage de résistance de 16 à 22 MPa. On constate que le diamètre de la carotte et le diamètre du granulats influe faiblement et de la même manière sur la résistance

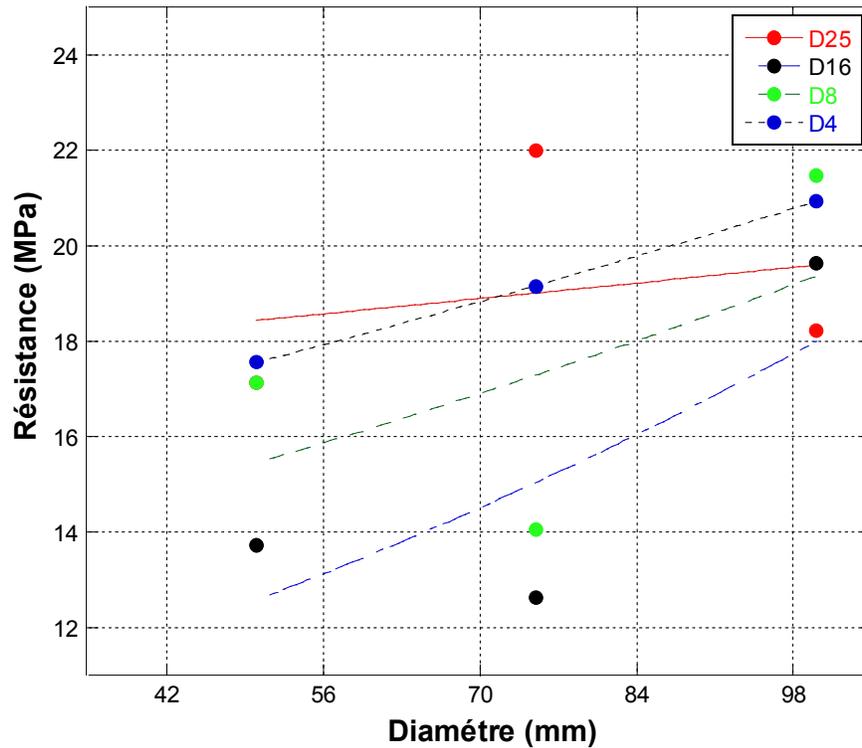
La Figure 4.33 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C25, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.25.



**Figure 4.33** : courbe de l'élançement 1.25 / classe 25 MPa

D'après la Figure 4.33, on remarque que la courbe des granulats du D25 et D16 est croissante avec une plage de résistance de 12 à 17 MPa et une décroissance pour la courbe de diamètre D8 et D4 cela est probablement dû à la mauvaise mise en œuvre et la mauvaise manipulation.

La Figure 4.34 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C25, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.



**Figure 4.34** : courbe de l'élançement 1 / classe 25 MPa

D'après la Figure 4.34, on remarque que la courbe des granulats du D16, D8 et D4 croît de la même manière avec des plages de résistance respective de 13 à 19 MPa, 16 à 20 MPa et 17 à 21 MPa. Cela est probablement dû à la bonne mise en œuvre et la bonne manipulation. On remarque pour la courbe D25 qu'il y a une faible croissance qui signifie que l'augmentation de diamètre des granulats en fonction du diamètre de la carotte a une faible influence sur la croissance de la résistance.

La Figure 4.35 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C30, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 2.

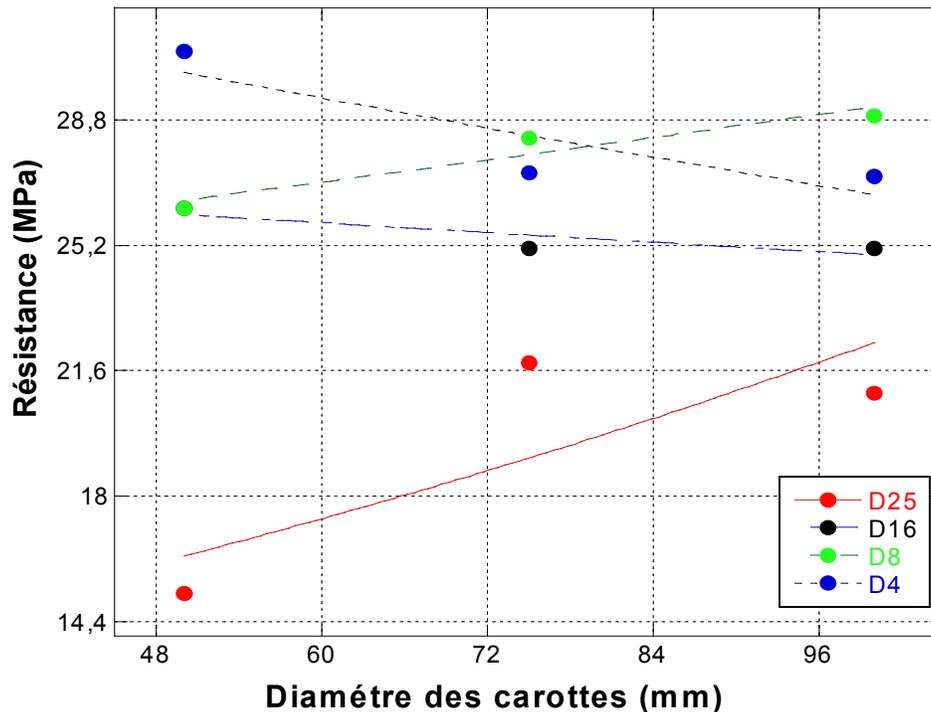


Figure 4.35 : courbe de l'élançement 2 / classe 30 MPa

D'après la Figure 4.35, on remarque que la résistance de D25 est inférieure à 22 MPa avec une courbe croissante. Par contre, on signale pour les autres diamètres que la résistance est élevée surtout pour le D16 et D8 ce qui est probablement due à la taille des granulats si on prend le D25 avec une mauvaise mise en œuvre (formation des vides) on aura une faible cohérence du béton. On remarque que la plage de résistance, la plus élevée est celle de D4 avec une courbe décroissante. Nous pouvons dire ainsi, que la croissance de la taille du diamètre de la carotte influe sur la résistance du béton par rapport à la taille du granulats.

La Figure 4.36 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C30, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.75.

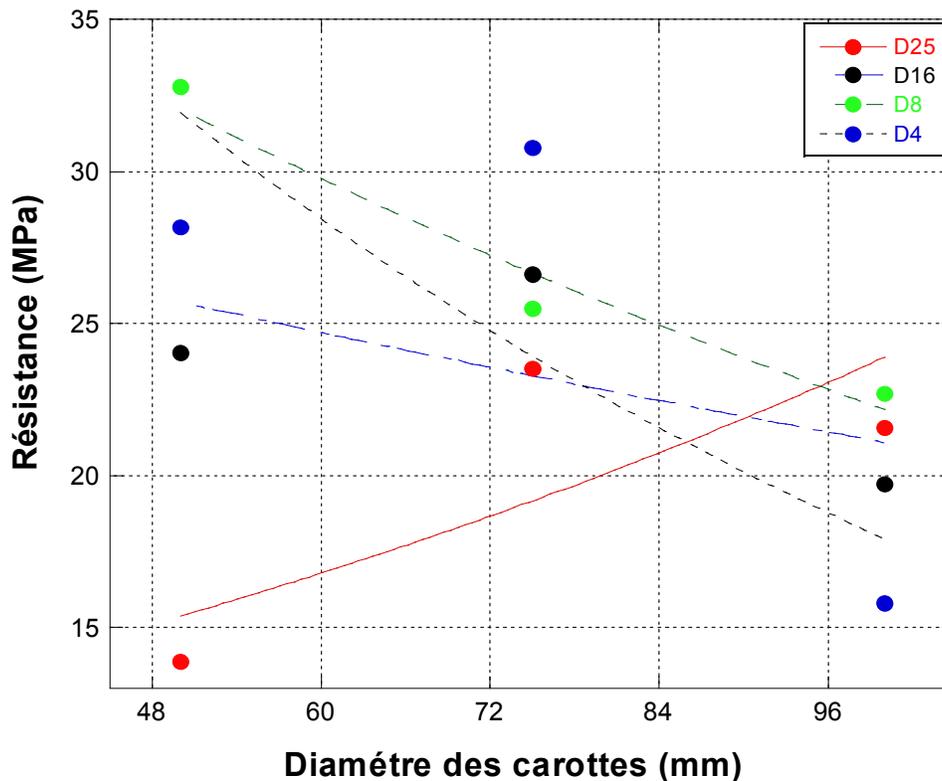
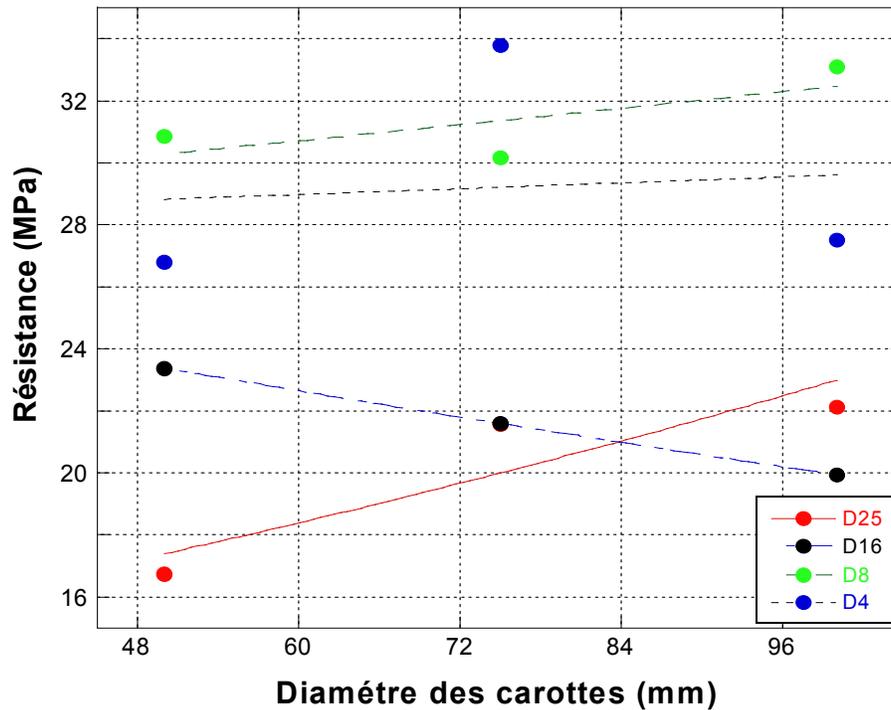


Figure 4.36 : courbe de l'élançement 1.75 / classe 30 MPa

D'après la Figure 4.36, on remarque que les courbes de D25 et D16 sont décroissantes avec une résistance maximale d'environ 26 MPa, ce qui nous permet de dire que probablement un grand diamètre des granulats ne peut pas constituer un squelette avec une bonne résistance.

Par contre, on remarque que la résistance de D8 et D4 dépasse le 30 Mpa avec des courbes décroissantes, donc tant que le diamètre du granulat est petit, la taille de diamètres de la carotte influe négativement sur la résistance de celle-ci

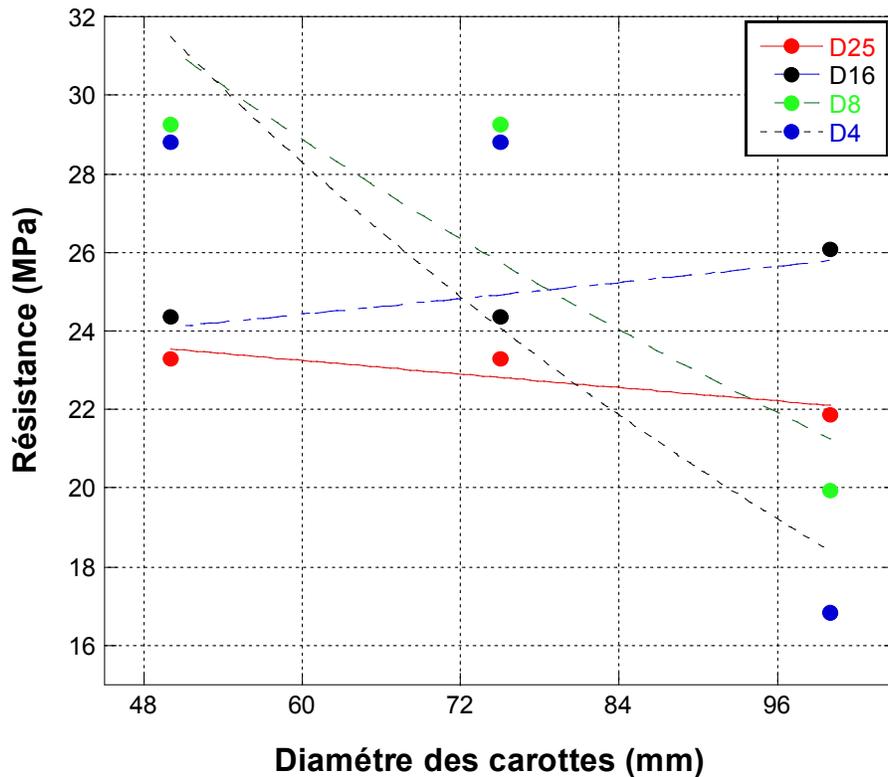
La Figure 4.37 montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C30, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.50.



**Figure 4.37** : courbe de l'élançement 1.5 / classe 30 MPa

On remarque pour cette Figure 4.37 que la résistance dépasse les 30 MPa pour les diamètres D8 et D4 avec une légère croissance de la résistance en fonction de diamètres de la carotte cela est probablement dû à la bonne confection des bétons. Par contre la résistance de D25 et D16 n'atteint pas les 24 MPa avec une large variation de résistance en fonction du diamètre de la carotte cela est probablement dû à la présence de vides ou manque de vibration du bloc de béton.

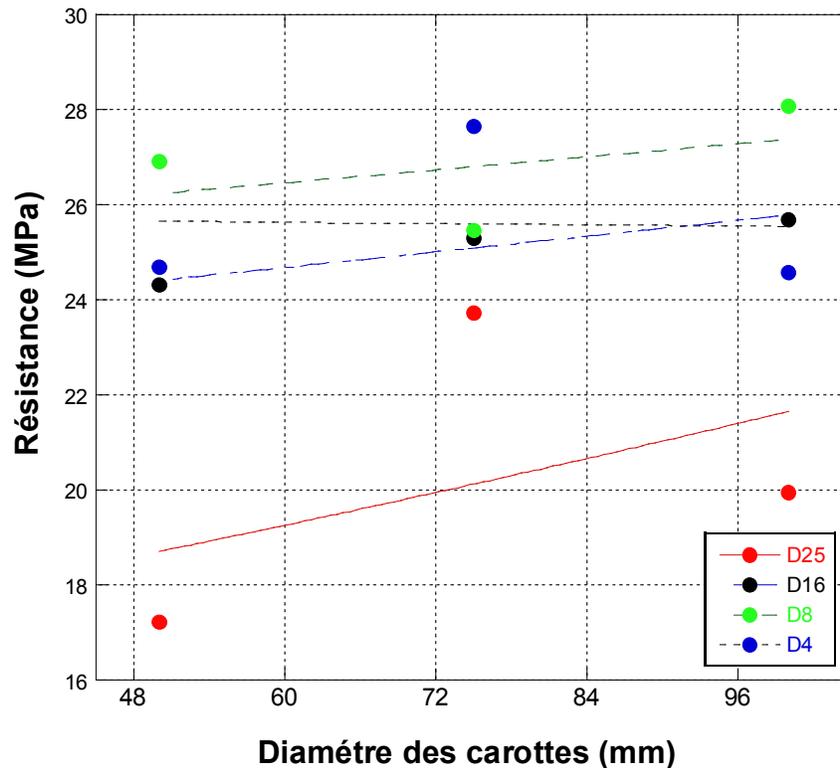
La Figure 4.38, montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C30, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.25.



**Figure 4.38** : courbe de l'élançement 1.25 / classe 30 MPa

On remarque pour la Figure 4.38, que les courbes de diamètre D8 et D4 décroissent avec une large plage de résistance de 17 à 30 MPa. Cette dispersion considérable des valeurs signifie que les diamètres de la carotte influent négativement sur la résistance pour les petits diamètres. Par contre pour les autres diamètres on remarque que la dispersion est moindre et la résistance reste faible, ce qui est probablement dû à l'influence de la taille des granulats de D25 et D16 sur la résistance des carottes.

La Figure 4.39, montre la variation de la résistance à la compression du béton en fonction du diamètre des carottes, et cela en variant les dimensions maximales des granulats  $D_{max}$  de 25 mm, à 4 mm en passant par 16 mm et 8 mm. La classe de résistance du béton étant le C30, l'âge du béton à l'écrasement est de 42 jours, et l'élançement des carottes est de 1.



**Figure 4.39:** courbe de l'élançement 1 / classe 30MPa

On remarque pour la Figure 4.39, que les courbes de D4, D8 et D16 sont croissantes de manière à avoir une dispersion moyenne des valeurs avec une plage de résistance de 24 à 28 MPa, Par contre on remarque que la résistance de D25 n'atteint pas les 22 MPa ce qui signifie que pour un élançement de 1 la variation de diamètre de la carotte influence positivement la résistance de celle-ci pour les diamètres D4, D8 et D16. Cela est probablement dû à la bonne cohérence entre les composants du bloc de béton de D4 et D8 ce qui donne une homogénéité de l'ensemble et aussi une bonne vibration.

## Conclusion

Dans le cadre de cette étude, l'analyse des résultats expérimentaux nous amène aux conclusions suivantes :

- La bonne mise en œuvre et confection des deux classes de béton (C25 et C30) donne une bonne résistance grâce à l'homogénéité du squelette formé par les granulats. Par contre une mauvaise confection et mise en œuvre du béton influence négativement la résistance ;
- Une mauvaise vibration du béton cause la formation des vides et des bulles d'air entre les granulats qui constituent le squelette donnant ainsi une instabilité au niveau de la structure de la carotte, ce qui influence la résistance et endommage les carottes au moment du carottage. D'autre part, une bonne vibration donne une bonne cohérence entre les composantes du béton permettant d'obtenir la résistance recherchée ;
- Le diamètre des carottes influence la résistance de telle manière que plus celui-ci est grand plus la résistance diminue, et le contraire est juste ;
- La taille maximale des granulats influence aussi la résistance. Nous avons observé que la résistance des carottes diminue lorsque la dimension des granulats augmente ;
- La variation de l'élanement des carottes n'a pas donné de résultat significatif malgré la plage de variation utilisée qui va de 1 à 2.

## Conclusion

Cette étude m'a permis d'acquérir une importante expérience de travail dans un laboratoire de recherche. J'ai réalisé les différents essais de caractérisation des matériaux et étudié les formulations des différents bétons programmés dans le cadre de ce projet de recherche. Les paramètres étudiés étant le diamètre de la carotte, l'élançement de la carotte et la dimension maximale des granulats.

A la fin de ce travail, les conclusions suivantes me semblent importantes à souligner :

1. Une dispersion très élevée des résultats a été observée sur les essais d'écrasements des carottes. Ceci a été observé particulièrement pour les carottes de petit diamètre de 50 mm (écart type = 11.49, coefficient de variation de 39.13%).;
2. La qualité du découpage des carottes joue un rôle essentiel dans la résistance car une bonne découpe donne une meilleure planéité des surfaces des éprouvettes qui au moment de l'écrasement seront au contact des plateaux de la presse hydraulique ;
3. Les carottes extraites à partir des extrémités du bloc avaient des résistances plus faibles que celles du milieu (Effet de paroi). Ils ont noté aussi que la masse volumique du béton à l'extrémité du bloc étaient légèrement mais significativement plus faibles que celles du milieu ;
4. La bonne mise en œuvre et la bonne confection du béton donne une meilleure résistance grâce à l'homogénéité du squelette formé par les granulats. Par contre une mauvaise confection du béton influence négativement la résistance ;
5. L'opération de carottage fragilise la carotte sur sa périphérie et cela est d'autant plus nocif que la carotte est petite. Ceci s'explique par le fait que le rapport de la zone affectée par le carottage à la surface totale de la carotte augmente lorsque le diamètre de la carotte diminue ;
6. La résistance des carottes décroît avec la diminution du diamètre de celles-ci, ceci est plus évident pour les carottes de 50 mm,
7. La résistance des carottes décroît lorsque la dimension maximale des granulats ( $D_{max}$ ) augmente. Ceci est en conformité avec la majorité des codes qui recommandent d'utiliser des carottes de diamètre supérieur ou égal à 3 fois le  $D_{max}$  ;
8. La variation de l'élançement des carottes n'a pas donné de résultat significatif malgré la plage de variation allant de 1 à 2.

## Recommandations

Après ce modeste travail, il me paraît utile de faire les recommandations suivantes :

1. Plus de recherche expérimentale dans le domaine de la caractérisation de la résistance du béton doit être réalisée pour avoir des résultats exploitables par l'ingénieur ;
2. Il faut prévoir une extension de ce programme expérimental qui touche les bétons de haute performance ( $f_{c28} > 50$  MPa) afin d'étudier l'effet du diamètre des carottes lorsque la matrice de béton est plus homogène ;
3. Il faut prévoir une extension de ce programme expérimental qui touche les bétons de faible résistance ( $f_{c28} < 25$  MPa) afin d'étudier l'effet du diamètre des carottes lorsque la matrice de béton est faible et simuler ainsi la situation des mauvais chantiers.

- 
- [1] Indelicato, F. 'A statistical method for the assessment of concrete strength through microcores', *Materials and Structures*, 1993, 26, 261-267.
  - [2] Indelicato, F. 'Estimate of concrete cube strength by means of different diameter cores : A statistical approach', *Materials and Structures*, Vol. 30, April 1997, pp 131-138.
  - [3] Bartlett, F.M. and MacGregor, J.G.: 1994, 'Assessment of concrete strength in existing structures', *Structural Engineering Report n°198*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
  - [4] Seong-Tae Yi, Eun-Ik Yang, Joog-Cheol Choi, 'Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete', *Nuclear Engineering and Design*, 236 (2006) 115-127.
  - [5] Vandergrift Jr., D. And Schindler, A.K.' The Effect of Test Cylinder Size on the Compressive Strength of Sulfur Capped Concrete Specimens', IR-06-01, Highway Research Center and Department of Civil Engineering at Auburn University of Alabama, U.S.A., 2006.
  - [6] Semsî Yazıcı and Gozde Inan Sezer, 'The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete', *Buiding and Environment* 42 (2007) 2417-2420.
  - [7] del Viso, J.R. Carmona, J.R. and Ruiz, G., 'Shape and size effects on the compressive strength of high strength concrete', *Cement and Concrete Research*, 38 (2008), 386-395.
  - [8] Nikbin, I.M., Eslami, M. and Rezvani, S.M., 'An Experimental Comparative Survey on the Interpretation of Concrete Core Strength Results', *European Journal of Scientific Research*, Vol.N°3 (2009), pp 445-456.
  - [9] Bazant, Z.P., et Yavari, A. (2005) : 'Is the cause of size effect on structural strength fractal or energetic-statistical?', *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 72, pp.1-31.
  - [10] NA 17004 : 2008, 'Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton', IANOR, Alger, Algérie.

- 
- [11] Uva G., Porco F., Fiore A., Mezzina M., "Proposal of a methodology for assessing the reliability of in situ concrete tests and improving the estimate of the compressive strength", *Engineering Structures* 26, 1115-1125. *Construction and Building Materials*, 38 (2013) 72-83.
- [12] Tuncan et al., "A comparative study on the interpretation of core strength concrete results", *Magazine of Concrete Research*, 2006, 58, No. 2, March, 117-122.
- [13] Tuncan, M., Arioz, O., Ramyar, K, Karasu, B., "Assessing concrete strength by means clustering of small diameter cores," *Construction and Building Materials* 22 (2008), 981-988.
- [14] Medici, ME, Benegas, OA, Unac, RO and Vidales, AM "The effect of blinding granular aggregates of different origin on the strength of concrete", *Physica A*, (2012), 1934-1941.
- [15] Kumar R., Bhattacharjee B., "Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete", *Cement and Concrete Research* 33 (2003), 155-164.
- [16] Rios D.R., Riera J.D., "Size effects in the analysis of reinforced concrete structures", *Engineering Structures* 26 (2004), 1115-1125.
- [17] Sim J.I., Yang K.H., Kim H.Y., Choi B.J., "Size and shape effects on compressive strength of lightweight concrete", *Construction and Building Materials* 38 (2013), 854-864.
- [18] Oualit M., "*Indicateur de durabilité du béton dans le contexte Algérien*", Mémoire de Magister, Boumerdès 2009.
- [19] S. Kenai, "*Fabrication du Béton et Mise en OEuvre*", Note de cours, Université de Blida. 2012.
- [20] K. Ali Benyahia, "*Corrélation entre Essais non Destructifs et Essais Destructifs du Béton à Faible Résistance*", Mémoire de Magister, Université de Chlef, Mai 2010.

- [21] S. Kenai, B. Menadi, “ *Analyse de Quelques cas pathologique dans le Sud de l'Algérien* “, Actes du Séminaire International sur la qualité du Béton en Climat Chaud, pp.146, Ghardaïa, Algérie, 1994.
- [22] SEMSI YAZICI and GOZDE INAN SEZER « The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete » *building and Environnement* 42 (2007) 2417-2420 TURKEY
- [23] ASTM C42-90 test for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete, annual book of ASTM standards 1994.
- [24] JOONG-CHEOL CHOI and *al* « Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete » *Nuclear engineering and Design* 236 (2006) 115-127 SOUTH KOREA.
- [25] DEL VISCO and AL « Shape and size effects on the compressive strength of high strength concrete » *Cement and Concrete Research* 38 (2008) 386-395 SPAIN.
- [26] GEORGE DREUX et JEAN FESTA «Nouveau guide du béton et de ses constituants» huitième édition 1998,troisième tirage 2007 N°41483 ,N°d’éditeur 5972.
- [27] NA 16002 : 2007 , « Béton, Spécification, Performance Production et Conformité ICS : 91.080.40 \* 91.100.30 » Alger, Algérie.
- [28] Neville A.M. (1996) *Properties of concrete, part 9: elasticity, shrinkage and creep*, J. Wiley publishing, pp. 412-474.

## 1. Notion de point aberrant

Un point aberrant provient d'une mesure pour laquelle un ou plusieurs paramètres sont hors contrôle.

Les valeurs aberrantes présentent des écarts par rapport à la moyenne ou au modèle réellement plus importants que les écarts dus à la variabilité naturelle des mesures.

Une telle définition est nécessairement imprécise parce que tout le problème consiste à définir un seuil à partir duquel les mesures doivent être rejetées.

Les valeurs aberrantes peuvent être soit distribuées autour d'une moyenne, c'est le cas le plus fréquent, ou autour d'une droite ou de toute autre fonction mathématique. Pour détecter les valeurs aberrantes on peut utiliser les mesures brutes dans le cas d'une distribution autour d'une moyenne, ou les résidus lorsque les mesures sont distribuées autour d'une droite ou d'un modèle  $y = f(x)$ .

$x_i$  = (mesures brutes) dans le cas d'une moyenne et on pose  $R_i = x_i$

$R_i = y_i - f(x_i)$  dans le cas d'un autre modèle

Le test utilisé habituellement est le test de **DIXON** mais nous verrons que ce test présente beaucoup d'inconvénients si le nombre de mesures est petit. On lui préfère alors le test de **GRUBBS**.

## 2. Test de DIXON

### a) Principe du test

Le test de DIXON consiste à comparer la distance entre les points les plus éloignés du modèle et les points immédiatement plus voisins à l'étendue totale des résidus.

On commence à classer les résidus par ordre croissant



- **Principe du test de Dixon**

A la suite de ce classement, les points aberrants se trouvent soit en  $R_1$  soit en  $R_n$ . On calcule alors les rapports : (relations suivantes)

Si $3 \leq n \leq 7$	$Q_1 = \frac{R_2 - R_1}{R_n - R_1}$ et $Q_2 = \frac{R_n - R_{n-1}}{R_n - R_1}$
Si $8 \leq n \leq 12$	$Q_1 = \frac{R_2 - R_1}{R_{n-1} - R_1}$ et $Q_2 = \frac{R_n - R_{n-1}}{R_n - R_{n-2}}$
Si $n > 12$	$Q_1 = \frac{R_3 - R_1}{R_{n-2} - R_1}$ et $Q_2 = \frac{R_n - R_{n-2}}{R_n - R_3}$

Sont d'autant plus élevées que les points extrêmes sont plus aberrants. Ces valeurs sont comparées à des valeurs limites QL qui dépendent du seuil de risque considéré (5% et 1%), voir tables de **DIXON**. Le test se pratique de la manière suivante :

**$Q_1$  ou  $Q_2 > QL$  (1%)  $R_1$  ou  $R_n$  sont aberrants**

**$QL$  (5 %) <  $Q_1$  ou  $Q_2$  <  $QL$  (1 %)  $R_1$  ou  $R_n$  sont douteux**

**$Q_1$  ou  $Q_2 < QL$  (5 %)  $R_1$  ou  $R_n$  ne sont pas aberrants**

**b) Inconvénients du test de DIXON**

Difficulté de rejeter des points aberrants lorsque le nombre de mesures est faible

Considérons le cas où il existe un seul point aberrant appelé  $R_1$



### Exemple de rejet d'un point aberrant

Appelons  $x$  la distance entre le point aberrant et le premier point "normal" et non-aberrants.

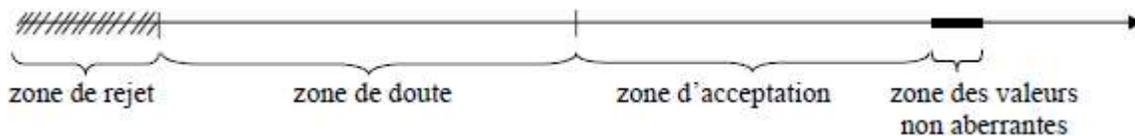
Le rejet est effectué suivant le critère :

$$Q = \frac{R_2 - R_1}{R_n - R_1} = \frac{x}{a + x} \geq QL$$

Où  $QL$  représente la valeur limite tirée de la table de DIXON.

On présente dans le tableau ci-dessous le rapport  $x/a$  pour  $n = 6$  et  $n = 4$  qui sont des fréquemment rencontrées dans les laboratoires de contrôle.

X/a	$\alpha = 5 \%$	$\alpha = 1 \%$
$n = 6$	2,5	5
$n = 4$	5	12,5



**Etendue des zones d'acceptation dans des zones de doute dans le cas d'un faible nombre de mesures**

Nous avons indiqué sur la figure 38 les zones de doute et de rejet par rapport à l'étendue des valeurs.

Non-aberrantes. Pour  $n = 4$  il faut un écart d'un facteur supérieur à 12 pour qu'on puisse considérer le point comme aberrant, ce qui est un écart extrêmement important par conséquent des points situés à  $x = 3$  ou 5 et qui sont de nature à fausser la moyenne ou le modèle mathématique ne peuvent pas être rejetés par ce moyen.

Impossibilité de rejeter deux points aberrants dont les résidus sont de signe contraire. Pour simplifier les calculs on admet qu'il existe deux points aberrants tels que  $R_2 - R_1 = x = R_n - R_{n-1}$  (le raisonnement s'applique très bien si les deux valeurs sont voisines)

$$Q_1 = Q_2 = \frac{x}{a + 2x}$$

Une simple étude de cette fonction montre que  $Q_1$  et  $Q_2$  restent inférieurs à  $\frac{1}{2}$  donc le test de DIXON ne pourra pas rejeter ces points quelle que soit la valeur de  $x$  si  $n$  est inférieur à 8, ce qui est quasiment toujours le cas en chimie analytique.

Impossibilité de rejeter deux points aberrants dont les résidus sont voisins et de même signe



- **Points aberrants voisins**

Dans ce cas le rapport :

$$Q_1 = \frac{R_2 - R_1}{R_n - R_1}$$

est petit et si l'étude s'arrête à l'analyse de ce rapport, aucun des points ne sera rejeté quelle que soit la distance  $R_2 - R_1$ .

### 3. Tests de Grubbs

Ce test présente un intérêt considérable parce qu'il permet le rejet de deux points aberrants dans une série de mesures ou le rejet d'une ou de deux moyennes par rapport à la moyenne générale. Comme pour le test de Dixon, les valeurs sont classées par ordre croissant. De plus ce test est beaucoup plus puissant dans le cas des petits échantillons.

#### a) Elimination d'une observation aberrante

On calcule les deux résidus normalisés et ramenés à des valeurs positives :

$$G_1 = \frac{m - x_1}{s} \text{ et } G_n = \frac{x_n - m}{s}$$

Ces résidus sont comparés aux valeurs critiques à 5 % et à 1 % comme dans le cas du test de Dixon.

Si  $G_1$  ou  $G_n > G(\alpha = 1 \%)$   $x_1$  ou  $x_n$  est aberrant

Si  $G(\alpha = 5 \%) < G_1$  ou  $G_n < G(\alpha = 1 \%)$   $x_1$  ou  $x_n$  est douteux

Si  $G_1$  ou  $G_n < G(\alpha = 5 \%)$   $x_1$  ou  $x_n$  est non aberrant

#### b) Elimination d'une moyenne aberrante

Toute la théorie s'applique à une collection de moyennes portant sur le même nombre de mesures (de petites variations de  $n_j$  sont acceptables). On remplace  $x_1$  et  $x_n$  par  $m_1$  et  $m_k$ ,  $m$  par  $M$  et  $s$  par  $s_M$ .

$$s_M = \sqrt{\frac{(m_j - M)^2}{k-1}}$$

#### c) Elimination de deux observations aberrantes consécutives

Le principe du test consiste à calculer les sommes des carrés des écarts en considérant d'une part

toutes les mesures, d'autre part en rejetant les points aberrants.

$$G = \text{SCE}(n-2) / \text{SCE}(n)$$

SCE(n) est la somme des carrés des écarts de toutes les mesures par rapport à la moyenne

(numérateur de la variance), SCE(n-2) est la somme des carrés des écarts des données non rejetées par rapport à la moyenne des données non rejetées.

On rejette soit les deux premières, soit les deux dernières observations dans la suite des observations classées par ordre croissant. Aucune norme ne prévoit le rejet des deux points extrêmes x.

On teste G par rapport à des valeurs critiques données dans les tables de GRUBBS et on attribue le caractère "douteux" ou "aberrant" simultanément aux deux données prises en considération.

## Moyenne et coefficient de variance

Elancement = 2					
Classe de résistance	Diamètre de la carotte (mm)	$D_{max}$	$F_m$	Ecart type	C.V
		(mm)	(MPa)		
C25	Φ100	25	21,33	3,75	17,60
		16	18,17	5,80	31,96
		8	20,44	5,30	25,94
		4	19,96	4,39	21,98
	Φ75	25	20.15	1.82	9.03
		16	13,70	2,52	18,43
		8	18.12	3,68	20,28
		4	21,18	4,53	21,43
	Φ50	25	14,14	2,59	18.34
		16	16,52	1,95	11,83
		8	21,82	4,84	22,19
		4	19,04	4,78	25,10
C30	Φ100	25	20.96	1.66	7.94
		16	25.11	1.09	4.32
		8	28.93	5.86	20.24
		4	27.17	3.39	12.48
	Φ75	25	21.84	2.51	11.49
		16	25.12	3.23	12.86
		8	28.27	3.99	14.11
		4	27.27	5.78	21.21
	Φ50	25	15.23	0.67	4.37
		16	26.27	1.17	4.46
		8	34.06	4.41	12.94
		4	30.75	2.52	8.2
Elancement = 1.75					
Classe de résistance	Diamètre de la carotte (mm)	$D_{max}$	$f_m$	Ecart type	C.V
		(mm)	(MPa)		
C25	Φ100	25	22,15	2,5	11,28
		16	22.71	3.91	17.23
		8	19,95	4,25	21,31
		4	21,72	4,35	20,01
	Φ75	25	19.12	4.11	21.50
		16	13,80	2,66	19,27
		8	18,95	5,24	27,64
		4	20,77	4,97	23,91
	Φ50	25	12,81	1,52	11,88
		16	11,49	1,09	9,52
		8	25,20	2,48	9,82
		4	19,51	4,01	20,56
C30	Φ100	25	21.56	0.92	4.28
		16	19.73	2.17	10.99
		8	22.68	3.94	17.37
		4	15.8	1.41	8.91
	Φ75	25	23.52	3.86	16.42
		16	26.61	7.04	26.45
		8	25.48	2.60	10.22
	Φ50	4	30.79	1.06	3.45
		25	13.88	1.95	14.04

		16	24.04	1.21	5.04
		8	32.77	4.26	13.01
		4	28.15	4.55	16.15
<b>Elancement = 1.50</b>					
Classe de résistance	Diamètre de la carotte (mm)	Dmax (mm)	F <sub>m</sub> (MPa)	Ecart type	C.V
<b>C25</b>	Φ100	25	21,74	2,74	12,58
		16	22,09	3,18	14,39
		8	20,83	6,42	30,83
		4	22,13	4,14	18,70
	Φ75	25	18.90	7.55	39.98
		16	15,57	3,55	22,81
		8	22,88	6,64	29
		4	21,38	8,37	39,13
	Φ50	25	8.77	3.04	34.72
		16	16,96	3,13	18,44
		8	18,56	2,58	13,87
		4	19,22	4,65	24,20
<b>C30</b>	Φ100	25	22.14	2.29	10.36
		16	19.95	2.53	12.67
		8	33.10	1.58	<u>4.77</u> (3 carottes)
		4	27.53	0.28	<u>1.01</u> (3 carottes)
	Φ75	25	21.57	2.11	9.78
		16	21.60	1.54	7.11
		8	30.18	1.50	4.96
		4	33.79	2.55	7.54
	Φ50	25	16.75	1.69	10.1
		16	23.38	1.7	7.28
		8	30.87	4.23	13.71
		4	26.8	1.71	6.39

<b>Elancement = 1.25</b>					
Classe de résistance	Diamètre de la carotte (mm)	Dmax (mm)	F <sub>m</sub> (MPa)	Ecart type	C.V
<b>C25</b>	Φ100	25	15,66	5,70	36,33
		16	20.02	2.89	14.44
		8	18,88	4,26	22,57
		4	16,76	3,29	19,62
	Φ75	25	21.42	5.16	24.08
		16	11,97	2,17	18,16
		8	12,70	2,53	19,91
		4	16,11	3,41	21,14
	Φ50	25	15.03	3.21	21.36
		16	14,06	2,74	19,46
		8	22,42	3,25	14,50
		4	20,59	4,66	22,62
<b>C30</b>	Φ100	25	21.88	1.78	8.14

		16	26.08	1.40	5.36	
		8	19.95	1.1	5.8	
		4	16.84	0.24	1.4	
	Φ75	25	23.3	2.8	12.02	
		16	24.37	2.82	11.57	
		8	29.25	3.23	11.05	
	Φ50	4	28.8	2.9	10.08	
		25	19.13	0.96	5.03	
		16	19.5	1.81	9.31	
			8	29.38	4.43	15.09
			4	27.41	2.16	7.89
	<b>Elancement = 1</b>					
Classe de résistance	Diamètre de la carotte (mm)	Dmax (mm)	F <sub>m</sub> (MPa)	Ecart type	C.V	
<b>C25</b>	Φ100	25	18,22	3,91	21,44	
		16	19,63	6,17	31,41	
		8	21,47	6,49	30,20	
		4	20,93	2,53	12,09	
	Φ75	25	21.99	2.31	10.50	
		16	12,64	4,55	35,98	
		8	14,06	3,02	21,46	
		4	19,15	3,61	18,86	
	Φ50	25	17.14	2.61	15.24	
		16	13,72	3,38	24,65	
		8	17,13	5,87	34,27	
		4	17,56	0,98	5,56	
<b>C30</b>	Φ100	25	19.94	4.3	21.57	
		16	25.68	3.87	15.09	
		8	28.08	5.39	19.21	
		4	24.58	2.36	9.61	
	Φ75	25	23.72	3.28	13.81	
		16	25.29	3.88	15.36	
		8	25.47	4.63	18.16	
		4	27.65	2.25	8.14	
	Φ50	25	17.22	1.81	10.51	
		16	24.31	1.34	5.5	
		8	26.91	3.13	11.61	
		4	24.68	1.85	7.49	