



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

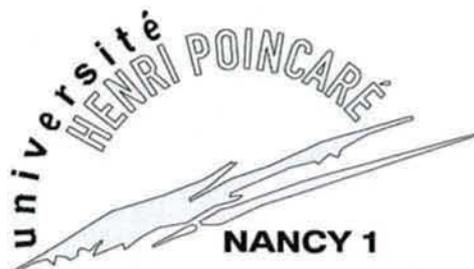
## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



UFR Sciences et Techniques de la Matière et des Procédés  
Ecole Doctorale : EMMA

## Thèse

présentée pour l'obtention du titre de

**Docteur de l'Université Henri Poincaré, Nancy 1**

en Géologie Appliquée au Génie Civil

par

**Karine MERRIAUX**

## **Valorisation des ressources minérales du Grand-Duché de Luxembourg dans les mélanges hydrauliques**

Soutenue le

**5 Novembre 2003**

Membres du jury :

Président	J.P. OLLIVIER	Professeur, INSA Toulouse
Rapporteurs	F. de LARRARD	Ingénieur de Recherche HDR, Chef de la division TGCE, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes
Examineurs	J.L. GALLIAS	Professeur, Université Cergy Pontoise
	R. DEGEIMBRE	Professeur, Université de Liège
	A. LECOMTE	Maître de Conférences HDR (Directeur de thèse), Université Henri Poincaré, Nancy 1
	G. SCHARFE	Ingénieur 1 <sup>ère</sup> classe, Directeur du Laboratoire d'Essais des matériaux, Ponts et Chaussées du Grand-Duché de Luxembourg
Invités	G. FEIDT	Directeur de la société des Carrières Feidt Luxembourg
	M. GUEURY	Professeur, Université Henri Poincaré, Nancy 1

## *AVANT-PROPOS*

Ce travail de recherche est le fruit d'une collaboration de près de 6 ans entre les Sociétés Feidt, les Ponts et Chaussées du Luxembourg et l'Université de Nancy 1. Il a été initié par Messieurs Guy FEIDT de la Société des Carrières FEIDT, qui a co-financé ce projet, et Guy SCHARFE des Ponts et Chaussées du Luxembourg. Je souhaiterais les remercier pour m'avoir accordé leur confiance et pour m'avoir permis de travailler et d'apprendre à leurs côtés.

Cette recherche a été également financée par le Ministère de l'Enseignement et de la Recherche du Luxembourg par l'octroi d'une bourse. Je tiens à remercier tout particulièrement Madame ENTRINGER qui a été mon interlocutrice durant ces trois années.

André LECOMTE, directeur de cette thèse, est également un des piliers de ce projet. Son aide fut précieuse notamment pour réaliser les différentes gâchées d'essais. J'ai beaucoup appris à ces côtés grâce à sa disponibilité, son avis ou ses conseils. Je souhaite ici lui exprimer ma profonde gratitude.

Paul WERTZ, géologue des Carrières FEIDT a été mon interlocuteur durant 3 ans. Je tiens à le remercier pour sa disponibilité et son ouverture d'esprit. Des échanges d'idées, de résultats et une collaboration efficace m'ont permis de progresser et d'aboutir à ce mémoire.

Messieurs de LARRARD, GALLIAS, GUEURY et OLLIVIER ont gentiment accepté de participer à mon jury de thèse et ce, malgré des emplois du temps chargés. Qu'ils reçoivent ici ma profonde gratitude.

Je remercie ici Messieurs STEICHEN, REDING et SCHROEDER qui ont été mes « collaborateurs » durant cette thèse et qui ont pu organiser les visites de sites, la collecte de données.... Merci également au personnel du laboratoire des Ponts et Chaussées de Bertrange pour les essais spécifiques.

Je remercie Jeff FEIDT et le personnel de la carrière de Folschette pour leur contribution et pour leur aide très précieuse lors de l'élaboration de granulats au stade semi-industriel sur le site de Folschette.

Certains essais d'alcali-silice ont été réalisés en collaboration avec l'Université de Liège. Je remercie M. DEGEIMBRE de m'avoir accueillie quelques jours au sein de son laboratoire. J'ai essentiellement travaillé avec Madame DARIMONT qui connaît parfaitement le sujet et aux côtés de laquelle j'ai beaucoup appris. Je n'oublie pas non plus l'équipe de Liège pour leur collaboration pour les essais.

Messieurs MAQUIL et COLBACH du Service Géologique du Luxembourg m'ont également aidée au début de ce travail en mettant à ma disposition un bon nombre de documents. Je les remercie ici pour leur contribution.

Je remercie également la Société des CIMENTS LUXEMBOURGEOIS pour la fourniture des ciments utilisés durant cette étude, la cimenterie VICAT de Xeulley et les carrières du BOULONNAIS pour la fourniture de matériaux pour les essais de durabilité.

Messieurs LE ROUX et BERUBE m'ont apporté de très précieux conseils dans le domaine de la durabilité. Je les remercie ici de m'avoir accordé un peu de leur temps.

De nombreuses autres personnes ont contribué à l'aboutissement de ce travail et je ne peux malheureusement toutes les citer : Madame RENAUDIN, chimiste à l'IUT Nancy-Brabois, Messieurs MONTANARI, EVEN et COLER pour les analyses spécifiques et les images MEB. Je remercie également GEORGES (carrières FEIDT) qui a livré, du Luxembourg à l'IUT, tous les matériaux utilisés durant cette thèse.

Enfin, tout le personnel du département Génie Civil m'a gentiment accueillie dans ses locaux afin de mener à bien cette recherche. Je tiens à les remercier ici par ces quelques mots en regrettant de n'avoir pu le faire de vive voix.

Je n'oublie pas bien sûr toute l'équipe de joyeux drilles de l'atelier sans qui le séjour aurait pu être beaucoup plus morose.... : Paul, Fredo, Olivier, Maria, Christine, Jeanine, et les deux jeunes « professeurs », Jean-Michel et Fabrice.

Ma dernière pensée est pour ma famille à qui je dédie ce travail.

Merci à vous tous.

# SOMMAIRE

<b>CHAPITRE 1 : INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1 GRANULATS CONSOMMES ACTUELLEMENT DANS LA CONSTRUCTION LUXEMBOURGEOISE	3
1.2 CAS DES BETONS HYDRAULIQUES .....	3
1.3 PLAQUETTE.....	4
1.4 NECESSITE DE RECHERCHER DE NOUVELLES RESSOURCES .....	7
<b>CHAPITRE 2: RESSOURCES MINERALES DE SUBSTITUTION POTENTIELLEMENT DISPONIBLES ET AUTRES MATERIAUX DE L'ETUDE</b>	<b>11</b>
2.1 INVENTAIRE ET DESCRIPTION GEOLOGIQUE .....	13
2.1.1 <i>Matériaux naturels</i> .....	13
2.1.1.1 Contexte géologique général .....	13
2.1.1.2 Formations potentiellement aptes à fournir des granulats à béton .....	16
2.1.1.2.1 Les schistes et ardoises.....	17
2.1.1.2.2 Les quartzites et les grès quartzeux de l'Oesling .....	17
2.1.1.2.3 Les conglomérats .....	18
2.1.1.2.4 Les grès mésozoïques du Gutland.....	19
2.1.1.2.5 Les dolomies .....	20
2.1.1.2.6 Les calcaires .....	21
2.1.2 <i>Matériaux artificiels et recyclés</i> .....	23
2.1.3 <i>Conclusion : sélection de deux formations pour l'étude</i> .....	23
2.2 PROPRIETES DES MATERIAUX RETENUS POUR L'ETUDE .....	24
2.2.1 <i>Granulats</i> .....	24
2.2.1.1 Les grès phylladeux du Dévonien .....	25
2.2.1.1.1 Contexte géologique.....	25
2.2.1.1.2 Propriétés géomécaniques des grès phylladeux .....	27
2.2.1.1.3 Conclusion sur les grès phylladeux.....	30
2.2.1.2 Les niveaux du Muschelkalk de la vallée de la Moselle (Wellen, Schloss Thorn et Gilsdorf).....	31
2.2.1.2.1 Contexte géologique.....	31
2.2.1.2.2 Les sites sélectionnés .....	36

2.2.1.2.3 Utilisation et propriétés géomécaniques des matériaux .....	42
2.2.1.2.4 Conclusion sur les matériaux dolomitiques .....	51
2.2.2 <i>Liants et adjuvants</i> .....	52
2.2.2.1 Ciments .....	52
2.2.2.1.1 Ciments retenus pour cette étude .....	52
2.2.2.2 Adjuvants .....	53
2.2.2.2.1 Définitions et fonctions .....	53
2.2.2.2.2 Adjuvants retenus .....	54
2.3 CONCLUSION .....	55
<b>CHAPITRE 3: LES BETONS</b> .....	<b>57</b>
3.1 STRATÉGIE DE L'ÉTUDE .....	59
3.2 BETONLABPRO2, UN OUTIL POUR LA FORMULATION DES BETONS .....	61
3.2.1 <i>Présentation du logiciel et de quelques notions associées</i> .....	61
3.2.1.1 BétonlabPro2 .....	61
3.2.1.2 Présentation succincte des modèles utilisés associés à BétonlabPro2 ..	67
3.2.1.2.1 Modèle d'Empilement Compressible (MEC) .....	67
3.2.1.2.2 Modèles rhéologiques .....	70
3.2.1.2.3 Modèles de résistance .....	72
3.2.1.3 Logiciel Carbon .....	74
3.2.2 <i>Propriétés des matériaux spécifiques à l'utilisation du logiciel</i> .....	74
3.2.2.1 Compacités virtuelles des classes élémentaires .....	74
3.2.2.1.1 Cas des granulats .....	75
3.2.2.1.2 Cas des ciments, des fillers et des additions .....	77
3.2.2.2 Coefficients d'adhérence, d'effet limitant et de traction des granulats	81
3.2.2.3 Activité des fillers calcaires : .....	83
3.3 FORMULATIONS EXPERIMENTALES DE BETONS DE GRES QUARTZITIQUES ET DE DOLOMIES AVEC LES MATERIAUX DISPONIBLES .....	84
3.3.1 <i>Cahier des charges</i> .....	84
3.3.1.1 Norme EN 206-1 : les classes d'exposition du béton .....	84
3.3.1.2 Impératifs industriels complémentaires .....	84
3.3.2 <i>Essais mis en œuvre</i> .....	85
3.3.2.1 Préparation des matériaux avant les gâchées .....	85

3.3.2.2 Essais mis en œuvre sur bétons frais .....	88
3.3.2.2.1 Maniabilité .....	88
3.3.2.2.2 Confection des éprouvettes EN 12390-2.....	90
3.3.2.3 Les essais mis en œuvre sur bétons durcis .....	90
3.3.2.3.1 Résistances mécaniques à compression et traction par fendage.....	90
3.3.3 Bétons de grès .....	91
3.3.3.1 Matériaux gréseux bruts de Mardasson .....	91
3.3.3.1.1 Présentation des formules réalisées.....	91
3.3.3.1.2 Calibration des paramètres p, q et $k_t$ .....	93
3.3.3.1.3 Analyses des résultats .....	97
3.3.3.1.4 Essais réalisés avec les matériaux lavés ; pollution accidentelle des matériaux .....	98
3.3.3.2 Matériaux gréseux de Mardasson lavés en laboratoire.....	99
3.3.3.2.1 Calibration des paramètres p, q et $k_t$ .....	99
3.3.3.2 Formules de bétons réalisées à partir de ciment CEM II.....	102
3.3.3.2 Conclusions sur les bétons de grès phylladeux .....	103
3.3.4 Bétons de dolomie .....	105
3.3.4.1 Matériaux dolomitiques bruts.....	105
3.3.4.1.1 Calibration des paramètres p, q et $k_t$ .....	105
3.3.4.1.2 Formules de bétons dolomitiques à base de CEM II.....	115
3.3.4.2 Matériaux dolomitiques lavés en laboratoire.....	118
3.3.4.2.1 Calibration des paramètres p, q et $k_t$ .....	118
3.3.4.2.2 Formules de bétons dolomitiques adjuvantés à base de CEM II .....	121
3.3.4.3 Conclusions sur les bétons dolomitiques.....	125
3.4 FORMULATION EXPERIMENTALE DE BETON DOLOMITIQUE AVEC DES GRANULATS PRODUITS A UN STADE SEMI-INDUSTRIEL .....	127
3.4.1 Démarche et objectifs.....	127
3.4.2 Production et bilan matières.....	128
3.4.2.1 Élaboration.....	128
3.4.2.2 Bilan matières .....	128
3.4.3 Propriétés géomécaniques des granulats produits .....	131
3.4.3.1 Granulométries .....	131

3.4.3.2 Propriétés mécaniques .....	131
3.4.3.3 Propriétés physiques .....	132
3.4.3.4 Mesure de l'absorption des fines par la méthode d'évaporométrie....	133
3.4.3.5 Mesures des compacités .....	134
3.4.3.5.1 Compacités des matériaux grenus .....	134
3.4.3.5.2 Compacités des poudres (ciment, fines, additions...).....	134
3.4.4 FORMULATION EXPERIMENTALE DE BETONS A PARTIR DES MATERIAUX DU PALIER SUPERIEUR.....	137
3.4.4.1 Cahier des charges .....	137
3.4.4.2 Formulations de nouveaux bétons .....	138
3.4.4.2.1 Calibration des paramètres p, q et $k_1$ .....	138
3.4.4.2.2 Formulation de bétons avec le superplastifiant FK 63 .....	138
3.4.4.2.3 Formulation de bétons avec le superplastifiant Optima 200..	145
3.4.5 <i>Conclusions sur les bétons de dolomie</i> .....	153
3.5 DISCUSSIONS SUR LE LOGICIEL BETONLABPRO2.....	155
3.5.1 <i>Facteurs intervenant dans le dosage en eau efficace des bétons</i> .....	155
3.5.1.1 Absorption des fines .....	155
3.5.1.2 Compacités virtuelles des fines dolomitiques .....	156
3.5.2 <i>Vérifications de la pertinence du modèle rhéologique sur les matériaux dolomitiques étudiés</i> .....	157
3.5.3 <i>Calibration du modèle rhéologique aux matériaux dolomitiques étudiés (en collaboration avec A. Lecomte)</i> .....	158
3.5.3.1 Bétons sans adjuvant à base de CEM I.....	159
3.5.3.2 Bétons à base de CEM II associé à un adjuvant .....	166
3.5.4 <i>Vérifications de la pertinence du modèle de résistance sur les matériaux dolomitiques étudiés</i> .....	170
3.5.5 <i>Conclusion sur BétonlabPro2</i> .....	172
3.6 CONCLUSION .....	173

## CHAPITRE 4: ETUDE DE LA DURABILITE DES GRANULATS ET DES

### BETONS

175

4.1 GEL-DEGEL .....	177
4.1.1 Définitions et mécanismes.....	177
4.1.1.1 Endommagement des bétons soumis au gel .....	177
4.1.1.1.1 Théories de modélisation du gel-dégel .....	178
4.1.1.1.2 Evolution des propriétés des bétons.....	179
4.1.1.1.3 Action combinée du gel et des sels de déverglaçage .....	179
4.1.1.1.4 Modèle séquentiel de Kaufmann.....	180
4.1.1.2 Paramètres conditionnant la résistance aux cycles de gel : quelques rappels.....	181
4.1.1.2.1 Granulat.....	181
4.1.1.2.2 Ciment .....	181
4.1.1.2.3 Air entraîné.....	181
4.1.1.2.4 Ajouts .....	182
4.1.1.2.5 Rapport E/C.....	182
4.1.1.2.6 Cure du matériau .....	183
4.1.2 Matériaux testés .....	183
4.1.2.1 Granulats.....	183
4.1.2.1.1 Protocole expérimental.....	183
4.1.2.1.2 Résultats .....	184
4.1.2.1.3 Conclusion.....	186
4.1.2.2 Bétons .....	186
4.1.2.2.1 Protocole expérimental.....	186
4.1.2.2.2 Résultats .....	188
4.1.3 Conclusions.....	194
4.2 ALCALI-REACTION.....	196
4.2.1 Alkali-silice .....	196
4.2.1.1 Facteurs de développement de la réaction .....	197
4.2.1.1.1 Granulats .....	197
4.2.1.1.2 Alcalins .....	198
4.2.1.1.3 Conditions d'environnement.....	199

4.2.1.2 Mécanismes de réaction.....	199
4.2.1.3 Propriétés des gels d'alcali-réaction.....	201
4.2.1.4 Influence des additions minérales sur le développement de la réaction alcali-silice.....	202
4.2.1.5 Essais de caractérisation .....	203
<i>4.2.2 Matériaux testés .....</i>	<i>204</i>
4.2.2.1 Essais de qualification des granulats .....	204
4.2.2.1.1 Grès phylladeux .....	205
4.2.2.1.2 Dolomies du Muschelkalk de la vallée de la Moselle.....	226
<i>4.2.3 Alcali-carbonate.....</i>	<i>227</i>
4.2.3.1 Définition et mécanismes .....	227
4.2.3.1 Essai mis en œuvre sur les dolomies de la vallée de la Moselle. ....	229
4.2.3.1.1 Mode opératoire .....	229
4.2.3.1.2 Résultats .....	230
4.3 CONCLUSIONS.....	232

## **CHAPITRE 5: SYNTHÈSE A CARACTÈRE INDUSTRIEL ET PRECAUTIONS D'EMPLOI DES MATÉRIAUX** **233**

5.1 LOCALISATION DES FORMATIONS LUXEMBOURGEOISES PRÉSENTANT DES CARACTÈRES SIMILAIRES AUX RESSOURCES ÉTUDIÉES (VOIR CARTE FIG. 5.1) .....	235
5.2 ÉLABORATION DE GRANULATS À BÉTON .....	237
5.3 FORMULATION DE MÉLANGES HYDRAULIQUES À PARTIR DE CES MATÉRIAUX.....	237
5.4 PRECAUTION D'EMPLOI DE CES MATÉRIAUX EN FONCTION DE L'ENVIRONNEMENT D'EXPOSITION.....	238
5.5 CONCLUSION .....	241

## **CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....** **243**

## **BIBLIOGRAPHIE** **249**

## **ANNEXES**

# *CHAPITRE 1*

## *Introduction*



## 1.1 Granulats consommés actuellement dans la construction luxembourgeoise

Que ce soit pour une autoroute, une piste d'aéroport, une voie ferrée ou un bâtiment, les technologies de construction nécessitent de très grandes quantités de granulats. Par exemple, la construction d'un logement demande de 200 à 500 tonnes de granulats. Il en faut de 10 à 40 000 tonnes pour un hôpital ou un lycée, 50 000 tonnes pour 1 km de chaussées d'autoroute etc ....

En 2000, 8,2 millions de tonnes (Miot) de granulats ont été mis en œuvre au Luxembourg [LEMPIC, 2000], soit 19 tonnes par habitant contre, par exemple, 7,1 tonnes en France [UNICEM, 2000]. Ce ratio est l'un des plus élevés au monde.

Sur cette quantité, 83 % des granulats sont produits au Luxembourg (6,8 Miot) dont la majorité à partir des laitiers de hauts fourneaux. L'utilisation de ces matériaux de très bonne qualité n'est pas toujours optimisée et les laitiers sont par exemple utilisés aussi bien comme granulats pour les couches de roulement que pour les couches de fondation des chaussées. Pour la construction de bâtiments (bétons hydrauliques), l'essentiel des granulats est importé par la route des pays limitrophes, soit près de 17 % (1,4 Miot) des granulats mis en œuvre au Luxembourg. Cette situation pose des problèmes à la fois économiques - le coût des granulats augmente très rapidement avec les frais de transport - et environnementaux, avec la pollution due au transport.

## 1.2 Cas des bétons hydrauliques

Les bétons de bâtiments, d'ouvrage d'art et de génie civil sont très généralement constitués de granulats naturels. Au Luxembourg, comme dans de nombreuses régions d'Europe, ce sont les granulats alluvionnaires qui ont été et qui sont encore le plus souvent utilisés. Ils provenaient jadis des ballastières implantées dans le lit de la Moselle luxembourgeoise. Aujourd'hui épuisées, les matériaux proviennent actuellement de la Sarre, de la Lorraine ou encore de la Belgique wallonne. Les flux entrants représentent près de 70 % des quantités consommées. Pourtant, le Luxembourg, de par son contexte géologique, dispose d'une grande variété de ressources minérales naturelles potentiellement aptes à former des granulats à bétons (voir chapitre 2). L'exploitation industrielle de ces ressources, s'il y a lieu, nécessite un travail de recherche en amont (géologie, laboratoire, essais...) comme dans l'exemple de cette thèse, mais également la délivrance d'autorisations administratives pour l'ouverture de toute nouvelle carrière. Les aspects environnementaux prennent une nette prépondérance dans l'instruction des dossiers de demande, en raison de l'intérêt croissant de la population en ce domaine. Pour cette

raison, nous avons préparé, sous la forme d'une plaquette, en collaboration avec le Laboratoire d'Essais des Matériaux des Ponts et Chaussées (LEMPC) et le Service Géologique du Luxembourg, un document pouvant servir de base à une plaquette destinée, si nécessaire, au public pour le sensibiliser aussi aux problèmes de gestion des ressources minérales du pays.

### **1.3 Plaquette**

Le document réalisé est un dépliant triptyque couleur recto-verso. Une première partie (recto) présente, de manière générale, la situation actuelle du pays et l'utilisation des granulats, notamment alluvionnaires, au Luxembourg. Quelques exemples de constructions et les chiffres associés sont donnés. Cette surconsommation de matériaux alluvionnaires entraîne un épuisement des réserves, d'où la nécessité de recourir aux ressources naturelles locales.

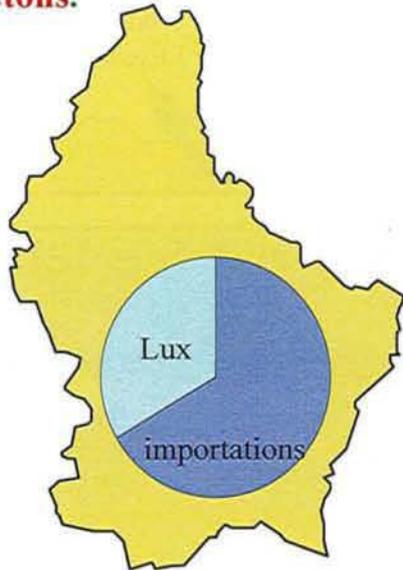
La seconde partie du document (verso) expose le cas des bétons actuels, toujours appuyé de chiffres marquants. Les étapes de fabrication du béton avec des granulats locaux issus de roches massives sont présentées, de la recherche et l'étude du gisement, avec les collaborations du géologue et du laboratoire, au carrier et au producteur de béton. Un exemple de la plaquette est présenté sur la Fig. 1.1.

**Fig.1.1** : Plaquette de sensibilisation du public aux problèmes de gestion des ressources minérales du Luxembourg (pages suivantes)

# Utilisation des Ressources Minérales du Luxembourg dans la Construction

## CAS DES BETONS

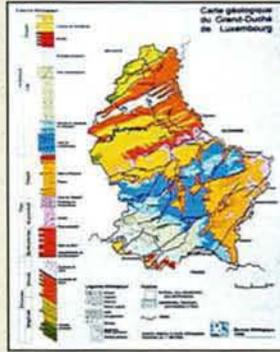
En 2000, 1,7 millions de tonnes de granulats ont été consommées dans les bétons.



Plus des **deux tiers** (1,2 millions de tonnes) ont été **importées** par la route des pays limitrophes.

## Étude de la fabrication de bétons avec des granulats locaux issus des roches massives

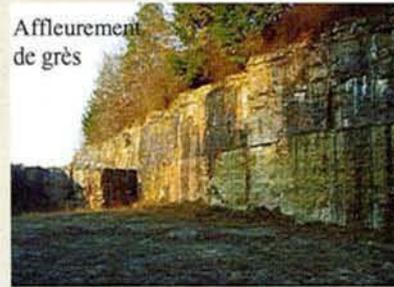
Du géologue au producteur de béton...  
avec le concours du carrier, du laboratoire et du chercheur



### Étude géologique et géotechnique

- . Inventaire des carrières existantes ou anciennes
- . Propriétés des roches
- . Banque de données
- . Choix de sites propices

### Étude des carrières et des modes de production



Affleurement de grès

- . Autorisations administratives
- . Plans d'exploitation
- . Modes de concassage
- . Propriétés des granulats



Site d'exploitation en carrière

### Formulation des mélanges, propriétés des bétons, durabilité, coût

#### Exemples

Béton réalisé avec le Grès du Luxembourg



Béton réalisé avec les Quartzites du Dévonien



# Utilisation des Ressources Minérales du Luxembourg dans la Construction

## BESOIN EN GRANULATS

## SITUATION ACTUELLE

Laboratoire des Ponts et Chaussées  
23 rue du Chemin de Fer – BP 17  
L-8005 Bertrange



Service Géologique  
43 bd G.D. Charlotte  
L-1331 Luxembourg



Université Henri Poincaré Nancy 1  
EA 1116/IUT Génie Civil de Nancy Brabois  
F-54601 Villers-lès-Nancy



## Exemples de tonnages de granulats utilisés dans les fondations routières, les enrobés et les bétons, pour quelques constructions types



200 à 500 tonnes pour une maison  
10000 tonnes pour le lycée de Mamer

2 000  
à 10000  
tonnes  
pour  
un pont



50 000 tonnes pour 1 km de chaussée d'autoroute

En 2000 **8,2 millions** de tonnes de granulats ont été mis en oeuvre au Luxembourg  
soit **19 tonnes par habitant** dans l'année



## Flux d'approvisionnement



Jusqu'à présent, les bétons de ciment sont fabriqués avec les granulats alluvionnaires de la Moselle.

## Conséquences

- . atteinte à l'environnement des vallées
- . pollutions liées au trafic poids lourds
- . surcoûts économiques
- . épuisement des ressources alluvionnaires non renouvelables au Luxembourg et dans les régions voisines



**Alternative : utiliser les ressources minérales locales** (voir au verso)

## 1.4 Nécessité de rechercher de nouvelles ressources

Le Luxembourg possède, comme nous allons le voir ci-après, une grande variété de formations géologiques. Ces ressources, jusque là peu exploitées, peuvent être valorisées dans les mélanges hydrauliques par exemple, afin de protéger les ressources alluvionnaires qui, à moyen terme, disparaîtront si la situation reste inchangée. Cette démarche fait l'objet de ce travail de thèse qui s'articule autour de quatre grands axes.

La première étape fait l'objet du chapitre 2. Elle consiste à réaliser un inventaire le plus complet possible de toutes les ressources minérales du Luxembourg, à les identifier et à les « quantifier ». Certaines formations ne sont pas aptes à former des granulats à béton (gypse, schistes ardoisiers...), d'autres sont en quantités insuffisantes pour une exploitation (quartzite de Berlé...). Ces premiers résultats permettent alors de retenir les formations intéressantes pour notre étude. Des sites en exploitation (pour divers usages industriels) ont été retenus, en collaboration avec les partenaires de l'étude. Ces carrières, une en Wallonie et les autres dans la région mosellane allemande, exploitent des niveaux géologiques semblables à ceux présents au Luxembourg (où il n'existe pas d'exploitation de granulats à béton en activité dans les mêmes formations).

Une étude géologique (terrain, lames minces) complétée par des analyses telles que la diffraction de rayons X ou la fluorescence X a permis de caractériser les matériaux. Ainsi, des corrélations latérales pourront être établies entre les niveaux géologiques étudiés et ceux présents au Luxembourg, pour une (ou des) exploitation(s) future(s).

Dans un second temps, les matériaux choisis ont été concassés expérimentalement pour former des granulats dont le diamètre maximal a été fixé à 25 mm. Les coupures produites varient d'un site à l'autre en fonction du matériel de concassage et de criblage utilisé. Les propriétés courantes ont été mesurées sur les granulats :

- \* granulométries,
- \* propriétés physico-chimiques (absorption, porosité, masses volumiques...),
- \* propriétés mécaniques (LA, MDE...)

Le chapitre 2 présente les exploitations sélectionnées (situation géographique, géologie, activité...), les modes de production de granulats choisis pour ce travail avec, le cas échéant, un bilan matières associé et, enfin, toutes les propriétés de ces granulats mesurées en laboratoire.

L'étape suivante fait l'objet du chapitre 3. Elle concerne la formulation et la fabrication de bétons avec ces matériaux. Compte tenu de leur caractère sub-normal, il semble exclu de transposer d'emblée, pour étudier et formuler des bétons hydrauliques, les méthodes

habituellement utilisées pour les matériaux traditionnels du BTP (siliceux roulés). Chaque site doit être étudié au cas par cas afin de trouver des combinaisons avantageuses et dégager des comportements. Les formules de béton avec ces matériaux de substitution doivent ensuite être optimisées afin de répondre à un cahier des charges préétabli. Le nombre d'essais sur bétons nécessaire à cet aboutissement est important, d'où l'utilité d'un outil de formulation performant et rapide, dans la mesure où sa pertinence pour ces types de matériaux est avérée. François de Larrard et Thierry Sedran ont publié un logiciel de formulation des bétons, « BétonlabPro2 » [Sedran et de Larrard, 2000], fruit d'une recherche de près de quinze ans au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Il a été validé sur un grand nombre de bétons à base de matériaux traditionnels. Il est basé sur un modèle de calcul de compacité granulaire - le Modèle d'Empilement Compressible ou MEC - et il met en relation la plupart des propriétés des bétons avec les caractéristiques des matériaux et de la formule. Ainsi, l'utilisation du logiciel BétonlabPro2 permet de simuler des gâchées et de prévoir leurs différentes propriétés aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci. Il permet donc de réduire considérablement le nombre de tests sur bétons, dont il faut toujours vérifier les propriétés par des essais. Dans notre cas, il permet aussi de vérifier l'adaptabilité de cet outil à ces matériaux sub-normaux.

Le chapitre 3 présente le fonctionnement du logiciel et les modèles associés qui nous ont servi pour ce travail de recherche.

Des propriétés spécifiques à l'utilisation de ce logiciel ( compacités, paramètres d'adhérence  $p$  et d'effet limitant  $q$ ...) ont été mesurées sur les constituants utilisés (liants et adjuvants) et sur les granulats, tels quels dans un premier temps, puis lavés en laboratoire dans une seconde étape. La démarche adoptée pour la formulation de bétons courants est la même, quel que soit le site étudié :

- \* calibrations des paramètres  $p$  et  $q$  sur bétons avec du ciment Portland CEM I,
- \* validations expérimentales sur bétons avec du ciment composé CEM II,
- \* optimisation pour la réalisation de bétons courants de type C25 à C35.

Un concassage et un lavage expérimental à l'échelle semi-industrielle ont été réalisés sur l'un des matériaux. Les propriétés des granulats ainsi produits ont été mesurées une nouvelle fois et de nouveaux bétons ont été confectionnés à partir de ces matériaux.

Enfin, la dernière partie de ce chapitre est consacrée à l'analyse des prévisions de BétonlabPro2, en particulier la maniabilité. En effet, le caractère sub-normal de nos matériaux, et

**Pour la thèse de KARINE MERRIAUX**

**IL N'Y A PAS DE PAGE 9**

**Pour la thèse de KARINE MERRIAUX**

**IL N'Y A PAS DE PAGE 10**

surtout le taux de fines des sables produits, entraîne des dosages en eau efficace plus importants que prévus. Il semblerait donc que ces aspects ne sont pas bien pris en compte par le logiciel. Nous tenterons d'apporter quelques réponses à ce problème en fin de chapitre 3. La dernière étape fait l'objet du chapitre 4. Elle s'intéresse à la durabilité des matériaux vis-à-vis de l'alcali-réaction, mais également vis-à-vis du gel-dégel. Les tests de réactivité vis-à-vis de l'alcali-silice ont été pratiqués sur tous les matériaux étudiés selon la norme NF P 18 590. Il s'agit de tests accélérés sur mortiers soumis à une cure d'autoclavage. A l'issue de ces essais, seul un de nos matériaux a été déclaré réactif à l'alcali-silice. D'autres essais ont été réalisés sur ce matériau, en collaboration avec l'Université de Liège, selon la méthode Rilem TC-106, afin de confirmer la réactivité du granulat. Ils ont permis d'identifier la présence d'un pessimum de réaction. La forte réactivité de ce matériau oblige à prendre certaines précautions quant à son utilisation dans les bétons.

Les dolomies ont également été testées vis-à-vis de la réaction alcali-carbonate. Des cylindres de roche ont été soumis à une cure dans de la soude durant 28 jours. Les expansions ont été mesurées selon la norme américaine ASTM 586-99.

Tous les matériaux étudiés ont également été soumis à des tests de gel-dégel avec et sans sels de déverglaçage, sur les granulats, mais également sur des formules de béton avec ou sans air entraîné. Ces essais ont été réalisés au Laboratoire d'Essais de Matériaux des Ponts et Chaussées du Luxembourg (LEMPC). Les matériaux gélifs devront être utilisés dans un environnement approprié.

Enfin, de nouvelles perspectives de recherche sont présentées. De même, une stratégie d'exploitation des matériaux dolomitiques dans la vallée de la Moselle, côté luxembourgeois, est proposée pour conclure ce travail de recherche.



## *CHAPITRE 2*

*Ressources minérales de  
substitution potentiellement  
disponibles et autres matériaux  
de l'étude*



## 2.1 Inventaire et description géologique

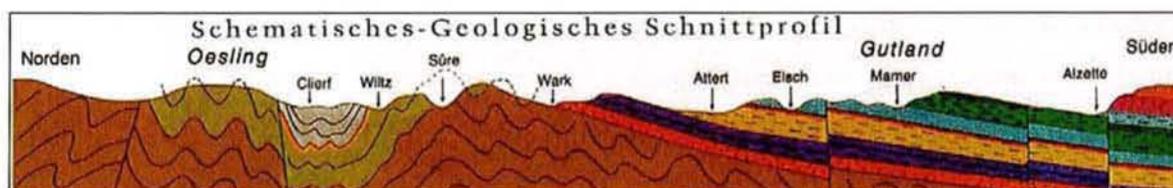
### 2.1.1 Matériaux naturels

#### 2.1.1.1 Contexte géologique général

Le Luxembourg est situé entre l'Allemagne à l'est, la Belgique à l'ouest et la France au sud. D'un point de vue morphologique, il se rattache aux Ardennes vers le nord et le nord-ouest et à la région lorraine vers le sud et le sud-ouest. De ce fait, le Luxembourg est partagé en deux régions naturelles : l'Oesling au nord et le Gutland au sud, paysages distincts d'un point de vue morphologique.

D'après Lucius [Lucius, 1952], ces différences sont apparues au Pliocène suite à un soulèvement épirogénique différentiel marqué par une flexure marginale, partiellement faillée, qui affecte l'ensemble du pays et plus particulièrement l'Oesling. L'intense érosion entraîne, dans la partie septentrionale, l'affleurement du socle dévonien, réduit à l'état de pénéplaine à l'époque prétriasique alors que la couverture sédimentaire mésozoïque est en grande partie conservée dans la région du Gutland formant un paysage à cuestas.

Le socle dévonien présente un plissement et une schistosité intenses (Fig. 2.1), tectonique affectant également la couverture sédimentaire (lignes de plissement de direction varisque).



**Fig. 2.1** : Coupe schématique structurale

Les formations les plus anciennes (Fig.2.2 et 2.4), d'origine néritiques, rencontrées sur le territoire luxembourgeois sont d'âge Dévonien inférieur (Siegenien et Emsien) et affleurent dans la région de l'Oesling. Il s'agit de grès, de quartzites, et de schistes très fissiles prédominants.

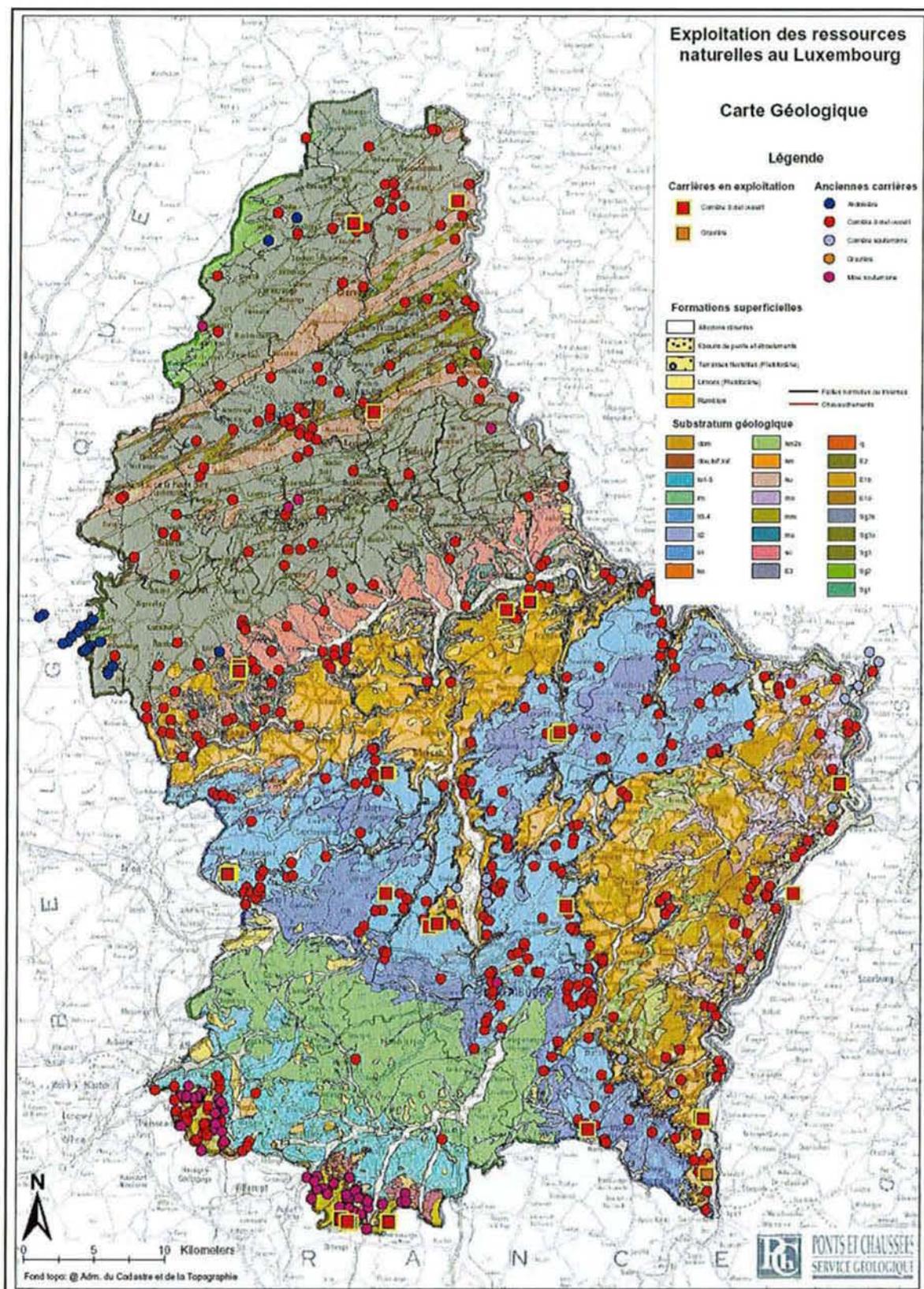
La partie sud du pays (Gutland) est formée de séries sédimentaires mésozoïques. Les formations marines triasiques (transgression par la dépression eifélienne depuis l'Allemagne septentrionale) sont composées de trois types de faciès, dont la base est formée de gypse :

- \* le faciès normal dans la région de la Moselle et de la Basse-Sûre composé d'une alternance de marnes sableuses et de dolomies, dépôts dans le centre de la dépression, là où la subsidence est la plus forte,
- \* le faciès détritique grossier se substitue progressivement vers l'ouest au faciès précédent, l'épaisseur des couches diminuant,
- \* le faciès littoral (Keuper) conglomératique affleure vers le bord septentrional du Gutland et compose l'essentiel des séries de la flexure marginale.

La transition entre le Trias (Rhétien) et le Jurassique (Hettangien) y est brutale (passage de conglomérats à des marnes gris-clair azoïques puis très fossilifères), l'influence de la dépression eifélienne laissant place à celle du Bassin de Paris. Le passage vers l'Hettangien supérieur, représenté par le Grès du Luxembourg, est progressif. Ce grès jaunâtre à ciment calcaireux, très utilisé au Luxembourg y compris dans certains bétons [Mechling, 2000], affleure sur un quadrilatère Mondorf- Oberpallen-Bigelbach-Echternach et atteint 60 à 80 m d'épaisseur. Il se termine par une surface taraudée recouverte par les séries liasiques (Lias moyen). Ces dernières se composent, à la base, d'une alternance de marnes et de calcaire (Marnes et Calcaires de Strassen) qui se charge au cours du temps localement d'oolithes ferrugineuses. La série calcaire devient plus marneuse vers l'ouest du pays avec parfois, localement, des séries siltiques et calcaro-siltiques faisant place à des argilites grises, avec à la base environ 8 % de matières bitumineuses (Toarcien) puis progressivement à des grès (grès supraliasiques) sur lesquels repose la « Minette » (minerai de fer lorrain). Les formations du Jurassique moyen affleurent essentiellement dans la partie sud-ouest du pays.

Le bassin ferrifère luxembourgeois dont la puissance varie entre 15 et 65 m constitue le prolongement nord du bassin de Lorraine. Les formations ferrifères visibles dans la région de Melange sont totalement érodées jusqu'à leur totale disparition dans le nord-ouest du pays et elles sont recouvertes par les formations bajociennes dans la partie méridionale du Luxembourg. Ces dernières, composées de calcaires détritiques renfermant de nombreux corps récifaux (20 m d'épaisseur) et des marnes sableuses alternant avec des calcaires marneux sur une dizaine de mètres, sont connues sous le nom de Calcaire et Marnes sableuses d'Audun-Le-Tiche. Les dépôts du Bajocien sont les derniers sédiments marins qui subsistent sur le territoire luxembourgeois, les formations tertiaires, exclusivement continentales, étant des formations ferrifères et les limons des hauts plateaux.

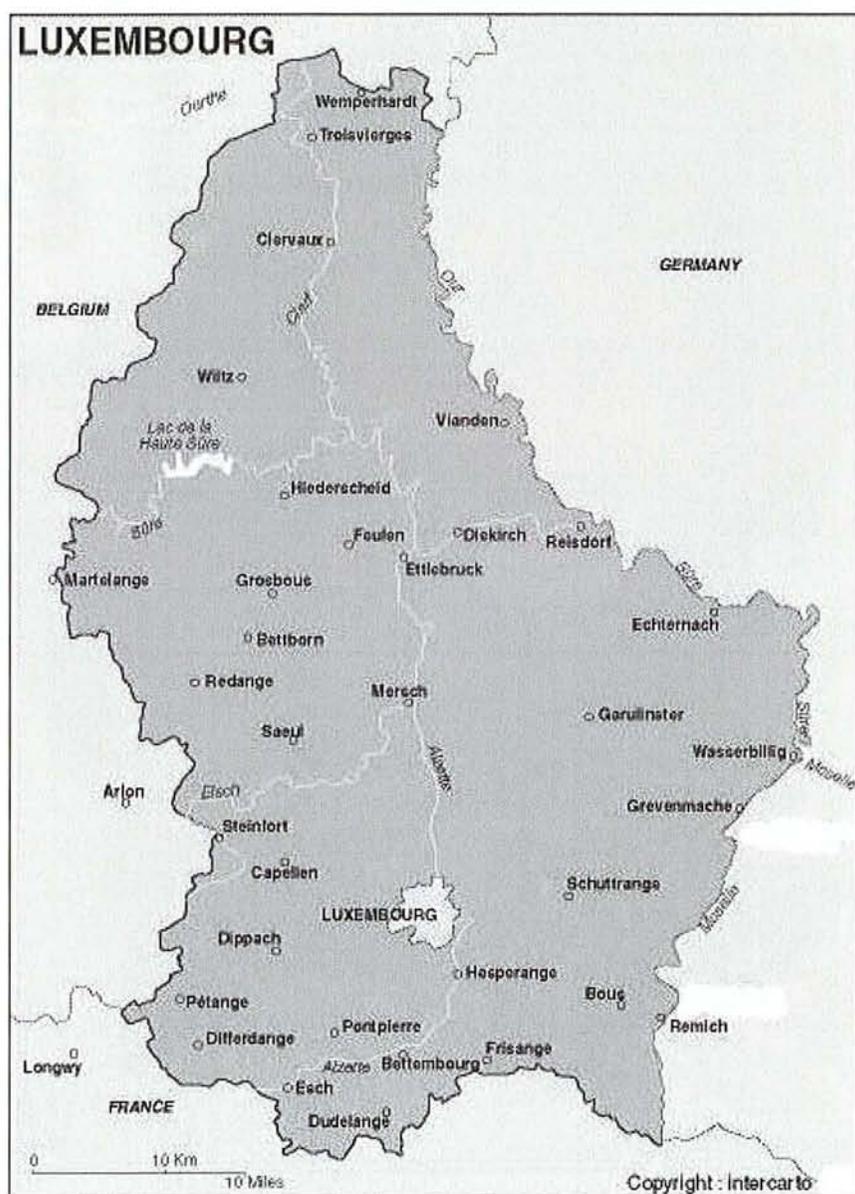
L'ensemble des formations géologiques luxembourgeoises est représenté sur la Fig. 2.2 et en annexe I.



**Fig. 2.2** : Carte géologique générale du Grand-Duché de Luxembourg - Localisation des exploitations anciennes et actuelles des ressources minérales du Grand-Duché de Luxembourg [Document du Service Géologique des Ponts et Chaussées du Luxembourg]

### 2.1.1.2 Formations potentiellement aptes à fournir des granulats à béton

Cet inventaire a été réalisé par gisements du nord au sud et un premier tri a été fait. Il s'appuie sur un rapport du Service Géologique du Luxembourg [Bintz et Geister-Frantz, 1980]. Les données ont été complétées et réactualisées en fonction des fermetures d'anciennes exploitations ou d'ouverture de nouveaux sites. L'objectif de ce travail étant de réaliser des mélanges hydrauliques, certains gisements tels les marnes ou le gypse (..) ont été écartés pour des raisons évidentes, ainsi que les alluvions de la Moselle ou de la Sûre. Certaines localités citées sont repérées sur la carte (Fig. 2.3). Une carte détaillée figure en annexe II.



**Fig. 2.3** : Localisation des exploitations citées

#### 2.1.1.2.1 Les schistes et ardoises

Ce sont, avec les quartzites, les terrains les plus anciens (Dévonien) rencontrés sur le territoire luxembourgeois. La disposition horizontale initiale des schistes n'existe plus dans l'Oesling. La plupart des gisements présentent de forts pendages (couches subverticales). Les schistes sont composés essentiellement de silicate d'alumine. En lame mince, des quartz, des micas blancs et de la pyrite peuvent être observés [Lucius, 1953]. La pyrite est un sulfure de fer néfaste dans les bétons, dont la teneur doit être limitée dans les granulats [Neville, 2000]. Si la teneur en quartz augmente, le schiste devient plus grossier et de couleur plus terne. Il prend le nom de quartzophyllade lorsque les quartz sont concentrés en minces lits alternant avec des bandes argileuses. C'est ce faciès qui prédomine dans l'Oesling.

Les seules exploitations de schistes se situent dans la région de Martelange où de nombreuses ardoisières, aujourd'hui fermées, témoignent d'une ancienne activité. Il s'agit là de schistes à grain fin, très fissiles et homogènes.

#### 2.1.1.2.2 Les quartzites et les grès quartzeux de l'Oesling

Les quartzites, grès quartzeux et psammites ne se rencontrent que dans l'Oesling. Un quartzite est un grès à ciment siliceux dont les grains montrent une cristallisation complète (éléments enchevêtrés sans ciment apparent). Si le ciment est distinct, on parle alors de grès quartzeux. Actuellement, trois carrières exploitent ce matériau dans les régions de Consthum, Sassel et Lieler. De nombreuses exploitations existaient autrefois, exploitations pour la plupart à petite échelle, pour subvenir à des besoins locaux (construction, chemins forestiers...).

##### *A. Le quartzite de Berlé*

De couleur claire avec parfois des veines rougeâtres, le quartzite de Berlé est composé de 90 à 96 % de  $\text{SiO}_2$  avec toutefois quelques impuretés argileuses ou ferrugineuses. Cette formation est intercalée entre les schistes de Wiltz et les schistes bariolés de Clervaux.

Les formations dévoniennes de l'Oesling sont plissées et redressées. Le quartzite de Berlé, dont la puissance totale est de 12 à 15 m, est donc exploité dans des plis soit synclinaux (cas le plus fréquent car il est protégé de l'érosion) soit anticlinaux (un seul gisement a été préservé de l'érosion, celui de la Fring près de Bockholtz,). La partie basale de la formation est composée de minces bancs de 5 à 15 cm alternant avec des schistes, et seule la partie supérieure est exploitable car elle se présente sous forme de bancs de 5 à 8 m. Un réseau de fractures (diaclasses) vient perturber le gisement. Les couches sont alors soumises à l'érosion entraînant

des amincissements voire une disparition, par endroits, de certains bancs. Du fait de son volume réduit, le quartzite ne se prête pas à une grande exploitation. Les exploitations anciennes, situées dans les régions de Berlé, Bockholtz, Hosingen, Munshausen ou encore Marbourg, sont aujourd'hui fermées. Elles fournissaient un matériel d'empierrement. Les pierres de meilleures qualités étaient employées pour la fabrication de briques réfractaires.

### *B. Le grès quartzeux*

Le grès quartzeux est très répandu dans le Siégenien moyen, l'Emsien inférieur (quartzophyllades de Schuttbourg) et moyen (schistes de Clervaux). Il peut se présenter soit sous la forme de petits bancs de 0,5 à 2 m alternant avec des schistes et des quartzophyllades, soit sous la forme de masses ininterrompues de 10 à 12 m. De couleur sombre et peu fissile, il est composé de 75 à 80 % de  $\text{SiO}_2$ . Pétrographiquement, le ciment contient des paillettes de phyllades qui se changent en argile par altération. Les matériaux de meilleure qualité, dont les teneurs en grès et en silice sont les plus élevées (plus cette dernière est élevée, meilleure est la résistance), se présentent en bancs massifs. La sélection des plus gros bancs de qualité supérieure limite alors l'exploitation.

La carrière de Merkholtz exploitait autrefois ce gisement, la difficulté étant de trouver des bancs de bonne qualité. Or, les grès quartzeux sont souvent associés à des schistes ou à des quartzophyllades. Le tri à l'abattage étant quasi impossible, il y a donc un mélange de matériaux de qualités inégales. Des problèmes de pendage viennent également perturber l'exploitation. Les couches subverticales et les éboulements fréquents en hiver ont conduit à un arrêt des différentes exploitations dans ce secteur.

#### 2.1.1.2.3 Les conglomérats

Les conglomérats occupent tout le sud de l'Oesling et se retrouvent à la base de chaque formation triasique qui transgresse sur le socle dévonien (Grès bigarré). Ce sont des éléments résultant de l'érosion des formations dévoniennes durant cette transgression. Ils sont composés de cailloutis de quartz blancs, de quartzites et de grès quartzeux. Les éléments les plus grossiers se trouvent à la base et font place progressivement à des éléments moins grossiers. Cette série est caractéristique d'un dépôt fluviatile. Les éléments les plus grossiers (milieu continental) affleurent dans l'ouest du pays (Folschette), et font place vers l'est aux grès et aux dolomies (milieu littoral) dont l'épaisseur des couches augmente progressivement. Une seule carrière existe actuellement dans la région de Folschette où ces matériaux lavés sont utilisés dans les mélanges hydrauliques.

#### 2.1.1.2.4 Les grès mésozoïques du Gutland

##### *A. Les grès triasiques*

###### a. Le grès bigarré

Le grès bigarré est un grès à ciment argilo-siliceux dont la couleur rougeâtre est due à sa teneur en fer. Cette série est composée du Grès des Vosges d'une puissance de 40 m et du Grès à Voltzia d'une vingtaine de mètres de puissance environ. Le premier n'affleure pas au Luxembourg. Le second a été longtemps exploité dans la région de Born comme pierre de taille mais les bancs de bonne qualité (teneur en  $\text{SiO}_2 > 80\%$ ) sont rares. Il affleure dans les régions de Grosbous et de Born.

###### b. Le grès coquillier (ou grès de Born)

C'est un grès à grain fin, gris clair avec parfois des reflets rougeâtres exploité autrefois en galeries et utilisé comme pierre de taille. Le grès de meilleure qualité se situe à Born où il forme des couches de 2 à 3 m (banc principal 1,20 m et bancs secondaires 0,2 à 0,5 m) parcourues par un système de diaclases (d'où des blocs de 1 à 8 m de côté) surmontés d'un dizaine de mètres de déblais constitués de marnes. Il affleure dans les régions de la Moselle (Deisermuhle où la teneur en micas le rend peu résistant à l'usure et aux intempéries [Lucius, 1953]), de la Sûre inférieure (entre Moersdorf et Steinheim) et moyenne (entre Bettendorf et Ettelbruck). A l'ouest d'Ettelbruck, le grès se charge en galets quartzeux.

###### c. Le grès de Gilsdorf

C'est un grès à grain fin, à ciment dolomitique de couleur généralement gris verdâtre. Il affleure sur les bords méridionaux de l'Oesling entre Reisdorf et Grosbous. Son épaisseur d'est en ouest diminue progressivement tandis que sa couleur passe à des teintes rougeâtres. Le grès de Gilsdorf est un dépôt de type littoral ce qui implique des changements brusques dans la composition pétrographique ou dans les épaisseurs, variations à la fois verticales et horizontales. Le grès de Gilsdorf, employé comme pierre pour les façades ou encore la sculpture, est un grès très résistant et donc très recherché.

Composé de plus de 60 % de  $\text{SiO}_2$ , sa partie inférieure est plus riche en ciment dolomitique. Actuellement, deux exploitations sont encore en activité, une à Broderbour et une à Bettendorf. Il est recouvert par de la dolomie alternant avec des marnes.

## *B. Le grès du Luxembourg*

C'est aujourd'hui la pierre la plus usitée au Luxembourg : six carrières sont actuellement en activité, le grès étant employé essentiellement en techniques routières et, plus marginalement, comme pierre de taille (Ernzen) [Vulcano-Greullet, 2001] et dans la fabrication de béton (Altwies) [Mechling, 2000]. De couleur jaune clair, c'est un grès composé de grains de quartz cimentés par de la calcite (sommets de la formation) ou plus rarement de la silice. La répartition irrégulière du ciment lui confère une induration plus ou moins importante. Dans le nord-ouest du Luxembourg par exemple, la cimentation naturelle est très faible et la roche s'écrase sous les doigts (Helperknapp, Broucher Knapp, Ku'lenberg) [Lucius, 1952]. Le grès du Luxembourg forme une lentille gréseuse, ce qui entraîne des variations latérales d'épaisseurs (55 m à Echternach contre 70 à 80 m à Altwies). La partie inférieure de la formation est constituée de strates puissantes alors que la partie supérieure montre des lits plus minces. Cette succession complexe varie sur toute l'étendue de l'aire de dépôt, en particulier dans la région de Ernzen.

### 2.1.1.2.5 Les dolomies

Les dolomies affleurent sur de vastes étendues dans les régions de la Moselle et de la Sûre inférieure et moyenne. La série est constituée de deux parties séparées par une bande de marnes de 60 m, la partie inférieure étant constituée de bancs plus puissants. Composée en général d'environ 55 % de  $\text{CaCO}_3$  et de 45 % de  $\text{MgCO}_3$  ce n'est pas une dolomie au sens strict du terme (prépondérance du magnésium sur le calcium ; dans le cas contraire il s'agit d'un calcaire dolomitique) mais plutôt une roche enrichie en carbonate de calcium (prépondérance du calcium par rapport au magnésium). La dureté et le poids spécifique sont plus élevés que pour un calcaire pur. C'est une roche grenue dont la structure est compacte, cristalline, parfois pseudo-oolithique, résistante à l'écrasement, moins à l'usure. La dolomie est un dépôt de type littoral, des variations latérales de faciès sont donc observables notamment vers l'ouest du pays où la dolomie devient plus sableuse. Actuellement, trois exploitations sont en activité dans la vallée de la Moselle allemande, la carrière de Wellen au nord de Grevenmacher, celle de Mesenich (vallée de la Sûre) et la carrière de Schloss Thorn plus au sud. Côté luxembourgeois, une seule exploitation existe dans la vallée de la Sûre. Il s'agit de la carrière de Moersdorf, au nord de Wasserbillig.

#### 2.1.1.2.6 Les calcaires

##### *A. Le calcaire d'Ottange*

De couleur brunâtre, parfois oolithique, il se présente sous la forme de bancs minces et sa puissance totale n'excède pas 10 m. Aucune utilisation de ce calcaire n'est connue à ce jour.

##### *B. Le calcaire de Haut-Pont*

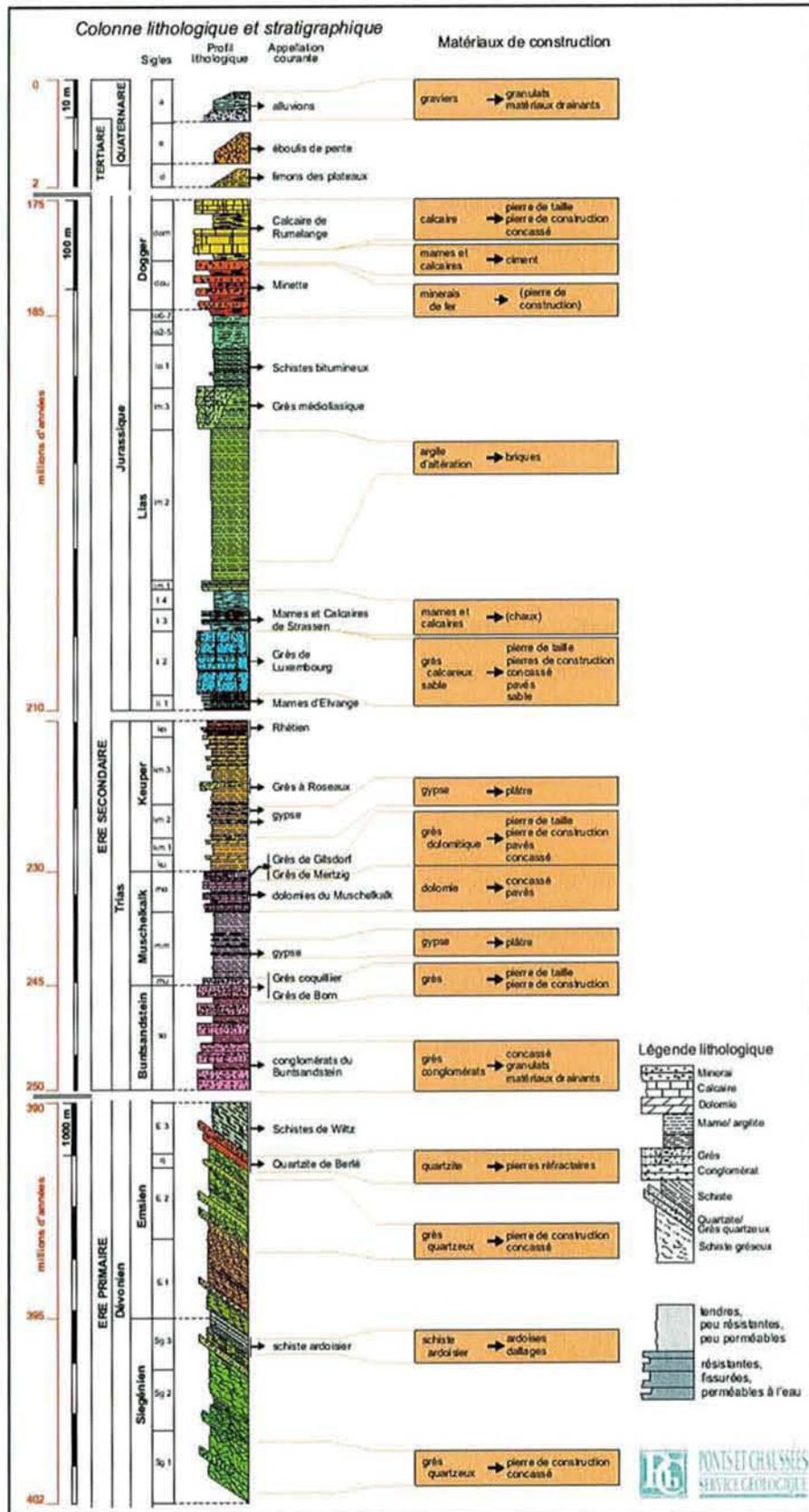
D'une puissance de 30 m, le calcaire de Haut-Pont est un calcaire gréseux (20 à 40 % de SiO<sub>2</sub>) de couleur bleu (brun par oxydation) qui, par altération, donne un sable gréseux. Il est utilisé en maçonnerie.

##### *C. Le calcaire « clair »*

C'est un calcaire détritique renfermant des débris coralligènes, par exemple le calcaire d'Audun le Tiche. Ces deux faciès se remplacent mutuellement sans ordre apparent. D'une puissance d'une vingtaine de mètres, ce calcaire, mal stratifié, était employé autrefois comme pierre de taille. Aujourd'hui, des exploitations de ce calcaire subsistent dans les régions de Rumelange et Tetange.

Le calcaire de Haut-Pont et le calcaire « clair » sont des formations représentant une épaisseur d'une cinquantaine de mètres et peuvent être valorisées comme matériaux du Génie Civil. Cependant, des choix, en collaboration avec les partenaires de l'étude, ont été faits et les formations calcaires n'ont pas été, pour l'instant, retenues pour ce travail.

La figure suivante (Fig. 2.4 et annexe III) synthétise l'ensemble des données géologiques présentées jusqu'ici. Le log stratigraphique représente toutes les formations rencontrées au Grand-Duché de Luxembourg associées à leurs âges respectifs. Certaines roches sont, ou étaient pour certaines (§ 2.1.1.2), utilisées comme matériaux de construction. La Fig. 2.4 précise dans quel domaine sont ou étaient employés les différentes ressources minérales du Grand-Duché de Luxembourg.



**Fig. 2.4 :** Log stratigraphique du Grand-Duché de Luxembourg – Utilisation des matériaux dans la construction [Document du Service Géologique des Ponts et Chaussées du Luxembourg]

### 2.1.2 Matériaux artificiels et recyclés

Les problèmes d'épuisement de gisements alluvionnaires au Luxembourg sont actuellement palliés par de grandes réserves de laitiers de hauts fourneaux stockés sur les anciens crassiers situés essentiellement dans le sud du pays. Leur utilisation en techniques routières permet de trouver un débouché intéressant à ce co-produit de l'industrie sidérurgique luxembourgeoise traditionnelle. Ils sont commercialisés sous trois formes différentes :

- \* le laitier cristallisé concassé, obtenu par refroidissement lent à l'air, est utilisé comme graves tout laitier, graves ciment ou encore comme granulats pour bétons,
- \* le laitier vitreux granulé, obtenu par refroidissement brusque à sa sortie des hauts fourneaux, est utilisé en association avec des activants et entre dans la fabrication des graves-laitier formant la couche portante des routes,
- \* le laitier vitreux expansé sert pour la fabrication de bétons légers ou de ciment (beaucoup de ciments au Luxembourg sont à base de laitier).

Les matériaux de démolition et les matériaux recyclés sont une autre source de granulats artificiels. Ce sont essentiellement des graves utilisées comme remblais.

### 2.1.3 Conclusion : sélection de deux formations pour l'étude

Le territoire luxembourgeois présente une grande variété de gisements potentiellement aptes à donner des granulats à bétons. Cependant, certains peuvent être écartés de cette étude. Il s'agit des conglomérats de Folschette et des grès du Luxembourg qui sont déjà utilisés pour cet usage ; les schistes et ardoises sont inappropriés pour cette utilisation; le quartzite de Berlé, le grès bigarré ou le grès de Born sont insuffisants en quantités ou épuisés pour une exploitation rentable.

Restent alors trois grands types de matériaux susceptibles de donner des granulats à béton. Ils font l'objet d'une étude détaillée comportant une caractérisation complète de la roche et des granulats. Il s'agit :

- \* des **grès phylladeux** du Dévonien (Luxembourg et Belgique),
- \* des **dolomies** du Muschelkalk dans la vallée de la Moselle (versants luxembourgeois et allemand),
- \* du **grès de Gilsdorf** qui appartient à la même formation géologique que les dolomies.

Les principales difficultés d'exploitation sont :

- \* le pendage des couches (couches subverticales pour les grès dévoniens principalement dans l'Oesling),
- \* la pollution par les marnes (cas des grès mais également des dolomies),
- \* la présence de minéraux néfastes tels les micas, source de fer et d'alumine, ou la pyrite  $FeS_2$  dont l'altération fragilise le matériau [Neville, 2000].

Tous ces paramètres seront pris en compte durant cette étude en caractérisant de la manière la plus complète possible chaque matériau. Les formations sélectionnées ainsi que les différentes propriétés associées sont exposées dans le paragraphe suivant.

## **2.2 Propriétés des matériaux retenus pour l'étude**

### **2.2.1 Granulats**

Après un inventaire des ressources potentiellement aptes à former des granulats présentes au Luxembourg, trois types de matériaux ont finalement été retenus :

- \* les grès phylladeux du Dévonien,
- \* les dolomies du Muschelkalk de la vallée de la Moselle,
- \* le grès de Gilsdorf.

Les formations dévoniennes luxembourgeoises sont fortement inclinées, voire subverticales, ce qui rend leur exploitation difficile. Pour des raisons pratiques, la carrière frontalière de Mardasson, située en Wallonie et qui exploitait les mêmes niveaux géologiques que ceux présents au Luxembourg, a été sélectionnée pour l'étude. Actuellement fermée, cette exploitation produisait des sables et gravillons pour les techniques routières lorsque cette étude a débuté.

Pour les dolomies, deux exploitations déjà existantes et produisant des graves 0/50, ont été sélectionnées dans la vallée allemande de la Moselle.

Le troisième site, la carrière de Gilsdorf, exploite le grès de Gilsdorf comme pierre de taille et ne produit pas de granulats. L'étude de cette carrière a été réalisée à partir d'un forage carotté exécuté sous la direction de M. Wertz de la Société des Carrières Feidt à la base du grès de Gilsdorf. Le grès a été étudié à partir du front de taille. Un concassage expérimental a été réalisé au Laboratoire d'Essais des Matériaux des Ponts et Chaussées (LEMPC) de Bertrange pour produire des granulats à béton de meilleures caractéristiques.

Chaque matériau a subi une série de tests afin de caractériser au mieux leurs propriétés physiques et mécaniques respectives.

La composition minéralogique a été déterminée sur la roche à partir d'analyses microscopiques (lames minces), de Diffraction RX et de Fluorescence X. Ce type d'analyses permet d'identifier les éléments à risque pour le béton, qui sont :

- \* les argiles (nature et quantité),
- \* certaines formes de silice pouvant conduire à des réactions alcali-silice (opale, calcédoine, quartz déformés ou fissurés...),
- \* les alcalins présents naturellement dans la roche, intervenant dans l'alcali-réaction.

Ces deux derniers paramètres seront développés dans le chapitre 4.

Les essais courants sur granulats (granulométrie, forme, propreté, masses volumiques...) sont pratiqués en laboratoire. Il s'agit de l'analyse granulométrique, de la propreté des sables (valeur au bleu) et de la caractérisation de la forme des gravillons (aplatissement). La résistance mécanique des matériaux est également testée (LA, MDE et Compression statique CS). Ceux qui seront utilisés dans un environnement gélif ont subi les essais appropriés, avec et sans sels de déverglaçage. Enfin, la réactivité potentielle des granulats aux alcalins (alcali-silice et alcali-carbonate) est également étudiée. Ces deux aspects concernant la durabilité des bétons sont traités dans le chapitre 4.

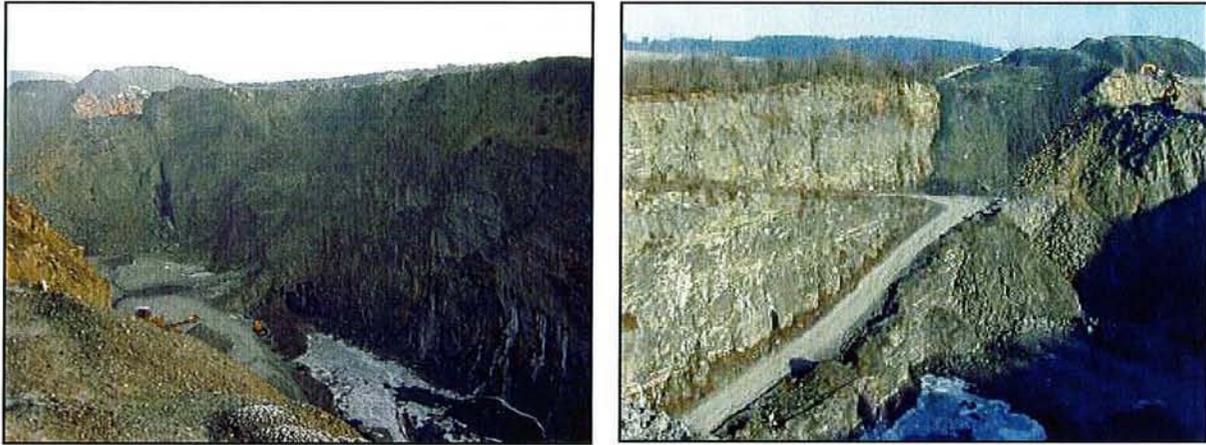
### 2.2.1.1 Les grès phylladeux du Dévonien

#### 2.2.1.1.1 Contexte géologique

La carrière de Mardasson (Fig. 2.5) est située dans la région de Bastogne (Belgique), sur le flanc est de l'anticlinal de l'Ardenne, plus précisément au cœur de l'anticlinal de Bastogne. Les roches exploitées, appelées « Grès de Bastogne », appartiennent à la Formation de Mirwart d'âge Dévonien inférieur (Siégenien) et sont définies comme des grès quartzitiques à ciment séricito ou chlorito-biotitique [Autun, 1971]. Ces formations ont connu au cours de leur histoire géologique des phénomènes tectoniques appelés « boudinage » [Sintubin et Jongmans, 1997] d'où la présence de bancs souvent lenticulaires. De même, le matériau a subi un métamorphisme de type épizonal (métamorphisme faible). Les masses gréseuses sont séparées les unes des autres par des bancs de shales ou de siltites contenant de petits bancs gréseux.

Deux lithologies sont présentes au sein de la carrière de Mardasson :

- \* **l'unité supérieure**, d'une puissance de 15 m, est constituée de bancs de grès continus, de 0,5 à 1 m d'épaisseur. La roche est microgrenue et présente une cassure esquilleuse à conchoïdale,
- \* **l'unité inférieure** (40 m d'épaisseur totale), également gréseuse, a une texture plus fine que la précédente et présente une composition plus homogène. Les bancs sont massifs (0,6 à 1,5 m) et la roche est microgrenue.



**Fig. 2.5** : Vues d'ensemble de la carrière de Mardasson

Au microscope, on observe un grès fin à ciment assez argileux. De très nombreux grains de quartz de taille variables anguleux composent la roche (Fig. 2.6 a). Parfois, des phénoblastes de quartz déformés et/ou à extinction roulante (Fig. 2.6 b) sont noyés dans la matrice. Enfin, les minéraux métamorphiques typiques tels que la chlorite, la muscovite et la biotite (aussi appelée Bastonite, [Prinz, 1909]) en faibles proportions (< 5 %), les feldspaths accompagnent le quartz prédominant.

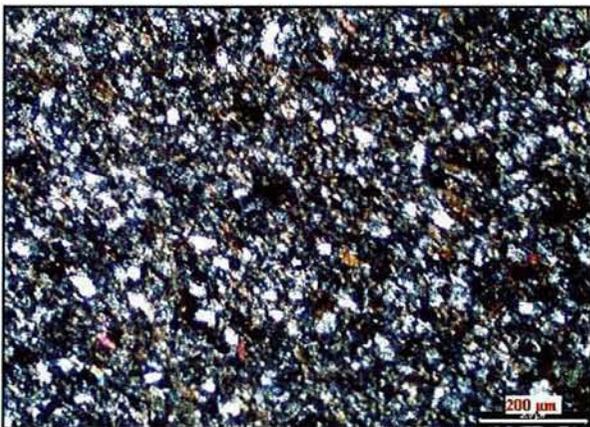


Fig.2.6 a : Texture micritique du grès phylladeux

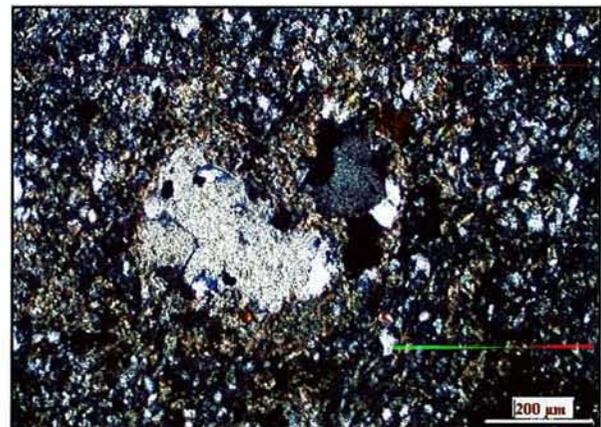


Fig.2.6 b : Phénocristal de quartz

**Fig. 2.6** : Microfaciès des grès phylladeux exploités à Mardasson

### 2.2.1.1.2 Propriétés géomécaniques des grès phylladeux

#### A. Propriétés physiques et mécaniques

Une analyse chimique par fluorescence X (Tab. 2.1) a été réalisée sur la fraction fine des matériaux prélevés au sein de la carrière de Mardasson.

**Tab. 2.1** : Analyse chimique par fluorescence X du grès phylladeux

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> tot	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	MnO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PF	Total
%	64,97	16,34	6,78	0,12	0,88	0,81	2,48	0,16	3,02	1,14	3,23	99,93

Elle confirme la prépondérance de silice (65 %), mais également un taux élevé d'aluminates provenant des feldspaths alcalins et de la matrice argileuse. Les argiles correspondantes ont été identifiées par diffraction RX ; il s'agit de chlorite, majoritaire, et d'illite. Ces argiles dites « libres » (argiles libérées lors de l'élaboration des granulats) sont non gonflantes et ne devraient pas causer d'importants désordres dans les bétons [Neville, 2000]. Les taux de calcium et de magnésium sont très faibles. Une analyse calcimétrique a confirmé ce point avec des taux de carbonates mesurés inférieurs à 5 %.

Notons un taux d'alcalins (Na<sub>2</sub>O + K<sub>2</sub>O) très important, avec plus de 4 % des constituants. Il s'exprime généralement en taux d'alcalins équivalent totaux, noté Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> (Rel. 2.1). Il est ici de 3,12 % Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>.

$$Na_2O_{eq} = Na_2O + 0,658 * K_2O \quad (2.1)$$

Nous reviendrons dans le chapitre 4 sur l'influence du taux d'alcalins des granulats et des liants sur la durabilité des bétons.

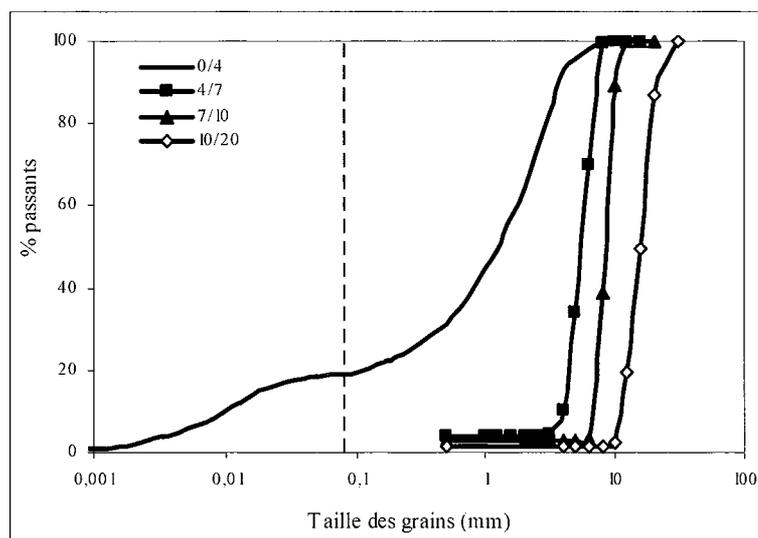
#### B. Propriétés géomécaniques des granulats produits

L'exploitation sélectionnée produisait des granulats de coupures 0/4, 4/7, 7/10, 10/20 et au delà. Un concasseur à mâchoire (primaire) et un concasseur à giratoire (secondaire) étaient utilisés pour produire une grave 0/50. En bout de chaîne, un concasseur à axe vertical (tertiaire) permettait de produire les coupures granulométriques précédemment citées.

Différents essais ont été réalisés sur ces classes granulaires (propriétés mécaniques et physiques...) et les résultats obtenus seront par la suite considérés comme représentatifs des formations luxembourgeoises similaires.

### a. Granulométries

Les matériaux grenus, dont la taille est supérieure à 80  $\mu\text{m}$ , ont subi un tamisage par voie humide. La fraction fine (fraction inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ) a fait l'objet d'une analyse granulométrique laser. Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus sont ensuite ramenés à la totalité de la fraction sableuse, ici 0/4 mm. Les différentes courbes granulométriques sont présentées sur la Fig. 2.7.



**Fig. 2.7** : Granulométries des matériaux de Mardasson

Les gravillons produits ont une distribution granulométrique uniforme, avec peu de chevauchement entre les coupures. Le sable 0/4 présente un taux de fines très élevé (19 %) en comparaison avec les sables traditionnellement utilisés pour la formulation de béton.

### b. Propriétés mécaniques

Quatre types d'essais ont été réalisés sur les gravillons de Mardasson :

- \* essai de résistance aux chocs ou Los Angeles LA (EN 1097-2),
- \* essai de résistance à l'usure Micro Deval en présence d'eau MDE (EN 1097-1),
- \* essai de résistance à la compression statique CS (NBN 11-205).

Les deux premiers essais sont couramment utilisés en France et pour cette raison nous ne nous attarderons pas sur le protocole expérimental. Les résultats sont présentés dans le Tab. 2.2.

La compression statique CS (essai couramment pratiqué au Luxembourg) est la résistance à l'écrasement, sous une charge dite statique de 23 MPa, de granulats concassés de calibre déterminé. Elle est exprimée par le pourcentage d'éléments passant, après essai, au tamis à mailles rondes de 2 mm. L'essai de compression est exécuté dans des récipients cylindriques en

acier dont la taille varie en fonction des calibres D étudiés. La valeur, exprimé en %, est donnée par la relation suivante :

$$CS(d / D) = \frac{M_1}{M_0} * 100 \quad (2.2)$$

CS (d/D) : compression statique liée à un calibre d'essai d/D

M<sub>1</sub> : masse de passants (g) au tamis de 2 mm après essai de compression

M<sub>0</sub> : masse initiale (g) introduite dans le récipient avant essai de compression

Les mesures de résistance CS (Tab. 2.2) sur tous les granulats étudiés (grès et dolomies) ont été réalisées au Laboratoire des Ponts et Chaussées du Luxembourg (LEMPC).

**Tab. 2.2** : Propriétés mécaniques des granulats de Mardasson

Calibres testés	4/7	7/10	10/12	10/14	10/20
LA <sub>10/14</sub>	-	-	-	17	-
MDE <sub>10/14</sub>	-	-	-	28	-
CS <sub>10/12</sub>	-	-	11	-	-

Les grès phylladeux présentent une très bonne résistance aux chocs avec un LA inférieur à 20, mais ils résistent moins à l'usure avec un coefficient MDE de 28. De même, ils répondent largement aux prescriptions des Ponts et Chaussées du Luxembourg pour la résistance à la compression [LEMPC, 1999]. En effet, le maximum de passants pour un calibre 10/12 est de 24 pour la confection d'un béton supérieur au type C25 [LEMPC, 1999], contre 11 mesurés sur nos matériaux.

Les propriétés mécaniques des granulats pour la confection de bétons, dépendantes essentiellement des caractéristiques intrinsèques de la roche, sont satisfaisantes et laissent présager de bons résultats sur bétons.

### c. Propriétés physiques

Les propriétés usuelles ont été mesurées :

- \* la masse volumique réelle MVR (NF P 18-554 et P 18-555),
- \* l'absorption Ab et la porosité n des granulats (NF P 18-554 et P 18-555),
- \* le coefficient d'aplatissement A (NF P 18-561),
- \* la valeur au bleu des sables VB mesurée sur la fraction 0/2 et ramené à la fraction 0/D (EN 933-9),
- \* la propreté superficielle des gravillons (passants à 0,5 mm).

Les différents résultats sont résumés dans le Tab. 2.3.

**Tab. 2.3** : Propriétés physiques des granulats de Mardasson

	0/4	4/7	7/10	10/20
MVR $T/m^3$	2,708	2,705		
Ab %	0,817	0,767		
n %	-	4,783		
Aplatissement %	-	20,98	19,31	11,85
Valeur au bleu VB <sub>0/D</sub>	0,094	-		
Propreté superficielle (Passants à 0,5 mm) %	-	3,76	2,75	1,35

Les granulats de Mardasson présentent une faible absorption (< 1 %) et une masse volumique réelle élevée malgré la prépondérance de silice (densité réelle supérieure à celle de la silice, 2,65). La présence de fer (7 %) et d'alumine (16 %) est sans doute responsable de cette densité élevée.

Le coefficient d'aplatissement A est satisfaisant mais il varie en fonction des coupures granulaires concernées (il est le plus faible pour la coupure 10/20). En effet, la roche est composée de litages microscopiques dus à la fois au dépôt de la roche et au faible métamorphisme qu'elle a pu subir au cours de son histoire géologique. Si le mode de concassage n'est pas optimisé, ces litages cèdent et forment de petits éléments plats d'épaisseur inférieure ou égale à celle des strates.

Enfin, malgré le pourcentage élevé des fines (19 %), la valeur au bleu est inférieure à celle attendue. Elle est toutefois très proche de la limite tolérée par la norme (0,1). Les gravillons présentent en revanche des fines issues du concassage, d'où des valeurs de propreté élevées.

#### 2.1.1.1.3 Conclusion sur les grès phylladeux

Le mode de concassage et les coupures granulométriques ont été imposés par l'exploitation. De ce fait, les propriétés comme les caractéristiques de forme et de propreté des matériaux (lavage, criblage...) n'ont pu être maîtrisées en fonction de nos besoins. Le taux de fines est très élevé et pourrait engendrer des désordres (demande en eau efficace importante) dans les bétons. Cependant, les propriétés mécaniques sont satisfaisantes pour envisager la confection de bétons à partir de ces matériaux. Ces premiers résultats, sous réserve de bonnes performances sur bétons, sont une bonne base de travail pour envisager une éventuelle exploitation dans les niveaux géologiques similaires au Luxembourg (extrémité NW du Luxembourg).

### 2.2.1.2 Les niveaux du Muschelkalk de la vallée de la Moselle (Wellen, Schloss Thorn et Gilsdorf)

#### 2.2.1.2.1 Contexte géologique

Le Trias (Fig. 2.8) débute au Luxembourg par une immersion de la dépression eifélienne et une transgression vers l'Ouest où se déposent les grès des Vosges et les grès à Voltzia. Par la suite, un régime lagunaire s'installe avec la formation du Groupe de l'Anhydrite (marnes bariolées associées à des pseudomorphoses de sel gemme) [Lucius, 1952]. Le régime lagunaire est brusquement remplacé par une subsidence prononcée permettant le dépôt d'une dolomie claire appelée « Dolomie à *Lingula tenuissima* » qui constitue le Muschelkalk moyen (MM2).

Le Muschelkalk supérieur correspond à la mise en place d'une plate-forme carbonatée dans une mer triasique qui atteint alors sa profondeur maximale. Les dépôts sont constitués d'une alternance de marnes sableuses et de dolomies. La dolomitisation est de diagénèse tardive et affecte l'ensemble de la plate-forme carbonatée luxembourgeoise. D'une épaisseur assez constante de 55 m environ, le Muschelkalk supérieur est divisé en deux formations d'épaisseurs égales [Bintz *et al*, 1973] :

- \* les Couches à Entroques (MO1),
- \* les Couches à Cératites (MO2).

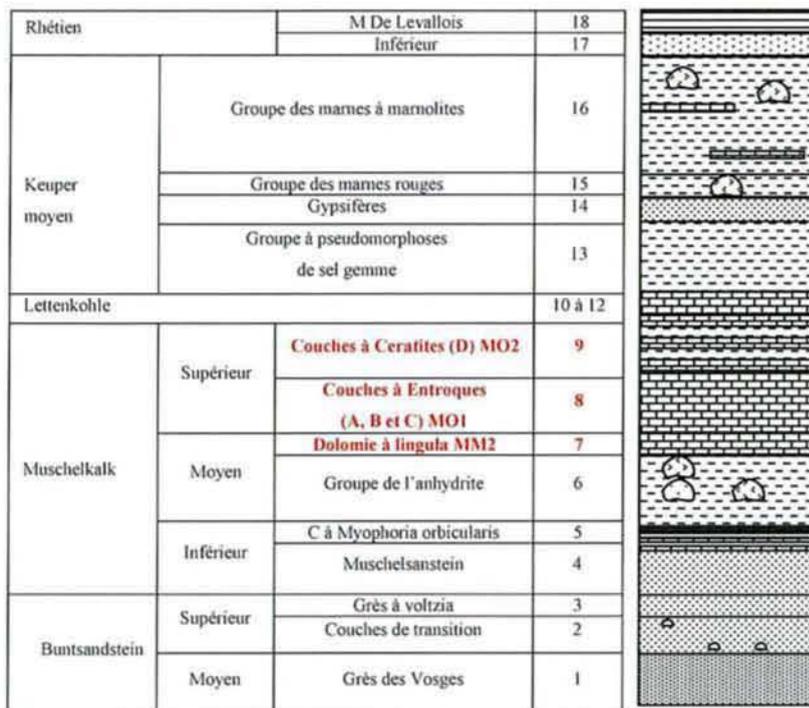
L'ensemble forme 4 mégaséquences (Fig. 2.9). Les trois premières, d'une épaisseur variant de 4 à 17 m chacune, correspondent aux Couches à Entroques. Chaque unité est constituée à sa base d'argilite dolomitique et de dolomie argileuse évoluant, au sommet, vers des faciès grenus dont la nature diffère d'une unité à l'autre. L'unité A est riche en pellets, l'unité B voit les bioclastes et oolites se développer alors que la dernière unité, C, montre une nette dominance des oolites. On observe également une homogénéité des faciès à l'intérieur de chaque unité d'un affleurement à un autre [Courel *et al*, 1984]. Ce premier constat nous permettra par la suite d'établir des corrélations de faciès entre l'Allemagne et le Luxembourg, pour une même formation géologique. Ces trois mégaséquences s'inscrivent dans une sédimentation de comblement de fond argilo-vaseux par des calcarénites bioclastiques et oolitiques provenant du démantèlement de biotopes à Térébratules et Crinoïdes. La zone haute de Sierck-les-Bains est le siège d'une sédimentation oolitique liée à la réactivation de structures profondes.

Les Couches à Cératites constituent la dernière mégaséquence (Fig. 2.9). Elles sont constituées d'une alternance d'argiles et de dolomies. En effet, la plate-forme luxembourgeoise est soumise à cette époque à des dépôts siliciclastiques essentiellement. Ainsi, on observe des

variations progressives de faciès depuis un pôle argilo-carbonaté au Nord à dominante siliciclastique (région de Mertert), où alternent des bancs dolomitiques et des bancs argileux phosphatés riches en conodontes (microfossiles à structures phosphatés semblables à des dents), jusqu'à un pôle à dominante carbonatée oolitique dans la région de Sierck-les-Bains au Sud.

Les variations de faciès (Fig. 2.10) se caractérisent par une décroissance du Nord au Sud des dépôts siliciclastiques fins au profit des faciès oolitiques dont l'extension est maximale dans la région de Sierck-les-Bains [Courel *et al*, 1984, Demonfaucon, 1982]. La série se compose alors d'une alternance de dolomie microsparitique et de dolomie oolitique à entroques et glauconie.

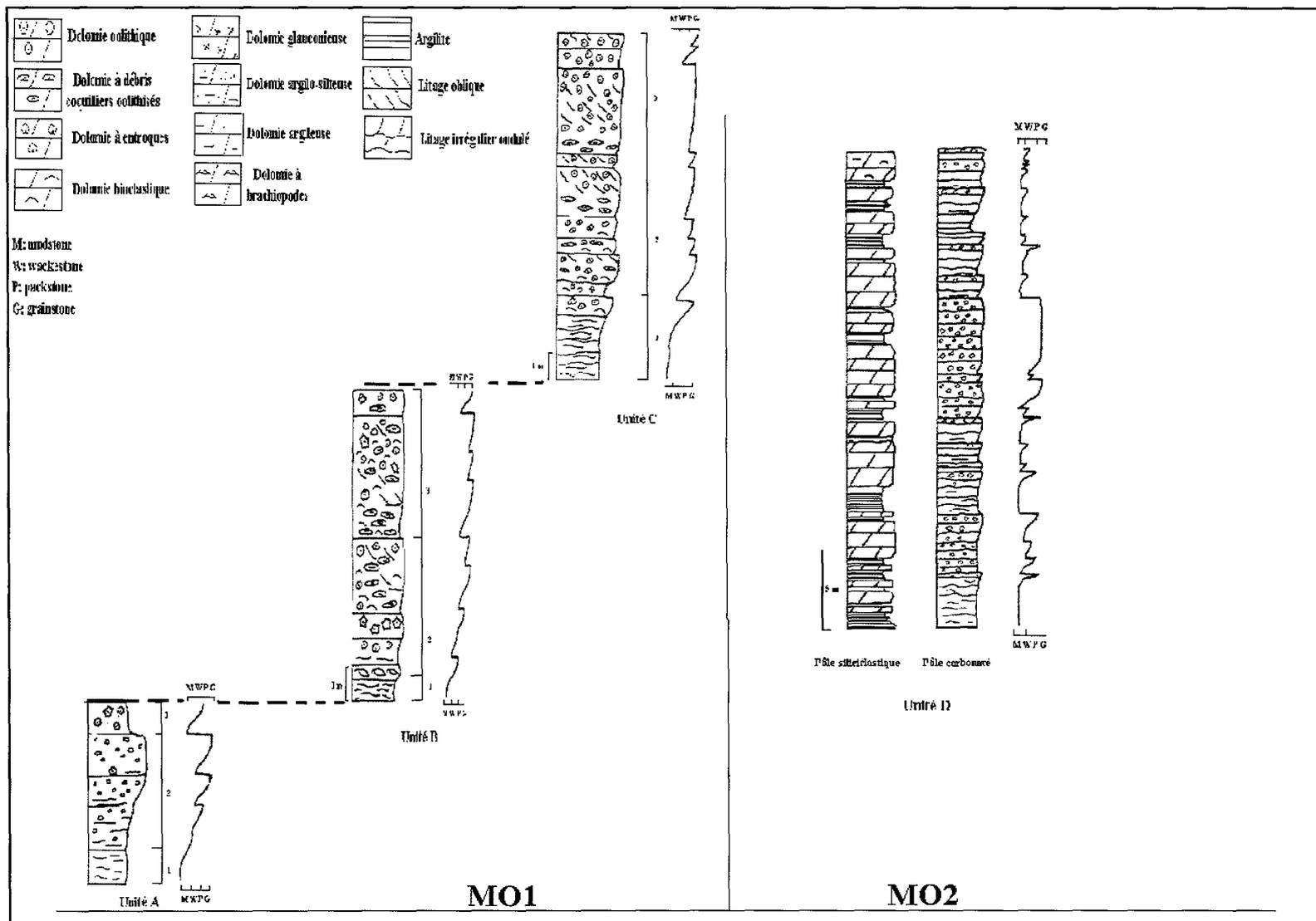
Le grès de Gilsdorf est un faciès local. Cette formation ne peut donc être corrélée aux faciès dolomitiques « classiques » (paragraphe 2.1.1.1), faciès représentés sur les figures suivantes. L'étude des dolomies sous-jacentes au grès de Gilsdorf et leur caractérisation pétrographique ont été réalisées grâce à un forage carotté et les résultats sont présentés dans les paragraphes suivants.



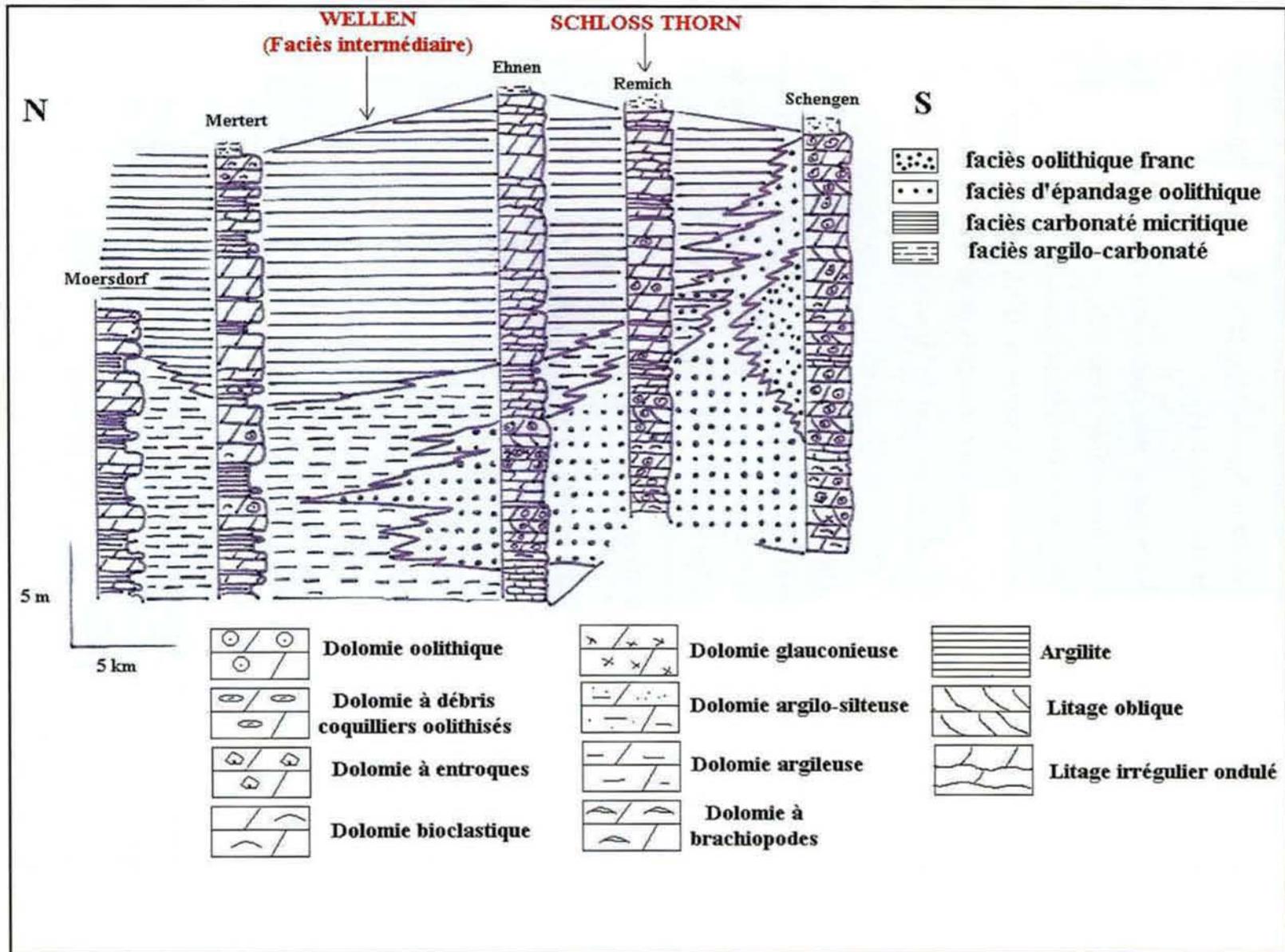
Echelle verticale : 1 cm pour 40 m

<b>18</b> : Marnes et argiles rouges
<b>17</b> : Grès avec cailloutis gréseux et marnes feuilletées noires
<b>16</b> : Marnes dolomitiques bariolées avec minces couches de dolomie – gisement de gypse vers le toit
<b>15</b> : Marnes rouges gypsifères
<b>14</b> : Grès rouges et gris « Grès à Roseaux
<b>13</b> : Marnes bariolées et minces bancs grésido-dolomitiques avec pseudomorphoses de sel gemme
<b>10 à 12</b> : Marnes et dolomies
<b>9</b> : <b>Dolomies en bancs minces avec intercalations de marnes augmentant en nombre vers le toit</b>
<b>8</b> : <b>Dolomie grise avec entroques</b>
<b>7</b> : <b>Dolomie claire</b>
<b>6</b> : Marnes grises et rouges avec rares et minces bancs de dolomie et grès – gypse fibreux
<b>5</b> : Dolomie grise avec intercalations de marnes
<b>4</b> : Grès clair micacé avec intercalations de marnes bariolées et de dolomie
<b>3</b> : Grès rouge brun micacé avec intercalations d'argiles rouges
<b>2</b> : Grès rouge brun à ciment dolomitique
<b>1</b> : Grès rouge brique

**Fig. 2.8** : Echelle stratigraphique du Trias au Grand-Duché de Luxembourg [D'après Bintz et al, 1973]



**Fig. 2.9** : Représentation schématique et corrélation stratigraphique des 4 mégaséquences composant le Muschelkalk supérieur avec le Trias du Luxembourg (d'après [Demonfaucon, 1982])



**Fig. 2.10** : Répartition des principaux faciès des couches à Cératites (MO2) mosellanes (d'après [Demonfaucon, 1982])

### 2.2.1.2.2 Les sites sélectionnés

Trois sites ont été sélectionnés à la suite de l'étude bibliographique et après reconnaissance sur le terrain des affleurements du Muschelkalk de la vallée de la Moselle. Il s'agit de Wellen, de Gilsdorf et de Schloss Thorn (Fig.2.11).

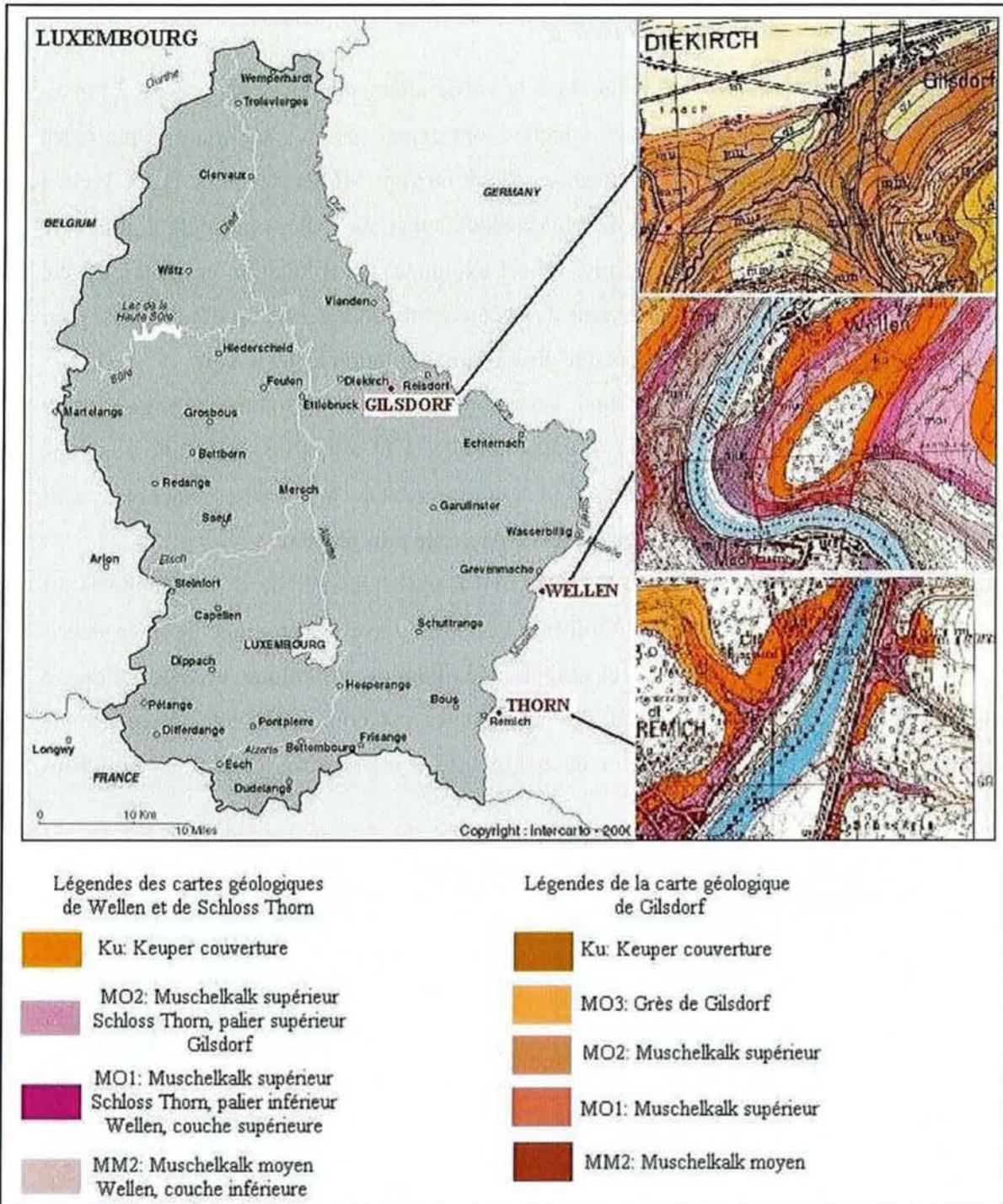
Wellen et Schloss Thorn sont situées sur la rive allemande. Elles exploitent trois niveaux du Muschelkalk dont un niveau commun aux deux carrières, le MO1 correspondant aux Couches à Entroques (Fig. 2.10). L'étude de ces carrières permettra d'établir une base de données sur le Muschelkalk moyen et supérieur de la vallée de la Moselle et d'établir de possibles corrélations avec des gisements dolomitiques potentiels de même âge situés dans cette région, côté luxembourgeois notamment, compte tenu de l'homogénéité des faciès déjà signalée précédemment.

La partie sommitale du MO2 correspondant aux Couches à Cératites (Fig. 2.11) est visible sur le site de Gilsdorf où la dolomie devient gréseuse. Il s'agit ici d'une variation locale de faciès due à un changement d'environnement de dépôt qui est, dans la région de Gilsdorf, de type littoral. Ce faciès est parfois noté MO3 dans la littérature [Lucius, 1953].

<b>MO2</b>	GILSDORF (MO3 [Lucius, 1953])
	SCHLOSS THORN SUP (UNITE D)
<b>MO1</b>	SCHLOSS THORN INF (UNITE C)
	WELLEN SUP (UNITE B)
<b>MM2</b>	WELLEN INF

**Fig. 2.11** : Représentation schématique des niveaux du Muschelkalk exploités dans la vallée de la Moselle

Les trois sites sélectionnés sont situés sur la carte (Fig. 2.12). Des extraits de la carte géologique permettent d'illustrer les différents niveaux exploités du Muschelkalk moyen et supérieur de la vallée de la Moselle et du site de Gilsdorf.



**Fig.2.12** : Localisation des sites de Gilsdorf, de Wellen et de Schloss Thorn et géologie associée

### A. Carrière de Wellen

La carrière de Wellen (W) se situe dans la vallée allemande de la Moselle, à 2 km au sud de Grevenmacher (Fig. 2.12). Deux couches sont exploitées en souterrain ; l'une, notée Wellen inférieur (W inf), correspond au Muschelkalk moyen (MM2) et l'autre, notée Wellen supérieur (W sup), représente la base du Muschelkalk supérieur (MO1) où seule la première séquence des Couches à Entroques (Unité B) est exploitée. L'exploitation en galeries a été adoptée, d'une part en raison de l'épaisseur de la couverture sus-jacente et, d'autre part, pour limiter les problèmes environnementaux que pose une exploitation à ciel ouvert.

La couche inférieure (MM2, désigné aussi sous le nom de « Dolomie à *lingula* ») est formée de 5 à 7 m de dolomie claire et caverneuse vers le toit. Elle est composée d'une dolomie à pellets de texture packstone à grainstone. De nombreuses vacuoles sans recristallisation visible sont observables (porosité naturelle plus élevée).

La couche supérieure (MO1, unités A et B)) a une épaisseur de 6 m. L'unité B est composée à sa base d'une dolomie à oolithes « flottantes » avec la présence de microdébris coquilliers et entroques. Elle passe ensuite à une dolomie oolithique et bioclastique à entroques. L'ensemble est très massif. Le microfaciès est composé d'une alternance de dolosparite à oolithes prédominantes et de dolosparite à microdébris coquilliers oolithisés (Fig. 2.13).

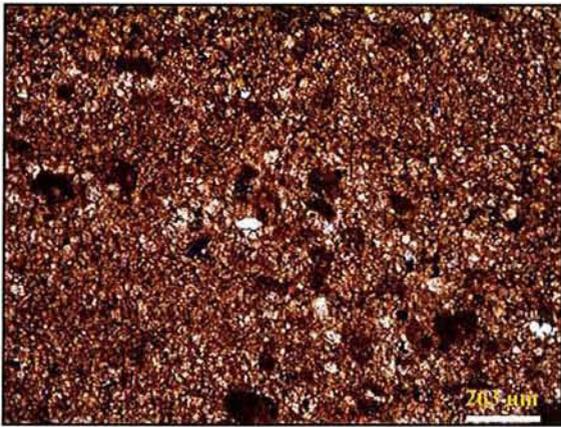


Fig. 2.13 a : dolomie vacuolaire micritique à pellets. Couche inférieure (MM2)

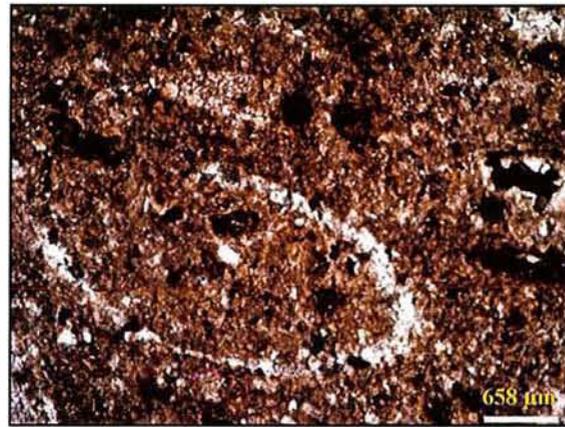


Fig. 2.13 b : dolomie bioclastique Couche supérieure (MO1, Unité B)

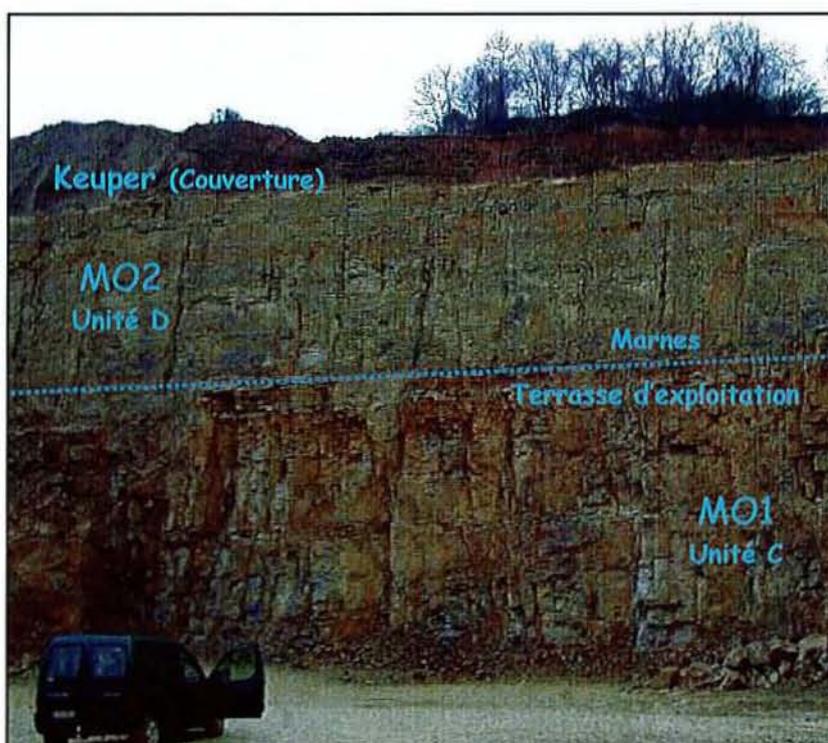
**Fig. 2.13** : Microfaciès des niveaux du Muschelkalk moyen et supérieur exploités à Wellen

La carrière de Wellen produit actuellement des graves 0/50 (0/56 en Allemagne) utilisés pour les chemins forestiers et analogues et des fillers utilisés en agriculture. D'autres calibres sont produits, dont certains ont été utilisés dans des mélanges hydrauliques par un producteur de béton.

La carrière de Wellen doit aujourd'hui se moderniser pour répondre aux nouvelles normes européennes d'environnement et de sécurité notamment. Son avenir est compromis suite à la fermeture probable du site.

### *B. Carrière de Schloss Thorn*

La carrière de Schloss Thorn où est exploité le Muschelkalk supérieur (MO1 et MO2) se situe sur la rive allemande de la Moselle, à 13 km au sud de Grevenmacher face à Remich (Fig. 2.12). L'exploitation à ciel ouvert (Fig. 2.14) est réalisée en deux paliers. Le palier inférieur, noté Schloss Thorn inférieur (ST inf), entaille le MO1 supérieur (dernière séquence) et la base du MO2. Le palier supérieur (MO2, Couches à Cératites, unité D), noté Schloss Thorn supérieur (ST sup), est constitué d'une succession de bancs dolomitiques et de petits bancs plus ou moins marneux. Un banc de marnes de 2 à 3 m d'épaisseur est intercalé entre les deux paliers et sert actuellement de terrasse d'exploitation.



**Fig. 2.14** : Exploitation de Schloss Thorn

L'unité C constituant le palier inférieur (Fig. 2.15 a) est composée à la base d'une argilite dolomitique à dolomie argileuse passant à sa partie sommitale à une dolomie oolithique. L'ensemble est massif et il est découpé en bancs pluridécimétriques. La texture de la roche est packstone à grainstone avec une dominance des oolithes. On observe également de rares débris coquilliers. La partie sommitale du palier est composée de la partie basale du MO2 (Unité D) à savoir une alternance de bancs de dolomie micritique tendre et de bancs multidécimétriques de dolomie oolithique (packstone à grainstone avec parfois des passages de type wackestone). Les dolomies argileuses et argilites dolomitiques constituent la terrasse d'exploitation.

Le palier supérieur (MO2, unité D) est composé d'une dolomie microsparitique et d'une dolomie argileuse constituant la partie sommitale du MO2 (Fig. 2.11). Les bancs sont massifs et séparés par de fins joints argileux avec la présence de quelques vacuoles de dissolution (porosité naturelle de la roche). On passe ensuite à une dolomie oolithique (packstone à grainstone) à rares entroques (Fig. 2.15 b). Au sommet, les faciès argilo-gréseux à nodules dolomitiques sont prépondérants et indiquent la présence des premiers niveaux des Couches de base de la Lettenkohle (Keuper).



Fig. 2.15 a : dolomie packstone à grainstone  
Palier inférieur (MO1, Unité C)

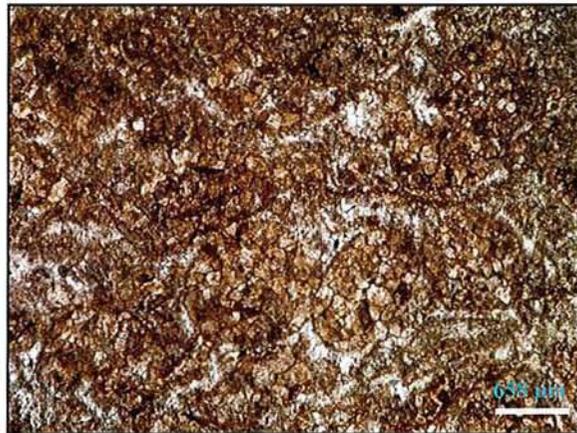


Fig. 2.15 b : dolomie oolithique  
Palier supérieur (MO2, Unité D)

**Fig. 2.15** : Microfaciès des niveaux du Muschelkalk supérieur exploités à Schloss Thorn

La carrière produit actuellement des graves 0/50 pour les couches de fondation et les couches de forme des chaussées. L'élaboration de fillers entraîne la production de sable utilisé en partie pour le remplissage des tranchées. De grandes quantités de sable sont stockées sur le site et ne sont pas, à ce jour, valorisées du fait de son fort taux de fines riches en argiles.

### C. Carrière de Gilsdorf

La partie sommitale du MO2 (MO3, [Lucius, 1953]) est constituée à Gilsdorf de 7 à 8 m de grès qui est actuellement exploité comme pierre de taille (Fig. 2.16).



**Fig. 2.16** : Exploitation de pierre de taille à Gilsdorf

Contrairement aux sites précédents, aucune production de granulats n'existe sur ce site du fait de la faible épaisseur du niveau gréseux jugée peu rentable pour une exploitation. Un forage carotté a été effectué en octobre 1999 par la Société Crystal Drilling (Belgique) sur le site de Gilsdorf. Un carottier double à câble de diamètre 108 mm a été utilisé, le diamètre du forage étant de 145 mm. Ce sondage a été réalisé en vue d'une exploitation éventuelle du grès associé à la dolomie marneuse sous-jacente pour la production de granulats.

Le forage a débuté à la base du Grès de Gilsdorf et il atteint la formation des Marnes à pseudomorphoses du MMI à une profondeur totale de 36,8 m. Les niveaux forés sont :

- \* les dolomies à Cératites MO2 d'une épaisseur de 15 m. Le MO2 est caractérisé par une alternance de bancs minces ou moyennement épais (30 à 40 cm max) de dolomie et de niveaux plus marneux. La dolomie est de type mudstone avec des bioturbations et de la glauconie. Les joints stratigraphiques sont ondulants voire irréguliers. Des structures laminaires et des joints argileux sont également visibles. Quatre niveaux de marnes franches totalisent environ 2 m d'épaisseur.

- \* les dolomies à Entroques MO1 d'une épaisseur de 14,3 m. Le MO1 est caractérisé par des faciès plus grossiers, avec des dolomies de type wackestone à packstone à bioclastes, principalement des encrines et plus localement des oolithes. A partir d'une profondeur de 22 m, la dolomie s'enrichit en silt, ce qui la fragilise. Ces matériaux friables sont peu favorables pour la production de granulats.
- \* les dolomies à Lingula MM2 de 5,6 m d'épaisseur qui sont ici très marneuses et laminaires, contrairement aux dolomies à Lingula de la région de la Moselle
- \* les marnes à Pseudomorphoses MM1 qui constituent la fin du forage.

### 2.2.1.2.3 Utilisation et propriétés géomécaniques des matériaux

#### *A. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux étudiés*

Les analyses chimiques par fluorescence X (Tab. 2.4) sur les dolomies (roche totale) des carrières de Wellen et de Schloss Thorn ont été réalisées sur quatre échantillons représentatifs des paliers actuellement exploités. La carrière de Gilsdorf n'a pas été caractérisée.

Les roches ont des compositions chimiques quasi identiques avec une prépondérance de calcium sur le magnésium. Une étude calcimétrique parallèle a montré que ces dolomies ont un taux de carbonates  $\text{CaCO}_3$  d'environ 48 à 50 %. Il ne s'agit donc pas de dolomie au sens strict du terme (majorité de Mg) mais plutôt une dolomie calcaire. Nous conserverons cependant le terme dolomie tout au long de ce mémoire.

Le taux de silice des dolomies varie de 6,5 à 9 % et il est très nettement inférieur à celui mesuré sur les grès phylladeux voisin de 65 %. Cependant, afin d'éviter des risques à long terme pour le béton, nous avons testé la réactivité potentielle des dolomies à l'alcali-silice. Les résultats et les conclusions sont présentés dans le chapitre 4.

L'aluminium, s'il est associé à la silice, peut provenir des argiles dont la présence a été soulignée lors de l'analyse pétrographique. Ces argiles peuvent être soit matricielles (pollution interne des grains), soit libres. Ces dernières sont libérées lors de l'élaboration des granulats et sont responsables de valeurs au bleu plus ou moins élevées. Elles doivent être en quantités limitées pour la réalisation de béton à partir de ces matériaux.

**Tab. 2.4** : Analyses chimiques par fluorescence X des dolomies de la vallée de la Moselle

		SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> tot	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	MnO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PF	Total
W inf	%	6,59	1,31	1,11	0,03	0,07	27,67	19,16	0,05	0,53	0,1	43,19	99,81
W sup	%	6,75	1,32	1,09	0,03	0,07	27,59	19,17	0,05	0,5	0,16	43,11	99,84
ST inf	%	9,14	1,59	1,12	0,05	0,09	26,74	18,7	0,06	0,64	0,08	41,61	99,82
ST sup	%	7,62	0,97	0,95	0,03	0,08	27,56	19,21	0,05	0,33	0,11	42,94	99,85

Des analyses par diffraction RX montre une nette prédominance de la dolomite et de la calcite. Elles ont également permis d'identifier les argiles présentes, qui sont l'illite et la chlorite en moindre proportion.

L'illite présente dans la dolomie prélevée à la carrière de Schloss Thorn (palier supérieur, MO2) est dite « ouverte ». Il s'agit d'une illite mal cristallisée qui peut être à l'origine de désordres dans les bétons liés à des dosages en eau efficace importants.

### *B. Elaboration des granulats et propriétés géomécaniques associées*

#### *a. Elaboration des granulats*

##### *I. Carrière de Wellen*

Le matériau issu de l'abattage par couche au front de taille, préhomogénéisé au chargeur, est acheminé sur le site de la carrière d'Altwies (carrière de grès située à proximité de Mondorf les Bains) où il subit un concassage (concasseur à mâchoire puis giratoire) et un criblage avec le matériel existant pour obtenir un sable 0/5 et un gravillon 5/25, le refus étant réintroduit dans le concasseur secondaire jusqu'à élimination.

##### *II. Carrière de Schloss Thorn*

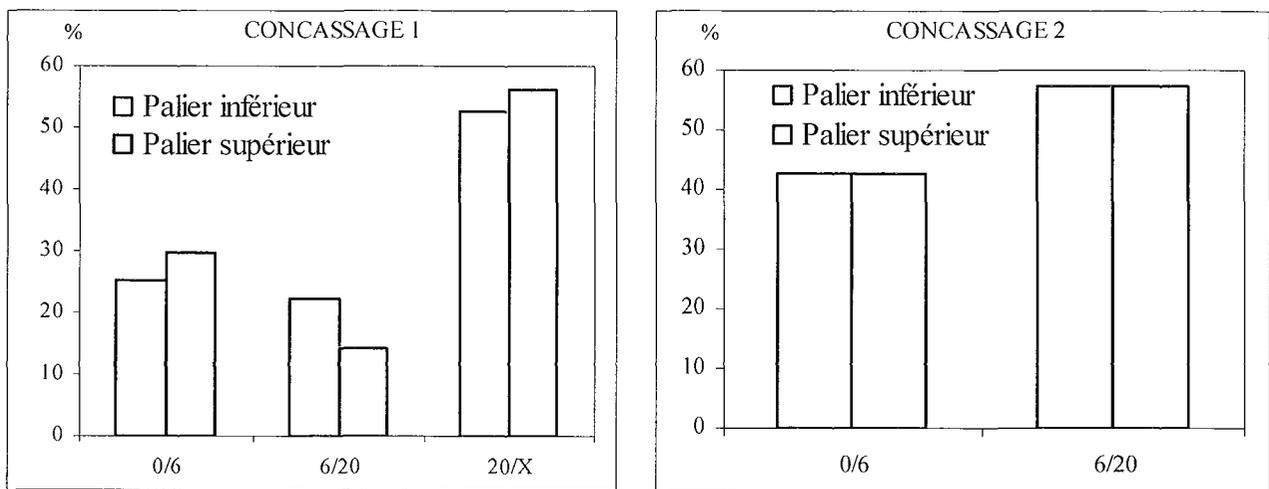
###### *\* Mode de production*

Les deux niveaux dolomitiques sont séparés par un niveau marneux de 2 à 3 m d'épaisseur. Les matériaux issus du front de taille ont été acheminés sur le site de la carrière de Senningerberg, au nord de Luxembourg ville, en distinguant les deux niveaux. Un concasseur mobile à percussion a été utilisé. Un premier passage (Concassage 1) a permis de produire trois coupures par palier: 0/6, 6/20 et 20/X. Des analyses granulométriques et des mesures de propreté (non présentées ici) réalisées au LEMPC de Bertrange ont montré des taux de fines voisins de 28 % et une valeur au bleu VB<sub>0/D</sub> voisine de 0,25. Ces résultats d'analyses décevants nous ont amené à écarter les fractions 0/6 et 6/20 et à réaliser un second

concassage sur la fraction 20/X (Concassage 2) afin de produire un sable 0/6 et un gravillon 6/20.

\* *Bilan matières*

Les pesées des fractions produites lors du premier et du second concassage ont permis d'établir un bilan matière (Fig. 2.17) afin de connaître les quantités des différentes fractions produites, les matériaux introduits dans le concasseur ayant été pesés au préalable. Les pertes dans l'installation sont évaluées par différences.



**Fig. 2.17:** Bilan matière de la carrière de Schloss Thorn

Lors du premier concassage, on observe une production équilibrée entre les deux paliers. La fraction 0/20 (0/6 + 6/20) produite est de 47 % pour le palier inférieur et de 44 % pour le palier supérieur. Le mode de concassage adopté (percussion) associé à la nature des matériaux induit une production légèrement plus importante de sable 0/6 que de gravillon 6/20 (25 à 30 % contre 14 à 22 %), en particulier pour le palier supérieur, plus riche en éléments fins.

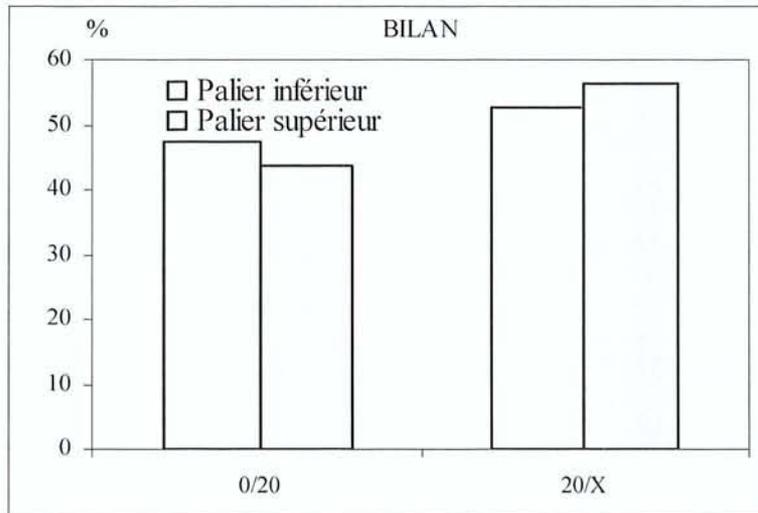
Les premières analyses granulométriques des sables montrent des taux de fines voisins de 28 %, pourcentages trop élevés pour une utilisation dans les bétons hydrauliques. Ces sables et gravillons ont donc été écartés provisoirement et les fractions 20/X issues de chaque palier sont réintroduites dans le concasseur (Concassage 2) pour produire un sable 0/6 et un gravillon 6/20, le refus étant réintroduit jusqu'à élimination.

Les quantités de sables produites sont égales pour les deux paliers (42-43 %) et il en est de même pour les gravillons (57 %) (Fig. 2.17). A l'échelle industrielle, le mode d'abattage peut être conservé car il permet d'écarter le banc marneux qui sert actuellement de terrasse

d'exploitation. En revanche, les matériaux issus des deux paliers peuvent être mélangés aux regards des premiers résultats du bilan matières.

Les sables 0/6 et les gravillons 6/20 produits lors du second concassage (Passe 2) ont été conservés pour cette étude et leurs différentes propriétés ont été mesurées.

Un bilan de la production (Fig.2.18) est ainsi établi. Le bilan pour la fraction 0/20, qui représente le sable 0/6 et le gravillon 6/20, n'est pas détaillé.



**Fig. 2.18** : Bilan établi par pesées de la production de granulats avec les matériaux de Schloss Thorn.

L'élimination des matériaux issus du premier concassage mène à des pertes de près de 50 %, pour une réduction du taux de fines de 18 % seulement. Une telle exploitation ne saurait être rentable en l'état. Aussi, une réflexion sur les modes de production et de concassage doit être mise en place.

Les matériaux, issus des deux paliers après abattage, peuvent être mélangés. En optimisant l'élaboration de granulats à partir de ces matériaux, les propriétés des granulats et le bilan matières peuvent être améliorés. Il faut envisager un système de lavage adapté à la nature des matériaux pour réduire les taux de fines. Resterait à valoriser les boues de lavage, par exemple dans le domaine des chaussées après traitement approprié.

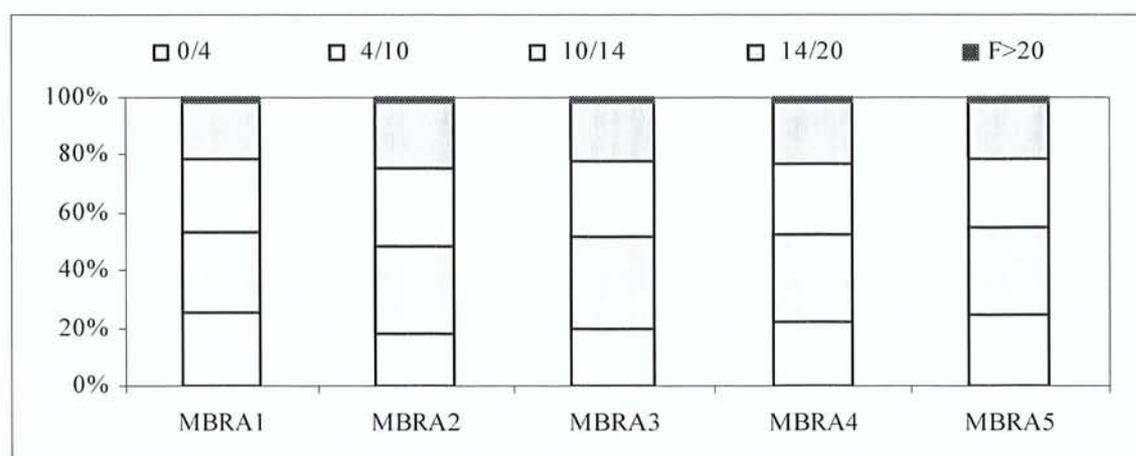
### III. Carrière de Gilsdorf

La carrière de Gilsdorf ne produisant pas de granulats, des échantillons issus du forage carotté et du niveau gréseux ont été utilisés afin de produire différents calibres de granulats. Ces essais ont été conduits par M. Wertz, géologue de la Société des Carrières Feidt, au LEMPC de Bertrange. Deux échantillons par niveaux géologiques ont été concassés (Fig. 2.19).

Epaisseur (m)	Niveaux géologiques	Nature de la roche	N° échantillon	Profondeur du forage (m)
0,4	MO2 (MO3)	Grès de Gilsdorf	MBRA1	- 0,4
15	MO2	Dolomie à Cératites	MBRA2	- 6,2
			MBRA3	- 15,4
14,3	MO1	Dolomie à Entroques	MBRA4	- 22,15
		Dolomie à Entroques silteuse	MBRA5	- 29,7
5,6	MM2	Dolomie à Lingula		
-	MM1	Marnes à pseudomorphoses	-	- 36,4

**Fig. 2.19** : Représentation schématique des niveaux testés issus de la carrière de Gilsdorf

Cinq calibres ont ainsi été produits en deux passages dans un concasseur à mâchoires, un sable 0/4, trois gravillons 4/10, 10/14 et 14/20, et enfin le refus à 20 mm. Les distributions pondérales des différentes fractions granulaires sont représentées sur la Fig. 2.20.



**Fig. 2.20** : Distribution pondérale des différentes fractions granulaires produites

Différents essais ont alors été réalisés au LEMPC de Bertrange sur ces matériaux et ils sont présentés dans les paragraphes suivants.

## b. Propriétés géomécaniques des granulats produits

### I. Granulométries

Les sables concassés des carrières de Wellen et de Schloss Thorn ont été lavés sur un tamis de 0,08 mm, les gravillons sur un tamis de 0,5 mm. La granulométrie des fines a été réalisée au granulomètre laser.

Les courbes granulométriques des différents sables et gravillons sont présentées sur les figures 2.21 (a et b).

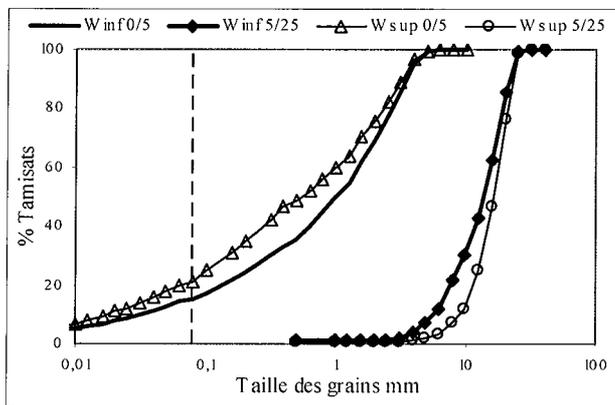


Fig. 2.21 a : Wellen

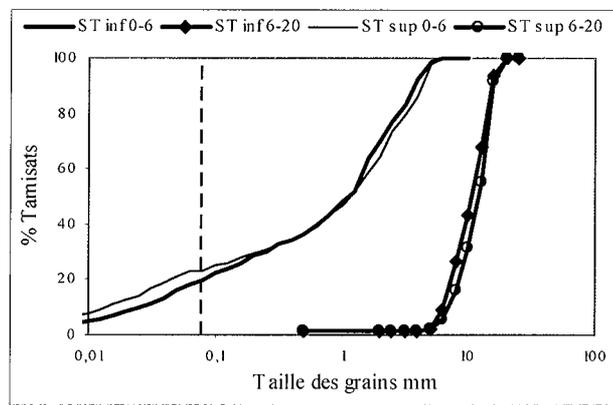


Fig. 2.21 b : Schloss Thorn

**Fig. 2.21** : Courbes granulométriques des différents calibres produits (Wellen et Schloss Thorn)

Les granulométries des sables et des gravillons sont peu différentes d'un palier à un autre, au sein d'une même exploitation. Les sables présentent des taux de fines (fraction < 80  $\mu\text{m}$ ) de 15 et 19 % pour Wellen, et de 20 et 23 % pour Schloss Thorn. Ces derniers s'expliquent par la présence des intercalations marneuses, notamment à Schloss Thorn.

Les sables issus du concassage au LEMPC des matériaux de Gilsdorf ont été lavés sur un tamis de 0,063 mm et les gravillons ont été tamisés à sec. Les courbes granulométriques des différents sables et gravillons sont présentées sur les Fig. 2.22 (a et b).

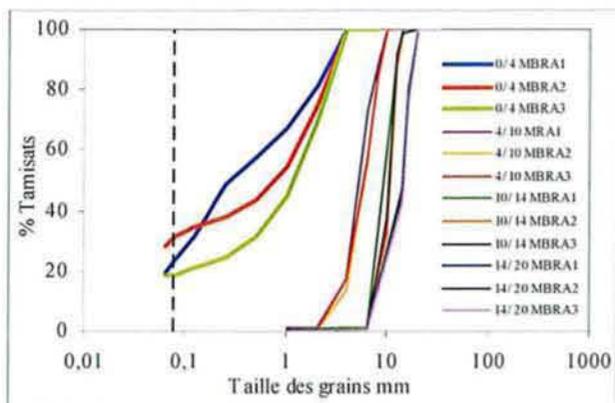


Fig. 2.22 a Echantillons MBRA1, MBRA2 et MBRA3 (MO2)

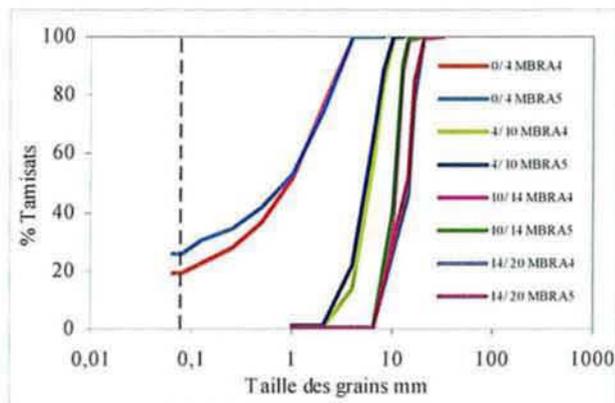


Fig. 2.22 b : Echantillons MBRA4 et MBRA5 (MO1)

**Fig. 2.22** : Courbes granulométriques des différents calibres produits (Gilsdorf)

Les sables présentent des taux de fines élevés compris entre 19 et 32 %. Les matériaux issus du niveau MO2 produisent d'avantage d'éléments fins avec ce type de concassage par comparaison aux granulométries des sables produits avec les matériaux de Wellen et de Schloss Thorn dans une installation industrielle. En revanche, les granulométries des coupures plus grossières sont plus homogènes.

## II. Propriétés mécaniques

Les essais identiques à ceux pratiqués sur les granulats de Mardasson ont été réalisés sur les matériaux dolomitiques et sont présentés Tab. 2.5 et Tab. 2.6.

**Tab. 2.5** : Propriétés mécaniques des granulats dolomitiques produits (Wellen et Schloss Thorn)

	MM2	MO1		MO2
	Wellen Inf	Wellen Sup	Schloss Thorn Inf	Schloss Thorn Sup
LA <sub>10/14</sub>	28	29	33	33
MDE <sub>10/14</sub>	21	17	16	32
CS <sub>10/12</sub>	-	-	15	17

Les résistances mécaniques obtenues sont moindres que celles mesurées sur les grès de Mardasson (LA variant de 28 à 33 contre 17), phénomène qui s'explique par la nature de la roche. En effet, la dolomie présente des plans de faiblesse, en partie à cause de sa porosité naturelle, susceptibles de fragiliser le matériau. De plus les matériaux étudiés sont caractérisés par un ciment plus ou moins argileux (Tab. 2.4). Les argiles dites libres interfèrent peu dans la résistance mécanique des matériaux. En revanche, une pollution interne des grains qui ne peut

être éliminée par lavage, peut fragiliser le matériau. La nature minéralogique est ici déterminante vis-à-vis, entre autres, des résistances mécaniques des matériaux.

**Tab. 2.6** : Propriétés mécaniques des granulats dolomitiques produits (Gilsdorf)

	MO1		MO2		
	MBRA4	MBRA5	MBRA1	MBRA2	MBRA3
LA <sub>10/14</sub>	23,8	37,6	53,2	29,1	27
MDE <sub>10/14</sub>	29,2	74,8	39,4	33,6	27,8

Les valeurs de LA des matériaux de Gilsdorf sont sensiblement les mêmes que celles obtenues avec les matériaux dolomitiques précédents. En revanche, les résistances à l'usure (MDE), qui dépendent fortement de la forme des grains, sont médiocres pour le niveau MO1 avec des valeurs obtenues supérieures de 58 % (29 contre 17). De plus, ces matériaux sont riches en éléments silteux responsables d'une usure plus importante, notamment pour l'échantillon MBRA5.

### III. Propriétés physiques

Les mesures des propriétés physiques ont été réalisées sur chaque coupure de chaque palier et sont résumées dans le Tab. 2.7 et Tab.2.8.

**Tab. 2.7** : Propriétés physiques des granulats dolomitiques produits (Wellen et Schloss Thorn)

Carrières	WELLEN				SCHLOSS THORN			
	W inf		W sup		ST inf		ST sup	
Paliers								
Coupures	0/5	5/25	0/5	5/25	0/6	6/20	0/6	6/20
Masse Volumique Réelle $\tau/m^3$	2,68	2,69	2,68	2,67	2,66	2,69	2,66	2,70
Absorption %	2,13	2,33	2,05	2,04	1,88	1,68	1,77	1,86
Porosité %	-	5,38	-	4,92	-	4,23	-	4,80
Valeur au bleu $Vb_{0/D}$	0,13	-	0,15	-	0,11	-	0,14	-
Propreté superficielle (Passants à 0,5 mm) %	-	1	-	0,64	-	1,08	-	1,34
Aplatissement %	-	11,9	-	13,3	-	11,4	-	9,4

Les masses volumiques réelles varient peu d'un site à l'autre du fait de la composition chimique similaire des matériaux (Tab. 2.4). Les absorptions sont nettement plus élevées que celles des grès de Mardasson (1,7 à 2,3 contre 0,8 %), induisant des porosités fortes. La dolomie de Wellen du palier inférieur (MM2), dite « dolomie vacuolaire » présente une porosité supérieure à 5 %. Les quantités d'eau absorbées par les granulats seront prises en compte dans les formules de béton de manière à maîtriser l'eau efficace.

La présence de fines de concassage parfois argileuses influence la propreté des granulats. Les valeurs au bleu mesurées (0,11 à 0,145) sont supérieures à celles autorisées par la norme 18 540 art. 10 (0,1). Il existe cependant une différence entre les carrières de Wellen et de Schloss Thorn, différence en faveur de Schloss Thorn (valeurs au bleu inférieures). Les bancs dolomitiques de Schloss Thorn du palier supérieur sont séparés par des joints argileux qui sont éliminés au scalpage puis au concassage. Les argiles dites libres sont donc légèrement plus importantes à Wellen qu'à Schloss Thorn, sans toutefois être abondantes.

Ces matériaux présentent de réelles similitudes au point de vue mécaniques et physiques. De plus, les coefficients d'aplatissement mesurés sont quasi égaux (10 % à Schloss Thorn et 12,5 % pour Wellen).

Les propriétés physiques des matériaux de Gilsdorf ont été mesurées au LEMPC.

**Tab. 2.8** : Propriétés physiques des granulats dolomitiques produits (Gilsdorf)

Echantillons	MO1		MO2		
	MBRA4	MBRA5	MBRA1	MBRA2	MBRA3
Masse Volumique Réelle $T/m^3$ (14/20)	2,77	2,67	2,63	2,75	2,81
Absorption % poids	1,8	3,3	1,5	3,9	1,6
Valeur au bleu $Vb_{0/4}$	0,13	0,4	1,26	0,27	0,14
Indice de forme E/L	0,441	0,455	0,444	0,438	0,415
Pierres plates					
E/L < 0,25 %	3,8	5,2	6,3	6,1	5,9
E/L < 0,33 %	16,8	15,1	13	14,7	18,2

Les masses volumiques réelles des matériaux sont élevées et elles varient de manières assez significatives avec les faciès. Les absorptions sont voisines de celles mesurées sur les matériaux dolomitiques de Wellen et de Schloss Thorn. Les valeurs au bleu importantes sont à relier aux marnes et aux argiles. Elles se présentent en petits bancs plus ou moins épais intercalés entre les bancs de dolomies. En fonction de leur abondance, elles sont plus ou moins individualisées au concassage, d'où des valeurs au bleu élevées. La forme des gravillons obtenue pour ces matériaux n'est pas optimisée du fait du mode de concassage (mâchoires) adopté favorisant la formation d'éléments plats.

Le Grès de Gilsdorf (MBRA1) présente des propriétés similaires aux dolomies concassées provenant du forage carotté, avec cependant une valeur au bleu plus élevée (1,26).

Le Grès de Gilsdorf est un matériau non pollué par les marnes et argiles mais son épaisseur limitée de 8 m ne permet pas une exploitation rentable. Une exploitation industrielle de granulats n'est envisageable que si le Grès de Gilsdorf est associé aux dolomies sous-jacentes. Les premiers résultats obtenus à partir de ces matériaux montrent qu'un mode de

concassage optimisé ainsi qu'un lavage semblent nécessaires. Or, l'exploitation actuelle n'est pas équipée pour la production de granulats. De plus, des autorisations administratives sont nécessaires pour une exploration, même limitée dans le temps. Par conséquent, le Grès de Gilsdorf a été écarté de cette étude pour la production de granulats à l'échelle industrielle en raison des problèmes susmentionnés.

#### 2.2.1.2.4 Conclusion sur les matériaux dolomitiques

Tributaires des moyens industriels mis à notre disposition pour la production de granulats, nous n'avons pu optimiser le mode d'élaboration de nos matériaux, notamment au niveau du bilan matières.

Les propriétés mécaniques et physiques mesurées sur les matériaux dolomitiques sont satisfaisantes. Les caractéristiques mécaniques (LA, MDE, CS) sont inférieures à 30 et le coefficient d'aplatissement est inférieur à 12 %.

Comme pour les granulats produits à partir des grès phylladeux, les sables présentent des taux de fines très élevés compris entre 15 et 23 %. Les valeurs au bleu sont supérieures à 0,1 à cause de la présence d'argiles libres. Ces éléments peuvent être réduits en quantité par un mode de production adapté (scalpage, lavage).

Pour Schloss Thorn, un concassage et un lavage des matériaux dolomitiques permettraient d'améliorer le bilan matières. Un seul traitement (au lieu de deux dans le cas présent) serait suffisant pour élaborer des granulats à bétons. Une réflexion doit également être entreprise pour la valorisation des co-produits. Nous verrons un exemple de concassage et lavage au stade semi-industriel dans le chapitre 3.

L'absorption des matériaux dolomitiques est également importante, paramètre dont il faudra tenir compte dans les formules de béton pour déterminer l'eau totale nécessaire à l'obtention de la maniabilité souhaitée. Ces granulats, exceptés les matériaux de Gilsdorf, sont alors valorisés dans des mélanges hydrauliques courants. Les résultats sont présentés dans le chapitre 3.

## 2.2.2 Liants et adjuvants

### 2.2.2.1 Ciments

Pour rappels, les différents ciments normalisés existants, les définitions et les mécanismes d'hydratation sont présentés de manière succincte en annexe IV.

#### 2.2.2.1.1 Ciments retenus pour cette étude

Les ciments utilisés durant cette étude sont ceux employés pour la fabrication de béton au Luxembourg. Ils proviennent de la Société des Ciments Luxembourgeois dont l'usine est située à Esch sur Alzette au Luxembourg. Deux types de ciments ont été retenus :

- \* Ciment Portland **CEM I 42,5 R**
- \* Ciment au laitier **CEM II/B-S 42,5 N**

Leur composition et quelques propriétés sont présentées dans le Tab. 2.9.

**Tab. 2.9** : Compositions des ciments utilisés (d'après les fiches techniques)

		CEM I	CEM II
Composition (%)	Clinker	95	70
	Laitier granulé	-	25
	Filler calcaire	5	5
	Retardateur	Anhydrite nat.	Anhydrite nat.
Phase du clinker (%)	C <sub>3</sub> S	65-70	
	C <sub>2</sub> S	10-12	
	C <sub>3</sub> A	3-6	
	C <sub>4</sub> AF	13-15	
Taux d'alcalins (%)	Na <sub>2</sub> O <sub>éq</sub>	0,34	0,39
Finesse	Blaine cm <sup>2</sup> /g	3500-3900	4000-4400
Classe de résistance à 28 jours	MPa	57	57

Notons le très faible taux d'alcalins des ciments utilisés (< 0,4 %), taux qui joue un rôle essentiel dans la durabilité des bétons vis-à-vis de la réaction alcali-silice (voir chapitre 4). De même, les ciments sélectionnés contiennent un faible pourcentage de fillers calcaires qui peuvent intervenir, si les fillers sont déclarés actifs (NF P 18-508) dans la résistance de la matrice des bétons et mortiers. Nous avons testé l'activité des fines calcaires de nos matériaux (dolomies) sur mortier et les résultats sont présentés dans le chapitre 3.

Le faible taux de C<sub>3</sub>A favorise la durabilité du béton. En effet, l'hydratation du C<sub>3</sub>A produit de l'ettringite dont la structure contient des molécules d'eau. Dans le cas de nos ciments, les quantités d'ettringite sont plus faibles et peuvent être partiellement consommées

pour former du monosulfoaluminate durant la seconde phase d'hydratation. Dans le cas contraire, l'ettringite restante piège de l'eau, qui peut être destructrice lors des cycles de gel dégel par exemple [Girodet, 1996].

Le CEM I a été utilisé pour la calibration des granulats réalisée sur bétons (mesures des paramètres d'adhérence  $p$  et d'effet limitant  $q$ , notions développées dans le chapitre suivant). Ces paramètres interviennent dans le calcul de la résistance des bétons à différentes échéances, calculs réalisés à partir du modèle de résistance.

Le CEM II a été utilisé pour la fabrication de bétons adjuvantés (vérifications expérimentales des simulations réalisées). Notons que le CEM II luxembourgeois, à base de laitier, présente des caractéristiques mécaniques intéressantes pour la réalisation de béton.

#### 2.2.2.2 Adjuvants

##### 2.2.2.2.1 Définitions et fonctions

De manière générale, les adjuvants sont des produits chimiques d'origine organique ou inorganique, le plus souvent sous forme liquide, ce qui simplifie leur utilisation dans les bétons. Utilisés selon leur nature et leur fonction à des doses maximales inférieures à 5 % du poids du ciment et incorporés dans le béton lors du malaxage ou de la mise en œuvre, les adjuvants provoquent des modifications du mélange à l'état frais et/ou à l'état durci. A terme, l'emploi d'un adjuvant ne doit pas altérer de manière significative les caractéristiques mécaniques, physiques ou chimiques d'un béton.

Certains adjuvants peuvent avoir plusieurs fonctions. On parle alors de fonction principale et de fonction secondaire.

Parmi les adjuvants organiques, certains sont utilisés soit pour augmenter la fluidité du béton à dosage en eau constant soit pour diminuer le dosage en eau à maniabilité constante. Les molécules composant ce type d'adjuvant, plastifiants ou superplastifiants, appartiennent à l'une des familles suivantes :

- \* Naphtalène sulfonée formaldéhyde,
- \* Mélamine sulfonée formaldéhyde,
- \* Lignosulfonates,
- \* Polyacrylates et polycarboxylates.

Les superplastifiants sont des polymères organiques solubles dans l'eau. La polymérisation produit de longues chaînes moléculaires très denses. Ces dernières vont s'enrouler autour des grains de ciment et vont leur donner une charge hautement négative, de

sorte qu'ils se repoussent les uns les autres, conduisant à une défloculation et une dispersion des grains de ciment. La répulsion est dite électrostatique dans le cas des superplastifiants de type polysulfonates. Dans le cas des superplastifiants de type polycarboxylates, la répulsion est dite stérique et elle permet en principe une action fluidifiante prolongée.

L'emploi de superplastifiant permet d'améliorer la maniabilité et/ou de réaliser des bétons à très haute résistance (en réduisant le rapport E/C). Leur dosage doit être contrôlé afin d'éviter des problèmes comme la perte de maniabilité dans le temps (la quantité de molécules de superplastifiant disponibles n'est pas suffisante pour empêcher la réagglomération des grains de ciment). Des surdosages peuvent entraîner des effets secondaires comme un retard de prise.

#### 2.2.2.2.2 Adjuvants retenus

Comme pour les ciments, les adjuvants retenus sont ceux employés couramment dans les bétons au Luxembourg.

Le premier est un plastifiant dont le nom commercial est BV 40. Il est produit par la Société Tillman BV. Il se présente sous la forme d'un liquide brun. C'est un plastifiant réducteur d'eau qui permet l'augmentation des performances mécaniques des bétons et éventuellement une réduction du dosage en ciment. Il est introduit dans le malaxeur en même temps que l'eau de gâchage. Selon le fabricant (fiche technique), grâce à ses propriétés, BV 40 permet d'augmenter la maniabilité en réduisant de 12 % l'eau de gâchage. Sur béton durci, la compacité est améliorée et les résistances mécaniques peuvent être augmentées de près de 15 %. Il permet également de réduire la perméabilité du béton et de diminuer les risques de retrait et de fluage. Cependant, les surdosages (Tab. 2.10) doivent être évités afin d'écartier des risques de ségrégation.

Le second adjuvant est Optima 200, produit par la Société française Chryso. De couleur beige clair, il est commercialisé sous forme liquide. Optima 200 est un superplastifiant hautement réducteur d'eau de nouvelle génération, à base de polycarboxylates modifiés. Il peut être utilisé dans l'eau de gâchage ou en différé sur le béton. Compatible avec la majorité des ciments, Optima 200 améliore l'ouvrabilité du béton et permet d'obtenir des résistances élevées à court terme. Les plages de dosages étendues permettent la formulation d'une large palette de bétons (BPE, BHP, BTHP, BAP...) stables et homogènes. Utilisé en temps que fluidifiant (introduction avant coulage), il est nécessaire de malaxer une minute à grande vitesse par m<sup>3</sup> de béton, avec un minimum total de six minutes. Optima 200 est caractérisé par

un faible taux d'alcalins ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} < 1,5 \%$ ), paramètre non négligeable pour la durabilité des bétons vis-à-vis de l'alcali-silice.

Les principales propriétés des deux adjuvants utilisés pour cette étude sont résumées dans le Tab. 2.10.

**Tab. 2.10** : Principales caractéristiques des adjuvants utilisés

Propriétés	Unités	BV 40	OPTIMA 200
Masse volumique	$\text{kg/m}^3$	1,14	1,05
Extrait sec ES	%	30,9	20
Dosage conseillé par le fabricant	$\%_{\text{liq}}/\text{m}_{\text{ciment}}$	0,13 à 0,45	0,3 à 3

Le dosage de saturation de chaque adjuvant est déterminé sur coulis purs et sur mortier. Le protocole expérimental et les résultats sont présentés dans le chapitre suivant.

## 2.3 Conclusion

Le Grand-Duché de Luxembourg possède une grande diversité de ressources minérales. Or, toutes ne sont pas aptes à former des granulats pour des mélanges hydrauliques. Nous avons sélectionné trois grands types de matériaux, les grès phylladeux du Dévonien, les dolomies de la vallée de la Moselle et enfin le Grès de Gilsdorf.

Ces matériaux ont subi différents types de concassage afin de produire des sables et des gravillons à bétons dont le diamètre maximal est fixé à 25 mm.

Les matériaux de Mardasson (grès phylladeux) ne présentent pas a priori des caractéristiques de forme et de propreté optimales. De plus, le sable produit présente un taux de fines d'environ 20 %, taux supérieur à ceux des sables concassés utilisés habituellement dans les mélanges hydrauliques. Ces propriétés peuvent, par une réflexion sur le mode d'élaboration des granulats, être optimisées en vue d'une exploitation future. Enfin, les grès phylladeux sont naturellement riches en silice et en feldspaths alcalins du fait de leur nature géologique. Ces minéraux peuvent engendrer une réactivité à l'alcali-silice s'ils sont associés à des facteurs favorisant ce type de réaction. Nous reviendrons sur ce point dans le chapitre 4.

Les modes de concassage adoptés pour les matériaux dolomitiques et les coupures produites sont tributaires des moyens industriels des partenaires de l'étude. Un bilan matières

pour une des carrières a pu être réalisé afin d'estimer les faisabilités technique et économique d'une telle exploitation. Deux traitements ont ici été appliqués aux matériaux de Schloss Thorn pour tenter de réduire les taux de fines des sables. Ils ont conduit à écarter près de 50 % des matériaux. Finalement, cette stratégie grève de façon irréaliste le bilan matières, pour une réduction des taux de fines de 8 % seulement. Une réflexion est donc nécessaire pour optimiser l'élaboration de matériaux utilisables dans les mélanges hydrauliques. Plusieurs axes sont possibles pour une exploitation future et un lavage et un criblage des matériaux semblent être la solution la mieux adaptée à nos produits. La quantité totale de fines par palier est de l'ordre de 30 %. L'élimination des fines par lavage conduit à produire près de 70 % de granulats à bétons (par palier exploité). La fraction fine restante peut être traitée afin de réduire la nocivité des argiles et valorisée soit dans les bétons (correcteur granulométrique) soit dans les techniques routières....

Etant soumis à des contraintes industrielles, nous avons conservé les matériaux produits lors du second concassage pour les matériaux de Schloss Thorn. Les différentes propriétés mesurées s'avèrent satisfaisantes pour la confection de bétons. Les sables produits présentent cependant, comme pour les granulats dévoniens, des taux de fines très élevés (entre 15 et 23 %).

Les matériaux ainsi produits ont été utilisés dans la formulation expérimentale de mélanges hydrauliques qui fait l'objet du chapitre suivant.

*CHAPITRE 3*  
*Les bétons*



### 3.1 Stratégie de l'étude

Les méthodes de formulation des bétons sont nombreuses de par le monde et il n'est utile de chercher à les énumérer ici. Disons simplement que les techniciens recourent généralement à des méthodes de formulations empiriques basées le plus souvent sur une courbe granulaire de référence, de type Faury [Faury, 1944] ou Dreux-Gorisse [Dreux, 1970] par exemple, pour l'approche française. Elles ont toutefois des limites car :

- \* elles ont été généralement calibrées sur des matériaux d'une région particulière. Par exemple, la méthode Dreux est basée sur une synthèse de résultats sur bétons fabriqués avec des granulats silico-calcaires de la région parisienne. Lorsqu'elle est appliquée aux bétons de granulats siliceux de Moselle, on observe des différences significatives de dosages en eau, de résistances...
- \* elles ne prennent pas en compte de façon satisfaisante les additions minérales, très utilisées dans les bétons actuels, ni l'air piégé, ni l'utilisation d'adjuvant. Ces méthodes ne constituent donc qu'une première approche de la formulation de béton et elles nécessitent des ajustements expérimentaux en réalisant un certain nombre de gâchées d'essais.

Baron et Lesage [Baron et Lesage, 1976] ont proposé une méthode ou, plus précisément une technique de formulation, basée sur l'optimisation expérimentale du squelette granulaire d'un béton. Le principe est de mesurer le temps d'écoulement d'un échantillon de béton au maniabilimètre LCL, les proportions optimales de granulats étant supposées donner le temps minimum d'écoulement pour une quantité donnée de ciment et d'eau. Une fois les proportions granulaires repérées, les dosages en ciment et en eau sont ajustés expérimentalement en fonction de la maniabilité et des résistances souhaitées. Des abaques peuvent être dressées pour choisir les formules à la demande [Lecomte, 2000].

Cette méthode semble la mieux adaptée à nos matériaux de par son approche expérimentale. Mais elle nécessite un grand nombre de formules en vraie grandeur, ce qui dans notre cas particulier, reste un inconvénient majeur en terme de temps et de moyens techniques.

Nous avons alors opté pour le logiciel moderne BétonlabPro2, développé par une équipe du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), pour ses performances scientifiques - aucun outil ne simule autant de propriétés - et son utilisation simple. De ce fait, le nombre de tests sur bétons est considérablement réduit et il suffit en principe de vérifier les prévisions sur des gâchées d'essai.

L'utilisation de BétonlabPro2 nécessite en amont une caractérisation plus poussée des matériaux, propriétés qui sont développées dans les paragraphes suivants. Pour chaque matériau étudié, deux types de bétons ont été réalisés :

- \* des bétons avec le ciment Portland luxembourgeois CEM I qui ont permis la calibration des paramètres d'adhérence du granulat à la pâte  $p$ , d'effet limitant du granulat  $q$  et le coefficient de traction  $k_t$ . Ces notions et les protocoles expérimentaux sont présentés dans le paragraphe 3.2. La calibration de ces paramètres qui interviennent dans le modèle de résistance a été réalisée uniquement sur ces bétons non adjuvés à dosages en ciment contrastés.
- \* des bétons avec le ciment CEM II pour des vérifications expérimentales. Ils incorporent le plus souvent un adjuvant et parfois un sable correcteur.

## 3.2 BétonlabPro2, un outil pour la formulation des bétons

### 3.2.1 Présentation du logiciel et de quelques notions associées

#### 3.2.1.1 BétonlabPro2

Les études de formulation des bétons se sont considérablement enrichies ces dernières années, d'une part à cause des nouveaux constituants tels que les adjuvants, les additions minérales ou les fibres qui sont venus s'ajouter aux composants « classiques » du béton que sont les granulats, le ciment et l'eau, et d'autre part à cause de la multiplicité des propriétés d'usage du matériau qui ne cessent de croître du fait des progrès techniques. On se trouve alors confronté, lors de la formulation des bétons, à un nombre croissant de variables qu'il faut maîtriser dans des délais les plus brefs possibles, enjeux et concurrences économiques obligent. Le développement des ordinateurs permet de traiter un nombre croissant de données en utilisant des modèles mathématiques complexes. Ces derniers sont utilisés pour la mise en place de logiciels conviviaux utilisables par un plus grand nombre de praticiens.

Une équipe de recherche du LCPC, dirigée par François de Larrard, a alors eu l'idée de construire un premier logiciel destiné à la formulation des bétons, Bétonlab [de Larrard et *al.*, 1992]. Depuis, au travers notamment de thèses de doctorat, le logiciel BétonlabPro2 [Sedran et de Larrard, 2000] est proposé. Il est basé sur un ensemble de modèles mathématiques complexes dont certains sont présentés ci-après.

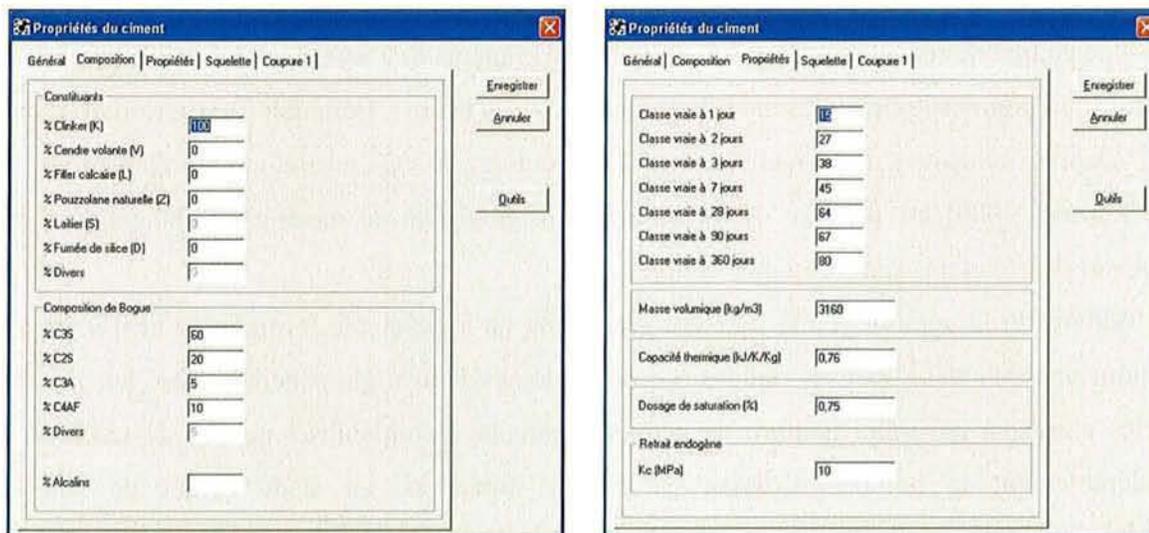
BétonlabPro2 appartient à la dernière génération de logiciels de formulation et il a été créé pour apporter des réponses rapides à des problèmes industriels concrets. Basé sur des modèles ajustés à un grand nombre de bétons différents, BétonlabPro2 permet de réduire considérablement le nombre d'essais sur bétons même si, au stade actuel de son développement, des essais de convenances sont encore nécessaires. La formulation d'un béton s'appuie largement sur le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) qui calcule la compacité du mélange dont dépendent en grande partie les différentes propriétés des bétons. En effet, le logiciel permet de simuler des gâchées de béton et de prévoir ses propriétés à l'état frais comme l'affaissement, le seuil de cisaillement ou la viscosité plastique (modèles rhéologiques) et à l'état durci comme les résistances à la compression entre 1 jour et 1 an et à la traction (modèles de résistance). De nombreuses autres propriétés sont simulées, comme la montée en température, les déformations, les modules, le fluage...

Le logiciel se compose d'une banque de constituants divisée en dossiers où sont stockées toutes les propriétés mesurées sur les granulats, les liants et les adjuvants.

La démarche de formulation des bétons avec BétonlabPro2 se décompose en plusieurs étapes et chacune est associée à un ou plusieurs modèles, généralement reliés à la structure granulaire décrite par le MEC.

### Etape 1 : Détermination des propriétés des constituants directement mesurables

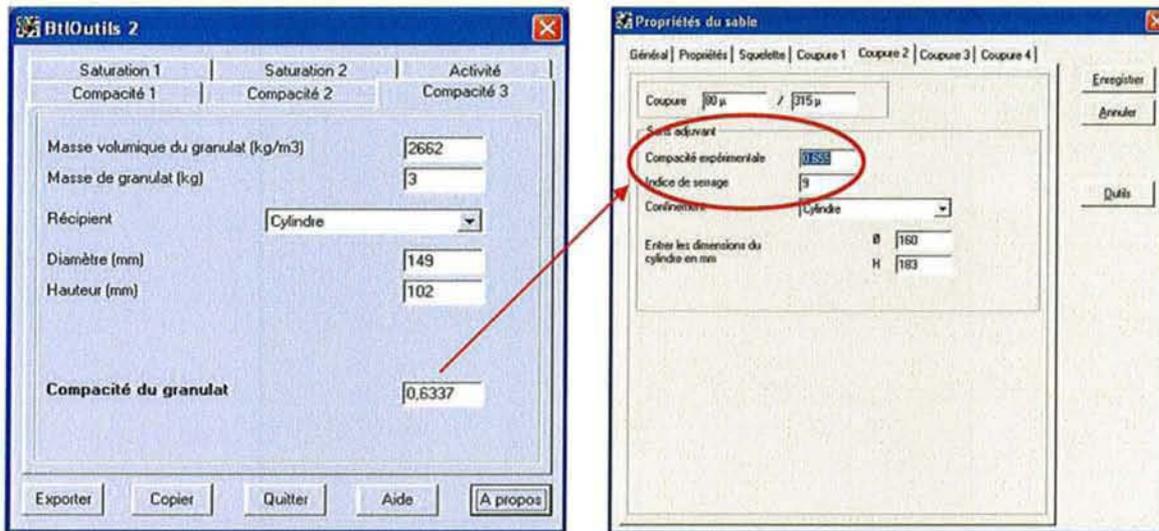
Les propriétés courantes des matériaux sont mesurées. Pour les granulats, la granulométrie, la masse volumique et l'absorption sont déterminées à partir des méthodes normalisées. Pour les liants, la granulométrie est déterminée par granulométrie laser et les autres propriétés sont généralement mentionnées sur la fiche technique (composition, surface spécifique...), les classes de résistances des ciments étant vérifiées à chaque nouvelle livraison. Actuellement, le logiciel ne prend pas en compte les laitiers entrant dans la composition des ciments. La part de laitier du CEM II luxembourgeois a été saisie en tant que pouzzolanes. Ce choix peut avoir une incidence sur la montée en résistance des bétons. Ces propriétés doivent être saisies dans la banque de constituants (Fig. 3.1).



**Fig. 3.1** : Banque de constituants : exemple d'un ciment

D'autres paramètres, spécifiques au logiciel, nécessitent des mesures complémentaires. Il s'agit des compacités sur matériaux grenus et sur les fines (particules < 80 µm) (§ 3.2.1.2). Le modèle associé à ces mesures est le MEC (voir § 3.2.1.2). Les compacités des matériaux grenus sont mesurées soit sur des tranches élémentaires soit sur des fractions plus étendues. Le logiciel permet, à partir des mesures expérimentales, de calculer les compacités réelles d'où seront déduites les compacités virtuelles (voir § 3.2.1.2) des matériaux étudiés (boîte à outils) en tenant compte de l'effet de confinement (Fig. 3.2). Cette valeur est ensuite saisie dans le fichier correspondant. Pour les particules inférieures à 80 µm, la compacité est

mesurée à partir de l'essai de demande en eau (pâte lisse) et elles sont stockées dans la banque de constituants.



Boîte à outils permettant le calcul de la compacité réelle

Banque de constituants  
Exemple d'un sable

**Fig. 3.2** : Calculs des compacités sur matériaux grenus

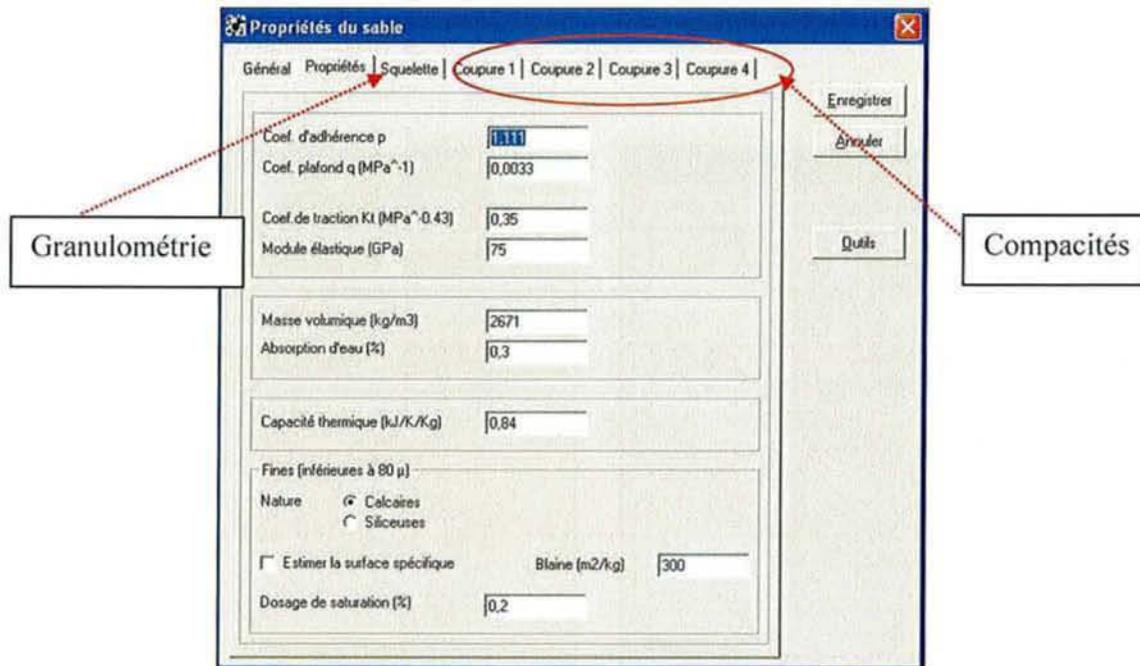
## Etape 2 : Calibration des propriétés des constituants sur mortiers ou bétons

Il existe deux grands types d'additions minérales :

- \* les liants pouzzolaniques (cendres volantes, fumées de silice etc...) dont les coefficients d'activité peuvent être calibrés à partir d'essais de compression sur béton. Les pouzzolanes n'ont pas été utilisées durant cette étude dans les bétons, par conséquent nous ne nous attarderons pas sur ces paramètres,
- \* les fillers calcaires dont l'activité dépend de la surface spécifique et de la présence d'aluminates dans le ciment.

Tout type de filler calcaire utilisé comme addition minérale, y compris la fraction fine (fraction < 80  $\mu\text{m}$ ) de certains sables, est pris en compte par le logiciel. Le filler calcaire est un constituant à part entière contrairement aux fines d'un sable qui ne peuvent être dissociées de ce dernier. L'indice d'activité des fines calcaires provenant du sable est déterminé sur mortier ISO.

De même, certaines propriétés des granulats ne sont pas directement mesurables. Il s'agit par exemple des coefficients d'adhérence  $p$  et d'effet limitant  $q$ . Ces paramètres sont calés sur la base d'essais sur bétons à dosages contrastés dont on mesure les résistances. Une fois déterminés, ces coefficients sont stockés dans la banque de constituants (Fig. 3.3).



**Fig. 3.3:** Saisies des différents paramètres mesurés et calibrés : exemple d'un sable

### Etape 3 : Stockage de ces propriétés dans la banque de constituants

Lorsque toutes les propriétés des différents constituants étudiés sont mesurées, l'utilisateur stocke toutes ces données dans une banque de constituants divisée en dossiers. Chaque constituant est ainsi caractérisé par une fiche d'identité contenant des éléments pratiques (nom, provenance, coût...) et ses principales caractéristiques.

### Etape 4 : Sélection du lot de constituants utilisés dans les simulations

BétonlabPro2 permet de sélectionner les constituants nécessaires dans la banque de données pour réaliser des simulations de gâchées de béton. La sélection peut s'effectuer sur plusieurs dossiers contribuant ainsi à un choix plus large de constituants.

### Etape 5 : Choix des options de calculs

Les options de calculs du logiciel sont nombreuses et variées. Afin de répondre à des problèmes industriels concrets, le logiciel permet par exemple d'imposer un coût unitaire fixe pour la fabrication (centrale). De même, l'utilisateur choisit le type de confinement (coffrage) selon l'utilisation du béton simulé. Enfin, les propriétés simulées sont nombreuses, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci. L'utilisateur peut, selon ses besoins, sélectionner certaines propriétés parmi toutes celles proposées comme l'affaissement, le seuil de cisaillement, la viscosité, la résistance à la compression à 28 jours, le serrage...

## Etape 6 : Simulation gâchée par gâchée

Après avoir préétabli un cahier des charges, les proportions des différents constituants sont saisies, en % pour les granulats, en dosages pondéraux pour les liants et l'eau. L'adjuvant est exprimé en % d'extrait sec par rapport à la masse de ciment. Le logiciel calcule alors les proportions pondérales de chaque constituant en tenant compte de l'air et de l'absorption des granulats pour l'eau efficace. Les propriétés sont calculées en fonction des données. L'utilisateur peut simuler manuellement des gâchées successives en faisant varier judicieusement les proportions des constituants sélectionnés au préalable afin d'atteindre les propriétés souhaitées. Ce mode de simulation permet de visualiser l'influence de chaque constituant sur les différentes propriétés des bétons simulés. Les possibilités sont multiples soit en faisant varier uniquement le squelette granulaire, à quantité de ciment constante, soit en faisant varier le ciment, l'eau et l'adjuvant à squelette granulaire identique. Des outils graphiques, tels que la courbe granulométrique du béton ou encore le diagramme de remplissage lié à la stabilité du mélange (§ 3.2.1.2), sont une aide précieuse à l'élaboration et à l'optimisation d'une formule de béton (Fig. 3.4).

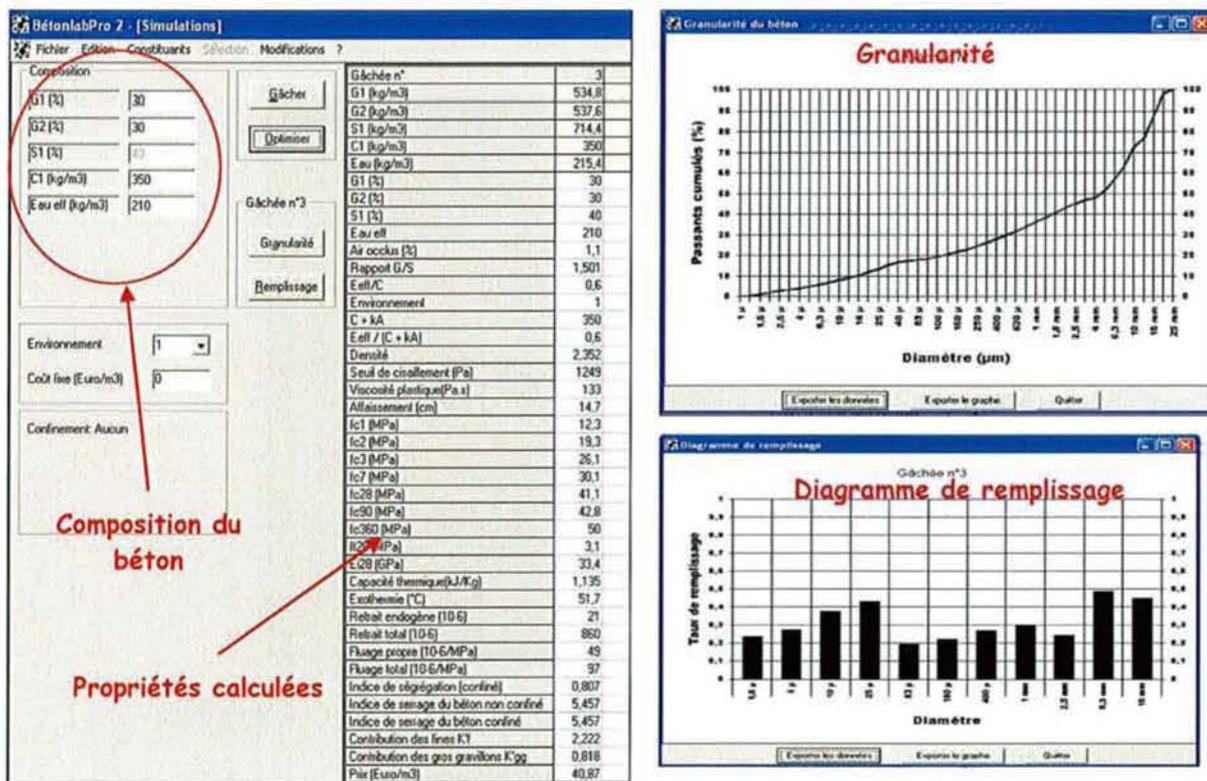


Fig. 3.4 : Simulations successives de gâchées de béton et outils graphiques associés

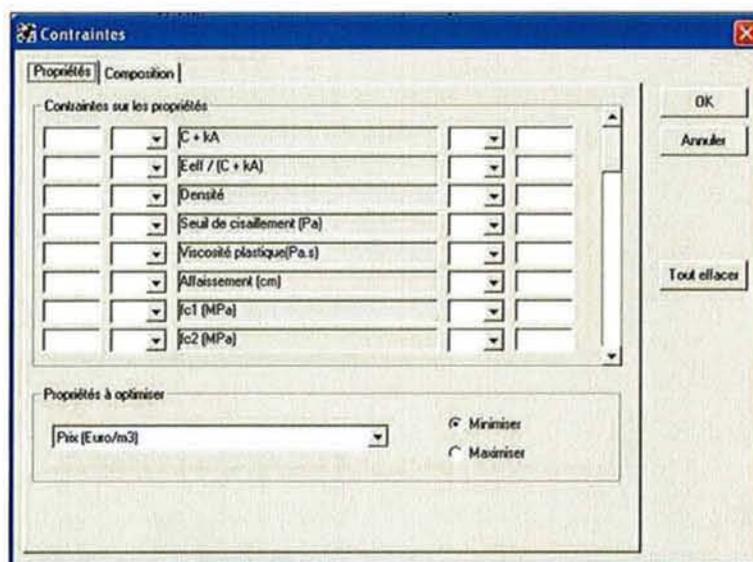
Le mode de simulation manuelle permet de dégrossir une formule en vue d'une optimisation automatique.

### Etape 7 : Optimisation automatique d'un béton

Elle permet de trouver, à partir d'une formule préétablie conforme aux attentes de l'utilisateur, une formule optimisée. Pour cela, différentes contraintes doivent être fixées au logiciel (Fig. 3.5), contraintes qui doivent être cohérentes vis-à-vis du cahier des charges. L'utilisateur a la possibilité d'imposer une partie des quantités des différents constituants (ciment, E/C) mais également de fixer des objectifs tels que l'affaissement, la résistance ou le serrage. En fonction des contraintes imposées, le logiciel va rechercher la formule qui se rapproche le plus du cahier des charges établi. Le diagramme de remplissage du mélange doit être examiné afin d'éviter un problème de ségrégation ou de ressuage.

L'optimisation peut être réalisée en trois étapes :

- \* évaluer la quantité de ciment (simulations manuelles),
- \* rechercher le maximum de compactabilité (serrage) en faisant varier le squelette granulaire à composition et quantité de pâte constantes,
- \* optimiser la pâte afin de respecter les spécifications.



**Fig. 3.5** : Optimisation automatique d'une formule : les contraintes disponibles

### Etape 8 : Vérification sur des gâchées d'essai des propriétés

Toutes les propriétés spécifiées du mélange doivent être, dans la mesure du possible, contrôlées par des gâchées de laboratoire afin de s'assurer que les spécifications sont atteintes. En fonction des résultats obtenus, la formule est de nouveau optimisée et vérifiée

expérimentalement. Les vérifications expérimentales en laboratoire sont d'autant plus nécessaires que les matériaux se situent aux marges de la validation des modèles, comme c'est probablement le cas avec les matériaux de cette étude.

Le logiciel BétonlabPro2 permet donc de simuler des gâchées de bétons et de calculer les différentes propriétés associées grâce à de nombreux modèles mathématiques. Durant cette étude, nous n'avons exploité qu'une partie de ces modèles présentés succinctement dans le paragraphe suivant. De même, tous les protocoles expérimentaux utilisés et associés à ces modèles sont décrits ci-après.

Notons que le logiciel est accompagné d'une notice et d'un ouvrage détaillé intitulé « Concrete mixture-proportioning. A scientific approach » [de Larrard F., 1999] dont la version française, intitulée « Structures granulaires et formulation des bétons », a été traduite par A. Lecomte. [de Larrard F., A. Lecomte, 2000].

### 3.2.1.2 Présentation succincte des modèles utilisés associés à BétonlabPro2

#### 3.2.1.2.1 Modèle d'Empilement Compressible (MEC)

##### *A. Compacités et homogénéité des mélanges granulaires*

La plupart des propriétés du mélange dépendent de la compacité  $\Phi$  des grains le composant. Cette grandeur est définie par le rapport du volume solide sur le volume total (Rel. 3.1).

$$\Phi = \frac{V_s}{V_t} \quad (3.1)$$

La compacité peut également être déduite de la porosité ou de l'indice des vides. La prévision de la compacité est importante pour un mélange tel que le béton composé d'inclusions granulaires et d'une matrice liante. L'objectif est de combiner les grains de manière à optimiser la compacité du mélange (ou diminuer la porosité) pour utiliser moins de liant et d'eau (diminution du coût...). La compacité dépend de la taille des grains, de leur forme et de la manière dont est réalisé l'empilement.

La formulation des bétons repose ici sur le Modèle d'Empilement Compressible (MEC), modèle qui prend en compte les trois paramètres cités ci-dessus pour le calcul de la compacité **réelle**. En effet, les auteurs distinguent la compacité virtuelle et la compacité réelle.

### B. Compacité virtuelle

La compacité virtuelle  $\gamma$  d'un mélange ou d'une classe ( $\beta$ ) est la valeur maximale qu'il est possible d'atteindre en plaçant les grains un à un dans le mélange. Par convention, une classe monodimensionnelle est un ensemble de grains dont la taille est comprise entre deux tamis successifs de la série normalisée. Afin de calculer la compacité virtuelle d'un mélange à  $n$  classes monodimensionnelles, on distingue la classe dominante  $i$  qui assure le « serrage » du mélange. Cette classe est caractérisée par la compacité maximale  $\beta_i$  qu'elle atteint si elle est empilée isolément. On calcule alors la compacité d'ensemble en partant du principe, d'une part, que les grains  $i$  occupent en volume tout l'espace laissé disponible par les classes les plus grossières et, d'autre part, que la porosité des grains  $i$  est comblée partiellement par les éléments les plus fins. Ces calculs prennent en compte deux types d'interactions granulaires, l'effet de paroi calculé à partir d'un coefficient noté  $b_{ij}$ , exercé par les gros grains sur les petits grains, et le desserrement décrit par un coefficient noté  $a_{ij}$  exercé par les grains plus fins sur les classes plus grosses.

En tenant compte des deux types d'interactions décrits ci-dessus, la compacité virtuelle  $\gamma_i$  du mélange lorsque la classe  $i$  est dominante est :

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left( 1 - \beta_j + b_{ij} \beta_j \left( 1 - \frac{1}{\beta_i} \right) \right) y_j - \sum_{j=i+1}^n \left( 1 - a_{ij} \frac{\beta_j}{\beta_i} \right) y_j} \quad (3.2)$$

avec  $\beta_i$  et  $\beta_j$  les compacités virtuelles des classes monodispersées  $i$  et  $j$  de diamètre  $d_i$  et  $d_j$  et  $y_j$  les volumes partiels de ces classes par rapport au volume solide total.

### C. Compacité réelle (MEC)

A partir du calcul de la compacité virtuelle, un second modèle a été proposé pour calculer la compacité réelle.

La compacité réelle  $\Phi$  d'un granulats est le résultat d'un processus de mise en place, et elle est contrôlée par la nature du mélange, les techniques de mélange, de placement et de compactage. Elle dépend de la compacité virtuelle  $\gamma_j$  vue précédemment, et d'un coefficient  $K$  appelé indice de serrage. Le MEC exprime donc la dépendance de la compacité atteinte avec l'énergie de serrage fournie au système. L'indice de serrage  $K$ , somme des indices partiels  $K_i$ , peut être assimilé à l'énergie fournie au système au moment de la mise en place. Il est donné dans la relation suivante :

$$K = \sum K_i = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{\Phi_i}{\Phi_i^*}}{1 - \frac{\Phi_i}{\Phi_i^*}} \quad (3.3)$$

avec  $\phi_i$  le volume solide réel de la classe  $i$  et  $\phi_i^*$  la valeur maximale de  $\phi_i$  lorsque la classe  $i$  est dominante calculée par le MEC pour une valeur  $K$  de référence égal à 9.

$K$  étant une fonction croissante de  $\Phi$ , il existe alors une valeur unique de  $K$  pour chaque niveau de serrage d'un mélange granulaire quelconque. La compacité réelle  $\Phi$  est déduite de mesures expérimentales détaillées ultérieurement.

Connaissant ainsi les compacités virtuelle et réelle de chaque classe, le MEC est utilisé par exemple pour concevoir les mélanges les plus compacts possibles, calculs étant faits par optimisations numériques.

#### *D. Ségrégation des mélanges*

L'optimisation de la distribution des tailles ne doit pas conduire seulement à une forte compacité. Les variations des conditions de mise en œuvre d'un mélange granulaire peuvent provoquer une ségrégation au sein du mélange, préjudiciable aux propriétés finales du produit. L'objectif est donc de concevoir des mélanges en optimisant la compacité tout en limitant la ségrégation. Le logiciel, à travers le diagramme de remplissage, permet l'appréciation de la stabilité du mélange. L'étendue granulaire du béton est fractionnée en classes élémentaires agrégées dont le rapport des tailles extrêmes est de 2,5. Pour chaque classe agrégée, on calcule le ratio de remplissage  $\Phi_i/\Phi_i^*$  relatif à la classe  $i$  (Fig. 3.6.a) ce qui permet de construire le diagramme de remplissage (Fig. 3.6.b). Plus ce rapport est faible par rapport aux classes voisines, plus son risque de ségrégation est élevé. L'indice de ségrégation ou potentiel de ségrégation  $S$  est alors défini à partir de ce diagramme comme le complémentaire à 1 du creux le plus faible, creux correspondant à la classe qui risque de ségréger le plus (Fig. 3.6.b).

Quelques paramètres, déduits de constats expérimentaux, permettent de limiter la ségrégation. Un indice de serrage élevé, un indice de ségrégation  $S$  faible, une compacité du mélange optimisée, une granularité continue et un spectre granulaire 'moyen' limitent les risques de ségrégation.

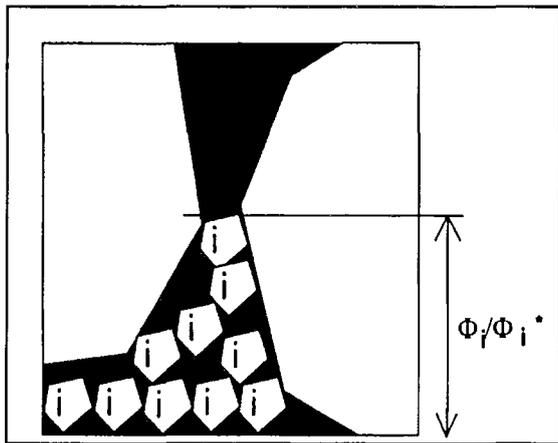


Fig. 3.6.a : Ségrégation de la classe i dans un mélange

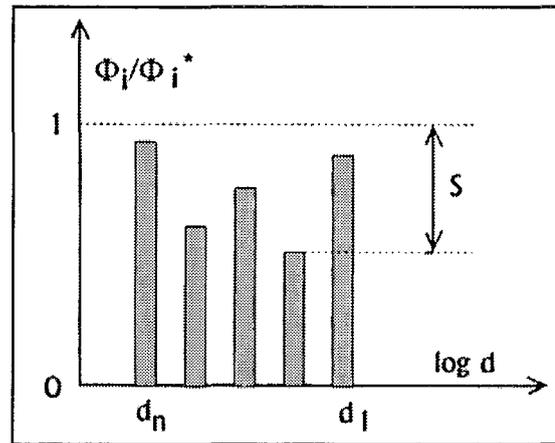


Fig. 3.6.b : Diagramme de remplissage et potentiel de ségrégation

**Fig. 3.6** : Notions de ségrégabilité d'un mélange

### 3.2.1.2.2 Modèles rhéologiques

Contrairement aux méthodes classiques de formulation, qui ne considèrent généralement que l'affaissement ou la résistance à la compression à 28 jours comme critères de caractérisation, le but ici est de présenter une approche globale en intégrant notamment les aspects rhéologiques comme le seuil de cisaillement ou encore la viscosité plastique. Les modèles proposés relient la composition du matériau (en terme de proportions des constituants) et ses principales propriétés d'usage.

L'état final d'un béton frais est caractérisé par un indice de serrage qualifiant son aptitude au compactage définie par l'indice de compactabilité  $K'$ . Cet indice peut être relié directement à la compacité  $\Phi$ , fonction de l'indice de serrage  $K$ , grâce au modèle d'empilement (MEC) vu précédemment. Après le transport et le coulage, durant lesquels le béton est cisailé, le mélange granulaire est serré dans un volume donné. Ce dernier est caractérisé par un indice de serrage  $K$  donné ou  $K'$  qui dépend de la teneur en air résiduel.

Après une série d'expériences réalisées avec le rhéomètre BTRHEOM, de Larrard et Ferraris [de Larrard et Ferraris, 1998b] ont montré qu'un béton plastique à fluide pouvait être assimilé à un corps binghamien (son comportement rhéologique se réduit à une droite dans un repère  $(\gamma, \tau)$ ). A partir de cette hypothèse, deux modèles semi-empiriques sont proposés pour approcher le plus fidèlement possible le seuil de cisaillement  $\tau_0$ , relié aux concentrations relatives individuelles, et la viscosité plastique  $\mu$  reliée à la concentration relative globale.

La viscosité plastique du béton frais  $\mu$  est définie comme une relation entre l'accroissement de la contrainte de cisaillement et celle du gradient de vitesse. La

modélisation de la viscosité plastique a pu être réalisée en comparant le volume solide du béton désaéré au volume solide maximal  $\Phi^*$  de ses particules lorsqu'elles sont compactées (indice de serrage  $K=9$ ). La première étape est de prédire la quantité d'eau qui va juste remplir le volume des vides. Par la suite, l'ouvrabilité du béton sera contrôlée par une augmentation de cette quantité d'eau. La viscosité augmente avec la concentration solide  $\Phi/\Phi^*$  pour tendre vers l'infini lorsque la suspension est proche de l'empilement, d'où la relation :

$$\mu = \exp\left[\left(x\left(\frac{\Phi}{\Phi^*} - y\right)\right)\right] \quad (3.4)$$

où  $x$  et  $y$  sont des constantes.

Le seuil de cisaillement  $\tau_0$  est la contrainte minimale nécessaire pour cisailer le béton frais remanié.

Le même programme expérimental basé sur le rhéomètre BTHREOM appliqué a été utilisé pour modéliser le seuil de cisaillement. Il peut être considéré comme le résultat macroscopique de frictions entre les grains. Il existe alors une relation entre le seuil de cisaillement et la taille des grains : plus un ensemble de grains est fin, plus le seuil de cisaillement est élevé.

$$\tau_0 = f\left(\sum_{i=1}^n a_i K'_i\right) \quad (3.5)$$

avec :  $a_i$  coefficient supposé augmenter quand le diamètre diminue et  $K'_i$  la contribution de la fraction  $i$  à l'indice de serrage du béton frais.

Le seuil de cisaillement est également relié à l'affaissement au cône d'Abrams, essai d'ouvrabilité très largement utilisé pour caractériser la consistance d'un béton. Pour un affaissement au cône supérieur ou égal à 100 mm, les auteurs proposent la relation suivante :

$$A = 300 - 0,347 \frac{(\tau_0 - 212)}{\rho} \quad (3.6)$$

où  $A$  est exprimé en mm et  $\rho$  est la densité du béton frais.

La précision obtenue dans la prévision des affaissements expérimentaux est de l'ordre de 40 à 50 mm en valeur moyenne.

En plus du contrôle de son écoulement et de la mise en place, on recherche une certaine stabilité pour le béton frais, c'est-à-dire limiter la ségrégation et le ressuage que l'on peut contrôler à partir du diagramme de remplissage qui doit être le plus uniforme possible.

### 3.2.1.2.3 Modèles de résistance

Le logiciel BétonlabPro2 permet la simulation des propriétés du béton durci en s'appuyant sur deux types de modèles : les modèles de résistance et les modèles de déformation, ces derniers n'étant pas développés ici.

Pour de nombreux auteurs, la résistance à la compression à 28 jours est un critère important pour la formulation des bétons. Le modèle de résistance proposé par de Larrard va plus loin en donnant la possibilité de prévoir, sur cylindres, les résistances à la compression à différentes échéances (de 1 jour à 1 an) ainsi que la résistance à la traction.

Le béton est assimilé à un matériau composite formé d'une phase rigide dure et inerte (le granulat) dispersée dans une matrice liante (la pâte de ciment), l'ensemble étant considéré comme homogène.

La prévision de la résistance à la compression d'un béton est réalisée en trois étapes.

#### **Etape 1 : Quantité de ciment équivalent $C_{eq}$**

La première étape consiste à calculer la quantité de ciment équivalent  $C_{eq}$  (Rel.3.7). Pour cela, on prend en compte la quantité de ciment Portland utilisé ( $C$ ), la quantité de pouzzolanes ( $p_{zi}$ ) et leur activité dans le temps ( $K_{p,i}$ ), et la quantité de fillers calcaires ( $f_i$ ) dont l'effet liant est tributaire du taux de  $C_3A$  du ciment ( $t_{c3A}$ ).

$$C_{eq}(t) = C \left[ 1 + 1.1 \left( 1 - \exp \left[ - \frac{\sum K_{p,i}(t) \cdot p_{zi}}{C} \right] \right) + 0.017 t_{c3A} \left( 1 - \exp \left[ -79 \frac{\sum f_i}{t_{c3A} \cdot C} \right] \right) \right] \quad (3.7)$$

#### **Etape 2 : Résistance à la compression de la matrice $f_{cm}$**

Le calcul de la résistance à la compression de la matrice  $f_{cm}$  (Rel. 3.8), phase formée du liant équivalent ( $C_{eq}$ ), de l'eau efficace ( $e$ ) et de l'air occlus ( $a$ ), constitue la seconde étape.

$$f_{cm}(t) = 134 R_{c28} \left[ d(t) - 0.0023 \frac{d(7)}{t} * \frac{\sum S_{Fi} f_i}{C} + (1 + \rho_c \frac{e+a}{C_{eq}})^{-2.85} \right] EMP^{0.13} \quad (3.8)$$

La résistance de la matrice  $f_{cm}$  dépend de la classe de résistance du ciment  $R_{c28}$ , d'un terme cinétique  $d(t)$ , relatif à la montée en résistance du ciment dans le temps, de la surface spécifique des fillers calcaires ( $S_{Fi}$ ) et de l'épaisseur maximale de pâte EMP. Il s'agit de la distance entre deux gros grains. EMP (Rel. 3.9) est fonction de la dimension maximale des

grains correspondant à 90 % de passants ( $D_{\max}$ ), du volume solide du granulat ( $g$ ) dans une unité de béton et de la compacité granulaire de l'empilement sec ( $g^*$ ), d'où la relation :

$$EMP = D_{\max} \left( \sqrt[3]{\frac{g^*}{g} - 1} \right) \quad (3.9)$$

$D_{\max}$  et  $g$  sont déduits de la composition du mélange et  $g^*$  est donnée par le MEC avec  $K=9$  ou peut être mesuré.

### Etape 3 : Résistance du béton

La résistance à la compression  $R_c$  (Rel. 3.10), fonction de la résistance de la matrice  $f_{cm}$ , de  $p$  et de  $q$  est donnée par la relation suivante :

$$R_c(t) = \frac{pf_{cm}(t)}{qf_{cm}(t)+1} \quad (3.10)$$

Les deux coefficients,  $p$  et  $q$ , sont fonction de la nature de la roche et influencent la résistance à la compression du béton. Le coefficient  $p$  décrit la contribution de la liaison pâte/granulat à la résistance à la compression du béton. Tout au long de cette étude, nous parlerons de coefficient d'adhérence  $p$  (valeurs habituelles comprises entre 0,5 et 1,25).

Le coefficient  $q$  décrit la limitation de la résistance à la compression du béton par celle du granulat. Nous parlerons d'effet plafond (valeurs habituelles comprises entre 0 et 0,006). Ces deux coefficients ne peuvent pas être mesurés directement. Il est nécessaire d'utiliser au moins deux bétons de résistances contrastées avec un ciment Portland de classe de résistance connue.

La résistance à la traction par fendage est déduite de  $R_c$ , la résistance à la compression, par le biais d'un coefficient  $k_t$ . Ce paramètre dépend essentiellement du granulat pour une résistance  $R_c$  donnée. Il est contrôlé par la nature de la roche (propriétés mécaniques et pétrographiques) et il est indépendant de la distribution de la taille ou de la concentration en granulats dans le matériau. La résistance à la traction par fendage  $R_t$  est donnée par la Rel. 3.11.

$$R_t = k_t * R_c^{0,57} \quad (3.11)$$

Grâce à ces modèles, on dispose de moyens pour apprécier la capacité d'un granulat à contribuer aux résistances mécaniques, par l'intermédiaire des coefficients comme  $p$  (adhérence),  $q$  (effet plafond) ou encore  $k_t$  (nature de la roche).

L'utilisation de ces modèles nécessite des mesures de propriétés complémentaires des différents constituants, paramètres propres au logiciel BétonlabPro2.

### 3.2.1.3 Logiciel Carbon

L'accès aux paramètres calibrés par le MEC ( $\Phi^*$ ,  $g$ ,  $g^*$ ,  $K_i$  etc...) n'est pas utile à un utilisateur de BétonlabPro2 pour lequel une approche spécifique « béton » est suffisante. Toutefois, la connaissance de ces éléments est utile dans le cadre d'une recherche, pour vérifier par exemple la pertinence des modèles aux matériaux utilisés. C'est pourquoi la plupart des algorithmes (dont le MEC) ont été programmés par A. Lecomte [Lecomte, 2003] dans un logiciel appelé Carbon, plus ouvert.

## 3.2.2 Propriétés des matériaux spécifiques à l'utilisation du logiciel

### 3.2.2.1 Compacités virtuelles des classes élémentaires

Les compacités propres virtuelles (ou encore compacités résiduelles)  $\beta_i$  d'un constituant sont les compacités de chacune des classes granulaires le composant, obtenues pour un indice de serrage infini (donc une énergie de serrage infinie). Les compacités propres virtuelles mesurées en l'absence de superplastifiant sont notées  $\beta$ . On fait l'hypothèse que les compacités propres virtuelles des particules grossières ne dépendent pas de la présence d'un superplastifiant. Par contre, pour les particules fines, on observe une augmentation des compacités propres virtuelles en présence de superplastifiant (effet défloculant). Pour prendre en compte cet effet, il faut introduire dans le logiciel les compacités propres virtuelles des fines, obtenues pour un dosage à saturation en superplastifiant. Ces valeurs sont notées  $\beta^*$ . Le logiciel interpole par un modèle parabolique les compacités propres virtuelles pour des dosages intermédiaires en superplastifiant, à partir des valeurs  $\beta$  et  $\beta^*$ .

Dans le cas où les compacités expérimentales de chaque classe auraient été mesurées, il faut introduire directement les valeurs de  $\beta$  calculées et fonction de  $K$  (Rel. 3.12).

$$\beta = f\left(\frac{1}{1+K}\right) \quad (3.12)$$

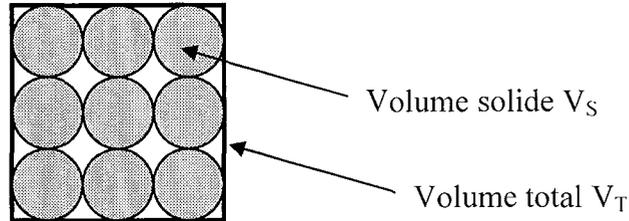
$K$  est l'indice de serrage relatif à l'essai de compacité utilisé.

Toutefois, la détermination individuelle des compacités propres virtuelles s'avère lourde. C'est pourquoi, ces valeurs peuvent être calculées par le logiciel sur la base des compacités expérimentales mesurées sur des coupures granulaires courantes. Le logiciel fait alors l'hypothèse de la constance des valeurs  $\beta$  et  $\beta^*$  à l'intérieur de chaque coupure. Cette hypothèse est d'autant plus justifiée que les coupures sont plus étroites (en principe).

### 3.2.2.1.1 Cas des granulats

#### A. Définition et protocole opératoire

La compacité  $\Phi$  (Rel. 3.1) d'un ensemble de grains est le rapport entre le volume solide des grains et le volume total occupé par les grains (Fig. 3.7).



**Fig. 3.7:** Définition de la compacité

La compacité des coupures grossières est mesurée à sec. A ce jour, aucune norme concernant la compacité n'a été éditée. Le mode opératoire suivant est actuellement préconisé. Un échantillon de masse sèche  $M_s$  (en kg) et de masse volumique réelle  $MVR$  (en  $\text{kg}/\text{m}^3$ ) est placé dans un cylindre de diamètre  $\varnothing$  (en m). Ce diamètre doit être supérieur à 5 fois la dimension maximale du granulat.

Une contrainte de 10 kPa est appliquée sur l'échantillon par le biais d'un piston en acier introduit dans le cylindre. Le cylindre est fixé sur une table vibrante, puis soumis à une vibration durant deux minutes. La hauteur finale  $h$  (en m) de l'échantillon est mesurée en deux points diamétralement opposés. On en déduit le volume final  $V$  (en  $\text{m}^3$ ) de l'échantillon. La compacité  $C$  est alors donnée par la moyenne sur au moins trois échantillons différents:

$$\Phi = \frac{V_s}{V_T} \quad (3.1)$$

Les mesures de compacité se font, soit sur chaque tranche granulaire, soit sur des fractions plus étendues. Cette mesure est affectée par un effet de paroi exercé par le moule et le piston, effet d'autant plus important que le rapport entre la dimension minimale du moule et la taille maximale du granulat est faible. Cet effet est pris en compte par le logiciel BétonlabPro2 à travers les données de confinement, au moment du calcul de  $\beta$  ou du calcul de la compacité du mélange, s'il est confiné.

### B. Compacités des matériaux grenus étudiés

Les valeurs présentées ont été mesurées sur l'ensemble des tranches granulaires pour les gravillons (Tab. 3.1) et sur trois classes granulaires pour les sables (Tab. 3.2) : 0,08/0,315 mm, 0,315/1,25 mm et 1,25/D mm où D est la taille maximale des grains dans le sable étudié. Les valeurs déterminées sur les matériaux de Moselle et sur le sable de Broch sont également présentées.

**Tab. 3.1** : Compacités réelles  $\phi$  et virtuelles  $\beta$  des gravillons étudiés

	Coupures granulométriques	Compacités	
		$\Phi$	$\beta_i$
Mardasson	4/7	0,598	0,626
	7/10	0,588	0,651
	10/20	0,598	0,679
Wellen	5/25 inf	0,663	0,682
	5/25 sup	0,660	0,722
Schloss Thorn	6/20 inf	0,641	0,682
	6/20 sup	0,638	0,688
Moselle	5/15	0,633	0,685

**Tab. 3.2** : Compacités réelles  $\phi$  et virtuelles  $\beta$  des sables étudiés

Coupures granulométriques	Sables					
	0,08/0,315		0,315/1,25		1,25/D	
	$\Phi$	$\beta_i$	$\Phi$	$\beta_i$	$\Phi$	$\beta_i$
Mardasson	0,648	0,647	0,655	0,663	0,64	0,652
W inf	0,635	0,632	0,637	0,639	0,624	0,637
W sup	0,643	0,652	0,663	0,667	0,633	0,647
ST inf	0,614	0,606	0,619	0,623	0,645	0,651
ST sup	0,620	0,615	0,623	0,624	0,657	0,665
Moselle	0,664	0,671	0,643	0,646	0,632	0,661
Brouch	0,601	0,618	0,590	0,603	0,563	0,581

On peut remarquer que les valeurs de compacités virtuelles des sables sont de l'ordre de 0,65 pour les grès et de 0,63 à 0,67 pour les dolomies, les compacités les plus faibles étant généralement celles des grains les plus petits. D'autre part, les compacités virtuelles des matériaux de Wellen (palier supérieur) et ceux de Schloss Thorn (palier inférieur) sont légèrement différentes (0,65 contre 0,63 pour les sables et 0,72 contre 0,68 pour les gravillons). Pourtant, il s'agit d'un même niveau géologique, le MO1. Le mode de concassage adopté pour ces matériaux semble être la cause de ces variations (forme).

Les compacités virtuelles des grès sont comprises entre 0,63 et 0,68, les plus faibles étant celles des grains les plus petits.

Les valeurs déterminées sur les matériaux de Moselle sont les plus élevées, entre 0,63 et 0,68. En revanche, les compacités virtuelles du sable de Brouch sont faibles, comprises entre 0,56 et 0,6.

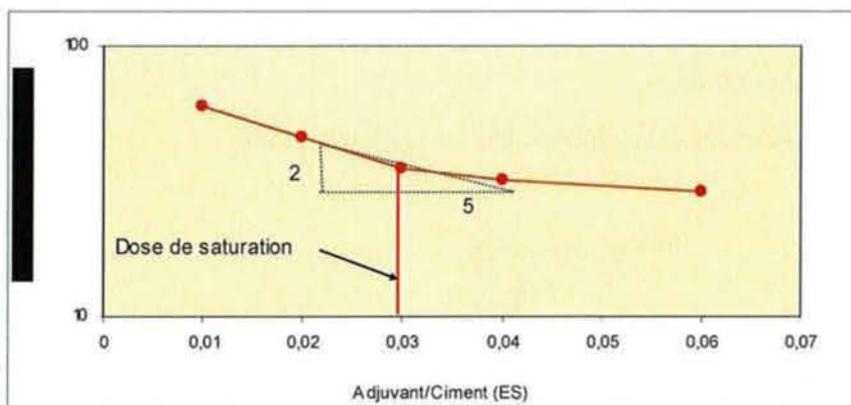
### 3.2.2.1.2 Cas des ciments, des fillers et des additions

#### A. Méthodologies

L'utilisation quasi systématique des adjuvants dans les bétons actuels nécessite de mesurer la dose de saturation des poudres étudiées (ciment et fines) - dosage à partir duquel l'adjuvant atteint son effet optimal - et de vérifier la compatibilité du couple ciment/adjuvant (stabilité dans le temps).

##### a. Détermination de la dose de saturation

La dose de saturation des poudres est déterminée sur coulis de mortier par des mesures d'écoulement dans le temps au cône de Marsh équipé d'une buse de 12,5 mm selon la méthode AFREM [de Larrard et *al*, 1996]. Les coulis sont composés de ciment (et éventuellement de fines), d'eau et d'adjuvant dosé à des pourcentages croissants. Le rapport E/C est déterminé sur coulis faiblement adjuvanté ( $0,15\%_{ES/m_{ciment}}$ ) de manière à avoir un temps d'écoulement de l'ordre d'une minute. Pour les coulis suivants, le taux d'adjuvant augmente, à E/C et volume total de coulis constants (calculés à partir des masses et des densités de chaque constituant). Les résultats sont reportés sur un graphe ayant pour abscisse le rapport Adjuvant/Ciment et pour ordonnée le temps d'écoulement exprimé en log. La dose de saturation est alors donnée par le **dernier** point de tangence de la courbe avec une droite de pente 2/5 (Fig 3.8).



**Fig. 3.8** : Détermination de la dose de saturation

La stabilité des coulis dans le temps est vérifiée pour la dose de saturation. Les temps d'écoulement au cône de Marsh du coulis sont mesurés à des intervalles réguliers de 15 minutes sur une durée totale de 90 à 120 minutes. Entre chaque mesure, le coulis est conservé dans le bol du malaxeur et il est recouvert d'un linge humide. De plus, avant chaque nouvelle mesure, le mélange est malaxé durant 15 secondes environ.

Pour les fillers et additions minérales, la même méthode que celle adoptée pour le ciment est utilisée. Le mélange est constitué de 10 à 20 % de fines testées et de 80 à 90 % de ciment. Les coulis sont confectionnés à E/C constant et leur volume total est constant d'un essai à l'autre. Connaissant la dose de saturation des poudres (ciments, fillers et additions), les mesures de compacités peuvent être réalisées.

#### b. Mesures de compacités

Contrairement aux granulats (fraction > 80 µm) dont la compacité est mesurée à sec avec un indice de serrage K=9, la compacité résiduelle des poudres (ciments, fillers et additions), avec et sans adjuvant, est évaluée par une mesure de demande en eau. La compacité est considérée uniforme sur l'ensemble du mélange pour un indice de serrage K=6,7.

##### \* Compacité des ciments

L'essai de demande en eau consiste à déterminer la masse d'eau  $M_e$  juste nécessaire pour faire passer un mélange eau+ciment de l'état de terre humide à l'état de pâte homogène. Après avoir humidifié la cuve et la pale du malaxeur, une certaine quantité d'eau est introduite dans le malaxeur avec une masse de ciment  $M_c$  de 350 g. Le tout est malaxé durant une minute à vitesse lente. Après un arrêt de 30 secondes durant lequel les bords de la cuve sont raclés, le mélange est malaxé une minute à vitesse rapide. C'est durant cette dernière phase que les ajustements d'eau à l'aide d'une pissette (dont on a fait la tare au préalable) sont effectués de manière à obtenir l'état de pâte lisse. L'essai est reproduit avec une quantité d'eau initiale légèrement inférieure à l'eau totale obtenue lors du premier essai. Si la pâte lisse est obtenue, l'essai est conforme.

La compacité du ciment  $\Phi$  est donnée par la relation suivante :

$$\Phi = \frac{1}{1 + \rho_c \frac{M_e}{M_c}} \quad (3.13)$$

où  $\rho_c$  est la masse volumique du ciment en  $\text{kg/m}^3$  et  $M_e$  la quantité d'eau totale.

Elle peut également être calculée à partir du logiciel (boîte à outils).

Le même procédé est utilisé pour mesurer la compacité du ciment à saturation. Le ciment et une partie de l'eau additionnée de l'adjuvant, à sa dose de saturation déterminée auparavant, sont introduits dans le malaxeur. L'eau est ensuite ajustée successivement. A noter que dans ce cas, l'eau totale  $M_e$  englobe l'eau initiale, l'eau de l'adjuvant et l'eau ajoutée.

\* Compacité des fillers

Pour mesurer la compacité des fillers et des additions minérales la même méthode de demande en eau est utilisée. On mesure la quantité d'eau nécessaire pour deux mélanges ciment+addition (contenant respectivement 90-10 et 80-20% en proportions pondérales respectives d'addition et de ciment).

Pour les mesures de compacité à saturation, la méthode est la même, la dose de plastifiant correspondant à la dose de saturation de l'addition est mesurée au préalable. L'exemple qui suit est extrait de l'aide de BétonlabPro2 et concerne un mélange addition-ciment de 90-10. Le plastifiant a un extrait sec de 30% et les dosages de saturation mesurés sur l'addition et le ciment sont respectivement de 0,1 et 0,3% (en % d'extrait sec). Les étapes de calculs sont donc les suivantes :

- *Dosage de saturation (en % d'extrait sec)*

$0,9*0,1+0,3*0,1=0,12$  % par rapport à la masse de mélange

- *Dosage de saturation en superplastifiant sous sa forme commerciale pour 350 g de mélange*

$(350*0,12/100)/(30/100)=1,4$ g

- *Eau contenue dans le superplastifiant*

$1,4*(70/100)=0,98$ g (eau qui sera par la suite déduite de l'eau totale ajoutée)

Ces mesures expérimentales de demande en eau permettent de calculer la compacité du mélange ciment-addition avec et sans adjuvant :

$$\Phi = \frac{1}{1 + \rho \frac{M_e}{M_c}} \quad (3.14)$$

où  $\rho$  est la masse volumique pondérée ciment-addition en  $kg/m^3$  et  $M_e$  la quantité d'eau totale.

A partir de ces mesures expérimentales, le logiciel extrapole les résultats jusqu'à 100 % d'addition minérale (0 % de ciment).

### b. Doses de saturation et compacités des poudres étudiées

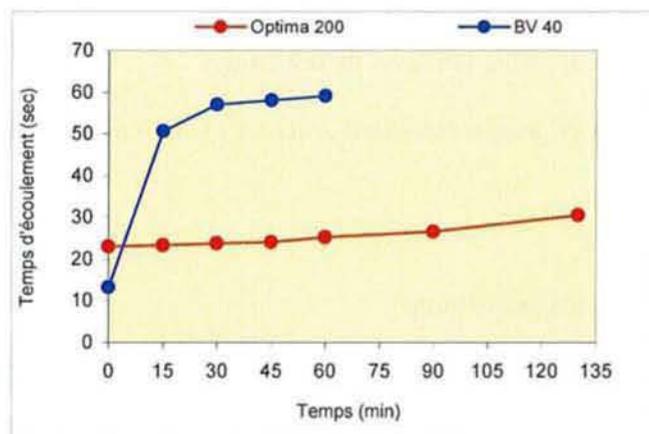
Deux ciments luxembourgeois ont été retenus pour cette étude, un CEM I 42,5R et un CEM II 42,5N. Seul le CEM II 42,5N a été utilisé en présence d'adjuvant. Les valeurs pour les différents matériaux sont données dans le Tab. 3.3.

**Tab. 3.3** : Dosages de saturation des poudres étudiées exprimés en % ES

	CEM II	Brouch	Mardasson	Wellen		Schloss Thorn	
				W inf	W sup	ST inf	ST sup
BV 40	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-	-
Optima 200	0,2	-	-	0,12	0,12	0,2	0,2

Le CEM II a un dosage de saturation de 0,3 % pour BV 40 et de 0,2 % pour Optima 200. Notons que les fillers des sables sont caractérisés par un dosage de saturation identique à celui du ciment ce qui signifie qu'ils consomment autant de plastifiant/superplastifiant utilisé ici que le ciment.

Outre les mesures de dosages de saturation, la stabilité du couple ciment-adjuvant a été vérifiée en mesurant les temps d'écoulement au cône de Marsh de coulis purs sur une durée de 60 à 120 minutes (Fig. 3.9).



**Fig. 3.9** : Stabilité dans le temps des couples CEM II/BV 40 et CEM II/Optima 200

On remarque une perte de maniabilité dès 15 min pour le plastifiant BV 40 avec, au-delà, un temps d'écoulement constant. En revanche, le superplastifiant Optima 200 permet de conserver la fluidité du coulis sur près de 90 min. Au-delà, la perte de maniabilité est très faible, de l'ordre de 5 secondes tout au plus, qui pourrait avoir des conséquences plus marquées sur les bétons. Nous reviendrons sur ce dernier point à la fin de ce chapitre.

Néanmoins, malgré ces résultats et à la demande des partenaires, nous avons conservé le

plastifiant BV 40 dans un premier temps pour la formulation de bétons à partir des matériaux de Mardasson et de Wellen. Le superplastifiant Optima 200 n'a été utilisé qu'en présence des matériaux de Schloss Thorn.

La dose de saturation des poudres étant déterminée en fonction de l'adjuvant employé, les compacités expérimentales ou « demandes en eau » sans adjuvant  $\beta$  et à saturation  $\beta^*$  ont été mesurées. Les compacités virtuelles  $\beta$  et  $\beta^*$  ont été déduites de ces mesures. Toutes les valeurs sont résumées dans le Tab. 3.4.

**Tab. 3.4** : Compacités réelles et virtuelles des poudres étudiées

		CEM I	CEM II		Mardasson	Wellen		Schloss Thorn		Brouch
			BV 40	Optima 200		W inf	W sup	ST inf	ST sup	
Adjuvant utilisé		-	BV 40	Optima 200	BV 40	BV 40	BV 40	Optima 200	Optima 200	BV 40
Compacités réelles	$\Phi$	0,56	0,553	0,553	0,527	0,630	0,649	0,624	0,627	0,533
	$\Phi^*$	-	0,566	0,560	0,549	0,640	0,650	0,634	0,641	0,551
Compacités virtuelles	$\beta$	0,46	0,452	0,452	0,411	0,515	0,535	0,508	0,512	0,406
	$\beta^*$	-	0,465	0,460	0,432	0,526	0,537	0,519	0,527	0,423

Pour le ciment, les compacités à saturation sont très voisines. Pour les fines des sables, les compacités virtuelles avec ( $\beta^*$ ) et sans adjuvant ( $\beta$ ) sont plus élevées que celles des ciments ce qui traduit leur demande en eau importante. Ces fines sont décompactantes et elles nécessitent une quantité d'eau efficace supérieure par exemple à celle du ciment pour atteindre l'état de pâte lisse en présence d'eau, quantité d'eau croissante avec le taux de fines. Notons également que l'absorption des fines (ici près de 2 % pour les dolomies) n'a pas été prise en compte lors des mesures de compacité, conformément au protocole opératoire préconisé pour les mesures de compacité des poudres. Nous discuterons de ce point dans le chapitre 3.5.

### 3.2.2.2 Coefficients d'adhérence, d'effet limitant et de traction des granulats

Le coefficient d'adhérence  $p$  (valeurs habituelles comprises entre 0,5 et 1,25) caractérise l'adhérence développée par la pâte de ciment avec le granulat. Il peut sensiblement varier selon la propreté du granulat et la texture des grains. Par comparaison à des granulats lavés, des granulats recouverts de limons ou d'argile peuvent perdre une part significative de leur adhérence à la pâte de ciment, si aucun agent dispersant (superplastifiant) n'est utilisé dans le béton.

Le coefficient d'effet plafond  $q$  traduit la limitation de la résistance du béton provenant de celle du granulat. En l'absence de données sur béton, ce coefficient peut toutefois être estimé à partir de la résistance à la compression de la roche (Rel. 3.15).

$$q = \frac{p}{2,14R_c} \quad (3.15)$$

où  $p$  est le coefficient d'adhérence et  $R_c$  la résistance en compression de la roche

Une valeur nulle correspond à un granulat très dur (silex, certains basaltes), alors qu'une valeur importante (0,006) traduit la fragilité de la roche (calcaire tendre, etc...).

Enfin, le coefficient de résistance en traction  $k_t$ , lié à la résistance intrinsèque en traction de la roche, permet de trouver à partir de la résistance en traction par fendage la résistance en compression selon la Rel. 3.11. La Rel. 3.16 donne directement la valeur du coefficient  $k_t$  à partir des résistances des bétons.

$$k_t = \frac{R_t}{R_c^{0,57}} \quad (3.16)$$

où  $R_t$  et  $R_c$  sont les résistances en traction par fendage et en compression mesurées au même âge, exprimées en MPa.

Si on dispose de plusieurs couples de valeurs, le calcul est répété pour chaque béton (et éventuellement chaque âge), et on considère une valeur moyenne de  $k_t$ . La valeur de  $k_t$  est habituellement comprise entre 0,32 et 0,47.

Il n'existe pas de moyen pour mesurer directement les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  et leurs évaluations doivent être réalisées par calibration sur des essais de compression et fendage sur des bétons aux squelettes optimisés [Lecomte et al, 2001]. Deux gâchées à dosages en ciment contrastés sont réalisées et les résistances à la compression et à la traction sont mesurées à l'échéance choisie. Les calculs de  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  se font en connaissant le taux de ciment équivalent  $C_{eq}$  (Rel. 3.7), l'épaisseur moyenne de pâte EMP (Rel. 3.9) et la résistance de la matrice  $f_{cm}$  (Rel. 3.8). Les valeurs de  $p$  et  $q$  sont déduites des relations suivantes par résolution d'un système à deux équations :

$$R_{c1}(t) = \frac{pf_{cm1}(t)}{qf_{cm1}(t)+1} \quad R_{c2}(t) = \frac{pf_{cm2}(t)}{qf_{cm2}(t)+1} \quad (3.17)$$

Nous développerons le protocole expérimental ainsi que les résultats dans le paragraphe 3.3.

### 3.2.2.3 Activité des fillers calcaires :

Dans le calcul du taux de ciment équivalent (Rel. 3.7), l'activité des fines calcaires est prise en compte. Elles peuvent alors participer à la montée en résistance du mélange.

Le logiciel détermine cette activité en fonction de la surface spécifique et du taux d'aluminates du ciment.

Nous avons ici mesuré par des essais sur mortiers selon la norme NF P 18-508 l'activité des fines calcaires. Le ciment luxembourgeois de type CEM I contient des fillers calcaires à hauteur de 5%. Pour ne pas interférer avec les fines calcaires testées, nous avons utilisé un ciment français (cimenterie de Xeulley, 54) de type CEM I composé uniquement de clinker. Deux mortiers sont réalisés, l'un dit mortier normal, l'autre en substituant 25% de la masse de ciment par les fines calcaires à tester. Les résistances à la compression à 28 jours sont mesurées. Si l'indice d'activité  $I(t)$  est supérieur à 0,71 ( $I(t)=R_c \text{ Mortier normal}/R_c \text{ mortier avec fines} >0,71$ ), les fines sont déclarées actives.. Pour nos granulats, seules les fines dolomitiques ont été testées (Tab.3.5).

**Tab. 3.5 :** Résistances à la compression des mortiers testés en présence de fines dolomitiques étudiées et indices d'activité associés

	$R_{c28}$ (MPa)	$I(t)$
Wellen inf	46,1	0,74
Wellen sup	47,8	0,77
Schloss Thorn inf	48,2	0,77
Schloss Thorn sup	44,3	0,71

Les fines dolomitiques, d'après ces résultats et selon la norme NF P 18-508, peuvent être considérées comme actives.

## **3.3 Formulations expérimentales de bétons de grès quartzitiques et de dolomies avec les matériaux disponibles**

### 3.3.1 Cahier des charges

#### 3.3.1.1 Norme EN 206-1 : les classes d'exposition du béton

Le cahier des charges a été établi en fonction des classes d'exposition des bétons définies dans la norme européenne EN 206-1 (décembre 2000) qui fixe notamment des quantités minimales de ciment et les rapports E/C maximum. Toutes les classes d'exposition présentées en annexe V se rencontrent au Luxembourg, exceptées les classes XS (environnement marin).

Concernant les classes XF1 à XF4 (gel), les granulats doivent avoir une résistance suffisante vis-à-vis du gel/dégel. Nous verrons ce dernier point dans le chapitre 4.

Les bétons courants, de type C20/25 à C30/37, ont des dosages minima en ciment de 260 à 340 kg/m<sup>3</sup>. Les résistances minimales varient de 12 MPa (béton d'intérieur) à 30 MPa sur cylindres et de 15 à 37 MPa sur cubes. Seuls le ciment, les rapports E/C et les résistances sont données à titre indicatif par la norme. La maniabilité et la mise en œuvre sont fixées par l'industriel en fonction des chantiers selon les classes S1 à S5 (Tab. 3.6 et 3.7).

#### 3.3.1.2 Impératifs industriels complémentaires

Après concertation avec le partenaire industriel, le cahier des charges des bétons a été complété. Le choix s'est porté sur la formulation de bétons courants type C25 à C35 sur cylindres fabriqués avec le ciment luxembourgeois de type CEM II associé, dans un premier temps au plastifiant BV 40 puis au superplastifiant Optima 200, non dosés à saturation de préférence. Les bétons doivent être plastiques à fluides, selon les dosages en adjuvant, c'est-à-dire un affaissement compris entre 12 et 15 cm environ. Ils doivent être pompables avec une viscosité théorique (BTLP2) inférieure à 300 Pa.s. Le prix est également un facteur important qui croît corrélativement à la quantité de ciment et d'adjuvant. Les dosages en ciment devront par conséquent ne pas dépasser 300 à 340 kg/m<sup>3</sup>, en adéquation avec les quantités prédéfinies auparavant (EN 206-1).

### 3.3.2 Essais mis en œuvre

Les formules proposées par le logiciel ont été vérifiées expérimentalement par des essais sur bétons frais et sur bétons durcis.

#### 3.3.2.1 Préparation des matériaux avant les gâchées

Les matériaux concassés au Luxembourg ont été livrés en big-bags. La veille de chaque gâchée, une quantité suffisante de matériaux a été homogénéisée dans un grand bac. Un prélèvement significatif a alors été réalisé sur chaque fraction pour mesurer la teneur en eau. Les granulats ont ensuite été mis en sacs hermétiquement fermés pour conserver la teneur en eau. Les vérifications expérimentales ont été réalisées sur des gâchées d'un volume fixé à 42 litres permettant la réalisation des essais d'affaissement et d'étalement et la confection de six éprouvettes cylindriques 16\*32 cm. Le logiciel BétonlabPro2 donne une formule pour 1 m<sup>3</sup> de béton à partir de **granulats secs**. Des calculs préliminaires sont donc nécessaires pour tenir compte de la teneur en eau et de l'absorption de nos matériaux mais également de l'air occlus prévisionnel. Une fiche expérimentale (Fig. 3.10) a été établie sous Excel pour permettre de calculer les quantités de matériaux nécessaires pour réaliser une gâchée de 1 m<sup>3</sup> puis de 42 litres et ajuster la quantité d'eau pour obtenir l'ouvrabilité prévue. Plusieurs étapes sont nécessaires :

- \* mesurer la teneur en eau  $W$  des granulats,
- \* calcul de l'eau totale apportée par les granulats  $M_T$  :

$$M_T = M_{sable} * W_{sable} + M_{gravillons} * W_{gravillons} \quad (3.18)$$

Les masses de sable et/ou de gravillons sont les masses sèches en kg et  $W$  la teneur en eau de la fraction granulométrique correspondante,

- \* calcul de l'eau absorbée par les granulats  $M_{absorbée}$

$$M_{absorbée} = M_{sable} * Ab_{sable} + M_{gravillons} * Ab_{gravillons} \quad (3.19)$$

$Ab$  est le coefficient d'absorption de la fraction granulométrique correspondante (Tab.2.3 et 2.7),

- \* calcul de l'eau restante  $M_{restante}$  :

$$M_{restante} = M_T - M_{absorbée} \quad (3.20)$$

L'eau restante est la différence entre la masse d'eau totale et la masse d'eau absorbée par les granulats. Cette masse d'eau est alors prise en compte dans le calcul de l'eau efficace  $E_{eff}$  (Rel. 3.21).

$$E_{eff} = E_{totale} \pm M_{restante} \quad (3.21)$$

$E_{totale}$  est la quantité d'eau ajoutée sur granulats secs

La formule de béton simulée sur le logiciel BétonlabPro2 est saisie sous Excel, les quantités étant exprimées en % pour le squelette granulaire et en  $\text{kg/m}^3$  pour les autres constituants. Un rapide calcul permet d'exprimer les différentes quantités en  $\text{kg/m}^3$  ( $M_S$  matériaux secs) à partir des masses volumiques, puis en  $\text{kg/m}^3$  ( $M_H$  matériaux humides). L'eau restante, calculée précédemment est déduite de l'eau efficace. Ainsi, s'il existe un déficit ou un excès dans le bilan de l'eau, une correction rapide peut être faite. Les quantités nécessaires à la réalisation d'une gâchée d'un volume de 42 litres sont calculées par une règle de 3. Ces masses sont celles introduites dans le malaxeur.

Les différents matériaux solides, pesés à 0,1 kg, sont introduits un à un dans la cuve du malaxeur en commençant par le sable, les gravillons et le ciment. L'eau, additionnée ou non d'adjuvant, pesée au gramme, est introduite en dernier en cours de malaxage. Le temps de malaxage est de l'ordre d'une minute afin d'obtenir un mélange homogène. Dès la fin du malaxage, les propriétés rhéologiques (affaissement et étalement) sont mesurées à l'instant noté  $t_0$ . Des ajouts d'eau peuvent être faits pour obtenir la maniabilité souhaitée et ils sont suivis d'un malaxage d'une minute. Ces quantités d'eau sont reportées dans la dernière colonne de la fiche expérimentale (Fig. 3.10). Exprimées pour un volume de 42 litres, elles sont ensuite ramenées à un volume unité ( $1 \text{ m}^3$ ) par une règle de 3, calcul pour une quantité d'air **nulle** (Rel. 3.22).

$$V_e' = \frac{V_e}{1000} * 42 \quad (3.22)$$

avec  $V_e$ , la quantité d'eau ajoutée pour un volume total de 42 litres et  $V_e'$  la quantité d'eau ajoutée pour  $1 \text{ m}^3$  de béton « sans air »

Cette quantité est notée « **Ajout d'eau pour  $1 \text{ m}^3$  de béton sans air** » dans tous les tableaux de résultats des bétons de ce chapitre.

Les éprouvettes de béton sont confectionnées puis pesées afin de déterminer la densité du béton frais et la quantité d'air au  $\text{m}^3$  [Lecomte, 1998]. Cette dernière permet de recalculer les proportions pondérales de chaque constituant.

A 24 h, les éprouvettes sont démoulées, pesées puis stockées en piscine thermostatée jusqu'à l'échéance des essais de résistance. Le tableau « Mesures » de la fiche (Fig. 3.10) résume toutes les propriétés des bétons, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

**Calculs des proportions pondérales des différents constituants pour une gâchée d'un volume de 42 litres**

Propriétés des matériaux			EAU			
	MVR	Ab	W	totale	absorbée	restante
Ciment CEM I	3,12	-	-			
Eau	1	-	-			
0/4	2708	0,817	<b>0,05</b>	38,9	6,4	32,6
4/7	2705	0,767	<b>0</b>	0,0	0,0	0,0
7/10	2705	0,767	<b>0,0049</b>	3,4	5,3	-1,9
10/20	2705	0,767	<b>0,005</b>	1,9	2,8	-1,0
			<b>total</b>	<b>44,2</b>	<b>14,5</b>	<b>29,7</b>

<b>Eau restante non absorbée par les granulats</b>	

<b>Volume de la gâchée expérimentale</b>	
volumes gâchées en litres	30
	42
	45

extrait sec %	30,9
% adj ES	0
W adj	0

<b>Masse sèche des constituants</b>		<b>Masse humide des constituants tenant compte de leur teneur en eau</b>	
formule	Volume litres	Ms kg/m <sup>3</sup>	Mh kg/m <sup>3</sup>
0/4 %	42,3	287,6	778,8
4/7 %	0	0,0	0,0
7/10 %	37,5	254,9	689,6
10/20 %	20,2	137,3	371,5
total granulats %	100	679,8	1839,8
Ciment kg	300	96,2	300
eau kg	209	209	179,3
air %	1,5	15	-
add minérale kg	0	0	0
adjuvant kg	0	0,000	0
total	1000		

<b>Eau efficace tenant compte de la teneur en eau et de l'absorption</b>	

A cm	6,1
E cm	29,16

<b>Affaissement et Etalement mesurés</b>	

<b>Ajouts d'eau pour obtenir la maniabilité prévue</b>	

<b>Propriétés mesurées à 28 jours</b>	

Mesures										
	Tare moule	M totale B frais	M nette B frais	Densité frais	Ressuage (mm)	M nette B durci	Densité durci	Rc	Rt	Module
Eprouvette 1	370	15606	15236	2,344	2,8	15198	2,338		2,4	
Eprouvette 2	371	15644	15273	2,350	4,3	15248	2,346		2,24	
Eprouvette 3	370	15635	15265	2,348	2,3	15234	2,344	20,65		
Eprouvette 4	369	15631	15262	2,348	2,5	15222	2,342	20,75		
Eprouvette 5	370	15674	15304	2,354	2,5	15261	2,348		2,44	
Eprouvette 6	369	15553	15184	2,336	3	15164	2,333	20,51		17283
Moyennes			15254	2,347	2,9	15221,17	2,342	20,64	2,36	

<b>Densité moyenne du béton frais</b>	

<b>Ressuage moyen mesuré à 24 heures</b>	

<b>Densité moyenne du béton durci à 24 heures</b>	

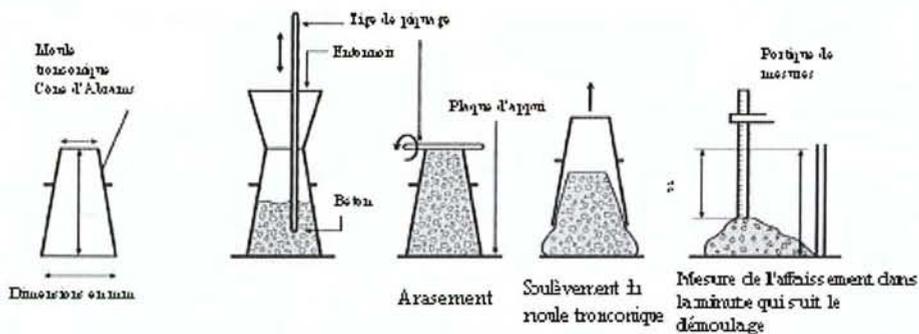
**Fig. 3.10** : Exemple d'une fiche expérimentale

### 3.3.2.2 Essais mis en œuvre sur bétons frais

#### 3.3.2.2.1 Maniabilité

##### A. Affaissement au cône d'Abrams EN 12350-2

Cet essai est un des plus simples et des plus fréquemment utilisés sur chantier pour mesurer l'ouvrabilité d'un béton. Il caractérise la consistance du béton et son aptitude à se déformer sous son propre poids (Fig. 3.11).



**Fig. 3.11** : Mesures de l'affaissement au cône d'Abrams

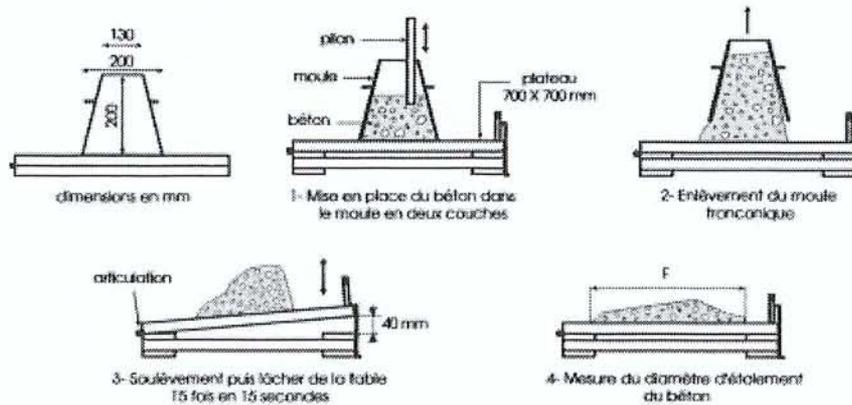
L'essai au cône permet de tester des bétons dont la dimension maximale  $D$  des granulats ne dépasse pas 40 mm. Il s'agit de mouler manuellement un tronc de cône de dimensions normalisées et de mesurer, après démoulage, son affaissement  $A$  (en mm) sous l'effet de son propre poids. L'essai n'est pas adapté au bétons trop fermes ( $A=0$  mm) ou au contraire trop fluides ( $A>220$  mm). Les résultats des mesures permettent de classer les bétons en différentes classes de consistance. Le tableau 3.6 indique les correspondances entre les classes de consistance des bétons entre l'ancienne norme NF P 18-305 et la norme actuelle EN 206.

**Tab. 3.6** : Classes de consistance des bétons en fonction de l'affaissement mesuré

EN 206		NF P 18-305		
Classes de consistance	Affaissement (mm)	Classe	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
S1	10 à 40	Ferme F	0 à 4	±1
S2	50 à 90	Plastique P	5 à 9	±2
S3	100 à 150	Très plastique TP	10 à 15	±3
S4	160 à 210	Fluide F	16	
S5	≥ 220			
Plages recommandées pour les essais				

### B. L'étalement de Graf EN 12350-5

Cet essai, très pratiqué au Luxembourg et en Allemagne, est une autre méthode pour apprécier la consistance d'un béton. Il est bien adapté pour les bétons fluides (Fig. 3.12).



**Fig. 3.12** : Mesures de l'étalement de Graf

La dimension maximale des granulats ne doit pas excéder 40 mm. La consistance du béton est estimée par l'étalement d'un cône de béton démoulé sur une table à chocs. Ce cône de béton est soumis à son propre poids et à une série de 15 secousses d'amplitude normalisée. On mesure alors deux diamètres perpendiculaires de la galette de béton, la moyenne correspondant à l'étalement E exprimé en mm. Le tableau 3.7 indique les classes de consistance en fonction des mesures d'étalement.

**Tab. 3.7** : Classes de consistance des bétons en fonction de l'étalement mesuré EN 206-1

EN 206-1	
Classes de consistance	Diamètre de l'étalement (mm)
F1	≤ 340
F2	350 à 410
F3	420 à 480
F4	480 à 550
F5	560 à 620
F6	≥ 630
	Plages recommandées pour les essais

### 3.3.2.2 Confection des éprouvettes EN 12390-2

Après les différentes mesures de maniabilité, le béton est coulé dans des éprouvettes cylindriques 16\*32 en deux couches, chaque couche étant vibrée à l'aiguille vibrante pour évacuer le maximum de bulles d'air. Les éprouvettes sont ensuite minutieusement arasées, nettoyées puis pesées afin de déterminer la densité expérimentale du béton frais (EN 12350-6). La densité théorique du béton est calculée à partir des masses de chaque constituant introduit dans le malaxeur et de leur volume réel. La teneur en air a du béton (Rel. 3.23) est déduite des pesées et de ces derniers calculs. Elle est exprimée en litres par m<sup>3</sup>.

$$a = 1000 * \left( 1 - \frac{\text{Densité expérimentale}}{\text{Densité théorique}} \right) \quad (3.23)$$

Cette valeur nous permet de calculer les proportions pondérales réelles des constituants dans la formule finale de béton [Lecomte, 1998]. En effet, les volumes réels de chaque constituant sont calculés sur la base de ce volume. Ainsi les masses sèches puis humides de ces derniers sont connues en tenant compte de leur absorption et de leur teneur en eau initiale.

### 3.3.2.3 Les essais mis en œuvre sur bétons durcis

A échéance, les éprouvettes sont pesées pour déterminer leur densité (EN 12390-7). Elles subissent ensuite des essais de résistance et de déformation.

#### 3.3.2.3.1 Résistances mécaniques à compression et traction par fendage

##### *A. Résistance à la compression EN 12390-4*

Elle se mesure par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques 16\*32. Les éprouvettes à tester sont au préalable placées sur un lit de sable siliceux (0/1) contenu dans une boîte à sable et scellées par du soufre, conformément à la norme NF P 18-415. Cette opération permet d'opérer sur des surfaces planes et perpendiculaires aux génératrices des éprouvettes. Les éprouvettes sont alors soumises à une charge croissante normative jusqu'à la rupture. La presse utilisée pour ces essais est automatisée et pilotée par ordinateur, ce qui permet d'appliquer une vitesse de charge constante de 0,5 MPa/s. La résistance à la compression  $R_c$  en MPa est donnée par la relation suivante (Rel.3.24).

$$R_c = 10 * \frac{P}{S} \quad (3.24)$$

avec P la charge maximale à la rupture en KN et S la section de l'éprouvette cm<sup>2</sup>.

### B. Résistance à la traction par fendage EN 12390-6

L'éprouvette est placée horizontalement entre les plateaux de la presse et dans l'axe ; le contact des génératrices inférieure et supérieure avec les plateaux est assuré par l'intermédiaire de bandes de contre-plaqué. Un effort de compression est appliqué le long de deux génératrices opposées. Cet effort induit des contraintes de traction dans le plan passant par ces deux génératrices. La résistance à la traction par fendage  $R_t$  en MPa est donnée par la relation suivante :

$$R_t = 20 * \frac{F}{\pi d h} \quad (3.25)$$

où F est la charge maximale en KN, d le diamètre de l'éprouvette en cm et h sa hauteur en cm.

Tous les essais décrits ont été pratiqués sur les bétons réalisés avec les matériaux sélectionnés. Six cylindres par gâchées ont été testés, deux en fendage, un en compression, la mesure du module d'élasticité sur un des cylindres, puis compression sur les trois cylindres restants. Les résultats sont présentés ci-après pour chaque nature de granulats (grès phylladeux du Dévonien et dolomies du Muschelkalk). Suite à un problème d'appareillage, les résultats erronés des modules d'élasticité des matériaux étudiés ne sont pas présentés ici.

### 3.3.3 Bétons de grès

Différents bétons de grès ont été réalisés, avec le CEM I d'une part pour la calibration des paramètres d'adhérence p, d'effet limitant q et le coefficient de traction  $k_t$ , et, dans un second temps, avec le CEM II pour valider les résultats expérimentaux.

#### 3.3.3.1 Matériaux gréseux bruts de Mardasson

La carrière de Mardasson produit actuellement 4 coupures de granulats, un sable 0/4 et 3 gravillons dont la dimension maximale D est 20 mm. Ces granulats ont tout d'abord été utilisés tels quel pour la fabrication de béton.

##### 3.3.3.1.1 Présentation des formules réalisées

Trois gâchées ont été réalisées à partir du CEM I pour calibrer p, q et  $k_t$ . Elles présentent des dosages en ciment de 300, 340 et 450 kg/m<sup>3</sup> et seule la gâchée intermédiaire est adjuvantée. Les deux dernières gâchées présentent des dosages en CEM II contrastés respectivement de 310 et 455 kg/m<sup>3</sup>. Tous ces bétons ont été simulés avec un coefficient d'adhérence p de 1, un effet limitant q nul et un coefficient  $k_t$  de 0,4, valeurs choisies

arbitrairement (Tab. 3.8). Les résistances mesurées ont permis ensuite de calculer les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  propres à ces matériaux. La confrontation des résultats expérimentaux aux prévisions du logiciel est traitée dans le chapitre 3.5.

**Tab. 3.8** : Formules initiales de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur bétons de grès phylladeux bruts

	MARDASSON										
	Formules destinées à la calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$ CEM I						Formules destinées aux validations expérimentales CEM II				
	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	
N° de gâchée	15	G1	4	G2	39	G3	22	G4	29	G5	
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air	-	35,7	-	17,9	-	23,8	-	43,2	-	13,2	
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment	300	293	340	336	450	444	310	299	455	451
	$E_{eff}$	209	238,9	221,6	236,2	235	255,6	222	256,3	249	260,0
	BV 40	0	0	3,41	3,4	0	0	0	0	0	0
	0/4	779	759	770	752	706	699	722	697	643	638
	4/7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7/10	690	673	662	645	607	599	721	696	642	637
	10/20	371	363	358	348	328	325	361	349	321	318
	Air %	1,5	0,4	0,7	1,1	1,4	0,2	1,1	0,3	1	0,1
Propriétés	$E_{eff}/C$	0,70	0,82	0,65	0,70	0,52	0,58	0,72	0,88	0,55	0,58
	Densité	2,363	2,347	2,367	2,339	2,339	2,335	2,351	2,313	2,323	2,320
	A cm	7,6	6,1	30	8,1	6,6	7,5	15	13,6	14,6	14,2
	E cm	-	29,2	-	33,4	-	33	-	35	-	35,5
	Seuil Pa	1736	-	147	-	1791	-	1229	-	1242	-
	Vis Pa.s	181	-	104	-	155	-	133	-	112	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	25,3*	20,6	24*	24,8	42,5*	31,6	23,3*	18,4	39,7*	30,5
	Rt <sub>28</sub> MPa	2,7*	2,4	2,7*	2,5	3,7*	3,1	2,6*	2	3,5*	2,7
	Tassement mm	-	2,9	-	2,7	-	3	-	3	-	1,8

\* Simulations réalisées avec un coefficient  $p$  de 1, un coefficient  $q$  nul et une valeur de  $k_t$  de 0,4

Les ajouts d'eau pour obtenir la maniabilité souhaitée sont importants avec des quantités variant entre 13 et 42 litres pour 1 m<sup>3</sup> de béton sans air. Le tassement en surface, mesuré à 24 h sur chaque éprouvette, est également important, avec des valeurs pouvant atteindre 3 mm.

### 3.3.3.1.2 Calibration des paramètres p, q et $k_t$

Les résistances à la compression et à la traction obtenues permettent de calculer les paramètres d'adhérence p, d'effet limitant q et le coefficient de traction  $k_t$  selon les relations 3.10 et 3.11.

Les paramètres p et q peuvent être calibrés par BétonlabPro2. Les formules de béton sont saisies dans le logiciel (tous les constituants sont en kg) ainsi que la résistance à 28 jours mesurée (ici la moyenne des 4 valeurs). Dans notre cas, les deux gâchées à dosages en ciment contrastés (300 et 450 kg) ont été saisies. Le coefficient p est constant pour tous les granulats, de même pour le coefficient q. Une certaine liberté est accordée à l'utilisateur qui peut soit imposer une valeur de q soit imposer p/q. sur les paramètres. BétonlabPro2 calcule alors les coefficients p et q à partir des données fournies et des contraintes imposées par l'utilisateur.

La calibration proposée pour ces trois paramètres par BétonlabPro2 est donnée dans le Tab. 3.9 a. Aucune contrainte n'a été imposée.

Les nouvelles valeurs de p, q et  $k_t$  ont été saisies dans la banque de constituants. De nouvelles simulations ont été réalisées. Les formules de béton simulées sont identiques aux formules expérimentales. Ainsi, les résistances simulées sont confrontées aux résistances mesurées expérimentalement, à rapports E/C égaux (Tab. 3.9 b).

**Tab. 3.9 a** : Calibration expérimentale sous BétonlabPro2 des paramètres p, q et  $k_t$  pour les grès phylladeux de Mardasson

	BTLP2		
	p	q	$k_t^*$
Grès phylladeux	1,54	0,019	0,4

**Tab. 3.9 b** : Confrontations des résistances expérimentales obtenues et des résistances simulées avec BétonlabPro2

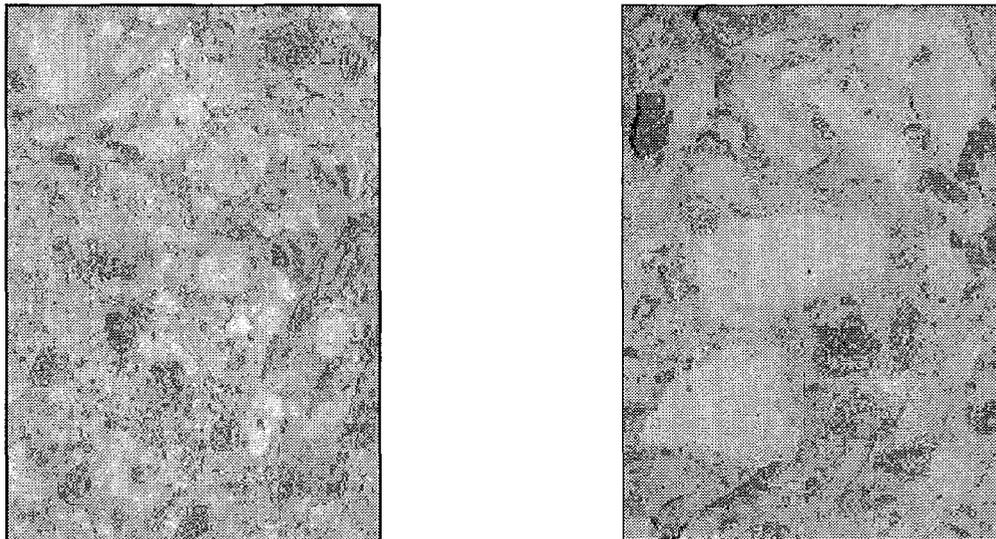
	MARDASSON									
	Formules destinées à la calibration des paramètres p, q et $k_t$ CEM I						Formules destinées aux validations expérimentales CEM II			
	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2
N° de gâchée	G1	1	G2	2	G3	3	G4	1'	G5	2'
Rc <sub>28</sub> MPa	20,6	22,4*	24,8	27,7*	31,6	34,1*	18,4	19,6*	30,5	33,8*
Rt <sub>28</sub> MPa	2,4	2,5*	2,5	2,9*	3,1	3,2*	2	2,3*	2,7	3,2*

\* Simulations réalisées avec un coefficient p de 1,56, q de 0,019 et  $k_t$  de 0,4.

Les différences entre les résistances expérimentales mesurées des bétons de grès et les résistances simulées avec BétonlabPro2 avec les nouveaux coefficients  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  sont faibles, 4 à 5 MPa pour la résistance à la compression pour des dosages en ciment importants.

Les valeurs de  $p$  et  $q$  obtenues s'écartent des fourchettes publiées dans la littérature. Les valeurs habituelles de  $p$  sont comprises entre 0,5 et 1,25 ; celles de  $q$  sont comprises entre 0 et 0,006.

Les valeurs obtenues avec BétonlabPro2 suggèrent une très bonne adhérence à la pâte, avec un coefficient  $p$  élevé (1,54), et un effet limitant  $q$  important de la part du granulat (0,019). Or, sur les plans de fendage des éprouvettes (Fig. 3.13), on observe peu de granulats cassés. Ce constat laisse supposer une faible adhérence des granulats à la pâte, et donc une faible valeur de  $p$ , et un effet limitant nul, donc une faible valeur de  $q$ . Il existe donc une incohérence entre les valeurs de  $p$  et  $q$  calculées et les observations expérimentales.



**Fig. 3.13** : Exemples de plans de rupture à la traction d'un béton de grès phylladeux brut (G3). On observe de nombreux granulats déchaussés (faible adhérence du granulat à la pâte)

Ils témoignent d'un ressuage conséquent ce qui laisse supposer que les bétons ne sont pas optimisés.

D'après Lecomte et *al* [Lecomte et *al*, 2001], le calibrage du paramètre  $p$  doit s'effectuer sur des formules optimisées sinon sa valeur est erronée. En effet, les résistances expérimentales chutent sensiblement en raison de la présence de ressuage. Les fortes valeurs de  $p$  et  $q$  calculées avec BétonlabPro2 (Tab. 3.9 a) seraient donc dues au caractère pathologique de ces bétons.

Un autre paramètre non négligeable est le taux de fines du sable employé (ici près de 20 %). La réalisation des gâchées a montré que le béton demandait bien plus d'eau efficace que prévue et qu'il était particulièrement collant. Ce comportement est probablement dû à la

présence en excès des fines et aussi à leur nature. Ces éléments ont pu jouer indirectement sur la valeur de  $p$ .

Les difficultés rencontrées lors de la fabrication des bétons de grès phylladeux bruts peuvent expliquer la mauvaise calibration des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$ . Suite aux observations expérimentales sur bétons, et compte tenu des bonnes propriétés des granulats, nous avons opté pour un coefficient  $q$  nul. Le coefficient  $p$  a été déduit par calcul à partir des résistances mesurées (Tab. 3.10 a). De nouvelles simulations avec ces coefficients ont été réalisées (Tab. 3.10 b), l'objectif étant de diminuer les écarts entre les résistances prévues et les résistances mesurées.

**Tab. 3.10 a** : Calibration expérimentale sous BétonlabPro2 des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  pour les grès phylladeux de Mardasson.

	EXP		
	$p$	$q$	$k_t^*$
Grès phylladeux	0,85	0	0,4

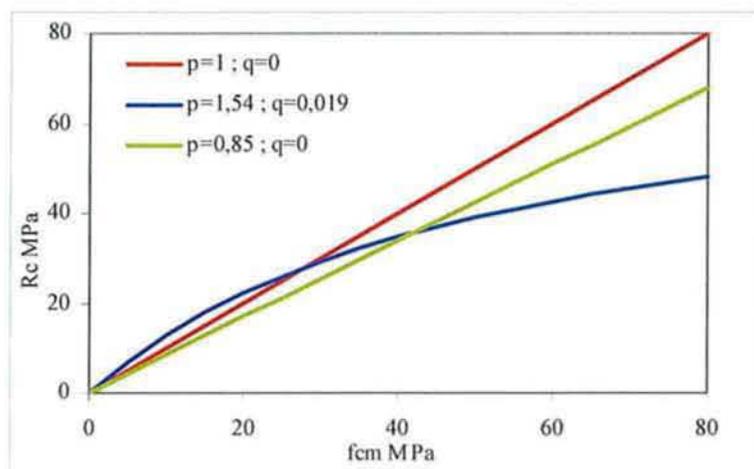
**Tab. 3.10 b** : Confrontations des résistances expérimentales obtenues et des résistances simulées avec BétonlabPro2

	MARDASSON									
	Formules destinées à la calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$ CEM I						Formules destinées aux validations expérimentales CEM II			
	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2
N° de gâchée	G1	1	G2	2	G3	3	G4	1'	G5	2'
$R_{c28}$ MPa	20,6	16,8*	24,8	22,8*	31,6	31,8*	18,4	14*	30,5	31,3*
$R_{t28}$ MPa	2,4	2,2*	2,5	2,6*	3,1	3,2*	2	2*	2,7	3,1*

\* Simulations réalisées avec un coefficient  $p$  de 0,85,  $q$  de 0 et  $k_t$  de 0,4.

La précision des simulations de béton à base des grès phylladeux affectés des nouveaux coefficients est de 3 à 4 MPa pour les résistances à la compression. Contrairement aux résultats précédents (Tab. 3.9 b), les écarts les plus importants sont observés pour les dosages en ciment les plus faibles. Ces résultats montrent l'influence des valeurs des coefficients  $p$  et  $q$  qui interviennent dans les prévisions des résistances à la compression (Fig. 3.14). En

diminuant la valeur du coefficient d'adhérence  $p$ , pour des résistances de la matrice faibles, les résistances à la compression prévues sont légèrement sous-estimées.



**Fig. 3.14** : Influence des paramètres  $p$  et  $q$  sur la résistance à la compression

Notons que les paramètres  $p$  et  $q$  influencent la résistance des bétons en particulier pour les résistances de la matrice supérieures à 40 MPa. Dans le cas de résistances plus faibles, les écarts sont moins marqués. Nos bétons se situent dans ce domaine. Les résistances simulées avec les premiers coefficients calibrés par BétonlabPro2 (1,54 et 0,019) sont surestimées par rapport aux résistances expérimentales mesurées. Le choix définitif des coefficients  $p$  (0,85),  $q$  (0) et  $k_t$  (0,4) a été fait en accord avec les observations expérimentales.

### 3.3.3.1.3 Analyses des résultats

Les résultats sur bétons avec les matériaux bruts de Mardasson sont globalement médiocres. Les écarts entre les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux sont importants, notamment en ce qui concerne la maniabilité des bétons. En effet, pour obtenir l'affaissement souhaité, il a fallu ajouter une quantité d'eau de 13 à 43 litres/m<sup>3</sup> selon les gâchées, (quantité d'eau calculée pour un béton sans air). Le dosage en eau efficace de ces bétons est d'autant plus important que le dosage en ciment est faible. Il est attribué au taux élevé de fines du sable employé qui sont « décompactantes » comparées au CEM I (Tab. 3.4). Nous discuterons de ce point dans le chapitre 3.5.

Les ajustements d'eau successifs lors du gâchage pour obtenir l'affaissement souhaité ont conduit à des rapports E/C supérieurs aux critères normatifs de départ.

Une gâchée (G2) a alors bénéficié de l'emploi d'un adjuvant, ce qui a permis de réduire la quantité d'eau ajoutée. Toutefois, le rapport E/C reste élevé. Deux hypothèses sont alors

avancées. L'une s'attache à l'efficacité du plastifiant qui n'est peut être pas adapté à ces matériaux. L'autre concerne l'optimisation du squelette granulaire ; les bétons étudiés présentent un ressuage important, une faible adhérence des granulats à la pâte et des résistances faibles malgré des dosages en ciment qui peuvent atteindre  $455 \text{ kg/m}^3$ . On obtient alors des bétons de type C20 à C25 ne satisfaisant pas les objectifs fixés. Une meilleure compacité granulaire (forme, etc...) et une meilleure propriété des granulats (amélioration de l'adhérence du granulat à la pâte) sont les voies pour une optimisation de ces bétons. Le ressuage observé traduit le caractère pathologique de ces bétons et il influence le calcul des valeurs des paramètres p et q.

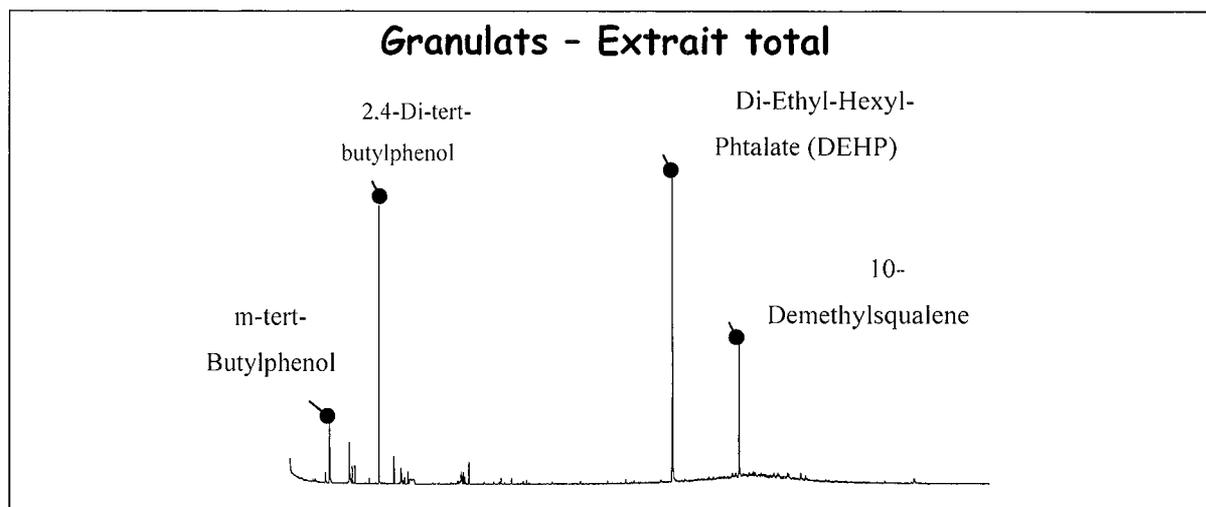
En conclusion, les résultats expérimentaux montrent des différences importantes avec les prévisions du logiciel. Les bétons que l'on peut fabriquer avec les matériaux en l'état avec du CEM II sont de type C20<sub>cyl</sub>. Avant d'abandonner l'étude de cette ressource, nous avons encore réalisé des essais après avoir lavé en laboratoire les granulats et/ou substitué le sable par un sable correcteur.

#### 3.3.3.1.4 Essais réalisés avec les matériaux lavés ; pollution accidentelle des matériaux

Le lavage du sable a permis d'identifier une pollution accidentelle des matériaux. En effet, l'eau de lavage montrait des efflorescences pouvant être assimilées à celles d'un produit hydrocarboné. Un échantillon d'eau surnageante a été prélevé et donné pour analyses au service de Géochimie Organique de l'Université de Nancy 1 (UHP).

L'échantillon d'eau a subi une extraction liquide-liquide au dichlorométhane. L'extrait a ensuite été analysé par le couplage chromatographie en phase gazeuse-spectrométrie de masse. Les principaux composés identifiés dans le chromatogramme (Fig. 3.15) sont :

- \* m-tert-Butylphénol
- \* 2,4-Di-tert-Butylphénol
- \* Di-Ethyl-Hexyl-Phtalate (DEHP)
- \* 10 Demethylsqualène



**Fig. 3.15** : Identification des principaux composés de l'eau de lavage du sable de Mardasson

Les commentaires apportés par le laboratoire sont les suivants. Les deux premiers composés semblent avoir la même origine ; le m-tert-Butylphénol peut être un additif des huiles moteurs ; le 2,4-Di-tert-Butylphénol est essentiellement utilisé dans la synthèse de composés antioxydants et il est un additif des fuels, essences et huiles moteurs.

Les deux derniers composés sont des composés identifiés dans les plastiques et dont l'origine est certainement liée au flacon en plastique utilisé pour le prélèvement.

On identifie par ailleurs, en faible abondance par rapport aux composés précédemment cités, des hydrocarbures aliphatiques et des biomarqueurs (hopanes et stéranes), caractéristiques de produits pétroliers d'origine naturelle ou anthropique.

La présence de tels composés d'origine organique dans nos matériaux explique alors en partie les résultats obtenus sur béton. Le ressuage observé pourrait être du, en plus des problèmes d'optimisation du squelette granulaire, à l'huile enrobant les gravillons. Cette pellicule peut également être responsable de la faible adhérence des matériaux à la pâte de ciment d'où des paramètres  $p$  et  $q$  anormalement faibles pour des matériaux de cette qualité.

Ces résultats, associés au taux de fines très élevé du sable, nous ont conduit à ne laver en laboratoire que les gravillons de Mardasson. Le sable a été écarté et substitué par un sable correcteur gréseux pour la réalisation de nouveaux essais. Nous avons opté pour cette solution car nous n'avons pas pu, pour cette étude, récupérer un nouveau lot de matériaux issus de cette carrière. De plus, rien ne nous assurait que la pollution observée dont on ignore l'origine, soit totalement éliminée. Les matériaux lavés ont servi à de nouvelles formulations et réalisations de bétons.

### 3.3.3.2 Matériaux gréseux de Mardasson lavés en laboratoire

Suite aux résultats d'essais insatisfaisants exposés ci-dessus, nous avons entrepris le lavage en laboratoire des trois gravillons (4/7, 7/10 et 10/20) produits au sein de la carrière de Mardasson. Le sable a été écarté et il a été substitué, dans un premier temps, par l'association d'un sable alluvionnaire de type Moselle et d'un sable gréseux concassé, le sable de Brouch, produit au Luxembourg. Dans un second temps, seul le sable de Brouch a été conservé, l'objectif premier de ce travail de recherche étant l'utilisation de matériaux de substitution dans les bétons.

#### 3.3.3.1.1 Calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$

Trois gâchées ont été réalisées à partir du CEM I pour calibrer à nouveau les paramètres  $p$  et  $q$ . Elles présentent des dosages en ciment de 300, 350 et 450 kg/m<sup>3</sup> et sont non adjuvantées. Les prévisions du logiciel, avec les coefficients  $p$  de 0,85 et  $q$  de 0 adoptés précédemment, et les résultats expérimentaux sont donnés dans le Tab. 3.11. Les coefficients  $p$  et  $q$  des sables de Moselle et de Brouch (Tab. 3.12) ont été calibrés lors de précédentes études [Mechling, 2000 ; Vulcano-Greullet, 2001].

**Tab. 3.11** : Prévisions selon BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons de grès phylladeux lavés - Calibration des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  sur bétons avec du CEM I

		MARDASSON LAVE					
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
	N° de gâchée	1	G6	3	G7	2	G8
	Ajout d'eau ramené à 1 m3 de béton sans air	-	0	-	0	-	0
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	300	293	350	352	450	450
	E <sub>eff</sub>	195	191	200	202	215	216
	0/4 Brouch	184	180	179	179	167	166
	0/5 Moselle	460	449	447	448	416	416
	7/10	569	555	644	647	514	514
	10/20	664	694	552	554	600	600
	Air %	1	1,37	1	0,24	1	0,64
	E <sub>eff</sub> /C	0,65	0,65	0,57	0,57	0,48	0,48
Propriétés	Densité	2,387	2,393	2,386	2,395	2,375	2,381
	A cm	15,3	12	15,4	13,5	15,6	14
	E cm	-	39,5	-	35,5	-	34
	Seuil Pa	1223	-	1217	-	1201	-
	Vis Pa.s	165	-	148	-	126	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	26,1*	26,3	32,6*	32,9	43,4*	43,7
	Rt <sub>28</sub> MPa	2,5*	3,3	2,9*	3,6	3,4*	3,8

\* Simulations réalisées avec des coefficients  $p$  de 0,85,  $q$  de 0 et  $k_t$  de 0,4 (Mardasson)

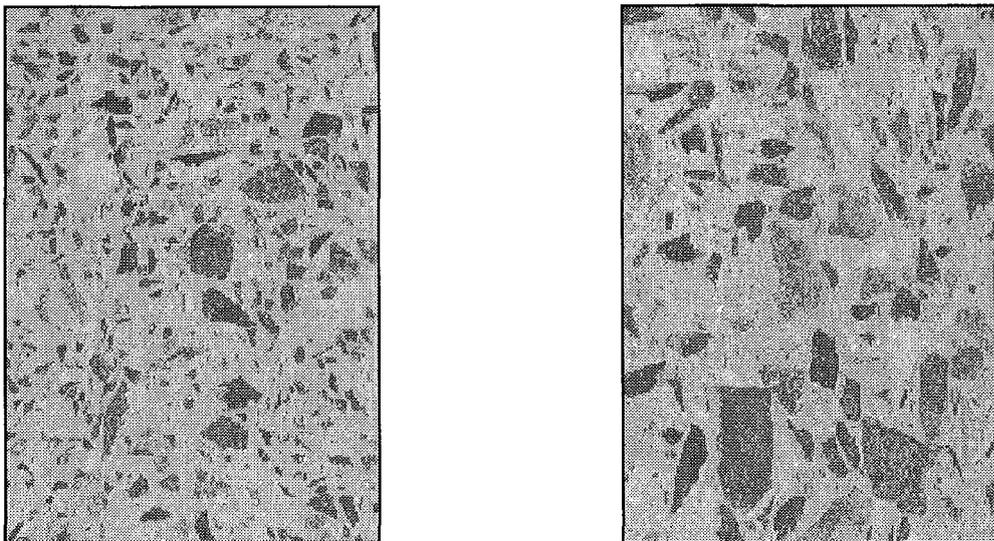
Contrairement aux bétons précédents, aucun ressuage n'a été observé. Les résultats obtenus sur bétons à partir des matériaux lavés, avec le CEM I, sont nettement plus probants. Les bétons présentent une bonne ouvrabilité avec des affaissements compris entre 12 et 14 cm. Les problèmes de fortes demandes en eau ont été résolus. En substituant le sable par des sables pauvres en fines, les quantités d'eau efficace prévues sont suffisantes pour obtenir une plasticité du béton satisfaisante. Les résistances prévues sont confirmées par les mesures expérimentales sur bétons.

La calibration des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  a été réalisée sous BétonlabPro2. Aucun choix arbitraire n'a été fait pour le calcul de ces paramètres. De ce fait, la valeur de  $p$  augmente après lavage et la valeur de  $q$  varie également. Ces valeurs ainsi que celle de  $k_t$  sont résumées dans le Tab. 3.12.

**Tab. 3.12** : Valeurs des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  obtenues pour les matériaux dévoniens de Mardasson lavés et des sables de Moselle et de Brouch - Calibration sous BTLP2

		$p$	$q$	$k_t$
Grès de Mardasson	Non lavé	0,85	0	0,4
	Lavé	1	0,004	0,46
Moselle		1	0	0,44
Brouch		0,782	0	0,33

L'élimination par lavage de la pellicule grasse enrobant les gravillons améliore manifestement l'adhérence des granulats ( $p=1$  contre 0,85 avant lavage), valeur confirmée par les observations expérimentales avec peu ou pas de granulats déchaussés (Fig 3.16).



**Fig. 3.16** : Bétons de grès phylladeux lavés associés aux sables de Moselle et de Brouch. Amélioration de l'adhérence des granulats à la pâte

Le lavage, associé à la substitution du sable de Mardasson par les sables de Moselle et de Brouch, augmente jusqu'à 50 % les performances des bétons, en particulier les résistances à la compression, et ce malgré un effet limitant  $q$  non négligeable (0,004). Ces résultats sont encourageants pour la formulation et la réalisation de bétons plus courants à partir de CEM II associé à un plastifiant.

### 3.3.3.2 Formules de bétons réalisées à partir de ciment CEM II

Trois gâchées supplémentaires ont été fabriquées avec les mêmes matériaux lavés de Mardasson avec le ciment luxembourgeois de type CEM II, associé au plastifiant BV 40. La première gâchée (G9) conserve l'association des sables de Moselle et de Brouch et des coupures 7/10 et 10/20 de gravillons de Mardasson. Pour les deux dernières gâchées (G10 et

G11), seul le sable de Brouch est conservé et la coupure intermédiaire notée 4/7 est réintroduite en plus des gravillons 7/10 et 10/20 afin d'équilibrer le squelette granulaire. Le cahier des charges est identique au précédent. Les résultats expérimentaux sont présentés dans le Tab. 3.13.

**Tab. 3.13** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons adjuvants de grès phylladeux lavés associés aux sables de Moselle et de Brouch, avec du CEM II

		MARDASSON LAVE					
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
	N° de gâchée	1	G9	11	G10	14	G11
	Ajout d'eau ramené à 1 m3 de béton sans air	-	48,3	-	0	-	25,7
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	350	336	430	438	350	338
	E <sub>eff</sub>	138	170	168	202,4	185	203,2
	BV 40	4,5	4,4	3,3	3	3,4	3,3
	0/4 Brouch	194	186	541	500	724	697
	0/5 Moselle	484	464	0	0	0	0
	4/7	0	0	557	515	522	502
	7/10	599	573	372	344	186	179
	10/20	699	669	372	344	410	395
	Air %	0,9	1,3	0,5	2,0	1,2	2,3
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,39	0,51	0,39	0,46	0,53	0,60
	Densité	2,481	2,423	2,454	2,378	2,391	2,353
	A cm	14,6	12	27,4	10	28,3	9
	E cm	-	37,5	-	32	-	33
	Seuil Pa	1312	-	399	-	329	-
	Vis Pa.s	936	-	449	-	224	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	42*	48,1	46,2*	50,9	35*	40,2
	Rt <sub>28</sub> MPa	3,7*	4,02	3,8*	4,7	3,2*	4,1

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1 q de 0,004 et k<sub>t</sub> de 0,46 (Mardasson)

Les simulations de bétons contenant de 350 et 430 kg/m<sup>3</sup> de CEM II associé au plastifiant BV 40, dosé respectivement à 77 % et à 100 % de la dose de saturation pour la première et les deux dernières gâchées, conduisent à des rapports E/C bien plus faibles que précédemment. Expérimentalement, ces bétons nécessitent cependant plus d'eau efficace que prévue par BétonlabPro2 pour obtenir la maniabilité souhaitée - jusqu'à près de 50 litres d'eau par m<sup>3</sup> d'un béton sans air. Les bétons initiaux nécessitaient des quantités d'eau efficace plus importantes, probablement en raison du taux de fines élevé du sable. Or, les sables utilisés ici ont des taux de fines inférieures à 4 %. Un autre paramètre intervient donc dans le contrôle de la maniabilité en présence d'adjuvant. Il peut s'agir des mesures de compacités à saturation  $\beta^*$  des fines (sable et ciment) car, les résultats obtenus sans adjuvant, avec les mêmes matériaux,

sont très satisfaisants (Tab. 3.11). Ces différentes assertions seront développées dans le chapitre 3.5.

Malgré les ajouts d'eau, les bétons fabriqués sont de type C35 à C45 sur cylindres pour des rapports E/C de 0,46 à 0,6. Le premier béton à base de sable Moselle présente une meilleure maniabilité que les bétons à base uniquement de sable de Brouch. Ce dernier nécessite une quantité d'eau efficace supérieure en raison de la présence de fines (4 % environ) et de leurs faibles compacités virtuelles  $\beta$  et  $\beta^*$  (Tab. 3.4). L'eau efficace supplémentaire par rapport au sable de Moselle, associée au faible coefficient d'adhérence  $p$  du sable de Brouch (0,782) engendre une perte de résistance substantielle (environ 16 %), l'effet limitant  $q$  étant nul pour les deux sables. L'emploi de sable de Moselle dans les bétons permet d'atteindre les classes C40 à C42 contre C35 sur cylindres, pour le même dosage en ciment avec uniquement des matériaux de substitution. Les résistances restent toutefois en adéquation avec le cahier des charges de départ.

Notons que les quantités d'air mesurées par pesées sont plus élevées que celles prévues. Elles contribuent de ce fait à une diminution des résistances.

Le lavage des gravillons de Mardasson a donc permis de réaliser des bétons courants entièrement composés de matériaux de substitution et dont la mise en oeuvre est très nettement améliorée. Des essais devraient être encore entrepris après avoir lavé le sable, pour compléter l'étude.

### 3.3.3.2 Conclusions sur les bétons de grès phylladeux

L'utilisation des matériaux **bruts** de Mardasson pour la formulation de bétons courants n'a pas donné de résultats probants. Le taux de fines très élevé du sable concassé et surtout sa finesse, associé à une pollution « accidentelle » des matériaux, ont causé de nombreux désordres dans les bétons réalisés : augmentation de l'eau efficace, ressuage, difficultés pour contrôler l'ouvrabilité... La faible adhérence des granulats à la pâte est responsable de la perte de résistance importante observée sur les bétons. Ces essais ont abouti à des bétons de type C20 à C25<sub>cyl</sub> pour des dosages en ciment pouvant atteindre 455 kg/m<sup>3</sup> et des rapports E/C élevés, résultats très éloignés des spécifications du cahier des charges. Ces résultats décevants mettent en évidence l'importance du rôle du taux de fines du sable notamment. Dans l'éventualité d'une future exploitation, une réflexion sur le mode de production des granulats doit être entreprise afin de limiter les désordres rencontrés dans nos bétons, hormis la pollution des granulats.

La substitution du sable concassé par les sables de Moselle et de Brouch et le lavage des gravillons de Mardasson pour la réalisation de nouveaux bétons ont permis de remédier aux principales difficultés rencontrées précédemment. Le lavage en laboratoire des matériaux de Mardasson améliore notablement la maniabilité. Les bétons, plastiques à très plastiques ainsi réalisés, présentent une meilleure adhérence des granulats à la pâte et les performances sont améliorées jusqu'à près de 50 %. Les bétons constitués uniquement de matériaux de substitution (Sable de Brouch, Gravillons de Mardasson) sont caractérisés par des demandes en eau efficace légèrement supérieures aux bétons composés de sable de Moselle et de matériaux concassés. Les fillers des sables concassés sont décompactants et nécessitent des quantités d'eau efficace croissantes lorsque leur taux augmente de 4 à 20 %. Les résistances à la compression sont alors diminuées de 15 % environ à dosages en ciment équivalents.

En conclusion, un traitement approprié (lavage et/ou concassage adapté) des matériaux de Mardasson a permis la réalisation de bétons courants de 40 à 50 MPa de résistance pour des dosages en CEM II de 350 à 450 kg/m<sup>3</sup>. Ces bétons répondent aux critères de la norme EN-206 relative aux classes d'expositions du cahier des charges (annexe V) et ils pourront être utilisés dans des environnements très exposés type XF, sous réserve de non gélivité des granulats (chapitre 4), ou encore, par exemple, dans des environnements de type XC où les dosages en ciment peuvent être abaissés.

Ces nouveaux bétons constituent donc une alternative intéressante aux problèmes d'utilisation des ressources minérales locales pour préserver les ressources alluvionnaires en voie d'épuisement. Rappelons qu'il existe au Luxembourg des formations géologiques similaires à la formation des Grès de Bastogne d'âge Dévonien, pour lesquels des résultats comparables peuvent être probablement obtenus.

Leur étude et leur exploitation ne sont pas envisagées dans l'immédiat, pour des raisons essentiellement pratiques. De plus, leur éventuelle utilisation dans les bétons hydrauliques est conditionnée par les résultats de durabilité vis-à-vis de l'alcali-réaction et vis-à-vis du gel-dégel, avec et sans agents de déverglaçage (chapitre 4).

### 3.3.4 Bétons de dolomie

Les dolomies étudiées sont issues des carrières de Wellen et de Schloss Thorn. Elles appartiennent aux niveaux géologiques du Muschelkalk notés MM2, MO1 et MO2 (chapitre 2). Les carrières ont été étudiées individuellement et les résultats sur bétons sont présentés sous forme de tableaux. Des comparaisons sont faites entre le palier supérieur de Wellen et le palier inférieur de Schloss Thorn, ces deux niveaux correspondant à l'étage géologique noté MO1.

Les bétons de dolomie présentés ci-après ont été formulés puis réalisés selon le même cahier des charges retenu pour les bétons de grès phylladeux (Mardasson), à savoir des bétons plastiques à très plastiques courants C25 à C35<sub>cyl</sub> pour des dosages en ciment de l'ordre de 300 à 350 kg/m<sup>3</sup>. Deux types d'adjuvants ont été associés au CEM II, le plastifiant BV 40 dans un premier temps et le superplastifiant Optima 200 pour les derniers bétons.

#### 3.3.4.1 Matériaux dolomitiques bruts

Lors de l'élaboration des granulats (chapitre 2), deux coupures, un sable et un gravillon, ont été fabriquées par palier : 0/5 et 5/25 pour la carrière de Wellen et 0/6 et 6/20 pour la carrière de Schloss Thorn.

Dans un premier temps, les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  ont été calibrés sur bétons avec un ciment Portland. D'autres gâchées ont ensuite été fabriquées pour valider ces résultats avec le CEM II associé ou non à un adjuvant.

##### 3.3.4.1.1 Calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$

Trois séries de bétons, deux séries de résistances contrastées avec des dosages en ciment de 300 et 450 kg/m<sup>3</sup> et une série intermédiaire dosée à environ 350 kg/m<sup>3</sup>, ont été réalisées par palier étudié et ce pour chaque carrière afin de paramétrer les valeurs  $p$ ,  $q$  et  $k_t$ . Tous ces bétons ont été formulés initialement avec BétonlabPro2 en considérant des coefficients  $p$  de 1,  $q$  de 0 et  $k_t$  de 0,4.

Les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux sont donnés dans les Tab. 3.14, Tab. 3.15 et Tab. 3.16. Le premier tableau (Tab. 3.14) concerne le palier inférieur de Wellen qui correspond au niveau géologique MM2. Le second tableau (Tab. 3.15) concerne les matériaux dolomitiques des paliers supérieur de Wellen et inférieur de Schloss Thorn. Le dernier tableau (Tab. 3.16) concerne le palier supérieur de Schloss Thorn.

\* Niveau géologique MM2 : Palier Inférieur de Wellen (W <)

Les bétons réalisés sont caractérisés par un mélange granulaire de 70 % de gravillons et 30 % de sable. Ce squelette, optimisé par le logiciel BétonlabPro2, permet d'assurer la stabilité du mélange tout en limitant les problèmes de ségrégation et de ressuage. Un exemple de diagramme de remplissage et de courbe granulaire d'un béton est présenté sur la Fig. 3.17. De plus, le sable de Wellen, issu du palier inférieur, est caractérisé par un taux de fines d'environ 15 % et une absorption de 2,1 %.

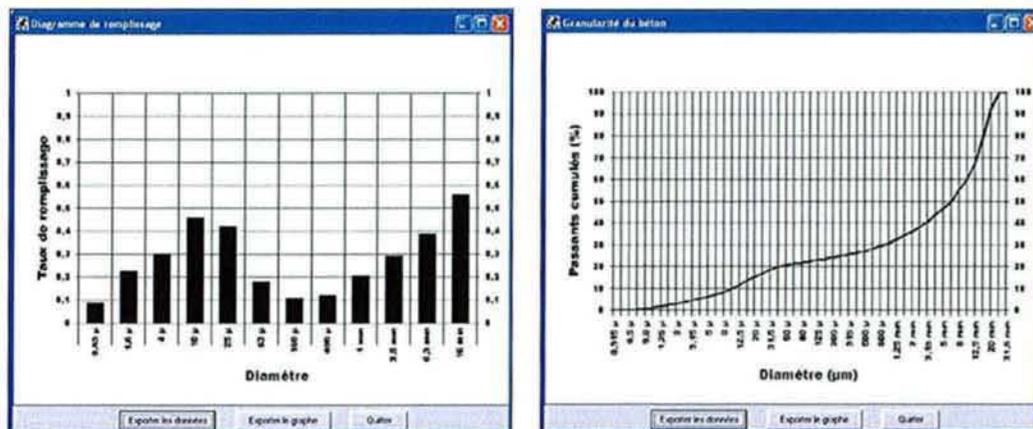


Fig. 3.17 : Diagramme de remplissage et courbe granulaire d'un béton : ex. de la gâchée n°51

La stabilité du mélange a été recherchée (Fig. 3.17), les écarts entre les taux de remplissage de deux classes granulaires successives étant minimisés.

Tab. 3.14 : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons de dolomie (Palier inférieur de Wellen) à partir de ciment Portland

		WELLEN INFÉRIEUR MM2					
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
N° de gâchée		47	G12	44	G13	51	G14
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air		-	10	-	8,8	-	0
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	300	295	357	351	450	446
	E <sub>eff</sub>	192,8	199,6	200,2	205,3	217,5	215,3
	0/5	558	550	538	529	501	496
	5/25	1338	1318	1289	1267	1200	1189
	Air %	0,5	1,1	0,5	1,4	0,5	1,5
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,64	0,67	0,56	0,58	0,48	0,48
	Densité	2,432	2,404	2,426	2,392	2,407	2,383
	A cm	16	12	15,6	13	16	11,5
	E cm	-	40	-	39,5	-	38,5
	Seuil Pa	1193	-	1219	-	1183	-
	Vis Pa.s	174	-	158	-	132	-
	R <sub>c28</sub> MPa	34,3*	24,3	43,1*	33,7	53,6*	45,4
	R <sub>t28</sub> MPa	3,1*	2,7	3,6*	3,4	4,1*	3,7

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1, q de 0 et k<sub>i</sub> de 0,4

Les bétons réalisés nécessitent un ajout d'eau efficace faible par rapport aux prévisions pour obtenir la maniabilité souhaitée. Cette quantité d'eau, calculée pour une unité de béton sans air, varie de 0 à 10 l/m<sup>3</sup> et elle est d'autant plus importante que le dosage en ciment est faible. L'ouvrabilité du béton est bonne et aucun ressuage n'a été observé. Les densités, voisines de 2,4 à 2,42, sont élevées malgré l'augmentation des rapports E/C qui restent cependant conformes à la norme EN 206 pour une utilisation des bétons en classe X0 ou XC1. De même, les quantités d'air calculées à partir des pesées, plus élevées que celles prévues, engendrent des variations pondérales de chaque constituant par volume unitaire de béton, dont le ciment. Les différences entre les prévisions des résistances et les résultats expérimentaux s'expliquent alors pour partie par ces différences dans la formule, hormis le choix arbitraire des paramètres p, q et k<sub>t</sub>.

On obtient à ce stade des bétons très plastiques non adjuvés de résistances allant de 24 à 45 MPa pour des dosages en ciment compris entre 295 et 445 kg/m<sup>3</sup>. Les résistances à la traction sont également encourageantes pour ces matériaux, avec des valeurs de l'ordre de 3 à 3,7 MPa.

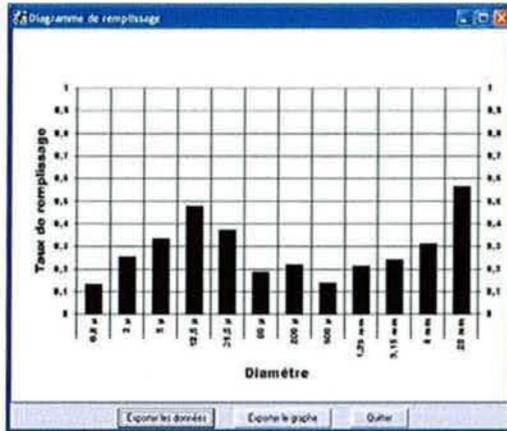
Pour la maniabilité, les écarts, à E/C égaux, entre les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux sont de l'ordre de 4 cm environ, ce qui correspond à l'erreur moyenne affichée par BétonlabPro2 pour des bétons non adjuvés.

**\* Niveau géologique MO1 : Palier Supérieur de Wellen (W >) et Palier Inférieur de Schloss Thorn (ST <)**

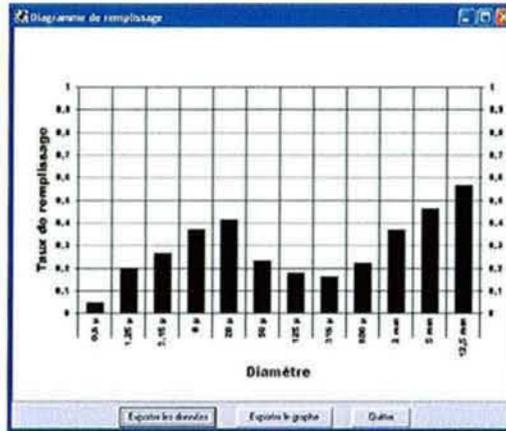
Les carrières de Wellen et de Schloss Thorn exploitent une couche commune à l'étage géologique noté MO1 (Fig. 2.11). Ces carrières ont été étudiées individuellement. Les mélanges granulaires sont de 65-35 % pour Wellen (G15 à G17) et de 58-42 % pour Schloss Thorn (G18 à G20), les gravillons étant majoritaires. Les sables utilisés ont des taux de fines proches de 20 % et l'absorption des matériaux varie de 1,7 à 2 %.

Un exemple de diagramme de remplissage et de courbe granulaire d'un béton est donné pour chaque carrière (Fig. 3.18). Pour le palier supérieur de Wellen, les diagrammes et courbes correspondent à la gâchée BTLP2 n°28, pour la carrière de Schloss Thorn (palier inférieur) à la gâchée BTLP2 n°1.

### Exemples de diagrammes de remplissage



Wellen Sup.



Schloss Thorn Inf.

### Exemples des courbes granulaires des bétons



Wellen Sup.



Schloss Thorn Inf.

**Fig. 3.18** : Exemples de diagrammes de remplissage et de courbes granulaire d'un béton à base de dolomie de Wellen (palier sup.) et de Schloss Thorn (palier inf.)

On observe un léger excès de gravillons pour le béton de Wellen (taux de remplissage légèrement plus élevé) sans incidence sur la stabilité du mélange. Le béton à base de matériaux de Schloss Thorn est légèrement plus stable.

Le Tab. 3.15 résume les formules réalisées et les différentes propriétés mesurées.

**Tab. 3.15** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons de dolomie issues des carrières de Wellen (Palier supérieur) et de Schloss Thorn (palier inférieur) à partir de ciment Portland

		MOI											
		WELLEN SUPERIEUR						SCHLOSS THORN INFERIEUR					
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
N° de gâchée	13	G15	28	G16	31	G17	1	G18	10	G19	13	G20	
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air	-	18,7	-	18,6	-	5,3	-	0	-	0	-	0	
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	300	295	350	341	450	445	300	298	350	352	450	454
	E <sub>eff</sub>	183	198,1	193	206,3	215	217,8	202	201	210	211,2	228	230
	Sable	668	656	644	628	594	587	770	780	744	749	689	696
	Gravillons	1237	1215	1193	1163	1100	1087	1075	1089	1038	1045	962	971
	Air %	0,9	0,8	0,8	1,5	0,8	1,4	1,3	0,58	1,2	0,62	1,1	0,18
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,61	0,67	0,55	0,60	0,48	0,49	0,67	0,67	0,6	0,6	0,51	0,51
	Densité	2,427	2,402	2,417	2,376	2,393	2,371	2,380	2,400	2,374	2,388	2,357	2,380
	A cm	13	8	13	8	13,4	9,5	12,9	7	12,9	11	12,8	13,5
	E cm	-	32	-	31,5	-	32	-	38,5	-	38,8	-	38,5
	Seuil Pa	1401	-	1394	-	1359	-	1388	-	1379	-	1380	-
	Vis Pa.s	180	-	167	-	143	-	151	-	140	-	125	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	34,7*	27,6	41,3*	32,8	51,9*	40,7	32,3*	28,3	39,7*	31,55	52,7*	39,8
	Rt <sub>28</sub> MPa	3,3*	2,5	3,6*	3,4	4,1*	3,7	3,2*	2,6	3,6*	2,8	4,2*	3,2

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1, q de 0 et k<sub>i</sub> de 0,4

Pour les matériaux de Wellen (G15 à G17), des ajouts d'eau - entre 5 et 19 litres par volume unité de béton sans air - ont été nécessaires pour obtenir des affaissements de 8 à 10 cm jugés suffisants pour couler le béton. De plus, le béton s'avère collant, difficile à talocher et aucun ressuage n'a été observé. Pour les faibles dosages en CEM I, les quantités d'eau sont supérieures à celles ajoutées lors des essais avec les matériaux de la couche inférieure de Wellen (G12 à G14, Tab. 3.14). Les différences sont dues à un taux de fines du sable un peu plus élevé (15 et 20 %) et à une propreté moindre (VB de 0,14 pour la couche supérieure). Elles se répercutent sur les résistances à la compression qui sont inférieures de 1 à 5 MPa, à E/C équivalents. Les résistances à la traction sont moins contrastées.

Pour les matériaux de Schloss Thorn (G18 à G20), il n'a pas été nécessaire d'ajouter d'eau pour couler les bétons. Comme précédemment, les bétons n'ont présenté aucun

ressuage. Les prévisions de maniabilité du logiciel se sont avérées bonnes notamment lorsque le dosage en ciment était suffisamment important.

Les résistances expérimentales des bétons sont satisfaisantes. Elles sont comprises entre 28 et 40 MPa, malgré des rapports E/C plutôt élevés. Les dosages en eau peuvent être réduits en principe par l'emploi d'un plastifiant (voir résultats ci-après), afin d'étendre les possibilités d'utilisation de ces bétons aux classes d'exposition les plus sévères.

Les résultats obtenus sur bétons à partir des matériaux des deux carrières (même niveau géologique, MO1) sont très voisins. Les matériaux ont des caractéristiques intrinsèques quasi similaires (taux de fines, valeur au bleu, absorption). Les autres propriétés (mécaniques...) sont légèrement différentes car elles dépendent du mode d'élaboration des granulats.

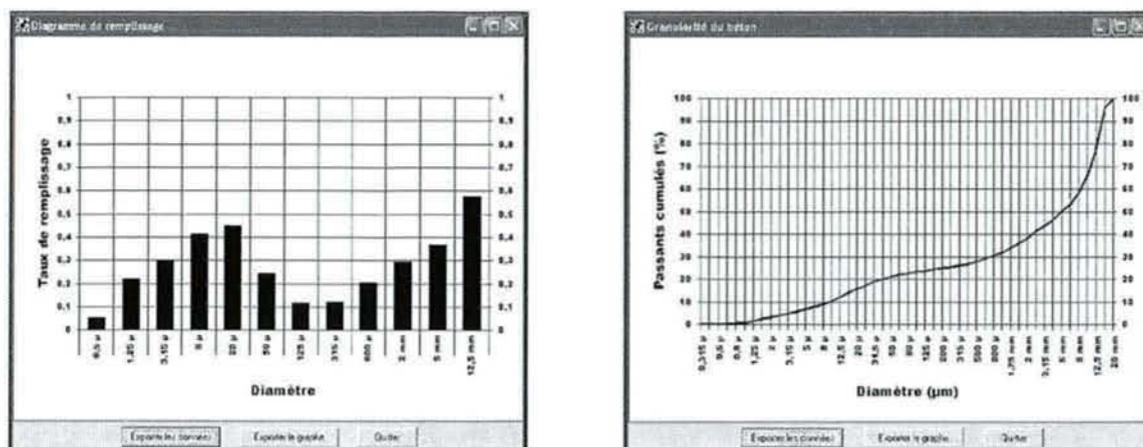
Un autre paramètre important est la compacité des fines (déduite de l'essai de pâte lisse) qui conditionne directement les demandes en eau des bétons et les prévisions de maniabilité. La compacité virtuelle  $\beta$  des fines de Wellen (palier supérieur) est supérieure à celle des fines de Schloss Thorn (palier inférieur) (Tab. 3.4). A taux de fines équivalents, les bétons avec les matériaux de Wellen, dont les fines du sable sont décompactantes, nécessitent plus d'eau efficace que les bétons avec les matériaux de Schloss Thorn du même niveau géologique pour obtenir des affaissements similaires.

Finalement, à dosages en ciment et rapports E/C comparables, les résistances obtenues sur ces deux types de bétons sont très voisines.

#### \* Niveau géologique MO2 : Palier Supérieur de Schloss Thorn (ST >)

Le protocole expérimental adopté pour la fabrication de bétons à partir des matériaux de Schloss Thorn issus du palier supérieur (MO2) est le même que précédemment. Ici, le sable est caractérisé par un taux de fines de près de 23 % et les granulats ont un coefficient d'absorption de 1,8 à 2 %.

Le mélange granulaire des bétons est composé de 58 % de gravillons et de 42 % de sable. La Fig. 3.19 donne un exemple de diagramme de remplissage et de courbe granulaire de ce béton (gâchée BTL2 n°13).



**Fig. 3.19** : Exemples de diagrammes de remplissage et de courbes granulaire d'un béton à base de dolomie de Schloss Thorn (palier sup.)

Les différentes propriétés mesurées sur les bétons et les formules initiales sont résumées dans le Tab. 3.16.

**Tab. 3.16** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons de dolomie (Palier supérieur de Schloss Thorn) à partir de ciment Portland

		SCHLOSS THORN SUPERIEUR MO2					
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
N° de gâchée		6	G21	13	G22	18	G23
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air		-	26,6	-	17,3	-	8,6
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	300	293	350	345	450	446
	E <sub>eff</sub>	202	223,5	210	223,8	230	236,4
	0/5	771	753	744	733	687	681
	5/25	1081	1056	1044	1028	964	956
	Air %	1,3	0,2	1,2	0,4	1,1	0,6
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,67	0,76	0,6	0,65	0,51	0,53
	Densité	2,387	2,360	2,38	2,362	2,361	2,349
	A cm	13	9	12,6	9,5	13,2	12,5
	E cm	-	41	-	39	-	42
	Seuil Pa	1384	-	1403	-	1354	-
	Vis Pa.s	152	-	144	-	123	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	32,7*	21,9	40,2*	28,3	52,7*	37,0
	Rt <sub>28</sub> MPa	3,2*	2,3	3,6*	2,5	4,2*	2,5

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1, q de 0 et k<sub>i</sub> de 0,4

Comme précédemment pour le niveau géologique MO1 (W> et ST<), des ajouts d'eau lors du gâchage ont été nécessaires pour se rapprocher de la maniabilité prévue. Ces ajouts sont décroissants lorsque la teneur en ciment augmente. Ils peuvent atteindre 27 litres d'eau par m<sup>3</sup> de béton sans air pour obtenir un affaissement de 9 cm contre 13 cm prévus.

L'augmentation de l'eau efficace engendre des rapports E/C compris entre 0,55 et 0,75. Ces derniers peuvent être abaissés en principe en utilisant un adjuvant (paragraphe suivant).

Les performances mécaniques sont alors moindres que précédemment avec des résistances à la compression comprises entre 22 et 37 MPa pour des dosages en ciment de 295 à 445 kg/m<sup>3</sup>. Les différences sont d'autant plus accentuées que le dosage en ciment est faible. Par exemple, pour la carrière de Schloss Thorn, on obtient des résistances de 22 MPa pour la couche supérieure contre 28 MPa pour la couche inférieure à maniabilité et dosage en ciment équivalent, soit une perte de performances de 21 % due en partie aux dosages en eau des bétons. Les résistances à la traction sont moins contrastées avec des valeurs de 2,3 à 2,5 MPa (G21 à G23) contre 2,6 à 3,2 (G18 à G20, Tab. 3.15), soit une perte de l'ordre de 12 %.

**\* Paramètres p, q et k<sub>t</sub> des matériaux dolomitiques de Wellen et Schloss Thorn**

A partir des résultats expérimentaux obtenus sur bétons, les paramètres p, q et k<sub>t</sub> ont pu être calibrés pour chaque couche étudiée. Comme pour les grès, la calibration des trois paramètres, p, q et k<sub>t</sub>, a été réalisée sous BétonlabPro2. Les deux séries de bétons de résistances contrastées ont été prises en compte pour le calcul des différents paramètres ainsi que la moyenne des résistances obtenues. Enfin, aucune contrainte sur les valeurs de p et q n'a été imposée. Les valeurs calculées des différents paramètres sont reportées dans le Tab. 3.17.

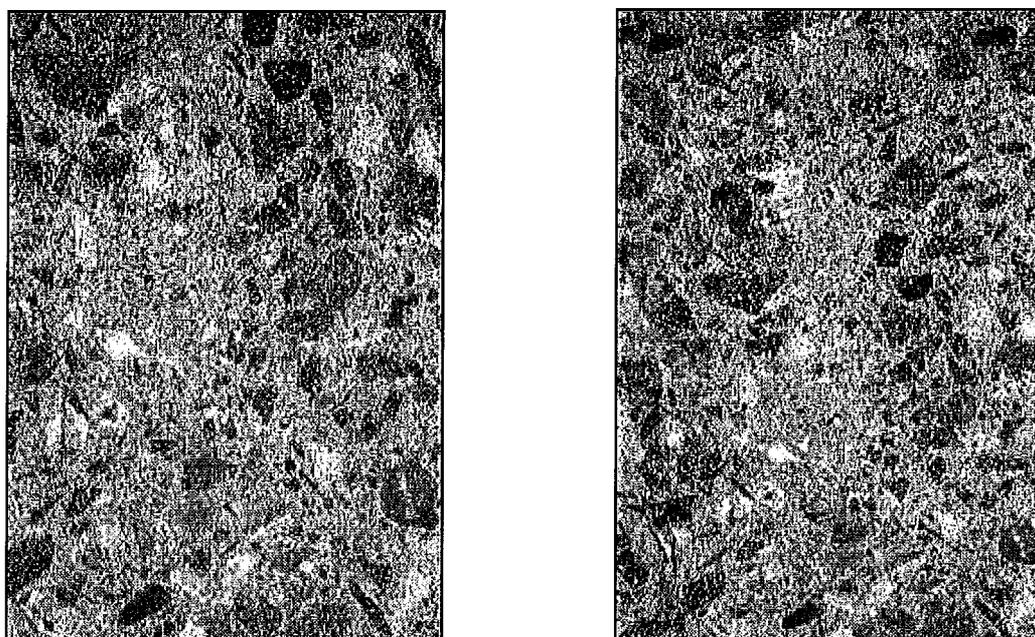
**Tab. 3.17 : Calibrations des paramètres p, q et k<sub>t</sub> sous BTLP2 pour les matériaux dolomitiques des carrières de Wellen et de Schloss Thorn.**

	WELLEN		SCHLOSS THORN	
	INF	SUP	INF	SUP
	MM2	MO1		MO2
p	1,018	1,025	1,009	1,088
q	0,0012	0,0042	0,004	0,008
k <sub>t</sub>	0,44	0,40	0,37	0,36

Les coefficients d'adhérence p des matériaux de Wellen sont proches pour les deux couches avec des valeurs voisines de 1, synonymes d'une adhérence normale des granulats à la pâte. Les observations expérimentales sur les plans de rupture au fendage confirment ces calculs car peu de granulats sont déchaussés (Fig. 3.20). En revanche, l'effet limitant q est plus important pour la couche supérieure que pour la couche inférieure (0,0042 contre 0,0012) ce qui, associé aux plus faibles demandes en eau efficace des bétons, expliquent les meilleures performances des bétons de la couche inférieure.

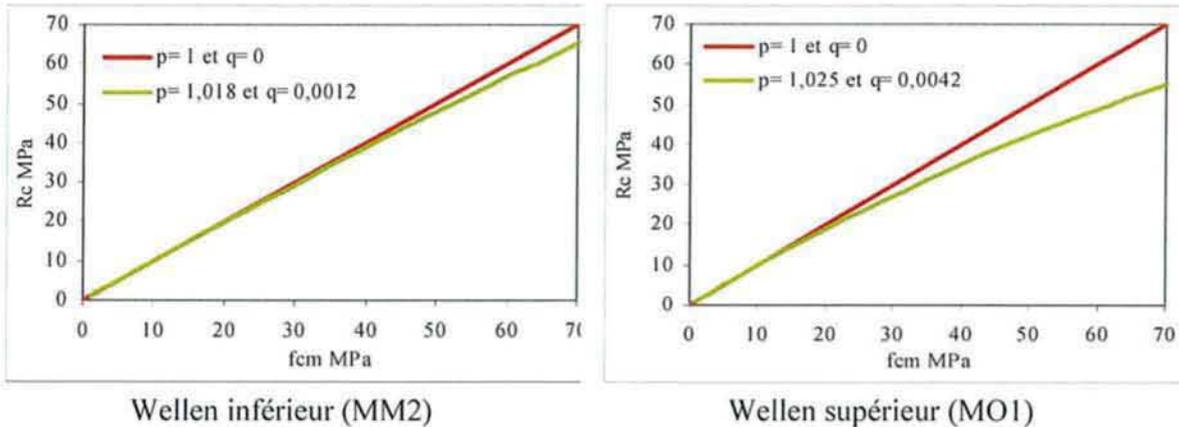
Les matériaux issus de la carrière de Schloss Thorn sont caractérisés par une adhérence normale des granulats à la pâte avec des coefficients  $p$  respectivement de 1,009 pour le palier inférieur et de 1,088 pour le palier supérieur. Les observations sur les plans de rupture en fendage sont identiques à celles faites précédemment à savoir peu de granulats déchaussés (Fig. 3.20). Comme pour les matériaux de Wellen, l'effet limitant  $q$  est élevé avec des valeurs de 0,004 pour la couche inférieure et 0,008 pour la couche supérieure.

Notons également que les coefficients  $p$  et  $q$  des matériaux de Wellen (couche supérieure) et de Schloss Thorn (palier inférieur), matériaux appartenant au même niveau géologique (MO1), sont proches, quasi identiques, d'où des résultats sur bétons comparables à dosages en ciment et rapports E/C équivalents.



**Fig. 3.20** : Plans de rupture en fendage des bétons de Wellen (photo gauche) et de Schloss Thorn (photo droite)

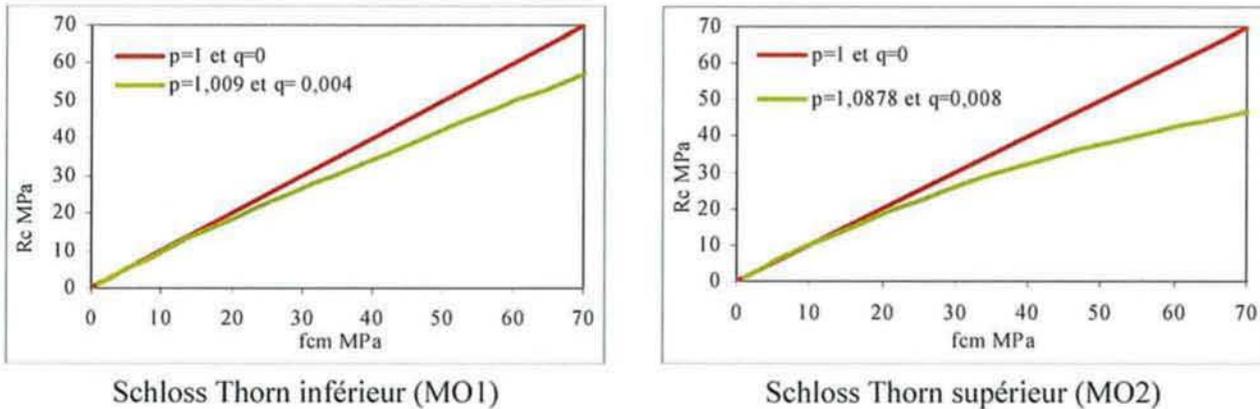
L'effet limitant des granulats  $q$  intervient dans le calcul des résistances. L'influence des paramètres  $p$  et  $q$  sur les résistances des bétons dolomitiques est présentée sur les Fig. 3.21 et 3.22.



**Fig. 3.21:** Influence des paramètres  $p$  et  $q$  sur les résistances : cas des matériaux de Wellen

Dans le cas des matériaux dolomitiques de Wellen (Fig. 3.21), les paramètres  $p$  sont proches et voisins de 1. L'effet limitant  $q$  est supérieur pour les matériaux de la couche supérieure, ce qui se traduit par une baisse des performances des bétons de résistances supérieures à 30 MPa de l'ordre de 2 à 15 MPa.

Les conclusions sont identiques pour les matériaux de Schloss Thorn issus du palier inférieur (Fig. 3.22).



**Fig. 3.22:** Influence des paramètres  $p$  et  $q$  sur les résistances : cas des matériaux de Schloss Thorn

Pour les matériaux issus du palier supérieur de Schloss Thorn, l'effet limitant  $q$  est nettement supérieur et il se situe en dehors des valeurs habituellement admises pour  $q$  (entre 0 et 0,006). L'influence du paramètre  $q$  intervient alors pour des résistances de la matrice plus faibles (25 MPa). Les différences de performance avec un béton à base de granulats dont l'effet limitant  $q$  est nul s'accroissent fortement pour les résistances de la matrice élevées et elles peuvent atteindre ici 30 MPa. L'effet limitant élevé de ces matériaux peut être attribué à la présence de marnes et d'argiles non libres (intégrées à la matrice des grains) en quantité

modérée qui par conséquent ne peuvent être éliminées par un concassage et/ou un lavage adapté. Ces argiles peuvent fragiliser les matériaux dolomitiques et limiter les performances mécaniques des bétons.

D'autres bétons ont été réalisés en parallèle avec le CEM II associé à un plastifiant et les résultats sont discutés ci-après.

#### 3.3.4.1.2 Formules de bétons dolomitiques à base de CEM II

Comme pour les matériaux gréseux de Mardasson, des gâchées de béton à base de CEM II dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  et associé à un adjuvant ont été simulées puis vérifiées expérimentalement. Les rapports E/C prévus, fonction du type et du dosage de l'adjuvant utilisé, varient entre 0,31 et 0,56 et permettent ainsi des prévisions d'utilisation plus étendues en fonction des classes d'exposition. Les bétons ont été simulés pour obtenir des affaissements compris entre 12 et 16 cm.

Pour les matériaux de Wellen, le plastifiant réducteur d'eau BV 40 a été utilisé. Son dosage tient compte du ciment et des fines du sable. Pour le palier inférieur, le mélange granulaire testé est de 45% de sable et de 55% de gravillons. Le plastifiant est dosé à 48 % du dosage de saturation (G24). Pour la couche supérieure, trois gâchées (G25 à G27) ont été fabriquées ; le premier béton (G25) est composé uniquement de matériaux dolomitiques (mélange granulaire 65-35 %) et le plastifiant est dosé à 93 % de la saturation ; pour les deux autres gâchées (G26 et G27), une partie du sable dolomitique (15 %) a été substituée par du sable concassé de Brouch 0/4 afin de limiter le taux de fines, le taux de gravillons restant fixé à 65 %. Le béton G26 n'est pas adjuvanté alors que le béton G27 présente un taux de plastifiant dosé à saturation.

Les essais sur bétons à partir des matériaux de Schloss Thorn (G28 et G29) ont été réalisés avec le superplastifiant Optima 200. Les mélanges granulaires testés sont de 58 % de gravillons et 42 % de sable. Le superplastifiant est dosé à 63 % de la saturation pour le palier supérieur et au delà de la saturation pour la couche inférieure.

Les simulations et les résultats expérimentaux associés sont résumés dans le Tab. 3.18.

**Tab. 3.18** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur les bétons de dolomie à base de CEM II associé à un adjuvant

		WELLEN								SCHLOSS THORN			
		W inf BV 40		W sup BV 40						ST inf Optima 200		ST sup Optima 200	
		BTLP2	EXP	Dolomie		Dolomie + Brouch				BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
				BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP				
N° de gâchée		14	G24	11	G25	48	G26	9	G27	15	G28	17	G29
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air		-	74,5	-	80,2	-	9,8	-	64,3	-	59,7	-	114,5
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	350	324	350	317	350	338	350	316	350	335	350	316
	E <sub>eff</sub>	135,5	195	108	171,4	197	201,2	117	163,8	126	177,9	126	216,5
	Adjuvant	2,3	0,8	4,5	4,1	0	0	4,5	4,5	7	6,7	2,1	1,9
	Sable Brouch 0/4	0	0	0	0	268,3	259	299	269	-	-	-	-
	Sable dolomitique	897	830	719	649	364,8	352	406	365	832	793	834	751
	Gravillons	1076	996	1332	1202	1183	1141	1317	1186	1162	1107	1170	1053
	Air %	1,6	21,2	1,1	3,3	0,8	1,6	1,1	5,0	1,4	0,3	1,4	0,3
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,39	0,60	0,31	0,54	0,56	0,60	0,33	0,52	0,36	0,53	0,36	0,69
	Densité	2,503	2,380	2,553	2,378	2,397	2,320	2,527	2,334	2,507	2,448	2,517	2,370
	A cm	15	8	13,3	8	12,3	9,5	12,6	9,5	15,8	30	13,7	10,5
	E cm	-	34,5	-	31	-	32,75	-	32	-	max	-	39,5
	Seuil Pa	1294	-	1437	-	1436	-	1477	-	1241	-	1392	-
	Vis Pa.s	1067	-	1969	-	162	-	1523	-	1753	-	1783	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	71,1*	38,6	79,7*	36,0	32,8*	31,4	72,4*	36,7	68,3*	45,4	58,3*	26,2
	Rt <sub>28</sub> MPa	5,4*	3,2	5,2*	2,9	3*	2,9	4,7*	3,2	4,5*	3,6	4,1*	2,5

\* Simulations réalisées avec les coefficients p, q et k, calibrés auparavant (Tab. 3.17)

Quelle que soit la gâchée considérée, un ajout d'eau a été nécessaire afin d'obtenir une mise en oeuvre des bétons correcte. Il est d'autant plus important que le dosage en plastifiant ou superplastifiant est élevé, car la quantité d'eau efficace prévue est d'autant réduite.

Les bonnes résistances obtenues à partir de CEM I et les matériaux de la couche inférieure de Wellen se confirment ici (G24) ; le béton atteint 39 MPa de résistance à la compression pour une quantité de ciment de 325 kg/m<sup>3</sup>, et ce malgré la faible dose d'adjuvant utilisée en pratique.

La résistance obtenue à partir du sable et du gravillon de la couche supérieure de Wellen (G25 à G27) est de l'ordre de 37 MPa pour 320 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Elle est légèrement inférieure à celle obtenue précédemment (G24) et ce malgré un rapport E/C plus faible. Cette tendance se confirme avec la gâchée G26 (sable de Brouch) où, à rapport E/C égal, on note une perte de résistance de 7 MPa. La substitution d'une partie du sable dolomitique par du sable de Brouch n'apporte rien au niveau des résistances mais elle améliore sensiblement la maniabilité des bétons et leur mise en œuvre (béton moins collant). L'idée de réduire le taux de fines issues des sables dans les bétons afin d'améliorer leur ouvrabilité est à poursuivre.... Cependant, le sable de Brouch ne semble pas adapté, en partie à cause de son spectre granulaire. Cette piste n'a pas été poursuivie mais une réduction du taux de fines a été entreprise par lavage. Les résultats figurent dans le paragraphe suivant.

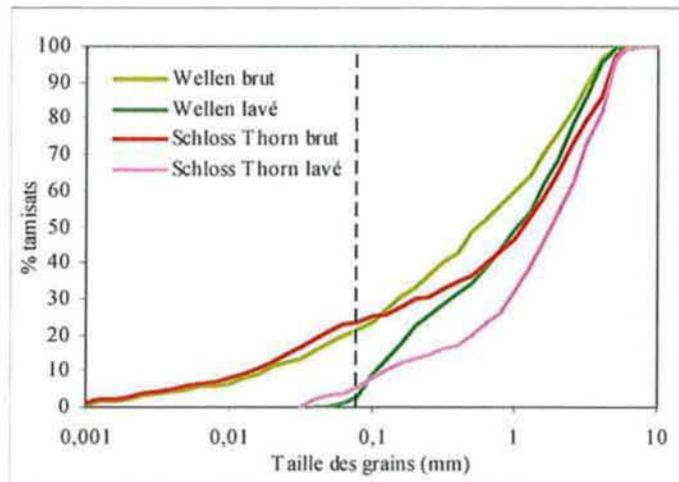
Pour les matériaux de Schloss Thorn, les résultats obtenus sur bétons sont sensiblement les mêmes que pour Wellen. La quantité d'eau efficace reste très élevée malgré le changement d'adjuvant. Ce dernier, dosé au-delà de la saturation (G27), permet d'obtenir des résistances élevées de 45 MPa pour des dosages en ciment de 335 kg/m<sup>3</sup>. L'affaissement est ici maximum ce qui signifie que les rapports E/C peuvent être abaissés. Les résistances pourront alors augmenter, dans la limite du rôle joué par l'effet plafond des granulats.

La résistance à la compression obtenue pour la couche supérieure est nettement moins probante où la quantité d'eau efficace est nettement plus importante, à cause vraisemblablement du taux de fines du sable de 23 %, d'où des résistances de 26 MPa seulement.

Malgré l'utilisation de différents adjuvants, le comportement des bétons (demande en eau efficace, ouvrabilité, béton collant...) est très similaire d'une carrière à l'autre. Les taux de fines des sables dolomitiques concassés sont de 20 à 23 %, taux très élevés qui sont manifestement responsables des difficultés observées sur ces bétons. Un lavage en laboratoire du sable uniquement a été entrepris afin de vérifier cette assertion.

### 3.3.4.2 Matériaux dolomitiques lavés en laboratoire

Les sables dolomitiques de concassage produits pour cette étude présentent des taux de fines élevés. Ces taux ont été réduits par lavage en laboratoire réalisé dans un grand bac par mise en suspension des fines et élimination par déversement. Seuls sont concernés les sables issus des couches supérieures de Wellen et de Schloss Thorn (les plus accessibles sur le terrain). Les courbes granulométriques de ces sables sont présentées sur la Fig. 3.23. Pour rappel, les granulométries de ces sables bruts sont également données sur la Fig. 3.23.



**Fig. 3.23** : Courbes granulométriques des sables lavés des couches supérieures de Wellen et de Schloss Thorn

Le lavage des sables en laboratoire a permis de réduire les taux de fines à respectivement 3 et 5 % pour Wellen et Schloss Thorn contre plus de 20 % initialement. De nouveaux bétons ont été réalisés à partir du sable lavé et du gravillon de chaque carrière.

#### 3.3.4.2.1 Calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$

Les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  ont été recalibrés sur bétons contenant ces sables lavés. Deux bétons par carrière, de consistance très plastique, ont été fabriqués avec du CEM I dosé à 300 et 450 kg/m<sup>3</sup>. Le mélange granulaire est composé de 60 % de gravillons et de 40 % de sable lavé. Pour les simulations, les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  (Tab. 3.17) mesurés auparavant ont été conservés. Les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux sont donnés dans le Tab. 3.19.

**Tab. 3.19** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur les bétons de dolomie lavée en laboratoire à partir de ciment Portland (Paliers supérieurs de Wellen et de Schloss Thorn).

		WELLEN SUPERIEUR				SCHLOSS THORN SUPERIEUR			
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
	N° de gâchée	4	G30	6	G31	3	G32	5	G33
	Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air	-	15,7	-	0	-	11,4	-	0
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	300	295	450	446	300	299	450	450
	E <sub>eff</sub>	172,0	187,6	199,0	198,2	190	200,5	210	210,1
	Sable	771	762	692	684	748	745	677	677
	Gravillons	1154	1140	1035	1023	1140	1135	1031	1032
	Air %	1,2	0,7	1,1	2,1	1,1	0,4	1	0,9
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,57	0,64	0,44	0,44	0,63	0,67	0,47	0,47
	Densité	2,437	2,423	2,412	2,386	2,410	2,414	2,399	2,401
	A cm	12,9	11,0	12,1	12,5	13,5	6,5	13,4	13
	E cm	-	33,8	-	35,8	-	44	-	45
	Seuil Pa	1413	-	1456	-	1361	-	1358	-
	Vis Pa.s	199	-	165	-	203	-	150	-
	Rc <sub>28</sub> MPa	33,6*	28,2	47,4*	42,7	30,4**	26,2	43,4**	38,2
	Rt <sub>28</sub> MPa	2,8*	2,6	3,5*	3,4	2,6**	2,3	3,2**	2,5

\* Coefficients p de 1,025, q de 0,004 et k<sub>i</sub> de 0,4 pour Wellen

\*\* Coefficients p de 1,009, q de 0,004 et k<sub>i</sub> de 0,37 pour Schloss Thorn

Le lavage du sable permet une réduction du taux de fines de 20-23 % à environ 3-4 % (Fig. 3.23). Il améliore notablement le travail du béton, beaucoup moins collant que précédemment. La forte diminution de la quantité de fines dans le béton n'a pas entraîné de ségrégation ni de ressuage. Comme précédemment, les nouvelles valeurs de p ont été recalibrées sous BétonlabPro2 à partir de ces derniers essais, selon la même démarche que pour les matériaux bruts. La valeur de q est gardée a priori constante car elle ne dépend pas de la propreté du granulats mais de sa nature. Pour les matériaux de Wellen, la valeur de p augmente pour atteindre une valeur très proche de 1,056 signe d'une bonne adhérence à la pâte. Concernant les matériaux de Schloss Thorn, le coefficient p passe de 1,087 à 1,18.

Les valeurs de p, q et k<sub>i</sub> recalibrées sur les matériaux dolomitiques lavés sont résumées dans le Tab. 3.20.

**Tab. 3.20 :** Calibrations des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  pour les matériaux dolomitiques lavés des paliers supérieurs de Wellen et de Schloss Thorn.

		$p$	$q$	$k_t$
WELLEN SUP	Non lavé	1,025	0,0042	0,39
	Lavé	1,056	0,0042	0,38
SCHLOSS THORN SUP	Non lavé	1,0878	0,008	0,36
	Lavé	1,18	0,008	0,35

Pour les dosages en ciment élevés, aucun ajout d'eau n'a été nécessaire pour obtenir la maniabilité prévue. On obtient des bétons non adjuvantés de résistances allant de 38 à 43 MPa. Les différences de résistances entre prévisions et expérimentation peuvent être attribuées à l'estimation des paramètres  $p$  et  $q$  (Tab. 3.20). En revanche, pour les faibles dosages en ciment, la demande en eau efficace est plus importante et elle est attribuée au manque de pâte qui ne permet pas le remplissage optimal du squelette granulaire. Ce phénomène disparaît lorsque la quantité de ciment augmente. Les résultats expérimentaux obtenus à partir des matériaux bruts et des matériaux lavés sont confrontés dans le tableau ci-dessous (Tab. 3.21).

**Tab. 3.21 :** Confrontation des résultats **expérimentaux** obtenus sur les bétons de dolomie lavée et non lavée à partir de ciment Portland (Paliers supérieurs de Wellen et de Schloss Thorn).

		WELLEN SUPERIEUR				SCHLOSS THORN SUPERIEUR			
		Brut	Lavé	Brut	Lavé	Brut	Lavé	Brut	Lavé
	N° de gâchée	G15	G30	G17	G31	G21	G32	G23	G33
	Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air	18,7	15,7	5,3	0	26,6	11,4	8,6	0
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I	295	295	445	446	293	299	446	450
	$E_{eff}$	198,1	187,6	217,8	198,2	223,5	200,5	236,4	210,1
	Sable	656	762	587	684	753	745	681	677
	Gravillons	1215	1140	1087	1023	1057	1135	956	1032
	Air %	0,8	0,7	1,4	2,1	0,2	0,4	0,6	0,9
Propriétés	$E_{eff}/C$	0,67	0,64	0,49	0,44	0,76	0,67	0,53	0,47
	Densité	2,402	2,423	2,371	2,386	2,360	2,414	2,349	2,401
	A cm	8	11,0	9,5	12,5	9	6,5	12,5	13
	E cm	32	33,8	32	35,8	41	44	42	45
	$R_{c28}$ MPa	27,6	28,2	40,7	42,7	21,9	26,2	37,0	38,2
	$R_{t28}$ MPa	2,5	2,6	3,7	3,4	2,3	2,3	2,5	2,5

Pour les faibles dosages en ciment, la quantité d'eau efficace des bétons avec les matériaux de Wellen est diminuée de près de 20 l/m<sup>3</sup> (soit 9 %) pour un gain de maniabilité de 3 cm au cône d'Abrams et de 2 cm à l'étalement de Graf. Les résultats obtenus à partir des

matériaux de Schloss Thorn sont plus contrastés avec une réduction de quantité d'eau efficace des bétons de près de  $25 \text{ l/m}^3$  pour une « perte » d'affaissement de 2,5 cm. En effet, le taux de fines du sable de Schloss Thorn était, avant lavage, plus élevé de 3,5 % environ par rapport au sable de Wellen.

Le lavage des sables dolomitiques améliore non seulement l'ouvrabilité des bétons mais il améliore également les performances avec des gains de résistances à la compression de 2 à 5 % pour Wellen, à E/C et maniabilité constants, et jusqu'à 16 % pour Schloss Thorn, les résistances à la traction étant constantes. Ces résultats doivent être confirmés sur des bétons adjuvantés.

#### 3.3.4.2.2 Formules de bétons dolomitiques adjuvantés à base de CEM II

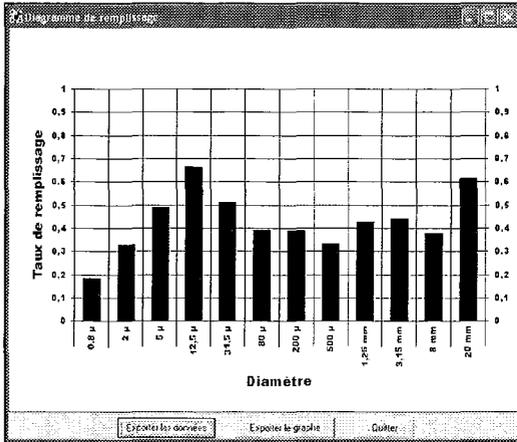
Trois bétons ont été réalisés avec les matériaux de Wellen, deux à partir de matériaux dolomitiques uniquement (mélange gravillons/sable 60-40 %), le troisième associant le sable dolomitique lavé (25 %) et le sable de Brouch (15 %). Le plastifiant BV 40 (G34) et le superplastifiant Optima 200 (G35 et G36) sont dosés à saturation.

Pour la carrière de Schloss Thorn, deux gâchées ont été fabriquées en présence de Optima 200 dosé à saturation, l'une (G37) à partir des matériaux dolomitiques uniquement (mélange granulaire 60-40 %), l'autre (G38) en substituant une partie du sable dolomitique lavé par le sable de Brouch (18 %). Toutes les gâchées ont été dosées à  $350 \text{ kg/m}^3$  de CEM II.

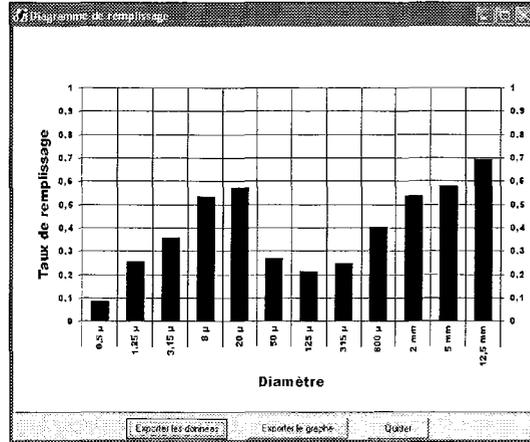
Les formules ont été simulées avec les coefficients  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  calibrés sur matériaux lavés (Tab. 3.20). Les coefficients  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  du sable de Brouch restent inchangés par rapport à ceux présentés dans le Tab 3.12.

Le lavage en laboratoire a fortement réduit le taux de fines des sables. L'utilisation du sable de Brouch comme sable correcteur dans nos bétons a pour objectif d'équilibrer le squelette granulaire via le diagramme de remplissage (Fig. 3.24).

## Exemples de diagrammes de remplissage

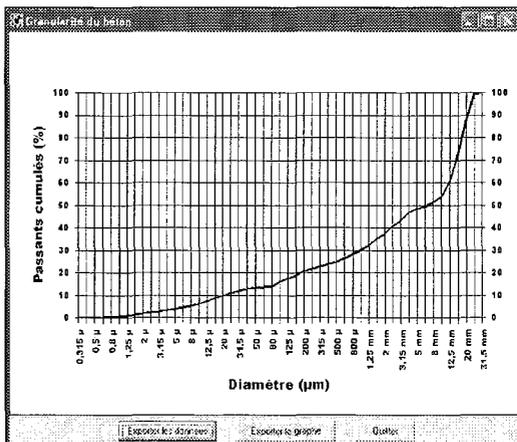


Wellen Sup.

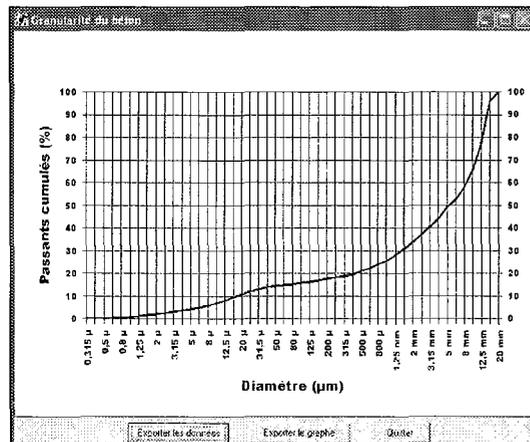


Schloss Thorn Sup.

## Exemples des courbes granulaires des bétons



Wellen Sup.



Schloss Thorn Sup.

**Fig. 3.24** : Exemples de diagrammes de remplissage et de courbes granulaire d'un béton à base de dolomie lavée de Wellen (palier sup.) et de Schloss Thorn (palier sup.)

Le diagramme de remplissage et la courbe granulaire des bétons présentés correspondent à la gâchée BTL2 n°25 pour Wellen et à la gâchée BTL2 n°3 pour Schloss Thorn.

On observe un creux à 50 µm dans le diagramme de remplissage du béton à base de matériaux de Schloss Thorn, creux dû au lavage du sable et à l'élimination des fines. En revanche, l'utilisation du sable de Brouch en association avec le sable dolomitique de Wellen stabilise le mélange et elle limite ainsi tout risque de ségrégation et de ressuage.

Tous les résultats sont résumés dans le Tab. 3.22.

**Tab. 3.22** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur les bétons de dolomie lavée en laboratoire à partir de CEM II associé à un adjuvant  
Paliers supérieurs de Wellen et de Schloss Thorn

		WELLEN SUPERIEUR						SCHLOSS THORN SUPERIEUR			
		BV 40		Optima 200		Optima 200		Optima 200			
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP
N° de gâchée	3	G34	25	G35	20	G36	3	G37	15	G38	
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air	-	57,2	-	41,6	-	26,8	-	15,1	-	12,4	
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	350	326	350	330	350	339	350	345	350	345
	E <sub>eff</sub>	124,0	169,1	113,0	154,1	127,0	154,5	130	143,3	135	145,9
	Adjuvant	4,5	4,2	4,5	4,3	4,5	4,4	7	6,9	7	6,9
	Sable Brouch 0/4	0	0	0	0	293	283	0	0	349	342
	Sable dolomitique	801	754	813	763	499	481	790	774	432	423
	Gravillons	1199	1128	1217	1142	1194	1151	1204	1179	1196	1173
	Air %	1,4	2,0	1,4	2,6	1,4	1,7	1,3	1,7	1,3	1,8
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,35	0,52	0,32	0,47	0,36	0,46	0,37	0,42	0,39	0,42
	Densité	2,517	2,417	2,536	2,430	2,501	2,443	2,511	2,477	2,494	2,463
	A cm	14,5	7,5	14,4	7	13,1	12	14,3	20	13,8	4,5
	E cm	-	28,5	-	27	-	29	-	53,5	-	27
	Seuil Pa	1337	-	1355	-	1427	-	1348	-	1376	-
	Vis Pa.s	986	-	1273	-	1040	-	1325	-	1060	-
	R <sub>c28</sub> MPa	67,1*	41,5	73,4*	49,1	62,8*	49,5	60,6**	51,9	57,4**	53,0
	R <sub>t28</sub> MPa	4,4*	3,3	4,7*	4,1	4,2*	3,1	3,7**	3,6	3,5**	3,2

\* Coefficients p de 1,056, q de 0,0042 et k<sub>i</sub> de 0,38 pour Wellen

\*\* Coefficients p de 1,18, q de 0,008 et k<sub>i</sub> de 0,35 pour Schloss Thorn

L'utilisation de BV 40 (G34) ne semble pas adaptée à nos matériaux. L'augmentation de la quantité d'eau efficace des bétons (près de 57 litres d'eau pour 1 m<sup>3</sup> de béton sans air) pour obtenir un affaissement encore inférieur à celui prévu (7,5 contre 14,5 cm) entraîne une augmentation de près de 67 % du rapport E/C, paramètre primordial pour la classification des bétons en fonction de leur exposition selon la norme EN 206. Le plastifiant n'a pas ici l'effet escompté et ce malgré la réduction du taux de fines du sable. Les performances des bétons sont de 42 MPa pour un dosage en ciment de 326 kg/m<sup>3</sup>, soit une augmentation de 15 % par rapport aux bétons précédents réalisés avec les matériaux dolomitiques non lavés (G25). Ces résultats nous ont conduit à changer d'adjuvant et à opter pour le superplastifiant Optima 200.

Les prévisions du logiciel pour les affaissements ne sont toutefois pas vérifiées et des ajouts d'eau ont été nécessaires pour obtenir une consistance plastique (G35) à très plastique (G36). Ces derniers, compris entre 27 et 42 litres d'eau pour 1 m<sup>3</sup> de béton sans air, sont moins importants que ceux constatés en présence de BV 40 (G34). Le superplastifiant joue mieux ici son rôle de défloculant. Cependant, les prévisions d'eau efficace de BétonlaPro2 sont faussées, quel que soit l'adjuvant utilisé parmi ceux sélectionnés. L'effet de l'adjuvant est surestimé, d'où une prévision d'une moindre quantité d'eau efficace pour obtenir un affaissement donné. Les compacités peuvent aussi être surestimées. Ces hypothèses sont discutées dans le chapitre 3.5.

Malgré des dosages en eau efficace importants, les rapports E/C sont inférieurs à 0,5. Les résistances à la compression sont de l'ordre de 50 MPa pour 330 kg/m<sup>3</sup> de ciment, ce qui permet une plus large utilisation des bétons en fonction de leur exposition. Le lavage du sable de Wellen associé au changement de plastifiant a permis d'améliorer les performances des bétons avec un gain de résistance de 44 % à la compression et de 30 % à la traction. En revanche, l'utilisation du sable de Brouch comme sable correcteur n'est pas pleinement satisfaisante. Elle améliore sensiblement la maniabilité du béton, avec un dosage en eau efficace légèrement supérieur au détriment des résistances.

Pour les matériaux de Schloss Thorn, les conclusions sont sensiblement les mêmes. Les demandes en eau efficace des bétons (G37 et G38) sont légèrement inférieures à celles observées pour les matériaux lavés de Wellen, d'où des rapports E/C plus faibles. Les affaissements au cône d'Abrams sont supérieurs (20 cm contre 7 cm pour Wellen). Les résistances obtenues de 52 à 53 MPa pour un dosage en ciment de 345 kg/m<sup>3</sup> sont proches de celles obtenues pour Wellen et ce, malgré un effet limitant de la part du granulat plus élevé. Les mêmes constats que pour Wellen apparaissent quant à l'utilisation du sable de Brouch qui ne permet pas d'améliorations significatives des propriétés mesurées de ces bétons.

Le lavage des sables dolomitiques concassés contribue donc à la réalisation de bétons courants de consistances plastiques à très plastiques, de résistances à la compression pouvant dépasser 50 MPa en association avec un superplastifiant hautement réducteur d'eau.

### 3.3.4.3 Conclusions sur les bétons dolomitiques

L'étude des carrières de Wellen et de Schloss Thorn a permis de réaliser des bétons avec les différents faciès du Muschelkalk moyen et supérieur qui affleurent dans la vallée de la Moselle luxembourgeoise.

Les gravillons produits sont de bonne qualité et ne posent pas de problèmes particuliers pour être utilisés dans les bétons. Par contre les sables sont riches en fines. Celui issu de la couche inférieure de Wellen (MM2) a un taux de fines de 15 %. Il conduit à des bétons qui demandent le moins d'eau efficace. Leurs performances varient entre 24 et 45 MPa pour des dosages en ciment de 300 à 445 kg/m<sup>3</sup>. Ces dernières pourraient être accrues avec l'utilisation du superplastifiant Optima 200 par exemple en réduisant les rapports E/C, comme c'est le cas avec le CEM II.

Les sables issus du niveau géologique MO1 (Wellen supérieur et Schloss Thorn inférieur) ont un taux de fines comparable de 20 %. Ils nécessitent un apport d'eau efficace supplémentaire à celui prévu par le logiciel pour obtenir la maniabilité souhaitée. Malgré cela, les résistances obtenues sur bétons sont de l'ordre de 31 à 45 MPa pour des dosages en ciment n'excédant pas 340 kg/m<sup>3</sup>. L'utilisation du superplastifiant Optima 200 avec le CEM II permet encore d'augmenter les résistances de 10 MPa environ en réduisant les quantités d'eau.

Pour le palier supérieur de Schloss Thorn (MO2), les résistances sur bétons sont plus faibles et elles s'échelonnent de 22 à 37 MPa à dosage en CEM I comparable. Cette baisse des performances provient de la quantité d'eau supplémentaire nécessaire, reliée au taux de fines du sable de 23 %.

Le lavage des sables dolomitiques en laboratoire permet une amélioration de la maniabilité - le béton est moins collant - et des résistances. Ainsi, pour des dosages en ciment comparables associé à Optima 200, on atteint des résistances de l'ordre de 50 MPa.

Les prévisions du logiciel (maniabilité et résistances) ne sont vérifiées que pour des bétons non adjuvantés suffisamment dosés en ciment. En présence de superplastifiant, on retrouve les mêmes problèmes que ceux rencontrés sur les bétons à base de matériaux non lavés, à savoir des ajouts d'eau substantiels lors des gâchages pour améliorer la maniabilité.

La réduction du taux de fines des sables concassés pour une utilisation dans les bétons doit se faire par un lavage approprié. L'utilisation du sable de Brouch comme sable correcteur

n'a pas d'effet significatif sur la rhéologie des bétons et réduit même quelque peu les performances.

Les résultats obtenus nous permettent de corréler les sites de Wellen, situé au Nord et de Schloss Thorn plus au sud qui exploitent actuellement le même niveau géologique MO1. Les propriétés des bétons sont similaires ce qui souligne l'homogénéité des faciès dolomitiques du MO1 dans la vallée de la Moselle.

L'emploi d'un superplastifiant de type Optima 200 permet une meilleure réduction des rapports E/C. En effet, les dosages en eau efficace sont plus importants pour le BV 40 que pour Optima 200, plus efficace.

Le problème de dosage en eau semble directement lié aux paramètres utilisés par le logiciel BétonlabPro2, en particulier les mesures de compacités sans adjuvant et à saturation qui, ici, paraissent surestimées. Les fines contenues dans les sables utilisés sont décompactantes et nécessitent beaucoup plus d'eau que prévue pour obtenir une ouvrabilité des bétons suffisante. Or, ce phénomène n'a pas été bien apprécié lors des mesures de compacités, soit à cause des difficultés d'appréciation de l'état de pâte lisse, soit à cause des mesures en elles-mêmes (protocole expérimental, indice de serrage...).

Le cahier des charges préétabli (chapitre 3.3.1) stipulait des viscosités faibles permettant le pompage du béton. L'emploi de superplastifiant augmente fortement la viscosité théorique des bétons donnée par BétonlabPro2 qui est de 1000 Pa.s, contre 300 Pa.s préconisée pour faciliter le pompage. La viscosité peut être abaissée en augmentant le dosage en eau. On obtient alors des Bétons auto-plaçants (BAP) d'affaissement maximal et non des bétons traditionnels de consistances très plastiques. Ce problème est récurrent quel que soit le dosage en superplastifiant. Aucune mesure expérimentale avec un rhéomètre n'a été réalisée pour vérifier les prévisions de viscosité (et de seuil de cisaillement). Nous ne pouvons donc comparer, comme pour les propriétés mécaniques, les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux. Le chapitre 3.5 est consacré à une discussion sur BétonlabPro2 et aux divergences observées entre les simulations du logiciel et les résultats expérimentaux (dont l'affaissement).

Les résultats encourageants obtenus sur bétons à partir des matériaux lavés en laboratoire nous ont conduit à réaliser un concassage et un lavage des matériaux de Schloss Thorn au stade semi-industriel.

### **3.4 Formulation expérimentale de béton dolomitique avec des granulats produits à un stade semi-industriel**

#### 3.4.1 Démarche et objectifs

Les matériaux dolomitiques étudiés jusqu'à présent présentaient des taux de fines supérieurs à 15%, pouvant même atteindre 23%. Les valeurs au bleu élevées, dépendantes de la nature de ces fines, ne satisfaisaient pas les critères normatifs. De plus, ces fines sont responsables de dosages en eau efficace importants, d'où l'utilisation de superplastifiant à des doses élevées pour des bétons courants. Nous avons donc lavé les sables en laboratoire et réalisé de nouveaux essais. Les résultats, présentés dans les paragraphes précédents, étaient encourageants, notamment au niveau de la mise en œuvre des bétons. Il a alors été décidé de réaliser un concassage et un lavage au niveau semi-industriel des matériaux dolomitiques de la vallée de la Moselle. La carrière de Schloss Thorn a été choisie pour cette opération car elle exploite les niveaux géologiques les plus accessibles dans cette région, à savoir le MO1 et le MO2. En revanche, l'exploitation n'est actuellement pas équipée pour un lavage des matériaux. Le site de Folschette qui traite le conglomérat triasique a donc été choisi en raison de son puissant système de lavage.

Deux objectifs principaux étaient, à ce stade, visés :

- \* réduire le taux de fines des sables et améliorer éventuellement la forme des granulats,
- \* évaluer la faisabilité et surtout la rentabilité pour une exploitation future.

Pour le premier, une quantité suffisante de matériaux (2\*56 tonnes soit 112 tonnes au total) a été concassée et lavée pour permettre une caractérisation complète et la réalisation de nouveaux bétons (voir paragraphes suivants).

Un bilan matière (§ 3.4.2.2) a été réalisé pour permettre d'évaluer les productions et les pertes et ainsi constituer une base de travail pour une exploitation éventuelle.

### 3.4.2 Production et bilan matières

#### 3.4.2.1 Élaboration

Le matériau tout venant 0/300 de Schloss Thorn issu de l'abattage au front de taille a subi un prétraitement in situ (scalpage) en distinguant les deux paliers comme nous l'avons fait pour la première campagne d'essais (chapitre 2). Le matériau 50/300 a ensuite été acheminé sur le site de Folschette. Ce matériau, après pesées, a été concassé (concasseur à percussion) et écrété à 25 mm, le refus étant réintroduit dans le concasseur jusqu'à épuisement. Le matériau est ensuite détrempe par un système à deux étages qui élimine une partie des fines puis il a subi un lavage et un criblage qui permet de fabriquer trois coupures, 0/4, 4/8 et 8/25, coupures préexistantes à Folschette. Il est bien entendu que le criblage a été imposé par les contraintes industrielles (difficulté de changer les cribles existants). Les quantités produites par coupures ont été pesées, en tenant compte de leur teneur en eau, avant stockage permettant ainsi d'établir un premier bilan matières.

De plus, lors du lavage des matériaux du palier inférieur, les fines ont été perdues. Pour le palier supérieur, nous avons pris des dispositions pour récupérer la fraction la plus grossière des fines éliminées par lavage grâce à un séparateur cyclone, fraction appelée sablon 0/1. Pour le palier inférieur, seule une faible quantité de cette fraction a pu être échantillonnée.

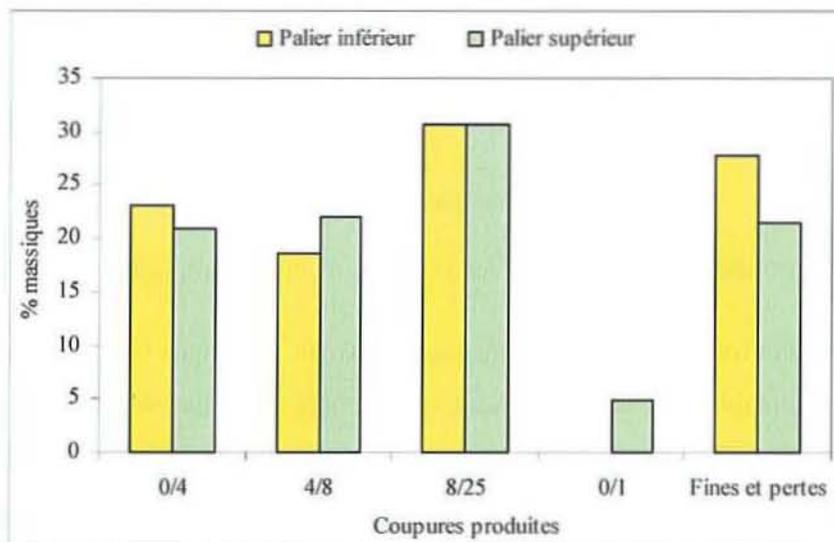
#### 3.4.2.2 Bilan matières

Le matériau tout venant a été pesé pour chaque palier dès l'arrivée des camions sur le site de Folschette et avant concassage (Tab. 3.23). Ces pesées permettent de connaître les différentes quantités de matières introduites dans l'installation. Après concassage, lavage et criblage, chaque coupure (0/4, 4/8 et 8/25) a été pesée en tenant compte de la teneur en eau. Les pertes, comprenant notamment toutes les fines éliminées par lavage, ont été évaluées par différence entre la quantité introduite dans le concasseur et la quantité de matériaux produits. Pour le palier supérieur, le sablon 0/1 a été récupéré dans le godet d'un chargeur et pesé. Le bilan matière du palier supérieur tient compte de cette fraction fine.

**Tab. 3.23** : Bilan matière des matériaux dolomitiques de Schloss Thorn concassés et lavés sur le site de Folschette - Détails des pesées

Fractions	Palier inférieur			Palier supérieur		
	M. humide (tonnes)	Teneur en eau %	M. sèche (tonnes)	M. humide (tonnes)	Teneur en eau %	M. sèche (tonnes)
50/300	55,35	0,9	54,86	56,35	0,9	55,85
0/4	13,70	8,37	12,64	13,08	11,47	11,73
4/8	10,58	4,24	10,15	12,76	4,1	12,26
8/25	17,18	1,94	16,85	17,54	2,29	17,15
0/1	-	-	-	3,32	20	2,77
Fines et pertes	-	-	15,21	-	-	11,94

La Fig. 3.25 synthétise les données présentées dans le tableau ci-dessus. Ne connaissant pas le pourcentage de matière qui a pu être éliminée à Schloss Thorn après abattage, scalpage et avant acheminement sur le site de Folschette, le bilan matières présenté Fig. 3.25 ne peut être qu'optimiste. Il a été réalisé seulement à partir des pesées faites à Folschette.

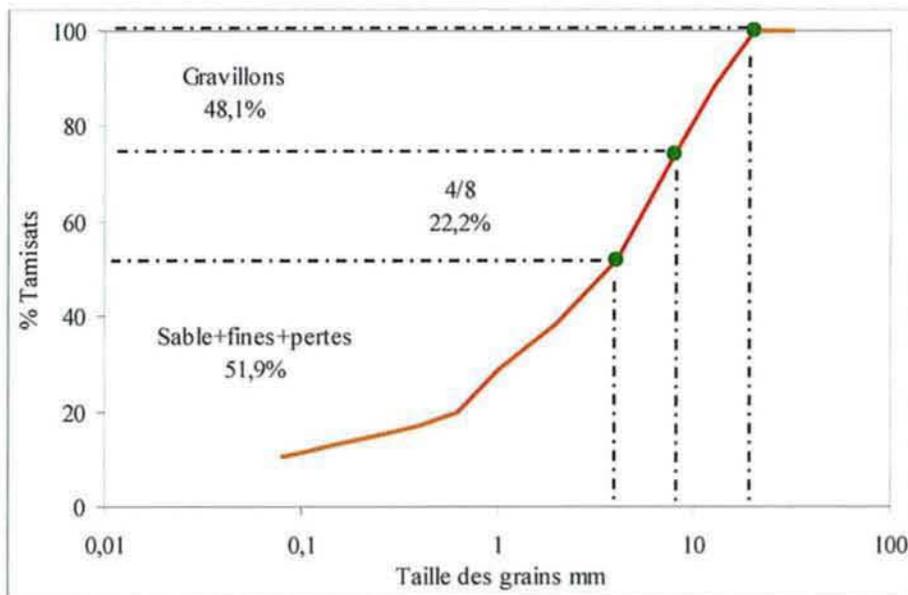


**Fig. 3.25** : Bilan matière des matériaux dolomitiques de Schloss Thorn concassés et lavés sur le site de Folschette

Les résultats montrent qu'une partie importante (fines+pertes), s'élevant à 21 et 28%, n'est pas récupérée à l'issue du traitement pour faire des granulats à béton. De même, seuls 20 à 23 % de sable 0/4 ont pu être produits par palier. Cette production ne satisfait pas les besoins pour la fabrication de bétons qui en nécessitent généralement près de 40%. Les puissants modes de concassage et de lavage employés habituellement pour les matériaux de Folschette (riches en argiles) ne sont pas adaptés aux matériaux dolomitiques de Schloss

Thorn. Une réflexion sur un mode de concassage et de lavage adapté à ces matériaux s'impose, mode de production qui devra tenir compte des différents paramètres économiques.

Afin de vérifier le bilan matières par pesées des différentes coupures produites, un prélèvement de la fraction 0/25 a été réalisé en début de chaîne (après concassage et avant les stations de lavage et de criblage) et analysé. La courbe granulométrique est représentée ci-dessous (Fig. 3.26).



**Fig. 3.26** : Courbe granulométrique du tout venant 0/25, avant lavage, issu du palier supérieur

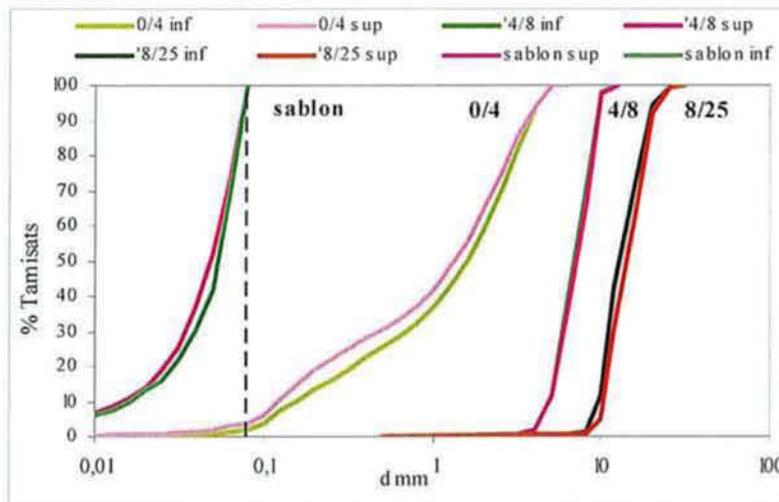
La Fig. 3.26 montre une granulométrie homogène du matériau. Les pourcentages des différentes fractions (sable et gravillons) sont comparables à ceux obtenus par pesées et présentés Fig. 3.25. Le sable (fraction inférieure à 4 mm, fines incluses) produit est de l'ordre de 51,9 % contre 47,35 % par pesées, l'erreur pouvant être attribuée aux pertes dans l'installation et/ou à l'imprécision des pesées. Sur 50 % de sable produit (fraction < 4mm), seule la moitié a pu être récupérée pour former des granulats à béton. De même, le pourcentage de gravillons est légèrement inférieur puisque déduit du pourcentage du sable.

### 3.4.3 Propriétés géomécaniques des granulats produits

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe précédent, trois coupures par palier ont été produites : un sable 0/4 et deux gravillons 4/8 et 8/25, sans oublier le sablon 0/1 du palier supérieur. Chaque propriété nécessaire à l'utilisation du logiciel BétonlabPro2 a été mesurée à nouveau et les résultats sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### 3.4.3.1 Granulométries

Contrairement aux matériaux dolomitiques étudiés jusqu'à présent, les granulométries des granulats produits à Folschette ont été faites sur matériaux secs, sans lavage au laboratoire. Les sablons ont été soumis à une granulométrie laser. Les différents spectres granulaires sont présentés Fig. 3.27.



**Fig. 3.27** : Courbes granulométriques des matériaux de Schloss Thorn concassés et lavés à Folschette

Les courbes granulométriques des gravillons 4/8 et 8/25 sont quasi identiques les unes à l'autre. En revanche, on observe de sensibles différences pour les sables et sablons, les matériaux issus du palier supérieur étant légèrement plus fins. La nature de la roche, plus riche en marnes au niveau du palier supérieur, peut expliquer cette différence. Le lavage a permis de fortes réductions des taux de fines des sables puisqu'ils sont de l'ordre de 2 à 4%, contre 19 et 23 % pour la campagne de concassage précédente sans lavage.

#### 3.4.3.2 Propriétés mécaniques

Les essais mécaniques LA et MDE ont été réalisés sur la fraction 10/14 et l'essai de compression statique a été réalisé sur la fraction 10/12, au laboratoire d'essais de Bertrange.

Ces essais ont été pratiqués sur les matériaux des deux paliers. Les résultats sont résumés dans le Tab. 3.24.

**Tab. 3.24** : Propriétés mécaniques des matériaux de Schloss Thorn

	Schloss Thorn inférieur	Schloss Thorn supérieur
LA 10/14	24	28
MDE 10/14	17	25
CS 10/12	16	16

Les propriétés mécaniques sont améliorées - par comparaison à celles obtenues sur les mêmes matériaux et présentées dans le chapitre 2 - par le mode de concassage utilisé avec des valeurs de LA diminuées jusqu'à près de 27 %, le MDE de près de 22 %, la compression statique restant constante d'un concassage à un autre. Le concassage par percussion élimine vraisemblablement les matériaux les moins durs au détriment d'une augmentation de la quantité de fines (52 %, Fig. 3.26)

#### 3.4.3.3 Propriétés physiques

Les masses volumiques réelles et les coefficients d'absorption d'eau associés des différents granulats ont été mesurés, comme pour les matériaux étudiés précédemment, conformément aux normes NF P 18-554 et NF P 18-555. Les essais de propreté, valeur au bleu pour les sables et passants à 0,5 mm pour les gravillons, et les essais de forme ont été pratiqués sur les granulats ainsi produits. Les résultats sont présentés dans le Tab. 3.25.

**Tab. 3.25** : Propriétés physiques des matériaux de Schloss Thorn concassés et lavés industriellement

	Schloss Thorn inférieur			Schloss Thorn supérieur		
	0/4	4/8	8/25	0/4	4/8	8/25
Coupures	0/4	4/8	8/25	0/4	4/8	8/25
MVR kg/m <sup>3</sup>	2670	2687	2687	2680	2697	2697
Ab %	1,987	1,89	1,89	2,017	1,987	1,987
Valeur au bleu 0/D	0,04	-	-	0,04	-	-
Propreté (Passants à 0,5 mm) %	-	0	0,09	-	0,12	0,24
Aplatissement %	-	9,31	6,53	-	8,67	6,65

La propreté des sables est confirmée par des valeurs au bleu faibles ( $VB_{0/D}=0,04$ ) nettement en deçà de la limite de 0,1 (NF P18-540, article 10). De même, la forme des gravillons, évaluée ici par le coefficient d'aplatissement, est légèrement améliorée

(aplatissement de 6,5 à 9,3 % pour le concassage à Folschette contre 9,4 à 11,3 % pour le concassage à Senningerberg). Les masses volumiques réelles et les coefficients d'absorption dépendent essentiellement de la nature de la roche et non pas du mode de production, d'où des paramètres comparables d'un concassage à l'autre.

#### 3.4.3.4 Mesure de l'absorption des fines par la méthode d'évaporométrie

Les différents essais bétons réalisés avec les matériaux de Schloss Thorn non lavés ont montré des dosages en eau efficace importants que nous avons attribué aux taux de fines élevés des sables. Or on observe que les coefficients d'absorption mesurés sur les sables par la méthode au cône NF P 18-555 (Tab. 2.7) sont souvent aléatoires avec les matériaux non siliceux. Nous avons alors mesuré l'absorption de la fraction fine (sablon 0/1) du palier supérieur par la méthode d'évaporométrie proposée par Mechling et al [Mechling et al, 2002].

Le principe consiste à observer le gradient d'évaporation d'eau au sein d'une préparation pâteuse disposée en une très fine pellicule dans un bac de section constante. Cette pâte est obtenue par imbibition partielle de la poudre sèche à tester et d'un excès d'eau durant 24 heures à pression atmosphérique. L'excédent d'eau est ensuite évacué par siphonage. Le bac est alors placé en étuve, à 40°C, sur un support libre de tout frottement relié au travers d'un orifice à une balance disposée au dessus de l'étuve. La variation de masse est relevée à des intervalles réguliers (5 ou 10 minutes) jusqu'à stabilisation complète. La masse  $M_s$  de la poudre sèche est déduite de la dernière pesée en ôtant la tare du bac. Pour plus de facilités, la balance est reliée à un ordinateur permettant un enregistrement automatique des données. L'absorption  $Ab$  est donnée par la relation suivante :

$$Ab = \frac{M_{imb} - M_s}{M_s} = \frac{M_e}{M_s} \quad (3.27)$$

avec  $M_{imb}$ , la masse imbibée ;  $M_s$ , la masse sèche ;  $M_e$ , la masse d'eau.

Cette méthode a été étalonnée sur des sables puis testée sur des additions minérales telles que les cendres volantes.

Nous avons utilisé l'évaporométrie pour mesurer l'absorption du sablon 0/1 et nous l'avons comparé à la valeur obtenue par la méthode normative NF P 18-555. L'absorption du sablon 0/1 du palier supérieur mesurée atteint 3,75 %. L'absorption du sable lavé mesurée au cône est de 2 % et cette valeur est identique à celle mesurée sur le sable non lavé contenant 23 % de fines (Tab. 2.7). L'absorption du sable non lavé aurait été sous-estimée par la mesure normative ce qui, associé aux taux de fines élevés des matériaux de Schloss Thorn non lavés

(23 % pour le palier supérieur), expliquerait **en partie** les forts dosages en eau efficace observés sur les bétons (§ 3.3).

### 3.4.3.5 Mesures des compacités

#### 3.4.3.5.1 Compacités des matériaux grenus

Le protocole expérimental adopté est le même que celui décrit dans le paragraphe 3.2. Les mesures de compacité sur matériaux grenus sont réalisées sur 3 tranches granulaires pour chaque sable et sur la totalité de la fraction pour les gravillons. Les résultats des mesures par palier sont présentés dans le Tab. 3.26.

**Tab. 3.26** : Compacités réelles et résiduelles des matériaux grenus de Schloss Thorn

Coupures mm		Schloss Thorn inférieur		Schloss Thorn supérieur	
		Compacités réelles $\Phi$	Compacités résiduelles $\beta$	Compacités réelles $\Phi$	Compacités résiduelles $\beta$
Sable	0,08/0,315	0,628	0,628	0,622	0,627
	0,315/1,25	0,664	0,663	0,672	0,673
	Fraction > 1,25	0,669	0,690	0,671	0,692
Gravillons	4/8	0,635	0,687	0,636	0,687
	8/25	0,630	0,706	0,632	0,713

Les compacités réelles  $\Phi$  et résiduelles  $\beta$  des sables diminuent sensiblement par rapport à celles obtenues sur les matériaux de Schloss Thorn lors du concassage précédent (§ 3.2). Les compacités virtuelles  $\beta$  des gravillons sont constantes.

#### 3.4.3.5.2 Compacités des poudres (ciment, fines, additions...)

Contrairement aux granulats dont la compacité est mesurée à sec avec un indice de serrage  $K=9$ , la compacité réelle des poudres, avec et sans adjuvant, est évaluée par une mesure de demande en eau en présence de ciment ou essai de pâte lisse [Sedran et al, 1994] avec un indice de serrage de 6,7. Les mesures de compacité avec adjuvant nécessitent en amont de déterminer le dosage de saturation de chaque poudre et ce pour chaque adjuvant.

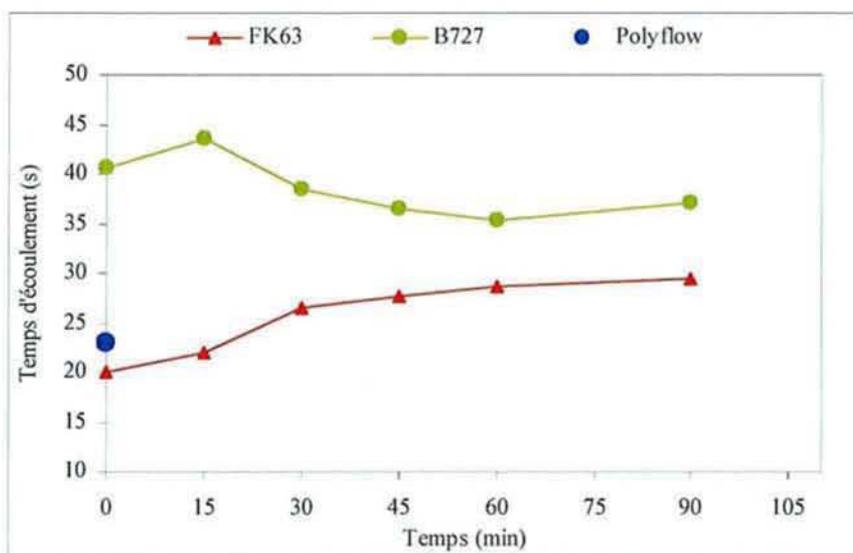
### A. Dosage de saturation des poudres (ciment et sablon)

Les méthodes de mesures restent inchangées par rapport à celles décrites dans le paragraphe 3.2. Pour ces derniers essais, on nous a fourni trois nouveaux superplastifiants de la famille des polycarboxylates. Deux proviennent de la société allemande Bauchemie, le FK 63 et le B 727. Le troisième est commercialisé par la société néerlandaise Tillman sous le nom de Polyflow. Les dosages de saturation du ciment, de type CEM II, et des fines (sablon) ont été mesurés sur coulis purs pour le ciment et sur coulis de mortier pour les fines. Un sable normal (sable siliceux de Leucate) a été utilisé pour ces mesures avec un rapport sable/liant de 1,6. Les différentes caractéristiques des superplastifiants figurent dans le Tab. 3.27 accompagnées des dosages de saturation du ciment.

**Tab. 3.27** : Caractéristiques des adjuvants étudiés et dosages de saturation du ciment associés

	Densité	% Extrait sec	Dosage de saturation du CEM II (% <sub>ES</sub> /M <sub>c</sub> )
Optima 200	1,05	20	0,2
FK 63	1,022	31,2	0,2
B 727	1,062	31,8	0,15
Polyflow	1,078	27,6	0,3

Les différents dosages de saturation du ciment en fonction de l'adjuvant utilisé étant connus, nous avons pu vérifier la compatibilité ciment/adjuvant en mesurant les temps d'écoulement au cône de Marsh, sur 90 minutes environ, de coulis purs dosés à la saturation du ciment (Fig. 3.28).



**Fig. 3.28** : Stabilité dans le temps de coulis de ciment en présence des adjuvants sélectionnés

Les mesures dans le temps en présence du Polyflow n'ont pas été réalisées car une très forte ségrégation est apparue dès la première mesure. Cet adjuvant a donc été écarté de l'étude. Les mesures de stabilité dans le temps ont été mesurées sur 90 minutes pour le FK 63 et le B 727. Le premier - FK 63 - présente une perte de maniabilité de 10 secondes sur 90 minutes. Le second - B 727 - montre un gain de maniabilité, le temps d'écoulement diminue, de 5 secondes sur la même période.

Le superplastifiant FK 63 a été choisi pour la suite de ces essais en raison de l'absence d'effets secondaires. Les dosages de saturation des fines (sablon) ont été mesurés en sa présence (Tab. 3.28).

**Tab. 3.28** : Dosage de saturation en extrait sec du CEM II et du sablon

	Dosage de saturation % extrait sec	
	FK 63	Optima 200
CEM II	0,2	0,2
sablon 0/1 sup	0,6	0,2

La dose de saturation du sablon en présence de FK63 est nettement plus élevée que celle du ciment. Lors de la formulation de bétons adjuvantés avec FK63, le logiciel BétonlabPro2 tient compte de ces différences afin d'adapter la dose de superplastifiant (et d'eau efficace) pour obtenir la maniabilité souhaitée.

### B. Compacités des poudres

Les mesures de demandes en eau (Tab. 3.29) ont été réalisées sur le CEM II et sur les fines (sablon du palier supérieur).

**Tab. 3.29** : Compacités réelles et résiduelles des poudres étudiées

	Optima 200				FK 63			
	$\Phi$	$\Phi^*$	$\beta$	$\beta^*$	$\Phi$	$\Phi^*$	$\beta$	$\beta^*$
CEM II	0,553	0,567	0,452	0,466	0,553	0,589	0,452	0,487
Schloss Thorn supérieur	0,537	0,554	0,514	0,532	0,537	0,565	0,514	0,543

Les compacités à saturation des poudres sont plus élevées en présence de superplastifiant de type FK 63 que celles mesurées en présence de Optima 200. Le pouvoir défloculant du FK 63 permet une meilleure désagrégation des floccs de fines ou de ciment et augmente ainsi les compacités de ces derniers.

### 3.4.4 Formulation expérimentale de bétons à partir des matériaux du palier supérieur

Toutes les propriétés nécessaires à l'utilisation du logiciel BétonlabPro2 ont été mesurées sur ces nouveaux matériaux. De nouvelles formules de bétons sont alors mises au point, dans un premier temps avec le superplastifiant FK 63 puis avec Optima 200.

Dans l'objectif d'une possible exploitation des niveaux dolomitiques du Muschelkalk dans la vallée de la Moselle, nous avons privilégié l'étude du palier supérieur correspondant au niveau géologique MO2, niveau directement accessible dans cette région. Différentes gâchées ont été réalisées à partir de ces matériaux, en association avec le superplastifiant FK 63 dans un premier temps et avec Optima 200 dans un second temps.

#### 3.4.4.1 Cahier des charges

Le cahier des charges établi pour les bétons réalisés précédemment a été complété en concertation avec notre partenaire industriel.

Le choix s'est porté sur la formulation de bétons courants type  $f_{ck_{cyl}}$  C25 à C35 sur cylindres fabriqués avec le ciment luxembourgeois de type CEM II associé à un superplastifiant (FK 63 ou Optima 200), pour un affaissement compris entre 15 et 20 cm et un étalement de 47 cm environ. Les bétons doivent être pompables - viscosité plastique simulée comprise entre 200 et 300 Pa.s - et doivent contenir une quantité minimale de fines par  $m^3$  (ciment, fines et additions minérales). Par expérience, une quantité minimale de fines de  $460 \text{ kg}/m^3$  est indiquée, dosage en dessous duquel, en pratique, le béton est difficilement pompable. L'apport de fines (sablon) doit être contrôlé afin de ne pas rencontrer les désordres observés dans les bétons précédents (dosage en eau efficace important, mauvaise maniabilité...). Le sablon est donc ajouté en quantités définies permettant ainsi de contrôler le taux global de fines dans le béton. La stabilité du squelette granulaire permet de limiter la ségrégation et le ressuage.

Le prix est également un facteur important qui croît corrélativement à la quantité de ciment. Les dosages en ciment sont par conséquent compris entre  $300$  et  $340 \text{ kg}/m^3$ , en adéquation avec les quantités de ciment minimales normatives (EN 206-1).

Enfin, le superplastifiant est dosé à des taux intermédiaires compris entre  $1$  et  $3 \text{ kg}/m^3$ , sauf pour une gâchée où il est de  $5,4 \text{ kg}/m^3$  (dosage de saturation). Un superplastifiant a été préféré à un plastifiant pour pouvoir satisfaire les rapports E/C normatifs et ce, malgré le surcoût.

### 3.4.4.2 Formulations de nouveaux bétons

#### 3.4.4.2.1 Calibration des paramètres $p$ , $q$ et $k_t$

Les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  mesurés lors de la première campagne de concassage de la carrière de Schloss Thorn ont été considérés comme constants (Tab. 3.17 rappelé en Tab. 3.30).

**Tab. 3.30** : Paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  caractérisant les matériaux de Schloss Thorn

	Schloss Thorn supérieur
$p$	1,18
$q$	0,008
$k_t$	0,35

#### 3.4.4.2.2 Formulation de bétons avec le superplastifiant FK 63

##### *A. Objectifs et démarche expérimentale*

Après essais sur coulis purs et sur coulis de mortier (Fig. 3.28), nous avons sélectionné le superplastifiant FK 63 pour sa stabilité dans le temps.

Différentes gâchées ont été réalisées avec le ciment luxembourgeois de type CEM II, avec des dosages en superplastifiant variables, fonction du ciment et des fines, et deux taux de sablon, de 40 et 100 kg/m<sup>3</sup>. Les quantités de ciment et d'eau ont été fixées pour répondre au mieux au cahier des charges préétabli.

Les classes d'exposition visées, au sens de la norme EN 206-1, sont les classes XC et XF1. Pour cette dernière, les granulats nécessitent une caractérisation vis-à-vis du gel que nous verrons dans le chapitre 4.

Les classes XF2 à XF4 nécessitent en plus une teneur en air entraîné au moins égale à 4 %. D'autres essais, présentés dans le chapitre 4, ont été réalisés dans cet objectif et les bétons ont été testés vis-à-vis du gel-dégel.

D'autre part, des mesures de maniabilité sur béton dans le temps ont été réalisées sur une durée d'une heure environ, ce qui correspond au temps de transport moyen de la centrale au chantier.

## *B. Résultats*

Les gâchées G39 et G40 présentent un taux de sablon de  $40 \text{ kg/m}^3$ . La première gâchée est non adjuvantée, la seconde est dosée à 44% du dosage de saturation.

Les gâchées G41 et G42 présentent un taux de sablon de  $100 \text{ kg/m}^3$ . La première gâchée est dosée à 33 % par rapport à la saturation et la seconde à 66 %.

La cinquième gâchée G43 a été formulée grâce au logiciel « Carbon » [Lecomte, 2003] dans le but de vérifier les dosages en eau efficace des fines et les taux de superplastifiant nécessaires pour un affaissement donné. En effet, le logiciel « Carbon » est un ensemble d'algorithmes programmé sous Basic, reprenant le MEC, qui permet de tenir compte, entre autre, des absorptions des fines - de type filler calcaire par exemple - ce qui n'est actuellement pas le cas de BétonlabPro2.

La gâchée G43 Carbon est similaire à la gâchée G42 avec une dose en superplastifiant plus élevée ( $5,4 \text{ kg}$  contre  $3,1 \text{ kg/m}^3$ ) correspondant au dosage de saturation.

Les prévisions et les résultats expérimentaux figurent dans le Tab. 3.31. Les compositions expérimentales (Tab. 3.31) sont calculées à  $t_0+60'$  en tenant compte de l'ajout d'eau et de l'air effectif calculés par pesées des éprouvettes au terme du coulage [Lecomte, 1998].

**Tab. 3.31** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur des bétons de dolomie à base de CEM II associé à FK63  
Les compositions expérimentales ont été recalculées à  $t_0+60'$

		Matériaux lavés issus du palier supérieur de Schloss Thorn										
Gâchée n°		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	Carbon	EXP	
		179	G39	167	G40	168	G41	23	G42	1	G43	
Ajout d'eau ramené à 1 m3 de béton sans air		-	0	-	42,8	-	33,5	-	9,1	-	4,1	
Composition (Dosages en kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	320	317	320	302	320	297	320	303	320	307	
	E <sub>eff</sub>	199,7	198	134,5	167,2	147,8	168,2	140	141,3	129,3	128,0	
	FK63liq	0	0	1,2	1,1	1,2	1,1	3,1	2,9	5,5	5,2	
	Sablon 0/1	40	40	40	38	100	93	100	95	100	96	
	0/4	807	819	880	849	838	821	853	848	865	863	
	4/8	361	366	394	380	375	367	381,6	379	387	386	
	8/25	632	641	690	664	656	643	668	664	677	675	
	Air %	1,2	0,5	1,6	1,7	1,6	1,9	1,1	2,1	1,5	1,9	
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,62	0,62	0,42	0,55	0,46	0,57	0,44	0,47	0,40	0,42	
	Densité	2,396	2,418	2,504	2,439	2,481	2,430	2,502	2,473	2,472	2,499	
	A cm	t <sub>0</sub>	18	20	18	17	18	13,5	25,4	23,5	24	23,5
		t <sub>15</sub>	-	19	-	10	-	8,5	-	24	-	-
		t <sub>30</sub>	-	19	-	8,5	-	7,5	-	16	-	-
		t <sub>45</sub>	-	19	-	7,5	-	5,5	-	4	-	-
		t <sub>60</sub>	-	19	-	4,5	-	4,5	-	3,5	-	-
	E cm	t <sub>0</sub>	-	62,5	-	46,5	-	38	-	57,5	-	61,5
		t <sub>15</sub>	-	58,5	-	41,5	-	37	-	58*	-	60,7*
		t <sub>30</sub>	-	56	-	37	-	36	-	33*	-	57,2*
		t <sub>45</sub>	-	52	-	34	-	33,5	-	26	-	56*
		t <sub>60</sub>	-	49,5	-	31,2	-	31	-	23	-	48*
	Seuil Pa	1037	-	1075	-	1072	-	541	-	632	-	
	Vis Pa.s	122	-	676	-	564	-	641	-	657	-	
	R <sub>c28</sub> MPa	24,4**	23,5	42,5**	31,4	37,1**	30,7	42**	45,2	-	58,6	
R <sub>i28</sub> MPa	2,2**	2,5	3**	2,5	2,8**	2,2	3**	3,2	-	3,9		

Les valeurs d'étalement suivies d'une astérisque (\*) ont été mesurées sans chocs (la méthode normative préconise 15 chocs), le béton étant trop fluide.  
\*\* : Simulations des gâchées avec des coefficients p de 1,18, q de 0,008 et k<sub>i</sub> de 0,35

## ✱ Mesures à $t_0$

Les deux premières gâchées expérimentales, G39 et G40, incorporent  $40 \text{ kg/m}^3$  de sablon. La gâchée G39, non adjuvantée, a permis de mettre en évidence l'impact du taux de fines (sable et sablon) sur le dosage en eau efficace du béton sans l'intervention du superplastifiant. La gâchée G39 a un pourcentage total de fines issues du sable et du sablon d'environ 7 %. En confrontant les prévisions du logiciel pour cette gâchée et les résultats expérimentaux, on remarque que les propriétés prévues par le logiciel, et notamment l'affaissement, sont vérifiées expérimentalement, sans ajout d'eau comme cela avait été le cas pour la première campagne de concassage des matériaux de Schloss Thorn (§ 3.3). Il semble donc que le dosage en eau efficace des bétons riches en fines ne soit pas bien pris en compte, soit à cause des mesures de compacités soit à cause d'un coefficient d'absorption plus élevé. Nous reviendrons sur ces points dans le chapitre 3.5. La seconde gâchée, G40, est faiblement adjuvantée avec un dosage en superplastifiant correspondant à 34 % par rapport au dosage de saturation. Pour obtenir l'affaissement prévu par le logiciel, nous avons dû ajouter, durant la période de malaxage, une quantité d'eau efficace importante soit 42,8 litres d'eau pour  $1 \text{ m}^3$  de « béton sans air ».

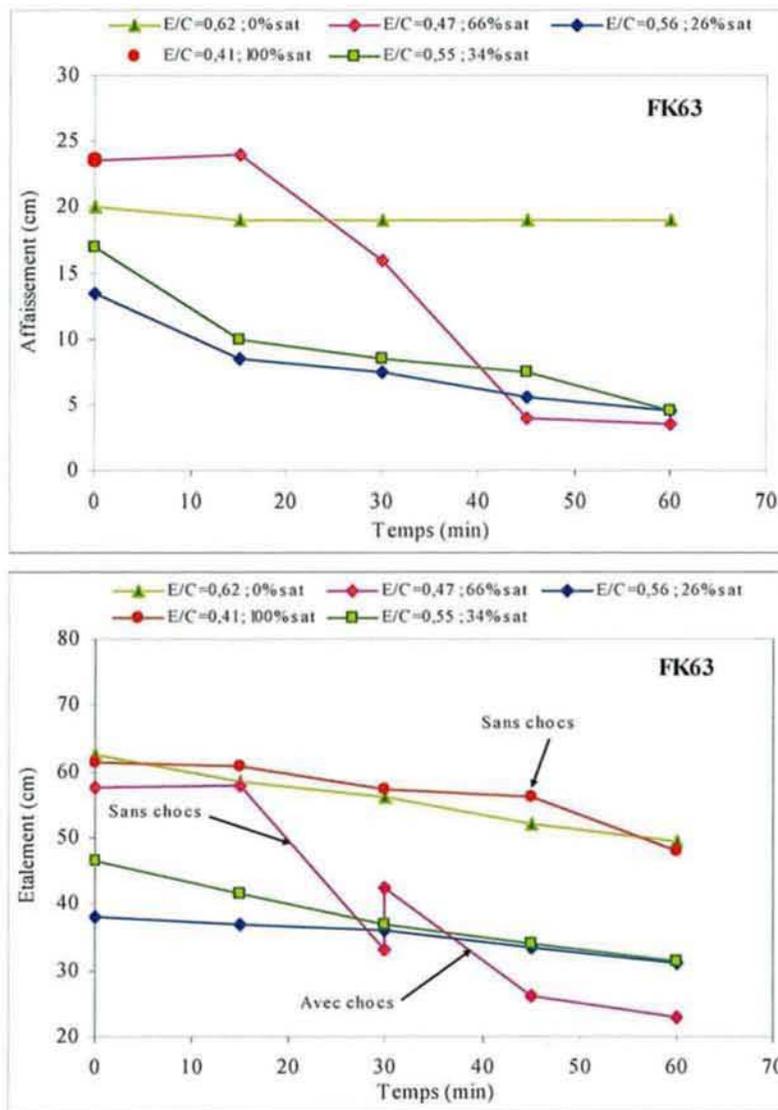
Les trois autres gâchées, notées G41, G42 et G43, contiennent  $100 \text{ kg/m}^3$  de sablon et des doses croissantes d'adjuvant correspondant respectivement à 26, 66 et 100 % du dosage de saturation. L'eau efficace est plus importante que prévue, en particulier pour les bétons faiblement adjuvantés (G41). Les quantités d'eau ajoutées pour obtenir la maniabilité souhaitée varient de 4 à 33 litres pour  $1 \text{ m}^3$  de « béton sans air ». On retrouve alors le même phénomène que celui observé pour la gâchée G40. Il en résulte que la quantité de superplastifiant doit être suffisante pour que son effet soit appréciable avec ce type de matériaux. Les difficultés de prévision de l'affaissement par le logiciel en présence d'un superplastifiant seront développées dans le paragraphe 3.5.

Dans le même temps, à saturation (G43), le béton se comporte comme un Béton à Hautes Performances BHP avec un seuil de cisaillement réduit (affaissement élevé) et une viscosité plastique élevée, rendant le travail du béton particulièrement difficile (le béton se cisaille lentement). Un dosage du superplastifiant au 2/3 de la saturation (G42) semble être un bon compromis entre notre cahier des charges (affaissement, résistances) et la facilité de mise en œuvre du béton. En effet, les gâchées G42 et G43 ont le même affaissement mais le béton se travaille mieux lorsque le superplastifiant est moins dosé. De plus, à l'arrêt du malaxeur et seulement pour les bétons adjuvantés, on note une remontée rapide de l'air piégé à la surface

qui s'explique par la baisse du seuil de cisaillement. Ce « dégazage » s'accompagne de légères laitances.

**\* Mesures dans le temps**

Des mesures d'affaissement et d'étalement de Graf ont été réalisées dans le temps, sur une durée d'une heure ce qui correspond au temps de transport moyen du béton de la centrale au chantier. Les mesures ont été faites toutes les 15 minutes précédées chacune d'une minute de malaxage afin d'homogénéiser le mélange (Fig. 3.29).



**Fig. 3.29** : Mesures de maniabilité dans le temps (affaissement et étalement) du béton de dolomie lavée à base de CEM II associé à FK63

L'ajout de superplastifiant FK63 permet l'amélioration de la maniabilité à  $t_0$  tout en permettant de réduire notablement les rapports E/C. Pour les bétons non adjuvés (G39), la

maniabilité est constante sur une heure. En revanche, les mesures sur bétons adjuvantés montrent une perte de maniabilité d'autant plus importante que le dosage en adjuvant est croissant. Les affaissements initiaux sont compris entre 14 et 23 cm selon les dosages en superplastifiant. Au bout d'une heure, l'affaissement chute à 4 cm quel que soit le dosage initial en superplastifiant. Pour ces quatre gâchées, le béton est homogène et le squelette granulaire est compact. Il subsiste cependant quelques problèmes de remontée de laitances, concomitamment à la remontée de l'air, pour les bétons fortement adjuvantés. La mise en œuvre des bétons à  $t_0+60'$  (après remalaxage) conduit malgré une vibration puissante à des teneurs en air (déduites des pesées) supérieures aux prévisions, conséquence d'un affaissement faible. Ce différentiel engendre des variations pondérales des différents constituants normés au  $m^3$ . Nous avons donc, au départ, formulé des bétons répondant aux critères de la norme EN 206-1 pour les classes d'exposition XC1 (G39), XC4 (G40 à G43). Les ajouts d'eau pour obtenir la maniabilité initiale voulue et/ou l'air ont modifié les formules initiales de béton. Le Tab. 3.32 montre l'influence de ces modifications sur le respect des classes d'exposition.

**Tab. 3.32** : Influence des variations pondérales des différents constituants normés au  $m^3$  sur le respect des classes d'exposition

	Classe d'exposition prévue	Classe d'exposition réalisée
G39	XC4	XC2
G40	XC1	XC1
G41	XC4	XC1
G42	XC4	XC3
G43	XC4	XC3

Les formules faiblement adjuvantées devront donc avoir un dosage en ciment généralement supérieur au minimum requis par la norme pour respecter les classes d'environnement, si le problème de maintien rhéologique n'est pas résolu.

Par ailleurs, les propriétés rhéologiques de ces bétons évoluent rapidement ce qui révèle un problème de pérennité de l'efficacité de l'adjuvant avec ces matériaux. Or, des essais de stabilité sur coulis purs ont été réalisés afin de s'assurer de la compatibilité du couple ciment-adjuvant (Fig. 3.28). On observait alors une très légère perte de maniabilité qui se traduisait par une perte de 10 secondes pour des mesures de temps d'écoulement au cône de Marsh. Il paraît donc indispensable de réaliser une étude plus poussée sur la compatibilité ciment, adjuvant en présence de fines dolomitiques et de granulats.

※ **Performances mécaniques des bétons**

Comme pour les bétons dolomitiques précédents (§ 3.3), des ajouts d'eau, en présence uniquement de superplastifiant, ont été nécessaires afin d'obtenir la maniabilité souhaitée. Malgré cela, on obtient des résistances comprises entre 31 et 59 MPa pour des dosages en CEM II de 300 à 310 kg/m<sup>3</sup>. En l'absence de superplastifiant, on obtient un béton de type C 18 avec un E/C trop élevé (E/C de 0,62) pour satisfaire les exigences normatives pour un béton de grande diffusion (autre que X0).

### *C. Conclusions*

Il paraît indispensable d'utiliser un superplastifiant dans les bétons réalisés avec ce type de matériaux afin de diminuer les rapports E/C obtenus. Notre objectif - réaliser des bétons de type C25 à C35 avec des quantités minimales de ciment conformes à la norme EN 206-1 avec les matériaux à disposition - est ici atteint.

Cependant, une perte de maniabilité relativement importante des bétons réalisés est observée et elle est reliée aux dosages initiaux en superplastifiant. Les faibles dosages en superplastifiant (G40 et G41), bien que dosé en fonction du ciment et des fines, entraînent une perte de maniabilité beaucoup plus rapide que les dosages les plus élevés (G42 et G43) proches de la saturation. Ce phénomène semble directement relié à l'action de l'adjuvant. En effet, l'efficacité de ce dernier à empêcher la réagglomération des grains de ciment et de fines dure tant qu'il y a assez de molécules pour couvrir la surface exposée des grains [Neville, 2000]. Dans notre cas, le ciment et le sablon, voire les grains les plus gros, consomment du superplastifiant et neutralisent son effet. Au bout d'une heure, le béton est très ferme quel que soit le dosage en superplastifiant initial.

Par ailleurs, l'emploi du superplastifiant FK 63 semble inadapté pour nos matériaux. Il entraîne, à des dosages proches de la saturation, de légères remontées de fines et il n'assure pas un maintien suffisant dans le temps. Pour la suite des essais, nous avons conservé le superplastifiant Optima 200.

### 3.4.4.2.3 Formulation de bétons avec le superplastifiant Optima 200

#### *A. Objectifs et démarche expérimentale*

La démarche expérimentale est la même que celle adoptée précédemment pour le superplastifiant FK 63. Des bétons ont été formulés avec les matériaux de Schloss Thorn concassés et lavés à Folschette et issus uniquement du palier supérieur avec le superplastifiant Optima 200.

Les résultats précédents ont montré que les propriétés mesurées sur bétons sont similaires pour des quantités variables de sablon (40 ou 100 kg/m<sup>3</sup>). Par conséquent pour ces derniers essais, nous avons pris une quantité de sablon de 95 à 100 kg/m<sup>3</sup>, quantité qui permet, selon le bilan matières (§ 3.4.2.2), de valoriser dans nos bétons la totalité de la production de cette coupure granulométrique.

Quatre gâchées ont été réalisées avec des dosages en CEM II de 350 kg/m<sup>3</sup>, des rapports E/C compris entre 0,45 et 0,51 pour des dosages en superplastifiant de 74 et 100 % de la saturation. Comme pour les gâchées précédentes, nous avons mesuré la maniabilité du béton sur une heure.

Un béton témoin formulé à partir uniquement de granulats de Moselle et adjuvanté à 75 % de la saturation avec Optima 200, a été gâché et ses propriétés rhéologiques (affaissement et étalement) ont été mesurées sur une heure.

L'objectif principal de ces essais était de vérifier le comportement rhéologique des bétons réalisés en présence du superplastifiant Optima 200.

#### *B. Résultats*

##### a. Formules à base de CEM II et Optima 200 : squelette granulaire constant

Dans un premier temps, deux gâchées, G44 et G45, ont été réalisées avec les matériaux dolomitiques non saturés en eau. La première (G44) est caractérisée par un squelette granulaire **identique** aux bétons de dolomie précédents (G42) avec notamment 95 kg/m<sup>3</sup> de sablon. Le superplastifiant est dosé à 74 % de la saturation et le rapport E/C est fixé à 0,45. La seconde gâchée, G45, n'incorpore pas de sablon dolomitique, les autres caractéristiques restant invariables (E/C, dosage SP...). Les résultats sont présentés dans le Tab. 3.33.

**Tab. 3.33** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur bétons de dolomie lavée (matériaux de Schloss Thorn, palier supérieur) à base de CEM II associé à Optima 200. Les compositions expérimentales ont été recalculées à  $t_0+60'$ .

		Matériaux lavés issus du palier supérieur de Schloss Thorn				
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	
Gâchée n°		2	G44	4	G45	
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air		-	0	-	0	
Composition (Dosages en kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	350	334	350	348	
	E <sub>eff</sub>	157	150	157	156,2	
	Optima 200 liq	3,5	3,3	2,9	2,9	
	Sablon	95	91	0	0	
	0/4	861	862	905	898	
	4/8	406	406	427	423	
	8/25	572	572	601	596	
	Air %	1	2,3	1	1,7	
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C		0,45	0,45	0,45	0,45
	Densité		2,478	2,455	2,479	2,460
	A cm	t <sub>0</sub>	27,6	16,5	27,1	16,5
		t <sub>15</sub>	-	8	-	11
		t <sub>30</sub>	-	4,5	-	4
		t <sub>45</sub>	-	3	-	3,5
		t <sub>60</sub>	-	-	-	2,5
	E cm	t <sub>0</sub>	-	41,5	-	46,5
		t <sub>15</sub>	-	34	-	42,5
		t <sub>30</sub>	-	28	-	35
		t <sub>45</sub>	-	28	-	-
		t <sub>60</sub>	-	-	-	-
	Seuil Pa		385	-	422	-
	Vis Pa.s		538	-	407	-
	R <sub>c28</sub> MPa		43,7*	39,7	44,6*	40,2
	R <sub>t28</sub> MPa		3,2*	2,7	3,3*	3

\* : Simulations des gâchées avec des coefficients p de 1,18, q 0,008 et k<sub>t</sub> de 0,35

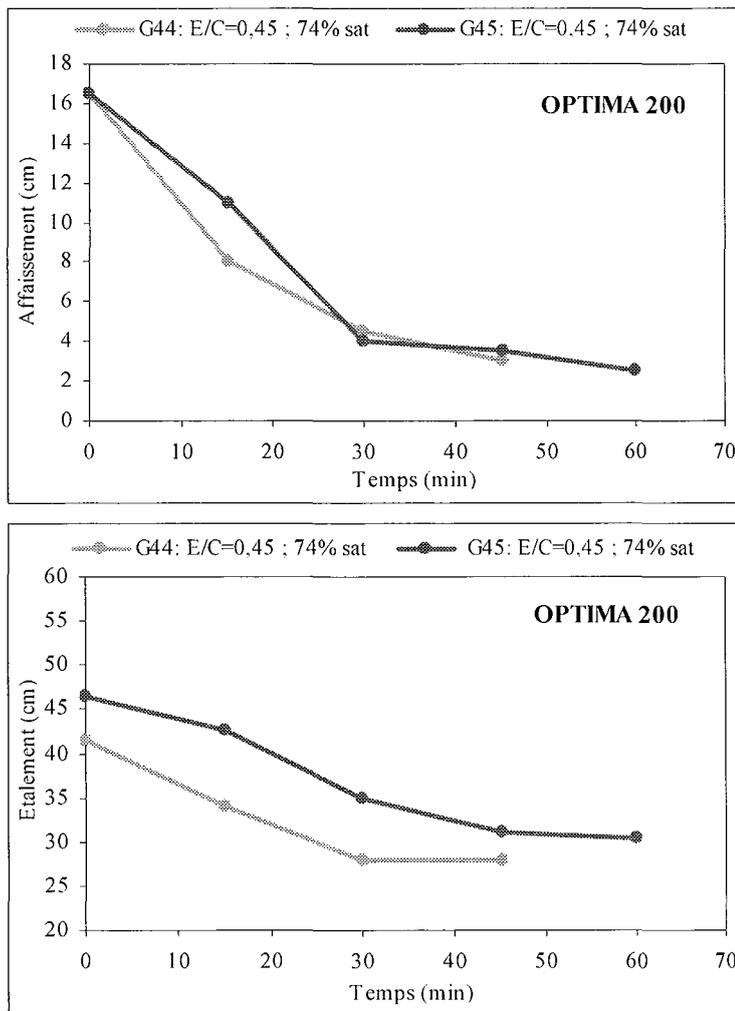
#### \* Mesures à t<sub>0</sub>

Aucun ajout d'eau pour obtenir la maniabilité prévue n'a été fait pour ces deux gâchées G44 et G45, l'affaissement obtenu à t<sub>0</sub> de 16,5 cm étant satisfaisant. La gâchée G45 ne contient pas de sablon mais garde les mêmes caractéristiques que G44 (dosage en ciment et

E/C). Les mesures de maniabilité montrent une valeur d'étalement supérieure pour la gâchée G45 (46,5 contre 41,5 cm). Le sablon présent uniquement dans la gâchée G44 a un léger effet raidissant perceptible via les mesures d'étalement, les mesures d'affaissement à  $t_0$  étant identiques. L'essai d'étalement de Graf semble ici mieux adapté à nos matériaux et il permet de mesurer des variations de maniabilité non perceptibles avec le cône d'Abrams.

✱ **Mesures dans le temps**

Des mesures d'affaissement et d'étalement de Graf ont été réalisées sur une durée d'une heure. Les mesures ont été faites toutes les 15 minutes précédées chacune d'une minute de malaxage afin d'homogénéiser le mélange (Fig. 3.30).



**Fig. 3.30** : Mesures de maniabilité dans le temps (affaissement et étalement) du béton de dolomie lavée à base de CEM II associé à Optima 200

Les mesures dans le temps montrent une perte de maniabilité comme ce fut le cas avec le superplastifiant FK 63 (Fig. 3.25). Après 15 minutes, la perte d'affaissement est plus rapide

en présence de sablon (8 contre 11 cm) confirmant l'effet raidissant du sablon. En revanche, la perte d'affaissement est équivalente à 30 minutes, et à 45 minutes les deux bétons sont très fermes ( $A=3$  cm). Les valeurs d'étalement présentent le même comportement. Les formules simulées initialement et les formules expérimentales (obtenues après calculs notamment de la quantité d'air) sont quasi similaires.

La perte de maniabilité importante des bétons ne peut être attribuée au sablon uniquement. D'autres facteurs, comme l'absorption ou l'adsorption du superplastifiant dans et sur les grains poreux peuvent être mis en avant. Ces derniers points seront abordés dans la conclusion et les perspectives de recherche. En revanche, les rapports E/C sont faibles, environ 0,45. D'autres essais ont donc été réalisés en augmentant le dosage en eau pour viser des rapports E/C de 0,5, toujours conformes à la norme EN 206-1.

#### \* Performances mécaniques des bétons

On obtient des résistances de 40 MPa sur des bétons dosés de 335 à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. A squelette granulaire identique, les performances des bétons à base de CEM II associé à FK 63 sont meilleures que celles obtenues avec Optima 200. On obtient une résistances de 45 MPa pour la gâchée G42 contre 40 MPa pour la gâchée G44, pour un dosage en ciment plus faible (303 contre 334 kg/m<sup>3</sup>) et un rapport E/C supérieur (0,47 contre 0,45). L'efficacité de FK 63 est supérieure à celle de Optima 200. Lors de l'arrêt du malaxage, on observait, pour les bétons avec FK63, des remontées de laitances et de petites bulles d'air, phénomène inexistant avec Optima 200 dans le cadre de ces essais. De plus, les résistances mécaniques fixées dans notre cahier des charges sont atteintes en présence du superplastifiant Optima 200. Nous avons donc opté pour la stabilité de nos bétons « au détriment » de hautes performances mécaniques. Le choix de Optima 200 a donc été confirmé et de nouveaux essais ont été réalisés.

## b. Formules modifiées : saturation en eau des gravillons dolomitiques

Les essais précédents ont montré qu'une perte de maniabilité importante sur une heure était observée quel que soit le superplastifiant utilisé parmi ceux choisis (FK 63 et Optima 200). Une autre explication a alors été retenue. Nos granulats, lors de la confection de ces bétons, avaient une teneur en eau inférieure à leur absorption. De plus, l'absorption de ces matériaux, prise en compte dans nos calculs, pourrait être supérieure à celle mesurée. Les gravillons ont donc été saturés en eau durant 24 heures avant le gâchage de nouvelles formules, pour limiter le pouvoir absorbant de nos matériaux. Ils ont été mis en sacs hermétiquement fermés afin de conserver leur teneur en eau préalablement mesurée.

Deux nouvelles gâchées (G46 et G47), à partir des matériaux dolomitiques saturés, ont été simulées et réalisées expérimentalement. La première G46 est une formule similaire à G44 mais sans sablon. Les vérifications expérimentales sur la gâchée G46 devraient nous amener un début de réponse concernant notre hypothèse. La seconde gâchée, notée G47, est caractérisée par un béton discontinu. Notons que l'optimisation du squelette granulaire par le logiciel BétonlabPro2 écartait la fraction 4/8 et ne conservait que le sablon, le sable et les gravillons 8/25. Par souci de valoriser toutes les fractions produites et éviter des pertes supplémentaires qui alourdiraient le bilan matières (Tab. 3.23 et Fig. 3.21), la fraction 4/8 avait été conservée dans les bétons précédents. Ce choix, d'abord économique, était également justifié par l'examen du diagramme de remplissage des formules établies.

La gâchée G47 est composée de sablon, de sable et de gravillons 8/25 saturés en eau. Le dosage en eau est légèrement plus élevé que précédemment avec un rapport E/C voisin de 0,5. Les dosages en superplastifiant sont sensiblement les mêmes (Tab. 3.34).

Nous avons parallèlement réalisé un béton composé **exclusivement** de matériaux alluvionnaires (Moselle), un sable 0/5 et un gravillon 5/15 (G48). Le superplastifiant Optima 200 est dosé à 75 % de la dose de saturation avec un rapport E/C de 0,44. Des matériaux alluvionnaires siliceux ont, parmi d'autres matériaux, servi à l'étalonnage du logiciel BétonlabPro2. Cette dernière gâchée va nous permettre d'établir des comparaisons avec nos bétons réalisés avec des matériaux de substitution. La maniabilité a été mesurée dans le temps pour chaque béton (Tab. 3.34).

**Tab. 3.34** : Prévisions de BétonlabPro2 et résultats expérimentaux obtenus sur bétons à base de CEM II et Optima 200. Les compositions expérimentales ont été recalculées à  $t_0+60'$ .

		Dolomies saturées en eau issues du palier supérieur de Schloss Thorn				Moselle		
		BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	BTLP2	EXP	
Gâchée n°		2a	G46	16	G47	Mos 2	G48	
Ajout d'eau ramené à 1 m <sup>3</sup> de béton sans air		-	41,2	-	0	-	19,3	
Composition (Dosages en kg/m <sup>3</sup> )	CEM II	350	-	340	327	340	328	
	E <sub>eff</sub>	157	-	172	165,2	150	163,5	
	Optima 200 liq.	3,5	-	3,4	3,3	2,5	2,5	
	Dolomie	Sablon	0	0	100	96	-	-
		0/4	861	-	767	774	-	-
		4/8	406	-	0	0	-	-
		8/25	572	-	1043	1053	-	-
	Moselle	0/5	-	-	-	-	696	670
		5/15	-	-	-	-	1219	1174
Air %		1	-	0,7	1,3	0,8	2,5	
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,45	0,58 sans air	0,51	0,51	0,44	0,50	
	Densité		2,479		2,459	2,456	2,419	2,350
	A cm	t <sub>0</sub>	27,6	21	29,8	21	19,5	16,5
		t <sub>15</sub>	-	17,5	-	20,5	-	6
		t <sub>30</sub>	-	17,5	-	13,5	-	5,5
		t <sub>45</sub>	-	20	-	6	-	3,5
		t <sub>60</sub>	-	-	-	4,5	-	4
	E cm	t <sub>0</sub>	-	-	-	57	-	44,5
		t <sub>15</sub>	-	-	-	59,5	-	45
		t <sub>30</sub>	-	-	-	46,5	-	41
		t <sub>45</sub>	-	-	-	33	-	40
		t <sub>60</sub>	-	-	-	31	-	38
	Seuil Pa		385	-	227	-	942	-
	Vis Pa.s		538	-	314	-	609	-
	R <sub>c28</sub> MPa		44,3*	-	37,2*	38,5	63,2**	45,1
R <sub>t28</sub> MPa		3,2*	-	2,9*	3	4,1**	3,4	

\*: Simulations des gâchées avec des coefficients p de 1,18, q de 0,008 et k<sub>i</sub> de 0,35

\*\* : Simulations des gâchées avec des coefficients p de 1, q de 0 et k<sub>i</sub> de 0,4

Aucune éprouvette n'a été fabriquée pour la gâchée G46, l'objectif étant de vérifier la tenue de maniabilité de ce béton dans le temps. Les proportions pondérales de chaque constituant n'ont donc pas pu être recalculées pour cette formule expérimentale.

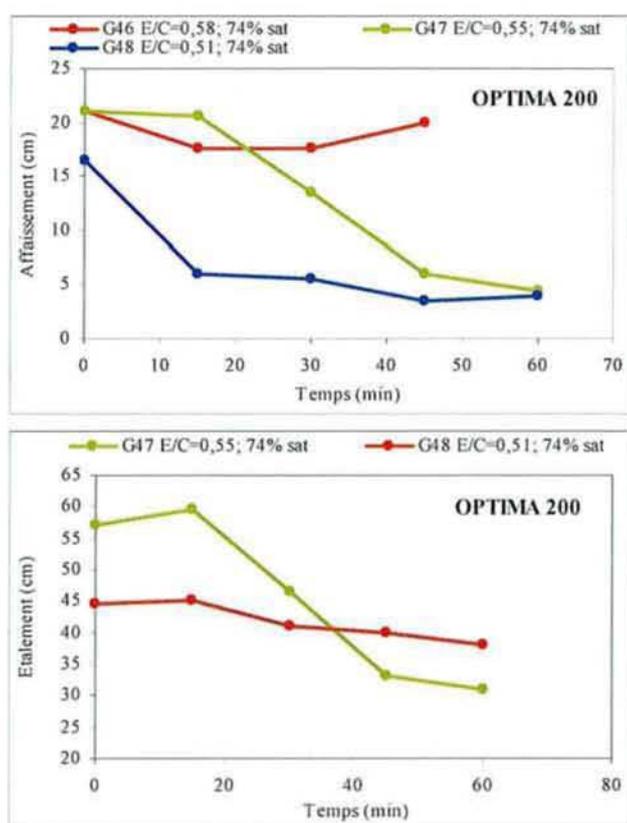
### \* Mesures à $t_0$

L'objectif de ces derniers essais était de connaître l'influence du dosage en eau efficace à dosage de superplastifiant constant par rapport au dosage de saturation. Les rapports E/C sont plus élevés (0,5) mais toujours conformes à ceux indiqués dans la norme EN 206-1.

Les gâchées G46 et G48 ont nécessité un ajout d'eau plus ou moins conséquent pour obtenir un affaissement d'au moins 20 cm, sans pour autant atteindre l'affaissement prévu par le logiciel. Le rapport E/C atteint est de 0,58 (pour 1 m<sup>3</sup> de « béton sans air ») pour G46 et de 0,5 pour G48. La gâchée G47 présentait un affaissement inférieur à celui prévu mais suffisant pour ne pas nécessiter un ajout d'eau. Son rapport E/C reste inchangé (0,5).

### \* Mesures dans le temps

Les mesures de maniabilité (affaissement et étalement) ont été réalisées et sont présentées Fig. 3.31. L'étalement n'a pas été mesuré pour la gâchée G46.



**Fig. 3.31** : Mesures de maniabilité dans le temps (affaissement et étalement) du béton frais à base de CEM II associé à Optima 200

Les mesures de la maniabilité dans le temps du béton G46 montre que, pour des dosages en eau efficace plus élevés (ici 0,58), l'affaissement initial est conservé sur 45 minutes. Il faut cependant relativiser ce résultat. Le dosage en eau efficace est beaucoup trop important pour

un béton traditionnel et ne satisfait plus les recommandations normatives (hormis la classe X0). De plus, des essais sur une durée plus longue (non réalisée ici) sont préconisés car rien ne semble confirmer que l'affaissement sera conservé et que la perte de maniabilité n'est pas retardée du fait de la trop grande quantité d'eau.

Les deux autres gâchées, G47 et G48, présentent des rapports E/C similaires de 0,5 mais des affaissements initiaux différents (21 cm pour G47 contre 16,5 cm pour le béton de Moselle G48). La perte d'affaissement à 15 minutes est de près de 10 cm pour le béton de Moselle tandis que la perte importante de maniabilité n'apparaît qu'à 30 minutes pour le béton dolomitique G47. L'affaissement final après une heure est toutefois le même pour les deux gâchées, à savoir 4 cm environ. En revanche, les mesures d'étalement dans le temps sont nettement moins pessimistes, essai qui semble plus adapté à ce type de mesures.

La saturation en eau des granulats dolomitiques n'améliore pas le maintien de l'affaissement dans le temps, du moins pour un rapport E/C de 0,5. De plus, le maintien de la maniabilité des bétons de Moselle dans le temps, à E/C et dose de superplastifiant équivalente, n'est pas non plus assuré.

#### \* Performances mécaniques des bétons

Le béton discontinu G47 offre des performances similaires aux bétons continus testés précédemment G44 et G45. On obtient des résistances de 38 à 40 MPa pour des dosages en ciment de 330 à 350 kg/m<sup>3</sup>. La fraction 4/8 ne contribue pas de manière significative à un gain de résistance des bétons. Elle peut donc être écartée, la stabilité du mélange n'en étant pas réellement affectée. Elle pourra être valorisée dans d'autres domaines comme dans les mélanges hydrocarbonés par exemple, si cette coupure est toujours produite dans une future exploitation. En comparaison, pour des dosages en ciment identiques, le béton dolomitique perd plus de 6 MPa de résistance par rapport au béton alluvionnaire siliceux (G48). Cette perte de résistance est attribuée à l'effet limitant  $q$  du granulat dolomitique estimé à 0,008, le coefficient  $q$  étant nul pour le granulat alluvionnaire siliceux.

#### *C. Conclusions*

Les essais présentés ci-dessus ont permis de montrer que la perte de maniabilité dans le temps n'est pas à attribuer qu'aux fines dolomitiques, malgré leur effet raidissant. En effet, les matériaux alluvionnaires siliceux de type Moselle présente le même comportement dans le temps. L'utilisation du superplastifiant Optima 200 à des dosages variés n'assure pas un maintien de la maniabilité satisfaisant. Notons que le dosage en eau a une influence sur le

comportement rhéologique du béton dans le temps (G46). Des essais complémentaires (non réalisés ici) sont préconisés pour vérifier cette assertion.

Les bétons ainsi réalisés sont de type C30 à C35 sur cylindre avec des dosages en ciment de l'ordre de  $340 \text{ kg/m}^3$  et des doses de superplastifiant intermédiaires par rapport au dosage de saturation. Le cahier des charges préétabli, en fonction des classes d'exposition indiquées dans la norme EN 206-1 et des contraintes industrielles, a donc été respecté avec la réalisation de bétons traditionnels caractérisés par une ouvrabilité suffisante, à court terme du moins.

### 3.4.5 Conclusions sur les bétons de dolomie

Le lavage et le concassage des matériaux dolomitiques ont permis de réaliser des bétons répondant aux critères de la norme EN 206-1 en fonction des classes d'exposition des bétons. La demande en eau efficace des bétons, et surtout leur mise en œuvre, sont nettement améliorées comme cela avait été pressenti lors des essais précédents avec les matériaux lavés en laboratoire (§ 3.3). Les difficultés observées antérieurement (béton collant...) avec les matériaux bruts étaient attribuées à des quantités de fines trop importantes. Or, une quantité minimale de fines est nécessaire dans le béton afin d'assurer la stabilité et d'éviter tout risque de ressuage et de ségrégation. Le sablon 0/1, introduit en quantités contrôlées dans nos bétons, permet de prévenir ces risques éventuels.

L'utilisation de ces nouveaux matériaux dans les bétons a permis de réaliser des gammes de bétons traditionnels variés non adjuvantés de type C25 ou de type C30 à C40 (valeurs de  $R_c$  minimales garanties) en association avec un superplastifiant. Les mesures de stabilité dans le temps ont montré qu'il subsistait des difficultés en présence de superplastifiant. En effet, la perte de maniabilité est très importante sur une heure pour ces bétons. Plusieurs gâchées ont été réalisées dans le but d'identifier le constituant ou l'association de constituants responsables de ces désordres. Or, les bétons avec ou sans sablon présentent le même comportement à savoir une perte d'ouvrabilité très importante sur une heure. Rappelons que l'affaissement passe de 20 cm à 4 cm en une heure et ce quel que soit le superplastifiant utilisé parmi ceux choisis. De même, l'augmentation du rapport E/C ne semble que retarder ce phénomène. Les « fines dolomitiques » pourraient être mises en cause. Mais des essais similaires sur des bétons exclusivement alluvionnaires siliceux ont abouti à la même conclusion, à savoir une perte importante d'ouvrabilité sur une heure.

En revanche, les bétons non adjuvantés conservent leur maniabilité dans le temps. Nous en avons donc déduit que les désordres provenaient probablement du couple ciment-adjuvant

car le même ciment a été utilisé pour tous ces essais, à savoir le ciment luxembourgeois de type CEM II. Des essais sur coulis (mesures du temps d'écoulement au cône de Marsh) n'ont pas mis en évidence une perte significative de l'ouvrabilité mais seulement une perte de 10 secondes sur une durée totale de près de 2 heures. La perte de maniabilité très importante mesurée sur les bétons peut alors s'expliquer par les différences de comportement et les propriétés rhéologiques d'un coulis et celles d'un béton.

Ces résultats ne remettent nullement en cause les matériaux utilisés mais montrent la nécessité d'étudier de manière plus approfondie les relations qui peuvent exister entre les liants et les superplastifiants. En effet, l'utilisation de superplastifiant dans les bétons modernes est aujourd'hui quasiment incontournable.

Dans cette optique, un programme de recherche devrait être mis en place afin d'étudier les compatibilités ciment-adjuvant-granulat et de remédier aux différents problèmes rencontrés. La première étape pourrait consister à tester en présence des deux superplastifiants (polycarboxylates) utilisés durant cette étude, à savoir FK 63 et Optima 200, d'autres ciments de compositions différentes - présence de laitier, cas du CEM II luxembourgeois, ou pas - et présentant des taux d'alcalins variables. Le ciment utilisé durant toute cette étude contient près de 25 % de laitier et il est caractérisé, comme tous les ciments luxembourgeois, par un taux d'alcalins  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  faible, ici de 0,39 %. Ce dernier paramètre présente certes un intérêt dans la prévention des risques liés à l'alcali-réaction (chapitre 4) mais peut également être à l'origine de désordres en présence de superplastifiant [Aitcin et *al*, 2001]. Ces recherches ont montré qu'une baisse de la teneur en alcalins d'un ciment, notamment les sulfates solubles, conduit à une diminution de la compatibilité ciment/superplastifiant. Ceci n'a été démontré que pour des superplastifiants de la famille des polysulfonates. Peut-on étendre ces conclusions aux polycarboxylates ? Il s'agirait ici de pistes de recherches pour comprendre les mécanismes physico-chimiques qui interviennent dans le béton lorsque le ciment et le superplastifiant, voire peut être les granulats, sont mis en présence. En fonction de ces résultats, l'étude peut être recentrée sur les ciments luxembourgeois et leurs réactivités vis-à-vis de différents superplastifiants.

De nombreux axes de recherche sont donc possibles pour aborder le problème de compatibilité ciment-superplastifiant et la perte d'ouvrabilité associée. Il s'agit là d'un problème fréquemment rencontré sur chantier et résolu par des corrections de dosages de superplastifiant voire d'eau juste avant la mise en œuvre. Cette solution peut engendrer de nouvelles difficultés comme le retard de prise ou le raidissement rapide du béton d'où la nécessité de recherches complémentaires dans ce domaine.

## 3.5 Discussions sur le logiciel BétonlabPro2

Les essais réalisés sur bétons ont montré des discordances entre les prévisions du logiciel BétonlabPro2 et les résultats expérimentaux.

En particulier, le dosage en eau efficace est sous-évalué par le logiciel lorsque le taux de fines du sable utilisé est apparemment trop élevé. Il en résulte une mauvaise appréciation de l'affaissement en présence ou non d'adjuvant.

En se basant sur le modèle rhéologique présenté auparavant (§ 3.2) et l'équation permettant les prévisions de l'affaissement, nous proposons ci-après des ajustements, basés sur nos résultats expérimentaux. Les bétons de grès phylladeux bruts de Mardasson ont volontairement été écartés (pollution accidentelle des granulats) et seuls les bétons de dolomies sont ici utilisés.

Dans, un second temps, les résistances simulées avec les coefficients  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  calibrés sur ces bétons et les dosages réellement mis en œuvre sont confrontés aux résistances expérimentales mesurées afin de vérifier la pertinence du modèle de résistance.

### 3.5.1 Facteurs intervenant dans le dosage en eau efficace des bétons

Tous les bétons réalisés, en présence ou non d'adjuvant, avec les matériaux concassés bruts riches en fines ont montré des difficultés de mise en œuvre. Des dosages en eau efficace supérieurs à ceux prévus par le logiciel BétonlabPro2 ont alors été nécessaires pour pouvoir couler. Seuls les bétons réalisés avec les matériaux lavés et sans adjuvant n'ont pas présenté ces difficultés. Les fines du sable paraissent donc être à l'origine de ces désordres. Trois principaux facteurs liés à la présence des fines interviennent dans le calcul de l'eau efficace, qui contrôle la maniabilité souhaitée :

- \* l'absorption des fines,
- \* les compacités virtuelles des fines,
- \* les coefficients du modèle qui permettent le calcul du seuil de cisaillement.

#### 3.5.1.1 Absorption des fines

BétonlabPro2 ne tient pas compte de l'absorption des fines si celles-ci sont dissociées du sable, comme par exemple un filler calcaire ou des fumées de silice. Or, ces fines ont des coefficients d'absorption variables [Mechling et al, 2002]. Dans le cas des dolomies étudiées, l'absorption de la fraction totale du sable, caractérisé par un taux de fines de 23 %, a été mesurée selon la norme française NF P 18 555. Elle est de 2 %. Parallèlement, l'absorption des fines (fraction inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ) a été évaluée par la méthode d'évaporométrie présentée

auparavant (§ 3.4.3.4) et elle est de 3,75 %. Cette différence peut être attribuée au fait que ces fines sont constituées des fractions les plus « tendres » de la formation, broyées au moment du concassage. On note alors une différence d'absorption de 1,75 % (si l'on garde une absorption de 2% pour la fraction du sable > à 80  $\mu$ ), ce qui correspond tout au plus à 5 litres d'eau efficace pour 1 m<sup>3</sup> de béton. Cette quantité apparaît insuffisante aux regards des quantités d'eau ajoutées (jusqu'à 20 l/m<sup>3</sup>, voire plus en présence d'adjuvant) lors du malaxage du béton pour atteindre une maniabilité satisfaisante. L'absorption des fines, plus élevée que prévue, ne peut donc expliquer à elle seule les différences observées entre les dosages en eau efficace prévus et expérimentaux.

### 3.5.1.2 Compacités virtuelles des fines dolomitiques

Les mesures de compacités sans adjuvant et à saturation ont été réalisées conformément au protocole opératoire présenté dans le paragraphe 3.2. Ces mesures ne tiennent pas compte de l'absorption des fines, qui n'est pas négligeable dans le cas des fines dolomitiques étudiées. Les mesures sont faussées et les compacités virtuelles sont alors surestimées. Des simulations de calculs de compacité ont été réalisées à partir des matériaux dolomitiques de Schloss Thorn issus du palier supérieur. Un coefficient d'absorption de 3,75 % a été pris pour les fines. Les compacités réelles et virtuelles, sans adjuvant, sont comparées à celles mesurées initialement sans tenir compte de l'absorption (Tab. 3.4). La quantité d'eau nécessaire pour obtenir l'état de pâte lisse est augmentée de 3,75 % et les compacités réelle et virtuelle sont calculées à partir de cette nouvelle valeur. Les résultats figurent dans le Tab. 3.35.

**Tab. 3.35** : Compacités réelles et virtuelles des fines dolomitiques de Schloss Thorn issus du palier supérieur. Prise en compte du coefficient d'absorption des fines.

	Compacité réelle $\Phi$		Compacité virtuelle $\beta$	
	Sans absorption	Absorption de 3,75 %	Sans absorption	Absorption de 3,75 %
ST sup.	0,6273	0,6192	0,5118	0,5032

Les compacités virtuelles  $\beta$  diminuent de 0,5118 à 0,5032. En tenant compte de l'absorption des fines dans le calcul des compacités, l'affaissement simulé du béton, à E/C constant, diminue de 1 cm, ce qui reste insuffisant aux regards des résultats expérimentaux obtenus sur béton avec ces matériaux.

Les deux corrections suggérées n'expliquent donc qu'en partie les quantités d'eau efficace ajoutées lors de la fabrication des bétons. L'affaissement est systématiquement surestimé, lorsque la quantité de fines est élevée, en présence ou non d'adjuvant. Il est calculé

à partir du seuil de cisaillement selon le modèle rhéologique dont la pertinence est discutée ci-après.

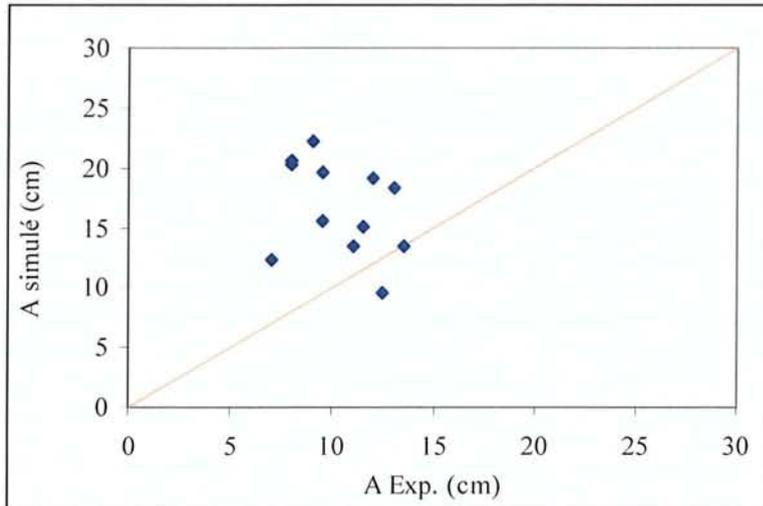
### 3.5.2 Vérifications de la pertinence du modèle rhéologique sur les matériaux dolomitiques étudiés

Un important plan expérimental a été mis en place en 96/97 [de Larrard et Ferraris, 1998 a] pour établir des corrélations entre la composition des bétons et leur rhéologie [de Larrard et Ferraris, 1998 b]. De là, des modèles ont été construits pour permettre de calculer, à partir d'une formule de béton, la viscosité plastique, le seuil de cisaillement et l'affaissement au cône d'Abrams du béton. Les matériaux utilisés dans ce plan expérimental sont des granulats (sable et gravillons) silico-calcaires alluvionnaires caractérisés par une absorption de 0,6 à 0,7 %. Un sablon roulé siliceux d'absorption nulle a également été utilisé. D'autres matériaux de nature différente (silice, calcaire, roche métamorphique...) et de mode de fabrication différent (concassés) ont été employés pour la calibration du logiciel BétonlabPro2. Tous ces granulats présentent des taux de fines réduits et des absorptions faibles.

Les matériaux dolomitiques étudiés ici sont caractérisés par un taux de fines supérieur à 15 % et une absorption d'environ 2 %. Ils se situent donc aux marges des matériaux présentés ci-dessus et utilisés pour la construction du modèle rhéologique.

Les différences de maniabilité s'observent uniquement sur les matériaux bruts, les corrélations entre prévisions et expériences étant satisfaisantes sur matériaux lavés du moins en l'absence d'adjuvant. La quantité de ciment est également importante et elle doit être suffisante pour que le mélange possède assez de pâte et puisse s'écouler.

Expérimentalement, on obtient des affaissements inférieurs à ceux prévus initialement. Après les ajouts d'eau durant le malaxage, les proportions pondérales de chaque constituant sont recalculées (sous Excel) en tenant compte de l'air et ce pour toutes les formules réalisées expérimentalement. Ces proportions ont été saisies dans le logiciel lors de nouvelles simulations et elles mettent toujours en évidence des écarts d'affaissement, à rapport E/C identique, entre les prévisions du logiciel et les résultats expérimentaux (Fig. 3.32).



**Fig. 3.32 :** Discordances entre affaissements prévus et affaissements expérimentaux à rapport E/C identique (Cas des bétons non adjuvés)

A E/C identique, l'affaissement prévu par BétonlabPro2 est généralement supérieur à celui mesuré. Le logiciel tend donc à sous estimer la quantité d'eau efficace nécessaire pour obtenir la maniabilité souhaitée. La calibration du modèle rhéologique ne prendrait donc pas en compte les propriétés des matériaux dolomitiques étudiés ici (sables riches en fines).

### 3.5.3 Calibration du modèle rhéologique en tenant compte des matériaux dolomitiques étudiés (en collaboration avec A. Lecomte)

L'affaissement (en mm), surestimé par le logiciel, est relié au seuil de cisaillement selon la relation 3.5 (rappelée ici en Rel. 3.28).

$$A = 300 - 0,347 \frac{(\tau_0 - 212)}{\rho} \quad (3.28)$$

$\tau_0$  en Pa,  $\rho$  en  $kg/m^3$

Nous avons inversé cette relation pour déduire le seuil de cisaillement des mesures d'affaissement, en supposant que cette relation était valide y compris pour les mélanges riches en fines..

Pour calibrer le modèle de prévision de l'affaissement aux matériaux dolomitiques étudiés, nous avons dans un premier temps sélectionné uniquement les bétons non adjuvés à base de CEM I. La même démarche a ensuite été adoptée pour les bétons adjuvés à base de CEM II.

### 3.5.3.1 Bétons sans adjuvant à base de CEM I

Deux étapes de calculs ont été nécessaires pour calibrer le modèle aux matériaux étudiés.

- \* **Étape 1** : calcul du seuil de cisaillement « expérimental » à partir de l'affaissement mesuré

Le seuil de cisaillement « expérimental » a été calculé d'après la Rel. 3.29 (Rel. 3.28 inversée) à partir de l'affaissement mesuré sur les différents bétons dolomitiques fabriqués avec du CEM I et sans adjuvant. Seuls les affaissements supérieurs à 100 mm ont été conservés (domaine de validité de la Rel. 3.28).

$$\tau_0 = \frac{\rho(300 - A)}{0,347} + 212 \quad (3.29)$$

où  $\rho$  est la densité du béton frais,  $A$  l'affaissement en mm et  $\tau_0$  le seuil de cisaillement en Pa

Les résultats sont résumés dans le Tab. 3.36.

**Tab. 3.36** : Seuils de cisaillement « expérimentaux » calculés à partir des affaissements mesurés sur bétons dolomitiques fabriqués avec du CEM I.

N° Gâchée	A exp. (mm)	Densité	Seuil « expérimental » (Pa)
G12	120	2,404	1321
G13	130	2,392	1245
G14	115	2,383	1344
G19	110	2,388	1381
G20	135	2,38	1205
G23	125	2,349	1258
G30	110	2,423	1400
G31	125	2,386	1277
G33	130	2,401	1250

Le seuil de cisaillement « expérimental » a été comparé au seuil modélisé dans la seconde étape.

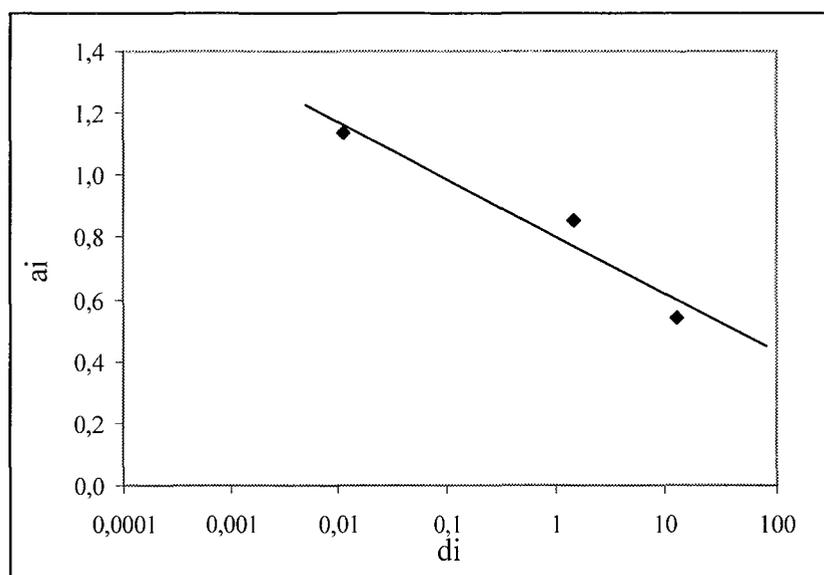
- \* **Étape 2** : calcul du seuil modélisé

Selon de Larrard [de Larrard 2000], le seuil de cisaillement est une fonction exponentielle qui dépend de la contribution de chaque constituant à l'indice de serrage (rel. 3.31).

$$\tau_v = \exp(2,537 + \sum a_i K'_i) \quad (3.31)$$

Une relation linéaire (Rel. 3.32) permet alors, à partir des diamètres  $d_i$ , de calculer les coefficients  $a_i$ .

$$a_i = 0,736 - 0,216 \log(d_i) \quad (3.32)$$



**Fig. 3.33** : Lissage du paramètre  $a_i$  en fonction de la grosseur des grains  $d_i$  [de Larrard, 2000]

Dans le calcul du seuil de cisaillement par le logiciel BétonlabPro2, la contribution des « fines » à l'indice de serrage se résume semble-t-il uniquement à la contribution du ciment notée  $K'_c$ . En effet, les « bétons de référence » ayant servi à l'étalonnage du logiciel sont à base de sables dépourvus de fines. Or, les sables étudiés ici sont riches en fines. Le logiciel ne prendrait donc pas bien en compte les fillers du sable dans le calcul de l'indice de serrage. De ce fait, les propriétés rhéologiques (seuil de cisaillement et affaissement) sont affectées.

Le calcul du seuil modélisé s'appuie ici sur les contributions des différentes classes granulaires du mélange béton comme c'est le cas actuellement pour BétonlabPro2 et non, sur les contributions des classes agrégées par nature de matériaux en particulier le ciment. Cette seconde approche est probablement celle qui a servi à la calibration de la Rel. 3.31, hypothèse vraisemblable compte tenu de la contemporanéité des travaux en question avec le Modèle de Suspension Solide, antérieur au MEC, qui fonctionnait selon cette logique.

Les contributions partielles  $K'_i$  des trois tranches granulaires (Fines, Sable, Gravillon) à l'indice de serrage sont affectées d'un coefficient  $a_i$  fonction du diamètre moyen  $d_i$  (diamètre correspondant à 50 % de passants) de chaque matériau. Les coefficients  $a_i$  varient d'une

formule de béton à l'autre. A partir de la courbe granulométrique de chaque béton, les diamètres moyens ont été calculés pour la fraction fine englobant le ciment et les fines ( $F < 80 \mu\text{m}$ ), pour la fraction sableuse ( $80 \mu\text{m} < S < 5 \text{ mm}$ ) et pour les gravillons ( $G > 5 \text{ mm}$ ). Les valeurs de  $d_i$  sont reportées dans le Tab. 3.37.

**Tab. 3.37** : Diamètres moyens  $d_i$  de chaque coupure granulométrique en fonction des gâchées

N° Gâchée	$F < 80 \mu\text{m}$	$80 \mu\text{m} < F < 5 \text{ mm}$	$F > 5 \text{ mm}$
G12	0,0117	1,6	14,4
G13	0,0117	1,6	14,4
G14	0,0117	1,6	14,4
G19	0,011	1,48	10,7
G20	0,011	1,48	10,7
G23	0,011	1,68	11,9
G30	0,012	1,125	16,5
G31	0,012	1,125	16,5
G33	0,012	1,8	12

Le logiciel Carbon donne pour chaque formule de béton, la contribution de chaque fraction granulométrique définie ci-dessus ainsi que l'indice de serrage  $K'$  du béton désaéré (simulation avec une teneur en air nulle). Les trois paramètres  $K'_i$  utilisés dans le calcul du seuil de cisaillement modélisé sont :

- \*  $K'_g$ , la contribution des gravillons à l'indice de serrage ( $G > 5\text{mm}$ ),
- \*  $K'_s$ , la contribution des sables à l'indice de serrage ( $0,08 < S < 5\text{mm}$ ),
- \*  $K'_f$ , la contribution du ciment et des fillers des sables et des gravillons à l'indice de serrage ( $F < 0,08 \text{ mm}$ ).

La relation 3.33 permet de calculer le seuil de cisaillement.

$$\tau_0 = \exp(2,537 + a_g K'_g + a_s K'_s + a_f K'_f) \quad (3.33)$$

Les prévisions d'affaissement du logiciel sont vérifiées expérimentalement uniquement sur les bétons pauvres en fines. Les coefficients affectant la contribution des gravillons d'une part et d'autre part la contribution des sables à l'indice de serrage sont gardés constants. Seuls les paramètres  $a_f K'_f$  sont alors ajustés.

Deux pistes de recherche ont été choisies pour calibrer ces paramètres afin de diminuer les écarts entre les seuils de cisaillement expérimentaux et les seuils modélisés. La première consiste à pondérer le paramètre  $a_f$  d'un coefficient  $\alpha_f$ . La seconde piste cherche à ajuster  $K'_f$ .

✱ Etape 2a : coefficient  $\alpha_f$

Le coefficient pondérateur  $\alpha_f$  a été relié dans un premier temps à la structure granulaire du béton (tentative n°1) et, dans un second temps, au volume relatif des fines par rapport au volume de la pâte (tentative n°2).

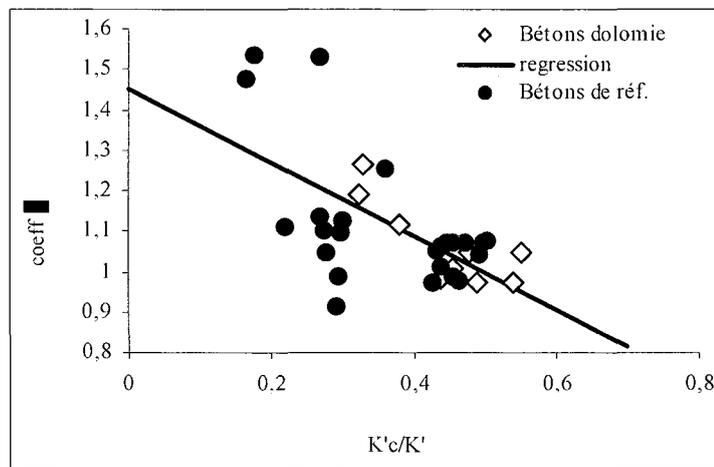
➤ Tentative n°1 :  $\alpha_f$  fonction de la structure granulaire

La structure granulaire du béton est ici définie par le rapport entre la contribution des fines  $K'_f$  et l'indice de serrage total du béton désaéré  $K'$ . Pour chaque formule de béton, un coefficient pondérateur  $\alpha_f$  est calculé en minimisant les écarts entre le seuil expérimental et le seuil modélisé et il est affecté aux paramètres  $\alpha_f K'_f$  (Rel. 3.34). Les bétons de référence [Ferraris et de Larrard, 1998] ont été intégrés à ce paramétrage.

On obtient la relation suivante (3.35) pour le calcul de  $\alpha$  sur l'ensemble des bétons :

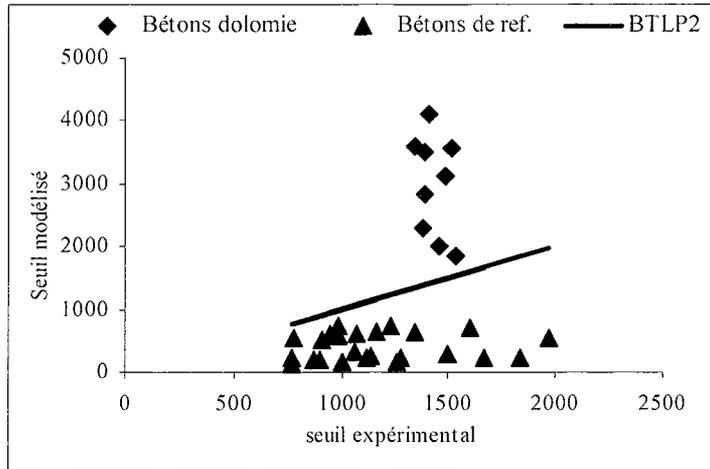
$$\alpha = -0.9 \cdot \frac{K'_f}{K'} + 1.451 \quad (3.35)$$

La Rel. 3.35 résulte d'une régression linéaire (Fig. 3.34).



**Fig. 3.34** : Lissage du coefficient  $\alpha_f$  en fonction de  $K'_f/K'$

Le paramètre  $\alpha_f$  a alors été intégré au modèle du seuil de cisaillement. La Fig. 3.35 illustre le résultat obtenu par comparaison des seuils expérimentaux et des seuils modélisés.



**Fig. 3.35** : Comparaisons des seuils modélisés aux seuils expérimentaux calculés à partir des affaissements mesurés et du modèle modifié

Les valeurs du seuil de cisaillement modélisées (courbe BTL P2) ne s'ajustent pas sur les valeurs expérimentales mesurées, aussi bien pour les bétons de dolomie que pour les bétons dits de référence. La dépendance du coefficient  $\alpha_f$  vis à vis de la structure granulaire n'est donc pas probante ici.

➤ Tentative n°2 :  $\alpha_f$  fonction du volume des fines par rapport au volume de la pâte

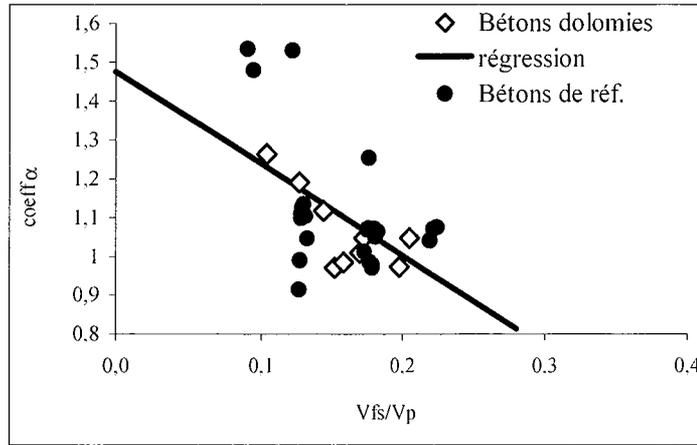
Le coefficient  $\alpha_f$  proposé ici est relié au volume des fines du sable  $V_{fs}$  exprimé par rapport au volume total de pâte  $V_p$  (fines et ciment), soit  $V_{fs}/V_p$ . Ces volumes ont été calculés à partir des proportions pondérales de chaque constituant et de leur masse volumique réelle.

Pour chaque formule de béton, un coefficient pondérateur  $\alpha$  est calculé en minimisant les écarts entre le seuil expérimental et le seuil modélisé et il est affecté aux paramètres  $a_p K_f$  (Rel. 3.34). Comme précédemment, les bétons de référence [Ferraris et de Larrard, 1998] ont été intégrés à ce paramétrage.

On obtient la relation suivante (3.36) pour le calcul de  $\alpha$  sur l'ensemble des bétons :

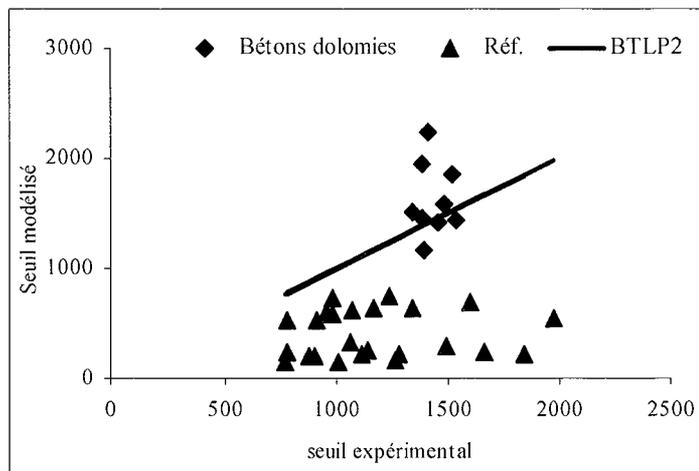
$$\alpha = -2.36 * V_{pâte} + 1.475 \quad (3.36)$$

La Rel. 3.36 résulte d'une régression linéaire (Fig. 3.36).



**Fig. 3.36** : Lissage du coefficient  $\alpha$  en fonction de  $V_{fs}/V_p$

La Fig. 3.37 illustre les différences obtenues entre les seuils expérimentaux et les seuils modélisés.



**Fig. 3.37** : Comparaisons des seuils modélisés (à partir de la Rel. 3.36) avec les seuils expérimentaux calculés à partir des affaissements mesurés

L'ajustement proposé ne fonctionne ici que pour les bétons riches en fines. Il ne peut donc être généralisé. La recherche d'une dépendance entre le coefficient  $\alpha_f$  et le volume de fines dans le volume de pâte n'est donc toujours pas une solution satisfaisante.

Les deux tentatives présentées pour associer la présence des fines au modèle du seuil de cisaillement ne sont pas satisfaisantes. Le coefficient pondérateur  $\alpha_f$  relié d'abord à la structure granulaire puis au volume relatif des fines par rapport au volume de pâte, ne permet pas de minimiser l'ensemble des écarts observés entre les seuils de cisaillement modélisés et les seuils de cisaillement expérimentaux. Par conséquent, il n'y a pas de raisons fondées pour

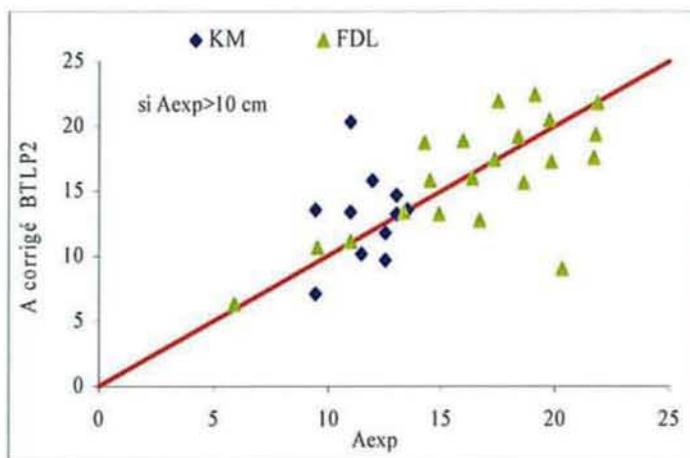
modifier les paramètres  $a_f$  de la relation initiale. Une seconde piste de recherche a consisté alors à ajuster le paramètre  $K'_f$ .

✱ Etape 2b : coefficient  $K'_f$

L'indice de serrage  $K'$  est fonction des compacités virtuelles  $\beta_i$  de chaque classe granulaire. Ces dernières sont déterminées à partir de l'essai de demande en eau (pâte lisse) décrit dans le paragraphe 3.2.1.1. L'estimation de l'état de pâte lisse repose sur une appréciation visuelle assez subjective, ce qui conduit à des différences parfois significatives sur les  $\beta_i$  d'un même produit, selon les opérateurs.

Dans le cas présent, les bétons contenant des sables riches en fines se caractérisent par des besoins en eau efficace plus importants que prévus. On peut donc supposer que les compacités virtuelles  $\beta_i$  de ces fines ont été surestimées, les compacités étant d'autant plus fortes que les quantités d'eau ajoutées pour l'essai sont faibles.

Dans cette étape, les compacités virtuelles des sables dolomitiques ont donc été ajustées pour chaque matériaux de sorte que l'écart moyen entre les affaissement prévus par le logiciel et les affaissements expérimentaux soit minime. Pour certains produits, la diminution des compacités virtuelles correspond à une augmentation de la quantité d'eau ajoutée à la pâte lisse « initiale » de 13 % environ, soit 15 g d'eau pour un échantillon de poudre de 350 grammes. Pour d'autres, la quantité d'eau ajoutée est plus faible. Ces ajouts d'eau importants ne tiennent pas compte de l'absorption des matériaux. Malheureusement, les pâtes lisses correspondantes n'ont pu être réalisées dans le cadre de ce travail. Elles auraient permis de vérifier la « consistance » obtenue. Les résultats sont présentés sur la Fig. 3.38.



**Fig. 3.38** : Comparaisons des affaissements modélisés aux affaissements expérimentaux

L'ajustement des compacités virtuelles des sables dolomitiques permet finalement d'obtenir des prévisions d'affaissements plus satisfaisantes et en meilleure adéquation avec les résultats mesurés expérimentalement, que ce soit pour les bétons à base de sables riches en fines ou pour les bétons de référence.

Il en résulte qu'une méthode plus rationnelle de caractérisation de la consistance de la pâte en présence de fines serait souhaitable, avec définition d'un indice de serrage associé. Elle devrait conduire à une meilleure prise en compte du rôle des fines dans les bétons, par le biais de compacités virtuelles (des fines) plus réalistes.

### 3.5.3.2 Bétons à base de CEM II associé à un adjuvant

En présence d'adjuvant, la relation permettant de calculer le seuil de cisaillement s'écrit (Rel. 3.37) :

$$\tau_0 = \exp \left( 2,537 + \sum_{\text{granulats}} (0,739 - 0,220 \log(d_i)) K'_i \right) \left[ 0,224 + 0,910 \left( 1 - \frac{P}{P^*} \right)^3 \right] K'_c \quad (3.37)$$

Trois étapes constituent la calibration du modèle pour la prévision de l'affaissement de bétons adjuvés.

#### ※ **Etape 1 :** calcul du seuil « expérimental »

Le nombre de gâchées considérées pour ces calculs s'élève à 9 car les affaissements inférieurs à 100 mm ont été écartés. Le seuil de cisaillement « expérimental » est calculé à partir de la relation 3.29. Le Tab. 3.38 résume les valeurs obtenues.

**Tab. 3.38 :** Seuils de cisaillement « expérimentaux » calculés à partir des affaissements mesurés sur bétons dolomitiques à base de CEM II associé à un adjuvant

N° Gâchée	P/P*	A exp. (mm)	Densité	Seuil expérimental (Pa)
G28	1	300	2,448	74
G43	1	235	2,499	542
44	0,74	165	2,455	1029
45	0,74	165	2,46	1031
47	0,74	210	2,456	711
42	0,66	235	2,473	537
40	0,44	170	2,439	987
29	0,33	105	2,37	1405
41	0,33	135	2,43	1229

Les valeurs obtenues ont ensuite été comparées aux seuils théoriques puis aux seuils modélisés.

※ **Etape 2** : calcul du seuil théorique

Le seuil théorique est calculé comme précédemment d'après la relation 3.31. Or, le coefficient  $a_f$  des fines varie en fonction du dosage de saturation  $P/P^*$  (Rel. 3.37). Les gâchées ayant le même dosage de saturation ont été regroupées et le coefficient  $a$  est calculé pour chaque ensemble, en minimisant, avec les mêmes contraintes que précédemment, la somme des écarts entre le seuil théorique et le seuil expérimental.

Les valeurs de  $a_f$  et des seuils théoriques associés en fonction du dosage de l'adjuvant par rapport au dosage de saturation sont résumées dans le Tab. 3.39.

**Tab. 3.39** : Seuils de cisaillement théoriques et coefficients  $a_f$  des fines associés en fonction du dosage en adjuvant par rapport au dosage de saturation

P/P*	Coeff. a	Seuil théorique (Pa)
1	0,385	308
0,74	0,596	923
0,66	0,446	537
0,44	0,669	987
0,33	0,77	1317

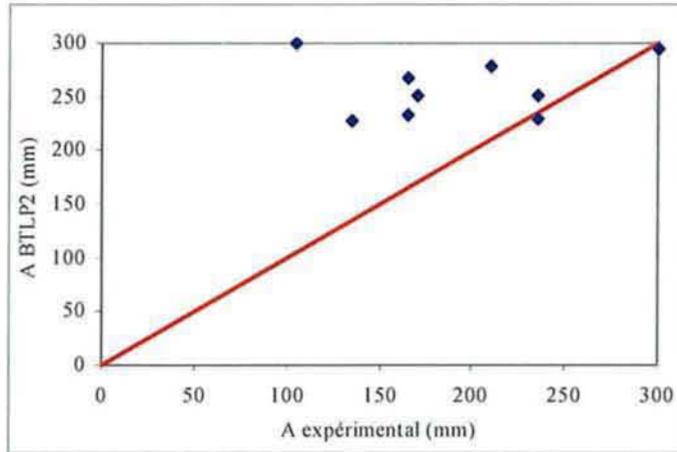
La dernière étape consiste à calculer le seuil de cisaillement modélisé.

※ **Etape 3** : calcul du seuil modélisé

En présence d'adjuvant, le seuil de cisaillement dépend du dosage de l'adjuvant par rapport au dosage de saturation (Rel. 3.38). Comme précédemment, les coefficients  $a_i$  affectés à  $K'_s$  et  $K'_g$  sont fonction de  $d_i$  et ils sont calculés à partir de la relation 3.34. Le coefficient  $a_f$  des fines est relié au dosage relatif en adjuvant  $P/P^*$  par une fonction cubique où intervient deux paramètres A et B (relations 3.37 et 3.38). On suppose ici que la contribution des fines  $K'_f$  à l'indice de serrage est correctement évaluée à partir des  $\beta_i$  déduites des mesures sur pâtes lisses suiperplastifiées.

$$\tau_0 = \exp \left( 2,537 + \sum_{\text{granulats}} \left( (0,739 + 0,220 \log(d_i)) K'_i \right) + \left( A - B \left( 1 - \frac{P}{P^*} \right)^3 \right) K'_f \right) \quad (3.38)$$

Avec les valeurs initialement proposées pour les deux coefficients A et B (relation 3.37), les affaissements théoriques sont largement surestimés, même en présence d'une faible quantité d'adjuvant (Fig. 3.39).

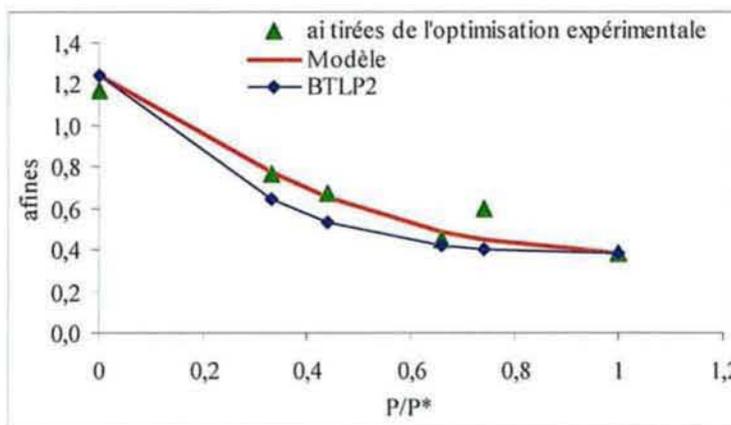


**Fig. 3.39** : Comparaisons entre valeurs expérimentales d'affaissement et valeurs prévues par le logiciel pour les bétons adjuvés à E/C équivalents

Les coefficients A et B (Rel. 3.38) ont donc été réajustés à partir des affaissements expérimentaux, en préférant une relation parabolique à la place de relation cubique initiale.

A saturation ( $1-P/P^*=0$ ), le coefficient A est déduit de la Rel. 3.38. On trouve avec nos bétons 0,386.

Le coefficient B est relié au rapport  $P/P^*$ . Il est trouvé en minimisant la somme des écarts entre les seuils expérimentaux déterminés auparavant et les seuils modélisés. Sa valeur est de 0,857. La Fig. 3.40 représente la variation du coefficient « a » des fines en fonction de  $P/P^*$ . Le modèle proposé s'ajuste bien aux coefficients théoriques déterminés à partir des observations expérimentales. Pour comparaison, les coefficients utilisés par BétonlabPro2 dans le calcul du seuil de cisaillement ont également été représentés.



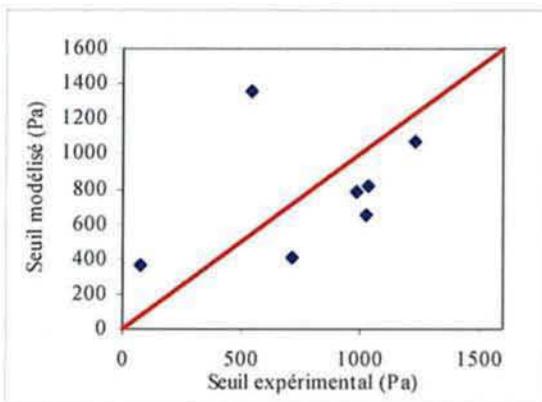
**Fig. 3.40** : Comparaison des coefficients  $a_i$  caractérisant les fines en fonction du dosage d'adjuvant par rapport à la saturation

La relation généralisée permettant de calculer le seuil de cisaillement devient (Rel. 3.39) :

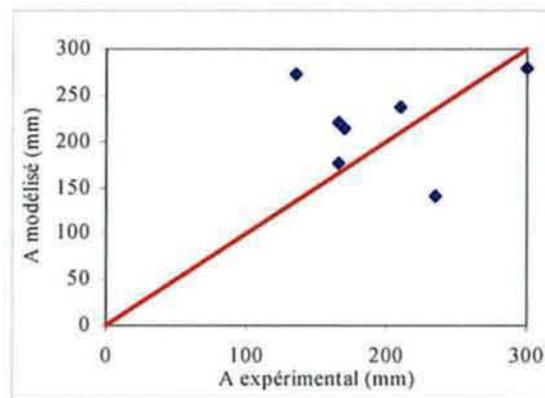
$$\tau_0 = \exp \left( 2,537 + \sum_{\text{granulats}} \left( (0,739 + 0,220 \log(d_i)) K'_i \right) + \left( 0,386 - 0,857 \left( 1 - \frac{P}{P^*} \right)^2 \right) K'_f \right) \quad (3.39)$$

Pour l'ensemble des mesures, l'erreur moyenne du seuil de cisaillement est de 470 Pa et celle de l'affaissement de 70 mm. Si l'on écarte les valeurs des gâchées G29 (affaissement expérimental faible) et G42 (peu représentative car une seule valeur à notre disposition), l'erreur chute à 330 Pa et 56 mm.

Les Fig 3.41a et 3.41b illustrent l'adaptation du modèle général proposé ici pour le calcul du seuil de cisaillement et de l'affaissement des bétons riches en fines.



**Fig. 3.41a** : Corrélations entre seuil modélisé et seuil expérimental



**Fig. 3.41b** : Corrélations entre affaissement modélisé et affaissement expérimental

L'approche proposée pour calculer le seuil de cisaillement et l'affaissement de bétons adjuvantés et à base de matériaux riches en fines donne assez satisfaction ici malgré des erreurs encore élevées. Le modèle ajusté tient compte des quantités de fines apportées par tous les constituants.

Des essais complémentaires sur béton, plus nombreux et prenant en compte aussi une meilleure appréciation des compacités virtuelles de ces produits ( $K'_i$ ) permettraient de confirmer ces calibrations et de diminuer les erreurs.

### 3.5.4 Vérifications de la pertinence du modèle de résistance sur les matériaux dolomitiques étudiés

Les écarts observés entre les prévisions du logiciel des résistances à la compression et à la traction des bétons étudiés et les résistances mesurées sur ces mêmes bétons sont dus en partie aux valeurs des paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  caractérisant les granulats.

Les paramètres calculés sous BétonlabPro2 sont généralement conformes aux observations expérimentales réalisées sur les plans de rupture à la traction des bétons. Comme précédemment, seuls les matériaux dolomitiques ont été conservés ici. Les différents coefficients sont rappelés dans le Tab. 3.40.

**Tab.3.40** : Paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  des matériaux dolomitiques de la vallée de la Moselle (calibration sous BTLP2)

	WELLEN			SCHLOSS THORN		
	MM2	MO1		MO2		
	INF	SUP	SUP Lavé	INF	SUP	SUP Lavé
$p$	1,018	1,025	1,056	1,009	1,088	1,18
$q$	0,0012	0,0042	0,0042	0,004	0,008	0,008
$k_t$	0,44	0,40	0,38	0,37	0,36	0,35

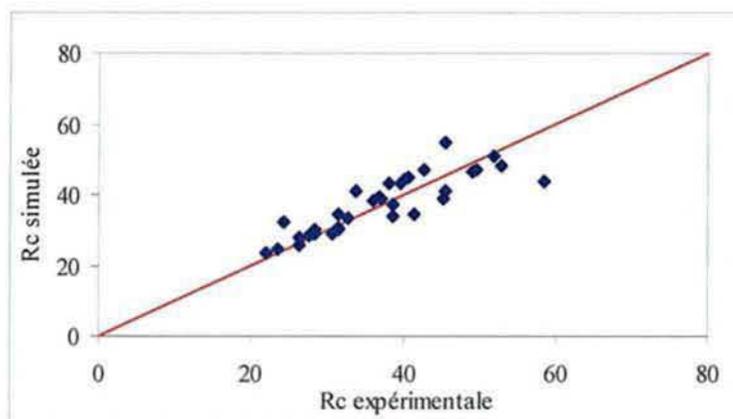
Les matériaux dolomitiques sont caractérisés par une bonne adhérence à la pâte avec un coefficient  $p$  supérieur à 1. L'effet limitant  $q$  de la part du granulat est important (0,004 en moyenne) avec cependant un effet limitant de la part des dolomies de Schloss Thorn issues du palier supérieur, située au-delà des valeurs habituellement rencontrées ( $q < 0,006$ ).

Dans la banque de constituants du logiciel, les matériaux dolomitiques ont été affectés de ces nouveaux coefficients. De nouvelles simulations de gâchées ont été réalisées afin de confronter les résistances prévues et les résistances expérimentales.

Les proportions pondérales des différents constituants ont été recalculées pour chaque formule de béton réalisée, en tenant compte de l'air mais également des ajouts d'eau éventuels. En effet, les écarts de résistances observés sont dus, d'une part aux paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$ , qui n'étaient alors pas calibrés et, d'autre part, aux ajouts d'eau réalisés durant le malaxage pour obtenir la maniabilité souhaitée. Ce dernier point a été exposé dans le paragraphe précédent. Les proportions saisies lors des nouvelles simulations tiennent compte

de ces différents facteurs. Ainsi, les résistances prévues et les résistances mesurées peuvent être confrontées et discutées, à dosage en ciment et rapport E/C identiques.

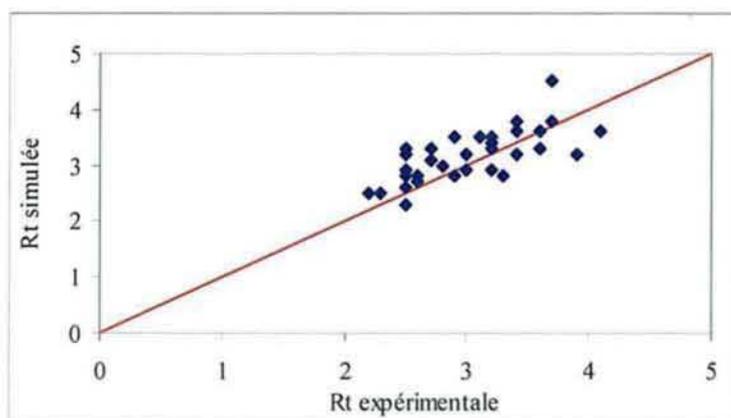
Les Fig. 3.40 et Fig. 3.41 illustrent la corrélation entre les résistances mesurées et les résistances prévues par le logiciel avec les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  définitifs.



**Fig. 3.40 :** Corrélations entre les résistances à la compression mesurées et celles prévues par le logiciel avec les paramètres  $p$  et  $q$

L'erreur moyenne sur les 35 gâchées de béton est inférieure à 3,5 MPa. Les écarts les plus importants concernent les fortes résistances des matériaux de Schloss Thorn issus du palier supérieur en raison d'un effet limitant important (0,008). Rappelons que le paramètre  $q$  a peu d'influence sur les résistances de la matrice lorsque celles-ci sont inférieures à 40 MPa (Fig. 3.22). En revanche, au-delà, l'effet limitant est nettement prédominant sur le paramètre  $p$  caractérisant l'adhérence du granulat à la pâte.

La Fig. 3.41 illustre les résultats satisfaisants obtenus lors de la comparaison des simulations et des résistances à la traction mesurées.



**Fig. 3.41 :** Corrélations entre les résistances à la traction mesurées et celles prévues par le logiciel avec le paramètre  $k_t$  approprié

L'erreur moyenne observée est de 0,3 MPa. Comme pour les résistances à la compression, les écarts les plus importants entre les simulations et les mesures expérimentales sont à attribuer à un effet limitant important du granulat (Schloss Thorn, palier supérieur).

Les paramètres  $q$  ont été considérés comme constants avant et après lavage des matériaux. Ce choix, justifié par le fait que l'effet limitant dépend essentiellement de la nature du granulat, s'avère ici satisfaisant avec une bonne corrélation entre les résistances à la traction simulées et celles mesurées.

La validité du modèle de résistance pour les matériaux dolomitiques étudiés est ici vérifiée. Ceci implique que lors de la calibration des paramètres sur bétons, en particulier l'adhérence du granulat à la pâte  $p$ , les squelettes granulaires des bétons soient optimisés.

### 3.5.5 Conclusion sur BétonlabPro2

Le caractère sub-normal des matériaux étudiés, et notamment un taux de fines du sable élevé, a entraîné quelques difficultés de mise en œuvre des bétons par rapport aux prévisions de BétonlabPro2. En effet, le dosage en eau efficace ne semble pas bien pris en compte par le logiciel si le mélange est trop riche en fines. Plusieurs facteurs peuvent intervenir dans les prévisions de l'affaissement comme l'absorption des fines ou les compacités. Le modèle du seuil de cisaillement a alors été réajusté à nos matériaux. Le paramètre déterminant dans la prévision de l'affaissement est, semble-t-il, la contribution des fines à l'indice de serrage qui interviennent au même titre que le ciment. De plus, en présence d'adjuvant, un nouvel ajustement a été proposé de sorte que l'effet de l'adjuvant ne soit pas surestimé par le logiciel.

Ces calculs reposent sur les observations expérimentales réalisées dans le cadre des essais. Ils nécessiteraient une confirmation par des essais sur bétons en plus grand nombre.

Les paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  interviennent dans les prévisions des résistances. Les résistances mesurées expérimentalement sont confirmées lors de nouvelles simulations sous BétonlabPro2, à  $E/C$  égaux et paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  calibrés sous BTL2. Les corrélations entre les résistances simulées et celles mesurées sont satisfaisantes sous réserve de paramètres  $p$ ,  $q$  et  $k_t$  bien étalonnés (squelette granulaire optimisé, en particulier pour  $p$ ).

### 3.6 Conclusion

Les bétons présentés dans ce chapitre ont tous été réalisés à partir de matériaux de substitution. On obtient des bétons de type C20 à C35 pour des dosages minima en ciment CEM II.

Des difficultés de mise en œuvre ont été rencontrées du fait du taux élevé des fines du sable. Des ajouts d'eau lors du malaxage ont été nécessaires pour obtenir une maniabilité satisfaisante. Ces inconvénients ont été atténués avec le lavage des matériaux. Les sables utilisés présentent alors des taux de fines inférieurs à 5 %. Les prévisions du logiciel sont vérifiées, du moins pour les bétons non adjuvantés et dont le dosage en ciment est suffisant.

Des ajustements du modèle rhéologique (seuil de cisaillement) utilisé par le logiciel ont été proposés en s'appuyant sur les observations expérimentales, réduisant à l'erreur moyenne des prévisions pour un béton non adjuvanté à 230 Pa soit moins de 4 cm pour l'affaissement.

En présence d'adjuvant, les erreurs sont plus importantes et elles nécessitent des essais complémentaires.

Les résultats satisfaisants obtenus sur bétons à partir des matériaux dolomitiques lavés en laboratoire (mise en œuvre, résistance...) ont été confirmés lors de nouveaux essais à partir de matériaux concassés et lavés à un stade semi-industriel. Ces expériences ont permis de démontrer la faisabilité d'une exploitation, sous réserves d'adaptation des modes de concassage et de lavage. Les résistances moyennes des bétons, à partir de ces matériaux et à base de CEM II 42,5N associé à un superplastifiant, dépassent 45 à 50 MPa.

Les objectifs fixés au départ, à savoir la réalisation de bétons courants, sont atteints tout en respectant les critères de la norme EN 206-1 pour des utilisations variées en fonction des classes d'exposition.

La durabilité des matériaux, granulats et bétons, est abordée dans le chapitre suivant.



## *CHAPITRE 4*

### *Etude de la durabilité des granulats et des bétons*



La durabilité d'un ouvrage ou d'une construction en béton est une caractéristique importante qui peut conduire à son endommagement mécanique voire à sa destruction partielle ou totale. Deux aspects de la durabilité du béton sont traités ici :

- \* le gel-dégel,
- \* l'alcali-réaction.

## 4.1 Gel-dégel

### 4.1.1 Définitions et mécanismes

En période hivernale, le milieu ambiant devient plus agressif vis-à-vis des ouvrages en béton. La répétition de cycles de gel-dégel, accompagnée de l'utilisation de sels fondants, fragilisent le béton et entraînent son altération. Les dégradations concernent essentiellement les structures horizontales (ponts, terrasses...), susceptibles d'être saturées en eau et donc plus sensibles à l'action du gel. Elles se manifestent sous la forme :

- \* de fissurations internes qui affectent les performances du béton,
- \* d'écaillage superficiel, associé à l'utilisation des sels de déverglaçage. Il se traduit par une fissuration parallèle à la surface du béton et peut, en cas de conditions de gel sévère, entraîner l'apparition de fissures internes,
- \* de « pops-outs » dont la présence est liée à l'emploi de granulats gélifs et/ou poreux. Il s'agit d'un résidu de granulat au dessus duquel la pâte de ciment a été expulsée.

#### 4.1.1.1 Endommagement des bétons soumis au gel

La cause fondamentale des dégradations dues au gel est la transformation de l'eau en glace à 0°C, qui s'accompagne d'une augmentation de son volume d'environ 9%. Ce gonflement génère des fissurations. Les principales théories en vigueur sont rappelées ci-après.

#### 4.1.1.1.1 Théories de modélisation du gel-dégel

Différentes théories ont été proposées pour expliquer le mécanisme du gel dans le béton.

Les trois théories les plus connues sont rappelées ici :

- \* théorie de Powers [Powers, 1949] ou théorie des pressions hydrauliques. Lorsque la température chute en dessous de 0°C, la formation de glace se réalise d'abord dans les pores les plus grands (capillaires) et elle s'accompagne, lors du gel, d'une augmentation de 9 % du volume de l'eau. La glace expulse alors l'eau des pores capillaires engendrant des pressions hydrauliques. Ces dernières sont fonction du trajet à parcourir, noté  $L_{max}$ , jusqu'au prochain vide. Lorsque la distance à parcourir est supérieure à  $L_{max}$ , les pressions hydrauliques, trop importantes pour la pâte, vont engendrer des fissures.
- \* théorie de Powers et Helmuth [Powers et Helmuth, 1953] ou théorie des pressions osmotiques. Elle est basée sur le fait que l'eau contenue dans les pores gèle à des températures d'autant plus basses que les pores sont petits. Le gel occupe donc d'abord les pores les plus gros. L'eau dans ces pores est une solution saline qui, lors du gel, se sépare en glace pure et en une solution liquide surconcentrée en sels. L'eau des pores voisins plus fins n'est pas encore gelée et a conservé sa concentration saline initiale. Ce déséquilibre entraîne un afflux de l'eau des petits pores vers les plus gros suivant les lois de l'osmose. Ce sont ces transferts qui vont créer des pressions qualifiées d'osmotiques. Cette théorie explique les phénomènes de gel en présence de sels de déverglaçage.
- \* théorie de Litvan [Litvan, 1972] montre que le gel provoque, même sans la formation de glace, un déséquilibre thermodynamique entraînant la migration de l'eau des capillaires vers l'interface pâte de ciment-granulat. Ce phénomène mène à une dessiccation partielle du béton.

#### 4.1.1.1.2 Evolution des propriétés des bétons

L'altération d'un béton par le gel se traduit le plus souvent par l'apparition de fissures internes. A l'échelle de la pâte de ciment, Chabannet [Chabannet, 1994] a montré que les C-S-H étaient stables vis-à-vis du gel-dégel. En revanche, la portlandite peut être dissoute lors de la migration de la solution interstitielle. Elle va alors recristalliser dans une zone de plus forte porosité, à l'interface pâte-granulat, phénomène accru par la plus grande solubilité de la portlandite à basses températures. La quantité de portlandite à l'interface pâte de ciment-granulat représente alors un plan de faiblesse (augmentation de la porosité). Les transports d'eau sont plus importants lors du gel, eau qui peut accéder aux interfaces et les fragiliser.

L'endommagement microstructural du béton entraîne des diminutions de ses propriétés mécaniques qui peuvent être accélérées par une contrainte mécanique concomitante [Girodet, 1996].

#### 4.1.1.1.3 Action combinée du gel et des sels de déverglaçage

L'utilisation des sels de déverglaçage sur les structures routières est une pratique courante. Son effet sur le béton est fonction de l'état physique du sel épandu (humide, sec, en solution) et de son mode d'application (préventif, sur béton saturé...).

Les effets principaux sont :

- \* l'augmentation du degré de saturation du béton, au-delà du degré de saturation critique (0,9), à humidité relative égale, en particulier pour la partie superficielle,
- \* l'apparition de surfusion, phénomène qui voit l'eau se transformer en glace bien en dessous des températures de transition théoriques. Dès la formation des premiers cristaux de glace, le front de glace avance d'autant plus rapidement que la surfusion est importante,
- \* le choc thermique. En contact avec le sel, la glace se transforme en eau liquide, nécessitant une grande quantité d'énergie (chaleur) provenant de la surface du béton. Ceci entraîne une chute de la température du béton et engendre des tensions causant des microfissures à la surface du béton,
- \* le gradient de concentration. Les chlorures présentent un profil de concentration (courbe en cloche, concentrations nocives entre 2 et 4 %) en fonction de la profondeur d'une couche [Ladang, 2002]. La température de transition de l'eau étant fonction de la concentration en sels, on a alors une

alternance de couches gelées et de couches non gelées ce qui génère des tensions responsables des phénomènes d'écaillages,

- \* la pression cristallographique. Dans le cas d'une sursaturation en sels, la croissance des cristaux de sels (chloroaluminate par exemple) engendre des pressions à l'intérieur du béton,
- \* la température de fusion. L'utilisation des sels de déverglaçage abaisse la température de fusion de l'eau interstitielle. La concentration de sels augmente dans l'eau résiduelle et bloque le front de glace. Il existe cependant un pessimum de la concentration en sels situé entre 2 et 4 % [Ladang, 2002].

#### 4.1.1.1.4 Modèle séquentiel de Kaufmann

Kaufmann [Kaufmann, 2002] a récemment mis au point un modèle séquentiel qualitatif, basé sur des données expérimentales, qui tente d'intégrer les sels de déverglaçage aux théories d'action des cycles de gel-dégel sur le béton. Il est composé de cinq étapes :

- \* Etape 1 : initiation du gel (0 à -5°C) à la surface du béton. Les pressions hydrauliques subies par le béton sont fonction de la vitesse de formation de la glace,
- \* Etape 2 : pénétration du front de glace (-5 à -10°C). La solution interstitielle se transforme en glace dès que la température est inférieure à la température de fusion, fonction de la concentration saline de l'eau et de la taille du pore. Le front de glace peut alors pénétrer dans le béton. La formation de glace est dépendante de l'existence d'un nucléus de glace. Elle ne se forme que dans les pores les plus grossiers alors que l'eau est dans un état de surfusion dans les pores les plus fins.
- \* Etape 3 : redistribution de la solution interstitielle (-5°C à température minimale). La présence de glace dans les capillaires entraîne un déséquilibre et un afflux d'eau des pores les plus fins vers les plus gros par des phénomènes d'osmose. La température minimale passée, l'eau fond dans les pores les plus fins et peut alors être redistribuée. Elle génère ainsi du retrait interne et des pressions hydrauliques n'entraînant pas trop de dégâts. En revanche, ceux-ci sont accrus par la répétition des cycles.
- \* Etape 4 : période de dégel (température minimale à 0°C). Durant le dégel, la glace induit des tensions supplémentaires (expansion thermique) dont

l'importance dépend de la température minimale mais également de l'efficacité de la redistribution d'eau dans les pores.

- \* Etape 5 : resaturation (0°C à température maximale). Lorsque la température redevient positive, l'espace libre créé par les détériorations précédentes dans les pores va être resaturé d'eau. Le degré de saturation du béton augmente, notamment aux endroits prédétériorés, ce qui peut provoquer des dégâts lors du cycle suivant. En revanche si la quantité d'eau nécessaire à la resaturation du béton n'est pas suffisante, il n'y a pas de risque de détérioration progressive.

#### 4.1.1.2 Paramètres conditionnant la résistance aux cycles de gel : quelques rappels

La durabilité d'un béton vis-à-vis des cycles de gel-dégel est influencée par la nature et les proportions de chaque constituant qui le compose.

##### 4.1.1.2.1 Granulat

La taille, la porosité et la perméabilité des granulats sont des paramètres qui jouent un rôle essentiel sur leur gélivité. La taille des granulats par exemple a une influence sur l'évolution des propriétés de la zone de transition pâte de ciment-granulat. L'épaisseur de cette dernière diminue avec la taille des granulats [Ping et *al*, 1991] quelle que soit leur nature. Les bétons les plus sensibles au gel sont ceux qui contiennent une majorité de granulats de grandes dimensions - les sables sont généralement beaucoup moins gélifs que les gravillons - et fortement poreux (pores très fins).

##### 4.1.1.2.2 Ciment

L'impact du type de ciment et de son dosage sur la résistance au gel du béton est déterminé par le type de porosité du béton. Il est primordial d'utiliser une quantité suffisante de ciment pour atteindre une bonne résistance et une bonne durabilité globale du béton. L'emploi de ciments composés dans les bétons, pratique très courante, peut affecter la qualité du béton. L'utilisation de laitier dans les ciments composés influence la montée en résistance du béton. Les résistances au jeune âge sont moins élevées que celles d'un béton au Portland pur mais la résistance finale du matériau est nettement améliorée. Des précautions sont donc nécessaires pour protéger la surface du béton - la durée de protection est supérieure pour les bétons de ciments composés comparativement à ceux de Portland pur - dont la qualité pourrait être affectée.

De même, la porosité diminue dans le temps, plus tardivement dans le cas des ciments composés. Il est donc indispensable d'attendre que la structure poreuse du béton soit assez fine pour soumettre le béton aux cycles de gel-dégel.

Enfin, dans le cas d'un CEM I, la quantité de portlandite est un facteur important dans la résistance au gel d'un béton. Sa solubilité augmente lorsque la température diminue d'où l'apparition de recristallisations et de vides pouvant fragiliser la structure interne du béton.

#### 4.1.1.2.3 Air entraîné

L'influence bénéfique de l'air entraîné sur la résistance au gel est connue depuis de plusieurs années. Grâce à leurs propriétés tensioactives, les adjuvants spécifiques permettent la formation de petites bulles d'air de diamètres compris entre 10 et 100  $\mu\text{m}$ . Le réseau de bulles d'air, dispersées dans la matrice, permet, en cas de gel, à l'eau de refouler vers les vases clos sans qu'il y ait de contraintes dommageables pour le béton. Cependant, il existe une distance critique de 250  $\mu\text{m}$  au-delà de laquelle la bonne tenue au gel du béton n'est plus garantie. En présence de sels de déverglaçage, cette distance n'est pas toujours suffisante pour empêcher l'écaillage.

#### 4.1.1.2.4 Ajouts

Les pouzzolanes<sup>1</sup> (fumées de silice, cendres volantes...) sont des matériaux qui, par réaction avec la portlandite, forment des hydrates de type C-S-H. Ainsi, ils permettent d'améliorer la durabilité du béton en réduisant la perméabilité, la taille des pores ou la porosité totale. Les fumées de silice, par exemple, augmentent la compacité du béton - diminution de la porosité - et elles fixent la portlandite et évitent par conséquent la dissolution de celle-ci. Au contraire, l'ajout de fillers calcaires n'est pas bénéfique pour une protection contre le gel. Ainsi, selon les bétons, leur apport est limité à 5 % dans le mélange (NF P 18 :305).

#### 4.1.1.2.5 Rapport E/C

La quantité d'eau de gâchage joue un rôle primordial dans la protection au gel du béton. Un rapport E/C faible est bénéfique pour la résistance au gel d'un béton car il accroît la résistance mécanique de celui-ci qui résiste alors mieux aux tensions induites par le gel.

---

<sup>1</sup> Les pouzzolanes n'ont pas été utilisés dans les bétons de cette étude.

De plus, un rapport E/C faible diminue la porosité totale et réduit la taille des pores. La glace se formant d'abord dans les pores les plus gros, plus le rapport E/C sera faible et plus la température de gel de l'eau est abaissée.

#### 4.1.1.2.6 Cure du matériau

Une porosité minimale du béton est la première protection contre le gel. Lors de la mise en œuvre, le béton doit être bien vibré et aucune ségrégation du mélange ne doit apparaître. Après la mise en place, la surface du béton doit être protégée afin d'éviter tout problème de dessiccation qui générerait une augmentation de la porosité en surface et rendrait le béton vulnérable aux attaques du gel. Différentes procédures de cure existent et elles doivent être définies en fonction de la montée en résistance du béton, du rapport E/C, du dosage et du type de ciment et bien sûr des conditions atmosphériques sur le site.

Dans le cas où un béton, mal conçu ou mis en place dans de mauvaises conditions, doit être soumis au gel en présence de sels de déverglaçage, il est possible de protéger ce béton pour éviter des risques d'écaillage. Le béton doit être saturé en eau en utilisant des produits hydrofuges [Ladang, 2002].

### 4.1.2 Matériaux testés

Les essais de résistances au gel-dégel ont été réalisés sur tous les granulats étudiés et sur différents bétons. Tous les essais ont été réalisés au LEMPC de Bertrange.

#### 4.1.2.1 Granulats

##### 4.1.2.1.1 Protocole expérimental

Les essais de résistances au gel-dégel des granulats avec et sans dégivrants chimiques ont été réalisés conformément à la norme EN 1367-1.

##### \* Essai de gel-dégel

Cinq cent grammes d'un calibre d/D saturés en eau sont soumis à 25 cycles de gel-dégel. Un cycle est composé d'une période de refroidissement de 16 heures à -18°C et d'une période de dégel de 8 heures à environ 20°C dans un bain d'eau. Après les 25 cycles de gel-dégel, l'échantillon testé est tamisé sur le tamis d'ouverture d (mm). La résistance au gel est exprimée par le pourcentage de perte en masse (Rel. 4.1).

$$\% \text{ perte} = \frac{M}{500} * 100 \quad (4.1)$$

avec M, la masse de passants au tamis d'ouverture d, exprimée en grammes.

\* Essai de gel-dégel en présence de dégivrants chimiques

Une prise d'échantillon analogue à l'essai de gel-dégel (500 g d'un calibre d/D) est placée en présence d'une solution aqueuse de NaCl dosée à 3 % dans une nacelle en céramique ou analogue. L'échantillon est soumis à 25 cycles de gel-dégel à l'air - 16 heures à -18°C et 8 heures à 20°C. Au terme des 25 cycles, l'échantillon est séché à l'étuve jusqu'à masse constante et le matériau écaillé est pesé. La résistance au gel-dégel en présence de dégivrants chimiques est donnée par la relation 4.2.

$$\% \text{ perte} = \frac{M_e}{500} * 100 \quad (4.2)$$

avec  $M_e$ , la masse de matériau écaillé exprimée en grammes.

Pour une utilisation dans les bétons, les granulats doivent satisfaire les prescriptions résumées dans le Tab. 4.1, dans le cas d'une exposition aux cycles de gel-dégel.

**Tab. 4.1** : Prescriptions des Ponts et Chaussées du Luxembourg pour la résistance au gel-dégel des granulats [LEMPC, 1999]

Conditions d'exposition	Perte maximale en % en masse
Exempt de gel ou sécheresse	Pas de prescriptions
Saturation partielle, absence de sels	$\leq 4$
Saturation, présence de sels	$\leq 2$
Aérodromes, autoroutes	$\leq 1$

Ces prescriptions permettent, en fonction des conditions d'exposition du béton et donc des granulats, de déterminer si le granulat est gélif ou pas.

#### 4.1.2.1.2 Résultats

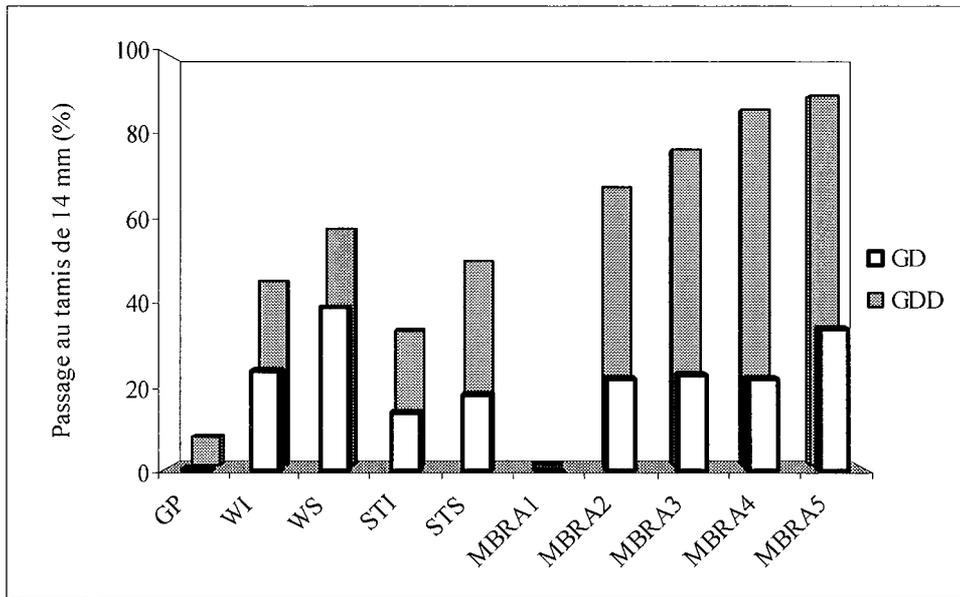
La fraction 14/20 de chaque matériau a été testée vis-à-vis du gel-dégel (Tab.4.2 et 4.3 et Fig. 4.1).

**Tab. 4.2** : Résultats d'essais de gel-dégel sur les matériaux gréseux dévonien et sur les matériaux dolomitiques de la vallée de la Moselle

Matériaux		Perte de masse (%)	
		Gel-dégel	Gel-dégel en présence de sels
Grès phylladeux (GP)		0,5	6,7
Dolomie	Wellen inf. (WI)	24	45
	Wellen sup. (WS)	39	58
	Schloss Thorn inf. (STI)	14	33
	Schloss Thorn sup. (STS)	18	50

**Tab. 4.3** : Résultats d'essais de gel-dégel sur les matériaux dolomitiques de Gilsdorf

Site	Matériau	Réf. Ech.	Perte de masse (%)	
			Gel-dégel	Gel-dégel en présence de sels
Gilsdorf	Grès de Gilsdorf	MBRA1	néant	néant
	Dolomie MO2	MBRA2	21,9	68,3
		MBRA3	23,1	77,5
	Dolomie MO1	MBRA4	22,1	87,4
		MBRA5	34	90,6



**GD** : gel-dégel

**GDD** : gel-dégel en présence de dégivrants chimiques

**Fig. 4.1** : Résistances au gel-dégel avec et sans sels de déverglaçage des grès phylladeux et des dolomies

Sans sels, les grès phylladeux présentent une très bonne résistance au gel-dégel avec une perte de masse inférieure à 1 %. Ces bons résultats peuvent être attribués pour partie à une faible absorption du matériau (absorption mesurée de 0,7 %). En revanche, les dolomies s'avèrent gélives avec des pertes de masse importantes, supérieures à 14 %. Les absorptions de ces matériaux, voisines de 2 % et la présence d'éléments argileux expliquent la faible résistance des matériaux dolomitiques au gel-dégel.

En présence de dégivrants chimiques, tous les matériaux sont déclarés gélifs avec des pertes de masse plus ou moins importantes selon la nature du matériau. Les grès phylladeux montrent une perte de 6,7 %, supérieure aux prescriptions données en amont. Les dolomies

sont très fortement altérées en présence de sels de déverglaçage avec des pertes de masse pouvant atteindre 90 %.

Seul le Grès de Gilsdorf (MBRA1) est déclaré non gélif aussi bien au gel simple qu'au gel en présence de dégivrants chimiques et ce malgré une absorption d'eau (en % de poids) de 1,5 %. Le Grès de Gilsdorf, grès à liant dolomitique, est un matériau pauvre en éléments marneux ou argileux. De ce fait, sa résistance au gel pourrait être supérieure à celle des dolomies, appartenant au même niveau géologique MO2 exploitées à Schloss Thorn par exemple, et plus riches en éléments fins marneux.

Notons également que les granulats dolomitiques concassés et lavés à un stade semi-industriel n'ont pas été testés vis-à-vis du gel-dégel. Il s'agit en effet de matériaux provenant de l'exploitation de Schloss Thorn. Ces matériaux ont été testés et seul le mode de production des granulats diffère. Ce dernier n'interfère pas dans la gélivité potentielle des granulats car ce sont la nature minéralogique et la structure de la roche qui interviennent ici.

#### 4.1.2.1.3 Conclusion

Les grès phylladeux présentent une bonne résistance au gel-dégel mais ne peuvent être utilisés en présence de sels de déverglaçage.

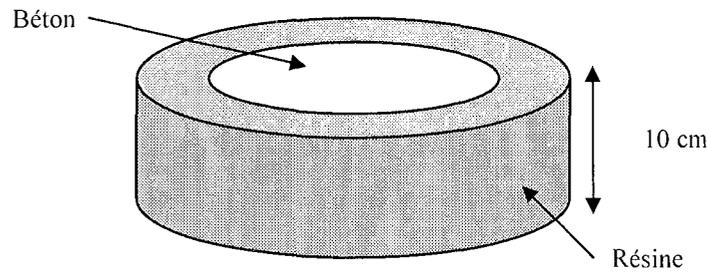
Les résultats de résistance au gel-dégel obtenus sur les granulats dolomitiques ne sont pas satisfaisants et réduisent considérablement les classes d'exposition possibles pour ces matériaux. Cependant, les conditions de ces tests sont jugées sévères et peu représentatives de l'environnement d'utilisation. De plus, dans les bétons, les granulats noyés dans la matrice cimentaire ne sont pas soumis entièrement à l'action directe des cycles de gel-dégel. Pour cette raison, et malgré la gélivité avérée des dolomies, nous avons testé la résistance au gel-dégel de bétons de nature et de composition variables.

### 4.1.2.2 Bétons

#### 4.1.2.2.1 Protocole expérimental

Les essais de gel-dégel avec et sans dégivrants chimiques ont été réalisés au LEMPC de Bertrange conformément aux recommandations de la RILEM CDC2.

Les éprouvettes testées sont ici des cylindres normalisés 16\*32. Après une cure de 28 jours dans l'eau, les éprouvettes ont été conservées environ 8 semaines dans une salle thermostatée à 20°C pour atteindre un équilibre hydrique. Elles sont ensuite découpées de manière à obtenir des disques de 10 cm d'épaisseur environ. Ces derniers sont alors enrobés de résine laissant un disque sur la surface supérieure du cylindre (Fig. 4.2).



**Fig. 4.2** : Représentation schématique des cylindres testés lors du gel-dégel

Les disques ainsi préparés sont alors soumis à 25 cycles de gel-dégel dans une chambre de congélation à circulation d'air forcé, un cycle se composant de 16 heures à  $-18^{\circ}\text{C}$  et 8 heures de dégel. Pour les essais en présence de dégivants chimiques, le béton est recouvert d'une solution aqueuse de NaCl dosée à 3 %, sur 2 à 3 mm. La solution est maintenue par un anneau adapté collé à la résine. Au cours de l'essai, la solution saline est régulièrement vérifiée et ajustée si nécessaire.

Au terme des 25 cycles, le matériau endommagé est lavé dans un entonnoir afin de récupérer les débris de matériau dus à un éventuel écaillage. Les débris sont alors séchés puis pesés. Les pertes de poids en surface sont exprimées par surface unitaire de la face testée, en  $\text{mg}/\text{mm}^2$ .

Les prescriptions de la RILEM sont fonction de la résistance du béton testé. Nous mentionnerons seulement les recommandations pour les hautes résistances du béton (Tab. 4.4).

**Tab. 4.4** : Recommandations de la RILEM pour la résistance au gel-dégel avec dégivants chimiques (haute résistance du béton)

Nombre de cycles	Perte de poids moyenne ( $\text{mg}/\text{mm}^2$ )
10	0,2
20	0,4
25	0,5
30	0,6
40	0,8
50	1

Dans notre cas, la perte de poids maximale pour 25 cycles doit être de  $0,5 \text{ mg}/\text{mm}^2$  pour répondre aux recommandations précitées.

#### 4.1.2.2.2 Résultats

Tous les bétons réalisés durant cette étude n'ont pu subir les essais de gel-dégel. Nous avons sélectionné les bétons réalisés avec du CEM II et adjuvants, représentatifs des bétons courants. Deux séries d'essais ont été menées, la première afin de tester des bétons courants et la seconde pour évaluer l'influence d'un entraîneur d'air sur la résistance au gel-dégel de nos bétons.

##### A. Bétons sans entraîneur d'air

Différents bétons ont été testés ici. Pour rappel, leur composition et quelques unes de leurs propriétés sont résumées dans le Tab. 4.5.

**Tab. 4.5** : Composition et propriétés des bétons testés vis-à-vis du gel-dégel

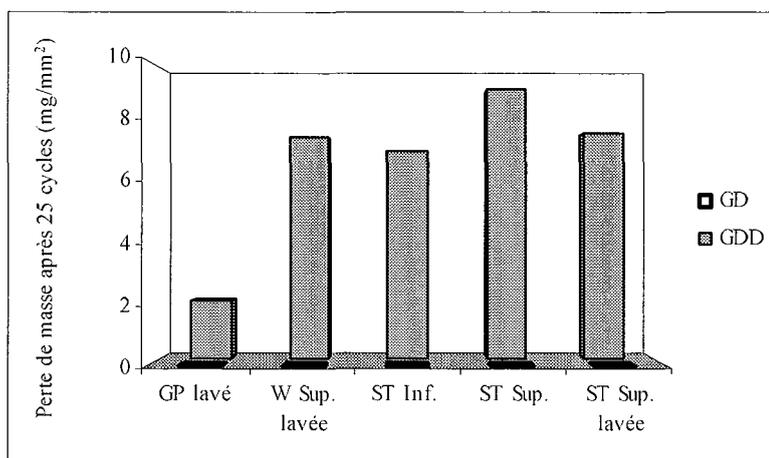
		Grès phylladeux	DOLOMIE			
			W. Sup. lavée	ST. Inf.	ST. Sup	ST. Sup. lavée
N° gâchée		BV 40		Optima 200		
		G10	G34	G28	G29	G37
Composition kg/m <sup>3</sup>	CEM II	438	326	335	316	345
	Adjuvant	3	4,2	6,7	1,9	6,9
	0/1 Brouch	500	0	0	0	0
	Sable dolomitique	0	754	793	751	774
	Gravillons	1203	1128	1107	1053	1179
	Air %	2	2	0,3	0,3	1,7
Propriétés	E/C	0,46	0,52	0,53	0,69	0,42
	Affaissement (cm)	10	7,5	30	10,5	20
	Densité	2,38	2,42	2,45	2,37	2,48
	Rc MPa	50,9	41,5	45,4	26,2	51,9
	Rt MPa	4,7	3,3	3,6	2,5	3,6

Les bétons testés présentent des E/C variables, de 0,42 à 0,69. Les résultats d'essais de résistances au gel-dégel avec et sans agents de déverglaçage sont présentés dans le Tab. 4.6 et sur la Fig. 4.3.

**Tab. 4.6** : Résultats d'essais de résistance au gel-dégel avec et sans sels des bétons de grès et de dolomie sans air entraîné

Matériaux		N° gâchée	Perte de masse (mg/mm <sup>2</sup> )	
			Gel-dégel	Gel-dégel en présence de sels
Grès phylladeux lavé		G 10	0	1,95
Dolomie	Wellen Sup. lavée	G34	0	7,63
	Schloss Thorn Inf	G28	0	7,10
	Schloss Thorn Sup.	G29	0	9,23
	Schloss Thorn Sup. lavée	G37	0	7,75

Les bétons résistent très bien à l'action du gel-dégel sans sels de déverglaçage où aucune altération n'est notée au terme des 25 cycles réglementaires. La non gélivité des grès phylladeux se confirme ici. En revanche, les résultats sur bétons de dolomie infirment le caractère gélif des granulats dolomitiques (paragraphe précédent). On peut supposer que ces différences proviennent du fait que les granulats ont été saturés en eau avant les essais, contrairement à ce qui se passe dans les bétons. Dans le cas des granulats, l'eau a envahi les pores et a remplacé l'air qui était susceptible d'apporter une protection contre l'action du gel-dégel. Dans le cas des bétons, malgré la prise en compte de l'absorption dans le calcul de l'eau efficace, la saturation n'est probablement pas totale (mesure de l'absorption sous pression atmosphérique et non sous vide) et de l'air peut être toujours présent au cœur des grains d'où une meilleure résistance au gel-dégel des bétons.



**GD** : gel-dégel

**GDD** : gel-dégel en présence de dégivants chimiques

**Fig. 4.3** : Résistances au gel-dégel des bétons de grès phylladeux lavés et des bétons de dolomie en présence ou non de sels de déverglaçage

En présence de dégivants chimiques et sans air entraîné, la résistance au gel-dégel est moindre quelle que soit la nature des granulats utilisés parmi ceux étudiés. Les bétons de grès phylladeux sont déclarés gélifs en présence de sels, avec une perte de masse de l'ordre de 2 mg/mm<sup>2</sup>.

Les bétons de dolomie présentent des taux d'altération nettement supérieurs, avec des pertes de masse pouvant atteindre près de 10 mg/mm<sup>2</sup> (Palier supérieur de Schloss Thorn), pour les matériaux plus riches en marnes. Par ailleurs, le lavage de ces matériaux entraîne une moins mauvaise résistance au gel-dégel en présence de sels.

Les bétons réalisés avec les granulats de Wellen (couche supérieure) et ceux réalisés avec les granulats de Schloss Thorn (palier inférieur) ont des comportements au gel-dégel en

présence de sels qui sont comparables - perte de masse de 7,6 pour les premiers et de 7,1 mg/mm<sup>2</sup> pour les seconds - confirmant ainsi les similitudes des propriétés mesurées sur ces deux matériaux appartenant au même niveau géologique, le MO1 (chapitres 2 et 3).

D'autres essais ont été réalisés sur bétons avec les granulats dolomitiques de Schloss Thorn (palier supérieur) concassés et lavés à un stade semi-industriel. Les propriétés des bétons testés, présentées dans le chapitre 3.4, sont rappelées dans le Tab. 4.7.

**Tab. 4.7** : Composition et propriétés des bétons de dolomie de Schloss Thorn - palier supérieur, granulats concassés et lavés à un stade semi-industriel - testés vis-à-vis du gel-dégel

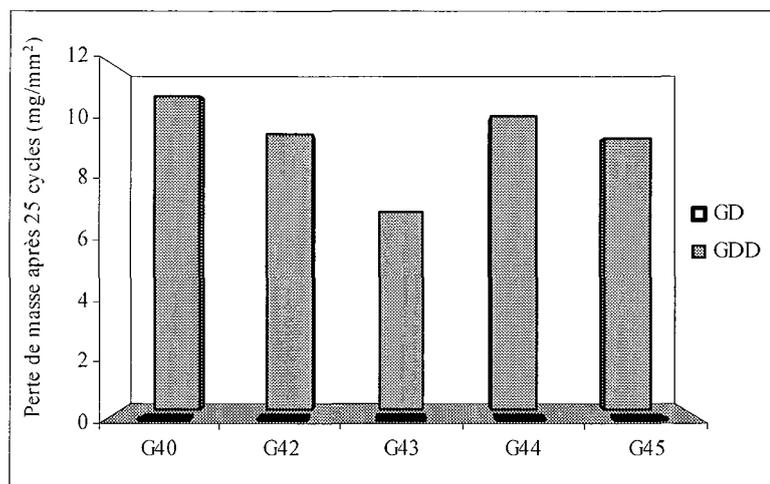
		Schloss Thorn (MO2)				
		FK 63				Optima 200
N° gâchée		G40	G42	G43	G44	G45
Composition kg/m <sup>3</sup>	CEM II	302	303	307	334	348
	Adjuvant	1,1	2,9	5,2	3,3	2,9
	Sablon dolomitique	38	95	96	91	0
	Sable	849	848	863	862	898
	Gravillons	1044	1043	1061	978	1019
	Air %	1,7	2,1	1,9	2,3	1,7
Propriétés	E/C	0,55	0,47	0,42	0,45	0,45
	Affaissement (cm)	17	23,5	23,5	16,5	16,5
	Densité	2,44	2,47	2,5	2,46	2,46
	Rc MPa	31,4	45,2	58,6	39,7	40,2
	Rt MPa	2,5	3,2	3,9	2,7	3

Les bétons testés présentent des E/C variables, de 0,42 à 0,55, conformes aux prescriptions des Ponts et Chaussées luxembourgeois qui préconisent un E/C inférieur à 0,6 [LEMPIC, 2000]. Les résultats d'essais de résistances au gel-dégel avec et sans agents de déverglaçage sont présentés dans le Tab. 4.8 et sur la Fig. 4.4.

**Tab. 4.8** : Résultats d'essais de résistance au gel-dégel avec et sans sels des bétons à base de dolomie concassée et lavée au stade semi-industriel (site de Schloss Thorn, palier supérieur) et sans air entraîné

Matériaux	N° gâchée	Perte de masse (mg/mm <sup>2</sup> )	
		Gel-dégel	Gel-dégel en présence de sels
Schloss Thorn (Palier supérieur) concassage et lavage au stade semi-industriel	G40	0	11,1
	G42	0	9,7
	G43	0	6,95
	G44	0	10,35
	G45	0	9,6

Pour les essais sans sels, les résistances sont comparables à celles obtenues précédemment (Tab. 4.6) où aucune altération du béton au terme des 25 cycles de gel-dégel n'a été notée.



**GD** : gel-dégel  
**GDD** : gel-dégel en présence de dégivrants chimiques

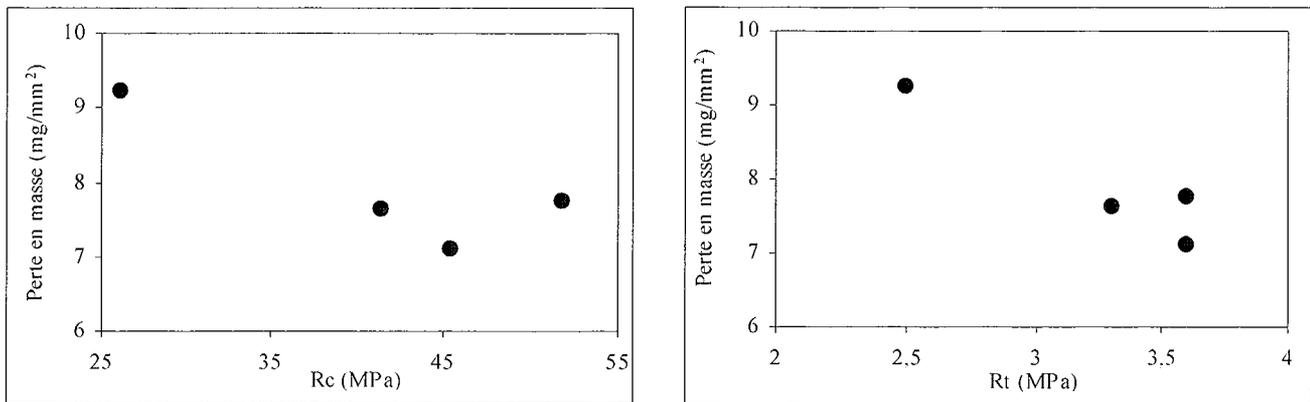
**Fig. 4.4** : Résistances au gel-dégel des bétons de dolomie en présence ou non de sels de déverglaçage (granulats concassés et lavés au stade semi-industriel)

En présence de sels et sans air entraîné, les bétons sont altérés avec des pertes de masse par unité de surface comprises entre 5 et 11 mg/mm<sup>2</sup>, la moyenne se situant à 8,7 mg/mm<sup>2</sup>. Les bétons avec les matériaux de Schloss Thorn lavés en laboratoire montraient des pertes de masse de 8 mg/mm<sup>2</sup> environ (Fig. 4.3). Ces résultats montrent que seule la nature et la structure du matériau interviennent dans la gélivité potentielle des granulats et/ou du béton.

Les bétons ayant le plus faible rapport E/C (0,42) présentent également la plus forte résistance au gel-dégel en présence de sels (G43).

La présence de sable dolomitique dans les bétons améliore la stabilité et permet d'éviter un risque de ségrégation. Cependant, son influence sur la résistance au gel n'est pas probante car les pertes de masse mesurées sont aussi conséquentes que dans le cas des bétons sans sable (G44 et G45).

Notons que l'utilisation d'un ciment composé CEM II contenant du laitier à hauteur de 25 % est un atout pour améliorer la résistance au gel [Girodet, 1996 ; Ladang, 2002]. De même, une meilleure résistance à la compression et à la traction améliore la résistance au gel. Nos résultats vérifient ce constat souvent signalé dans la littérature [Carles-Gibergues et Pigeon, 1992 ; Girodet, 1996 ; Ladang, 2002] comme le montre la Fig. 4.5.



**Fig. 4.5** : Corrélations entre les résistances au gel-dégel des bétons de dolomie et leurs résistances à la compression et à la traction.

Les bétons testés s'avèrent cependant gélifs en présence de sels de déverglaçage et sans air entraîné. Pour les bétons de dolomie, les pertes de masse mesurées par unité de surface sont très supérieures au seuil recommandé par la RILEM (Tab. 4.4) qui est de 0,5 mg/mm<sup>2</sup>. La gélivité des granulats en présence d'agents chimiques est alors confirmée par ces essais. Une altération des granulats dolomitiques (« pop-out ») est par ailleurs visible sur la surface du cylindre au contact du sel. En revanche, en l'absence de sels, les bétons ne subissent aucun dommage lors des cycles de gel-dégel.

Les plus faibles rapports E/C de 0,42 ne suffisent pas à assurer une protection suffisante aux bétons vis-à-vis du gel-dégel en présence de dégivrants chimiques. D'autres essais ont alors été conduits en présence d'entraîneur d'air.

#### *B. Bétons avec Entraîneur d'air*

Les adjuvants entraîneur d'air sont réputés améliorer la résistance au gel-dégel des bétons en créant un réseau de bulles d'air de taille et de géométrie données. Nous avons utilisé ici l'entraîneur d'air commercialisé par la société Chryso sous le nom de Chrysoair G100.

Ce produit génère un réseau de bulles microscopiques particulièrement stables. De plus, il provoque un effet plastifiant (réduction d'eau) et limite la ségrégation et le ressuage. Dosé entre 0,04 et 0,6 % de la masse de ciment, sous forme aqueuse, il est incorporé de préférence dans l'eau de gâchage. Les principales caractéristiques de Chrysoair G100 sont résumées dans le Tab. 4.9.

**Tab. 4.9** : Principales caractéristiques de Chrysoair G100  
(d'après la fiche technique de produit)

	Chrysoair G100
Densité	1,005
Extrait sec %	3,5
Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub> %	≤ 0,5

Un taux minimal d'air entraîné de 4 % est préconisé dans la norme EN 206-1 pour des bétons soumis aux cycles de gel-dégel. Nous avons alors réalisé un béton avec les granulats dolomitiques lavés de Schloss Thorn élaborés lors du dernier concassage en incorporant l'entraîneur d'air dosé à 0,1 %. La composition et les propriétés de ce béton sont données dans le Tab. 4.10.

**Tab. 4.10** : Composition et propriétés des bétons de dolomie de Schloss Thorn avec entraîneur d'air - palier supérieur, granulats concassés et lavés à un stade semi-industriel - testés vis-à-vis du gel-dégel

		N° gâchée	G49
Composition kg/m <sup>3</sup>		CEM II	308
		Adjuvant	0,4
		Sablon dolomitique	91
		Sable	735
		Gravillons	999
		Air %	4,2
Propriétés		E/C	0,55
		Affaissement (cm)	9
		Densité	2,34
		Rc MPa	26,4
		Rt MPa	2,4

Ces bétons ont subi les tests de gel-dégel avec et sans dégivants chimiques selon le même procédé que celui adopté pour les bétons précédents. Les résultats sont présentés dans le Tab. 4.11.

**Tab. 4.11** : Perte de masse par unité de surface mesurées sur les bétons de dolomie de Schloss Thorn avec entraîneur d'air - palier supérieur, granulats concassés et lavés à un stade semi-industriel - testés vis-à-vis du gel-dégel

N° éprouvette	Perte de masse en mg/mm <sup>2</sup>	
	Gel-dégel	Gel-dégel en présence de dégivants chimiques
E4	Pas d'altérations	1,1
E5		1,5
E6		1,7
Moyenne		1,4

Comme pour les bétons précédents, aucune altération au gel sans sels n'est notée. En présence de sels, les pertes de masse sont nettement diminuées pour les bétons avec entraîneur d'air (1,4 contre 8 mg/mm<sup>2</sup>). Les altérations observées se situent principalement au niveau des granulats ce qui confirme la gélivité des granulats dolomitiques. Les pertes de masse sont cependant supérieures à la limite de 0,5 mg/mm<sup>2</sup> de la RILEM.

Le superplastifiant entraîneur d'air améliore notablement la résistance au gel des bétons en présence de sels de déverglaçage. Malgré cela, les bétons réalisés avec les granulats dolomitiques concassés et lavés industriellement sont déclarés gélifs en présence de dégivrants chimiques malgré l'incorporation d'air entraîné. Les bétons ne devront donc pas être utilisés dans des environnements soumis au gel en présence de sels.

### 4.1.3 Conclusions

Les bétons réalisés avec les matériaux de substitution à disposition résistent bien à l'action du gel-dégel sans sels de déverglaçage. En revanche, en présence de ces produits, de fortes détériorations sont à prévoir, en particulier pour les matériaux dolomitiques. Ces bétons ne doivent donc pas être utilisés dans des environnements où la présence de dégivrants chimiques est à prévoir (routes, tabliers de ponts...).

Par ailleurs, les essais de résistance au gel-dégel sur granulats et sur bétons donnent des résultats contradictoires, avec des granulats gélifs et des bétons avec ces mêmes granulats non gélifs. Nos résultats devront donc être confirmés/infirmés par de nouveaux essais, sur la base d'un nombre plus élevé de cycles, afin d'avoir la certitude de pouvoir utiliser les matériaux dans des environnement soumis au gel sans sels. Actuellement, nous émettrons une réserve quant à ces résultats et nous considérerons que la dolomie de la vallée de la Moselle est gélive. Cette hypothèse réduit considérablement les environnements d'utilisation des bétons de dolomie (Tab. 4.12). Pour les bétons de grès phylladeux, les environnements d'utilisation des bétons sont plus étendus car ces derniers résistent au gel-dégel et les granulats sont non gélifs. Six grandes classes d'expositions sont définies dans la norme EN 206-1 dont 5 sont représentées au Grand-Duché de Luxembourg :

- \* X0 : aucun risque d'attaque
- \* XC : corrosion induite par carbonatation
- \* XD : corrosion induite par les chlorures d'origine autre que marine
- \* XA : attaques chimiques
- \* XF : attaque gel-dégel avec/sans sels de déverglaçage

Aux regards des résultats des résistances des bétons en présence de sels de déverglaçage, nous excluons les classes d'exposition XF2 et XF4, caractérisées par la présence de sels de déverglaçage. Concernant les classes XD, les granulats doivent être utilisés avec précautions dans les bétons car ils seraient soumis aux chlorures, y compris aux sels de déverglaçage. Enfin, pour les classes XA, des essais complémentaires sont à prévoir pour déterminer la réactivité potentielle des granulats de grès phylladeux et de dolomie aux agents chimiques tels que les sulfates par exemple.

Les environnements d'utilisation possibles de nos bétons sont donnés dans le Tab. 4.12 en fonction de la nature des granulats.

**Tab. 4.12** : Environnements d'utilisation possibles au Grand-Duché de Luxembourg pour les bétons de grès phylladeux et de dolomie aux regards des résultats aux essais de gel-dégel

	Environnements		
Grès phylladeux	X0	XC	XF
Dolomie		1 à 4	1 et 3
			-

Ces environnements ne sont valables qu'aux regards des essais de gel-dégel sur granulats et sur bétons. D'autres réactions chimiques telle que l'alcali-réaction par exemple, peuvent affecter la durabilité d'un béton.

## 4.2 Alkali-réaction

L'alkali-réaction est une réaction chimique entre la solution interstitielle du béton fortement basique ( $\text{pH} \geq 13$ ) et alcaline et certaines phases minérales présentes dans les granulats. La partie réactive des granulats est souvent répartie irrégulièrement et en quantité variable. La solution interstitielle agressive contenue dans la microporosité du matériau est alors distribuée de manière hétérogène. Pour un même béton, l'état d'avancement de la réaction, et donc de la quantité de produits associés, est différent d'un point à l'autre.

Selon la nature des phases réactives en jeu, on distingue trois principaux types de réaction :

- \* L'alkali-silice RAS est la plus commune de ces réactions. Elle implique des variétés diverses de silice et produits des gels siliceux expansifs,
- \* L'alkali-silicate où ce sont les silicates (phyllosilicates gonflants) qui réagissent et non la silice. Ce type de réaction ne produit pas de gels siliceux,
- \* L'alkali-carbonate RAC est essentiellement associé à des calcaires dolomitiques argileux de la région de Kingston (Canada).

Pour cette étude nous nous sommes intéressés principalement à la RAS, réaction la plus commune. Des tests d'alkali-carbonate ont cependant été réalisés sur les dolomies.

### 4.2.1 Alkali-silice

Dans le cas de la réaction alkali-silice (RAS), c'est la silice solubilisée des granulats qui est attaquée par les hydroxydes alcalins ( $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  et  $\text{Ca}^{2+}$ ) contenus dans l'eau des pores, provenant des alcalis du ciment ( $\text{Na}_2\text{O}$  et  $\text{K}_2\text{O}$ ) et des autres constituants du béton, dont les granulats eux-mêmes. Les variétés de silice impliquées sont diverses. Les roches contenant de telles phases sont nombreuses et peuvent être d'origine magmatique (granites...), métamorphique (gneiss, quartzites...) ou sédimentaire (grès, calcaires...). Il est important de noter que l'alkali-silice peut exister sans qu'il y ait de désordres au sein ou à la surface du béton, certains facteurs favorisant le développement et la cinétique de la réaction.

#### 4.2.1.1 Facteurs de développement de la réaction

L'alcali-silice se développe au sein du béton lorsque trois facteurs coexistent:

- \* la présence de granulats potentiellement réactifs
- \* une concentration en alcalins élevée dans la solution interstitielle favorisant l'augmentation du pH,
- \* des conditions d'humidité suffisamment élevées.

Les deux premiers paramètres sont liés à la formulation du béton et le troisième, à l'environnement dans lequel est utilisé le béton.

##### 4.2.1.1.1 Granulats

La sévérité de la réaction dépend fortement du degré de réactivité du granulat utilisé. En effet, toutes les silices ne sont pas réactives au sens de la RAS. Les phases minérales les plus réactives sont :

- \* l'opale, forme de silice amorphe très soluble dans les milieux à pH élevés, est le minéral réactif type,
- \* la calcédoine souvent associée à l'opale est le constituant principal des chailles et des silex, matériaux utilisés comme gravillons alluvionnaires dans les bétons (Bassin de la Seine),
- \* la trydymite et la cristobalite, minéraux composant certaines laves acides et roches sédimentaires siliceuses.

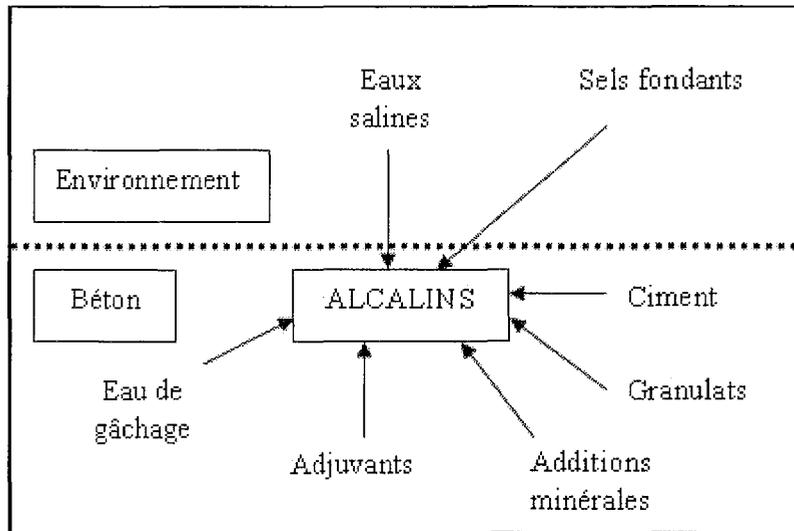
D'autres formes de silice peuvent intervenir dans le cas de RAS. Le quartz peut être considéré comme un minéral sensible s'il présente des dépôts d'une autre forme de silice ou des défauts comme des microfissurations ou des déformations de son réseau cristallin.

La réactivité peut également être liée à la structure et à la texture de la roche car elle dépend de l'accessibilité des minéraux aux solutions agressives. La finesse des grains, leur microfissuration ou leur microporosité initiales contrôlent la surface spécifique et accroissent de ce fait la réactivité potentielle aux alcalins.

La présence ou non d'espèces minérales potentiellement réactives permet de qualifier un granulat de non réactif (NR) ou de potentiellement réactif (PR). Pour certains matériaux PR, il existe un pourcentage critique de silice réactive (déterminé sur mélanges avec un matériau inerte en proportions variables) pour lequel l'expansion est maximale : c'est l'effet pessimum. Pour des teneurs plus faibles ou plus élevées, les expansions mesurées sont plus faibles. Le matériau est alors qualifié de potentiellement réactif à effet de pessimum (PRP).

#### 4.2.1.1.2 Alcalins

Le développement de la réaction nécessite, nous l'avons vu, la coexistence de trois facteurs dont une concentration élevée en alcalins dans le béton. Les alcalins peuvent avoir une origine externe liée à l'environnement et une origine interne liée aux différents constituants du béton. La Fig. 4.6 représente les différentes provenances des alcalins.



**Fig. 4.6** : Les différentes origines des alcalins présents dans le béton [d'après Bérubé et Carles-Gibergues, 1992].

La concentration en ions alcalins  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  augmente rapidement dans les premiers jours après le gâchage du béton voire même pendant les premières semaines pour, par la suite, se stabiliser. Les ions  $\text{OH}^-$  sont eux libérés progressivement pour maintenir l'équilibre des charges de la solution. Après quelques jours, leur concentration est voisine de celle des ions alcalins. Le développement de l'alcali-réaction dépend étroitement du pH et donc de la concentration des ions alcalins dans la solution qui influence le démarrage et la cinétique de la RAS.

La teneur en alcalins est exprimée en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$  ( $\text{Na}_2\text{O}+0,658.\text{K}_2\text{O}$ ). Il faut toutefois distinguer les alcalins totaux, qui désignent les alcalins apportés par **tous** les constituants du béton, et les alcalins dits actifs qui sont disponibles dans la solution interstitielle. La plus grande source d'alcalins dans un béton est le ciment, sous forme essentiellement de sulfates alcalins solubles ( $\text{SO}_4^{2-}$  ...). Ces alcalins proviennent des phases minérales présentes dans les matières premières servant à fabriquer le clinker. La teneur en alcalins du clinker est comprise généralement entre 0,3 (cas du CEM I luxembourgeois) et 1,2 % exprimées en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$  et elle varie en fonction des matières premières utilisées mais également du mode d'élaboration du clinker (enrichissement en alcalins du clinker du fait du recyclage des poussières par

exemple). De plus, 65 à 100 % des alcalins du ciment sont considérés comme alcalins actifs. Les autres constituants du béton comme certains granulats, riches en micas et feldspaths, peuvent également libérer des quantités non négligeables d'alcalins dans la solution interstitielle.

Afin de prévenir des risques éventuels de RAS et l'apparition de désordres associés, on recommande aujourd'hui de limiter la teneur totale du béton en alcalins **actifs** à moins de 3 kg/m<sup>3</sup> en considérant tous les constituants du béton. Ces précautions doivent être associées à d'autres dispositions comme l'utilisation d'additions minérales réputées réduire la RAS (fumées de silice, laitiers...) si le béton est utilisé dans un environnement exposé. Le cas échéant, des mesures de gonflement en laboratoire peuvent être réalisées (voir ci-après).

#### 4.2.1.1.3 Conditions d'environnement

Le troisième facteur intervenant dans la RAS est l'humidité externe et l'humidité interne du béton, liée à la perméabilité. Des conditions d'humidité relative (HR) importantes (supérieures à 85 %, [Bérubé et Carles-Gibergues, 1992]) favorisent fortement le développement de la RAS et engendrent des dégradations sévères dans le béton. Ce seuil est abaissé lorsque les variations de température sont suffisamment marquées. En effet, une température élevée a pour effet d'accélérer à court terme la réaction sans pour autant augmenter l'expansion ultime mesurée à long terme. Le couple température/humidité intervient donc dans le démarrage et la cinétique de la RAS.

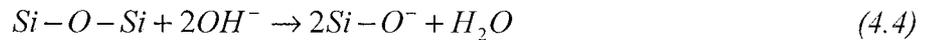
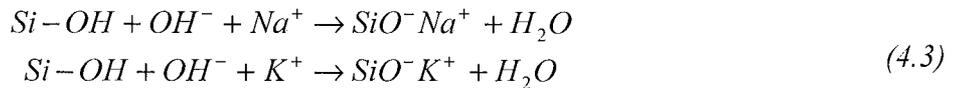
D'autres facteurs comme les cycles de gel-dégel ou la présence de sels fondants peuvent intervenir dans l'apparition et le développement de la RAS, les premiers en engendrant des microfissurations qui permettent à l'eau de s'infiltrer, le second en tant que source d'alcalins. Des mesures peuvent être prises lors de la formulation des bétons pour prévenir d'éventuels risques de RAS. En diminuant par exemple la perméabilité du béton (diminution de E/C), on diminue les échanges hydriques entre le béton et son environnement et on protège le béton contre les divers agents agressifs (gel-dégel, eaux salines...). La diminution de la perméabilité permet de réduire la mobilité des agents agressifs au sens de la RAS mais elle entraîne également une concentration plus importante des alcalins dans la solution interstitielle.

#### 4.2.1.2 Mécanismes de réaction

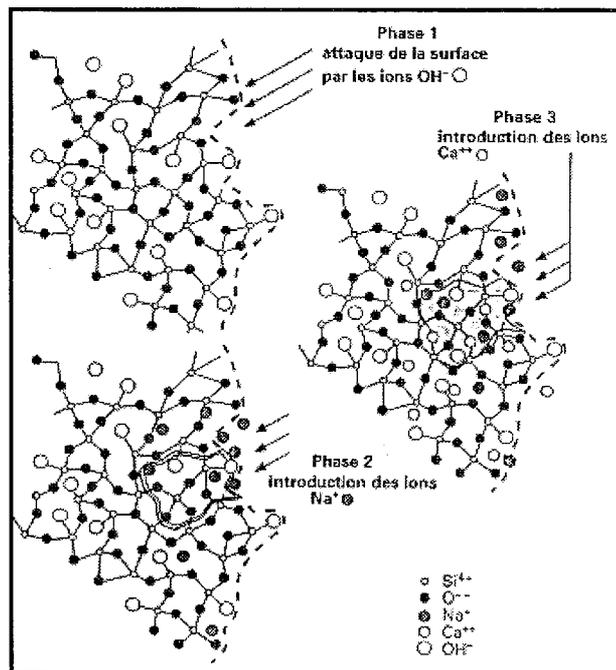
Les minéraux du groupe de la silice sont en déséquilibre thermodynamique lorsqu'ils sont plongés dans un milieu fortement basique comme le béton où le pH est supérieur à 12,5. En effet, la solubilité de la silice croît de façon exponentielle lorsque le pH est supérieur à 9

[Godart et Le Roux, 1995] et le produit de la dissolution de la silice  $\text{SiO}_2$  est l'acide monosilicique  $\text{SiO}_4\text{H}_4$ . La réaction AS se déroule en trois phases (Fig. 4.7) :

- \* Phase 1 : attaque des phases siliceuses à la surface des granulats par les hydroxydes alcalins  $\text{OH}^-$  présents dans l'eau des pores.
- \* Phase 2 : rupture des liaisons  $\text{Si-O}$  et  $\text{Si-OH}$  avec introduction des ions  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$ . Les ions hydroxyles s'attaquent d'abord aux groupes silanols  $\text{Si-OH}$  en produisant des radicaux  $\text{SiO}^-$  dont la charge négative est contrebalancée par les ions alcalins en solution (Rel. 4.3). Les hydroxydes alcalins s'attaquent également aux ponts siloxanes  $\text{Si-O-Si}$  (Rel. 4.4) mais plus lentement et entraînent ainsi un affaiblissement de la structure cristalline.



- \* Phase 3 : la silice en solution lorsqu'elle est en présence d'une source suffisante de calcium (portlandite par exemple), forme un gel de composition silico-calco-alcaline. Le calcium est abondant à proximité du granulat (auréole de transition). Par conséquent, les gels d'alcali-réaction formés dans cette zone sont plus riches en calcium indépendamment de la nature du granulat.



**Fig. 4.7** : Mécanismes de la formation des gels d'alcali-réaction (d'après [Godart et Le Roux, 1995]).

Le mécanisme de réaction serait sensiblement le même quel que soit le type de silice réactive considérée. C'est au niveau de la cinétique que la distinction se fait. Les variétés de silice pauvrement ordonnées ou instables (opale, trydymite...) réagissent plus rapidement. De plus la taille des particules intervient également dans la cinétique de la réaction où la diffusion est rapide (la phase 1 est terminée lorsque la phase 2 débute). Dans le cas de particules plus grosses, ces deux phases se déroulent simultanément et la réaction est plus lente.

#### 4.2.1.3 Propriétés des gels d'alcali-réaction

La composition des gels est le plus souvent silico-calco-alkaline et le potassium est l'alcalin le plus fréquent, accompagné parfois de sodium [Godart et Le Roux, 1995].

Les gels d'alcali-réaction peuvent se former :

- \* soit dans les pores et/ou dans les plans de faiblesse des granulats, par diffusion des alcalins à l'intérieur des minéraux eux-mêmes,
- \* soit à la surface du granulat réactif, par dissolution puis accumulation de la silice autour de ce grain, d'où une possible altération de l'adhérence pâte de ciment-granulat.

Le gel silico-alkalin est hydrophile et expansif, ce qui entraîne une augmentation de volume (gonflement) au sein du matériau et génère des pressions interstitielles dégradantes (fissurations, faïençages, écaillages, pourrissement...). Le gel étant confiné par la pâte de ciment environnante, il en résulte des pressions internes et éventuellement une dilatation. Cette dernière peut être due à des pressions hydrauliques générées par un phénomène osmotique mais elle peut être provoquée par des pressions de gonflement générées par les produits de réaction qui sont dans un état solide.

Les produits de la RAS peuvent se présenter sous différentes formes et coexister dans une même zone [Godart et Le Roux, 1995]. On distingue trois classes de produits :

- \* les produits amorphes où aucune structure cristalline n'est visible au MEB à forte résolution. Il s'agit des gels lisses et des gels mamelonnés qui se développent préférentiellement dans la pâte de ciment,
- \* les produits semi-organisés sous la forme de gels polymorphes, botryoïdaux et microgrenus,
- \* les produits dits cristallisés qui présentent un motif géométrique au MEB sous la forme de cristaux en feuillets, en rosettes ou aciculaires. Ce type de produits

se forment généralement à proximité des granulats, source de silice qui va réagir avec les alcalins.

Les produits de la RAS, nous l'avons vu, sont expansifs et provoquent des désordres sur les ouvrages atteints. Des essais en laboratoire et/ou l'utilisation d'additions minérales sont par conséquent nécessaires pour prévenir l'apparition de telles pathologies.

#### 4.2.1.4 Influence des additions minérales sur le développement de la réaction alcali-silice

De nombreuses études ont montré que l'utilisation d'additions minérales dans les bétons telles que les fumées de silice, les laitiers ou les cendres volantes réduit ou inhibe l'expansion provoquée par l'alcali-réaction. Leur action est d'autant plus efficace que leur dosage est adapté. Sinon, on risque de voir se produire, dans le cas des fumées de silice par exemple, l'effet inverse, c'est-à-dire une augmentation significative de l'expansion.

L'action des laitiers et des cendres volantes réside dans un effet de dilution des alcalins actifs par rapport à l'utilisation de ciment seul [Hobbs, 1988]. D'autres recherches ont montré que l'effet de dilution est accompagné de l'effet pouzzolanique de ces additions et de la diminution de la concentration en alcalins dans la solution interstitielle (ou de CaOH).

Les additions minérales, riches en verre siliceux ou en silice amorphe, peuvent être assimilées à des « granulats hyperréactifs » qui réagissent très rapidement en consommant progressivement les alcalins de la solution interstitielle du béton. Il se forme alors un gel qui va se disperser dans la pâte de ciment très poreuse du fait de son jeune âge. De plus, les gels réagissent avec la portlandite et ils forment des C-S-H plus stables. Ceci diminue la perméabilité de la pâte, la mobilité des solutions agressives et enfin le pH (de manière indirecte) par intégration des ions alcalins dans les C-S-H.

Les expansions ne seraient que retardées dans le cas des fumées de silice où le démarrage tardif de l'alcali-réaction serait dû à la remise en circulation des ions alcalins fixés dans les C-S-H.

Les effets « secondaires » doivent être impérativement connus par des essais longs sur bétons afin de cerner la cinétique de réaction.

#### 4.2.1.5 Essais de caractérisation

L'alcali-silice est responsable de la destruction partielle voire totale de certains ouvrages. Ces désordres apparaissent au bout de 15 à 20 ans, selon les variétés de silice et la taille des particules réactives, et se traduisent par des fissurations, un écaillage ou encore, à un stade ultime, par un pourrissement de l'ouvrage malade. C'est un phénomène qui a été mis en évidence il y a une vingtaine d'années et qui est en constante progression. Actuellement, il n'existe peu ou pas de méthodes pouvant traiter cette pathologie. La prévention reste le seul moyen efficace pour lutter contre l'apparition de la RAS. Par conséquent, les matériaux utilisés dans les bétons sont actuellement caractérisés vis-à-vis de l'alcali-silice par une analyse pétrographique complétée, dans le cas où des espèces minérales réactives seraient identifiées, par des essais sur mortier ou sur bétons. En effet, de nombreux essais ont été mis au point pour tester les granulats susceptibles de réagir vis-à-vis de l'alcali-silice et ils sont basés pour la plupart sur des mesures de gonflement. Ces essais ne peuvent reproduire les conditions réelles d'exposition d'un béton car en modifiant au moins un paramètre (taux d'alcalins, température, humidité, E/C...) ils simulent en un an tout au plus ce qui risque se produire en plusieurs années sur site. Cependant, les essais en laboratoire donnent une appréciation importante quant à la réactivité potentielle des granulats. Il en existe deux grands types :

- \* les essais sur mortier dits « essais accélérés » dont la durée moyenne est une semaine,
- \* les essais « longs » sur béton permettant de tester les formules envisagées pour la construction et dont la durée varie de 8 mois à un an.

Les essais sur mortier ont l'avantage de donner une réponse rapide quant à la réactivité potentielle du sable testé. Ce dernier va réagir en présence de soude NaOH de concentration variable selon les essais et le mode d'attaque peut être interne (eau de gâchage additionnée de soude) ou externe (soude contenue dans le bain de conservation). Les granulats sont alors déclarés non réactifs NR, potentiellement réactifs PR ou potentiellement réactif à effet de pessimum PRP.

A noter que certains essais ne permettent pas de tester les granulats PRP (NF P 18 590 par exemple). D'autres ne permettent pas de tester certains granulats (NF P 18-585 ne teste que les sables, NF P 18-587 ne teste que les gravillons). Le choix de l'essai le mieux approprié aux matériaux testés est donc primordial. Les essais accélérés sur mortier de par

leurs conditions expérimentales s'écartent davantage des conditions réelles et ils doivent être si possible complétés par des essais sur bétons. En effet, les conditions d'essais sur bétons sont moins sévères et permettent de mieux cerner la cinétique de la réaction tout en testant une formule de béton en particulier.

## 4.2.2 Matériaux testés

### 4.2.2.1 Essais de qualification des granulats

Après avoir répertorié les différents essais existants, nous avons opté pour deux essais accélérés sur mortier pour tester nos granulats vis-à-vis de la RAS :

- \* l'essai RILEM TC-106 réalisé en collaboration avec le Laboratoire de Matériaux de Construction LMC de l'Université de Liège,
- \* l'essai accéléré par autoclavage NF P 18 590 dont le choix a été justifié par une durée d'essai de 4 jours environ, durée adaptée aux attentes industrielles.

Le Tab. 4.13 résume et compare les conditions de réalisations des deux essais. Les sables testés sont lavés et leur granularité est imposée par la norme. Les durées d'essais varient de 4 à 14 jours ou plus. La soude est incorporée dans le bain de conservation pour la méthode RILEM. Dans le cas de la méthode française, la soude, de concentration 2,5 N (soit 100 g/l de soude en pastilles), est incorporée dans l'eau de gâchage pour atteindre un taux d'alcalins total, exprimé en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ , de 4 %. Le ciment utilisé (cimenterie de Xeuilley, 54) pour la réalisation des mortiers testés est caractérisé par un taux d'alcalins de 0,71 %. La relation 4.5 donne la quantité de soude  $Q_{\text{NaOH}}$  en ml qu'il faut incorporer à l'eau de gâchage.

$$Q_{\text{NaOH}} = 2 * M_{\text{NaOH}} * \left( \frac{4 - T_c}{100} \right) * \left( \frac{\frac{M_c}{M_{\text{Na}_2\text{O}}}}{m_{\text{NaOH}}} \right) * 1000 \quad (4.5)$$

avec  $M_c$ , la masse de ciment en g,  $T_c$  le taux d'alcalins du ciment,  $m_{\text{NaOH}}$  la masse de soude fonction de sa concentration,  $M_{\text{NaOH}}$  et  $M_{\text{Na}_2\text{O}}$  les masses molaires soit respectivement 40 et 62  $\text{g}\cdot\text{mol}^{-1}$

**Tab. 4.13** : Conditions de réalisation des essais selon les méthodes  
NF P 18 590 et RILEM TC 106

	NF P 18 590		RILEM TC 106	
Granularité (mm)	0,16/5	10% : 0,16-0,315 10% : 0,315-0,630 25% : 0,630-1,25 25% : 1,25-2 30% : 2-5	0,125/4	15% : 0,125-0,250 25% : 0,250-0,500 25% : 0,500-1 25% : 1-2 10% : 2-4
Taille des éprouvettes	40*40*160 mm		25*25*285 mm	
Composition du mortier	600 g de ciment 1200 g de sable à tester 300 ml d'eau + NaOH (2,5 N) 4% Na <sub>2</sub> O <sub>éq</sub> au total		800 g de ciment 1800 g de sable à tester 376 ml d'eau	
Conservation	24 h dans l'eau à 20°C		24 h dans l'eau à 80°C	
Conditions du test	5 h à 127°C et 0.15 MPa		14 jours dans une solution de soude NaOH 1N à 80°C	
Mesures	Allongement		Allongement à 1, 3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12 et 14 jours	
Seuil	0,15%		0.1% (ASTMC 1260)	
Critère de non réactivité	Expansion inférieure à 0,15% sur la moyenne des trois résultats		0.1% < NR (ASTMC 1260) >0.2% PR (NBRI)	

#### 4.2.2.1.1 Grès phylladeux

##### *A. Essais de caractérisation des granulats*

L'article reproduit ci-après définit dans un premier temps la RAS, ses mécanismes et les produits de la réaction associés et enfin les méthodes préventives existantes. Il traite ensuite des grès de Bastogne et de leur réactivité potentielle à l'alcali-silice. Deux essais sur mortier ont été réalisés puis les résultats ont été comparés : l'un selon la norme NF P 18 590 dit essai accéléré par la méthode d'autoclavage, l'autre, en collaboration avec l'Université de Liège, selon la méthode RILEM TC-106. Des analyses au microscope électronique à balayage (MEB) ont permis d'identifier les produits néoformés.

# Alkali–silica reactivity with pessimum content on Devonian aggregates from the Belgian Arden massive

K. Merriaux,\* A. Lecomte,\* R. Degeimbre† and A. Darimont†

University of Henri Poincaré; Université de Liège

---

*Tests of alkali–silica reactivity were conducted on Devonian aggregates from the Belgian Arden massive. These are ‘Bastogne sandstones’ of the metamorphosed Mirwart layer consisting of the silica rich psammite rock family. Petrography analysis reveals the presence of wavy extinction quartz and small size silica elements known to be potentially reactive to the alkalis in the base medium of concretes. Two accelerated tests were conducted according to the RILEM TC-106 and the French Standard NF P 18-590; they confirmed the strong reactive character of the sands from these materials. The reaction is strongest in the presence of certain percentage of non-reactive sand. For this reason, the aggregates are described as being ‘potentially reactive with pessimum content’. Their use in structures concretes must therefore be considered with the particular precaution of using cements that are low in free alkalis, and if necessary, with the addition of slag, fly ash or silica fume, all of which are known to reduce alkali–silica reactivity. Verification of the dimensional stability of target formulae must also be conducted on concrete test pieces.*

## Introduction

Concrete is the most commonly used structural material in construction. It is manufactured from a large variety of local materials and this sometimes poses a problem with durability, especially if the attributes of the materials have not been checked. Indeed, for several years, an increasing number of disasters have occurred in different structures and construction works (dams, bridges, buildings), attributed to the harmful reactions occurring between aggregates and alkalis conveyed by interstitial solutions, particularly those of cement origin. The most common is the alkali–silica reaction which, in the medium term, results in the formation of allotropic alkali silicate minerals inside the concrete porosities giving rise to swelling and bulking that can destroy material cohesion.

Several bridges in the Bastogne region (Wallony) suffer from this condition.<sup>1</sup> Their concretes were made from local aggregates whose reactivity to alkalis was not probably examined, because at the time of their construction, there was no requirement in Europe to do so.<sup>2</sup> A study is currently underway to develop similar mineral resources from Devonian formations of the Belgian Luxembourg Arden massive.<sup>3</sup> Preliminary alkali–silica reactivity tests on these materials produced positive results, recommending them for use in concretes.

After presenting the mechanisms of this reaction, this paper focuses on the chemical and petrographical analyses of the rock exploited in the manufacture of the aggregates, which reveal the presence of species of potentially sensitive minerals (e.g. wavy extinction quartz). Two methods of accelerated measurement of swelling conducted on the mortar confirmed the strong reactivity of the materials. One of the tests on a series of test pieces made of sand and from an inert sand revealed the effective existence of a pessimum content. Assessment of the alkalis provides a way for formulating a proposal as to the eventual use of these mineral resources as part of strong hydraulic concretes.

---

\* EA 1116, Université Henri Poincaré Nancy 1, IUT Génie Civil, 54601 Villers-lès-Nancy Cedex, France.

† LMC, Université de Liège, Bât. B52/7, Chemin des Chevreuils 1, B-4000 Liège, Belgium.

(MCR 1059) Paper received 17 July 2002; last revised 14 March 2003; accepted 18 March 2003

## The phenomenon of alkali reaction in concretes

### Mechanisms and products

Alkali reaction is the response of certain unstable materials to the strong base medium of concretes. This takes the form of a reaction between these minerals and the alkalis present in the interstitial solution. Silica solubility increases with the pH. The speed depends on the type of silica, whether it is amorphous (opal) or disorganised (tridymite, cristobalite).<sup>4</sup> In the case alkali-silica (AS) reaction, the reaction takes place between the dissolved aggregate silica that is attacked by the alkaline hydroxides ( $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  and  $\text{Ca}^{2+}$ ) contained in the water present in the pores. The latter come from the cement alkalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  and  $\text{K}_2\text{O}$ ) and other constituents of the concrete, including the aggregates themselves. This leads to the formation of alkaline silica gel

- (a) either in the pores and/or in weakening planes of the aggregates, through alkali diffusion inside the minerals themselves
- (b) or on the surface of the reactive aggregate, by the dissolving of the silica and the subsequent accumulation around the grains, leading to a possible deterioration of the adhesion between the cement paste and the aggregate.

AS gel absorbs lot of water which leads to an increase in the volume (swelling) of the material and generates damaging interstitial pressures (fissuring, shrinkage cracking, scaling, rotting). Part of the liquid gel can deposit itself inside the pores and cracks resulting from the dilation of the aggregates.<sup>5</sup> Products resulting from the AS reaction can take different forms and coexist in the same zone.<sup>6</sup> They can be amorphous (smooth gels and nipple shaped gels), semi-organised (polymorphous, botryoidal and microcoarse-grained gels) or crystallised (crystals in sheet, rosette shaped or acicular gels). The composition of the gels is most often alkali-calcium-silica, with potassium as the most frequent alkali, sometimes in association with sodium.<sup>6</sup> AS formation within concretes is increased by the existence of three factors

- (a) the presence of potentially reactive mineral phases (opal) within the aggregates. In addition, the fineness of the grains, their initial micro-cracks or micro-porosity, in relation to the AS reactions, which control the mass surface, increase the potential reactivity to alkalis
- (b) strong internal humidity linked with permeability of the concrete and external humidity
- (c) rate of minimum active alkalis expressed in equivalent  $\text{Na}_2\text{O}$  ( $\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \times \text{K}_2\text{O}$ ). As can be seen from Fig. 1, the alkalis can either be of internal origin (presence inside the concrete) or of external origin (presence in the environment).

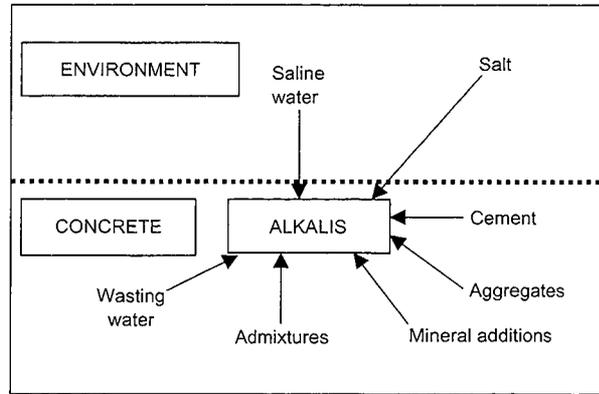


Fig. 1. The different origins of alkalis present in concretes

### The notion of pessimum content

The absence or the presence of potentially reactive mineral species allows an aggregate to be qualified either as being non-reactive (NR) or being potentially reactive (PR). For certain PR materials, there is a critical percentage of reactive silica (determined on a mixture with an inert material of variable proportion) at which the expansion is maximum. This percentage is known as the pessimum content. For lower or higher percentage contents, the measured expansion is reduced as Fig. 2 shows. In this case, the material is qualified as being potentially reactive with pessimum content (PRP). Experimentation conducted by the French laboratory, Laboratoire Central des Pont et Chaussées (LCPC), helped to illustrate this notion for opal. Two zones were identified with one corresponding to a risk free zone and the other to a zone of destructive reaction (Fig. 3). Opal pessimum content in the case of Fig. 3 is 5% ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  of 1.2%), inside the 3–7% range mentioned in the literature. Knowing the pessimum content of a material allows the formulation of concretes with PRP aggregates outside the pessimum content concentration zone and the limitation, to some measure, of eventual risks of deterioration due to AS reaction.

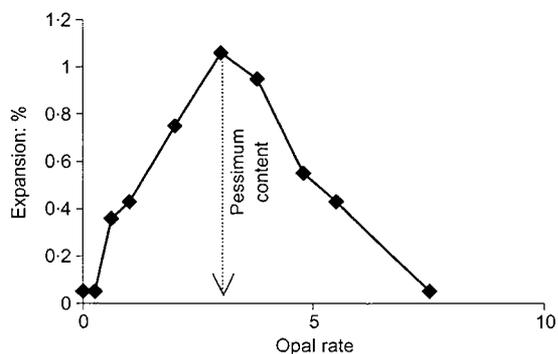


Fig. 2. Definition of the notion of pessimum content: the example of opal mixed with aggregates from the Thames<sup>19</sup>

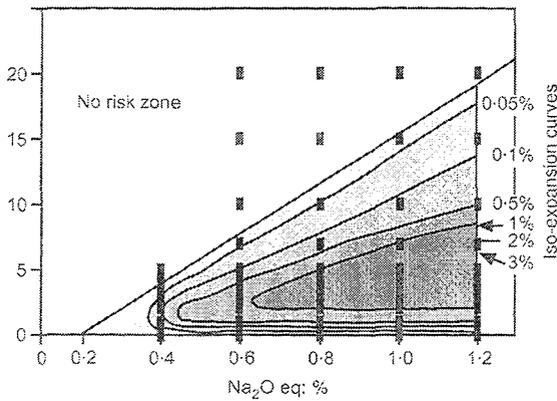


Fig. 3. Illustration of notion of pessimum content with an opal<sup>6</sup>

**Preventive methods**

At present there exists no or hardly any efficient remedial treatment for structures or constructions affected by AS reaction (the only available treatment consists in making surfaces impermeable, injecting cracks), all of which almost always leads to partial or total destruction of the structures treated. It is therefore necessary to prevent, rather than remedy, these disorders. The LCPC has established a document giving the different preventive recommendations for dealing with disorders due to the alkali reaction.<sup>6</sup> The first stage is to have a good geological knowledge of the material. Petrographical analysis is always recommended.<sup>7</sup> The aim is to detect the presence of reactive silica and/or eventual deformation of the crystalline network of the quartz (wavy extinction, microcracks, etc.). When this study is conclusive, it must be followed by swelling tests and an examination of eventual pessimum content.

Limiting a concrete's internal alkalis constitutes a palliative (in the obvious case of using PR or PRP aggregates). For each concrete formula, the proportion of active alkali must be discovered. It is a question of

adding together the alkali in the concrete, in the admixtures, in the water and eventual mineral additions (Fig. 1). The nature and the dosage of the cement must be chosen so that the quantity of  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  is kept below the conventional limit of 3–3.3  $\text{kg/m}^3$ . Le Roux<sup>5</sup> proposed a handbook giving the alkali quantities of Portland cement as function of its dosage ( $\text{kg/m}^3$ ) as well as its content in  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  (Table 1). These calculations aside, one is advised to conduct experimental verifications to ensure the security limit.

**Materials**

*Geological context*

The source of the material studied is the Belgian Arden massive at the heart of the Bastogne anticline. The quarry crosses the inferior Devonian formations over a thickness of 50 m, the major part of which corresponds to the Mirwart metamorphosed layers of the Siegenian age.<sup>8</sup>

The local structure is made up of a wide undulating anticline tipping NW and slightly disappearing SW. Three networks of fractures, with one which corresponds to a metamorphic 'boudinage', are filled with massive quartz and secondarily with feldspars and micas. Calembert<sup>8</sup> studied the stratigraphy of this formation with five distinct horizons comprising four lithological rock types of the psammite family, all of which are silica rich (Table 2).

*Petrography analysis*

The rock commonly known as 'Bastogne sandstone' has a compact massive form. Its grain is fine and is of dark grey colour. A thin blade has been realised from a type 2 lithographic sample with the aim of identifying eventual reactive species. This reveals (Fig. 4) an abundance of quartz of varied sizes (20–200  $\mu\text{m}$ ), the biggest are of wavy extinction. Locally, crypto-coarse grained quartz can be found as well as quartz

Table 1. CEM I alkalis contributions in dosages between 220 and 450  $\text{kg/m}^3$ .<sup>5</sup>

		Alkalis cement rate in $\text{Na}_2\text{O}$ equivalent								
		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1
Dosage: per $\text{m}^3$	220	0.66	0.88	1.1	1.32	1.54	1.76	1.98	2.2	2.42
	250	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75
	280	0.84	1.12	1.4	1.68	1.96	2.24	2.52	2.8	3.08
	320	0.96	1.28	1.6	1.92	2.24	2.56	2.88	3.2	3.52
	350	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5	3.85
	380	1.14	1.52	1.9	2.28	2.66	3.04	3.42	3.8	4.18
	420	1.26	1.68	2.1	2.52	2.94	3.36	3.78	4.2	4.62
	450	1.35	1.8	2.25	2.7	3.15	3.6	4.05	4.5	4.95
	Zone 1: less than 2 $\text{kg/m}^3$ of alkalis: low risk or no risk									
Zone 2: between 2 and 2.5 $\text{kg/m}^3$ of alkalis: low risk										
Zone 3: between 2.5 and 3.2 $\text{kg/m}^3$		Needing characterisation of aggregates								
Zone 4: more than 3.2 $\text{kg/m}^3$										

Table 2. Lithostratigraphy of the Mirwart formation (Devonian age) of the Bastogne region<sup>8</sup>

Horizon	Thickness	Lithological types (*) in %			
		1	2	3	4
E	> 4 m	–	100	–	–
D	7 m	–	–	30	70
C	6 m	–	100	–	–
B	11 m	10	–	45	45
A	6 m	17	–	50	33
Total	34 m	7	30	30	33

(\*) Type 1: psammarkose silicated  
 Type 2: psammitoquartzite mica feldspar  
 Type 3: psammite mica rubaned  
 Type 4: micropsammite to micropsammoschiste +/- carbonated

phenoblasts, which are also of wavy extinction. The other minerals include sodium and potassium feldspars (5–25%), micas (up to 25%), opaque minerals (< 5%) and clay minerals forming the matrix.

In parallel, the raw sand used for the swelling tests was submitted to chemical analysis by X-ray fluorescence (Table 3). This sand was obtained by crushing samples of face materials; it is thus assumed to form a mixture of the different facies.

The chemical analysis confirms the preponderance of silica (65%), but also a high proportion of aluminates contained in the alkaline feldspars and the clay matrix. The corresponding clays have been identified using X-ray diffraction, mostly chlorites and illite. Globally, the presence of alkalis (Na<sub>2</sub>O + K<sub>2</sub>O) is very important since they represent more than 4% of the

components (3.12% in Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>). The alkalis present however come essentially from the feldspars and are not all probably reactive in the sense of the AS reaction. They cannot therefore be taken into account in the alkalis assessment in the formula of a given concrete.

It follows that a dosage of dissolved alkalis in lime water was examined on a Bastogne material according to the LPC 37 method.<sup>9</sup> The material was heated for 7 h. An intermediary grain size of 4/7 mm was chosen, given the relation between specific surface of the grains and the rate of alkalis free during the test. The results are given in Table 4. Only 0.0021% of the Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> out of the total of 3.12% (Table 3) was liberated. This value is below the declaration threshold of 0.01% prescribed by the French Standard for concrete aggregates.<sup>10</sup> Moreover, though analysis of the total rock (Table 3) shows a predominance of potassium over sodium, the content of soluble potassium (0.0010%) was found to be lower than soluble sodium content (0.0014%). For the majority of aggregates, these rates are generally reversed which, in the case of AS reaction, yields products that are richer in potassium. Our test would have revealed a greater sodium remobilisation in the neo-formed phases.

Table 4. Soluble alkalis dosage in lime water according to the LPC 37 method<sup>9</sup>

	Na <sub>2</sub> O rate: mg/kg	K <sub>2</sub> O rate: mg/kg	Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub> rate: mg/kg	Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub> : %
Aggregates 4/7 mm	14.5	10.5	21.5	0.0021

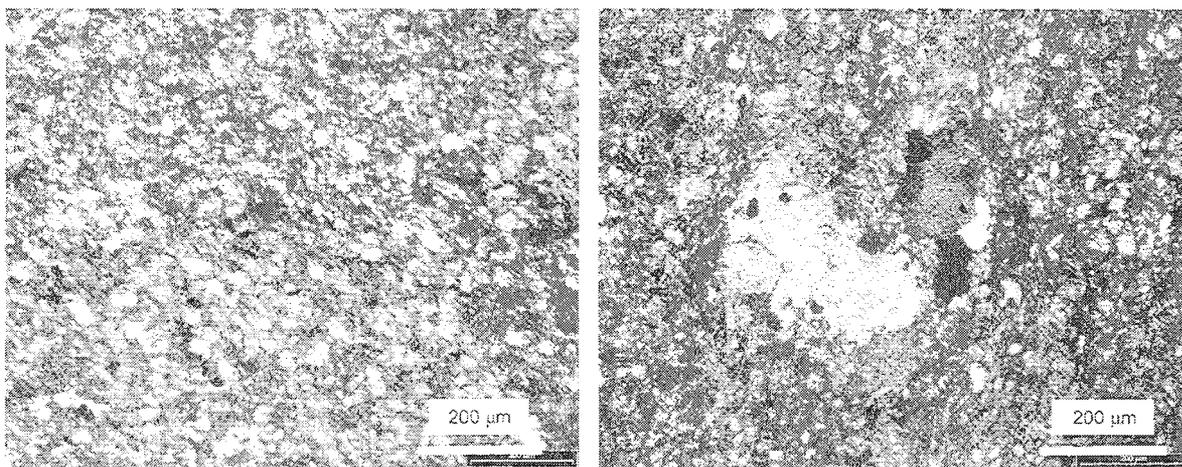


Fig. 4. Thin blades of Bastogne sandstone (size of the negative: 1000 × 800 µm)

Table 3. X ray fluorescence chemical analysis of the sand submitted to AS reactivity tests

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> tot	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	MnO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PF	Total
%	64.97	16.34	6.78	0.12	0.88	0.81	2.48	0.16	3.02	1.14	3.23	99.93

In summary, petrographical analysis of the 'Bastogne sandstone', supplemented by a chemical and mineralogical analysis, showed signs of strong AS reactivity. This tendency, which can be attributed to the combined presence of the mineral species identified as being reactive, to the big specific surface and to the significant percentage of soluble alkali, was confirmed by the standardised swelling tests conducted on the mortar test pieces, the results of which are presented below.

### AS reactivity tests on mortar

Two types of accelerated mortar tests were carried out on washed crushed sand: they were conducted according to the French autoclave method<sup>11</sup> and the RILEM TC-106.<sup>12</sup> The tests measured the dimensional variations of mortar test pieces, sized 40 × 40 × 160 mm or 25 × 25 × 285 mm in the presence of known sodium concentration incorporated either into the mixing water (P 18-590) or into the conservation bath (RILEM TC-106). Two Portland cements of different alkali content were used: one, the autoclave method, was imposed a minimum alkalis content of 0.7%; the other, a Luxembourg CEM I for the RILEM method, had an alkalis content of 0.34%. The two tests necessitated a recomposition of the sand according to a standardised grain size or granularity and which respected the specific experimental conditions summarised in Table 5.

For the P 18-590 method, only one measurement was taken on the three test pieces. The lengths of the test pieces were measured before,  $L_1$ , and after the passage into the autoclave,  $L_2$ . The difference  $(L_2 - L_1)/L_0$  gives the relative expansion ( $L_0$  denotes the initial length, i.e. 160 mm). For the RILEM method, comparable measurements were carried out at several time intervals on test mortar pieces made up only of the

sand to be tested, or of mixture of the same sand with an inert material in varying proportions (0, 25, 50, 75 and 100% to be precise). This allowed eventual determination of the pessimum content. The inert sand was a limestone from the river Meuse.

The results of the tests are presented in Table 6 and in Figs 5 and 6. For the autoclave method, the relative expansion measured was 0.35%. This value is two times higher than the non-reactivity criterion associated with this test which was 0.15%. After 14 days, the RILEM method showed slightly less expansion, the maximum being 0.24% reached by mixture having a reactive sand proportion of 75% (Figs 5 and 6). The admissibility criterion was 0.1%. The two methods clearly confirm the AS reactive character of the sand tested, as the petrographical analysis predicted. The RILEM method allows the determination of the pessimum content.

The differences in the expansion between the two tests can be explained by the differences in the experimental conditions, particularly the duration, the thermodynamic data, the titration and the mode by which the sodium came in to contact with the test materials. The alkalinity of the cements probably accounts for

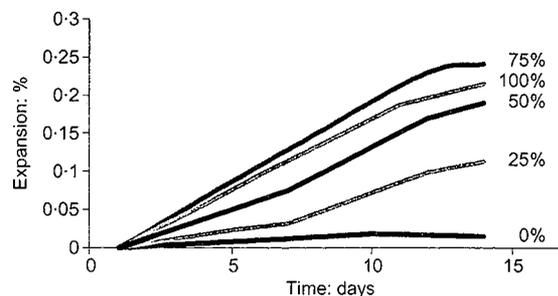


Fig. 5. Time evolution of the reactivity of the sand tested in the mixture at different percentages (RILEM TC-106 method)

Table 5. Conditions of realising the tests according to the P 18-590 and RILEM TC 106 methods

	P 18-590		RILEM TC-106	
Granularity: mm	0.16/5	10% 0.16-0.315 10% 0.315-0.630 25% 0.630-1.25 25% 1.25-2 30% 2-5	0.125/4	15% 0.125-0.250 25% 0.250-0.500 25% 0.500-1 25% 1-2 10% 2-4
Dimension of mortar bars	40 × 40 × 160 mm		25 × 25 × 285 mm	
Mortar bar composition	600 g of cement 1200 g of testing sand 300 ml of water + NaOH (2.5 N) 4% Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub> au total		800 g of cement 1800 g of testing sand 376 ml of water	
Conservation	24 h in water at 20°C		24 h in water at 80°C	
Test conditions	5 h to 127°C and 0.15 MPa		14 days in NaOH solution 1N at 80°C	
Measures	Expansion		Expansions to 1, 3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12 and 14 days	
Threshold	0.15%		0.1% (ASTMC 1260)	
Non-reactivity criterion	Expansion lower than 0.15% On the mean of three measurements		0.1% < NR (ASTMC 1260) >0.2% PR (NBRI)	

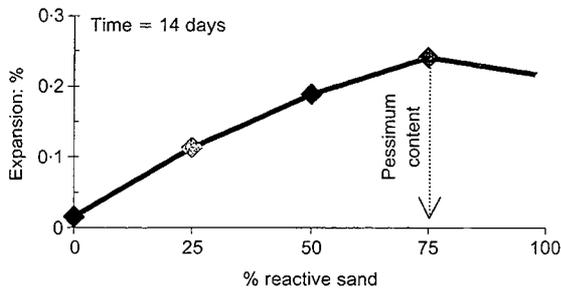


Fig. 6. Identification of a pessimum content

much also. Moreover, nothing allows us to say that the maximum expansion had been reached, neither for the autoclave method nor for the RILEM method. For the latter case, the time evolution curves do not indicate any tendency towards stabilisation whatever the aggregate proportions of the mixtures. This means that all the reactive silica had not yet reacted with the alkaline hydroxides or, in other terms, the tested aggregates had an significant reserve of reactive silica minerals which had not been entirely consumed during the tests. The AS reaction in concrete manufacture with these materials can, in the presence of water, become amplified and persistent. Long-term tests on concrete must therefore be carried out to verify this assertion. A microscopic analysis provided some comparative elements between the mechanisms of the two methods and their respective intensity.

### Analysis of the AS reaction products

#### Mixtures tested according to the P 18-590 method

At the end of the tests, the test pieces were conserved for several weeks in air at 20°C. To the naked eye the formwork faces of the test pieces present a non-oriented thin shrinkage cracking, cutting the centimetre polygons, evidence of isotropic swelling.

Samples for analysis under scanning electronic microscope were taken from the core of the test pieces and were carbon plated. The negatives are presented in Fig. 7 and Table 7. The overall structure of the matrix presents anarchic microcrackings with openings estimated at 2 mm.

They are due to the swelling and, in part, to desiccation shrinkage linked to the conservation in air (the

shrinkage measured on the test pieces before taking samples was -0.187%). These microcracks, which were more pronounced around the grains, contained no visible secondary crystallisation, as discovered in tests of longer duration.

Three types of characteristic neoform phases of AS reaction gels, of variable sizes, were found in the entire set of samples

- (a) crystallised gels in typical rosette form, close to grains
- (b) semi-crystallised gels or microcrystalline gels<sup>2</sup>
- (c) amorphous gels, smooth in the cavities, nipple shaped in the paste. They are made up of a more or less important superposition of films the thickness of which does not exceed 1-2 mm.

One thus passes in succession from crystallised products (rosettes) in contact with the aggregates to semi-crystallised products, then to nipple shaped gels in the paste. Such zoning suggests a gradual transformation of amorphous products.<sup>13-15</sup> It seems the AS reaction starts in the vicinity of the grains through the combination of alkalis, in the interstitial solution from the cement paste, with the silica liberated by the aggregate. The reaction gels then colonise the grain environment. Given the strong concentration of silica in the close vicinity of the grain, these gels evolve towards more stable crystalline phases. Fig. 7(e) is interpreted as initial gel (nucleus) formation on the surface of a grain (Fig. 7(d)). According a microprobe analysis, they could be the sodium feldspars identified in the petrographical analysis. The gels covering this grain have a coarse-grained texture of honeycomb type.<sup>2</sup> In a latter phase this type of product could evolve into the nipple shaped gel of Fig. 7(g).

All these gels are roughly of the same composition: silica, calcium, sodium and potassium. The preponderance of sodium compared to potassium may be linked with the high soluble sodium content of the aggregates (Table 4) and/or with the NaOH of the test.

#### Mixtures tested according to the Rilem TC-106 method

Test pieces of the formula containing 75% reactive sand and 25% non-reactive sand were conserved several weeks in 1N caustic soda at 80°C. As with the P 18-590 method, cracks are observed, with the naked eye, on the formwork surface of the test pieces.

Table 6. Measured expansions (%) of the different test pieces (the mean of three measurements)

	R/NR	Expansion: % (L <sub>2</sub> - L <sub>1</sub> /L <sub>0</sub> )									
		1	3	4	5	6	7	10	11	12	14
P 18-590	100/0			0.353							
RILEM TC-106	100/0	-0.001		0.056		0.096			0.0187		0.215
	75/25	-0.001			0.087		0.129			0.230	0.241
	25/75	0.001			0.023		0.032			0.099	0.113
	0/100	0	0.004			0.010			0.018		0.015

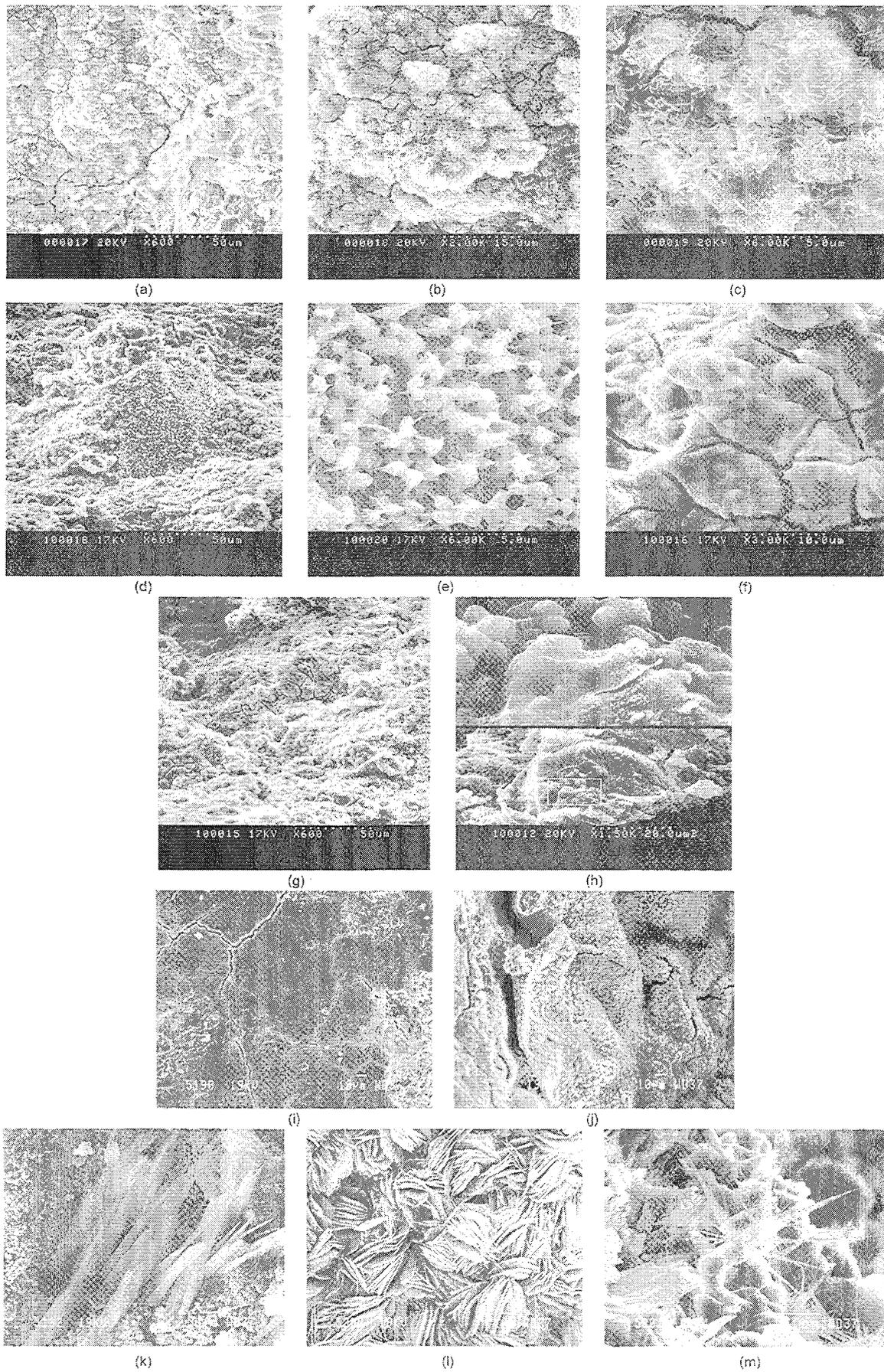


Fig. 7. The products observed in the AS reaction, the P 18-590 and the RILEM TC-106 methods (see Table 1)



risk of an AS reaction is not however totally excluded because, on the one hand, other cements which do not have the same low rate could be used, and on the other, in a exposed environment, the humidity gradient, which is related to the cycle of wetting and drying, can give rise to locally high alkalis concentrations.<sup>16,17</sup> In this case, the highest concentration in OH<sup>-</sup> (increase in the pH) can accelerate the AS reaction. The solutions that can be envisaged with the use of these materials in an exposed environment include the use of additions which are known to reduce the free alkalis content of cements,<sup>5</sup> provided their use in the structure considered is authorised. Such additions include certain types of slag, fly ash or silica fume. Finally, replacing part of these materials by inert aggregates, in proportions that are far from the pessimum content, may also provide sufficient guarantee, but on condition that additional experimental verifications are conducted on the concretes.

## Conclusion

This study devoted to mortar AS reactivity has revealed that Devonian aggregates from the Mirwart formation of the Bastogne region (Wallony) must be qualified as Potentially Reactive with Pessimum content. Petrographical analysis has highlighted the presence of silica, in sufficiently abundant quantity, which can react with alkalis in concretes, such as wavy extinction quartz and crypto-coarse grained quartz. The tests conducted together with observations under microscope have confirmed the appearance of swelling AS mineral phases within the structure of the cement paste and at interfaces with the aggregates which are at the root of the important dilations observed on the test pieces.

The manufacture of concretes with these materials can no longer be envisaged without taking these results into account. Cements used in an exposed environment must be of low alkali content and can eventually contain additions known to reduce AS reaction (slag, fly ash, silica fume, etc.).<sup>18</sup>

In order to better understand the kinematics of the phenomena involved, long tests on different formulae of the envisaged concrete must be conducted. Similarly, tests with the dosage of inert aggregates in proportions that are far from identified pessimum content range could allow possible use of all or part of these resources in durable hydraulic concretes.

## References

1. DEMARS P., GILLES P., DONDONNÉ E., DEGEIMBRE R., DARI-MONT A., LORENZI G. and MERTENS DE WILMARS A. Dégradation de dalles de tablier de ponts en Belgique. Etude d'une pathologie complexe, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 2001, **232**, 73-83.
2. LIU CHONGXI. Contribution à l'étude des réactions alcalis-granulats. Application au barrage de Sandouping, Chine. Thesis of the University Pierre et Marie Curie, Paris VI et Ecole nationale supérieure des Mines, 1986.
3. MERRIAUX K. Valorisation des ressources minérales du grand Duché de Luxembourg dans les bétons hydrauliques. Thesis of the University Henri Poincaré Nancy I, (in prep.).
4. LUCOT D. Etude de la réactivité de six variétés de fines de silice en solution aqueuse basique et au cours de l'hydratation de constituants des ciments Portland, en corrélation avec l'alcali-réaction dans les bétons. Thesis of the University Henri Poincaré Nancy I, 2000.
5. LE ROUX A. Altération des granulats dans les bétons: causes et prévention de l'alcali-réaction, *Formuler des bétons: des constituants aux performances*. Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1998.
6. GODART B. and LE ROUX A. Alcali-réaction dans le béton: mécanisme, pathologie et prévention. *Techniques de l'Ingénieur*, **C2252**, 1994 14 pp.
7. LE ROUX A. Méthodes pétrographiques d'étude de l'alcali-réaction. *Bulletin of AIGI*, 1991, **44**, 47-54.
8. CALEMBERT L. Etude géologique de la région de Bastogne. University of Liège, Laboratory of Geology General and Applied, internal report, 1978.
9. LPC TESTING METHOD. Dosage des alcalins solubles dans l'eau de chaux, LCPC, Paris, 1993, No. 37.
10. NF P 18-540. Granulats: Définitions, conformités et spécifications, AFNOR, Paris, 1997.
11. NF P 18-590. Granulats: Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin. Essai accéléré sur mortier par autoclavage, AFNOR, Paris, 1993.
12. NIXON P. and SIMS I. Testing aggregates for alkali-reactivity. Report of RILEM TC-106, *Materials and Structures*, 1996, **29**, 323-334.
13. LOUARN N. and LARIVE C. Alcali-réaction et réaction sulfatique: synthèse des études microscopiques d'expertises de ponts dégradés. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1993, **184**, 57-69.
14. DIAMOND S. ASR-Another look at mechanisms, *Alkali-aggregate reaction, 8th International Conference, Kyoto, Japan*, 1989, 83-94.
15. SHAYAN A. and QUICK G. Microstructure and composition of AAR products in conventional standard and new accelerated testing, *Alkali-aggregate reaction, 8th International Conference, Kyoto, Japan*, 1989, 475-482.
16. HOBBS D. W. *Alkali Silica Reaction in Concrete*, Thomas Telford, London, 1988.
17. NEVILLE A. M. *Properties of Concretes*, Longman, Harlow, 1995.
18. BÉRUBÉ M. A. and DUCHESNE J. Evaluation of testing methods used for assessing the effectiveness of mineral admixtures in suppressing expansion due to alkali-aggregate reaction, *Proceedings of the 4th CANMET-ACI International conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete*, Istanbul, 1992, SP-132, 1, 549-575.
19. BÉRUBÉ M. A. and CARLES-GIBERGUES A. La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction, *La durabilité des bétons*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992, 285-351.

Discussion contributions on this paper should reach the editor by 1 April 2004

D'autres tests ont été réalisés sur les grès phylladeux à partir de la méthode française NF P 18 590. Nous avons ainsi testé les ciments luxembourgeois dont le faible taux en alcalins laisse présager une diminution des expansions mesurées. Nous avons également testé l'influence d'additions minérales réputées réduire la RAS : les fumées de silice et les diatomites. Ces mortiers sont composés de 100 % de sable de grès phylladeux déclaré PRP à la RAS [Merriaux et *al*, 2003].

### B. Influence de la nature du ciment sur le gonflement

La norme préconise un taux minimal en alcalins du ciment de 0,7 %. Or les ciments luxembourgeois présentent des taux compris entre 0,34 et 0,5 %. Aucun paramètre normatif n'a été modifié, le taux d'alcalins total exprimé en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  restant à 4 %. La quantité de soude ajoutée pour atteindre 4 % varie donc en fonction du taux d'alcalins du ciment utilisé (Rel. 4.5). Trois ciments ont été testés en présence du sable de grès phylladeux : un ciment Portland et deux ciments composés de type CEM II et CEM III contenant tous deux du laitier. Une série témoin a été réalisée conformément à la norme avec le ciment Vicat [Merriaux et *al*, 2003]. La composition des différents mortiers est résumée dans le Tab. 4.14.

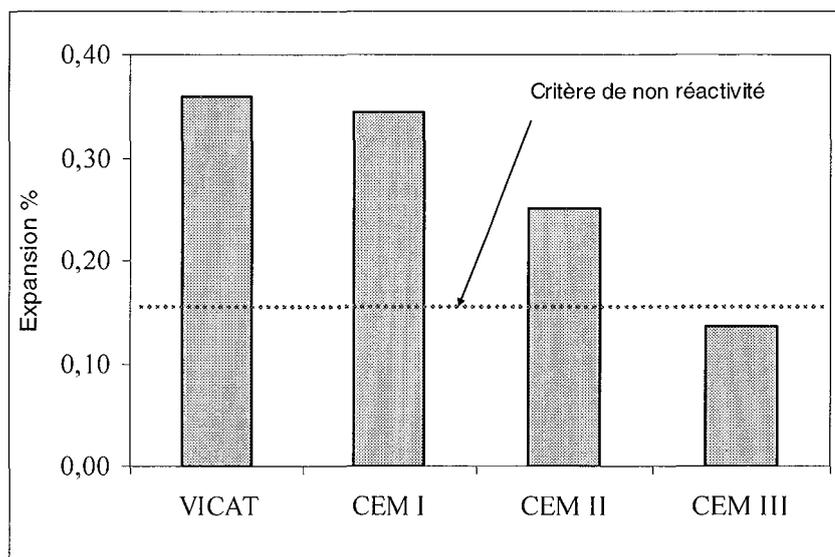
**Tab. 4.14** : Composition des mortiers testés à base de ciment à taux d'alcalins  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  variable

	VICAT	Ciments luxembourgeois		
	CEM I Témoin	CEM I	CEM II	CEM III
Ciment (g)	600			
Sable de Mardasson (g)	1200			
$Q_{\text{NaOH}}$ (ml)	254,7	283,4	271	271
Eau	45,3	16,7	29,0	29,0

Les résultats sont reportés sur le Tab. 4.15 et la Fig. 4.8.

**Tab. 4.15** : Expansions à 3 jours (en %) mesurées sur les éprouvettes de mortier à base de grès phylladeux (moyenne des trois mesures)

	Vicat	CEM I	CEM II	CEM III
Expansion % $(L_2-L_1)/L_0$	0,359	0,344	0,250	0,137



**Fig. 4.8** : Influence de la nature du ciment sur la réactivité du sable de grès phylladeux

Les essais présentés ont été réalisés à partir de la norme NF P 18 590 à laquelle quelques modifications, notamment le taux d'alcalins des ciments utilisés, ont été apportées. Par conséquent, les résultats obtenus sont qualitatifs et non quantitatifs.

L'utilisation du CEM I luxembourgeois, malgré son très faible taux d'alcalins de 0,34 %, n'apporte pas, ici, de résultats significatifs, les expansions mesurées étant similaires à celles du mortier témoin réalisé avec le ciment Vicat. Le taux d'alcalins du ciment est un des paramètres déterminant le développement de la RAS en présence de granulats réactifs. Les mortiers testés ici présentent des expansions très importantes (2 fois supérieures au seuil de non réactivité), signe d'une hyperréactivité du granulat utilisé. La seule diminution du taux d'alcalins du ciment n'est alors pas suffisante pour retarder ou inhiber la RAS.

En revanche, les ciments composés contribuent à la diminution des expansions - diminution de 30 % pour le CEM II et de 62 % pour le CEM III par rapport au CEM I [Bérubé et Carles-Gibergues, 1992] - diminution d'autant plus importante que le taux de laitier est élevé. En effet, le CEM III contient plus de 50 % de laitier de haut fourneau contre 25 % pour le CEM II. De ce fait, le CEM III permet de diminuer le gonflement des mortiers testés en deçà du seuil de non réactivité de cet essai, avec une expansion de 0,137 %.

Les résultats obtenus avec le CEM III, encourageants pour la valorisation des grès phylladeux dans des bétons durables, doivent cependant être confirmés par des essais à long terme sur béton, par exemple selon la norme NF P 18 587, avec des taux variables de laitier toutefois supérieurs à 50 %. Ces derniers pourraient également mettre en évidence la cinétique

de la réaction et la pérennité de l'influence du laitier sur la RAS (expansions significatives retardées ou inhibées ?).

### C. Influence des additions minérales sur le gonflement

Ces essais ont été réalisés selon la méthode NF P 18 590 où une partie du ciment a été substitué par des fumées de silice et des diatomites. Le ciment retenu est le ciment Vicat dont le taux d'alcalins de 0,7 % est conforme à la norme adoptée. Un mortier dit témoin à base de granulats de grès phylladeux réactifs à la RAS a été réalisé conformément à la norme NF P 18 590. Il n'incorpore aucune addition minérale.

#### \* Fumées de silice

Deux types de fumées de silice ont été testés, des fumées de silice blanches et des fumées de silice noires. Les premières proviennent de la société Pechiney. Elles ont une densité de 2,25 et elles sont caractérisées par une surface spécifique de 34 000 cm<sup>2</sup>/g [Vulcano-Greullet, 2001]. Les fumées de silice noires sont dites microniques de type Sikacrète HD.

Leur dosage est de 10 % de la masse de ciment. La fabrication et la cure des éprouvettes sont identiques à celles décrites dans le Tab. 4.13. La composition des trois mortiers est résumée dans le Tab. 3.16. La consistance des mortiers est identique.

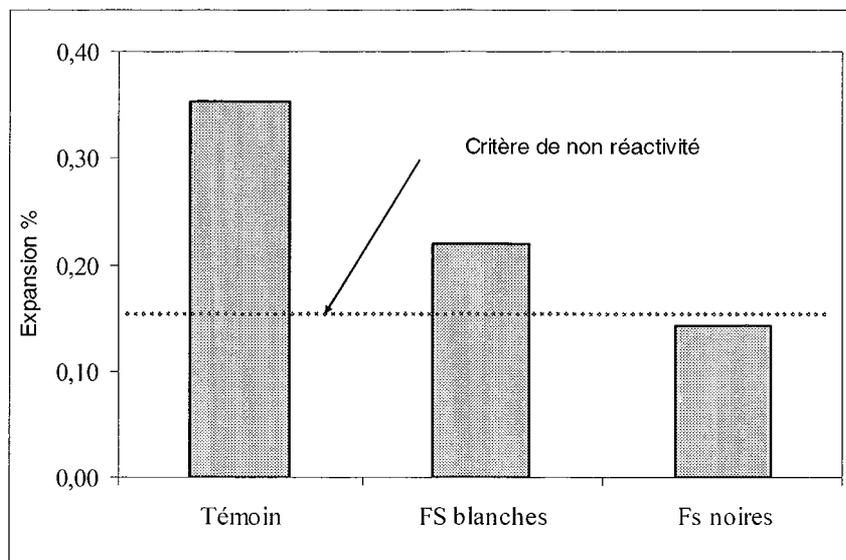
**Tab. 4.16** : Composition des mortiers testés à base de ciment Vicat en présence de fumées de silice

	VICAT CEM I		
	Témoin	Fumées de silice blanches	Fumées de silice noires
Ciment (g)	600	540	
Fumées de silice (g)	0	60	60
Sable de Mardasson (g)	1200		
Q <sub>NaOH</sub> (ml)	254,7	229,2	
Eau (g)	45,3	70,8	

Les résultats sont reportés dans le Tab. 4.17 et sur la Fig. 4.9.

**Tab. 4.17** : Expansions à 3 jours (en %) mesurées sur les éprouvettes de mortier à base de grès phylladeux en présence de fumées de silice (moyenne des trois mesures)

	Témoin	Fumées de silice blanches	Fumées de silice noires
Expansion % $(L_2 - L_1)/L_0$	0,359	0,220	0,143



**Fig. 4.9** : Influence des fumées de silice sur la réactivité du sable de grès phylladeux

L'incorporation de fumées de silice à hauteur de 10 % de la masse de ciment dans les mortiers diminue l'expansion due à la RAS de 38 % pour les fumées de silice blanches et 60 % pour les noires par rapport au témoin.

La finesse des fumées de silice permettrait de retarder le démarrage de la RAS. Cependant, le dosage adopté ici, 10 % de la masse de ciment, ne permet pas de réduire l'expansion en deçà du critère de non réactivité admis par la norme (0,15 %). D'autres essais avec des taux variables de fumées de silice doivent compléter ces premiers résultats. Des précautions doivent être prises pour ces bétons incorporant des fumées de silice notamment contrôler la nocivité potentielle des gels formés aux premiers stades de la réaction en présence de la silice réactive des fumées de silice dans le temps.

Ce type d'additions, dont le coût entraîne une augmentation du prix du béton, est à réserver à des bétons de très bonne qualité et non à des bétons courants. D'autres types d'additions minérales siliceuses, de moindre coût, peuvent être utilisées pour diminuer l'expansion due à la RAS.

\* Diatomites

Les diatomites sont utilisées industriellement comme filtre de brasserie. Un recyclage dans les bétons est possible [Mechling, 2000]. Les diatomites, constituées essentiellement d'opale de type B [Mechling, 2000 ; Gaudon et *al*, 1997] peuvent réagir en milieu basique et former des gels de silice. Compte tenu des résultats obtenus avec l'incorporation de fumées de silice, nous avons testé l'influence des diatomites sur l'expansion due à la RAS dans nos mortiers de grès phylladeux. En effet, la très forte teneur en silice réactive (opale) des diatomites devrait réagir très rapidement avec les alcalins de la solution interstitielle et retarder - ou inhiber - ainsi le démarrage de la RAS entre la silice des grès phylladeux et les alcalins de la solution interstitielle.

Comme pour les fumées de silice, nous avons substitué 10 puis 15 % du ciment par des diatomites. La composition des mortiers est rappelée dans le Tab. 4.18.

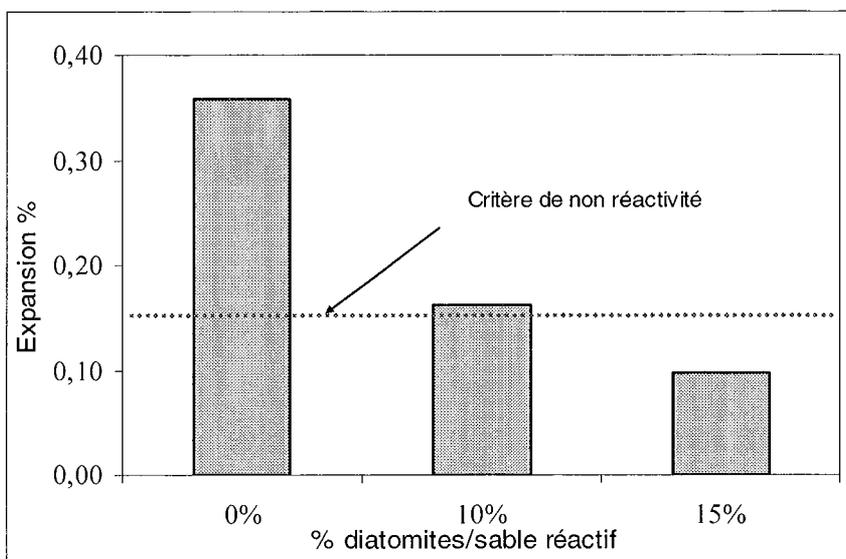
**Tab. 4.18** : Composition des mortiers testés à base de ciment Vicat en présence de diatomites

	VICAT CEM I		
	Témoin	10 % de diatomites	15 % de diatomites
Ciment (g)	600	540	510
Diatomites (g)	0	60	90
Sable de Mardasson (g)	1200		
Q <sub>NaOH</sub> (ml)	254,7	229,2	216,5
Eau (g)	45,3	70,8	83,5

Les résultats des essais de gonflement sont résumés dans le Tab. 4.19 et sur la Fig. 4.10.

**Tab. 4.19** : Expansions à 3 jours (en %) mesurées sur les éprouvettes de mortier à base de grès phylladeux en présence d'un taux variable de diatomites (moyenne des trois mesures)

	% de diatomites/sable réactif		
	0 (Témoin)	10	15
Expansion % $(L_2-L_1)/L_0$	0,359	0,162	0,097



**Fig. 4.10** : Influence du dosage des diatomites sur la réactivité du sable de grès phylladeux

Comme pour les autres additions minérales (laitier et fumées de silice), les expansions mesurées sont ici fortement diminuées par rapport au mortier témoin. La diminution est d'autant plus significative que le taux de remplacement du ciment par les diatomites est croissant. Les gonflements sont inférieurs de 55 % par rapport au témoin pour une substitution par les diatomites de 10 %. Elle est de 73 % pour une substitution de 15 %. Les gonflements mesurés sont ici inférieurs au seuil de non réactivité, signe d'une forte influence des diatomites sur le développement de la RAS.

Sous réserve d'essais complémentaires, l'utilisation des diatomites et de laitier sont des solutions palliatives intéressantes pour l'utilisation des grès phylladeux, fortement réactifs à la RAS, dans des bétons courants.

D'autres précautions peuvent être envisagées pour limiter les risques de RAS. Des essais sur mortiers caractérisés par des rapports E/C variables ont été réalisés.

*D. Influence du rapport E/C sur le gonflement (en collaboration avec J-M. Mechling et A. Lecomte)*

La durabilité d'un béton est étroitement liée à sa résistance mais également à sa perméabilité qui lorsqu'elle est faible diminue la mobilité des solutions agressives. Nous avons alors réalisé des mortiers à composition variable (% de sable réactif) et à rapport E/C variables. Nous avons utilisé la méthode NF P 18 590 à laquelle nous avons apporté quelques modifications.

✱ Mode opératoire

La méthode RILEM TC-106 appliquée aux grès phylladeux a permis de mettre en évidence l'existence d'un pessimum de réaction compris entre 75 et 100 % de sable réactif [Merriaux, et al, 2003].

Nous avons donc réalisé cinq mélanges (Tab. 4.20) avec respectivement 50, 75, 83, 92 et 100 % de sable réactif. Le sable calcaire du Boulonnais, non réactif à la RAS, a été employé comme sable de substitution du sable gréseux. Le ciment utilisé pour ces essais est le CEM I luxembourgeois dont le taux d'alcalins est de 0,34 %.

Deux séries de mortier ont été réalisées par mélange :

- ✱ une série sans soude constituant les mortiers témoins,
- ✱ une série incorporant dans l'eau de gâchage une solution de soude de concentration 3N.

La concentration de soude a été augmentée de 2,5 à 3N pour pouvoir diminuer le rapport E/C. En effet, le taux d'alcalins, exprimé en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  est de 4 %. En augmentant la concentration, on diminue la quantité de solution nécessaire pour atteindre ce taux. La quantité de solution est calculée d'après la relation 4.5. On complète alors la soude liquide à incorporer dans le mortier par de l'eau suivant le rapport E/C souhaité.

**Exemple de calcul pour un rapport E/C de 0,5 :**

- concentration de la soude : 3N soit  $3 \cdot 40 = 120$  g de pastilles de soude par litre

- 
$$Q_{\text{NaOH}} = 2 \cdot 40 \cdot \left( \frac{4 - 0,34}{100} \right) \cdot \left( \frac{600}{\frac{62}{120}} \right) \cdot 1000 \text{ soit } 236,1 \text{ ml de soude 3N}$$

-  $Q_{\text{NaOH}} = 236,1 \cdot 1,1 = 259,7$  g de soude 3N

- masse d'eau à ajouter :  $M_e = 300 - 259,7$  soit **39,4 g d'eau**

On considère que l'eau apportée par le superplastifiant utilisé pour garder la même maniabilité pour les différents rapports E/C est négligeable.

Trois rapports E/C - E/C= 0,42 ; E/C= 0,5 et E/C=0,54 - ont été testés pour chaque mélange. De plus, les consistances des mortiers sont basées sur celle du mortier ayant le rapport E/C de 0,54. Pour les dosages en eau plus faibles, un superplastifiant dont le taux en alcalins est faible a été utilisé dans des dosages permettant d'atteindre la consistance voulue. Hormis les quantités respectives du sable réactif (grès phylladeux) et du sable inerte (Boulonnais), la composition des mortiers est identique pour les cinq mélanges.

Les compositions des différents mortiers sont données dans le Tab. 4.20. La quantité de sable donnée est la quantité totale comprenant le sable réactif et le sable du Boulonnais. Les proportions des différents constituants données sont celles introduites dans le malaxeur. Elles devraient varier sensiblement car la quantité d'eau varie. Nous les avons considérées comme constantes dans cette étude.

**Tab. 4.20** : Composition type des mortiers testés en fonction des rapports E/C

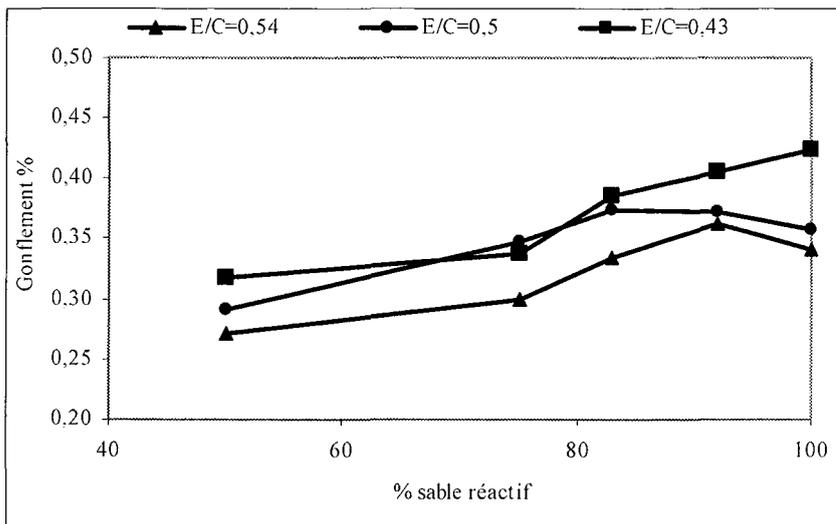
E/C	SOUDE			TEMOIN		
	0,42	0,5	0,54	0,42	0,5	0,54
CEM I (g)	600			600		
Sable (g)	1200			1200		
Soude 3N (g)	259,74			0		
Eau (g)	0	39,42	65,3	259,74	300	325
Superplastifiant (g)	7,12	2,80	0	4,11	2,54	0

La cure des mortiers avec et sans soude est conforme à celle préconisée dans la norme NF P 18 590.

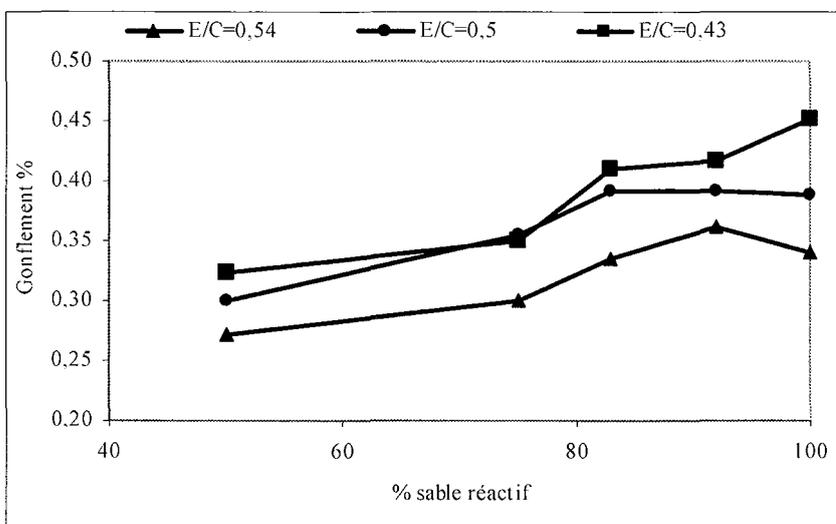
#### \* Résultats

Les mesures de gonflement ont été réalisées sur les mortiers témoin et sur les mortiers avec soude. Les mortiers témoins ne présentent aucun gonflement significatif, les valeurs n'excédant pas 0,003 %. En revanche, les expansions mesurées sur les mortiers avec soude sont variables et fonction du rapport E/C (Fig. 4.11).

Après les dernières mesures de gonflement à 3 jours, les éprouvettes ont été conservées dans l'eau d'autoclavage dans une pièce thermostatée à 20°C. Des mesures de gonflement ont été réalisées à 28 jours après le gâchage et les résultats sont présentés sur la Fig. 4.12.



**Fig. 4.11** : Gonflements des éprouvettes de mortier à 3 jours en fonction du taux de sable réactif



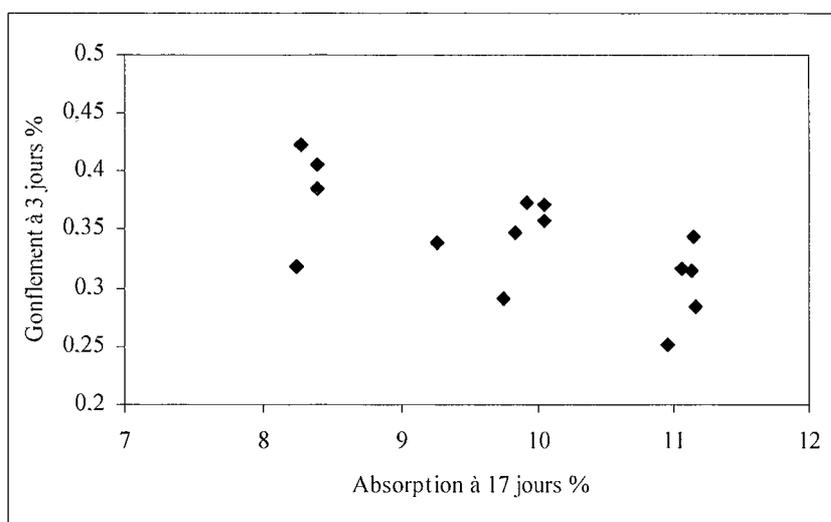
**Fig. 4.12** : Gonflements des éprouvettes de mortier à 28 jours en fonction du taux de sable réactif

Les gonflements les plus importants, à 3 et 28 jours, correspondent aux mortiers caractérisés par un rapport E/C faible (0,42), quelle que soit leur composition. De plus, le mélange à 100 % de sable réactif présente l'expansion la plus forte avec 0,423 % à 3 jours.

Lorsque le rapport E/C augmente, les gonflements sont moindres. De plus, les expansions mesurées sont fonction des compositions du mélange et elles sont plus importantes pour des pourcentages de sables réactifs élevés - entre 83 et 92 % pour un rapport E/C de 0,5 (conforme à la norme NF P 18 590) et de 92 % pour un rapport E/C de 0,54. On ne peut pas ici parler de pessimum de réaction au sens strict du terme tel qu'il est défini dans la

littérature [Le Roux, 1998]. En effet, l'essai selon la norme NF P 18 590 n'est pas adapté pour identifier un pessimum de réaction en raison du mode d'incorporation de la soude, ici dans l'eau de gâchage. Cependant, nous avons identifié un pourcentage critique de sable réactif compris entre 75 et 100 % grâce à la méthode RILEM TC-106. Or, on retrouve ici des pourcentages analogues (83 à 100 %). On peut donc s'interroger sur les faits visant à exclure l'identification d'un pessimum de réaction en utilisant la méthode française à l'autoclave [Le Roux, 1998].

Une éprouvette par série et par mélange n'a pas subi la cure d'autoclavage. A 48 heures après le gâchage, ces éprouvettes sont soumises à une immersion dans l'eau dans une cloche à vide durant 4 heures. Elles sont ensuite séchées superficiellement, pesées et placées à l'étuve 15 jours à 60°C et elles ont été à nouveau pesées. On détermine ainsi leur absorption à 17 jours que l'on peut comparer au gonflement mesuré à 3 jours. Ces valeurs sont reportées sur la Fig. 4.13.



**Fig. 4.13** : Relation entre l'absorption du mortier à 17 jours et le gonflement du mortier à 3 jours en fonction du taux de sable réactif et du rapport E/C

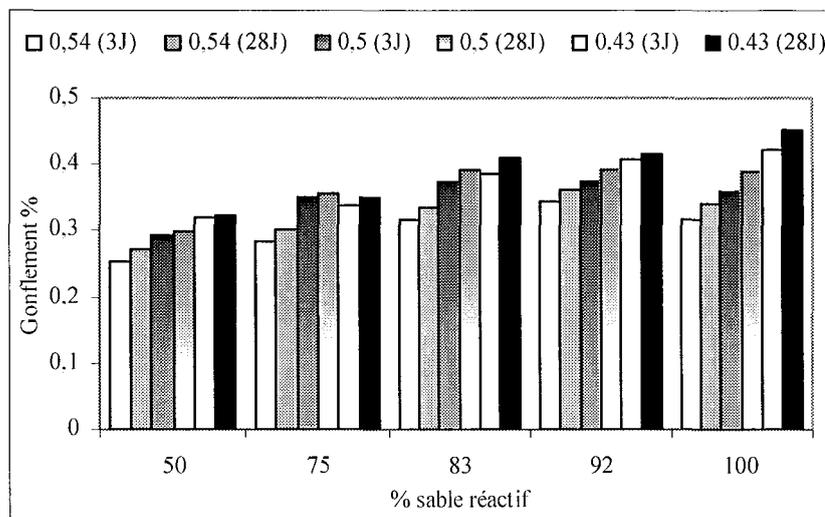
On observe ici une bonne corrélation entre le gonflement et l'absorption du mortier. Quel que soit le mélange testé, les mortiers présentant les plus fortes expansions sont caractérisés par une absorption et un rapport E/C faibles (et donc une porosité faible). Lors de nos essais, nous avons incorporé la soude dans l'eau de gâchage. La violente réaction des grès phylladeux à la RAS induit très rapidement la formation de gels silico-alcalins expansifs qui vont irradier le mortier. A faible porosité, ces gels ne peuvent pas se développer sans causer de dommages, par manque d'espace, et ce, quelle que soit la composition du mortier testé. De plus, un phénomène se superpose ici avec l'existence d'un pourcentage critique de sable

réactif. Il induit, dans le même intervalle de temps, la formation de gels gonflants et des expansions mesurées supérieures.

Dans l'hypothèse d'un béton de grès phylladeux à faible rapport E/C soumis à un environnement agressif, les alcalins susceptibles de réagir avec les granulats proviennent essentiellement du ciment mais également de l'eau extérieure (environnement) (Fig. 4.6). Dans ce cas, la pénétration des alcalins extérieurs est ralentie par une faible porosité assurant ainsi la protection initiale du béton vis-à-vis de la réaction alcali-silice. Des mesures de gonflements sur bétons confirmeraient cette assertion. Le mode d'incorporation de la soude (dans l'eau de gâchage ou dans le bain de conservation) est primordial pour cerner la vitesse de diffusion des alcalins et le développement de la RAS.

Les conditions climatiques au Luxembourg favorisent l'exposition d'un béton d'ouvrage par exemple, aux cycles de mouillage-séchage, qui en hiver, ne sont pas de durée équivalente. Le béton est alors soumis à une humidité importante et croissante. L'eau (et les alcalins qu'elle peut contenir) pénètre dans le béton, d'abord seulement en surface puis de plus en plus loin, le cycle de séchage n'étant pas suffisamment long pour évacuer toute l'eau. Dans ce cas, un béton à base de grès phylladeux réactifs et caractérisé par une faible porosité est protégé à court terme contre le développement de la RAS. Mais la répétition des cycles sur plusieurs saisons risque à terme d'endommager le matériau en favorisant la RAS.

Les éprouvettes ont été conservées durant 25 jours après la cure à l'autoclave dans de l'eau distillée. Les mesures de gonflements ont été reconduites à une échéance de 28 jours après le gâchage pour mettre en évidence l'évolution du gonflement dû à la RAS des éprouvettes de mortier testées (Fig. 4.14).



**Fig. 4.14** : Comparaisons des gonflements des éprouvettes de mortier à 3 et à 28 jours en fonction du taux de sable réactif et du rapport E/C

Les expansions mesurées à 3 jours augmentent au cours du temps, augmentation plus importante pour un pourcentage de sable réactif croissant. L'évolution des gonflements montre que la réaction alcali-silice se poursuit dans le temps. La silice réactive des granulats n'est pas totalement consommée et le taux d'alcalins présents est suffisant pour continuer à alimenter une telle réaction.

Le rôle de la porosité du béton est important dans la prévention de risques de la RAS. Une faible porosité (E/C faible) permet de diminuer la mobilité des solutions agressives mais parallèlement elle contribue à augmenter localement leur concentration. Comme pour l'action du gel-dégel, une porosité adaptée permet de diminuer les dommages causés par la RAS. L'utilisation d'air entraîné contribue à diminuer les expansions [Ferraris, 1995] en augmentant l'espace disponible nécessaire au développement des gels expansifs de la RAS. L'air entraîné diminue également les performances des bétons qui doivent satisfaire des résistances à la compression minimales pour une utilisation dans des environnements exposés.

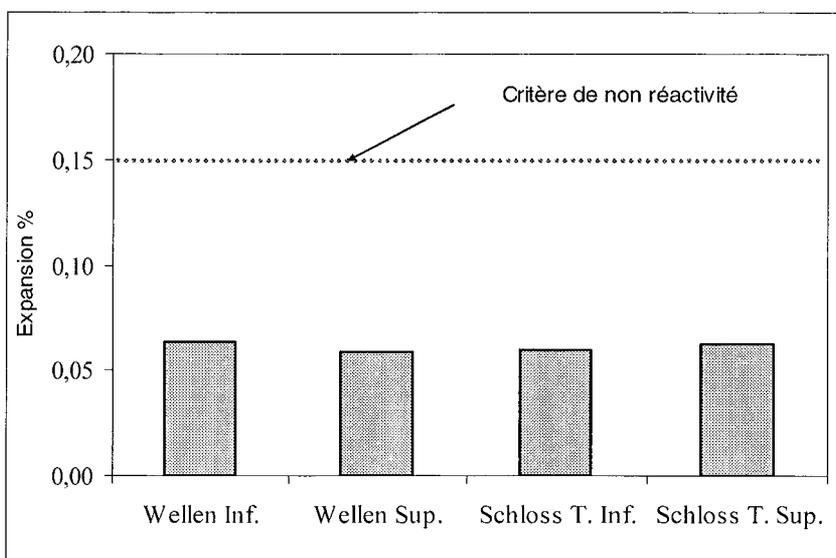
#### 4.2.2.1.2 Dolomies du Muschelkalk de la vallée de la Moselle

La réactivité potentielle des matériaux dolomitiques vis-à-vis de la RAS a été étudiée, malgré la faible teneur en silice, contenues vraisemblablement dans les argiles, de ces matériaux. Le protocole opératoire est identique à celui adopté pour les grès phylladeux. La méthode à l'autoclave NF P 18 590 a été utilisée et les mortiers testés ont été fabriqués avec le ciment Vicat, conforme à cette norme.

Les résultats de gonflement sont présentés dans le Tab. 4.21 et la Fig. 4.15.

**Tab. 4.21** : Expansions (en %) mesurées sur les éprouvettes de mortier à base de sable dolomitique (moyenne des trois mesures)

	Wellen Inf.	Wellen Sup.	Schloss Thorn Inf.	Schloss Thorn Sup.
Expansion %	0.063	0.0585	0,06	0,063



**Fig. 4.15** : Non réactivité des sables dolomitiques

Les expansions mesurées au terme des essais sont très nettement inférieures à celles mesurées sur les grès phylladeux dont la teneur en silice est beaucoup plus importante, 65 % contre moins de 10 % pour les dolomies. Les valeurs des expansions mesurées pour les mortiers dolomitiques sont de 0,06 % en moyenne pour un seuil de non réactivité de 0,15 %. Les dolomies sont ici déclarées non réactives à l'alcali-silice.

Les dolomies sont en revanche sujettes, en fonction de leur composition, à d'autres types de réactions chimiques pouvant altérer la durabilité des bétons réalisés à partir de ces matériaux, telle que la réaction alcali-carbonate.

### 4.2.3 Alcali-carbonate

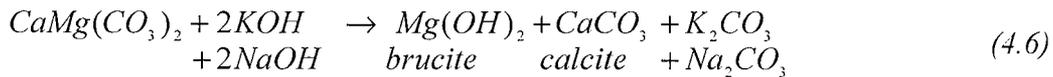
#### 4.2.3.1 Définition et mécanismes

Les granulats carbonatés utilisés dans les bétons améliorent la liaison pâte de ciment-granat. Bien que la plupart des roches carbonatées soient non réactives à la réaction alcali-carbonate (RAC), certains cas rares peuvent réagir en milieu alcalin (dolomies de Kingstone, Canada). La RAC provoque des dommages des structures en béton, semblables à ceux de la réaction alcali-silice (fissures...). Les roches carbonatées qui réagissent sont souvent des dolomies à grains fins, à texture compacte contenant quelques minéraux argileux. Leur teneur en carbonate double varie de 40 à 90 % et le résidu insoluble aux acides peut aller de 5 à 49 % [Chongxi, 1986].

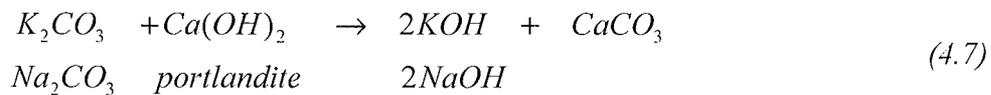
Dans le cas de granulats calcaires ou dolomitiques réactifs à la RAC, un film de calcite secondaire est quasi systématiquement observé autour des granulats dans le béton. L'auréole

de transition est le point de départ d'un réseau de fissures qui engendre une perte d'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment.

La théorie la plus commune pour décrire la RAC est une dédolomitisation des cristaux de dolomite disséminés dans une fine matrice microcristalline (Rel. 4.6).



Le phénomène de dédolomitisation produit de la brucite  $Mg(OH)_2$  et de la calcite  $CaCO_3$ . De plus, la solution alcaline se régénère par réaction de la portlandite avec  $K_2O$  et/ou  $Na_2O$  (Rel. 4.7). De ce fait, contrairement à la réaction alcali-silice, les pouzzolanes y compris les fumées de silice ne sont pas efficaces dans le contrôle de l'expansion due à la RAC [Neville, 2000].



La dédolomitisation engendre une augmentation de la porosité des granulats les rendant plus vulnérables aux attaques des solutions alcalines. Les minéraux argileux contenus à proximité des cristaux de dolomite sont alors exfoliés et vont générer des pressions et une expansion du matériau.

De récentes études ont montré que la dédolomitisation semble être un précurseur à la RAC sans pour autant être délétère. En effet, l'expansion mesurée lors de RAC sur des bétons peut provenir des pressions cristallographiques exercées par les produits néoformés, la brucite et la calcite, lors de la dédolomitisation en particulier à l'interface pâte de ciment-granat. Les minéraux argileux jouent un rôle important dans les phénomènes d'expansion. Rogers [Rogers, 1986] a mis en évidence une corrélation entre la teneur en aluminium des granulats calcaires expansifs et la réaction alcali-carbonate, aluminium qui, dans ce type de roches, est associé aux minéraux argileux. Un taux d'aluminium important traduit une quantité d'argiles élevées, argiles susceptibles de piéger les alcalins et entraînant des gonflements.

Les conditions de développement de la RAC sont similaires à celles de la RAS exposées dans le paragraphe précédent (4.2.2) : taux d'alcalin du ciment, humidité... Dans le cas des granulats carbonatés, il est possible que le risque de réaction vienne de minéraux annexes tels que les minéraux argileux, qui vont piéger les alcalins, ou encore les grains de silice de type quartz partiellement recouvert de silice amorphe (RAS) [Chongxi, 1986].

Un examen pétrographique de la roche et des essais de réactivité sur cylindre de roche (norme ASTM C 586-99) peuvent être réalisés afin de s'assurer de la non réactivité des dolomies testées à la RAC.

#### 4.2.3.1 Essai mis en œuvre sur les dolomies de la vallée de la Moselle.

Les dolomies de la vallée de la Moselle présentent à l'affleurement des intercalations marneuses. L'analyse chimique par fluorescence X (chapitre 2, Tab. 2.4) montre un taux d'aluminium de 1 à 1,5 %, aluminium qui provient des argiles contenues dans la roche. Ces argiles, identifiées par une analyse de diffraction au RX (chapitre 2), sont majoritairement des illites et en moindre quantité des chlorites.

Afin de s'assurer de la non réactivité des dolomies à la RAC, les matériaux dolomitiques de la vallée de la Moselle ont été testés selon la méthode américaine ASTM C 586-99, essai sur cylindre de roche.

##### 4.2.3.1.1 Mode opératoire

La méthode américaine ASTM C 586-99 permet de tester la réactivité potentielle à la RAC d'un cylindre de roche de 35 mm de longueur sur 9 mm de diamètre. L'échantillon est immergé dans une solution d'hydroxyde de sodium NaOH de concentration 1N dans une pièce thermostatée à 20°C. On mesure l'expansion des cylindres à 5, 7, 14 et 28 jours. Les mesures peuvent se poursuivre avec des intervalles de 4 semaines.

L'échantillon testé est marqué de manière à le positionner dans le comparateur dans la même position tout au long des mesures. La longueur initiale est mesurée. Le cylindre de roche est alors immergé dans de l'eau distillée durant 24 heures à température ambiante de 20°C. La longueur du cylindre est mesurée régulièrement et elle ne doit plus varier de plus de 0,02 %. Cette valeur, notée  $l_0$ , sert de longueur de référence pour nos essais. Elle est généralement atteinte entre 1 et 4 jours d'immersion dans l'eau.

Les échantillons de roche ainsi saturés sont placés dans des bouteilles contenant au moins 35 ml de solution de soude NaOH à 1N. Ces bouteilles sont conservées à température ambiante. Les expansions, notées  $l_1$ , sont mesurées à 5, 7, 14 et 28 jours, voire au delà si nécessaire. A chaque mesure, l'échantillon est rincé à l'eau distillée et les mesures se font dans la position déterminée au départ.

L'expression des résultats est donnée par la relation 4.8.

$$\Delta l = \left[ \left( \frac{l_1 - l_0}{l_0} \right) \right] * 100 \quad (4.8)$$

$\Delta l$  : expansion mesurée en % à l'intervalle t (3, 7, 14 ou 28 jours),

$l_1$  : expansion mesurée en mm à l'intervalle t,

$l_0$  : expansion de référence mesurée en mm après saturation de l'échantillon.

#### 4.2.3.1.2 Résultats

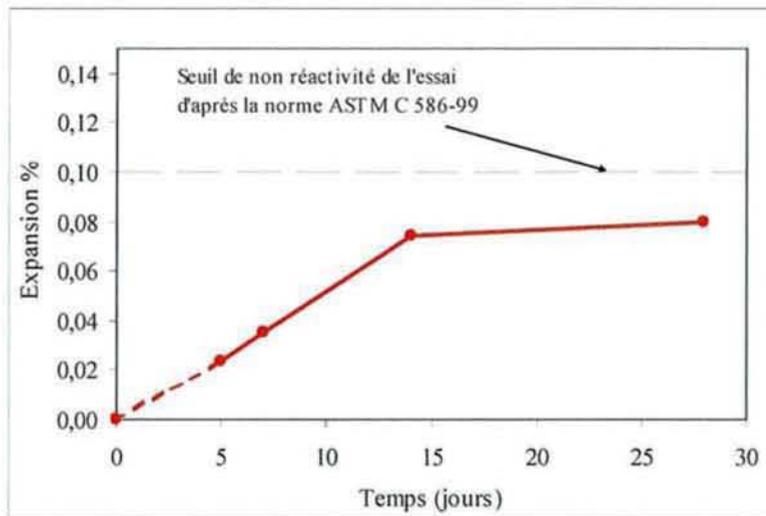
Nous avons testé uniquement les dolomies de la carrière de Schloss Thorn issues du palier supérieur, matériaux directement accessibles pour une exploitation industrielle.

Les résultats des mesures sont résumés dans le Tab. 4.22 et sur la Fig. 4.16.

**Tab. 4.22** : Expansions (en %) mesurées sur cylindre de roche de dolomie issue du palier supérieur de Schloss Thorn à 5, 7, 14 et 28 jours (moyenne des mesures)

	Dolomie de Schloss Thorn MO2			
Echéance (jours)	5	7	14	28
Expansion % $(L_1 - L_0)/L_0$	0,023	0,035	0,074	0,079

Une éprouvette a montré un retrait du à l'érosion des pointes du cylindre. Ces valeurs ont été écartées.



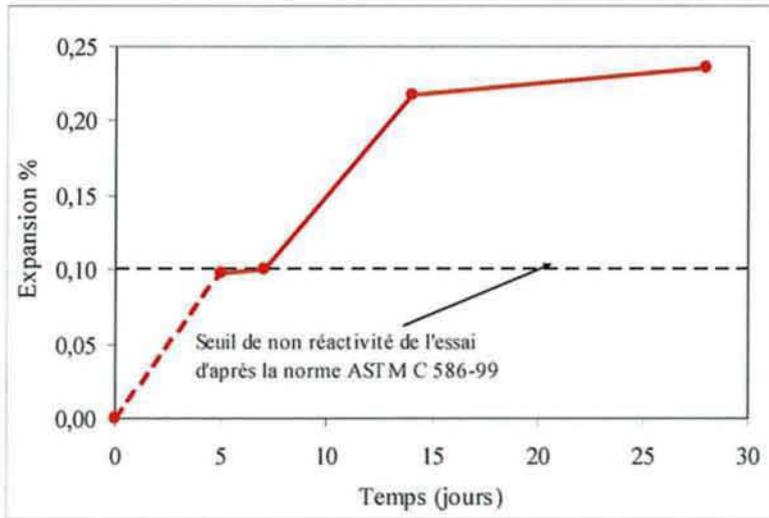
**Fig. 4.16** : Expansions mesurées sur cylindre de roche dolomitique à différentes échéances

Le critère de non réactivité de la norme est de 0,1 % à 28 jours. Les dolomies de Schloss Thorn sont donc non réactives à l'alcali-carbonate. Une expansion de 0,079 % a toutefois été mesurée à 28 jours. Le taux d'alcalins exprimé en  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$  des dolomies de Schloss Thorn issues du palier supérieur est de 0,327 %, ce qui est faible, par comparaison avec les grès phylladeux par exemple (4 % de  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ ). De plus, les matériaux testés sont caractérisés par

un taux d'aluminium faible, élément chimique qui provient probablement des argiles. Ces facteurs favorables expliquent la non réactivité des dolomies à la RAC.

Cependant, des plans de faiblesse dans la roche ont été observés. Ils sont dus à des infiltrations d'eau dans la roche et des recristallisations de dendrite.

Un cylindre de roche a été prélevé dans les zones affectées par les recristallisations et il a été soumis à des mesures similaires. Les résultats sont présentés sur la Fig. 4.17.



**Fig. 4.17** : Expansions mesurées à différentes échéances sur cylindre de roche dolomitique affectée par des recristallisations de dendrite

Dans ce cas, les dolomies sont déclarées réactives à la RAC. On obtient des expansions à 28 jours nettement supérieures (0,24 %) au seuil de non réactivité de cet essai qui est de 0,1 %. Les plans de faiblesse de la roche favoriseraient la pénétration des alcalins et donc la RAC.

Notons que les recristallisations de dendrites sont en faibles quantités à l'échelle du gisement. Pour une production industrielle de granulats, le risque est donc réduit car ces plans de faiblesse sont détruits au concassage.

Il paraît cependant indispensable de poursuivre les recherches dans ce domaine en testant par exemple les granulats dolomitiques en présence de liant hydraulique. Actuellement, il n'existe pas d'essai adapté pour tester les granulats dolomitiques vis-à-vis de la RAC sur mortier ou béton. La difficulté réside dans le fait que la RAC est très souvent associée à la réaction alcali-silice ou alcali-silicates. Il est difficile d'identifier de manière certaine la part de chacune des deux réactions.

## 4.3 Conclusions

Les réactivités potentielles des matériaux vis-à-vis de l'alcali-réaction (alcali-silice et alcali-carbonate pour les dolomies) et de l'action des cycles de gel-dégel en présence ou non de dégivrants chimiques ont été testées.

Les grès phylladeux sont déclarés potentiellement réactifs à effet de pessimum PRP à l'alcali-silice. Le taux critique de sable de réactif de situe entre 75 et 100 %. Leur emploi dans les bétons est donc soumis à quelques précautions d'usage. Un bilan des alcalins lors de la formulation est indispensable. Un taux maximal d'alcalins actifs de  $3 \text{ kg/m}^3$  est préconisé pour limiter les risques d'apparition et de développement de la RAS. L'utilisation d'un ciment à faible taux d'alcalins est recommandée. Les ciments luxembourgeois, dont les taux d'alcalins n'excèdent pas 0,5 %, peuvent être employés dans la formulation de bétons de grès phylladeux d'autant qu'ils contiennent du laitier (CEM II et CEM III).

Différents essais ont également montré la possibilité de diminuer les expansions dues à la RAS avec l'incorporation de laitier (contenu par exemple dans les ciments composés luxembourgeois), de diatomites ou de fumées de silice. Ces résultats nécessitent des essais complémentaires à long terme pour appuyer ces conclusions et pour s'assurer de la pérennité de l'action des additions minérales.

Les bétons à faible porosité (faible rapport E/C) présentent une meilleure résistance à la RAS. L'utilisation d'un adjuvant entraîneur d'air est également une recommandation importante pour la prévention de la RAS [Ferraris, 1995] si les performances mécaniques normatives des bétons sont satisfaites.

Enfin, les grès phylladeux sont déclarés gélifs en présence de sels de déverglaçage.

L'emploi des bétons de grès phylladeux est donc restreint du fait de la forte réactivité des granulats à la RAS (voir chapitre 5).

Les dolomies sont déclarées non réactives à l'alcali-silice et à l'alcali-carbonate avec pour cette dernière des réserves lorsque la roche est fragilisée par des recristallisations favorisant la pénétration des alcalins. En revanche, elles sont déclarées gélives en présence de sels de déverglaçage. Sans dégivrants chimiques, il subsiste un doute qui doit être confirmé par de nouveaux essais sur granulats. Mais, dans l'immédiat et par précaution, il vaut mieux éviter d'utiliser les dolomies dans des milieux soumis à l'action des cycles de gel-dégel. Les domaines d'utilisation des bétons à base de dolomie sont présentés dans le chapitre 5.

## *CHAPITRE 5*

### *Synthèse à caractère industriel et précautions d'emploi des matériaux*



Dans cette recherche, deux types de ressources naturelles affleurant au Luxembourg – les grès phylladeux du Dévonien et les dolomies du Muschelkalk - ont été étudiés à des fins de valorisation dans les bétons hydrauliques. Toutefois, les exploitations choisies se situent dans des régions frontalières au Luxembourg car il n'existe pas actuellement de carrières en activité dans ces formations à l'intérieur du pays.

Les bétons réalisés avec ces matériaux sont de type C25 à C35 pour des dosages minima en ciment conformes à la norme EN 206-1. La durabilité des granulats et des bétons a été étudiée et des précautions d'emploi sont nécessaires selon le type de matériaux et l'environnement d'exposition.

Sont donnés dans ce chapitre de synthèse :

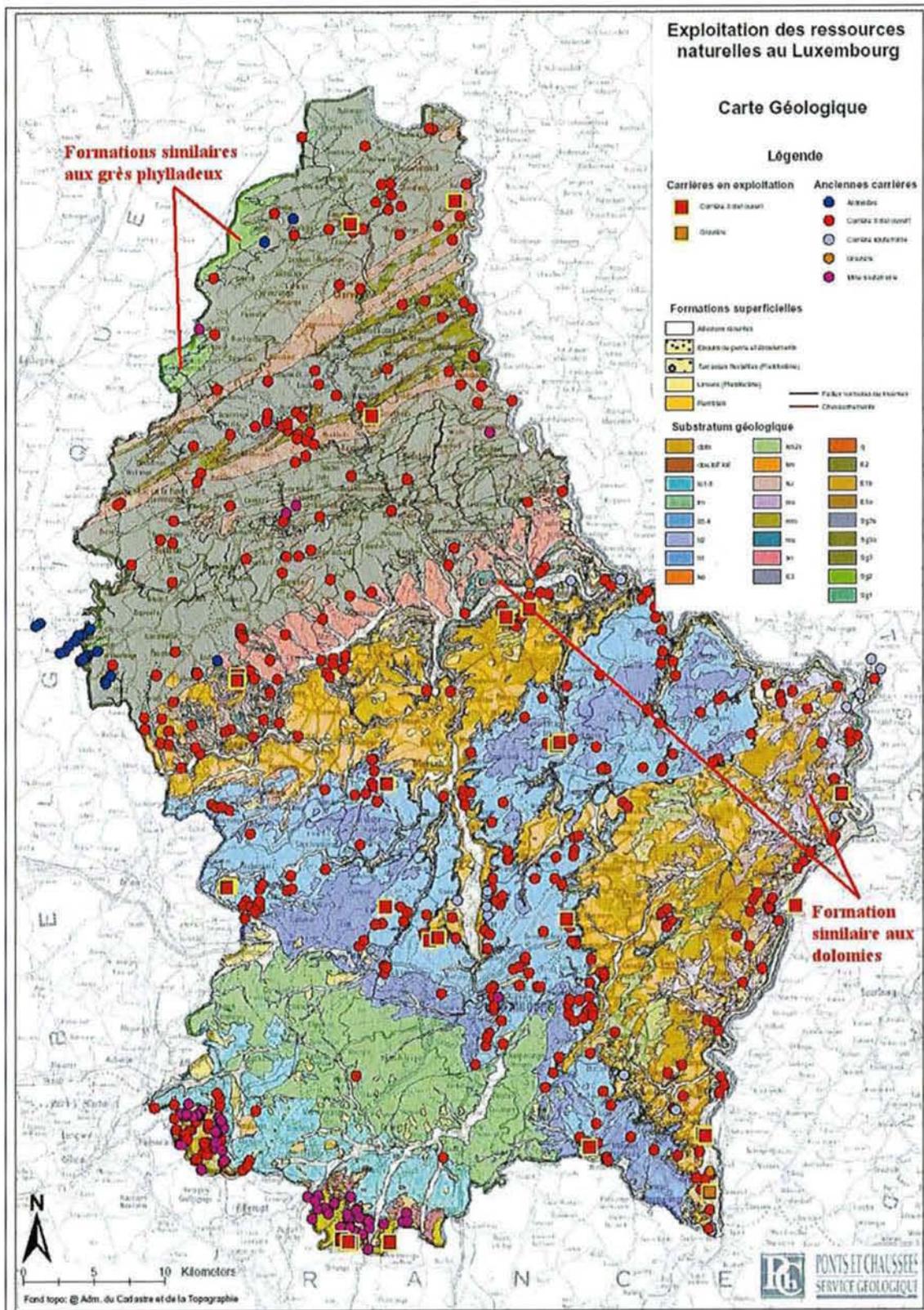
- \* la localisation des formations luxembourgeoises présentant des caractères similaires à celles étudiées,
- \* un exemple de plan d'élaboration de granulats à béton,
- \* la formulation des mélanges hydrauliques à partir de ces matériaux,
- \* les précautions d'emploi de ces matériaux.

## **5.1 Localisation des formations luxembourgeoises présentant des caractères similaires aux ressources étudiées (voir carte Fig. 5.1)**

Les grès phylladeux exploités au sein de la carrière de Mardasson (Wallonie) appartiennent à la formation géologique de Mirwart d'âge Siégénien. Cette formation se prolonge au Luxembourg, dans la région nord-ouest du pays. Le Siégénien affleure dans un triangle Surré-Wiltz-Trois Vierges (Fig. 5.1). Il se caractérise par des quartzites et des quartzophyllades puis, vers l'est, par des schistes et des bancs gréseux. [Autun, 1971]. Le pendage des couches est de 45° maximum mais il augmente vers l'est. Des exploitations pourraient être envisagées dans ces secteurs mais ils sont mal desservis.

Les dolomies exploitées à Wellen et Schloss Thorn (rive allemande de la Moselle) appartiennent au niveau géologique du Muschelkalk. Dans la vallée de la Moselle, seul le MO2 est directement accessible pour une exploitation industrielle (Fig. 5.1). Côté luxembourgeois, la vallée de la Moselle est une zone habitée et/ou protégée et il est difficile d'obtenir les autorisations administratives indispensables à une exploitation. Quelques zones agricoles moins sensibles subsistent cependant dans la région de Fronay (Fig. 5.1) où toute la série du Muschelkalk est représentée (MM2, MO1 et MO2). Ce site, sous réserve d'études géologiques et géophysiques plus poussées, pourrait se prêter à une exploitation des dolomies.

De plus, différentes conditions favorables pour une installation industrielle (pas de village, axes routiers développés, proximité de l'autoroute...) sont réunies.



**Fig. 5.1** : Carte géologique du Luxembourg et localisations des formations similaires à celles étudiées

## 5.2 Elaboration de granulats à béton

Les modes de production adoptés pour cette étude (percussion ou mâchoires, lavage ...) ont permis de constituer une base de travail pour une exploitation future. Le concassage à percussion a fourni des gravillons de forme tout à fait satisfaisante pour une utilisation dans les bétons. En revanche, quelle que soit la nature du matériau, un concassage seul (non associé à un lavage des matériaux) produit un sable trop riche en fines qui pose de sérieuses difficultés lorsqu'il est utilisé dans des bétons (dosage en eau, béton collant...). Un lavage adapté des matériaux est incontournable pour éviter les désordres rencontrés sur les bétons.

Le criblage est tout aussi important pour rentabiliser une exploitation. Dans le cas d'une production de granulats destinés **essentiellement** aux bétons, un sable et un, voire deux gravillons dont le diamètre n'excède pas 20 mm, semblent être un bon compromis. De plus, la fraction fine des sables dépourvue d'argiles, appelée sablon, peut être récupérée par un système de séparateur cyclone ou tout autre système adapté. Ce matériau peut servir de correcteur granulométrique dans les bétons dépourvus de fines. Les quantités de boues de lavage sont ainsi diminuées, boues généralement acheminées vers des bassins de décantation. Afin d'optimiser l'utilisation des espaces sur le site et de diminuer les coûts liés au lavage, les argiles en suspension peuvent être séparées de l'eau de lavage. L'eau propre est recyclée dans le système de lavage, qui est alors en circuit fermé, et les argiles sont alors séchées puis pressées, ce qui réduit considérablement leur volume. Elles pourront être utilisées dans les travaux d'étanchéification, dans la valorisation de biotopes ou elles pourront être stockées dans des décharges. Les co-produits de carrière pourront être, par exemple, valorisés dans les techniques routières, sujet qui ouvre de nouvelles perspectives de recherche.

## 5.3 Formulation de mélanges hydrauliques à partir de ces matériaux

Les bétons réalisés sont de type C25 à C35 voire plus selon le superplastifiant utilisé. Les granulats concassés nécessitent un lavage adapté afin de réduire le taux de fines du sable et éviter les difficultés rencontrées.

Trois coupures semblent suffisantes pour optimiser le squelette granulaire :

- \* un sable lavé 0/6 par exemple,
- \* un gravillon 6/20, la multiplicité des coupures n'étant pas probante pour la stabilité du mélange,
- \* un sablon correcteur 0/1.

Les dosages en ciment CEM II (ou CEM III, non testé ici) sont compris entre 320 et 340 kg/m<sup>3</sup> et les rapports E/C sont de 0,45 à 0,5. L'utilisation d'un superplastifiant dosé entre 50 et 75 % du dosage de saturation permet de satisfaire ces ratios conformément à la norme EN 206-1. Les bétons ainsi réalisés sont plastiques à très plastiques. Cependant, la tenue dans le temps n'est assurée qu'à court terme et des recherches complémentaires sont indispensables pour identifier et corriger les difficultés rencontrées.

Les bétons courants ainsi réalisés pourront être utilisés dans différents environnements sous certaines conditions relatives à la durabilité des granulats et des bétons.

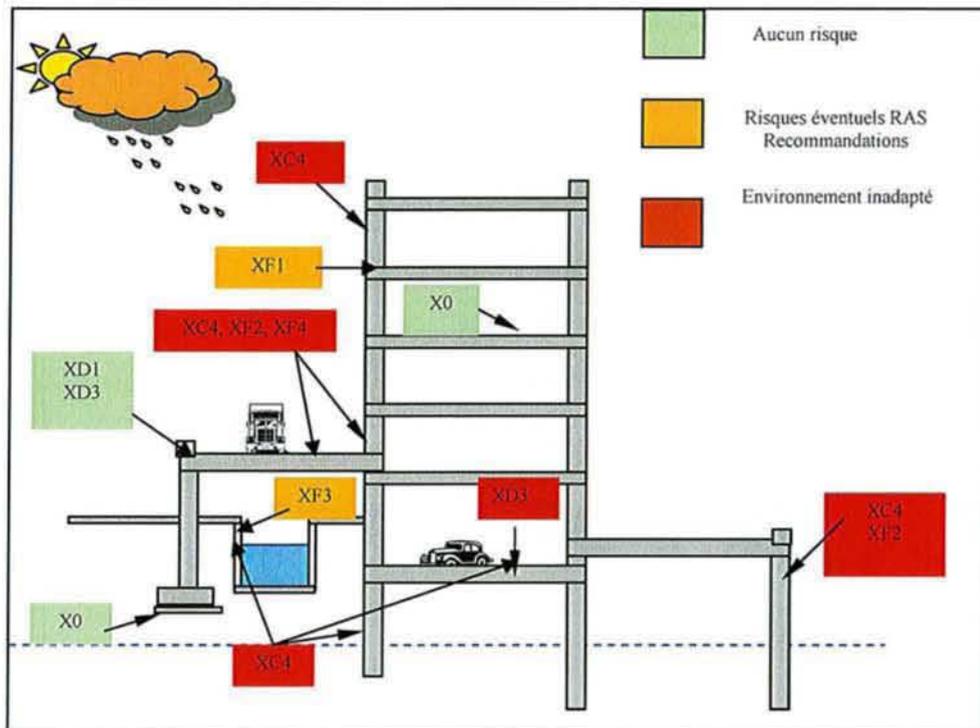
## **5.4 Précaution d'emploi de ces matériaux en fonction de l'environnement d'exposition**

La valorisation des grès phylladeux et des dolomies dans les bétons est possible si certaines précautions sont prises.

Les grès phylladeux sont très réactifs à l'alcali-silice. Un bilan des alcalins est indispensable lors de la formulation des bétons. Le taux d'alcalins actifs total ne doit pas excéder 3 kg/m<sup>3</sup>. L'emploi d'un ciment pauvre en alcalins (CEM I luxembourgeois) est préconisé. De même, l'utilisation de CEM II et de CEM III et d'additions minérales adaptées (laitiers, diatomites...) permet de réduire très sensiblement les risques d'apparition de la RAS. Enfin, l'emploi d'entraîneur d'air, sous réserve de performances mécaniques suffisantes, est une précaution supplémentaire vis-à-vis de la RAS.

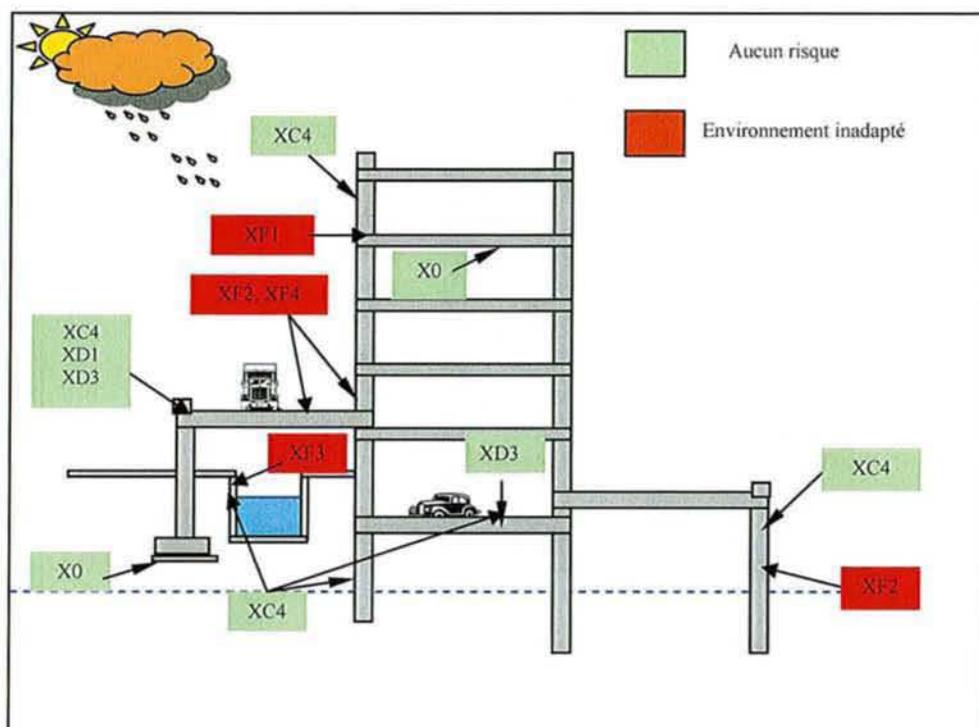
Ces différents paramètres ne dépendent que de la formulation des bétons. La réaction alcali-silice tend à se développer dans des conditions d'environnement spécifiques. L'alternance de cycles mouillage-séchage favorise par exemple la RAS.

Sous l'action des cycles de gel-dégel, les grès phylladeux sont déclarés gélifs en présence de sels de déverglaçage. Compte tenu de ces résultats, les environnements d'exposition possibles sont considérablement réduits pour les bétons de grès phylladeux si aucune précaution n'est prise (Fig. 5.2).



**Fig. 5.2** : Classes d'exposition des bétons de grès phylladeux

Les dolomies sont non réactives à l'alcali-silice et à l'alcali-carbonate. En revanche, elles s'avèrent gélives avec et sans sels de déverglaçage. L'utilisation d'un adjuvant entraîneur d'air améliore la résistance au gel des bétons. Ces derniers sont cependant déclarés gélifs en présence de sels, la perte de masse mesurée étant supérieure à  $0,5 \text{ mg/mm}^2$ , limite supérieure d'acceptation des bétons à cet essai. De plus, les résultats des tests de gel-dégel avec et sans dégivrants chimiques réalisés sur les granulats dolomitiques ont démontré la gélivité de ces matériaux. De nouveaux essais doivent confirmer/infirmer ces résultats. En l'état actuel, les dolomies ne peuvent pas être employées dans des bétons soumis à des cycles de gel-dégel. Les conditions d'exposition des bétons de dolomie sont alors réduites à certaines classes environnementales définies dans la norme EN 206-1 (Fig. 5.3).



**Fig. 5.3 :** Classes d'exposition des bétons de dolomie

Les différents environnements d'utilisation des bétons de grès phylladeux et des bétons de dolomie sont résumés dans le Tab. 5.1. La description des différentes classes d'environnement est rappelée en annexe III. Pour les classes XA relatives aux attaques chimiques, nous ne pouvons classer nos matériaux, aucun essai de caractérisation n'ayant été réalisé dans cet objectif. Nous préconiserons par précaution d'éviter dans l'immédiat ces environnements d'utilisation.

**Tab. 5.1 :** Environnements d'utilisation des bétons de grès phylladeux et de bétons de dolomies en fonction du risque de dégradation.

Classes d'exposition préconisées	Aucun risque	Risques probables nécessitant des précautions	Environnement inadapté
Bétons de grès phylladeux	X0	XC1 à XC3 XD1 à XD2 XF1 et XF3	XC4 XD3 XF2 et XF4
Bétons de dolomie	X0 XC1 à XC4 XD1 à XD3	-	XF1 à XF4

## 5.5 Conclusion

Quel que soit le matériau (grès ou dolomie), un concassage à percussion, un lavage et un criblage adaptés permet la production de granulats à béton. L'élaboration des matériaux doit également prendre en compte les considérations économiques pour valoriser au mieux tous les matériaux produits et donc de rentabiliser l'exploitation.

La valorisation des grès phylladeux dans les bétons est faisable. L'exploitation des grès phylladeux dans le nord du pays semble possible mais des difficultés d'exploitation liées aux pendages des couches vont apparaître. Des problèmes de durabilité se posent, notamment une forte réactivité à la RAS des granulats. Des précautions d'emploi de ces matériaux dans les bétons sont indispensables.

La valorisation des dolomies est nettement plus favorable. Un site possible d'exploitation situé dans la région de Fronay a été repéré et des études complémentaires sont à prévoir. Les dolomies ne sont pas réactives à l'alcali-réaction (RAS et RAC). En revanche, elles s'avèrent gélives en présence de dégivrants chimiques. Sous réserve d'essais supplémentaires, les dolomies ont été classées gélives sans sels malgré les bons résultats obtenus sur bétons. Leur utilisation dans les bétons n'est pas aussi restreinte que celle des grès phylladeux.

L'exploitation des dolomies au Luxembourg pour une valorisation dans les bétons semble être favorisée aussi bien par les caractéristiques des matériaux dolomitiques que par les considérations pratiques (aménagement routier, site probable...).



*CHAPITRE 6*  
*Conclusions et perspectives*



Le Grand-Duché de Luxembourg possède une grande diversité de formations géologiques qui ne sont pas toutes aptes à former des granulats à béton soit de par leur nature (schistes, gypse...) soit parce qu'elles ne sont pas en quantité suffisante pour une exploitation industrielle (quartzite de Berlé, Grès de Gilsdorf...).

Deux grandes formations ont finalement été retenues pour produire des granulats et formuler des bétons à partir de ces matériaux. Il s'agit des grès phylladeux dévoniens exploités dans la région de Bastogne et des dolomies du Muschelkalk de la vallée de la Moselle exploitées à Wellen et à Schloss Thorn. Les granulats produits, un sable et deux ou trois gravillons, ont été caractérisés en laboratoire selon les méthodes normatives. Les matériaux dolomitiques présentent une absorption non négligeable dont il faut tenir compte dans la détermination de l'eau efficace, paramètre essentiel pour la maîtrise de la plasticité et des diverses propriétés des bétons. Les granulats dans leur ensemble ont de bonnes résistances mécaniques et physiques (LA inférieurs à 30 et aplatissement moyen inférieur à 14 %). Les valeurs au bleu élevées sont à relier aux taux de fines des sables (s'ils ne sont pas lavés) qui sont de l'ordre de 20 % et à la présence d'argiles libres. De plus, les dolomies contiennent des argiles matricielles qui risquent de réagir en milieu alcalin et altérer la durabilité de ces matériaux.

Le Grès de Gilsdorf constitue la troisième formation choisie. Des granulats ont été produits en laboratoire à partir d'un forage carotté. Les propriétés mesurées sont proches de celles obtenues à partir des matériaux de Wellen et de Schloss Thorn. Les valeurs au bleu sont cependant plus élevées en raison d'une pollution marneuse importante des dolomies. Ces premiers résultats constituent une base de travail intéressante qui peut être poursuivie à l'échelle industrielle avec l'exploitation du Grès de Gilsdorf en association avec les dolomies du Muschelkalk sous-jacentes pour la production de granulats **lavés** et la réalisation de bétons à partir de ces matériaux, ceci n'ayant pas été réalisé durant cette recherche.

Les matériaux sélectionnés n'ont jamais été utilisés dans les mélanges hydrauliques. Il n'existe donc pas de référentiel permettant d'utiliser d'emblée les méthodes traditionnelles de formulation. Nous avons alors opté pour l'approche associée au nouveau logiciel de formulation BétonlabPro2 du LCPC qui prévoit les nombreuses propriétés des bétons à partir de modèles comportementiels. Des gâchées expérimentales ont ensuite été réalisées afin de vérifier les différentes prévisions du logiciel.

L'utilisation des sables de concassage dans les bétons est peu fréquente en raison des taux élevés des fines, souvent argileuses, dans les sables qui occasionnent des dosages en eau importants et des difficultés de mise en œuvre. Les matériaux sélectionnés, riches en fines, ont montré ces difficultés. Ils ont toutefois permis d'obtenir de bonnes performances mécaniques. Ainsi, les bétons réalisés avec la dolomie atteignent des résistances de 35 à 45 MPa pour des dosages en ciment compris entre 315 et 330 kg/m<sup>3</sup>. Les résultats obtenus avec les grès phylladeux dévoniens sont nettement moins probants : les résistances ne dépassent pas 18 à 25 MPa avec les mêmes dosages en ciment (une pollution accidentelle du sable explique pour partie ces médiocres résultats).

Les dosages en eau efficace des bétons à base de sables riches en fines ne sont pas bien pris en compte par le logiciel de formulation BétonlabPro2 qui sous-estime la quantité d'eau efficace nécessaire pour obtenir la maniabilité souhaitée. En l'absence de fines et d'adjuvant, les prévisions du logiciel sont vérifiées expérimentalement, si la quantité de ciment est suffisante. Un ajustement du modèle de prévision du seuil de cisaillement et de l'affaissement a été proposé à partir des résultats expérimentaux obtenus durant cette étude. Il donne alors des prévisions plus satisfaisantes.

Les objectifs initiaux n'étant que partiellement atteints (difficultés de mise en œuvre notamment), il a été décidé de laver les matériaux en laboratoire afin de réduire leur taux en fines. Pour les grès phylladeux, les performances des bétons ont atteint 45 MPa et plus pour un dosage de 340 kg/m<sup>3</sup> de ciment) avec une maniabilité satisfaisante. Cependant, l'étude de la durabilité de ces matériaux a montré une gélivité des matériaux en présence de sels mais surtout une forte réactivité à la réaction alcali-silice et la présence d'un pessimum. L'utilisation d'un ciment pauvre en alcalins et/ou d'additions minérales telles que les laitiers, les fumées de silice ou encore les diatomites permet de réduire les risques et l'apparition de désordres dus à la RAS.

Pour les dolomies, le lavage du sable a permis d'améliorer grandement la mise en œuvre des bétons (besoins en eau moins importants) sans ressuage. Les résistances ont également augmenté de 10 à 20% à quantités de ciment équivalentes. En accord avec les partenaires de l'étude et pour des raisons stratégiques, le site de Schloss Thorn a été privilégié pour la suite de ce travail. Les résultats encourageants obtenus en laboratoire ont incité à la réalisation d'un nouveau concassage accompagné d'un lavage à l'échelle industrielle de ces matériaux. Un sable, un sablon et deux gravillons ont ainsi été produits. Les propriétés mécaniques et physiques sont améliorées par rapport au concassage précédent et la valeur au

bleu est conforme à la norme avec des valeurs inférieures à 0,1. Les bétons réalisés à partir de ces matériaux ont atteint des résistances de 35 à 45 MPa avec des dosages minima en ciment en adéquation avec la norme EN 206-1. L'utilisation de superplastifiants de troisième génération (polycarboxylates) à des doses inférieures à la saturation a permis de satisfaire les rapports E/C maxima normatifs pour une utilisation des bétons en fonction des environnements d'exposition plus vaste. Les mesures de stabilité des formules sur une heure (temps de transport moyen de la centrale au chantier) ont montré une perte très importante de la maniabilité quelque soit l'adjuvant utilisé durant ces essais, ce qui montre l'importance du choix du produit le mieux adapté. Ces difficultés ouvrent de nouvelles perspectives de recherche sur les compatibilités granulats-ciments-adjuvants.

L'étude de la durabilité des bétons a montré que les faciès dolomitiques présentaient des dégradations au gel en présence de sels de déverglaçage. L'incorporation d'air entraîné dans les bétons améliore la résistance au gel en présence de sels. Malgré cela, les bétons sont déclarés gélifs en présence de dégivrants chimiques. Les tests sur granulats, plus sévères, ont révélé la gélivité des matériaux dolomitiques. Dans ce dernier cas, les dolomies ne peuvent être utilisées dans des bétons soumis à des environnements gélifs en présence ou non de sels de déverglaçage. D'autre part, elles sont non réactives à l'alcali-réaction (RAS et RAC). Ces risques doivent être pris en compte dans la destination finale des bétons.

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse montrent finalement qu'il est techniquement et économiquement possible de réaliser des bétons courants de grande diffusion en substituant les ressources alluvionnaires en voie d'épuisement par des ressources minérales locales jusqu'ici non exploitées. Les résultats présentés tout au long de ce mémoire constituent une base de travail intéressante pour une exploitation éventuelle des matériaux dolomitiques côté luxembourgeois. Essentiellement situées dans les zones habitées ou protégées, l'accessibilité à ces formations est difficile, exceptée dans la région de Fronay où des zones agricoles peuvent constituer des sites d'exploration et d'exploitation, sous réserves d'études géologique et géophysique complémentaires.

Dans le cas d'une production de granulats destinés essentiellement aux bétons, une réflexion sur le mode de concassage et de lavage des matériaux est indispensable afin de rentabiliser l'exploitation. Le lavage des matériaux est incontournable pour éviter les désordres rencontrés sur nos bétons. Le criblage est tout aussi important. Un sable et un ou deux gravillons de diamètre n'excédant pas 20 mm semblent être un bon compromis. La

fraction fine du sable dépourvue d'argiles peut être récupérée par un système adapté. Ainsi elle peut être valorisée comme sablon correcteur dans les bétons par exemple.

Une réflexion est également nécessaire pour la valorisation des boues de lavage ou dans le cas échéant leur stockage. Un recyclage de l'eau de lavage réduirait non seulement le coût de l'installation mais il diminuerait également le volume des boues et donc l'espace nécessaire à leur stockage.

L'exploitation de tels matériaux nécessite un investissement matériel important qui pourra être rentabilisé à court terme si une réflexion en amont sur le mode d'élaboration des granulats et sur leur valorisation est entreprise. Les nouvelles normes européennes pour la protection de l'environnement sont de plus en plus nombreuses. La taxe de transport est une des nouvelles contraintes imposées aux producteurs de granulats et de bétons augmentant considérablement le coût des matériaux. La valorisation des ressources minérales locales, qui a fait l'objet de ce travail, constitue alors une réponse intéressante à certaines préoccupations contemporaines liées aux concepts du développement durable.

# *BIBLIOGRAPHIE*



- \* AITCIN P-C., JIANG S., KIM B-G., NKINAMUBANZI P-C. et PETROV N. (2001) - L'interaction ciment/superplastifiant. Cas des polysulfonates. - *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*, n°233, Juillet-Août, pp 87-98.
- \* AUTUN P. (1971), - Le prolongement de la zone métamorphique de Bastogne au Grand-Duché de Luxembourg. -, *Annales de la Société Géologique de Belgique*, T. 94, pp 153-163.
- \* BAROGHEL-BOUNY V., (1994), - Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons, méthodes, analyses, interprétation. - *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, Paris, 468 p.
- \* BARON J. et LESAGE R. (1976), - La composition du béton hydraulique, du laboratoire au chantier. - *Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°64*, Décembre.
- \* BERUBE MA. et CARLES-GIBERGUES A. (1992), - La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction - in « La durabilité des bétons », *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, pp 285-350.
- \* BINTZ J., HARY A. et MULLER Ad (1973), - Guide géologique régional Ardennes Luxembourg. - *Masson et Cie, Paris*, pp 135-188.
- \* BINTZ J. & GEISTER-FRANTZ M. (1980), - Etude de valorisation des produits de carrières et de sablières du Grand-Duché de Luxembourg. - *Ponts et chaussées du Luxembourg*, 39 p.
- \* CARLES-GIBERGUES A. et PIGEON M. (1992), - La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse. - in « La durabilité des bétons », *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, pp 227-284.
- \* CHABANNET M. (1994), - Gel interne de matrices cimentaires sous sollicitations mécaniques. Intérêt du métakaolin. - *Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon*, Décembre, 314 p.

- \* CHONGXI L. (1986), - Contribution à l'étude des réactions alcalis-granulats. Application au barrage de Sandouping, Chine. - *Thèse de l'Université Paris VI et de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, Juin, 195 p.
  
- \* COUREL L., DEMONFAUCON A. et MULLER A. (1984), - Organisation des dépôts carbonatés de plate-forme du Muschelkalk supérieur luxembourgeois ; Influence du haut-fond de Sierck-les-Bains. - *Service Géologique du Luxembourg*, Bull. n°12, pp 3-24.
  
- \* DEMONFAUCON A., (1982), - Le Muschelkalk supérieur de la vallée de la Moselle. Grand-Duché de Luxembourg. Stratigraphie et organisation sédimentaire. - *Thèse de l'Université de Dijon*, Septembre, 193 p.
  
- \* de LARRARD F, BOSCH F., CATHERINE C. et DEFLORENNE F. (1996), - La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances. -, *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*, n°202, Mars-Avril, pp 61-69.
  
- \* de LARRARD F. et FERRARIS C., (1998a), - Rhéologie du béton frais remanié. Plan expérimental et dépouillement des résultats. - , *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*, n°213, Janvier-Février, pp 73-89.
  
- \* de LARRARD F. et FERRARIS C., (1998b), - Rhéologie du béton frais remanié. Relations entre composition et paramètres rhéologiques. - , *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*, n°214, Mars-Avril, pp 69-79.
  
- \* de LARRARD F (1999), - Concrete mixture-proportionning. A scientific approach . – *Modern Concrete Technologie Series N°9*, S. Mindess and A. Bentur, E and FN, London, March, 421 p.
  
- \* de LARRARD F (traduit par LECOMTE A). (2000), - Structures granulaires et formulation des bétons. - *Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées*, Paris, Avril, 414 p.
  
- \* DREUX G. (1970), - Guide pratique du béton. - *Collection de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.

- \* DREUX G. et FESTA J. (1998), - Nouveau guide du béton et de ses constituants. - Huitième édition *Eyrolles*, Paris, Mai, 409 p.
- \* FAURY J. (1944), - Le Béton. Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers. - Troisième édition, *Dunod*, Paris.
- \* FERRARIS C. (1995), - Alkali-silica reaction and high performance concrete. - *National Institute of Standards and Technology*, NISTIR 5742, Gaithersburg, 20 p.
- \* GAUDON P., ETERRADOSSI O., YAN Y., BENHASSAINE A., DUSAUSOY Y. et TEKELY P. (1997), - Evolution d'une silice de type opale en milieu basique. - *Journal Chim. Phys.*, n° 94, pp 799-812.
- \* GIRODET C. (1996), - Endommagement des mortiers sous sollicitations thermo-mécaniques. Influence des caractéristiques des matériaux sur la résistance au gel interne des bétons. - *Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon*, Décembre, 278 p.
- \* GODART B. et LE ROUX A., - Alkali-réaction dans le béton, mécanismes, pathologie et prévention. -, *Techniques de l'Ingénieur*, Traité Construction, C2 252, 13 p.
- \* HOBBS D.W. (1988), - Alkali-silica reaction in concrete. - *Thomas Telford Ltd. Editions*, London.
- \* KAUFMANN J.P. (2002), - A qualitative sequential frost deicing salt damage model based on experimental data. - Frost resistance of concrete, *Proceedings of the International RILEM workshop*, Essen.
- \* LADANG C. (2002), - L'action des cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage. Processus et investigations. - *Diagnobéton*, Namur, Novembre, 16 p.

- \* LE CHATELIER H. (1887), - Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques. - *Thèse de l'Université de Paris*.
- \* LECOMTE A. (1998), - Ajustements des méthodes de formulation de béton au m<sup>3</sup> en tenant compte du volume réel.-, *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, Octobre-Novembre, pp 13-26.
- \* LECOMTE A. (2000), - Contribution à la valorisation des ressources minérales de Lorraine et du Luxembourg. Application à des mélanges hydrauliques du génie civil de type bétons. - *HDR de l'Université Henri Poincaré Nancy 1*, Décembre, 163 p.
- \* LECOMTE A., DE LARRARD F., MECHLING JM (2001), - Résistance à la compression de bétons hydrauliques au squelette granulaire non optimisé. -, *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*, n°234, Septembre-Octobre, pp. 89-109.
- \* LECOMTE A. (2003), - Logiciel Carbon. Aspects théoriques, Notices d'utilisation, Protocoles expérimentaux, Exemple d'application. - *Rapport confidentiel*, Février, 49 p.
- \* LE ROUX A. (1998), - Altération des granulats dans les bétons: causes et prévention de l'alcali-réaction. -, *Formuler des bétons : des constituants aux performances. Ecole nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 36 p.
- \* LEMPC (1999), - Cahier des charges 'Granulats et Sables' CDC-GR. -, *Administration des Ponts et Chaussées*, Laboratoire d'essais des matériaux, Bertrange, 52 p.
- \* LEMPC (2000), - Clauses techniques Bétons C.T. 7/75. - *Administration des Ponts et Chaussées*, Laboratoire d'essais des matériaux, Bertrange, 90 p.
- \* LEMPC (2000), Communications privées.
- \* LITVAN G.G. (1972), - Phase transition of adsorbates IV mechanism of frost action in hardened cement paste. - *Journal of American Ceramic Society*, Vol. 55, n°1, pp. 38-45.

- \* LUCIUS M. (1952), - Manuel de la géologie du Luxembourg. Vue d'ensemble sur l'aire de sédimentation luxembourgeoise. - *Imprimerie de la Cour Victor Buck*, Luxembourg, pp 282-406.
- \* LUCIUS M. (1953), - Quelques aspects de la Géologie Appliquée dans l'aire de sédimentation luxembourgeoise. - Vol. IX, *Publications du Service Géologique du Luxembourg*, 281 p.
- \* MECHLING JM. (2000), - Formulation de bétons courants avec les Grès du Luxembourg et des kieselguhrs de filtration des brasseries. - *Thèse de l'Université Henri Poincaré Nancy 1*, Juin, 250 p.
- \* MECHLING JM., LECOMTE A. et MERRIAUX K. (2002), - Mesure de l'absorption d'eau des additions minérales des bétons par évaporométrie. - *Materials and Structures RILEM*, Vol. 36, January-February, pp 32-39.
- \* MERRIAUX K., LECOMTE A., DEGEIMBRE R. et DARIMONT A. (2003), - Alkali-silica reactivity with pessimum content on Devonian aggregates from the Belgian Arden massive. -, *Magazine of Concrete and Research*, acceptée à paraître.
- \* NEVILLE A. (2000), traduite de l'anglais par le CRIB, - Propriétés des bétons – *Editions Eyrolles*, Paris, pp. 136-137 et 496-499.
- \* PING X., BEAUDOIN J.J. and BROUSSEAU R. (1991), - Effect of aggregate size on transition zone properties at the Portland cement paste interface. - *Cement and Concrete Research*, Vol. 2, pp. 990-1005.
- \* POWERS T.C. (1949), - The air requirement of frost-resistance concrete. - *Proceedings of the highway research board*, Vol. 29, PP. 184-211.
- \* POWERS TC. and HELMUTH RA. (1953), - Theory of volume changes in hardened Portland-cement paste during freezing. - *Proceedings of the highway research board*, Vol. 32, pp. 139-147.

- \* PRINZ W. (1909), - Les micas des filons granitoïdes de Bastogne. - , *Bulletin de la Société Belge de Géologie*, n°23, pp 129-132.
  
- \* ROGERS C.A. (1986), - Evaluation of the potential for expansion and cracking of concrete caused by the alkali-carbonate reaction. - *Cement Concrete Research*, Vol. 8, n°1, pp 13-23.
  
- \* SEDRAN T. et de LARRARD F. (1994), - RENE-LCPC. Un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux du Génie Civil. - Note technique, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°194, Novembre-Décembre, pp 87-93.
  
- \* SEDRAN T. et de LARRARD F. (2000), - BétonlabPro2. Logiciel de formulation des bétons. Version 2.0 exécutable sous Windows. - logiciel et notice, *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Juillet.
  
- \* SINTUBIN M. et JONGMANS D. (1997), - Boudinage : Collignon ; Sur les roches ; Ballastière ; Bastogne Belgium.- *Belgian Symposium on Structural Geology an Tectonics*, Leuven, 18-21 September, 8 p.
  
- \* UNICEM (2000), - Le marché des granulats en 2000. - *Service statistique de l'UNICEM*, Paris, Janvier, 4 p.
  
- \* VULCANO-GREULLET N. (2001), - Elaboration d'un procédé de fabrication de pierres reconstituées à base de liants hydrauliques. Application au Grès d'Ernzen. - *Thèse de l'Université Henri Poincaré Nancy 1*, Novembre, 228 p.

# *ANNEXES*



*ANNEXE I*  
*Carte géologique du Luxembourg*



# Exploitation des ressources naturelles au Luxembourg

## Carte Géologique

### Légende

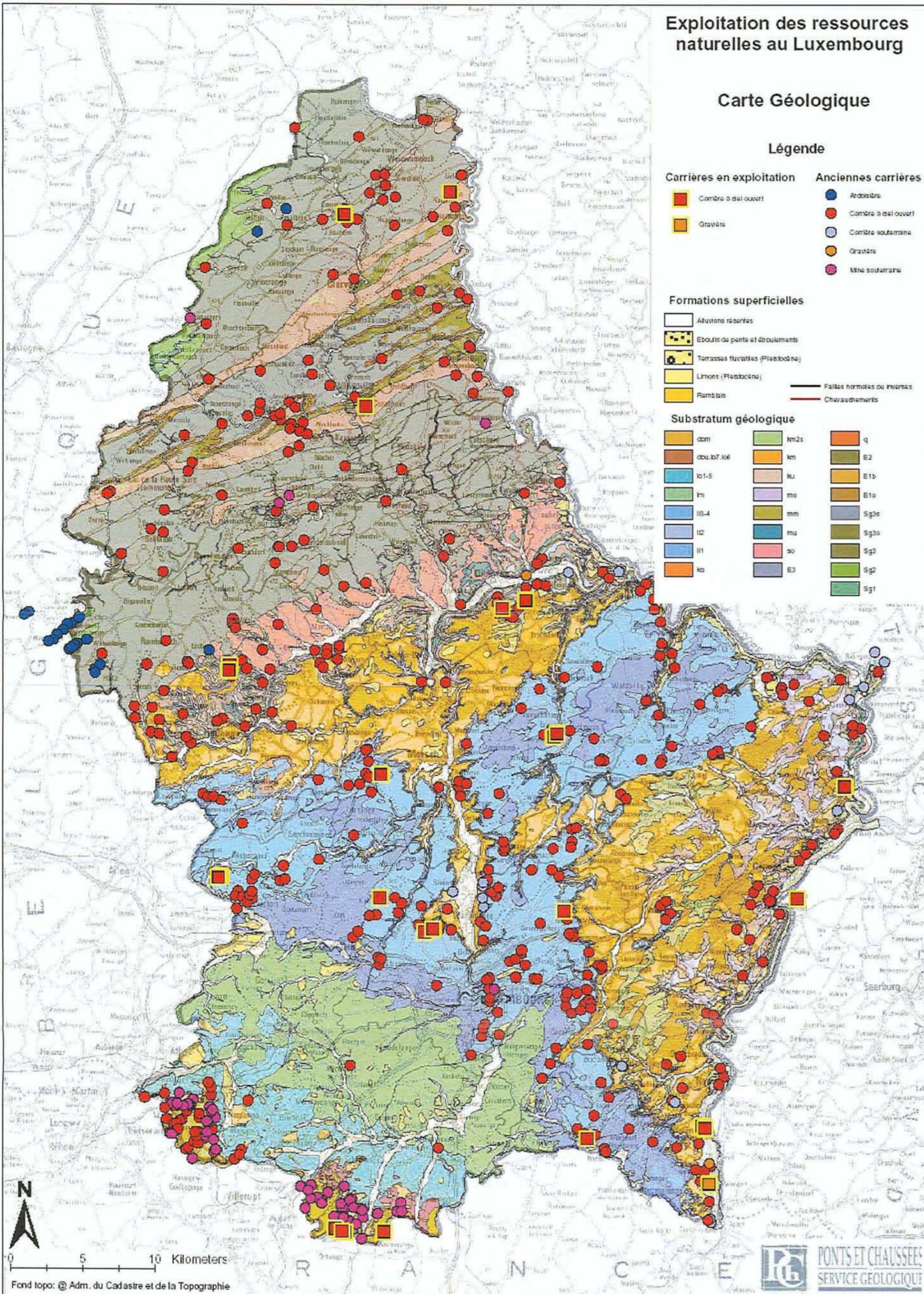
- | Carrières en exploitation | Anciennes carrières    |
|---------------------------|------------------------|
| Carrière à ciel ouvert    | Ardoisiers             |
| Gravière                  | Carrière à ciel ouvert |
|                           | Carrière souterraine   |
|                           | Gravière               |
|                           | Mine souterraine       |

### Formations superficielles

- |                                     |                              |
|-------------------------------------|------------------------------|
| Alluvions récentes                  | Failles normales ou inverses |
| Eboulements de pente et éboulements | chevauchements               |
| Terrasses fluviales (Pleistocène)   |                              |
| Limons (Pleistocène)                |                              |
| Rombais                             |                              |

### Substratum géologique

- |            |      |      |
|------------|------|------|
| dm         | km2s | q    |
| dm.lbt.koe | km   | E2   |
| lbt-5      | ku   | E1b  |
| km         | mo   | E1a  |
| lbt-4      | mm   | Sg2a |
| lbt        | mu   | Sg2b |
| lbt        | po   | Sg2  |
| no         | E2   | Sg1  |
|            |      | Sg1  |



0 5 10 Kilometers  
Fond topo: © Adm. du Cadastre et de la Topographie

**PONTES ET CHAUSSEES**  
SERVICE GEOLOGIQUE

S.C.D. - U.H.P. NANCY 1  
BIBLIOTHEQUE DES SCIENCES  
Rue du Jardin Botanique - BP 11  
54601 VILLERS-LES-NANCY Cédex



*ANNEXE II*  
*Carte du Luxembourg*



# GRAND-DUCHÉ DE LUXEMBOURG

1 : 250 000

localité .....  
commune .....  
cantons .....  
Mersch

### Divisions administratives

#### DISTRICT DE DIEKIRCH

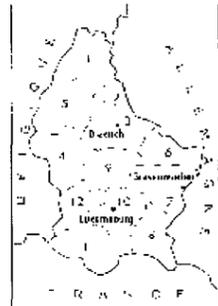
Cantons : 1 - Clervaux  
2 - Vianden  
3 - Diekirch  
4 - Redange  
5 - Wiltz

#### DISTRICT DE GREVENMÄCHER

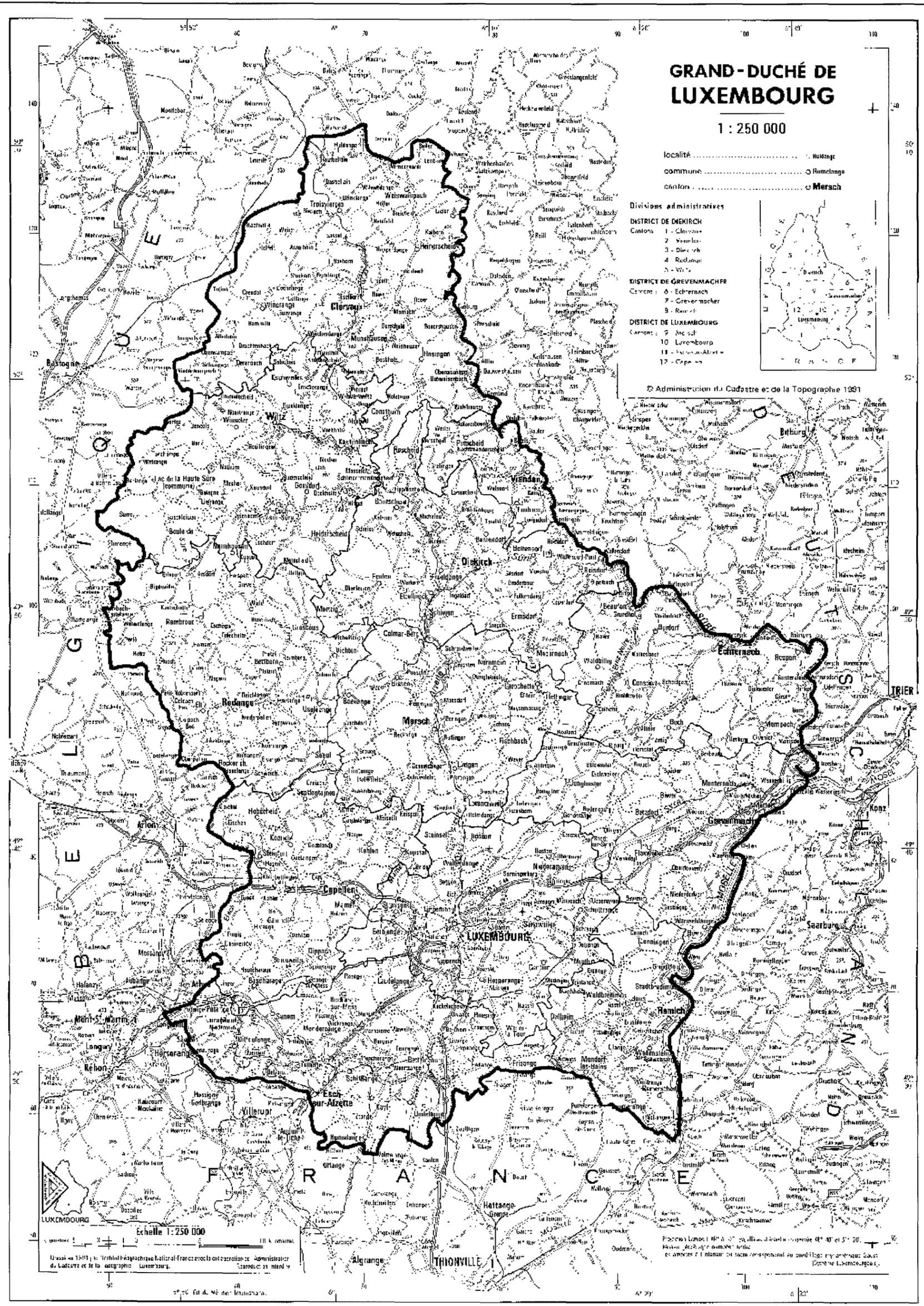
Cantons : 6 - Echternach  
7 - Grevenmacher  
8 - Remich

#### DISTRICT DE LUXEMBOURG

Cantons : 9 - Aarlsch  
10 - Luxembourg  
11 - Esch-sur-Alzette  
12 - Capellen



Administration du Cadastre et de la Topographie 1991



Echelle 1 : 250 000

U. 1991 - 1991 - Institut géographique national français avec la collaboration de l'Administration du Cadastre et de la Topographie Luxembourg.

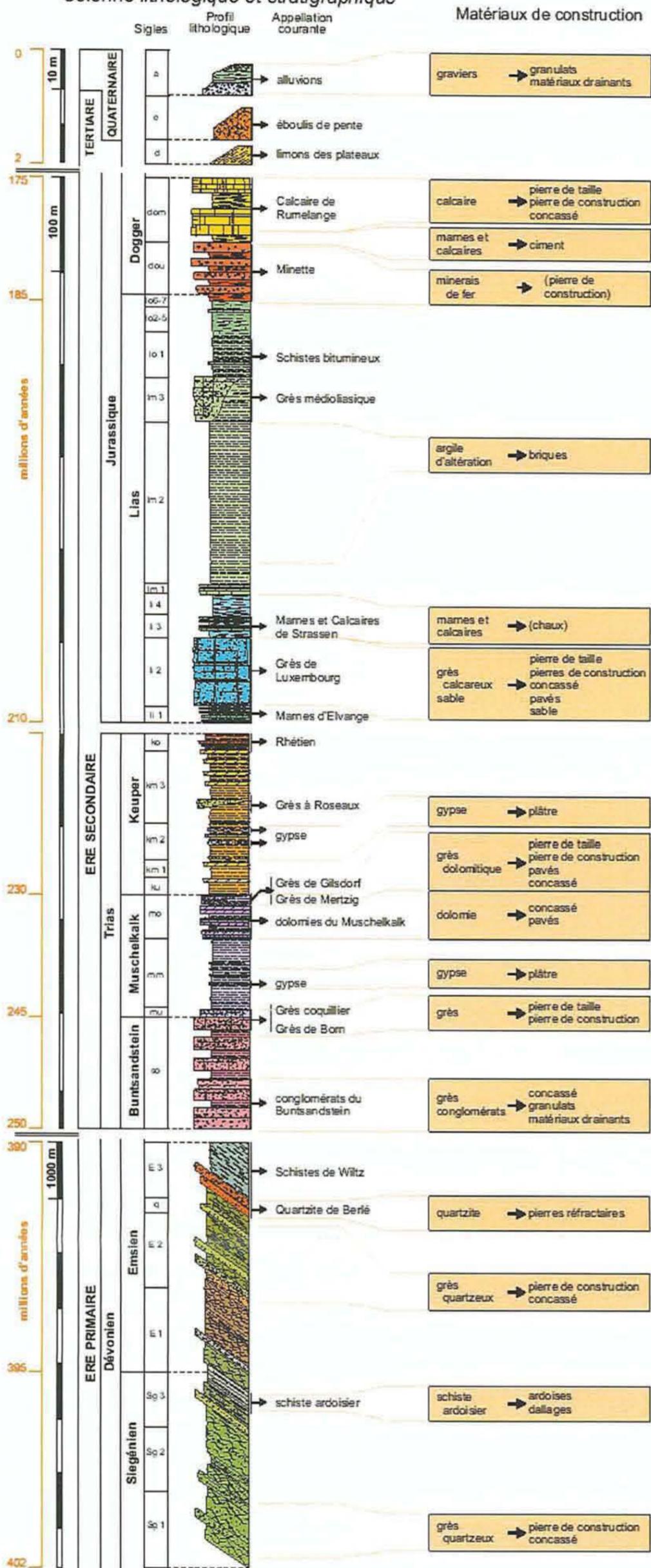
Projections Lambert 114° 4' 30" de longitude, décliné 49° 40' 0" de latitude.  
Moyenne 1972-1979, datum de Paris.  
Les contours et l'altitude ont été corrigés en fonction des données de l'IGN.



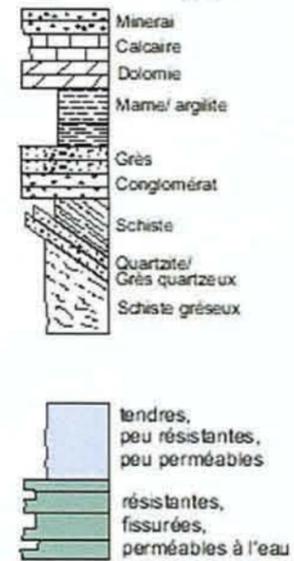
*ANNEXE III*  
*Log stratigraphique*



# Colonne lithologique et stratigraphique



## Légende lithologique





*ANNEXE IV*  
*Rappels sur les ciments*



Le ciment est un liant hydraulique, capable de faire prise avec l'eau, formant alors une pâte durcissant dans le temps. Le durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux notamment les silicates et les aluminates de calcium anhydres. Les éléments suivants sont un simple rappel des mécanismes d'hydratation et des produits formés.

### A. Ciment Portland

#### a. Fabrication et composition

Le ciment Portland est fabriqué essentiellement à partir de carbonates (calcaires ou craie) à hauteur de 80 % et de 20 % d'alumine et de silice, présentes dans les argiles. Les matières premières sont broyées, mélangées puis cuites dans un four rotatif à une température voisine de 1450°C, température où le matériau fond partiellement pour former des nodules appelés clinker. Le clinker est alors refroidi puis finement broyé pour former le constituant de base dans l'élaboration des différents ciments.

Le clinker anhydre est constitué de (composition de Bogue) :

- \* Silicate tricalcique (alite), appelé  $C_3S$  (entre 50 et 70 %),
- \* Silicate bicalcique (bélite) noté  $C_2S$  (entre 20 et 30 %),
- \* Aluminate tricalcique noté  $C_3A$  (entre 5 et 12 %),
- \* Aluminoferrite tétracalcique noté  $C_4AF$  (entre 5 et 12 %).

NB : notation de Bogue : C=CaO, A= $Al_2O_3$ , S= $SiO_2$ , F= $Fe_2O_3$ , H= $H_2O$

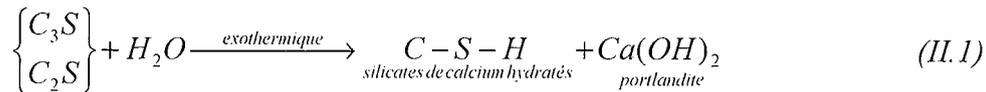
#### b. Produits d'hydratation

Mélangés à l'eau, ces produits vont s'hydrater avec des cinétiques différentes, puis précipiter (prise) et s'organiser (durcissement) en une structure mécaniquement résistante. Les mécanismes de l'hydratation [Le Chatelier, 1887 ; Baroghel-Bouny, 1994] sont généralement décrits comme le passage en solution dans la phase aqueuse des phases anhydres du ciment, avec production d'ions calcium  $Ca^{2+}$ , hydroxyles  $OH^-$ , silicates  $SiO_xH_y^{k-}$ , aluminates  $Al(OH)_4^-$ ,  $AlO_2^-$  et sulfates  $SO_4^{2-}$ . A saturation, ces ions se combinent pour donner :

- \* la Portlandite (hydroxyde de calcium) :  $Ca(OH)_2$ , ou CH,
- \* les silicates de calcium hydratés : C-S-H,
- \* les aluminates de calcium hydratés : C-A-H,
- \* les sulfo-aluminates de calcium hydratés, dont l'Ettringite :  $\overline{C_3A}$ ,  $3\overline{CS}$ ,  $H_{32}$ .

Les principales réactions chimiques de l'hydratation du ciment sont les suivantes :

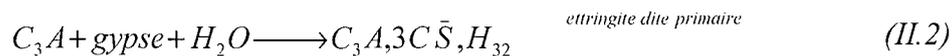
- \* l'hydratation des  $C_3A$  et  $C_2S$  donne des C-S-H et de la portlandite,



Les C-S-H représentent la phase hydratée la plus importante dans la pâte (de 50 à 70 %) et lui confèrent ses principales propriétés mécaniques. Ils se présentent sous la forme d'un gel poreux et gorgé d'eau dont la structure, composée de feuillets, d'alvéoles, de structures amorphes, etc., est difficile à caractériser.

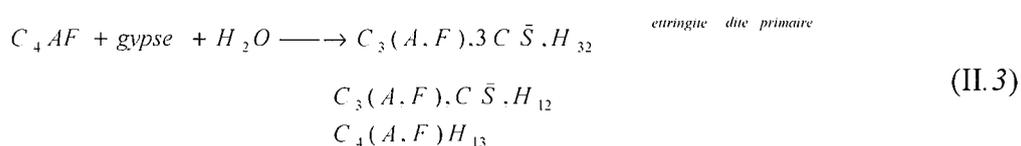
La portlandite  $Ca(OH)_2$  (25 à 27 %) cristallise en plaquettes hexagonales de grande taille qui se développent entre les grains de ciment partiellement hydratés, réduisant ainsi la compacité de la microstructure et limitant la résistance en compression du matériau. Contrairement aux C-S-H, la portlandite joue un rôle mineur dans la résistance mécanique [Baroghel-Bouny, 1994] mais intervient dans la durabilité en maintenant, en association avec les alcalis et la chaux libre du ciment, une basicité suffisante au sein du béton permettant par exemple la protection des armatures du béton armé.

\* le  $C_3A$ , en présence de gypse et d'eau, donne de l'ettringite et du C-A-H,



L'ettringite cristallise en aiguilles à base hexagonale et forme souvent des « oursins ». Les grains de  $C_3A$  sont recouverts d'un écran d'ettringite finement cristallisée dont la formation provoque, à terme sous les forces d'expansion, un éclatement de la croûte ettringitique rendant possible l'hydratation du  $C_3A$ . Or, l'ettringite continue à se former tant qu'il y a suffisamment d'ions  $SO_4^{2-}$  et recouvre les  $C_3A$ . Lorsque le gypse est entièrement consommé, l'écran ettringitique se désagrège libérant ainsi des ions sulfates qui vont se combiner aux  $C_3A$  excédentaires pour former un monosulfo-aluminate de calcium hydraté  $C_3A, CS, H_{12}$  qui cristallise en plaquettes hexagonales. Les C-A-H se présentent sous forme de cristaux lamellaires hexagonaux  $C_4AH_{13}$  qui évoluent en cristaux cubiques  $C_3AH_6$ .

\* le  $C_4AF$  donne les mêmes produits que  $C_3A$ , par substitution des alumino-ferrites aux aluminates.



Pour résumer, l'hydratation du mélange se déroule en 4 grandes phases :

- ✱ la dissolution (durant le gâchage) avec la formation de C-S-H et d'ettringite en milieu basique (pH proche de 13),
- ✱ la période dormante (quelques heures après le gâchage) est caractérisée par une augmentation des ions calcium  $\text{Ca}^{2+}$ . La solution se sature en chaux et la formation de C-S-H et d'ettringite est ralentie provisoirement, ce qui permet le gâchage et sa mise en œuvre,
- ✱ la prise intervient généralement lorsque la portlandite précipite dans les pores soit 1 à 2 heures après le gâchage. Les grains de ciment se relient par les hydrates C-S-H qui se forment rapidement et les dissolutions s'accélèrent,
- ✱ le durcissement : la formation d'ettringite s'achève par épuisement du gypse, puis se transforme en monosulfo-aluminate de calcium hydraté  $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{CS}$ ,  $\text{H}_{12}$ . L'hydratation des silicates s'accélère durant la phase de durcissement avec apparition de C-A-H. Les grains de ciment se couvrent alors d'une couche d'hydrates de plus en plus épaisse, ce qui ralentit la diffusion voire stoppe l'hydratation.

### *B. Ciments Portland composés*

Les ciments Portland composés résultent du mélange de clinker et d'autres constituants tels que les calcaires, laitiers, cendres volantes, pouzzolanes, fumées de silice (limitées à 10 %). Ces constituants ont des propriétés hydrauliques ou encore pouzzolaniques et répondent aux critères imposés par la norme EN 197-1. Il existe cinq grands types de ciments selon le type d'addition et son pourcentage (Tab. II.2) :

- ✱ Ciment Portland CEM I,
- ✱ Ciment portland composé CEM II /A ou B,
- ✱ Ciment de haut fourneau CEM III/A, B ou C,
- ✱ Ciment pouzzolanique CEM IV,
- ✱ Ciment au laitier et aux cendres CEM V.

La norme EN 197-1, outre la composition des ciments, définit également pour chaque type de ciment sa classe de résistance. Elle correspond aux résistances minimales et maximales (en MPa garanties respectivement à 95 et 90 %) auxquelles le ciment devra répondre à 28 jours (après le gâchage). De la même manière, le retrait, le temps de prise et la stabilité sont limités. Il existe trois classes de résistances courantes (résistance à la compression mesurée à 28 jours) : classe 32,5

- classe 42,5 - classe 52,5. A chaque classe de résistance courante correspond deux classes de résistances à court terme (résistance à la compression mesurée à 2 ou 7 jours) : la première ordinaire est notée N, la seconde élevée est notée R (Tab. II.1).

**Tab. II.1** : Classes de résistance et propriétés garanties par la norme EN 197-1

Classe de résistance	Types	Résistance à la compression MPa				Temps de début de prise min	Stabilité (expansion) mm
		Résistance à court terme		Résistance courante			
		2 jours	7 jours	28 jours			
32,5 N	Tous	-	$\geq 16$	$\geq$	$\leq 52,5$	$\geq 90$	$\leq 10$
32,5 R	CEM III - IV - V	$\geq 10$	-	32,5			
32,5 R	CEM I - II	$\geq 13,5$	-				
42,5 N	CEM III - IV - V	$\geq 10$	-	$\geq$	$\leq 62,5$	$\geq 60$	
42,5 N	CEM I - II	$\geq 12,5$	-	42,5			
42,5 R	Tous	$\geq 20$	-				
52,5 N	Tous	$\geq 20$	-	$\geq$	-	$\geq 60$	
52,5 R	Tous	$\geq 30$	-	52,5			

**Tab. II.2 : Types de ciment et composition (EN 197-1)**

Désignation	Type	Clinker	Laitier	Fumée silice	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schistes calcinés	Calcaires		Constituants secondaires		
					Naturelle	Naturelle calcinée	Siliceuse	Calciq		L	LL			
					K	S	D	P		Q	V		W	T
Portland	Portland P	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
Ciments composés	P au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
	P à la Fumée silice	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
	P à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	
		CEM II/A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	
		CEM II/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	
	P aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	
		CEM II/A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	
CEM II/B-W		65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-		
P au schiste	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5	
	CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-		
P au calcaire	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5	
	CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-		
	CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-		
	CEM II/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-		
P composé	CEM II/A-M	80-94	6-20									0-5		
	CEM II/B-M	65-79	21-35											
CEM III	Ciment de Haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
CEM IV	Ciment pouzzolanique	CEM IV/A	65-90	-	11-35					-	-	-	0-5	
		CEM IV/B	45-64	-	36-55					-	-	-		
CEM V	Ciment composé	CEM V/A	40-64	18-30	-	18-30			-	-	-	-	0-5	
		CEM V/B	20-39	31-50	-	31-50			-	-	-	-		



*ANNEXE V*  
*EN 206-1 : les classes*  
*d'expositions des bétons et les*  
*spécifications associées.*  
*Cas du Luxembourg*



Tab. III.1 : Valeurs limites spécifiées applicables à la composition et aux propriétés des bétons réalisables au Grand Duché de Luxembourg  
(D'après la norme européenne EN 206-1, décembre 2000, annexe F informative).

			Description de l'environnement	Exemple	E/C maxi	Rc mini	CEM I mini (kg/m <sup>3</sup> )	Air mini (%)	Autre prescription
Classes d'exposition	Aucun risque d'attaque ou de corrosion	X0	-	Bétons d'intérieur		C12/15	-	-	-
	Carbonatation	XC1	Sec ou humide en permanence	Bétons d'intérieur ou Bétons immergés	0,65	C20/25	260	-	-
		XC2	Humide, rarement sec	Fondations	0,6	C25/30	280		
		XC3	Humidité modérée	Bétons extérieurs abrités de la pluie	0,55	C30/37	280		
		XC4	Alternance humidité/séchage	-	0,5	C30/37	300		
	Attaque gel/dégel	XF1	Saturation modérée sans sel	Surfaces verticales de bétons	0,55	C30/37	300	-	Granulats non gélifs
		XF2	Saturation modérée avec sels véhiculés dans l'air	Surfaces verticales de bétons	0,55	C25/30	300	4	
		XF3	Forte saturation sans sel	Surfaces horizontales de bétons	0,5	C30/37	320	4	
		XF4	Forte saturation avec sels	Routes et tabliers de ponts	0,45	C30/37	340	4	
	Attaque des chlorures d'origine autre que marine	XD1	Humidité modérée	Bétons exposés aux chlorures par voie aérienne	0,55	C30/37	300	-	-
		XD2	Humide, rarement sec	Piscines	0,55	C30/37	300		
		XD3	Alternance d'humidité et de séchage	Chaussées Dalles de parkings	0,45	C35/45	320		
	Attaques chimiques	XA1	Faible agressivité chimique	-	0,55	C30/37	300	-	-
		XA2	Agressivité chimique modérée		0,5	C30/37	320		
XA3		Forte agressivité chimique	0,45		C35/45	360			
								Ciment résistant aux sulfates	



## *ANNEXE VI*

*Simulations des propriétés  
rhéologiques et mécaniques des  
bétons gréseux et dolomitiques  
réalisés durant cette étude.*

Les simulations tiennent compte des coefficients  $p$ ,  $q$  et  $k_1$  retenus et des ajouts d'eau durant le malaxage.



# SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET MECANIQUES DES BETONS DE GRES PHYLLADEUX.

## MATERIAUX BRUTS (G1 à G5)

		MARDASSON BRUT				
		CEM I			CEM II	
	N° de gâchée	G1	G2	G3	G4	G5
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment	293	336	444	299	451
	E <sub>eff</sub>	238,9	236,2	255,6	256,3	260
	BV 40	0	3,4	0	0	0
	0/4 Mar	754	755	691	693	635
	0/4 Brouch	0	0	0	0	0
	0/3 Moselle	0	0	0	0	0
	4/7	0	0	0	0	0
	7/10	668	649	594	692	633
	10/20	360	351	321	346	316
	Air %	0,9	0,7	0,9	0,7	0,8
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,82	0,70	0,58	0,86	0,58
	Densité	2,327	2,341	2,317	2,301	2,309
	A cm	22,2	30	20	25,2	20,1
	Seuil Pa	738	122	881	530	868
	Vis Pa.s	75	66	76	48	74
	Rc <sub>28</sub> MPa	16,8*	22,8*	31,8*	14*	31,3*
	Rt <sub>28</sub> MPa	2,2*	2,6*	3,2*	2*	3,1*

\* Simulations réalisées avec un coefficient p de 0,85, un coefficient q nul et une valeur de k<sub>i</sub> de 0,4

## MATERIAUX LAVES (G6 à G11)

		Matériaux lavés					
		CEM I			CEM II		
	N° de gâchée	G6	G7	G8	G9	G10	G11
Constituants (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment	293	352	450	336	438	338
	E <sub>eff</sub>	191	202	216	170	202,4	203,2
	BV 40	0	0	0	4,4	3	3,3
	0/4 Mar	0	0	0	0	0	0
	0/4 Brouch	186	178	166	187	512	712
	0/3 Moselle	463	445	415	468	0	0
	4/7	0	0	0	0	527,3	513,4
	7/10	573	550	513	579	351	183
	10/20	669	641	599	676	351	403
	Air %	0,8	0,7	0,7	0,6	0,5	0,9
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,65	0,57	0,48	0,51	0,46	0,60
	Densité	2,391	2,383	2,374	2,434	2,396	2,367
	A cm	13,3	16,3	16	26	27,9	23
	Seuil Pa	1361	1155	1167	491	356	692
	Vis Pa.s	187	140	122	348	252	295
	Rc <sub>28</sub> MPa	26*	32,4*	43*	42**	46**	29**
	Rt <sub>28</sub> MPa	2,5*	2,9*	3,4*	3,7**	3,8**	2,8**

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 0,85, q de 0 et kt de 0,4 (Mardasson)

\*\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1, q de 0,004 et kt de 0,46 (Mardasson)

**SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET  
MECANIQUES DES BETONS DE DOLOMIE.**

**DOLOMIES DE WELLEN (PALIER INFERIEUR) : G12 à G14 et G24**

		Wellen Inférieur			
		CEM I			CEM II
Gâchée n°		<b>G12</b>	<b>G13</b>	<b>G14</b>	<b>G24</b>
Constituants	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	295	351	446	324
	Eau eff	199,6	205,3	215,3	195
	BV 40 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	0,79
	0/5 W Inf.(kg/m <sup>3</sup> )	564	545	513	833
	5/25 W Inf.(kg/m <sup>3</sup> )	1317	1273	1197	1019
	Air occlus (%)	0,5	0,5	0,5	1
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,677	0,585	0,483	0,602
	Densité	2,42	2,416	2,41	2,413
	Affaissement (cm)	19,2	18,4	15,1	24,3
	Seuil de cisaillement (Pa)	963	1023	1246	608
	Viscosité plastique (Pa.s)	139	132	139	174
	R <sub>c28</sub> (MPa)	32,4*	41,1*	54,7*	34,1*
	R <sub>t28</sub> (MPa)	3,3*	3,8*	4,5*	3,5*

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,018, q de 0,0012 et k, de 0,44

# SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET MECANIQUES DES BETONS DE DOLOMIE

## DOLOMIES DE WELLEN (PALIER SUPERIEUR)

### MATERIAUX BRUTS: G15 à G17 et G25 à G27

		Matériaux bruts					
		CEM I			CEM II BV 40		
Gâchée n°		G15	G16	G17	G25	G26	G27
Constituants	5/25 W Sup.(kg/m <sup>3</sup> )	1218	1178	1099	1250	1184	1263
	0/5 W Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	657	636	593	675	365	390
	0/4 Brouch (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	0	268,6	286,5
	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	295	341	445	317	338	316
	SP1 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	4,1	0	4,5
	Eau eff	198,1	206,3	217,8	171,4	201,2	163,8
	Air occlus (%)	0,7	0,6	0,7	0,5	0,7	0,6
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,67	0,61	0,49	0,54	0,60	0,52
	Densité	2,406	2,398	2,389	2,454	2,391	2,456
	Seuil de cisaillement (Pa)	864	886	1204	177	1169	299
	Viscosité plastique (Pa.s)	114	110	129	269	136	340
	Affaissement (cm)	20,6	20,2	15,6	30	16,1	28,8
	R <sub>c28</sub> (MPa)	28,6*	33,6*	44,9*	38,3*	30*	39,7*
	R <sub>t28</sub> (MPa)	2,9*	3,2*	3,8*	3,5*	2,8*	3,3*

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,025, q de 0,0042 et k<sub>t</sub> de 0,39

### MATERIAUX LAVES : G30 à G31 et G34 à G36

		Matériaux lavés				
		CEM I		CEM II BV 40	CEM II OPTIMA 200	
Gâchée n°		G30	G31	G34	G35	G36
Constituants	5/25 W Sup.(kg/m <sup>3</sup> )	1137	1039	1150	1172	1165
	0/5 W Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	760	694	768	783	487
	0/4 Brouch (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	0	286,2
	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	295	446	326	330	339
	SP1 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	4,2	4,3	4,4
	Eau eff	187,6	198,2	169,1	154,1	154,5
	Air occlus (%)	0,9	1,1	0,7	0,8	0,8
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,64	0,44	0,52	0,47	0,46
	Densité	2,418	2,413	2,454	2,479	2,468
	Seuil de cisaillement (Pa)	866	1453	261	364	531
	Viscosité plastique (Pa.s)	125	166	228	361	451
	Affaissement (cm)	20,6	12,1	29,3	27,9	25,5
	R <sub>c28</sub> (MPa)	29,9*	48,5*	39,3*	46,8*	47,2*
	R <sub>t28</sub> (MPa)	2,8*	3,7*	3,3*	3,6*	3,5*

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,056, q de 0,0042 et k<sub>t</sub> de 0,38

**SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET  
MECANIQUES DES BETONS DE DOLOMIE**

**DOLOMIES DE SCHLOSS THORN (PALIER INFERIEUR) :  
G18 à G20 et G28**

		SCHLOSS THORN INFERIEUR			
		CEM I			CEM II
		<b>G18</b>	<b>G19</b>	<b>G20</b>	<b>G28</b>
Constituants	Gâchée n°				
	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	298	352	454	335
	Eau eff	201	211,2	230	177,9
	Optima 200 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	6,7
	0/6 ST Inf. (kg/m <sup>3</sup> )	771,5	741,8	685,3	786,9
	6/20 ST Inf. (kg/m <sup>3</sup> )	1077,5	1036	957,1	1098,9
	Air occlus (%)	1,3	1,2	1,1	0,8
Propriétés	$E_{eff}/C$	0,674	0,6	0,507	0,531
	Densité	2,381	2,372	2,355	2,433
	Affaissement (cm)	12,4	13,4	13,5	29,4
	Seuil de cisaillement (Pa)	1419	1344	1330	256
	Viscosité plastique (Pa.s)	155	136	120	352
	$R_{c28}$ (MPa)	28,8*	34,6*	44*	40,9*
	$R_{t28}$ (MPa)	2,7*	3*	3,5*	3,3*

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,009, q de 0,004 et  $k_t$  de 0,37

**SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET  
MECANIQUES DES BETONS DE DOLOMIE**  
**DOLOMIES DE SCHLOSS THORN (PALIER SUPERIEUR)**  
**MATERIAUX BRUTS: G21 à G23 et G29**

		Matériaux bruts			
		CEM I			CEM II
	Gâchée n°	<b>G21</b>	<b>G22</b>	<b>G23</b>	<b>G29</b>
Constituants	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	298	352	454	316
	Eau eff	201	211,2	230	216,5
	Optima 200 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	1,9
	0/6 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	772	742	685	754
	6/20 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	1078	1036	957,1	1057,7
	Air occlus (%)	1,3	1,2	1,1	0,6
	Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,67	0,60	0,51
Densité		2,381	2,372	2,355	2,378
Affaissement (cm)		12,4	13,4	13,5	30
Seuil de cisaillement (Pa)		1419	1344	1330	135
Viscosité plastique (Pa.s)		155	136	120	105
Rc <sub>28</sub> (MPa)		28,8	34,6	44	25,8
Rt <sub>28</sub> (MPa)		2,7	3	3,5	2,6

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,088, q de 0,008 et k<sub>i</sub> de 0,36

**MATERIAUX LAVES : G32 à G33 et G37 à G38**

		Matériaux lavés			
		CEM I		CEM II	
	Gâchée n°	<b>G32</b>	<b>G33</b>	<b>G37</b>	<b>G38</b>
Constituants	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	299	450	345	345
	Eau eff	200,5	210,1	143,3	145,9
	Optima 200 (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	6,9	6,9
	0/6 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	739	677	819	428
	0/4 Brouch (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	345,3
	6/20 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	1126	1031	1148	1185
	Air occlus (%)	0,9	1	1,2	1,1
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,67	0,47	0,42	0,42
	Densité	2,399	2,399	2,492	2,482
	Affaissement (cm)	18,6	13,5	21,7	20,4
	Seuil de cisaillement (Pa)	998	1354	808	901
	Viscosité plastique (Pa.s)	148	149	840	747
	Rc <sub>28</sub> (MPa)	28,1	43,4	54,7	52,3
	Rt <sub>28</sub> (MPa)	2,5	3,2	3,5	3,4

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,18, q de 0,008 et k<sub>i</sub> de 0,35

## SIMULATIONS DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET MECANIQUES DES BETONS DE DOLOMIE

### **DOLOMIES DE SCHLOSS THORN (PALIER SUPERIEUR) CONCASSAGE ET LAVAGE AU STADE SEMI-INDUSTRIEL**

**Bétons à base de CEM II associé à FK63 : G39 à G43**

**Bétons à base de CEM II associé à OPTIMA 200 : G44, G45 et G47**

		FK 63					OPTIMA 200		
Gâchée n°		<b>G39</b>	<b>G44</b>	<b>G45</b>	<b>G47</b>	<b>G43</b>	<b>G44</b>	<b>G45</b>	<b>G47</b>
Constituants	CEM II (kg/m <sup>3</sup> )	317	334	348	327	307	334	348	327
	Eau eff	198	150	156,2	165,2	128	150	156,2	165,2
	SP (kg/m <sup>3</sup> )	0	3,34	2,96	3,27	5,22	3,34	2,96	3,27
	Sablon (kg/m <sup>3</sup> )	40	91	0	96	96	91	0	96
	0/4 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	810	876	907	780	871	876	907	780
	4/8 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	362	413	427	0	390	413	427	0
	8/25 ST Sup. (kg/m <sup>3</sup> )	634	581	602	1062	682	581	602	1062
	Air occlus (%)	1,2	1,2	1	0,8	1,3	1,2	1	0,8
Propriétés	E <sub>eff</sub> /C	0,63	0,45	0,45	0,51	0,42	0,45	0,45	0,51
	Densité	2,398	2,483	2,48	2,467	2,514	2,483	2,48	2,467
	Affaissement (cm)	17	23,3	26,7	27,8	23	23,3	26,7	27,8
	Seuil de cisaillement (Pa)	1107	691	445	365	719	691	445	365
	Viscosité plastique (Pa.s)	129	664	445	386	852	664	445	386
	Rc <sub>28</sub> (MPa)	24,4*	43,5*	44,6*	37,3*	43,9*	43,5*	44,6*	37,3*
	Rt <sub>28</sub> (MPa)	2,3*	2,6*	2,5*	2,9*	3,2*	3,1*	3,2*	2,9*

\* Simulations réalisées avec des coefficients p de 1,18, q de 0,008 et k<sub>t</sub> de 0,35

Mademoiselle MERRIAUX Karine

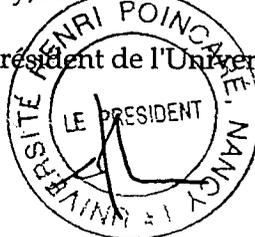
DOCTORAT de l'UNIVERSITE HENRI POINCARÉ, NANCY 1  
en GEOLOGIE APPLIQUEE AU GENIE CIVIL

VU, APPROUVÉ ET PERMIS D'IMPRIMER

n° 871

Nancy, le 25 Novembre 2003

Le Président de l'Université



Cl. BURLET

## RESUME

---

Ces travaux de thèse s'intéressent à la valorisation des ressources minérales du Luxembourg en vue de la production de granulats de substitution pour fabriquer des bétons. Le premier aspect de la recherche consiste à dresser l'inventaire des formations aptes à fournir des granulats. Deux formations, les grès phylladeux du Dévonien et les dolomies du Muschelkalk, ont été retenues pour produire des granulats caractérisés en laboratoire selon les méthodes normatives. Le second aspect s'intéresse à la formulation de bétons, avec le logiciel BétonlabPro2, à base des granulats de substitution et des ciments locaux. Leurs propriétés sont ensuite vérifiées en laboratoire. Le dernier aspect concerne la durabilité des matériaux (granulats et bétons) vis-à-vis du gel, avec et sans sels, et de leur réactivité potentielle à l'alcali-réaction (alcali-silice et alcali-carbonate). Des précautions d'utilisation des matériaux étudiés dans les mélanges hydrauliques sont finalement proposées.

**MOTS CLES** : Luxembourg, grès, dolomie, granulats de substitution, béton, durabilité, gel, alcali-réaction

## ABSTRACT

---

This study concerns the Luxembourg concrete's mineral resources valorisation in order to produce some new aggregates to make concretes. In a first time, an inventory of Luxembourg mineral resources able to supply aggregates for concrete, is established. Two mineral formations, Devonian sandstone and Muschelkalk dolomite, are selected to produce aggregates. They are checked in laboratory in accordance with normative methods. Then, we interest in economic concrete mixture proportioning, based on the software BetonlabPro2, with substitution aggregates and local cements. All the current concrete properties are checked in laboratory. At last, material durability (aggregates and concretes) is studied, first towards freezing and thawing and then towards alkali reaction (alkali silica and alkali carbonate). Some recommendations are proposed to use studied aggregates in concrete according to environments in Luxembourg.

**KEY-WORDS** : Luxembourg, sandstone, dolomite, substitution aggregates, concrete, durability, frost, alkali-reaction