



HAL
open science

Comportement thermo-hydro-mécanique des agrégats d'enrobés compactés non saturés

Laura Gaillard

► **To cite this version:**

Laura Gaillard. Comportement thermo-hydro-mécanique des agrégats d'enrobés compactés non saturés. Infrastructures de transport. Université de Strasbourg, 2019. Français. NNT : 2019STRAD042 . tel-02528089

HAL Id: tel-02528089

<https://theses.hal.science/tel-02528089>

Submitted on 1 Apr 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ÉCOLE DOCTORALE MSII (ED n°269)

INSA de Strasbourg

Laboratoire des sciences de l'ingénieur, de l'informatique et de
l'imagerie (ICUBE) - UMR 7357

THÈSE présentée par :

Laura GAILLARD

soutenue le : 15 novembre 2019

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**

Discipline/ Spécialité : Mécanique/ Génie Civil

**COMPORTEMENT
THERMO-HYDRO-MECANIQUE
DES AGREGATS D'ENROBES
COMPACTES NON SATURES**

THÈSE dirigée par :

M. CHAZALLON Cyrille

M. HORNYCH Pierre

Professeur, INSA de Strasbourg

Directeur de recherches (HDR), IFSTTAR Nantes

RAPPORTEURS :

M. AZEMA Emilien

M. CUI Yu Jun

Maître de conférences (HDR), Université de Montpellier

Professeur, Ecole des Ponts ParisTech

AUTRES MEMBRES DU JURY :

M. DI BENEDETTO Hervé

M. GAUDEFROY Vincent

M. QUEZADA Juan Carlos

Professeur, ENTPE Lyon

Directeur de recherches (HDR), IFSTTAR Nantes

Maître de conférences, INSA de Strasbourg

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Hervé Di Benedetto de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de la soutenance de thèse, Emilien Azéma et Yu Jun Cui d'avoir accepté de rapporter mon manuscrit, ainsi que Vincent Gaudefroy d'avoir participé à ce jury.

Je remercie particulièrement Cyrille Chazallon, mon directeur de thèse, pour m'avoir donné l'opportunité de réaliser ces travaux de recherche et pour sa confiance. Merci à Pierre Hornych, mon co-directeur de thèse, pour ses conseils et son accueil au sein de son équipe à l'IFSTTAR de Nantes. Je remercie aussi Juan Carlos Quezada, mon encadrant, pour son aide et sa disponibilité sans faille.

Je remercie également tous les membres du projet ORRAP pour toutes les discussions fructueuses. Je suis reconnaissante envers Delphine Untereiner d'avoir répondu à toutes mes questions administratives et pour sa gentillesse.

Un grand merci à toute l'équipe de Génie Civil de l'INSA de Strasbourg, notamment à Saïda Mouhoubi pour sa bienveillance et à Georg Koval pour sa sympathie. Je remercie le duo légendaire du laboratoire de mécanique des sols, Alexandra Maes et Pierre Regenass, pour m'avoir offert de nombreux cafés et gâteaux. Merci à Damien Kaelbel d'avoir solutionné beaucoup de mes aléas expérimentaux.

Je n'oublie pas les membres du laboratoire de physique, dans lequel j'ai fait mes premiers pas dans l'enseignement, et en particulier Thierry Engel ainsi que Christophe Cordier, des personnes passionnées et passionnantes.

Merci à tous mes colocataires de bureau, Peng Jing, Xiao Feng Gao, Gui Xian Liu, Loba Sagnol, Hossein Assadollah, Fu-Jiao Tang, Anicet Dansou, Léo Coulon et Lei Lin.

Je tiens également à exprimer toute ma reconnaissance envers l'équipe de l'IFSTTAR de Nantes qui m'a accueillie pendant un mois. Merci à Jean-Luc Geffard pour sa très grande aide dans la réalisation de mes essais, sa bonne humeur et son expression mémorable « ça fait djouille ».

Enfin, mes principaux remerciements vont à ma famille, sans qui cela n'aurait pas été possible. Merci à ma mère pour son écoute, son immense soutien et d'avoir été présente pour moi. Je remercie mon père pour ses idées, les solutions qu'il a su m'apporter et ses nombreuses visites quand j'en avais besoin. Merci aussi à ma sœur Julia, pour nos longues discussions et ses mots rassurants. Je tiens à remercier Jean-Pierre pour sa présence et pour avoir suivi mon évolution. Je pense également à ma grand-mère, toujours très fière. Je n'oublie pas ma fidèle amie, Julia, ainsi que Fanny et Cassille. Merci à mes beaux-parents, Anne et Nicolas, d'avoir participé à ma réussite à travers leur grande générosité. Enfin, je remercie profondément Charlou, mon équilibre.

SOMMAIRE

Remerciements	2
Liste des figures.....	7
Liste des tableaux	14
Liste des abréviations et notations.....	17
Introduction générale.....	20
CHAPITRE I. Etude bibliographique	23
I.1. Description des chaussées souples	23
I.1.1. Description des chaussées souples	23
I.1.2. Sollicitations.....	24
I.1.3. Principe de dimensionnement des chaussées souples	25
I.2. Les matériaux granulaires	28
I.2.1. Description des matériaux granulaires dans les chaussées à faible trafic	28
I.2.2. Etude et modélisation du comportement résilient	33
I.3. Les enrobés bitumineux	38
I.3.1. Comportements mécaniques des enrobés bitumineux	38
I.3.2. Comportement en petites déformations et modélisation de la viscoélasticité.	39
I.4. Les matériaux bitumineux à froid	45
I.4.1. La grave émulsion	45
I.4.2. L'enrobé à la mousse de bitume.....	47
I.4.3. Le béton bitumineux à froid et l'enrobé coulé à froid.....	48
I.5. Les agrégats d'enrobés recyclés.....	49
I.5.1. Réglementation et processus de récupération des agrégats d'enrobés	49
I.5.2. Les procédés de recyclage à chaud	54
I.5.3. Les procédés de recyclage tièdes ou semi-tièdes	55
I.5.4. Les procédés de recyclage à froid	57
I.6. Conclusion	62
CHAPITRE II. Matériaux étudiés et essais en laboratoire.....	63
II.1. La structure de chaussée ORRAP.....	63
II.2. Matériaux étudiés.....	64
II.2.1. Les Agrégats d'Enrobés	65

II.2.2. La Grave Non Traitée	69
II.3. Essais en laboratoire	70
II.3.1. Echantillonnage.....	70
II.3.2. Mesure de la succion matricielle des Agrégats d'Enrobés	72
II.3.3. Essais triaxiaux	72
II.4. Conclusion	100
CHAPITRE III. Résultats des essais en laboratoire	101
III.1. Exemple de résultats d'un essai triaxial à chargements répétés	104
III.1.1. Le conditionnement	104
III.1.2. Le comportement résilient	105
III.2. Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique.....	110
III.2.1. Courbe de rétention d'eau des agrégats d'enrobés	110
III.2.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés à différentes teneurs en eau.....	111
III.3. Effet de la température sur le comportement mécanique	117
III.3.1. Résultats des essais triaxiaux monotones	117
III.3.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés	119
III.4. Effet de la fréquence sur le comportement résilient.....	127
III.5. Effet du liant sur le comportement mécanique.....	131
III.5.1. Résultats des essais triaxiaux monotones	131
III.5.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés	133
III.6. Comparaison des résultats des deux laboratoires	142
III.6.1. Paramètres de l'essai TCR.....	142
III.6.2. Procédure de fabrication de l'éprouvette.....	143
III.6.3. Résultats de l'essai TCR.....	143
III.6.4. Conclusion	147
III.7. Prédiction du comportement résilient.....	148
III.7.1. Le modèle de Boyce	148
III.7.2. Modélisation du comportement des AE à différentes teneurs en eau.....	149
III.7.3. Modélisations des AE à deux températures.....	153
III.7.4. Modélisations pour les différents matériaux	154
III.8. Conclusion.....	156

CHAPITRE IV. Prédiction du module résilient des agrégats d'enrobés par le modèle viscoélastique de Burgers	158
IV.1. Modélisations analytiques pour prédire le module résilient	158
IV.1.1. Construction du modèle analytique	158
IV.1.2. Modélisations à 20°C et 40°C	160
IV.2. Modélisations numériques par la méthode des éléments discrets	163
IV.2.1. Objectifs	163
IV.2.2. Procédure numérique.....	163
IV.2.3. Préparation des échantillons numériques	169
IV.2.4. Modélisations des essais triaxiaux monotones.....	173
IV.2.5. Modélisation du comportement résilient.....	175
IV.3. Conclusion.....	179
CHAPITRE V. Etude de la structure de chaussée ORRAP	180
V.1. Calcul d'un cas type de structure de chaussée ORRAP avec le logiciel ALIZE-LCPC	180
V.1.1. Choix de la structure de chaussée	180
V.1.2. Etats de contraintes	181
V.2. Planches d'essais expérimentales	187
V.2.1. Planche d'essai expérimentale suisse	187
V.2.2. Planche d'essai expérimentale française	193
V.3. Conclusion.....	200
Conclusion générale	201
Bibliographie	204
Normes	213
Annexes	214

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Coupe verticale d'une structure de chaussée (NF P 98-086, 2011)	24
Figure I.2 Déformations critiques considérées dans le dimensionnement des chaussées souples (Allou, 2006)	25
Figure I.3 Contraintes dans la couche de graves non traitées au passage de la charge (Shaw, 1980).....	28
Figure I.4 Evolution des déformations au cours des cycles de chargement (Boyce, 1980). 29	
Figure I.5 Cycle d'hystérésis contrainte-déformation (Boyce, 1980).....	29
Figure I.6 Principe de l'essai TCR (Hornych & El Abd, 2004).....	30
Figure I.7 Courbe de rétention du sable de Missillac (Ben Mahmoud,2010)	32
Figure I.8 Définition du module résilient (Ho, 2013)	33
Figure I.9 Grandes classes de comportement des enrobés bitumineux à température fixée (Di Benedetto, 1990)	39
Figure I.10 Isothermes et isochrones du module complexe lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG (Di Benedetto & Corté, 2005b)	41
Figure I.11 Module complexe dans l'espace de Black obtenu lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG (Di Benedetto & Corté, 2005b)	42
Figure I.12 Modèle de Maxwell	43
Figure I.13 Modèle de Kelvin-Voigt.....	43
Figure I.14 Modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés	43
Figure I.15 Modèle de Burgers.....	44
Figure I.16 Modèle de Huet	44
Figure I.17 Modèle de Huet-Sayegh	45
Figure I.18 Modèle 2P2S1D.....	45
Figure I.19 Fuseau granulométrique suédois recommandé.....	60
Figure II.1 Structure de chaussée ORRAP	64
Figure II.2 Les agrégats d'enrobés.....	65
Figure II.3 Courbe granulométrique des agrégats d'enrobés	66
Figure II.4 Essai Proctor Modifié sur les agrégats d'enrobés	66
Figure II.5 Les granulats après extraction du liant des AE	67
Figure II.6 Courbe granulométrique des granulats obtenus après extraction du liant des AE	67

Figure II.7 Essai Proctor Modifié sur les granulats obtenus après extraction du liant des AE	68
Figure II.8 La Grave Non Traitée.....	69
Figure II.9 Fractions granulométriques a) 0/4 b) 4/6 c) 6/10 d) 10/14.....	69
Figure II.10 Courbe granulométrique de la Grave Non Traitée	70
Figure II.11 Pile de stockage des agrégats d'enrobés	71
Figure II.12 Stockage intermédiaire des agrégats d'enrobés sous forme pyramidale	71
Figure II.13 Prélèvement par tranches (Gabet & Wayman, 2012).....	71
Figure II.14 Vue globale du dispositif triaxial de l'INSA de Strasbourg.....	73
Figure II.15 Presse avec la cellule triaxiale de l'INSA de Strasbourg.....	74
Figure II.16 Cellule triaxiale thermorégulée de l'INSA de Strasbourg	75
Figure II.17 Cloche isolante	75
Figure II.18 Capteurs de température dans la cellule thermorégulée.....	77
Figure II.19 Essais de température à 40°C	78
Figure II.20 Essai de température à 50°C.....	78
Figure II.21 Presse hydraulique de l'IFSTTAR de Nantes	80
Figure II.22 Cellule triaxiale de l'IFSTTAR de Nantes.....	80
Figure II.23 Malaxeur chauffant de l'INSA de Strasbourg	81
Figure II.24 Compactage au marteau vibrant à l'INSA de Strasbourg.....	83
Figure II.25 Compactage au marteau vibrant à température imposée.....	83
Figure II.26 Machine de vibrocompression à l'IFSTTAR de Nantes.....	83
Figure II.27 Eprouvette confectionnée	84
Figure II.28 Supports de fixation des capteurs axiaux	85
Figure II.29 Préparation de l'éprouvette pour la fixation des capteurs.....	86
Figure II.30 Eprouvette instrumentée.....	86
Figure II.31 Schéma des contraintes appliquées lors de l'essai triaxial monotone.....	87
Figure II.32 Chemins de température.....	89
Figure II.33 Structure de chaussée pour l'estimation des contraintes avec ALIZE-LCPC ..	93
Figure II.34 Charge utilisée jumelage standard français 65kN	93
Figure II.35 Niveaux de contraintes dans la structure au centre du jumelage à y=0 cm.....	94
Figure II.36 Niveaux de contraintes dans la structure dans l'axe d'une roue à y=18,75 cm	94
Figure II.37 Niveaux de contrainte proposés par la norme NF EN 13286-7 (2004).....	96

Figure II.38 Chemins de contraintes testés à 20°C	98
Figure II.39 Chemins de contraintes testés à 40°C	99
Figure III.1 Evolutions des déformations permanentes axiales et radiales avec les écarts types à N=10000 et N=30000	104
Figure III.2 Evolutions des déformations permanentes déviatoriques et volumiques avec les écarts types à N=10000 et N=30000	105
Figure III.3 Chemins de contraintes à pression de confinement variable - niveaux faibles	106
Figure III.4 Evolution des déformations résilientes axiales et radiales au cours d'un cycle de chargement/déchargement, avec les chemins à pressions de confinement variable de niveaux faibles, à 0,1 Hz.....	107
Figure III.5 Evolution des déformations résilientes déviatoriques et volumiques au cours d'un cycle de chargement/déchargement, avec les chemins à pressions de confinement variable de niveaux faibles, à 0,1 Hz	108
Figure III.6 Evolution des déformations résilientes volumiques au cours d'un cycle chargement/déchargement, avec le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=280 \text{ kPa} - \Delta p=93 \text{ kPa} - \sigma_3=50 \text{ kPa}$	109
Figure III.7 Evolution des déformations résilientes volumiques au cours d'un cycle chargement/déchargement, avec le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=400 \text{ kPa} - \Delta p=133 \text{ kPa} - \sigma_3=100 \text{ kPa}$	109
Figure III.8 Courbe de rétention d'eau des agrégats d'enrobés.....	111
Figure III.9 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à N=10000 et N=30000.....	112
Figure III.10 Evolution des déformations permanentes radiales avec écarts types à N=10000 et N=30000.....	113
Figure III.11 Test résilient méthode PCC niveaux forts à 2 Hz avec écarts types.....	115
Figure III.12 Test résilient méthode PCV niveaux forts à 2 Hz avec écarts types.....	116
Figure III.13 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale	117
Figure III.14 Droites de rupture des agrégats d'enrobés.....	118
Figure III.15 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à N=10000 et N=30000.....	119
Figure III.16 Evolution des déformations permanentes radiales avec écarts types à N=10000 et N=30000.....	120

Figure III.17 Evolution des déformations permanentes volumiques avec écarts types à N=10000 et N=30000	120
Figure III.18 Test résilient méthode PCC niveaux faibles à 0,1 Hz avec écarts types.....	123
Figure III.19 Test résilient méthode PCV niveaux faibles à 0,1 Hz avec écarts types	124
Figure III.20 Evolution des déformations axiales et radiales des AE à 20°C au cours d'un cycle résilient avec les chemins de contraintes PCV niveaux faibles à 0,1 Hz.....	125
Figure III.21 Evolution des déformations axiales et radiales des AE à 40°C au cours d'un cycle résilient avec les chemins de contraintes PCV niveaux faibles à 0,1 Hz.....	126
Figure III.22 Test résilient à 70 kPa de pression de confinement à plusieurs fréquences avec écarts types	129
Figure III.23 Test résilient à $\Delta q/\Delta p=1,5$ à plusieurs fréquences avec écarts types	130
Figure III.24 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour les granulats des AE	131
Figure III.25 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour la GNT.....	132
Figure III.26 Droites de rupture	132
Figure III.27 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à N=10000 et N=30000	134
Figure III.28 Evolution des déformations radiales avec écarts types à N=10000 et N=30000	134
Figure III.29 Déformations permanentes axiales du sable Missillac à des teneurs en fines de 4% et de 15,3% (Jing, 2017)	136
Figure III.30 Test résilient méthode PCC niveaux forts à 2 Hz avec écarts types.....	138
Figure III.31 Test résilient méthode PCV niveaux forts à 2 Hz avec écarts types.....	139
Figure III.32 Evolution des déformations axiales et radiales des AE au cours d'un cycle résilient avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa	140
Figure III.33 Evolution des déformations axiales et radiales des granulats des AE au cours d'un cycle résilient avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa	141
Figure III.34 Chemins de contraintes testés	142
Figure III.35 Evolution des déformations permanentes axiales, avec les écarts types de l'IFSTTAR à N=10000 et N=30000	143
Figure III.36 Evolution des déformations permanentes radiales, avec les écarts types de l'IFSTTAR à N=10000 et N=30000	144

Figure III.37 Déformations résilientes axiales et radiales à 2 Hz	145
Figure III.38 Déformations résilientes axiales et radiales à 1 Hz	145
Figure III.39 Déformations résilientes axiales et radiales à 0,5 Hz	145
Figure III.40 Déformations résilientes axiales et radiales à 0,1 Hz	146
Figure III.41 Modélisation en contraintes effectives des AE à w=3,9% - 2Hz - 20°C	152
Figure III.42 Modélisation en contraintes effectives des AE à w=4,9% - 2Hz - 20°C	152
Figure III.43 Ecarts types expérimentaux et du modèle des déformations obtenus à partir des deux répétitions, pour les AE en contraintes effectives à w=4,9% - 2 Hz - 20°C, sous les chargements $\Delta q/\Delta p=0,5$ et $\Delta q/\Delta p=2$	152
Figure III.44 Modélisation en contraintes totales des AE à w=3,9% - 0,1Hz - 20°C	153
Figure III.45 Modélisation en contraintes totales des AE à w=3,9% - 0,1Hz - 40°C	153
Figure III.46 Modélisations en contraintes totales des AE à w=3,9% - 2Hz - 20°C.....	155
Figure III.47 Modélisations en contraintes totales des granulats des AE à w=3,3% - 2Hz - 20°C.....	155
Figure III.48 Modélisations en contraintes totales de la GNT à w=3,9% - 2Hz - 20°C	155
Figure IV.1 Modèle macroscopique de Burgers	159
Figure IV.2 Résultats des modélisations analytiques avec les écarts types expérimentaux	162
Figure IV.3 Résultats des modélisations analytiques entre 0 Hz et 1 Hz avec les écarts types expérimentaux	162
Figure IV.4 Différentes étapes des méthodes de calcul par éléments discrets (Quezada, 2012)	164
Figure IV.5 Modèle de Burgers dans le repère local a) composantes normales b) composantes tangentielles (Quezada & Chazallon, 2019).....	166
Figure IV.6 Distributions granulométriques numérique et expérimentale des agrégats d'enrobés.....	170
Figure IV.7 Echantillon numérique.....	172
Figure IV.8 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 20°C pour les cinq échantillons.....	174
Figure IV.9 Moyenne des évolutions de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 20°C, avec les écarts types numériques.....	174
Figure IV.10 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 50°C.....	174

Figure IV.11 Moyenne des simulations numériques des deux échantillons avec les écarts types numériques et expérimentaux	176
Figure IV.12 Isothermes du module complexe lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG 0/14 (Di Benedetto & Corté, 2005b).....	178
Figure V.1 Structure : a) à court terme b) à long terme	181
Figure V.2 Schéma du jumelage	183
Figure V.3 Evolution des contraintes moyenne et déviatorique à court terme à 20°C	184
Figure V.4 Evolution des contraintes moyenne et déviatorique à long terme à 20°C	184
Figure V.5 Chemins de contraintes dans la couche d'AE, dans l'axe d'une roue, à court terme a) à 20°C b) à 40°C	185
Figure V.6 Chemins de contraintes dans la couche d'AE, dans l'axe d'une roue, à long terme a) cas général b) à 20°C c) à 40°C	186
Figure V.7 Chemins de contraintes dans l'axe d'une roue à une profondeur de 3,1 cm à partir du sommet de la couche d'AE	187
Figure V.8 Plan de situation de la planche expérimentale suisse.....	188
Figure V.9 Structure de chaussée de la planche expérimentale suisse.....	188
Figure V.10 Vue globale de la mise en œuvre au finisseur.....	189
Figure V.11 Introduction des AE dans le finisseur	190
Figure V.12 Humidification des AE avant répandage	190
Figure V.13 Répartition des AE après leur humidification.....	191
Figure V.14 Humidification des AE après répandage.....	191
Figure V.15 Compactage à l'aide de compacteurs à cylindre et à pneus (n°1).....	192
Figure V.16 Compactage (n°2)	192
Figure V.17 Plan de situation de la planche expérimentale française	194
Figure V.18 Sections a) témoin b) expérimentale ORRAP n°1 c) expérimentale ORRAP n°2	194
Figure V.19 Déversement des AE humidifiés en centrale	195
Figure V.20 AE déversés sur la chaussée.....	195
Figure V.21 Répandage des AE	195
Figure V.22 Couche d'AE lissée.....	195
Figure V.23 Humidification de la couche d'AE	196
Figure V.24 Compacteur à pneus	196
Figure V.25 Compacteur combiné vibrant à cylindre	196

Figure V.26 Jonction entre la section témoin et la section expérimentale ORRAP n°2	197
Figure V.27 Couche d'AE compactée de la section expérimentale ORRAP n°1 à la jonction avec la chaussée existante	197

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Définition des classes de trafic T_i et de la moyenne géométrique associée en fonction du TMJA (NF P 98-086, 2011).....	26
Tableau I.2 Valeurs de module de rigidité des couches de GNT pour le dimensionnement (NF P 98-086, 2011).....	27
Tableau I.3 Modèles fondés sur le module résilient.....	35
Tableau I.4 Granularité et teneur en fines des granulats pour la grave émulsion en fonction de l'application.....	46
Tableau I.5 Classification selon l'homogénéité granulométrique des granulats (CFTR, 2008)	51
Tableau I.6 Caractéristiques intrinsèques et angularité exigés sur les granulats issus de l'agrégat d'enrobé (CFTR, 2008)	51
Tableau I.7 Utilisation des agrégats d'enrobés dans la formulation d'enrobés neufs à chaud (CFTR, 2008)	52
Tableau I.8 Recommandations pour la distribution granulométrique d'agrégats d'enrobés 0/31,5.....	60
Tableau II.1 Résultats de l'essai Proctor Modifié sur les granulats obtenus après extraction du liant des AE	68
Tableau II.2 Caractéristiques du liant.....	68
Tableau II.3 Paramètres des essais monotones pour les AE	88
Tableau II.4 Paramètres des essais monotones pour les granulats des AE	89
Tableau II.5 Paramètres des essais monotones pour la GNT	90
Tableau II.6 Paramètres pour les essais TCR sur les AE	91
Tableau II.7 Fréquences testées lors des essais TCR sur les AE	91
Tableau II.8 Paramètres pour les essais TCR sur les granulats des AE	91
Tableau II.9 Fréquences testées lors des essais TCR sur les granulats des AE	91
Tableau II.10 Paramètres pour les essais TCR sur la GNT	92
Tableau III.1 Tableau récapitulatif des paramètres des essais triaxiaux monotones.....	101
Tableau III.2 Tableau récapitulatif des paramètres des essais triaxiaux à chargements répétés	102
Tableau III.3 Taux d'accroissements et écarts types des déformations permanentes.....	113
Tableau III.4 Nombre de répétitions des essais résilients	114

Tableau III.5 Paramètres de Mohr-Coulomb	118
Tableau III.6 Taux d'accroissements et écarts types pour les déformations permanentes .	121
Tableau III.7 Nombre de répétitions des essais résilients	122
Tableau III.8 Fréquences testées et nombre de répétitions des essais.....	127
Tableau III.9 Paramètres de Mohr-Coulomb	132
Tableau III.10 Caractéristiques des matériaux pour les essais triaxiaux à chargements répétés	133
Tableau III.11 Taux d'accroissements et écarts types des déformations permanentes.....	135
Tableau III.12 Nombre de répétitions des essais résilients	137
Tableau III.13 Paramètres de l'essai TCR sur les AE mené sur les deux sites.....	142
Tableau III.14 Ecarts relatifs des résultats de l'INSA par rapport à ceux de l'IFSTTAR...	144
Tableau III.15 Pourcentage des écarts relatifs des déformations résilientes axiales de l'INSA par rapport à celles de l'IFSTTAR	146
Tableau III.16 Pourcentage des écarts relatifs des déformations résilientes radiales de l'INSA par rapport à celles de l'IFSTTAR	146
Tableau III.17 Paramètres des modélisations sur les AE à 20°C - w=3,9% et w=4,9%....	151
Tableau III.18 Paramètres en contraintes effectives pour les deux teneurs en eau des AE à 20°C.....	151
Tableau III.19 Paramètres des modélisations sur les AE à w=3,9% - 0,1 Hz - 20°C et 40°C	153
Tableau III.20 Paramètres des modélisations sur les trois matériaux à 20°C	154
Tableau IV.1 Chargements utilisés pour les modélisations analytiques	160
Tableau IV.2 Paramètres des modélisations analytiques	161
Tableau IV.3 Notation pour les paramètres du modèle de Burgers	169
Tableau IV.4 Nombres de particules générées	170
Tableau IV.5 Paramètres du modèle pour les essais triaxiaux monotones	173
Tableau IV.6 Paramètres du modèle pour les simulations du comportement résilient	176
Tableau IV.7 Chemin de contraintes appliqué et module résilient expérimental de la GNT	177
Tableau IV.8 Paramètres et résultat de la simulation numérique sur la GNT	177
Tableau IV.9 Comparaison des modules résilients numériques des AE et des modules complexes du BBSG	178
Tableau V.1 Principales caractéristiques des agrégats d'enrobés suisses	188

Tableau V.2 Programme d'étude élaboré par le CEREMA de Strasbourg.....	199
Tableau V.3 Résultats des essais de portance à la plaque	199

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

AE	Agrégat d'enrobé
B _i	Catégorie des agrégats d'enrobés pour la pénétrabilité à l'aiguille et la température bille anneau
c	Cohésion (paramètre de Mohr-Coulomb)
c _{corrél}	Valeur de corrélation des modèles analytiques
C	Facteur de cumul du trafic pour une durée de dimensionnement
C _k	Viscosité microscopique de Kelvin-Voigt
C _m	Viscosité microscopique de Maxwell
CAM	Coefficient d'agressivité moyen du trafic
d	Plus petit diamètre des granulats
D	Désignation du diamètre des gros éléments des granulats
D'	Partie réelle de la complaisance
D''	Partie imaginaire de la complaisance
D*	Complaisance
e	Indice des vides
E	Module élastique
E _c	Module caractéristique
E _h	Module élastique horizontal
E _k	Module macroscopique de Kelvin-Voigt
E _m	Module macroscopique de Maxwell
E _r	Module résilient
E _v	Module élastique vertical
E _{V1}	Module de déformation à la plaque (premier chargement)
E _{V2}	Module de déformation à la plaque (deuxième chargement)
E ₁	Module d'élasticité dynamique
E ₂	Module de perte
E*	Module complexe
f	Fréquence
f _{cr}	Facteur de correction du rayon des particules pour la prise en compte de la teneur en liant

F_i	Catégorie des agrégats d'enrobés pour la teneur en matériaux étrangers
G_a	Paramètre du modèle de Boyce lié au module de compressibilité
G_i	Catégorie des agrégats d'enrobés pour l'homogénéité des granulats
G_r	Module de compressibilité résilient
GNT	Grave non traitée
Granulats_AE	Granulats des agrégats d'enrobés obtenus après extraction du liant
HAP	Hydrocarbures aromatiques polycycliques
K_a	Paramètre du modèle de Boyce lié au module de cisaillement
K_k	Module microscopique de Kelvin-Voigt
K_m	Module microscopique de Maxwell
K_r	Module de cisaillement résilient
n	Paramètre du modèle de Boyce
n	Porosité
N	Nombre de cycles
N_{PL}	Nombre cumulé de poids lourds
NE	Nombre de passages de l'essieu de référence
ORRAP	Optimal Recycling of Reclaimed Asphalts in low traffic Pavements
p	Contrainte moyenne
p_a	Pression atmosphérique
p^*	Contrainte moyenne du modèle de Boyce anisotrope
PCC	Méthode à pression de confinement constante
PCV	Méthode à pression de confinement variable
q	Contrainte déviatorique
q^*	Contrainte déviatorique du modèle de Boyce anisotrope
r_i	Rayon de la particule i
R_i	Catégorie des agrégats d'enrobés pour les caractéristiques des granulats
s	Succion matricielle
S_{min}	Erreur quadratique
S_r	Degré de saturation
$S(\epsilon)$	Ecart type des déformations
T	Température
T_L	Teneur en liant
TBA	Température Bille Anneau

TL_i	Catégorie des agrégats d'enrobés pour la teneur en liant
TMJA	Trafic moyen journalier annuel de poids lourds
U	Dimension maximale de l'agrégat d'enrobé
V_v	Volume des vides
V_w	Volume occupé par l'eau
w	Teneur en eau
α	Facteur de correction de la pression de confinement
γ	Coefficient d'anisotropie, par rapport au module élastique, du modèle de Boyce anisotrope
δ_i	Distance entre deux particules selon l'axe i
δ_{ij}	Symbole de Kronecker
ε^p	Déformation permanente
ε_q	Déformation déviatorique
ε^r	Déformation résiliente
ε_v	Déformation volumique
ε_1	Déformation axiale
ε_3	Déformation radiale
η_k	Viscosité macroscopique de Kelvin-Voigt
η_m	Viscosité macroscopique de Maxwell
σ^r	Contrainte résiliente
σ_1	Contrainte axiale
σ_3	Contrainte radiale (pression de confinement)
σ'	Contrainte effective
μ	Coefficient de frottement
ν	Coefficient de Poisson
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_L	Masse volumique du liant
ρ_s	Masse volumique des grains
φ	Angle de frottement (paramètre de Mohr-Coulomb)
ϕ	Angle de phase
ω	Pulsation
χ	Coefficient de contrainte effective ou paramètre de Bishop

INTRODUCTION GENERALE

Les agrégats d'enrobés proviennent de la démolition des chaussées ou du rabotage des couches de surface lors de leur entretien. Le réemploi des fraisats ou croûtes obtenus est une alternative aux matériaux vierges, dont la production implique des conséquences environnementales. Le recyclage permet également de réduire les coûts de stockage et de transport des matériaux. Les principales techniques de recyclage utilisées sont l'incorporation d'agrégats d'enrobés dans de nouvelles formules d'enrobés à chaud, et dans des procédés à froid avec l'ajout d'une mousse ou d'une émulsion de bitume.

Le projet Optimal Recycling of Reclaimed Asphalts in low traffic Pavements (ORRAP) ambitionne de développer une stratégie de recyclage à froid des agrégats d'enrobés sans addition de liant à basses températures. L'objectif est d'utiliser le matériau pur en couche d'assise des chaussées à faible trafic. ORRAP est un projet européen en collaboration avec la France, l'Allemagne ainsi que la Suisse, et financé par FEDER – INTERREG V. Plusieurs acteurs coopèrent pour aboutir à la réussite des enjeux visés. Les partenaires cofinanceurs sont l'INSA de Strasbourg, le CEREMA, la Hochschule Karlsruhe Technik und Wirtschaft (HsKa), la Fachhochschule Nordwestschweiz (FHNW), l'Empa, le canton de Bâle-Campagne, le Canton d'Argovie et la confédération suisse. Les partenaires associés regroupent :

- Des institutions : Bundesanstalt für Straßenwesen et Deutsches Asphaltinstitut (DAI).
- Des collectivités : département du Haut-Rhin, département du Bas-Rhin, Regionalverband Mittlerer Oberrhein, Stadt Karlsruhe et Landkreis Karlsruhe.
- Des entreprises : Colas Est, LABINFRA (Groupe Hydro-géotechnique), Société Alsacienne de Recyclage des Matériaux, Südwest Asphalt GmbH & Co KG et Ziegler AG – Bauunternehmung.

La thèse s'inscrit dans ce projet européen de recherche. Elle a pour objectif d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique d'une source d'agrégats d'enrobés provenant de la région du Rhin, et la faisabilité de sa valorisation dans une structure de chaussée à faible trafic selon le procédé de construction ORRAP. Effectivement suite aux charges routières répétées, des dégradations surviennent : l'orniérage en raison de l'accumulation de

déformations permanentes, et la fissuration par fatigue due à l'accumulation de micro dégradations suite à des propriétés mécaniques insuffisantes. Ainsi, la réponse mécanique des agrégats d'enrobés aux sollicitations du trafic doit être examinée. Grâce à des essais en laboratoire et numériques, la résistance à la rupture ainsi que les comportements permanent et résilient ont été analysés sous l'influence de divers facteurs. Cette thèse est organisée en cinq chapitres.

Le premier chapitre relate l'étude bibliographique menée en quatre parties. Tout d'abord, les chaussées ciblées par l'étude sont décrites : les chaussées souples. Nous nous intéressons ensuite aux matériaux granulaires et aux enrobés bitumineux, représentant les limites du comportement des agrégats d'enrobés. Puis, les matériaux bitumineux à froid sont abordés, en raison du critère de basses températures commun au projet ORRAP. Finalement, les différents processus de recyclage des agrégats d'enrobés sont présentés.

Le second chapitre expose la structure de chaussée envisagée par le projet ORRAP, chaque matériau étudié ainsi que les essais en laboratoire réalisés. Dans cette dernière partie, une part importante est consacrée aux essais triaxiaux et à la mise au point du dispositif expérimental.

Le troisième chapitre présente les résultats de la campagne expérimentale menée. Les effets de quatre paramètres sur le comportement mécanique des agrégats d'enrobés sont étudiés : la teneur en eau, la température, la fréquence de sollicitation ainsi que le liant. Enfin, à partir de l'expérience, le comportement résilient des matériaux est décrit grâce au modèle analytique de Boyce.

Le quatrième chapitre s'intéresse à la prédiction du module résilient des agrégats d'enrobés par le modèle viscoélastique de Burgers. Des modélisations analytiques sont tout d'abord effectuées afin de prédire le module résilient du matériau. Ensuite, des simulations numériques par la méthode des éléments discrets permettent de décrire la résistance à la rupture ainsi que le comportement résilient des agrégats d'enrobés.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de la structure de chaussée ORRAP. Dans un premier temps, la chaussée est analysée à l'aide du logiciel ALIZE-LCPC. Puis, les constructions de deux planches d'essais expérimentales sont détaillées.

CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les agrégats d'enrobés proviennent de la démolition des chaussées. Ce sont des matériaux complexes se situant entre une grave non traitée et un enrobé. En effet, leur faible quantité de liant donne un caractère visqueux à ce matériau. Ils sont valorisés par différentes techniques de recyclage. Les principales techniques de recyclage sont le recyclage à chaud dans les enrobés bitumineux, ou le recyclage à froid, dans les matériaux à l'émulsion de bitume. Dans cette thèse, on s'intéresse à l'utilisation de ces agrégats d'enrobés sans traitement. Ces matériaux ont alors un comportement proche de celui d'une grave non traitée, auquel s'ajoute une certaine cohésion apportée par le liant, et leur domaine d'emploi privilégié sont les chaussées à faible trafic.

La première partie de ce chapitre présente donc les caractéristiques des chaussées à faible trafic. Puis, nous nous intéressons aux matériaux granulaires et aux enrobés bitumineux, qui représentent les limites du comportement des agrégats d'enrobés (matériau sans liant et matériau totalement lié). Enfin, après avoir abordé les matériaux bitumineux valorisés à froid, les agrégats d'enrobés et leurs procédés de valorisation sont détaillés.

I.1. Description des chaussées souples

I.1.1. Description des chaussées souples

Une structure de chaussée routière est une superposition de couches de matériaux reposant sur la plate-forme support de chaussée, ayant pour rôle de répartir les sollicitations dues au trafic (Figure I.1). Les structures souples, destinées à des chaussées à faible trafic, sont composées d'une couche de surface bitumineuse (d'épaisseur inférieure à 12 cm), d'un corps de chaussée en une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités, reposant sur

un sol support. En France, ces chaussées sont utilisées pour des trafics inférieurs à 150 poids lourds par jour (classe de trafic T3).

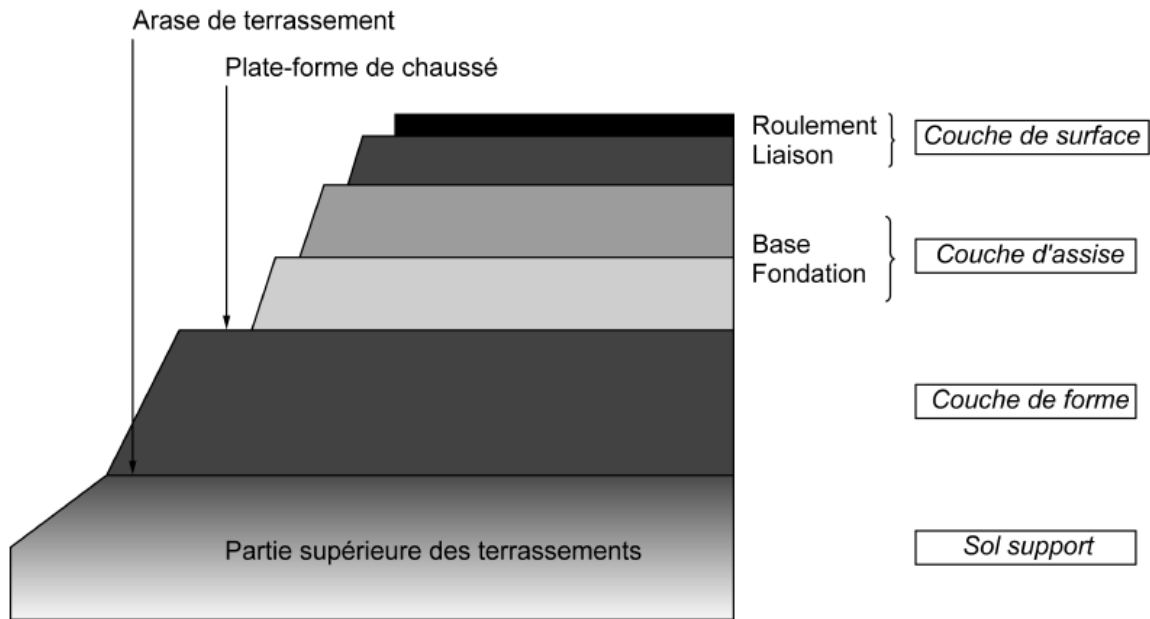


Figure I.1 Coupe verticale d'une structure de chaussée (NF P 98-086, 2011)

Selon l'importance du trafic, la couverture bitumineuse est soit un enduit superficiel d'usure soit un béton bitumineux. Dans ce dernier cas, elle contribue à la résistance mécanique de la chaussée. Les couches en graves non traitées assurent la répartition des sollicitations sur la plate-forme support et le drainage de la structure.

I.1.2. Sollicitations

Les charges répétées du trafic conduisent à différents mécanismes de dégradation de la structure (Figure I.2) :

- La fissuration par fatigue des couches bitumineuses
- L'orniérage à grand rayon dû à l'accumulation de déformations verticales à la base des couches de matériaux non traités.

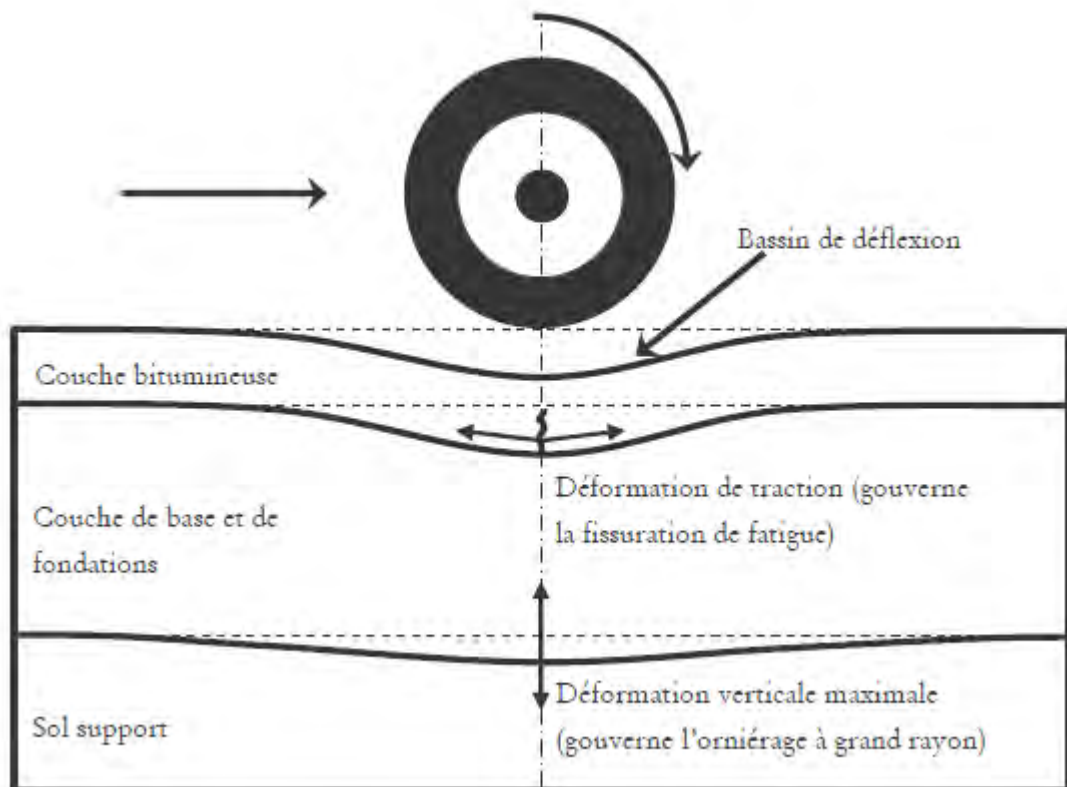


Figure 1.2 Déformations critiques considérées dans le dimensionnement des chaussées souples (Allou, 2006)

I.1.3. Principe de dimensionnement des chaussées souples

Le principe présenté dans cette partie correspond au dimensionnement des chaussées neuves décrit dans la norme NF P 98-086 (2011).

La première étape consiste à prédimensionner la structure de chaussée en définissant la nature et l'épaisseur des couches. Puis, la seconde étape consiste à vérifier la capacité de la structure à supporter le trafic poids lourds cumulés, les véhicules légers étant négligés, durant la durée de dimensionnement fixée.

Le fondement de la méthode est de s'assurer que les sollicitations mécaniques résultant du trafic routier restent inférieures à des valeurs maximales admissibles, qui dépendent principalement des performances mécaniques des matériaux et du trafic cumulé. Les contraintes et déformations dans les différentes couches de la chaussée sont déterminées avec le logiciel ALIZE-LCPC sur la base d'un modèle élastique linéaire. Les sollicitations admissibles sont définies par les critères de dimensionnement.

En France, conformément à la norme citée précédemment, les chaussées souples sont vérifiées par l'unique critère de déformation permanente de la plate-forme.

I.1.3.1. Classes de trafic

Les chaussées sont caractérisées par leur classe de trafic T_i en fonction du Trafic Moyen Journalier Annuel (TMJA), correspondant au nombre moyen de poids lourds journalier par sens circulant sur la voie la plus chargée à la date de mise en service. Le tableau I.1 présente les différentes catégories. Un faible trafic correspond à une classe inférieure ou égale à T3.

Classe	T5		T4		T3		T2		T1		T0		TS		TEX
			T3 ⁻	T3 ⁺	T2 ⁻	T2 ⁺	T1 ⁻	T1 ⁺	T0 ⁻	T0 ⁺	TS ⁻	TS ⁺			
Mg	5	35	65	115	175	245	390	615	950	1550	2450	3875	5920		
TMJA	1	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000	7000	

Tableau I.1 Définition des classes de trafic T_i et de la moyenne géométrique associée en fonction du TMJA (NF P 98-086, 2011)

Le dimensionnement des chaussées s'effectue en fonction du nombre NE de passages de l'essieu de référence (essieu à roues jumelées, chargé à 130 kN). NE est calculé à partir du trafic journalier de poids lourds (TMJA) selon l'équation (I.1) :

$$NE = N_{PL} \cdot CAM \quad (I.1)$$

$$N_{PL} = 365 \cdot TMJA \cdot C \quad (I.2)$$

Avec N_{PL} le nombre cumulé de poids lourds ; CAM le coefficient d'agressivité moyen du trafic et C le facteur de cumul du trafic pour la durée de dimensionnement.

I.1.3.2. Epaisseur et nature de la couche de surface

La nature et l'épaisseur de la couche bitumineuse dépend de la structure et du trafic. En rase campagne ou en milieu péri-urbain et si NE est inférieur ou égal à 100 000, la couche de roulement peut être réduite à un enduit superficiel d'usure. Dans les autres cas, le choix de la couche de surface s'orientera vers un Béton Bitumineux Mince (BBM), un Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG) ou un Béton Bitumineux à Module Elevé (BBME) d'une épaisseur inférieure à 12 cm.

I.1.3.3. Epaisseurs et natures des couches en matériaux non traités

Les graves non traitées sont classées en trois catégories et un module d'Young est attribué à chacune d'elle. Le coefficient de Poisson est supposé égal à 0,35.

Pour la couche de base, si NE est inférieur ou égal à 100 000 son épaisseur est fixée à 15 cm, sinon elle sera de 20 cm. La couche de fondation est subdivisée en sous-couches d'une épaisseur maximale de 25 cm. Afin de considérer la non-linéarité du matériau, un module de rigidité est affecté à chaque sous-couche, croissant de la plate-forme vers la couche d'assise. Le calcul des modules des différentes couches est détaillé dans le tableau I.2.

Chaussées pour lesquelles la classe de trafic est inférieure ou égale à T3 Catégories définies dans la norme NF EN 13285								
couche de base	catégorie 1 : $E_{GNT} = 600$ MPa							
	catégorie 2 : $E_{GNT} = 400$ MPa							
	catégorie 3 : $E_{GNT} = 200$ MPa							
couche de fondation (GNT subdivisée en sous-couches de 0,25 m d'épaisseur indiquée par i croissant de bas en haut)	$E_{GNT} \{1\} = 3 E_{\text{plateforme-support}}$ $E_{GNT} \{\text{sous-couche } i\} = k E_{GNT} \{\text{sous-couche } (i-1)\}$ <i>k</i> variant selon la catégorie de la GNT							
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Catégorie</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><i>k</i></td> <td>3</td> <td>2,5</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table> E_{GNT} borné par la valeur indiquée en couche de base Voir Tableau G.1	Catégorie	1	2	3	<i>k</i>	3	2,5
Catégorie	1	2	3					
<i>k</i>	3	2,5	2					

Tableau I.2 Valeurs de module de rigidité des couches de GNT pour le dimensionnement (NF P 98-086, 2011)

I.1.3.4. Critère de dimensionnement

Comme indiqué précédemment, le seul critère de dimensionnement à vérifier est celui de déformation permanente de la plate-forme : la déformation verticale réversible maximale ε_z calculée en sommet de plate-forme doit être inférieure à la valeur admissible $\varepsilon_{z,adm}$.

$$\text{Si } NE \leq 250\,000, \varepsilon_{z,adm} = 0,016 \cdot NE^{-0.222} \quad (I.3)$$

$$\text{Si } NE > 250\,000, \varepsilon_{z,adm} = 0,012 \cdot NE^{-0.222} \quad (I.4)$$

I.2. Les matériaux granulaires

Les matériaux granulaires sont un ensemble de particules minérales solides, dont les forces de liaisons sont faibles. Les grains, dont les diamètres n'excèdent pas 31,5 mm, sont principalement en interaction suivant des forces de contact et de frottement. Les performances mécaniques des matériaux granulaires dépendent de leurs propriétés intrinsèques (granulométrie, teneur en fines, angularité...), mais également de leur structure (lâche ou dense) et de leur degré de saturation.

I.2.1. Description des matériaux granulaires dans les chaussées à faible trafic

I.2.1.1. Etats de contraintes

Le passage des véhicules sur la couche de roulement induit des sollicitations dans les différentes couches de la structure de chaussée, notamment dans les couches d'assises en graves non traitées comme le détail la figure I.3. Les contraintes horizontale et verticale demeurent positives, alors que les contraintes de cisaillement changent de signe au passage de la roue. Ceci a pour conséquence une rotation des directions des contraintes principales. De plus, à la verticale du centre de la roue, lorsque les contraintes de cisaillement sont nulles, les contraintes horizontale et verticale sont maximales. Cet état de contraintes, résultant du trafic, ainsi que le compactage des couches induisent une anisotropie. Les couches granulaires deviennent plus rigides verticalement qu'horizontalement.

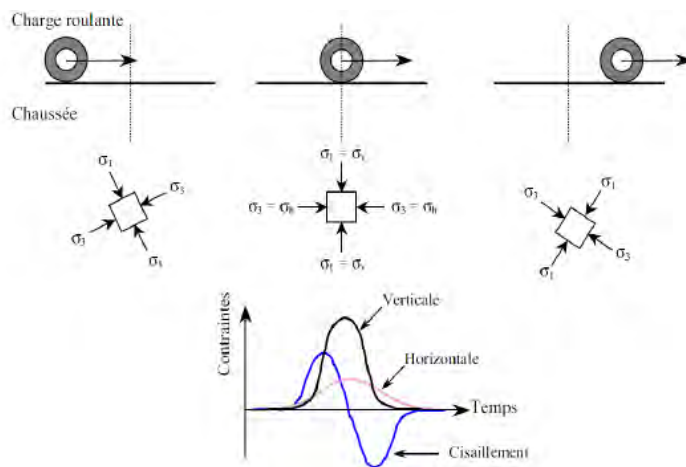


Figure I.3 Contraintes dans la couche de graves non traitées au passage de la charge (Shaw, 1980)

I.2.1.2. Déformations

La réponse des matériaux granulaires aux sollicitations répétées du trafic est élastoplastique. Chaque cycle de chargement entraîne une déformation réversible et une déformation permanente. Après un grand nombre de cycles, si les contraintes appliquées sont nettement inférieures à la résistance à la rupture du matériau, les déformations accumulées se stabilisent et le comportement devient essentiellement élastique (Figure I.4). La figure I.5 montre que cette réponse élastique est fortement non-linéaire en formant une hystérésis.

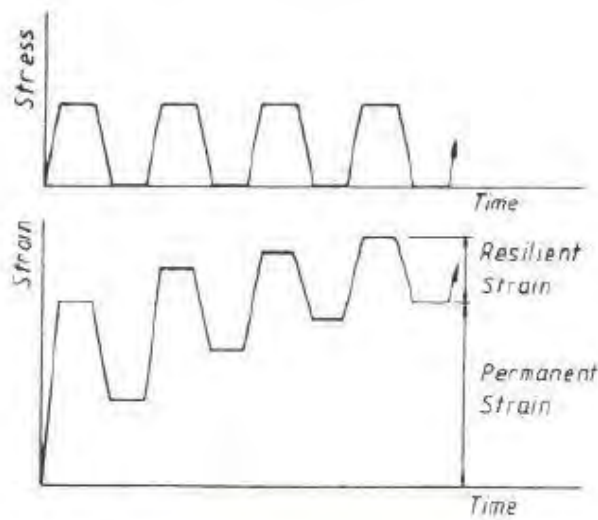


Figure I.4 Evolution des déformations au cours des cycles de chargement (Boyce, 1980)

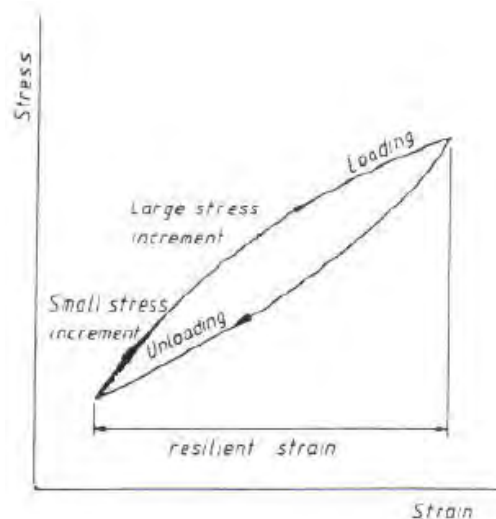


Figure I.5 Cycle d'hystérésis contrainte-déformation (Boyce, 1980)

I.2.1.3. Essai triaxial à chargements répétés

L'essai triaxial à chargements répétés (TCR) est largement utilisé dans l'étude des matériaux granulaires. Il permet de simuler le trafic routier de manière simplifiée, car il ne prend pas en considération la rotation des directions principales des contraintes (section I.2.1.1). L'essai consiste à appliquer à l'éprouvette, placée dans une cellule triaxiale, pendant un grand nombre de cycles (NF EN 13286-7, 2004) :

- Une contrainte axiale σ_1 cyclique
- Une pression de confinement σ_3 constante (méthode à Pression de Confinement Constante) ou variable (méthode à Pression de Confinement Variable).

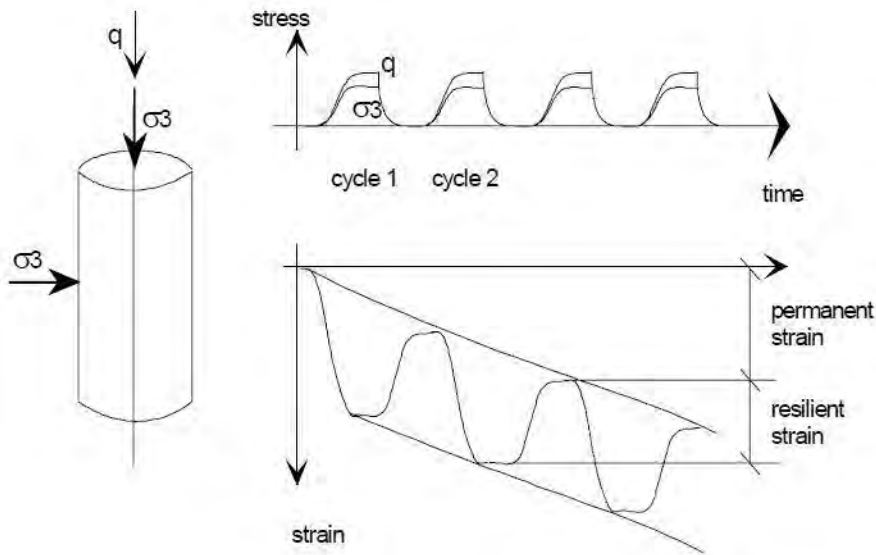


Figure I.6 Principe de l'essai TCR (Hornych & El Abd, 2004)

La contrainte déviatorique q et la contrainte moyenne p sont définies par les équations (I.5) et (I.6). Durant l'essai, les déformations axiale ε_1 et radiale ε_3 mesurées permettent de calculer les déformations déviatorique ε_q et volumique ε_v (équations (I.7) et (I.8)).

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (I.5)$$

$$p = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3 \quad (I.6)$$

$$\varepsilon_q = 2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/3 \quad (I.7)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3 \quad (I.8)$$

L'éprouvette cylindrique peut être compactée par vibrocompression (NF EN 13286-52, 2005) ou à l'aide d'un marteau vibrant, en plusieurs couches successives (NF EN 13286-4, 2003).

L'essai TCR permet d'observer les déformations permanentes et résilientes du matériau. Afin d'étudier le comportement résilient au cours d'un cycle de chargement-déchargement, l'échantillon est soumis à un conditionnement pendant un grand nombre de cycles dans le but de stabiliser les déformations permanentes. Les déformations résilientes sont ensuite étudiées sous différents chargements suivant divers chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p$, chacun pendant 100 cycles.

L'étude des déformations permanentes pendant un très grand nombre de cycles à divers chargements est couteuse en temps et en nombre d'éprouvettes. Une procédure permettant de réduire le nombre d'essais a été élaborée par Gidel et al. (2001). La méthode consiste à réaliser l'essai par paliers en appliquant successivement différents niveaux de chargement de même chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$.

I.2.1.4. Matériaux non saturés

I.2.1.4.1. La succion

Lorsqu'un matériau est saturé, les interstices entre les grains sont totalement remplis par l'eau et le degré de saturation S_r vaut 1 (équation (I.9)). Sinon trois phases coexistent :

- La phase solide, le matériau
- La phase liquide, l'eau
- La phase gazeuse, l'air.

Le degré de saturation est alors :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (I.9)$$

Avec V_w le volume occupé par l'eau et V_v le volume des vides.

La présence de l'eau et de l'air implique une différence de pression appelée la succion. Celle-ci se compose de deux termes : la succion matricielle, traduisant la capacité de rétention d'eau, et la succion osmotique, dépendant de la concentration en sels dissous.

Afin de caractériser les matériaux, il est classique d'établir la courbe de rétention reliant la teneur en eau à la succion matricielle. La figure I.7 présente la courbe de rétention d'un sable, le sable de Missillac. La relation teneur en eau – succion matricielle est différente selon le chemin suivi pour atteindre la teneur en eau actuelle (phénomène d'hystérésis). La courbe de séchage correspond à un échantillon initialement saturé, alors que la courbe d'humidification a pour point de départ un échantillon sec.

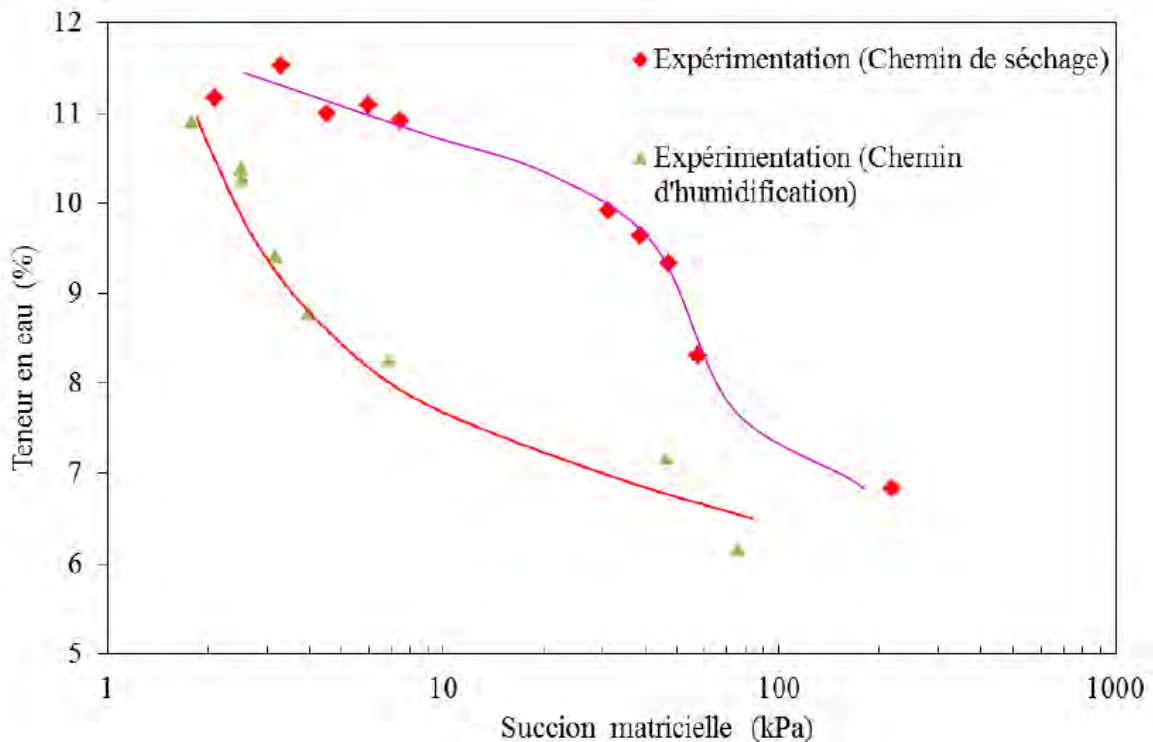


Figure I.7 Courbe de rétention du sable de Missillac (Ben Mahmoud, 2010)

Le phénomène d'hystérésis a des conséquences sur le comportement mécanique des matériaux. Lors d'essais triaxiaux à chargements répétés, Ho et al. (2014b) montrent que les échantillons fabriqués à même teneur en eau selon le chemin d'humidification présentent des déformations volumiques plus élevées que ceux confectionnés selon le chemin de séchage. Cependant pour des matériaux grossiers contenant peu de fines, la variation de la succion matricielle entre l'état sec et l'état saturé est négligeable (Ho et al., 2014a).

I.2.1.4.2. Le concept de contrainte effective

La notion de contrainte effective pour les sols saturés a été établie par Terzaghi (1923). A partir de cette définition et en prenant en compte la succion, modifiant la contrainte effective

dans les sols non saturés, Bishop et Blight (1963) définissent la contrainte effective par l'équation (I.10).

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (I.10)$$

Avec :

σ'_{ij} le tenseur de contrainte effective,

σ_{ij} le tenseur de contrainte totale,

u_w la pression de l'eau,

u_a la pression de l'air,

$(u_a - u_w)$ la succion matricielle,

χ le coefficient de contrainte effective ou paramètre de Bishop compris entre 0 et 1,

δ_{ij} le tenseur de Kronecker.

Le paramètre de Bishop peut être considéré égal au degré de saturation.

I.2.2. Etude et modélisation du comportement résilient

I.2.2.1. Facteurs influant sur les déformations résilientes

I.2.2.1.1. Niveau de contrainte

Des recherches ont établi que les déformations résilientes étaient sensibles au niveau de contrainte appliquée. En effet, le module résilient E_r augmente avec la pression de confinement (Hicks, 1970 ; Mitry, 1964 ; Monismith et al., 1967 ; Uzan, 1985 ; Smith & Nair, 1973 ; Sweere, 1990), et dans une moindre mesure l'augmentation de la contrainte déviatorique implique une diminution de E_r (Morgan, 1966).

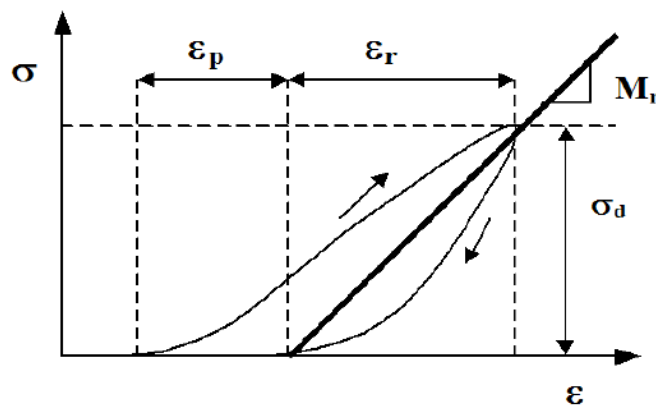


Figure I.8 Définition du module résilient (Ho, 2013)

I.2.2.1.2. Teneur en eau

La teneur en eau a un effet important sur le comportement résilient des matériaux granulaires. Au-delà de la teneur en eau optimale, le module résilient chute avec l'augmentation de la quantité d'eau (Haynes & Yoder, 1963 ; Hicks & Monismith, 1971). A des teneurs en eau inférieures à l'optimum, la tendance s'inverse et l'augmentation de la teneur en eau a un effet bénéfique sur la rigidité (Caicedo et al., 2009 ; Dawson et al., 1996).

L'impact de la teneur en eau est davantage significatif lorsque la proportion en fines est élevée (Jing et al., 2018 ; Raad et al., 1992).

I.2.2.1.3. Densité

Les performances mécaniques s'améliorent avec l'augmentation de la densité, cette dernière dépendant de l'énergie de compactage. En effet, Hicks (1970), Kolisoja (1997), Robinson (1974), Trollope et al (1962) ou encore Vuong (1992) ont montré que le module résilient augmentait avec la densité de compactage.

I.2.2.1.4. Teneur en fines

Plusieurs chercheurs ont indiqué que l'augmentation de la teneur en fines impliquait une chute du module résilient (Barksdale & Itani, 1989 ; Ho et al., 2014c ; Kamal et al., 1993 ; Thom & Brown, 1987). Cependant, Gomes Correia et Quibel (2000) ont trouvé des déformations réversibles pour une quantité de fines de 10% inférieures à celles avec des teneurs en fines de 3 ou 5%. Ceci traduit une augmentation du module résilient lorsque le pourcentage de fines passe de 3 ou 5% à 10%. Coronado (2005) a indiqué les mêmes résultats.

I.2.2.2. Modélisation du comportement résilient

Sous chargements répétés, le comportement résilient est non linéaire. Il existe plusieurs modèles analytiques capables de reproduire cette réponse mécanique.

I.2.2.2.1. Modèle élastique linéaire

Fondée sur la loi de Hooke, le modèle est :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_q \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 3(1-2\nu) & 0 \\ 0 & \frac{2}{3}(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p \\ q \end{bmatrix} \quad (I.11)$$

E est le module d'élasticité, ν le coefficient de Poisson, ε_v la déformation volumique, ε_q la déformation déviatorique, q la contrainte déviatorique et p la contrainte moyenne.

Sous chargements cycliques répétés, la norme NF EN 13286-7 (2004) définit ainsi le coefficient de Poisson (équation (I.12)), le module résilient sous Pression de Confinement Constante (équation (I.13)) et sous Pression de Confinement Variable (équation (I.14)).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_3^r}{\varepsilon_1^r} \quad (I.12)$$

$$E_r = \frac{\sigma_1^r}{\varepsilon_1^r} \quad (I.13)$$

$$E_r = \frac{\sigma_1^{r2} + \sigma_1^r \sigma_3^r - 2\sigma_3^{r2}}{\sigma_1^r \varepsilon_1^r + \sigma_3^r \varepsilon_1^r - 2\sigma_3^r \varepsilon_3^r} \quad (I.14)$$

Les modules de compressibilité K_r et de cisaillement G_r sont exprimés par :

$$K_r = \frac{E_r}{3(1-2\nu)} \quad (I.15)$$

$$G_r = \frac{E_r}{2(1+\nu)} \quad (I.16)$$

I.2.2.2.2. Modèles fondés sur le module résilient

De nombreux modèles analytiques ont été développés. Le tableau I.3 cite trois d'entre eux.

Expression du modèle	Paramètres	Références
$E_r = k_1 \sigma_3^{k_2}$	k_1, k_2	Dunlap (1963)
$E_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} = k_1 \left(\frac{3p}{p_a}\right)^{k_2}$	p_a pression atmosphérique 100 kPa	Hicks (1970)
$E_r = k_1 p_a \left(\frac{3p}{p_a}\right)^{k_2} \left(\frac{q}{p_a}\right)^{k_3}$	k_1, k_2	Uzan (1985)

Tableau I.3 Modèles fondés sur le module résilient

I.2.2.2.3. Le modèle hypoélastique anisotrope DBGSP

Di Benedetto (2006) et Ezaoui et al. (2006) améliorent le modèle hypoélastique DBGS (Di Benedetto et al., 2001) afin de prendre en compte l'anisotropie initiale du matériau. L'équation (I.17) décrit le formalisme du modèle avec h un jeu de paramètres d'histoire du tenseur $\underline{\underline{M}}$.

$$\underline{\underline{d\varepsilon}} = \underline{\underline{M}}(h). \underline{\underline{d\sigma}} \quad (I.17)$$

A partir d'essais triaxiaux, le modèle DBGSP permet de prédire le comportement résilient des matériaux granulaires avec un jeu de quatre paramètres (Di Benedetto & Ezaoui, 2008) :

- n une constante traduisant l'anisotropie,
- ν_0 représentant le coefficient de Poisson à l'état initial,
- α homogène à une contrainte constante à une teneur en vide fixée,
- β une constante.

Dans le repère cylindrique $(0, r, \theta, z)$, les modules d'Young et le coefficient de Poisson sont :

$$E_z = \frac{\alpha}{P_{ref}^n} \sigma_z^n \quad (I.18)$$

$$E_r = \frac{1}{P_{ref}^n} \frac{\alpha}{\beta} \sigma_r^n \quad (I.19)$$

$$\nu_{rz} = \frac{\nu_0}{2} \left(1 + \beta \frac{\sigma_z^n}{\sigma_r^n} \right) \quad (I.20)$$

Avec P_{ref} une unité de contrainte de référence égale à 1 MPa,

I.2.2.2.4. Modèle fondé sur les modules de compressibilité et de cisaillement

Le modèle détaillé dans cette partie est celui de Boyce, utilisé dans le chapitre III.

Boyce (1980) propose un modèle non linéaire élastique fondé sur le théorème de réciprocité, assurant la conservation de l'énergie à tout état de contrainte, se traduisant par l'expression suivante :

$$\frac{\delta \varepsilon_p}{\delta q} = \frac{\delta \varepsilon_q}{\delta p} \quad (I.21)$$

q , p , ε_q et ε_p sont définis par les équations (I.5) à (I.8).

Les équations (I.22) et (I.23) déterminent les modules de compressibilité K et de cisaillement G .

$$K = K_a \cdot \frac{p^{1-n}}{1 - \beta \frac{q^2}{p^2}} \quad (I.22)$$

$$G = G_a \cdot p^{1-n} \quad (I.23)$$

$$\text{Avec } \beta = (1 - n) \frac{K_a}{6G_a} \quad (I.24)$$

K_a , G_a et n sont les paramètres du modèle. Les déformations résilientes et volumiques du modèle sont :

$$\varepsilon_v^r = \frac{1}{K_a} p^n \left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2}\right) = \frac{1}{K_a} p^n \left[1 + \frac{(n-1)K_a}{6G_a} \cdot \frac{q^2}{p^2}\right] \quad (I.25)$$

$$\varepsilon_q^r = \frac{1}{3G_a} p^n \frac{q}{p} \quad (I.26)$$

Afin de prendre en compte l'anisotropie des matériaux, Hornych et al. (1998) améliorent le modèle en introduisant le coefficient d'anisotropie γ , dont le carré est égal au rapport du module élastique horizontal sur le module élastique vertical. Les nouvelles équations de la contrainte déviatorique q^* , de la contrainte moyenne p^* , des déformations volumique ε_v^r et déviatorique ε_q^r sont :

$$q^* = \gamma \sigma_1 - \sigma_3, 0 < \gamma < 1 \quad (I.27)$$

$$p^* = \frac{\gamma \sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (I.28)$$

$$\varepsilon_v^r = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma+2) \left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \cdot \frac{q^*}{p^*} \right] \quad (I.29)$$

$$\varepsilon_q^r = \frac{2}{3} \cdot \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma-1) \left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \cdot \frac{q^*}{p^*} \right] \quad (I.30)$$

Avec p_a la pression atmosphérique égale à 100 kPa.

En se basant sur l'équation de la contrainte effective de Bishop (équation (I.10)), le modèle modifié de Boyce peut également être utilisé en contrainte effective (Ho, 2013 ; Ho et al., 2014b).

I.3. Les enrobés bitumineux

Les enrobés bitumineux sont des mélanges de composants minéraux (gravillons, sables, filler), d'un liant bitumineux et éventuellement d'additifs. Le rôle des granulats est de transmettre les charges du trafic routier aux couches inférieures. Le filler, avec un diamètre inférieur à 63 µm, absorbe le liant afin de former le mastic. Ce dernier assure la stabilité du mélange et contribue à la résistance à l'orniérage.

I.3.1. Comportements mécaniques des enrobés bitumineux

Les dégradations des couches bitumineuses sont dues aux sollicitations répétées du trafic et aux variations de température. Les charges roulantes induisent :

- Des compressions répétées, conduisant à l'orniérage
- Des tractions répétées, créant une accumulation de microdégradations par fatigue puis menant à la formation de fissures.

Les variations de température ont pour conséquence :

- La modification du module de l'enrobé
- L'apparition de fissures à basses températures et leur propagation lors des cycles thermiques.

Quatre grandes classes de comportement des enrobés bitumineux ont été définies en fonction du niveau de déformation et du nombre de cycles de chargement, d'après Di Benedetto (1990) :

- Le comportement non linéaire : à un faible nombre de cycles de chargement et à des déformations de quelques pour cent
- Le comportement viscoélastique linéaire : à quelques centaines de cycles de chargement et à « faibles » déformations ($< 10^{-4}$)
- La fatigue : à plusieurs dizaines de milliers de cycles de chargement et à « faibles » déformations
- L'orniérage : à des cycles déviatoires en contraintes à partir d'une contrainte nulle et pour des amplitudes de déformation « proches » de la rupture.

La figure I.9 schématise les quatre classes de comportement avec des limites approximatives et à une température donnée.

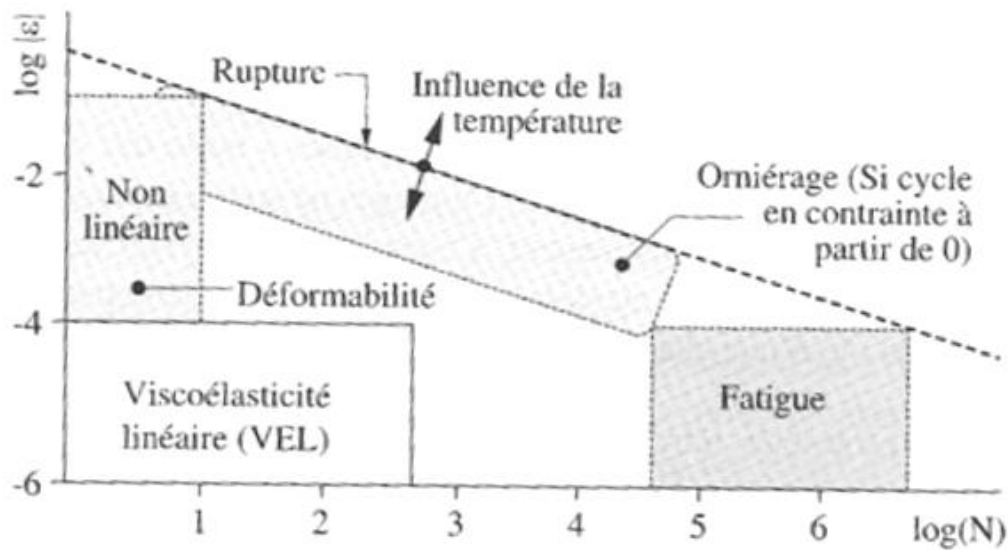


Figure I.9 Grandes classes de comportement des enrobés bitumineux à température fixée (Di Benedetto, 1990)

I.3.2. Comportement en petites déformations et modélisation de la viscoélasticité

I.3.2.1. Module complexe

Le module complexe est l'un des outils pour décrire le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. L'essai consiste à appliquer à l'éprouvette une contrainte sinusoïdale $\sigma(t)$ (équation (I.31)) et de mesurer la déformation sinusoïdale $\varepsilon(t)$ (équation (I.32)) en résultant. Le caractère visqueux de l'enrobé a pour conséquence un retard entre la contrainte et la réponse du matériau. Ce retard est représenté par l'angle de déphasage (ou angle de phase) ϕ .

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t) \tag{I.31}$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \phi) \tag{I.32}$$

Avec ω la pulsation.

En passant par les variables complexes, où $\sigma(t)$ et $\varepsilon(t)$ représentent respectivement les parties imaginaires de σ^* et ε^* , le module complexe peut être défini par :

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}} = |E^*| e^{i\phi} \quad (I.33)$$

Avec $|E^*|$ la norme du module complexe ou module de rigidité.

Une seconde notation du module complexe, faisant intervenir le module d'élasticité dynamique E_1 et le module de perte E_2 , est couramment utilisée:

$$E^* = E_1 + i E_2 \quad (I.34)$$

Plusieurs essais permettent de déterminer le module complexe, comme les essais de traction-compression sur éprouvette cylindrique, ou les essais de flexion de 2 à 4 points.

I.3.2.2. Facteurs influant sur le module complexe

I.3.2.2.1. Facteurs liés au matériau

La composition de l'enrobé bitumineux influe sur ses performances mécaniques.

➤ Le liant

La nature du liant a un impact sur le module complexe. En effet, le module de rigidité augmente avec la dureté du bitume (Bazin & Saunier, 1967 ; Francken, 1977 ; De La Roche et al., 1994 ; De La Roche & Rivière, 1997). De plus, la quantité de liant dans la composition du mélange joue également un rôle important. Moutier (1991) montre qu'une valeur optimale de teneur en bitume existe, pour laquelle le module est maximal.

➤ La teneur en fines

Plus la quantité de fines est importante, plus l'enrobage des granulats par le mastic est épais. De la même façon que pour le liant, il existe une teneur en fines optimale. Le module de rigidité s'améliore avec l'augmentation des fines jusqu'à une certaine teneur, au-delà de laquelle la tendance s'inverse (Soliman, 1976).

➤ La teneur en vides

Plus la teneur en vides est faible, plus la rigidité de l'enrobé bitumineux est élevée (Bazin & Saunier, 1967 ; Moutier, 1992 ; Saunier, 1968 ; Soliman, 1976). Une quantité suffisante de filler permet une réduction des vides du mélange. En absorbant le liant, le filler forme le mastic, qui se loge dans les interstices entre les plus gros granulats. De plus, la mise en œuvre joue également sur la teneur en vide finale.

I.3.2.2.2. Facteurs liés aux conditions d'essais

➤ La fréquence et la température

La fréquence et la température sont les deux paramètres qui influent le plus sur la valeur du module des enrobés bitumineux (Di Benedetto & Corté, 2005b).

Pour une fréquence donnée, plus la température augmente plus le module de rigidité $|E^*|$ diminue. Pour une température fixée, $|E^*|$ augmente avec la fréquence. Il est à noter que l'effet de la fréquence sera plus marqué à haute température, et de même l'influence de la température sera plus importante à basse fréquence. La figure I.9 confirme l'impact de ces paramètres. Les figure I.10 et I.11 présentent les résultats d'un essai de flexion deux points sur une éprouvette trapézoïdale d'un BBSG 0/14, obtenus par Di Benedetto et Corté (2005b).

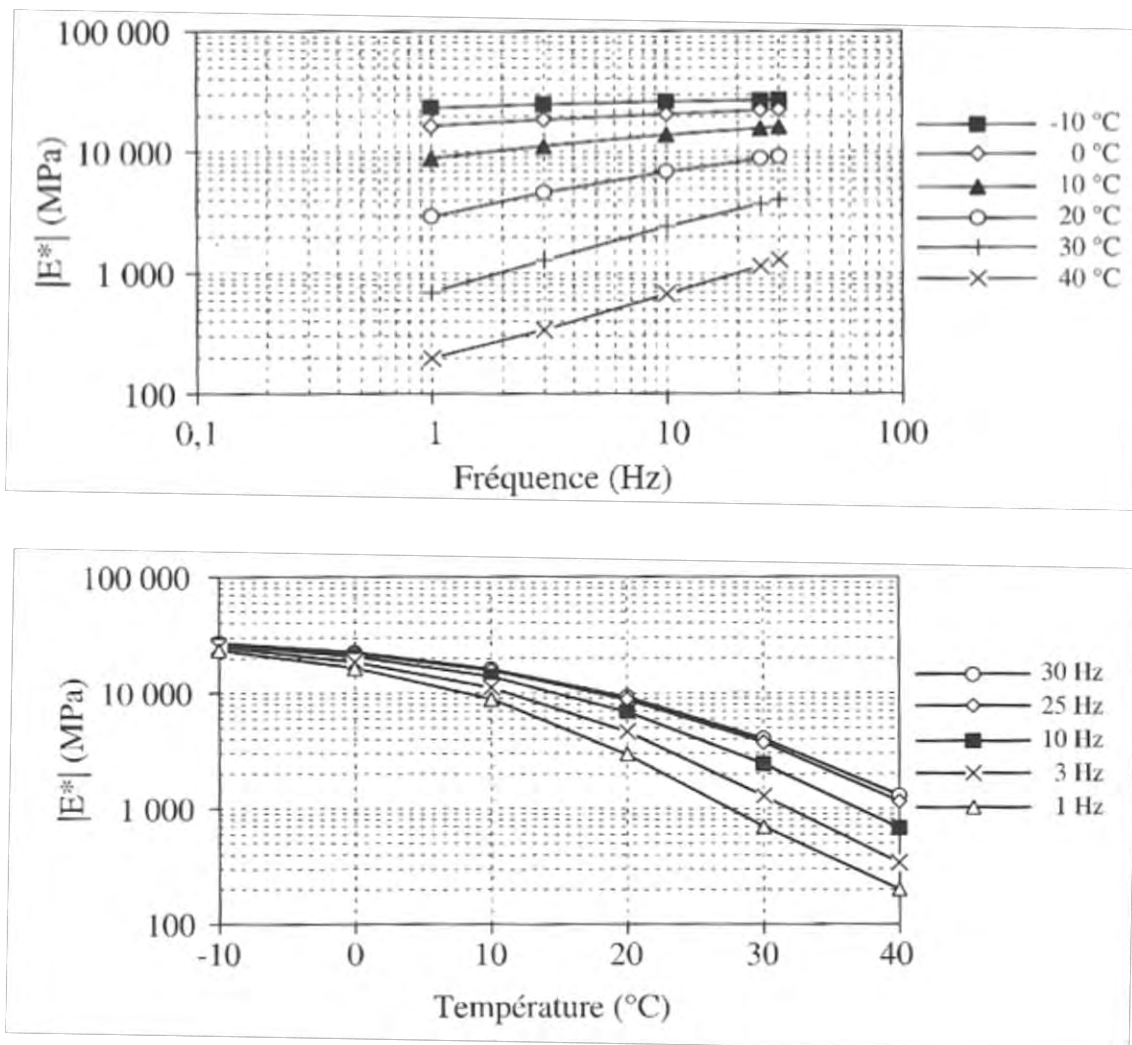


Figure I.10 Isothermes et isochrones du module complexe lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG (Di Benedetto & Corté, 2005b)

L'angle de phase est également sensible à la fréquence et à la température. Plus la fréquence sera basse, plus l'angle de phase sera important. Concernant l'impact de la température, l'angle augmente avec cette dernière jusqu'à un seuil de température, au-delà duquel il diminue (figure (I.11)).

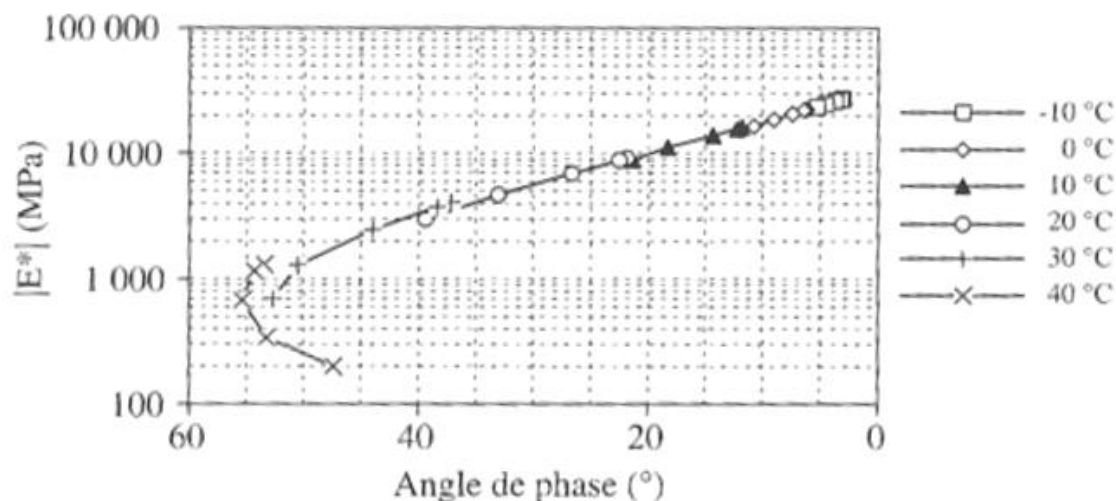


Figure I.11 Module complexe dans l'espace de Black obtenu lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG (Di Benedetto & Corté, 2005b)

➤ Les sollicitations appliquées

Dans la section I.3.1, il a été vu que la zone de linéarité des enrobés bitumineux était restreinte. En fonction du nombre et du niveau des sollicitations appliquées, il peut en effet être difficile de rester dans le domaine linéaire, d'autant plus à température élevée (Soleimani, 1965). Ainsi, le chargement appliqué peut influencer sur les mesures de module complexe.

I.3.2.3. Les modèles rhéologiques utilisés en viscoélasticité linéaire

➤ Modèle de Maxwell

Le modèle de Maxwell (figure I.12) est l'association en série d'un ressort de module E , représentant l'élasticité, et d'un amortisseur de viscosité η , représentant la viscosité. Le module complexe de Maxwell est défini par :

$$E^*(\omega) = \frac{E\omega^2\eta^2 + iE^2\omega\eta}{E^2 + \omega^2\eta^2} \quad (I.35)$$

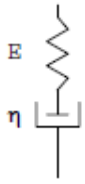


Figure I.12 Modèle de Maxwell

➤ Modèle de Kelvin-Voigt

Le modèle de Kelvin-Voigt (figure I.13) est l'association en parallèle d'un ressort de module E et d'un amortisseur de viscosité η , avec le module complexe suivant :

$$E^*(\omega) = E + i\omega\eta \quad (I.36)$$

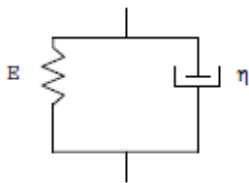


Figure I.13 Modèle de Kelvin-Voigt

➤ Modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés

Ces modèles généralisés (figure I.14) sont un assemblage, en parallèle pour celui de Maxwell et en série pour celui de Kelvin-Voigt, de n modèles élémentaires. Lorsque n tend vers l'infini, ils parviennent à décrire les comportements viscoélastiques linéaires, notamment celui des enrobés bitumineux à condition d'utiliser un nombre de paramètres importants. Themeli (2015) précise un nombre compris entre 10 et 15 pour obtenir une modélisation satisfaisante d'un enrobé.

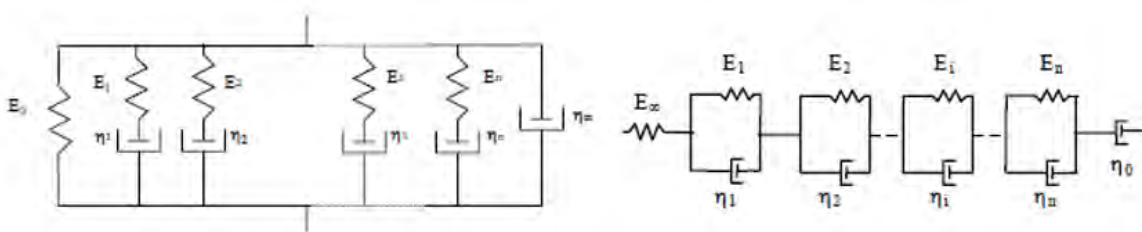


Figure I.14 Modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés

➤ Modèle de Burgers

Le modèle de Burgers (figure I.15) est l'association en série d'un modèle de Maxwell et d'un modèle de Kelvin-Voigt. Il peut être utilisé pour prédire le comportement viscoélastique des

enrobés bitumineux, en sachant qu'un seul jeu de paramètres ne permet pas de décrire toutes les gammes de températures et de fréquences. E_m et η_m sont respectivement le module et la viscosité de Maxwell, E_k et η_k sont respectivement le module et la viscosité de Kelvin-Voigt.

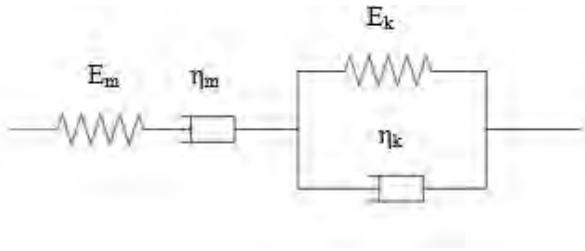


Figure I.15 Modèle de Burgers

➤ Modèle de Huet

Huet (1963) introduit des éléments à fluage parabolique qui deviennent des ressorts lorsque leur paramètre est nul et des amortisseurs lorsqu'il vaut 1. En associant en série deux de ces éléments avec un ressort à module infini, le modèle de Huet est obtenu (figure I.16). Le module complexe correspondant est décrit par l'équation (I.37).

$$E^*(\omega) = \frac{E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (I.37)$$

Avec ω la pulsation, τ un paramètre homogène à un temps variant avec la température, h et k les paramètres des éléments paraboliques et δ une constante.

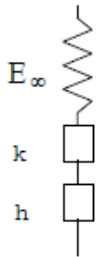


Figure I.16 Modèle de Huet

➤ Modèle de Huet-Sayegh

Le modèle de Huet n'étant pas satisfaisant à basses fréquences et hautes températures, Sayegh (1965) l'améliore en ajoutant un ressort de faible rigidité. Ce ressort permet d'introduire un module à long terme, nécessaire pour les essais de fluage. Le module complexe du modèle devient :

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (I.38)$$

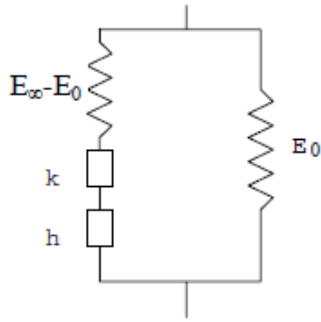


Figure I.17 Modèle de Huet-Sayegh

➤ Modèle 2P2S1D

Afin d'améliorer les modélisations à basses fréquences et hautes températures, Olard et Di Benedetto (2003) incorporent un amortisseur au modèle de Huet-Sayegh.

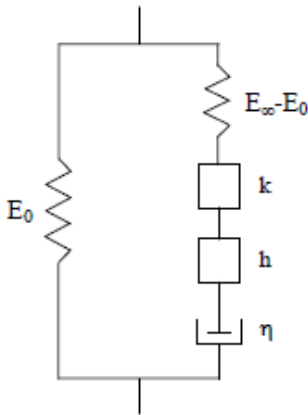


Figure I.18 Modèle 2P2S1D

I.4. Les matériaux bitumineux à froid

La famille des matériaux bitumineux à froid regroupe les matériaux traités à l'émulsion ou à la mousse de bitume, les bétons bitumineux à froid et les enrobés coulés à froid. La grave émulsion est davantage détaillée dans cette partie.

I.4.1. La grave émulsion

La grave émulsion est un matériau à base d'émulsion de bitume destiné aux couches d'assises, aux réparations localisées et aux reprofilages.

I.4.1.1. Les constituants de la grave émulsion

La grave émulsion est un mélange à froid de granulats non séchés, d'émulsion de bitume, d'eau et parfois d'additifs.

I.4.1.1.1. Les granulats

La classe granulaire des granulats est choisie en fonction de l'utilisation visée de la grave émulsion (Di Benedetto & Corté, 2005b) :

Domaine d'utilisation	Granularité (mm)	Teneur en fines (%)
Renforcement	0/14	5,4 à 7,2
Base ou fondation	0/20	
Reprofilage	0/10	5,4 à 7,2
	0/14	

Tableau I.4 Granularité et teneur en fines des granulats pour la grave émulsion en fonction de l'application

La quantité de fines a un rôle important dans la compacité et permet au mélange de retenir l'eau. Les granulats sont humidifiés à une teneur en eau optimale avant le malaxage.

I.4.1.1.2. L'émulsion de bitume

L'émulsion de bitume est un système hétérogène de deux liquides non miscibles : le bitume sous forme de gouttelettes est dispersé dans de l'eau.

Le bitume utilisé a un grade dépendant du trafic et de l'utilisation en couche structurante ou non, ainsi qu'une teneur en sel maximale de 100 ppm (Di Benedetto & Corté, 2005a). En effet, le sel augmente la viscosité du bitume. Les émulsions couramment utilisées sont de type cationique à rupture lente, c'est-à-dire dopées afin d'améliorer leur adhésivité, avec un bitume de grade assez mou dosé à 60% ou 65% en masse (Di Benedetto & Corté, 2005b).

Un mécanisme important des émulsions de bitume est le processus de rupture. Elle correspond à la séparation des deux phases, et nécessite plusieurs étapes :

- L'agglomération des gouttes de bitumes sur les granulats
- La floculation : les gouttes de bitumes sont rassemblées autour des granulats

- La coalescence : les gouttes se soudent entre elles et par conséquent aux granulats en contact
- La prise : l'eau s'évacue
- Le mûrissement.

I.4.1.2. Le comportement évolutif de la grave émulsion

L'ajout d'eau au mélange, grâce à l'humidification des granulats, conditionne la réussite de l'enrobage en permettant au liant de se répartir de manière homogène (Observatoire des Techniques de Chaussées, 1997). Le bitume se lie ainsi aux éléments fins afin de créer le mastic, ayant pour rôle d'assembler les gros éléments entre eux.

La grave émulsion présente un comportement mécanique évolutif. A très jeune âge sans cohésion, elle s'apparente à un matériau non lié. Lors du mûrissement, l'eau s'échappe et le liant évolue progressivement : la cohésion et la viscosité augmentent. Cette évolution implique une amélioration des performances mécaniques de la grave émulsion avec le temps (Serfass, 2002). Cependant, Gaudefroy et al. (2008) ainsi que Hornych et al. (2009) ont trouvé un module élastique, du niveau de celui d'une grave non traitée, peu impacté par un mûrissement de 14 jours à 35°C et 20% d'humidité relative. Ces résultats ont été obtenus grâce à des essais triaxiaux à chargements répétés.

I.4.2. L'enrobé à la mousse de bitume

La gamme d'utilisation des enrobés à la mousse de bitume se confond avec celle des graves émulsions.

I.4.2.1. Les constituants de l'enrobé à la mousse de bitume

I.4.2.1.1. Les granulats

La fraction granulaire des granulats utilisés dans les enrobés à mousse de bitume est comprise entre 0/10 mm et 0/20 mm avec une teneur en fines de 5 à 15%. Les granulats sont humidifiés à une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale de compactage (Bonvallet, 2000).

I.4.2.1.2. La mousse de bitume

La mousse de bitume est produite par injection sous haute pression de petites quantités d'eau et d'air dans le bitume chaud (Wirtgen, 2016). La teneur en bitume couramment utilisée dans les mousses est comprise entre 3 et 5 % en masse (Bonvallet, 2000).

I.4.2.2. Le comportement de l'enrobé à la mousse de bitume

La mousse de bitume est injectée de manière homogène aux granulats froids et humidifiés. L'eau présente permet une bonne homogénéisation du bitume. De la même manière que l'émulsion, la mousse enrobe les éléments fins afin de former le mastic, qui lui-même enrobe les gros éléments. Le mélange conserve sa maniabilité s'il est emballé hermétiquement. Après compactage, la cohésion du matériau augmente avec la perte d'eau. Ainsi, l'enrobé à la mousse de bitume se caractérise également par un comportement mécanique évolutif. Cazaciu (2008) précise que cette évolution n'est que partiellement irréversible, en raison de la perméabilité du matériau.

I.4.3. Le béton bitumineux à froid et l'enrobé coulé à froid

Les informations de cette partie proviennent de l'ouvrage de Di Benedetto et Corté (2005b).

Le béton bitumineux à froid est employé en couche de surface épaisse, entre 5 et 8 cm, des chaussées à trafic moyen. Il se constitue de granulats 0/10 mm ou 0/14 mm liés par une émulsion de bitume cationique à rupture lente. Le bitume généralement utilisé est de grade 70/100 ou 160/220, présentant une teneur résiduelle entre 5,5% et 6,0%.

L'enrobé coulé à froid, destiné aux couches de surface très minces, se constitue de granulats non séchés, avec une teneur en fines de 5,5% à 11%, et d'une émulsion de bitume. La teneur en bitume résiduel est de l'ordre de 6% à 9%. La mise en œuvre a lieu directement à la suite de la fabrication du mélange dans une épaisseur comprise entre 0,6 cm et 1,2 cm. La chaussée est ouverte à la circulation après rupture de l'émulsion.

I.5. Les agrégats d'enrobés recyclés

Les agrégats d'enrobés proviennent de la démolition des chaussées ou de leur rabotage. Il s'agit d'un mélange hétérogène de granulats entièrement ou partiellement enrobés de bitume, et parfois agglomérés entre eux.

Le terme « agrégat d'enrobé » désigne le granulats enrobés de bitume et le terme « granulats » désigne l'agrégat désenrobé.

I.5.1. Réglementation et processus de récupération des agrégats d'enrobés

I.5.1.1. Réglementation

I.5.1.1.1. Caractérisation des agrégats d'enrobés

- Désignation de l'agrégat d'enrobé (NF EN 13108-8, 2016)

L'agrégat d'enrobé est désigné par l'abréviation AE, précédée de la désignation de la dimension maximale de l'agrégat d'enrobé (désignation U) et suivie de la désignation de la dimension des granulats d/D de l'enrobé en mm ; avec :

- U la dimension du plus petit tamis en mm où passent 100% des éléments d'enrobés
- D la plus grande dimension de tamis en mm entre la plus petite dimension de tamis où passent 100% des granulats divisée par 1,4 et la plus petite dimension de tamis où passent 85% des granulats
- d la plus petite dimension des agrégats d'enrobés, qui est généralement prise égal à 0.

- Spécification sur les matériaux étrangers (NF EN 13108-8, 2016)

Les matériaux étrangers sont classés en deux groupes. Le groupe 1 comprend les produits en béton de ciment, les briques, les matériaux de sous-couche (les granulats naturels non compris), le mortier de ciment et les métaux. Le groupe 2 se compose des matériaux synthétiques, du bois et des plastiques.

En fonction des teneurs en matériaux étrangers, l'agrégat d'enrobé est classé en trois catégories :

- Catégorie F_1 : la teneur en matériaux du groupe 1 est inférieure à 1% en masse et celle en matériaux du groupe 2 est inférieure à 0,1% en masse
- Catégorie F_5 : la teneur en matériaux du groupe 1 est inférieure à 5% en masse et celle en matériaux du groupe 2 est inférieure à 0,1% en masse
- Catégorie F_{dec} : la teneur et nature des matériaux étrangers est déclarée.

➤ Spécification sur le liant (CFTR, 2008)

En fonction de l'étendue de la teneur en liant, l'agrégat d'enrobé appartient à l'une des catégories suivantes :

- TL_1 : étendue de la teneur en liant inférieure ou égale à 1%
- TL_2 : étendue de la teneur en liant inférieure ou égale à 2%
- TL_{NS} : étendue de la teneur en liant supérieure à 2% ou non spécifiée.

La pénétrabilité à l'aiguille et la Température Bille Anneau (TBA) intervient également dans la classification des agrégats d'enrobés. Trois catégories existent :

- B_1 : la pénétrabilité minimale est de $5^{1/10}$ mm avec une étendue inférieure ou égale à $15^{1/10}$ mm, la TBA maximale est de 77°C avec une étendue inférieure à 8°C , la fréquence des essais est un essai pour 1000 tonnes avec un minimum de 5 essais
- B_{NS} : la pénétrabilité à l'aiguille et la TBA sont à déclarer, la fréquence des essais est non spécifiée.

➤ Spécification sur la granulométrie (CFTR, 2008)

En fonction de l'homogénéité granulométrique des granulats, les agrégats d'enrobés sont définis selon trois classes G1, G2, ou GNS. Le tableau I.5 précise les détails des trois catégories.

% passant à 1,4 D	% passant à D	% passant à 2 mm	% passant à 0,063 mm	Catégorie
Vsi 99	Li 85 Ls 99 e 10	e 15	e 4	G ₁
Vsi 99	Li 80 Ls 99 e 15	e 20	e 6	G ₂
Non spécifiée	Non spécifiée	Non spécifiée	Non spécifiée	G _{NS}

Tableau I.5 Classification selon l'homogénéité granulométrique des granulats (CFTR, 2008)

- Spécification sur les caractéristiques intrinsèques et l'angularité des granulats

En fonction des résultats obtenus aux essais Los Angeles, Micro-Deval, de polissage accéléré et d'angularité, les granulats ont des codes. Puis en fonction de ces mêmes codes, les agrégats d'enrobés sont classés en deux catégories (R₁ et R_{NS}).

Catégorie des granulats	Fréquence des essais	Catégorie
Code A ou B et code Ang 1 pour les gravillons et sables	1 par lot	R ₁
Code C ou non caractérisé	Non spécifiée	R _{NS}

Tableau I.6 Caractéristiques intrinsèques et angularité exigés sur les granulats issus de l'agrégat d'enrobé (CFTR, 2008)

I.5.1.1.2. Réglementation d'utilisation des agrégats d'enrobés

Les conditions d'utilisation des AE sont régies par la présence de deux polluants dans les agrégats : l'amiante et les Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques (HAP).

- L'amiante

Dans les années 1980, les fibres d'amiantes étaient incorporées dans des formules d'enrobés afin de renforcer la résistance à l'abrasion ainsi qu'à l'échauffement, et de favoriser l'autoréparation des fissures de l'enrobé lors de températures élevées (Odéon, 2014). Ce recours à l'amiante explique l'éventualité d'en trouver dans les agrégats d'enrobés. En cas de présence d'amiante, le matériau ne peut pas être valorisé et doit être évacué en décharge de classe 1.

En France, trois types de Centres d'Enfouissement Technique (CET) existent :

- Les décharges de classe 1 pour les déchets dangereux
- Les décharges de classe 2 pour les déchets non dangereux
- Les décharges de classe 3 pour les déchets inertes.

➤ Les Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques (HAP)

Les HAP trouvent leur origine dans le goudron, un liant hydrocarboné. Ils sont ainsi emprisonnés dans les agrégats d'enrobés, mais libérés lorsque les agrégats sont chauffés. Ces polluants présentent un risque pour la santé de l'homme par leur caractère cancérigène. En France, il n'est pas interdit de valoriser les agrégats d'enrobés contenant des HAP, mais leur utilisation est très réglementée en fonction de leur teneur par kilogramme d'agrégats d'enrobés (CEREMA, 2016) :

- De 0 à 50 mg/kg, la réutilisation à chaud est autorisée
- De 0 à 500 mg/kg, la valorisation à froid est possible
- De 500 à 1000 mg/kg, les agrégats d'enrobés sont évacués en décharge de classe 1
- Au-delà de 1000 mg/kg, les agrégats d'enrobés sont enfouis en décharge de classe 2.

A titre de comparaison, la Suisse et l'Allemagne ont un unique taux de HAP au-delà duquel l'utilisation des agrégats d'enrobés est interdite, quelle que soit la technique utilisée. Leur réglementation est plus stricte avec une teneur de 250 mg/kg pour la Suisse et de 25 mg/kg pour l'Allemagne.

En France, le taux autorisé d'agrégats recyclés dans les enrobés à chaud peut aller jusqu'à 40% en fonction de leur composition, leur caractérisation et de leur usage visé dans la chaussée (CFTR, 2008). Le tableau I.7 détaille les caractéristiques exigées des agrégats en fonction du taux minimal de recyclage.

Utilisation des agrégats d'enrobés						
Usage dans la chaussée	Couche de roulement		0 %	10 % ⁽¹⁾		30 %
	Couche de liaison		10 %	20 %	30 %	40 %
	Couche d'assise					
Composants de l'agrégat d'enrobé	Liant bitumineux	Teneur	TL _{NS}	TL ₂		TL ₁
		Pénétrabilité ou TBA	B _{NS}		B ₂	B ₁
	Granulat	Granularité	G _{NS}		G ₂	G ₁
		Caractéristiques intrinsèques	R _{NS}		R ₁	R _{NS} R ₁

⁽¹⁾ si la teneur en liant moyenne de l'agrégat est supérieure à 5 %, on considère que l'enrobé est un béton bitumineux dont les granulats ont été choisis selon des critères minimaux voisins de ceux qui sont recherchés pour le matériau recyclé.

Tableau I.7 Utilisation des agrégats d'enrobés dans la formulation d'enrobés neufs à chaud (CFTR, 2008)

I.5.1.2. Processus de récupération des agrégats d'enrobés

Dans le but d'une meilleure connaissance de ce matériau, un questionnaire a été soumis à des entreprises productrices d'agrégats d'enrobés puis également un second à des maîtres d'ouvrages, en Alsace. Ces deux documents, disponibles en annexe A, ont été rédigés en se basant sur le questionnaire proposé dans le projet Re-Road (Nielsen, 2011).

➤ Les producteurs d'agrégats d'enrobés

En plus de leurs propres chantiers, les entreprises acceptent les matériaux de fournisseurs extérieurs. Il s'agit soit de croutes soit de fraisats. Ces entreprises transforment les matériaux bruts en agrégats d'enrobés, prêts à l'emploi pour les formules de recyclage.

Dès réception des croutes et fraisats sur site, un premier contrôle visuel a lieu afin de vérifier la présence d'éléments étrangers. Le matériau est accompagné de l'historique de la chaussée et des résultats d'analyses (HAP, amiante) à la charge de la maîtrise d'ouvrage. Si les analyses sont jugées non fiables, les entreprises y procèdent elles-mêmes. La présence de HAP est détectée au Pak-marker, en cas de résultats positifs un laboratoire extérieur effectue une analyse quantitative. Le dépistage d'amiante est systématiquement réalisé par un organisme spécifique.

Après un stockage intermédiaire, les croutes et certains lots de fraisats sont concassés, puis criblés. Généralement, deux fractions granulométriques sont produites :

- 0/10 mm pour le recyclage à chaud
- 0/20 mm pour les autres utilisations, notamment le recyclage à froid.

A la fin de ces opérations, les agrégats d'enrobés ont une teneur en liant autour de 5%. Ils sont stockés sous forme de pile avec un chargeur pelle, sans monter sur le stock afin de ne pas déformer les agrégats. Dans le but d'éviter la ségrégation et les agglomérats, la pelle effectue un brassage lors du dépôt et des prélèvements. Cependant, le renouvellement régulier des stocks et le roulement d'utilisation des matériaux évitent également les agglomérats. Les piles de stockage sont identifiées par des panneaux, et certaines sont protégées sous des hangars ou avec des bâches.

➤ Les maîtres d'ouvrages

Les matériaux recyclés sont à 90% des fraisats et 10% des croûtes. Ils proviennent majoritairement de couches de roulement. Leur répartition en fonction de leur teneur en HAP est la suivante :

- De 0 à 50 mg/kg : 50% des agrégats
- De 50 à 500 mg/kg : 40% des agrégats
- Supérieur à 500 mg/kg : 10% des agrégats.

La maîtrise d'ouvrage a l'obligation de réaliser des carottages et d'analyser ces prélèvements. Elle doit nécessairement transmettre ces informations aux producteurs d'agrégats d'enrobés, récupérant les matériaux bruts.

I.5.2. Les procédés de recyclage à chaud

Le recyclage à chaud impose que chaque constituant soit chauffé. Les températures de fabrication sont environ de 160°C - 180°C. Les agrégats d'enrobés sont incorporés en différentes proportions dans de nouvelles formules d'enrobés. Ainsi, les mélanges sont constitués à x % d'agrégats d'enrobés, à (100-x) % de granulats vierges et d'un bitume vierge. La présence d'agrégats d'enrobés améliore les performances mécaniques des mélanges dans la mesure où le bitume vierge ajouté est bien choisi (Colbert & You, 2011 ; Kalman et al., 2013 ; Li et al., 2008 ; Mc Daniel & Shah, 2003 ; Mogawer, 2009 ; Tran et al., 2015 ; Valdés et al., 2010). Les agrégats recyclés présentent un bitume assez dur (Kalman et al., 2013), ainsi il est important de le compléter avec un liant vierge de grade plus mou. Plusieurs études ont été menées sur des mélanges comprenant des agrégats d'enrobés en différentes proportions.

Dans le cadre du projet européen Re-Road, Kalman et al. (2013) ont étudié des formules contenant 0%, 15% et 30% d'agrégats d'enrobés. Plusieurs observations en ressortent :

- Plus la quantité de matériaux recyclés est importante plus le module complexe est élevé.
- Le module complexe est sensible à la température, il diminue à hautes températures.
- L'enrobé avec 30% d'agrégats d'enrobés présente le comportement le plus élastique, en raison d'un bitume plus dur.

- Lors d'essais triaxiaux à chargements répétés par paliers, plus le pourcentage d'agrégats d'enrobés est important moins les déformations permanentes se stabilisent.

Tran et al. (2015) évoquent de bonnes caractéristiques mécaniques pour un taux d'agrégats recyclés de 20% et 45%. Des taux similaires d'incorporation dans les enrobés ont été analysés par Colbert et You (2011) : 0%, 15%, 35% et 50%. Ils établissent les remarques suivantes :

- Le module résilient augmente avec le pourcentage d'agrégats d'enrobés pour des températures comprises entre 13°C et 39,2°C. A 4°C, le module de l'enrobé à 50% d'agrégats d'enrobés est légèrement inférieur à celui sans matériaux recyclés.
- La variabilité des résultats des essais de module résilient augmente avec la teneur en agrégats d'enrobés, confirmant l'étude de Li et al. (2008).
- L'augmentation des agrégats d'enrobés dans les mélanges permet de réduire l'orniérage.

Des mélanges allant jusqu'à une teneur de 60% d'agrégats d'enrobés avec un bitume d'apport mou ont été testés par Valdés et al. (2010). Une quantité plus importante d'agrégats d'enrobés améliore les performances mécaniques (module de rigidité, module élastique, résistance à la traction directe et indirecte). Le liant des agrégats d'enrobés, présentant une pénétrabilité de $5^{1/10}$ mm et une température bille anneau de 87°C, est complété par un bitume de grade 200/300. Cette association permet d'incorporer un taux de 60% d'agrégats d'enrobés dans le mélange et d'obtenir des performances mécaniques proches d'un Enrobé à Module Elevé 13/22.

I.5.3. Les procédés de recyclage tièdes ou semi-tièdes

Les températures de fabrication des enrobés tièdes sont de l'ordre de 100°C à 150°C, et celles des enrobés semi-tièdes restent inférieures à 100°C (Gaudefroy, 2007). Ces méthodes requièrent l'addition soit d'une mousse de bitume (Dinis-Almeida et al., 2011 ; Shu et al., 2012 ; Zhao et al., 2012) soit d'additifs (Porot & Eduard, 2016 ; Singh et al., 2017). Des agrégats d'enrobés sont parfois incorporés dans ces procédés à basses températures.

Une formule tiède, constituée d'un liant avec 2% de cire, a été comparée à un enrobé à chaud par Singh et al. (2017). Dans les deux mélanges sont incorporés des agrégats d'enrobés en différentes proportions (0%, 10%, 20%, 30% et 40%). Les mélanges à chaud présentent une

résistance à la rupture supérieure, augmentant avec la quantité d'agrégats d'enrobés pour les deux types de mélanges. Les conclusions concernant la sensibilité à l'eau, également étudiée, sont davantage nuancées :

- La présence d'agrégats d'enrobés permet une meilleure résistance à l'humidité, excepté pour la teneur de 40%.
- Les mélanges à chaud présentent de meilleures performances jusqu'à 20%, cependant à partir de 30% les deux procédés révèlent des sensibilités à l'eau similaires.
- L'impact bénéfique des agrégats d'enrobés est davantage significatif pour les formules à chaud.

Certains chercheurs ont intégré uniquement des agrégats issus du recyclage au mélange. Porot et Eduard (2016) ont développé une stratégie de recyclage semi-tiède avec un additif biologique à base de pin et à 100% d'agrégats d'enrobés. Le régénérant permet au liant vieilli, enrobant les agrégats d'enrobés, d'être mobilisé à basses températures et de gagner deux grades. Les chercheurs préconisent un dosage en additif entre 3 et 7% du bitume des agrégats. Des essais à la Presse à Cisaillement Giratoire ont été réalisés à différentes températures (20°C, 40°C, 60°C et 120°C) et à deux temps de mûrissement (5 heures et 5 jours). Les résultats révèlent un faible impact du mûrissement alors que la température joue un rôle essentiel. En effet, le passage de 20°C à 60°C permet une réduction de la teneur en vide de 13%. Cette étude recommande une température minimale de mise en œuvre de 60°C.

La difficulté dans la conception de ces procédés réside dans le dosage de la mousse de bitume. D'après, Dinis-Almeida et al. (2011) le test de module de rigidité semble le plus approprié pour définir la teneur optimale de mousse de bitume, dans le cas d'un enrobé tiède à 100% d'agrégats d'enrobés.

I.5.4. Les procédés de recyclage à froid

Le recyclage est considéré à froid si au minimum les agrégats ne sont pas chauffés.

I.5.4.1. Recyclage à base d'émulsion de bitume

L'enrobé à l'émulsion de bitume, détaillé à la section I.4.1, représente une des solutions pour recycler les agrégats d'enrobés, en les incorporant dans la formulation à la place de granulats vierges.

En Suède, Jacobson (2002) détaille un procédé de fabrication en centrale accompagné de nombreuses recommandations. Il préconise les points suivants :

- Les agrégats ne doivent pas excéder 16 mm en couche de roulement et 22 mm en couche d'assise.
- Si les agrégats d'enrobés ont une teneur en bitume supérieure à 6%, des granulats vierges doivent être ajoutés.
- Utiliser une teneur en eau optimale, comprenant l'eau contenue dans les granulats et dans l'émulsion, obtenue à l'essai Proctor ou Marshall. Cette valeur est généralement comprise entre 6 et 7%.
- La teneur en bitume finale dépend de l'utilisation visée : entre 4,5% et 6,5% pour les couches de roulement, et entre 5,0% et 7,5% pour les couches d'assises.
- Le grade de bitume doit être déterminé en fonction de la classe de trafic.
- La mise en œuvre doit avoir lieu durant un temps sec et plutôt chaud afin de favoriser l'évaporation de l'eau.
- Après plusieurs passages pour garantir un bon compactage, la chaussée doit être sablée pour le confort des usagers et pour éviter les éventuelles éclaboussures de liant.

Le recours à l'émulsion de bitume permet un recyclage à froid avec 100% d'agrégats d'enrobés, présentant des performances mécaniques suffisantes. Sangiorgi et al. (2017) le prouvent en ajoutant du ciment Portland au mélange. La présence d'agrégats d'enrobés n'affecte ni la compactibilité ni la maniabilité, obtenues à la Presse à Cisaillement Giratoire. La résistance à la compression diamétrale est nettement inférieure à celle d'un enrobé à chaud, cependant les valeurs restent supérieures aux exigences italiennes pour les mélanges à froid contenant 30% d'agrégats d'enrobés.

I.5.4.2. Recyclage à base de mousse de bitume

De la même manière que les enrobés à l'émulsion de bitume, les mélanges à la mousse de bitume sont utilisés pour le recyclage à froid (Betti et al., 2016 ; Guatimosim et al., 2016 ; Kuna et al., 2016 ; Plati et al., 2010). L'entreprise Wirtgen (2016, 2017) a développé une procédure de fabrication et de caractérisation d'un recyclage à froid à base de mousse de bitume. Elle recommande et détaille une série d'essais en laboratoire dont les objectifs sont de déterminer si les agrégats permettent une bonne stabilité de la mousse de bitume, si un mastic actif est nécessaire et d'obtenir la teneur en mousse de bitume optimale.

Des retours d'expériences sur site utilisant des mélanges à froid à la mousse de bitume ont été publiés. Il s'agit de mélanges utilisés en couche d'assise et constitués de mousse de bitume, d'additifs (du ciment et/ou de la chaux) ainsi que de 100% d'agrégats d'enrobés.

Betti et al. (2016) se sont intéressés, en laboratoire et in situ, aux effets de deux additifs dans le mastic, le ciment et la chaux. Ils montrent que le ciment peut être associé à la chaux ou même remplacé, sans conséquence sur les performances mécaniques. Leur étude in situ s'étend sur une période de neuf mois, mais concerne une chaussée non circulée.

Plati et al. (2010) ont permis une ouverture à la circulation dès la fin de la réhabilitation de la chaussée grâce à une épaisse couche d'enrobé (9 cm). Cette couche, en contact avec le trafic, a pour rôle de reprendre les charges routières durant les périodes de jeune âge et de mûrissement du mélange en couche d'assise. Dans ce projet, 1% de ciment a été incorporé dans la formule.

Un procédé à base de mousse de bitume avec la chaux pour unique additif (1%), et ne nécessitant pas une fermeture prolongée à la circulation est développé par Guatimosim et al. (2016). Le mélange est utilisé à la place d'une Grave Non traitée et est recouvert d'une couche de roulement de 2 cm. Les chercheurs affirment que le post-compactage, dû au trafic, combiné au mûrissement conduit à une amélioration des performances mécaniques au cours du temps.

I.5.4.3. Recyclage sans addition de liant

I.5.4.3.1. Principe de la méthode sans liant

La valorisation des agrégats d'enrobés « purs » sans aucune addition a été testée en Suède. Les agrégats d'enrobés sont utilisés en tant que matériaux non liés en couche d'assise, à la place des graves non traitées. Cette technique a été utilisée pour des chaussées urbaines (Jacobson, 2003) mais également pour des autoroutes (Jacobson, 2007 ; Jacobson & Waldemarson, 2011). Dans ce dernier cas, les agrégats d'enrobés sont utilisés en couche de fondation, et sont recouverts d'une épaisse couche d'enrobé. Les étapes de construction des chaussées urbaines sont les suivantes :

- 1) Les couches d'assises sont construites en agrégats d'enrobés purs sans addition de liant.
- 2) La chaussée est ouverte à la circulation directement sur la couche en agrégats d'enrobés durant environ six mois, afin de permettre un post-compactage dû au trafic.
- 3) La couche de roulement est mise en œuvre après ce post-compactage, afin de finaliser la chaussée en rectifiant les éventuels défauts.

I.5.4.3.2. Recommandations suédoises

Suite aux retours d'expériences in situ, un guide des recommandations suédoises a été rédigé (Jacobson & Waldemarson, 2011).

➤ Types de structures adaptés

Les chaussées visées par cette méthode sont les chaussées routières, les pistes cyclables et les sentiers pédestres. Les parkings ne font pas partie du marché envisageable, en raison des charges statiques auxquelles la structure est soumise. Le module de rigidité utilisé pour le dimensionnement est de 500 MPa, excepté pour les chaussées avec un trafic journalier supérieur ou égal à 500 poids lourds, pour lesquelles le module choisi est de 1000 MPa.

➤ Caractéristiques des agrégats d'enrobés

Des dépistages de polluants (amiante, HAP) et d'éléments étrangers doivent être réalisés sur les stocks d'agrégats d'enrobés. La teneur en eau optimale, généralement proche de 6%, ainsi

que la teneur en liant, habituellement comprise entre 3% et 6%, sont à déterminer. Si la teneur en liant est supérieure à 6%, un ajout de granulats est nécessaire.

La courbe granulométrique des matériaux, obtenue par voie humide, doit se trouver dans le fuseau recommandé (tableau I.8 et figure I.19). Pour améliorer la stabilité du matériau, des quantités de 10% à 30% d'éléments grossiers et de 5% à 10% de fines sont nécessaires. La température maximale de séchage des agrégats d'enrobés est de 50°C, afin d'éviter l'agglomération et le collage entre les grains.

Dimensions tamis (mm)	0,063	0,5	1	2	4	8	16	31,5	45
Limite supérieure (%)	5	15	22	35	50	75	95	100	
Limite inférieure (%)	0	4	6	10	20	40	70	90	100

Tableau I.8 Recommandations pour la distribution granulométrique d'agrégats d'enrobés 0/31,5

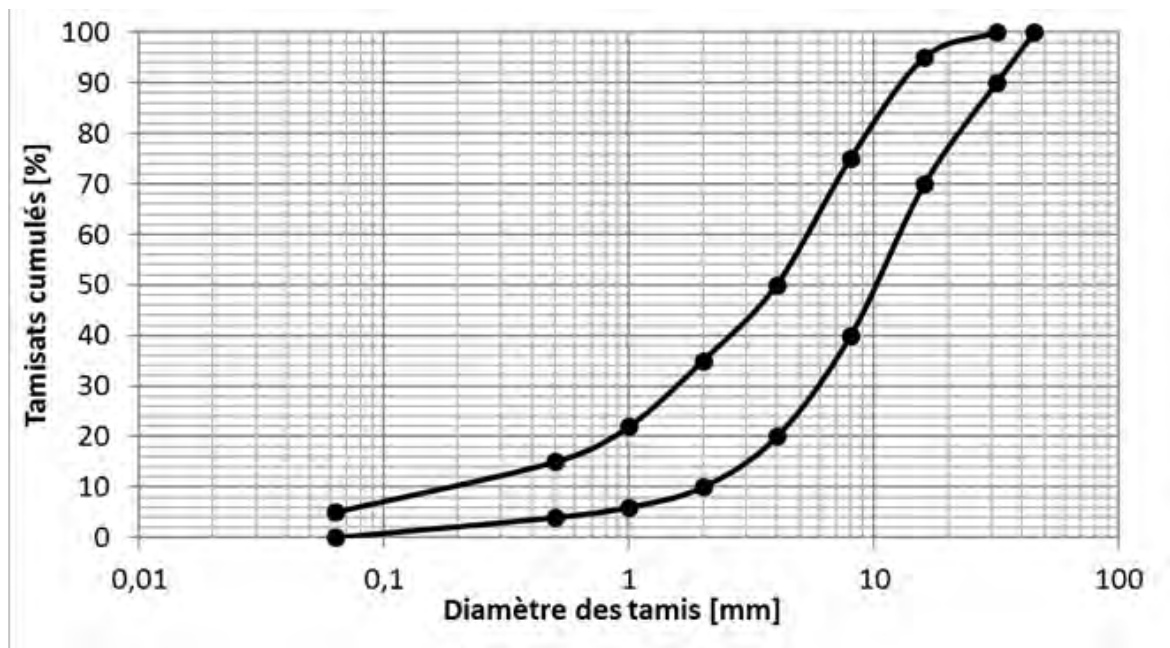


Figure I.19 Fuseau granulométrique suédois recommandé

➤ Vérification des propriétés du matériau

Les éléments suivants doivent être déterminés :

- La granulométrie et la teneur en liant : au minimum une fois pour 3000 tonnes ou deux fois par chantier
- La densité sèche maximale et la teneur en eau optimale : au minimum une fois pour 9000 tonnes ou une fois par chantier.

➤ Mise en œuvre de la couche d'agrégats d'enrobés

Les agrégats d'enrobés sont mis en place avec une niveleuse en une couche si l'épaisseur est comprise entre 8 et 15 cm, le cas échéant en plusieurs couches. Pour favoriser le compactage, le matériau doit présenter une température minimale de 5°C et une teneur en eau supérieure de 2% à la teneur en eau optimale, un arrosage sera mené si nécessaire. Le compactage de la couche permet d'atteindre la densité désirée mais également de former une couche liée, par conséquent les meilleurs résultats sont obtenus lorsque la température extérieure est élevée. Cette étape peut nécessiter jusqu'à 12 passages du compacteur, une section test permettra d'en déterminer le nombre.

➤ Post-compactage et mise en œuvre de la couche de roulement

La chaussée est ouverte à la circulation durant environ six mois. Les chantiers de grande ampleur pourront ouvrir au trafic sur un enduit superficiel pendant un an. Le post-compactage permet à la couche d'agrégats d'enrobés de se durcir et de devenir moins sensible aux déformations. Finalement, la couche de roulement est construite afin de corriger l'orniérage. Les retours des expériences suédoises sont positifs avec une évolution des chaussées dans le temps satisfaisante.

I.6. Conclusion

Après avoir présenté le principe de dimensionnement des chaussées, nous nous sommes intéressés aux matériaux granulaires et aux matériaux bitumineux, correspondant aux limites du comportement des agrégats d'enrobés. Néanmoins, ces derniers se rapprochent davantage des matériaux granulaires. Ainsi, le comportement des agrégats d'enrobés est sensible aux mêmes facteurs, comme la densité, la teneur en eau et la quantité de fines. Contrairement au matériau non lié, les agrégats d'enrobés présentent une sensibilité à la température et à la fréquence, en raison de la présence de liant autour des granulats.

Divers procédés de recyclage des agrégats d'enrobés ont été présentés. Cependant, pour les agrégats d'enrobés présentant une teneur en HAP élevée (jusqu'à 500 mg/kg), le recyclage à froid semble être l'unique alternative à l'évacuation en décharge. Ainsi, le processus de valorisation à froid sans addition de liant contribue à augmenter le taux de recyclage des agrégats d'enrobés, mais limite également les impacts négatifs sur l'environnement en ne nécessitant aucun ajout.

Dans les chapitres suivants, les performances mécaniques des agrégats d'enrobés seront étudiées, dans le but de les recycler sans addition de liant, dans les couches d'assises des chaussées à faibles trafic. Les effets de plusieurs paramètres sur le comportement des agrégats d'enrobés seront analysés : la teneur en eau, la température, la fréquence et le liant.

CHAPITRE II. MATERIAUX ETUDIES ET ESSAIS EN LABORATOIRE

Ce chapitre a pour objectif de présenter la campagne expérimentale réalisée au cours de la thèse. Dans un premier temps, la structure envisagée dans le projet ORRAP est introduite. Puis, les différents matériaux étudiés sont présentés. La troisième partie du chapitre est consacrée aux essais en laboratoire menés à l'INSA de Strasbourg et à l'IFSTTAR de Nantes. Le travail expérimental se concentrant principalement sur des essais triaxiaux, une part importante de ce chapitre est consacrée à la présentation et à la mise au point des dispositifs de ces tests.

II.1. La structure de chaussée ORRAP

Le projet ORRAP ambitionne de développer un procédé de recyclage à froid des agrégats d'enrobés (AE) sans addition de liant, fondé sur l'expérience suédoise développée dans la section I.5.4.3. Les chaussées visées sont celles à faible trafic, de classe maximum T3. Les agrégats d'enrobés sont utilisés « purs » sans ajout en couche d'assise, à la place des matériaux non traités. Les objectifs sont de réduire les impacts environnementaux, d'augmenter la valorisation des agrégats d'enrobés et de réduire les coûts d'entretien des routes.

Le procédé de construction est le suivant :

- Mise en place des AE sans addition de liant en couche d'assise. Le compactage du matériau est réalisé à une teneur en eau supérieure de 2% à l'optimum. Le nombre de passages du compacteur est préalablement déterminé sur une section test.
- Ouverture de la chaussée à la circulation pendant six mois afin de permettre un post-compactage. En cas de présence de HAP, la couche doit être recouverte afin d'éviter

la lixiviation et l'évaporation des polluants. Dans ce cas, un Enduit Superficiel d'Usure (ESU) fermera la chaussée. La maîtrise d'ouvrage peut également y avoir recours afin de garantir un meilleur confort pour les usagers.

- Si besoin, après la phase de post-compactage une couche de roulement (BBM, BBSG ou BBME) est ajoutée. Elle permet de rectifier les défauts éventuels de la couche d'AE.

La figure II.1 présente la structure de chaussée ORRAP.

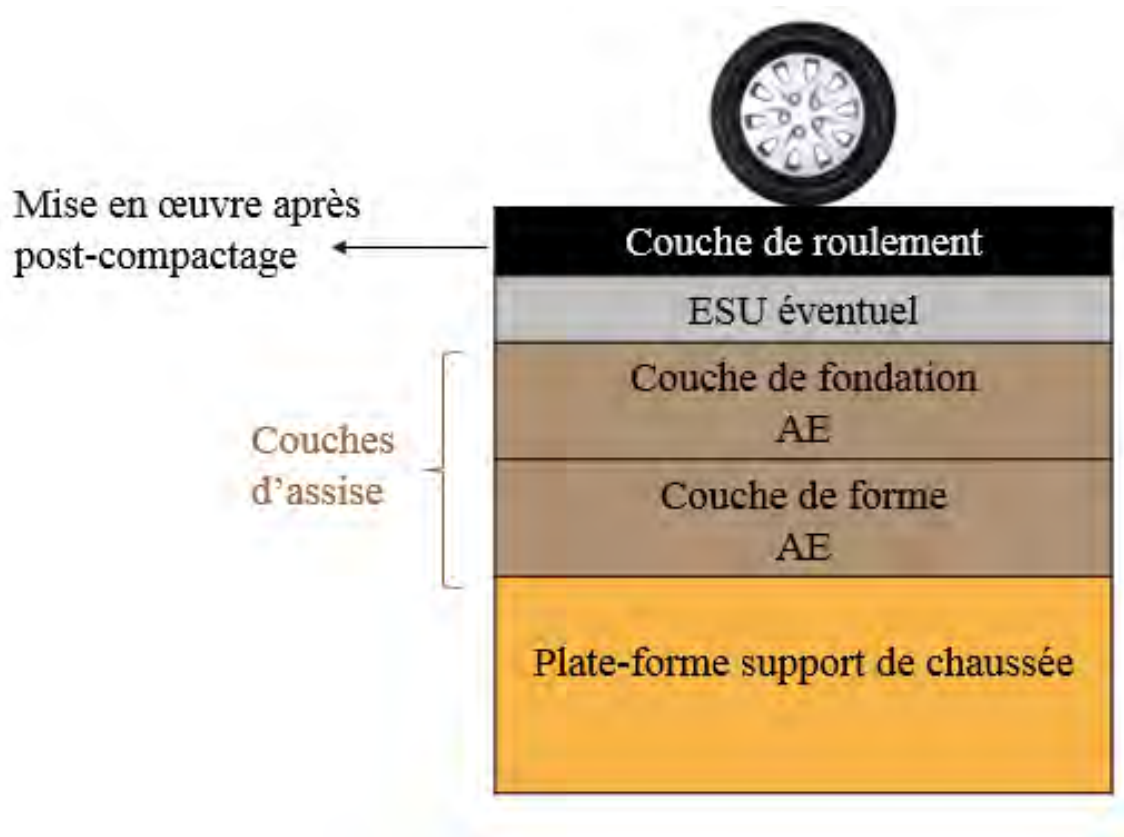


Figure II.1 Structure de chaussée ORRAP

II.2. Matériaux étudiés

Dans cette thèse, une source d'agrégats d'enrobés (AE) de la région du Rhin, provenant majoritairement de couches de roulement, a été étudiée. Le matériau a été caractérisé dans son ensemble, ainsi que chacun de ses constituants séparément, les granulats et le liant.

Afin de comparer la structure de chaussée ORRAP avec une structure conventionnelle pour les chaussées à faible trafic, une Grave Non Traitée est également étudiée.

II.2.1. Les Agrégats d'Enrobés

II.2.1.1. Désignation et spécifications de l'AE

Selon les spécifications des agrégats d'enrobés définies à la section I.5.1.1.1, le matériau recyclé (figure II.2) appartient aux catégories suivantes : F₁, TL₁, B₁ et G₁. Le critère concernant les caractéristiques et l'angularité des granulats ne peut pas être vérifié car les essais Los Angeles et Micro Deval n'ont pas été réalisés. Cependant, un test d'angularité sur les AE révèle peu d'éléments plats avec un coefficient d'aplatissement de 9,9.

Le diamètre maximal de l'AE est de 25 mm et la fraction de ses granulats est de 0/14 mm, par conséquent le matériau est désigné par : 25 AE 0/14 (cf. section I.5.1.1.1). La teneur en liant est de 4,36%.

La teneur en HAP est de 298 mg/kg. Ainsi avec un taux inférieur à 500 mg/kg, selon la réglementation française (section I.5.1.1.2), le matériau peut être valorisé à froid.



Figure II.2 Les agrégats d'enrobés

II.2.1.2. Caractéristiques de l'AE

Les AE se situent entre un enrobé et une Grave Non Traitée (GNT). La figure II.3 présente la courbe granulométrique du matériau, obtenue par voie humide (NF EN 12697-2, 2015) ainsi que :

- Le fuseau granulométrique des GNT 0/14 mm, issu de la norme NF EN 13285 (2004).
- Le fuseau granulométrique des granulats 0/14 mm pour un enrobé, issu de la norme NF EN 13108-1 (2007).

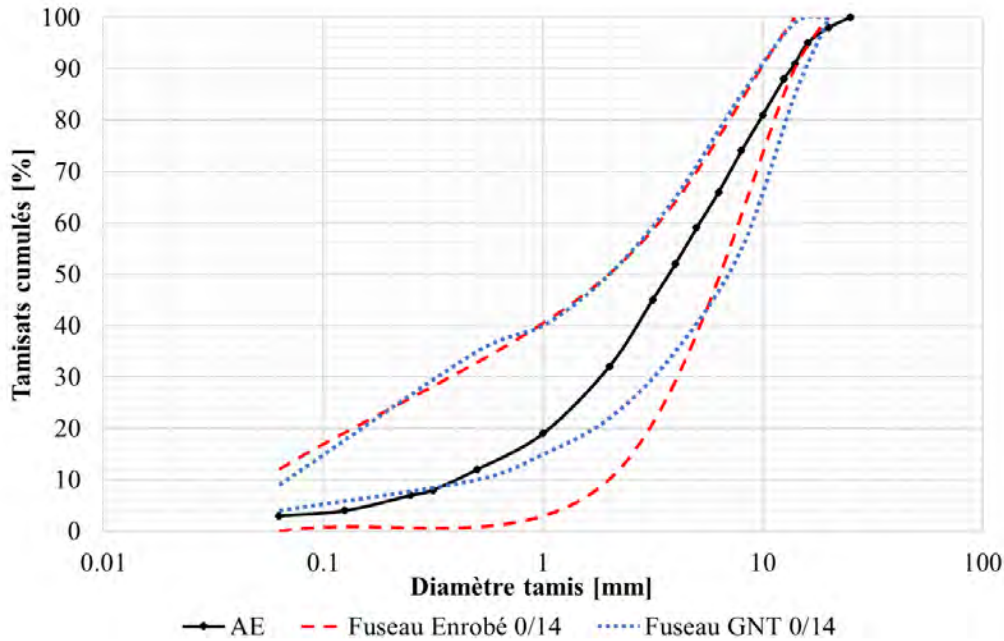


Figure II.3 Courbe granulométrique des agrégats d'enrobés

La distribution granulométrique se situe dans le fuseau enrobé 0/14, excepté pour les éléments grossiers. En effet, certains granulats peuvent mesurer jusqu'à 25 mm, 9% des AE sont supérieurs à 14 mm et 2% à 20 mm. Il en est de même pour le fuseau GNT 0/14. Néanmoins, les éléments fins des AE se trouvent dans la partie inférieure, voire légèrement en-dessous, du fuseau GNT 0/14. La teneur en fines du matériau recyclé est de 3% (à 63 μm). La masse volumique des grains est de 2,48 Mg/m^3 . La figure II.4 présente les résultats de l'essai Proctor modifié (NF EN 13286-2, 2010). La teneur en eau optimale des AE est de 5,86% et la masse volumique sèche maximale de 2,02 Mg/m^3 .

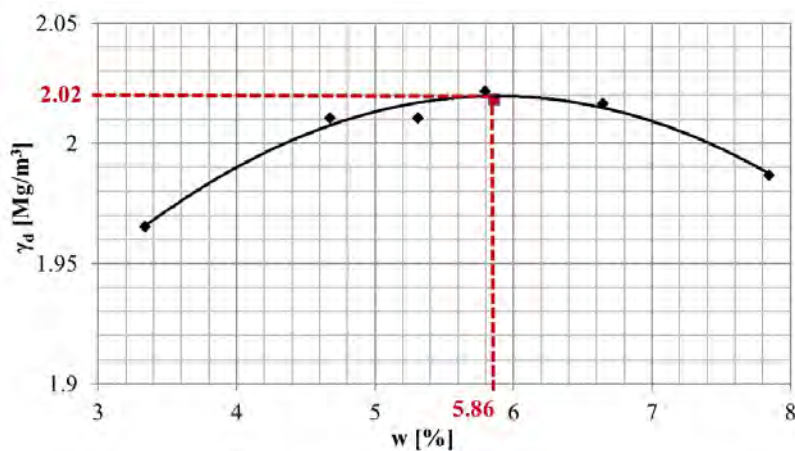


Figure II.4 Essai Proctor Modifié sur les agrégats d'enrobés

II.2.1.3. L'agrégat désenrobé : le granulat

Les granulats ont été obtenus après extraction du liant au tétrachloroéthylène (NF EN 12697-3, 2013), réalisée par le CEREMA de Strasbourg.



Figure II.5 Les granulats après extraction du liant des AE

Il s'agit de granulats 0/14 mm. La courbe granulométrique (figure II.6) révèle une quantité d'éléments fins importante. Le désenrobage a conduit à une multiplication par quatre de la teneur en fines : passage de 3% à 12,6%. Les fines piégées dans le mastic enrobant les granulats ont été libérées lors de l'extraction du bitume. Ceci explique également la diminution de la taille des gros éléments n'excédant pas 20 mm, avec 2% des granulats supérieurs à 14 mm.

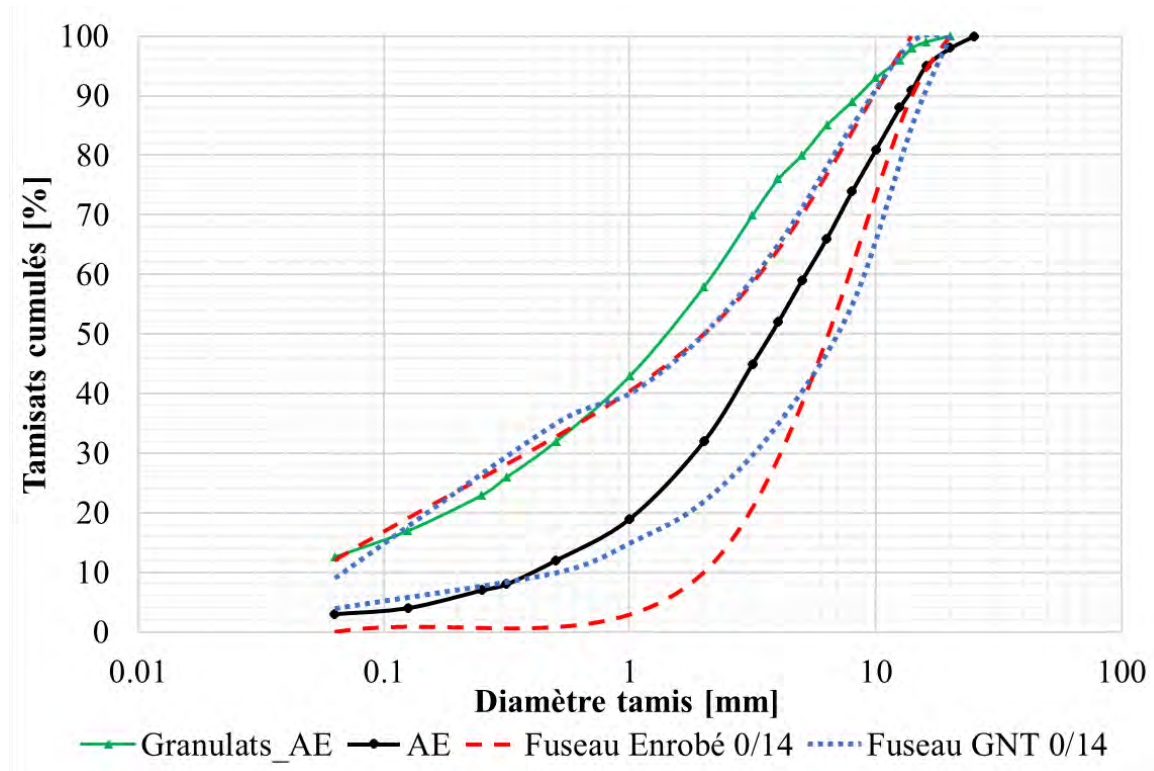


Figure II.6 Courbe granulométrique des granulats obtenus après extraction du liant des AE

La masse volumique des grains est de $2,65 \text{ Mg/m}^3$. Les résultats issus de l'essai Proctor Modifié sont résumés dans le tableau II.1. La teneur en eau optimale des granulats des AE est inférieure de 0,55% à celle des AE, mais ils présentent une meilleure compactibilité.

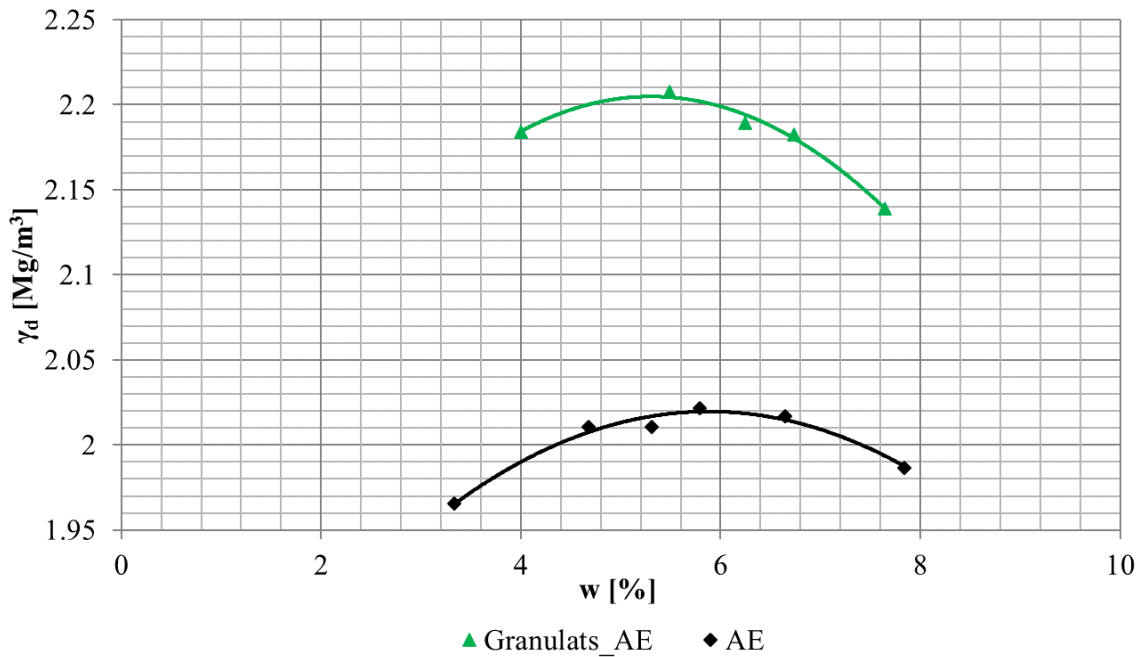


Figure II.7 Essai Proctor Modifié sur les granulats obtenus après extraction du liant des AE

Matériau	AE	Granulats_AE
Teneur en eau optimale (%)	5,86	5,31
Masse volumique sèche maximale (Mg/m ³)	2,02	2,21

Tableau II.1 Résultats de l'essai Proctor Modifié sur les granulats obtenus après extraction du liant des AE

II.2.1.4. Le liant

La caractérisation du liant a été menée par le CEREMA de Strasbourg, suivant la norme NF EN 12697-3 (2013). La teneur en liant des AE est de 4,36 %. Le grade du bitume présent dans les AE est 10/20, avec les caractéristiques indiquées dans le tableau II.2.

Pénétrabilité à l'aiguille (^{1/10} mm)	13
Température Bille Anneau (°C)	69,4

Tableau II.2 Caractéristiques du liant

II.2.2. La Grave Non Traitée

La Grave Non Traitée (GNT), illustrée à la figure II.8, provient des alluvions du Rhin de nature minéralogique silico-calcaire. Elle a été obtenue à partir d'une recombinaison de différentes fractions granulométriques : 57,8% de 0/4 – 12,9% de 4/6 – 12,7% de 6/10 – 16,6% de 10/14. L'objectif est d'obtenir une granulométrie la plus proche possible de celle de l'AE. La figure II.9 montre les différentes fractions et la figure II.10 présente la courbe granulométrique obtenue après mélange. La masse volumique des grains est de 2,64 Mg/m³.



Figure II.8 La Grave Non Traitée



Figure II.9 Fractions granulométriques a) 0/4 b) 4/6 c) 6/10 d) 10/14

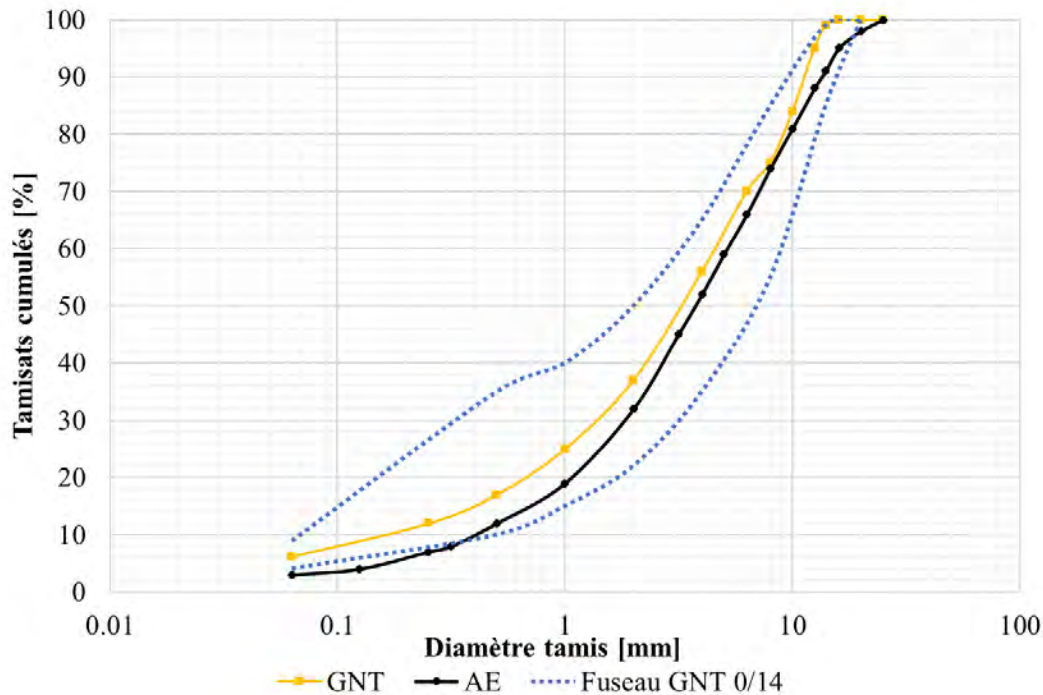


Figure II.10 Courbe granulométrique de la Grave Non Traitée

L'essai Proctor modifié réalisé sur la GNT indique qu'il s'agit d'un matériau drainant, selon la norme NF EN 13286-2 (2010). En effet, la courbe ne présente pas de maximum. Ainsi, l'optimum est atteint lorsque la perte de teneur en eau mesurée sur l'échantillon après compactage est comprise entre 0,3% et 0,5%. La teneur en eau optimale et la densité sèche maximale obtenues sont : 7,60% et 2,16 Mg/m³.

II.3. Essais en laboratoire

II.3.1. Echantillonnage

Afin de garantir leur homogénéité, les échantillons ont été réalisés selon une procédure développée dans le projet Re-Road (Gabet & Wayman, 2012) :

- Des prélèvements sont effectués à différents endroits de la pile de stockage initiale (figure II.11)
- Le matériau est disposé en couches longitudinales sous forme pyramidale (figure II.12).
- La quantité nécessaire d'agrégats d'enrobés est prélevée par tranches (figure II.13)
- Les échantillons pour les essais peuvent être élaborés.



Figure II.11 Pile de stockage des agrégats d'enrobés



Figure II.12 Stockage intermédiaire des agrégats d'enrobés sous forme pyramidale



Figure II.13 Prélèvement par tranches (Gabet & Wayman, 2012)

II.3.2. Mesure de la succion matricielle des Agrégats d'Enrobés

La succion matricielle des agrégats d'enrobés est mesurée par la méthode du papier filtre (ASTM D5298-10, 1995). Le type de papier filtre utilisé est Whatman No. 42. Le test est réalisé uniquement sur le chemin d'humidification avec des teneurs en eaux comprises entre 2,9% et 6,3%. Les étapes suivantes sont menées avec chaque mélange :

- Le mélange est compacté avec une presse statique à une masse volumique sèche de $1,96 \text{ Mg/m}^3$ (97% de l'optimum), dans un moule CBR sur une hauteur de 3 cm.
- Trois papier filtres positionnés les uns au-dessus des autres sont placés sur la couche de matériau compactée. Les papiers filtres sont préalablement séchés.
- Une seconde couche de 3 cm d'agrégats d'enrobés est compactée.
- L'échantillon est conservé dans un sac hermétique pendant 10 jours, jusqu'à atteindre l'état d'équilibre.
- La teneur en eau du papier filtre positionné au milieu est mesurée avec une balance précise à 10^{-5} g.
- Grâce à la courbe de calibration propre au papier filtre Whatman No. 42, la succion matricielle est calculée (figure III.8).

II.3.3. Essais triaxiaux

Les conventions de signe utilisées pour les essais triaxiaux sont les suivantes :

- Les contraintes sont positives en compression.
- Les déformations axiales et radiales sont positives en contraction.
- Les déformations volumiques positives correspondent à une diminution du volume, donc à un comportement contractant.
- Les déformations volumiques négatives correspondent à une augmentation du volume, donc à un comportement dilatant.

Chaque matériau a subi des essais triaxiaux monotones et à chargements répétés (TCR). Les essais triaxiaux monotones ont été entièrement réalisés à l'INSA de Strasbourg. La campagne des essais TCR s'est déroulée sur deux sites : l'INSA de Strasbourg et l'IFSTTAR de Nantes. Tous les essais TCR ont été effectués avec le dispositif de l'IFSTTAR, excepté ceux sur les agrégats d'enrobés à 40°C, qui ont été réalisés avec les équipements de l'INSA.

II.3.3.1. Dispositifs pour essais triaxiaux

II.3.3.1.1. Appareil triaxial de l'INSA de Strasbourg

II.3.3.1.1.1. Equipement

- Vue globale du dispositif expérimental

La figure II.14 montre l'ensemble du dispositif utilisé lors des essais triaxiaux.



Figure II.14 Vue globale du dispositif triaxial de l'INSA de Strasbourg

- La presse

Il s'agit d'une presse pneumatique Wykeham Farrance, sur laquelle la cellule triaxiale est positionnée (figure II.15). Elle permet d'appliquer une force axiale à l'éprouvette. En raison du chargement pneumatique, une sollicitation cyclique peut être appliquée à une fréquence maximale de 2 Hz.



Figure II.15 Presse avec la cellule triaxiale de l'INSA de Strasbourg

➤ La cellule triaxiale thermo-régulée

Elle a été fabriquée sur mesure par Sols Mesures Géotechnique et Agronomie. La cellule est munie de trois rubans chauffants, d'un plateau isolant (figure II.16) et d'une cloche isolante (figure II.17). Elle dispose uniquement d'une fonction de chauffe et non de refroidissement. La température maximale dans la cellule est de 100°C. Sa capacité de confinement est de 4 MPa sous eau ou huile et de 2 MPa sous air. La charge axiale admissible est de 100 kN. La cellule est adaptée à des échantillons cylindriques de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur.

Le fluide utilisé pour appliquer la pression de confinement est :

- L'air, lorsque la pression de confinement est maintenue constante au cours de l'essai et que celui-ci est mené à température ambiante.
- L'eau, lorsque l'essai nécessite une mise en température et/ou quand la pression de confinement est cyclique. Effectivement, le système ne comprend pas de servo-valve, la pression cyclique est donc appliquée à l'interface air/eau. La cellule n'est pas

entièrement remplie d'eau, un petit volume d'air est conservé afin de cycloer la pression. Ce système limite la fréquence de chargement à 0,1 Hz lorsque la force axiale et la pression de confinement sont cycliques. Une fréquence plus élevée crée un déphasage entre la force et la pression.

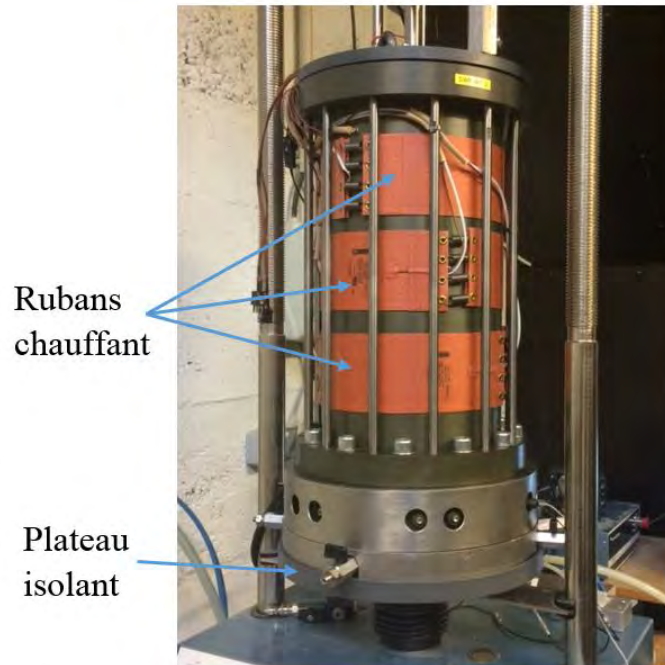


Figure II.16 Cellule triaxiale thermorégulée de l'INSA de Strasbourg



Figure II.17 Cloche isolante

➤ Pilotage, instrumentation et système d'acquisition des contraintes et déplacements

Les chargements appliqués sont pilotés par l'ordinateur via le logiciel DynaTRIAX de Controls. L'équipement de mesure est composé de :

- Un capteur de pression
- Un capteur de force interne à la cellule avec une capacité de 64 kN et une précision de +/- 0,1%EM (Etendue de Mesure)
- Un capteur de déplacement axial LVDT positionné sur la cellule
- Trois capteurs de déplacement à effet Hall de GDS Instruments, positionnés sur l'échantillon lors des essais TCR : deux capteurs axiaux et un capteur radial, monté sur un anneau articulé, et mesurant la variation de diamètre de l'éprouvette. Leur gamme de mesure est de 5 mm avec une précision de +/- 15 μm et une résolution de 0,076 μm .

Concernant l'acquisition des données, les conditionneurs reçoivent les signaux en tension, puis la carte d'acquisition CONTROLS transforme les volts dans l'unité de mesure adéquate, enfin l'ordinateur enregistre les données.

➤ Pilotage, instrumentation et système d'acquisition de la température

La température est pilotée par l'ordinateur via le logiciel GDSLAB. La cellule dispose de quatre sondes de mesure de type thermocouple T. Leur gamme de mesure est de -50°C à +100°C, et leur précision est de +/-1°C entre la température ambiante et 50°C puis de +/-2°C de 50°C à 100°C. Leur disposition dans la cellule est la suivante (figure II.18) :

- Un thermocouple inséré au centre du piédestal afin de mesurer la température à la base de l'échantillon ;
- Un thermocouple inséré au centre du chapeau afin de mesurer la température au sommet de l'échantillon ;
- Deux thermocouples disposés autour de l'échantillon afin de mesurer la température du fluide dans la cellule. L'une de ces sondes est le capteur de régulation de la température.

Le principe d'acquisition est le même que celui utilisé pour les contraintes et déplacements mais avec la centrale d'acquisition GDS.

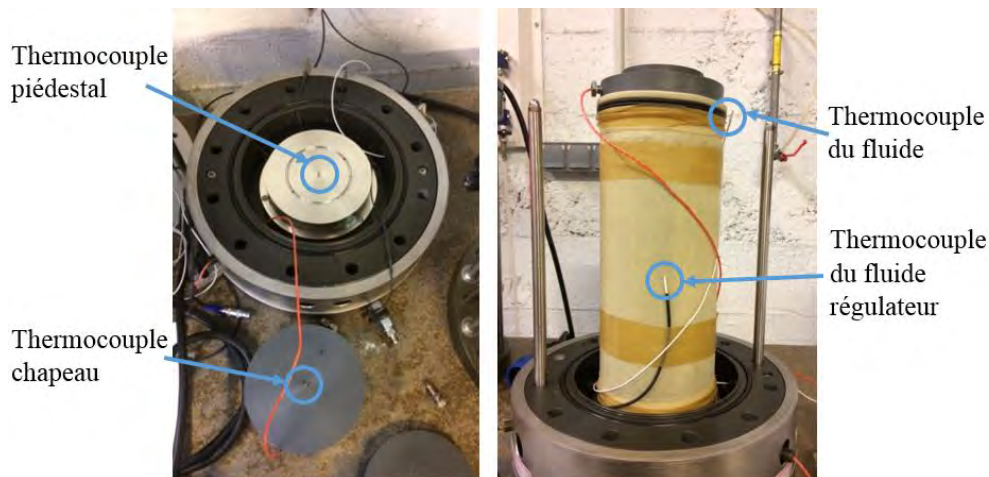


Figure II.18 Capteurs de température dans la cellule thermorégulée

II.3.3.1.1.2. Homogénéité de la température dans la cellule

La cellule thermorégulée est un nouveau dispositif acquis dans le cadre du projet ORRAP. Avant de débiter la campagne expérimentale, une étude a été menée afin de vérifier l'homogénéité de la température dans la cellule.

Les sondes de températures sont positionnées comme indiqué sur la figure II.18 :

- Le thermocouple du fluide régulateur est placé à mi-hauteur de l'échantillon
- Le second thermocouple du fluide est placé au sommet de l'échantillon
- Deux thermocouples sont incorporés dans le piédestal et le chapeau.

Les tests ont été réalisés à l'air à température ambiante ainsi qu'à l'eau à température ambiante, 40°C et 50°C.

- Sans consigne de chauffe : à température ambiante

A température ambiante, la nature du fluide n'a pas d'influence sur la différence de température entre la base et le sommet de l'échantillon. Avec l'eau ou l'air, l'écart est toujours inférieur à 0,5°C. Cette valeur est elle-même inférieure à la précision de +/- 1°C des sondes de température. Cependant, aucune régulation de température n'est possible car :

- la cellule n'est pas pourvue d'une fonction de refroidissement ;
- le laboratoire de l'INSA n'est pas climatisé.

Ainsi, la température dans la cellule dépend de celle du laboratoire et des variations de température dans le local au cours de l'essai.

➤ Températures imposées : 40°C et 50°C

Le fluide utilisé pour ces essais est l'eau, présentant une meilleure conductivité thermique que l'air.

La figure II.19 montre l'évolution de la température au sein de la cellule sous une consigne de 40°C et la figure II.20 sous une consigne de 50°C. Les températures des quatre sondes sont stables au bout de quatre heures. La température imposée est atteinte par le fluide et au sommet de l'échantillon, tandis que la base de l'échantillon se stabilise à quelques degrés plus bas.

A une température imposée de 40°C, une différence de 3,0°C est observée entre le haut et le bas de l'éprouvette. Sous une consigne de 50°C, cette différence est de 4,3°C.

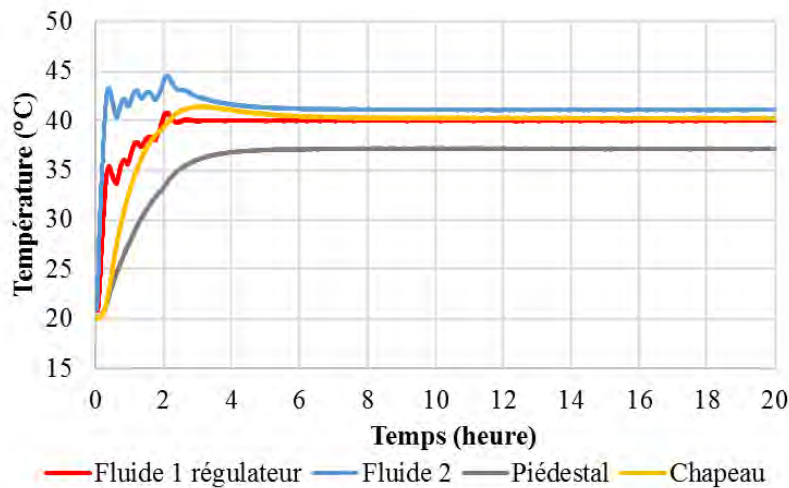


Figure II.19 Essais de température à 40°C

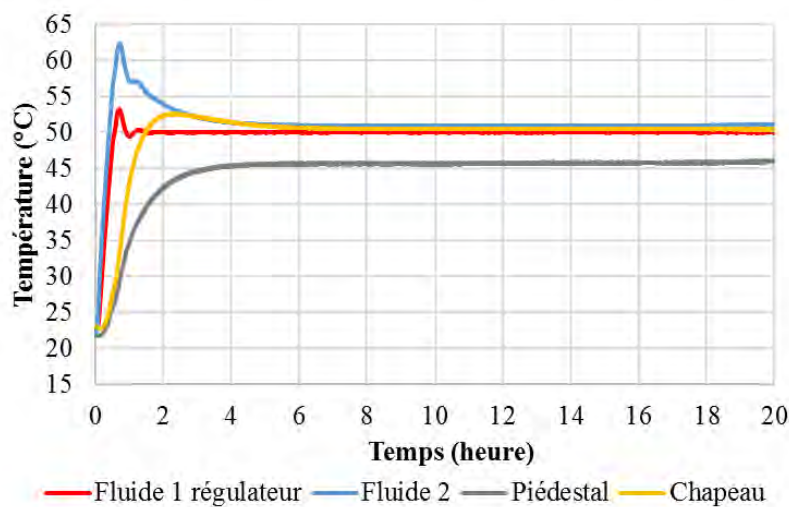


Figure II.20 Essai de température à 50°C

Suite à ces tests de température, les conclusions suivantes peuvent être établies :

- Les essais à 20°C, ne nécessitant pas une pression variable, seront réalisés à l'air.
- Les essais à températures plus élevées seront réalisés à l'eau.
- Un régime stationnaire est atteint au bout de 4 heures. Cependant, l'éprouvette sera maintenue 6 heures de plus à température afin que son centre soit à la bonne température.
- Le gradient de température entre le bas et le haut de l'échantillon augmente avec la température de consigne. Utiliser de l'huile à la place de l'eau pourrait réduire cette différence de température, mais cette solution n'est pas envisageable au laboratoire de l'INSA de Strasbourg. Sohm (2011) évoque également un gradient de température le long d'une éprouvette cylindrique d'enrobé, de 160 mm de hauteur et de 80 mm de diamètre, à l'intérieur d'une cellule triaxiale thermorégulée. En utilisant l'eau comme fluide, la différence de température entre le bas et le sommet de l'éprouvette augmente avec la température imposée dans la cellule. Sohm indique un écart de 0,1°C à 20°C et de 3°C à 40°C. Elle propose de réduire ce gradient en envisageant un système de circulation du fluide à l'intérieur de la cellule.

II.3.3.1.2. Dispositif triaxial de l'IFSTTAR de Nantes

Le dispositif de l'IFSTTAR est similaire à celui de Strasbourg. Cependant, quelques éléments diffèrent :

- La presse

Il s'agit d'une presse hydraulique Schenck (figure II.21), permettant d'appliquer une charge axiale cyclique jusqu'à 10 Hz.



Figure II.21 Presse hydraulique de l'IFSTTAR de Nantes

➤ La cellule triaxiale

La cellule est adaptée pour des échantillons cylindriques de 320 mm de hauteur et de 160 mm de diamètre, ainsi l'élanement de 2 est conservé.

Elle n'est pas thermorégulée. Cependant, le laboratoire est climatisé à 20°C, par conséquent cette température est assurée constante pour tous les essais.

La pression est appliquée à l'air (en cas de pression de confinement constante) et à l'eau (en cas de pression de confinement variable). Les cycles de pression sont assurés par une servo-valve avec une fréquence maximale de 2 Hz.



Figure II.22 Cellule triaxiale de l'IFSTTAR de Nantes

II.3.3.2. Fabrication de l'éprouvette

La fabrication d'une éprouvette nécessite plusieurs étapes, basées sur les travaux de Ho (2013) et Jing (2017), ainsi que sur les normes NF EN 13286-4 (2003), NF EN 13286-7 (2004) et NF EN 13286-52 (2005).

II.3.3.2.1. Malaxage

Après avoir déterminé la teneur en eau du matériau, la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la teneur en eau visée est ajoutée au matériau. La figure II.23 montre le malaxeur chauffant de l'INSA de Strasbourg, qui permet de mélanger à différentes températures. Le malaxeur utilisé à l'IFSTTAR de Nantes est standard.

Le matériau seul est homogénéisé pendant une minute, l'eau est ensuite incorporée au mélange qui est malaxé pendant une minute. La préparation est ensuite conservée au minimum 24 heures dans un sac hermétique pour s'homogénéiser (48 heures sont nécessaires pour les agrégats d'enrobés).



Figure II.23 Malaxeur chauffant de l'INSA de Strasbourg

II.3.3.2.2. Compactage

Les éprouvettes d'agrégats d'enrobés et de leurs granulats ont respectivement été compactées à une densité de $1,96 \text{ Mg/m}^3$ et de $2,14 \text{ Mg/m}^3$, correspondant à 97% de leur densité optimum. Cette valeur est recommandée par la norme des essais triaxiaux à chargements répétés NF EN 13286-7 (2004), et constitue la densité de référence visée sur chantier pour une utilisation en assise de chaussée. L'INSA de Strasbourg et l'IFSTTAR de Nantes disposent de deux méthodes de compactage différentes.

➤ Compactage au marteau vibrant à l'INSA de Strasbourg

Les éprouvettes sont confectionnées avec un marteau vibrant, disposant d'une dame de compactage constituée d'un mouton cylindrique de 149 mm de diamètre, dans un moule cylindrique en aluminium rigide de 150 mm de diamètre (NF EN 13286-4, 2003). Un bâti permet de supporter le marteau vibrant pendant le compactage, et de le positionner à la hauteur voulue (figure II.24). Le matériau est compacté en sept couches successives de masse identique, chacune pendant la même durée, avec la même énergie de compactage. Cette énergie est contrôlée en vérifiant la hauteur de matériau compacté dans le moule. Afin d'obtenir un échantillon homogène, le matériau est scarifié à la surface des six premières couches. Les dimensions de l'éprouvette sont : hauteur 300 mm et diamètre 150 mm.

Le compactage peut être réalisé à une température imposée, en chauffant préalablement le moule et le mélange en étuve. Afin d'éviter les pertes de chaleur durant la fabrication, un isolant doit être entouré autour du moule et le matériau doit être sorti de l'étuve au fur et à mesure. Néanmoins, il est impossible de maîtriser parfaitement la température durant le compactage.



Figure II.24 Compactage au marteau vibrant à l'INSA de Strasbourg



Figure II.25 Compactage au marteau vibrant à température imposée

➤ Compactage par vibrocompression à l'IFSTTAR de Nantes

La méthode utilisée est celle de la vibrocompression (NF EN 13286-52, 2005). Le matériau est introduit dans un moule en plastique, puis compacté dans la machine de vibrocompression (figure II.26). Le compactage est réalisé en une seule couche, en appliquant une compression simple dans l'axe du cylindre, associée à une vibration forcée, dont la résultante multidirectionnelle est contenue dans un plan perpendiculaire à ce même axe. Les dimensions de l'éprouvette sont : hauteur 320 mm et diamètre 160 mm.



Figure II.26 Machine de vibrocompression à l'IFSTTAR de Nantes

➤ Préparation pour l'essai

Après démoulage, l'éprouvette est munie d'une pierre poreuse et d'un papier filtré à chacune de ses extrémités (figure II.27). Puis, elle est recouverte d'une membrane en latex, fermée par des joints toriques au niveau des embases inférieure et supérieure, afin de garantir l'étanchéité pendant l'essai.

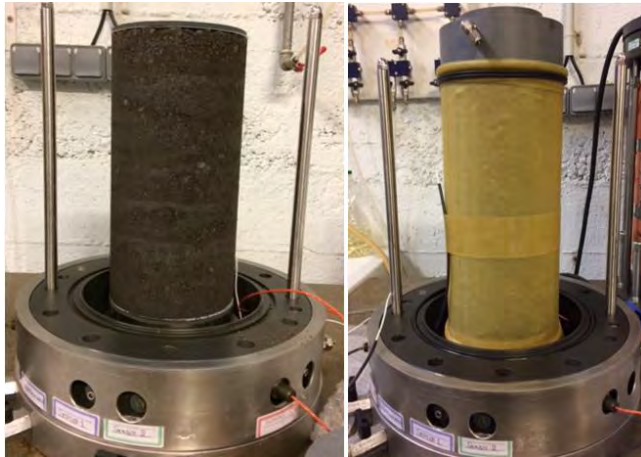


Figure II.27 Eprouvette confectionnée

II.3.3.2.3. Instrumentation de l'éprouvette pour l'essai TCR

La procédure d'instrumentation de l'éprouvette est identique à l'INSA de Strasbourg et à l'IFSTTAR de Nantes.

Durant l'essai Triaxial à Chargements Répétés (TCR), les déplacements sont mesurés par des capteurs à effet Hall directement positionnés sur l'éprouvette (cf. section II.3.3.1.1.1). L'anneau équipé d'un capteur mesurant la variation de diamètre de l'éprouvette est collé sur la membrane à mi-hauteur de l'échantillon. Les deux capteurs axiaux doivent être diamétralement opposés et fixés par un système de vis à travers la membrane. Leur fixation requiert plusieurs étapes délicates et précises.

➤ Compactage avec un moule spécifique

Le moule dispose sur sa paroi intérieure de supports de fixation rectangulaires de 2 mm d'épaisseur, qui vont être incorporés à l'éprouvette durant le compactage. Ils sont maintenus dans le moule grâce à une plaque et des vis, comme l'indique la figure II.28. Lors du

démoulage, l'éprouvette est pourvue de deux supports de fixations par capteur axial : un inférieur et un supérieur.



Figure II.28 Supports de fixation des capteurs axiaux

➤ Préparation de l'éprouvette pour la fixation des capteurs

L'échantillon est positionné sur l'embase de la cellule avec les pierres poreuses et les papiers filtres. Les supports de fixation, étant très minces, sont entourés d'une fine couche de plâtre. Cette étape assure le maintien du support pendant la durée de l'essai. Après séchage du plâtre, l'échantillon est recouvert de la membrane en latex assurant son étanchéité.

Ensuite la membrane est percée au niveau des supports de fixation afin d'y visser les capteurs (figure II.29).



Figure II.29 Préparation de l'éprouvette pour la fixation des capteurs

➤ Fixation des capteurs

Le capteur radial est fixé en premier avec de la colle à prise rapide à mi-hauteur de l'échantillon. Puis, les deux capteurs axiaux sont positionnés grâce à des plots inférieurs et supérieurs, vissés dans les supports de fixation à travers la membrane. Finalement, une étanchéité est réalisée avec du silicone autour des plots. L'échantillon instrumenté est illustré à la figure II.30.



Figure II.30 Eprouvette instrumentée

II.3.3.3. Essai triaxial monotone

II.3.3.3.1. Principe de l'essai

L'essai triaxial monotone permet de déterminer la résistance à la rupture du matériau. L'échantillon est soumis à une pression de confinement σ_3 et à une contrainte déviatorique q (équation (I.5)). Cette contrainte déviatorique est augmentée à vitesse constante jusqu'à la rupture de l'échantillon.

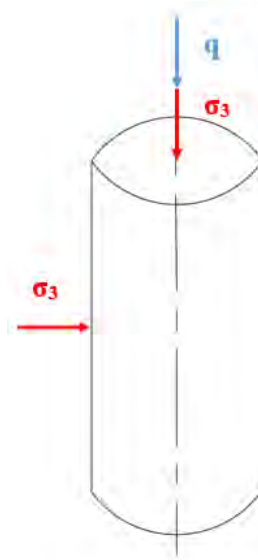


Figure II.31 Schéma des contraintes appliquées lors de l'essai triaxial monotone

En testant le matériau à différentes pressions de confinement, la droite de rupture dans le plan (p,q) peut être déterminée, avec p la contrainte moyenne (équation (I.6)). Cette droite est déterminée à partir des valeurs maximales de la contrainte déviatorique atteintes dans chaque essai, et a pour équation :

$$q = m p + s \quad (II.1)$$

$$m = \frac{6 \sin(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} \quad (II.2)$$

$$s = \frac{6 c \cdot \cos(\varphi)}{3 - \sin(\varphi)} \quad (II.3)$$

Avec c la cohésion et φ l'angle de frottement : les paramètres de Mohr-Coulomb.

II.3.3.3.2. Paramètres d'essai

Les essais triaxiaux monotones ont été effectués à l'INSA de Strasbourg, et par conséquent avec la méthode de confection au marteau vibrant. La température ambiante moyenne du laboratoire durant les essais est de 20°C.

Les notations suivantes sont utilisées :

- ρ_d la masse volumique sèche
- e l'indice des vides
- n la porosité
- w la teneur en eau
- S_r le degré de saturation
- T la température
- σ_3 la pression de confinement.

Les tests ont été réalisés à une vitesse de 0,3 mm/min et sur les trois matériaux : les agrégats d'enrobés, les granulats des AE et la grave non traitée. Quatre pressions de confinement ont été testées, afin de disposer de plusieurs points pour élaborer la droite de rupture de chaque matériau. Ces pressions, variant entre 0 et 70 kPa, permettent d'atteindre des valeurs de contrainte déviatorique similaires à celles imposées par la norme pour les essais triaxiaux à chargements répétés (NF EN 13286-7, 2004), pour les chemins de contraintes à pression de confinement constante.

➤ Agrégats d'Enrobés (AE)

Le tableau II.3 résume les paramètres des essais menés sur les AE.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S_r (%)	T (°C)	σ_3 (kPa)
1,96 (97% ρ_d OPM,AE)	0,27	21,10	3,9 ($w_{OPM,AE} - 2\%$)	35,81	20 – 50 – 20 avec préchauffage à 50	0 – 20 – 40 – 70

Tableau II.3 Paramètres des essais monotones pour les AE

Trois températures sont testées : 20°C, 50°C et 20°C avec une éprouvette conditionnée au préalable à 50°C. La figure II.32 détaille ces chemins de température.

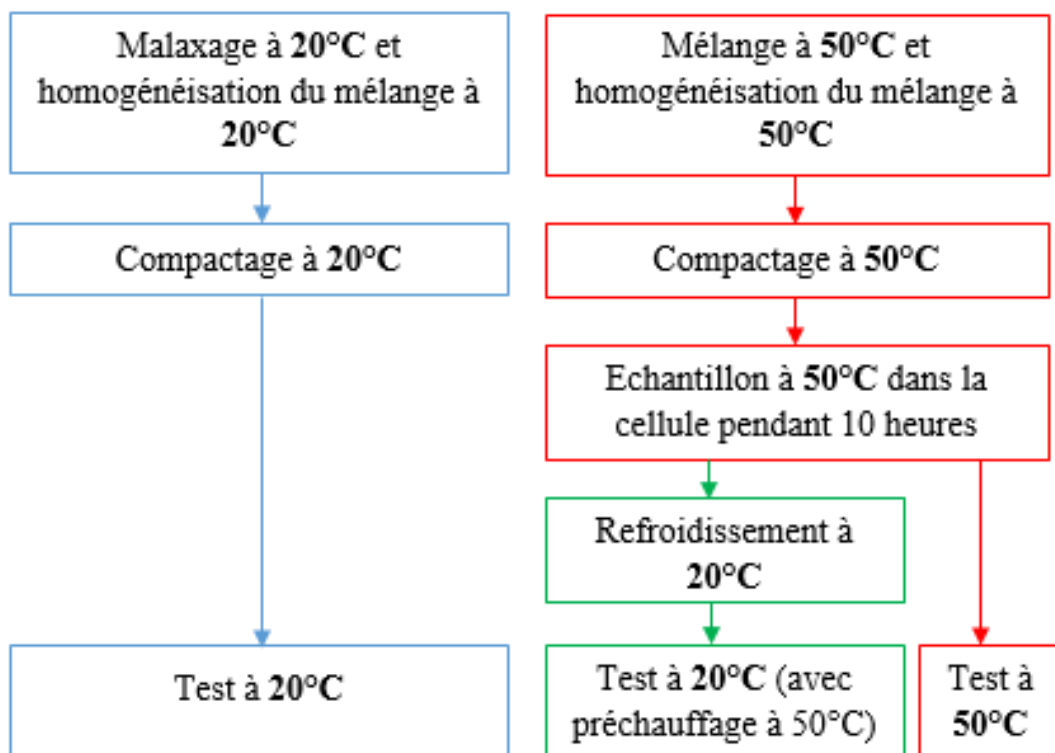


Figure II.32 Chemins de température

➤ Granulats des AE

Les granulats, obtenus après extraction du liant, sont soumis à des essais triaxiaux monotones avec les données indiquées dans le tableau II.4. Le bitume étant extrait, 20°C est l'unique température testée.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)	σ_3 (kPa)
2,14 (97% ρ_d OPM,granulat)	0,24	19,29	3,3 (WOPM,granulat-2%)	36,71	20	0 – 20 – 40 – 70

Tableau II.4 Paramètres des essais monotones pour les granulats des AE

➤ Grave Non Traitée (GNT)

La GNT a été recomposée de façon à avoir une distribution granulométrique similaire à celle de l'AE. L'objectif est de comparer les AE avec le matériau usuel. Ainsi, les essais sur la GNT sont menés aux mêmes teneur en eau et densité de compactage que pour les AE, mais uniquement à température ambiante.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)	σ_3 (kPa)
1,96	0,35	25,85	3,9	29,23	20	0 – 20 – 40 – 70

Tableau II.5 Paramètres des essais monotones pour la GNT

II.3.3.4. Essai triaxial à chargements répétés

II.3.3.4.1. Principe de l'essai

Le principe de l'essai Triaxial à Chargements Répétés (TCR) est détaillé à la section I.2.1.3. La contrainte déviatorique q appliquée est cyclique (avec une variation sinusoïdale). La pression de confinement est soit constante soit cyclique (variation sinusoïdale, en phase avec q).

L'essai se déroule en deux phases :

- Le conditionnement : celui-ci vise à stabiliser les déformations permanentes en appliquant un grand nombre de cycles (30 000 cycles dans le cadre de notre étude).
- Le test résilient : étude des déformations résilientes à différents niveaux de chargements, d'une durée de 100 cycles chacun.

II.3.3.4.2. Paramètres d'essai

La campagne d'essais TCR à 20°C a été menée à l'IFSTTAR de Nantes avec des éprouvettes fabriquées par vibrocompression. Les tests complémentaires à l'INSA de Strasbourg confirment les résultats obtenus à l'IFSTTAR. Les essais sur les agrégats d'enrobés à 40°C ont été réalisés à l'INSA de Strasbourg avec un compactage au marteau vibrant.

Chaque essai a été répété deux fois.

Les notations utilisées sont identiques à celles de la section II.3.3.3.2. Les essais TCR sont réalisés sur les agrégats d'enrobés, les granulats des AE et la grave non traitée (GNT).

Plusieurs fréquences de chargement sont testées. Cependant, selon l'équipement utilisé et le dispositif de contrôle de la pression de confinement, la fréquence maximale est limitée (II.3.3.1).

➤ Agrégats d'Enrobés (AE)

Deux teneurs en eau et deux températures sont testées. La température maximale est de 40°C, en raison des capteurs à effet Hall qui ne permettent pas de chauffer davantage.

Le tableau II.6 détaille les paramètres des essais.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)
1,96 (97% ρ_d OPM,AE)	0,27	21,10	3,9 (WOPM,AE -2%)	35,81	20 – 40
			4,9 (WOPM,AE -1%)	45,08	20

Tableau II.6 Paramètres pour les essais TCR sur les AE

Les fréquences de chargement sont résumées dans le tableau II.7.

Température (°C)	Fréquence conditionnement (Hz)	Fréquences (Hz) Essai résilient $\Delta q/\Delta p=3$	Fréquences (Hz) Essai résilient $\Delta q/\Delta p \neq 3$
20	2	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2
40	2	0,1 – 0,5 – 1 – 2	0,1

Tableau II.7 Fréquences testées lors des essais TCR sur les AE

➤ Granulats des AE

Le bitume étant extrait, 20°C est l'unique température testée.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)
2,14 (97% ρ_d OPM,granulat)	0,24	19,29	3,3 (WOPM,granulat -2%)	36,71	20

Tableau II.8 Paramètres pour les essais TCR sur les granulats des AE

Le tableau II.9 présente les fréquences testées.

Fréquence conditionnement (Hz)	Fréquences (Hz) Essai résilient $\Delta q/\Delta p=3$	Fréquences (Hz) Essai résilient $\Delta q/\Delta p \neq 3$
2	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2

Tableau II.9 Fréquences testées lors des essais TCR sur les granulats des AE

➤ Grave Non Traitée (GNT)

Comme pour les essais triaxiaux monotones, la densité de la GNT est celle des AE. Une teneur en eau identique à celle des AE est testée.

ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)
1,96	0,35	25,85	3,9	29,23	20

Tableau II.10 Paramètres pour les essais TCR sur la GNT

Les GNT étant insensibles à la fréquence, une seule valeur de fréquence a été utilisée pour chaque type de chargement :

- Conditionnement : 2 Hz
- Essai résilient à $\Delta q/\Delta p = 3$: 2 Hz
- Essai résilient à $\Delta q/\Delta p \neq 3$: 0,5 Hz.

II.3.3.4.3. Choix des niveaux de contraintes

Afin d'appliquer des sollicitations représentatives de la réalité, les contraintes dans la chaussée sont estimées grâce au logiciel ALIZE-LCPC. Puis, des chemins de contraintes proposés par la norme sont choisis en fonction des estimations et des performances à la rupture du matériau.

➤ Modélisations avec le logiciel ALIZE-LCPC

Le principe de modélisation de la structure de chaussée est fondé sur l'utilisation d'un massif multicouche à comportement élastique, isotrope et linéaire. Les interfaces entre les couches sont supposées soit collées, glissantes ou semi-collées. La couche inférieure du massif est supposée de profondeur infinie, représentant le sol support ou le substratum. La notion de « bord » n'est pas considérée, car l'extension des couches dans le plan horizontal (XoY) est infinie. Chaque couche doit être décrite par :

- Une épaisseur constante
- Un module d'Young E
- Un coefficient de Poisson ν
- Un type de contact.

L'objectif est d'obtenir une estimation rapide du niveau de contraintes dans les couches d'agrégats d'enrobés. La structure choisie pour cette première approximation correspond à une structure ORRAP à court terme (sans couche de roulement). A ce stade le module des agrégats d'enrobés n'étant pas connu précisément, il est assimilé à celui d'une grave non traitée de bon niveau (GNT1). La couche de la GNT a une épaisseur de 25 cm et repose sur une plate-forme de chaussée PF3. La structure de chaussée est présentée sur la figure II.33.

	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
collé	0,250	600,0	0,350	gnt1
	infini	120,0	0,350	pf3

Figure II.33 Structure de chaussée pour l'estimation des contraintes avec ALIZE-LCPC

La charge utilisée correspond au jumelage standard français de 65 kN, avec une empreinte de la roue supposée circulaire (figure II.34). L'axe Z représente la profondeur.

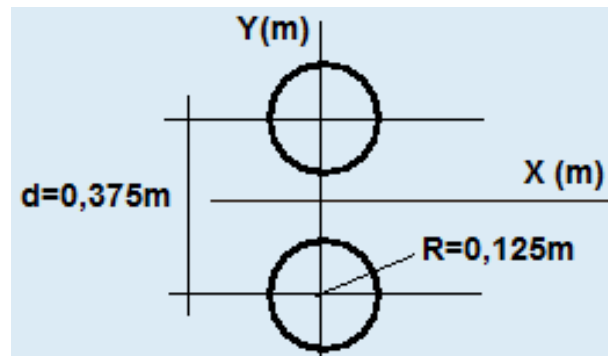


Figure II.34 Charge utilisée jumelage standard français 65kN

Les contraintes dans la chaussée sont indiquées par les figures II.35 et II.36 dans le plan (p,q). Les intensités sont plus élevées sous l'axe de chaque roue.

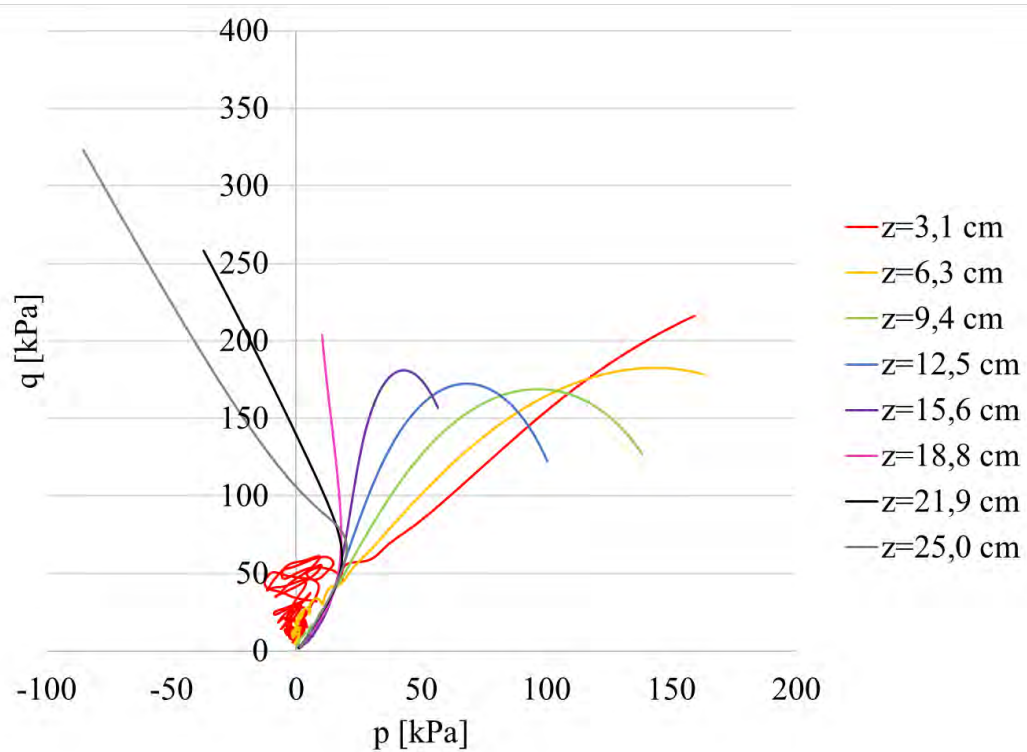


Figure II.35 Niveaux de contraintes dans la structure au centre du jumelage à $y=0$ cm

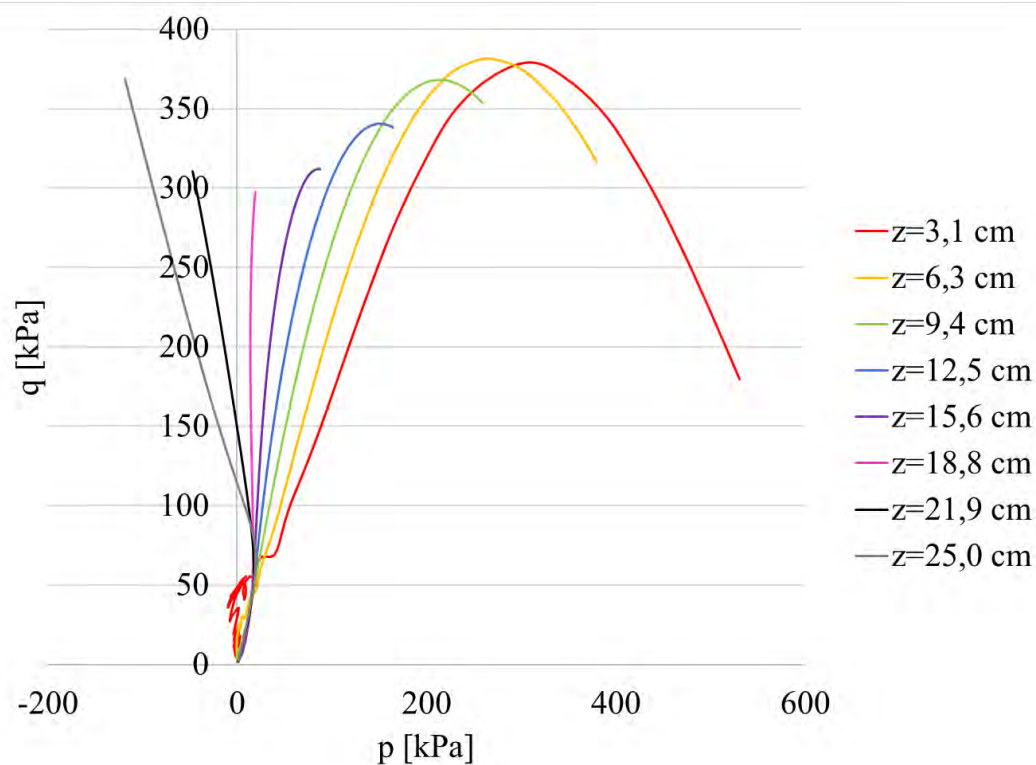


Figure II.36 Niveaux de contraintes dans la structure dans l'axe d'une roue à $y=18,75$ cm

- Chemins de contraintes proposés par la norme de l'essai triaxial à chargements répétés pour les mélanges sans liant hydraulique (NF EN 13286-7, 2004)

La norme propose deux méthodes de chargement :

- Méthode à Pression de Confinement Constante (PCC). Les chemins de contraintes sont de pente : $\Delta q/\Delta p = 3$ car $\Delta\sigma_3 = 0$.
- Méthode à Pression de Confinement Variable (PCV). Les chemins de contraintes sont de pentes variables comprises entre 0 et 2,5.

Chaque méthode propose un niveau de contraintes élevé et un niveau faible.

Une pression variable limite considérablement la fréquence de chargement, notamment à l'INSA de Strasbourg avec une fréquence maximale de 0,1 Hz. Ainsi, la méthode PCC a été privilégiée, car le comportement des agrégats d'enrobés devrait être sensible à la fréquence de chargement. Cependant, des chargements à pente variable proposés dans la méthode PCV sont ajoutés lors du test résilient.

La figure II.37 montrent les chemins faibles et élevés proposés par la norme pour la méthode PCC, ainsi que les chemins faibles pour la méthode PCV. Le niveau élevé pour la procédure PCV est écarté. En effet, ses intensités sont trop fortes en comparaison avec le conditionnement à pression constante qui sera appliqué.

Les droites de rupture des agrégats d'enrobés sont indiquées afin de déterminer les niveaux de contraintes, cependant ces résultats seront détaillés au chapitre III.

Nous pouvons constater que :

- A 20°C, les chemins de niveaux élevé et faible $\Delta q/\Delta p=3$ sont réalisables. En effet, ils se situent sous la droite de rupture.
- A 50°C, les fortes intensités du niveau de contraintes élevé $\Delta q/\Delta p=3$ dépassent la droite de rupture. Ainsi, le niveau de contraintes faible est préférable.
- A 20°C et à 50°C, les chemins de contraintes testés doivent se trouver à la fois sous la droite de rupture et sous le chemin du conditionnement.

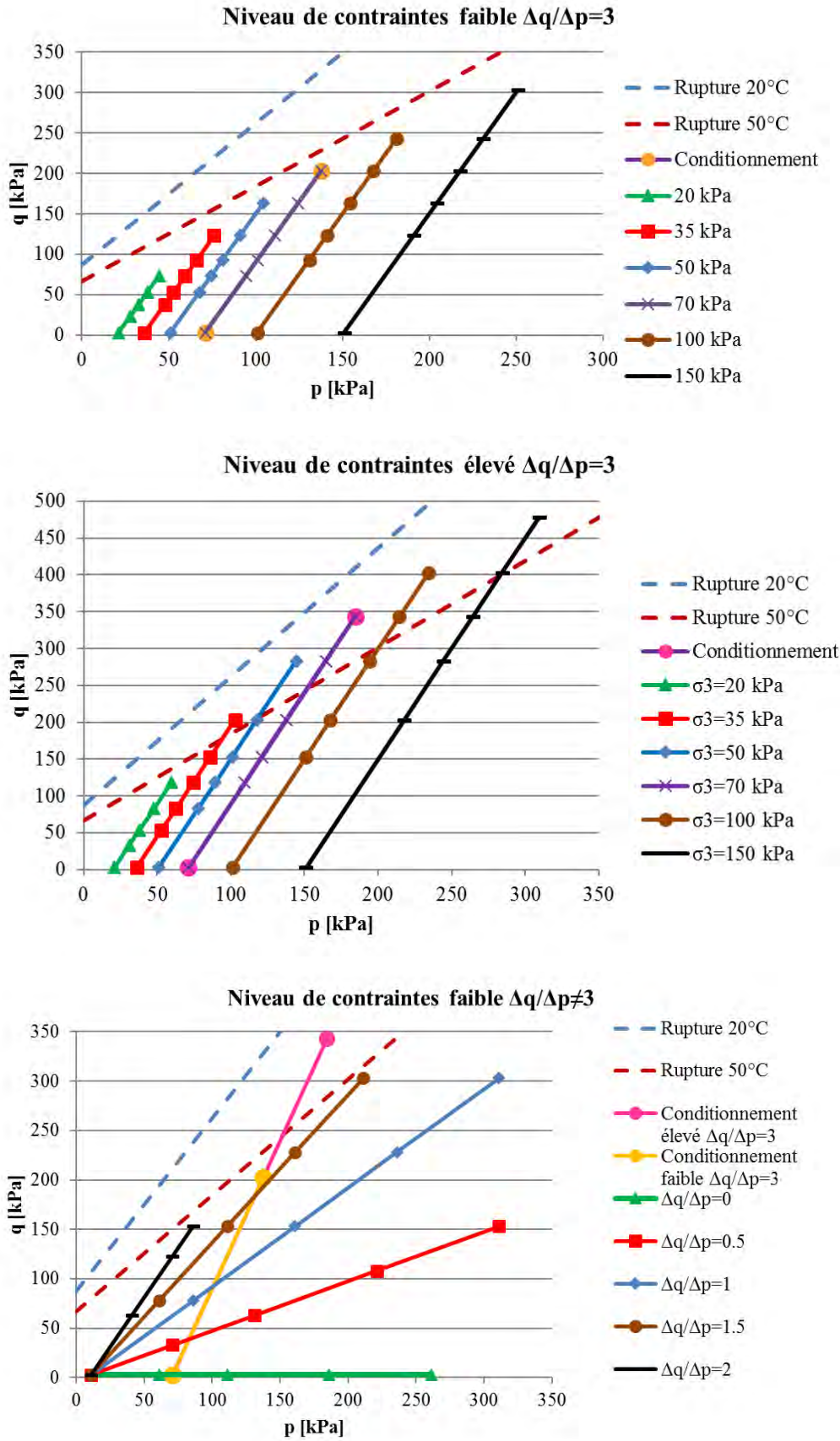


Figure II.37 Niveaux de contrainte proposés par la norme NF EN 13286-7 (2004)

➤ Choix des niveaux de contraintes

En comparant les modélisations ALIZE-LCPC et les chemins proposés par la norme, les conclusions suivantes sont établies :

- Le niveau de contraintes fort pour la méthode PCC se rapproche le plus des résultats issus des modélisations. Il est donc choisi pour les tests à 20°C.
- La droite de rupture à 50°C limite l'intensité des chemins pour la méthode PCC. Le niveau de contraintes faible est préférable à 40°C.
- Afin de comparer les deux températures avec les agrégats d'enrobés, les niveaux de contraintes faibles prévus à 40°C sont également testés à 20°C.
- Pour la procédure PCV, à 20°C et 40°C, les chemins de contraintes à tester sont choisis pour rester inférieurs au conditionnement appliqué pour chaque température.

Les figures II.38 et II.39 présentent les chemins de contraintes finalement retenus pour les essais à 20°C et 40°C. Le détail de ces chemins est indiqué en annexe B. Une précharge axiale est toujours appliquée sur l'éprouvette afin d'assurer un contact permanent entre l'échantillon et le piston.

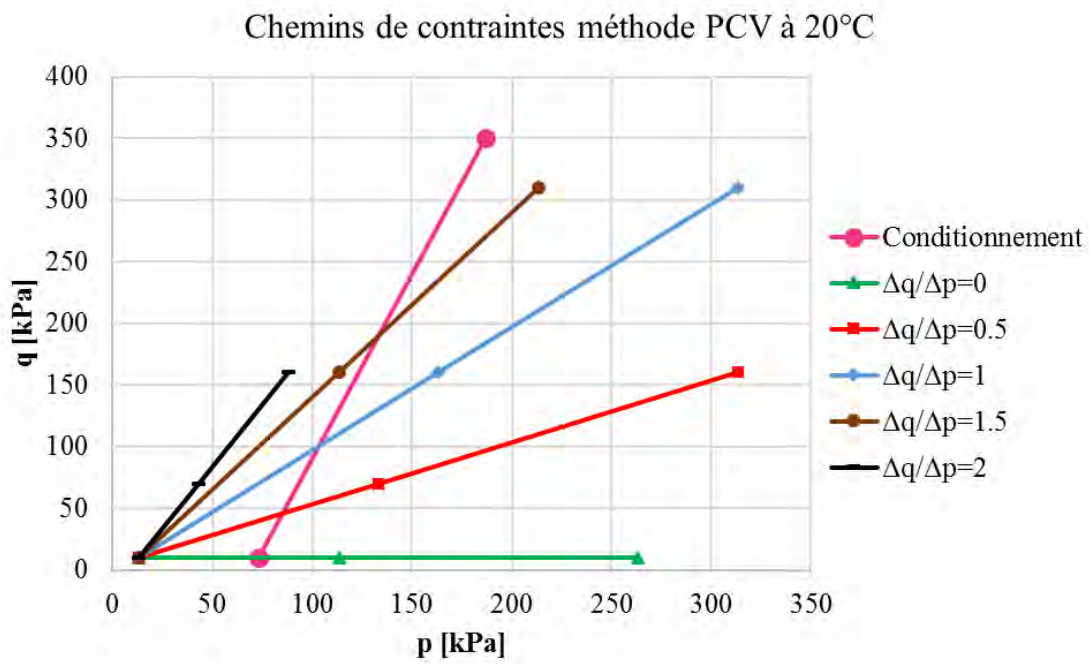
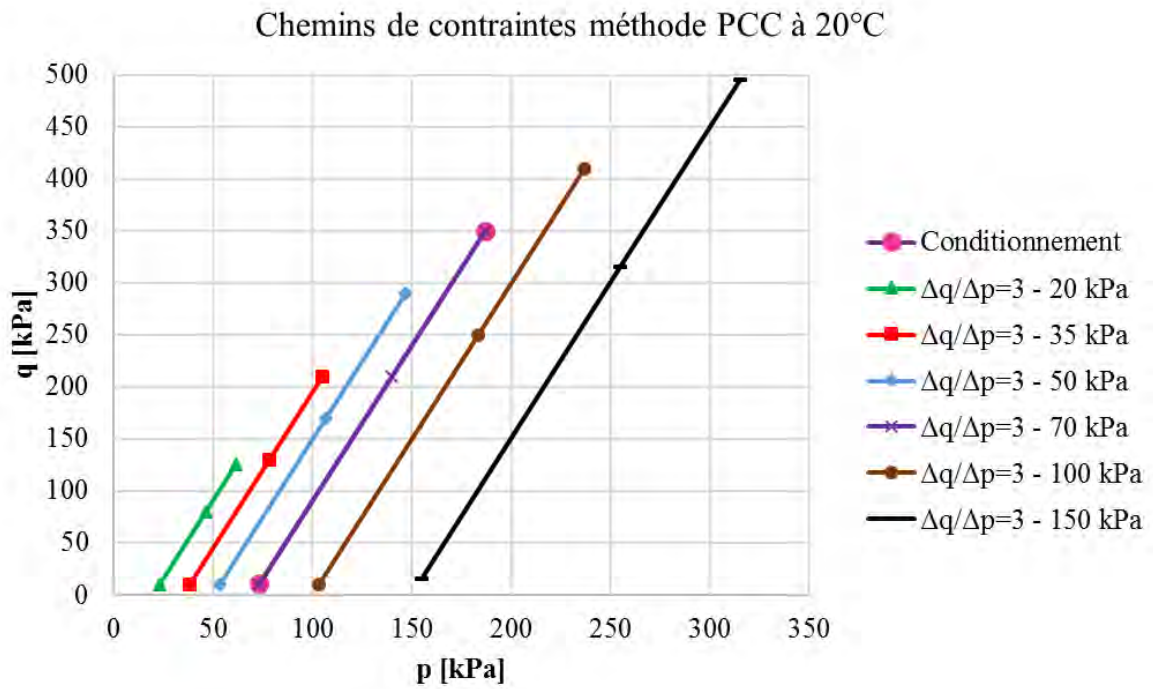


Figure II.38 Chemins de contraintes testés à 20°C

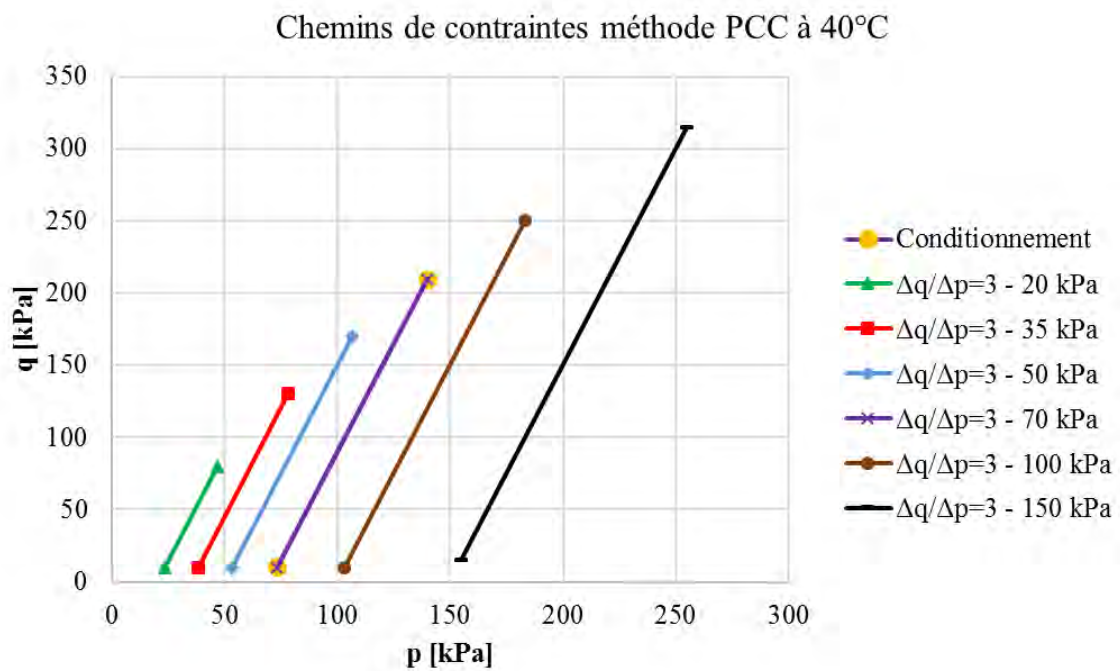
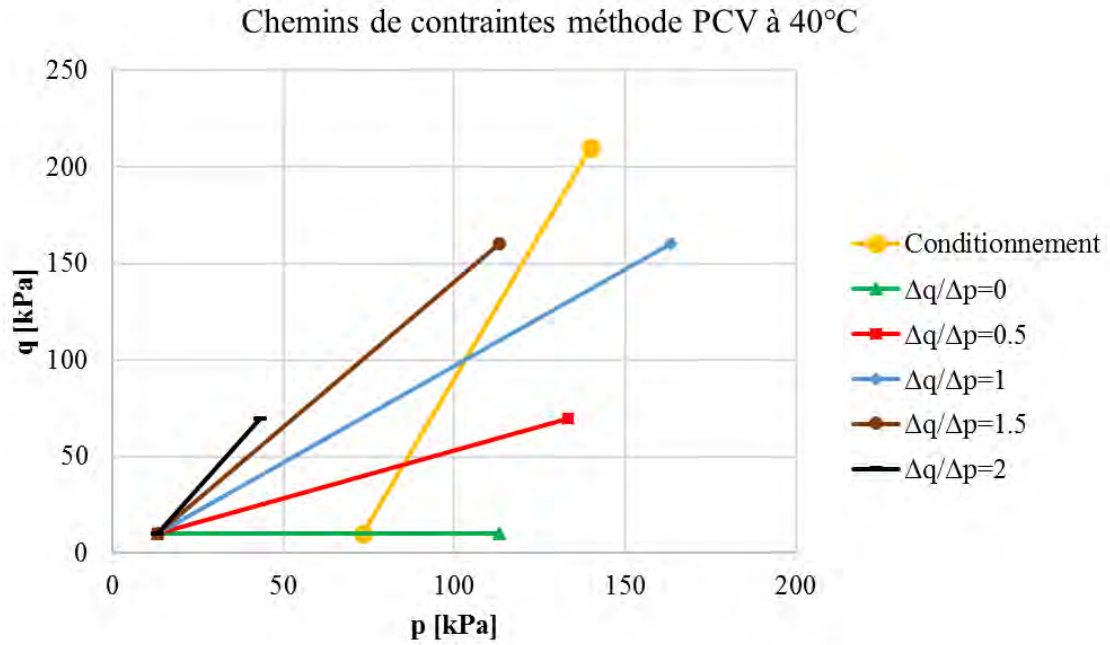


Figure II.39 Chemins de contraintes testés à 40°C

II.4. Conclusion

Dans un premier temps, ce chapitre présente les différents matériaux étudiés : les agrégats d'enrobés, leurs granulats et la grave non traitée. Puis, la procédure expérimentale mise au point pour les essais triaxiaux est décrite. Cette campagne d'essais étant menée à l'IFSTTAR de Nantes et à l'INSA de Strasbourg, nous avons spécifié les caractéristiques des dispositifs expérimentaux de chaque site. L'ensemble des essais triaxiaux monotones a été réalisé au laboratoire de l'INSA. Concernant les essais triaxiaux à chargements répétés, nous les avons menés à l'IFSTTAR, excepté ceux à 40°C qui ont été effectués avec la cellule thermo-régulée de l'INSA.

Dans le chapitre suivant, grâce à cette campagne expérimentale, nous allons étudier les effets de la teneur en eau, de la température, de la fréquence et du liant sur le comportement mécanique des agrégats d'enrobés.

CHAPITRE III. RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Les résultats des essais sont présentés dans ce chapitre via quatre parties. Les effets de plusieurs paramètres sur le comportement mécanique sont étudiés : la teneur en eau, la température, la fréquence et le liant. Finalement, grâce aux données expérimentales, le modèle de Boyce est utilisé afin de prédire le comportement résilient du matériau.

Les matériaux testés sont les agrégats d'enrobés, les granulats obtenus après l'extraction du liant et la grave non traitée. Les paramètres et chargements utilisés pour la campagne expérimentale sont précisés dans le chapitre II. Les tableaux III.1 et III.2 résument respectivement les paramètres des essais triaxiaux monotones et à chargements répétés.

Matériau	ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)	σ_3 (kPa)
AE	1,96 (97% ρ_d OPM,AE)	0,27	21,10	3,9 (WOPM,AE - 2%)	35,81	20 – 50 – 20 avec préchauffage à 50	0 – 20 – 40 – 70
Granulats des AE	2,14 (97% ρ_d OPM,granulat)	0,24	19,29	3,3 (WOPM,granulat - 2%)	36,71	20	
GNT	1,96	0,35	25,85	3,9	29,23	20	

Tableau III.1 Tableau récapitulatif des paramètres des essais triaxiaux monotones

Matériau	ρ_d (Mg/m ³)	e	n (%)	w (%)	S _r (%)	T (°C)	Fréquences essai résilient (Hz)	
							Méthode PCC	Méthode PCV
AE	1,96 (97% $\rho_{d,OPM,AE}$)	0,27	21,10	3,9 ($w_{OPM,AE} - 2\%$)	35,81	20	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2
						40	0,1 – 0,5 – 1 – 2	0,1
				4,9 ($w_{OPM,AE} - 1\%$)	45,08	20	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2
Granulats des AE	2,14 (97% $\rho_{d,OPM,granulat}$)	0,24	19,29	3,3 ($w_{OPM,granulat} - 2\%$)	36,71	20	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2
GNT	1,96	0,35	25,85	3,9	29,23	20	2	0,5

Tableau III.2 Tableau récapitulatif des paramètres des essais triaxiaux à chargements répétés

Le conditionnement est réalisé à une fréquence de 2 Hz pour tous les essais triaxiaux à chargements répétés.

Chaque essai triaxial à chargements répétés a été répété deux fois, excepté l'essai sur les agrégats d'enrobés à 20°C et à une teneur en eau de 3,9%, dont le conditionnement et le test résilient à pression de confinement constante ont été répétés trois fois. Les résultats présentés dans ce chapitre correspondent à la moyenne des tests réalisés. De plus, l'écart type est précisé pour chaque courbe.

Lors de l'essai triaxial à chargements répétés, les contraintes et déformations sont définies par les expressions suivantes :

- σ_1^r contrainte réversible axiale, correspondant à la différence des contraintes axiales maximale et minimale au cours d'un cycle ;
- σ_3^r contrainte réversible radiale, correspondant à la différence des contraintes radiales maximale et minimale au cours d'un cycle ;
- ε_1^p déformation permanente axiale, correspondant à la déformation axiale cumulée lors du conditionnement ;
- ε_3^p déformation permanente radiale, correspondant à la déformation radiale cumulée lors du conditionnement ;
- ε_1^r déformation réversible axiale, correspondant à la déformation axiale mesurée au cours de la décharge d'un cycle (entre le point où les contraintes appliquées sont maximales et la fin du cycle) ;
- ε_3^r déformation réversible radiale, correspondant à la déformation radiale mesurée au cours de la décharge d'un cycle (entre le point où les contraintes appliquées sont maximales et la fin du cycle) ;
- ε_q^r déformation réversible déviatorique, équation (I.7) ;
- ε_v^r déformation réversible volumique, équation (I.8) ;
- E_r module résilient, défini par les équations (I.13) et (I.14).

III.1. Exemple de résultats d'un essai triaxial à chargements répétés

Dans cette partie, les résultats de l'essai sur les agrégats d'enrobés à 20°C et à la teneur en eau de 3,9% sont présentés. L'objectif est de détailler la procédure de traitement des mesures et d'introduire les différents comportements observés.

III.1.1. Le conditionnement

Les figures III.1 et III.2 montrent l'accumulation des déformations au cours des 30000 cycles du conditionnement. Les déformations axiales positives traduisent une diminution de la hauteur de l'échantillon, et les déformations radiales négatives signifient une augmentation du diamètre de l'éprouvette. A partir de ces déformations permanentes, les déformations déviatoriques et volumiques sont calculées, selon les équations (I.7) et (I.8). Les agrégats d'enrobés présentent des déformations volumiques positives au cours du conditionnement. Ainsi, le volume de l'éprouvette diminue, caractérisant un comportement contractant.

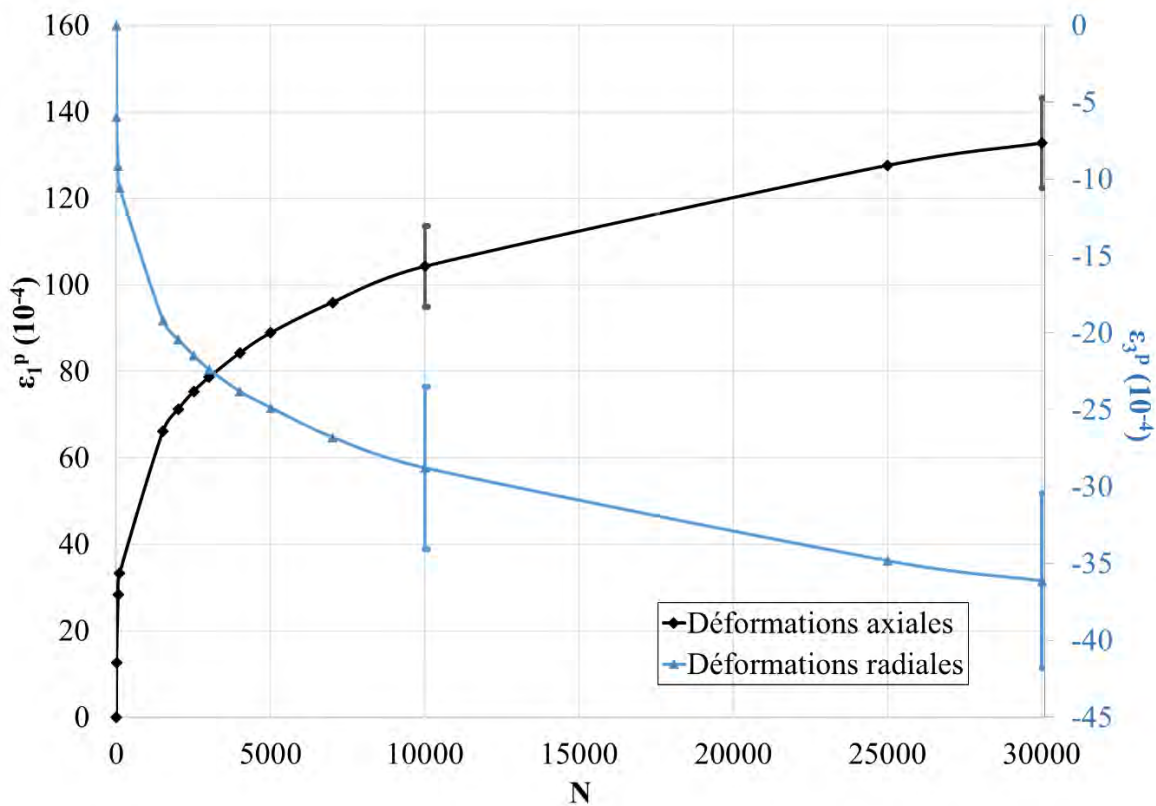


Figure III.1 Evolutions des déformations permanentes axiales et radiales avec les écarts types à N=10000 et N=30000

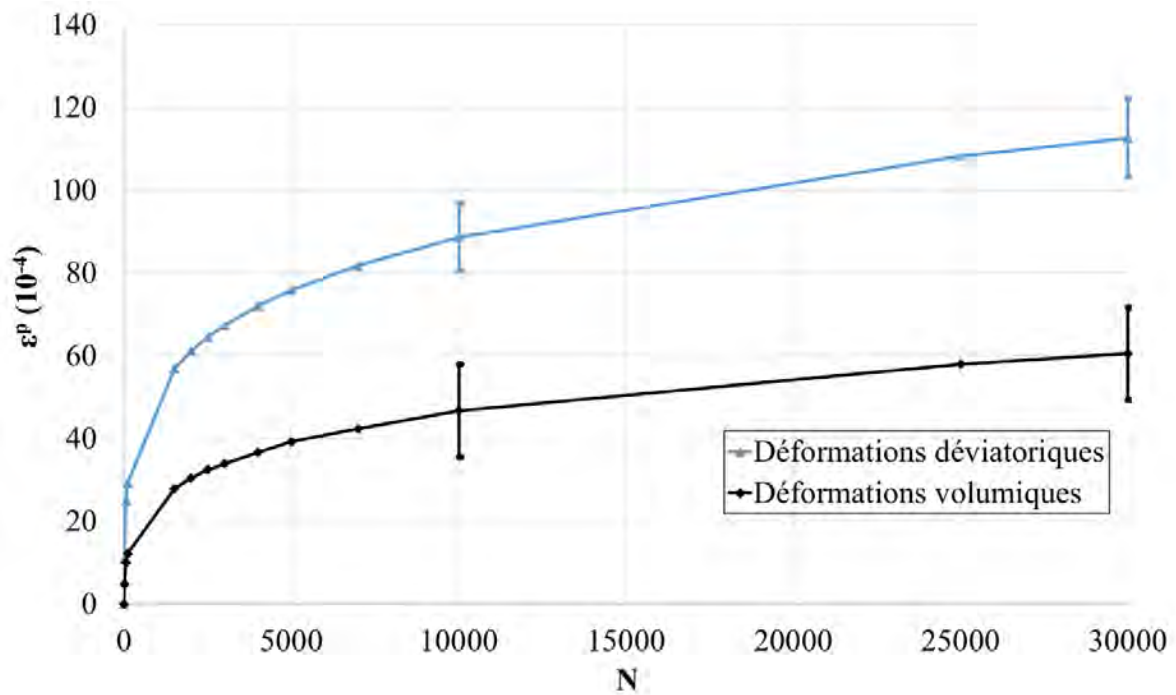


Figure III.2 Evolutions des déformations permanentes déviatoriques et volumiques avec les écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

III.1.2. Le comportement résilient

Les déformations permanentes étant stabilisées, les déformations résilientes peuvent être mesurées. En raison du grand nombre de chemins de contraintes (figure II.38) et de fréquences testés, nous traitons dans cette partie les résultats obtenus avec les chemins de contraintes à pression de confinement variable indiqués à la figure III.3, à une fréquence de 0,1 Hz. Les cycles de déformations obtenus pour chaque chemin de contraintes et à chaque fréquence sont détaillés en annexe C. Chaque chemin de contrainte résilient est appliqué pendant 100 cycles, et les résultats présentés correspondent à la moyenne des cinq derniers cycles.

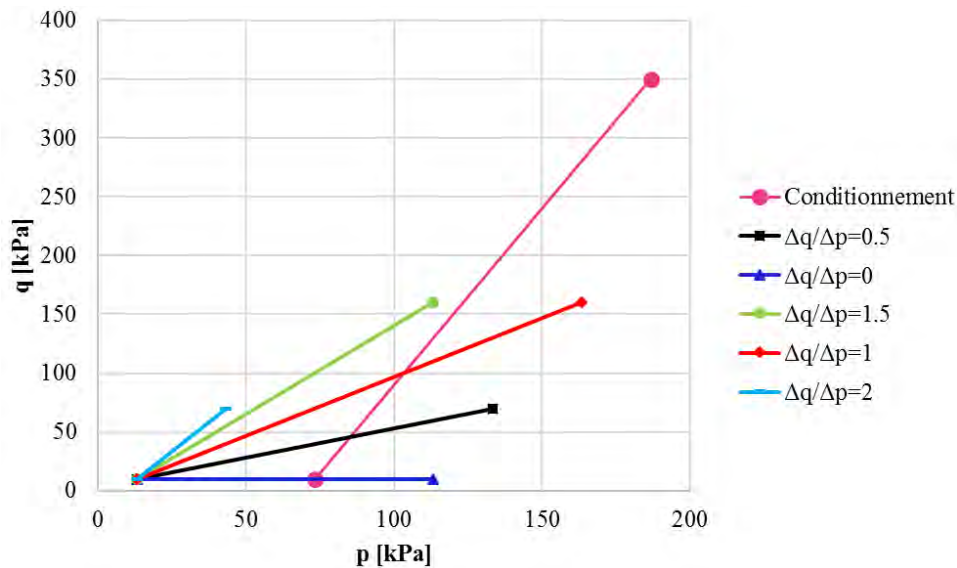


Figure III.3 Chemins de contraintes à pression de confinement variable - niveaux faibles

La figure III.4 montre l'évolution des déformations axiales et radiales au cours d'un cycle de chargement-déchargement. Les déformations étant positives en compression, l'éprouvette subit une diminution de sa hauteur et de son diamètre. Les cycles de déformations prouvent que le comportement des agrégats d'enrobés est fortement non linéaire, avec un phénomène d'hystérésis important.

La figure III.5 présente l'évolution des déformations déviatoriques et volumiques au cours d'un cycle de chargement-déchargement. Ces déformations sont calculées à partir des déformations axiales et radiales, selon les équations (I.7) et (I.8). Le comportement des AE est uniquement contractant, avec des déformations volumiques positives.

A titre de comparaison, la figure III.6 montre les déformations volumiques obtenues avec le chemin de contrainte à pression de confinement constante suivant : $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=280 \text{ kPa} - \Delta p=93 \text{ kPa} - \sigma_3=50 \text{ kPa}$. Dans ce dernier cas, les agrégats d'enrobés présentent une contractance en début de cycle suivie d'une dilatance. Le comportement du matériau dépend donc fortement du chemin de contraintes appliqué. Plus la pente du chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$ est élevée, plus les déformations diminuent jusqu'à devenir négatives pour le chemin $\Delta q/\Delta p=3$ à une pression de 50 kPa. Néanmoins, la pression de confinement σ_3 joue également un rôle important sur le comportement résilient. En effet, la figure III.7 présente les déformations volumiques obtenues avec un second chemin de contraintes à pression de confinement constante : $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=400 \text{ kPa} - \Delta p=133 \text{ kPa} - \sigma_3=100 \text{ kPa}$. Nous pouvons constater que le phénomène de dilatance est nettement moins important.

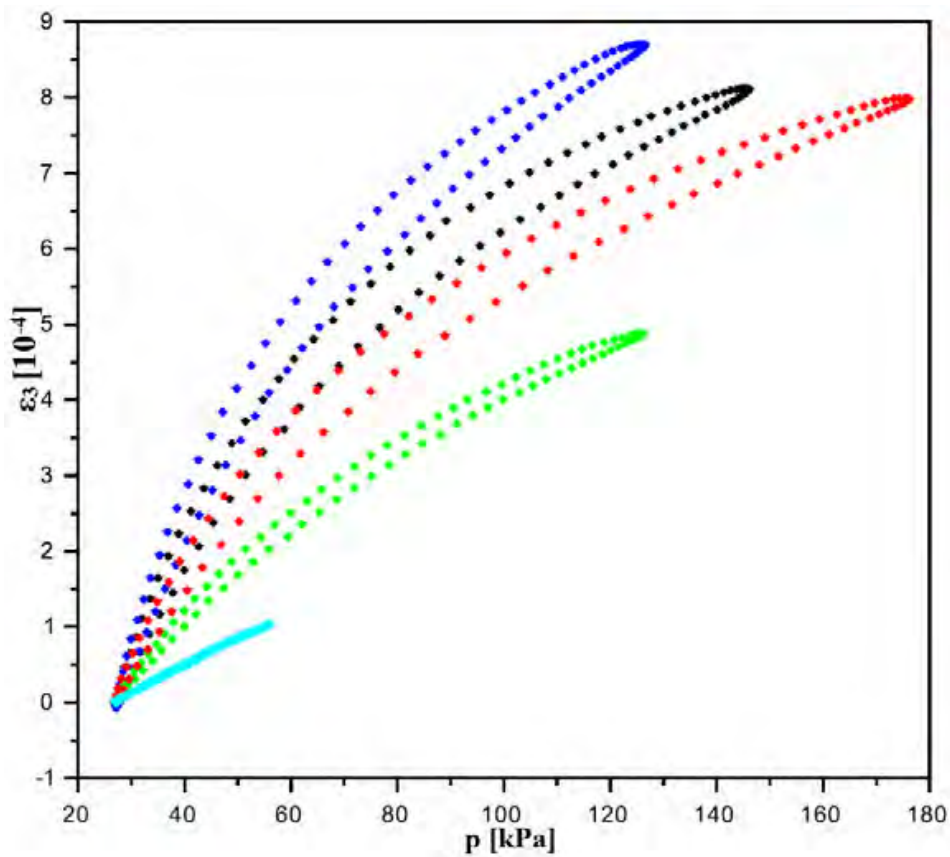
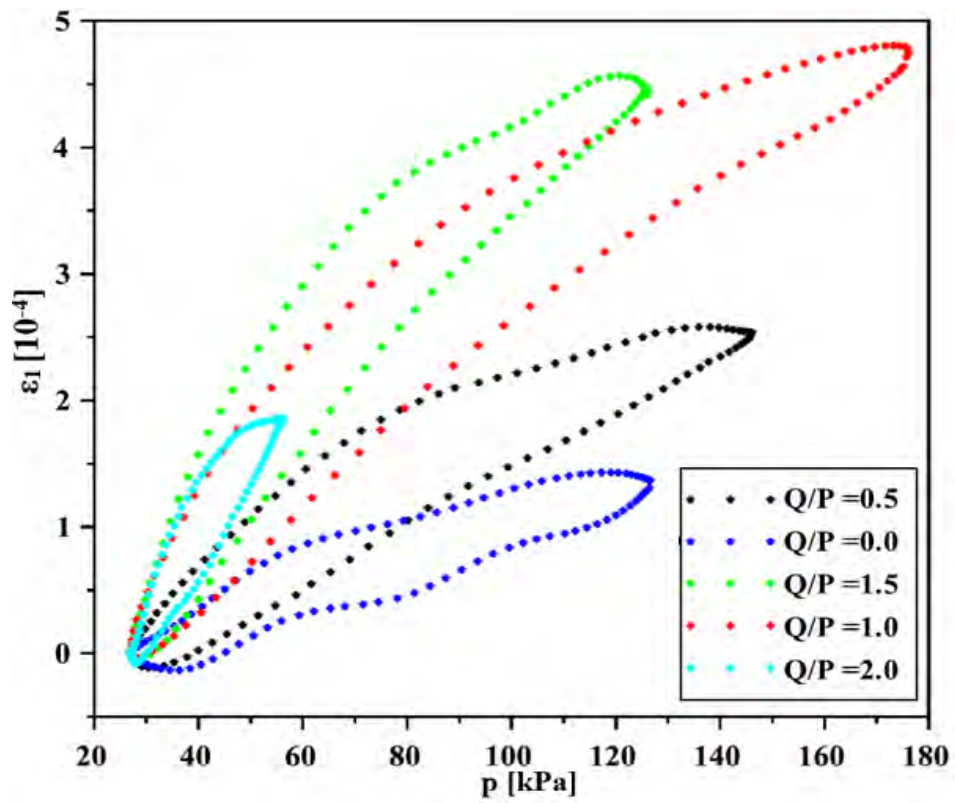


Figure III.4 Evolution des déformations résilientes axiales et radiales au cours d'un cycle de chargement/déchargement, avec les chemins à pressions de confinement variable de niveaux faibles, à 0,1 Hz

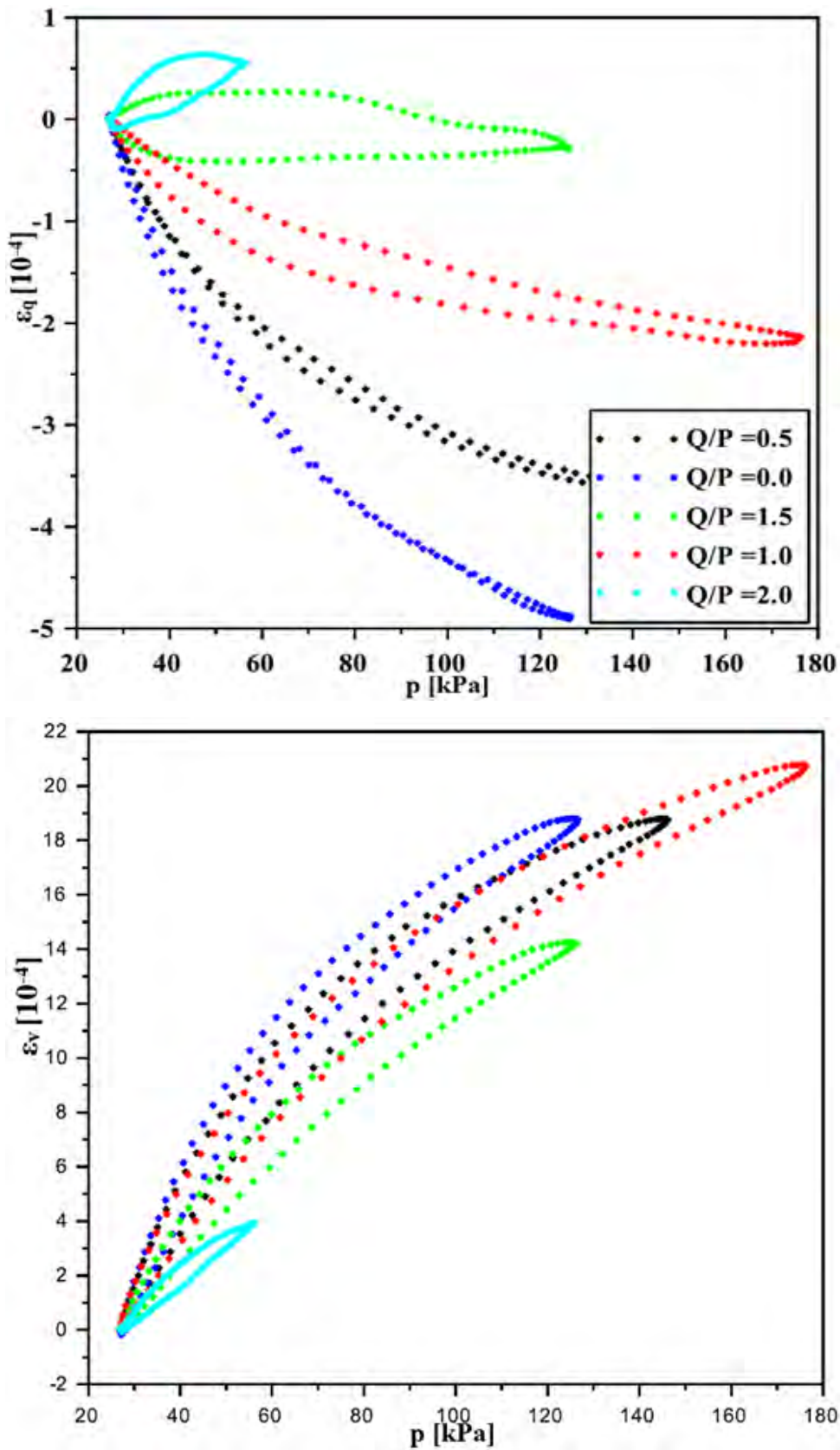


Figure III.5 Evolution des déformations résilientes déviatoriques et volumiques au cours d'un cycle de chargement/déchargement, avec les chemins à pressions de confinement variable de niveaux faibles, à 0,1 Hz

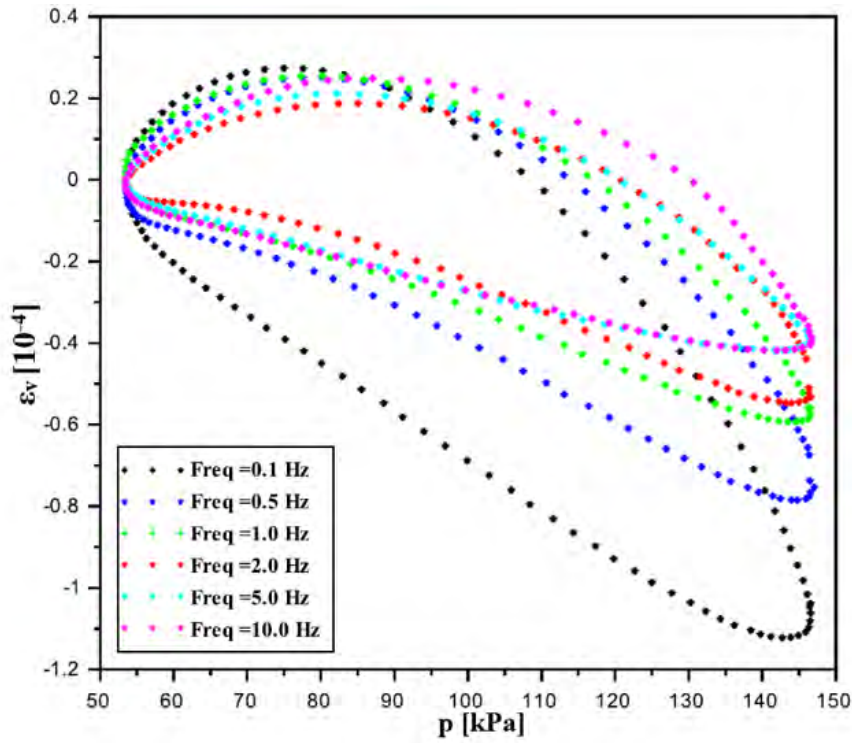


Figure III.6 Evolution des déformations résilientes volumiques au cours d'un cycle chargement/déchargement, avec le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=280 \text{ kPa} - \Delta p=93 \text{ kPa} - \sigma_3=50 \text{ kPa}$

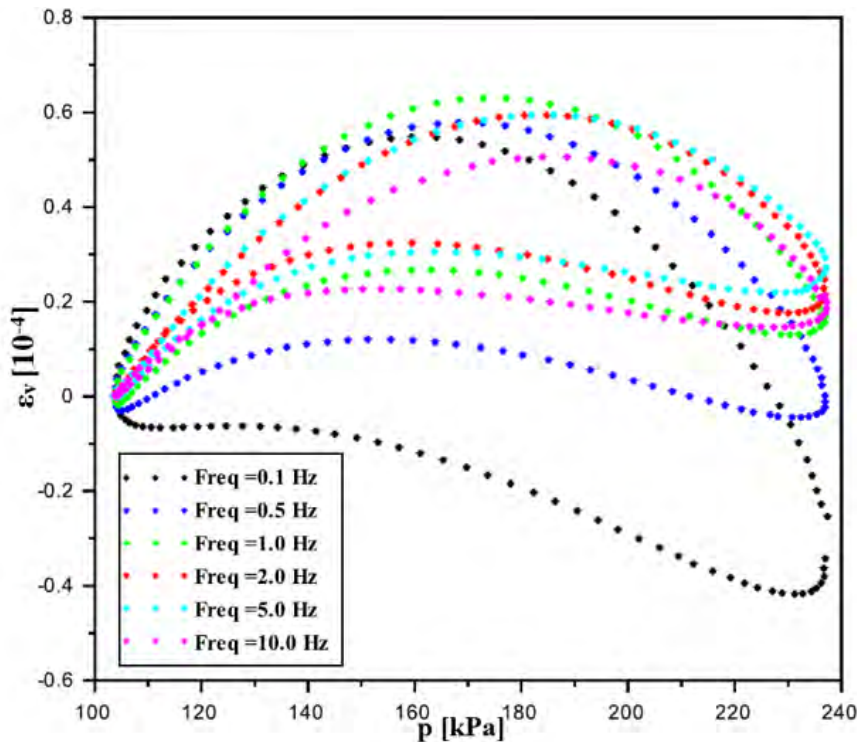


Figure III.7 Evolution des déformations résilientes volumiques au cours d'un cycle chargement/déchargement, avec le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p=3 - \Delta q=400 \text{ kPa} - \Delta p=133 \text{ kPa} - \sigma_3=100 \text{ kPa}$

Dans la suite du chapitre, les cycles de déformations résilientes ne seront pas présentés. Dans le but de visualiser et de comparer les différents essais résilients, seules les déformations résilientes obtenues au point où les contraintes appliquées sont maximales seront indiquées. Selon la procédure présentée au chapitre II, plusieurs niveaux de contraintes par chemin ont été testés. Cependant, en raison du nombre important de données, les résultats utilisés sont ceux obtenus :

- pour le niveau de contraintes le plus élevé correspondant à chaque chemin, lorsque tous les essais comparés sont réalisés à 20°C ;
- pour le niveau de contraintes le plus faible correspondant à chaque chemin, lorsque l'essai sur les agrégats d'enrobés à 40°C est pris en compte.

Les cycles de déformations résilientes obtenues pour chaque chemin de contraintes et à chaque fréquence sont disponibles en annexe C.

Pour chaque chemin de contraintes résilient, le module résilient vertical E_r a été déterminé. Les équations (I.13) et (I.14) définissent respectivement E_r pour les chemins à pression de confinement constante et pour ceux à pression de confinement variable.

III.2. Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique

III.2.1. Courbe de rétention d'eau des agrégats d'enrobés

La succion matricielle des Agrégats d'Enrobés (AE) a été mesurée sur le chemin d'humidification avec une densité sèche maximale de 1,96 Mg/m³ (97% de $\rho_{d,OPM,AE}$) et des teneurs en eau comprises entre 2,9% et 6,3% (cf. section II.3.2). La courbe de rétention des AE est présentée à la figure III.8. Les succions générées sont relativement faibles, comprises entre 1,8 et 32 kPa pour la plage de teneurs en eau étudiée.

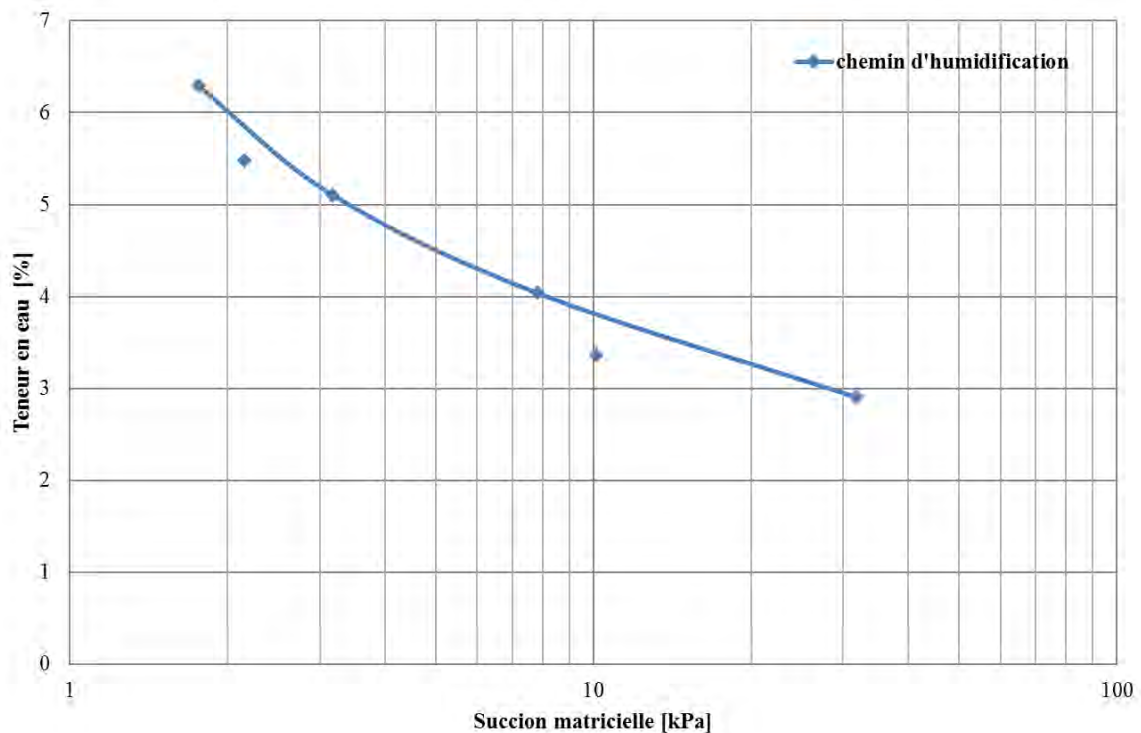


Figure III.8 Courbe de rétention d'eau des agrégats d'enrobés

III.2.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés à différentes teneurs en eau

Dans cette partie, les essais TCR considérés sont ceux réalisés sur les agrégats d'enrobés à 20°C, une masse volumique sèche de 1,96 Mg/m³ (97% de $\rho_{d,OPM,AE}$) et deux teneurs en eau : 3,9% ($w_{OPM-2\%}$) et 4,9% ($w_{OPM-1\%}$).

La teneur en eau inférieure de 2% à l'optimum est recommandée par la norme des essais triaxiaux à chargements répétés NF EN 13286-7 (2004), afin de classer les matériaux en fonction de leurs performances mécaniques. La seconde teneur en eau est la valeur maximale à laquelle les essais peuvent être réalisés, en effet au-delà le drainage dans l'éprouvette est inévitable.

III.2.2.1. Le conditionnement

Les figures III.9 et III.10 montrent l'évolution des déformations permanentes axiales et radiales au cours des 30000 cycles du conditionnement. Durant les premiers cycles l'accroissement des déformations permanentes est rapide, puis l'accumulation se stabilise progressivement. Le taux d'accroissement à la fin du conditionnement est indiqué dans le

tableau III.3. Selon la norme des essais triaxiaux à chargements répétés NF EN 13286-7 (2004), les déformations permanentes sont stabilisées si leur taux d'accroissement est inférieur à 10^{-7} par cycle. Les taux calculés étant de cet ordre de grandeur, le nombre de cycles du conditionnement est donc suffisant pour mesurer le comportement résilient.

L'augmentation de la teneur en eau entraîne une hausse des déformations au 30000^{ème} cycle : de 13% pour les déformations axiales et de 35% pour les déformations radiales.

Les déformations permanentes générées sont importantes, et par conséquent la résistance à l'ornièrage des agrégats d'enrobés est relativement faible. Les déformations permanentes axiales dépassent le seuil autorisé ($6 \cdot 10^{-3}$) pour les matériaux granulaires, selon la norme NF EN 13286-7 (2004).

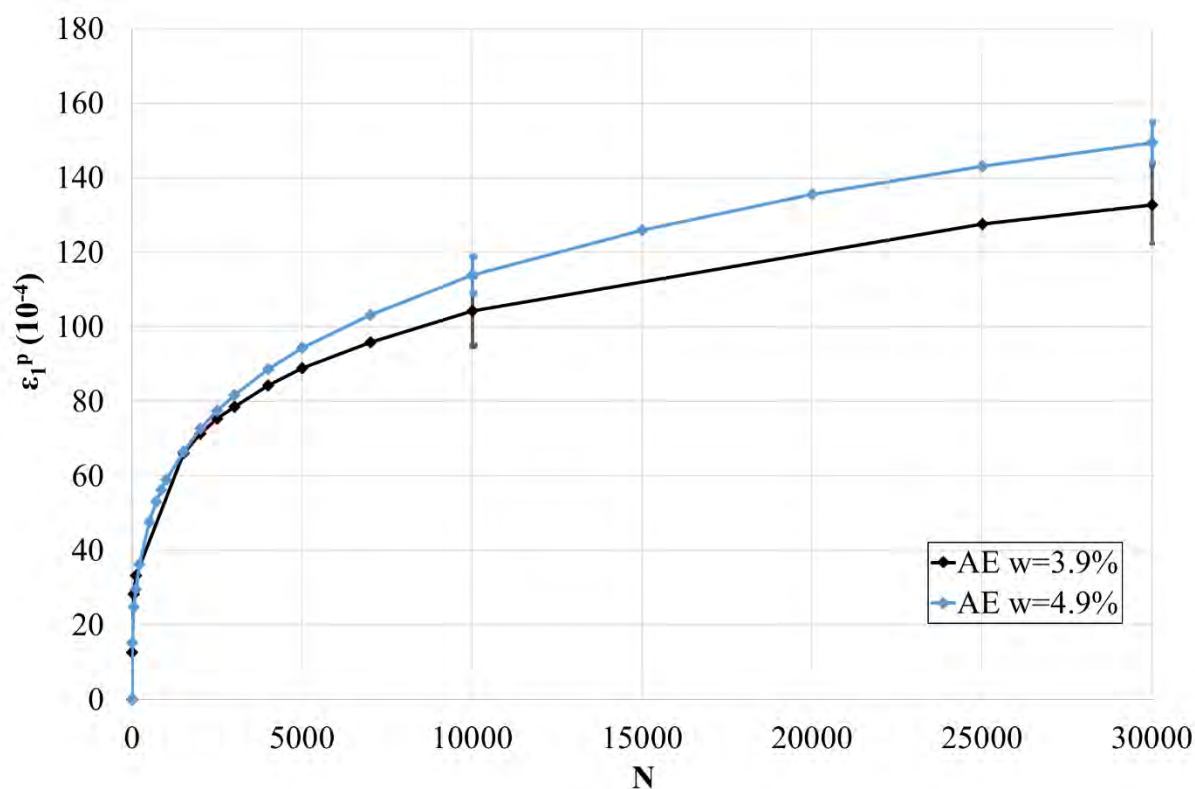


Figure III.9 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

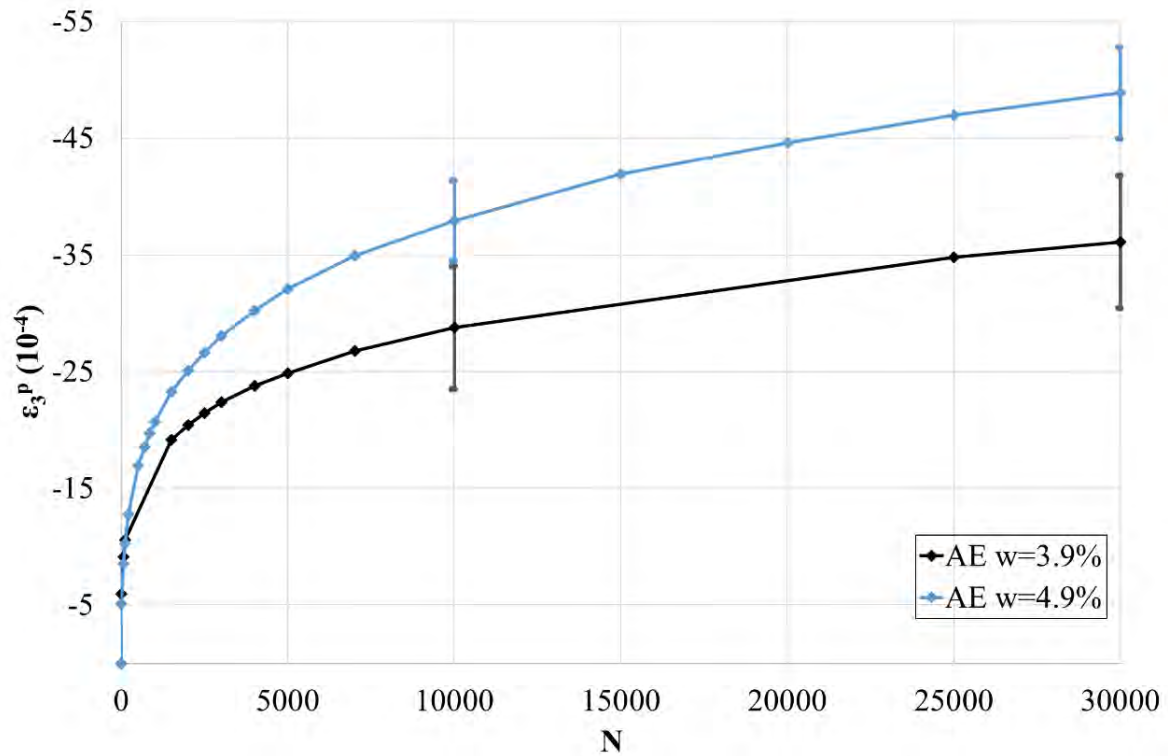


Figure III.10 Evolution des déformations permanentes radiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

	Taux d'accroissement		Ecart type des déformations à $N = 30000 (10^{-4})$		Nombre de répétitions
	$\Delta\varepsilon_1/\Delta N$	$\Delta\varepsilon_3/\Delta N$	$S(\varepsilon_1)$	$S(\varepsilon_3)$	
AE w = 3,9%	$1,04 \cdot 10^{-7}$	$-2,60 \cdot 10^{-8}$	10,42	5,68	3
AE w = 4,9%	$1,26 \cdot 10^{-7}$	$-3,90 \cdot 10^{-8}$	5,50	3,92	2

Tableau III.3 Taux d'accroissements et écarts types des déformations permanentes

III.2.2.2. Le comportement résilient

Après le conditionnement, le comportement résilient est observé avec différents chargements, appliqués sur une même éprouvette pendant 100 cycles chacun : les chemins de contraintes à Pression de Confinement Constante (méthode PCC) et ceux à Pression de Confinement Variable (méthode PCV). Le nombre de répétitions des essais est indiqué dans le tableau III.4. Les résultats obtenus à la fréquence de 2 Hz, aux niveaux de contraintes les plus élevés, sont détaillés à la figure III.11 pour la méthode PCC (pente de chemins de contraintes constante égale à 3) et à la figure III.12 pour la méthode PCV (pentes de chemins

de contraintes variables comprises entre 0 et 2). Les cycles de déformations d'un essai résilient par teneur en eau sont détaillés en annexe C.

La sensibilité à la teneur en eau des AE est différente pour les deux méthodes. Les remarques suivantes peuvent être établies :

- Les déformations axiales augmentent avec la teneur en eau avec les deux types de chargement.
- Sous un chargement à PCC, les déformations radiales sont négatives, de faible amplitude et augmentent avec la teneur en eau. Cependant avec la méthode PCV, les cycles de pression provoquent des déformations radiales beaucoup plus importantes et positives. De plus, aucun effet de la teneur en eau n'est observé.
- Les déformations axiales et radiales ε_1 et ε_3 ont aussi été converties en déformations volumiques et déviatoriques. Ainsi on constate que ε_v et ε_q augmentent avec la teneur en eau dans les essais à pression de confinement constante, tandis qu'à confinement variable, les deux essais indiquent des déformations similaires. Ces dernières sont parfois légèrement plus élevées à 3,9% d'eau qu'à 4,9%.
- Le comportement des AE est purement contractant à confinement variable. Avec la méthode à PCC, les AE présentent un comportement dilatant puis contractant à fortes pressions de confinement.
- A pression de confinement constante, le module résilient diminue lorsque la teneur en eau augmente. Il en est de même pour les chemins de contraintes avec des pentes de 1,5 et 2, alors que pour les pentes comprises entre 0 et 1, E_r augmente avec la teneur en eau.

Les agrégats d'enrobés présentent des modules résilients assez élevés pour les deux teneurs en eau, tandis qu'ils génèrent d'importantes déformations permanentes.

	Nombre de répétitions	
	Méthode PCC	Méthode PCV
AE w = 3,9%	3	2
AE w = 4,9%	2	2

Tableau III.4 Nombre de répétitions des essais résilients

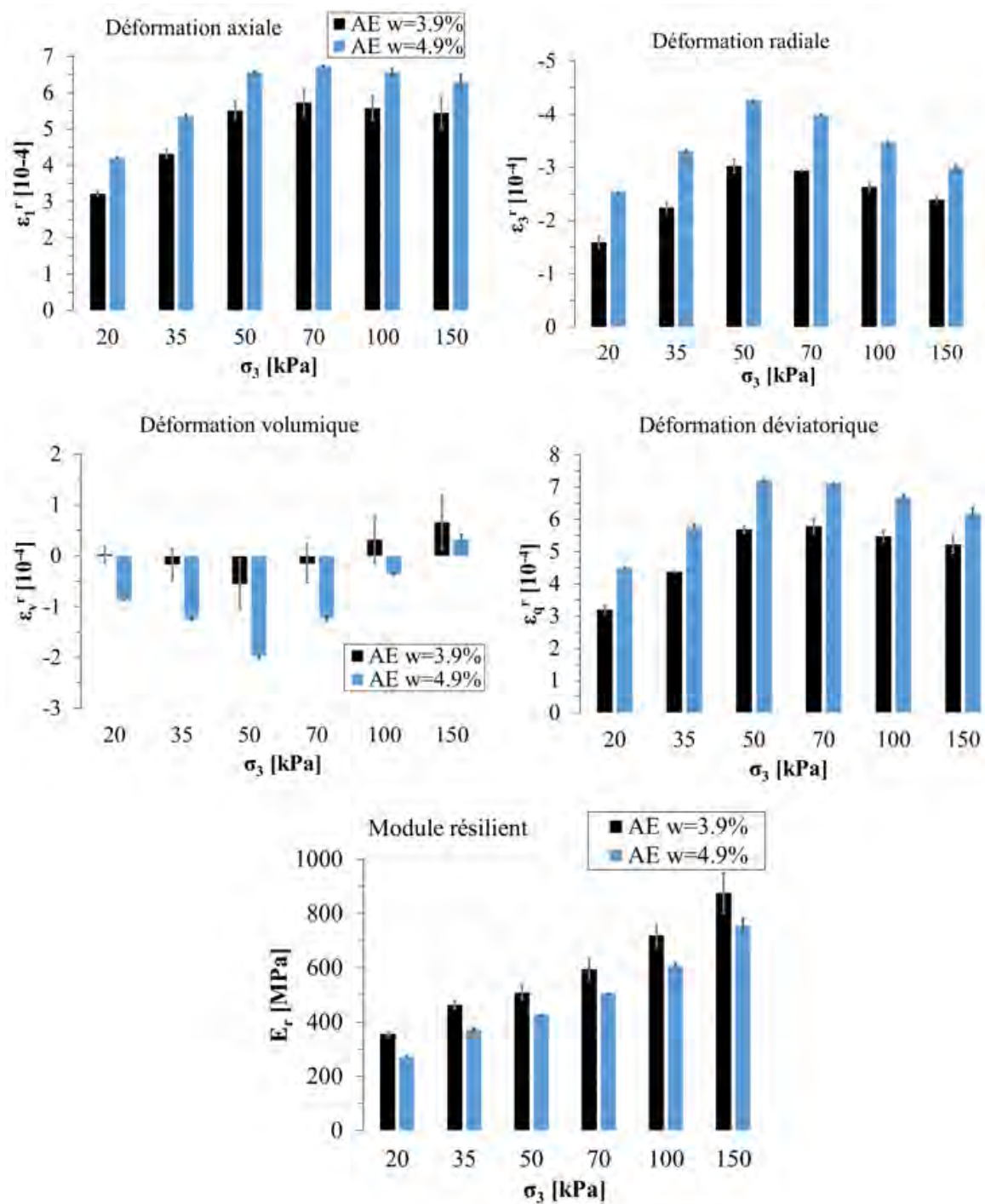


Figure III.11 Test résilient méthode PCC niveaux forts à 2 Hz avec écarts types

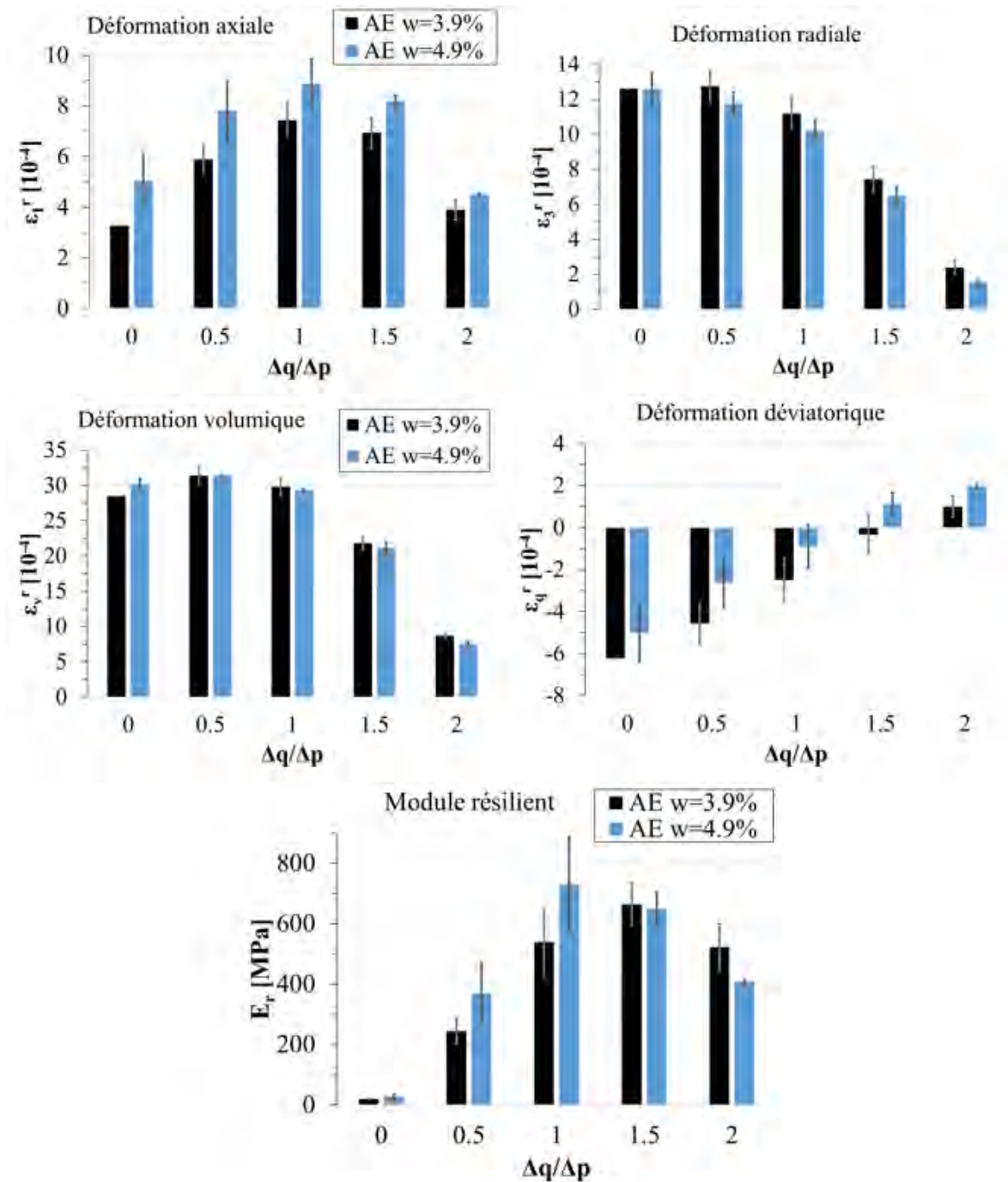


Figure III.12 Test résilient méthode PCV niveaux forts à 2 Hz avec écarts types

III.3. Effet de la température sur le comportement mécanique

III.3.1. Résultats des essais triaxiaux monotones

Les essais à la rupture sur les AE, avec une teneur en eau de 3,9% ($w_{OPM-2\%}$) et une masse volumique sèche de $1,96 \text{ Mg/m}^3$ ($97\% \rho_{d,OPM,AE}$), ont été menés à trois températures : 20°C , 50°C , et 20°C avec un préchauffage de l'éprouvette à 50°C . Les tests sont pilotés en déformation, à une vitesse de chargement de $0,3 \text{ mm/min}$.

L'évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale est présentée à la figure III.13. Plus la pression de confinement est importante, plus la contrainte nécessaire pour parvenir à la rupture de l'échantillon est élevée. Selon la température, le mode de rupture diffère. En effet, à 20°C la rupture se manifeste par un pic de la contrainte déviatorique qui diminue ensuite lentement, tandis qu'à 50°C la contrainte tend vers une asymptote sans diminuer.

L'un des objectifs de ces essais est de déterminer les contraintes maximales que peuvent supporter les agrégats d'enrobés, ainsi une seule vitesse de chargement a été testée. Néanmoins, la vitesse d'essai est un paramètre influant sur l'allure des courbes.

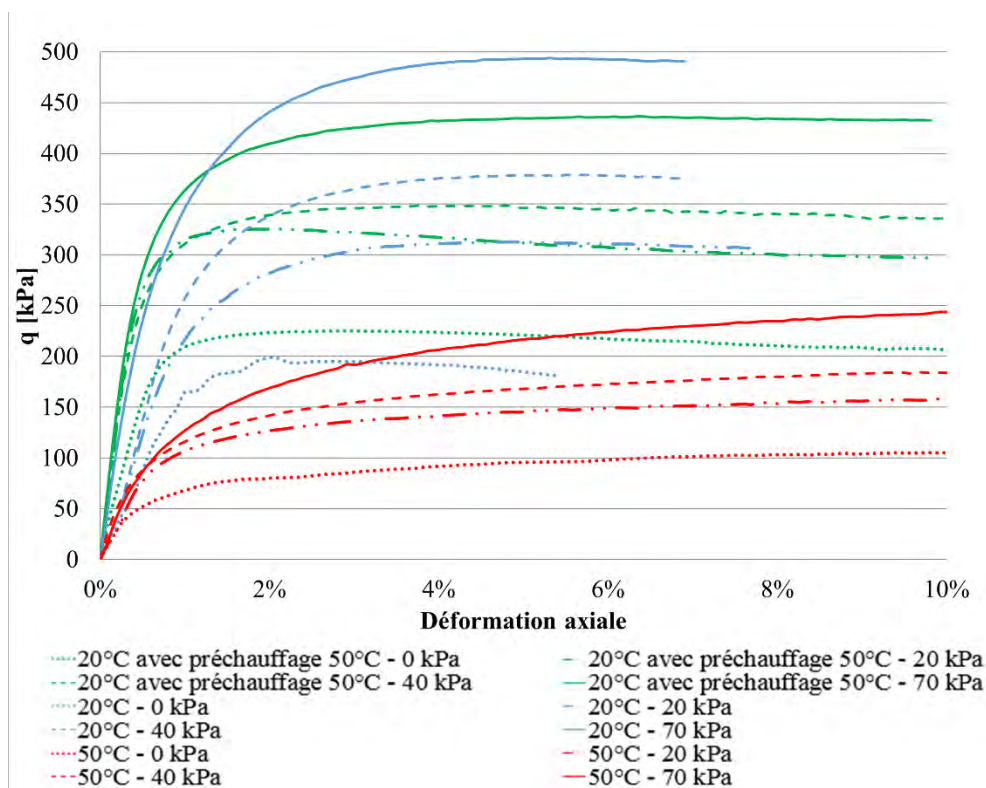


Figure III.13 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale

En utilisant les valeurs maximales de q pour les tests à 20°C et les valeurs à 10% de déformation pour ceux à 50°C, les droites de ruptures (figure III.14) et les paramètres de Mohr-Coulomb sont déterminés (tableau III.5).

Une augmentation de la température implique une baisse de la résistance à la rupture. Effectivement, la cohésion et l'angle de frottement à 50°C correspondent aux valeurs les plus faibles, en raison du mastic entourant les granulats qui est davantage déformable à haute température. Le préchauffage a peu d'influence sur la résistance, les deux droites sont très proches. Cependant, à densité identique, le conditionnement de l'éprouvette à 50°C permet d'augmenter la cohésion de presque 15 kPa. Ainsi, il serait possible d'augmenter la densité de l'éprouvette en la compactant à 50°C, et par conséquent améliorer les performances durant le test à 20°C.

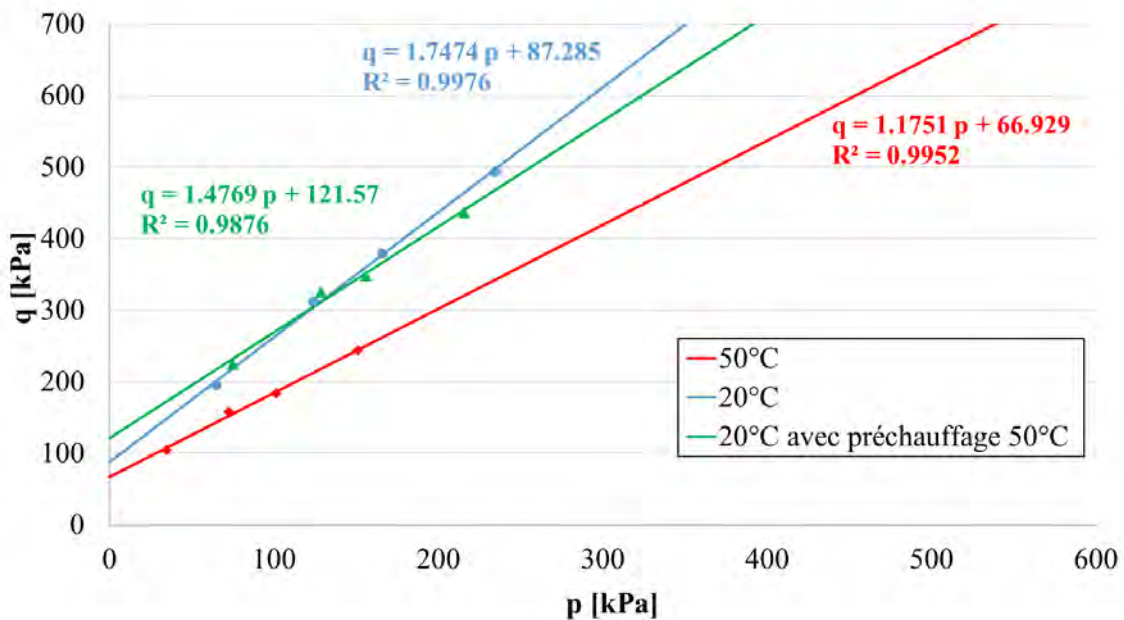


Figure III.14 Droites de rupture des agrégats d'enrobés

Température (°C)	20	50	20 avec préchauffage à 50
Cohésion c (kPa)	45,90	28,60	60,56
Angle de frottement ϕ (°)	42,58	34,13	36,34

Tableau III.5 Paramètres de Mohr-Coulomb

III.3.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés

Pour étudier l'effet de la température, les essais TCR sur agrégats d'enrobés à une teneur en eau de 3,9% ($W_{OPM-2\%}$), une masse volumique sèche de $1,96 \text{ Mg/m}^3$ ($97\% \rho_{d,OPM,AE}$) et à deux températures, 20°C et 40°C , sont analysés.

III.3.2.1. Le conditionnement

Les déformations axiales et radiales accumulées au cours du conditionnement sont présentées sur les figures III.15 et III.16. Les déformations radiales se stabilisent davantage à 40°C qu'à 20°C , comme l'indiquent les taux d'accroissements dans le tableau III.6. Le passage de 20°C à 40°C augmente de 83% les déformations axiales au 30000^{ème} cycle, alors que le niveau des déformations radiales présente une légère baisse de 19%.

En s'intéressant à l'évolution des déformations permanentes volumiques (figure III.17), le comportement purement contractant des agrégats d'enrobés est nettement plus important à 40°C .

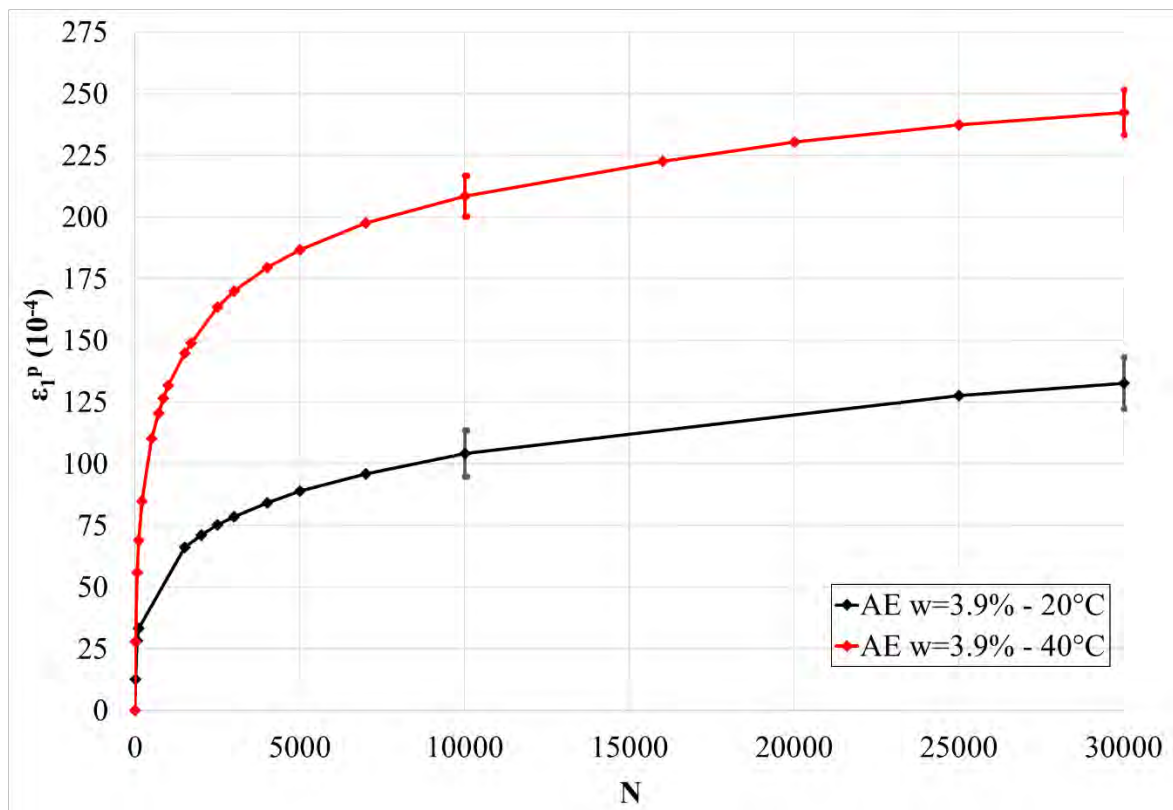


Figure III.15 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

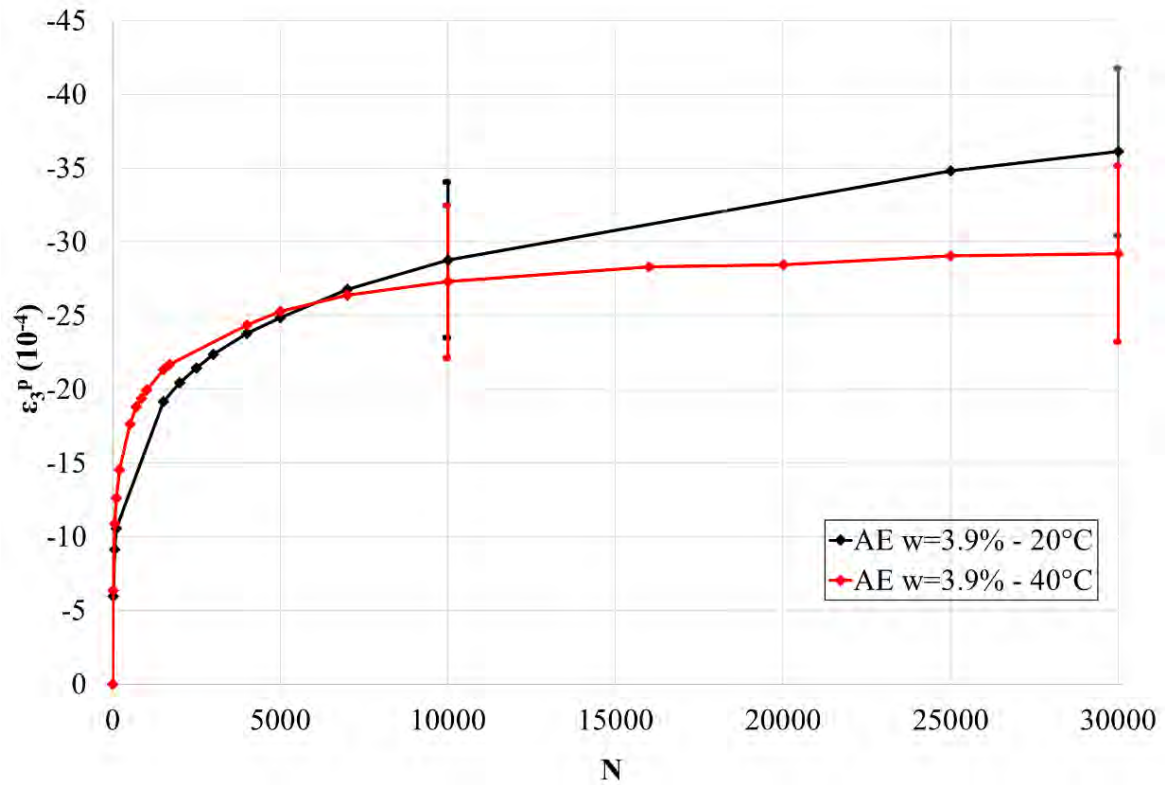


Figure III.16 Evolution des déformations permanentes radiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

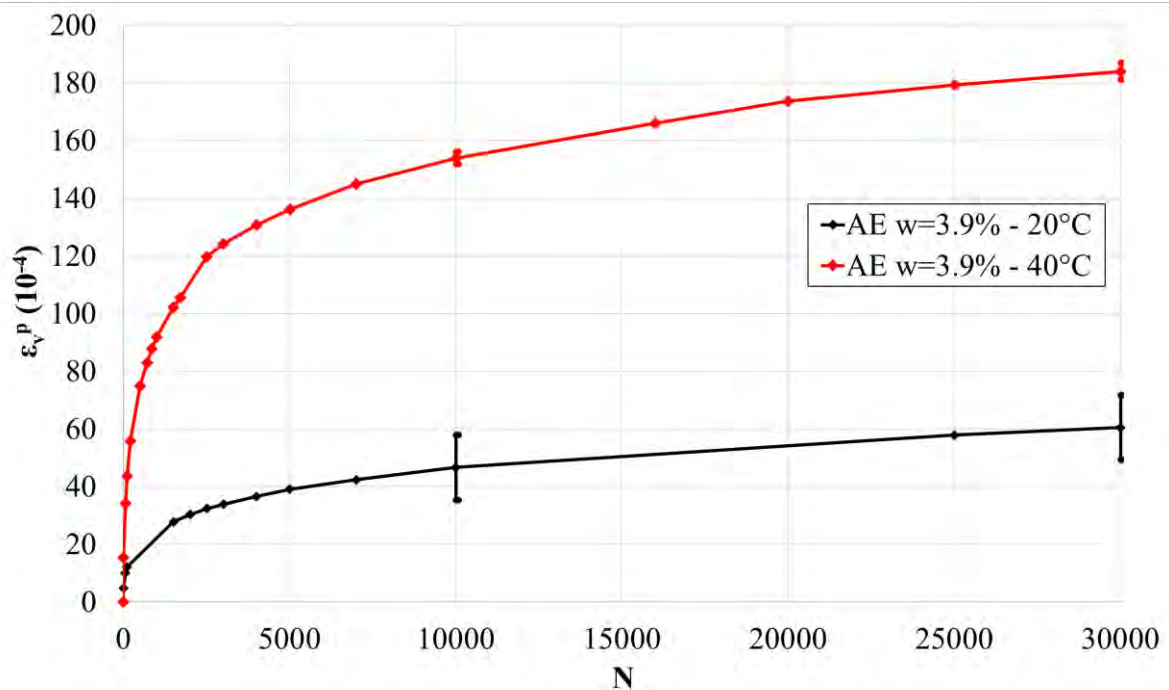


Figure III.17 Evolution des déformations permanentes volumiques avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

	Taux d'accroissement		Ecart type des déformations à N = 30000 (10 ⁴)		Nombre de répétitions
	$\Delta\varepsilon_1/\Delta N$	$\Delta\varepsilon_3/\Delta N$	S(ε_1)	S(ε_3)	
AE w=3,9% - 20°C	1,04 . 10 ⁻⁷	-2,60 . 10 ⁻⁸	10,42	5,68	3
AE w=3,9% - 40°C	1,01 . 10 ⁻⁷	-3,00 . 10 ⁻⁹	9,08	5,97	2

Tableau III.6 Taux d'accroissements et écarts types pour les déformations permanentes

III.3.2.2. Le comportement résilient

Pour comparer les comportements résilients à 20°C et 40°C, les chemins de plus faible intensité (section II.3.3.4.3) ont été appliqués. Le nombre de répétitions des essais est indiqué dans le tableau III.7. La figure III.18 résume les déformations et les modules résilients obtenus à 0,1 Hz avec les chemins de pente $\Delta q/\Delta p$ égale à 3. La figure III.19 correspond aux valeurs résultant des chargements à pentes variables et à 0,1 Hz également. Les résultats présentés sont obtenus pour le niveau de contrainte le plus faible correspondant à chaque chemin. Les cycles de déformation d'un essai résilient par température sont détaillés en annexe C.

Les conclusions suivantes sont élaborées :

- la hausse de température entraîne une plus grande déformabilité du matériau. ε_1 , ε_3 , ε_v , et ε_q augmentent.
- Lorsque la pression de confinement devient variable, le diamètre de l'éprouvette diminue et les valeurs de ε_3 sont plus importantes.
- Le comportement des agrégats d'enrobés est toujours contractant, avec des déformations volumiques plus élevées à pentes variables.
- Le module résilient a tendance à diminuer avec l'augmentation de la température, en raison de la plus grande déformabilité, excepté à $\Delta q/\Delta p$ égal à 0,5 et 1.

	Nombre de répétitions	
	Méthode PCC	Méthode PCV
AE w=3,9% - 20°C	3	2
AE w=3,9% - 40°C	2	2

Tableau III.7 Nombre de répétitions des essais résilients

Les figures III. 20 et III.21 présentent l'évolution des déformations axiales et radiales des AE à 20°C et 40°C au cours d'un cycle résilient, pour les chemins de contraintes à pression de confinement variable à 0,1 Hz. Nous retrouvons l'influence de la température sur l'intensité des déformations des AE. L'augmentation de la température accentue peu la non-linéarité des AE. L'allure des cycles des déformations axiales sont similaires aux deux températures, tandis que les cycles des déformations radiales sont légèrement plus ouverts à 40°C.

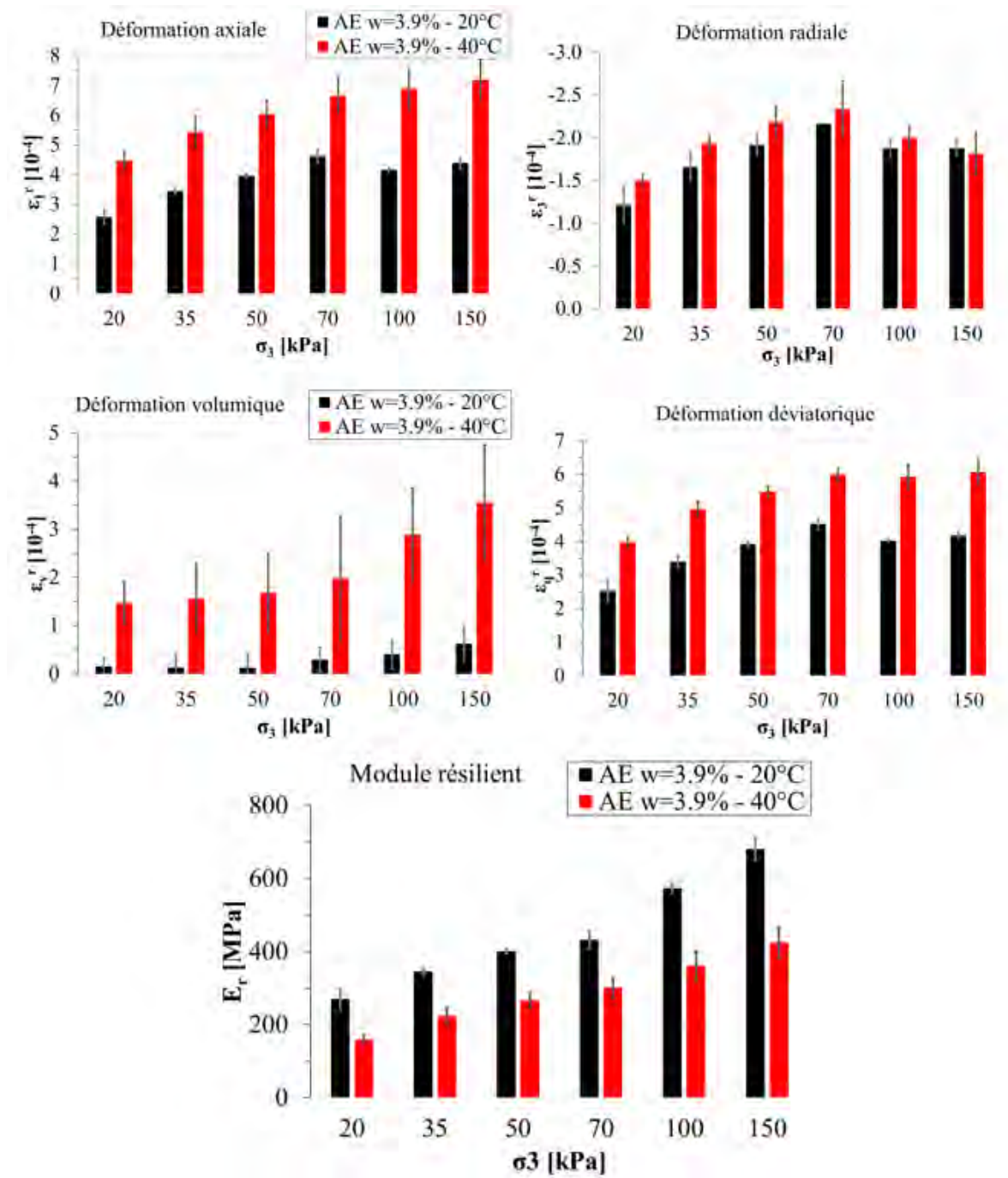


Figure III.18 Test résilient méthode PCC niveaux faibles à 0,1 Hz avec écarts types

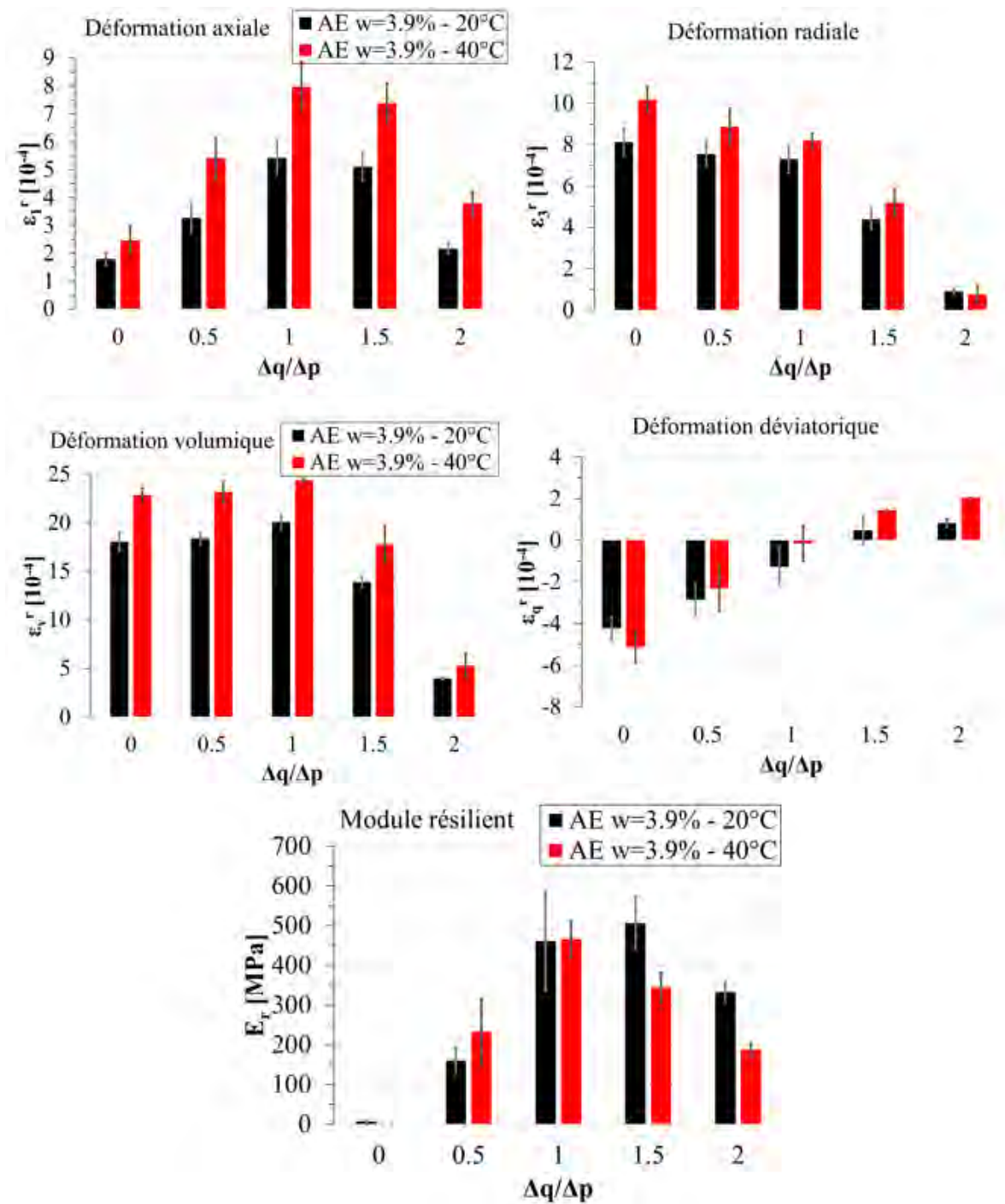


Figure III.19 Test résilient méthode PCV niveaux faibles à 0,1 Hz avec écarts types

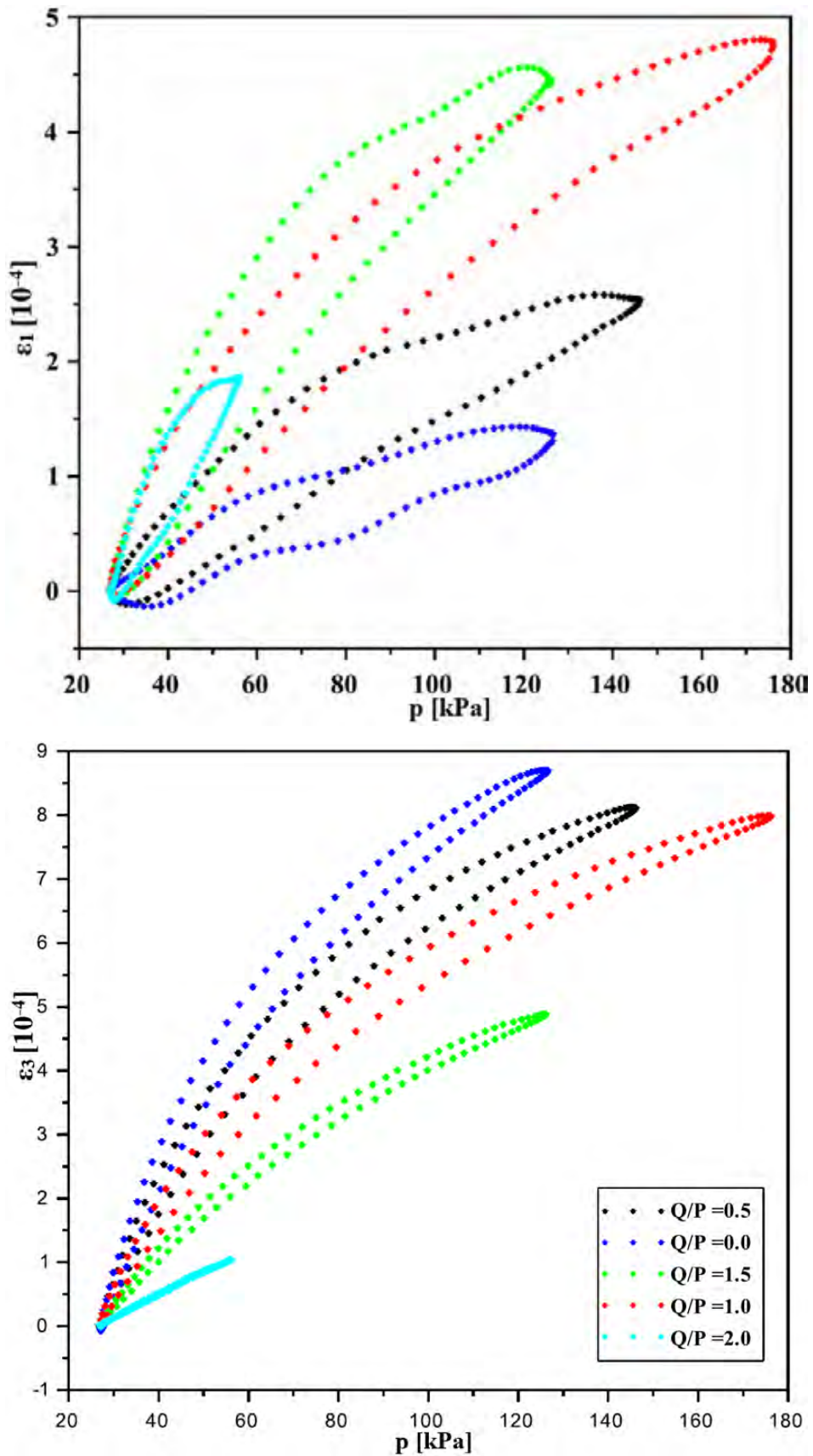


Figure III.20 Evolution des déformations axiales et radiales des AE à 20°C au cours d'un cycle résilient avec les chemins de contraintes PCV niveaux faibles à 0,1 Hz

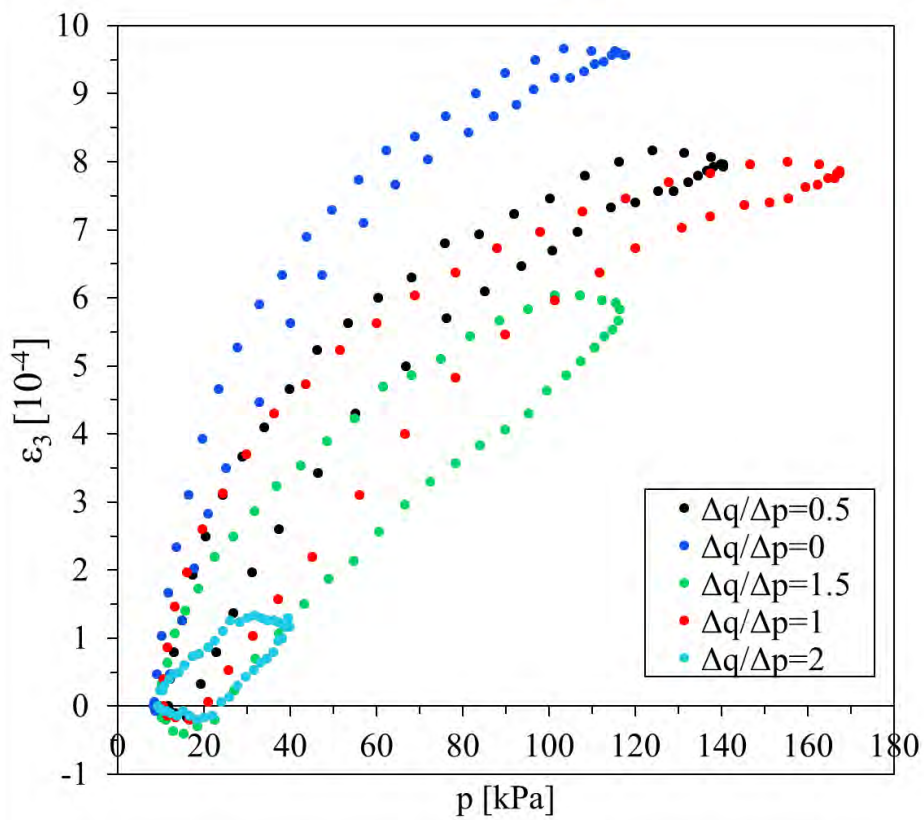
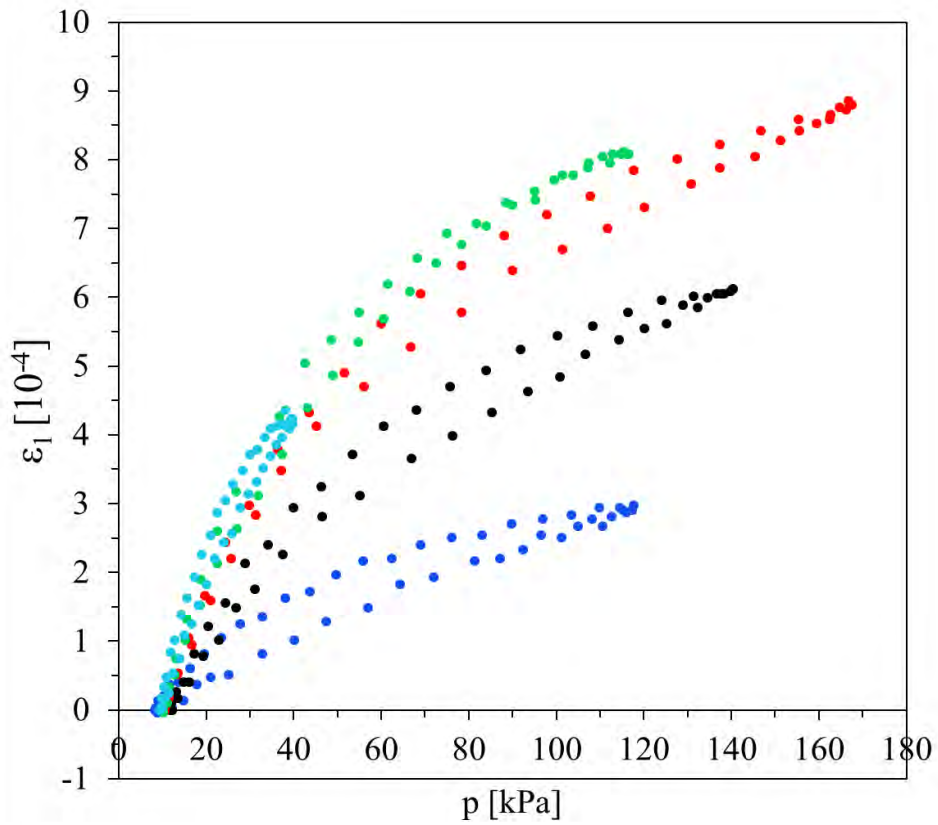


Figure III.21 Evolution des déformations axiales et radiales des AE à 40°C au cours d'un cycle résilient avec les chemins de contraintes PCV niveaux faibles à 0,1 Hz

III.4. Effet de la fréquence sur le comportement résilient

Les essais de cette partie concernent :

- Les agrégats d'enrobés avec une teneur en eau de 3,9% ($w_{OPM,AE}=2\%$), une masse volumique sèche de $1,96 \text{ Mg/m}^3$ (97% de $\rho_{d,OPM,AE}$) à 20°C et 40°C.
- Les granulats des AE avec une teneur en eau de 3,3% ($w_{OPM,granulat}=2\%$), une masse volumique sèche de $2,14 \text{ Mg/m}^3$ (97% de $\rho_{d,OPM,granulat}$) à 20°C.

En raison des contraintes liées aux dispositifs expérimentaux, les fréquences sont limitées.

		AE w=3,9% - 20°C	AE w=3,9% - 40°C	Granulats_AE w=3,3% - 20°C
Méthode PCC	Fréquences (Hz)	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10	0,1 – 0,5 – 1 – 2	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10
	Nombre de répétitions	3	2	2
Méthode PCV	Fréquences (Hz)	0,1 – 0,5 – 1 – 2	0,1	0,1 – 0,5 – 1 – 2
	Nombre de répétitions	2	2	2

Tableau III.8 Fréquences testées et nombre de répétitions des essais

La figure III.22 présente les résultats à différentes fréquences pour le chargement suivant :

$\Delta q/\Delta p = 3$, $\Delta q = 200 \text{ kPa}$, $\Delta p = 67 \text{ kPa}$ et $\sigma_3 = 70 \text{ kPa}$.

La figure III.23 est établie à partir du chargement suivant :

$\Delta q/\Delta p = 1,5$, $\Delta q = 150 \text{ kPa}$, $\Delta p = 100 \text{ kPa}$ et $\Delta\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$.

Les cycles de déformations d'un test résilient par type d'essai sont détaillés en annexe C.

Pour le chemin de contrainte de pente $\Delta q/\Delta p$ égal à 3, les points suivants sont à souligner :

- Les granulats des AE présentent des résultats constants à toutes les fréquences. Effectivement, en raison de l'absence de bitume, l'effet de la fréquence est négligeable.
- Les déformations axiales et radiales des AE diminuent lorsque la fréquence augmente, ce qui a pour conséquence un module résilient plus élevé à hautes fréquences. Cette sensibilité à la fréquence est causée par le caractère visqueux du liant présent dans les agrégats d'enrobés.
- Le taux d'augmentation de E_r en fonction de la fréquence est identique à 20°C et à 40°C pour les AE. Ce taux est relativement limité : entre 0,1 Hz et 10 Hz, l'augmentation de E_r est d'environ 30 %.

Avec le chargement de pente de 1,5, la sensibilité à la fréquence est moins évidente. De plus, la pression cyclique limite la fréquence à 2 Hz à 20°C et à 0,1 Hz à 40°C. Chaque fréquence montre des niveaux similaires de déformations axiales, volumiques et de modules résilients. La déformation radiale des AE est plus importante à 2Hz. Cependant le même effet est visible pour les granulats des AE, insensibles à la fréquence, ainsi cela peut s'expliquer par l'incertitude de mesure plus élevée à hautes fréquences.

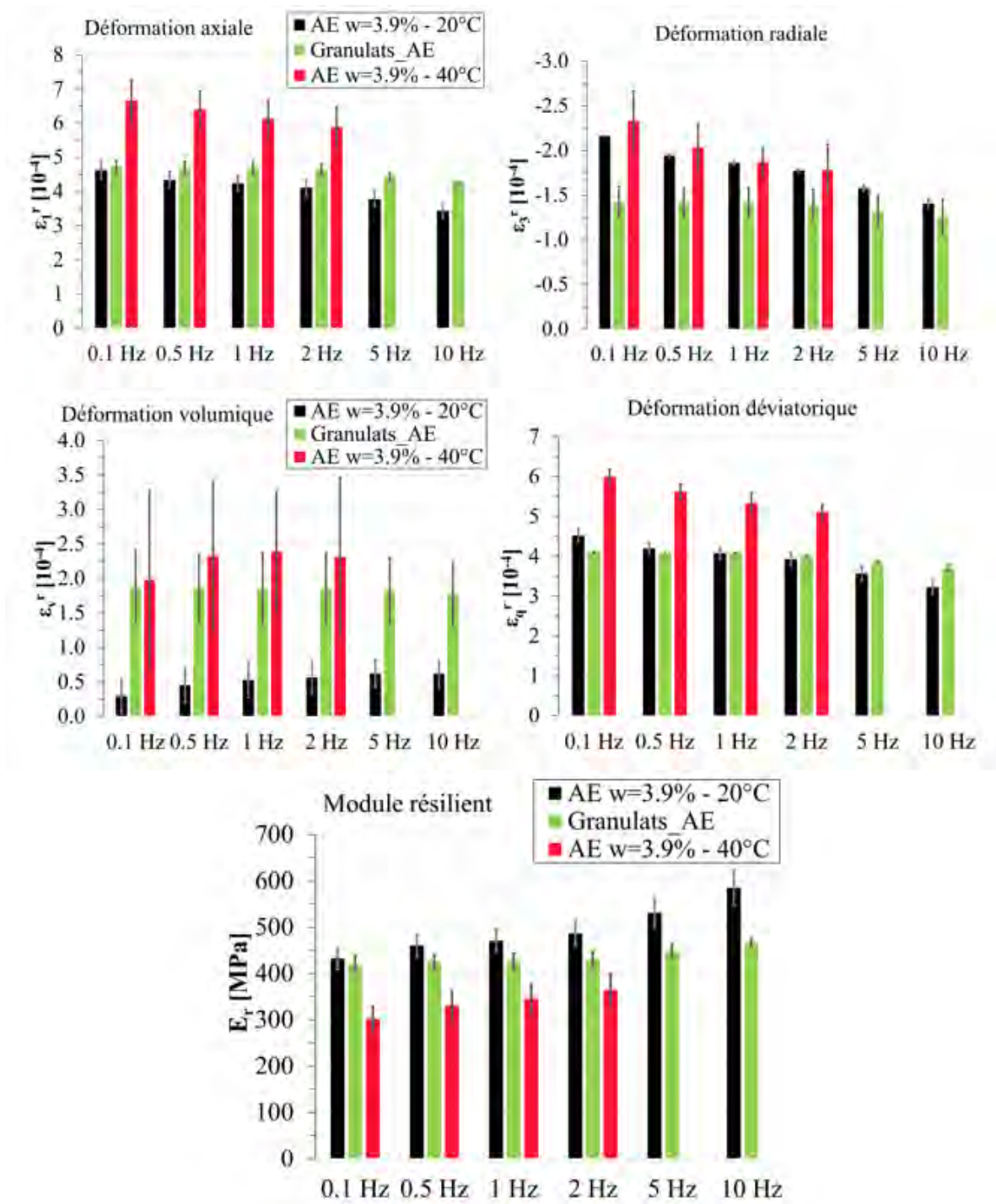


Figure III.22 Test résilient à 70 kPa de pression de confinement à plusieurs fréquences avec écarts types

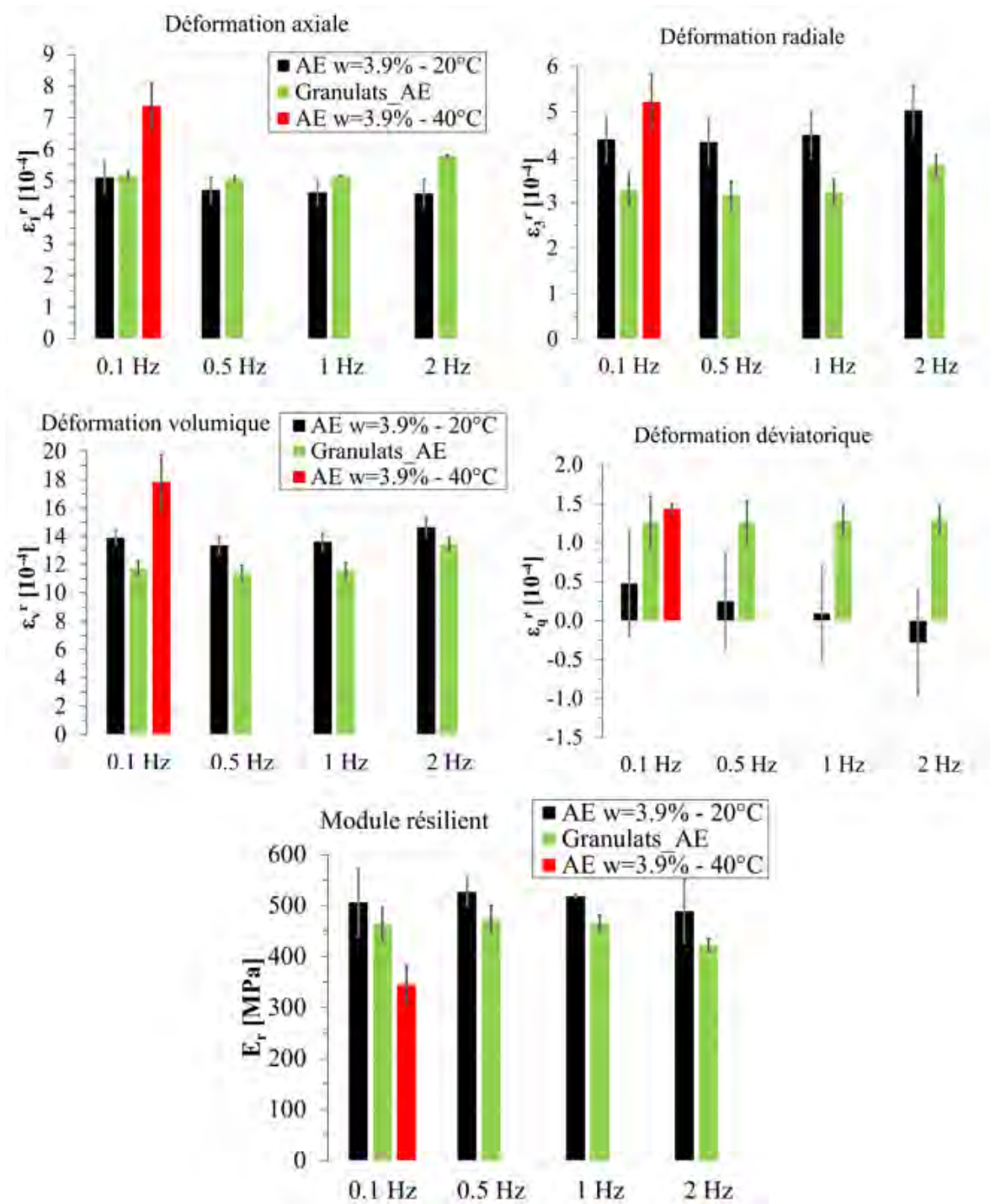


Figure III.23 Test résilient à $\Delta q/\Delta p=1,5$ à plusieurs fréquences avec écarts types

III.5. Effet du liant sur le comportement mécanique

L'effet du liant est mis en évidence grâce à des essais triaxiaux monotones et à chargements répétés sur les trois matériaux :

- Agrégats d'Enrobés (AE) et Grave Non Traitée (GNT) : à 20°C, à une teneur en eau de 3,9% ($w_{OPM,AE}=2\%$) et à une masse volumique sèche de 1,96 Mg/m³ (97% de $\rho_{d,OPM,AE}$)
- Granulats des AE : à 20°C, à une teneur en eau de 3,3% ($w_{OPM,granulat}=2\%$) et à une masse volumique sèche de 2,14 Mg/m³ (97% de $\rho_{d,OPM,granulat}$).

III.5.1. Résultats des essais triaxiaux monotones

Les figures III.24 et III.25 montrent respectivement l'évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour les granulats des AE et la GNT.

La contrainte déviatorique de rupture augmente avec la pression de confinement. Les granulats des AE et la GNT présentent un pic à la rupture suivi d'une chute de la contrainte déviatorique, tandis que cette baisse est nettement moins marquée pour les agrégats d'enrobés (figure III.13).

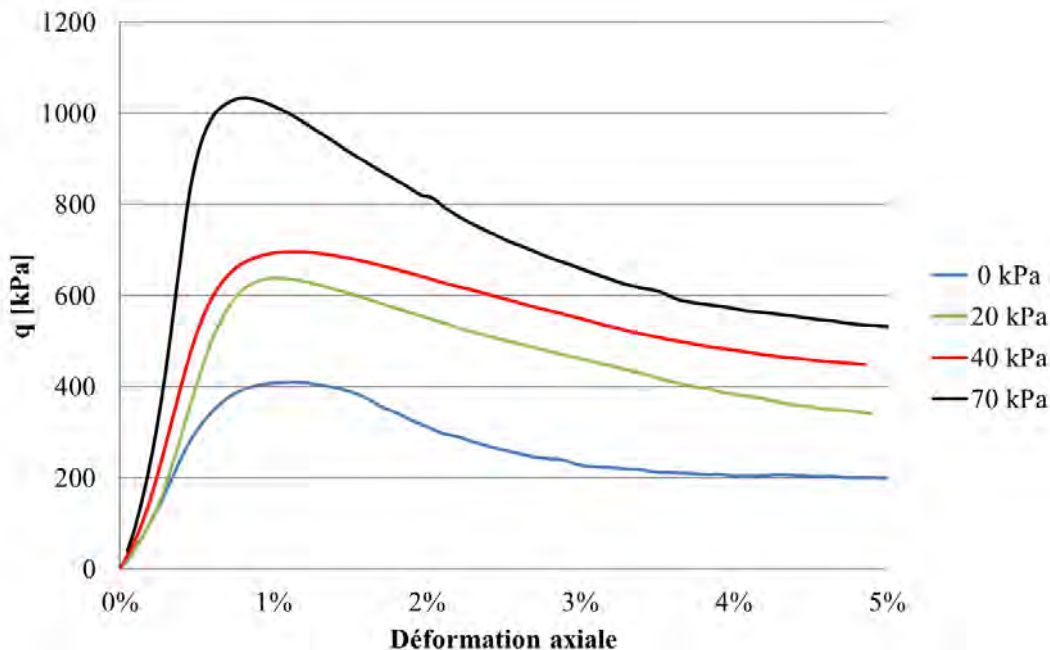


Figure III.24 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour les granulats des AE

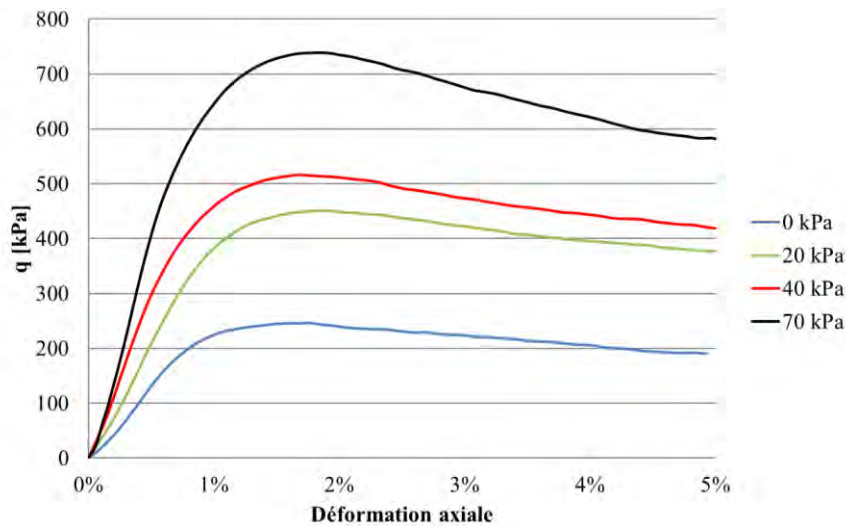


Figure III.25 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour la GNT

Les droites de rupture sont présentées à la figure III.26 et les paramètres de Mohr Coulomb sont résumés dans le tableau III.9. Ces éléments ont été déterminés au pic de la contrainte déviatorique. La présence de liant conduit clairement à une diminution de la résistance à la rupture. Les granulats des AE présentent les meilleures performances. Finalement, la GNT se situe entre les AE et leurs granulats, en termes de performances à la rupture.

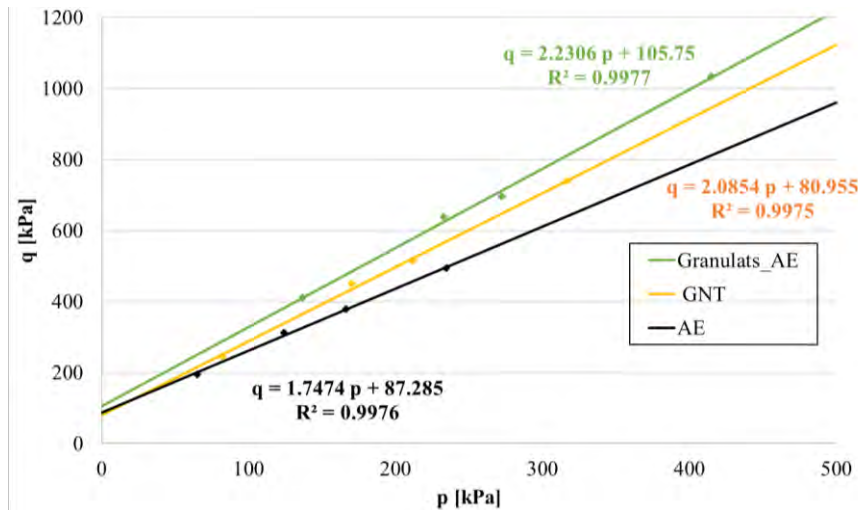


Figure III.26 Droites de rupture

Matériau	AE	Granulats_AE	GNT
Cohésion c (kPa)	45,90	66,21	47,42
Angle de frottement ϕ (°)	42,58	54,39	50,69

Tableau III.9 Paramètres de Mohr-Coulomb

III.5.2. Résultats des essais triaxiaux à chargements répétés

III.5.2.1. Le conditionnement

Les évolutions des déformations permanentes axiales et radiales sont indiquées sur les figures III.27 et III.28. Le tableau III.10 rappelle les caractéristiques des matériaux pour ces essais triaxiaux à chargements répétés.

Matériau	Teneur en fines à 63 μm (%)	ρ_d (Mg/m^3)	e	n (%)	w (%)	S_r (%)	T ($^{\circ}\text{C}$)
AE	3,0	1,96	0,27	21,10	3,9 ($w_{\text{OPM,AE}} - 2\%$)	35,81	20
GNT	6,2	(97% ρ_d OPM,AE)	0,35	25,85		29,23	
Granulats des AE	12,6	2,14 (97% ρ_d OPM,granulat)	0,24	19,29	3,3 ($w_{\text{OPM,granulat}} - 2\%$)	36,71	

Tableau III.10 Caractéristiques des matériaux pour les essais triaxiaux à chargements répétés

Concernant les granulats des AE, les niveaux de déformations permanentes sont très faibles, avec une réduction de 80% pour les déformations axiales et de 85% pour les déformations radiales par rapport aux agrégats d'enrobés à la fin du conditionnement. Les déformations s'accumulent essentiellement durant les premiers cycles et se stabilisent très rapidement.

La GNT présente des déformations axiales comparables aux AE. Néanmoins, elle se déforme davantage radialement. Ainsi, le comportement permanent des AE se rapproche de celui de la GNT par les niveaux de déformations mais également par les taux d'accroissements similaires (tableau III.11).

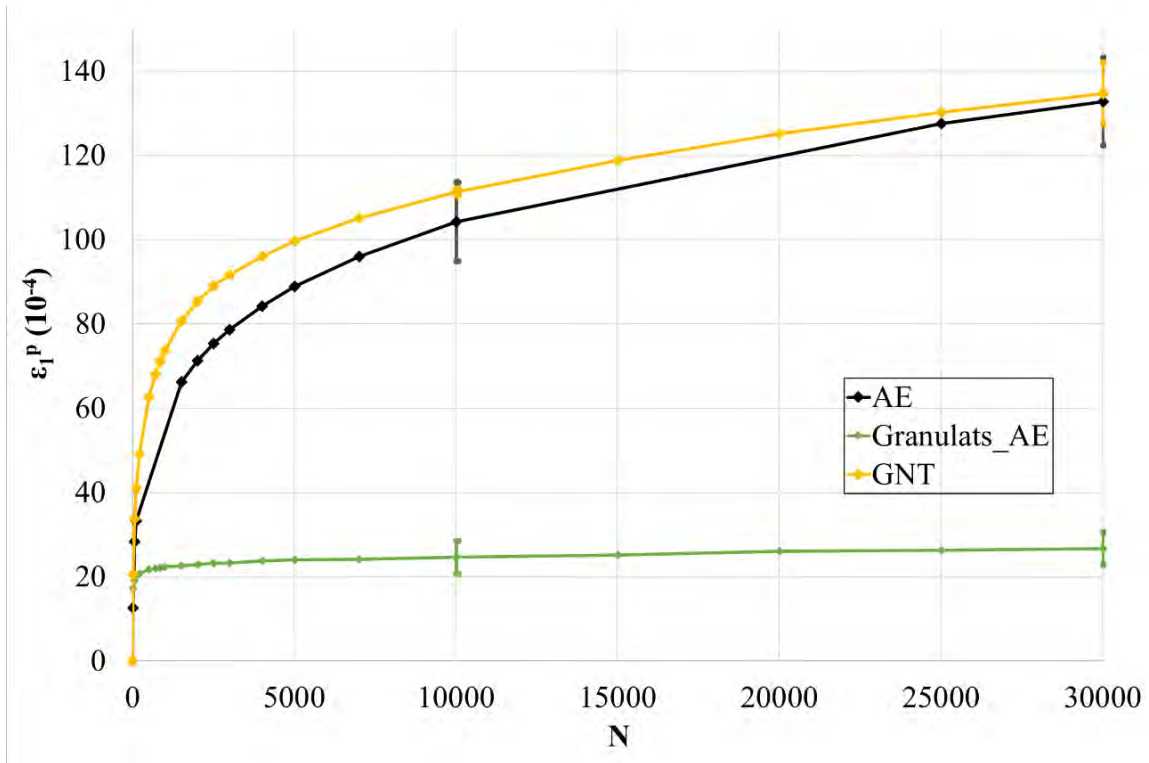


Figure III.27 Evolution des déformations permanentes axiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

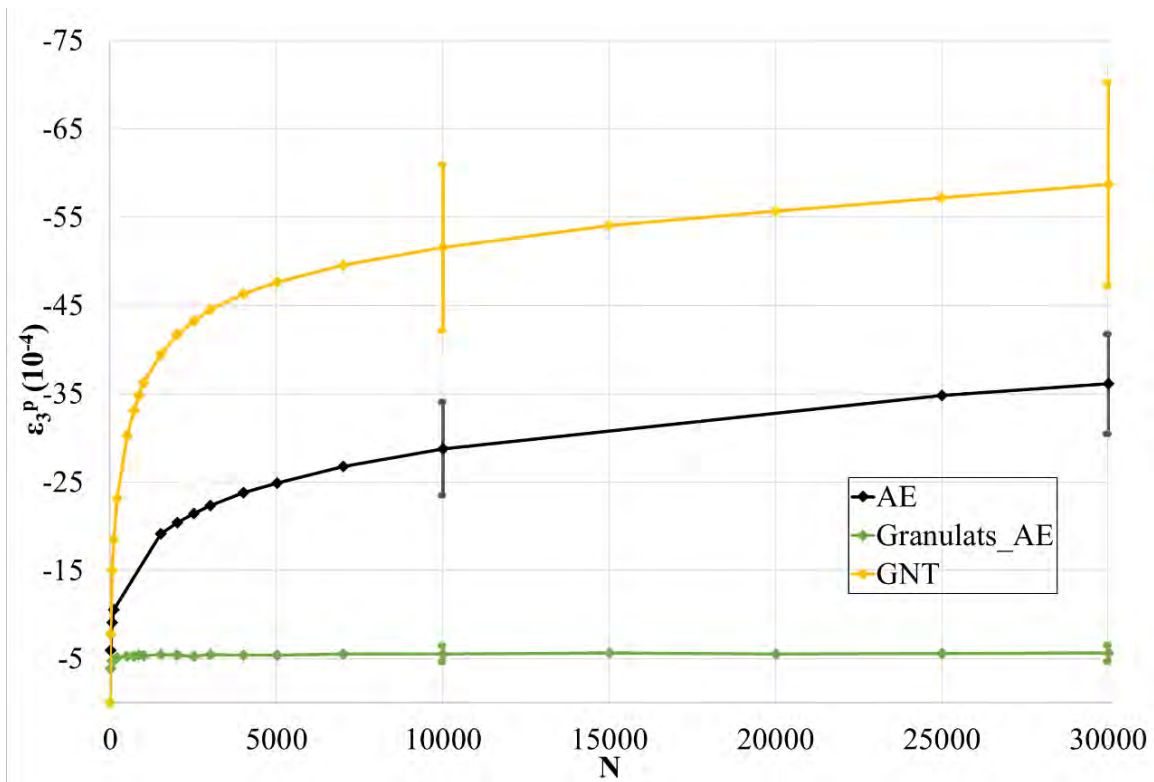


Figure III.28 Evolution des déformations radiales avec écarts types à $N=10000$ et $N=30000$

	Taux d'accroissement		Ecart type des déformations à N = 30000 (10 ⁻⁴)		Nombre de répétitions
	$\Delta\varepsilon_1/\Delta N$	$\Delta\varepsilon_3/\Delta N$	S(ε_1)	S(ε_3)	
AE	$1,04 \cdot 10^{-7}$	$-2,60 \cdot 10^{-8}$	10,42	5,68	3
Granulats_AE	$8,85 \cdot 10^{-9}$	$-8,00 \cdot 10^{-10}$	3,85	0,94	2
GNT	$9,06 \cdot 10^{-8}$	$-3,08 \cdot 10^{-8}$	7,27	11,54	2

Tableau III.11 Taux d'accroissements et écarts types des déformations permanentes

Les très faibles déformations permanentes générées par les granulats des AE peuvent tout d'abord s'expliquer par une densité sèche supérieure à celle des AE. De plus, la teneur en fines du matériau joue un rôle important. La quantité de fines influe sur les déformations permanentes en fonction de la teneur en eau du matériau. Jing (2017) a montré l'effet de la teneur en fines, conjoint à celui de la teneur en eau, sur les déformations permanentes d'un matériau granulaire. A partir d'essais triaxiaux à chargements répétés sur le sable Missillac, dont la teneur en eau optimale est de 9,5%, il a montré que la quantité de fines était bénéfique pour la résistance à l'orniérage jusqu'à une teneur en eau critique, proche de la saturation. La figure III.29 présente les déformations permanentes axiales obtenues par Jing à deux teneurs en fines : 4% et 15,3%.

Les AE, dont la quantité de fines est quatre fois inférieure à celle de leurs granulats, ont une meilleure résistance à l'orniérage, à une teneur en eau inférieure de 2% à l'optimum.

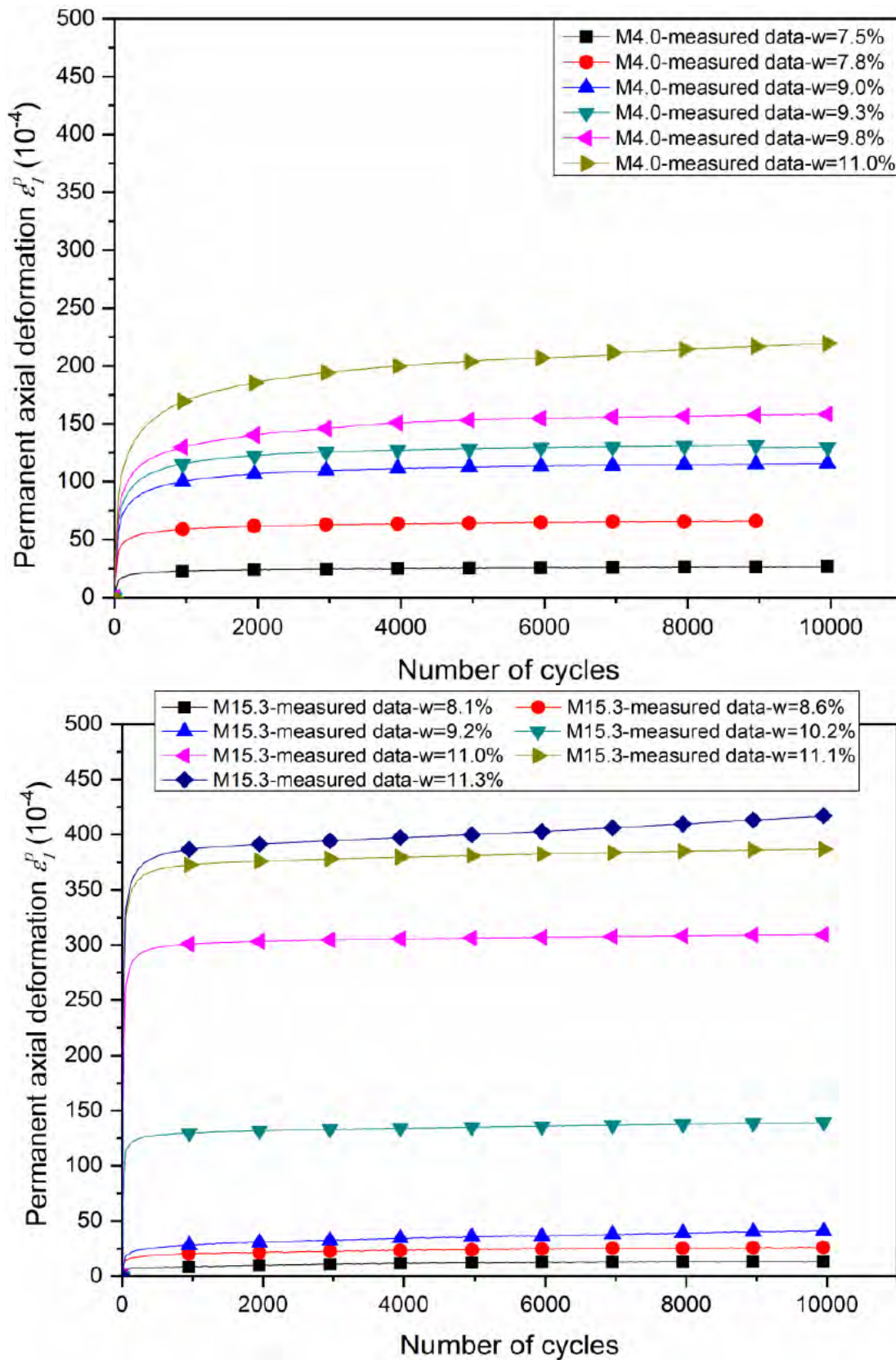


Figure III.29 Déformations permanentes axiales du sable Missillac à des teneurs en fines de 4% et de 15,3% (Jing, 2017)

III.5.2.2. Le comportement résilient

Les résultats obtenus à la fréquence de 2 Hz, pour le niveau de contraintes le plus élevé correspondant à chaque chemin, sont indiqués à la figure III.30 pour la méthode PCC (Pression de Confinement Constante) et à la figure III.31 pour la méthode PCV (Pression de Confinement Variable). Le nombre de répétitions des essais est indiqué dans le tableau III.12. Les cycles de déformations d'un essai résilient par matériau sont détaillés en annexe C.

	Nombre de répétitions	
	Méthode PCC	Méthode PCV
AE	3	2
Granulats_AE	2	2
GNT	2	2

Tableau III.12 Nombre de répétitions des essais résilients

Quel que soit le chargement, les comportements résilients des AE et de leurs granulats sont identiques, tandis que la GNT présente des déformations beaucoup plus élevées et par conséquent des modules résilients plus faibles. A pente variable, le comportement des trois matériaux est purement contractant. A pente constante, il est purement dilatant, excepté pour les AE et leurs granulats à fortes pressions de confinement.

Les figures III.32 et III.33 présentent l'évolution des déformations axiales et radiales des AE et de leurs granulats au cours d'un cycle résilient, pour un chemin de contrainte à une pression de confinement constante de 100 kPa. Nous retrouvons l'influence de la fréquence, vue dans la section III.4, sur l'intensité des déformations des AE. Nous pouvons également remarquer que l'ouverture des cycles augmentent avec la fréquence. Néanmoins, la forme des cycles est semblable pour les AE et leurs granulats. Les deux matériaux présentent une réponse non linéaire propre aux matériaux granulaires. La présence de liant n'accroît pas la non-linéarité des courbes.

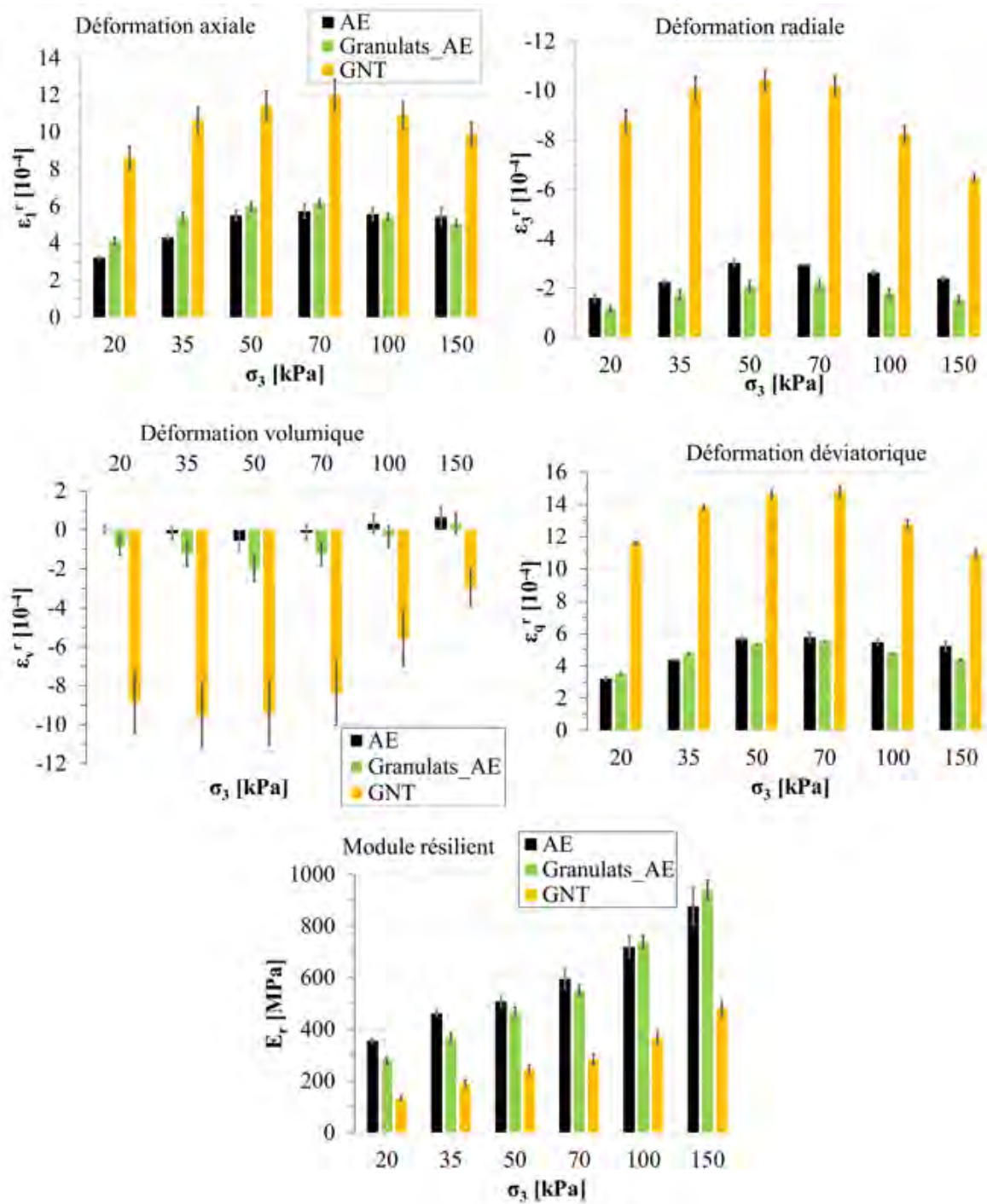


Figure III.30 Test résilient méthode PCC niveaux forts à 2 Hz avec écarts types

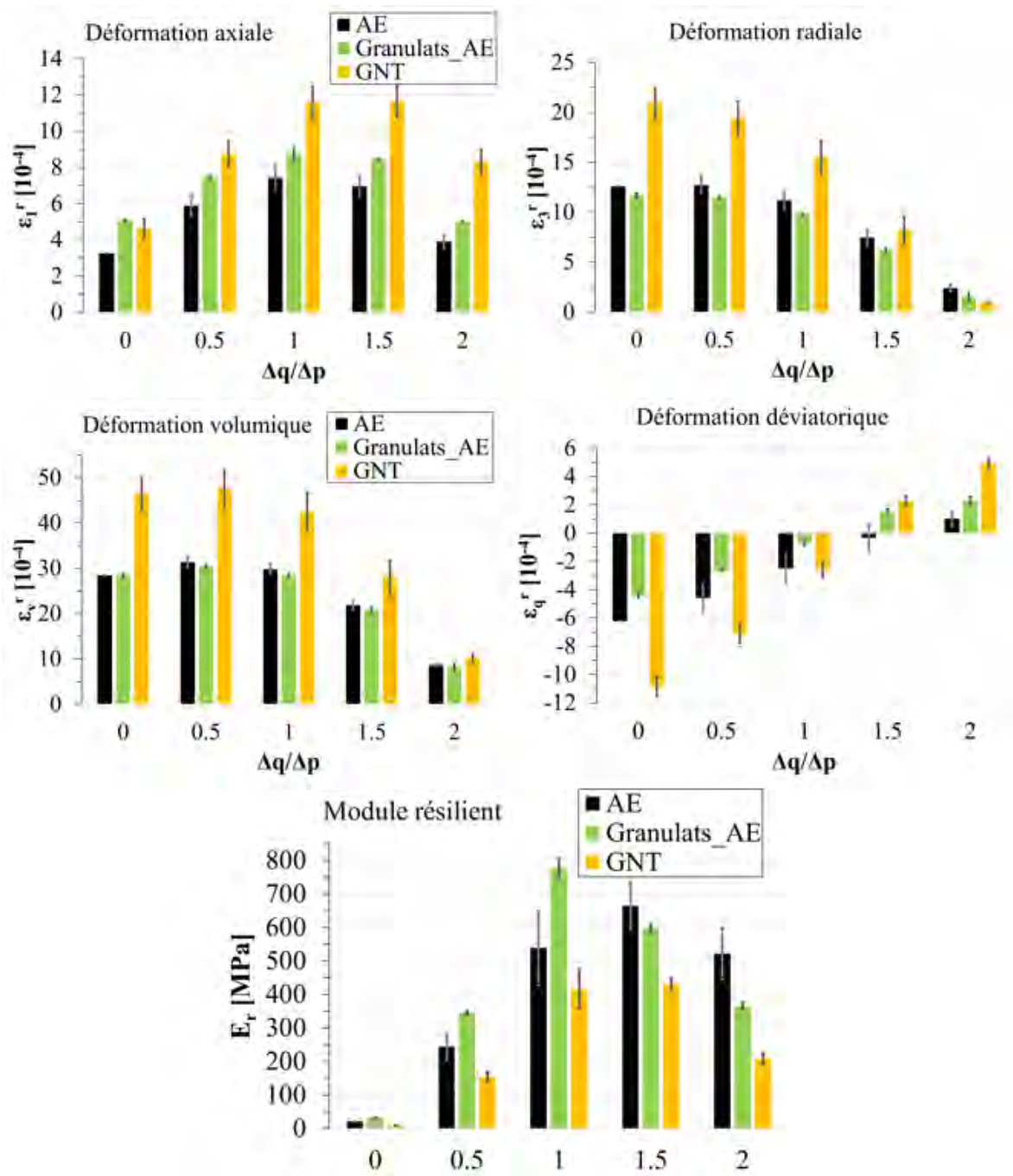


Figure III.31 Test résilient méthode PCV niveaux forts à 2 Hz avec écarts types

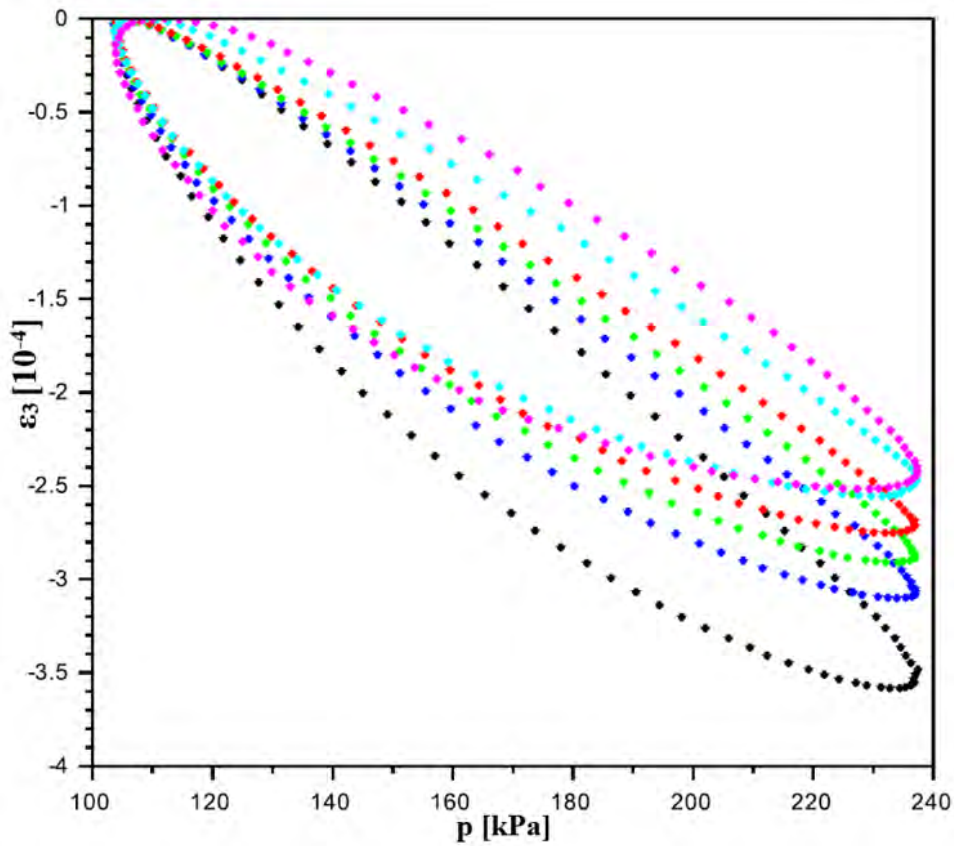
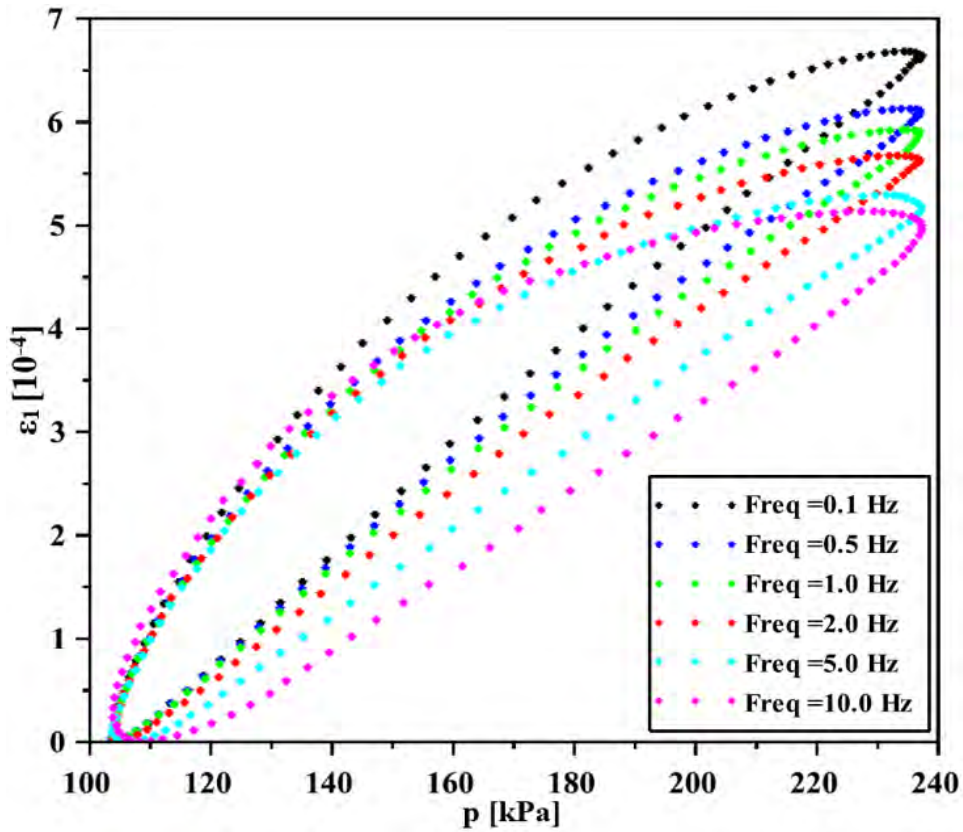


Figure III.32 Evolution des déformations axiales et radiales des AE au cours d'un cycle résilient avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa

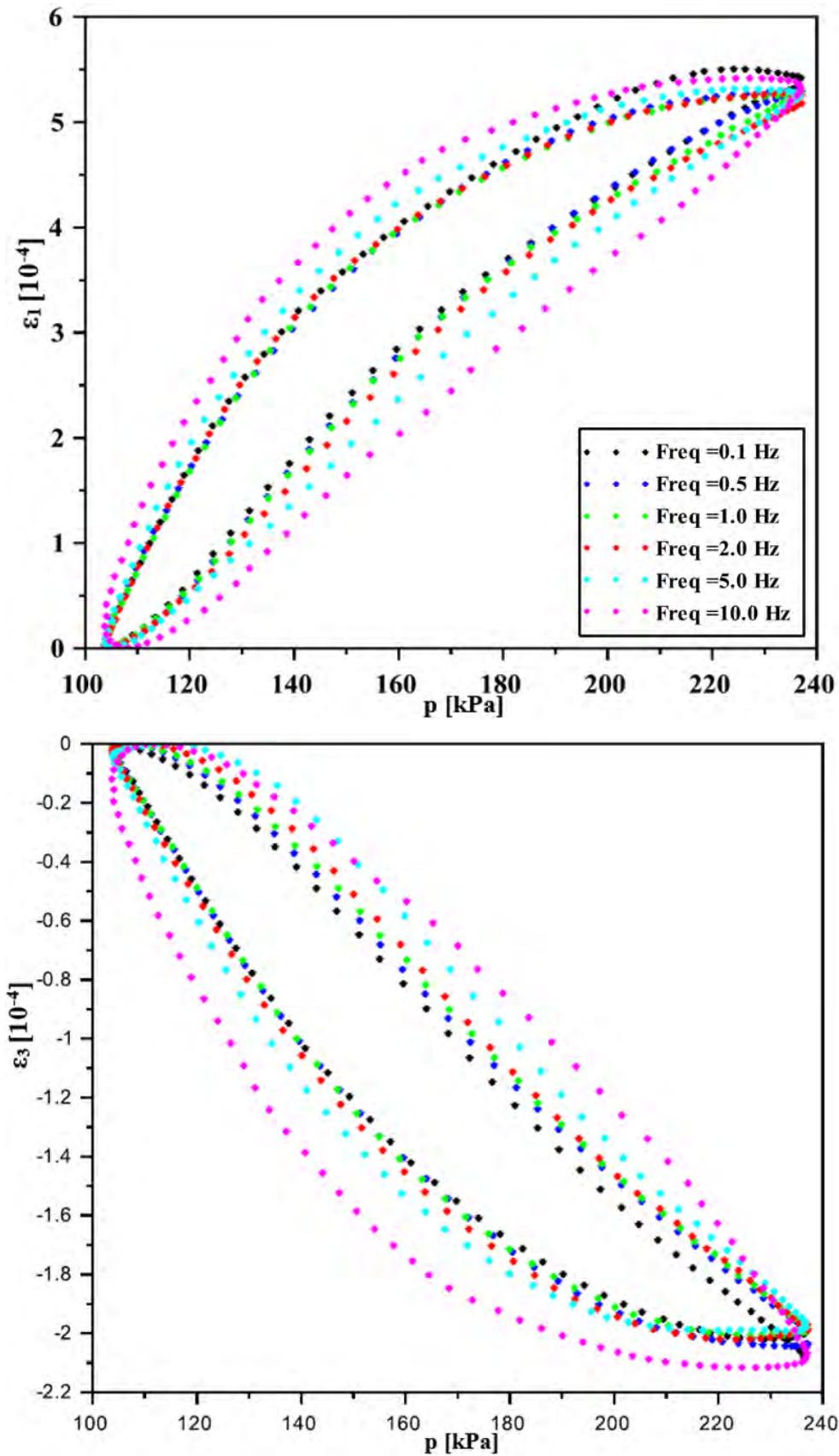


Figure III.33 Evolution des déformations axiales et radiales des granules des AE au cours d'un cycle résilient avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 400/133 = 3 - \sigma_3 = 100$ kPa

III.6. Comparaison des résultats des deux laboratoires

La campagne des essais Triaxiaux à Chargements Répétés (TCR) s'est déroulée sur deux sites : les tests à 20°C à l'IFSTTAR de Nantes et ceux à 40°C à l'INSA de Strasbourg. Les deux dispositifs expérimentaux sont présentés à la section II.3.3.1. Afin de vérifier la concordance des deux procédures, un essai TCR sur les Agrégats d'Enrobés (AE) a été mené avec les mêmes paramètres dans chaque laboratoire.

III.6.1. Paramètres de l'essai TCR

Le tableau III.13 détaille les paramètres du test réalisé à Strasbourg et à Nantes.

Masse volumique sèche ρ_d (Mg/m ³)	Indice des vides e	Porosité n (%)	Teneur en eau w (%)	Degré de saturation S_r (%)	Température T (°C)
1,96 (97% $\rho_{d OPM,AE}$)	0,27	21,10	3,9 ($w_{OPM,AE} - 2\%$)	35,81	20

Tableau III.13 Paramètres de l'essai TCR sur les AE mené sur les deux sites

L'éprouvette d'AE a été soumise à des chargements à pression de confinement constante. Après un conditionnement pendant 30 000 cycles à 2 Hz, six chemins de contraintes résilients ont été appliqués à plusieurs fréquences : 0,1 Hz – 0,5 Hz – 1 Hz et 2 Hz. En effet, la fréquence maximale possible à l'INSA de Strasbourg est de 2 Hz. La figure III.34 présente les chemins de contraintes testés.

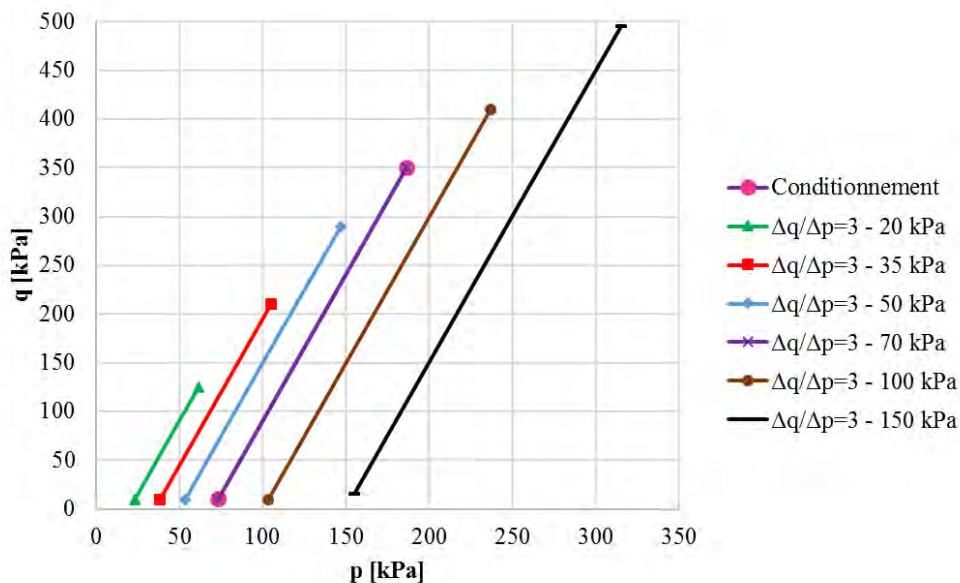


Figure III.34 Chemins de contraintes testés

III.6.2. Procédure de fabrication de l'éprouvette

Les méthodes de prélèvement, d'humidification et de malaxage du matériau sont identiques sur chaque site. Cependant, la procédure de compactage diffère (section II.3.3.2.2) :

- INSA de Strasbourg : compactage au marteau vibrant en sept couches d'une éprouvette cylindrique, dont la hauteur est de 300 mm et le diamètre de 150 mm.
- IFSTTAR de Nantes : compactage par vibrocompression en une seule couche d'une éprouvette cylindrique, dont la hauteur est de 320 mm et le diamètre de 160 mm.

L'élanement de deux est conservé pour les deux échantillons.

III.6.3. Résultats de l'essai TCR

III.6.3.1. Conditionnement

Les figures III.35 et III.36 présentent l'évolution des déformations permanentes axiales et radiales. Le tableau III.14 détaille les écarts relatifs des déformations permanentes de l'INSA par rapport à celles obtenues à l'IFSTTAR. A la fin du conditionnement, les déformations axiales de l'INSA sont plus importantes de 26%, tandis que les déformations radiales sont identiques.

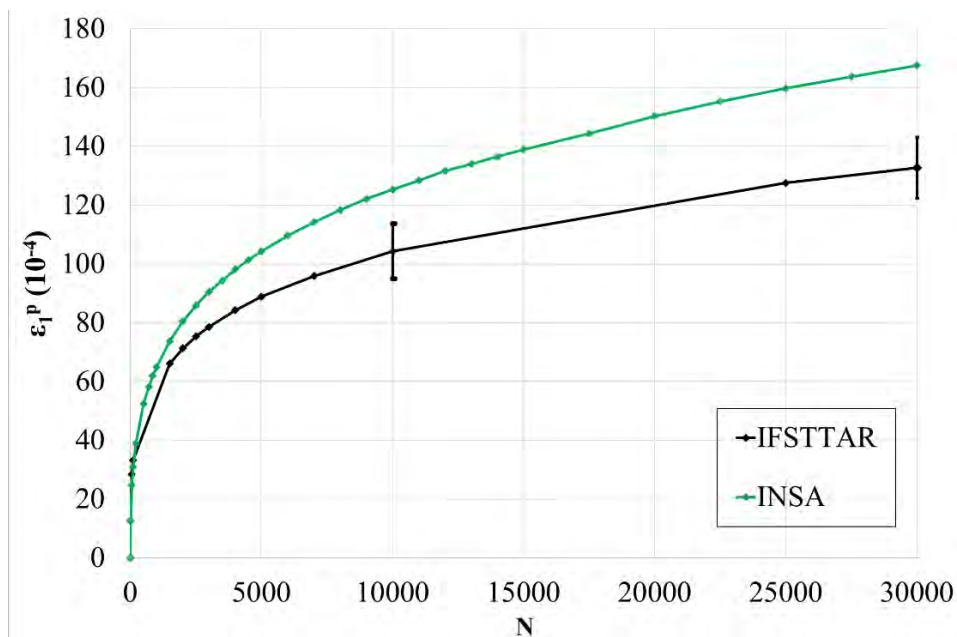


Figure III.35 Evolution des déformations permanentes axiales, avec les écarts types de l'IFSTTAR à $N=10000$ et $N=30000$

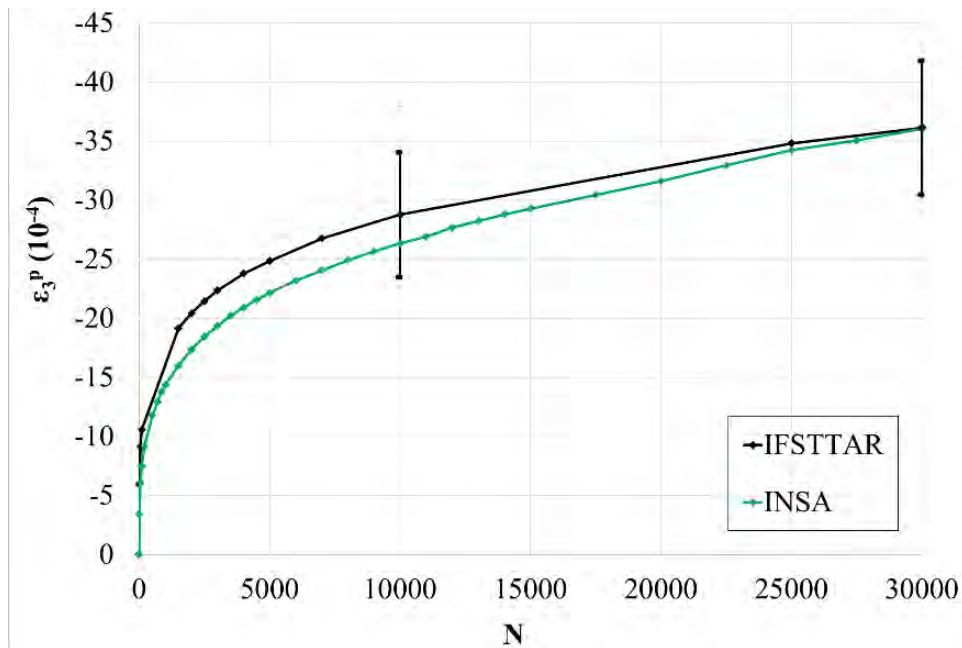


Figure III.36 Evolution des déformations permanentes radiales, avec les écarts types de l'IFSTTAR à $N=10000$ et $N=30000$

Numéro de cycle	2500	5000	10000	30000
Ecart relatif de ε_{1P} (%)	13,87	17,31	20,15	26,18
Ecart relatif de ε_{3P} (%)	13,94	10,85	8,51	0,14

Tableau III.14 Ecart relatif des résultats de l'INSA par rapport à ceux de l'IFSTTAR

III.6.3.2. Test résilient à pression de confinement constante

Pour mettre en parallèle les tests résilients des deux laboratoires, les déformations résilientes axiales et radiales, obtenues aux quatre fréquences testées, sont présentées sur les figures III.37 à III.40. Les tableaux III.15 et III.16 mettent en évidence les écarts relatifs des déformations de l'INSA par rapport à celles de l'IFSTTAR.

Comme pour le conditionnement, l'INSA révèle des déformations axiales plus élevées que l'IFSTTAR, alors que les déformations radiales sont similaires. En moyenne, les déformations axiales à l'INSA sont supérieures de 23%, alors que l'écart relatif moyen des déformations radiales n'excède pas 8%.

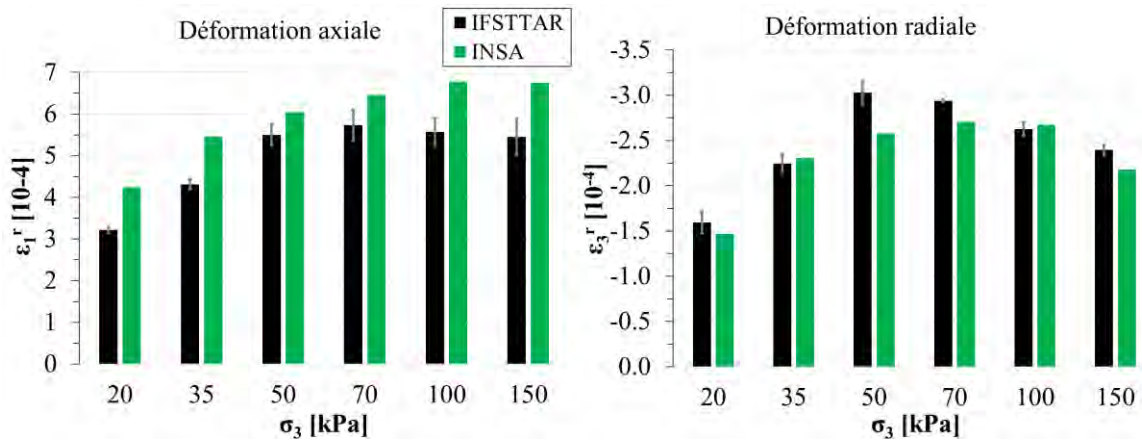


Figure III.37 Déformations résilientes axiales et radiales à 2 Hz

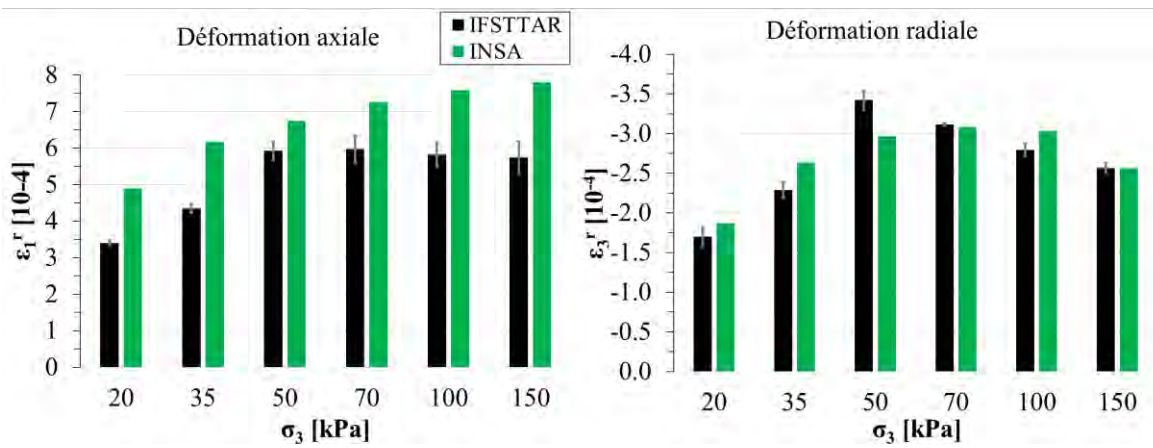


Figure III.38 Déformations résilientes axiales et radiales à 1 Hz

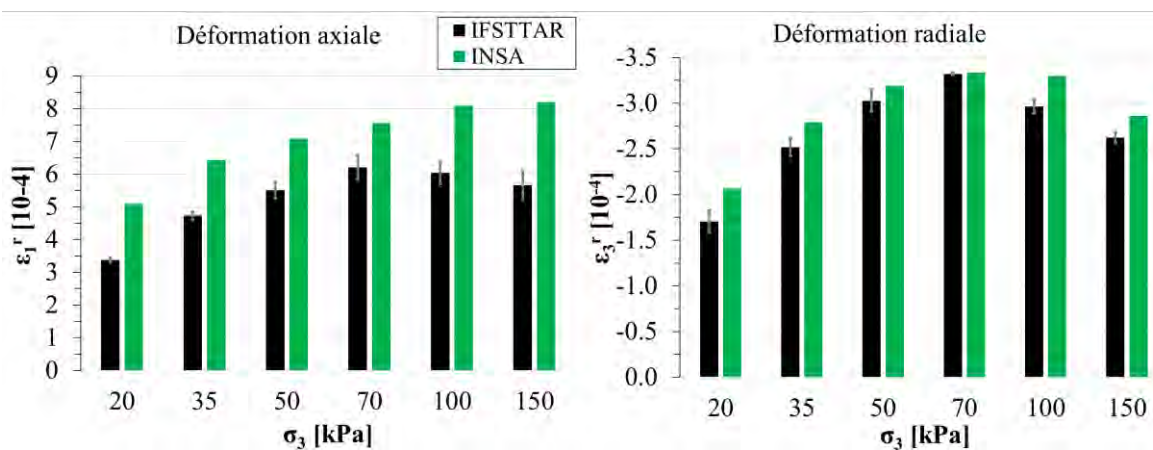


Figure III.39 Déformations résilientes axiales et radiales à 0,5 Hz

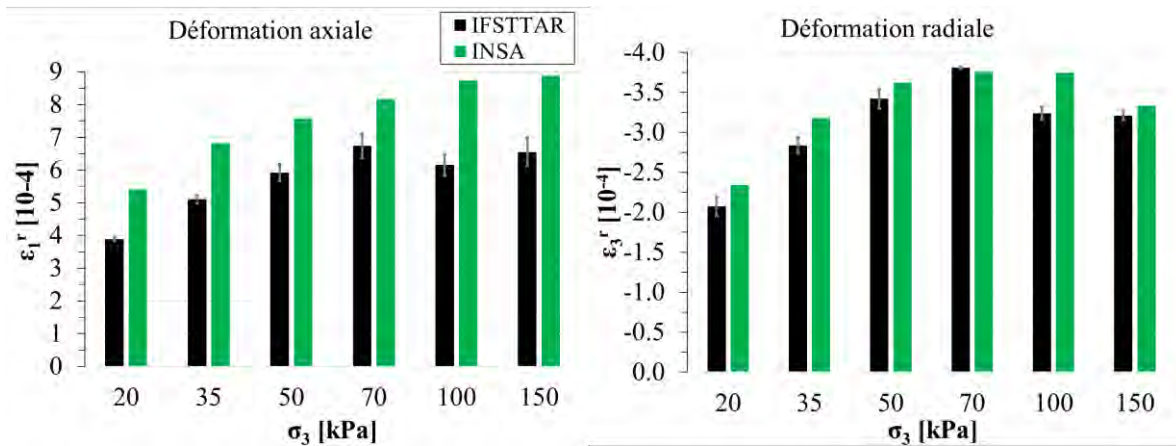


Figure III.40 Déformations résilientes axiales et radiales à 0,1 Hz

		Pression de confinement σ_3 (kPa)					
		20	30	50	70	100	150
Fréquence (Hz)	2	24.27	21.01	8.94	11.29	17.78	19.22
	1	30.52	29.61	12.20	17.83	23.21	26.44
	0,5	33.84	26.49	22.41	17.90	25.45	30.84
	0,1	28.15	25.28	21.78	17.52	29.60	26.25

Tableau III.15 Pourcentage des écarts relatifs des déformations résilientes axiales de l'INSA par rapport à celles de l'IFSTTAR

		Pression de confinement σ_3 (kPa)					
		20	30	50	70	100	150
Fréquence (Hz)	2	8.68	2.75	17.35	8.62	1.70	9.82
	1	8.98	13.11	15.30	1.09	7.86	0.25
	0,5	17.52	9.79	5.19	0.37	10.07	8.21
	0,1	11.32	10.75	5.51	1.26	13.51	3.81

Tableau III.16 Pourcentage des écarts relatifs des déformations résilientes radiales de l'INSA par rapport à celles de l'IFSTTAR

III.6.4. Conclusion

En considérant le conditionnement et le test résilient, les déformations axiales observées à l'INSA sont supérieures en moyenne de 25%, tandis que les déformations radiales sont similaires avec un écart relatif moyen de 8%. Il est également important de rappeler que les procédures de l'INSA et de l'IFSTTAR présentent des différences :

- La dimension de l'éprouvette
- La méthode de compactage de l'éprouvette
- Le dispositif triaxial.

Les différences observées peuvent probablement s'expliquer surtout par les différences de mode de compactage. En effet, la vibrocompression, qui est réalisée en une seule couche, tend à produire des éprouvettes homogènes en densité sur toute leur hauteur, alors que le compactage par couches tend à créer des gradients de densité à l'intérieur de l'éprouvette, et donc en particulier des zones avec des densités plus faibles que la valeur moyenne visée ; ce sont probablement ces valeurs localement plus faibles, qui peuvent conduire à des déformations un peu plus élevées (Balay, et al., 1998).

Malgré ces distinctions, les deux sites révèlent les mêmes tendances d'évolution des déformations en fonction du niveau de contraintes, et par conséquent les mêmes conclusions scientifiques.

III.7. Prédiction du comportement résilient

III.7.1. Le modèle de Boyce

Le comportement résilient des matériaux granulaires est fréquemment décrit par le modèle de Boyce. Les agrégats d'enrobés sont destinés à remplacer les graves non traitées en couches d'assises, et ils présentent les mêmes caractéristiques de non linéarité et d'anisotropie. Pour ces raisons, nous nous sommes orientés vers le modèle de Boyce amélioré par Hornykh (section I.2.2.2.4), afin de décrire les comportements résilients des matériaux étudiés en laboratoire.

Ce modèle élastique non-linéaire anisotrope est basé sur quatre paramètres : le module de compressibilité K_a , le module de cisaillement G_a , le paramètre n et le coefficient d'anisotropie γ . Ce dernier paramètre représente l'anisotropie du matériau par rapport à son module d'élasticité, le carré de γ est égal au rapport du module élastique horizontal E_h sur le module élastique vertical E_v . Ainsi, un comportement isotrope se caractérise par un coefficient d'anisotropie égal à 1. La contrainte déviatorique q^* , la contrainte moyenne p^* ainsi que les déformations résilientes volumiques ε_v^r et déviatoriques ε_q^r sont décrites à la section I.2.2.2.4 par les équations (I.26) à (I.29).

Les paramètres sont estimés à partir des résultats expérimentaux. La méthode des moindres carrés est choisie pour l'optimisation de K_a , G_a , n et γ . L'erreur quadratique S_{min} est minimisée et une valeur de corrélation $c_{corrél}$ est calculée :

$$S_{min} = \frac{\sum(\varepsilon_v^r - f(p^*, q^*))^2}{\sum(\varepsilon_v^r - m_v)^2} + \frac{\sum(\varepsilon_q^r - g(p^*, q^*))^2}{\sum(\varepsilon_q^r - m_q)^2} \quad (III.1)$$

$$c_{corrél} = 1 - \sqrt{\frac{S_{min}}{2}} \quad (III.2)$$

Avec $f(p^*, q^*)$, $g(p^*, q^*)$, les déformations résilientes volumiques et déviatoriques issues du modèle et m_v , m_q les moyennes des déformations résilientes volumiques et déviatoriques expérimentales.

En utilisant le paramètre de Bishop χ (Bishop & Blight, 1963), le modèle modifié de Boyce peut être appliqué en contraintes effectives selon les équations (III.3) à (III.5).

$$\chi = S_r \quad (III.3)$$

$$p' = p^* + \chi \cdot s \quad (III.4)$$

$$q' = q^* \quad (III.5)$$

Avec S_r le degré de saturation et s la valeur de succion matricielle initiale.

Chaque modélisation prend en compte une teneur en eau, une fréquence et tous les chemins de contraintes testés ($\Delta q/\Delta p = 0 ; 0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2 ; 3$). Les chargements à pression de confinement variable étant réalisés à une fréquence maximale de 2 Hz à 20°C et de 0,1 Hz à 40°C, les calages à 5 Hz et 10 Hz n'ont pas été réalisés. Le module caractéristique E_c , défini par la norme NF EN 13286-7 (2004), est également calculé avec les paramètres de Boyce, pour les valeurs de contraintes suivantes : $p_{\max} = 250$ kPa et $q_{\max} = 500$ kPa. Ce module caractéristique, défini pour un niveau de contraintes donné, permet de comparer les performances mécaniques des matériaux, et de définir des classes de performances.

Chaque essai a donné lieu à un calage du modèle analytique. Etant donné que les essais ont été entièrement répétés deux fois, les résultats présentés sont la moyenne de deux calages.

III.7.2. Modélisation du comportement des AE à différentes teneurs en eau

Le modèle de Boyce modifié a été appliqué aux essais sur agrégats d'enrobés réalisés à 20°C et aux deux teneurs en eau testées, 3,9% et 4,9%, en contraintes totales ainsi qu'en contraintes effectives. Le tableau III.17 résume les paramètres du modèle ainsi que les modules caractéristiques calculés. Un exemple de résultats en contraintes effectives est présenté sur les figures III.41 et III.42. Ces figures comparent les déformations volumiques et déviatoriques expérimentales avec celles issues du modèle, à 2 Hz et pour les deux teneurs en eau.

Suite à ces calages, nous pouvons conclure que :

- Le modèle décrit correctement le comportement résilient des AE, avec des valeurs de corrélations élevées.
- Le module caractéristique diminue lorsque la teneur en eau augmente.
- Le comportement des AE est fortement anisotrope. D'après les valeurs du coefficient γ , le ratio moyen entre le module élastique vertical et le module élastique horizontal est de 4 à $w=3,9\%$, et de 3 à $w=4,9\%$.
- L'anisotropie évolue légèrement avec la fréquence, qui modifie le contact entre les agrégats. En effet, lorsque la fréquence augmente, le coefficient d'anisotropie a tendance à diminuer.
- Les résultats en contraintes totales et effectives sont similaires pour les deux teneurs en eau étudiées.

La figure III.43 présente les écarts types expérimentaux et issus du modèle, obtenus à partir des deux répétitions, pour deux chemins de contraintes dans le cas de la figure III.42 : modélisation en contraintes effectives des AE à $w=4,9\%$ - 2 Hz - 20°C. Il en ressort que les écarts types expérimentaux et du modèle sont généralement du même ordre de grandeur. De plus, le modèle de Boyce modifié parvient à décrire avec davantage de précision les déformations volumiques que les déformations déviatoriques. Effectivement, sous le chargement de pente $\Delta q/\Delta p=2$, la différence entre les déformations déviatoriques expérimentales et celles issues du modèle est supérieure aux écarts types.

Grâce au principe de la contrainte effective, il est possible d'obtenir un unique jeu de paramètres pour les deux teneurs en eau (tableau III.18).

w (%)	f (Hz)	Contraintes	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	Ccorrél	E _c (MPa)
3,9	0,1	Totales	24,19	54,09	0,362	0,521	0,880	475
		Effectives	21,59	52,77	0,332	0,520	0,880	448
	0,5	Totales	23,44	54,98	0,343	0,511	0,853	491
		Effectives	20,69	53,60	0,311	0,510	0,854	462
	1	Totales	22,45	56,11	0,330	0,492	0,854	519
		Effectives	19,57	54,70	0,296	0,490	0,854	484
	2	Totales	20,73	52,18	0,335	0,467	0,878	519
		Effectives	18,03	50,86	0,299	0,465	0,880	483
4,9	0,1	Totales	23,81	58,84	0,311	0,683	0,776	342
		Effectives	22,44	58,02	0,298	0,680	0,775	333
	0,5	Totales	21,95	56,56	0,284	0,628	0,808	370
		Effectives	20,45	55,76	0,269	0,630	0,808	358
	1	Totales	20,74	55,34	0,270	0,577	0,856	409
		Effectives	19,11	54,57	0,254	0,575	0,856	393
	2	Totales	17,96	53,23	0,264	0,559	0,858	392
		Effectives	16,48	52,50	0,247	0,560	0,858	375

Tableau III.17 Paramètres des modélisations sur les AE à 20°C - w=3,9% et w=4,9%

f(Hz)	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	Ccorrél	E _c (MPa)
0,1	21,61	54,87	0,311	0,590	0,764	384
0,5	20,38	54,20	0,289	0,564	0,789	406
1	19,23	53,88	0,275	0,528	0,815	437
2	16,57	51,46	0,260	0,508	0,835	421

Tableau III.18 Paramètres en contraintes effectives pour les deux teneurs en eau des AE à 20°C

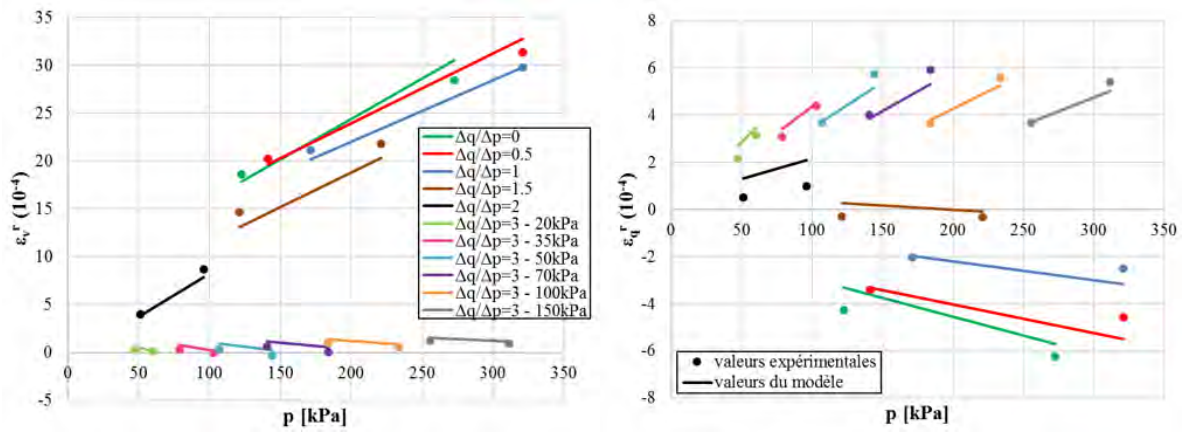


Figure III.41 Modélisation en contraintes effectives des AE à $w=3,9\%$ - 2Hz - 20°C

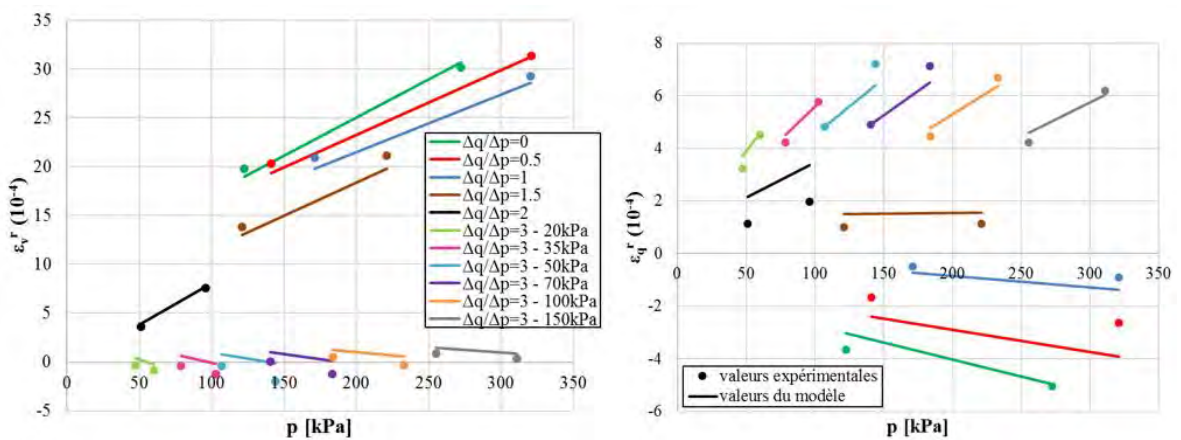


Figure III.42 Modélisation en contraintes effectives des AE à $w=4,9\%$ - 2Hz - 20°C

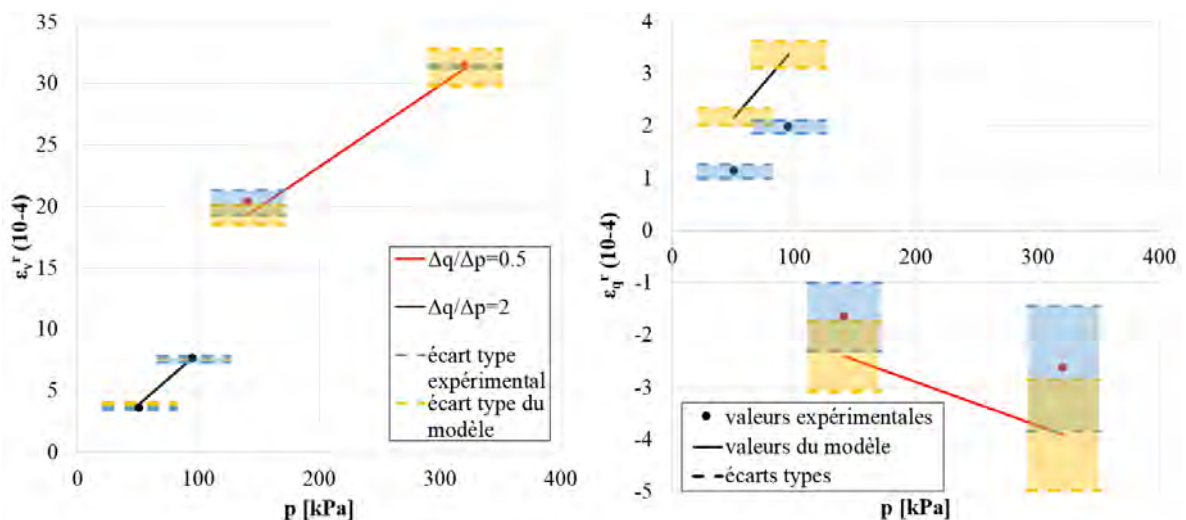


Figure III.43 Ecarts types expérimentaux et du modèle des déformations obtenus à partir des deux répétitions, pour les AE en contraintes effectives à $w=4,9\%$ - 2 Hz - 20°C, sous les chargements $\Delta q/\Delta p=0,5$ et $\Delta q/\Delta p=2$

III.7.3. Modélisations des AE à deux températures

Des modélisations ont été menées en contraintes totales à 20°C et 40°C, grâce aux essais sur les agrégats d'enrobés à une teneur en eau de 3,9% et à une fréquence de 0,1 Hz. Le tableau III.19 détaille les paramètres obtenus, puis les figures III.44 et III.45 comparent les déformations expérimentales et issues du modèle.

A température plus élevée, le comportement résilient des AE peut également être prédit par le modèle de Boyce modifié. L'effet de la température se traduit par une augmentation du coefficient d'anisotropie γ et une diminution du module caractéristique.

w (%)	T (°C)	f (Hz)	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	Ccorrél	E _c (MPa)
3,9	20	0,1	24,19	54,09	0,362	0,521	0,880	475
	40	0,1	29,30	52,04	0,515	0,625	0,855	349

Tableau III.19 Paramètres des modélisations sur les AE à w=3,9% - 0,1 Hz - 20°C et 40°C

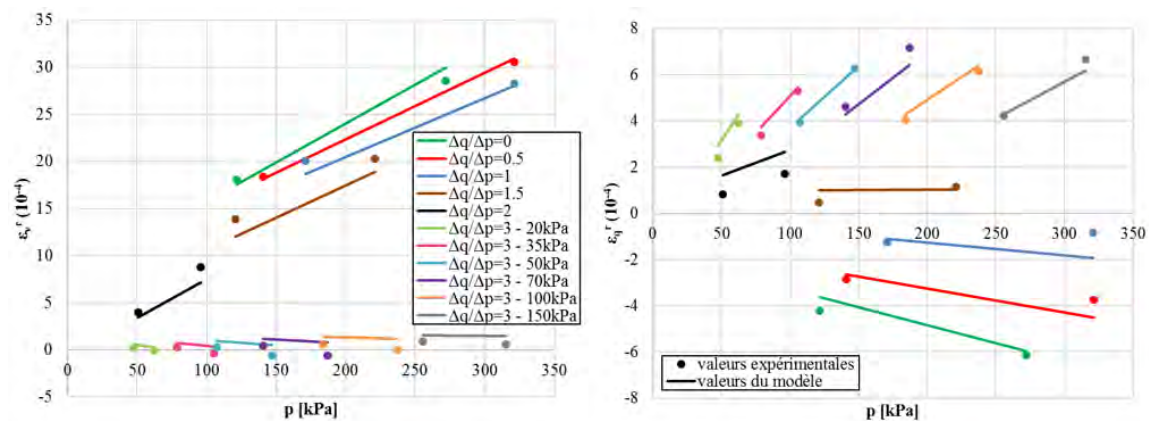


Figure III.44 Modélisation en contraintes totales des AE à w=3,9% - 0,1Hz - 20°C

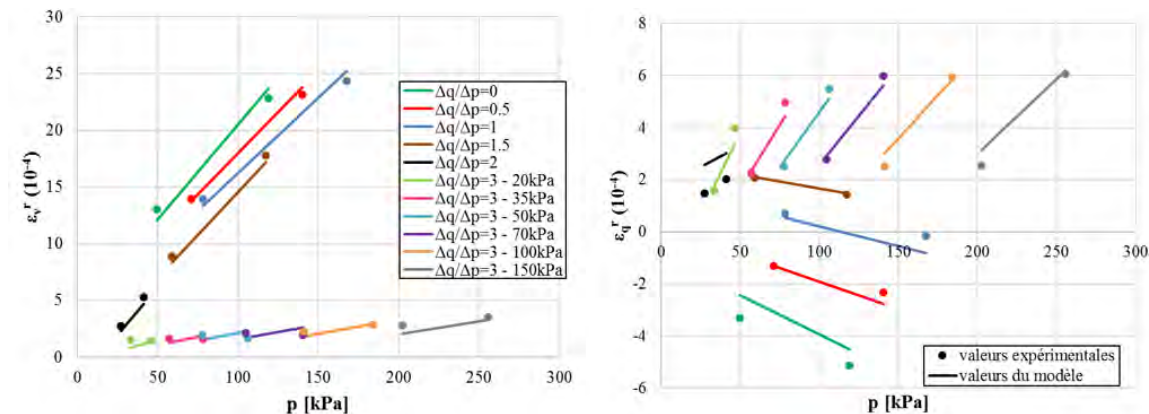


Figure III.45 Modélisation en contraintes totales des AE à w=3,9% - 0,1Hz - 40°C

III.7.4. Modélisations pour les différents matériaux

Le modèle de Boyce étant généralement utilisé pour les matériaux granulaires, il a été appliqué aux granulats des AE et à la GNT. Les paramètres sont résumés dans le tableau III.20, puis les résultats à 2 Hz sont présentés sur les figures III.46 à III.48.

En observant les données des modélisations, nous pouvons faire les conclusions suivantes :

- Comme attendu, la GNT présente la meilleure valeur de corrélation. Le modèle parvient à prédire également le comportement des granulats des AE.
- Les granulats des AE présentent une anisotropie, par rapport au module d'élasticité, moins forte que les AE. Ces derniers ont finalement des valeurs du coefficient γ proches de la GNT à 2 Hz.
- Les modules caractéristiques E_c des AE sont les plus importants, avec des valeurs proches de 500 MPa. Ces valeurs sont à la limite entre les classes de performances C1 et C2, selon la norme NF EN 13286-7 (2004), et correspondent donc aux performances d'une grave non traitée de bonne qualité. Cependant, vis-à-vis des déformations permanentes, les agrégats d'enrobés sont hors spécifications, avec des déformations permanentes axiales supérieures à $6 \cdot 10^{-3}$. Les niveaux de module des granulats issus des AE sont assez semblables (de l'ordre de 450 MPa). Concernant la GNT, son module caractéristique est environ deux fois plus faible.

Matériau	w (%)	f (Hz)	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	C _{corrél}	E _c (MPa)
AE	3,9	0,1	24,19	54,09	0,362	0,521	0,880	475
		0,5	23,44	54,98	0,343	0,511	0,853	491
		1	22,45	56,11	0,330	0,492	0,854	519
		2	20,73	52,18	0,335	0,467	0,878	519
Granulats_AE	3,3	0,1	22,83	79,75	0,275	0,630	0,879	445
		0,5	22,06	76,23	0,263	0,619	0,854	442
		1	22,86	77,67	0,275	0,607	0,864	464
		2	20,94	72,14	0,293	0,605	0,888	424
GNT	3,9	2	6,10	20,76	0,136	0,424	0,904	222

Tableau III.20 Paramètres des modélisations sur les trois matériaux à 20°C

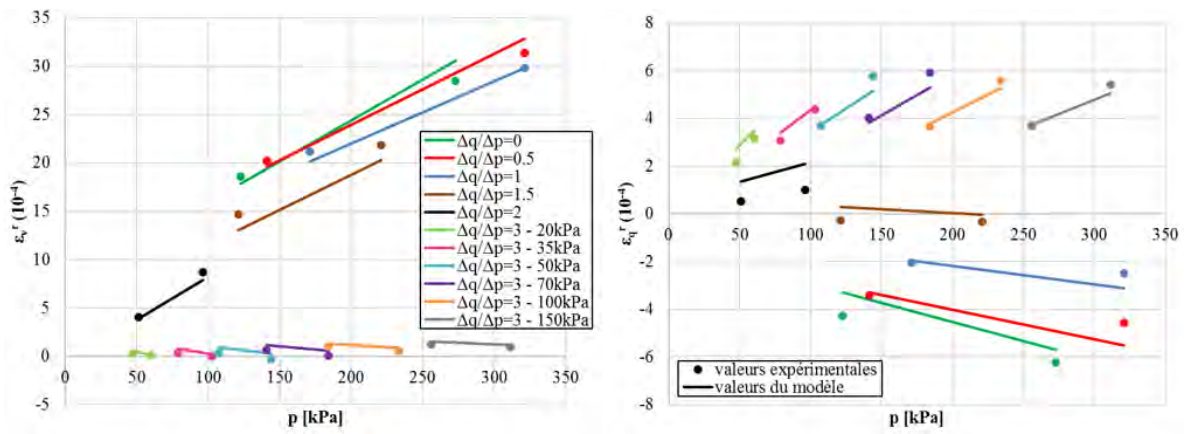


Figure III.46 Modélisations en contraintes totales des AE à $w=3,9\%$ - 2Hz - 20°C

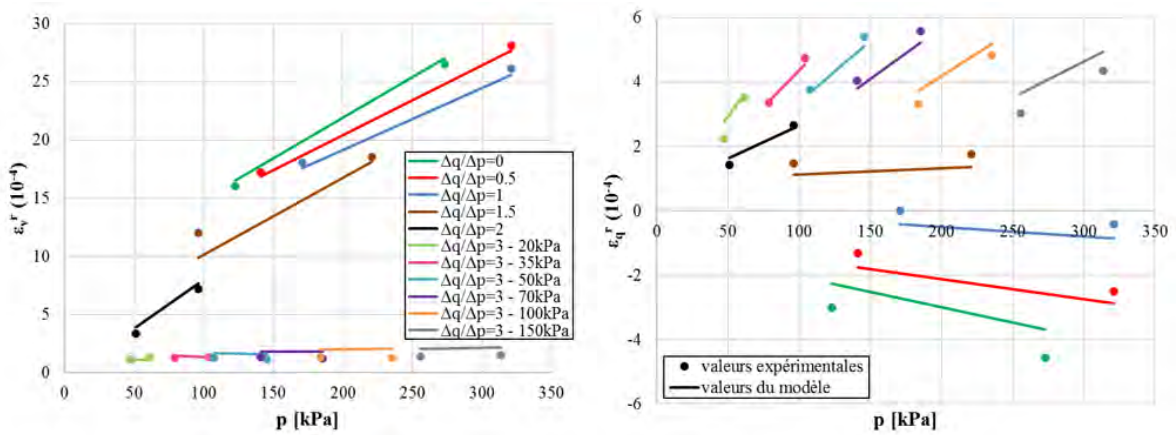


Figure III.47 Modélisations en contraintes totales des granulats des AE à $w=3,3\%$ - 2Hz - 20°C

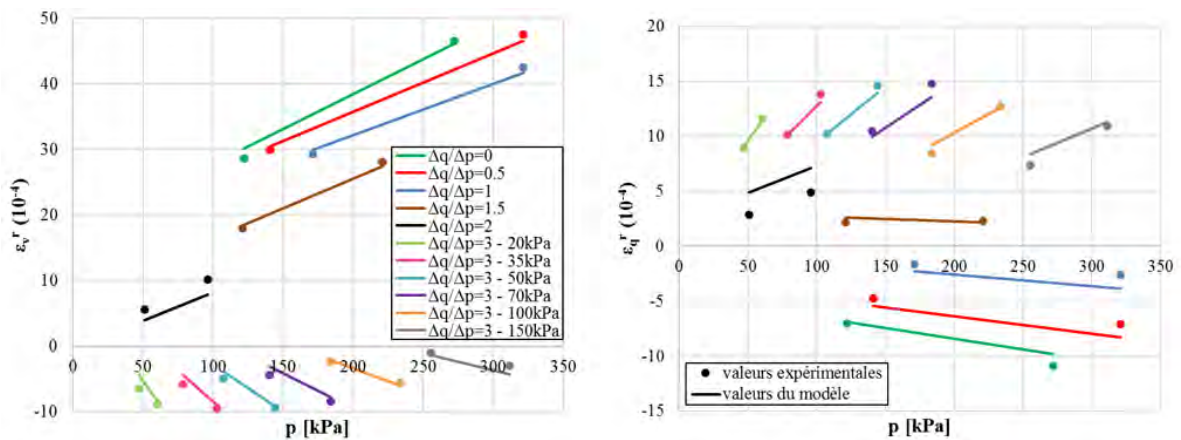


Figure III.48 Modélisations en contraintes totales de la GNT à $w=3,9\%$ - 2Hz - 20°C

III.8. Conclusion

La campagne expérimentale menée a permis de caractériser les comportements monotone et cyclique des agrégats d'enrobés, et de mettre en évidence les effets de la teneur en eau, de la température, de la fréquence de chargement et du liant sur leur comportement mécanique. De plus, nous avons montré que le modèle de Boyce modifié, développé initialement pour les graves non traitées, permet de prédire le comportement résilient des agrégats d'enrobés.

Concernant le comportement monotone, les agrégats d'enrobés présentent une résistance à la rupture plus faible que leurs granulats, et que la GNT du Rhin étudiée à titre de comparaison. Cette réduction de la résistance à la rupture (particulièrement de l'angle de frottement) est due à la présence du liant.

Concernant le comportement cyclique, les agrégats d'enrobés présentent des déformations permanentes importantes pour les niveaux de contraintes appliqués, qui sont représentatifs des chargements routiers. Vis-à-vis de l'orniérage, les agrégats d'enrobés sont en-dehors des spécifications pour les graves non traitées, selon la norme NF EN 1326-7 (2004). Ces niveaux de déformations permanentes sont semblables à ceux de la grave non traitée du Rhin testée, mais largement supérieurs à ceux des granulats extraits des AE. Là encore, ces résultats semblent dus à la présence du liant, mais également à la densité sèche et à la teneur en fines.

Le comportement résilient des agrégats d'enrobés, par contre, est extrêmement proche de celui de leurs granulats, avec de faibles déformations et des modules résilients correspondant à ceux d'une grave non traitée de bonne qualité.

En ce qui concerne l'effet de différents paramètres sur le comportement mécanique des agrégats d'enrobés, les principaux résultats sont résumés ci-dessous.

Lorsque la teneur en eau augmente :

- Les déformations permanentes augmentent.
- Les modules résilient et caractéristique diminuent.

Lorsque la température augmente :

- La résistance à la rupture diminue.
- Les déformations permanentes axiales augmentent.
- Les modules résilient et caractéristique diminuent. Entre 20 °C et 40 °C, cette diminution est de l'ordre de 40 %, ce qui traduit une sensibilité à la température modérée, largement inférieure à celle des enrobés bitumineux à chaud (pour un BBSG, entre 20 °C et 40 °C, le module peut diminuer d'un facteur 3 à 4).

Lorsque la fréquence augmente :

- A pression de confinement constante, le module résilient augmente dans les mêmes proportions à 20°C et 40°C.
- Le module caractéristique a également tendance à augmenter. Entre 0,1 Hz et 10 Hz, cette augmentation est de l'ordre de 30 %.

L'influence de la fréquence est liée au caractère visqueux du bitume présent dans les agrégats d'enrobés. En effet, les granulats des AE sont insensibles à la variation de fréquence.

La réponse des AE est fortement anisotrope. En effet, le module élastique vertical est en moyenne trois fois plus important que le module élastique horizontal.

CHAPITRE IV. PREDICTION DU MODULE RESILIENT DES AGREGATS D'ENROBES PAR LE MODELE VISCOELASTIQUE DE BURGERS

Afin de compléter la campagne expérimentale, un travail numérique a été réalisé afin de prédire le module résilient des agrégats d'enrobés, par une approche basée sur la méthode des éléments discrets. Ce chapitre présente dans une première partie les modélisations analytiques puis dans une seconde les simulations numériques par la méthode des éléments discrets. L'outil commun de cette étude est le modèle viscoélastique de Burgers.

IV.1. Modélisations analytiques pour prédire le module résilient

IV.1.1. Construction du modèle analytique

Le modèle viscoélastique de Burgers est choisi pour modéliser le comportement résilient des agrégats d'enrobés, en raison de la viscosité du liant enrobant les granulats. Ce modèle simple avec peu de paramètres parvient à reproduire les propriétés dynamiques, de fluage et de relaxation des enrobés (Cai et al., 2014 ; Collop et al., 2006 ; Feng et al., 2015 ; McDowell et al., 2009 ; Yu & Shen, 2013). Le modèle macroscopique de Burgers, présenté à la section I.3.2.3, est caractérisé par quatre paramètres : le module E_m et la viscosité η_m de Maxwell ainsi que le module E_k et la viscosité η_k de Kelvin-Voigt.

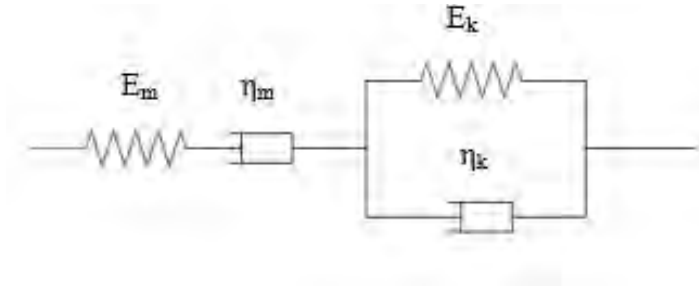


Figure IV.1 Modèle macroscopique de Burgers

La réponse viscoélastique du modèle est définie par l'équation différentielle (IV.1) (Dong et al., 2016 ; Gao et al., 2015).

$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_2 \ddot{\sigma} = q_1 \dot{\varepsilon} + q_2 \ddot{\varepsilon} \quad (IV.1)$$

Avec :

$$p_1 = \frac{\eta_m}{E_m} + \frac{\eta_k}{E_k} + \frac{\eta_m}{E_k} \quad (IV.2)$$

$$p_2 = \frac{\eta_m \eta_k}{E_m E_k} \quad (IV.3)$$

$$q_1 = \eta_m \quad (IV.4)$$

$$q_2 = \frac{\eta_m \eta_k}{E_k} \quad (IV.5)$$

Sous un chargement cyclique de pulsation ω , la complaisance D^* est défini comme suit (Yu & Shen, 2013) :

$$D^* = \frac{\varepsilon^*}{\sigma^*} = \frac{1}{E_m} + \frac{1}{i\omega\eta_m} + \frac{1}{E_k + i\omega\eta_k} \quad (IV.6)$$

$$D^* = D'(\omega) + iD''(\omega) \quad (IV.7)$$

Avec $D'(\omega)$ et $D''(\omega)$ les parties réelle et imaginaire de la complaisance, définies par :

$$D'(\omega) = \frac{1}{E_m} + \frac{E_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad (IV.8)$$

$$D''(\omega) = \frac{1}{\omega\eta_m} + \frac{\omega\eta_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad (IV.9)$$

Le module de la complaisance dynamique est lié à celui du module complexe E^* par la relation (IV.10). L'angle de phase ϕ peut donc être calculé par l'équation (IV.11).

$$|E^*| = \frac{1}{|D^*|} = \frac{1}{\sqrt{D'(\omega)^2 + D''(\omega)^2}} \quad (IV.10)$$

$$\phi = \arctan\left(\frac{D''(\omega)}{D'(\omega)}\right) \quad (IV.11)$$

Les paramètres du modèle analytique sont estimés grâce aux modules résilients expérimentaux, obtenus pour les chargements détaillés dans le tableau IV.1. Les paramètres sont optimisés par la méthode des moindres carrés. L'erreur quadratique S_{min} est minimisée, puis la valeur du coefficient de corrélation $c_{corrél}$ est calculée.

$$S_{min} = \frac{\sum(E_r - |E^*|)^2}{\sum(E_r - m)^2} \quad (IV.12)$$

$$c_{corrél} = 1 - \sqrt{\frac{S_{min}}{2}} \quad (IV.13)$$

Avec E_r les modules expérimentaux, m leur moyenne et $|E^*|$ les modules complexes issus du modèle.

Le calage du modèle est uniquement fondé sur les modules résilients. En effet, la viscosité du bitume, présent à 4,36%, n'a pas mis en évidence de déphasage entre la force et le déplacement durant les essais. Ainsi, l'angle de phase n'est pas pris en compte dans la modélisation analytique.

IV.1.2. Modélisations à 20°C et 40°C

Les résultats expérimentaux utilisés sont les modules résilients obtenus lors des chargements indiqués dans le tableau IV.1.

T (°C)	$\Delta q/\Delta p$	Δq (MPa)	Δp (MPa)	σ_3 (MPa)	f (Hz)
20°C	3	340	114	70	0,1 – 0,5 – 1 – 2 – 5 – 10
40°C	3	200	67	70	0,1 – 0,5 – 1 – 2

Tableau IV.1 Chargements utilisés pour les modélisations analytiques

Le tableau IV.2 résume les paramètres du modèle à 20°C et 40°C, optimisés par la méthode des moindres carrés (section IV.1.1). Les figures IV.2 et IV.3 présentent les modules complexes issus du modèle.

Le modèle analytique parvient à décrire le comportement résilient des agrégats d'enrobés aux deux températures avec des valeurs de corrélations élevées. A 40°C, des mesures expérimentales à des fréquences plus élevées seraient nécessaires pour améliorer la prédiction des modules à hautes fréquences. En effet, à cette température la fréquence d'essai maximale est de 2 Hz (section II.3.3.1.1). Ainsi, la prédiction de la valeur asymptotique du module est moins précise à 40°C.

De plus, comme indiqué à la figure IV.3, en-dessous de 1 Hz le module prédit par le modèle chute fortement avec la fréquence. A très basses fréquences, le modèle fait tendre le comportement du matériau vers celui d'un fluide, ce qui n'est pas réaliste.

Jusqu'à 2 Hz, le rapport entre les modules à 20°C et 40°C est constant avec une valeur moyenne de 1,65.

Concernant les paramètres, le passage de 20°C à 40°C conduit aux évolutions suivantes :

- Une diminution de la viscosité de Maxwell de 31%, alors que le paramètre visqueux de Kelvin-Voigt a été multiplié par 2,4.
- Une diminution des modules. Le paramètre élastique de Maxwell diminue de 47% et celui de Kelvin-Voigt de 11%.

T (°C)	E_m (MPa)	η_m (MPa.s)	E_k (MPa)	η_k (MPa.s)	$C_{\text{corrél}}$
20°C	$7,11 \cdot 10^8$	$1,93 \cdot 10^9$	$2,54 \cdot 10^9$	$1,41 \cdot 10^8$	0,958
40°C	$3,79 \cdot 10^8$	$1,34 \cdot 10^9$	$2,26 \cdot 10^9$	$3,38 \cdot 10^8$	1

Tableau IV.2 Paramètres des modélisations analytiques

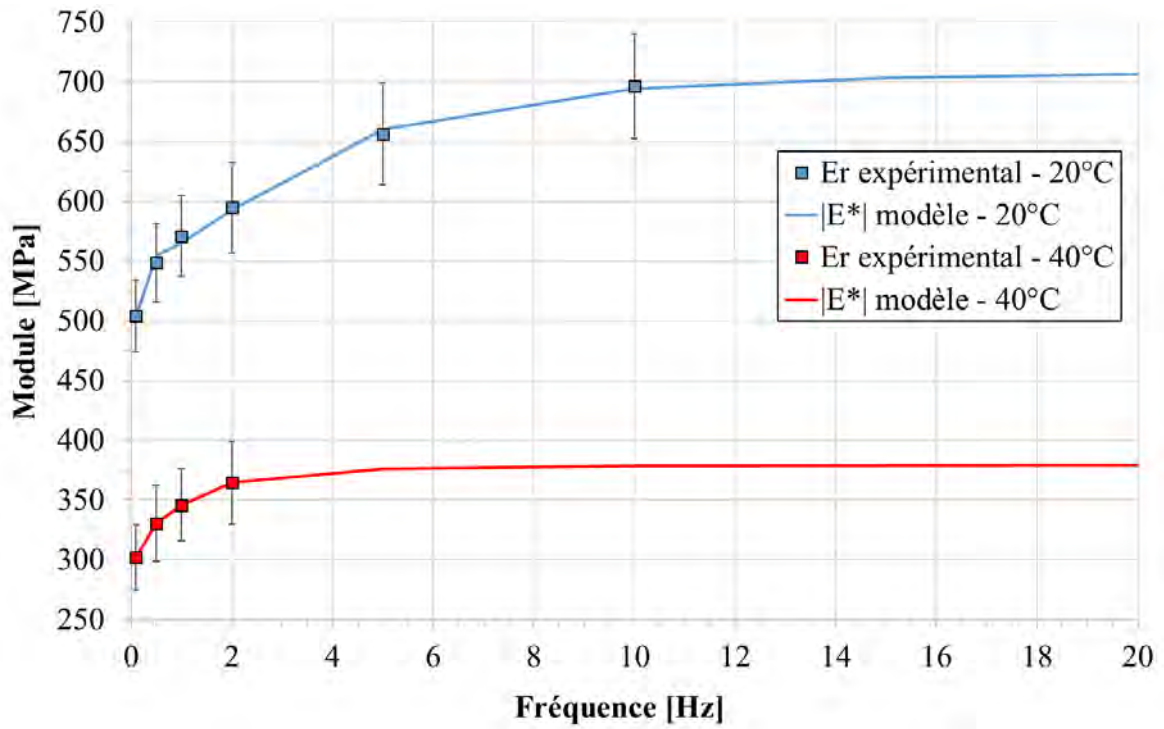


Figure IV.2 Résultats des modélisations analytiques avec les écarts types expérimentaux

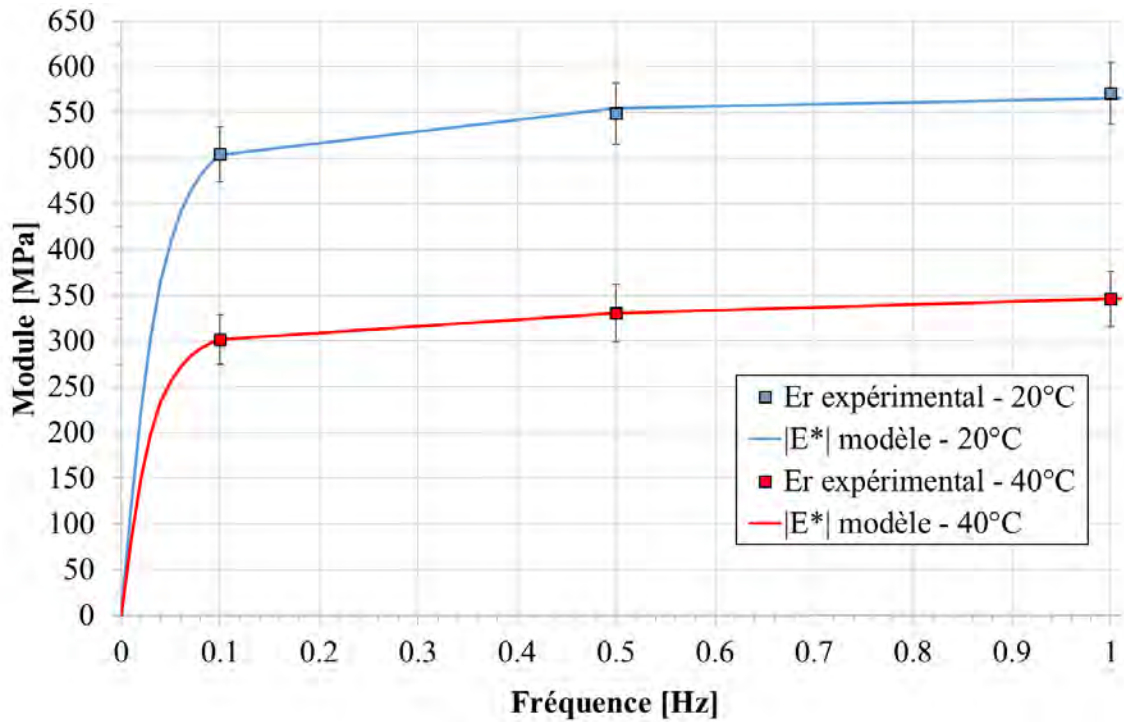


Figure IV.3 Résultats des modélisations analytiques entre 0 Hz et 1 Hz avec les écarts types expérimentaux

IV.2. Modélisations numériques par la méthode des éléments discrets

Le logiciel de calcul utilisé est LMGC90 (Dubois & Jean, 2003) avec le langage de programmation Python. Ce programme permet de modéliser des particules déformables ou indéformables de formes diverses, et d'introduire de multiples lois d'interactions.

IV.2.1. Objectifs

L'Agrégat d'Enrobé (AE) est un granulat enrobé de bitume, soit un grain rigide avec un enrobage mou. Le matériau peut être considéré comme un ensemble de grains solides individuels en interaction au niveau d'une interface non rigide. Ainsi la Méthode des Éléments Discrets (MED), introduite par Cundall en 1971, est bien adaptée aux AE, car elle permet d'étudier le contact viscoélastique entre les grains rigides. Le modèle de Burgers, déjà programmé pour caractériser le comportement viscoélastique d'un enrobé (Quezada & Chazallon, 2019), a été choisi pour modéliser ce contact viscoélastique.

Les simulations numériques menées par la MED ont pour objectif de prédire les comportements à la rupture et résilient des AE. En effet, la MED permet de valider les résultats expérimentaux et également de prédire le module résilient à des fréquences inaccessibles en laboratoire.

IV.2.2. Procédure numérique

IV.2.2.1. Méthode de dynamique des contacts

Les simulations sont menées avec la méthode de dynamique des contacts non réguliers, the *Non-Smooth Contact Dynamics* (NSCD), avec des particules sphériques rigides. Cette méthode se caractérise par la loi de frottement de Coulomb et des lois de contacts interdisant l'interpénétration entre les particules (Jean, 1999; Moreau, 1994 ; Radjaï & Richefeu, 2009). Le principe de la MED repose sur la résolution temporelle d'un système multi contact. La figure IV.4 montre le principal cycle de calcul. A chaque incrément de temps, la détection de contact est réalisée. Pour chaque contact entre deux particules, grâce aux lois d'interactions, les forces de contact ainsi que les vitesses des particules sont déterminées. Puis, en utilisant

le principe fondamental de la dynamique les positions et les vitesses des particules sont mises à jour.

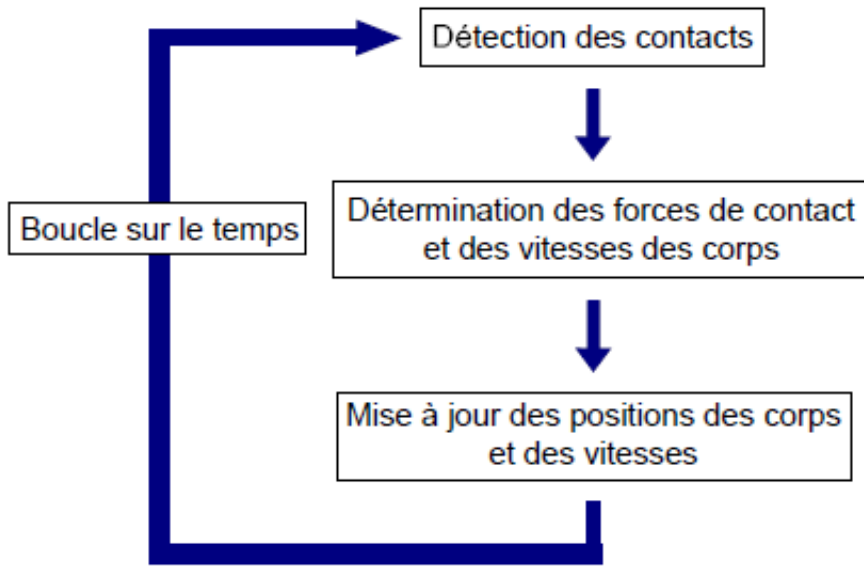


Figure IV.4 Différentes étapes des méthodes de calcul par éléments discrets (Quezada, 2012)

L'équation de mouvement d'une particule est définie par l'équation (IV.14).

$$\underline{\underline{M}}(\underline{q}, t) \underline{\dot{V}} = \underline{F}_{ext}(t) + \underline{F}_{int}(\underline{q}, \underline{V}, t) + \underline{R} \quad (IV.14)$$

Avec $\underline{\underline{M}}(\underline{q}, t)$ représentant la matrice de masse du système, \underline{q} le vecteur position, \underline{V} le vecteur vitesse, $\underline{F}_{int}(\underline{q}, \underline{V}, t)$ les forces d'inertie, $\underline{F}_{ext}(t)$ les efforts extérieurs et \underline{R} les forces de contact.

IV.2.2.2. Description du modèle de contact

Le modèle de contact utilisé a été développé par Quezada et Chazallon (2019) et permet de modéliser des matériaux granulaires présentant un comportement viscoélastique. Ces derniers sont représentés par des particules rigides entourées d'une phase viscoélastique, qui est modélisée par une loi de contact fondée sur le modèle de Burgers.

IV.2.2.2.1. Les relations entre forces de contact et vitesses relatives

Le modèle de contact se compose des lois générales de la méthode NSCD pour les particules rigides et d'un modèle viscoélastique.

- Lois générales de la méthode NSCD pour les particules rigides

Afin d'étudier le contact éventuel entre deux particules, le vecteur $\underline{\delta} = (\delta_n, \delta_t, \delta_s)$ définit l'espace entre les deux corps dans le repère orthonormé $(\underline{n}, \underline{t}, \underline{s})$. Pour un contact frottant, les relations utilisées pour décrire la cinématique des particules sont les relations de Signorini dans la direction normale \underline{n} (IV.15), permettant de garantir la non-interpénétration des particules, et la loi de Coulomb (IV.16), applicables dans les deux directions tangentielles \underline{t} et \underline{s} .

$$\begin{cases} \delta_n > 0 \rightarrow R_n = 0 \\ \delta_n = 0 \rightarrow U_n \geq 0, R_n \geq 0, U_n R_n = 0 \end{cases} \quad (IV.15)$$

$$\delta_n = 0 \begin{cases} U_t > 0 \rightarrow R_t = -\mu R_n \\ U_t = 0 \rightarrow -\mu R_n \leq R_t \leq \mu R_n \\ U_t < 0 \rightarrow R_t = \mu R_n \end{cases} \quad (IV.16)$$

Avec U_n et U_t les vitesses relatives normale et tangentielle, R_n et R_t les forces de contact locales normale et tangentielle et μ le coefficient de frottement.

- Lois pour le contact viscoélastique

En addition de ces relations, le modèle viscoélastique de Burgers a été implémenté. Il est décrit à la section IV.1.1. L'hypothèse d'un comportement isotrope est assurée avec les mêmes propriétés tangentiels du modèle selon les deux directions \underline{t} et \underline{s} . La figure IV.5 présente le modèle de Burgers selon les composantes normale et tangentielle. A l'échelle microscopique, K_m et C_m correspondent au module et la viscosité de Maxwell, puis K_k et C_k au module et à la viscosité de Kelvin-Voigt.

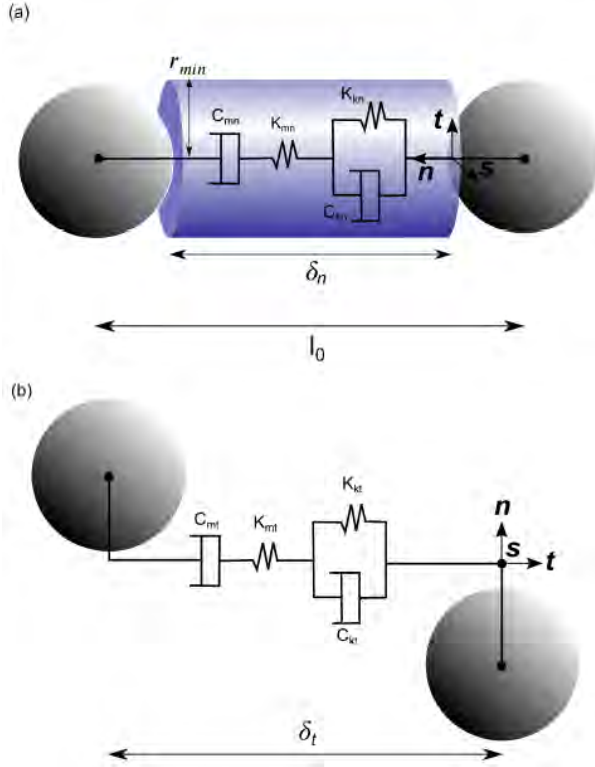


Figure IV.5 Modèle de Burgers dans le repère local a) composantes normales b) composantes tangentielles (Quezada & Chazallon, 2019).

Les composantes tangentielles des paramètres sont estimées en fonction des composantes normales et du coefficient de Poisson ν , égal à 0,35, selon les équations (IV.17) à (IV.20).

$$K_{m_t} = K_{m_s} = \frac{K_{m_n}}{2(1+\nu)} \quad (IV.17)$$

$$C_{m_t} = C_{m_s} = \frac{C_{m_n}}{2(1+\nu)} \quad (IV.18)$$

$$K_{k_t} = K_{k_s} = \frac{K_{k_n}}{2(1+\nu)} \quad (IV.19)$$

$$C_{k_t} = C_{k_s} = \frac{C_{k_n}}{2(1+\nu)} \quad (IV.20)$$

En introduisant une distance normale initiale entre les deux particules δ_0 et une force élastique critique R_n^{crit} , les relations entre forces de contact et vitesses relatives pour le modèle viscoélastique sont définies par les équations (IV.21) et (IV.22).

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_n > \delta_0 \left\{ \begin{array}{l} |R_n| \geq R_n^{crit} \rightarrow U_n \geq 0, R_n = 0 \\ |R_n| < R_n^{crit} \rightarrow U_n = 0, R_n < 0 \end{array} \right. \\ \delta_n = \delta_0 \rightarrow U_n \geq 0, R_n = 0 \\ \delta_n < \delta_0 \rightarrow U_n = 0, R_n > 0 \end{array} \right. \quad (IV.21)$$

$$\begin{cases} \delta_t > 0 & \begin{cases} |R_t| \geq R_t^{crit} \rightarrow U_t \geq 0, R_t = 0 \\ |R_t| < R_t^{crit} \rightarrow U_t = 0, R_t < 0 \end{cases} \\ \delta_t = 0 & \rightarrow U_t = 0, R_t = 0 \\ \delta_t < 0 & \begin{cases} |R_t| \geq R_t^{crit} \rightarrow U_t \leq 0, R_t = 0 \\ |R_t| < R_t^{crit} \rightarrow U_t = 0, R_t > 0 \end{cases} \end{cases} \quad (IV.22)$$

$$\text{Avec } R_n^{crit} = R_t^{crit} \quad (IV.23)$$

Si l'une des composantes de la force de contact dépasse la force critique, les liaisons entre les particules sont rompues et les relations (IV.15) et (IV.16) s'appliquent. La contrainte élastique critique est fixée à 2,7 MPa.

➤ Association des lois générales et du modèle viscoélastique

Lorsque $\delta_n > 0$, les lois de contacts sont régies par le modèle viscoélastique. Dès que le contact entre deux particules se produit ($\delta_n=0$), les forces de contact générées par le frottement sont également prises en compte dans la force de contact résultante.

IV.2.2.2.2. Equation de mouvement

➤ Cas d'un contact frottant

Avec un contact frottant, l'équation de mouvement peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\underline{U}^+ = \underline{U}^- + \underline{W} \underline{R}^+ dt \quad (IV.24)$$

Avec \underline{U}^+ et \underline{U}^- les vitesses relatives aux temps t et $t+dt$, \underline{W} la matrice de Delassus ou de flexibilité, et \underline{R}^+ le vecteur de réaction locale à $t+dt$.

➤ Prise en compte du contact viscoélastique

Le modèle de Burgers étant l'association en série des modèles de Kelvin-Voigt et Maxwell, les déplacements s'ajoutent (équation (IV.25)). Le déplacement du modèle de Maxwell se décompose en un premier déplacement induit par le ressort $\underline{\delta}_{m_K}$ et un second induit par l'amortisseur $\underline{\delta}_{m_C}$.

$$\underline{\delta} = \underline{\delta}_k + \underline{\delta}_m = \underline{\delta}_k + \underline{\delta}_{m_K} + \underline{\delta}_{m_C} \quad (IV.25)$$

Entre le temps t et $t+dt$, les déplacements peuvent s'écrire :

$$\underline{\delta}^+ = \underline{\delta}^- + \underline{U}^+ dt$$

Ainsi, les vitesses relatives du modèle de Burgers en découlent. La vitesse relative induite par le modèle de Kelvin-Voigt est notée \underline{U}_k^+ , celle induite par la section élastique du modèle de Maxwell est nommée $\underline{U}_{m_K}^+$ et celle induite par sa section visqueuse est $\underline{U}_{m_C}^+$.

$$\underline{U}_k^+ = \frac{\delta_k^+ - \delta_k^-}{dt} \quad (IV.26)$$

$$\underline{U}_{m_K}^+ = \frac{\delta_{m_K}^+ - \delta_{m_K}^-}{dt} \quad (IV.27)$$

$$\underline{U}_{m_C}^+ = \frac{\delta_{m_C}^+ - \delta_{m_C}^-}{dt} \quad (IV.28)$$

➤ Equation de mouvement finale

L'association des critères frottant et viscoélastique implique l'équation suivante :

$$\underline{U}^+ = \underline{U}^- + \underline{U}_k^+ + \underline{U}_{m_K}^+ + \underline{U}_{m_C}^+ + \underline{W} \underline{R}^+ dt \quad (IV.29)$$

Avec :

$$\underline{R}^+ = \underline{R}_k^+ = \underline{R}_{m_K}^+ = \underline{R}_{m_C}^+ \quad (IV.30)$$

$$\underline{R}_k^+ = -K_k \underline{\delta}_k^+ - C_k \underline{U}_k^+ \quad (IV.31)$$

$$\underline{R}_{m_K}^+ = -K_m \underline{\delta}_{m_K}^+ \quad (IV.32)$$

$$\underline{R}_{m_C}^+ = -C_m \underline{U}_{m_C}^+ \quad (IV.33)$$

La résolution est itérative, basée sur la méthode non linéaire de Gauss-Seidel, jusqu'à atteindre un critère de convergence. Les valeurs de \underline{R}^+ et \underline{U}^+ sont mises à jour successivement.

IV.2.2.2.3. Les paramètres du modèle

Les notations des paramètres du modèle diffèrent en fonction de l'échelle considérée (tableau IV.3).

Section du modèle	Maxwell		Kelvin-Voigt	
Paramètres	Module	Viscosité	Module	Viscosité
Echelle microscopique	K_m	C_m	K_k	C_k
Echelle macroscopique	E_m	η_m	E_k	η_k

Tableau IV.3 Notation pour les paramètres du modèle de Burgers

Les paramètres microscopiques et macroscopiques sont liés par les équations (IV.34) à (IV.37), avec r_{min} le plus petit rayon des deux particules en contact et l_0 la distance initiale entre le centre des particules.

$$K_{m_n} = \frac{\pi r_{min}^2}{l_0} E_{m_n} \quad (IV.34)$$

$$C_{m_n} = \frac{\pi r_{min}^2}{l_0} \eta_{m_n} \quad (IV.35)$$

$$K_{k_n} = \frac{\pi r_{min}^2}{l_0} E_{k_n} \quad (IV.36)$$

$$C_{k_n} = \frac{\pi r_{min}^2}{l_0} \eta_{k_n} \quad (IV.37)$$

Les composantes tangentielles sont définies par les relations (IV.17) à (IV.20).

IV.2.3. Préparation des échantillons numériques

Les échantillons cylindriques sont composés de 25150 particules sphériques rigides. La granulométrie des agrégats d'enrobés a été coupée à 2 mm. Ainsi, les fines ne sont pas modélisées et sont considérées comme intégrées dans le mastic. Ceci permet de réduire le nombre de particules et par conséquent le temps de calcul. Le tableau IV.4 indique le nombre de particules générés dans les échantillons numériques, et la figure IV.6 présente les distributions granulométriques numérique et expérimentale. La masse volumique initiale des grains est de 2,48 Mg/m³.

Diamètre (mm)	16	12,5	10	8	6	4	2
Nombre de particules	10	30	63	132	262	2221	22432
Pourcentage en masse des particules (%)	5,20	10,12	10,65	11,07	10,67	23,11	29,16

Tableau IV.4 Nombres de particules générées

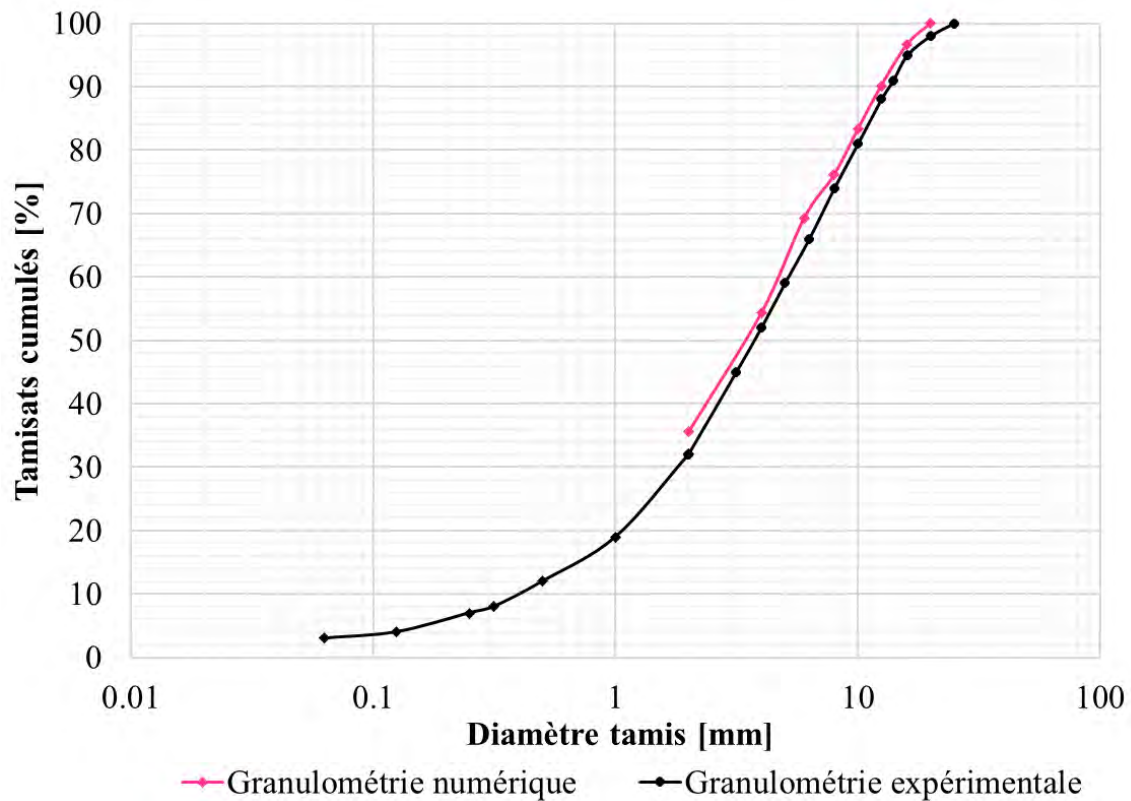


Figure IV.6 Distributions granulométriques numérique et expérimentale des agrégats d'enrobés

La fabrication des éprouvettes requiert plusieurs étapes.

➤ Le dépôt par gravité dans un cylindre

Les particules sont disposées aléatoirement dans un maillage cubique à l'intérieur d'un cylindre avec un plateau à chaque extrémité. Puis, un dépôt par gravité est réalisé avec des contacts entre particules et paroi/particule régis par une loi de frottement de type Coulomb. Un faible coefficient de frottement de 0,2 est imposé. Cette valeur est suffisamment faible pour permettre des glissements entre les particules, et suffisamment élevée pour assurer une stabilité dans la résolution numérique. La taille des échantillons numériques obtenus est réduite par rapport à ceux fabriqués en laboratoire, mais l'élançement de deux est conservé : 100 mm de hauteur et 50 mm de diamètre. Après le dépôt, les interactions entre les particules, dues à la loi de frottement durant le dépôt, sont annulées.

➤ Prise en compte de l'enrobage des grains et application des lois de contacts

L'enrobage des grains n'est pas modélisé par un objet défini mais par les lois de contacts. La teneur en liant de 4,36% est donc prise en compte en réduisant la taille des particules, leur rayon est multiplié par le facteur de correction f_{cr} égal à 0,96 (équation IV.38)). Pour conserver le squelette granulaire et reproduire la masse expérimentale, la densité des particules est augmentée à 3,39 Mg/m³. Afin de symboliser le liant, le modèle de contact viscoélastique est ensuite imposé aux particules dont la séparation est inférieure à 1 mm. La loi de contact frottant est instaurée si deux particules rigides entrent en contact. Le coefficient de frottement est pris égal à 0,92, correspondant à la tangente de l'angle de frottement interne expérimental φ de 42,58°.

$$f_{cr} = \left(1 - \frac{T_L}{100} \frac{\rho_s}{\rho_L}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (IV.38)$$

Avec ρ_s la masse volumique initiale des grains de 2,48 Mg/m³ et ρ_L la masse volumique du liant de 1,03 Mg/m³.

➤ La stabilisation de l'échantillon

Pour atteindre l'équilibre et obtenir un échantillon dense, lors du retrait du cylindre une pression de confinement isotrope σ_3 de 70 kPa est appliquée sur la surface latérale et celle de l'extrémité supérieure. La procédure d'application de cette pression est une version

simplifiée du protocole utilisé par Cheung et O’Sullivan (2008) ainsi que par Quezada (2012). Chaque particule en contact avec la surface latérale du cylindre est soumise à une force normale proportionnelle à sa section transversale. Les forces sont appliquées aux centres de gravité des particules en périphérie du cylindre, et sont orientées vers le centre de ce dernier. Une transmission radiale des efforts vers l’intérieur de l’échantillon se produit en raison du contact entre particules.

La présence d’interstices entre les grains implique l’introduction d’un facteur de correction α , pour parvenir à la pression de confinement désirée (équation (IV.39)). La surface développée de l’éprouvette cylindrique est ainsi soumise à une pression de 70 kPa.

$$\frac{\sum_{i=1}^{N_P} \|F_i\|}{\sum_{i=1}^{N_P} \pi r_i^2} \cdot \alpha = 70 \text{ kPa} \quad (IV.39)$$

Avec :

- N_P le nombre de particules en contact avec la surface latérale du cylindre,
- $\underline{F_i}$ l’effort appliqué à la particule i ,
- r_i le rayon de la particule i ,
- α le facteur de correction, $\alpha = 2,1$.

Ces éprouvettes sont utilisées pour les modélisations des essais triaxiaux monotones et du comportement résilient. La figure IV.7 présente un échantillon numérique finalisé.



Figure IV.7 Echantillon numérique

IV.2.4. Modélisations des essais triaxiaux monotones

Les essais triaxiaux monotones numériques ont été menés à une pression de confinement de 70 kPa et à une vitesse d'essai de 30 mm/min. Afin de réduire le temps de simulation, la vitesse a été multiplié par 100 par rapport à celle de l'essai en laboratoire, 0,3 mm/min. McDowell et al. (2009) ont montré que la vitesse pouvait être augmentée à condition que la viscosité soit diminuée simultanément. Ainsi, les paramètres de viscosité ont été divisés par 100.

Les paramètres ont été choisis afin de caler les courbes contrainte-déformation par rapport à celles des essais triaxiaux monotones réalisés en laboratoire. Le tableau IV.5 résume les paramètres utilisés pour les modélisations à 20°C et 50°C.

A 20°C, les simulations ont été menées sur cinq échantillons. La figure IV.8 présente l'évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation pour les cinq essais numériques. La moyenne des simulations est montrée à la figure IV.9.

A 50°C, un seul essai de rupture a été réalisé en raison du temps de calcul important (figure IV.10). A 20°C la rupture se manifeste par un pic de la contrainte qui ensuite diminue, tandis qu'à 50°C la contrainte tend lentement vers une asymptote sans diminuer (section III.2.1). Ainsi, le test est mené jusqu'à 15% de déformation axiale, ce qui accroît le temps de simulation.

Le modèle numérique est validé pour les essais triaxiaux monotones. Les simulations aux éléments discrets sont proches des résultats expérimentaux avec un jeu de paramètres pour chaque température. L'augmentation de la température induit :

- Une diminution des paramètres visqueux : la viscosité de Maxwell diminue de 56% et celle de Kelvin-Voigt de 15%.
- Une forte diminution des paramètres élastiques : les modules de Maxwell et de Kelvin-Voigt passent respectivement de 12 GPa et de 6 GPa à 2 MPa.

	E_m (Pa)	η_m (Pa.s)	E_k (Pa)	η_k (Pa.s)
20°C	$1,23 \cdot 10^{10}$	$2,54 \cdot 10^6$	$6,36 \cdot 10^9$	$5,40 \cdot 10^6$
50°C	$2,19 \cdot 10^6$	$1,13 \cdot 10^6$	$1,94 \cdot 10^6$	$4,58 \cdot 10^6$

Tableau IV.5 Paramètres du modèle pour les essais triaxiaux monotones

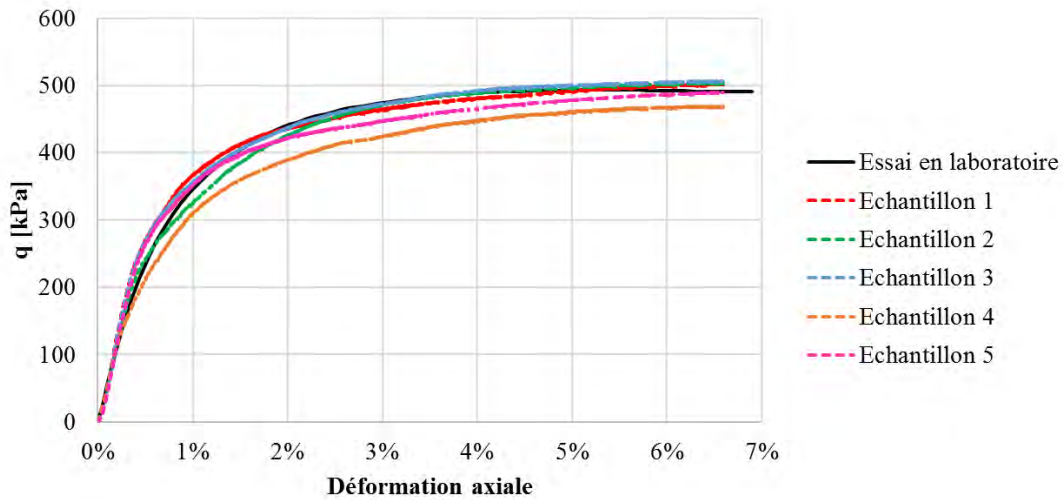


Figure IV.8 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 20°C pour les cinq échantillons

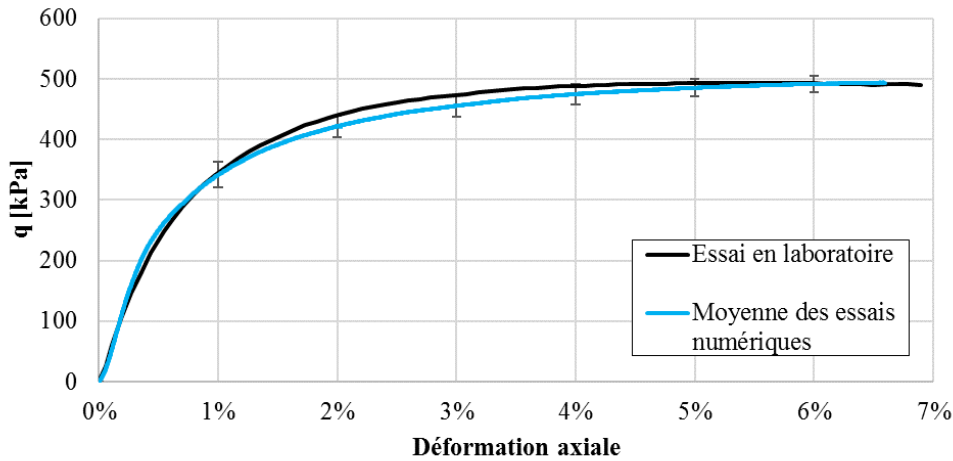


Figure IV.9 Moyenne des évolutions de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 20°C, avec les écarts types numériques

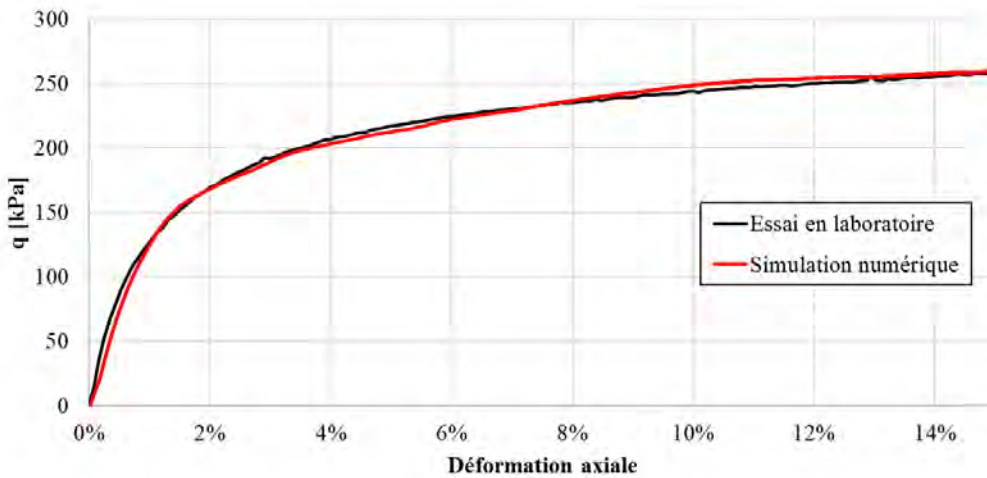


Figure IV.10 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale à 50°C

IV.2.5. Modélisation du comportement résilient

IV.2.5.1. Simulations à 20°C et 40°C

L'objectif est de reproduire un cycle du test résilient et ainsi de retrouver le niveau du module résilient expérimental. L'échantillon est soumis à une pression de confinement constante ainsi qu'à une contrainte déviatorique sinusoïdale durant un cycle. Les chargements appliqués sont identiques à ceux utilisés pour les modélisations analytiques (tableau IV.1). Pour les simulations à 20°C, un premier jeu de paramètres macroscopiques a été obtenu à partir du modèle analytique en utilisant les résultats expérimentaux à 2 Hz, 5 Hz et 10 Hz. Ces paramètres ont été optimisés, afin de caler les modules résilients numériques avec les modules expérimentaux obtenus à 2 Hz, 5 Hz et 10 Hz. Les fréquences plus faibles n'ont pas été prises en compte pour l'optimisation des paramètres en raison du temps de simulation élevé.

A 40°C la fréquence maximale testée étant de 2 Hz, les paramètres du modèle ont été déterminés à partir de ceux utilisés pour les modélisations à 20°C. Le rapport entre les modules à 20°C et 40°C étant constant, les paramètres à 20°C ont été divisés par ce ratio.

Les résultats présentés à la figure IV.11 correspondent à la moyenne des modules résilients obtenus sur deux échantillons numériques, excepté à la fréquence de 0,1 Hz pour laquelle un seul échantillon a été testé. Le tableau IV.6 résume les paramètres du modèle pour les simulations du comportement résilient. Le module résilient numérique est calculé suivant l'équation (IV.40), en fonction de la contrainte axiale réversible σ_1^r et de la déformation axiale réversible ε_1^r . σ_1^r correspond à la différence entre les valeurs maximales et minimales de la contrainte axiale au cours du cycle de chargement, et ε_1^r est la déformation axiale obtenue au cours de la décharge du cycle.

$$E_r = \frac{\sigma_1^r}{\varepsilon_1^r} \quad (IV.40)$$

Le modèle parvient à prédire l'évolution des modules résilients des agrégats d'enrobés en fonction de la fréquence. En effet, les écarts types numériques sont compris dans les écarts types expérimentaux, excepté pour la température de 20°C à 5 Hz et 10 Hz. En effet à ces fréquences, les résultats numériques sont à la limite inférieure des écarts types expérimentaux, tandis qu'entre 0,5 Hz et 2 Hz, les valeurs expérimentales et numériques sont

quasiment égales. Finalement à 0,1 Hz, les prédictions du module sont légèrement pessimistes.

De plus, la prédiction du module à 40°C à 5 Hz et 10 Hz, fréquences inaccessibles expérimentalement, confirme que le taux d'augmentation du module est identique pour les deux températures. Les modules résilients à 40°C pourraient correspondre aux valeurs obtenues à très basses fréquences et à 20°C. A partir d'isothermes supplémentaires, ce principe d'équivalence temps-température pourrait être confirmé.

Doubler la température a pour conséquence une diminution de 50% des paramètres élastiques et visqueux du modèle de Burgers.

	E_m (Pa)	η_m (Pa.s)	E_k (Pa)	η_k (Pa.s)
20°C	$7,92 \cdot 10^7$	$3,41 \cdot 10^8$	$2,96 \cdot 10^8$	$1,39 \cdot 10^7$
40°C	$3,97 \cdot 10^7$	$1,71 \cdot 10^8$	$1,48 \cdot 10^8$	$6,96 \cdot 10^6$

Tableau IV.6 Paramètres du modèle pour les simulations du comportement résilient

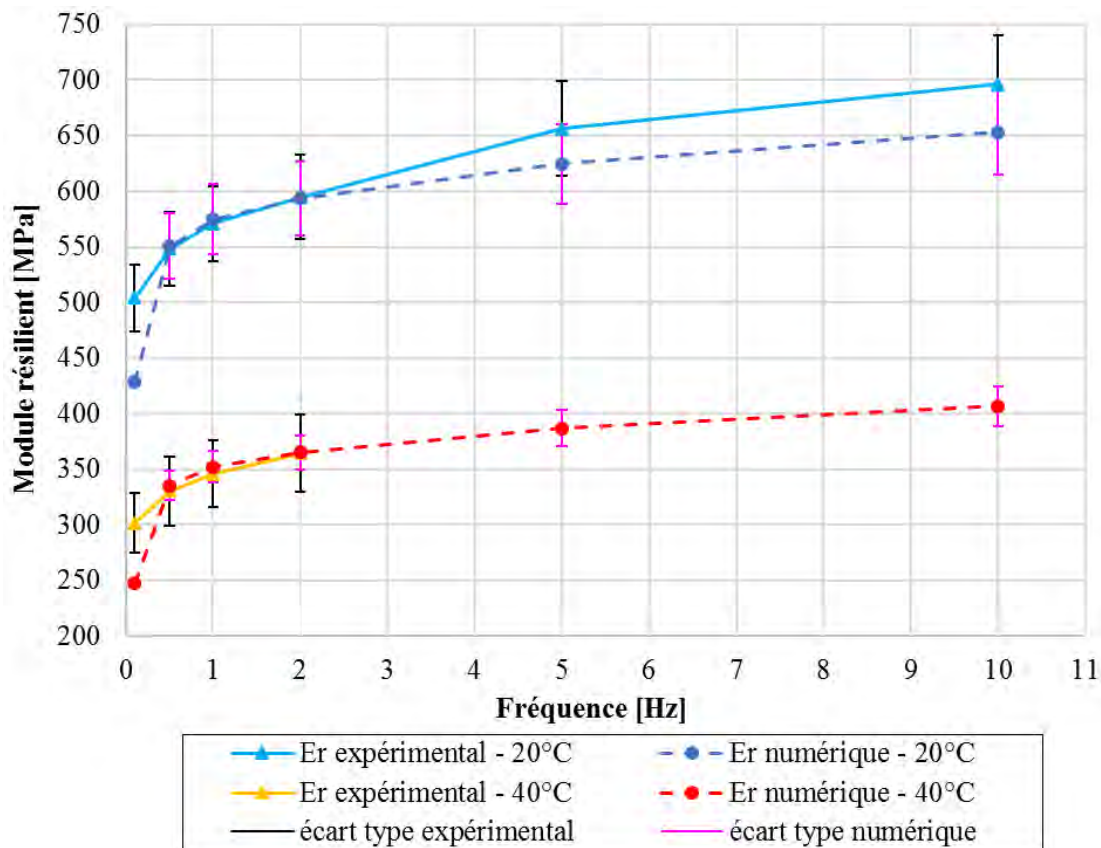


Figure IV.11 Moyenne des simulations numériques des deux échantillons avec les écarts types numériques et expérimentaux

IV.2.5.2. Simulation du module résilient de la GNT

En addition des agrégats d'enrobés, un essai résilient a également été simulé avec le modèle discret sur la Grave Non Traitée (GNT). Le chargement, indiqué dans le tableau IV.7, est appliqué pendant un cycle. Le modèle numérique est calé par rapport au module résilient expérimental obtenu pour le même chemin de contrainte (tableau IV.7).

$\Delta q/\Delta p$	Δq (MPa)	Δp (MPa)	σ_3 (MPa)	f (Hz)	Module résilient expérimental $E_{r,GNT}$ (MPa)
3	340	114	70	2	284

Tableau IV.7 Chemin de contraintes appliqué et module résilient expérimental de la GNT

- Fabrication de l'éprouvette et loi de contact de Mohr-Coulomb

Les distributions granulométriques de la GNT et des agrégats d'enrobés étant très similaires (section II.2.2), l'échantillon a été fabriqué avec la granulométrie des agrégats d'enrobés coupée à 2 mm (tableau IV.4). La masse volumique des grains est de 2,64 Mg/m³.

Il s'agit de la même éprouvette cylindrique, de hauteur 100 mm et de diamètre 50 mm, composée de 25150 particules sphériques rigides. La fabrication est réalisée avec un dépôt par gravité selon les caractéristiques indiquées dans la section IV.2.3. En l'absence de liant, la taille des particules n'est pas réduite dans le cas de la GNT. L'échantillon est stabilisé grâce à une pression de confinement isotrope σ_3 de 70 kPa, appliquée selon la procédure détaillée dans la section IV.2.3.

La loi de contact utilisée est de type Mohr-Coulomb avec un coefficient de frottement de 1,22, correspondant à la tangente de l'angle de frottement interne expérimental ϕ de 50,69°.

- Résultats de la simulation numérique

Le tableau IV.8 présente les paramètres de cohésion de la loi de contact, ainsi que le module résilient numérique obtenu. Ce dernier est quasiment égal à la valeur expérimentale.

Paramètres			Module résilient $E_{r,GNT}$ (MPa)	
Coefficient de frottement	Cohésion normale (MPa)	Cohésion tangentielle (MPa)	Numérique	Expérimental
1,22	1,51	1,84	286	284

Tableau IV.8 Paramètres et résultat de la simulation numérique sur la GNT

IV.2.5.3. Comparaison des agrégats d'enrobés avec un matériau bitumineux

La figure IV.12 présente les modules complexes d'un Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG) 0/14 mm avec un bitume 50/70. Ces résultats ont été obtenus avec un essai de flexion deux points sur une éprouvette trapézoïdale, par Di Benedetto et Corté (2005b). Le tableau IV.9 résume les modules des agrégats d'enrobés et du BBSG à 20°C et 40°C.

A 20°C, l'AE et le BBSG présentent des modules très éloignés. Cependant, le béton bitumineux révèle une forte sensibilité à la température par rapport aux agrégats d'enrobés. A 40°C, les deux matériaux présentent un module de même ordre de grandeur. La différence obtenue à 20 °C est normale, puisque le BBSG est un matériau lié, élaboré à chaud, alors que les agrégats d'enrobés se rapprochent d'un matériau granulaire. A 40 °C, le niveau de module du BBSG se rapproche de celui du matériau granulaire, en raison de la baisse de module considérable du liant.

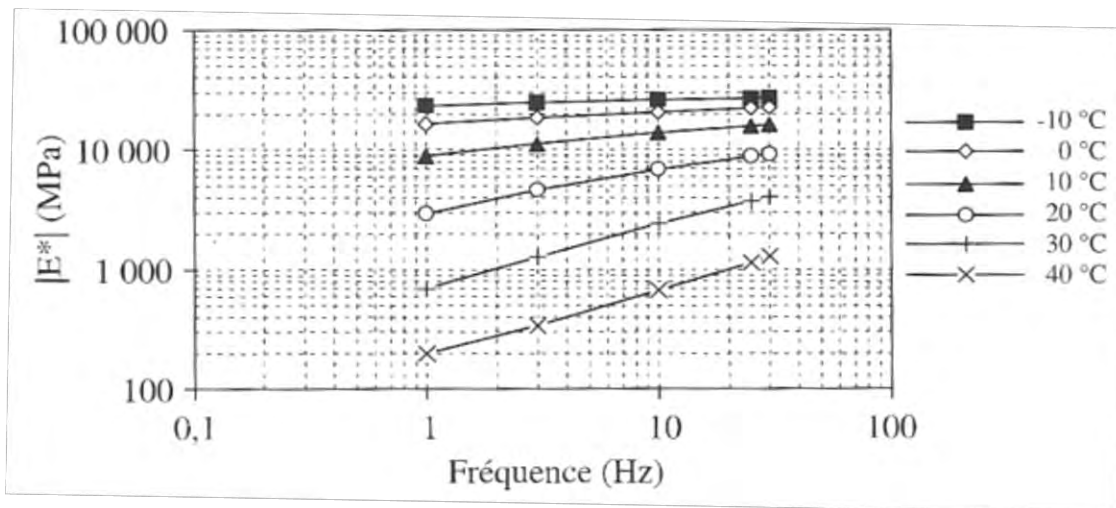


Figure IV.12 Isothermes du module complexe lors d'un essai de flexion deux points sur un BBSG 0/14 (Di Benedetto & Corté, 2005b)

Température	20°C		40°C	
Fréquence (Hz)	1	10	1	10
$E_{r,AE}$ (MPa)	575	653	352	407
$ E^* _{BBSG}$ (MPa)	3000	7000	200	650

Tableau IV.9 Comparaison des modules résilients numériques des AE et des modules complexes du BBSG

IV.3. Conclusion

Le modèle analytique proposé valide les résultats expérimentaux et permet d'obtenir facilement un ordre de grandeur du module résilient des agrégats d'enrobés à différentes fréquences. Cependant ce modèle présente des limites :

- A très basses fréquences le comportement du matériau tend vers celui d'un fluide.
- En l'absence de données expérimentales à hautes fréquences, la valeur asymptotique du module est moins précise.

La méthode aux éléments discrets ouvre un large champ de possibilités, en permettant de prédire les modules résilients des agrégats d'enrobés à des fréquences inaccessibles expérimentalement, et également de décrire la résistance à la rupture. Il n'y a pas unicité des paramètres, les essais monotones et résilients ne présentent pas le même jeu de paramètres. Le modèle numérique utilisé impose un jeu de paramètres pour chaque température. L'accroissement de la température induit une diminution des paramètres élastiques et visqueux, excepté pour la viscosité de Kelvin-Voigt qui augmente lors de la modélisation analytique. Des températures supplémentaires permettraient d'approfondir l'étude de la sensibilité à la température des paramètres.

Ce chapitre présente les premières simulations analytiques et numériques menées. Cette étude montre que le modèle proposé permet de prédire le comportement des agrégats d'enrobés, cependant il doit être poursuivi avec d'autres chargements. En effet, l'un des intérêts du modèle serait de prédire le comportement résilient pour d'autres conditions de chargement, à des fréquences et températures inaccessibles expérimentalement. De plus, l'effet de la teneur en eau sur les paramètres du modèle est un aspect supplémentaire à étudier. Ce travail offre des perspectives d'étude de la résistance à l'orniérage, à travers la modélisation d'essais réalisés en laboratoire, mais également in situ en considérant la résistance de la structure inférieure.

CHAPITRE V. ETUDE DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE ORRAP

Dans la première partie de ce chapitre, un exemple d'une structure de chaussée neuve conçue pour le projet ORRAP, avec les caractéristiques des agrégats d'enrobés testés en laboratoire, est modélisée à l'aide du logiciel ALIZE-LCPC. L'évolution des contraintes dans la couche d'agrégats d'enrobés a été utilisée pour définir les chemins de contraintes appliqués lors de la caractérisation expérimentale du comportement du matériau. La seconde partie aborde les deux planches d'essais expérimentales réalisées dans le cadre du projet ORRAP : la réhabilitation d'une première chaussée en Suisse et d'une seconde en France.

V.1. Calcul d'un cas type de structure de chaussée ORRAP avec le logiciel ALIZE-LCPC

V.1.1. Choix de la structure de chaussée

Le procédé de construction, développé par le projet ORRAP, est détaillé dans la section II.1. La circulation est ouverte sur la couche d'assise en Agrégats d'Enrobés (AE) pendant six mois, avec un éventuel Enduit Superficiel d'Usure (ESU). L'ESU permet de recouvrir la chaussée en cas de présence de HAP dans les agrégats d'enrobés et de garantir un confort de roulement pour les usagers. Cependant, il n'a pas de rôle structurel. Si besoin, après la période de post-compaction, une couche de roulement peut être ajoutée afin de rectifier les défauts. Dans ce chapitre, deux cas de structure sont étudiés : la structure à court terme et celle à long terme. La figure V.1 détaille les structures choisies avec les épaisseurs des couches considérées.

Les épaisseurs et la nature des couches sont une proposition d'étude, elles ne sont pas fixes, dépendent du trafic et de chaque chantier de construction. Il a été choisi de considérer une plate-forme support de chaussée de classe PF3. Selon le catalogue des structures types de chaussées neuves (SETRA-LCPC,1998), l'épaisseur nécessaire de la couche de graves non traitées est 25 cm.

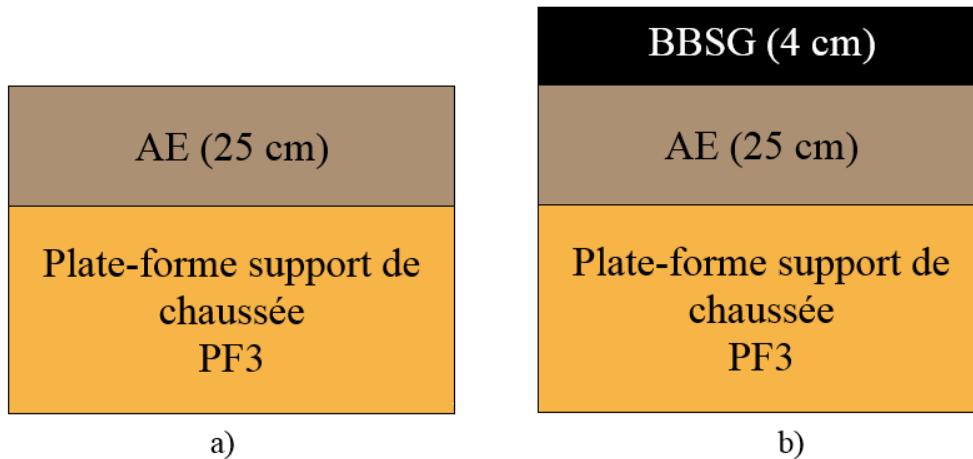


Figure V.1 Structure : a) à court terme b) à long terme

V.1.2. Etats de contraintes

Les états de contraintes dans la chaussée sont déterminés par le logiciel ALIZE-LCPC, selon la méthode détaillée à la section II.3.3.4.3. Le chargement correspond au jumelage standard français de 65 kN. Un coefficient de Poisson de 0,35 est choisi pour tous les matériaux, et les couches sont considérées collées entre elles.

V.1.2.1. Choix des modules d'Young

La plate-forme support et la couche de roulement sont définies par la bibliothèque des matériaux proposée par ALIZE-LCPC. Le BBSG et l'AE sont les deux matériaux sensibles à la température et à la fréquence, en effet la PF3 est caractérisée par un module unique de 120 MPa. La norme NF P 98-086 (2011) préconise un dimensionnement en fatigue des couches bitumineuses à une fréquence de sollicitation de 10 Hz et à une température équivalente de 15°C. Les modules caractéristiques E_c des AE ont été déterminés à une fréquence maximale de 2 Hz et à une température minimale de 20°C, et ce sont les valeurs déterminées pour ces conditions qui sont utilisées pour les calculs. Les modules choisis pour les AE sont les modules caractéristiques E_c calculés à une teneur en eau de 3,9% ($w_{OPM-2\%}$),

à partir du modèle de Boyce modifié, dans la section III.7. Le module d'élasticité E_c est utilisé pour la classification des matériaux granulaires non traités, selon la norme NF EN 13286-7 (2004). Les modules choisis pour le BBSG sont ceux proposés par le logiciel ALIZE-LCPC pour les conditions de référence (10 Hz et 15°C), et pour les deux températures testées en laboratoires, 20°C et 40°C, à une fréquence de 10 Hz.

A 40°C, la fréquence de 0,1 Hz est choisie pour les AE, car les essais ont été réalisés uniquement à cette fréquence. Par contre, une fréquence de 10 Hz est conservée pour le BBSG, car une fréquence de 0,1 Hz n'est pas représentative des fréquences engendrées par le trafic routier, et conduirait à un module de béton bitumineux fortement sous-estimé.

A court terme, deux cas sont considérés :

- Une modélisation à 20°C : le module caractéristique des AE à 20°C et 2 Hz est $E_c = 519$ MPa.
- Une modélisation à 40°C : le module caractéristique des AE à 40°C et 0,1 Hz est $E_c = 349$ MPa.

A long terme, trois cas sont envisagés :

- Une modélisation dans le cas général :
 - o Le module caractéristique des AE à fréquence maximale et température minimale, soit à 2 Hz et 20°C, est $E_c = 519$ MPa.
 - o Le module du BBSG à 10 Hz et 15°C est $E = 5500$ MPa.
- Une modélisation à 20°C :
 - o Le module caractéristique des AE à 2 Hz et 20°C est $E_c = 519$ MPa.
 - o Le module du BBSG à 10 Hz et 20°C est $E = 3685$ MPa.
- Une modélisation à 40°C et 0,1 Hz :
 - o Le module caractéristique des AE à 0,1 Hz et 40°C est $E_c = 349$ MPa.
 - o Le module du BBSG à 10 Hz et 40°C est $E = 1000$ MPa.

V.1.2.2. Evolution des contraintes moyenne et déviatorique

En fonction de la profondeur, les contraintes atteignent leur valeur maximale à des abscisses et ordonnées différentes. La figure V.2 présente le schéma du jumelage. Dans cette partie, l'évolution des contraintes moyenne p et déviatorique q dans la couche d'AE est observée à

court et long terme, à 20°C (figures V.3 et V.4). A $x=0$ m, la contrainte moyenne p est maximale au centre de la roue ($y=0,1875$ m) à court et long terme. Par symétrie, les maximums sont les mêmes sous les centres de chacune des deux roues.

Concernant la contrainte déviatorique q , ses valeurs maximales diffèrent selon les profondeurs et le cas considéré :

- A court terme et à faibles profondeurs, q se caractérise par deux pics correspondant aux deux bords de chaque roue du jumelage.
- A court terme, avec la profondeur les deux pics se confondent et le maximum se décale progressivement vers le centre de la roue, à $y=0,1875$ m.
- A long terme, le pic de q est de moins en moins marqué. A faible profondeur z , il est atteint à $y=0,25$ m. Lorsque z augmente le maximum se décale et parvient à la base de la couche d'agrégats d'enrobés à $y=0,1875$ m.

Au centre de chaque roue, les contraintes sont maximales à $x=0$ m, excepté aux faibles profondeurs à court terme.

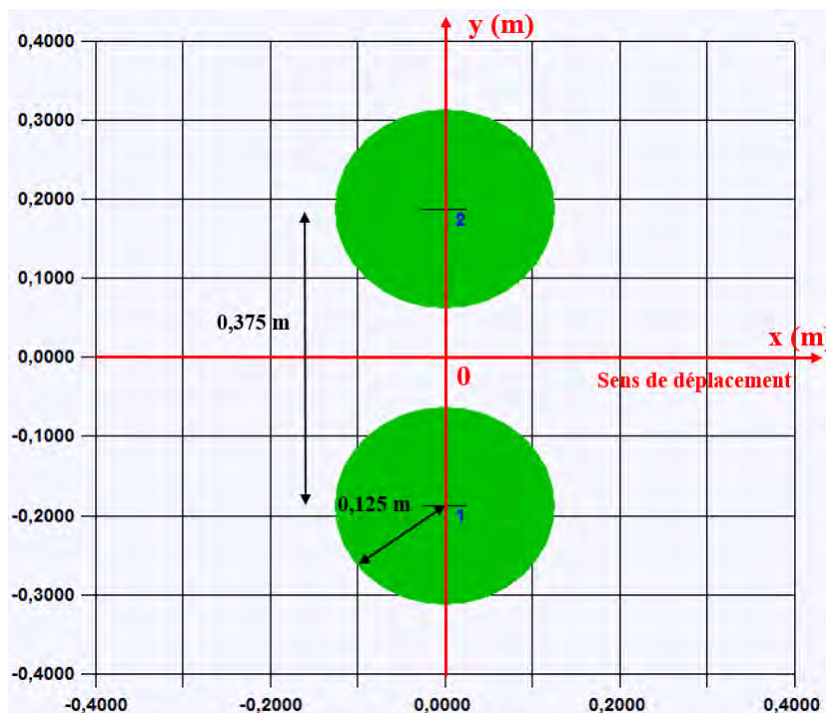


Figure V.2 Schéma du jumelage

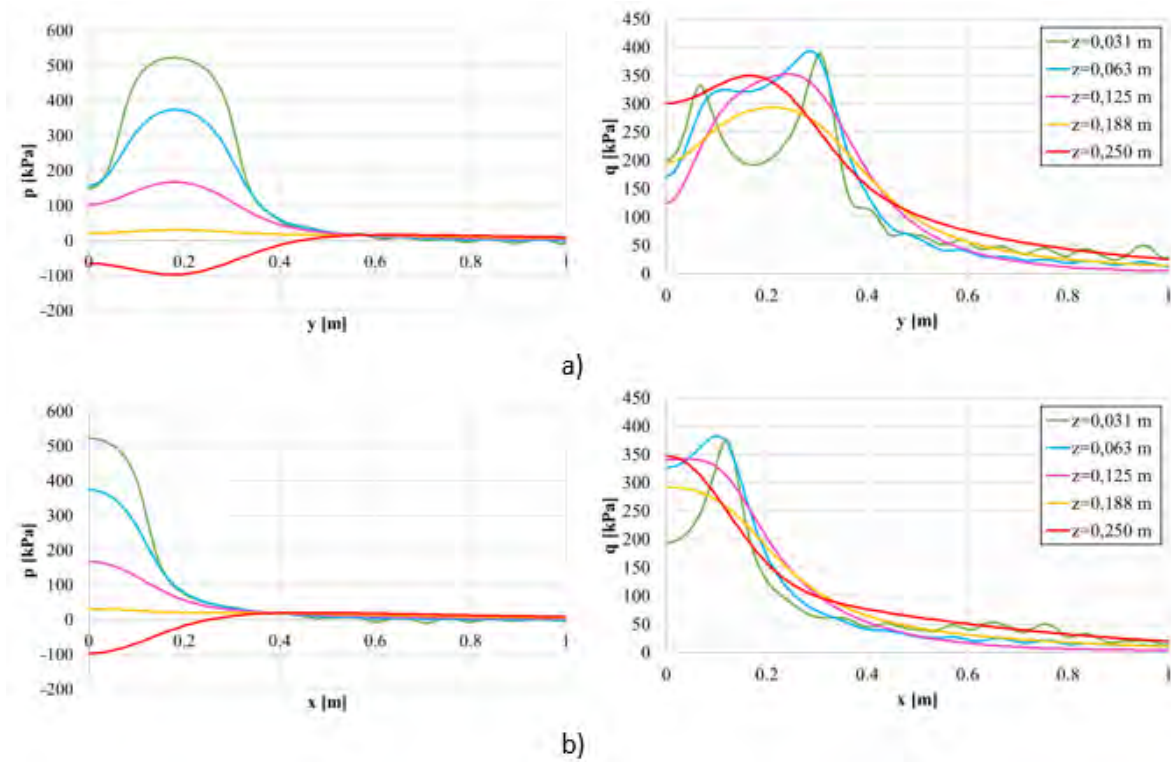


Figure V.3 Evolution des contraintes moyenne et déviatorique à court terme à 20°C
 a) à $x=0$ m b) à $y = 0,1875$ m dans l'axe d'une roue

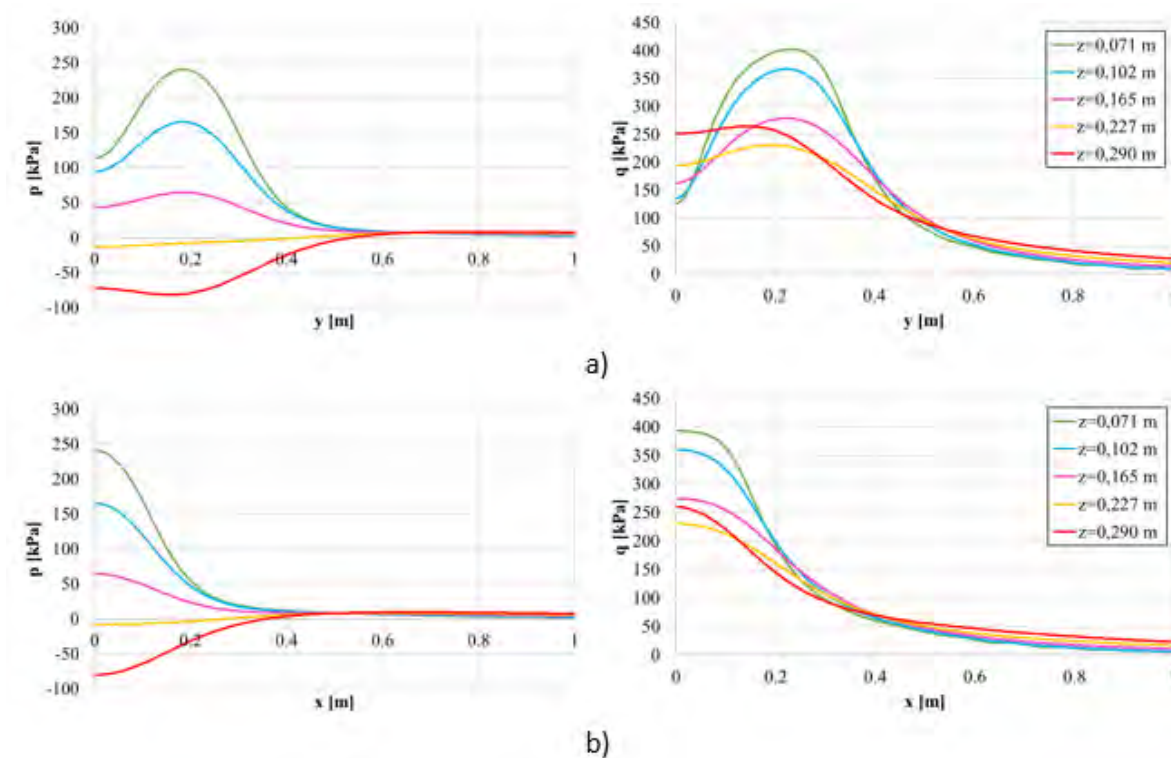


Figure V.4 Evolution des contraintes moyenne et déviatorique à long terme à 20°C
 a) à $x=0$ m b) à $y = 0,1875$ m dans l'axe d'une roue

Suite à ces remarques, les niveaux de contraintes et chemins de contraintes présentés dans la suite sont déterminés au centre de l'une des roues du jumelage, à $y=0,1875\text{m}$.

V.1.2.3. Etats de contraintes dans la structure de chaussée

Les chemins de contraintes de la couche d'AE, dans l'axe d'une des roues du jumelage, ont été calculés dans les différents cas détaillés dans la section V.1.2.1. Les figures V.5 et V.6 présentent ces chemins de contraintes à court et long terme.

A court terme, les chemins de contraintes à 20°C et à 40°C sont similaires. Près de la surface, ils sont en forme de cloche. Puis, leur pente augmente avec la profondeur. Les chemins de contraintes à $z = 0,031\text{ m}$, $z = 0,063\text{ m}$ et à $z = 0,125\text{ m}$ ont respectivement des pentes moyennes de 1, 2 et 3. Finalement, à la base de la couche d'AE, la contrainte moyenne est négative et il s'agit d'un état de contraintes en traction.

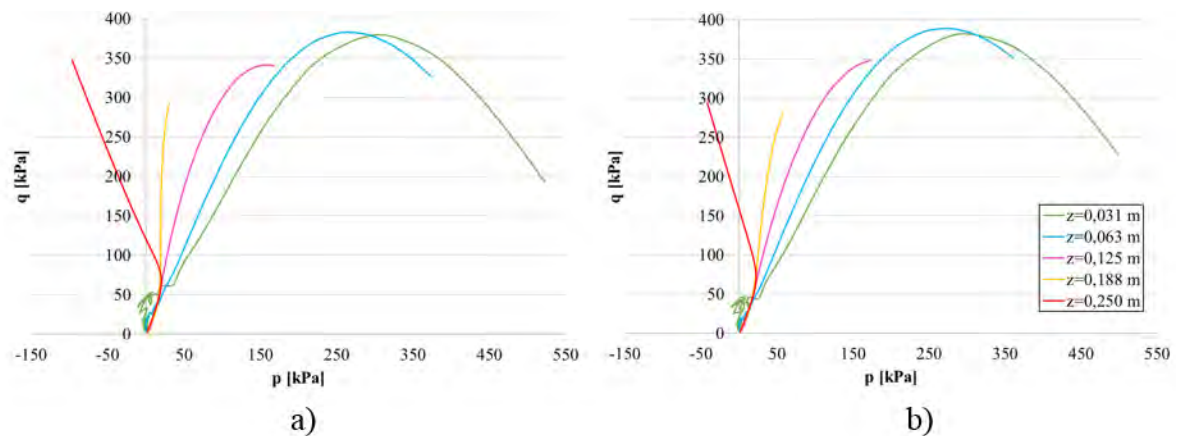


Figure V.5 Chemins de contraintes dans la couche d'AE, dans l'axe d'une roue, à court terme a) à 20°C b) à 40°C

A long terme, la présence de la couche de roulement fait disparaître la forme en cloche des chemins de contraintes, mais la valeur maximale de la contrainte déviatorique q est pratiquement inchangée (figures V.7). Cette valeur n'excède pas 400 kPa . Les modélisations dans le cas général et à 20°C sont quasi-identiques. De la même manière qu'à court terme, l'augmentation de la température a peu d'influence.

Les intensités maximales des contraintes sont en accord avec les chemins à pression de confinement constante, utilisés pour les essais triaxiaux à chargements répétés à 20°C. Néanmoins, les chemins à pression de confinement variable testés en laboratoire présentent des intensités plus faibles que ceux obtenus avec le logiciel ALIZE-LCPC. De même, les niveaux de contraintes appliqués lors des essais à 40°C sont également inférieurs à ceux résultant des modélisations. En effet, deux éléments ont limité les intensités des chemins de contraintes dans les essais : la droite de rupture à 50°C et le conditionnement appliqué à chaque température (section II.3.3.4.3).

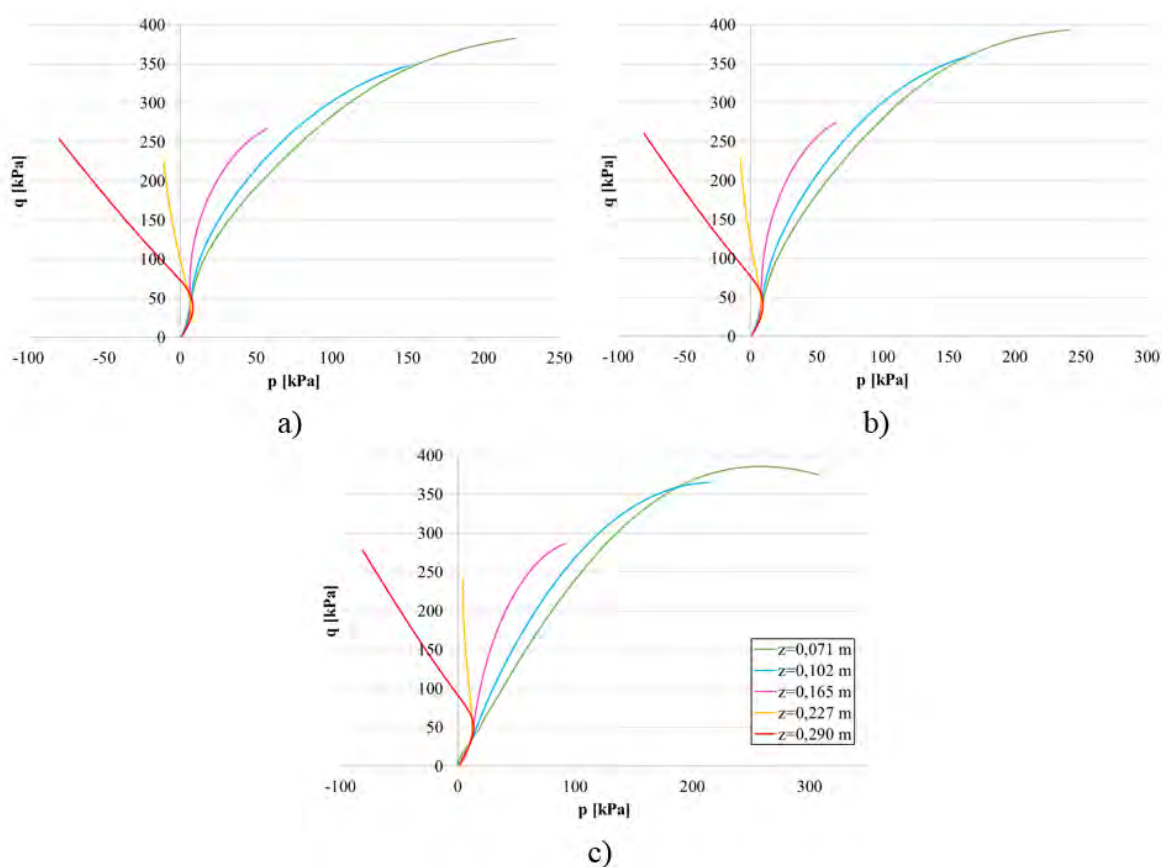


Figure V.6 Chemins de contraintes dans la couche d'AE, dans l'axe d'une roue, à long terme
a) cas général b) à 20°C c) à 40°C

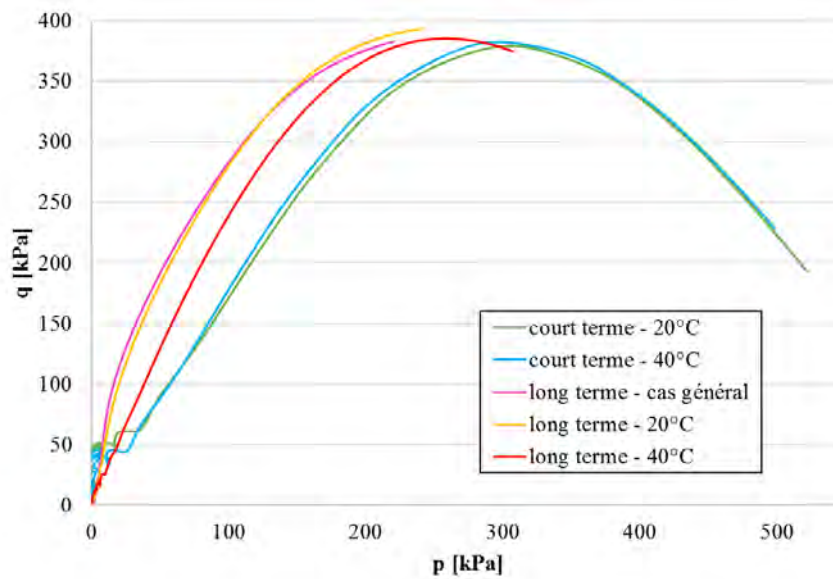


Figure V.7 Chemins de contraintes dans l'axe d'une roue à une profondeur de 3,1 cm à partir du sommet de la couche d'AE

V.2. Planches d'essais expérimentales

Deux planches expérimentales ont été réalisées dans le cadre du projet européen ORRAP. Les constructions se sont déroulées en juin et juillet 2019. Ainsi, le délai est trop court pour avoir un recul technique sur l'évolution des dégradations et des déformations des chaussées. Cette partie présente la phase de construction des planches d'essais. Dans les deux cas, la chaussée existante est conservée et la structure ORRAP est construite sur cette dernière.

V.2.1. Planche d'essai expérimentale suisse

Le projet est une réhabilitation d'une partie d'une route départementale dans le canton de Bâle-Campagne en Suisse (figure V.8). La construction s'est déroulée fin juin 2019, par des journées de fortes chaleurs à environ 32°C.

La section a une longueur de 380 m et une largeur de 6 m. La chaussée existante était constituée de 10 cm d'enrobé, environ 5 cm ont été fraisés. Les matériaux fraisés ont été laissés en place, et constituent la première couche de la structure de chaussée. Ils ont pour rôle de garantir une adhérence avec la seconde couche, celle en agrégats d'enrobés d'une épaisseur de 10 cm. La chaussée a été directement recouverte d'un enrobé de 4 cm pour le confort des usagers. La structure de chaussée est détaillée à la figure V.9. Les épaisseurs des couches ont été définies de manière empirique.

Les principales caractéristiques des agrégats d'enrobés, dont la taille maximale n'excède pas 22 mm, sont résumées dans le tableau V.1.

Masse volumique des grains (Mg/m³)	2,387
Teneur en eau optimale (%)	4,4
Teneur en liant (%)	4,3
Température bille anneau du liant (°C)	68,6
Pénétrabilité à l'aiguille du liant (1/10 mm)	21

Tableau V.1 Principales caractéristiques des agrégats d'enrobés suisses

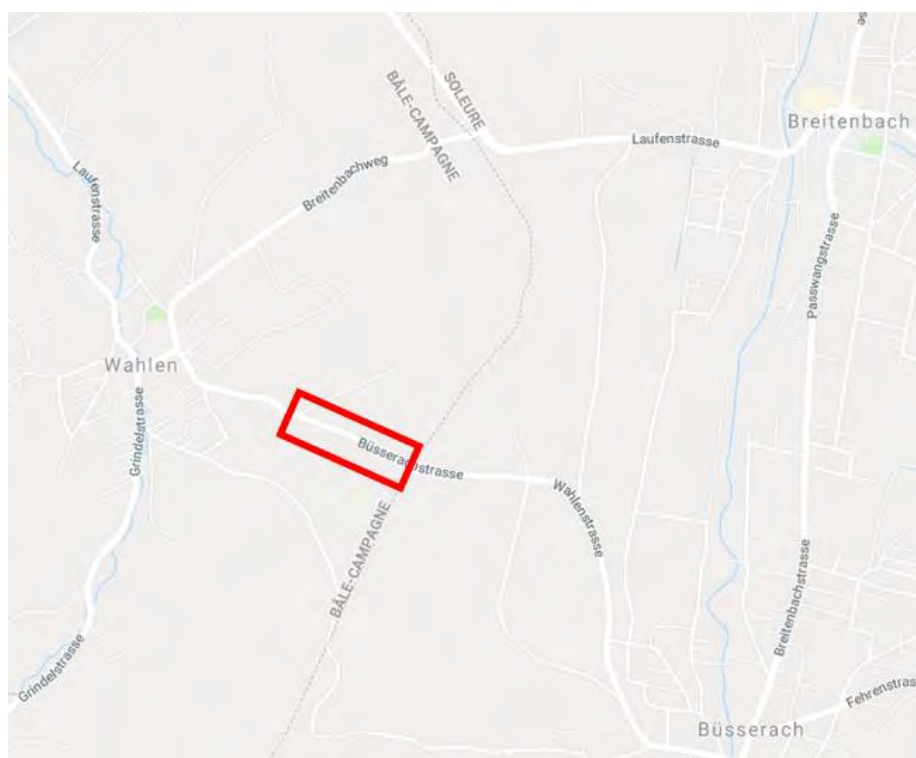


Figure V.8 Plan de situation de la planche expérimentale suisse

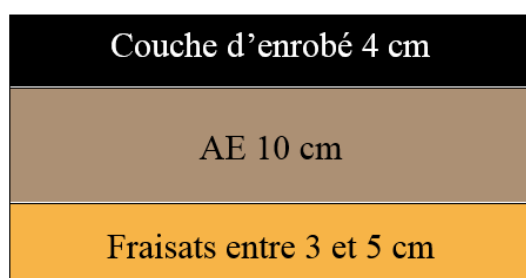


Figure V.9 Structure de chaussée de la planche expérimentale suisse

Les étapes de construction de la couche d'agrégats d'enrobés sont les suivantes :

- Déversement des AE dans le bac d'alimentation du finisseur (figure V.11)
- Humidification et malaxage des AE dans le finisseur avant le répannage (figures V.12 et V.13)
- Répannage des AE
- Humidification des AE après le répannage (figure V.14)
- Compactage avec des compacteurs à pneus et cylindre (figures V.15 et V.16)



Figure V.10 Vue globale de la mise en œuvre au finisseur



Figure V.11 Introduction des AE dans le finisseur



Figure V.12 Humidification des AE avant répandage



Figure V.13 Répartition des AE après leur humidification



Figure V.14 Humidification des AE après répartition



Figure V.15 Compactage à l'aide de compacteurs à cylindre et à pneus (n°1)



Figure V.16 Compactage (n°2)

V.2.2. Planche d'essai expérimentale française

V.2.2.1. Description de la chaussée et de sa construction

La planche expérimentale française est une réhabilitation d'une partie d'une route secondaire, sur la RD 129 dans le Bas-Rhin (figure V.17), avec un trafic de 70 poids lourds par jour. La section mesure environ 680 m de long par 4,50 m de large. La construction a eu lieu fin juillet 2019 pendant une période de chaleur, environ 30°C. La chaussée existante est dans un premier temps recouverte d'une couche d'accrochage, un enduit monocouche 6,3/10. Puis une couche de GNT ou d'AE est mise en place.

Etant donné que la mise en œuvre s'effectue sur un enrobé, nous pouvons considérer qu'il s'agit d'une plate-forme de qualité de classe PF4, avec un module de déformation à la plaque E_{v2} supérieur à 200 MPa. Selon le catalogue des structures types de chaussées neuves (SETRA-LCPC, 1998), l'épaisseur nécessaire de la couche de grave non traitée est 15 cm.

Trois zones d'environ 200 m ont été réalisées (figure V.18) :

- Une section témoin avec 15 cm de Grave Non Traitée (GNT)
- Une première section expérimentale ORRAP avec 15 cm d'AE
- Une seconde section expérimentale ORRAP avec 12 cm d'AE.

Finalement, en raison de la présence de HAP dans les agrégats d'enrobés, la structure a été recouverte d'un Enduit Superficiel d'Usure bicouche. Cet enduit sera maintenu ou une couche de roulement mince sera ajoutée, en fonction de l'évolution de la chaussée dans le temps.

Le matériau recyclé est désigné par 14 AE 0/10, selon la norme pour les agrégats d'enrobés NF EN 13108-8 (2016). Les agrégats d'enrobés ont une taille maximale de 14 mm, et 0/10 correspond à la fraction granulométrique des granulats, obtenus après extraction du liant. La teneur en eau optimale des AE est de 7,2% et leur masse volumique sèche vaut 1,956 Mg/m³.



Figure V.17 Plan de situation de la planche expérimentale française

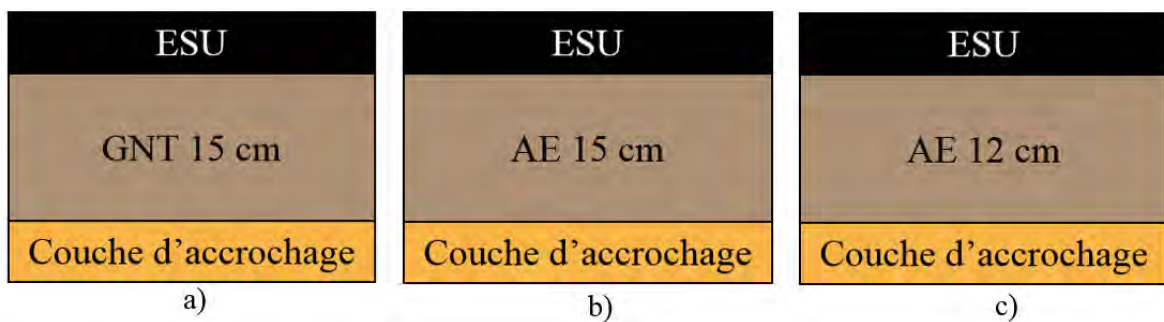


Figure V.18 Sections a) témoin b) expérimentale ORRAP n°1 c) expérimentale ORRAP n°2

Les étapes de construction de la couche d'agrégats d'enrobés sont les suivantes :

- Déversement des AE préalablement humidifiés (figures V.19 et V.20)
- Répandage des AE avec la niveleuse (figures V.21 et V.22)
- Humidification des AE (figure V.23)
- Compactage avec un compacteur à pneus puis avec un compacteur combiné vibrant à cylindre (figures V.24 et V.25)



Figure V.19 Déversement des AE humidifiés en centrale



Figure V.20 AE déversés sur la chaussée



Figure V.21 Répandage des AE



Figure V.22 Couche d'AE lissée



Figure V.23 Humidification de la couche d'AE



Figure V.24 Compacteur à pneus



Figure V.25 Compacteur combiné vibrant à cylindre



Figure V.26 Jonction entre la section témoin et la section expérimentale ORRAP n°2



Figure V.27 Couche d'AE compactée de la section expérimentale ORRAP n°1 à la jonction avec la chaussée existante

V.2.2.2. Programme d'étude

Une étude de la planche d'essai expérimentale est prévue depuis la phase avant travaux jusqu'à trois années après la construction. Le tableau V.2 détaille le programme d'étude établi avec le CEREMA de Strasbourg, réalisant la majorité des essais.

Période	Type d'essai	Objectif
Avant travaux	Sondages	Connaître la structure globale et le support
	Déflexion	Connaître la rigidité globale de la structure existante
	Carottages	Connaître la nature et l'état de la structure bitumineuse
	Relevé de dégradations	Identifier et localiser les dégradations existantes
	Analyseur de profil en long	Mesurer l'uni du support
	Prélèvements et essais sur la GNT et les AE	Evaluer les caractéristiques des matériaux et valider les fiches techniques
Pendant les travaux	Prélèvements et essais sur la GNT et les AE	Vérifier la conformité des matériaux avec les fiches techniques
	Compacité	Vérifier le niveau de compacité de la GNT et des AE
	Contrôle extérieur des enduits	Vérifier la qualité de mise en œuvre des enduits
Dès la fin des travaux	APL	Mesurer l'uni avant la mise en service de la chaussée
	Rugolaser	Vérifier la texture de surface et l'adhérence
	Relevé profil en travers	Evolution des déformations transversales
	Déflexion	Evaluer la déflexion avant la mise en service de la chaussée
	IRCAN	Relevé photo pour le suivi des dégradations
Suivi après 6 mois	APL	Evolution de l'uni
	Relevé de dégradations	Evolution des dégradations
	Relevé profil en travers	Evolution des déformations transversales
	Déflexion	Evolution de la déflexion

Suivi après 1 an et 2 ans	APL	Evolution de l'uni
	Relevé de dégradations	Evolution des dégradations
	Relevé profil en travers	Evolution des déformations transversales
Suivi après 3 ans	APL	Evolution de l'uni
	Relevé de dégradations	Evolution des dégradations
	Relevé profil en travers	Evolution des déformations transversales
	Déflexion	Evolution de la déflexion
	IRCAN	Evolution de la section et des dégradations

Tableau V.2 Programme d'étude élaboré par le CEREMA de Strasbourg

V.2.2.3. Evaluation de la portance des couches en graves non traitées et en agrégats d'enrobés

La Hochschule Kalsruhe a réalisé des mesures de modules sous chargement statique à la plaque sur les couches de GNT et sur les couches d'AE. Les essais ont été menés avec une plaque rigide de 300 mm de diamètre. Le module de déformation à la plaque E_{v1} est calculé à partir de l'enfoncement causé par le premier chargement de 0,5 MPa. E_{v2} est déterminé en prenant en compte la déflexion causée par le deuxième chargement de 0,45 MPa. Les résultats sont résumés dans le tableau V.3.

Couche	Module E_{v2} (MPa)	Module E_{v1} (MPa)	E_{v2}/ E_{v1}
GNT 15 cm	164,8	83,4	1,98
AE 15 cm	130,5	44,5	2,93
AE 12 cm	109,1	40,0	2,73

Tableau V.3 Résultats des essais de portance à la plaque

Plus le rapport de compactage E_{v2}/ E_{v1} est faible, plus le compactage est de meilleure qualité. Ce ratio montre que la couche de GNT est la plus compactée. L'épaisseur joue un rôle important dans la capacité portante des AE. En effet, les performances de la couche d'agrégats d'enrobés de 15 cm se rapprochent davantage de celles de la section témoin en GNT, avec un écart de module E_{v2} de 21%.

V.3. Conclusion

Les chemins de contraintes dans la chaussée neuve ORRAP définie dans la première partie de ce chapitre ont été étudiés grâce au logiciel ALIZE-LCPC. Il a été montré que dans la couche d'agrégats d'enrobés :

- Les niveaux de contraintes sont plus importants dans l'axe d'une des roues du jumelage qu'au centre de celui-ci.
- La température a peu d'influence sur l'intensité des contraintes.
- L'addition de la couche de roulement modifie la forme des chemins de contraintes, alors que la valeur maximale de la contrainte déviatorique reste inchangée.
- Les niveaux maximaux des chemins de contraintes sont en accord avec les chemins à pression de confinement constante testés en laboratoire.

La seconde partie détaille les étapes de construction des deux planches d'essai expérimentales réalisées en juin et juillet 2019. Les deux chantiers confirment la faisabilité de la technique de recyclage proposée par le projet ORRAP. Cependant, les résultats des mesures réalisées après construction ne sont pas encore disponibles.

Les recherches menées, complétées par deux expériences sur site, ont permis d'établir quelques recommandations techniques pour utiliser les agrégats d'enrobés en couches d'assises, de chaussées à faible trafic :

- La construction doit se dérouler au printemps ou au début de l'été. Les températures élevées permettent d'augmenter la densité de compactage.
- Une humidification des agrégats d'enrobés est conseillée avant l'étape de compactage, afin de faciliter ce dernier. L'objectif est de parvenir à une teneur en eau supérieure à l'optimum de 2% environ.
- Si un Enduit Superficiel d'Usure (ESU) est ajouté, sa mise en œuvre doit se dérouler au moins une journée après le compactage des agrégats d'enrobés. Cette période permet une évaporation de l'eau à la surface de la couche d'agrégats d'enrobés, et par conséquent une meilleure adhésion de l'ESU.

L'évolution des chaussées dans le temps sera suivie sur une période de trois ans par des contrôles in situ, afin d'observer les évolutions des modules des couches et les éventuelles dégradations.

CONCLUSION GENERALE

Pour des raisons environnementales, le recyclage des agrégats d'enrobés est de plus en plus répandu dans les mélanges à chaud ou à froid. Nécessitant l'incorporation d'autres constituants, la fabrication de ces mélanges induit des conséquences environnementales. Le processus de valorisation à froid sans addition de liant, né en Suède, permet de réduire davantage ces impacts environnementaux. Le projet Optimal Recycling of Reclaimed Asphalts in low traffic Pavements (ORRAP) s'intéresse à ce procédé pour une utilisation en couche d'assise des chaussées à faible trafic. La procédure consiste à remplacer les couches en graves non traitées par des agrégats d'enrobés, puis d'ouvrir la chaussée à la circulation pendant six mois. Suite à ce post-compactage, la couche de roulement est ajoutée afin de rectifier les défauts éventuels.

Dans ce contexte, l'objectif de la thèse a été d'étudier des agrégats d'enrobés provenant de la région du Rhin et de caractériser leur comportement thermo-hydro-mécanique suite aux sollicitations répétées du trafic. Pour y parvenir, des essais triaxiaux monotones et à chargements répétés ont été menés à l'INSA de Strasbourg et à l'IFSTTAR de Nantes. Afin de mettre en évidence l'impact du liant contenu dans les agrégats d'enrobés, les granulats, obtenus après extraction du bitume, ont également été analysés. Finalement, dans le but de comparer la structure ORRAP à une structure conventionnelle, l'étude est menée sur un troisième matériau : une grave non traitée du Rhin.

Grâce à la campagne expérimentale menée, les comportements monotone et cyclique des agrégats d'enrobés ont été caractérisés. Un modèle analytique initialement développé pour les graves non traitées, le modèle de Boyce modifié, est parvenu à décrire le comportement résilient des agrégats d'enrobés. A partir des résultats expérimentaux et de ces modélisations analytiques, les effets de la teneur en eau, de la température, de la fréquence de sollicitation et du liant sur leur comportement mécanique ont été mis en évidence.

Concernant le comportement monotone, la présence de liant dans les agrégats d'enrobés, ainsi que la hausse de la température, causent une réduction de la résistance à la rupture. De plus, les essais triaxiaux à chargements répétés sur les agrégats d'enrobés ont permis de quantifier des déformations permanentes élevées, augmentant avec la teneur en eau et la

température. Leur résistance à l'orniérage est ainsi hors spécifications, selon la norme pour les graves non traitées NF EN 13286-7 (2004). Les déformations mesurées sont néanmoins semblables à celles de la grave non traitée du Rhin testée, tandis que les granulats des agrégats d'enrobés accumulent très peu de déformations. A l'inverse, le comportement résilient des agrégats d'enrobés est très similaire à celui de leurs granulats, avec de faibles déformations résilientes et des modules résilients similaires à ceux d'une grave non traitée de bonne qualité. L'augmentation de la teneur en eau a pour effet de diminuer les modules résilients. De plus, la température et la fréquence ont également un impact sur le comportement résilient des agrégats d'enrobés. En effet, en raison du caractère visqueux du bitume, les modules résilients des agrégats d'enrobés ont tendance à augmenter avec la fréquence et à diminuer lorsque la température augmente.

En addition de la détermination par l'expérience, le module résilient des agrégats d'enrobés a été prédit à différentes fréquences grâce à des modélisations fondées sur le modèle viscoélastique de Burgers. Tout d'abord, le modèle analytique proposé est un outil simple pour obtenir un ordre de grandeur du module. Puis, les simulations numériques par la méthode des éléments discrets sont une alternative plus complexe qui offre davantage de possibilités, notamment de décrire la résistance à la rupture. Le jeu de paramètres diffère avec le type d'essai réalisé mais également avec la température. Un seul jeu ne permet pas de décrire toutes les gammes de températures.

Finalement, la connaissance des performances mécaniques des agrégats d'enrobés a permis d'estimer les niveaux de contraintes dans une chaussée de type ORRAP à l'aide du logiciel ALIZE-LCPC, et de réaliser deux planches d'essais expérimentales.

Les travaux de cette thèse offrent un certain nombre de perspectives. D'un point de vue expérimental, l'étude doit être complétée par des essais triaxiaux à chargements répétés à des teneurs en eau et températures supplémentaires, ainsi que sur d'autres sources d'agrégats d'enrobés, notamment sur des matériaux provenant d'Allemagne et de Suisse, les pays partenaires du projet ORRAP. De plus, la sensibilité à l'eau des agrégats d'enrobés et leur comportement aux cycles de gel/dégel sont deux aspects non abordés dans cette thèse, et constituent une perspective intéressante. Finalement, un suivi des planches d'essais expérimentales doit être mené, dans le but de vérifier la correspondance des résultats in situ

et en laboratoire. Concernant le travail numérique, il doit être poursuivi afin de prédire le comportement résilient pour d'autres conditions de chargement, à des fréquences et températures inaccessibles expérimentalement. De plus, l'étude menée constitue une base pour modéliser la résistance à l'orniérage des agrégats d'enrobés.

BIBLIOGRAPHIE

- Allou, F. (2006). *Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage des chaussées à faible trafic* (Thèse de Doctorat). Université de Limoges, Limoges.
- Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Horny, P., & Paute, J. L. (1998). Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. Dernières avancées. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 216, 3-18.
- Barksdale, R. D., & Itani, S. Y. (1989). Influence of aggregate shape on base behaviour. *Transportation Research Record*, 1227, 173-182.
- Bazin, P., & Saunier, J. B. (1967). Deformability, fatigue and healing properties of asphalt mixes. *Proceedings of the Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Michigan, Etats-Unis.
- Ben Mahmoud, A. (2010). *Modélisation des chaussées construites par des matériaux granulaires compactés non saturés* (Projet de fin d'étude). INSA de Strasbourg, Strasbourg.
- Betti, G., Airey, G., Jenkins, K., Marradi, A., & Tebaldi, G. (2016). Active filler's effect on in situ performances of foam bitumen recycled mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 18(2), 281-296.
- Bonvallet, J. (2000). La mousse de bitumen, une technique émergente, probablement incontournable. *Revue Générale de Routes et des Aéroports*, 789, 74-78.
- Boyce, J. R. (1980). A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading. *Proceedings of International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading* (pp. 285-294). Swansea, UK.
- Cai, W., McDowell, G. R., & Airey, G. D. (2014). Discrete element visco-elastic modelling of a realistic graded asphalt mixture. *Soils and Foundations*, 54(1), 12-22.
- Caicedo, B., Coronado, O., Fleureau, J. M., & Gomes Correia, A. (2009). Resilient behaviour of non standard unbound granular materials. *Road Materials and Pavement Design*, 10(2), 287-312.
- Cazacliu, B., Peticila, M., Guieysse, B., Colange, J., Leroux, C., Bonvallet, J., & Blaszczyk, R. (2008). Effect of process parameters on foam bitumen-based road material production. *Road Materials and Pavement Design*, 9(3), 499-523.

- CEREMA (2016). *Guide d'application : Acceptabilité environnementale de matériaux alternatifs en technique routière – Les matériaux de déconstruction issus du BTP*. Collection Références.
- CFTR (2008). *Guide technique : Utilisation des normes enrobés à chaud*. SETRA.
- Cheung, G., & O'Sullivan, C. (2008). Effective simulation of flexible lateral boundaries in two- and three- dimensional DEM simulations. *Particuology*, 6(6), 483-500.
- Colbert, B., & You, Z. (2011). The determination of mechanical performance of laboratory produced hot mix asphalt mixtures using controlled RAP and virgin aggregate size fractions. *Constructions and Building Materials*, 26(1), 655-662.
- Collop, A., McDowell, G. R., & Lee, Y. (2006). Modelling dilation in an idealized asphalt mixture using discrete element modelling. *Granular Matter*, 8, 175-184.
- Coronado, O. (2005). *Contribution à l'étude de graves non traitées* (Thèse de Doctorat). Ecole Centrale de Paris, Paris.
- Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rock systems. *Proceedings of International Symposium ISRM on Rock Fracture* (pp. 128-132). Nancy, France.
- Dawson, A. R., Thom, N. H., & Paute, J. L. (1996). Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. *Flexible Pavements*, ed. Gomes Correia A., Balkema, Rotterdam, 33-45.
- De La Roche, C., Corté, J. F., Gramsammer, J. C., Odéon, H., Tiret, L., & Caroff, G. (1994). Etude de la fatigue des enrobés bitumineux à l'aide du manège de fatigue du LCPC. *Revue générale des routes et aérodromes*, 716, 62-74.
- De La Roche, C., & Rivière, N. (1997). Fatigue behaviour of asphalt mixes: influence of laboratory test procedures on fatigue performances. *Proceedings of the 7th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement* (pp. 899-918). Seattle, Etats-Unis.
- Di Benedetto, H. (1990). Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux : résultats expérimentaux et formulation rhéologique. *Proceedings of the Fourth International RILEM Symposium* (pp. 387-401). Budapest, Hongrie.
- Di Benedetto, H. (2006). Small strain behaviour and viscous effects on sands and sand-clay mixtures. *Proceedings of Geotechnical Symposium in Roma* (pp159-190). Rome, Italie.

- Di Benedetto, H., & Corté, J. F. (2005a). *Matériaux routiers bitumineux 1: description et propriétés des constituants*. Hermes-Science Lavoisier.
- Di Benedetto, H., & Corté, J. F. (2005b). *Matériaux routiers bitumineux 2: constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermes-Science Lavoisier.
- Di Benedetto, H., & Ezaoui, A. (2008). Measurements and modelling of anisotropic elastic behaviour of unbound granular materials. *Proceedings of the First International Conference on Transportation Geotechnics "Advances in Transportation Geotechnics"* (pp. 125-134). Nottingham, Royaume-Unis.
- Di Benedetto, H., Sauzéat, C., & Geoffroy, H. (2001). Hollow cylinder test and modelling of prefailure behaviour of sand. *Proceedings of the Second International Conference Albert Caquot* (pp. 8-16). Paris, France.
- Dinis-Almeida, M., Castro-Gomes, J., & de Lurdes Antunes, M. (2011). Mix design considerations for warm mix recycled asphalt with bitumen emulsion. *Construction and Building Materials*, 28(1), 687-693.
- Dong, M., Gao, Y., Li, L., Wang, L., & Sun, Z. (2016). Viscoelastic micromechanical model for dynamic modulus prediction of asphalt concrete with interface effects. *Journal of Central South University*, 23(4), 926-933.
- Dubois, F., & Jean, M. (2003). LMGC90 une plateforme de développement dédiée à la modélisation des problèmes d'interaction. *Actes du Sixième Colloque National en Calcul des Structures* (Vol. 1, pp. 111-118). Giens, France.
- Dunlap, W. A. (1963). *A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials*. Technical Report No.1 for Research Project 2-8-62-67 –HPS-1-27) "Distribution of Stress in Layered Systems Composed of Granular Materials".
- Ezaoui, A., Di Benedetto, H., & Pham Van Bang, D. (2006). Anisotropic behaviour of sand in the small strain domain. Experimental measurements and modelling. *Proceedings of Geotechnical Symposium in Roma* (pp. 159-190). Rome, Italie.
- Feng, H., Pettinari, M, Hofko, B., & Stang, H. (2015). Study of the internal mechanical response of an asphalt mixture by 3-D discrete element modeling. *Construction and Building Materials*, 77, 187-196.
- Francken, L. (1977). Module complexe des mélanges bitumineux. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, numéro spécial V*, 181-198.

- Gabet, T., & Wayman, M. (2012). *Deliverable 1.3 "Sampling procedure for reclaimed asphalt"*. Extrait de RE-ROAD – End of Life Strategies of Asphalt Pavements. Site internet : <http://re-road.fehrl.org/>
- Gao, Y., Dong, M., Li, L., Wang, L., & Sun, Z. (2015). Interface effects on the creep characteristics of asphalt concrete. *Construction and Building Materials*, 96, 591-598.
- Gaufrey, V., Olard, F., Cazacliu, B., De La Roche, C., Beduneau, E., & Antoine, J. P. (2007). Laboratory investigations of mechanical performance of foamed bitumen mixes that use half-warm aggregates. *Transportation Research Board*, 1998(1), 89-95.
- Gaufrey, V., Wendling, L., Odie, L., Fabre, J. C., De La Roche, C., Hornych, P., & Dubois, V. (2008). Laboratory characterization of cold mix treated with bitumen emulsion. *Proceedings of the Fourth Euroasphalt and Eurobitume Congress*. Copenhagen, Danemark.
- Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J. J., & Denis, B. (2001). Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanents des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 233, 5-21.
- Gomes Correia, A., & Quibel, A. (2000). Compaction of soils and granular materials. *Presse Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Guatimosim, F. V., Vasconcelos, K. L., Bernucci, L. L. B., & Jenkins, K. J. (2016). Laboratory and field evaluation of cold recycling mixture with foamed asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 19(2), 385-399.
- Haynes, J. G., & Yoder, E. J. (1963). *Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test*. Highway Research Project. No. 39.
- Hicks, R. G. (1970). *Factors influencing the resilient properties of granular materials* (Thèse de Doctorat). Université de Californie, Berkeley.
- Hicks, R. G., & Monismith, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Highway Research Record*, 345, 15-31.
- Ho, X. N. (2013). *Comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés* (Thèse de Doctorat). Université de Strasbourg, Strasbourg.
- Ho, X. N., Nowamooz, H., Chazallon, C., & Migault, B. (2014a). Effect of hydraulic hysteresis on low-traffic pavement deflection. *Road Materials and Pavement Design*, 15(3), 642-658.

- Ho, X. N., Nowamooz, H., Chazallon, C., & Migault, B. (2014b). Effective stress concept for the effect of hydraulic hysteresis on the resilient behaviour of low traffic pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, 16(9), 842-856.
- Ho, X. N., Nowamooz, H., Chazallon, C., & Migault, B. (2014c). Influence of fine content and water content on the resilient behaviour of a natural compacted sand. *Road Materials and Pavement Design*, 15(3), 606-621.
- Hornych, P., & El Abd, A. (2004). *Work package 5 Performance-based specifications - Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements*. Extrait du projet SAMARIS. Document n°SAM-05-DE-10.
- Hornych, P., Gaudefroy, V., Geffard, J. L., & Goyer, S. (2009). Study of the mechanical behaviour of gravel-emulsion of cold recycling mixture with foamed asphalt. *Proceedings of 7th International Symposium on Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials* (pp. 639-649). Rhodes, Grèce.
- Hornych, P., Kazai, A., & Piau, J. M. (1998). Study of the resilient behaviour of unbound granular materials. *Proceedings of Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields* (pp. 1277-1287). Trondheim, Norway.
- Huet, C. (1963). *Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés* (Thèse de Doctorat). Faculté des Sciences de l'Université de Paris, Paris.
- Jacobson, T. (2002). Cold recycling of asphalt pavement – mix in plant. *Proceedings of Road Pavement Recycling*. Varsovie, Pologne.
- Jacobson, T. (2003). *Återvinning av krossad asphalt som bär- och förstärkningslager. Del 2 – Erfarenheter från fältstudier*. VTI notat 32-2002.
- Jacobson, T. (2007). *Återvinning av tjärasfalt och krossad asfaltbeläggning vid motorvägsbygget på E4, Markaryd*. VTI notat 9-2007.
- Jacobson, T., Waldemarson, A. (2011). *Återvinning av asfaltgranulat vid motorvägsbygget på E4, Markaryd- Uppföljningar åren 2005–2010*. VTI notat 25-2010.
- Jean, M. (1999). The non smooth contact dynamics method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 177(3-4), 235-257.
- Jing, P. (2017). *Etude de l'effet des fines et de la teneur en eau sur le comportement hydromécanique des matériaux granulaires* (Thèse de Doctorat). Université de Strasbourg, Strasbourg.

- Jing, P., Nowamooz, H., & Chazallon, C. (2018). Unsaturated mechanical behaviour of a granular material. *Road Materials and Pavement Design*, 20(6), 1429-1451.
- Kalman, B. (2013). *Deliverable 7.3 - Project Final Report*. Extrait de RE-ROAD – End of Life Strategies of Asphalt Pavements. Site internet : <http://re-road.fehrl.org/>
- Kuna, K., Airey, G., & Thom, N. (2016). Mix design considerations of foamed bitumen mixtures with reclaimed asphalt pavement material. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(10), 902-915.
- Kamal, M. A., Dawson, A. R., Farouki, O. T., Hughes, D. A. B., & Sha'at, A. A. (1993). Field and laboratory evaluation of the mechanical behaviour of unbound granular materials in pavements. *Transportation Research Record*, 1406, 88-97.
- Kolisoja, P. (1997). Deformation characteristics of granular base course in flexible pavement. *Transportation Research Record*, 1043, 131-138.
- Kuna, K., Airey, G., & Thom, N. (2016). Mix design considerations of foamed bitumen mixtures with reclaimed asphalt pavement material. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(10), 902-915.
- Li, X., Marasteanu, M. O., Williams, R. C., & Clyne, T. (2008). Effect of reclaimed asphalt pavement (proportion and type) and binder grade on asphalt mixtures. *Transportation Research Record*, 2051(1), 90-97.
- Moreau, J. J. (1994). Some numerical methods in multibody dynamics: Application to granular materials. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 13(4), 93-114.
- McDaniel, R. S., & Shah, A. (2003). Use of reclaimed asphalt pavement (RAP) under superpave specifications (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 72, 226-252.
- McDowell, G. R., Collop, A. C., & Wu, J. W. (2009). A dimensional analysis of scaling viscosity and velocity in DEM of constant strain rate tests on asphalt. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 4(2), 171-174.
- Mitry, F. G. (1964). *Determination of the modulus of resilient deformation of unsaturated base course material* (Thèse de Doctorat). Université de Californie, Berkeley.
- Mogawer, W. S., Austerman, A. J., Engstrom, B., & Bonaquist, R. (2009). Incorporating high percentages of recycled asphalt pavement and warm- mix asphalt technology into thin hot-mix asphalt overlays as pavement preservation strategy. *Proceedings of Transportation Research Board 88th Annual Meeting*. Washington DC, Etats-Unis.

- Monismith, C. L., Seed, H. B., Mitry, F. G., & Chan, C. K. (1967). Prediction of pavement deflections from laboratory tests. *Proceedings of Second International Conference Structure Design of Asphalt Pavements* (pp. 109-140). Ann Arbor, USA.
- Morgan, J. R. (1966). The response of granular materials to repeated loading. *Proceedings of Third International Conference Australian Road Research Board* (pp. 1178-1192).
- Moutier, F. (1991). Etude statistique de l'effet de la composition des enrobés bitumineux sur leur comportement en fatigue et leur module complexe. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 172, 33-41.
- Moutier, F. (1992). Utilisation de la presse à cisaillement giratoire et de l'ornièreur dans la méthode française de formulation des enrobés. *Proceedings of the Fifth Eurobitume Congress* (pp. 546-554). Stockholm, Suède.
- Nielsen, E. (2011). *Status Report on Activities and Background for Selection of Case Studies*. Extrait de RE-ROAD – End of Life Strategies of Asphalt Pavements. Site internet : <http://re-road.fehrl.org/>
- Observatoire des Techniques de Chaussées. (1997). *Note d'information – Les graves émulsion*. SETRA.
- Odéon, H. (2014). Amiante et HAP dans les enrobés bitumineux. Extrait de CoTITA Est. Site internet : http://www.cotita.fr/IMG/pdf/PEER_140404_3_Amiante_HAP-OdeonH.pdf
- Olard, F., & Di Benedetto H. (2003). General “2S2P1D” model and relation between the linear viscoelastic behaviors of bituminous binders and mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 4(2).
- Plati, C., Loizos, A., Papavasiliou, V., & Kaltsounis, A. (2010). Investigation In Situ Properties of Recycled Asphalt Pavement with Foamed Asphalt as Base Stabilizer. *Advanced in Civil Engineering*. Retrieved from <https://doi.org/10.1155/2010/565924>
- Porot, L., & Eduard, P. (2016). Laboratory evaluation of half-warm recycling with bio-based additive. *Proceedings of 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress*. Prague, République Tchèque.
- Quezada, J. C. (2012). *Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité* (Thèse de Doctorat). Université de Montpellier 2, Montpellier.
- Quezada, J. C., & Chazallon, C. (2019). Complex modulus modeling of asphalt concrete mixes using the Non-Smooth Contact Dynamics method. *Computers and Geotechnics*, 117.

- Raad, L., Minassian, G., & Gartin, S. (1992). Characterization of saturated granular bases under repeated loads. *Transportation Research Record*, 1369, 73-82.
- Radjaï, F., & Richefeu, V. (2009). Contact dynamics as a nonsmooth discrete element method. *Mechanics of Materials*, 41(6), 715-728.
- Robinson, R. G. (1974). *Measurement of the elastic properties of granular materials using a resonance method*. Supplementary report No 111 UC. Transport and Road Research Laboratory.
- Sangiorgi, C., Tataranni, P., Simone, A., Vignali, V., Lantieri, C., & Dondi, G. (2017). A laboratory and field evaluation of Cold Recycled Mixture for base layer entirely made with Reclaimed Asphalt Pavement. *Construction and Building Materials*, 138, 232-239.
- Saunier, J. (1968). *Contribution à l'étude des propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux* (Thèse de Doctorat). Faculté des sciences de l'Université de Paris, Paris.
- Sayegh, G. (1965). *Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux* (Thèse de Doctorat). Faculté des sciences de Paris, Paris.
- Serfass, J. P. (2002). Enrobé à l'émulsion : pour une nouvelle méthode d'étude. *Revue Générale des Routes et Aérodrômes*, 808.
- SETRA-LCPC. (1998). *Réseau routier national - Catalogue des structures types de chaussées neuves*.
- Shaw, P. S. (1980). *Stress-Strain Relationships for Granular Materials under Repeated Loading* (Thèse de Doctorat). Université de Nottingham, Nottingham.
- Shu, X., Huang, B., Shrum, E. D., & Jia, X. (2012). Laboratory evaluation of moisture susceptibility of foamed warm mix asphalt containing high percentages of RAP. *Construction and Building Materials*, 35, 125-130.
- Singh, D., Chitragar, S. F., & Ashish, P. K. (2017). Comparison of moisture and fracture damage resistance of hot and warm asphalt mixes containing reclaimed pavement materials. *Construction and Building Materials*, 157, 1145-1153.
- Smith, W. S., & Nair, K. (1973). *Development of procedure for characterization of untreated granular base course and asphalt treated base course materials*. Report No. FHWA-RD-74-61. Washington, D.C: Federal Highway Administration.
- Sohm, J. (2011). *Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux* (Thèse de Doctorat). Ecole Centrale de Nantes, Nantes.

- Soleimani, P. (1965). *Etude sur le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux par la méthode de fluage* (Thèse de Doctorat). Faculté des sciences de Paris, Paris.
- Sweere, G. T. H. (1990). *Unbound granular bases for road* (Thèse de Doctorat). Université de Delft, Delft.
- Themeli, A. (2015). *Etude du potentiel d'emploi des bitumes naturels dans la production des liants bitumineux durs et des enrobes à module élevé* (Thèse de Doctorat). Université de Strasbourg, Strasbourg.
- Thom, N. H., & Brown, S. F. (1987). Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. *Transportation Research Record*, 1121, 50-56.
- Tran, N., West, R., Taylor, A., & Willis, R. (2015). Evaluation of moderate and high RAP mixtures at laboratory and pavement scales. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(9), 851-858.
- Trollope, E. H., Lee, I. K., & Morris, J. (1962). Stresses and deformation in two-layer pavement structures under slow repeated loading. *Proceedings of First International Conference Australian Road Research Board 1(2)* (pp. 693-721). Canberra, Australia.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. *Transportation Research Board*, 1022, 55-59.
- Valdés, G., Pérez-Jiménez, F., Miró, R., Martínez, A., & Botella, R. (2010). Experimental study of recycled asphalt mixtures with high percentages of reclaimed asphalt pavement (RAP). *Construction and Building Materials*, 25(3), 1289-1297.
- Vuong, B. (1992). Influence of density and moisture content on dynamic stress-strain behaviour of a low plasticity crushed rock. *Road and Transport Research*, 1(2), 88-100.
- Wirtgen (2016). *Un liant éprouvé dans le monde entier : la mousse de bitumen*. Brochure Wirtgen.
- Wirtgen (2017). *BSM Cold Recycling: Laboratory Handbook*. Manuel de laboratoire Wirtgen.
- Yu, H., & Shen, S. (2013). A micromechanical based three-dimensional DEM approach to characterize the complex modulus of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 38, 1089-1096.
- Zhao, S., Huang, B., Shu, X., Jia, X., & Woods, M. (2012). Laboratory performance evaluation of warm-mix asphalt containing high percentages of reclaimed asphalt pavement. *Transportation Research Record*, 2294(1), 98-105.

NORMES

- AFNOR. *Dimensionnement des structures des chaussées routières – Application aux chaussées neuves*. Norme française NF P 98-086, Octobre 2011.
- AFNOR. *Mélanges bitumineux – Méthode d'essai – Partie 2 : granulométrie*. Norme française NF EN 12697-2, Août 2015.
- AFNOR. *Mélanges bitumineux – Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud – Partie 3 : extraction des bitumes à l'évaporateur rotatif*. Norme française NF EN 12697-3, Août 2013.
- AFNOR. *Mélanges bitumineux – Spécifications des matériaux – Partie 1 : Enrobés bitumineux*. Norme française NF EN 13108-1, Février 2007.
- AFNOR. *Mélanges bitumineux – Spécifications pour le matériau – Partie 8 : Agrégats d'enrobés*. Norme française NF EN 13108-8, Octobre 2016.
- AFNOR. *Graves non traitées – Spécifications*. Norme française NF EN 13285, Mai 2004.
- AFNOR. *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques – Partie 2 : méthode d'essai de détermination en laboratoire de la masse volumique de référence et de la teneur en eau – Compactage Proctor*. Norme française NF EN 13286-2, Décembre 2010.
- AFNOR. *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques – Partie 4 : méthodes d'essai pour la masse volumique de référence et la teneur en eau en laboratoire – Marteau vibrant*. Norme française NF EN 13286-4, Juillet 2003.
- AFNOR. *Mélanges avec ou sans liant hydraulique – Partie 7 : Essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique*. Norme française NF EN 13286-7, Juillet 2004.
- AFNOR. *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques – Partie 52 : méthode de confection par vibrocompression des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques*. Norme française NF EN 13286-52, Mai 2005.
- ASTM. *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*. ASTM D5298-10, 1995.

ANNEXES

ANNEXE A Questionnaires

ANNEXE B Chemins de contraintes pour les essais triaxiaux à chargements répétés

ANNEXE C Résultats des tests résilients des essais Triaxiaux à Chargements Répétés (TCR)

ANNEXE A Questionnaires

- Questionnaire pour les entreprises productrices d'agrégats d'enrobés

Projet ORRAP / WP2.3

Questionnaire

Influence du concassage, tamisage, transport intermédiaire etc. des agrégats d'enrobés (AE)

Données des entreprises d'agrégats d'enrobés

Information

- Pays:
- Personne de référence:

Informations générales de l'entreprise

- Société :
 - Adresse / service de la société:
 - Personne à contacter :
 - Société également productrice d'AE?
 - Données anonymes?
-

Validation "à l'entrée"

- Produisez-vous (ou un autre service de votre société) les AE vous-mêmes ou acceptez-vous des AE d'autres fournisseurs ?
- Financement des AE:
 - Vous achetez les AE.
 - Vous êtes payés pour recevoir les AE.
 - Les montants des transactions dépendent de la provenance.
 - Il n'y a pas de transaction financière.
- Prenez- vous en compte la provenance des AE ?
 - Oui
 - Non
- De quelle façon, y-a-t-il un tri au départ ?
 - Oui
 - Non
- Rejetez-vous les AE en raison de :
 - La contamination de la terre / du gravier
 - Un mélange avec du béton hydraulique
 - La présence de goudron
 - La présence d'amiante
 - D'une mauvaise manipulation
 - Autre: _____

1

- Protocole de dépistage :

- Oui
- Non

Si oui, quel type de test? (Donnez la référence, s'il s'agit d'un test propre à l'entreprise donnez une description détaillée): _____

- Effectuez-vous des dépistages pour :

- | | | |
|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Goudron | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| HAP | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| Amiante | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| PMB | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| Quartzite (cristaux de quartz) | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| SEA (soufre utilisé comme liant) | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| Agrégats résistant à l'usure (PSV) | <input type="checkbox"/> Oui | <input type="checkbox"/> Non |
| Autres: _____ | | |

- Si vous produisez les AE vous-mêmes (par exemple par fraisage), avez-vous effectué des études / pré-dépistages de l'ancienne chaussée ou recevez-vous des informations auprès du propriétaire de la route ?

- Quels critères de qualité vérifiez-vous au moment de la réception des AE :

- Présence d'éléments étrangers
- Granulométrie
- Teneur en liant
- Qualité du bitume
- Qualité des granulats
- Autres: _____

- Quels types d'agrégats :

- Blocs / Croûtes
- Concassés / Fraisés
- Avec traitement ultérieur

- Comment utilisez-vous les AE en fonction des taux de HAP (à chaud, à froid, en remblais, mise en décharge...)?

- Stockage des matériaux à l'entrée sur le site : entreposage – prétraitement – utilisation immédiate – pré-mélanger avec matériaux vierges ?

Avec pour objectifs :

- Éviter les agglomérats
- Granulométrie des AE
- Autre : _____

Stockage intermédiaire

- La zone de stockage (matériaux vierges et AE) est :
 - Pavée
 - En gravier
 - TerreEn cas de fondation revêtu, un système d'égout est-il en place pour l'écoulement des eaux de ruissellement:
 - Oui
 - Non

- Documentation / Informations sur les différents stocks :
 - Oui
 - Non

- Les stocks sont-ils protégés ?
 - Non
 - Systématiquement
 - Uniquement pour certains agrégats : _____

- Comment se fait la protection ?
 - Sommet
 - Sommet et partie inférieure

- Y-a-t-il des restrictions législatives? Quantité, problèmes de poussière, eaux de ruissellement, etc?
 - Oui
 - Non

- Comment gérer vous le stockage dans la durée (Création d'agglomérats ? Prétraitement avant utilisation ?) :

- Quelles sont les dimensions des stocks ? Comment sont-ils mis en œuvre ?

Manipulations intermédiaires

- De quelle manière prélevez-vous, mélangez-vous et entreposez-vous les matériaux sur les piles de stockage pour éviter la ségrégation ?

Opérations de concassage

- Dans quelles situations procédez-vous à des opérations de concassage ?

- Quel type de concasseur utilisez-vous ? _____
- Le type de broyeur est-il lié au type de matériau (âgés/récents agrégats d'enrobé, PMB) ? _____
- Traitez-vous les plaques de manière particulière ? Si oui, comment ?

- Concassez-vous les matériaux à froid ou à chaud pour faciliter la réduction, pour éviter de casser l'agrégat et afin d'avoir moins de poussières?

Opérations de tamisage, de tri

- Comment s'effectue le criblage et le tri ? A quels moments ?

- L'opération est-elle aussi aisée que pour des matériaux granulaires non liés ? _____

Enquête environnementale

- Que demandent les autorités ? (Collecte des eaux de ruissellement, système de récupération des hydrocarbures, lutte contre les émissions de poussières)

- Etes-vous limiter dans la quantité permise (le tonnage) d'AE sur le site?

- Quel est le lieu de votre rejet (égout / ruisseau / lac)? _____

Consommation de matériaux

- Quelle est la provenance géographique des AE : locale, nationale ou matériaux importés?

- Quelle est – en pourcentage estimé – la provenance de vos AE :
 - Autoroutes :
 - Routes départementales :
 - Voies communales :
 - Divers (parkings...) :

4

- Quelle est la distance approximative de transport de la zone de provenance à votre site :
 - Moyenne :
 - Maximale :

- Si vous n'utilisez pas d'AE, où vous procurez-vous les matériaux vierges (provenance locale, nationale, matériaux importés)

- Quelle est le tonnage d'AE que vous récupérez normalement chaque année ?

- De quelle manière utilisez-vous ces AE (en pourcentage) ?
 - A chaud – couches de roulement : ____%
 - A chaud – couches d'assise : ____%
 - A froid – chaussées : ____%
 - Autres (remblais, chemins...) : ____%

Qualité des agrégats d'enrobé (AE)

- Quelle est la granulométrie habituelle des granulats :
 - 0-10
 - 0-14
 - 0-20
 - Autre: _____

- Quelle est la granulométrie habituelle des AE :
 - 50
 - 31.5
 - 20
 - 14
 - Autre: _____

- Quel est le niveau de qualité habituel des AE que vous possédez ?
 - Propreté : $F_{0,5} = \text{___}\%$, $F_1 = \text{___}\%$, $F_2 = \text{___}\%$
 - Teneur en liant : $TL1 = \text{___}\%$, $TL2 = \text{___}\%$, $TLns = \text{___}\%$
 - Bitume : $B1 = \text{___}\%$, $B2 = \text{___}\%$, $Bns = \text{___}\%$
 - Granulométrie : $G1 = \text{___}\%$, $G2 = \text{___}\%$, $Gns = \text{___}\%$
 - Granulats : $R1 = \text{___}\%$, $Rns = \text{___}\%$

Conditions de réemploi à froid des agrégats d'enrobé (AE)

- Existe-t-il une valorisation à froid des AE ? _____
- Quelle est alors la procédure suivie en laboratoire : séchage, malaxage,?

- Quelle est alors la procédure suivie sur le site de stockage : séchage, malaxage?

- Procédez-vous à un stockage temporaire ? Quelle est la durée de ce stockage ? _____
- Avez-vous des limites en raison d'une teneur en eau non réaliste au laboratoire ? _____
- Y-a-t-il un traitement de séparation des AE possédant des liants modifiés aux polymères et en quoi consiste-t-il ?

Divers

- Avez-vous dans vos stocks des AE que vous n'arrivez que difficilement à réutiliser ?

- Quelles sont vos attentes par rapport au projet de recherche ORRAP ?

Remarques

➤ Questionnaire pour la maîtrise d'ouvrage

Projet ORRAP / WP2.3

Questionnaire Données de la maîtrise d'ouvrage

▪ **Types d'agrégats d'enrobé produits**

Quels sont les types d'agrégats d'enrobés que vous produisez ?

- Fraisés (Concassés)
- Croûtes (Blocs)

Quelle est la granulométrie habituelle des agrégats :

- 50
- 31,5
- 20
- 14
- Autre

Séparez-vous les agrégats récupérés selon la couche de chaussée dont ils proviennent ?

- Oui
- Non

Annuellement, quelle quantité d'agrégats d'enrobés récupérez-vous ?

▪ **Premières analyses**

Effectuez-vous des procédures de dépistages avant dépôt ? Si oui, pour quels éléments ?

Quelles sont les proportions des agrégats en fonction de leur taux de HAP ?

▪ **Dépôt en zones de recyclage**

A quelle(s) société(s) déposez-vous vos matériaux et en fonction de quels critères ?

- **Suivi de l'historique des agrégats d'enrobés**

Transmettez-vous des informations de l'ancienne chaussée à ces entreprises de recyclages ?

- Oui, lesquelles : _____
- Non

- **Remarques**

Quelles sont vos attentes par rapport au projet de recherche ORRAP ?

ANNEXE B Chemins de contraintes pour les essais triaxiaux à chargements répétés

	σ_3 (kPa)		σ_1 (kPa)		q (kPa)		p (kPa)		Δq	Δp	$\Delta q/\Delta p$
	min	max	min	max	min	max	min	pmax			
Conditionnement	70	70	80	420	10	350	73	187	340	113	3
Résilient PCC $\Delta q/\Delta p=3$	20	20	30	100	10	80	23	47	70	23	3
	20	20	30	145	10	125	23	62	115	38	3
	35	35	45	165	10	130	38	78	120	40	3
	35	35	45	245	10	210	38	105	200	67	3
	50	50	60	220	10	170	53	107	160	53	3
	50	50	60	340	10	290	53	147	280	93	3
	70	70	80	280	10	210	73	140	200	67	3
	70	70	80	420	10	350	73	187	340	113	3
	100	100	110	350	10	250	103	183	240	80	3
	100	100	110	510	10	410	103	237	400	133	3
150	150	165	465	15	315	155	255	300	100	3	
150	150	170	645	20	495	157	315	475	158	3	
Résilient PCV $\Delta q/\Delta p \neq 3$	10	110	20	120	10	10	13	113	0	100	0
	10	260	20	270	10	10	13	263	0	250	0
	10	110	20	180	10	70	13	133	60	120	0.5
	10	260	20	420	10	160	13	313	150	300	0.5
	10	110	20	270	10	160	13	163	150	150	1
	10	210	20	520	10	310	13	313	300	300	1
	10	60	20	220	10	160	13	113	150	100	1.5
	10	110	20	420	10	310	13	213	300	200	1.5
	10	20	20	90	10	70	13	43	60	30	2
	10	35	20	195	10	160	13	88	150	75	2

Figure B.1 Chemins de contraintes testés à 20°C

	σ_3 (kPa)		σ_1 (kPa)		q (kPa)		p (kPa)		Δq	Δp	$\Delta q/\Delta p$
	min	max	min	max	min	max	min	pmax			
Conditionnement	70	70	80	280	10	210	73	140	200	67	3
Résilient PCC $\Delta q/\Delta p=3$	20	20	30	100	10	80	23	47	70	23	3
	35	35	45	165	10	130	38	78	120	40	3
	50	50	60	220	10	170	53	107	160	53	3
	70	70	80	280	10	210	73	140	200	67	3
	100	100	110	350	10	250	103	183	240	80	3
	150	150	165	465	15	315	155	255	300	100	3
Résilient PCV $\Delta q/\Delta p \neq 3$	10	110	20	120	10	10	13	113	0	100	0
	10	110	20	180	10	70	13	133	60	120	0.5
	10	110	20	270	10	160	13	163	150	150	1
	10	60	20	220	10	160	13	113	150	100	1.5
	10	20	20	90	10	70	13	43	60	30	2

Figure B.2 Chemins de contraintes testés à 40°

ANNEXE C Résultats des tests résilients des essais Triaxiaux à Chargements Répétés (TCR)

Dans cette annexe, sont rassemblés les résultats des tests résilients des essais TCR menés. Les évolutions des déformations résilientes axiales et radiales, volumiques et déviatoriques au cours d'un cycle de chargement-déchargement en fonction de la contrainte moyenne p sont présentées. Les résultats sont la moyenne des cinq derniers cycles sur les 100 cycles appliqués par chemin de contraintes.

Les notations suivantes sont utilisées :

- ε_1 déformation axiale
- ε_3 déformation radiale
- ε_v déformation volumique
- ε_q déformation déviatorique.

Matériau	Température (°C)	Teneur en eau (%)	Section de l'annexe C
Agréats d'Enrobés (AE)	20	3,9	1.1
	20	4,9	1.2
	40	3,9	1.3
Granulats des AE	20	3,3	2
GNT	20	3,9	3

1. Agrégats d'enrobés

1.1 Température 20°C – Teneur en eau $w_{OPM,AE-2\%} = 3,9 \%$

1.1.1 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p = 3$: pression de confinement constante

1.1.1.1 Niveaux faibles (niveaux testés à 40°C)

▪ Pression de confinement 20 kPa

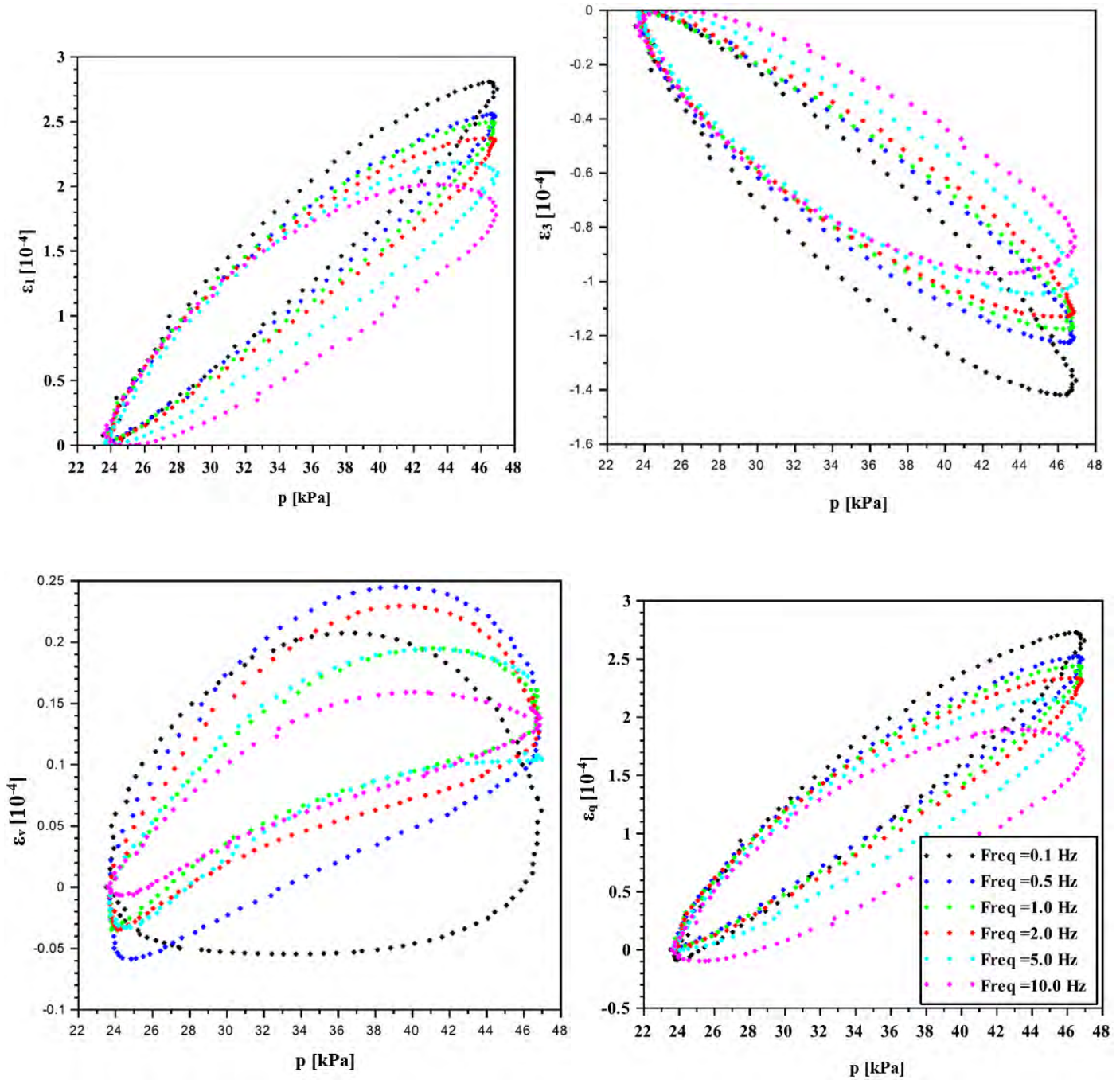


Figure C.1 Evolution des déformations des AE (20°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 70/23 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

- Pression de confinement 35 kPa

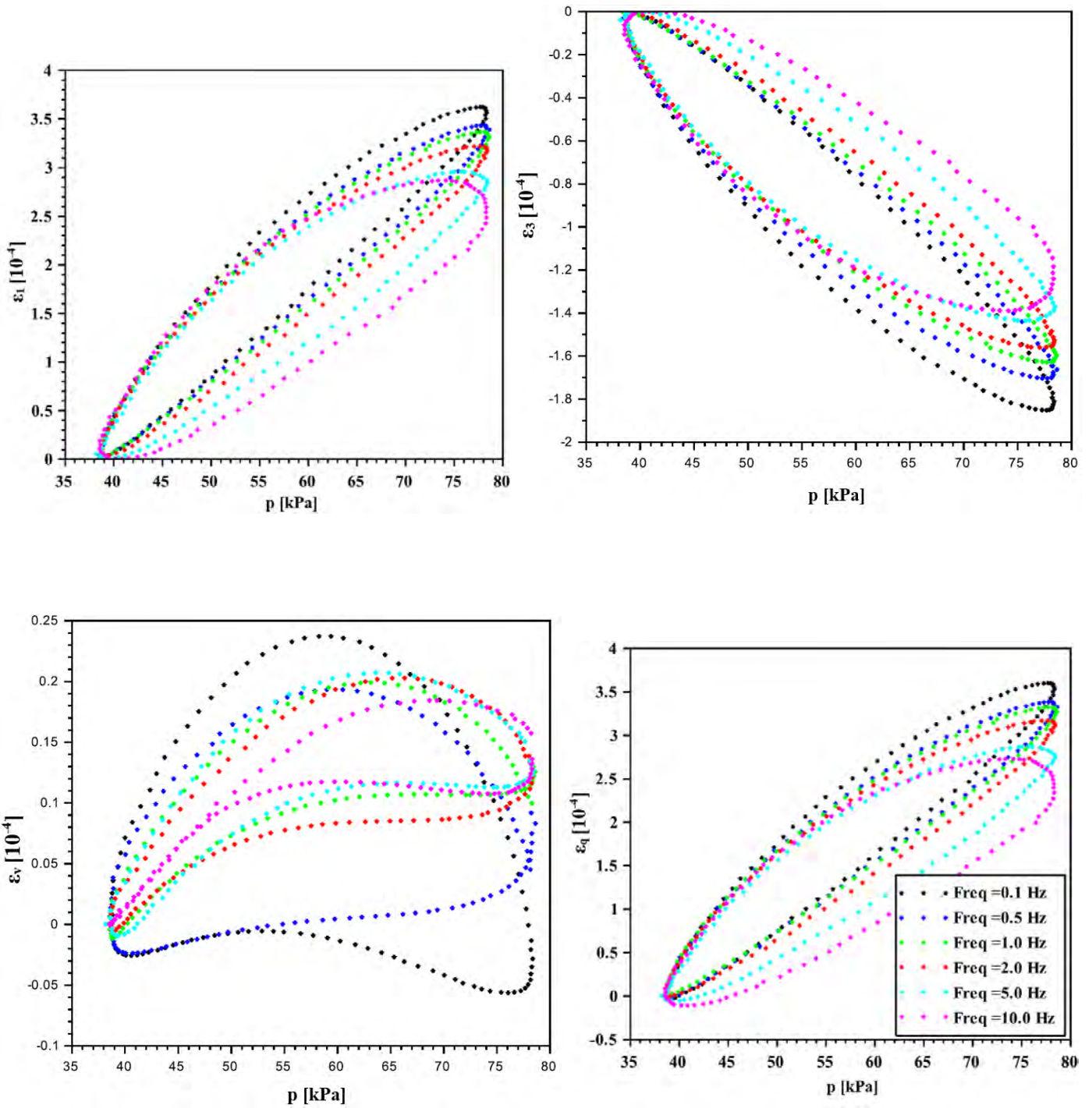


Figure C.2 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 120/40 = 3 - \sigma_3 = 35$ kPa

- Pression de confinement 50 kPa

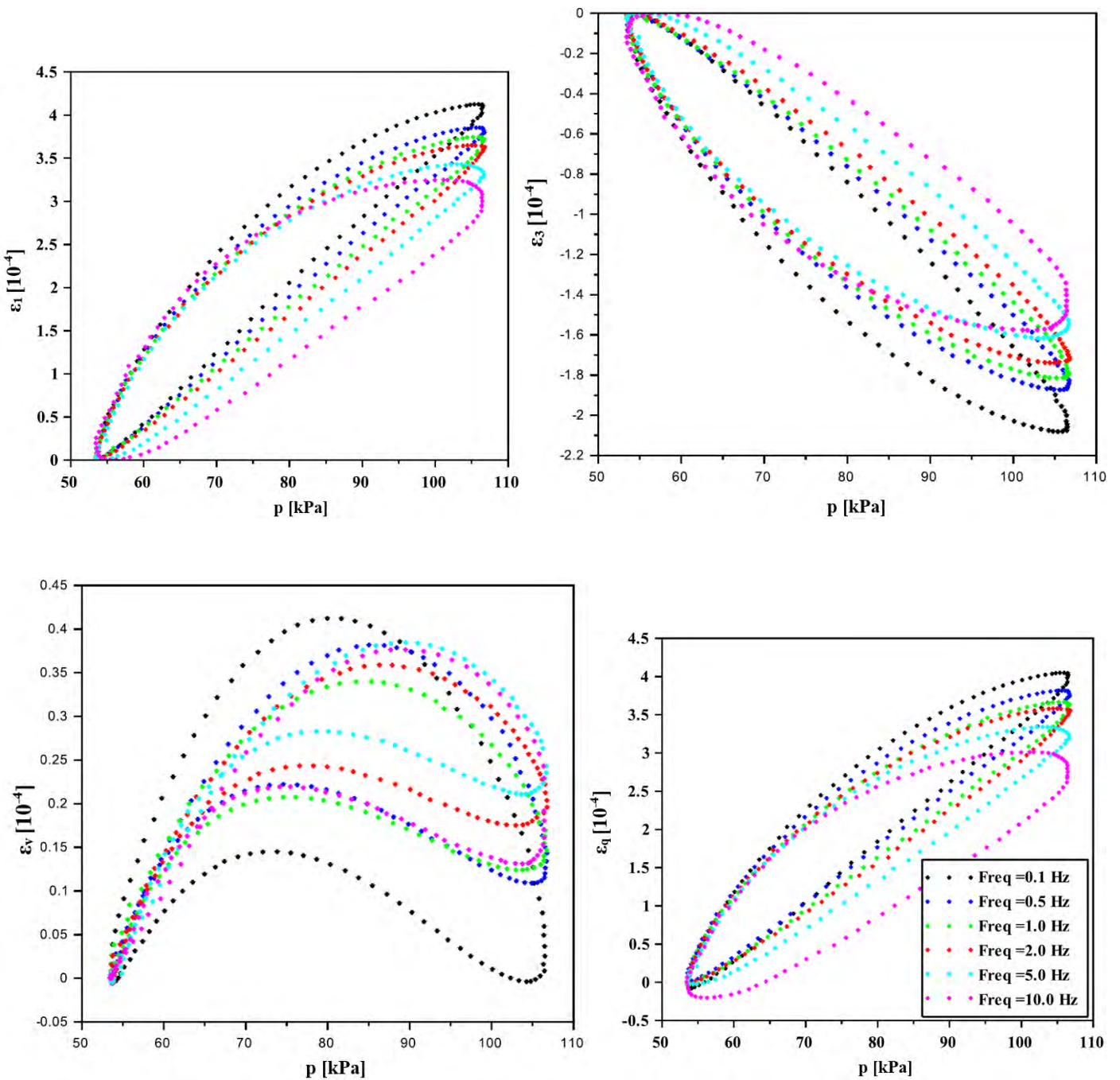


Figure C.3 Evolution des déformations des AE (20°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 160/53 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

- Pression de confinement 70 kPa

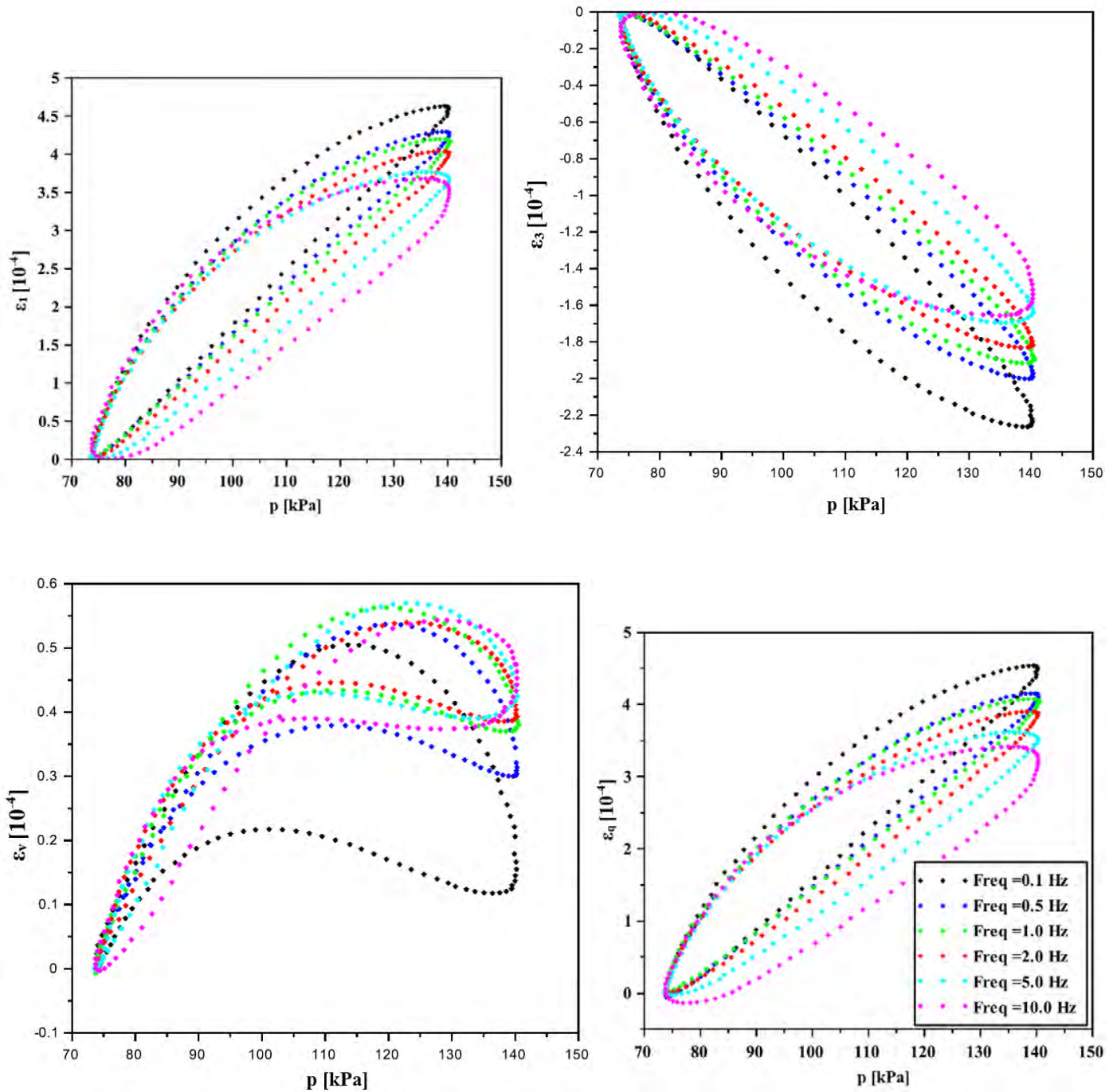


Figure C.4 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

▪ Pression de confinement 100 kPa

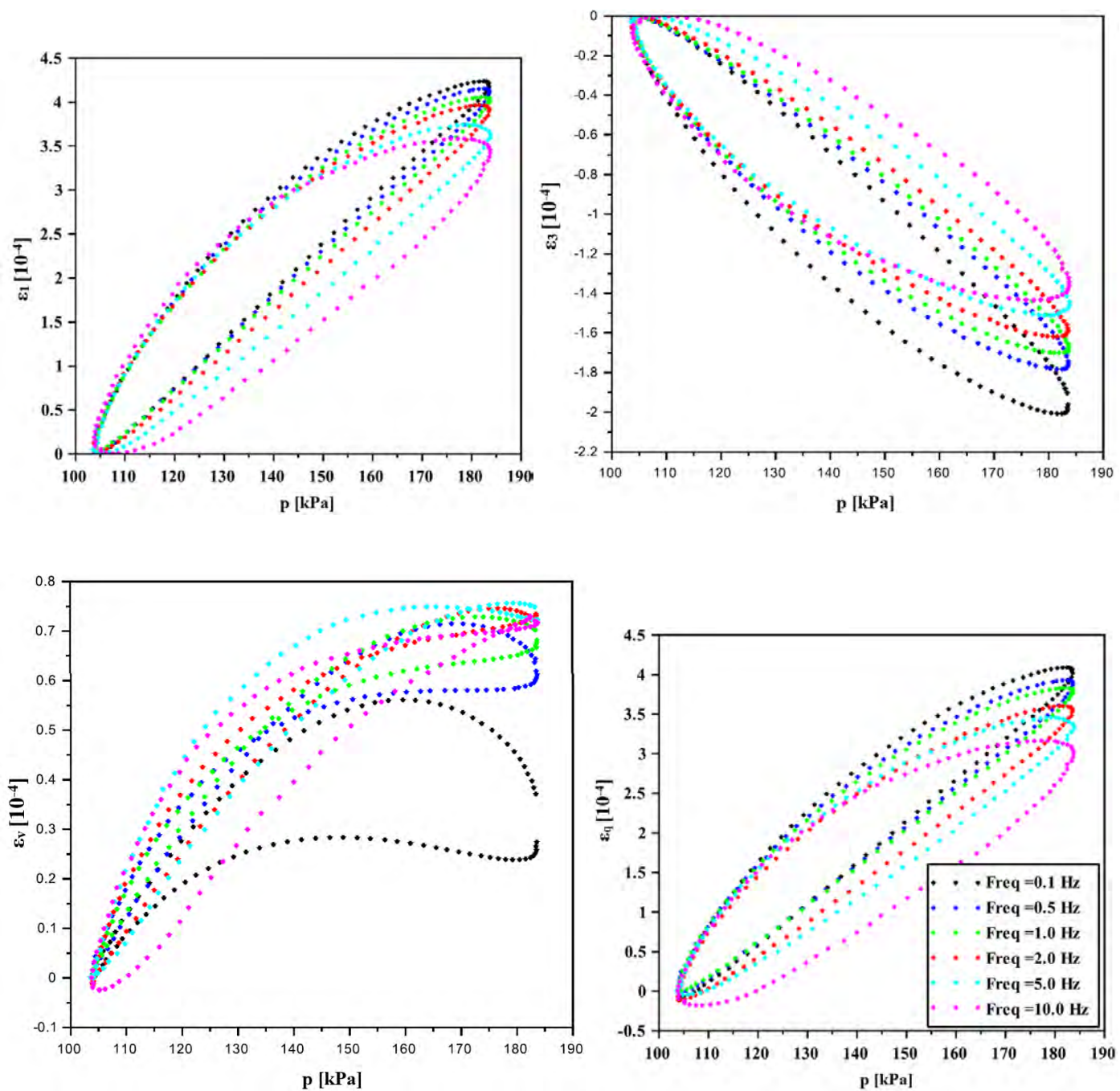


Figure C.5 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 240/80 = 3 - \sigma_3 = 100$ kPa

- Pression de confinement 150 kPa

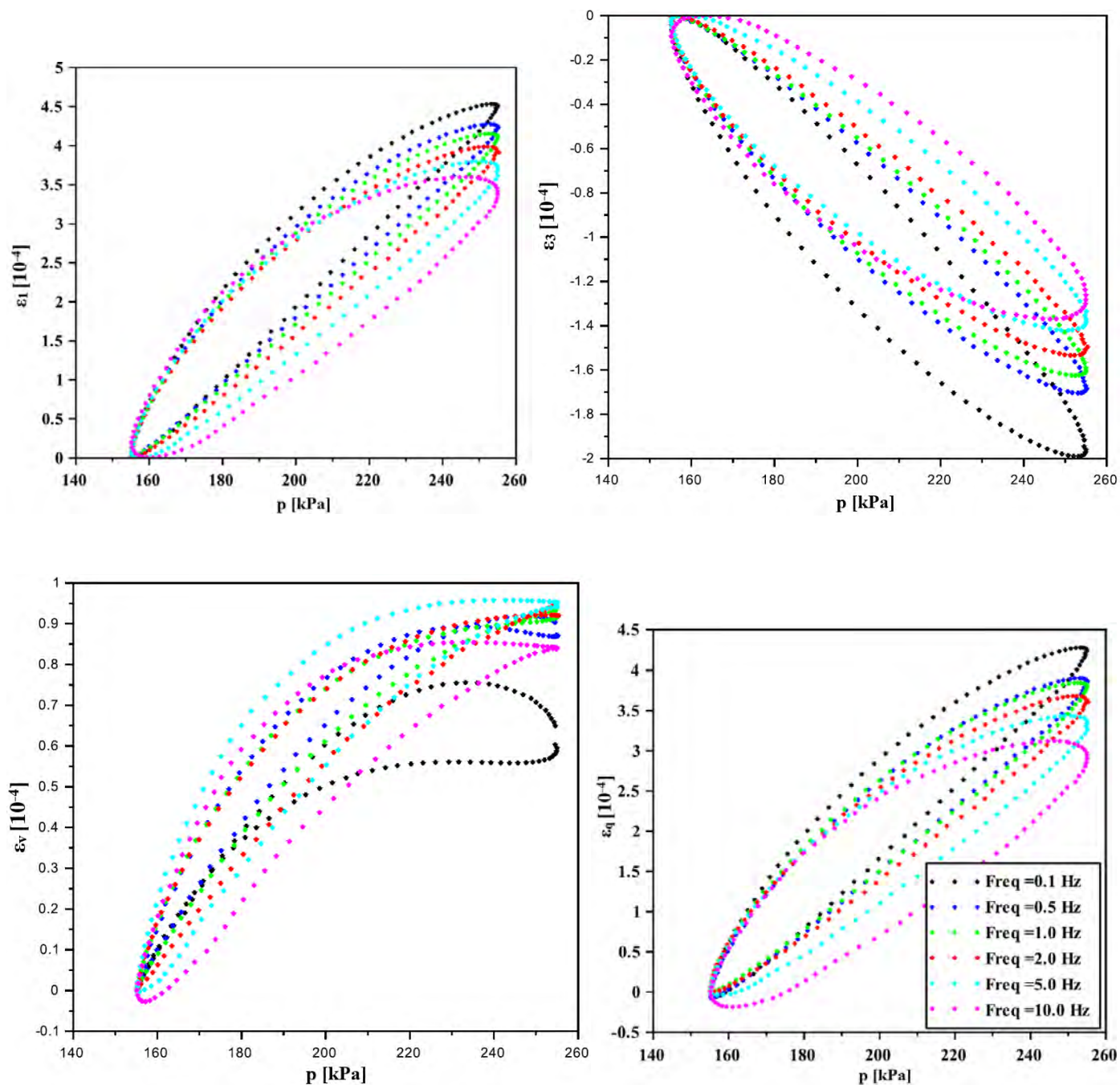


Figure C.6 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 300/100 = 3 - \sigma_3 = 150$ kPa

1.1.1.2 Niveaux forts

- Pression de confinement 20 kPa

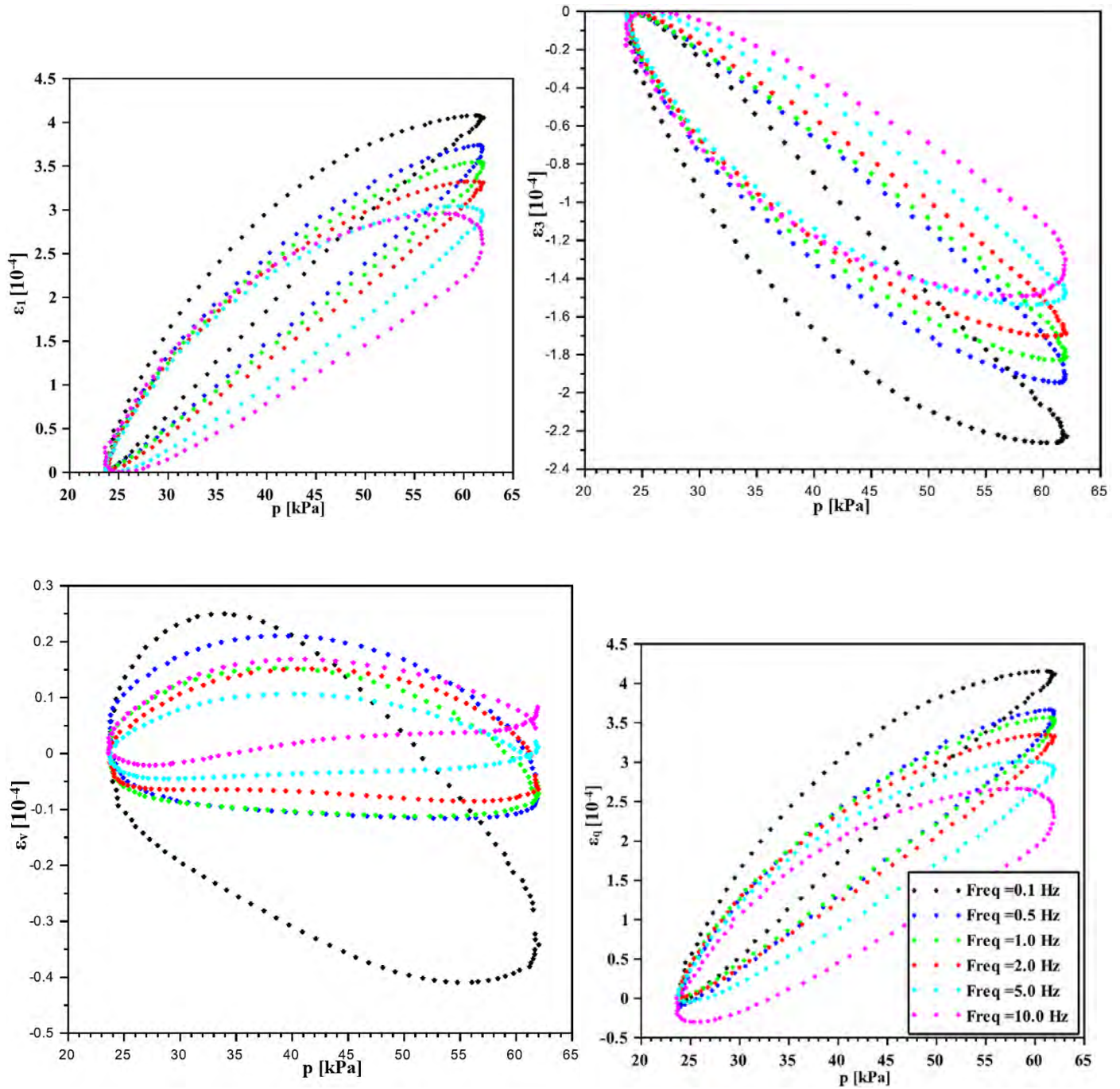


Figure C.7 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 115/38 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

- Pression de confinement 35 kPa

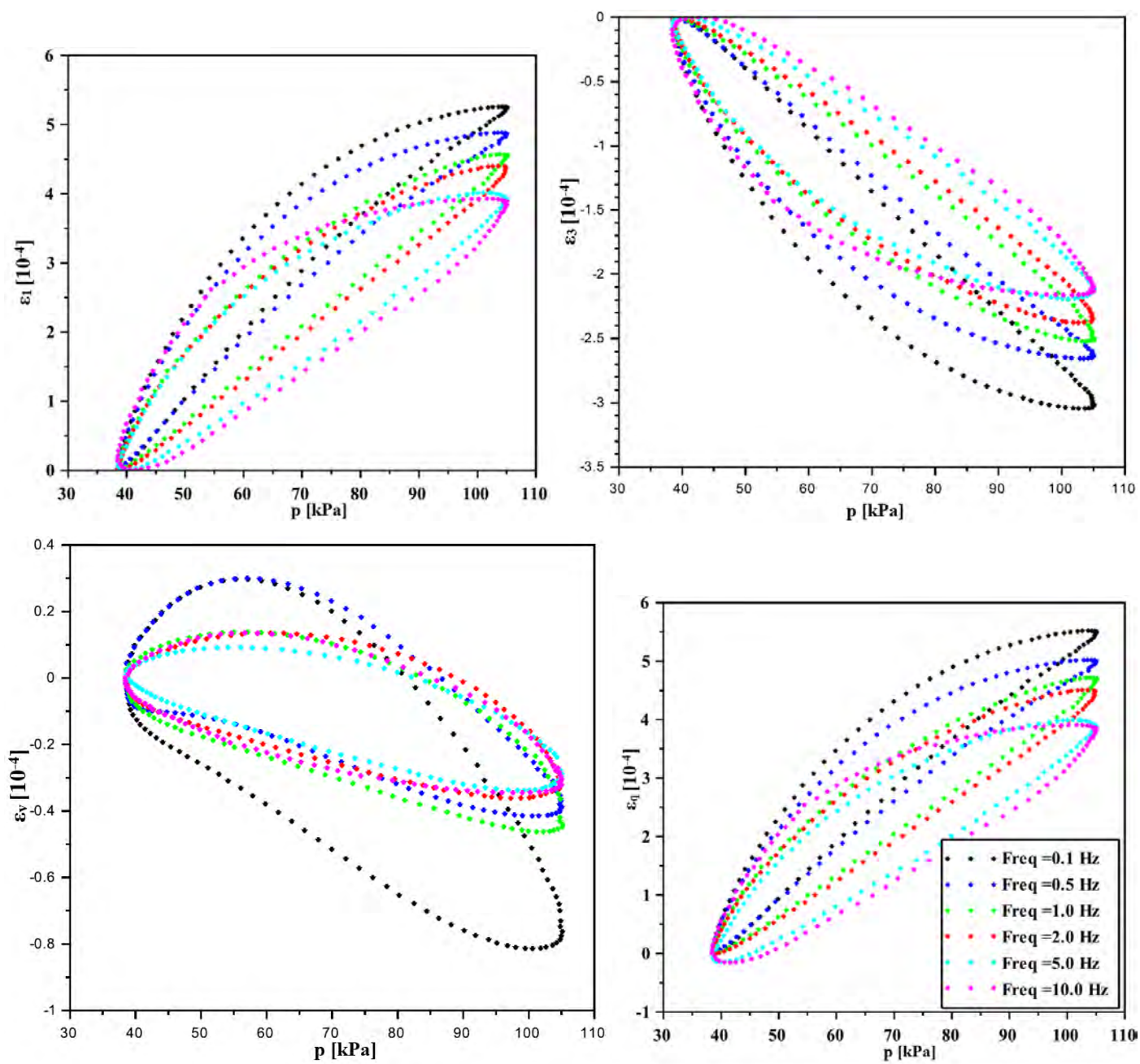


Figure C.8 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 35 \text{ kPa}$

- Pression de confinement 50 kPa

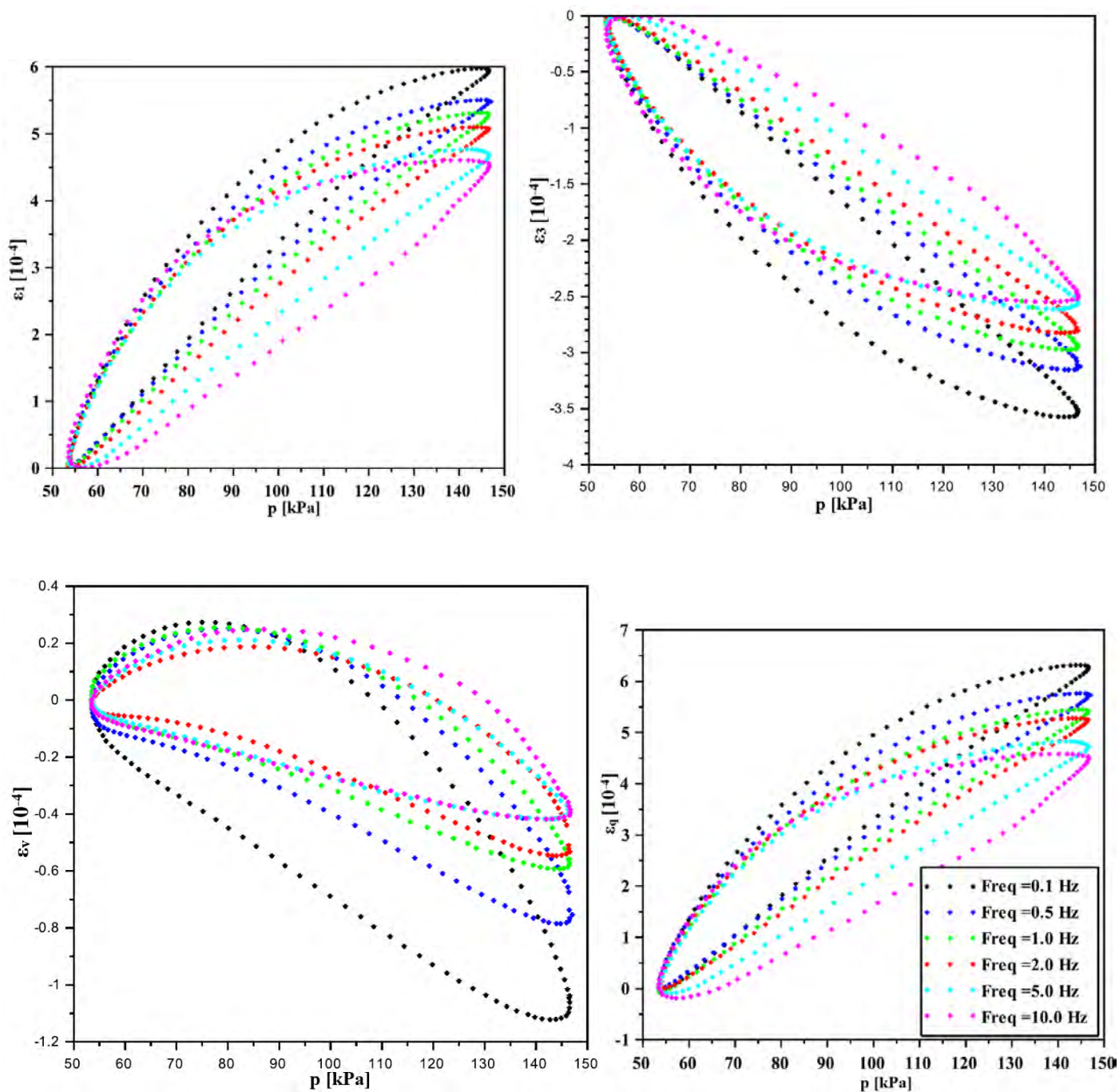


Figure C.9 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 280/93 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

▪ Pression de confinement 70 kPa

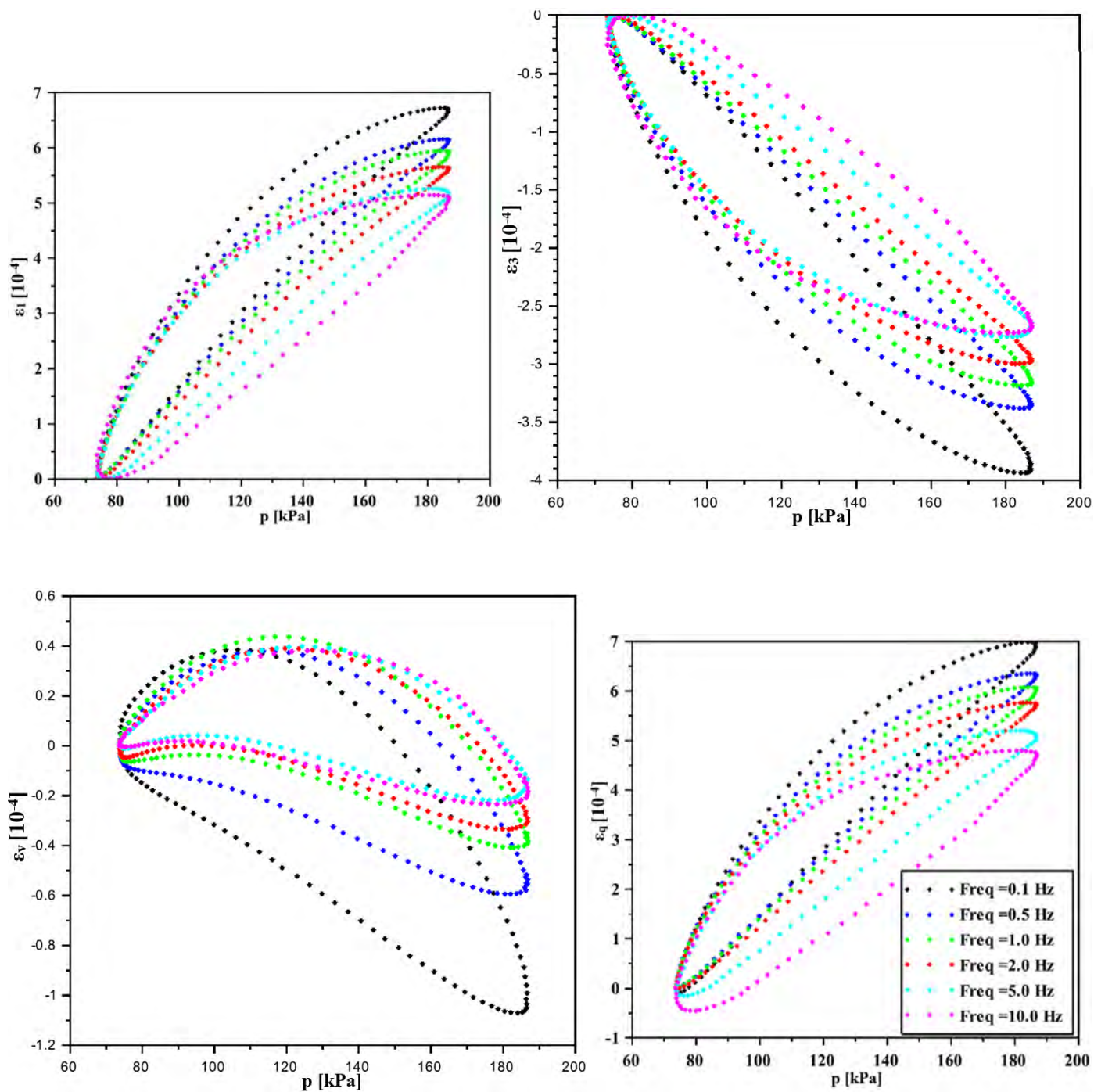


Figure C.10 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 340/113 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

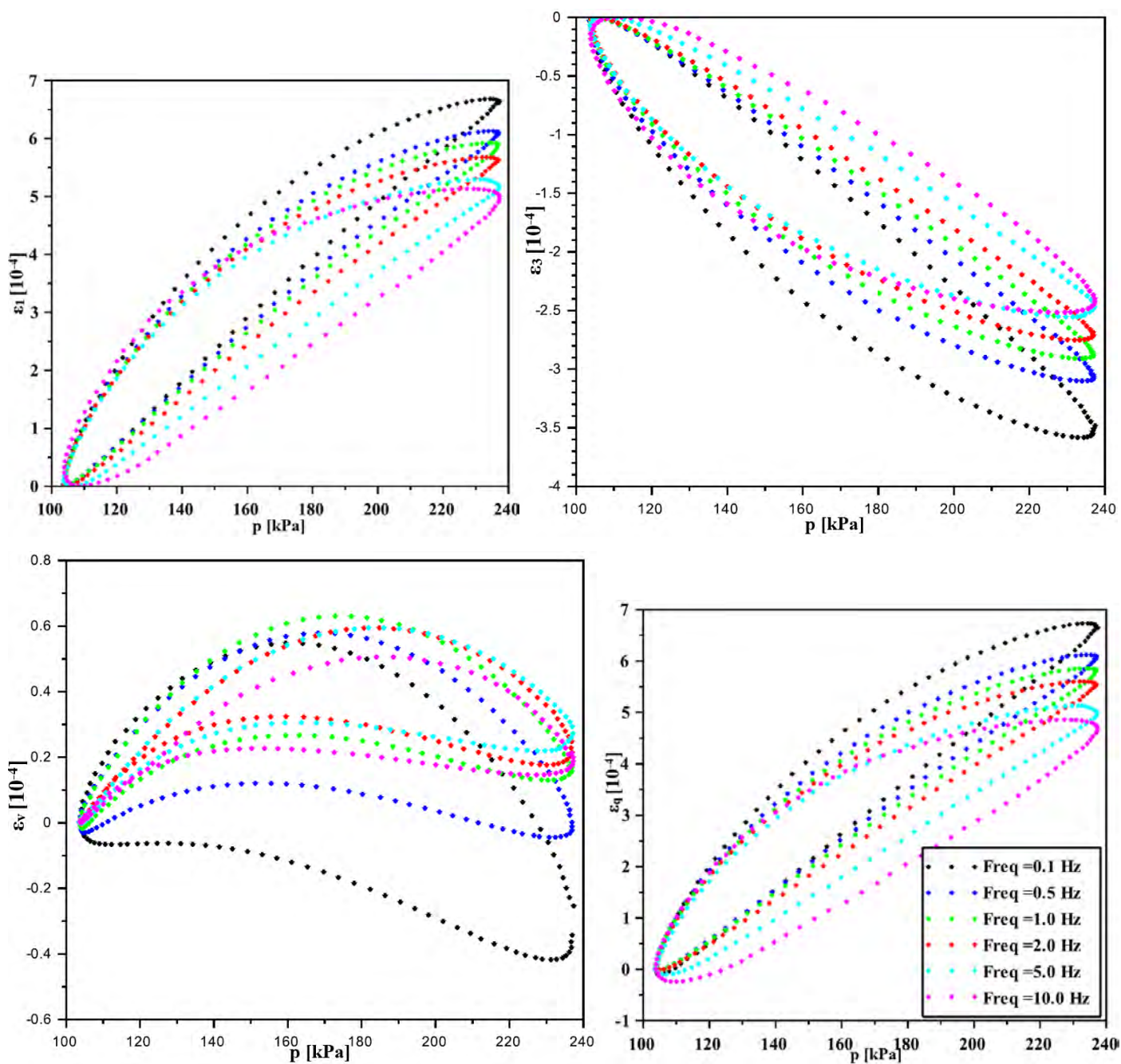


Figure C.11 Evolution des déformations des AE (20°C - $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa

- Pression de confinement 150 kPa

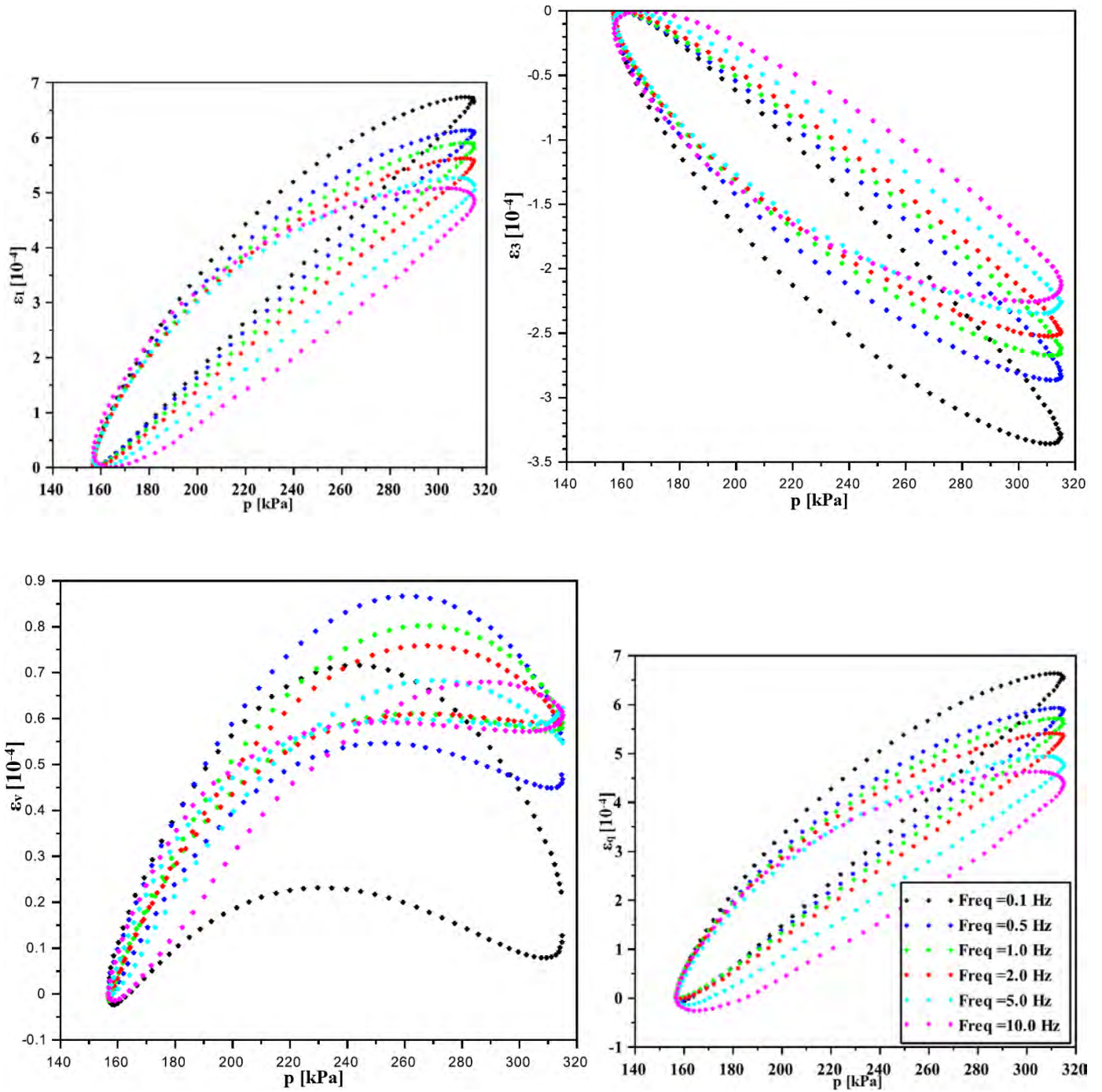


Figure C.12 Evolution des déformations des AE ($20^{\circ}\text{C} - w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 475/158 = 3 - \sigma_3 = 150 \text{ kPa}$

1.1.2 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p \neq 3$: pression de confinement variable

1.1.2.1 Niveaux faibles (niveaux testés à 40°C)

▪ Fréquence 0,1 Hz

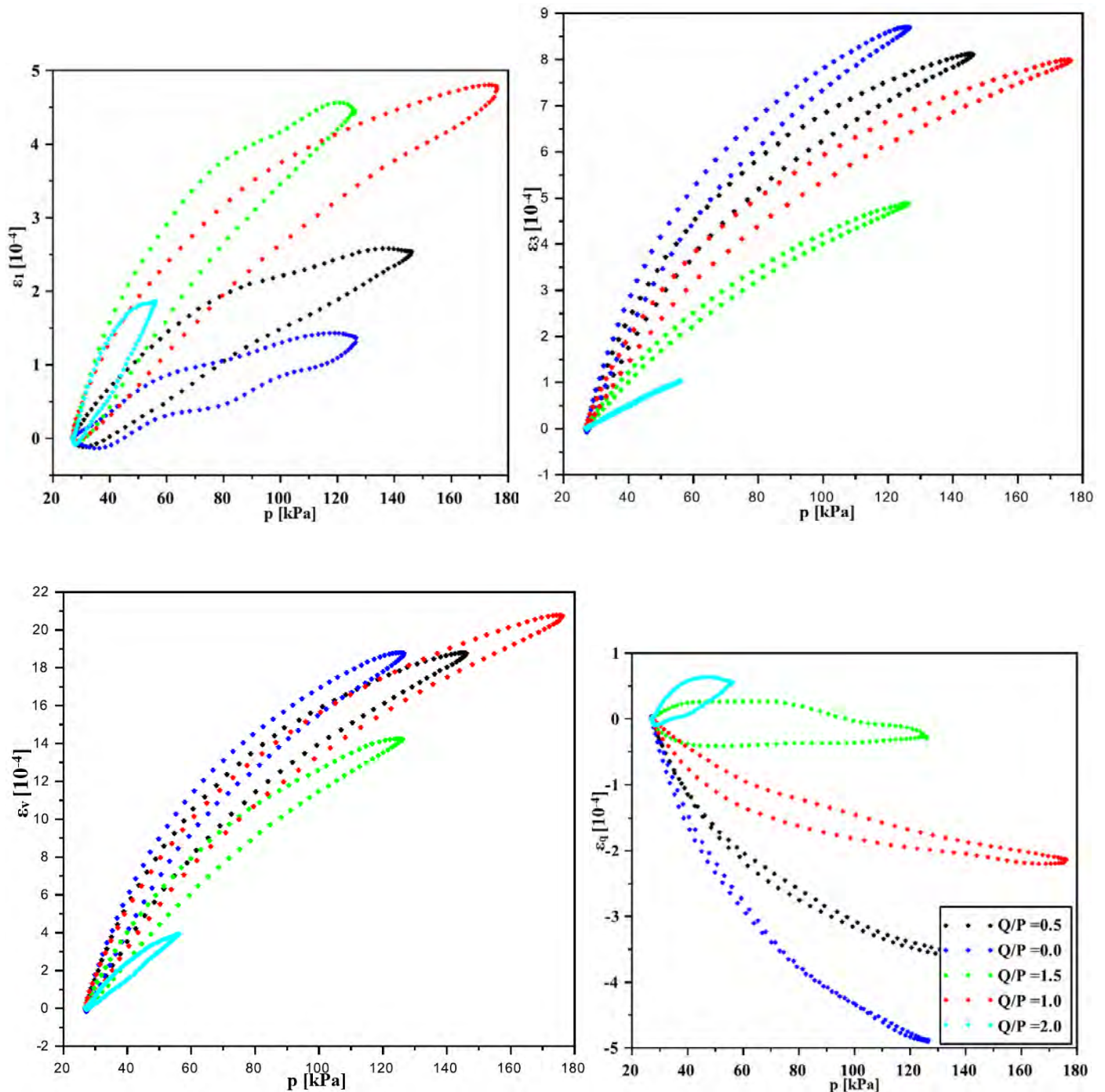


Figure C.13 Evolution des déformations des AE (20°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

▪ Fréquence 0,5 Hz

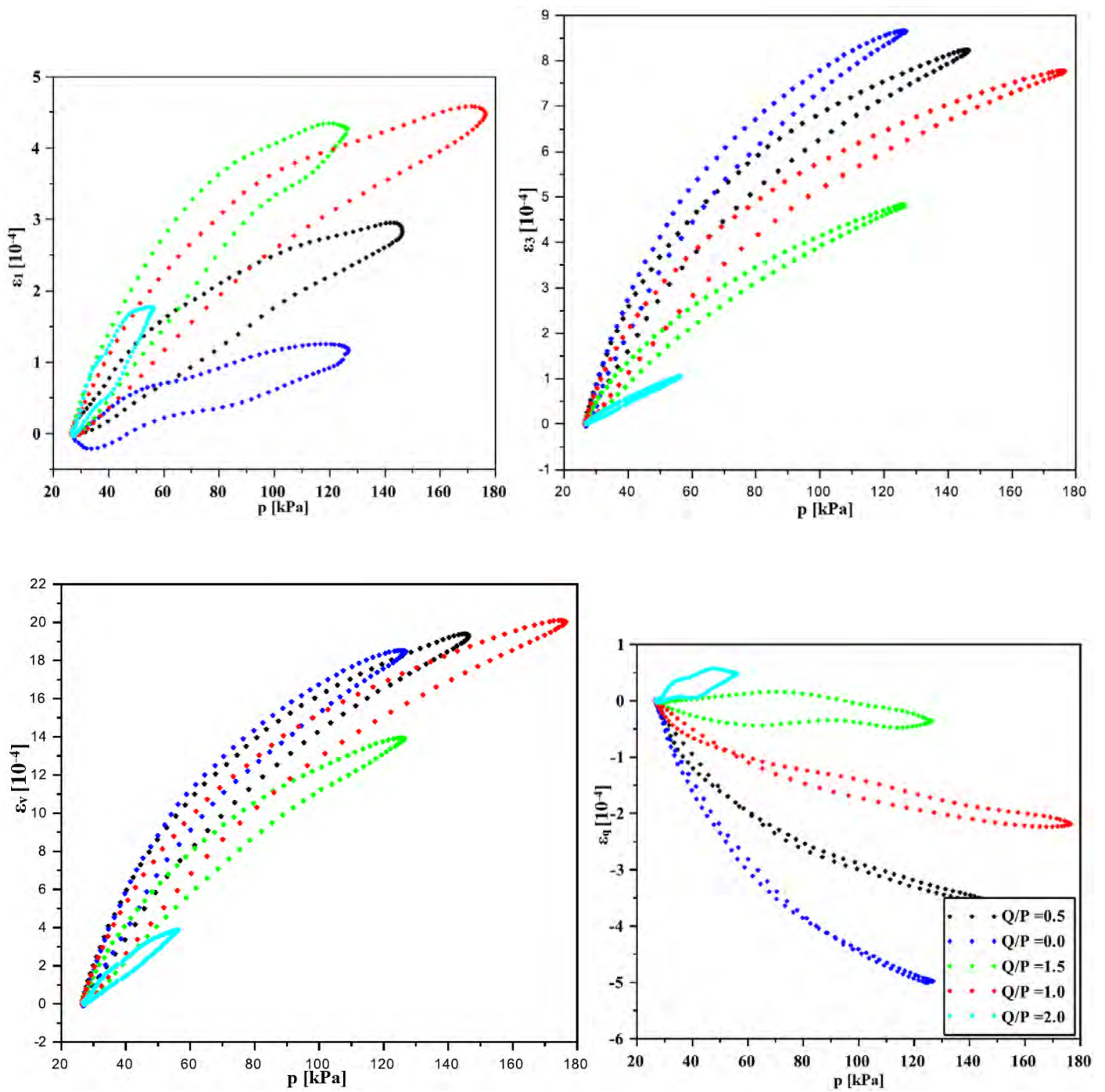


Figure C.14 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

▪ Fréquence 1 Hz

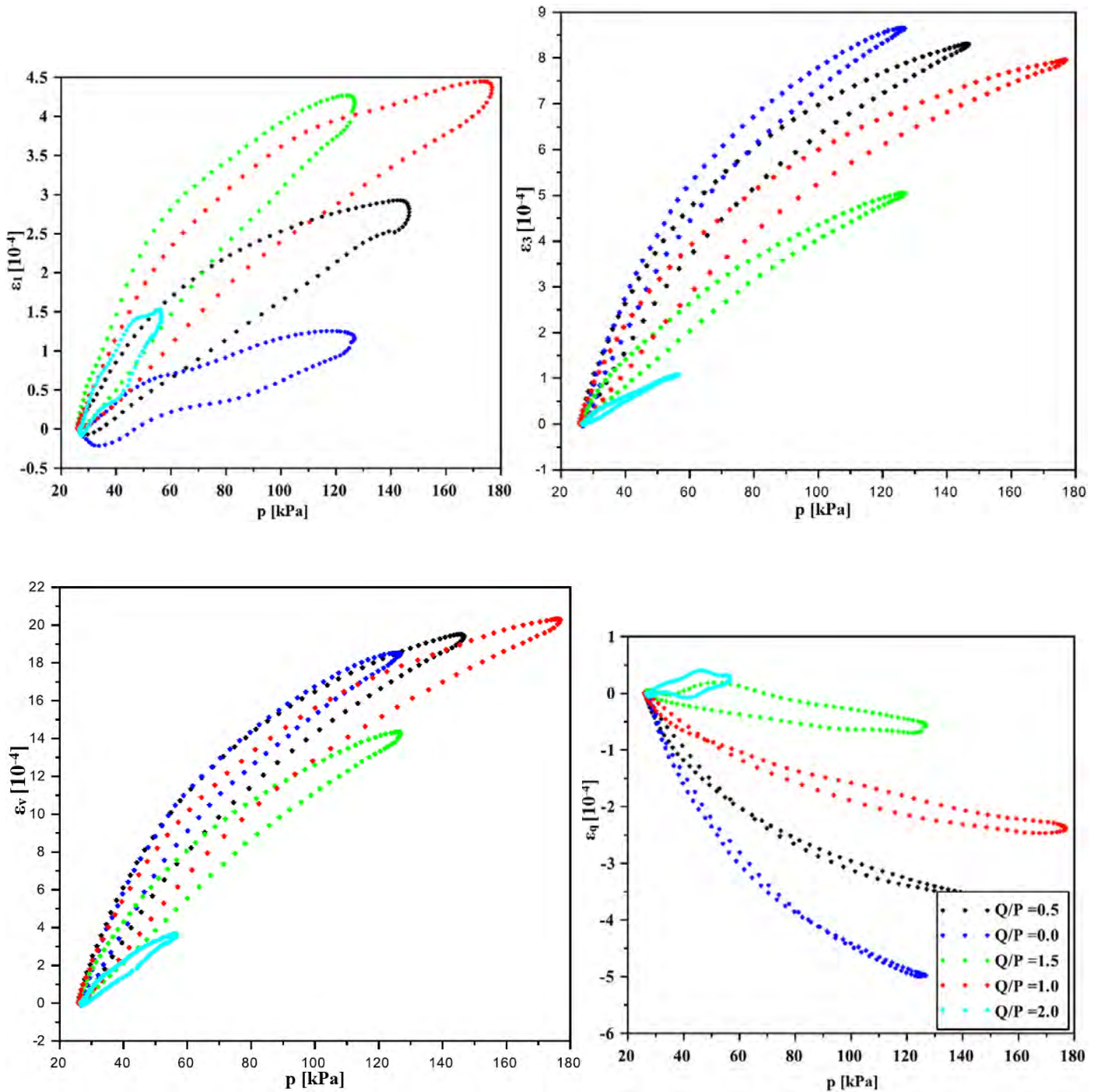


Figure C.15 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

■ Fréquence 2 Hz

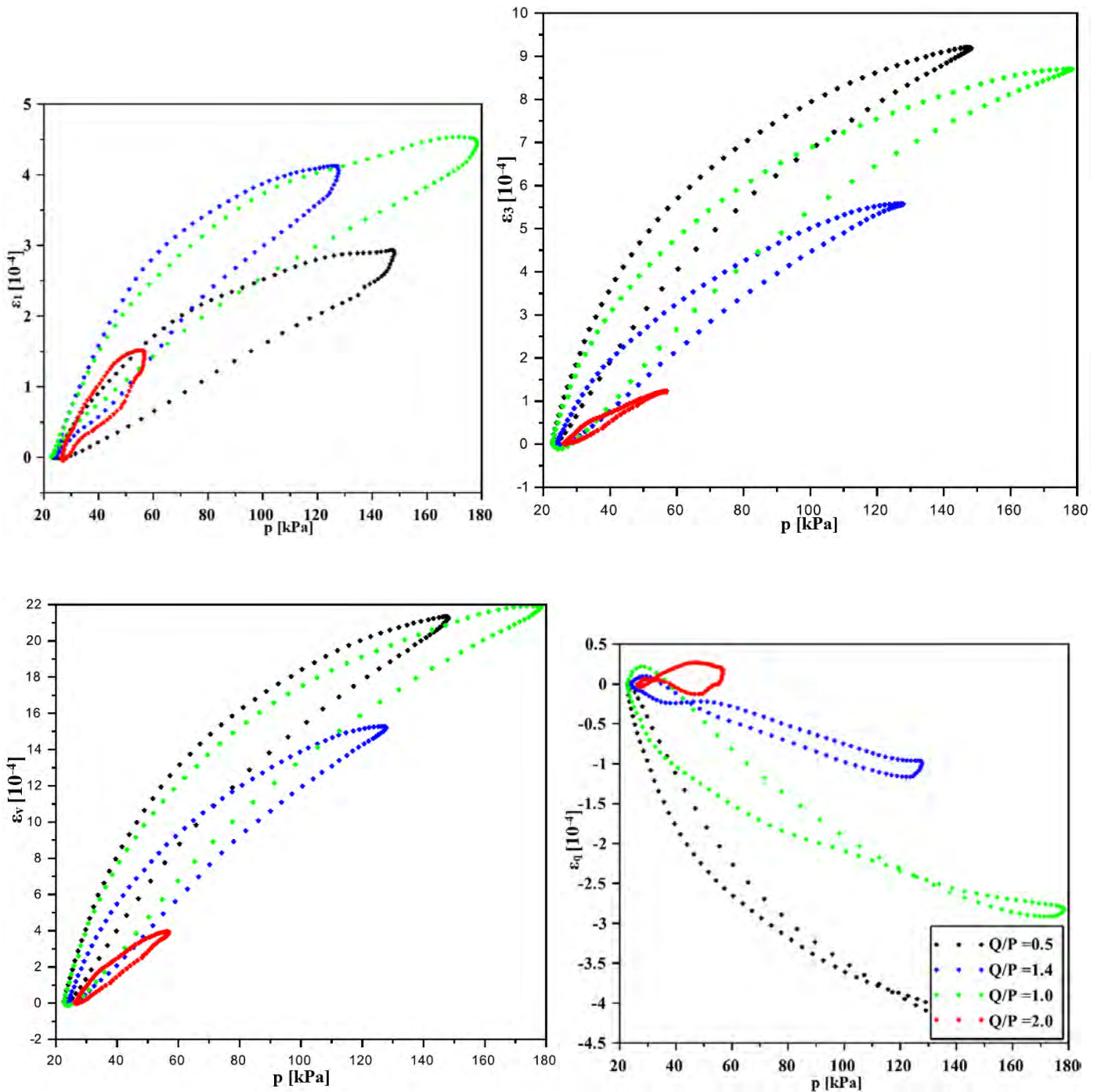


Figure C.16 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

1.1.2.2 Niveaux forts

- Fréquence 0,1 Hz

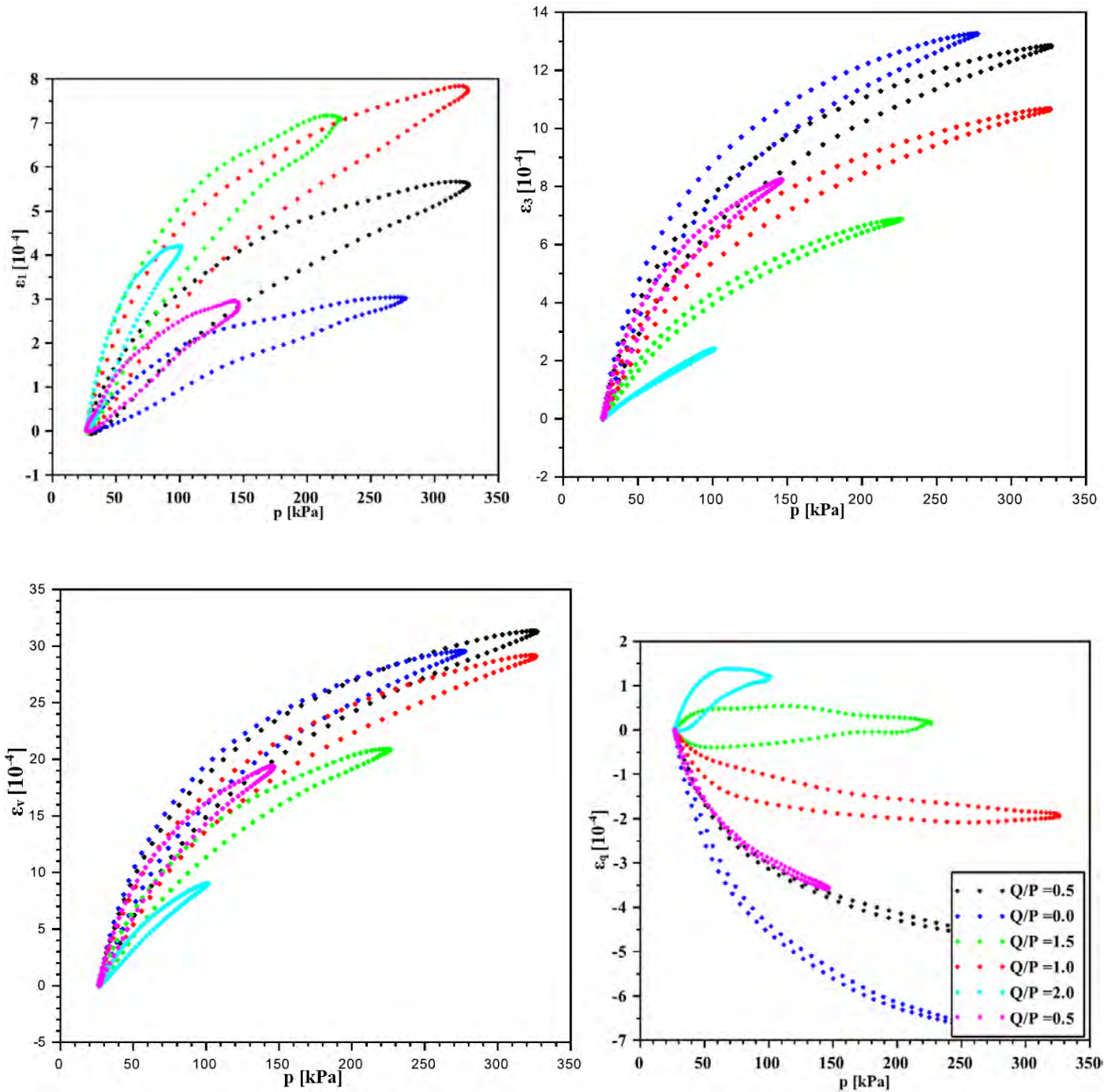


Figure C.17 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

■ Fréquence 0,5 Hz

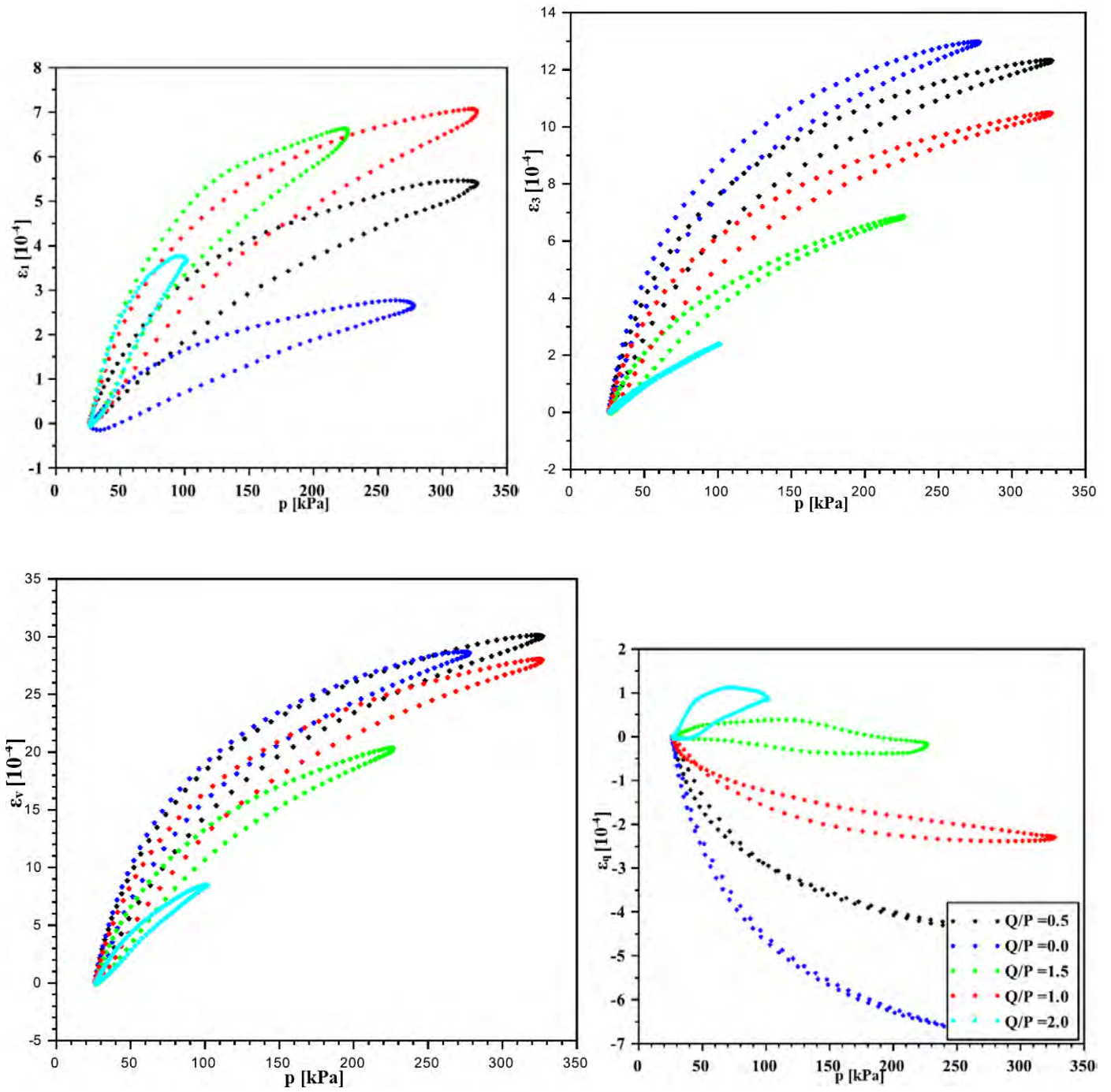


Figure C.18 Evolution des déformations des AE (20°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

▪ Fréquence 1 Hz

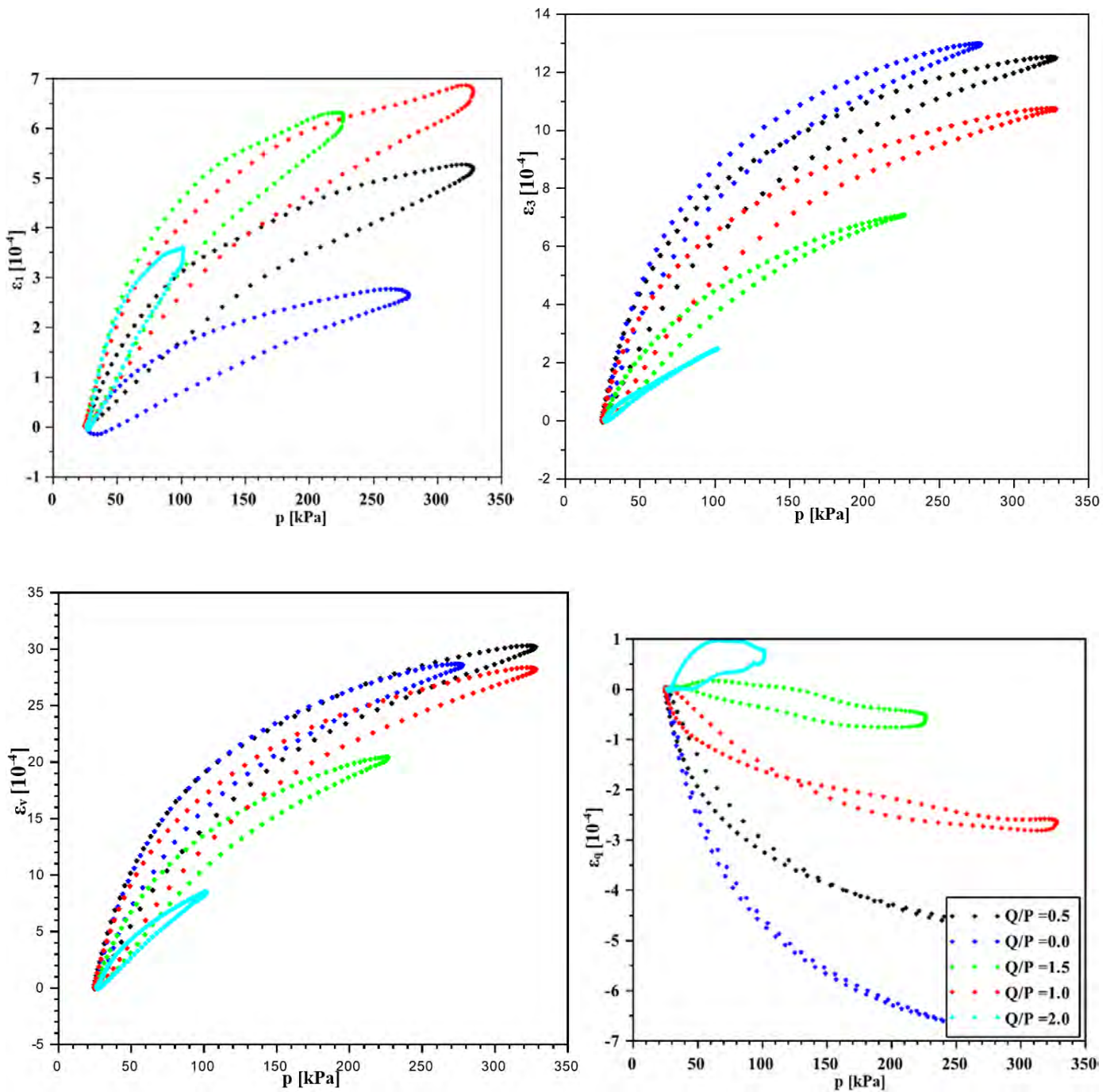


Figure C.19 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

■ Fréquence 2 Hz

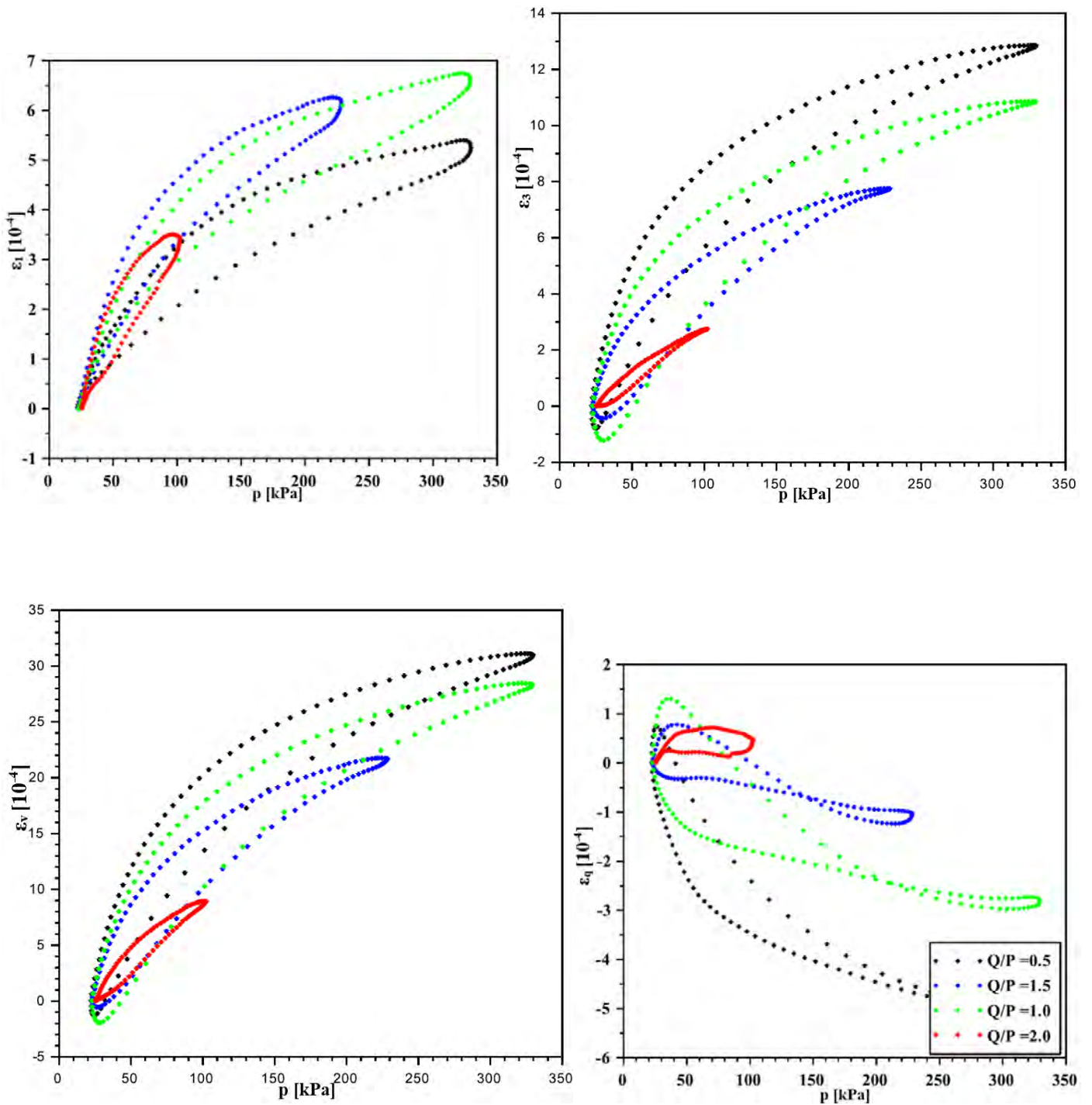


Figure C.20 Evolution des déformations des AE (20°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

1.2 Température 20°C – Teneur en eau $w_{OPM,AE-1\%} = 4,9 \%$

1.2.1 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p = 3$: pression de confinement constante

1.2.1.1 Niveaux faibles (niveaux testés à 40°C)

- Pression de confinement 20 kPa

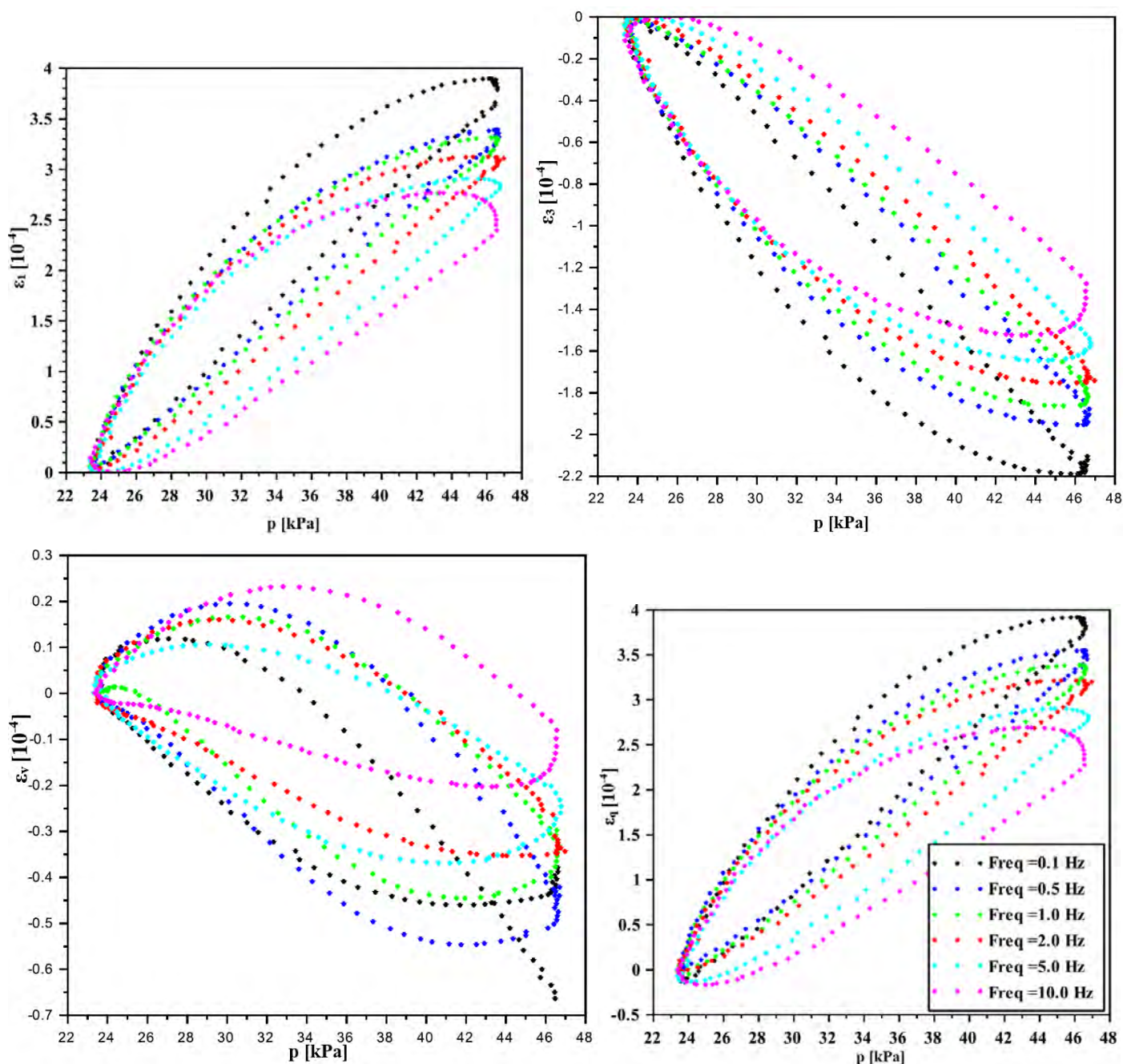


Figure C.21 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 70/23 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

■ Pression de confinement 35 kPa

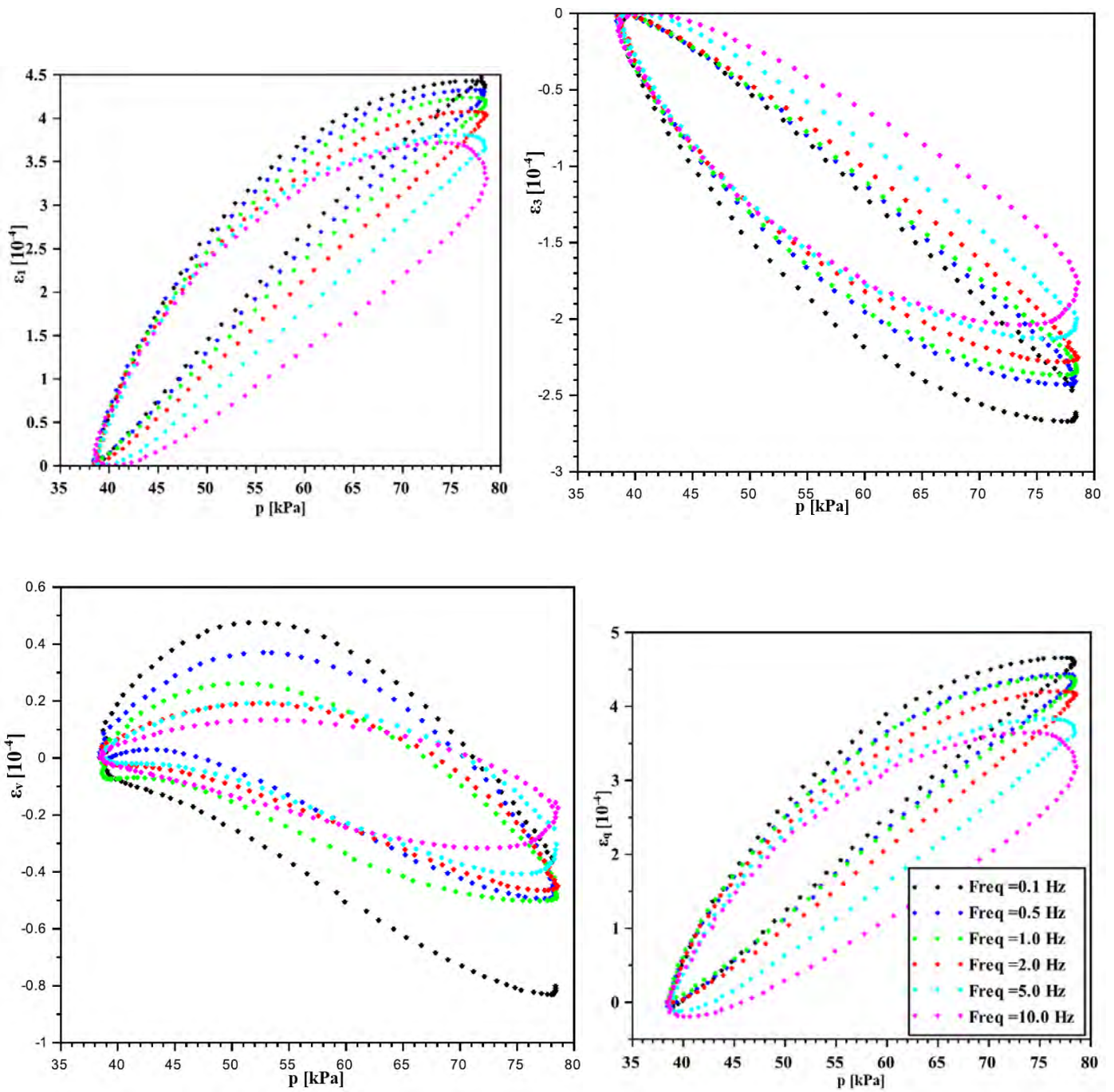


Figure C.22 Evolution des déformations des AE ($20^\circ\text{C} - w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 120/40 = 3 - \sigma_3 = 35$ kPa

■ Pression de confinement 50 kPa

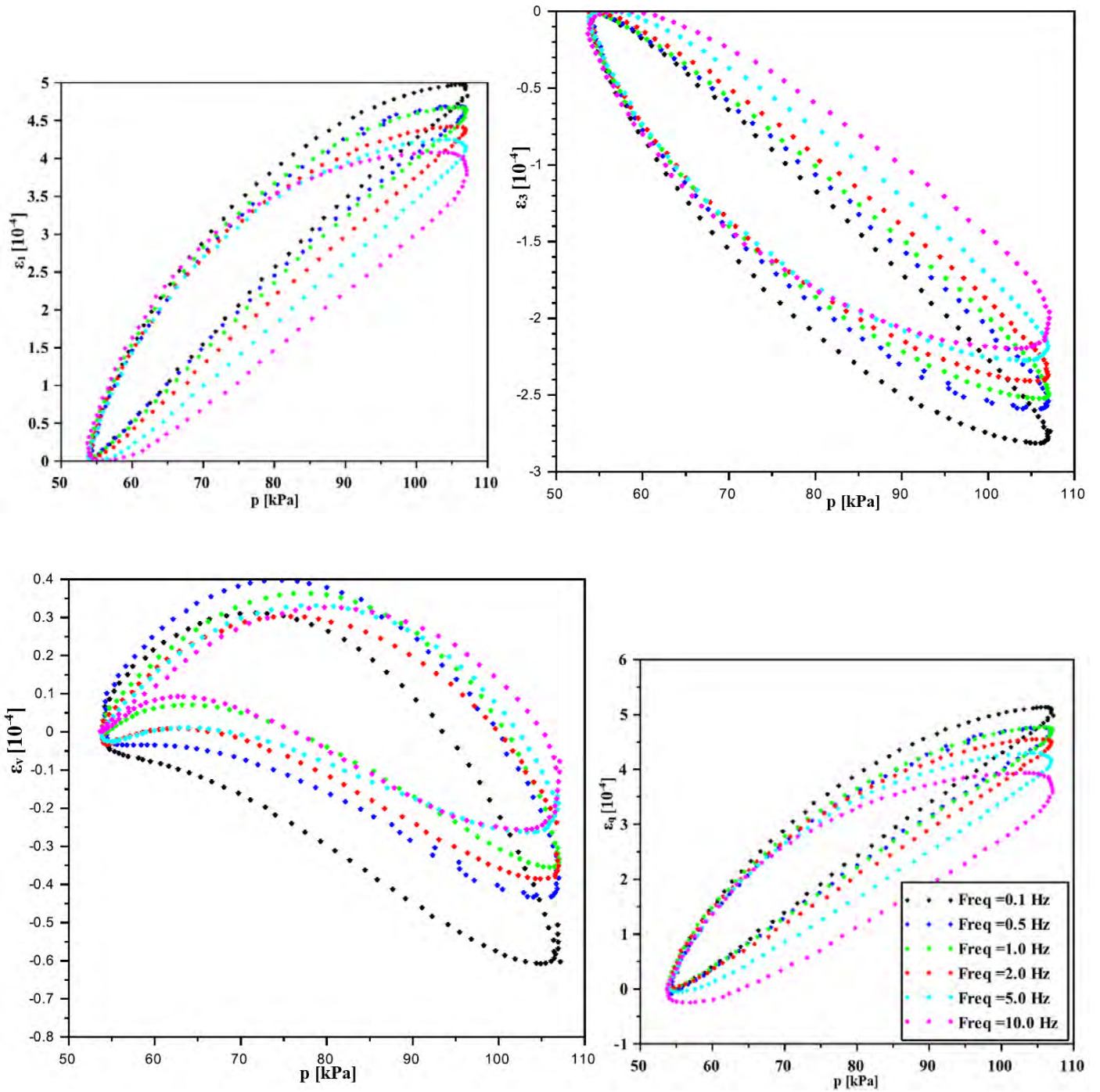


Figure C.23 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 160/53 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

■ Pression de confinement 70 kPa

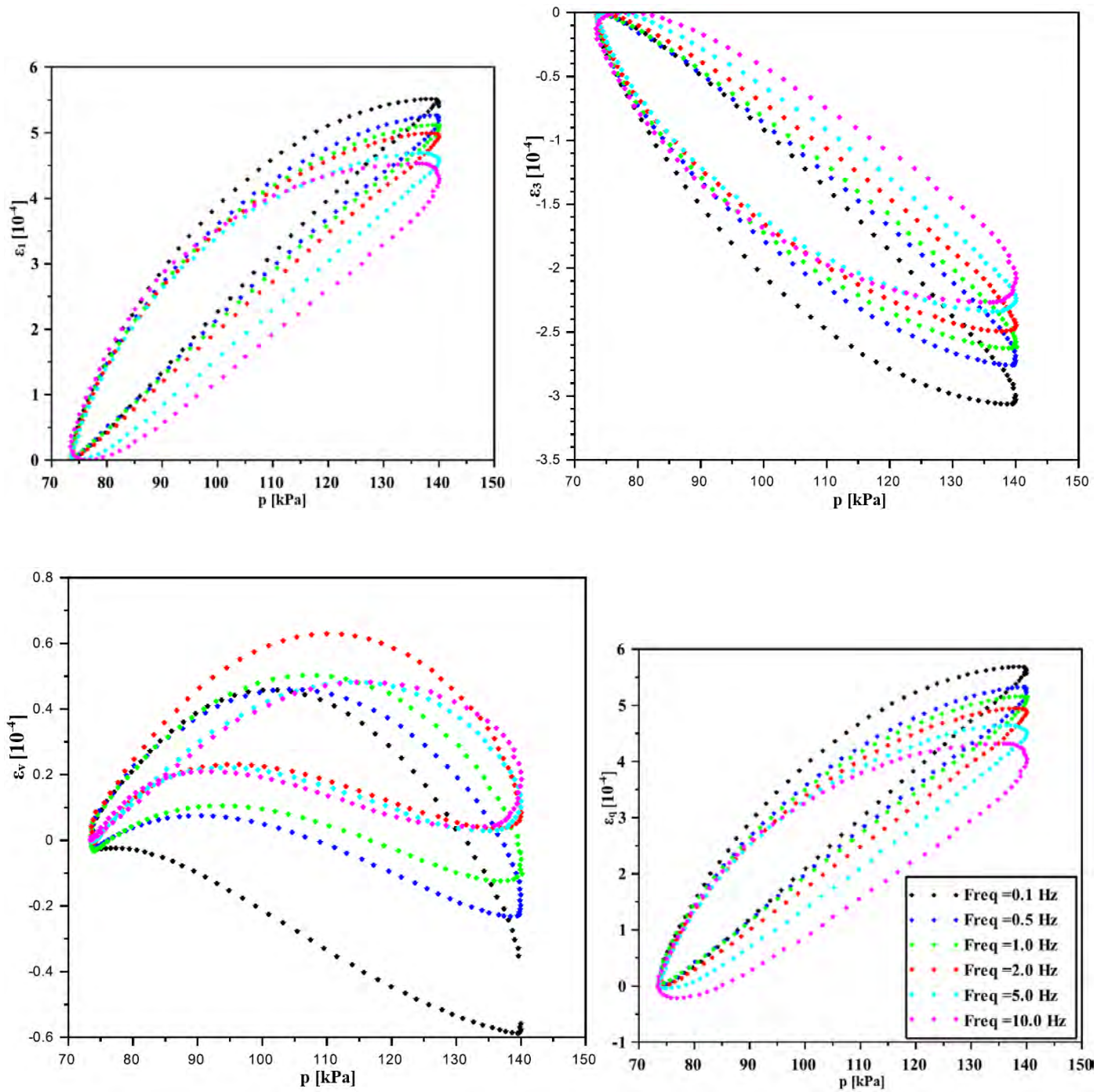


Figure C.24 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

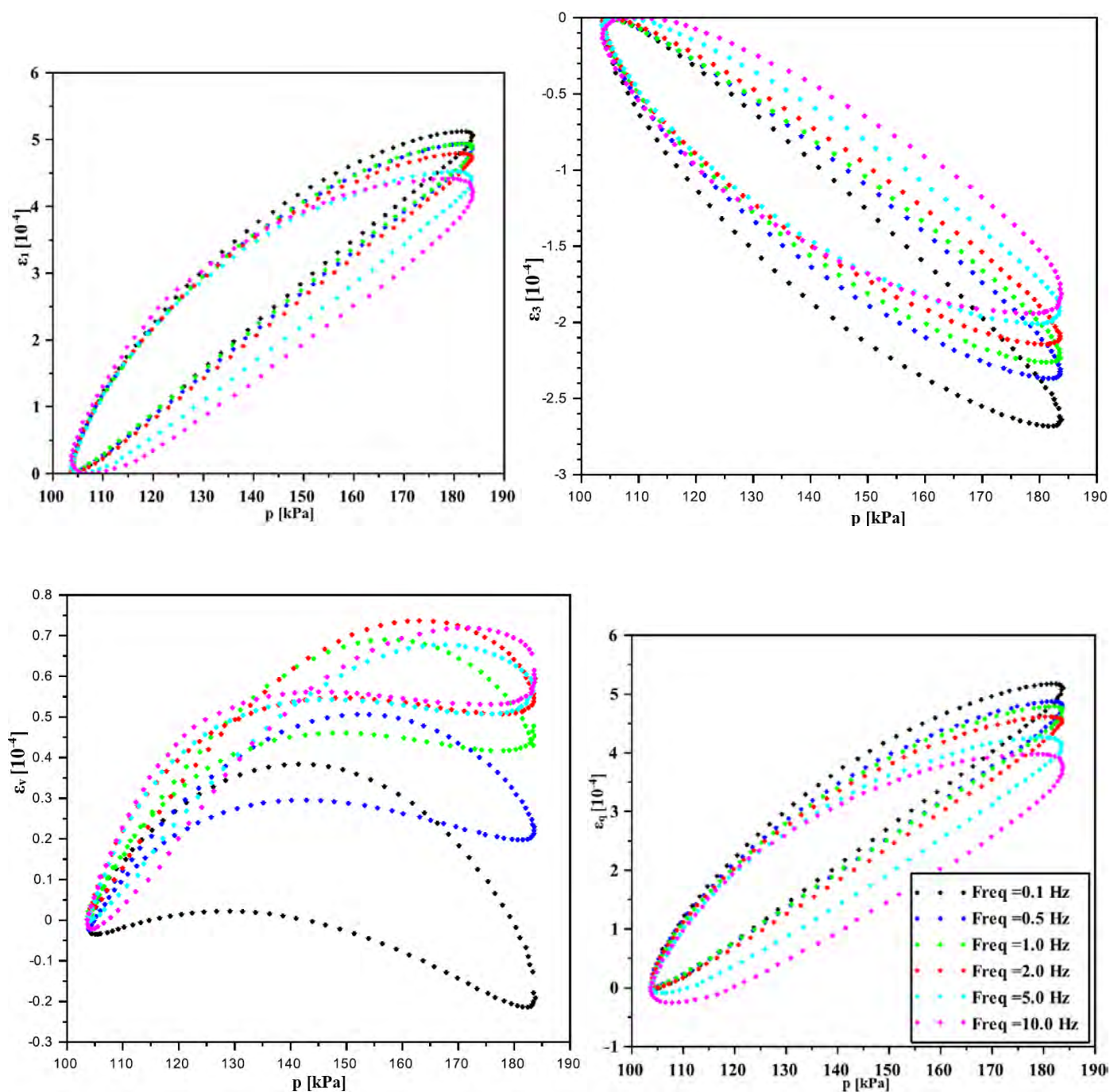


Figure C.25 Evolution des déformations des AE (20°C - $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 240/80 = 3 - \sigma_3 = 100$ kPa

■ Pression de confinement 150 kPa

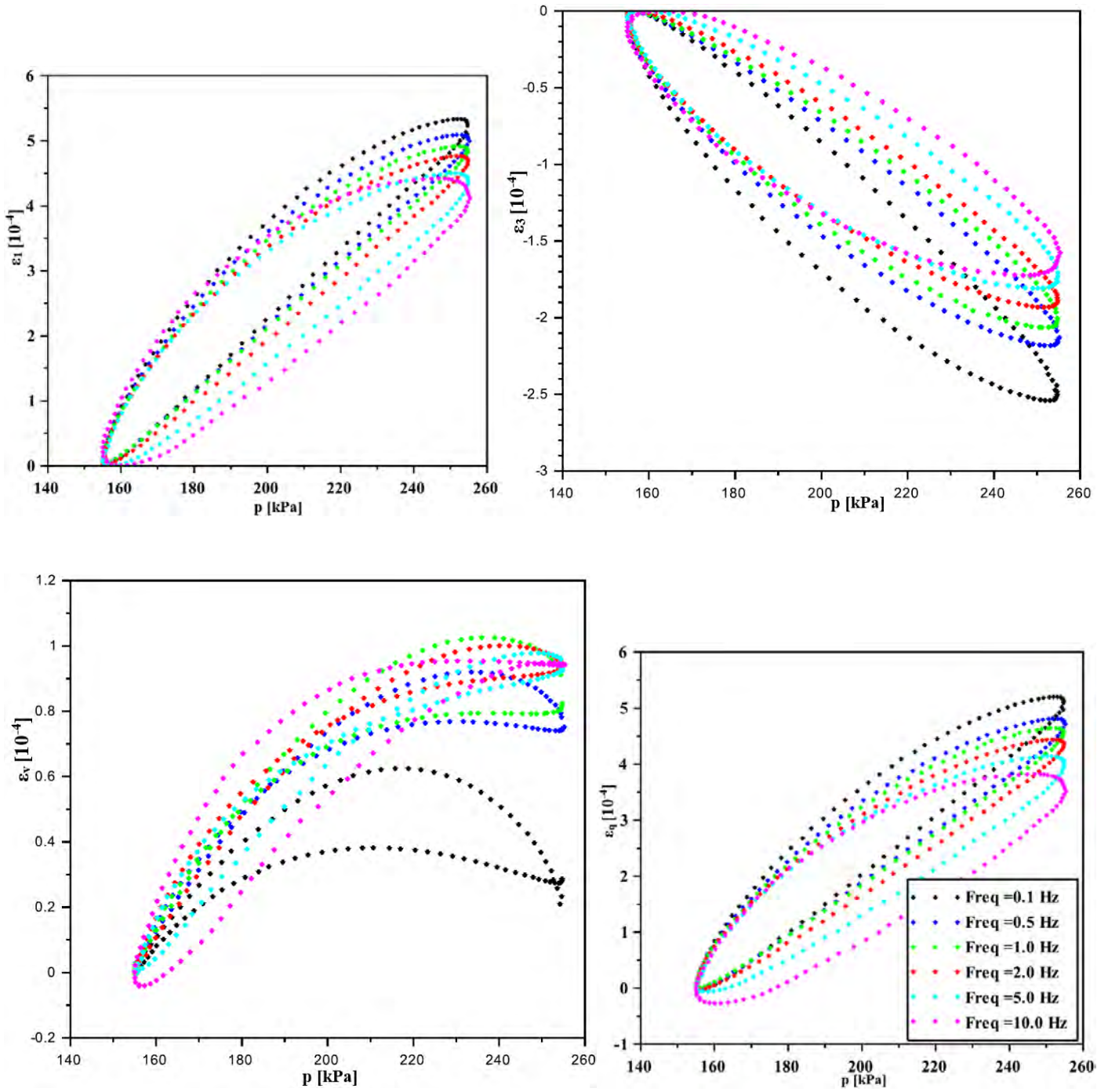


Figure C.26 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 300/100 = 3 - \sigma_3 = 150$ kPa

1.2.1.2 Niveaux forts

- Pression de confinement 20 kPa

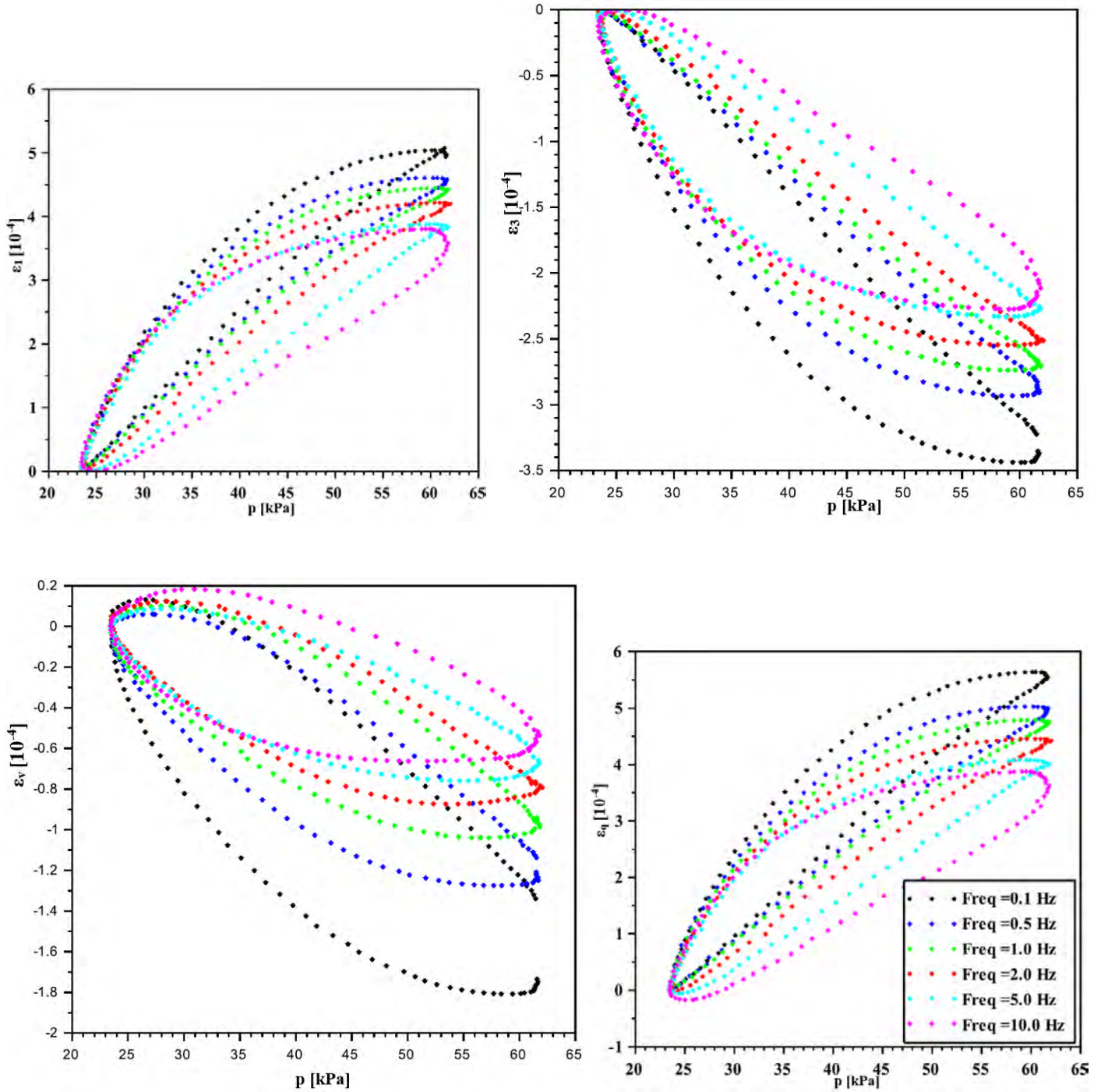


Figure C.27 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 115/38 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

▪ Pression de confinement 35 kPa

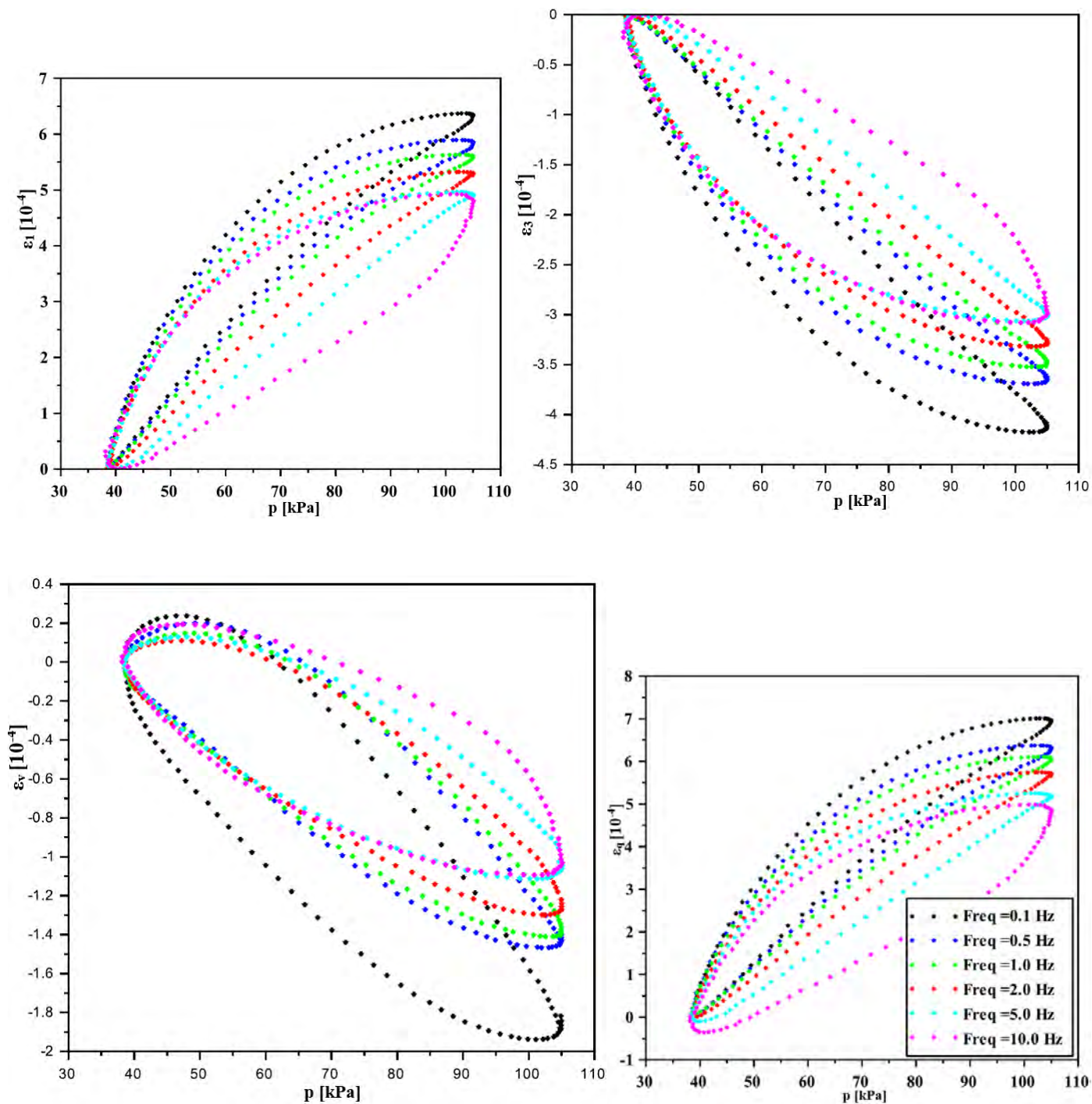


Figure C.28 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 35$ kPa

▪ Pression de confinement 50 kPa

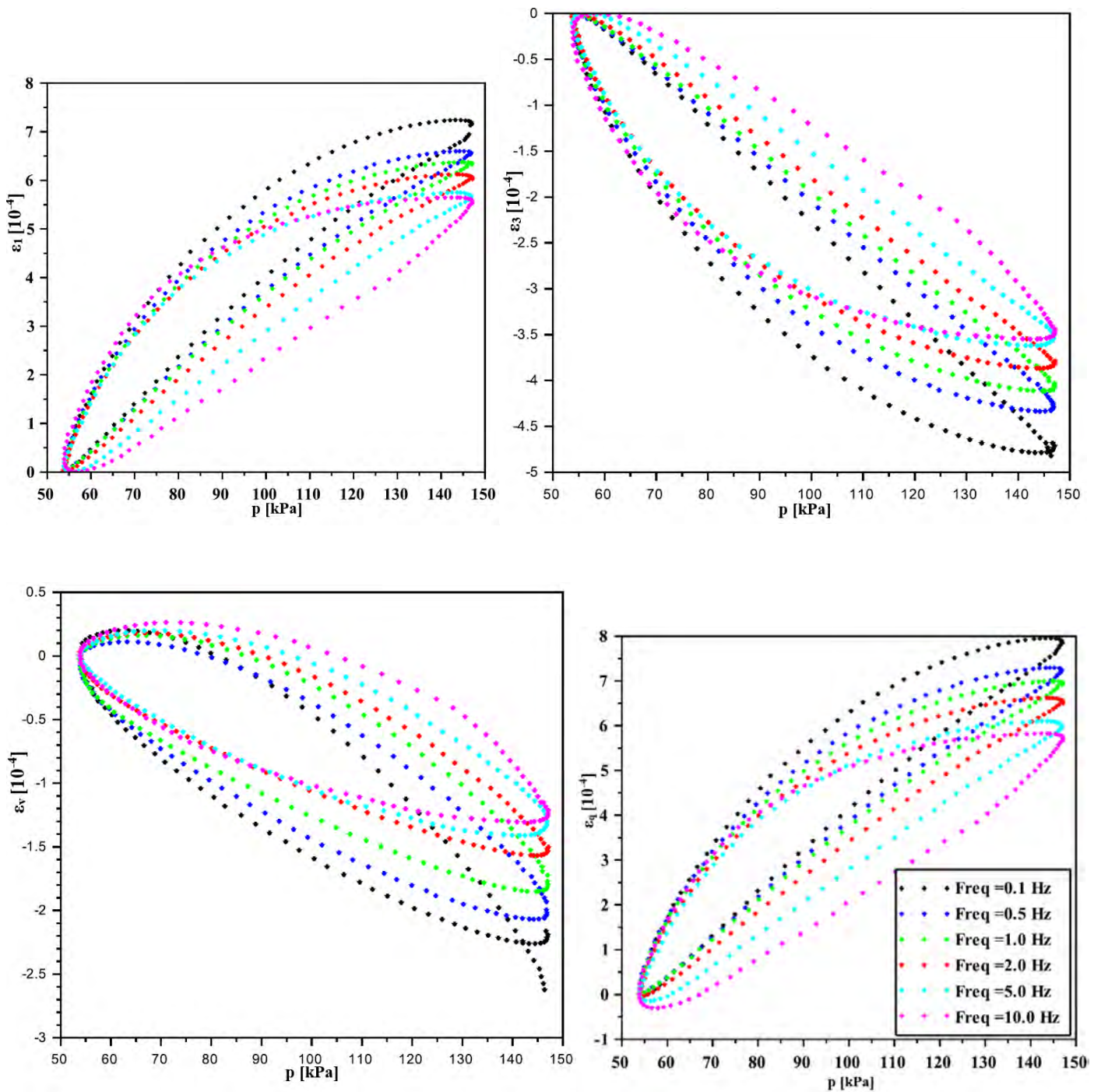


Figure C.29 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 280/93 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

▪ Pression de confinement 70 kPa

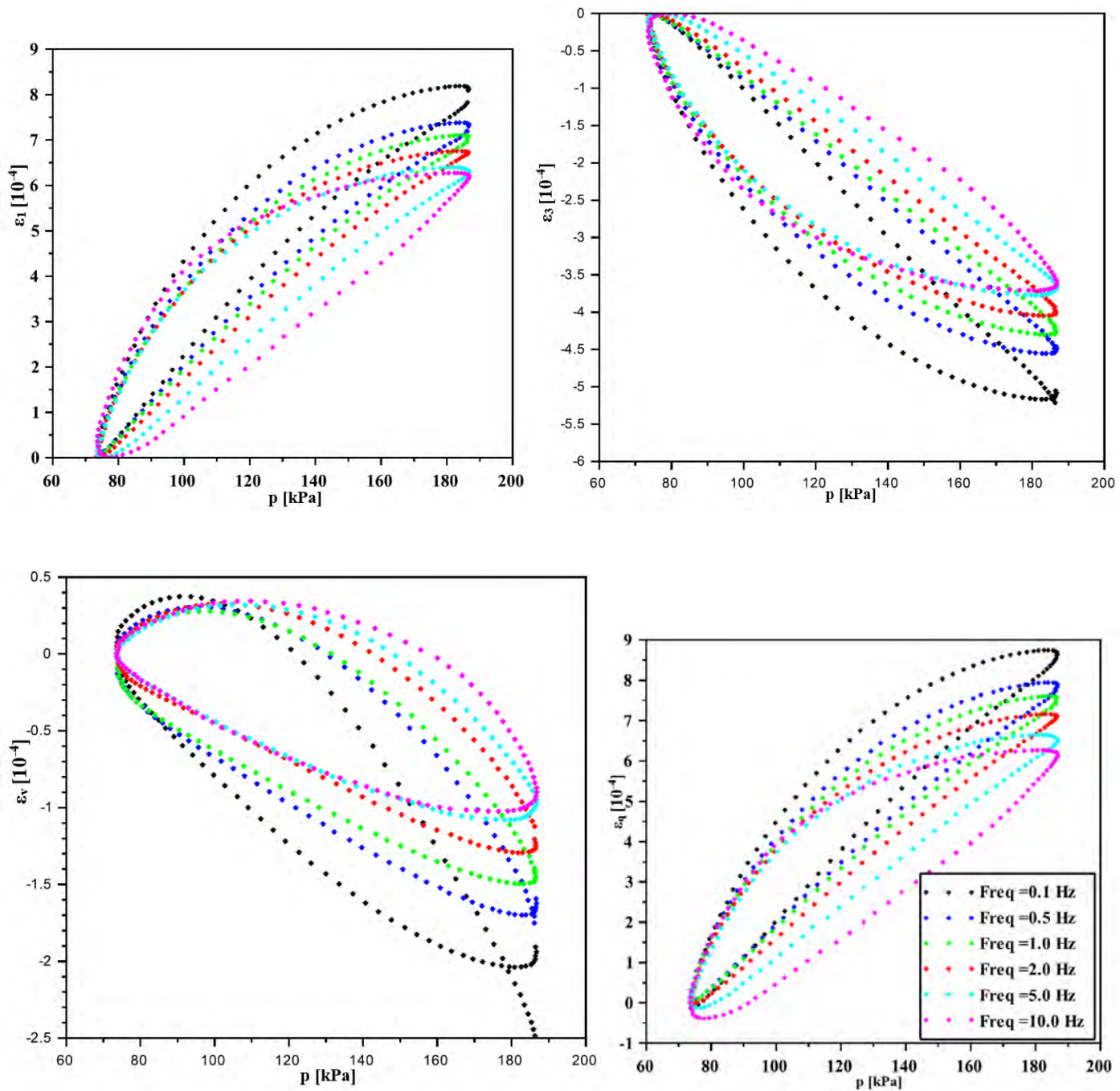


Figure C.30 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 340/113 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

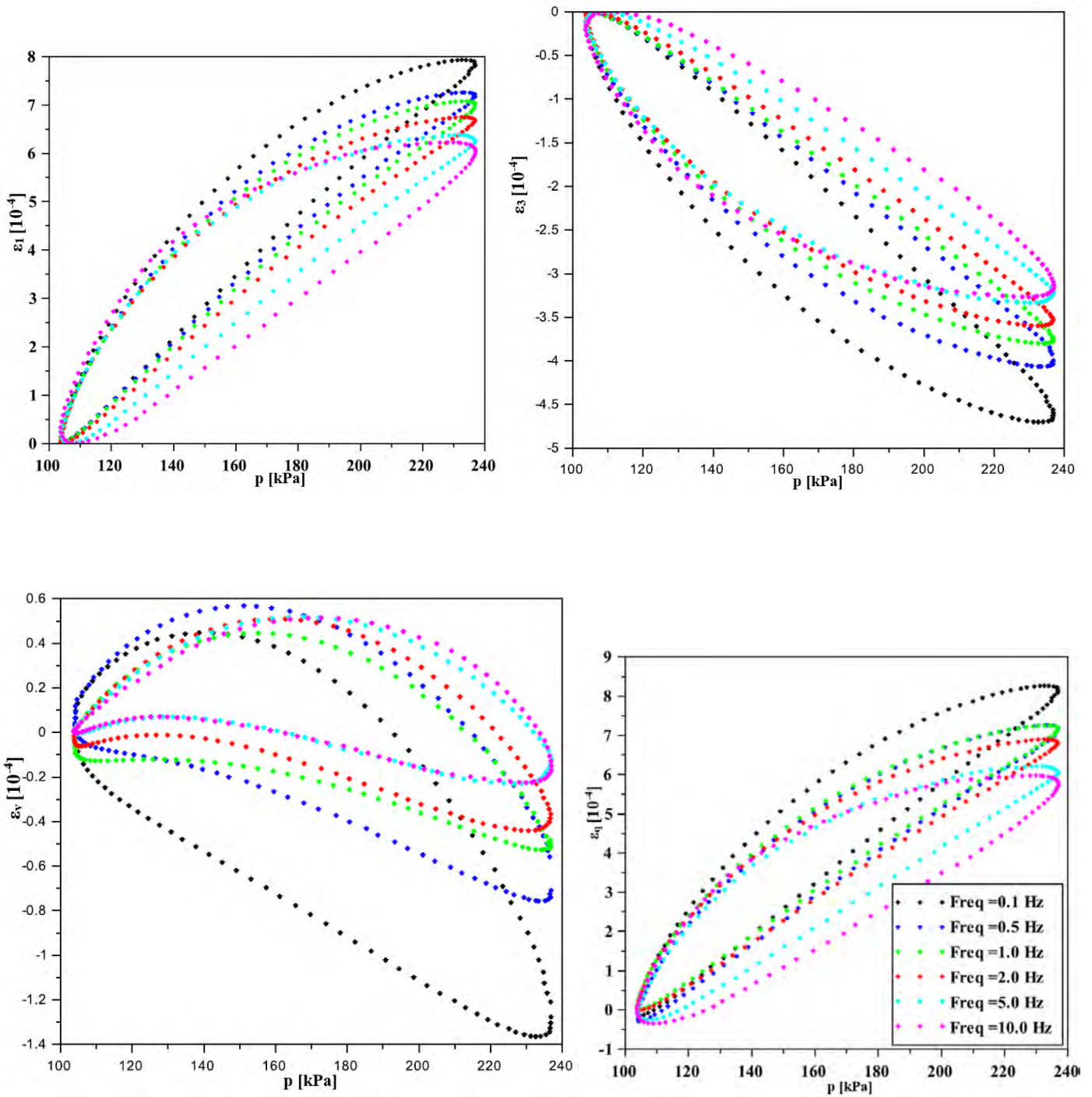


Figure C.31 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa

■ Pression de confinement 150 kPa

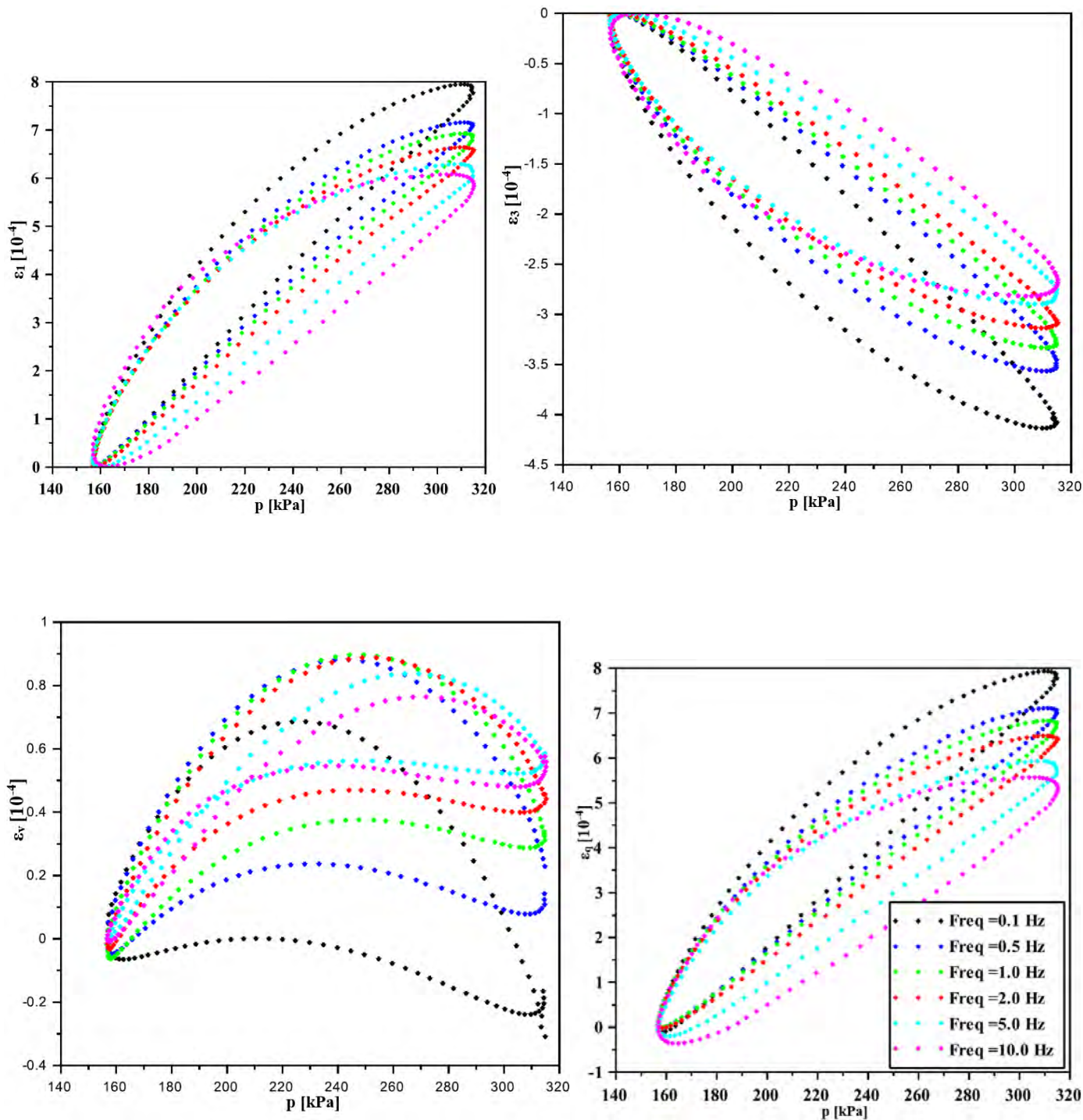


Figure C.32 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 475/158 = 3 - \sigma_3 = 150$ kPa

1.2.2 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p \neq 3$: pression de confinement variable

1.2.2.1 Niveaux faibles (niveaux testés à 40°C)

■ Fréquence 0,1 Hz

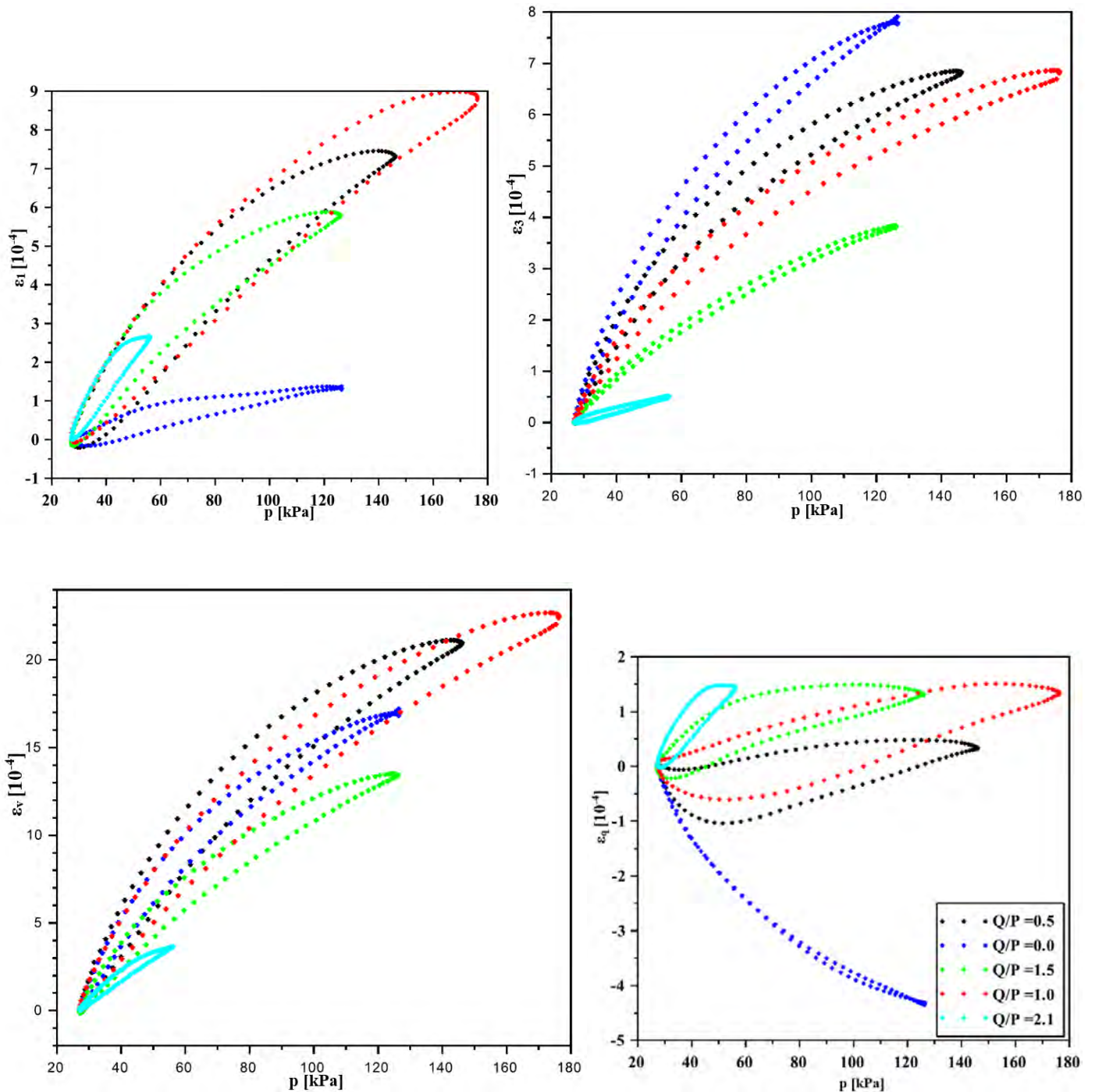


Figure C.33 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 H

▪ Fréquence 0,5 Hz

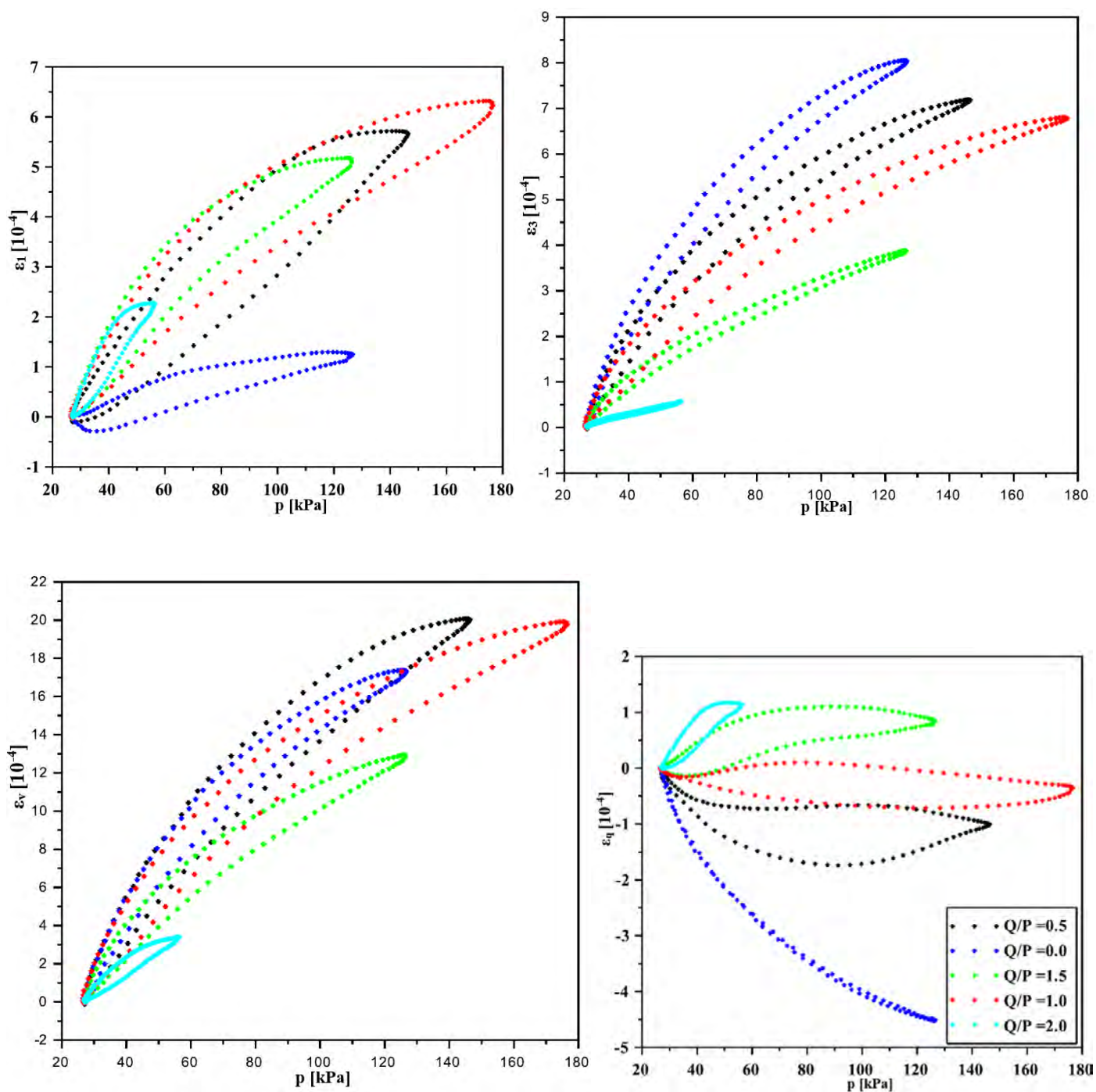


Figure C.34 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

▪ Fréquence 1 Hz

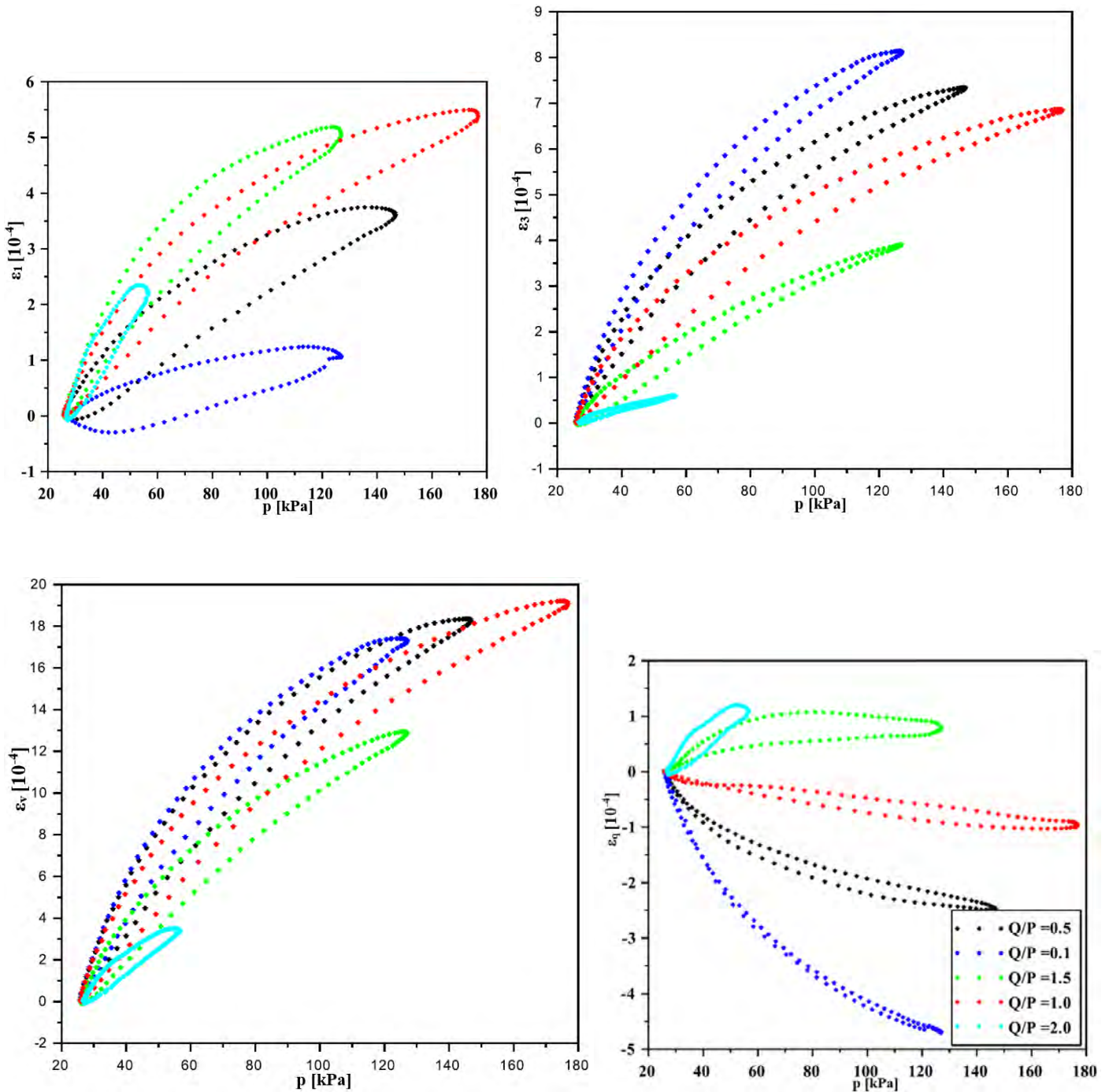


Figure C.35 Evolution des déformations des AE ($20^{\circ}\text{C} - w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

■ Fréquence 2 Hz

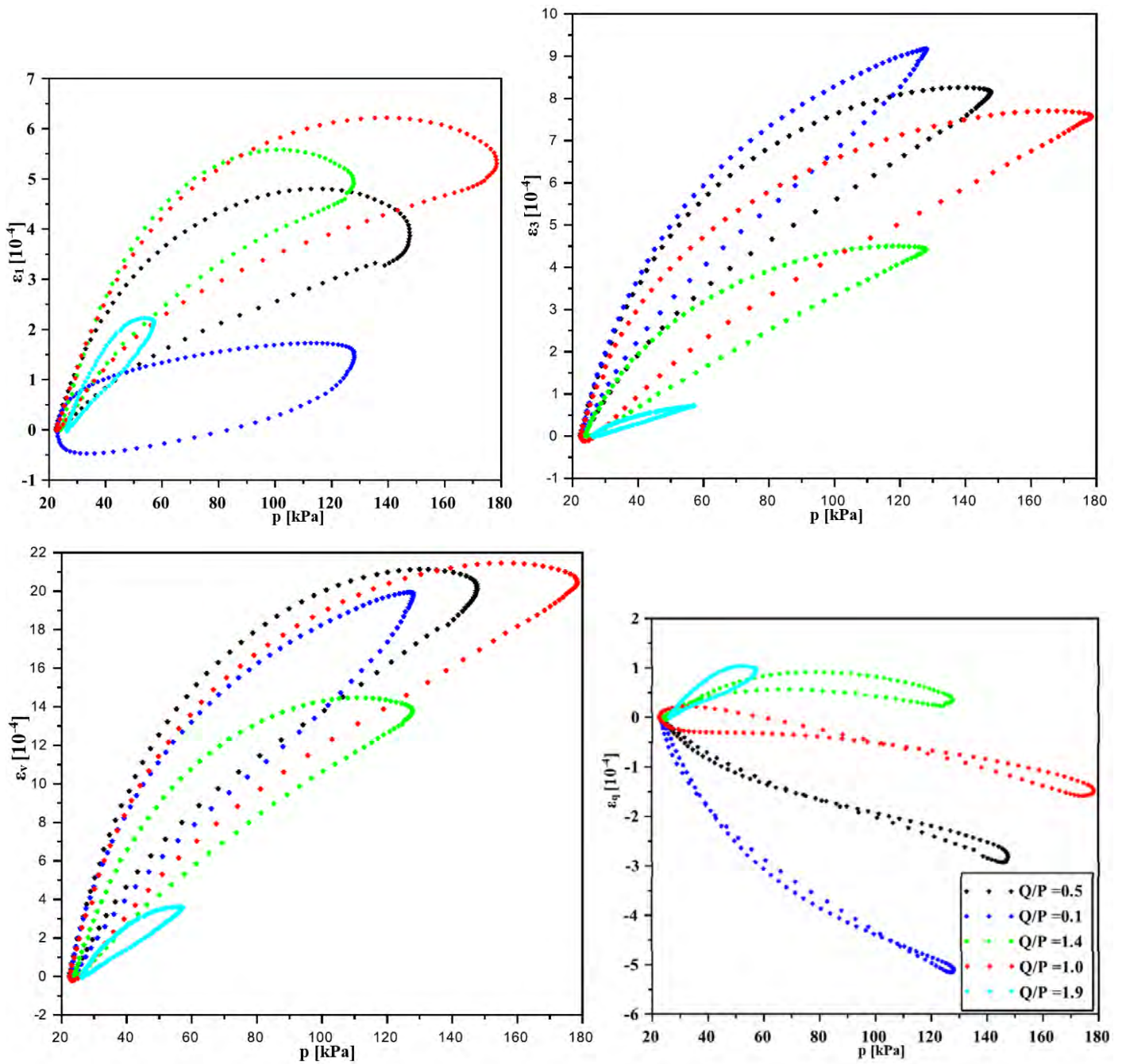


Figure C.36 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

1.2.2.2 Niveaux forts

- Fréquence 0,1 Hz

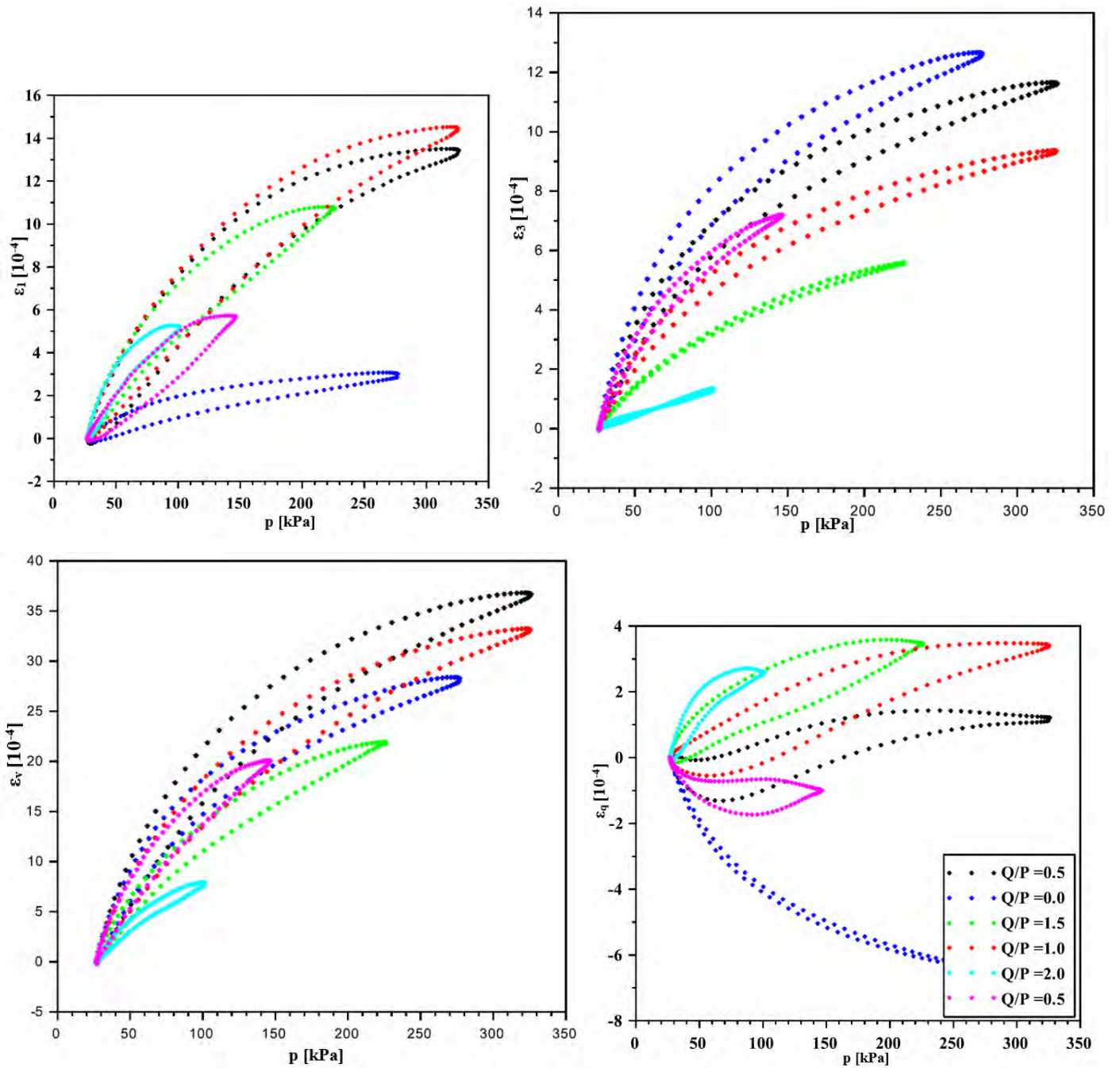


Figure C.37 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

■ Fréquence 0,5 Hz

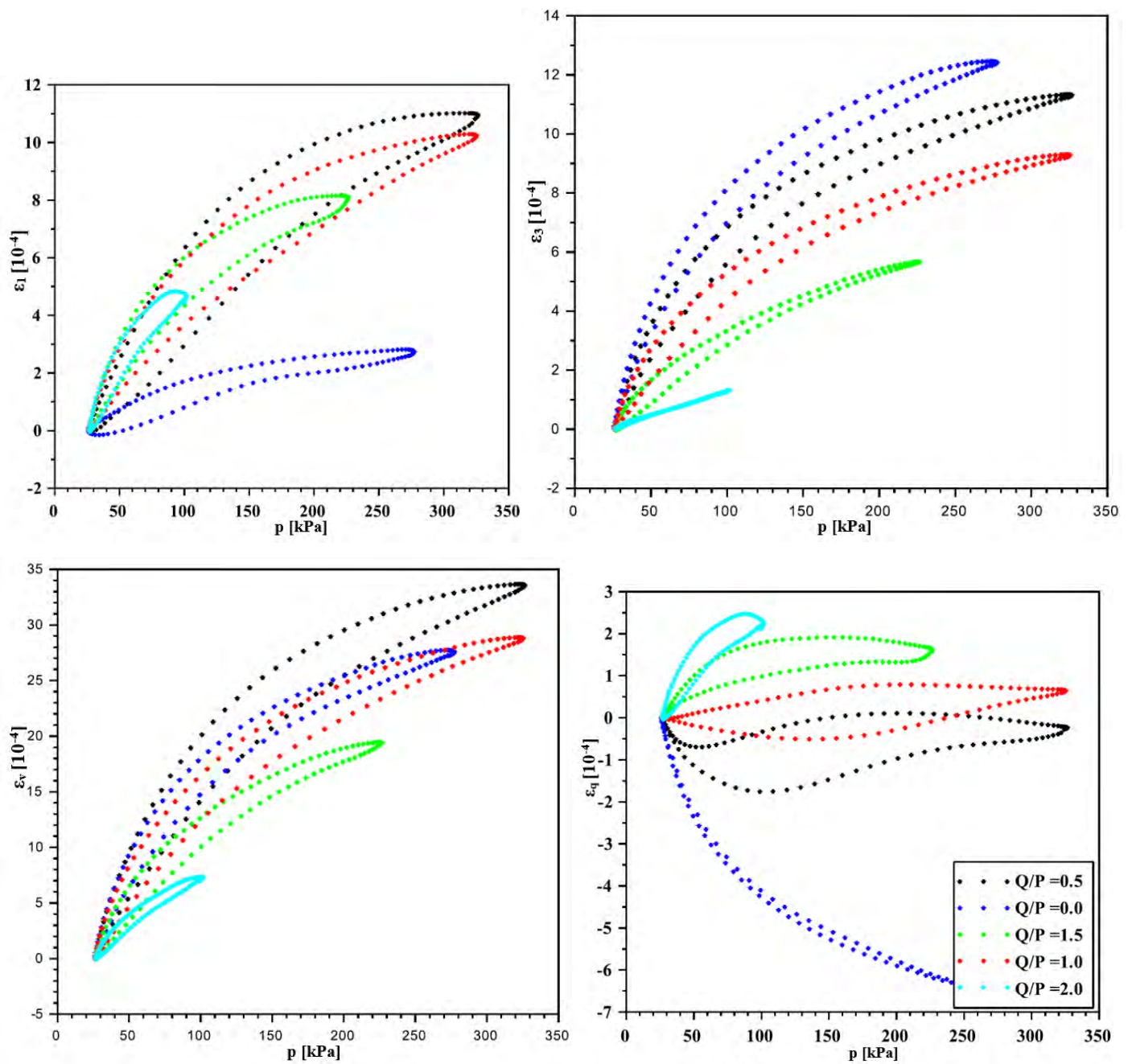


Figure C.38 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

■ Fréquence 1 Hz

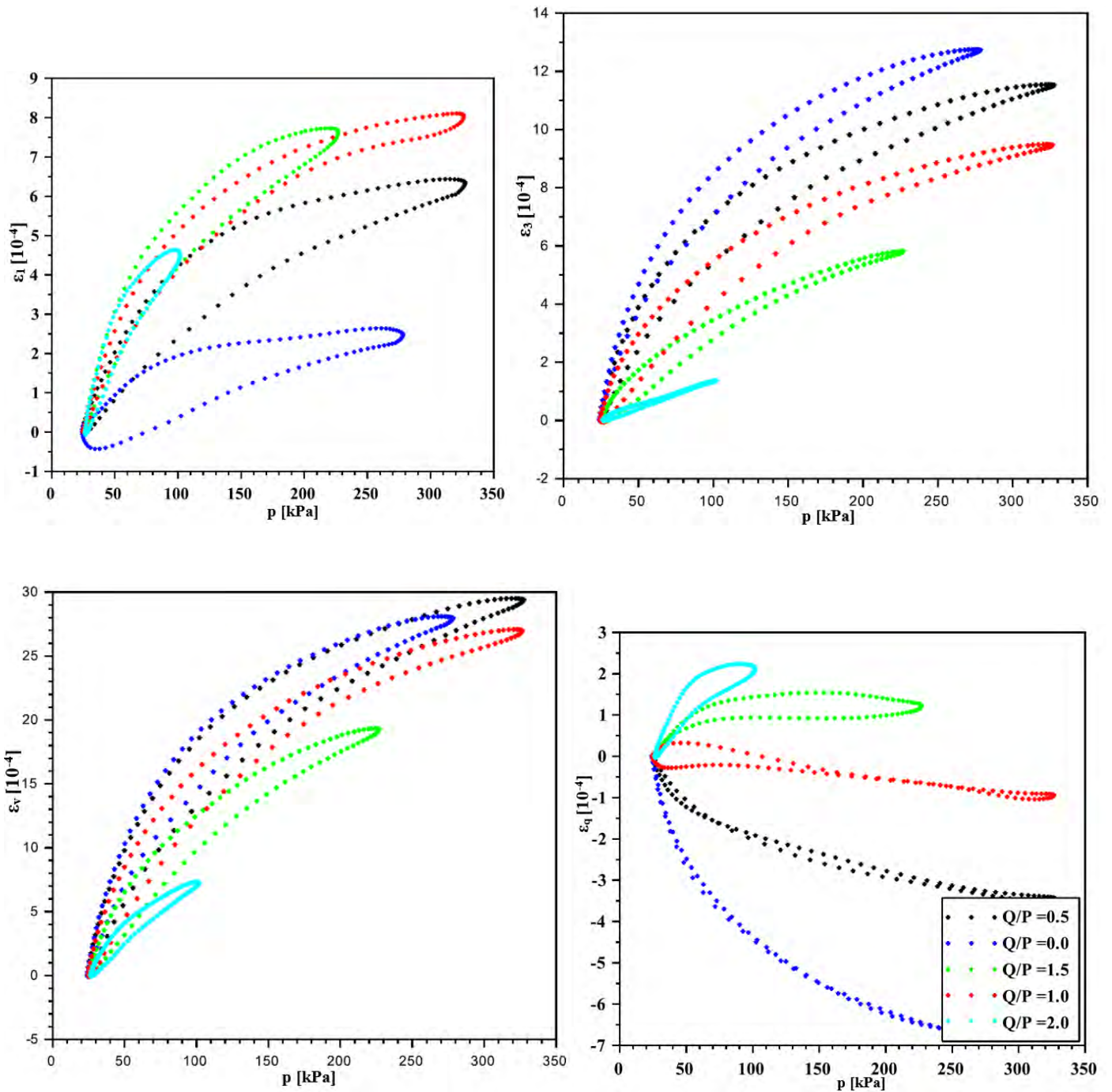


Figure C.39 Evolution des déformations des AE (20°C – w=4,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

▪ Fréquence 2 Hz

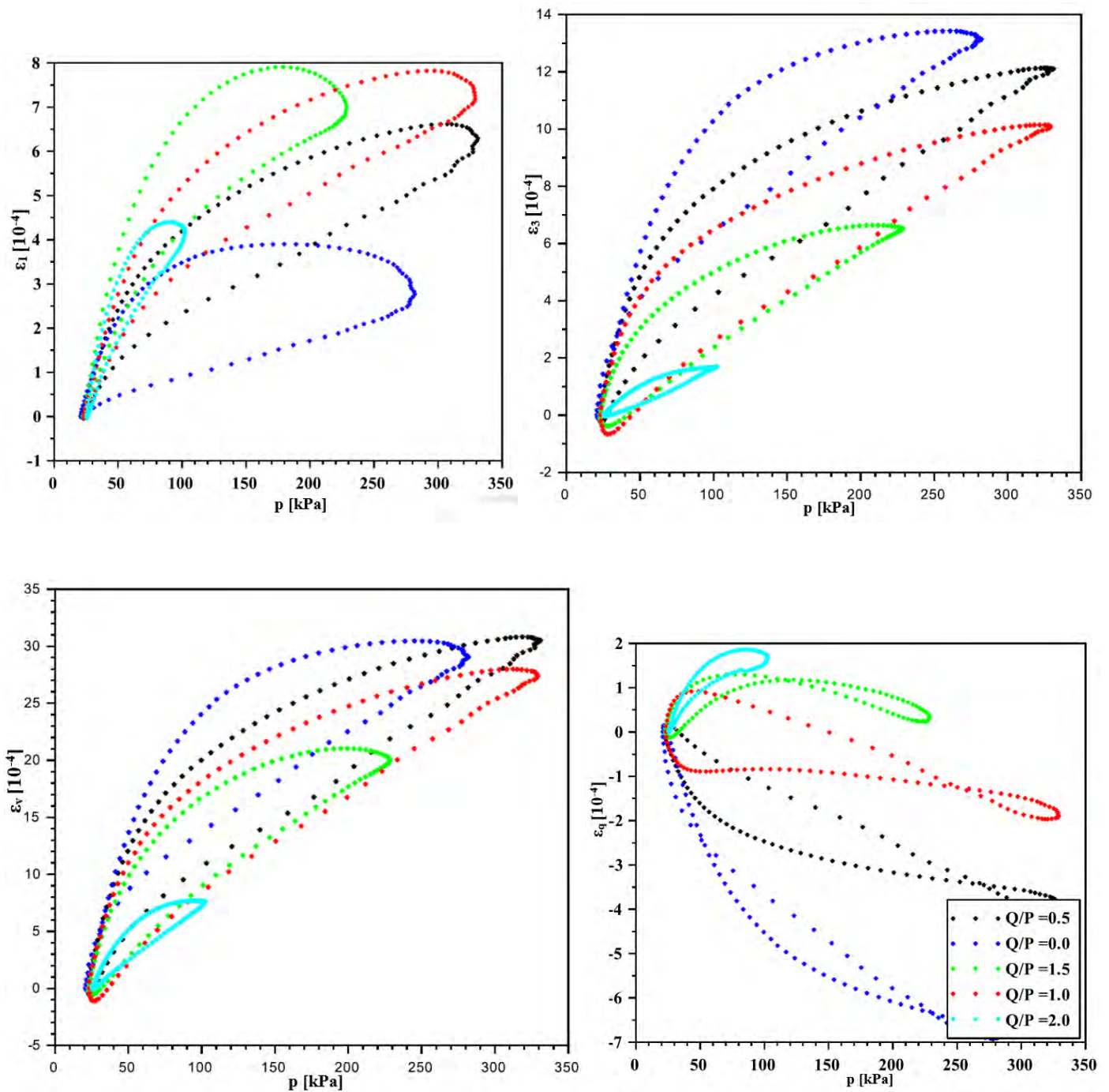


Figure C.40 Evolution des déformations des AE (20°C – $w=4,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

1.3 Température 40°C – Teneur en eau $w_{OPM,AE-2\%} = 3,9\%$

1.3.1 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p = 3$: pression de confinement constante

- Pression de confinement 20 kPa

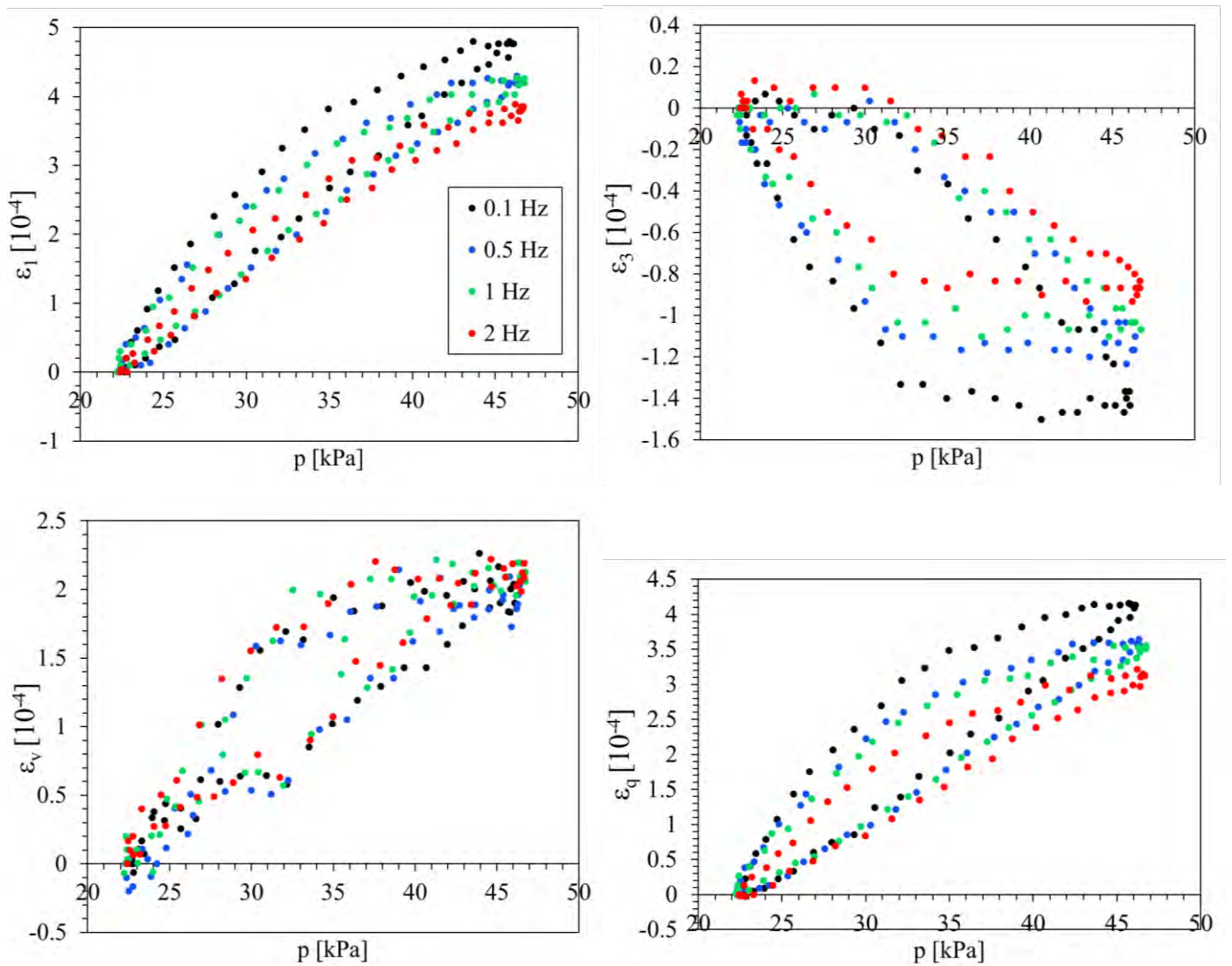


Figure C.41 Evolution des déformations des AE (40°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 115/38 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

- Pression de confinement 35 kPa

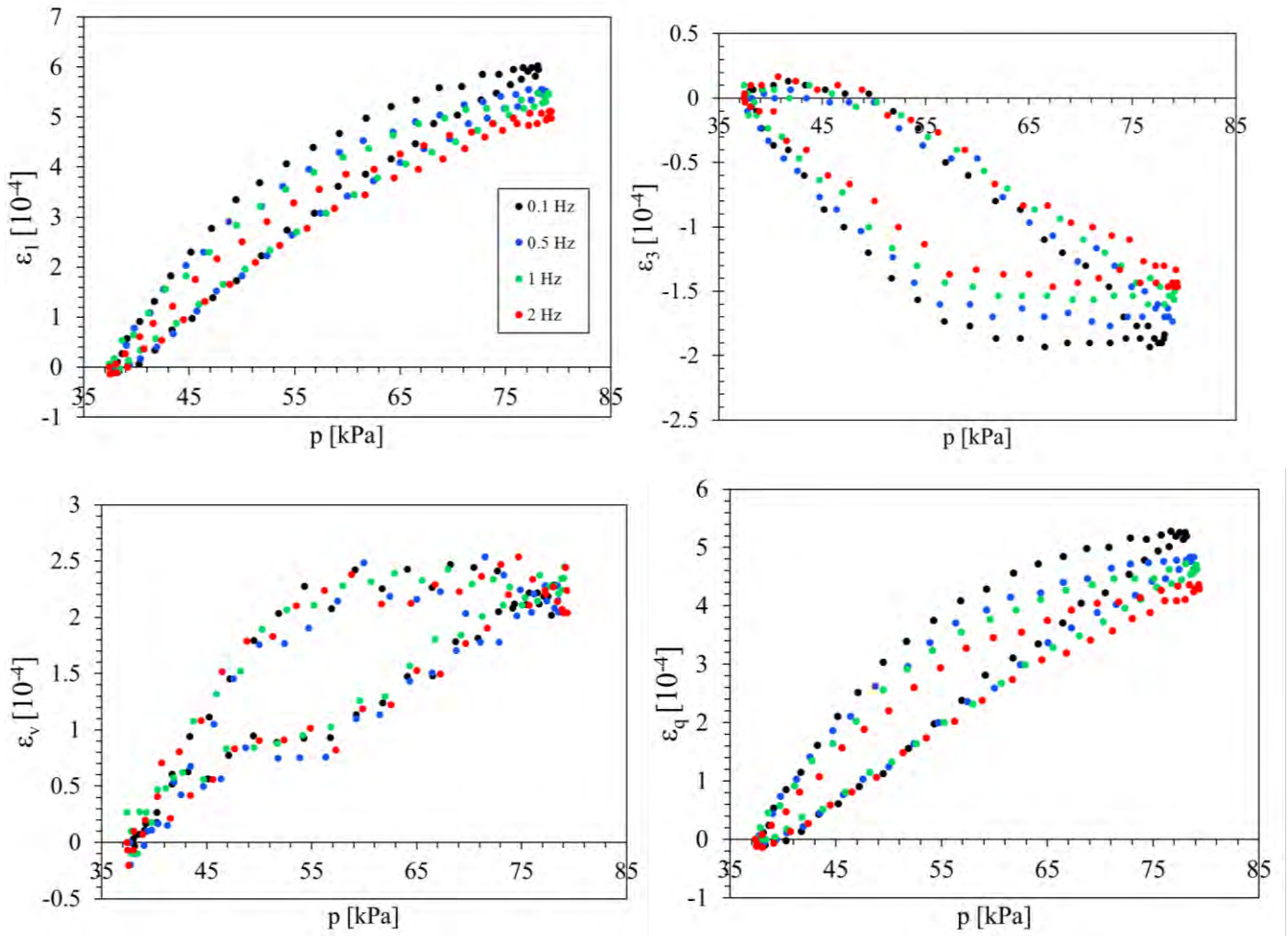


Figure C.42 Evolution des déformations des AE (40°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 35 \text{ kPa}$

▪ Pression de confinement 50 kPa

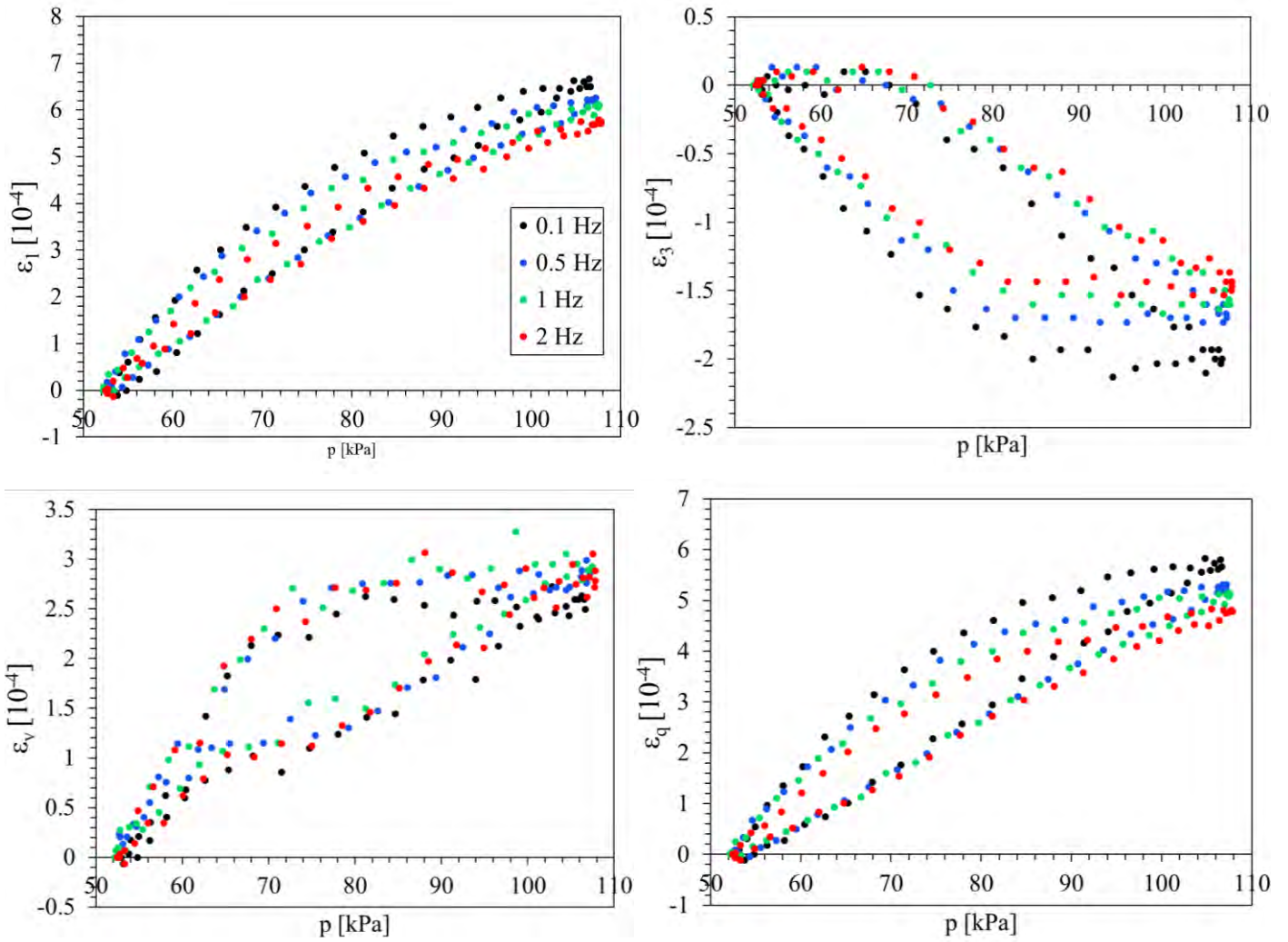


Figure C.43 Evolution des déformations des AE (40°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 280/93 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

- Pression de confinement 70 kPa

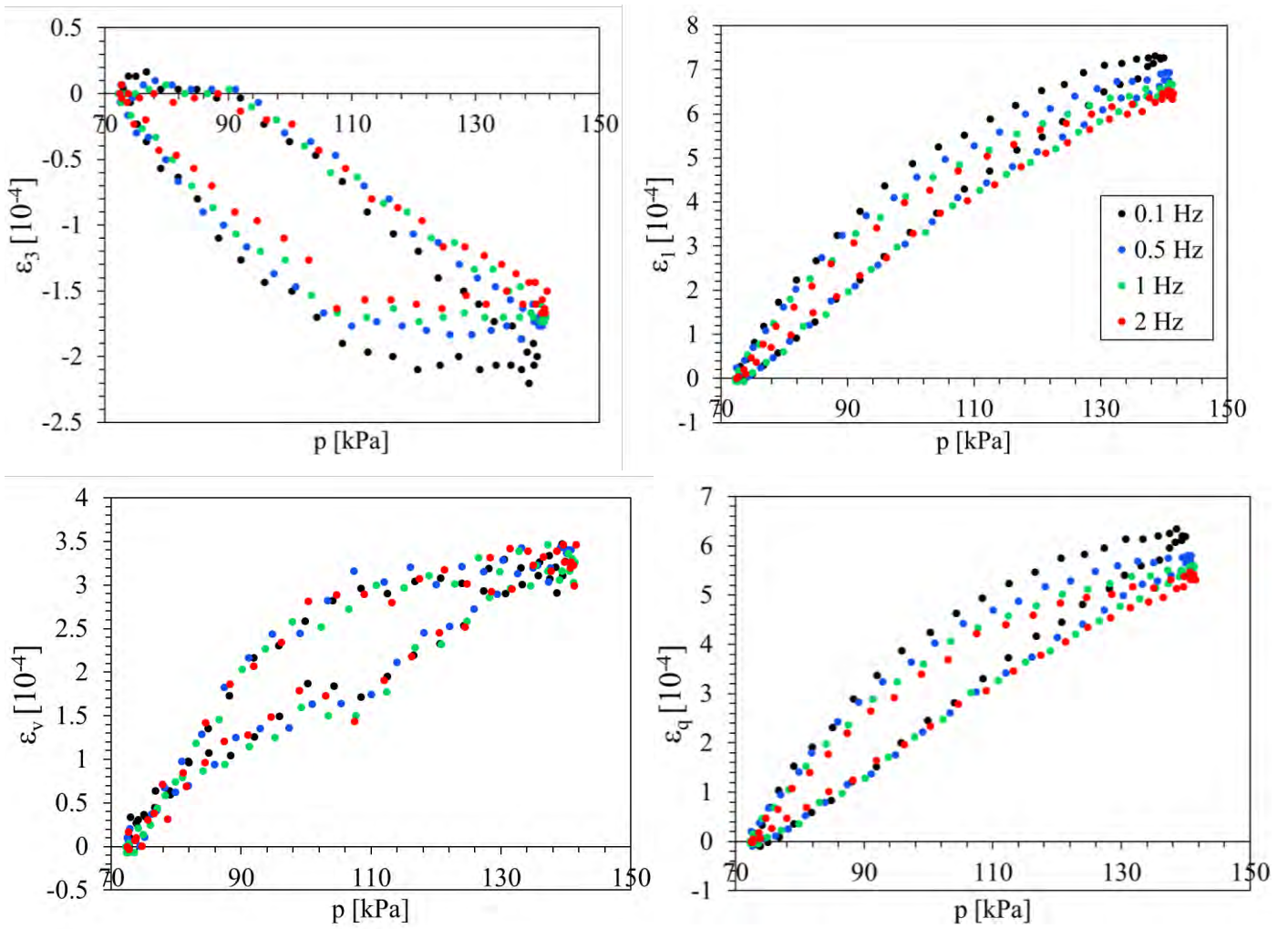


Figure C.44 Evolution des déformations des AE (40°C – w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 340/113 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

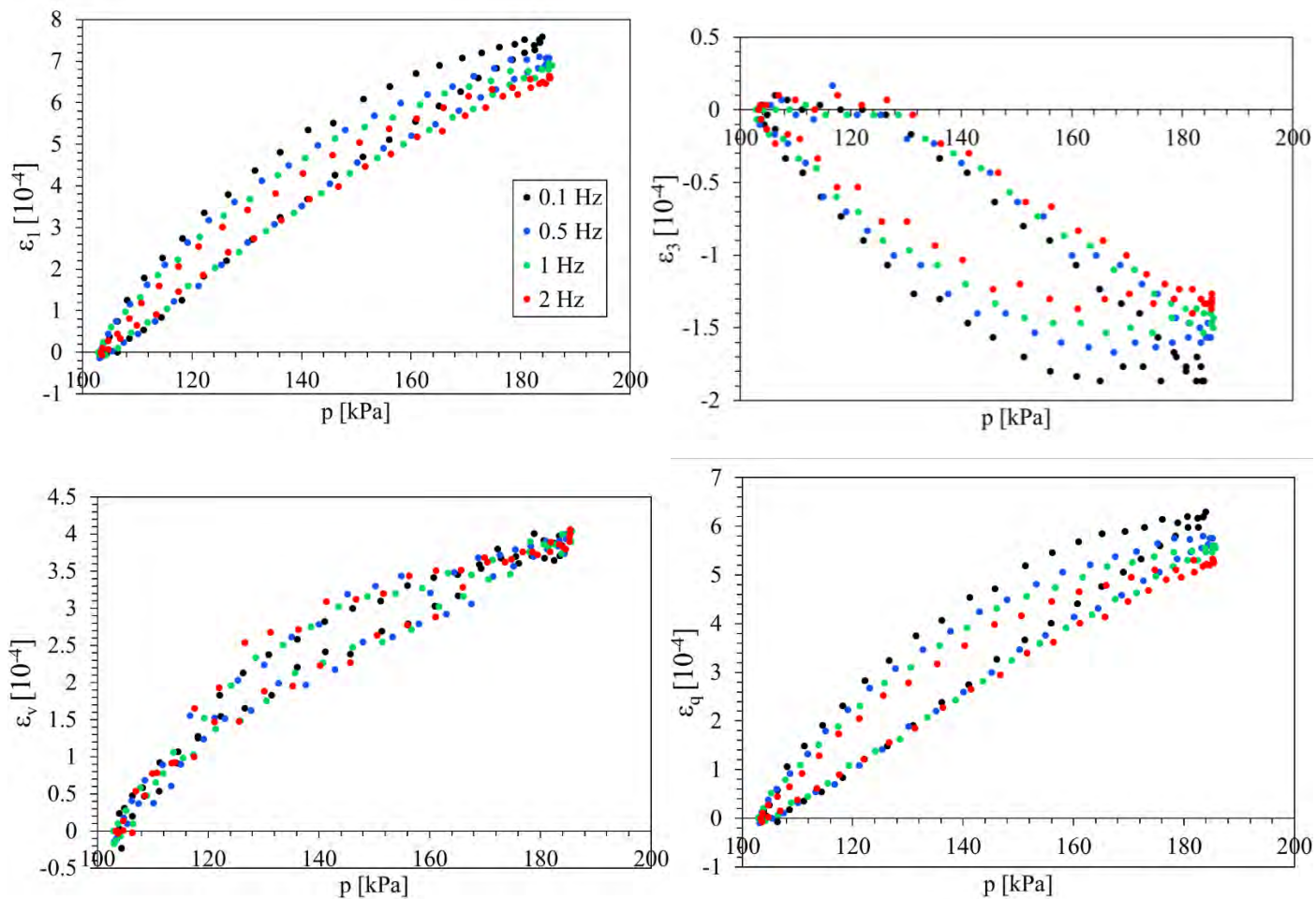


Figure C.45 Evolution des déformations des AE (40°C - w=3,9%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100 \text{ kPa}$

▪ Pression de confinement 150 kPa

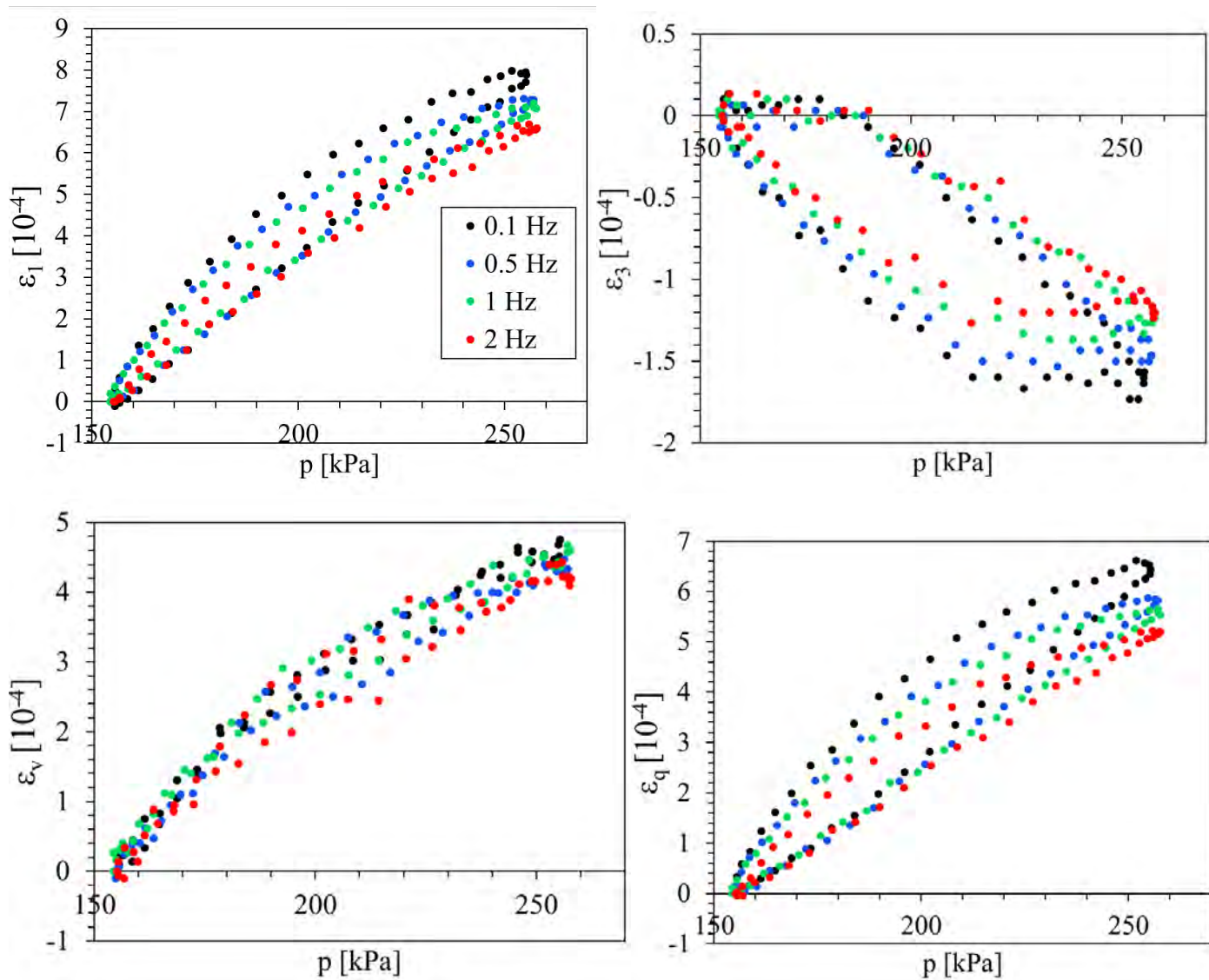


Figure C.46 Evolution des déformations des AE (40°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 475/158 = 3 - \sigma_3 = 150 \text{ kPa}$

1.3.2 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p \neq 3$: pression de confinement variable – fréquence 0,1 Hz

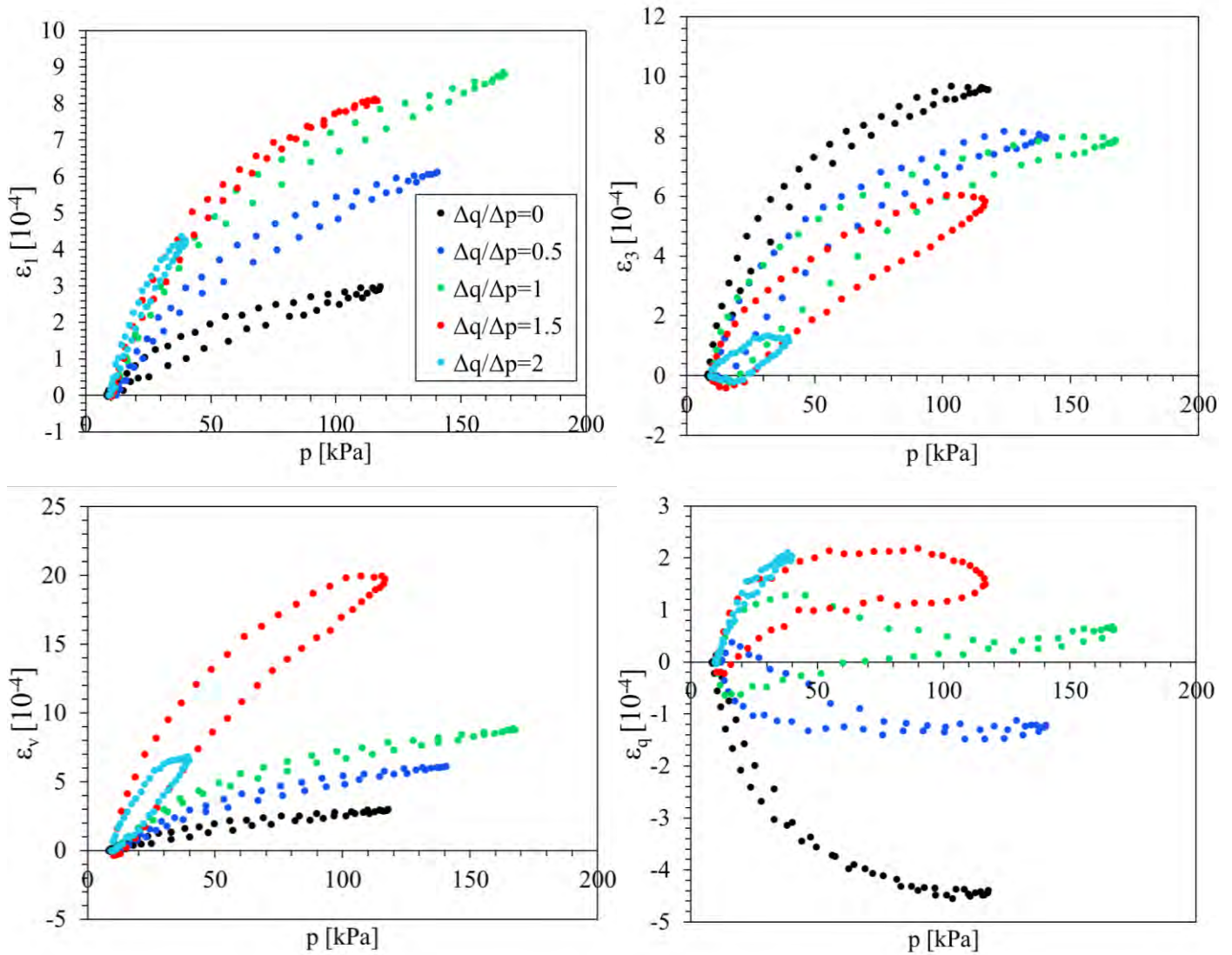


Figure C.47 Evolution des déformations des AE (40°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

2. Granulats des agrégats d'enrobés : Température 20°C - Teneur en eau wOPM,granulat-2% = 3,3%

2.1 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p = 3$: pression de confinement constante

2.1.1 Niveaux faibles

- Pression de confinement 20 kPa

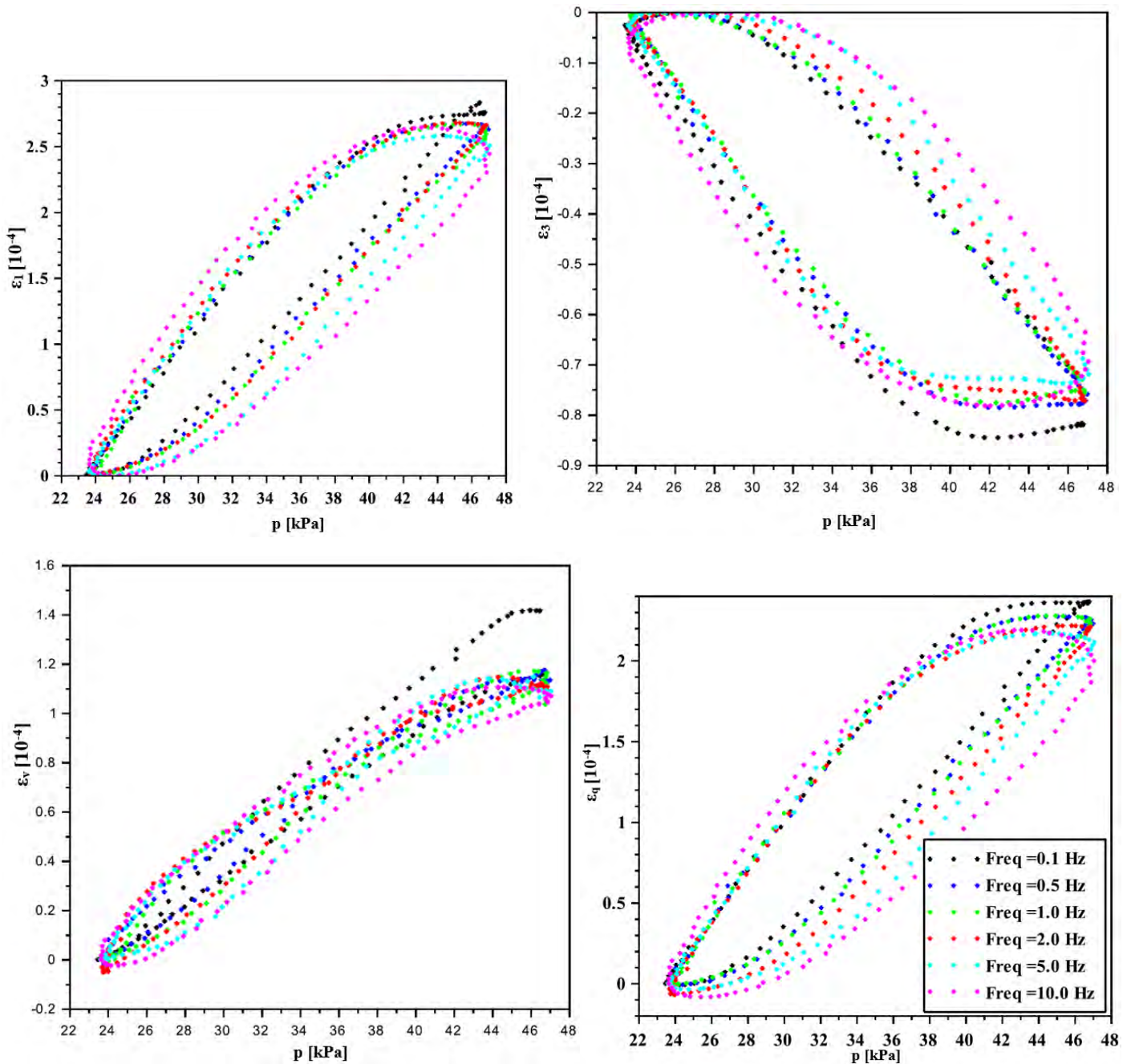


Figure C.48 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 70/23 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

▪ Pression de confinement 35 kPa

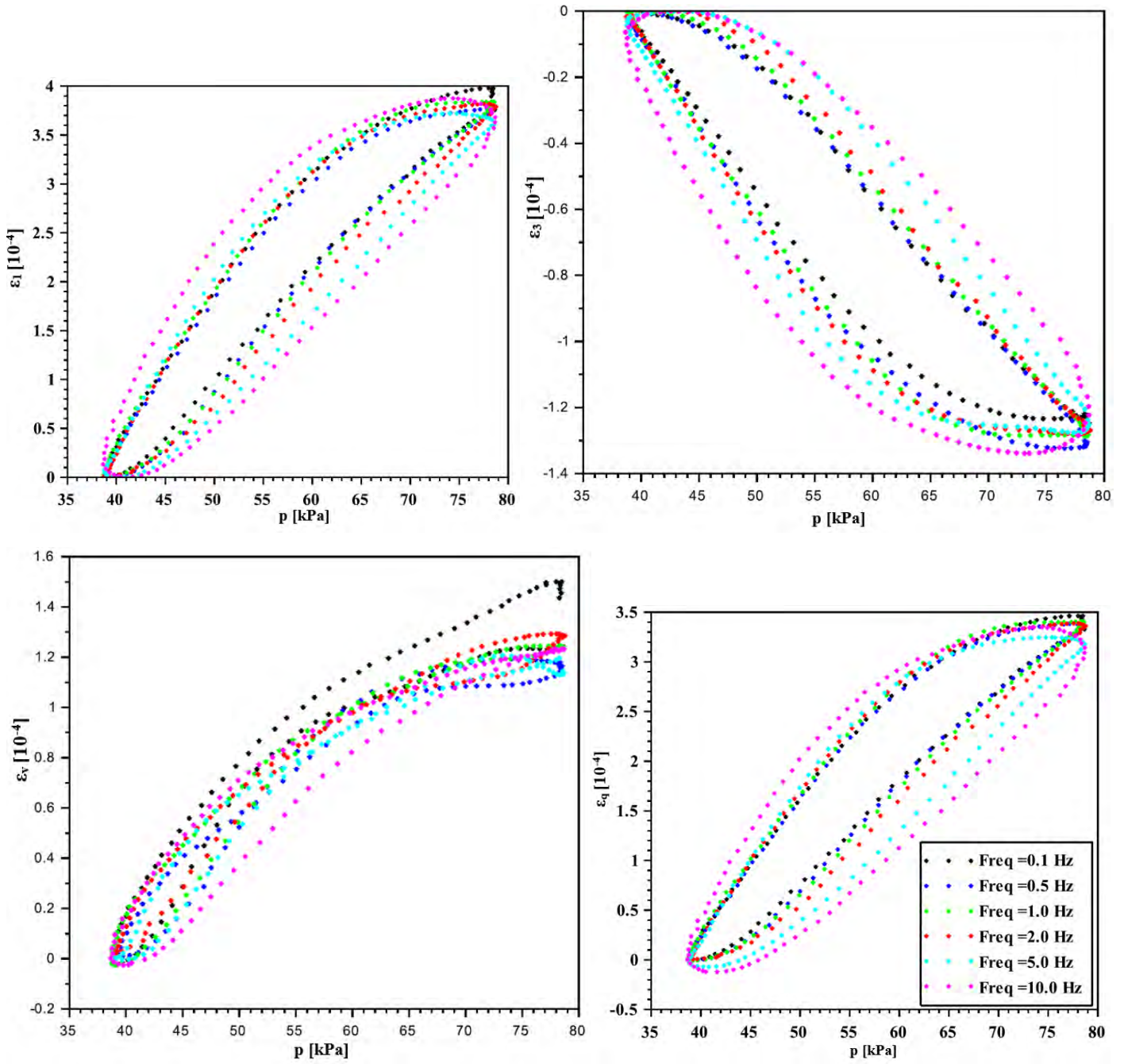


Figure C.49 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 120/40 = 3 - \sigma_3 = 35$ kPa

▪ Pression de confinement 50 kPa

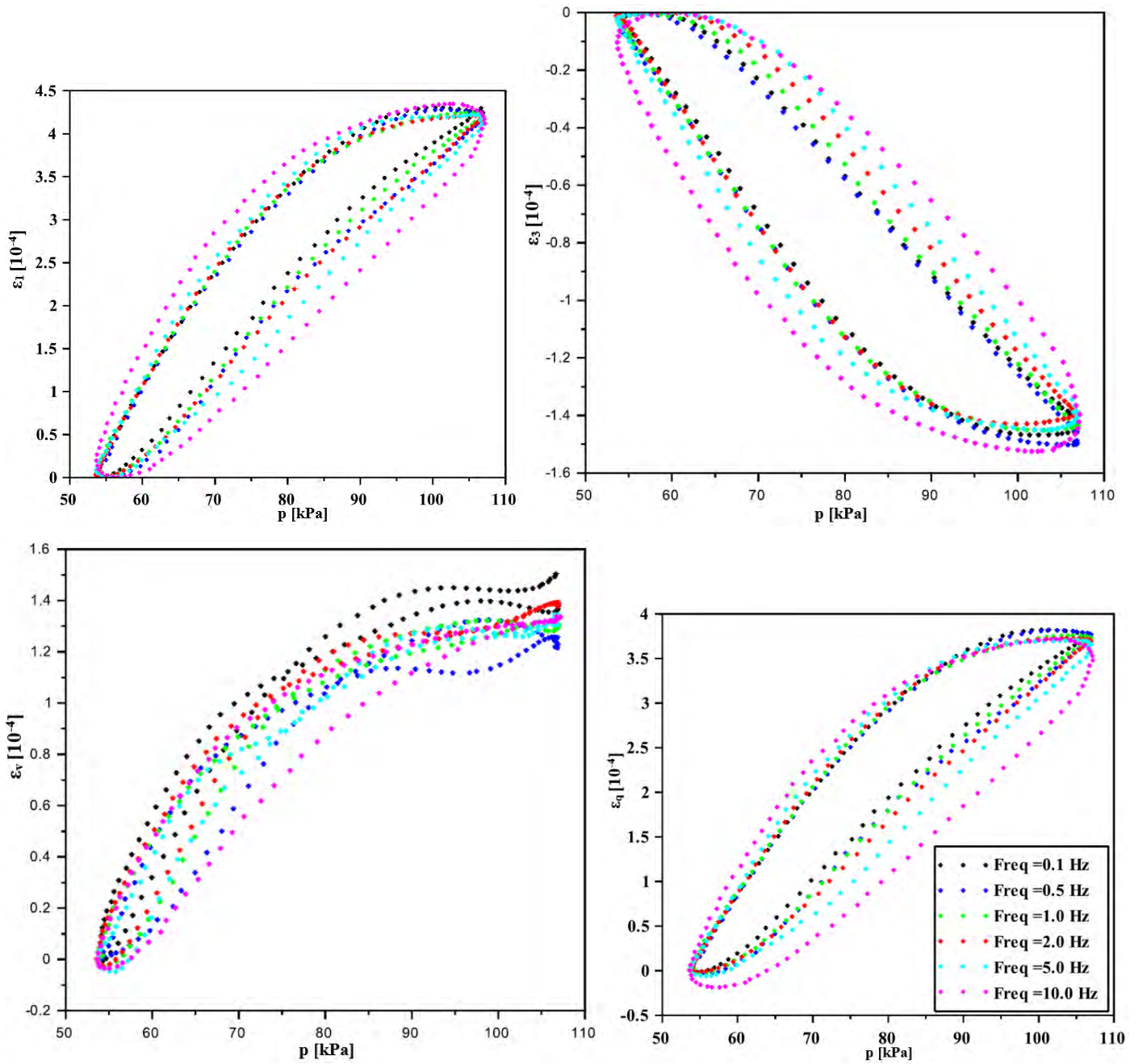


Figure C.50 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 160/53 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

▪ Pression de confinement 70 kPa

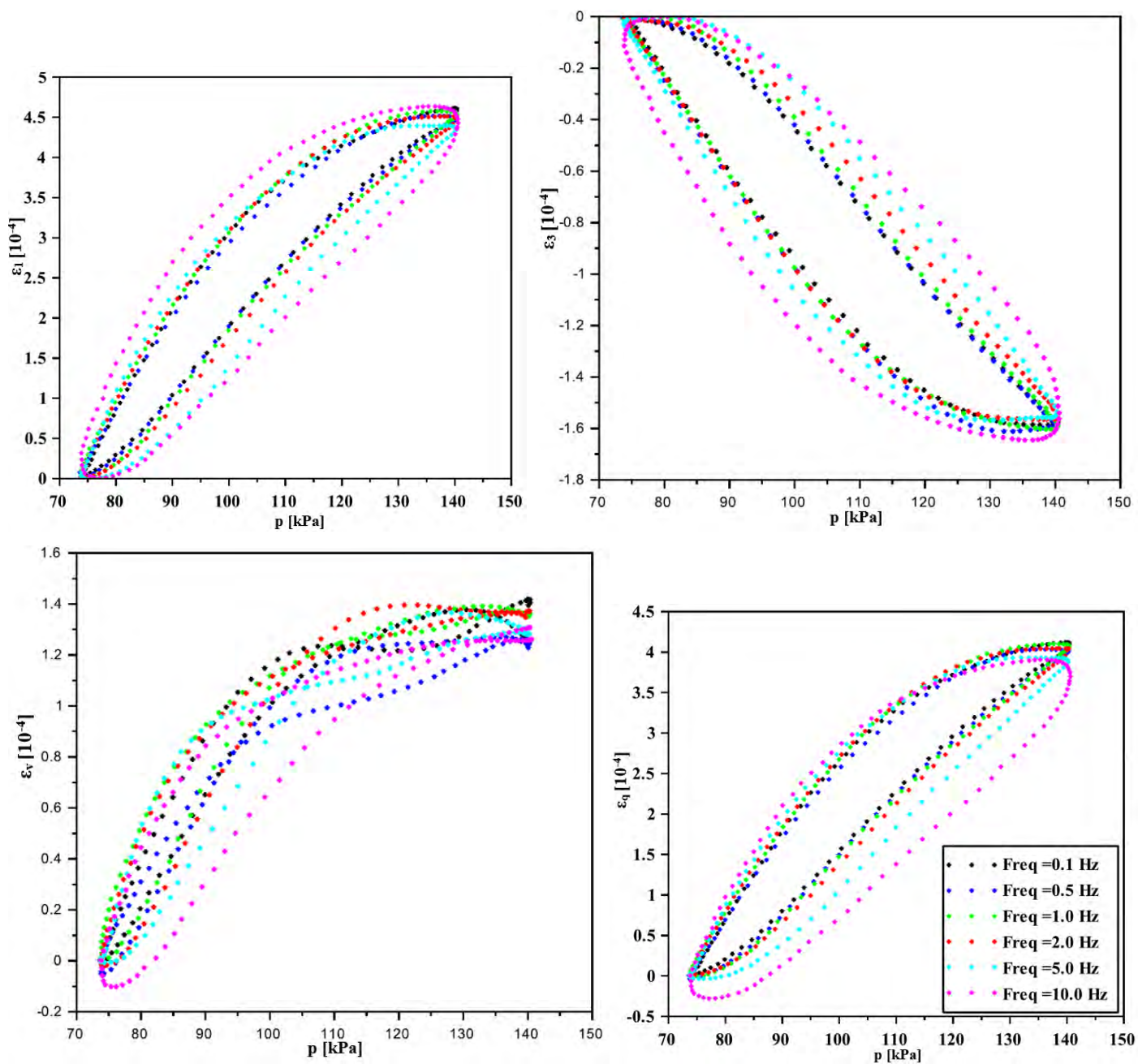


Figure C.51 Evolution des déformations des granulates desAE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

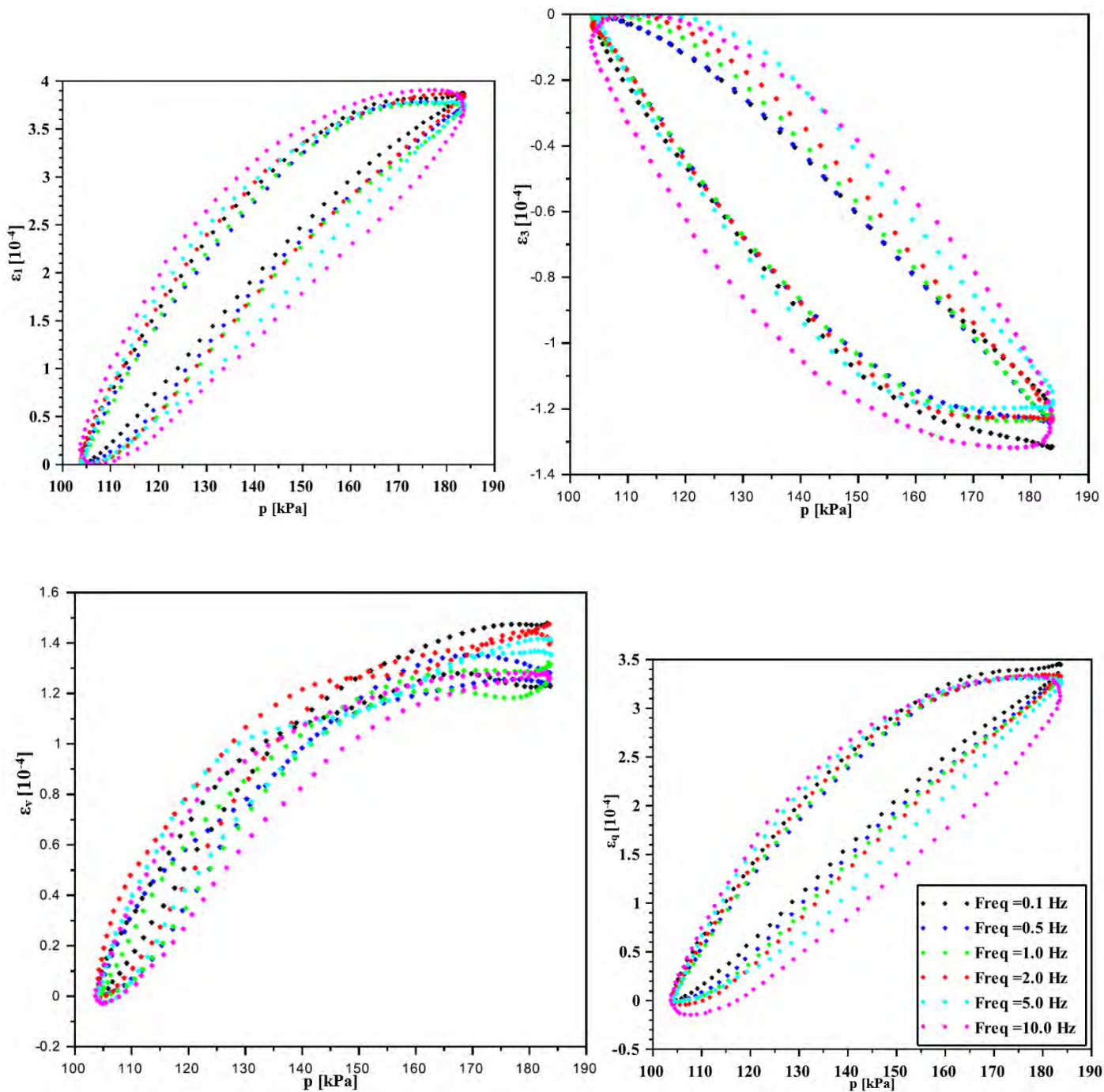


Figure C.52 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 240/80 = 3 - \sigma_3 = 100$ kPa

- Pression de confinement 150 kPa

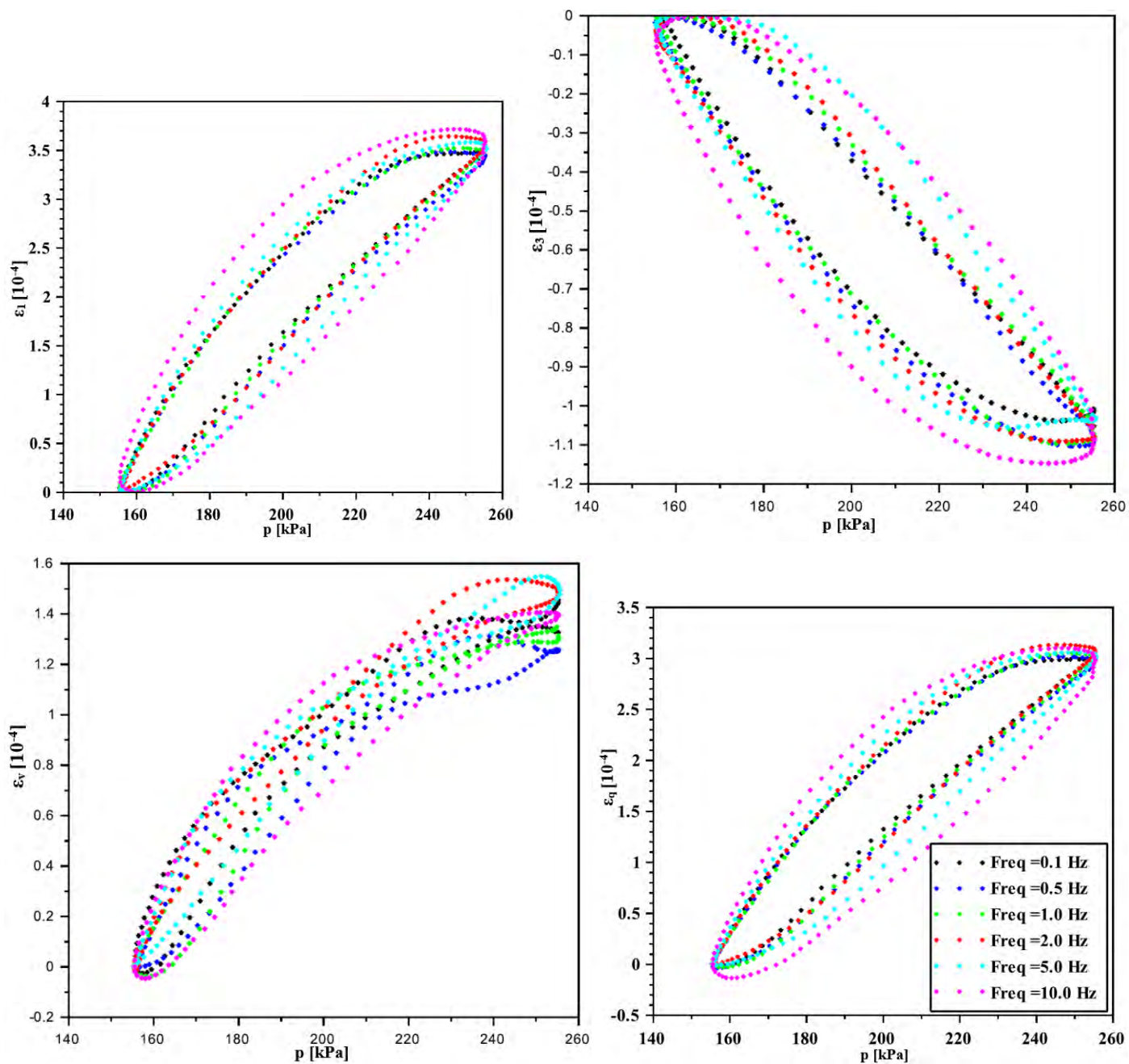


Figure C.53 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – $w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 300/100 = 3 - \sigma_3 = 150$ kPa

2.1.2 Niveaux forts

- Pression de confinement 20 kPa

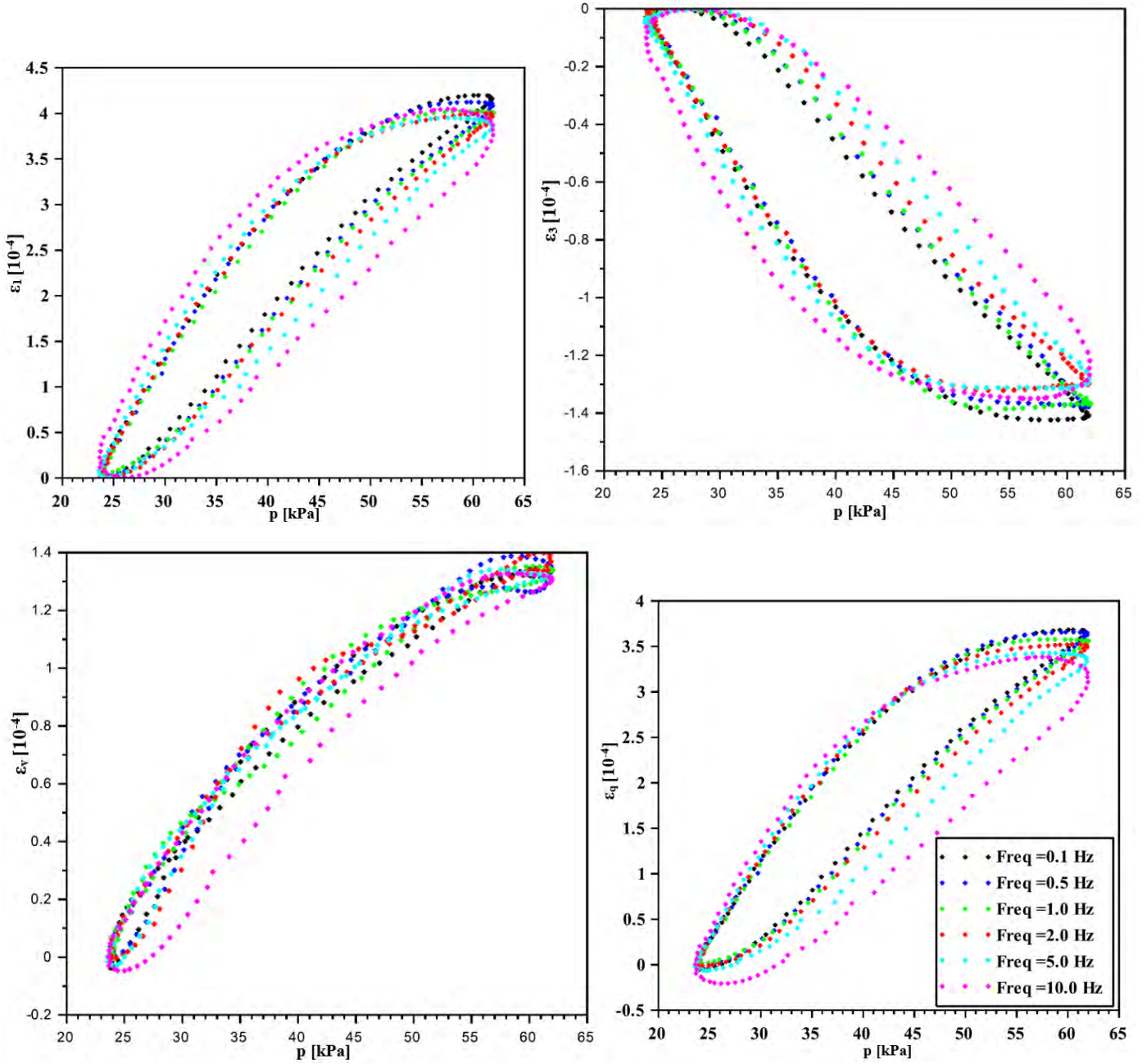


Figure C.54 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 115/38 = 3 - \sigma_3 = 20$ kPa

▪ Pression de confinement 35 kPa

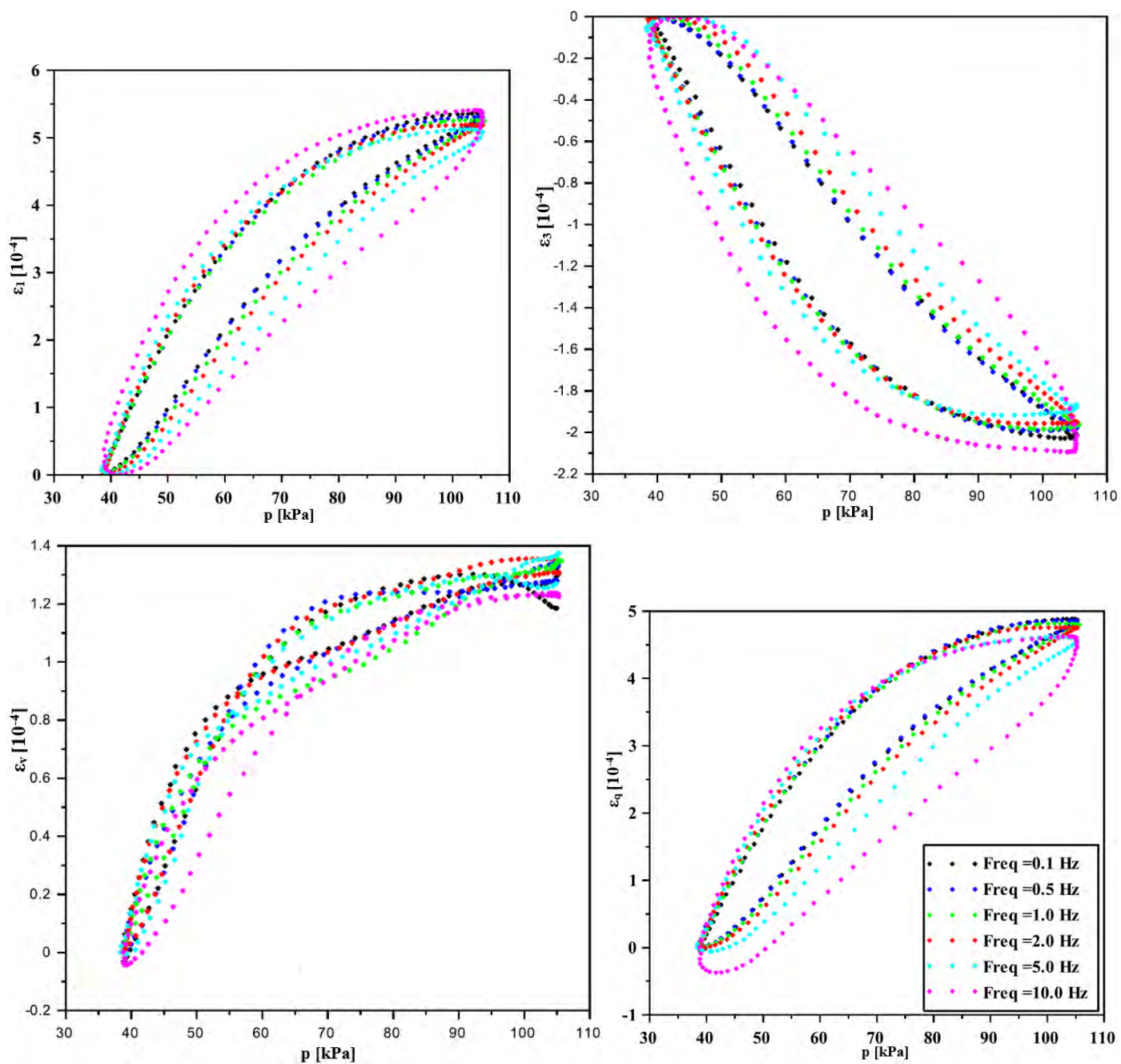


Figure C.55 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 200/67 = 3 - \sigma_3 = 35$ kPa

■ Pression de confinement 50 kPa

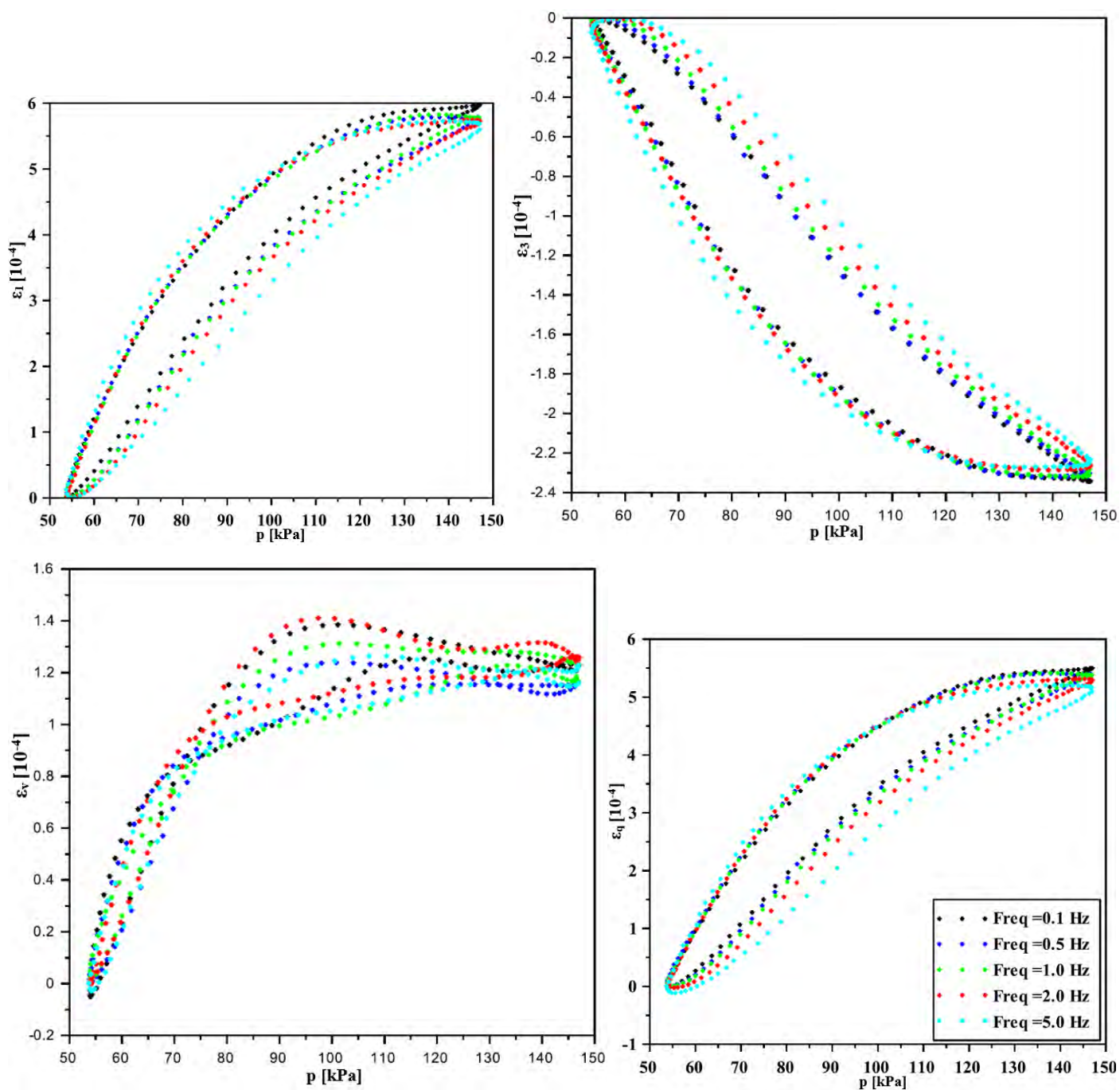


Figure C.56 Evolution des déformations des granulates des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 280/93 = 3 - \sigma_3 = 50$ kPa

■ Pression de confinement 70 kPa

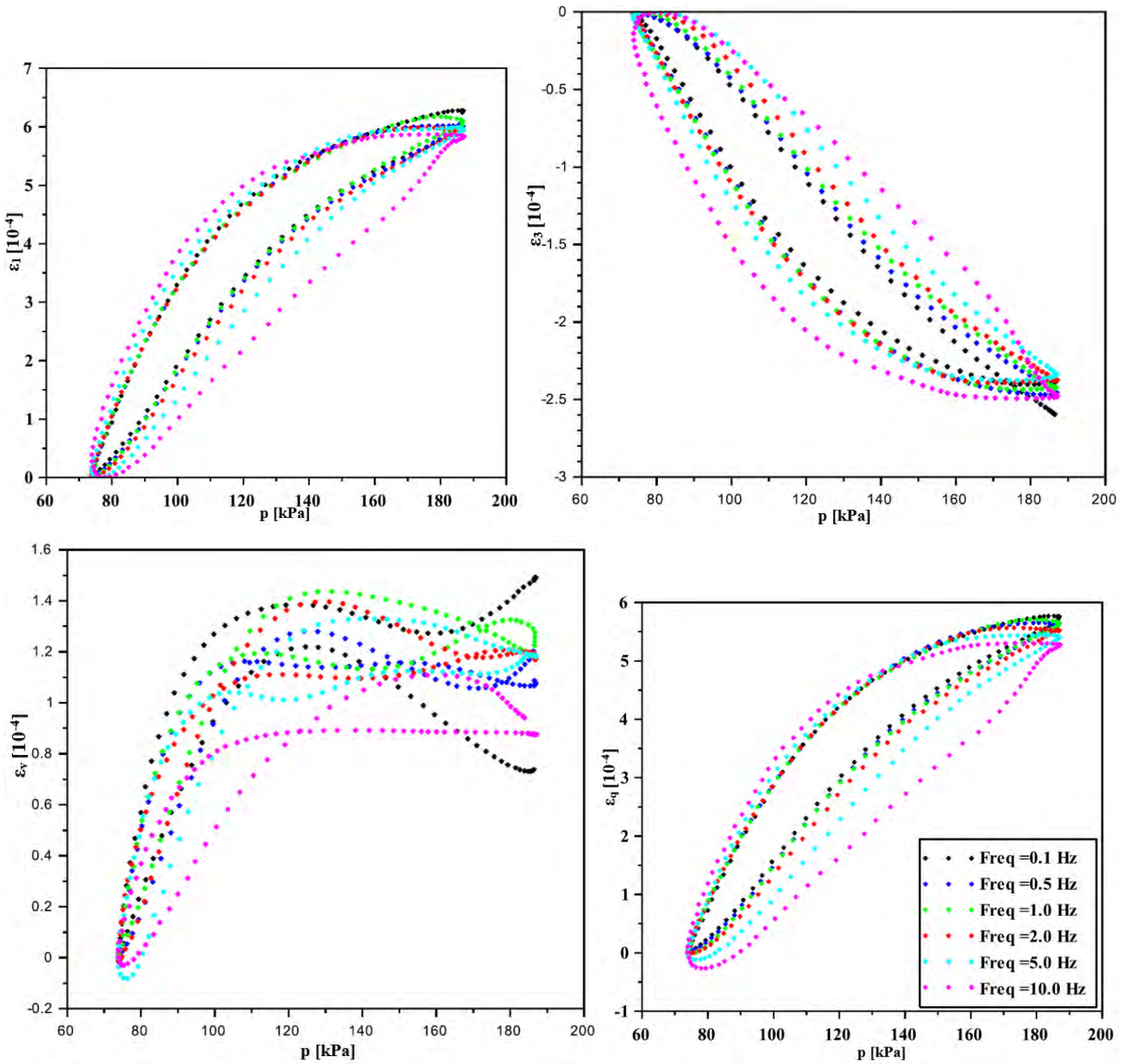


Figure C.57 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 340/113 = 3 - \sigma_3 = 70$ kPa

■ Pression de confinement 100 kPa

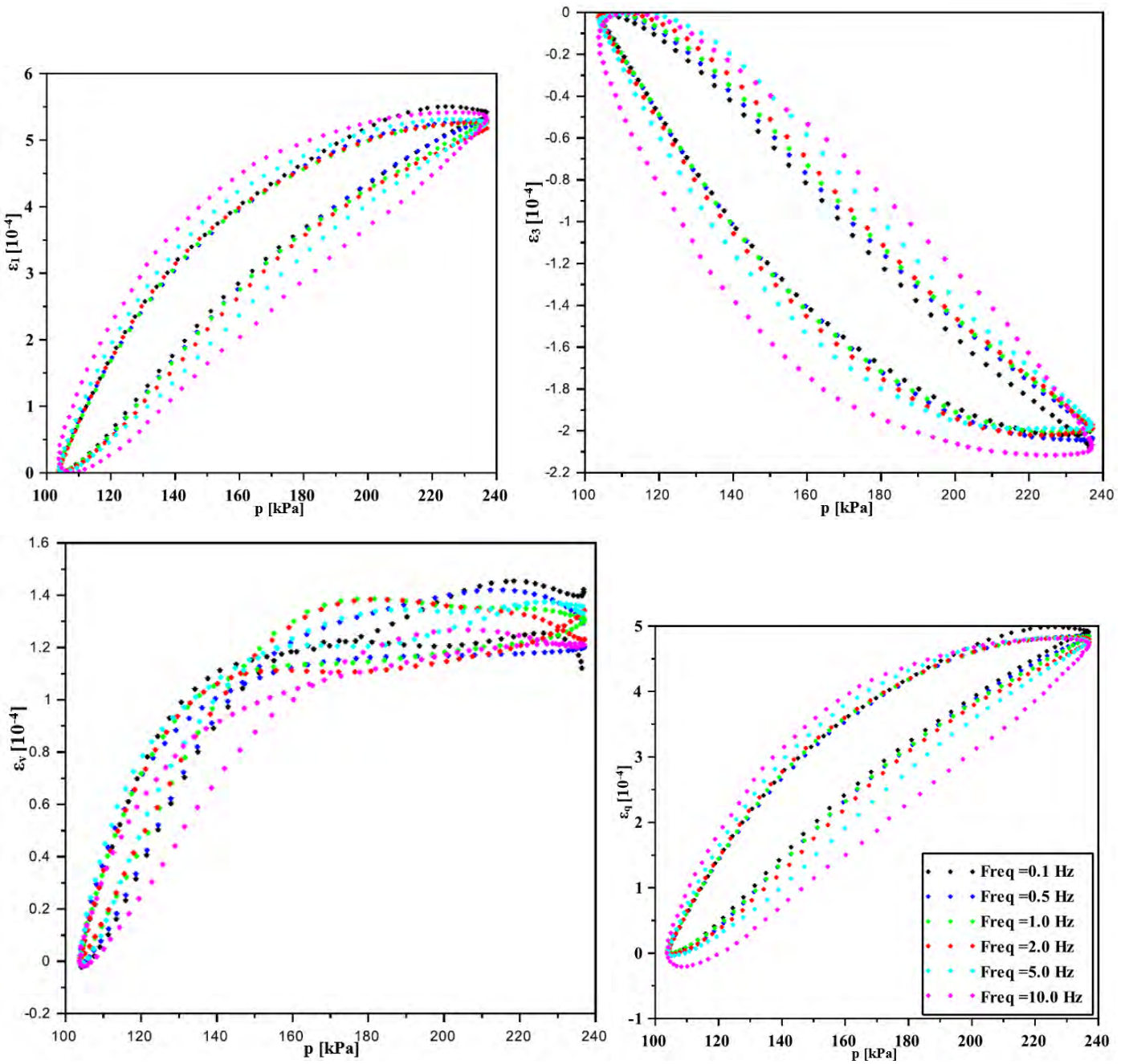


Figure C.58 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p=400/133 = 3 - \sigma_3=100$ kPa

▪ Pression de confinement 150 kPa

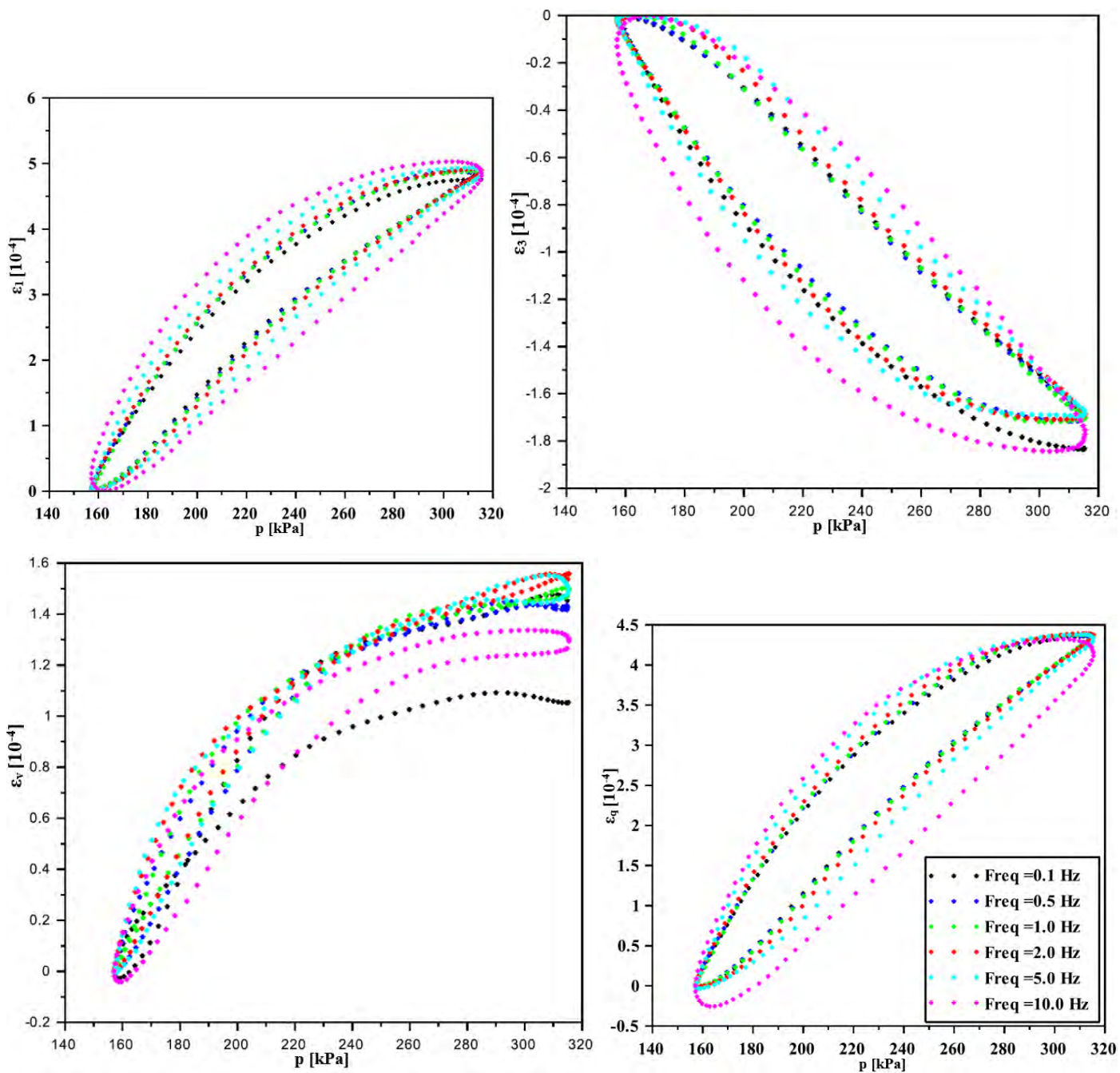


Figure C.59 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec le chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p = 475/158 = 3 - \sigma_3 = 150$ kPa

2.2 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p \neq 3$: pression de confinement variable

2.2.1 Niveaux faibles

- Fréquence 0,1 Hz

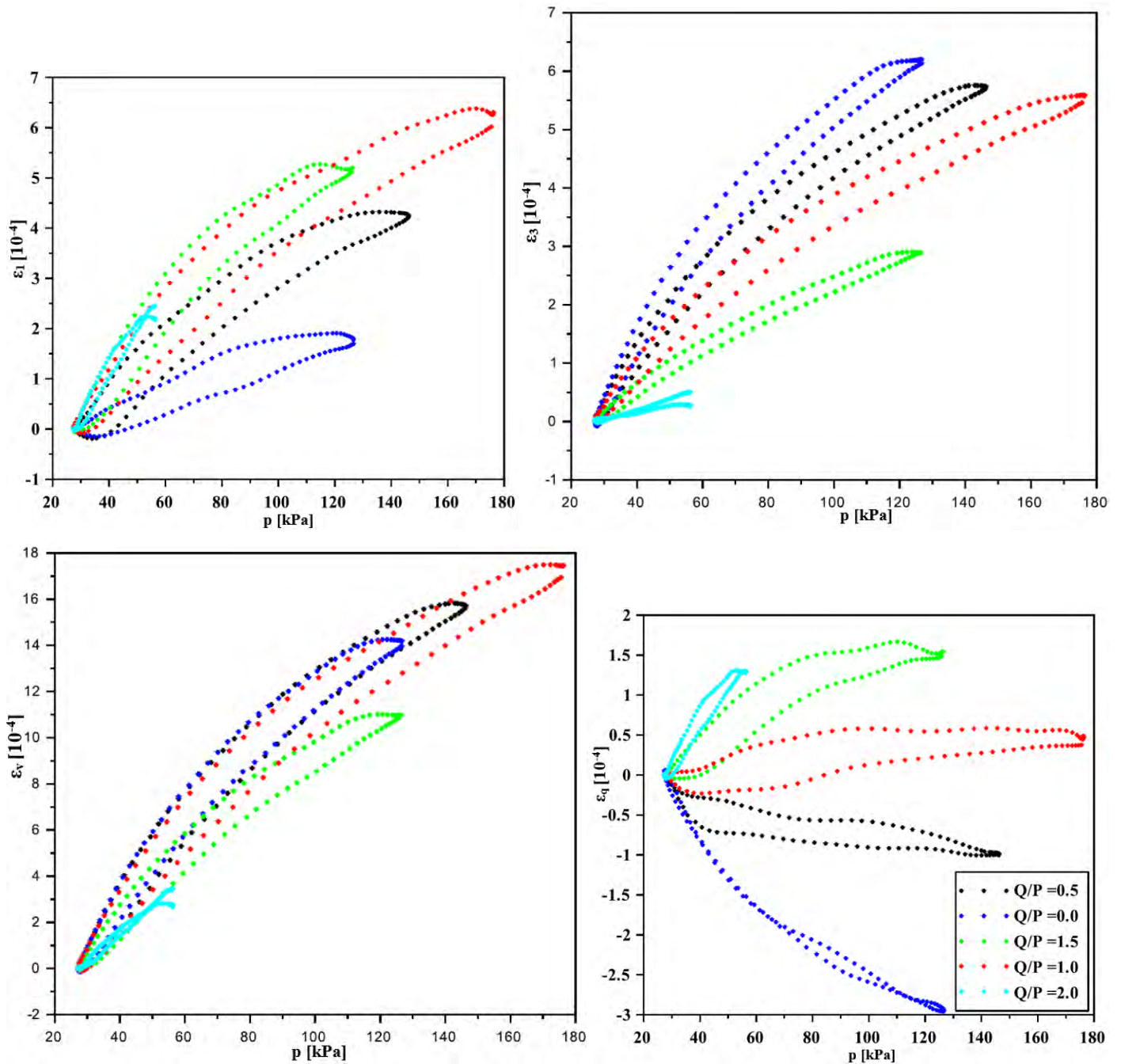


Figure C.60 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – $w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

■ Fréquence 0,5 Hz

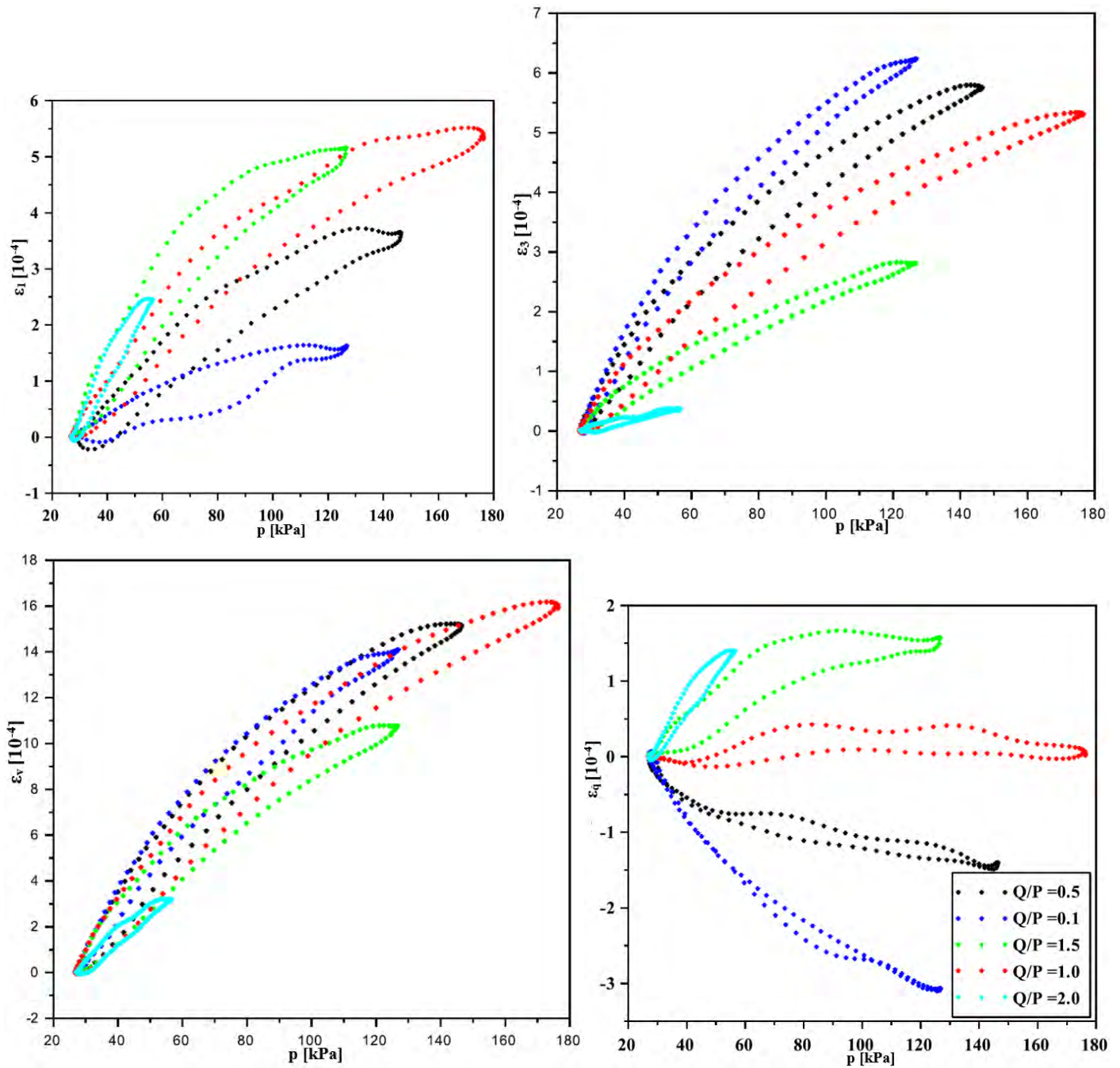


Figure C.61 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

▪ Fréquence 1 Hz

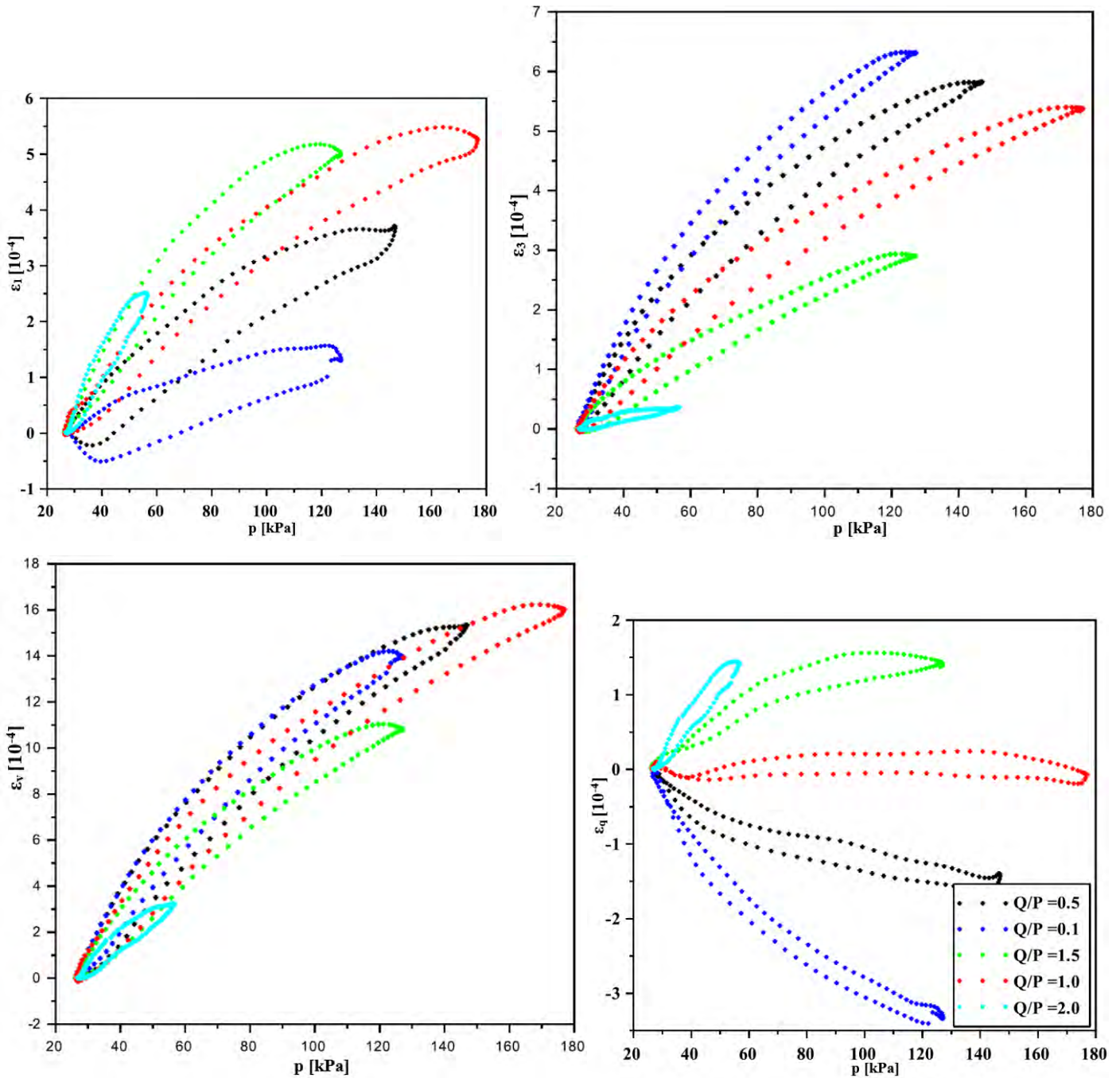


Figure C.62 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – $w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

■ Fréquence 2 Hz

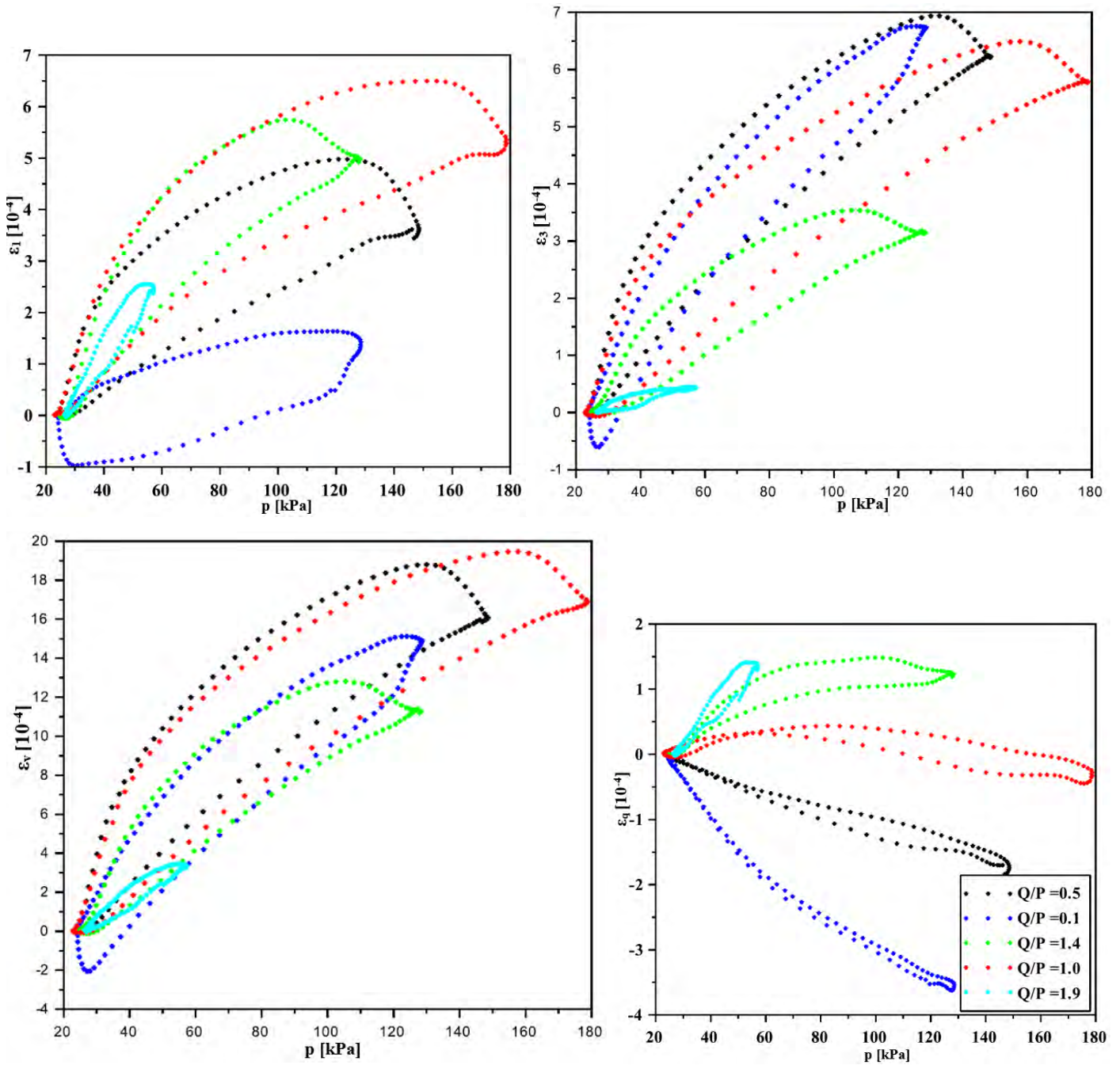


Figure C.63 Evolution des déformations des granulats des AE ($20^\circ\text{C} - w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

2.2.2 Niveaux forts

- Fréquence 0,1 Hz

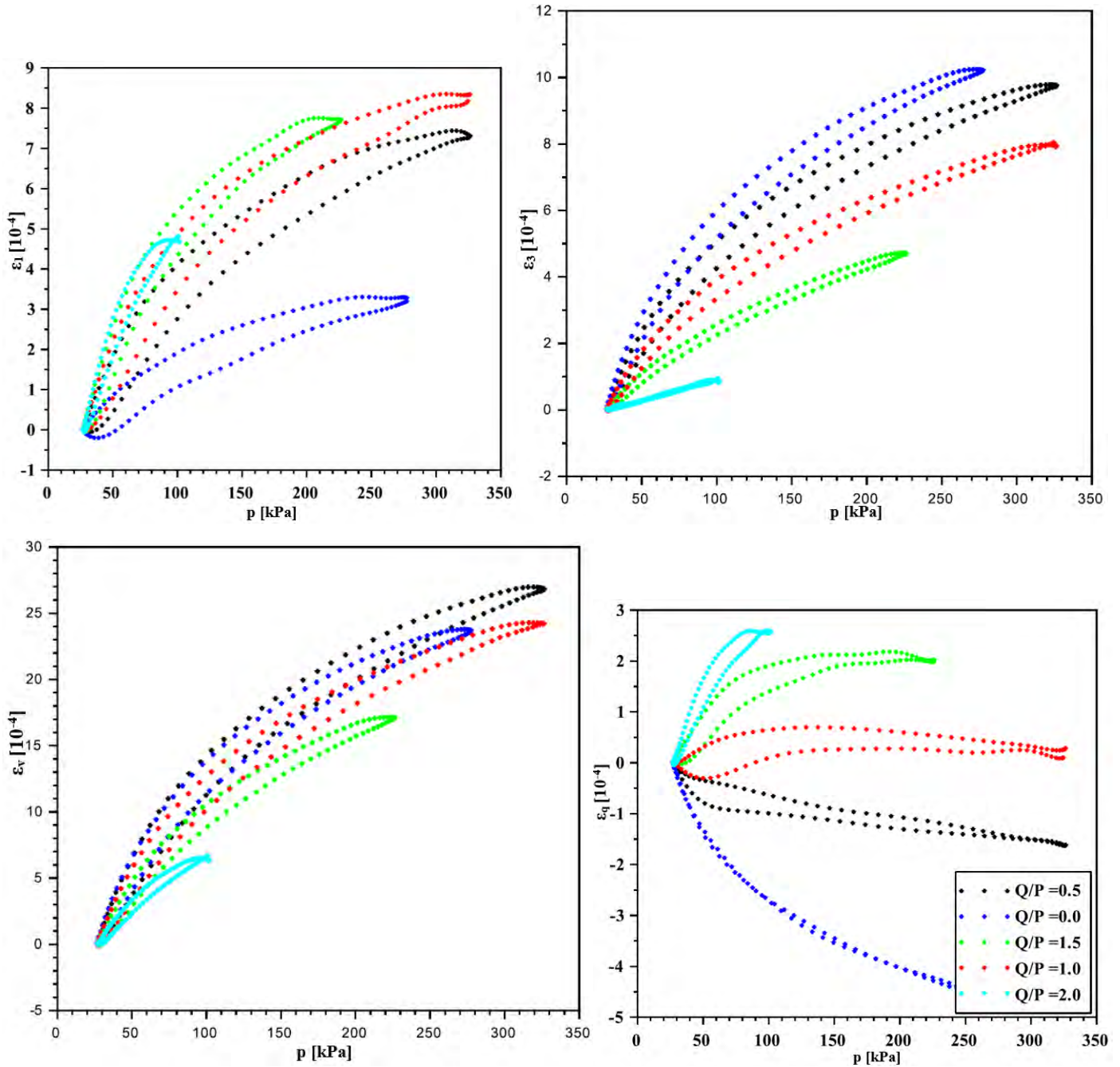


Figure C.64 Evolution des déformations des granulats des AE ($20^{\circ}\text{C} - w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,1 Hz

▪ Fréquence 0,5 Hz

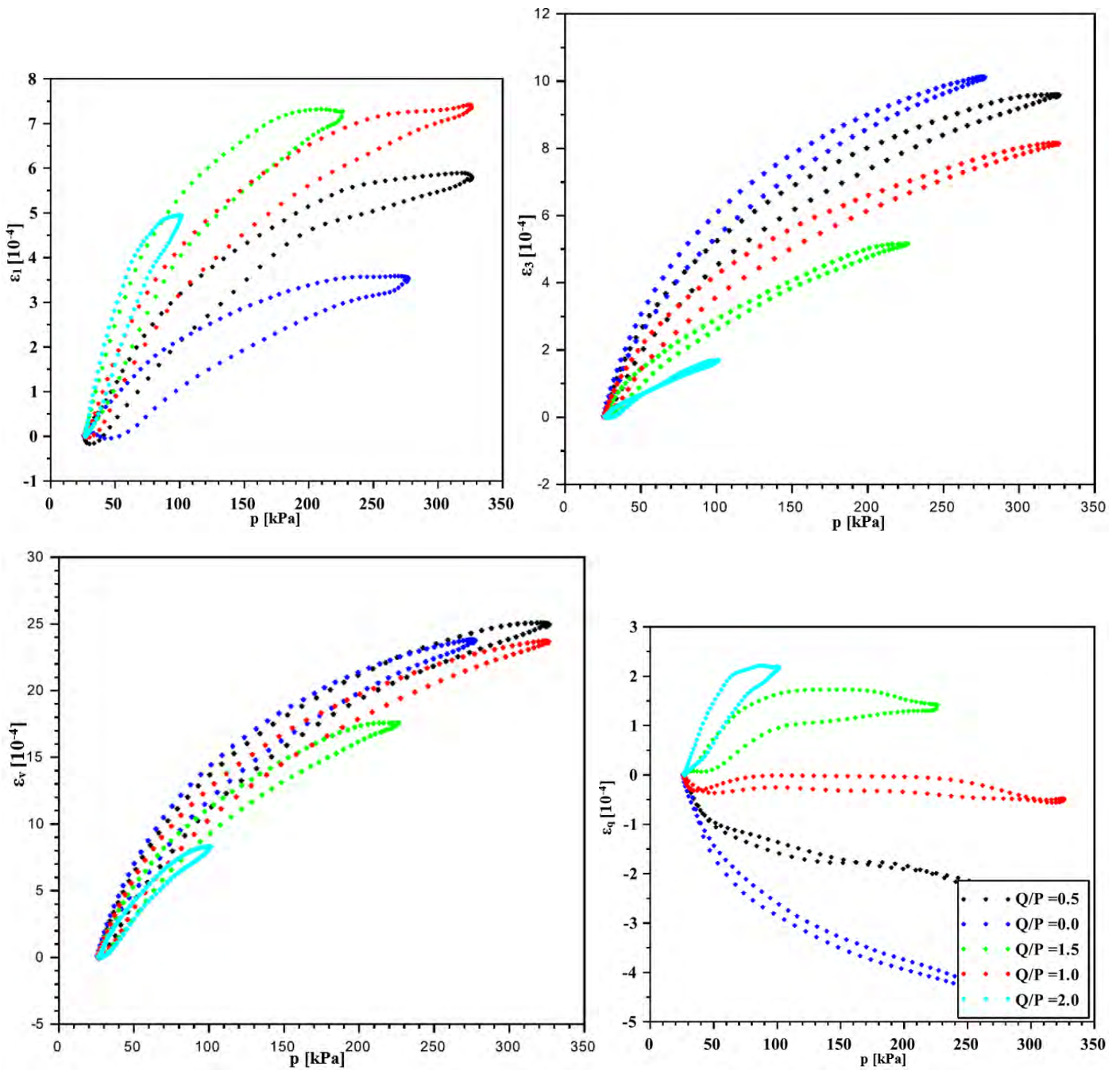


Figure C.65 Evolution des déformations des granulats des AE ($20^\circ\text{C} - w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 0,5 Hz

■ Fréquence 1 Hz

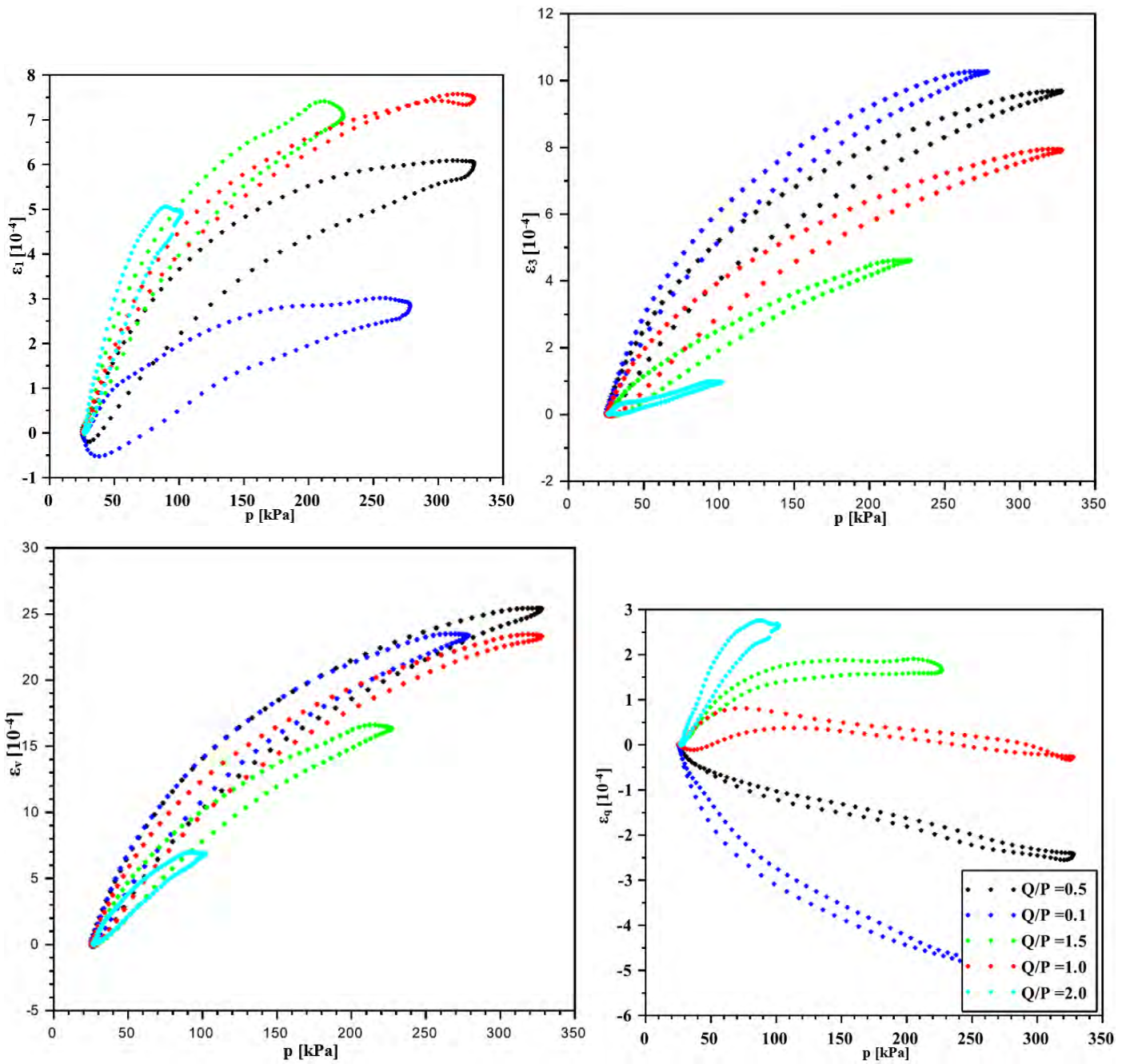


Figure C.66 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – $w=3,3\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 1 Hz

■ Fréquence 2 Hz

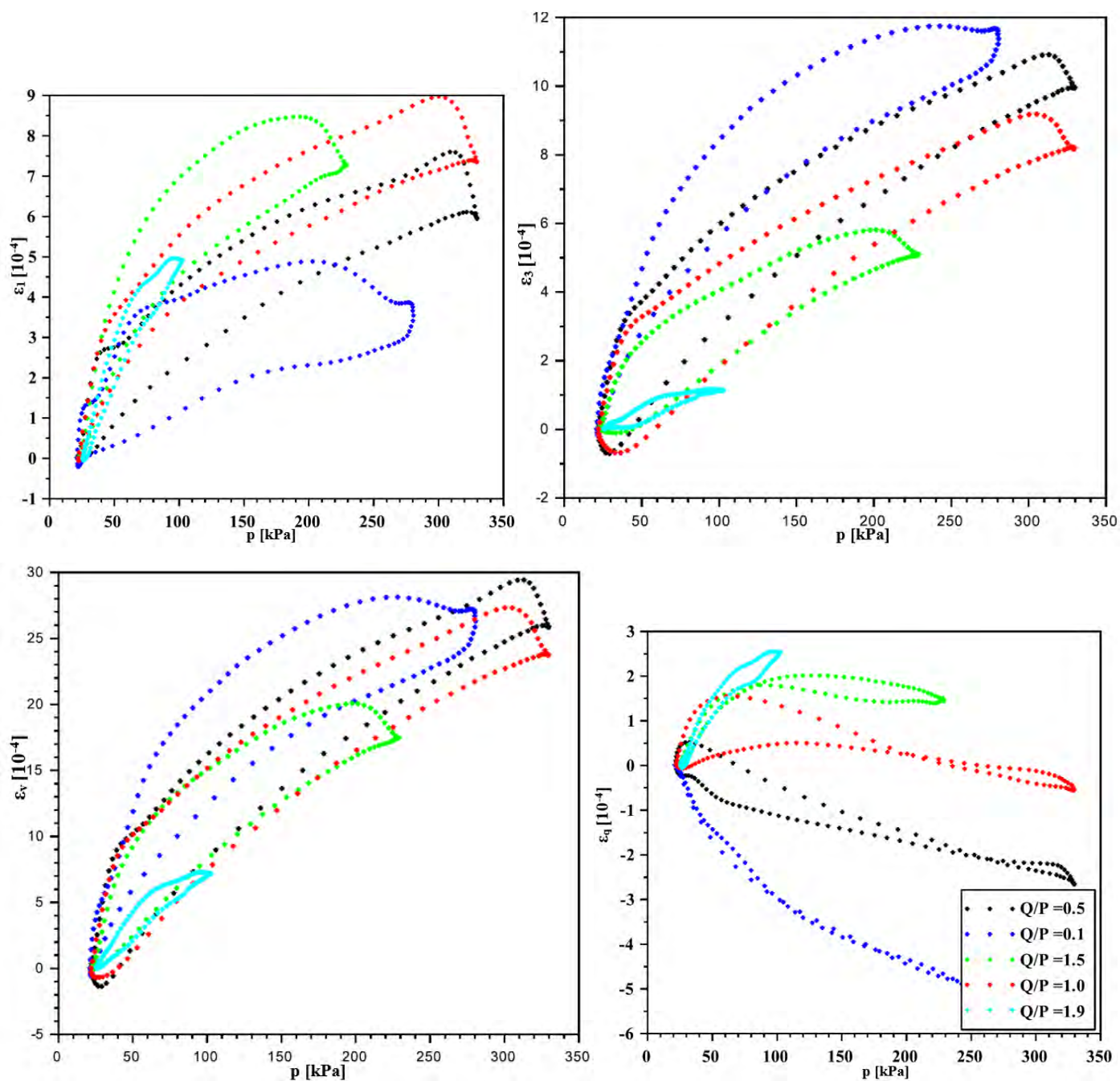


Figure C.67 Evolution des déformations des granulats des AE (20°C – w=3,3%) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à une fréquence de 2 Hz

3. Grave Non Traitée : Température 20°C - Teneur en eau $w_{OPM,AE-2\%} = 3,9\%$ - Fréquence 2 Hz

3.1 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p = 3$: pression de confinement constante

3.1.1 Niveaux faibles

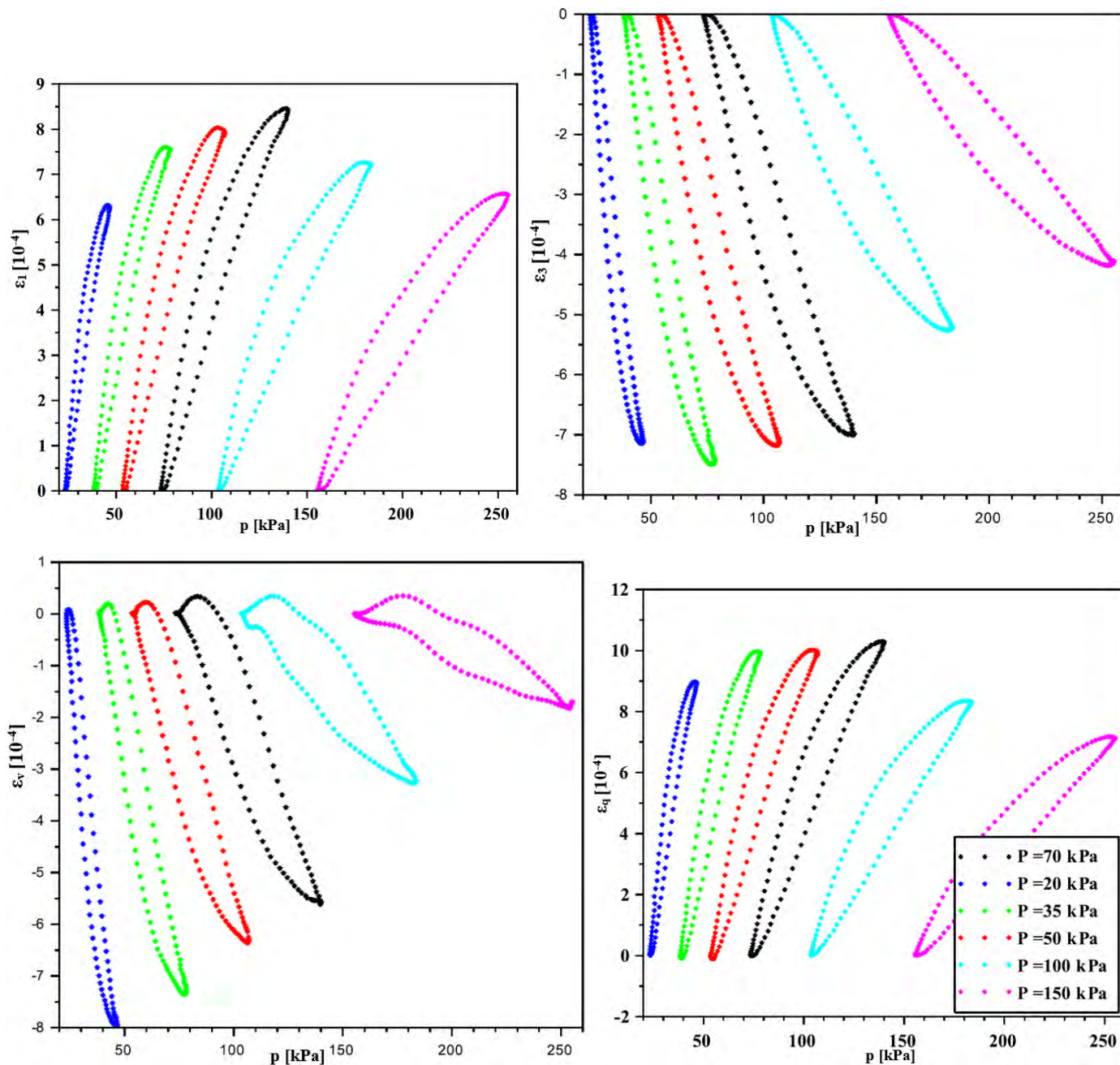


Figure C.68 Evolution des déformations de la GNT (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p = 3$ à 2 Hz

3.1.2 Niveaux forts

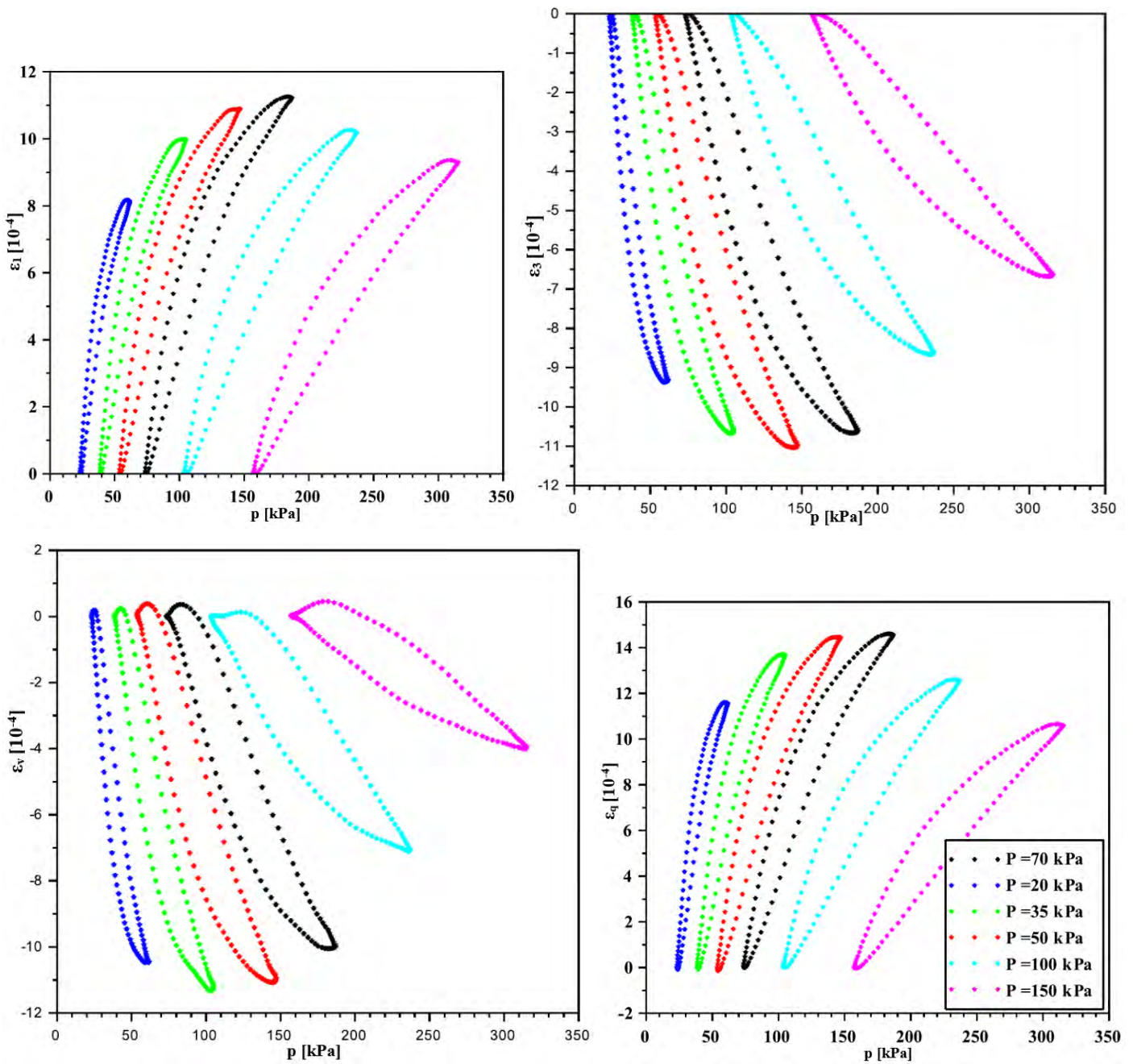


Figure C.69 Evolution des déformations de la GNT (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p=3$ à 2 Hz

3.2 Chemins de contraintes de pentes $\Delta q/\Delta p \neq 3$: pression de confinement variable

3.2.1 Niveaux faibles

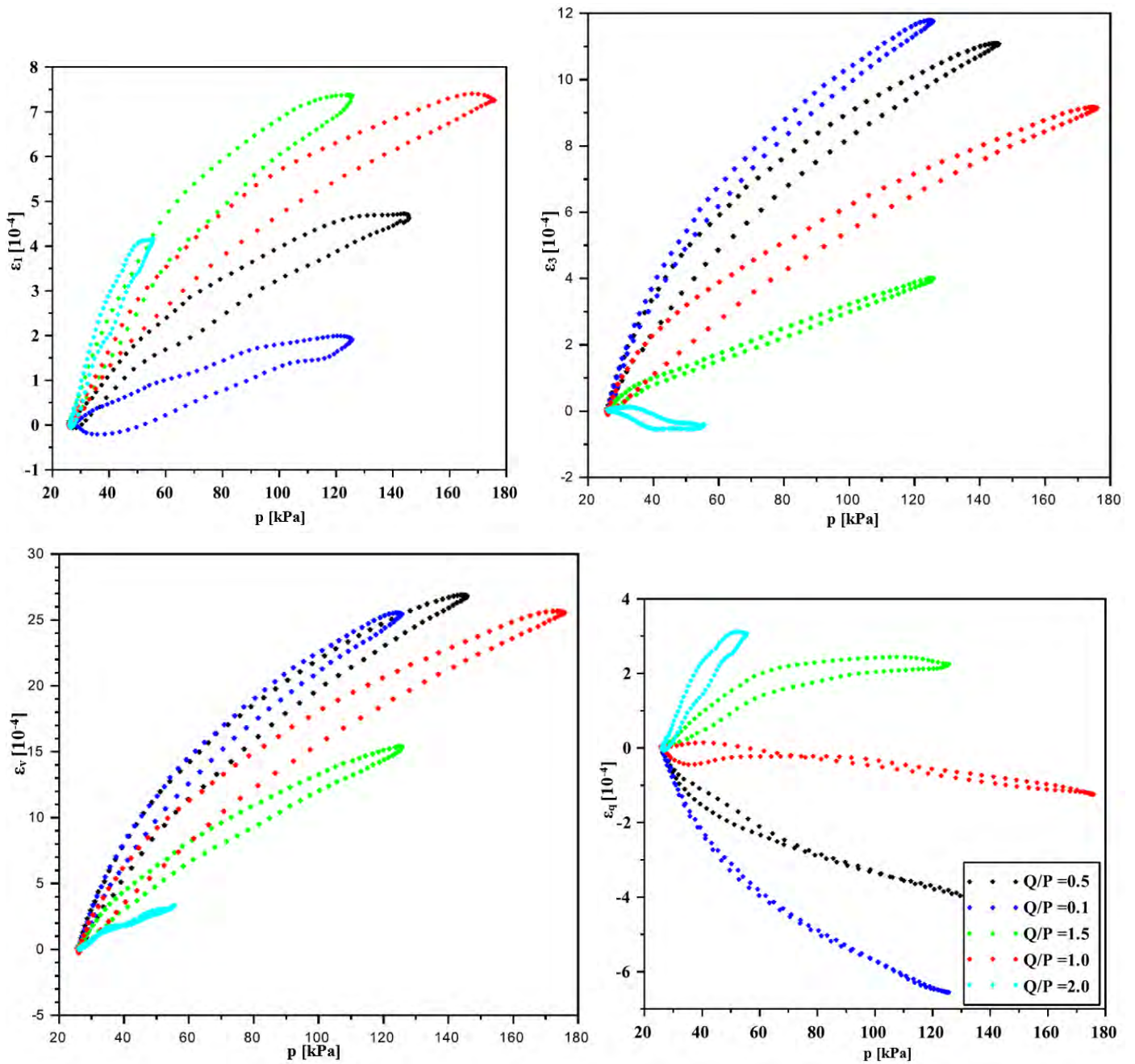


Figure C.70 Evolution des déformations de la GNT (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux faibles $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à 0,1 Hz

3.2.2 Niveaux forts

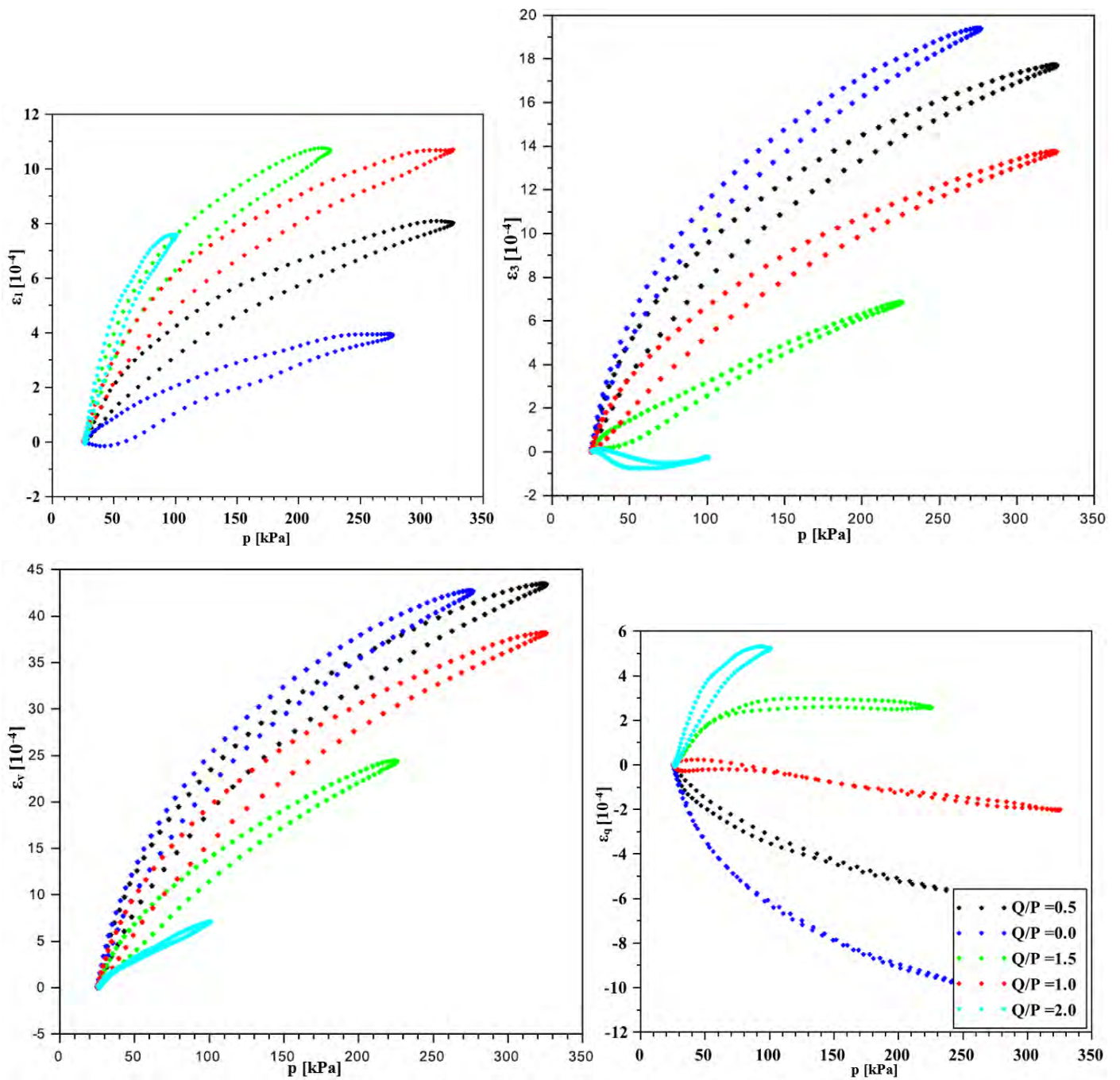


Figure C.70 Evolution des déformations de la GNT (20°C – $w=3,9\%$) au cours d'un cycle de chargement/déchargement avec les chemins de contraintes de niveaux forts $\Delta q/\Delta p \neq 3$ à 0,1 Hz

COMPORTEMENT THERMO-HYDRO-MECANIQUE DES AGREGATS D'ENROBES COMPACTES NON SATURES

Résumé

Les Agrégats d'Enrobés (AE) proviennent de la démolition des chaussées. Leur réemploi est une alternative aux matériaux vierges, et réduit l'impact environnemental. Le projet ORRAP développe un recyclage à froid des AE sans addition de liant, en couche d'assise de chaussées à faible trafic. Les charges routières répétées causent des dégradations : orniérage et fissuration par fatigue.

L'objectif de la thèse est d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique d'AE. Une campagne d'essais triaxiaux a été menée à plusieurs températures, teneurs en eau et fréquences, afin de caractériser les comportements permanent et résilient.

A partir des résultats expérimentaux, le comportement résilient a été décrit par un premier modèle analytique élastique non linéaire, puis par un second viscoélastique. Le module résilient a été prédit par des simulations numériques aux éléments discrets, avec un modèle de contact viscoélastique. Finalement, deux planches d'essais expérimentales ont été construites.

Mots clés : agrégats d'enrobés, comportement thermo-hydro-mécanique, essais triaxiaux à chargements répétés, déformations permanentes, module résilient, méthode aux éléments discrets

Résumé en anglais

Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) comes from the demolition of pavements. Its reuse is an alternative to virgin materials, to reduce the environmental impact. The ORRAP project develops a cold recycling without binder addition, in base and subbase layers of low traffic pavements. The traffic solicitations lead to damages: the rutting and the fatigue cracking.

The objective of this thesis is to study the thermo-hydro-mechanical behaviour of RAP. A series of triaxial tests was carried out at several temperatures, water contents and frequencies. The experimental work allowed to characterise permanent and resilient behaviours.

Based on experimental results, the resilient behaviour was described by a first non-linear elastic analytical model, and then by a second viscoelastic analytical model. Using the discrete element method, numerical simulations with a viscoelastic contact model predicted the resilient modulus. Finally, two full scale test sections were built.

Key words: reclaimed asphalt pavement, thermo-hydro-mechanical behaviour, repeated load triaxial tests, permanent strains, resilient modulus, discrete element method