



HAL
open science

**Caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par
des techniques d'auscultation non conventionnelles.
Application au réseau RATP**

Daniel Llanca-Vargas

► **To cite this version:**

Daniel Llanca-Vargas. Caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par des techniques d'auscultation non conventionnelles. Application au réseau RATP. Autre. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2014. Français. NNT : 2014CLF22434 . tel-01087563

HAL Id: tel-01087563

<https://theses.hal.science/tel-01087563>

Submitted on 26 Nov 2014

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.

Université Blaise Pascal – Clermont II

École doctorale

Sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand

Caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par des techniques d'auscultation non conventionnelles

- Application au réseau RATP -

Llanca-Vargas Daniel

Discipline : Génie Civil

Directeur de thèse : Pierre Breul

Soutenue publiquement le 20 janvier 2014

Devant le jury composé de :

MM	Ali Limam , Professeur, INSA Lyon	Examineur, Président
	Fabrice Emeriault , Professeur, Grenoble INP	Rapporteur
	Vincent Labiouse , Maître d'Enseignement et de Recherche, EPFL	Rapporteur
	Claude Bacconnet , Maître de Conférences, Université Blaise Pascal	Examineur
	Pierre Breul , Professeur, Université Blaise Pascal	Directeur
	Patrick Goirand , RATP	Invité



Université Blaise Pascal – Clermont II

École doctorale

Sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand

Caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par des techniques d'auscultation non conventionnelles

- Application au réseau RATP -

Llanca-Vargas Daniel

Discipline : Génie Civil

Directeur de thèse : Pierre Breul

Soutenue publiquement le 20 janvier 2014

Devant le jury composé de :

MM	Ali Limam , Professeur, INSA Lyon	Examineur, Président
	Fabrice Emeriault , Professeur, Grenoble INP	Rapporteur
	Vincent Labiouse , Maître d'Enseignement et de Recherche, EPFL	Rapporteur
	Claude Bacconnet , Maître de Conférences, Université Blaise Pascal	Examineur
	Pierre Breul , Professeur, Université Blaise Pascal	Directeur
	Patrick Goirand , RATP	Invité

Résumé

De nos jours la quasi-totalité des grandes métropoles du monde comptent avec des réseaux de transport étendus et ont pour la plupart satisfait leurs besoins de construction d'ouvrages souterrains. Cependant le parc des ouvrages existants est vieillissant et une part importante est en service depuis plusieurs décennies, par conséquent, l'entretien et la pérennisation des infrastructures souterraines existantes un enjeu majeur pour la gestion et le développement des villes.

En vue d'améliorer leur politique de maintenance, c'est-à-dire pérenniser leur patrimoine et le maintenir dans de bonnes conditions de sécurité et d'exploitation, il est nécessaire que les gestionnaires d'ouvrages puissent mettre à jour leurs techniques de diagnostic (AFTES, 2005). Il est donc impératif de disposer d'outils leur permettant de mieux évaluer l'état réel des ouvrages. Or les méthodes dont disposent à l'heure actuelle les gestionnaires sont le plus souvent soit insuffisantes pour apporter une information quantitative de qualité, soit mal adaptées aux contraintes de ces ouvrages.

Dans ce contexte, le projet ANR MéDiTOSS « *Méthodologie de Diagnostic des Tunnels et Ouvrages Souterrains en Service* » vise à développer une nouvelle méthodologie de diagnostic adaptée à ce type d'ouvrage en caractérisant les différents composants de l'ouvrage (structure du revêtement, terrain encaissant ainsi que leur interface ou contact). L'objectif de cette thèse est de fournir au gestionnaire des indicateurs physiques et mécaniques lui permettant d'orienter sa politique de maintenance en s'appuyant sur une expertise plus certaine.

Abstract

Maintenance and sustainability of underground structures are the major tasks for infrastructures' owners. To carry out these tasks, managers need to qualify the actual state of these facilities. There are very few operational methods to describe separately each component of an underground structure (structure lining, contact interface and surrounding soil). Most of them are mainly based on visual inspection. Nevertheless only the intrados of the tunnel is open to visual inspection.

To improve their maintenance policy, that is to say sustain their heritage and keep it in good conditions of safety and operational, it is necessary that manager's can update their diagnosis methods (AFTES, 2005). It is therefore imperative to have tools to better assess the actual condition of structures. However, the methods available at present managers are often either insufficient to provide quantitative information quality or poorly adapted to the constraints of these works.

In this context, the ANR project MéDiTOSS "Methodology Diagnostic Tunnels and Underground Structures in Service" aims to develop a new diagnostic methodology adapted to this type of work characterizing the various components of the structure (structure of the lining, enclosing soil and their interface or contact). The objective of this thesis is to provide to the managers of physical and mechanical indicators that will guide its maintenance policy based on a certain expertise.

KEY WORDS: Underground structures – Maintenance – Physical and mechanical characterization – Enclosing soil – Tunnel lining – Diagnosis

Table de Matières

<i>Glossaire des termes</i>	1
<i>Introduction</i>	4
<i>Chapitre 1 : Les ouvrages souterrains en service</i>	6
<i>1.1 Tunnels et ouvrages souterrains</i>	7
<i>1.1.1 Généralités</i>	8
<i>1.1.2 Méthodes de calcul et dimensionnement des tunnels</i>	12
<i>1.1.3 Particularités des ouvrages souterrains urbains</i>	14
<i>1.1.4 Ouvrages anciens en maçonnerie</i>	15
<i>1.2 Vieillessement des matériaux des tunnels</i>	25
<i>1.2.1 Processus de vieillissement</i>	26
<i>1.2.2 Conséquences du vieillissement sur le comportement mécanique des matériaux</i>	30
<i>1.2.3 Pathologies des ouvrages souterrains maçonnés</i>	34
<i>1.3 Maintenance et diagnostic des ouvrages souterrains</i>	41
<i>1.3.1 Maintenance</i>	41
<i>1.3.2 Diagnostic des ouvrages souterrains</i>	45
<i>1.3.3 Surveillance et suivi des ouvrages: méthodes utilisées par les différents gestionnaires d'ouvrages</i>	48
<i>1.3.4 Méthodologie de gestion patrimoniale de la RATP</i>	51
<i>Conclusion et problématique</i>	60
<i>Bibliographie du Chapitre 1</i>	61
<i>Chapitre 2 : Proposition d'une nouvelle méthodologie d'auscultation des ouvrages souterrains en service</i>	67
<i>2.1 Objectifs de la méthodologie d'auscultation développée</i>	68
<i>2.2 Démarche adoptée</i>	69
<i>2.3 Les outils sélectionnés</i>	69
<i>2.3.1 Essai d'impédance mécanique (NF.P94-160-4, 1994)</i>	70
<i>2.3.2 Essai géoradar (GPR)</i>	74
<i>2.3.3 Essai géoendoscopique</i>	76
<i>2.3.4 Essai pénétrométrique léger (PANDA)</i>	77
<i>2.4 Méthodologie proposée et questions à étudier</i>	79
<i>Bibliographie du Chapitre 2</i>	82

Chapitre 3	: Caractérisation de la structure du revêtement.....	84
3.1	Caractérisation des matériaux composant le revêtement en maçonnerie.....	85
3.1.1	Démarche expérimentale.....	87
3.1.2	Analyse visuelle des carottes.....	89
3.1.3	Caractérisation physique des matériaux composant la maçonnerie.....	90
3.1.4	Caractérisation mécanique des matériaux composant la maçonnerie	92
3.1.5	Etude des lois de distribution des paramètres.....	97
3.2	Analyse géoendoscopique de l'état de la maçonnerie à l'échelle locale.....	106
3.2.1	Rappel sur les milieux fracturés.....	106
3.2.2	Démarche expérimentale de l'analyse par géoendoscopie.....	109
3.2.3	Analyse d'images et étude paramétrique.....	110
3.2.4	Caractérisation de la fissuration à partir de la géoendoscopie.....	112
3.2.5	Définition des épaisseurs de la maçonnerie.....	115
3.3	Caractérisation géophysique du revêtement maçonnerie à l'échelle d'un panneau.....	122
3.3.1	Impédance mécanique.....	122
3.3.2	Exploitation de l'essai géoradar.....	132
3.4	Conclusion.....	137
	Bibliographie du Chapitre 3.....	138
Chapitre 4	: Caractérisation de l'encaissant.....	140
4.1	Ouvrages souterrains et terrain encaissant.....	141
4.2	Déformabilité des sols.....	143
4.2.1	Sols et théorie de l'élasticité.....	143
4.2.2	Comportement élastique des sols.	147
4.3	Estimation des paramètres de déformabilité des sols à partir de l'essai de pénétration.....	153
4.3.1	Essais de chargement œdométrique en moule de calibration.....	154
4.3.2	Calcul de modules à partir de courbes contrainte-déformation.....	162
4.3.4	Analyse des résultats.....	165
	Conclusion.....	192
	Bibliographie du Chapitre 4.....	193

<i>Chapitre 5 : Proposition d'une nouvelle méthodologie de diagnostic.....</i>	<i>195</i>
5.1 Objectifs.....	196
5.2 Proposition d'un système de notation.....	196
5.2.1 Notation d'un panneau.....	198
5.3 Cas d'étude : Tunnel en service station Porte de Vanves.....	201
5.3.1 Descriptif du site.....	201
5.3.2 Essais réalisés.....	202
5.3.3 Analyse du revêtement.....	202
5.3.4 Analyse de l'encaissant.....	207
5.3.5 Notation panneau.....	208
Conclusion.....	210
<i>Conclusion générale.....</i>	<i>211</i>
<i>Perspectives</i>	<i>214</i>
<i>Références Bibliographiques.....</i>	<i>215</i>
<i>Annexe 1.....</i>	<i>225</i>
<i>Annexe 2.....</i>	<i>233</i>

Table de Figures

Chapitre 1

Figure 1-1 Histogramme de la construction des tunnels ferroviaires en France (Pugi et al., 2006).....	6
Figure 1-2 Exemples de profils de tunnels routiers et ferroviaires	8
Figure 1-3 Les différents types d'ouvrages souterrains (Idris, 2007)	9
Figure 1-4 Profondeur d'un tunnel selon (Panet, 1995) et (Filliat, 1981).....	10
Figure 1-5 Différents profils en travers de tunnels (CETu, 1998)(TBM : tunnel boring machine).....	11
Figure 1-6 Schéma des méthodes de dimensionnement de tunnels (Idris, 2007)	13
Figure 1-7 Paramètres pris en compte selon différentes méthodes de calcul (Bouvard-Lecoanet et al., 1993).....	14
Figure 1-8 Méthode autrichienne (SNCF, 1975)	16
Figure 1-9 Abattage de la galerie principale pour la construction de la voûte (Biette, 1928).	17
Figure 1-10 Maçonnerie de voûte et système de potelet provisoire (Biette, 1928)	18
Figure 1-11 Achèvement de la maçonnerie définitive en voûte	18
Figure 1-12 Excavation d'un tunnel selon la méthode franco-belge à partir d'une galerie de faite. (Biette, 1928).....	20
Figure 1-13 Raccord entre piédroit et voûte d'un tunnel (Biette, 1928)	22
Figure 1-14 Tranchée couverte avec couverture métallique	23
Figure 1-15 Profils type d'ouvrages d'accès en terrains de bonne qualité (gauche) et à radier incurvé (droite) (RATP.I2P, 2008)	24
Figure 1-16 Installation des drains à l'intrados du tunnel (Goirand, 2009)	25
Figure 1-17 Augmentation de la surface exposée aux actions chimiques et biologiques due à l'action mécanique (Idris, 2007)	27
Figure 1-18 Schéma du processus d'écaillage par alternance de cycles dissolution/ recristallisation (Martinet, 1992)	29
Figure 1-19 Courbes de déformations axiale, latérale et volumique lors d'un chargement uniaxial d'éprouvettes de calcaire d'Euville en fonction du degré d'humidité d'après Eslami (2010).....	31
Figure 1-20 Evolution dans le temps de la résistance à compression des pâtes de ciment (Hellebois et al., 2013)	32
Figure 1-21 Résultats des essais de compression sur des échantillons soumis à une carbonatation accélérée (B) et naturelle (A). (Verstrynge et al., 2011)	33
Figure 1-22 Schéma de reprise-en sous-œuvre en piédroit (RATP.I2P, 2008).....	36
Figure 1-23 Pincement (a) et aplatissement de la voûte (b) (en trait plein la voûte déformée, en pointillé le profil théorique (CETu, 2004).	39
Figure 1-24 Schéma de rupture du radier avec rapprochement des piédroits (Bouvard-Lecoanet et al., 1993).....	40
Figure 1-25 Evolution de l'état de service d'un tunnel et influence de la maintenance. (Sandrone, 2008).....	41
Figure 1-26 Schéma de l'organisation de la maintenance d'un tunnel (Asakura et Kojima, 2003)	43
Figure 1-27 Schéma de la surveillance des ouvrages au sein de la RATP. (RATP, 2008).....	52
Figure 1-28 Extrait de la notation d'un désordre visible dans la voûte d'un ouvrage, lors d'une visite d'inspection (RATP.PVV, 2010).....	54
Figure 1-29 Exemple d'emplacements possibles des forages destructifs ou des sondages carottés sur un couloir d'accès (RATP.M2E, 2009).	58
Figure 1-30 Reconnaissances en tunnel avec le train OA 11 (RATP.M2E, 2009).....	59

Chapitre 2

Figure 2-1 Schéma de principe d'un tunnel en maçonnerie.....	68
Figure 2-2 Dispositif général essai d'impédance (GI, 2010).....	70
Figure 2-3 Signal force et vitesse obtenus lors d'un essai d'impédance.....	70
Figure 2-4 Schéma d'un essai d'impédance sur tunnel et courbe de mobilité obtenue	71
Figure 2-5 Analyse des courbes de mobilité et acceptabilité de l'état du contact	72

Figure 2-6 Résultat d'un point d'essai d'impédance, et réalisation dans un tunnel (Davis et al., 2005)	
Figure 2-7 Points d'essai d'impédance sur un panneau réalisé en piedroit d'un tunnel.....	73
Figure 2-8 Antenne géoradar et réalisation d'un essai sur tunnel.....	74
Figure 2-9 Tunnel à revêtement multicouche et analyse géoradar (Li et al., 2011).....	75
Figure 2-10 Schéma de principe et photographie in situ d'un essai géoendoscopique	76
Figure 2-11 Exemples d'images obtenues au moyen de la géoendoscopie dans un revêtement en maçonnerie du métro parisien : a) béton, b) fissure, c) meulière.....	76
Figure 2-12 Exemples d'images géoendoscopiques de sols.....	77
Figure 2-13 Appareil PANDA 2 (à gauche) et exemple de pénétrogramme (à droite) (Benz, 2009).....	77
Figure 2-14 Principe de l'essai Panda 3® (Benz, 2009)	78
Figure 2-15 Courbe enfoncement –résistance de pointe essai Panda 3 (Benz et al., 2013)	78
Figure 2-16 Schéma d'implantation d'un essai Panda (gauche), et réalisation in situ (droite).....	79
Figure 2-17 Schéma de la méthodologie d'auscultation proposée	80

Chapitre 3

Figure 3-1 Position des éprouvettes dans la carotte.	86
Figure 3-2 Matériaux composant la maçonnerie (a : meulière, b : béton, c : calcaire, d : mortier, e : mélange).....	88
Figure 3-3 Classement des carottes extraites lors des campagnes d'essais selon leur état de dégradation global.	89
Figure 3-4 Probabilité d'apparition de fissures en fonction de la profondeur relative	90
Figure 3-5 Mesure de la vitesse sonique et pesage d'une éprouvette.....	91
Figure 3-6 Masse volumique des éprouvettes.....	91
Figure 3-7 Valeurs moyennes et écart-type de la vitesse du son en fonction des matériaux constituant les éprouvettes	92
Figure 3-8 Vitesses soniques en fonction de la masse-volumique et du type de matériau composant les éprouvettes.....	92
Figure 3-9 Schéma du positionnement des jauges et de la mesure des déformations axiale et radiale	93
Figure 3-10 Schéma d'essai brésilien, mise en place du dispositif et éprouvette après essai.....	94
Figure 3-11 Courbe type d'un essai de fendage.....	94
Figure 3-12 Loi de distribution de la résistance à la compression (moyenne : 27 MPa, Taille échantillon : 72)	95
Figure 3-13 Loi de distribution du module d'Young (moyenne : 36 GPa– Taille échantillon : 36).....	95
Figure 3-14 Loi de distribution de la résistance à la traction essai brésilien (moyenne : 3,3 MPa – Taille échantillon : 71)	96
Figure 3-15 Loi de distribution du coefficient de poisson (moyenne : 0,217 – Taille échantillon : 22)	96
Figure 3-16 Loi de distribution de la déformation à la rupture obtenue au moyen de jauges extensométriques (moyenne : 1,7 mm/m Taille échantillon : 28).....	97
Figure 3-17 Lois de distribution des valeurs de f_c des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.....	98
Figure 3-18 Lois de distribution des valeurs de Modules d'Young des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.....	98
Figure 3-19 Lois de distribution des valeurs de résistance en traction R_{tb} des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.....	99
Figure 3-20 Lois de distribution des valeurs du coefficient de Poisson des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.	99
Figure 3-21 Lois de distribution des valeurs de déformation à la rupture des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.....	100
Figure 3-22 Lois de distribution des valeurs de résistance à la compression (f_c) selon le matériau constitutif de l'éprouvette.....	101
Figure 3-23 Lois de distribution pour le module d'Young (E) selon matériau constitutif de l'éprouvette	101
Figure 3-24 Lois de distribution pour la résistance en traction indirecte selon matériau constitutif de	

<i>l'éprouvette</i>	102
<i>Figure 3-25 Division en tiers d'une carotte</i>	103
<i>Figure 3-26 Lois de distribution pour f_c en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement</i>	104
<i>Figure 3-27 Lois de distribution du module d'Young (E) en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement</i>	104
<i>Figure 3-28 Lois de distribution des résistances en traction en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement</i>	105
<i>Figure 3-29 Lois de distribution du coefficient de Poisson selon la localisation de l'éprouvette dans le revêtement</i>	105
<i>Figure 3-30 Différents composants d'un massif rocheux fracturé (Palmstrom, 2005)</i>	107
<i>Figure 3-31 Modèles géométriques des discontinuités d'après (Priest, 1993)</i>	108
<i>Figure 3-32 Carottes récupérées dans les couloirs du Métropolitain</i>	109
<i>Figure 3-33 Régions d'analyse pour le calcul de M3</i>	111
<i>Figure 3-34 Algorithme de détection des fissures par l'analyse automatisée d'images</i>	112
<i>Figure 3-35 Analyse automatique d'un sondage géoendoscopique dans le revêtement de maçonnerie basée sur l'évolution des paramètres de l'image</i>	113
<i>Figure 3-36 Calcul des indices RQD_{img} et λ_{img} à partir d'un essai géoendoscopique à l'intérieur d'un forage dans le revêtement</i>	114
<i>Figure 3-37 Comparatif entre le RQD classique (obtenue par analyse visuelle des carottes) et RQD_{img} obtenu au moyen des analyses géoendoscopiques in situ</i>	115
<i>Figure 3-38 Analyse locale du revêtement en fonction de la fissuration et définition de l'épaisseur effective (e_{eff}) de maçonnerie</i>	116
<i>Figure 3-39 Evaluation des profils des discontinuités et profils JRC (Barton et Choubey, 1977)</i>	119
<i>Figure 3-40 Lois de distribution pour f_c et f_{cm}</i>	121
<i>Figure 3-41 Lois de distribution pour E et E_m</i>	121
<i>Figure 3-42 Dispositif d'essai permettant de contrôler la force et la distance géophone –marteau, (Petit, 2012)</i>	123
<i>Figure 3-43 Coefficients de variation pour chaque point du maillage (3 essais)</i>	123
<i>Figure 3-44 Sélection et répétition d'une mesure sur un même point du maillage</i>	124
<i>Figure 3-45 Histogrammes et lois de distribution des paramètres d'impédance</i>	125
<i>Figure 3-46 Analyse en composantes principales des paramètres d'impédance</i>	126
<i>Figure 3-47 Analyse en composantes principales des paramètres d'impédance et paramètres du sondage</i>	127
<i>Figure 3-48 Relation $Pente * Mobilité$ et épaisseur saine (e_1) de la maçonnerie</i>	128
<i>Figure 3-49 Comparatif des lois de distribution log-normale pour PxM à l'échelle de la station</i>	129
<i>Figure 3-50 Comparatif des lois de distribution log-normale pour $MMob$ à l'échelle de la station</i> ..	130
<i>Figure 3-51 Variogrammes des paramètres d'impédance calculés sur un panneau de 45m de long</i> .	131
<i>Figure 3-52 Plan d'implantation de profils géoradar sur un panneau d'essai</i>	132
<i>Figure 3-53 Profils géoradar 900 MHz (gauche) et 400 MHz antenne (droite)</i>	133
<i>Figure 3-54 Détermination de l'épaisseur de maçonnerie ($\epsilon_R=10$, $V_M= 0,1$ m/ns)</i>	133
<i>Figure 3-55 Comparatif des épaisseurs obtenues avec la géoendoscopie et le géoradar pour trois stations</i>	134
<i>Figure 3-56 Calage des paramètres géoradar et essais géoendoscopiques</i>	134
<i>Figure 3-57 Comparatif de l'épaisseur estimée au moyen du géoradar et de la géoendoscopie après calibration par géoendoscopie</i>	135
<i>Figure 3-58 Plan d'implantation des profils géoradar utilisés pour l'analyse de variabilité</i>	135
<i>Figure 3-59 Variogramme obtenu pour l'épaisseur calculée au moyen du géoradar sur le panneau 223A</i>	136

Chapitre 4

<i>Figure 4-1 Variation du module de déformation des sols en fonction des déformations et domaine d'utilisation des essais pour sa détermination (Reiffsteck, 2002)</i>	142
<i>Figure 4-2 Comportements élémentaires des sols (Magnan, et al., 1997)</i>	144

Figure 4-3 Exemples de courbes contrainte-déformation pour un matériau avec 2 compacités différentes (Arbaoui, 2003).....	145
Figure 4-4 (a) Déformation des zones dans le plan (p' , q') ; (b) et (c) Evolution du module en fonction de la déformation, (Borel, et al., 2006).	146
Figure 4-5 Loi de comportement élastique linéaire. (Nguyen, 2008).....	147
Figure 4-6 Courbe contrainte- déformation et types de modules de déformation.	148
Figure 4-7 Obtention des modules lors d'un chargement cyclique, (Arbaoui, 2003)	149
Figure 4-8 Courbe (q , ε) essai triaxial (Arbaoui, 2003)	151
Figure 4-9 Courbes granulométriques des matériaux étudiés	156
Figure 4-10 Schéma de l'essai de charge-décharge en conditions œdométriques dans le moule.....	157
Figure 4-11 Réalisation de l'essai dans le moule de calibration	158
Figure 4-12 Courbe contrainte – déformation essai cyclique pour différents sols	159
Figure 4-13 Pénétrogrammes pour chaque niveau de densité Sable d'Allier.	161
Figure 4-14 Histogrammes des valeurs de q_a , réalisés dans le Sable d'Allier pour chacun des 3 essais pénétrométriques du niveau de densité $n^{\circ}5$	161
Figure 4-15 Courbes Sable d'Allier pour différents états hydriques	162
Figure 4-16 Courbes Argile de Laschamps différents états hydriques.....	162
Figure 4-17 Schémas de calcul du module d'écroûissage et des modules d'élasticité selon différentes stratégies	164
Figure 4-18 Module d'écroûissage et densité sèche pour le Sable d'Allier ; (*) essais antérieurs (Gorena, 2007)	166
Figure 4-19 Module d'élasticité et densité sèche pour le Sable d'Allier.....	167
Figure 4-20 Module d'écroûissage et densité sèche pour l'Argile de Laschamps	167
Figure 4-21 Module d'élasticité et densité sèche pour l'Argile de Laschamps.....	168
Figure 4-22 Module d'écroûissage et densité sèche pour le Limon CNR.....	168
Figure 4-23 Module d'élasticité et densité sèche pour le Limon CNR.....	169
Figure 4-24 Module d'écroûissage et densité sèche pour la Grave Criqueboeuf.....	169
Figure 4-25 Module d'élasticité et densité sèche pour la Grave Criqueboeuf.....	170
Figure 4-26 Relations densité sèche et résistance de pointe obtenues pour le Sable d'Allier à différents états hydriques.....	170
Figure 4-27 Relations densité sèche et résistance de pointe obtenues pour l'Argile de Laschamps à des états hydriques humide, moyen et très sec.....	171
Figure 4-28 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour le Limon CNR et un état hydrique moyen	171
Figure 4-29 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour le Sable d'Hostun.....	172
Figure 4-30 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour la Grave Criqueboeuf et un état hydrique moyen	172
Figure 4-31 Relation entre le module d'écroûissage et la résistance de pointe pour le Sable d'Allier	173
Figure 4-32 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour le Sable d'Allier..	173
Figure 4-33 Comparatif module d'écroûissage et module Ep_3 pour le Sable d'Allier	174
Figure 4-34 Comparatif module d'élasticité et module Ep_3 pour le Sable d'Allier	174
Figure 4-35 Relation entre le module d'écroûissage et la résistance de pointe pour le Limon CNR en état hydrique moyen	175
Figure 4-36 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour le limon CNR en état hydrique moyen	175
Figure 4-37 Comparatif entre les modules de déformation et le module Ep_3 pour le Limon CNR en état hydrique moyen	175
Figure 4-38 Relation entre le module d'écroûissage et la résistance de pointe pour la Grave Criqueboeuf.....	175
Figure 4-39 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour la Grave Criqueboeuf.....	176
Figure 4-40 Relation entre le module d'écroûissage et résistance de pointe pour l'Argile de Laschamps.....	176
Figure 4-41 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour l'Argile de Laschamps	

.....	176
Figure 4-42 Comparatif entre le module d'écrouissage et le module Ep_3 pour l'Argile de Laschamps	177
.....	177
Figure 4-43 Comparatif module d'élasticité et module Ep_3 pour l'Argile de Laschamps.....	177
Figure 4-44 Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Sable d'Allier.	177
Figure 4-45 Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour l'Argile de Laschamps.....	179
Figure 4-46 - Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Limon CNR, essai CND.....	179
Figure 4-47 - Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Limon CNR, essai CND.....	180
Figure 4-48 - Courbe Résistance de pointe - Angle de frottement de pic, Sable d'Allier.....	180
Figure 4-49 - Courbe Résistance de pointe - Angle de frottement de pic, Limon CNR (M).....	181
Figure 4-50 Schéma de réalisation des sondages pénétrométriques et pénétrogramme obtenu lors d'un essai Panda 2 in-situ.	181
Figure 4-51 Lois de distribution de q_d par station.....	182
Figure 4-52 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Pasteur.....	184
Figure 4-53 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Europe.....	185
Figure 4-54 Plan d'implantation des sondages station Europe.....	185
Figure 4-55 Comparatif de lois de distribution des sondages par voisinage (station Europe).....	186
Figure 4-56 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Porte de Lilas.....	186
Figure 4-57 Distribution de q_d et de E pour la station Porte de Lilas.....	187
Figure 4-58 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Champs de Mars.....	187
Figure 4-59 Distribution de q_d en fonction de l'état hydrique des matériaux rencontrés, sondages station Champs de Mars.....	188
Figure 4-60 Pénétragramme et définition des couches en fonction de q_d et lois de distribution de q_d et de E par couche (Sondage F4, station Champs de Mars).....	189
Figure 4-61 Pénétragramme et définition des couches en fonction de q_d et, lois de distribution de q_d et de E par couche (Sondage F6, station Champs de Mars).....	190

Chapitre 5

Figure 5-1 Schéma d'application de la méthode d'auscultation.....	196
Figure 5-2 Définition d'un panneau d'analyse, points et profils d'essais d'impédance et géoradar .	197
Figure 5-3 Les différentes étapes de la méthode d'auscultation sur un panneau.	197
Figure 5-4 Schéma de notation d'un point de mesure sur un panneau.....	200
Figure 5-5 Tunnel station Porte de Vanves.....	201
Figure 5-6 Evolution de l'épaisseur e_1 sur chaque ligne de sondage - Mur A.....	203
Figure 5-7 Evolution de l'épaisseur e_1 sur chaque ligne de sondage - Mur B.....	203
Figure 5-8 Evolution de l'épaisseur effective obtenue par le géoradar - Mur A.....	204
Figure 5-9 Evolution de l'épaisseur effective obtenue par le géoradar - Mur B.....	204
Figure 5-10 Comparatif des profils d'épaisseurs « e_{eff} » et « e_1 » - Mur A ($y= 0,8 m$).....	205
Figure 5-11 Comparatif des profils d'épaisseurs « e_{eff} » et « e_1 » - Mur B ($y= 1,8m$).....	205
Figure 5-12 Distribution du module E pour la zone du contact des 5 sondages.....	208
Figure 5-13 Cartographie de notation du panneau Mur A.....	209
Figure 5-14 Cartographie de notation du panneau Mur B.....	209

Glossaire des termes

Abattage : Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

Anneau : Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

Anneau universel : Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

Appareillage : Moellons tuilés et placés selon dessin établi.

Assise : Moellons à assises régulières.

Avancement : Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

Bandeau : Trace figurée de la voûte sur le plan des têtes. Il est souvent réalisé en moellons d'appareil ou en pierres de taille. Dans les voûtes en plein cintre, les bandeaux ont une épaisseur uniforme : on dit alors qu'ils sont extradossés parallèlement.

Blindage : Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

Blocage : Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

Bouchon : En galerie ou en puits les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le front d'abattage. Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface de dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteint la longueur choisie pour l'abattage. Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement ou à l'explosif.

Bouclier : Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Boulon : Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

Boulonnage radial : Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

Cake : Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité.

Calotte : Partie supérieure et centrale de la voûte.

- Chambre d'abattage :** Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.
- Cintre :** Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.
- Cintre lourd :** Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).
- Cintre réticulé :** Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".
- Clé (de voûte) :** Section de la voûte située dans son plan de symétrie.
- Confinement (contrainte de) :** Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.
- Confinement :** Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.
- Confinement (pression de) :** Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.
- Convergence :** Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.
- Couverture :** Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.
- Creusement :** Ensemble des opérations d'abattage et de marouflage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.
- Cuvette de tassement :** Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.
- Décompression (zone décomprimée) :** Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.
- Déconfinement :** réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- Demi-section :** Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).
- Direction (creusement en) :** Cas où l'axe du tunnel est sensiblement parallèle aux couches successives ou aux principales discontinuités.
- Dossier d'ouvrage :** Il comprend tous les éléments de l'ouvrage à partir de sa conception : caractéristiques générales, méthodes de construction, matériaux, incidents ou désordres survenus ses causes et évolution, travaux de confortement ou réparations, inventaire des données disponibles sur l'état actuel, que l'on peut trouver dans les archives relatives aux étapes de construction et exploitation de l'ouvrage. Ce dossier doit être actualisé lors de chaque événement ou visite d'inspection.
- Douelle :** Est la partie inférieure de la voûte, située entre les bandeaux et qui, selon les règles de l'art, devrait être en moellons équarris ou d'appareil, par assises de même queue (c'est-à-dire de longueur uniforme, la longueur d'une assise à la suivante pouvant varier).

- Enfilage** : Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.
- En profil (ou sous profil)** : Volume de terrain situé, après excavation, à l'intérieur du contour prévu. Peut également s'appliquer au volume de revêtement qui serait à l'intérieur du contour prévu pour l'intrados.
- Erecteur** : Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).
- Etanchement** : Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.
- Excavation** : Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.
- Extrusion** : Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.
- Foration** : Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).
- Gabarit** : Section transversale de l'ouvrage, à de relation avec l'espace utile du tunnel, considéré aussi dans la taille du matériel roulant.
- Habillage** : Des structures légères, ou simplement des peintures, n'ayant aucun rôle de soutènement du tunnel comparable à celui d'un revêtement en béton coffré.
- Hourdée** : Eléments liaisonnés par mortier.
- Meulière** : Pierre siliceuse, légère, poreuse, prenant bien le mortier (Chemins de Fer). On la rencontre dans le terrain tertiaire, soit dans l'oligocène, étage tongrien ou sannoisien (meulière de la Brie), soit dans le miocène, étage aquitanien (meulière de la Beauce).
- Naissance de voûte** : Point de départ de la construction de la voûte et de liaison voûte-piédroit.
- Revêtement** : structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel, soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.

Introduction

Depuis des siècles, les villes se développent et leur surface est de plus en plus encombrée, ce qui génère de nombreux problèmes de mobilité. Pour remédier à ce problème, il apparaît nécessaire de développer des infrastructures urbaines adaptées. Les solutions souterraines (voirie souterraine, métro, réseaux divers, parkings) permettent de pallier ces problèmes tout en répondant aux besoins et aux contraintes des populations urbaines (ITA.WG, 1987). De fait, les évolutions technique et sociologique des pays développés ont eu pour conséquence une accélération considérable du rythme de construction des tunnels (CETu, 2005). De nos jours la quasi-totalité des grandes métropoles du monde comptent avec des réseaux de transport étendus et ont pour la plupart satisfait leurs besoins de construction d'ouvrages souterrains (Sandrone, 2008). Mais le parc des ouvrages existants est vieillissant et une part importante est en service depuis plus d'un siècle (Idris et al., 2008). C'est pourquoi, l'entretien et la pérennisation des infrastructures souterraines existantes est un enjeu majeur pour la gestion et le développement des villes.

En vue d'améliorer leur politique de maintenance, c'est-à-dire pérenniser leur patrimoine et le maintenir dans de bonnes conditions de sécurité et d'exploitation, il est nécessaire que les gestionnaires d'ouvrages puissent mettre à jour leurs techniques de diagnostic (AFTES, 2005). Il est donc impératif de disposer d'outils leur permettant de mieux évaluer l'état réel des ouvrages. Or les méthodes dont disposent à l'heure actuelle les gestionnaires sont le plus souvent soit insuffisantes pour apporter une information quantitative de qualité, soit mal adaptées aux contraintes de ces ouvrages.

Dans ce contexte, le projet ANR MéDiTOSS « *Méthodologie de Diagnostic des Tunnels et Ouvrages Souterrains en Service* » vise à développer une nouvelle méthodologie de diagnostic adaptée à ce type d'ouvrage et prenant en compte les différents composants de l'ouvrage (structure du revêtement, terrain encaissant ainsi que leur interface ou contact). L'objectif final est de fournir au gestionnaire des indicateurs physiques et mécaniques et une méthode d'aide à la décision lui permettant d'orienter sa politique de maintenance en s'appuyant sur une expertise plus certaine.

La première partie de ce document présente un état de l'art sur les ouvrages souterrains, et plus particulièrement sur les tunnels en maçonnerie qui constituent la famille la plus importante et la plus ancienne de ce type d'ouvrage. Après un bref historique sur les principaux parcs d'ouvrages souterrains dans le monde et en France, une description du réseau souterrain de la Régie Autonome des Transports Parisiens (RATP) à Paris sur lequel s'est focalisé ce travail, les modes constructifs, la conception ainsi que la problématique du vieillissement et les principales pathologies affectant ce type d'ouvrages sont présentés. Pour finir, on expose une description des méthodes de diagnostic couramment utilisées par les gestionnaires d'ouvrages.

La deuxième partie de ce travail est dédiée à la description de la nouvelle méthodologie d'auscultation des ouvrages proposée. On présentera dans le chapitre deux, la démarche de diagnostic envisagée, une description des outils proposés, les 4 sites réels (stations du métro parisien) ayant servis de support à cette étude et les campagnes expérimentales qui y ont été menées.

Par la suite, les chapitres trois et quatre présentent respectivement la démarche et les résultats de la méthode d'évaluation de l'état de la structure du revêtement et du terrain encaissant de ce type d'ouvrage. La mise au point de ces deux méthodes s'est appuyée à la fois sur des données expérimentales obtenues in situ à partir de 5 campagnes d'essais réalisées

dans les stations du métro parisien et également sur des travaux expérimentaux réalisés en laboratoire.

Dans la dernière partie du document, nous proposons une méthodologie d'agrégation des données dans l'optique de fournir une notation d'une section de l'ouvrage analysée. Finalement, la méthodologie générale développée dans ce travail sera appliquée sur un cas d'étude pour obtenir une évaluation globale d'un ouvrage à partir de campagnes de reconnaissance in-situ.

La conclusion donnera une synthèse des résultats obtenus dans ce travail concernant l'évaluation des tunnels anciens construits en maçonnerie et proposera de nouvelles voies d'investigation comme la possibilité d'étendre cette méthode au diagnostic d'autres types d'ouvrages souterrains.

Chapitre 1: Les ouvrages souterrains en service

Au XIX^{ème} siècle et dans le contexte de la révolution industrielle et du développement des agglomérations urbaines et des besoins de déplacement, les pays industrialisés ont été confrontés à la nécessité de développer des systèmes de transport plus performants. Cette évolution a entraîné la construction d'un grand nombre d'ouvrages souterrains. A titre d'illustration, la Figure 1-1 présente l'évolution et l'historique de la construction des tunnels ferroviaires en France sur la période 1825 – 2000.

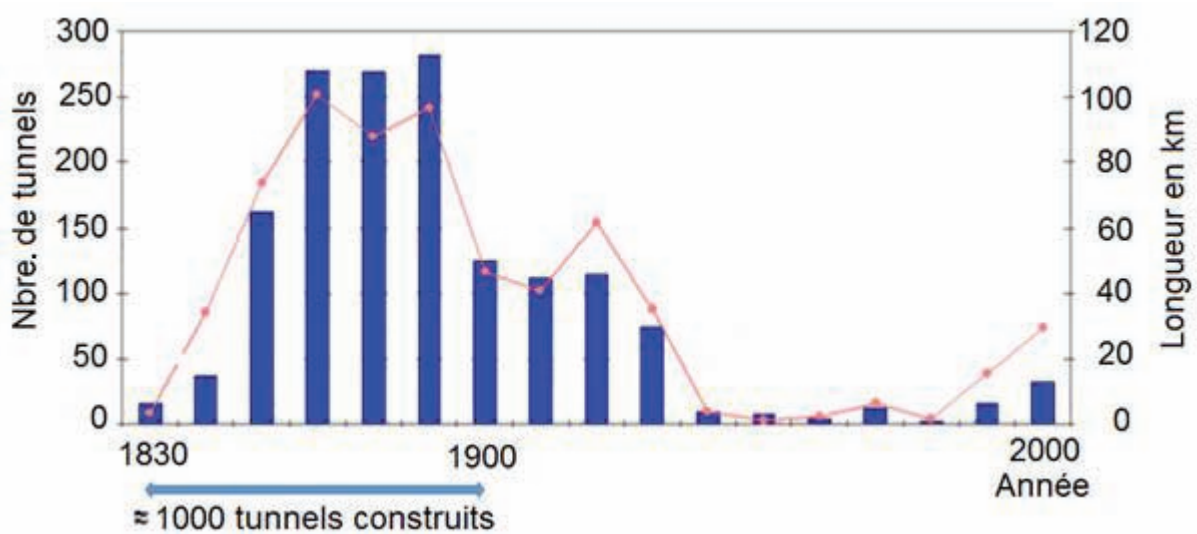


Figure 1-1 Histogramme de la construction des tunnels ferroviaires en France (Pugi et al., 2006)

Dans les grandes villes, du fait de la densité des zones bâties, de plus en plus fréquemment des systèmes de transport souterrains ont été développés pour résoudre les problèmes de congestion de trafic, de bruit et de pollution de l'air (Godard, 2004). Avec sa mise en service en janvier 1863, le London Underground System a été le précurseur des chemins de fer métropolitains. L'idée était de construire un réseau souterrain capable de relier les principales gares de train. La ville de Chicago en 1892 inaugure son système de métro. Ceci a été suivi d'un très fort développement dans les grandes villes d'Europe et en Amérique. Dans ce contexte, la ville de Paris n'a pas fait exception avec la mise en service du « Métropolitain » en juillet de 1900.

Ce type d'ouvrages qui a des caractéristiques particulières notamment du fait de la nature du sous-sol des villes et des traversées fluviales, a connu un fort développement pendant les premières décennies du XX^{ème} siècle ce qui a entraîné une densification importante du réseau souterrain parisien. Ensuite le développement du métropolitain a connu une période de fort ralentissement voir l'arrêt quasi-complet de construction de nouvelles lignes dans les décennies de démocratisation et de massification de la voiture. De la même façon, les grands tunnels en montagne ont aussi connu une longue période où la construction de nouveaux ouvrages a été beaucoup moins importante.

De fait, en France comme partout dans le monde le parc des tunnels est important et hétérogène. Le Tableau 1-1 synthétise les principales informations sur les tunnels routiers et

ferroviaires en exploitation dans différents pays (Sandrone, 2008).

Pays	Type de tunnel	Longueur des tunnels (km)	Nbre. de tunnels	Répartition selon l'âge (ans)	Age des plus anciens (ans)
France	A/RN*	47	96	-	150
	Autre route	186	574	20%>100	150
	Ferroviaire	638	1551	87%>100	180
Italie	A/RN	906	741	40	-
	Ferroviaire	1550	-	-	-
Suisse	A/RN	198	213	30 - 35	-
	A/RN	150	39	>50	-
	Ferroviaire	230	290	73%>80	150
Allemagne	A/RN				
	Ferroviaire	407	746	66%>73	173
Royaume-Uni	A/RN	32	49	40	-
	Ferroviaire	320	-	96%>80	-
Chine	A/RN	130	66	-	
	Ferroviaire	190	25	-	
EUA	A/RN	40	47	>50	-
	Ferroviaire	44	5	50 - 100	>100
Japon	A/RN	250	60	30 - 40	-
	Ferroviaire	4600	-	-	50

*A : Autoroute ; RN : Route Nationale

Tableau 1-1 Principales caractéristiques des tunnels routiers et ferroviaires en exploitation dans différents pays (Sandrone, 2008) (Richards, 1998)

Il est manifeste que les tunnels les plus anciens correspondent à des ouvrages ferroviaires. On constate également que ces ouvrages sont dans une forte proportion relativement anciens (Age > 50 ans). Avant d'analyser le comportement de ces ouvrages et les problèmes posés par leur maintenance, nous allons revenir sur leur description et leur conception.

1.1 Tunnels et ouvrages souterrains

De manière générale, on peut définir un tunnel comme une galerie souterraine percée à travers une montagne, sous un cours d'eau ou dans le sous-sol des villes, permettant le passage d'une voie de communication (chemin de fer, route, canal ou chemin piétonnier). On peut aussi intégrer dans cette catégorie les ouvrages hydrauliques souterrains. Mais les tunnels ne sont qu'une partie des ouvrages souterrains. A titre d'illustration, le Centre d'Etudes des Tunnels (CETu, 2005) précise que le patrimoine français des ouvrages souterrains comporte :

- plus de 600 ouvrages routiers;
- 1551 tunnels ferroviaires SNCF;

- des galeries hydrauliques (1500 km de conduites forcées EDF, 28 tunnels canaux,...) ;
- des réseaux souterrains de transports en commun (le métro-RER de Paris est le plus grand réseau du monde avec 279 km cumulés) ;
- des futurs sites de stockage de déchets radioactifs (Bure) ;
- des laboratoires (CERN) ;
- des bases militaires ou entrepôts.

1.1.1 Généralités

Un tunnel est composé de différentes parties principales. A savoir : la structure de l'ouvrage (revêtement), le terrain environnant (ou terrain encaissant) et leur interface de contact (interaction sol/structure). Ces trois composantes sont intimement liées et gouvernent le comportement global de l'ouvrage. La Figure 1-2 fournit deux exemples de configuration d'un tunnel et les principales parties les constituant.

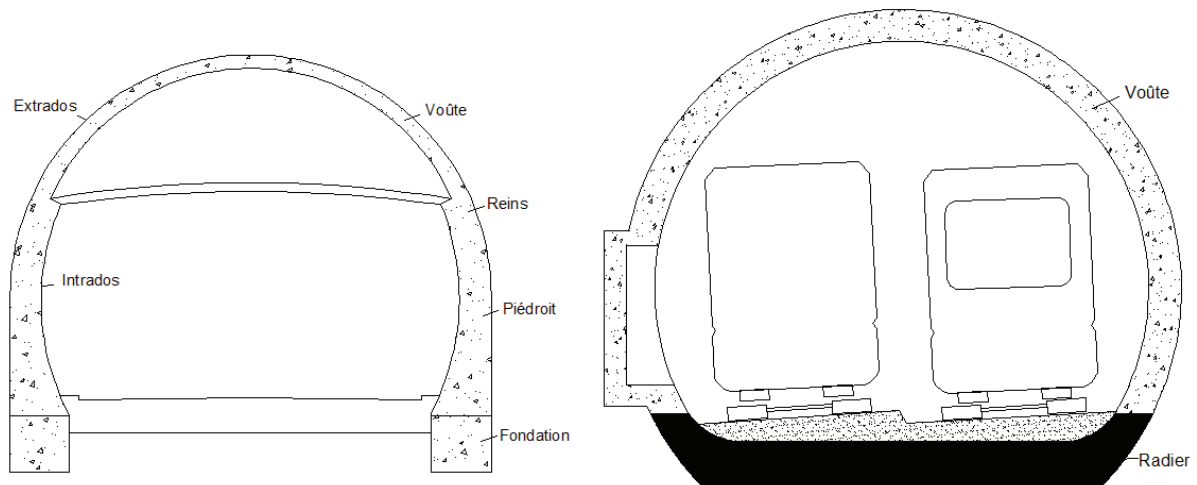


Figure 1-2 Exemples de profils de tunnels routiers et ferroviaires

Les ouvrages souterrains peuvent se classer selon différents critères. Parmi les plus importants, on peut citer : la fonctionnalité, la profondeur, la forme du profil ou le type de revêtement. Ainsi le diagramme de la Figure 1-3 fournit une classification générale des ouvrages souterrains à partir de cinq critères principaux.

Par la suite, on aborde un peu plus en détail trois des principaux critères de classement des tunnels.

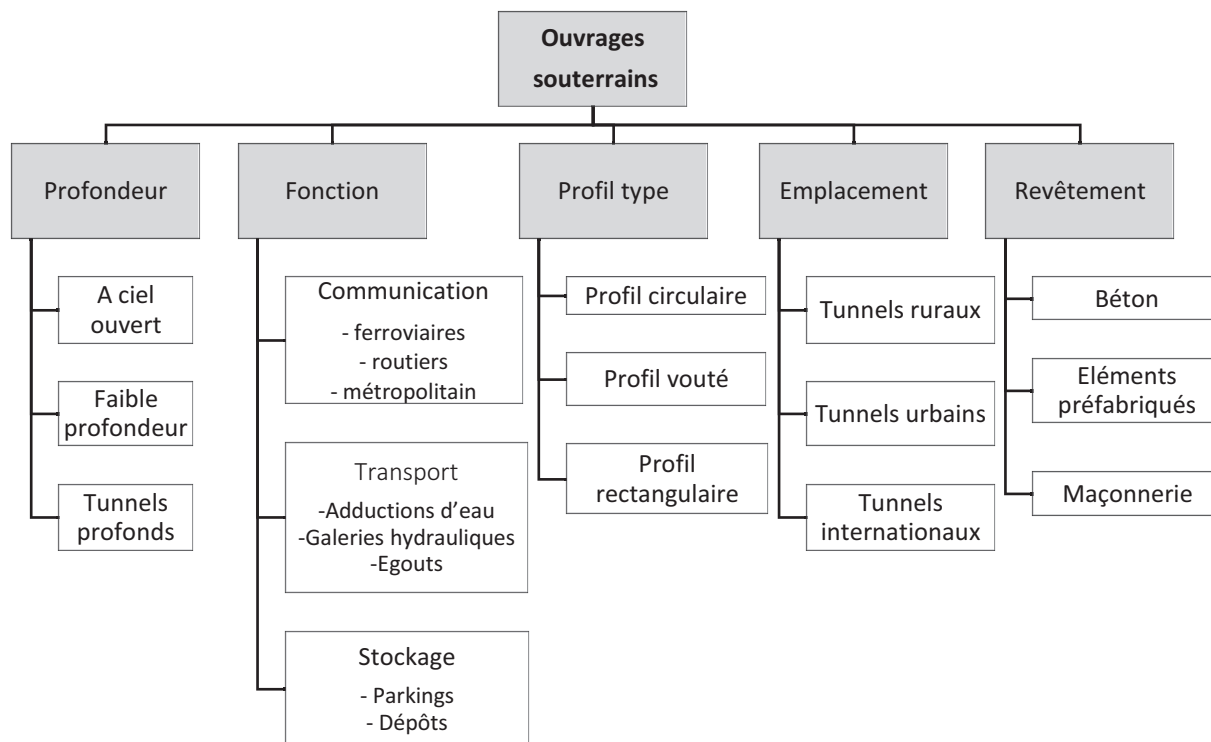


Figure 1-3 Les différents types d'ouvrages souterrains (Idris, 2007)

Classement des ouvrages souterrains selon la profondeur

Si l'on se réfère à leur profondeur, on peut définir deux catégories principales pour classer les ouvrages souterrains : faible ou forte couverture de terrain (Bouvard-Lecoanet et al., 1993)

Cependant les critères de classement ne sont pas uniformisés et peuvent changer selon l'auteur (Figure 1-4). Ainsi Filliat (Filliat, 1981) considère le rapport $H/B < 10$ pour définir un tunnel à faible profondeur, où :

- H est la profondeur du terrain de recouvrement mesurée en clé de voûte, et
- B est la largeur du tunnel,

Tandis que (Panet, 1995) considère que les tunnels à faible profondeur sont caractérisés par le rapport ($H < 2B$) où :

- H est la profondeur à l'axe du tunnel;
- B est la largeur du tunnel.

Cette dernière définition est celle qui a été retenue par le Centre d'Etude des Tunnels en France (CETu, 2005).

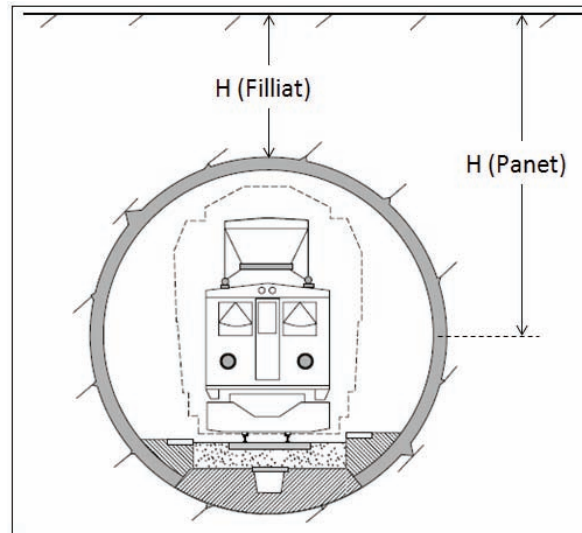


Figure 1-4 Profondeur d'un tunnel selon (Panet, 1995) et (Filliat, 1981)

Les tunnels à faible profondeur se trouvent pour la plupart en milieu urbain et par conséquent présentent des caractéristiques spécifiques quant à leur tracé, méthodes de construction et interaction avec les structures voisines. Ils sont souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères et leur construction peut donc provoquer des tassements différentiels importants, qui peuvent dans le cas d'implantation en zones urbaines être à l'origine de désordres dans les bâtiments avoisinants. A l'heure actuelle la méthode de construction par tunnelier permet de mieux maîtriser ce type de tassement. On notera cependant, que la majeure partie du réseau RATP a été creusée en méthode traditionnelle, bien avant la généralisation des tunneliers (CETu, 2005).

Les tunnels à grande profondeur, sont le plus souvent des tunnels de grande portée, assurant la traversée de montagnes ou chaînes montagneuses à basse altitude. Ces conditions ont une influence importante non seulement sur le choix des techniques de construction, mais aussi sur le choix des méthodes de calcul; dans ce cas, la stabilité du front de taille est prépondérante. Nous verrons que le soutènement des tunnels à faible profondeur n'est pas forcément plus léger qu'à grande profondeur.

Dans le cas de tunnels à grande profondeur on observe d'autres phénomènes prépondérants, comme :

- le comportement différé des roches lors de la traversée
- les roches poussantes (squeezing rocks),
- l'éclatement soudain des roches de parois (rockburst).

Ces phénomènes ont notamment été mis en évidence lors de la construction des tunnels alpins à très grande profondeur (hauteur de couverture supérieure à 1000 m) (CETu, 2005).

Par ailleurs, les convergences enregistrées dans ce type d'ouvrage peuvent s'avérer centimétriques, voire décimétriques (alors qu'elles sont usuellement de quelques millimètres) et les soutènements doivent donc être souples.

Classement des ouvrages souterrains selon le profil en travers

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives (CETu, 1998):

- aux dispositions constructives afin de donner une solution fonctionnelle adaptée aux besoins;
- aux conditions de stabilité, celles-ci étant imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...). Dans des conditions difficiles, il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto stable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- à la méthode d'exécution: l'utilisation d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des terrains encaissants peuvent conduire à des changements de méthode et/ou de section d'excavation au cours de l'avancement (Figure 1-5).

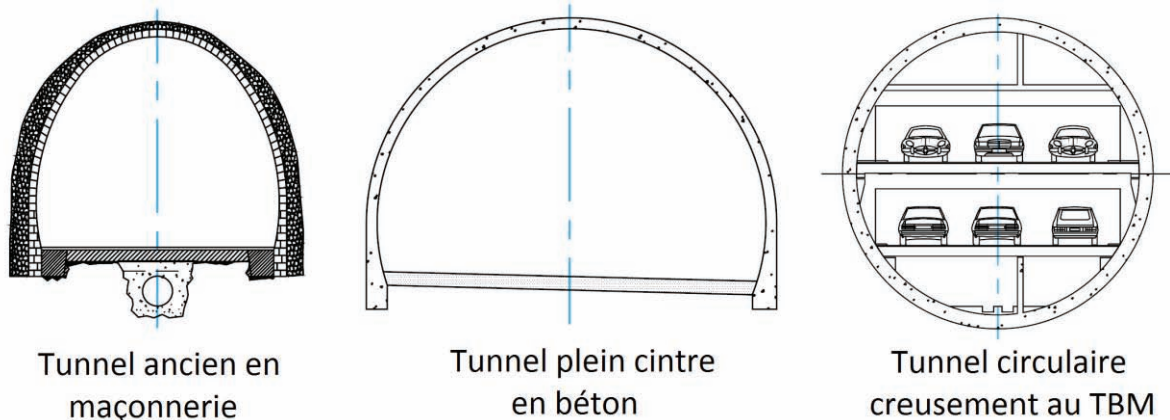


Figure 1-5 Différents profils en travers de tunnels (CETu, 1998)(TBM : tunnel boring machine)

Classement des ouvrages souterrains selon le revêtement

Une fois l'excavation réalisée et stabilisée au moyen des systèmes de soutènement provisoires, le revêtement définitif peut être mis en place afin d'assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage et la protection des installations d'exploitation. Du à sa position dans l'ouvrage, le revêtement peut aussi assurer les fonctions suivantes :

- contribution à l'étanchéité de l'ouvrage, en étant par lui-même étanche ou comme support des éléments protégeant l'étanchéité,
- dans le cas d'un tunnel routier, atténuation du bruit et amélioration du confort visuel des conducteurs.

Il existe différents types de revêtements adaptés aux conditions de terrain ou aux procédés de construction. Les types de revêtement sont intimement liés à l'époque de construction et bien entendu aux matériaux et techniques de la période de construction.

Revêtement en béton coffré non armé

C'est souvent la technique de revêtement la plus performante en termes de coût et de fonctionnalité, principalement dans le domaine routier. Pour les tunnels réalisés de manière

séquentielle, le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation.

Revêtement en béton projeté

Utilisé dans les cas où l'ouvrage ne présente pas de problèmes liés à la stabilité, l'étanchéité, ou au confort d'exploitation. Ce revêtement est limité économiquement pour des ouvrages dont l'épaisseur ne dépassera pas les 15 ou 20 cm. Ce revêtement présente des performances limitées sur le plan aérodynamique et esthétique. Il est largement utilisé pour des campagnes de rénovation ou de confortement des ouvrages existants.

Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel, on se contente parfois d'armer localement des zones du revêtement lorsque les calculs prévoient des contraintes de traction ou de cisaillement importantes.

En général, seuls les ouvrages comportant des radiers seront armés et les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroit.

Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ce type de revêtement assure à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et entre anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions. Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un coulis actif ou coulis inerte. Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier. L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

Revêtement en maçonnerie

Par définition et dans un sens large, on peut définir la maçonnerie comme étant un matériau hétérogène résultant de l'assemblage de plusieurs matériaux. Ce type de revêtement sera abordé de façon plus détaillée par la suite.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéresserons plus particulièrement aux tunnels urbains anciens et de faible profondeur, donc possédant pour la plupart un profil en travers de type voûte en maçonnerie.

1.1.2 Méthodes de calcul et dimensionnement des tunnels

Dans ce qui suit, nous rappelons de façon schématique les différentes méthodes de calcul des tunnels existantes et nous tentons de mettre en lumière les conditions de leur utilisation.

Les méthodes de calcul des tunnels peuvent être classées en plusieurs catégories (Figure 1-6) selon les hypothèses principales prises en compte et qui définissent le cadre d'utilisation pour chacune des méthodes. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calcul:

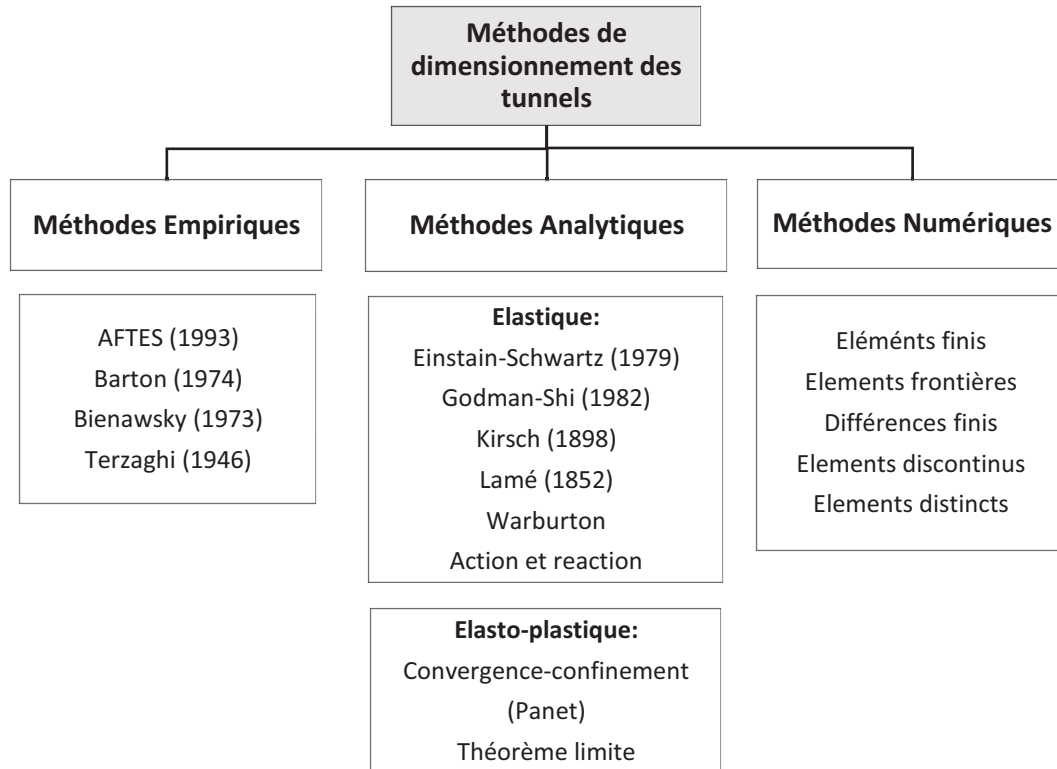


Figure 1-6 Schéma des méthodes de dimensionnement de tunnels (Idris, 2007)

Les méthodes empiriques, s'appuyant largement sur une classification géotechnique du massif, ont servi notamment au prédimensionnement des ouvrages souterrains. Leur faiblesse réside dans le fait qu'elles ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage et plus précisément la stabilité géométrique.

Les méthodes analytiques quant à elles, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure des méthodes numériques plus récentes.

On constate que les méthodes de calcul sont nombreuses mais leur principe de fonctionnement demeure le même, la Figure 1-7 représente de manière schématique les différents paramètres pris en compte par certaines de ces méthodes.

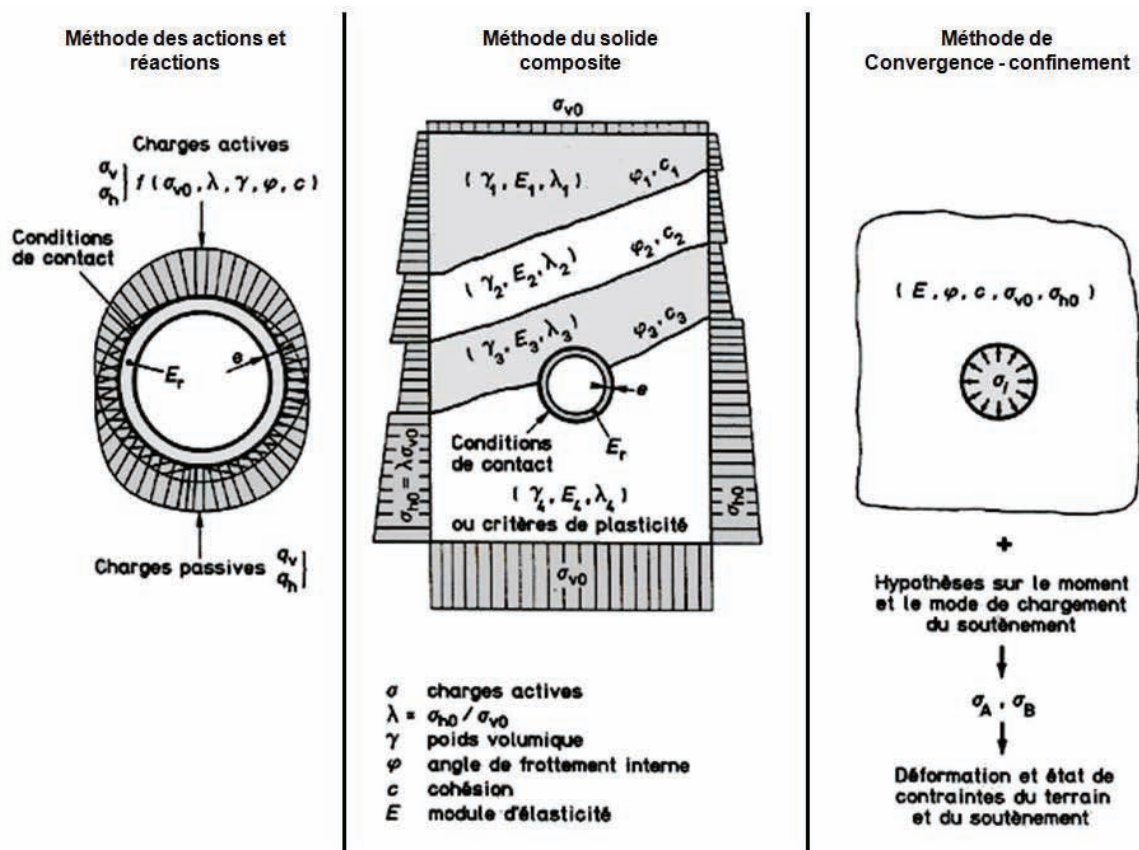


Figure 1-7 Paramètres pris en compte selon différentes méthodes de calcul (Bouvard-Lecoanet et al., 1993).

De manière générale, on constate que le calcul des ouvrages souterrains prend en compte le terrain encaissant, les conditions de contact et les paramètres du revêtement. Pour chacun de ces éléments, les paramètres concernés sont les suivants :

- Terrain encaissant : état des contraintes, paramètres mécaniques et physiques ;
- Conditions de contact : à l'heure de la mise en place du revêtement (décompression initiale)
- Revêtement : géométrie, épaisseur et paramètres mécaniques des matériaux ;

En ce qui concerne le calcul de voûtes en maçonnerie, celles-ci ont été conçues pour la plupart avec des méthodes dites traditionnelles et empiriques. Ce type de voûte étant au cœur de notre travail, il sera traité plus particulièrement dans les chapitres suivants.

1.1.3 Particularités des ouvrages souterrains urbains

La construction en souterrain dans des zones urbaines engendre des risques importants comme le montrent les effondrements spectaculaires survenus dans les années 1970 (Daumarie, 2009), (Pugi et al., 2006). Ces tunnels généralement réalisés à faible profondeur, rencontrent souvent des problèmes de stabilité liés aux conditions géologiques complexes et à la présence d'eau. Ils présentent des caractéristiques particulières, que l'on peut résumer de la manière suivante :

- tracé généralement imposé, peu profond et traversant des terrains meubles ;
- présence de constructions en tête et à l'aplomb de l'ouvrage ;

- présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, réseaux, collecteurs, métro) ;
- contraintes environnementales fortes.

Il est important de souligner que ces ouvrages font aussi l'objet de préconisations concernant le choix des procédés de construction afin de limiter l'influence sur les ouvrages voisins, en privilégiant la mise en place rapide d'un soutènement complet, peu sensible aux hétérogénéités du terrain et facile à renforcer si nécessaire.

Du fait de leur localisation au cœur des villes, les conséquences des accidents potentiels peuvent être graves et engager la stabilité de l'ouvrage, les usagers ainsi que l'environnement. Il apparaît donc important de maîtriser la maintenance de ces ouvrages afin de réduire les risques liés à leur exploitation.

1.1.4 Ouvrages anciens en maçonnerie

De nombreux ouvrages anciens ont été construits en utilisant la maçonnerie comme matériau principal. Selon la définition du groupe de travail n° 14 de l'AFTES (AFTES, 1980), la maçonnerie est « un mode d'assemblage des moellons de pierres ou de briques se différenciant par leur appareillage, c'est-à-dire, le détail de la forme et la disposition des pierres ou briques dans un ouvrage ». Par extension, cela s'applique aux ouvrages en béton non armé. Ces techniques largement utilisées pour les constructions des tunnels jusque dans les années 1930, ont été abandonnées par la suite pour passer à des techniques modernes de tunneliers avec usage de revêtement en béton (armé ou non armé) ou d'éléments préfabriqués du type voussoirs. Il en résulte un quasi-oubli des techniques de construction en maçonnerie et des règles de l'art (SNCF, 1975). Dans cette partie, on rappelle les anciennes techniques de construction ainsi que les matériaux utilisés afin de mieux comprendre le comportement de ces ouvrages aujourd'hui.

1.1.4.1 Anciennes méthodes de construction

On distingue deux catégories principales de méthodes en fonction du mode de creusement de l'ouvrage. La première est appelée à section entière. Dans cette catégorie on trouve la méthode autrichienne et anglaise. La seconde méthode est dite à section divisée où l'on retrouve notamment la méthode belge et franco-belge.

Méthodes à section entière

Méthode autrichienne

La méthode autrichienne est conduite à partir d'une galerie située à la base de la section à excaver (Figure 1-8).

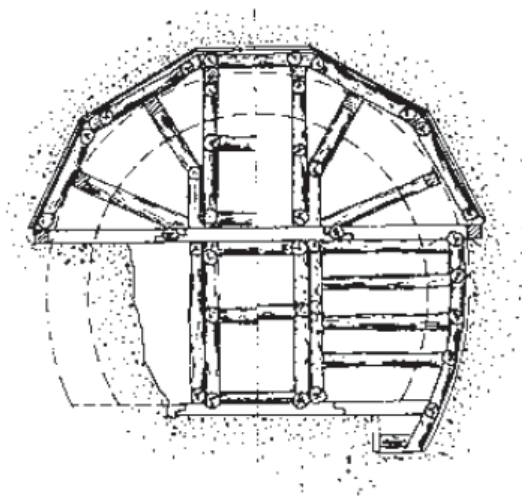


Figure 1-8 Méthode autrichienne (SNCF, 1975)

Une fois l'abattement de la voûte achevée la technique autrichienne préconise la construction d'une tranchée centrale en forme de cunette, afin de faciliter l'accès au chantier et permettre l'installation de rails pour les wagonnets permettant l'extraction de déblais. On laisse temporairement des talus latéraux (stross) en attendant l'abattage latéral pour la construction des piédroits. Cette technique a pour inconvénient une stabilité précaire du cadre et l'utilisation d'une quantité importante de boisage ainsi que d'ouvriers.

Méthode Anglaise

Dans cette méthode, le déblaiement de la section entière du tunnel était effectué par couches successives. Une fois le terrassement achevé, débutait la construction du revêtement en commençant par les piédroits ; la voûte était montée sans interruption pour finir par le radier. Cette méthode n'entraîne qu'un seul niveau de clavage situé en clé de voûte qui peut être le siège des malfaçons habituelles : sous-épaisseur, absence de blocage, abandon de bois de blindage. Elle nécessite un fort boisage dont le tassement facilite la décompression du terrain lors du percement. Le surcreusement dû aux longrines va également favoriser une autre phase de décompression lors de leur retrait en cas d'absence de blocage.

Cette méthode n'était envisageable qu'en cas de terrains en bonnes conditions (faible taux de déconfinement, stabilité du front de taille).

Méthodes à section divisée

Indistinctement du type de tunnel et de la méthode utilisée, le percement d'un tunnel avec une méthode à section divisée s'organisait autour de six étapes principales:

1. La reconnaissance ;
2. L'abattage (réalisation de la voûte) ;
3. La mise en sécurité de la voûte ;
4. L'abaissement du radier ;
5. La construction des piédroits ;
6. La finition du tunnel et du radier.

L'enchaînement de ces opérations et leurs mises en œuvre diffèrent en fonction de la méthode de construction utilisée.

L'abatage

C'est l'opération qui consistait à déblayer le terrain compris entre le flanc de la galerie d'avancement et l'extrados de la voûte jusqu'au niveau des naissances. Ceci s'effectuait dans la plupart des cas simultanément pour les deux abattements symétriques. La Figure 1-9 illustre le mode opératoire dans un terrain en bonnes conditions.

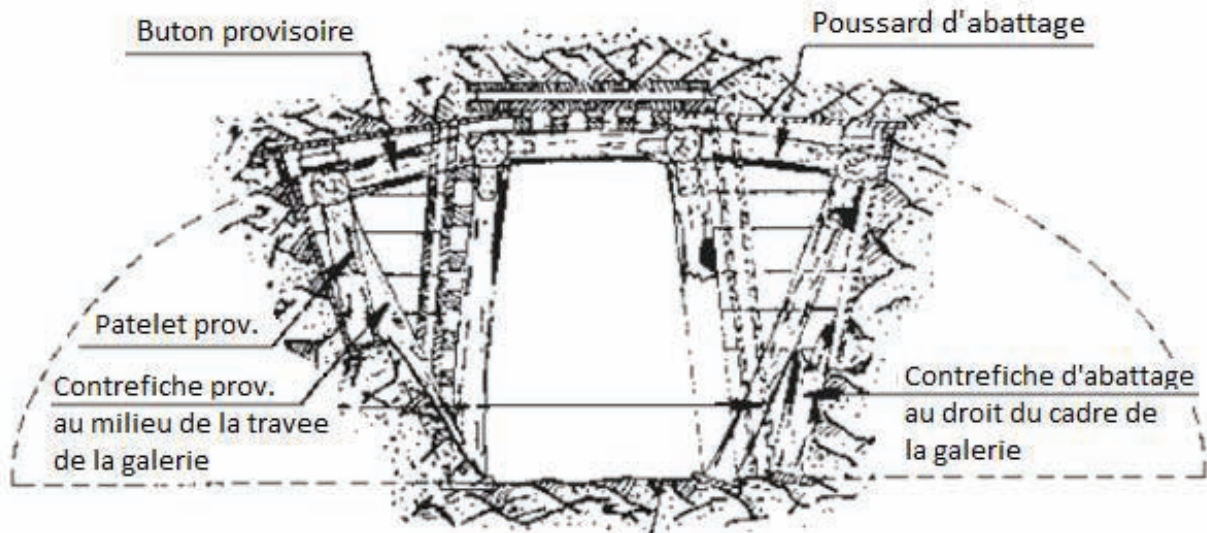


Figure 1-9 Abatage de la galerie principale pour la construction de la voûte (Biette, 1928).

Si le terrain présentait des difficultés au creusement (pressions importantes sur le boisage), longrines et contrefiches étaient doublées. Ce processus permettait de réaliser l'arrondi définitif de la voûte du tunnel définitif. Le volume de terrain déplacé doit donc prendre en compte la future épaisseur du revêtement qui couvrira la voûte.

Mise en sécurité de la voûte

Dès que les parois de la galerie sont abattues, la voûte du tunnel est mise en sécurité par la construction du parement en maçonnerie définitive. A l'époque, ce type de construction consistait à la mise en place de pierres de taille assemblés et solidarisiées par du mortier, autrement dit technique des pierres assises. Pour ce faire, quelques assises étaient établies à partir du niveau des naissances (Figure 1-10). Des potelets provisoires reportaient le poids de la dernière longrine sur les murettes et les contrefiches extrêmes étaient enlevés pour maçonner à leur place.

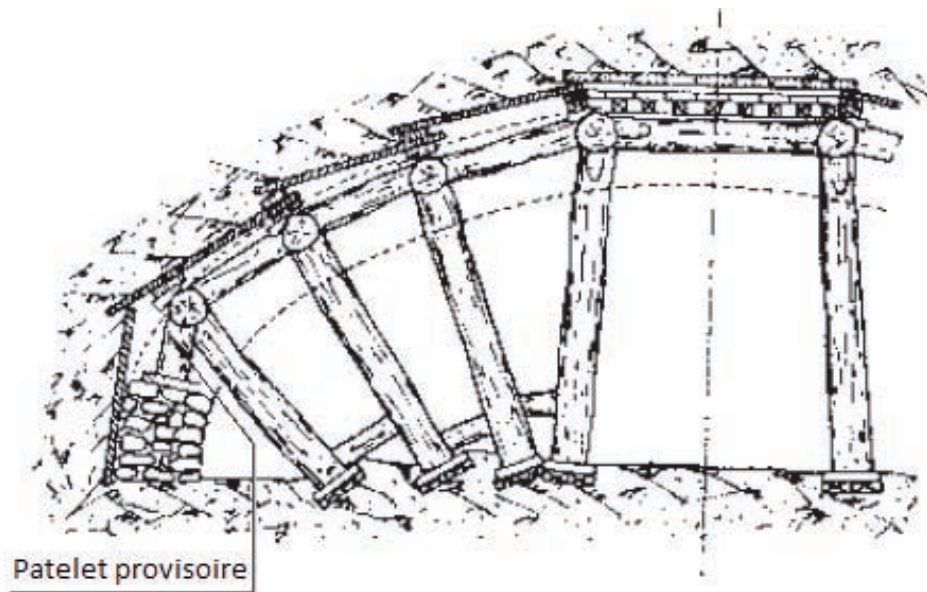


Figure 1-10 Maçonnerie de voûte et système de potelet provisoire (Biette, 1928)

Afin de compenser le tassement des voûtes, les cintres étaient posés en général plus haut que la cote définitive de la maçonnerie pour compenser le tassement de la voûte au décintrement. La construction de la maçonnerie était poursuivie en faisant en sorte que les appuis intermédiaires et cintres soient remplacés, au fur et à mesure par la maçonnerie définitive (Figure 1-11).

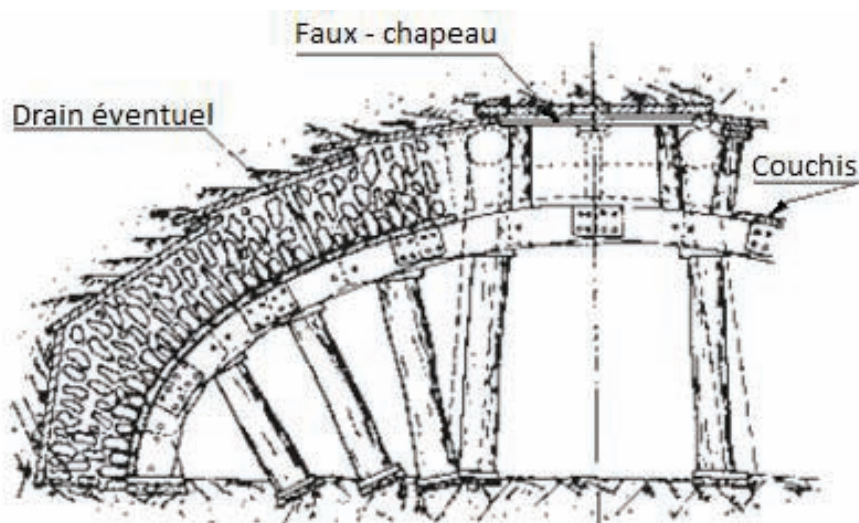


Figure 1-11 Achèvement de la maçonnerie définitive en voûte

Dans ce processus les planches de ciel ayant servi comme blindage pour la construction du revêtement, étaient abandonnés derrière la maçonnerie. La fabrication des maçonneries s'arrêtait à 0,45 m environ de part et d'autre de l'axe de la voûte. Pour procéder au clavage, à l'aide d'un système de coulisseau, le maçon posait les moellons suivant l'axe de la galerie. Lorsque la voûte était entièrement maçonnée sur une certaine longueur, on procédait au terrassement du stross selon différentes méthodes. Finalement le clavage au-dessous de la retombée de la voûte était toujours une opération délicate. C'est à cet endroit où l'on trouve fréquemment des faibles épaisseurs de maçonnerie ou des morceaux de planches pourries ayant servis au clavage (SNCF, 1975).

La Méthode Belge

C'est l'une des méthodes de creusement les plus anciennes et aussi l'une des plus sûres, de ce fait elle est très appréciée en terrains instables. Cette technique a la particularité que le percement est réalisé à partir d'une galerie unique située au faîte de l'excavation (Paradis et Thiaudière, 2006). La technique consiste en la réalisation de la voûte pour ensuite creuser deux tranchées latérales de section triangulaire allant du niveau des naissances à la base du radier, en réservant le terrain central destiné au support de la charpente et des cintres de soutènement. Ensuite d'un côté puis de l'autre, l'emplacement des piédroits est excavé, la maçonnerie est construite jusqu'à atteindre la voûte. Le terrain central ainsi que les cintres sont retirés, ce qui laisse la place pour la dernière étape, la construction du radier.

Cette méthode comprend donc trois étapes de construction pouvant entraîner des malfaçons potentielles : le clavage de clé de voûte et les raccords voûte-piédroits. Cette méthode permet d'avoir des appuis solides pour le soutènement, cependant ce sont ces mêmes éléments qui rendent l'accessibilité contraignante et rend difficile l'extraction des débris.

La Méthode Franco-Belge

Cette méthode, largement utilisée en France, a comme particularité l'excavation d'une galerie primaire (galerie de faîte) d'accès avec une reprise en sous œuvre des piédroits (Figure 1-12).

Phases:

- 1.- Galerie d'avancement au large ;
- 2.- Attaque d'abattage au large ;
- 3.- Pose des cintres et commencement de la maçonnerie ;
- 4.- Maçonnerie de la voûte ;
- 5.- Exécution de cuvette de stross
- 6.- Reprises-en sous œuvre des piédroits ;
- 7.- Exécution du radier.

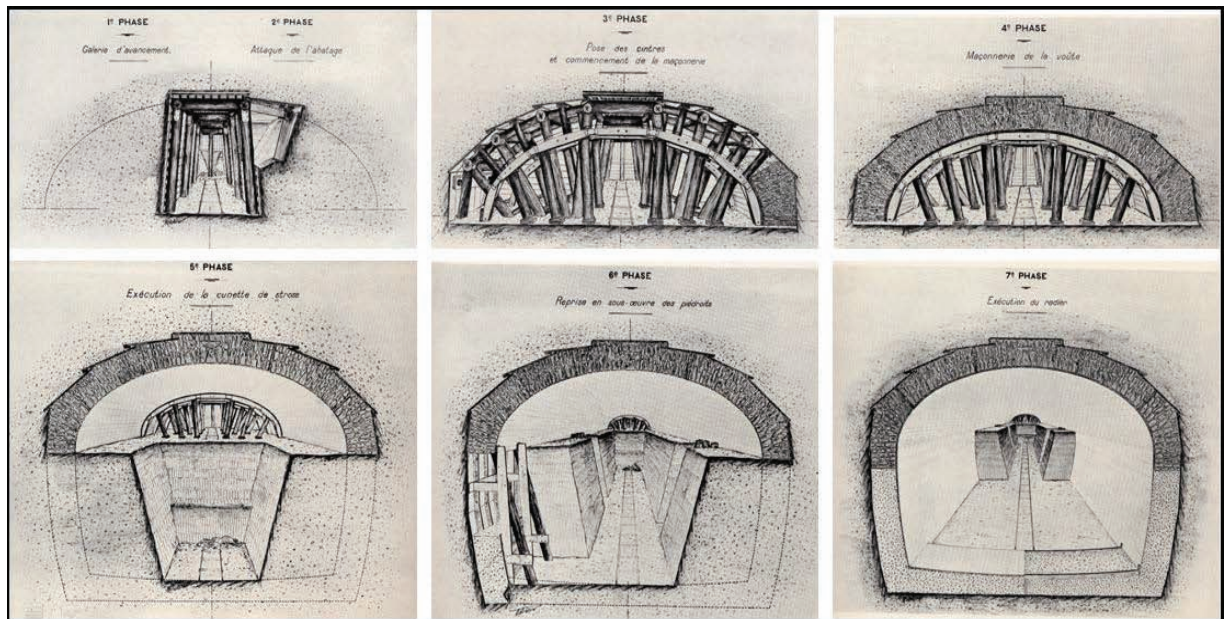


Figure 1-12 Excavation d'un tunnel selon la méthode franco-belge à partir d'une galerie de façade. (Biette, 1928)

Une fois la voûte construite, les assises de la voûte avec les piédroits ne sont pas horizontales car la transmission optimale des efforts se fait quand les moellons sont perpendiculaires à l'intrados (Biette, 1928).

Cette méthode se montrait performante pour la réalisation d'excavations dans les terrains hétérogènes, cependant elle présentait trois problèmes principaux :

1. Nécessité de trois niveaux de clavage avec nécessité de procéder à des abatages après les travaux de maçonnerie ;
2. Radiers construits à la fin des travaux ;
3. A chaque niveau de clavage existe une sous-épaisseur de la maçonnerie, une absence de blocage et, donc, un abandon du boisage.

Dans cette méthode, il faut aussi tenir compte des complications concernant les roches susceptibles d'atteindre des déformations importantes : Marnes (gonflement lié à leur état de contraintes) et Anhydrite (pression de gonflement jusqu'à 2 MPa due soit à une pression d'hydratation ou une pression de cristallisation) (Biette, 1928).

1.1.4.2 Particularités des ouvrages du métro parisien

Avec la mise en service de sa première ligne en l'an 1900, le métro de Paris est l'un des plus anciens du monde. Les réseaux exploités par la RATP comportent pas moins de 350 km d'ouvrages d'art (Le Bras et Azria, 1989) dont désormais plus de 300 km sont souterrains. La plupart de ces ouvrages ont été établis dans des terrains de mauvaise qualité et baignent dans la nappe phréatique. Le Tableau 1-2 fournit les longueurs d'ouvrages souterrains composant le réseau de la RATP selon la période de construction. On constate que ce patrimoine est ancien puisque plus de la moitié des ouvrages ont plus de 80 ans.

	Période de construction		
	Avant 1921	Entre 1921 et 1969	Après 1969
Métro	117	90,5	33,5*
RER	3,1	0,6	35,7
Ensemble (Km)	120,1	91,1	90,3
Total réseau (Km)	301,5		

* ligne 14 incluse

Tableau 1-2 Constitution du patrimoine souterrain du réseau de la RATP (Le Bras et Azria, 1989)

Trois techniques de construction furent utilisées:

- la construction à ciel ouvert pour les parties de tunnel peu profonds qui nécessitaient d'éventrer la chaussée de la rue située au-dessus,
- les boucliers qui avaient initialement la faveur des constructeurs mais qui furent peu utilisés à cause de l'inconsistance et de l'hétérogénéité du sous-sol de Paris,
- la technique ancienne à section divisée ou méthode Franco-belge.

Ces infrastructures ferroviaires présentent un certain nombre de caractéristiques spécifiques, notamment:

- Implantation à faible profondeur (2 à 8 m en moyenne et 30 m pour les plus profondes),
- Insertion dans un sous-sol urbain ayant une occupation dense à très dense,
- Concentration géographique (Ile-de-France),
- Grande variété des ouvrages souterrains,
- Trafic très important.

La quasi-totalité des souterrains du métro parisien sont implantés dans un cercle de 8 km de rayon. Ceux-ci se développent dans le lit majeur de la Seine qui s'étend sur une largeur de 3 à 4 km entre, d'une part, les Buttes Chaumont, la Butte Montmartre, la colline de Chaillot et, d'autre part, la montagne Sainte-Geneviève, Montparnasse et s'engagent plus ou moins loin dans les formations qui l'encadrent empruntant parfois les vallées secondaires confluentes.

Les formations traversées, toutes d'origine sédimentaires, sont souvent granulaires ou dotées de faible cohésion, parfois rocheuses; elles présentent des épaisseurs modestes (rarement supérieures à 15m), voire faibles et sont dans leur ensemble subhorizontales, à l'exception de l'ouest de Paris où l'anticlinal Meudon amène en affleurement la craie et dans le sud ou l'éboulement de la falaise calcaire d'Ivry a provoqué un profil très varié des argiles sous-jacentes. Par contre, les souterrains du RER ont une couverture en général plus importante (10 à 20 m) car au moment de leur construction la tranche supérieure du sous-sol était déjà très encombrée et les caractéristiques propres à cette liaison à grand gabarit (notamment les rayons des courbes) ne permettaient pas de suivre les voies de surface, sauf dans le cas des grandes artères.

Ces ouvrages souterrains peuvent se diviser dans un premier temps, en deux types selon leur fonctionnalité :

- les tunnels de grandes dimensions, destinés à la circulation des matériels roulants, appelés tunnels de service.
- les ouvrages annexes, qui permettent l'accès aux tunnels de service (salles de billets et couloirs des stations).

Les tunnels de circulation

Les ouvrages du métro sont en général établis sous la voie publique, rarement sous les propriétés privées. L'axe des lignes se confond en principe avec l'axe des voies publiques (Biette, 1928).

Une ligne est faite d'une succession d'alignements droits et de courbes. Dans la mesure du possible, elles ont été construites avec des rayons minimum de 200 mètres afin d'éviter les réductions de vitesse.

Il existe deux sortes de souterrains, qui d'une manière générale pour les anciens réseaux sont voûtés :

- Les ouvrages courants : ils comprennent les ouvrages souterrains à deux voies, à une voie et les stations à deux voies ;
- Les ouvrages spéciaux : ils comprennent les ouvrages souterrains à trois ou quatre voies, les tubes ou passages sous-fluviaux, les stations à une voie, dédoublées ou à quai central, les stations à couverture métallique, les ouvrages d'embranchement, de dédoublement de souterrains, ceux de passage au-dessous d'obstacles que l'on ne peut déplacer (autres lignes, collecteurs, canaux, etc.).

La typologie des tunnels avait été définie en considérant les caractéristiques particulières des ouvrages, à savoir:

- Tunnels fermés par un radier incurvé;
- Voûtes elliptiques ou en anse de panier;
- Piédroits se raccordant à la voûte par des courbes assurant une continuité géométrique (Figure 1-13);
- Voûte en maçonnerie reposant sur des piédroits en béton;

L'exécution était réalisée selon la méthode franco-belge, dont le ciel de la galerie d'avancement ne dépassait pas l'extrados de la voûte terminée, et les bois de blindage étaient abandonnés lors de la mise en place du revêtement.

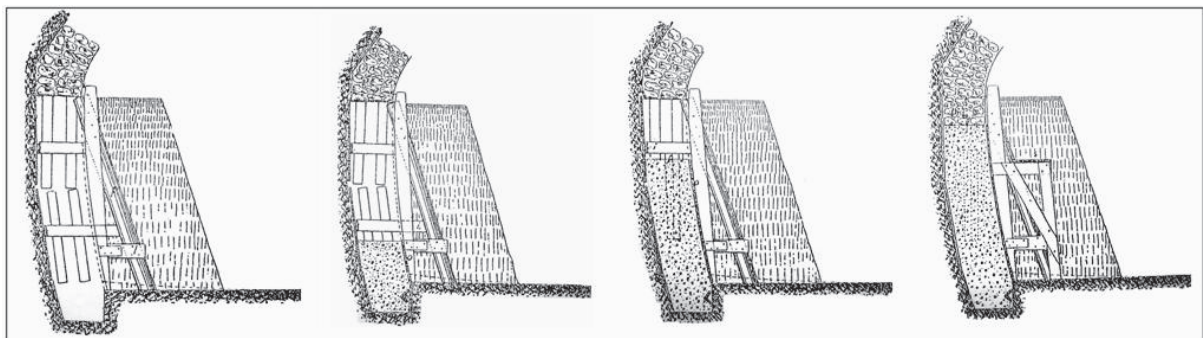


Figure 1-13 Raccord entre piédroit et voûte d'un tunnel (Biette, 1928)

Ces dispositions générales ont été appliquées pendant un demi-siècle pour des tunnels de 4,30 à 22,50 m d'ouverture. Cependant, certaines adaptations ont été faites pour répondre à des conditions locales (voie publique étroite, traversée d'anciennes carrières) et des ouvrages dits spéciaux furent construits pour franchir le lit de la Seine ou des situations singulières (croisement ou superposition de lignes).

Par ailleurs, lorsque la ligne à construire était très proche de la surface pour éviter soit un ouvrage existant (collecteur, autre ligne), soit un terrain aux caractéristiques hydrogéologiques peu favorables, elle était réalisée en tranchée ouverte. Ces tranchées, essentiellement

construites avant la première guerre mondiale, se composent de deux parois verticales en maçonnerie de moellons ou de béton non armé, reliées par un radier (Figure 1-14). La couverture métallique est constituée de poutres composées de plats et cornières en acier deux à deux assemblées par rivets posés à chaud et reliées entre elles par des entretoises de conception similaire.

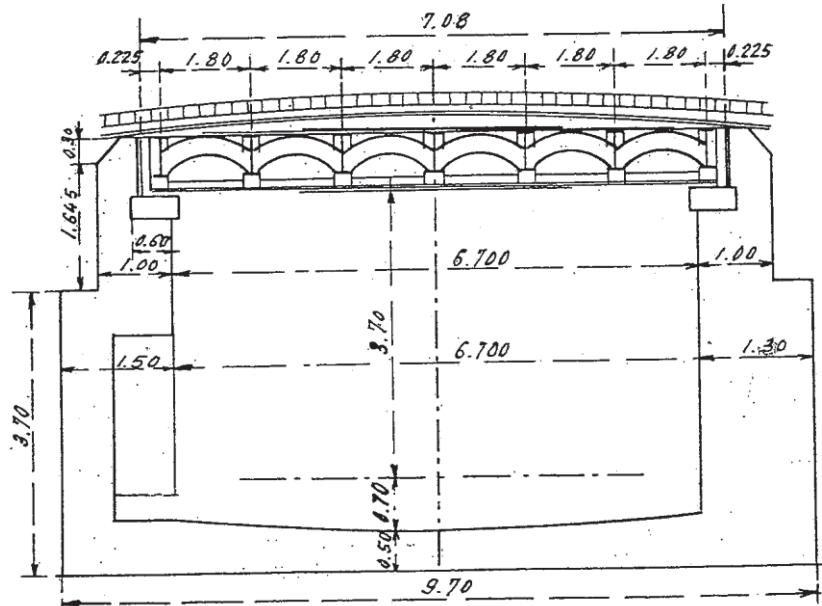


Figure 1-14 Tranchée couverte avec couverture métallique

Ces dernières reçoivent des voûtelettes et les semelles supérieures des poutres. Une étanchéité sur une forme de pente protège l'ensemble de l'eau pouvant s'infiltrer à travers le revêtement et le corps de chaussée, ce dernier étant d'une épaisseur très réduite, voire nulle.

Pour les ouvrages souterrains construits après les années soixante, en béton armé ou non, ils se présentent sous la forme suivante:

- Ouvrages voûtés construits soit en souterrain soit à ciel ouvert ;
- Tunnels circulaires, forés au tunnelier parfois revêtus avec des voussoirs ;
- Ouvrages cadres fermés construits à ciel ouvert.

Les ouvrages d'accès

Ces ouvrages relient la voie publique aux stations. Ces ouvrages sont installés généralement sous la voie publique, quelque fois en aérien ou sous les immeubles.

On distingue suivant les stations, plusieurs types :

- Accès ordinaire, sur le parcours des lignes,
- Accès de correspondances, au point de croisement avec d'autres lignes. Ils diffèrent des précédents puisqu'ils donnent accès à deux ou plusieurs lignes et comprennent des couloirs de correspondance ou intercommunications,
- Accès des stations terminus, ils assurent la liaison avec le terminus (desservant la banlieue). Ils comportent d'importantes installations pour le personnel roulant des lignes en attachement au terminus.

Les accès aux stations ont été exécutés souvent à ciel ouvert pour les débouchés sur les voies publiques et les parties recouvertes de planchers en béton armé et en travaux en

souterrain pour le reste des ouvrages. D'une façon générale, lorsque la charge au-dessus des ouvrages était d'au moins un mètre, ces derniers étaient exécutés en souterrain en utilisant la méthode à section divisée. La Figure 1-15 montre l'exemple de deux coupes types susceptibles d'être utilisées dans la construction des ouvrages d'accès selon le type de terrain rencontré.

Bien que plus modeste du fait de la masse réduite de leurs travaux, la construction des accès présente les mêmes difficultés techniques que celles des souterrains de circulation.



Figure 1-15 Profils type d'ouvrages d'accès en terrains de bonne qualité (gauche) et à radier incurvé (droite).

La construction des ouvrages d'accès nécessite des déviations locales qui étaient exécutés en même temps que les couloirs. Cette méthode facilite la liaison des maçonneries, mais gêne l'avancement des travaux ; elle nécessite des phases successives d'exécution. Certaines parties ne pouvant pas être démolies qu'après mise en service des nouveaux ouvrages ; la suppression même provisoire de certaines installations est en effet impossible.

Les accès sont constitués dans leur principe par des salles et des galeries ou couloirs de dimensions différentes se succédant ou se rencontrant. Ce contexte entraîne des difficultés d'exécution tant du point de vue du boisage que du point de vue de la maçonnerie ; les largeurs des couloirs, les cotes des naissances et les hauteurs sous les clés variant, les pénétrations de galeries entraînent des pans coupés et des intersections de voûte, les différences de niveau créent des tympanes, toutes choses qui ajoutent de la complexité ainsi que des singularités au moment de l'exécution.

Étanchéité des ouvrages

Les tunnels souterrains traditionnels RATP ne comportant pas d'étanchéité, la réalisation de drainage dans les revêtements était une pratique généralisée.

Dans les cas où les souterrains étaient établis dans des zones où des infiltrations étaient à craindre, des ménagements spéciaux ont été effectués à l'intrados des tunnels. Ceux-ci consistaient en l'installation de drains dans la voûte et les piédroits des tunnels, disposés en forme de feuille de fougère (Figure 1-16) et venant déboucher sous le radier.

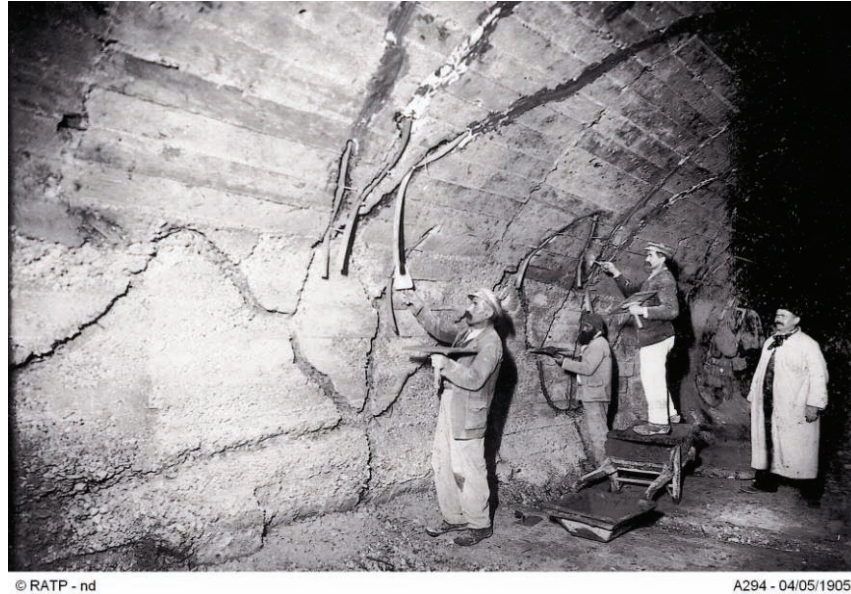


Figure 1-16 Installation des drains à l'intrados du tunnel (Goirand, 2009)

Les eaux recueillies par ces drains se perdent dans le sous-sol ou sont dirigées vers des puits absorbants. Leur exécution se réalisait en plaçant sur les cintres des « torons en paille », les conduits étaient alors fixés à la maçonnerie par le mortier tout en restant apparents sur l'intrados. Après décintrement, les torons étaient remplacés par des tuyaux en caoutchouc ou par des demi-cylindres en fer recouverts par enduits.

Ces différents ouvrages ont été construits il ya plusieurs décennies et avec des techniques et des matériaux variés, ils ont depuis leur mise en service fait l'objet d'altérations pouvant entraîner une perte dans leur performance. Les différentes méthodes permettant d'analyser la réponse mécanique de l'ouvrage nécessitent une évaluation de l'état des matériaux à un instant donné. Il est donc important de connaître quels ont été les facteurs provoquant leur vieillissement ainsi que les conséquences possibles pour l'ouvrage.

1.2 Vieillessement des matériaux des tunnels

Le vieillissement des matériaux peut être défini comme « l'ensemble des modifications et transformations minéralogiques suivies par les matériaux de construction au cours du temps » (Idris, 2007). Comme tout ouvrage, au cours de son exploitation, un tunnel fera l'objet de modifications et d'évolutions. L'effet du temps sur un tunnel va se traduire par des modifications du revêtement et dans l'encaissant. Selon Sandrone (2008), les dégradations observables dans ce type d'ouvrage sont divisibles en trois niveaux :

- Dégradation du revêtement,
- Dégradation de l'encaissant,
- Dégradation et instabilité globale de l'ouvrage,

De multiples facteurs peuvent influencer ces altérations :

- Les méthodes d'exécution et leurs défauts,
- La nature et la qualité des matériaux de construction (structure, composition chimique ou minéralogique),
- La circulation d'eau,
- L'environnement et le climat
- La nature et l'intensité du trafic,

Par ailleurs, dans un tunnel, le processus de vieillissement est différé selon la partie de l'ouvrage en étude, car certaines parties sont plus sollicitées que d'autres.

L'objectif de la prise en compte du vieillissement est d'évaluer les changements et les modifications des propriétés mécaniques des matériaux de construction dus à ces phénomènes, qui vont ensuite avoir une incidence sur le comportement global de l'ouvrage souterrain. Dans cette partie, on aborde les différents processus de vieillissement susceptibles d'apporter des modifications aux matériaux composant le revêtement des tunnels anciens. Dans un premier temps, nous allons nous intéresser aux différents processus de vieillissement des matériaux de construction et aux mécanismes à l'origine de ces processus, et plus particulièrement des roches et des bétons (puisque ce sont les constituants principaux des revêtements des tunnels anciens), puis nous décrivons le comportement rhéologique de ces matériaux en prenant en compte leur vieillissement.

1.2.1 Processus de vieillissement

Les processus menant aux modifications et dégradations des matériaux peuvent être de nature physico-mécanique, chimique et/ou biologique selon le type de milieu où l'ouvrage est implanté et ses conditions intrinsèques.

Processus physico-mécaniques

Lors de la réalisation des ouvrages, les modifications de contraintes induites, conduisent à des transformations des propriétés physiques ou mécaniques de la roche, entraînant une dégradation due à la fragmentation de celle-ci.

Dans le cas de tunnels anciens, notamment des tunnels voûtés en maçonnerie ou en béton, les sollicitations mécaniques peuvent entraîner des dégradations se traduisant par des fissurations de traction, notamment dans les joints, et par des écaillages de compression se localisant le plus souvent dans les zones de clé de voûte ou au niveau des reins.

Un autre processus de dégradation physico-mécanique peut apparaître sous l'effet des variations thermiques. En fonction de leur coefficient de dilatation thermique (α) intrinsèque au matériau et du fait de leur texture minéralogique hétérogène, les roches sont particulièrement sensibles à ce type de phénomène. La dilatation thermique est souvent anisotrope et provoque des dilatations différentielles qui favorisent le développement de contraintes intergranulaires dans la roche pouvant atteindre voire dépasser les valeurs limites caractéristiques de la résistance à la rupture (Eslami, 2010). Par ailleurs, certains auteurs cités par (Berest et Weber, 1988) ont montré que la température a un effet non négligeable sur la résistance à la compression. Dans les ouvrages souterrains, la température en cas d'incendie peut augmenter énormément. Cette augmentation subite peut entraîner d'importantes ruptures intergranulaires dans les matériaux composant le revêtement. Néanmoins, l'effet des cycles thermiques reste un phénomène limité à la surface de la roche (contact avec l'atmosphère), car l'effet de la température sera propagé à l'intérieur de la roche par le biais de la conductivité thermique qui dans le cas des roches reste faible. Cela explique les désordres d'écaillage observés dans les tunnels maçonnés.

Le phénomène cyclique du gel-dégel phénomène du aux variations thermiques, étant intimement lié à la présence d'eau, sera traité dans le point suivant.

Ainsi, les processus physico-mécaniques du vieillissement conduisent à une diminution des caractéristiques mécaniques selon plusieurs mécanismes possibles dont le principal est l'effet des variations thermiques.

Au delà des dégradations qu'ils induisent, les processus physiques sont par ailleurs un facteur de développement d'autres processus de vieillissement. L'altération des roches due aux processus physiques augmente notamment la surface rocheuse exposée à l'air (Figure 1-17) et incrémente sa susceptibilité aux attaques chimiques et/ou biologiques.

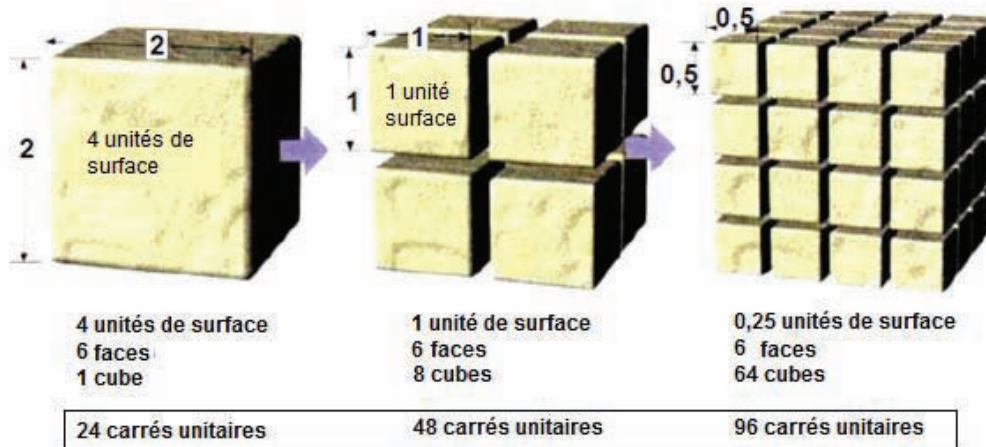


Figure 1-17 Augmentation de la surface exposée aux actions chimiques et biologiques due à l'action mécanique (Idris, 2007)

Processus hydriques

L'eau joue un rôle fondamental dans les différents processus de vieillissement des matériaux. Différents auteurs (Eslami, 2010) (Martinet, 1992) (Sorgi et al., 2004) s'accordent à dire que du fait de leur nature poreuse la présence de fluides dans les roches modifie leur comportement mécanique à court et long terme, soit par couplage hydromécanique ou par des effets physico-chimiques comme le mécanisme de corrosion sous contrainte. Ces liens entre l'eau et la roche seront en directe dépendance avec les caractéristiques de celle-ci notamment sa nature minéralogique et sa microstructure (porosité).

Dans les ouvrages souterrains anciens en maçonnerie qui ne comportent pas d'étanchéité efficace, l'eau circule librement entre l'encaissant et le revêtement. Ce phénomène est considéré par les agents de surveillance comme une des principales causes du développement des pathologies dans les tunnels (Sandrone, 2008). Sous l'effet de la percolation de l'eau, les joints de mortier, notamment ceux à base chaux, se dégradent et deviennent friables.

Cycles gel - dégel :

L'eau joue un rôle fondamental dans les cycles gel-dégel, une fois le seuil de température 0° franchi, l'eau contenue dans les pores, dans les fissures et les joints des roches se transforme en glace, et par conséquent augmente de volume en exerçant une pression qui peut atteindre 50 à 200 MPa, (Sorgi et al., 2004). Ces pressions influencent le développement de nouvelles fissures et l'éclatement de la roche.

Cycles hydratation- dessiccation :

Les cycles hydratation-dessiccation définis par les variations de la saturation atmosphérique régissent le transfert d'eau entre la roche et l'atmosphère. Dans certaines roches, le processus d'hydratation peut entraîner le développement d'une pression suffisante pour induire le phénomène de gonflement très présent dans des roches contenant des argiles.

Par contre, dans la dessiccation, le transfert d'eau se produit de la roche vers l'atmosphère (restitution) subissant alors un phénomène de retrait. Ce phénomène est souvent accompagné par l'apparition de contraintes de traction et de la fissuration. La répétition successive des cycles de gonflement/retrait peut altérer les propriétés mécaniques de la roche, voir l'apparition des fissures et une fragmentation à long terme. Ce phénomène augmente la perméabilité de la roche rendant celle-ci plus sensible aux autres mécanismes de dégradation (Sorgi et al., 2004), et amplifie les processus de fragilisation et de fissuration de la roche (Van Eckhout, 1976).

Processus chimiques

Ce mécanisme souvent évoqué par différents auteurs (Paradis et Thiaudière, 2006), (Hidalgo, 2007) et qui influence les caractéristiques de déformation et de rupture macroscopique des matériaux est lié principalement à la présence d'eau, du fait qu'elle joue un rôle primordial dans toutes les réactions chimiques. De manière générale, les propriétés mécaniques des roches sont affectées par les réactions chimiques qui se produisent au contact d'un milieu liquide, ces réactions vont être plus ou moins importantes en fonction du type de roche en présence. Ce vieillissement dû à l'action chimique peut avoir comme résultat trois phénomènes quasiment simultanés (Loughman, 1969):

- rupture de la structure (dislocations) et perte des éléments constitutifs (échelle moléculaire),
- mise en solution et transport d'une partie des éléments,
- réaction de la roche altérée avec l'atmosphère ce qui entraîne la formation de nouveaux minéraux (stables dans les nouvelles conditions environnementales).

La continuité du processus de dégradation chimique est directement liée à la continuité d'apports d'eau au système. Ces mécanismes de vieillissement chimique se présentent généralement sous deux formes :

Cycles de cristallisation – dissolution :

Ce phénomène est responsable de nombreux types d'altérations superficielles de la roche. Des recherches menées par (Rauch et White, 1977) sur des roches calcaires ont montré que l'altération de ce type de roche est souvent due à la succession de cycles de cristallisation et de dissolution de sels dans les fissures ce qui entraîne une désagrégation mécanique à l'échelle intergranulaire de la roche (Figure 1-18). L'agressivité de ces cycles dépend de facteurs comme le pH et la teneur en CO₂ de l'eau, de la température et des minéraux constitutifs la roche.

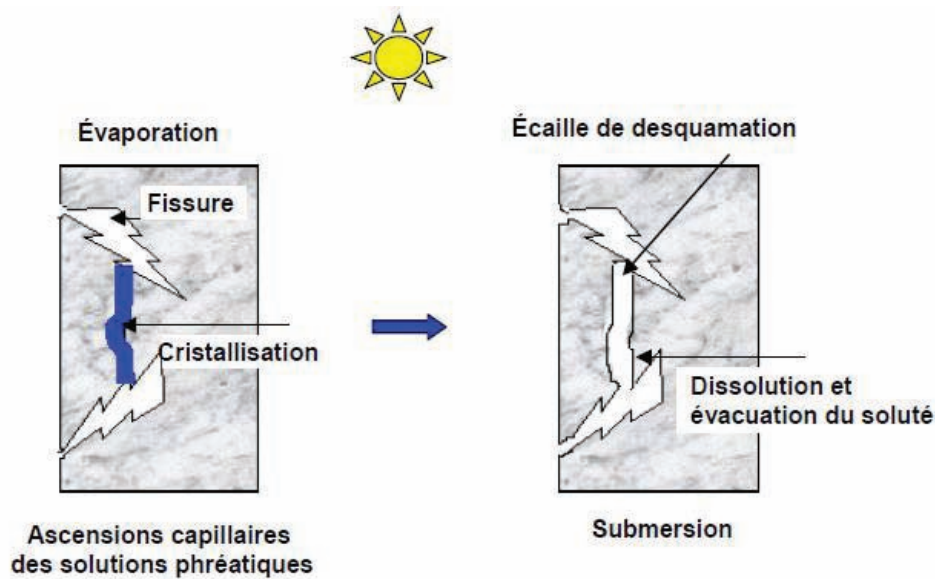


Figure 1-18 Schéma du processus d'écaillage par alternance de cycles dissolution/recristallisation (Martinet, 1992)

Une conséquence mécanique directe des cycles de cristallisation-dissolution est le développement de vides et l'augmentation de la porosité de la roche. Même si le remplissage des vides par des éléments fins (colmatage) peut conférer à la roche une cohésion plus importante. Un nouveau cycle de dissolution-cristallisation peut conduire à la mobilisation de ces éléments et à la réduction des paramètres de résistance du matériau.

Sulfure-Oxydation

Les tunnels routiers exposés à la pollution due au trafic sont particulièrement sensibles aux attaques des ions. Le dioxyde de carbone CO_2 et l'anhydride de sulfate SO_2 étant les plus agressifs pour les revêtements en béton. Les attaques chimiques par sulfatation produisent une dissolution du calcaire, ou bien, une attaque acide. Les constituants dissous vont ensuite être transportés et déposés à l'intrados du tunnel. Si ce processus n'engendre pas de risque immédiat pour la stabilité de la structure, dans le temps l'épaisseur du revêtement peut se voir réduite. Le SO_2 est fourni par l'atmosphère (pollution de l'air) ou par le lessivage des eaux (Sandrone, 2008). Dans le cas du dioxyde de carbone, l'effet combiné de la carbonatation et de l'action des ions (Cl^-), provenant par exemple des sels de déverglaçage, attaque les revêtements.

Processus combinés

Finalement, on peut aussi observer l'action combinée de deux processus (physiques et chimiques). Un exemple est appelé dissolution intergranulaire sous contrainte. C'est un processus qui se produit au niveau des contacts des grains et consiste en la dissolution puis au transport des solutés par diffusion via le fluide interstitiel (Spiers et Schutjens, 1990). Par conséquent, la surface de contact effective entre les grains diminue, ce qui affecte la réponse mécanique du matériau. Ce mécanisme physico-chimique, qui se produit sous chargement déviatorique, est souvent évoqué pour expliquer le comportement différé de certaines roches ; on parle alors de fluage par dissolution sous contrainte (PSC : Pressure Solution Creep).

Concernant les ouvrages RATP, si l'emploi exclusif de la traction électrique, permet d'éviter toute corrosion des matériaux par la combustion des hydrocarbures, l'action de l'eau d'infiltration apparait par contre à l'origine de nombreuses altérations et d'évolution des terrains environnants dans lesquels l'ouvrage est situé.

1.2.2 Conséquences du vieillissement sur le comportement mécanique des matériaux.

Influence du vieillissement sur le comportement des matériaux rocheux

Du fait de la diversité des matériaux, les conséquences de l'exposition aux différents agents de dégradation sont fonction de la composition minéralogique des roches composant la maçonnerie. Dans ce contexte, l'INERIS (Sorgi et al., 2004) a proposé une hiérarchisation de la sensibilité en fonction des différents types de roche (Tableau 1-3).

	Processus Physiques			Processus Chimiques	
	Processus Thermique	Processus Hydriques	Processus Mécaniques	Cristallisation Dissolution	Oxydation
Gypse	1	3	3	3	2
Craie	1	3	3	3	2
Calcaire	1	3	2	3	2
Grès	1	3	3	2	2
Marne	1	3	3	0	3
Argiles	1	2	2	0	3
Charbon	3	1	3	0	1
Gneiss	3	1	2	0	1
Granite	3	1	2	0	1
Basalte	3	1	2	0	1
Marbre	2	1	2	0	1

Tableau 1-3 Sensibilité des formations rocheuses à différents processus de dégradation (0=nulle, 1=basse, 2=moyenne, 3=haute) (Sorgi et al., 2004)

Pour certains auteurs (Castellanza, 2002) (Anon, 1995), les différents processus de vieillissement entraînent l'affaiblissement généralisé des propriétés mécaniques avec le temps, le Tableau 1-4 propose une description qualitative du degré d'altération des roches dans le temps.

Catégorie	Description	Caractéristiques
I	Roche fraîche	Pas de changement évident
II	Légèrement dégradé	Décoloration légère et affaiblissement
III	Modérément dégradé	Décoloration et affaiblissement considérables
IV	Fortement dégradé	Grands morceaux cassent à la main
V	Complètement dégradé	Considérablement affaiblie même si la texture originale est préservée
VI	Sol résiduel	Mélange de sol sans texture rocheuse

Tableau 1-4 Catégorie géologique descriptive de roches dégradées dans le temps (Anon, 1995)

L'influence de l'eau sur les différents processus d'altération et de modification des roches étant connue, certains auteurs (Watelet, 1996) (Wiid, 1967) ont cherché à montrer l'influence de celle-ci sur le comportement mécanique, notamment face à une sollicitation de chargement uniaxial. Des essais de chargement uniaxial sur des échantillons de calcaire (Eslami, 2010) ont permis de constater que pour une contrainte donnée la déformation est plus importante pour l'échantillon à plus forte humidité (Figure 1-19). Une diminution de l'humidité peut entraîner une fragilisation du matériau.

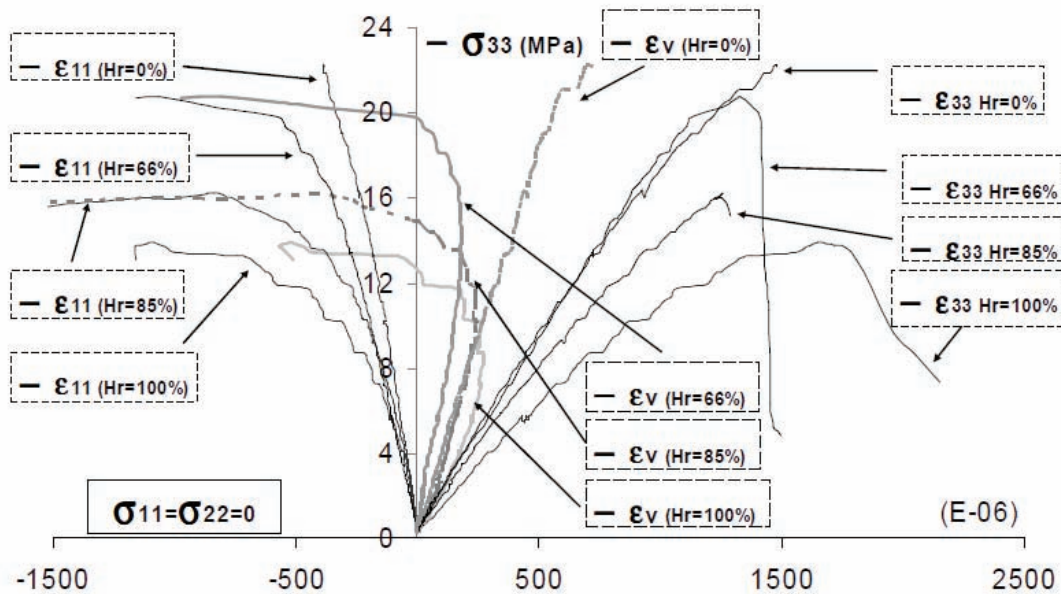


Figure 1-19 Courbes de déformations axiale, latérale et volumique lors d'un chargement uniaxial d'éprouvettes de calcaire d'Euville en fonction du degré d'humidité d'après Eslami (2010)

Les résultats présentés dans le Tableau 1-5 montrent qu'une augmentation du degré de saturation entraîne une diminution de la résistance à la compression pour différents types des roches. Celle-ci se réduit considérablement en passant d'un état sec à saturé.

Saturation (%)	20	60	100
Type de roche	Réduction du R_c		
Quartzite	20%	30%	53%
Grès	12 à 20%	18 à 37%	30 à 53%
Calcaire	40%	40%	43%
Craie	52%	52%	62%

Tableau 1-5 Diminution de R_c (résistance à la compression) en fonction du pourcentage saturation pour différents type de roches (Watelet, 2010)

Irfan et Dearman (Irfan et Dearman, 1978) ont quant à eux évalué l'effet des dégradations sur la résistance à la compression de différentes éprouvettes de granite. Les résultats sont résumés dans le Tableau 1-6.

Degré de dégradation	Résistance à compression uniaxial (MPa)
Fraiche	>250
Faiblement dégradé	100 - 250
Fortement dégradé	2,5 – 100
Sol	< 2,5

Tableau 1-6 Degré ou état de dégradation et résistance à la compression pour éprouvettes de granite, d'après (Idris, 2007)

L'influence de l'état de saturation n'est pas restreinte à la résistance à la compression, elle est aussi importante sur le module de déformation. Selon des résultats obtenus par (Sorgi et al., 2004) le rapport entre la valeur sèche et saturée du module d'élasticité obtenu sur des éprouvettes de craie peut atteindre 1,6 voire plus, en fonction de la nature de la craie. Cette diminution des paramètres d'élasticité peut s'expliquer par la fermeture des fissures en début de chargement des éprouvettes. Ainsi l'angle de frottement interne mobilisé à l'état sec, est progressivement réduit avec l'augmentation du degré de saturation. Cette diminution due à l'évolution du comportement de la roche se traduit par une diminution de la rigidité avec l'augmentation du degré de saturation.

Dégradation des bétons et mortiers

Les conditions de fabrication influencent directement la résistance et la durabilité des bétons. Les méthodes de fabrication ont constamment évolué depuis leur origine jusqu'à nos jours (Hellebois et al., 2013). Actuellement les conditions de fabrication des bétons sont orientées de telle sorte à obtenir les meilleures performances (Rozière, 2007). La Figure 1-20 montre l'évolution de la résistance à la compression des pâtes de ciment (à 28 jours) (Skempton, 1962).

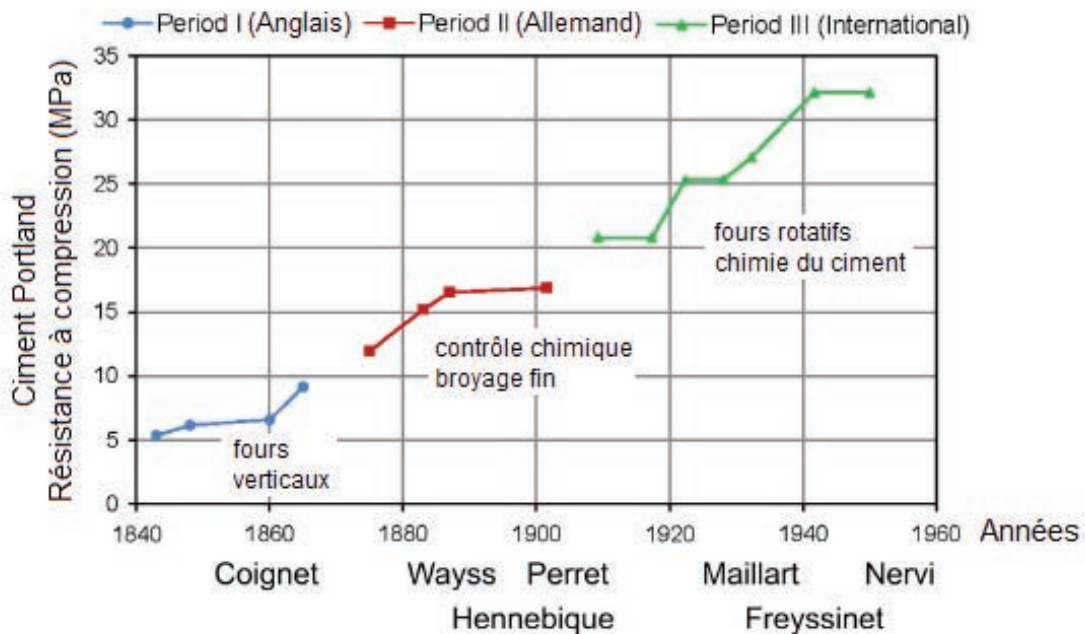


Figure 1-20 Evolution dans le temps de la résistance à compression des pâtes de ciment (Hellebois et al., 2013)

Ces conditions de fabrication vont ensuite conditionner le comportement des mortiers ou bétons face aux sollicitations mécaniques et environnementales.

L'étude du comportement à long terme des matériaux cimentaires n'est pas simple à réaliser car une multiplicité de facteurs entre en jeu. Plusieurs auteurs ont mené des études pour tenter de décrire l'évolution du comportement mécanique des liants hydrauliques lors du vieillissement. On peut citer notamment les travaux réalisés par (Verstrynge et al., 2011), (Stablon et al., 2011), (Domède et al., 2009), (Idris et al., 2008). Il a ainsi été mis en évidence que le vieillissement associé à la carbonatation des mortiers avait un effet favorable sur les propriétés mécaniques, et notamment sur le module d'élasticité et la résistance à compression (Verstrynge et al., 2011), (Domède et al., 2009). Ainsi la Figure 1-21 montre les résultats sur des échantillons soumis à une carbonatation accélérée (B) et naturelle (A).

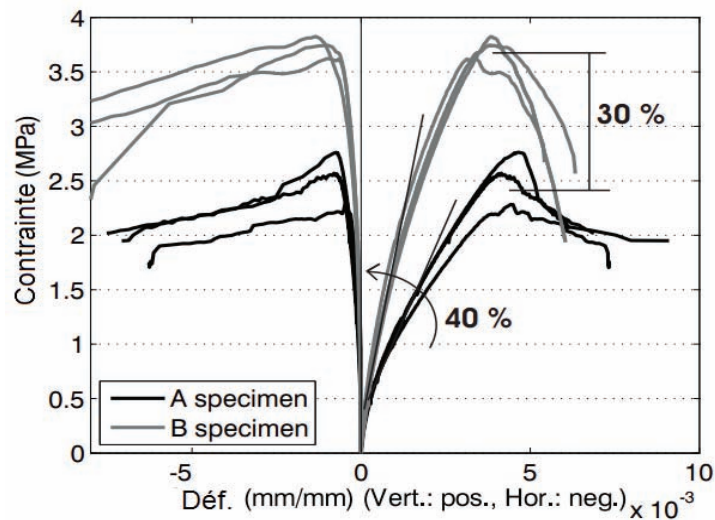


Figure 1-21 Résultats des essais de compression sur des échantillons soumis à une carbonatation accélérée (B) et naturelle (A).

Afin d'étudier l'effet du vieillissement sur le béton, il est nécessaire d'introduire le concept d'endommagement par fissuration interne du matériau. Il est possible de parler d'endommagement à deux échelles, la première ou échelle de la « microstructure du matériau » a lieu quand les deux éléments constitutifs du béton (pâte de ciment et agrégats) sont liés mais leur interaction est la source des microfissurations dues au comportement mécanique différent de chacun des éléments. Ensuite à l'échelle « macro », on peut dire que l'endommagement se produit lorsque les propriétés mécaniques du matériau « béton » sont affectées soit par des actions chimiques, décrites précédemment ou par les sollicitations de service (RILEM, 1994).

Dans cette optique, (Verstrynge et al., 2011) a étudié le comportement des éprouvettes de mortier soumises à différents tests de fissuration accélérée (Accelerated Creep Tests). Les résultats obtenus montrent que la charge de rupture obtenue lors de ce type d'expérience variait entre 82 à 88% de la résistance à la compression (f_c) pour les mortiers testés. Mais, l'auteur fait état d'une difficulté d'interprétation des résultats, ces résultats restent donc à prendre avec précaution.

L'étude particulière de la fissuration à long terme des bétons peut être définie comme un phénomène très lent qui dépend principalement du temps (Sandrone, 2008).

Il existe plusieurs modèles tentant de prédire les déformations à long terme d'un élément en béton comme conséquence de la fissuration (Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005). Ainsi la déformation de fissuration peut être définie comme suit :

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{el} \cdot \varphi = \frac{\sigma}{E_{28}} \cdot \varphi ; \text{Équation 1-1}$$

σ contrainte axiale (MPa)

ε_{cr} déformation de fissuration

ε_{el} déformation élastique

E_{28} module d'élasticité du béton mesuré à 28 jours (MPa)

φ coefficient de fissuration

Une autre approche est l'étude du vieillissement en utilisant des modèles d'endommagement. Le niveau d'endommagement est quantifié par le paramètre D variant de 0 à 1 (D = 0, il n'existe pas d'endommagement ; D = 1, le matériau est ruiné).

Le développement de la fissuration au sein du béton a une influence directe sur la perméabilité du matériau et vient accélérer le transfert entre l'encaissant et le revêtement. L'Equation 1-2 décrit l'évolution de l'endommagement prenant en compte l'effet de la dégradation chimique (Le Bellégo et al., 2003).

$$\sigma = (1 - D) \cdot (1 - V) \cdot E_0 \cdot \varepsilon ; \text{Équation 1-2}$$

Avec

- V : variable d'endommagement, fonction de la concentration des ions calcium dans la solution interstitielle,
- E_0 : module d'élasticité initial du matériau (MPa),

Pour l'étude des paramètres mécaniques de matériaux des ouvrages anciens en maçonnerie, Domède (Domède et al., 2009) a étudié l'utilisation de trois critères différents :

- Von Mises (Élastoplastique avec radoucissement)
- Drucker -Prager (Élastoplastique sans radoucissement)
- Mazars (non-linéaire, élastique)

Le modèle de Von Mises apparaît très adapté pour décrire le comportement du mortier vieilli, ainsi le Tableau 1-7 montre les valeurs des paramètres mécaniques proposées par Domède pour ce matériau vieilli.

Paramètres selon Modèle de Von Mises				
E (GPa)	ν	f_c (MPa)	f_t / f_c	ε_c
7,8	0,23	9,7	0,55	2,5

Tableau 1-7 Caractéristiques pour le mortier vieilli (Domède et al., 2009) (E : module d'élasticité, ν : coefficient de Poisson f_c : résistance en compression, f_t : résistance en traction, ε_c : déformation en compression)

1.2.3 Pathologies des ouvrages souterrains maçonnés

1.2.3.1 Les causes des pathologies

Les tunnels en maçonnerie sont des ouvrages anciens ayant subi des sollicitations importantes et variées depuis leur mise en service. De façon générale, les causes principales à l'origine des pathologies sont (Paradis et Thiaudière, 2006):

- Défaut ou absence d'étanchéité (circulation d'eau) ;

- Défauts de construction (anomalies géométriques, clavage de voûte, vides à l'extrados) ;
- Tassements, glissements des terrains, problèmes liés au terrain encaissant;
- Poussées latérales excessives ou asymétriques ;

D'autre part, l'augmentation des charges d'exploitation, l'augmentation de la fréquence du trafic et des charges à l'essieu et l'interaction avec des ouvrages voisins, peuvent également entraîner des dommages aux structures.

Les défauts d'étanchéité

Ils sont à l'origine de la présence d'eau au contact de l'ouvrage voire au sein de la maçonnerie

Les méthodes de construction

Les tunnels anciens ont été construits en utilisant une combinaison de techniques adaptées à chaque cas particulier. Les méthodes de construction anciennes étaient à l'origine d'une grande décompression des terrains et de diverses anomalies présentées ci-après.

Anomalies géométriques

Dans les tunnels construits par la méthode à section divisée, les anomalies de type géométriques sont récurrentes :

- Discontinuités du profil en travers,
- Epaisseurs variables localement,
- Tassement de la voûte.

Ce type d'anomalie se manifeste notamment dans les zones au niveau de la base des reins jusqu'en naissance et au niveau des raccords entre les murettes initiales de la voûte et la naissance (Paradis et Thiaudière, 2006). Dans la plupart des cas, elles peuvent évoluer et provoquer l'apparition de défauts tels que déjoints, fissuration ou écaillage.

D'autres anomalies récurrentes sont présentes en voûte, soit par sous-dimensionnement des cintres supportant le coffrage, soit du fait d'un décintrement hâtif alors que la maçonnerie n'avait pas encore fini sa prise.

Défaut de clavage de la voûte

La réalisation du clavage de la voûte d'un tunnel en maçonnerie était une étape de construction particulièrement complexe et de nombreuses malfaçons y sont constatées lors de son exécution. On retrouve notamment des sous-épaisseurs, l'abandon des bois de blindage ou des vides provoqués par le surcreusement inhérent aux techniques de soutènement (boisage). Avec le temps, les efforts sur la clé de voûte peuvent augmenter et dépasser la résistance des éléments constitutifs de la structure, ce qui se traduit généralement par des écailles bien localisées dans l'axe du tunnel. Ce type de défaut apparaît également au niveau du raccord entre la voûte et piédroits dans le cas d'une construction par section divisée, avec les mêmes conséquences.

Abandon et pourrissement des bois de blindage

Que ce soit en voûte ou en piédroit, pour conserver la géométrie adoptée et éviter la décompression des terrains, la construction de la maçonnerie se faisait à l'aide de bois de blindage (Figure 1-22). La présence de ces planches de bois abandonnées dans la zone de contact avec le terrain encaissant, et affectées par le pourrissement, peut entraîner la formation de vides à l'extrados ou un tassement différentiel de la voûte.

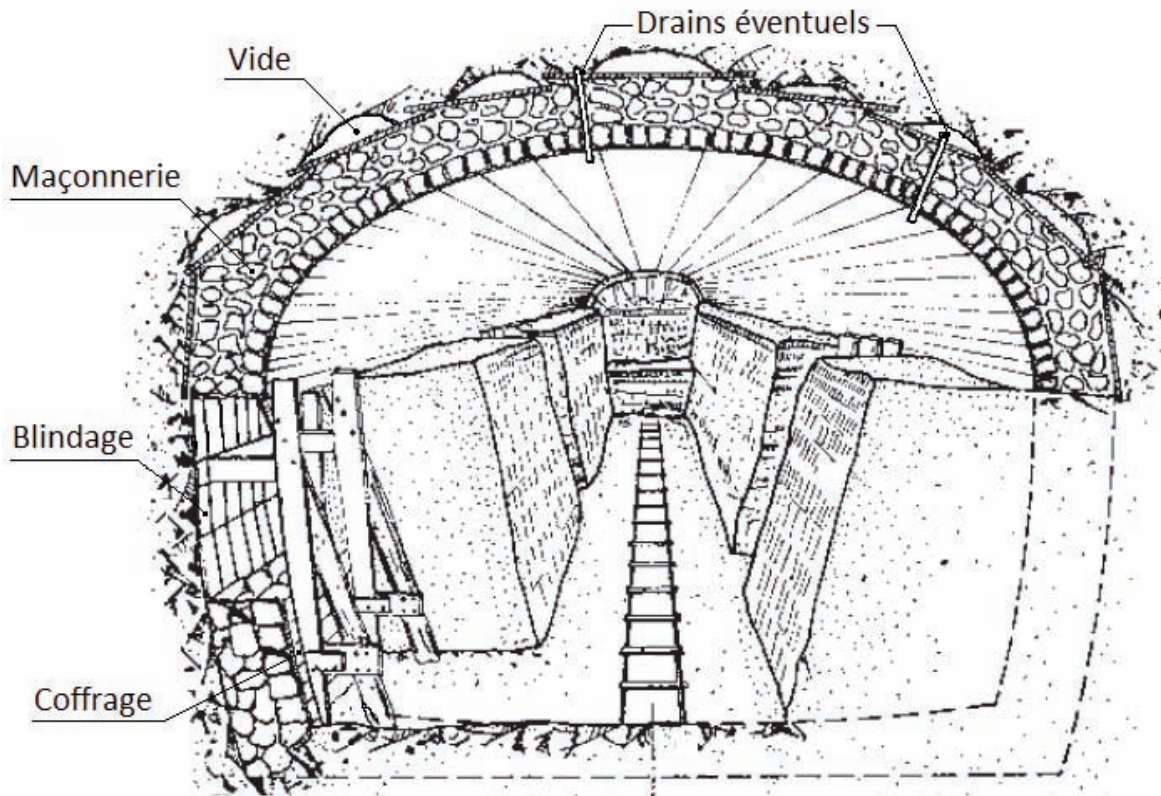


Figure 1-22 Schéma de reprise-en sous-œuvre en piédroit (RATP.I2P, 2008).

Evolution du terrain encaissant

Dans le cas du terrain encaissant les causes d'évolution sont liées à l'action de l'eau et la consolidation pouvant entraîner une diminution des caractéristiques mécaniques de l'encaissant, la dissolution de certains sols (gypses), etc. La structure même du terrain peut être un facteur important d'évolution (Bouvard-Lecoanet et al., 1993), on peut citer l'exemple de la décompression, la présence des vides autour de l'ouvrage (hors profils, cavités karstiques, carrières) très récurrentes dans le cas des ouvrages souterrains en région parisienne.

Les actions extérieures exécutées dans les abords immédiats de l'ouvrage sont également susceptibles de modifier l'état des contraintes et/ou les régimes hydrologiques de l'encaissant.

Ainsi les causes d'évolution du revêtement et du terrain entraînant un risque d'apparition de pathologies sont très nombreuses. Elles peuvent être liées à la conception de l'ouvrage ou à son exploitation, et sont souvent accentuées par l'action de l'eau qui joue un rôle prépondérant.

1.2.3.2 Désordres des tunnels en maçonnerie

Les désordres les plus souvent rencontrés dans les ouvrages maçonnés sont les suivantes :

Infiltrations d'eau

Les principales pathologies sont liées à la circulation d'eau dans la zone entourant l'ouvrage. La présence d'eau facilite l'érosion des liants ainsi que l'évolution des terrains encaissants. Les tunnels anciens sont particulièrement sensibles à ce phénomène, du fait qu'ils ne comportent pas de système d'étanchéité ou que les dispositifs de drainage prévus à l'origine ont été rendus inopérants par vieillissement.

Les infiltrations peuvent se présenter dans différentes configurations suivant leur origine:

- **Infiltration interne** : provenant d'un dysfonctionnement d'un système du réseau (exemple : PEP hors d'usage, fuite sur plomberie...).
- **Infiltration externe** : naturelle (nappe phréatique par exemple) ou provenant d'un système appartenant à des tiers (fuite sur canalisation par exemple).

Lorsque les systèmes d'évacuation des eaux perdent en efficacité, la dégradation des matériaux du revêtement se voit accélérée. Les infiltrations peuvent se présenter dans différentes configurations. Parmi les plus récurrentes, on trouve les venues d'eau, consistant en l'arrivée d'eau à travers un défaut du revêtement (fissure ou trou) ou un dispositif de construction (joint, barbacane). Ce phénomène entraîne souvent une dégradation du revêtement et/ou du terrain encaissant.

Fissures

On constate que la plupart des pathologies dans les ouvrages souterrains maçonnés entraînent l'apparition de fissures, l'importance et leur typologie varie en fonction de leur origine et de leur position dans l'ouvrage. Il est rare qu'une construction ne comporte aucune fissure. Il s'agit en effet d'un défaut classique et fréquent dont la gravité dépend du type de désordre et de l'importance des risques encourus. Les fissures les plus graves sont dues à une instabilité de la structure (désordres et déformations dans les éléments porteurs de la structure : murs, poutres et planchers) ou à une instabilité de terrain.

Il existe différents types de fissuration. L'AFTES (AFTES.GT14, 2005) propose une classification selon leur position et leur envergure :

- le faïençage : réseau en maille d'ouvertures superficielles de très faible largeur, le plus souvent inférieures à 0,2mm. Il ne concerne que la couche superficielle de l'enduit ;
- les microfissures : ouvertures linéaires ou en maille dont la largeur est inférieure à 0,2 mm. Elles concernent généralement toute l'épaisseur de l'enduit ;
- les fissures : ouvertures linéaires à la trace plus ou moins régulière, dont la largeur est comprise entre 0,2 et 2 mm. Les fissures intéressent toute l'épaisseur des éléments de béton ou des maçonneries sur lesquelles ces enduits sont appliqués ;
- les lézardes ou crevasses : fissures qui concernent toute l'épaisseur de la maçonnerie et dont l'ouverture dépasse 2 mm ;

Le Tableau 1-8 présente un inventaire des fissures selon leur position dans l'ouvrage, et leur importance.

FISSURATION LONGITUDINALE DES VOUTES EN MAÇONNERIE	
Description - Aspect visuel	Origine - Cause possible
Deux fissures longitudinales parallèles à l'axe de la voûte et encadrant la clé; écrasements aux reins qui se traduisent par l'éclatement de l'enduit ou du revêtement. Éventuellement deux fissures parallèles à la jonction piédroit/radier.	Perte de butée en piédroit dont l'origine peut avoir plusieurs causes : décompression du terrain encaissant, pourrissement des boisages abandonnés à la construction, circulation d'eau.
FISSURES EN ECHELONS-CHEVRONS	
Dessins en Y ou en réseau parallèle accompagnés souvent de rejet ou désaffleurement	Basculement de têtes - Fluage lent des parements maçonnés - Perte de butée ou de portance des piédroits - Mouvements de terrain.
FISSURES EN PIEDROIT	
Ventre en piédroit maçonné - ouverture des joints sur le piédroit - invisible dans un revêtement en béton	Contraintes verticales fortes
FISSURES LONGITUDINALES – TOUT AUTOUR DE L'OUVRAGE	
Maçonnerie : elles suivent généralement les joints de mortier (ouverture des joints d'assise). Béton coffré : les ouvertures sont généralement plus grandes que celles dues au retrait normal.	Fissure d'origine pathologique liée à une évolution du revêtement, avec ou sans influence du terrain.
FISSURES TRANSVERSALES	
Leur plan moyen est perpendiculaire à l'axe du tunnel - Elles peuvent affecter tout ou partie du profil. En maçonnerie, elles suivent généralement les joints de mortier, ou les reprises entre anneaux. En béton coffré, les ouvertures sont généralement plus grandes que celles dues au retrait normal	Tassement différentiel Maçonnerie : défaut assez courant des harpes de liaison - déformation ou changement d'épaisseur du revêtement. Béton coffré : cisaillement du revêtement (en béton, ne pas confondre avec une fissure de retrait)
FISSURES BIAISES OBLIQUES	
Appelées aussi fissures biaises, leur plan moyen est oblique par rapport à l'axe du tunnel. Il y a rarement une seule fissure, mais souvent plusieurs se relayant. En maçonnerie : elles suivent généralement les joints de mortier ce qui leur confère un tracé en "marches d'escalier".	Fissure d'origine pathologique, souvent liée à une action du terrain – Tassement différentiel - Déformation de la voûte en torsion ou cisaillement oblique par rapport à l'axe. (En béton, ne pas confondre avec une fissure de retrait).
FISSURES EN SIFFLET CASQUETTE	
Délimitent des panneaux entiers de revêtement. Elles peuvent s'étendre de la base du piédroit jusqu'en calotte.	
FISSURES EN LUNULE	
Dans les tunnels en béton uniquement. Fissure régulière et courbe, généralement située en calotte ou en rein à l'extrémité d'un anneau.	Ayant son origine et son extrémité sur le même joint transversal de bétonnage.
FISSURES DE NICHES	
Fissuration verticale parallèle au parement à la jonction des niches et du revêtement des tunnels.	
FISSURES DE RETRAIT	
Fissures fines dont la longueur augmente avec le temps (visibles à partir de 0,1mm) elles ne montrent aucun désaffleurement des lèvres. Ce type de fissures peut favoriser des venues d'eau.	

Tableau 1-8 Formes d'apparition des fissures dans les tunnels revêtus (AFTEs.GT14, 2005)

La plupart du temps les fissures dans la maçonnerie n'ont pas de conséquences dramatiques, mais il vaut mieux les éviter.

Déformations du revêtement

Les revêtements en maçonnerie ont montré depuis longtemps leur capacité à s'adapter aux variations des sollicitations (CETu, 2004). Grâce aux joints en mortier elles sont dotées d'une souplesse qui leur permet de redistribuer des efforts et de se déformer de manière importante. Ce phénomène entraîne un fractionnement du revêtement en panneaux articulés autour de rotules. Les principaux types de déformations susceptibles d'affecter les tunnels revêtus sont :

- Affaissement de piédroit : Ce type de déformation entraîne une fissuration longitudinale du piédroit, encadrée par des fissures obliques ou transversales, conséquence d'une déformation lente du piédroit. Si ce type de phénomène n'est pas traité, une déstabilisation de la voûte peut avoir lieu. Parmi les causes pouvant être à l'origine de ce type d'anomalie on trouve la mauvaise qualité du terrain d'assise, un dimensionnement peu adapté ou la présence de carrières.

- Déformation généralisée du profil : Cette désordre réside en une déformation globale du revêtement, entraînant un affaiblissement des capacités portantes de la structure, une réduction des gabarits voire la rupture du revêtement. Ce désordre est principalement lié à la qualité ou à l'évolution du terrain encaissant (fluage ou gonflement du terrain encaissant - glissement de terrain) et peut entraîner dans certains cas l'abandon de l'ouvrage.

- Aplatissement – Méplat - Pincement : L'aplatissement consiste en l'augmentation du rayon de courbure de la partie supérieure de la voûte. Le méplat est une déformation qui n'affecte qu'un seul coté de la voûte entre la chaussée et le rein, par une augmentation du rayon de courbure. Dans les profils en travers en forme d'ogive, l'intrados apparaît presque rectiligne. Une troisième possibilité consiste en la déformation en ogive de la partie supérieure de la voûte avec rapprochement des reins et remontée de la clé, plus connue sous le nom de « pincement ». Ce type de déformation a pour conséquence l'accentuation des chutes de pierres ou l'écaillage de moellons, et dans les cas les plus critiques, peut provoquer une rupture du revêtement. La Figure 1-23 montre les profils théoriques et déformés pour ce type de phénomène.

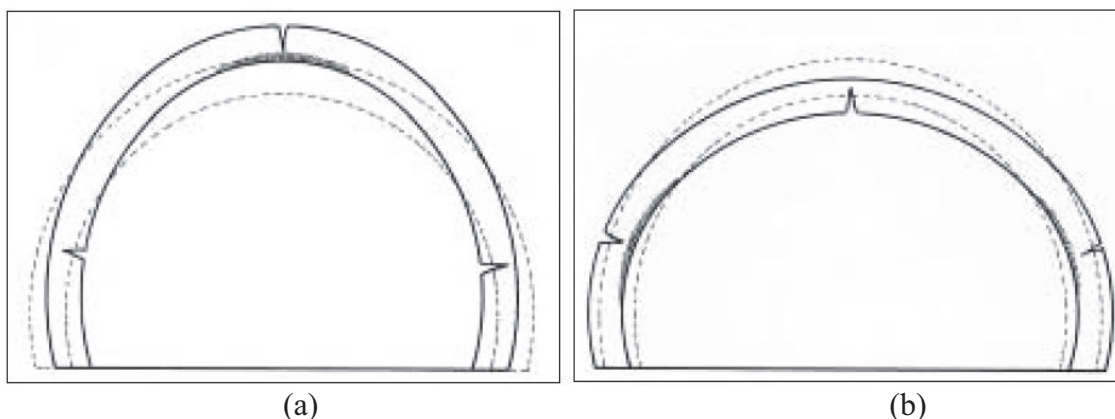


Figure 1-23 Pincement (a) et aplatissement de la voûte (b) (en trait plein la voûte déformée, en pointillé le profil théorique (CETu, 2004).

- Ventre / bombement : Bombement localisé du parement, plutôt caractéristique des piédroits, il peut parfois apparaître plus haut dans le profil en travers. A son origine, on peut trouver des défauts de construction liés essentiellement à la reprise en sous œuvre ou ultérieurement dus à

l'affaissement de la maçonnerie par altération des mortiers, poussée du terrain ou du blocage.

- Déformations du radier : Cette pathologie peut se présenter de deux façons récurrentes. La première consiste en un soulèvement localisé du radier, accompagné d'une fissuration longitudinale et parfois transversale. Ceci peut provoquer la dislocation du radier et à terme l'effondrement de la galerie par perte de l'effet buton entre les piédroits (Figure 1-24). La deuxième correspond à l'affaissement du radier, entraînant la fissuration des piédroits à la jonction radier / piédroit.

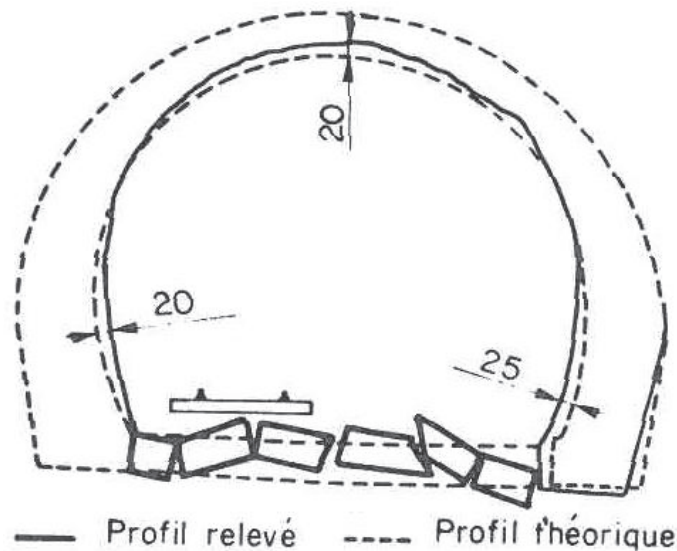


Figure 1-24 Schéma de rupture du radier avec rapprochement des piédroits (Bouvard-Lecoanet et al., 1993)

Désordres spécifiques des enduits

Dans certains cas, les enduits de finition manifestent un défaut d'adhérence au support, ce phénomène entraîne l'apparition des fissures de faïençage ; le développement du désordre peut être à l'origine d'une chute d'enduit en laissant apparaître la structure de revêtement.

Ces points doivent être considérés au moment de l'analyse de l'état d'un tunnel, car ce sont des zones sensibles qui en combinaison avec des autres facteurs peuvent entraîner des imperfections pouvant à terme affecter la stabilité ponctuelle de l'ouvrage (Richards, 1998). Ce qui remet en cause l'exploitation et la sécurité de l'ouvrage.

L'ensemble de ces pathologies ou altérations peut affecter l'état des ouvrages en service et remettre en cause la sécurité de l'exploitation. Le retour d'expérience des gestionnaires d'ouvrages souterrains permet de mettre en évidence les causes et l'origine de nombreuses pathologies. Mais plusieurs causes peuvent agir de manière simultanée et identifier la bonne cause ou la gravité d'une pathologie reste parfois encore délicat. Or un bon diagnostic doit pouvoir apporter des réponses quant à la nature et à la gravité des pathologies affectant un ouvrage. C'est pourquoi, le développement de méthodes de diagnostic objectives et efficaces est nécessaire en vue d'optimiser la maintenance des ouvrages et de limiter l'utilisation de méthodes d'investigation invasives qui en raison des contraintes d'exploitation de ce type d'ouvrage, sont souvent contraignantes à implanter et coûteuses.

1.3 Maintenance et diagnostic des ouvrages souterrains

1.3.1 Maintenance

Les ouvrages souterrains constituent un patrimoine qu'il faut pérenniser en assurant une bonne conservation de la structure et en les maintenant dans de bonnes conditions de sécurité et de confort (U.S.Department of transportation, 2004). Comme le montre la Figure 1-25, dans des conditions normales d'utilisation et excepté les défauts de construction ou autres événements particuliers, la détérioration d'un tunnel se fait progressivement avec le temps (Sandrone, 2008). L'état de détérioration de l'ouvrage peut être contrôlé grâce aux mesures de maintenance préventive qui ne modifient pas la qualité générale de l'ouvrage mais permettent de maintenir l'état de l'ouvrage et de ralentir sa détérioration. Néanmoins, une bonne gestion de la maintenance aide à maîtriser et anticiper l'apparition des désordres liés au vieillissement des tunnels et peut donc prolonger de manière significative la vie en service d'un tunnel et en même temps réduire les besoins d'intervention (Yuan et al., 2013).

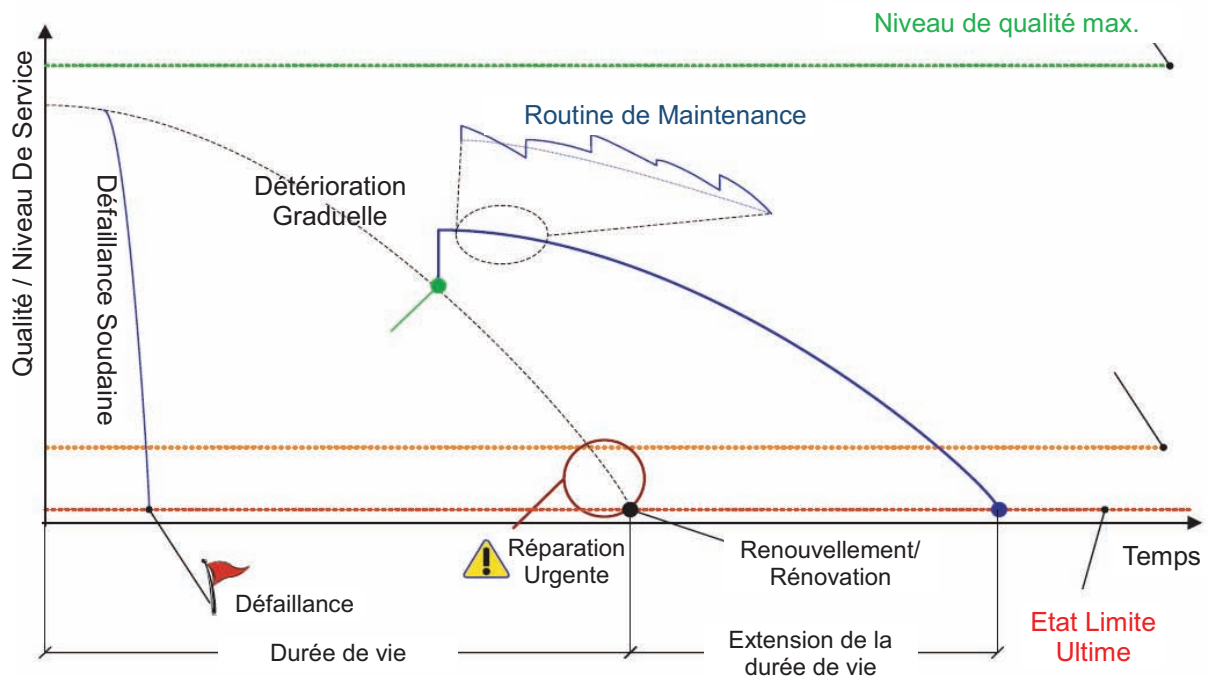


Figure 1-25 Evolution de l'état de service d'un tunnel et influence de la maintenance. (Sandrone, 2008)

Par ailleurs, le coût de construction d'un ouvrage neuf est nettement plus important que le coût de la maintenance. A titre d'exemple, le coût de construction d'un tunnel de 5m de diamètre est estimé à environ 5 millions €/km en considérant plusieurs facteurs (emplacement, profondeur, géologie, etc.) (Richards, 1998), alors que le coût de la maintenance des tunnels routiers en Autriche est estimé à 13 k€/km/an (COST.345, 2009).

Il faut aussi considérer les coûts d'arrêt d'exploitation et les problèmes logistiques liés à la fermeture d'un tunnel lorsque l'on s'intéresse à l'équation économique globale d'un tel ouvrage. A titre d'exemple, la Deutsche Bahn AG a présenté en 1996 une estimation des coûts de rénovation d'un tunnel selon le type d'intervention à effectuer (Richards, 1998) :

-Coût d'un remplacement du tunnel : USD 24 millions/km

-Coût d'une réfection partielle du tunnel: USD 12 à 19 millions/km

-Coût d'une réfection complète du tunnel : USD 50 millions/km sous conditions difficiles.

Dans le même esprit, mais en se focalisant sur les tunnels routiers, le COST (Coopération européenne dans le domaine de la recherche scientifique) fait état que les coûts du remplacement par mètre de tunnel varient énormément entre les différents pays de la zone Euro. Ainsi au Danemark, il peut atteindre 156K€ pour 8,7K€ en Autriche (COST.345, 2009).

Pays	Coût du remplacement		Coût annuel des opérations de maintenance et réparation des tunnels	
	Total (billion €)	Par mètre (k€)	Million €	% du coût de remplacement
Autriche	2,5	8,7	5,5	0,2
République Tchèque	0,088	10,6	0,64	0,73
Danemark	0,4	156,2	2	0,2 - 1,0
Slovénie	0,166	11,8	-	
Espagne*	1,065	8,8	13,1	1,2
Suède	1,5	96,8	6	0,4
UK	3,6	65,6	28,3	0,8

**Routes nationales seulement*

Tableau 1-9 Coûts d'opération de maintenance e de remplacement des tunnels routiers (COST.345, 2009)

On remarque donc que si l'on prend en compte le coût des réparations et les coûts engendrés par les conséquences sur l'exploitation des tunnels (interruption du service), le coût total de la maintenance est moins important que celui nécessaire à la construction d'un nouveau tunnel.

Le schéma de la Figure 1-26 montre une manière classique d'organiser la maintenance d'un tunnel.

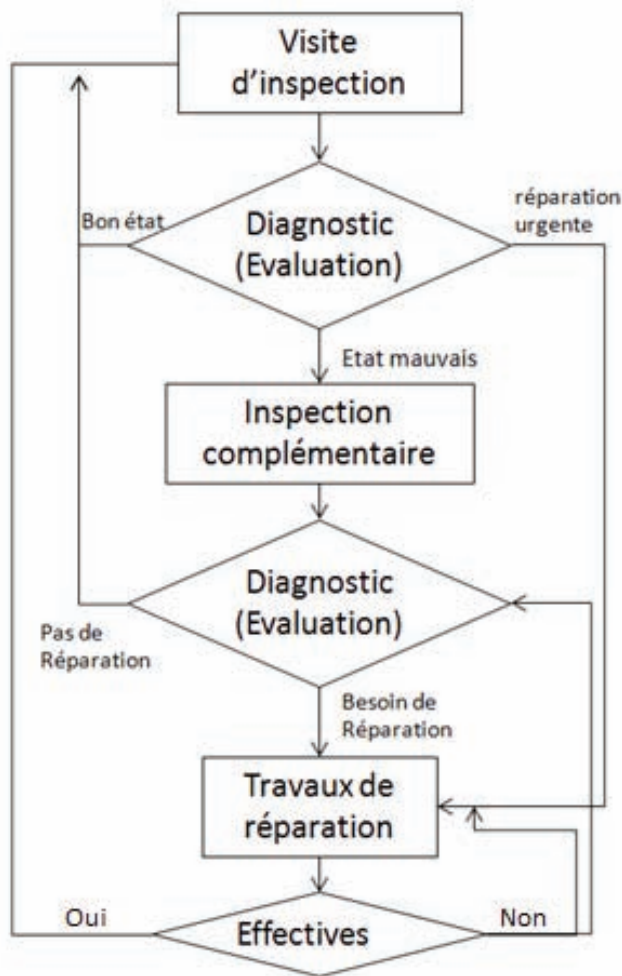


Figure 1-26 Schéma de l'organisation de la maintenance d'un tunnel (Asakura et Kojima, 2003)

Sur la base de la détermination de l'intervalle d'inspection, les philosophies de maintenance peuvent être classées en trois catégories: correctives, préventive et prédictive (DoD, 2008) (Jiang, 2010).

- La maintenance préventive : celle-ci vise à préserver la durée de vie des composants, en évitant des défaillances prématurées, et à minimiser tout impact sur les besoins opérationnels. Cette maintenance est effectuée selon des critères prédéterminés, afin d'éviter l'interruption du service. Elle présente l'avantage de réduire le nombre de défaillances imprévues et d'être facile à planifier : elle peut toutefois conduire à des dépenses élevées si les interventions sont trop fréquentes : elle demande donc à être très optimisée. Pour cela, elle doit être réalisée sur les éléments où un défaut ou une anomalie auront des conséquences très importantes, coûteuses ou inacceptables (U.S.Department of transportation, 2004).
- La maintenance corrective qui intervient après une défaillance totale ou partielle de la structure : elle présente l'avantage d'utiliser un système au maximum de sa durée de vie ; elle a cependant l'inconvénient de ne pas pouvoir être planifiée et donc de parfois conduire à réaliser des interventions dans l'urgence avec des surcoûts importants et, éventuellement, des perturbations dans la gestion de l'exploitation du tunnel. C'est pourquoi, la maintenance corrective est habituellement effectuée lorsque les conséquences des défaillances ou usures ne sont pas significatives.

- La maintenance prédictive est une approche préventive avancée, où l'entretien est reporté jusqu'à ce que cela soit réellement nécessaire. L'objectif de cette démarche est de surveiller le système de manière à ce que les défauts en phase d'apparition (tels que: fissures, infiltrations ou écaillage) soient détectés, identifiés et suivis bien avant qu'ils causent une dégradation des performances ou entraînent la défaillance de l'ouvrage.

Pour la SNCF, la sécurité en tunnel est le résultat d'une combinaison de mesures prises sur l'infrastructure, le matériel roulant, et l'exploitation, en termes de prévention, et d'aménagements spécifiques (Daumarie, 2009). Certains gestionnaires d'ouvrage ont la nécessité de gérer des régénérations systématiques, ce qui oblige à une reconnaissance des ouvrages permettant de connaître l'état du réseau et d'établir ainsi les priorités, le programme et le niveau d'intervention avec d'éventuels délais d'arrêt (interruption du service).

Pour le cas particulier du réseau de la RATP, les méthodes de maintenance sont classiques et variées, allant de la régénération des revêtements à la réhabilitation ou au renouvellement des ouvrages. Mais ces pratiques sont onéreuses. D'où l'intérêt de disposer d'un bon diagnostic de l'état des ouvrages, reposant sur des méthodes précises et fiables (Le Bras et Azria, 1989). Pour le CETu (2004) « les évolutions d'un ouvrage sont prévisibles dans la majorité des cas et à des échelles de temps de quelques années ». Ceci est le résultat à la fois d'une bonne maîtrise des désordres et des pathologies susceptibles d'être rencontrées (expérience empirique) et d'autre part d'un suivi périodique et détaillé d'ouvrages.

En conséquence pour pouvoir prolonger la vie en service des ouvrages souterrains, assurer la sécurité de l'environnement et disposer de toutes les informations relevant de leur état de santé, il a été adopté par les gestionnaires d'ouvrages (SNCF, RATP, etc.) des protocoles permettant d'orienter les politiques de maintenance. De manière générale, une politique de surveillance et de maintenance doit s'appuyer sur deux axes directeurs : la connaissance de l'historique de l'ouvrage et une surveillance systématique. En effet, une défaillance de l'ouvrage est souvent précédée de signes perceptibles d'évolution tels que les écaillages, fissures, déformations ou venues d'eau. C'est pourquoi, pour développer une politique de maintenance optimisée, il est nécessaire de disposer d'outils d'inspection adaptés et de méthodes de diagnostic efficaces.

L'évolution d'un ouvrage à partir de sa mise en service, est conditionnée par différents facteurs tels que l'âge, la qualité des matériaux constitutifs, la méthode de construction et le terrain encaissant, ainsi que les caractéristiques d'usage. L'influence de ces facteurs est relative et particulière à chaque ouvrage. De ce fait, un tunnel ancien en maçonnerie de moellons n'évolue pas de la même façon qu'un tunnel récent en béton coffré comportant une étanchéité totale.

L'intérêt du diagnostic réside dans quatre points (AFTES, 2005) :

- Etablir l'état du patrimoine : le diagnostic permet de connaître l'état de performance du patrimoine et l'estimation des mesures à prévoir à moyen terme dans le but de maintenir cet état au niveau acceptable.

- Entretien et maintenance : pour mieux déterminer et établir les techniques et opérations d'entretien et maintenance, il est nécessaire de connaître l'état des ouvrages d'un réseau. Un diagnostic permet l'établissement des priorités et de programmer les travaux de confortement notamment en fonction des besoins de sécurité et d'exploitation du réseau dans le but de ne pas seulement réparer les désordres, mais aussi d'éliminer les causes qui en sont à leur origine.

- Mesures conservatoires : une anomalie ou l'accélération du processus des dégradations détectées lors d'un diagnostic peut entraîner la nécessité de prendre des mesures conservatoires pour assurer la sécurité et éviter l'aggravation des désordres dans l'attente d'un

projet d'intervention définitif.

- Maintien des performances : l'ouvrage doit accomplir les performances fonctionnelles pour lesquelles il a été créé, ainsi qu'un niveau de sécurité adapté vis-à-vis des usagers.

Le diagnostic doit préciser la cause des désordres et les risques engendrés par rapport au fonctionnement de l'ouvrage, la vitesse d'évolution des désordres, la présence des facteurs contribuant à la poursuite ou à l'évolution des désordres, ainsi qu'une analyse probabiliste des risques de défaillance de l'ouvrage en vue de minimiser les coûts de gestion du tunnel (Yuan et al., 2013). En novembre de 1984, les premières recommandations afférentes aux méthodes de diagnostic des tunnels revêtus étaient publiées par l'AFTES (AFTES, 2005). Du fait d'une très forte évolution des outils d'inspection et des méthodes d'analyse, les différentes techniques proposent une hiérarchisation des investigations, c'est-à-dire, la progression dans les investigations depuis les interventions à caractère élémentaire jusqu'aux opérations les plus complexes et encombrantes.

La finalité du diagnostic est donc de fournir une « évaluation de l'état de l'ouvrage », sur la base des informations recueillies lors des différentes étapes de surveillance.

1.3.2 Diagnostic des ouvrages souterrains

1.3.2.1 Informations nécessaires à l'établissement du diagnostic de tunnel

Pour l'établissement d'un diagnostic, il est nécessaire de collecter un ensemble d'informations fournies soit par le gestionnaire de l'ouvrage, soit à partir des résultats de différents moyens d'auscultation. Ces informations concernent:

- Les données invariables : principalement liées à la construction de l'ouvrage puis aux événements importants survenus en cours d'exploitation.

- L'évolution des structures : tous les éléments qui permettent de mesurer ou visualiser les modifications des caractéristiques du revêtement et surtout de mettre en évidence l'évolution des dégradations.

-L'environnement géologique et géotechnique : évolution des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain encaissant.

- L'hydrogéologie : évolution des débits et cheminements, qualité de l'eau, état des systèmes de drainage et évacuation.

En conséquence, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques de l'ouvrage au moment de sa mise en service, ce qui est très difficile dans le cas des ouvrages les plus anciens. Ensuite, on doit être capable de collecter des informations concernant l'état actuel de la structure du revêtement ainsi que de l'encaissant, sans négliger l'influence que peut avoir la présence d'eau.

Une des particularités des ouvrages souterrains en comparaison à d'autres ouvrages réside dans le fait que la 3^{ème} dimension reste le plus souvent inaccessible directement. Une autre particularité de ce type d'ouvrage est l'intégration intime de l'ouvrage au terrain ; en raison de la méthode de construction et de la forte interaction terrain/structure cette interface d'interaction évolue de manière inconnue (Ramamurty, 2004).

1.3.2.2 Méthodes d'inspection et reconnaissance des tunnels

Afin d'alimenter et de renforcer les études de diagnostic, il est nécessaire d'avoir recours à des méthodes d'inspection qui permettent par la suite d'orienter la politique de maintenance du gestionnaire de l'ouvrage. Nous présentons ci-après les principales méthodes employées.

Auscultations non destructives du revêtement

Relevés visuels : L'auscultation visuelle reste la première des auscultations. Bien que subjective et incomplète, elle est indispensable. L'observateur étant un spécialiste, il sera capable d'émettre des hypothèses quant à l'évolution d'un défaut ou d'une avarie. Ceci est souvent accompagné de l'enregistrement photographique du défaut relevé.

Martelage : Malgré l'empirisme de cette technique, le martelage se montre rapide et économique. Cette technique consiste à sonder le revêtement avec un marteau pour mettre en évidence des défauts non perceptibles à l'œil nu (zones sonnantes creux, vides, défauts de compacité, dureté des joints, etc.) (Asakura et Kojima, 2003). Cette technique reste largement utilisée pour l'inspection de revêtements anciens (Pugi et al., 2006) ; (CETu, 2004).

Mesures de convergence des tunnels : La convergence correspond à la réduction au cours du temps de la distance entre des repères scellés dans la voûte et dans les piédroits du tunnel. Les mesures de convergence consistent à déterminer les variations de distance entre ces repères sur une section d'ouvrage. La mesure de la convergence est l'un des moyens d'auscultation les plus avantageux par sa simplicité et sa vitesse de réalisation (Bouvard-Lecoanet et al., 1993) (CETu, 2004). Elle sert à l'estimation de la stabilité globale du tunnel à partir de l'évaluation des déformations (Yankai et Xiaohau, 2010). Le plus souvent on mesure des convergences relatives car elles ne font pas appel à des points extérieurs de l'ouvrage. Ce type de contrôle est toujours associé à des mesures de température, afin d'effectuer une analyse comparative adaptée.

Géoradar (GPR) : Le radar géologique utilise la réflexion d'ondes électromagnétiques sur les interfaces du sous-sol afin d'obtenir une image des structures auscultées (Richards, 1998). L'étude de la réflectométrie d'ondes électromagnétiques de très haute fréquence permet de repérer les zones d'interface ou discontinuités dans le profil ou milieu ausculté (Davis et al., 2005). Les réflexions d'ondes sur les différentes discontinuités rencontrées constituent des échos sur les radargrammes. Cette méthode permet en particulier de mettre en évidence le niveau de contact entre l'extrados du revêtement et l'encaissant (CETu, 2004) ; elle a été aussi testée pour l'analyse de la fissuration, l'évaluation et le suivi des injections de régénération des revêtements (Liu et al., 2005). Cette méthode sera abordée en détail dans le chapitre 2.

Scanner Visible : Les relevés d'intrados en continu par scanner permettent d'obtenir une image de moyenne à haute qualité de la paroi du tunnel (Haack et al., 1995). Cette technique consiste au balayage du revêtement en utilisant un scanner embarqué sur un véhicule, celui-ci se déplace sur l'axe du tunnel à une vitesse allant de 1,5 à 3 km/h. Certains scanners peuvent faire une acquisition en 360° chaussée comprise. En fonction de la résolution choisie, il est possible d'obtenir des images avec une précision de 3 à 10 mm (AFTES, 2005).

Scanner Thermographique : Le scanner enregistre le rayonnement thermique émis par la paroi du tunnel. La méthode permet sous condition d'un gradient thermique entre la structure et le fluide, la détection de circulations d'eau ou d'air à l'intérieur du revêtement ou

dans l'extrados (Sandrone et Weissler, 2011).

Impédance-mécanique : L'essai d'impédance mécanique consiste à l'application en surface d'un choc sur la structure, et à mesurer la réponse vibratoire. Le concept d'impédance mécanique fut développé dans les années vingt en analogie entre concepts de l'électromécanique et l'électroacoustique au travers de l'étude des techniques vibratoires (Olesen et Randall, 1979). L'essai d'impédance mécanique a été initialement développé pour l'analyse d'intégrité des pieux en béton (Davis, 1974) puis la technique a été élargie pour l'inspection d'autres types d'ouvrages, tels que l'analyse de structures en béton ainsi que pour l'analyse de revêtement des tunnels (Davis, 2003). L'intérêt de la méthode réside dans la possibilité d'obtenir une cartographie rapide des structures auscultées, d'identifier les zones dont les paramètres physico/mécaniques peuvent varier, et dans la détection des vides ou zones de faible compacité. Cette technique sera décrite plus en détail dans le chapitre 2.

Auscultations destructives

On entend par reconnaissances destructives celles qui consistent à percer le revêtement. Bien que plus traumatisantes pour la structure, elles sont indispensables dans de nombreux cas pour étalonner les reconnaissances non destructives.

Sondages et forages : Afin d'étudier le corps du revêtement, il est possible d'utiliser des sondages destructifs courts (moins de 3 mètres). Les sondages carottés à partir de l'intrados nécessitent des matériels spécialement adaptés aux ouvrages souterrains par leurs dimensions ou par leur mode de montage. Ils sont habituellement faits au carottier double de 66 à 86 mm de diamètre. Ces sondages permettent l'examen visuel d'échantillons de terrain et de revêtement et l'utilisation des échantillons en vue d'essais de laboratoire. Les carottes obtenues font l'objet d'analyses dans l'optique d'établir l'état de fracturation du revêtement ainsi que les matériaux la constituant.

Les forages consistent au percement des revêtements mais sans possibilité de prélever d'échantillons. La réalisation de forages permet notamment de réaliser une analyse visuelle à l'intérieur du revêtement au moyen d'un endoscope. Dans le cas des foreuses instrumentées, le matériel embarqué peut permettre d'enregistrer les paramètres liés à la progression de l'outil. Ce type de reconnaissance permet aussi de contrôler l'état de désagrégation des mortiers du au vieillissement des liants hydrauliques et de compléter l'analyse avec des essais d'injection de coulis de ciment.

Mesures de contraintes : Les mesures de contraintes in-situ peuvent se réaliser soit sur le revêtement, soit sur le terrain encaissant. On distingue principalement deux types de méthodes :

- a. Méthode par substitution (Vérin plat) utilisée pour les mesures de surface de l'intrados ou à faible profondeur dans le terrain encaissant si rocher (Faiella et al., 1983). La méthode consiste à la libération des contraintes, provoquée par une saignée effectuée dans la paroi par une scie circulaire diamantée. Des plots ont été préalablement scellés de part et d'autre de la saignée pour mesurer le rapprochement de ses lèvres. Un vérin plat semi-circulaire est introduit dans la saignée et permet de rétablir les contraintes c'est-à-dire de ramener l'écartement des plots à leur écartement initial (CETu, 2004).
- b. Méthode par relâchement local des contraintes en fond de forage dans le rocher : elle permet d'accéder à la mesure de l'état de contrainte à l'intérieur du massif. Le principe repose sur l'observation des déformations induites dans la roche par un relâchement local des contraintes obtenu par carottage (Bouvard-Lecoanet et al., 1993).

De caractère destructif ou non, les reconnaissances permettront de préciser l'origine des désordres et de les matérialiser.

1.3.3 Surveillance et suivi des ouvrages: méthodes utilisées par les différents gestionnaires d'ouvrages.

Pour la plupart des gestionnaires d'ouvrages, il existe deux aspects principaux à considérer dans le diagnostic d'ouvrages. D'une part, il doit permettre d'évaluer l'aptitude de la structure à résister structurellement aux sollicitations des terrains environnants, et d'autre part, son aptitude à permettre une circulation des engins en sûreté (Pugi et al., 2006). La plupart des actions de surveillance des ouvrages sont fondées sur les mêmes principes sans distinction d'usage du tunnel. Ainsi, on peut résumer les pratiques de surveillance par les points suivants :

1. Etablissement du dossier d'ouvrage : Il comporte toutes les informations concernant l'ouvrage depuis sa construction jusqu'à son état actuel (Dossier d'exécution, particularités, rapports de visite, suivi de mesures, etc.). La précision et pertinence concernant ces informations peut s'avérer un élément d'analyse fondamental, précédant les opérations de reconnaissance et diagnostic (AFTES, 2005).
2. Visites sur le site, enquête et observations préalables : Consiste en la visite de l'ouvrage dans le cadre de l'exploitation courante. Les modalités et en particulier les périodicités peuvent varier en fonction du type d'ouvrage ou de réseau, des circulaires ou des consignes propres à l'exploitation de l'ouvrage, des changements dans l'environnement ou de l'ouvrage lui-même (Richards, 1998).
3. Synthèse des données recueillies : A l'issue de l'étape précédente, une synthèse des informations recueillies est réalisée ; celle-ci doit comporter dans la mesure du possible, des informations sur la géologie de l'encaissant, l'hydrogéologie, les avaries visibles sur le revêtement, ainsi qu'une appréciation de la vitesse d'évolution. A partir de ces informations, l'établissement d'un pré-diagnostic est préconisé. Ce diagnostic préliminaire doit apporter des réponses concernant la nature et les causes à l'origine des anomalies (Asakura et Kojima, 2003) (CETu, 2004). Il permet de définir les investigations nécessaires en fonction de la gravité du désordre.
4. Investigations complémentaires : On peut diviser les investigations en deux niveaux différents. Le premier concerne la totalité de l'ouvrage et peut comprendre des sondages, essais de laboratoire sur échantillons (revêtement et terrain), reconnaissances et suivi géométrique. L'interprétation de ces données permet d'orienter un programme de maintenance ainsi que les travaux nécessaires pour la remise en état de l'ouvrage (Bouvard-Lecoanet et al., 1993). Le second concerne les zones critiques et peut comporter des sondages ou mesures complémentaires (convergence, piézométrie, etc.)
5. Diagnostic : Il est basé sur l'ensemble des informations recueillies dans les étapes précédentes ; ainsi il doit préciser la cause des désordres et le risque qui en résulte pour l'exploitation de l'ouvrage, l'évolution des désordres et la vitesse, la présence des facteurs contribuant au développement de l'anomalie ainsi que la proposition des remèdes et la mise en place des mesures de sécurité si nécessaire.

On remarque l'existence de deux niveaux d'intervention, le premier correspond aux visites périodiques de l'ouvrage. Dans la plupart des cas, ce type d'inspection est réalisé avec une périodicité inférieure à deux ans (Asakura et Kojima, 2003), cependant une visite plus détaillée est effectuée tous les 5, 10 ou 20 ans. La fréquence des inspections est déterminée en fonction du type d'ouvrage, des besoins particuliers du service, de l'environnement et de l'état de l'installation (Richards, 1998).

Lors d'une visite d'inspection de ce type, la totalité de l'ouvrage est visitée, ceci consiste à une inspection visuelle du revêtement et au relevé de différentes anomalies ou défauts visibles. Les principales anomalies observées sont :

- L'apparition des fissures,
- Propagation de fissures anciennes,
- Déformations,
- Chute des blocs,
- Soulèvement ou affaissement des radiers,
- Arrivées d'eau ou fuites,
- Défauts d'étanchéité, mettant en évidence les défauts de chapes ou des revêtements de protection.

A l'issue de cette visite, un rapport d'inspection précise les conditions de la partie de l'ouvrage évalué (support photographique), le classement des défauts en fonction de leur risque potentiel, les mesures à prendre avec les degrés d'urgence correspondants.

On remarque que la fiabilité du diagnostic repose sur l'expertise des agents chargés de la surveillance.

Ensuite une seconde inspection ou investigation complémentaire de l'ouvrage peut avoir lieu, si le jugement à l'issue de l'étape précédente l'estime nécessaire. L'intérêt de ce type d'investigation est d'apporter plus de certitude sur la gravité des défauts et le caractère d'urgence de mesures conservatoires à entreprendre, grâce à l'utilisation des informations complémentaires plus précises (carottages qui permettent la récupération des échantillons pour des essais de laboratoire). Cependant ces investigations sont complexes et demandent de mobiliser des moyens lourds et perturbants ce qui oblige à les effectuer en dehors des horaires de service.

A l'issue du diagnostic, les gestionnaires mettent en place une notation de leurs ouvrages en vue de les évaluer et de les comparer. Le Tableau 1-10 présente une synthèse de plusieurs méthodes utilisées par différents gestionnaires (Sandrone, 2008).

Pays	Type de réseau	Méthode d'évaluation/ Notation
France	Routier	Deux types d'évaluation <ol style="list-style-type: none"> 1. Basée sur les conditions du tunnel 2. Basée sur la vitesse d'évolution des zones endommagées Indice de qualité ouvrage d'art = IQOA Le tunnel est noté à deux niveaux : <ol style="list-style-type: none"> 1. Etat de la structure 2. Présence d'eau, Les deux niveaux évoluent de la classe 1 (bon état) jusqu'à la classe 3U, indiquant le besoin de réparation urgent, et le code S en cas de problèmes de mise en sécurité.

	Ferroviaire	<p>Deux échelles de notation</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. La notation du désordre ou avarie 2. La notation d'une zone d'une longueur de 10 m définie comme suit : 0 à 20 Bon état (plusieurs avaries mineures) 20 à 40 Moyen (1 avarie majeure étendue) 40 à 60 Médiocre (1 avarie majeure étendue + des avaries mineures) 60 à 80 Dégradé (2 avaries majeures étendues) 80 à 100 Très dégradé (2 avaries majeures étendues + des avaries mineures)
	Métro	<p>Deux niveaux d'évaluation</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Gravité du désordre 2. Etat global de l'ouvrage. <p>La première évaluation est divisée en sept notes de 1 indiquant un désordre peu important à 7 pour les désordres les plus graves.</p> <p>La deuxième indique l'état global par compilation des désordres présents dans un ouvrage prédéfini, dans une échelle de 1 à 6 suivant la même logique précédente.</p>
Italie	Routier/ Ferroviaire	<p>Echelle allant de 1 à 5 (= bon à mauvais état) Permet de définir les priorités d'intervention au niveau structurel</p>
	Routier	<p>Trois indices d'incidence du défaut : bas, moyen et haut Inspection périodique en utilisant une approche basée sur l'étude des risques structurels et géologiques</p>
Japon	Routier	<p>Deux niveaux de notation :</p> <p>Le premier est composé de quatre notes basées sur des indices de détérioration Le deuxième est basé sur la taille de la zone endommagée</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Grande 2. Moyenne 3. Réduite 4. Très réduite
EUA	Routier/ Ferroviaire	<p>Classement allant de 0 à 9 (de mauvais état à bon état) pour chaque partie de la structure.</p> <p>Une fois le défaut mis en évidence, il est classé selon sa gravité comme : mineur, modéré, sévère.</p> <p>Ensuite une classification en fonction de l'urgence de l'intervention et de la maintenance est proposée :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Critique 2. Prioritaire 3. Routine
Suisse	Routier	<p>Matrice d'évaluation pour chaque pathologie</p> <p>Cinq classes d'état pour les revêtements en béton :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Bonnes conditions 2. Conditions acceptables 3. Conditions de défaillance 4. Mauvaises conditions 5. Conditions alarmantes <p>Deux niveaux d'analyse : Etat limite de service (ELS) et Etat limite Ultime (ELU)</p>

	Ferroviaire	Classification basée sur les conditions générales de chaque partie du revêtement : <ol style="list-style-type: none"> 1. Pas de problème 2. Problèmes structural/opérationnel léger 3. Problèmes structural/opérationnel important 4. Problèmes sérieux et danger potentiel Chaque partie reçoit une note, ensuite une valeur moyenne pondérée sera attribuée à l'ensemble
--	-------------	--

Tableau 1-10 Méthodes d'évaluation de la condition d'un tunnel pour différents pays (Sandrone, 2008) (RATP.M2E, 2009)

Ces différentes méthodes de notation, permettent d'obtenir une évaluation de l'état de l'ouvrage, l'importance des défauts et les priorités d'intervention. Elles sont le résultat d'années d'expérience dans la gestion d'ouvrages souterrains, cependant elles restent pour la majorité d'entre elles empiriques et manquent d'informations permettant de quantifier l'état mécanique de l'ouvrage. Par la suite, on aborde plus en détail l'ensemble des procédures de surveillance et de diagnostic menés au sein de la RATP et appliquées au métro parisien.

1.3.4 Méthodologie de gestion patrimoniale de la RATP

En ce qui concerne la surveillance des ouvrages enterrés du réseau RATP, les méthodes de diagnostic s'appuient sur des actions à la fois continues et périodiques. La surveillance et l'entretien des ouvrages sont des missions du département de la Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces (M2E). Au sein de ce département, une entité Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage (CPMO) est chargée d'assurer la surveillance du patrimoine, à savoir, les inspections détaillées, les visites, la définition du programme d'entretien des ouvrages et les mesures conservatoires urgentes. La surveillance continue repose sur le signalement d'anomalies constatées par les agents, voire par les usagers, utilisant les installations (Le Bras et al. 1989). Le suivi des ouvrages s'appuie d'une part sur les visites annuelles et d'autre part sur les inspections détaillées programmées (IDP) de périodicité quinquennale. La Figure 1-27 schématise l'organisation de la surveillance et des interventions utilisée par la RATP. Les visites annuelles donnent lieu à l'établissement de levés à l'échelle représentant l'intrados ou le parement de l'ouvrage et où sont portées les anomalies visibles. Les informations relevées ainsi que les anomalies constatées sont consignées dans le carnet d'ouvrage.

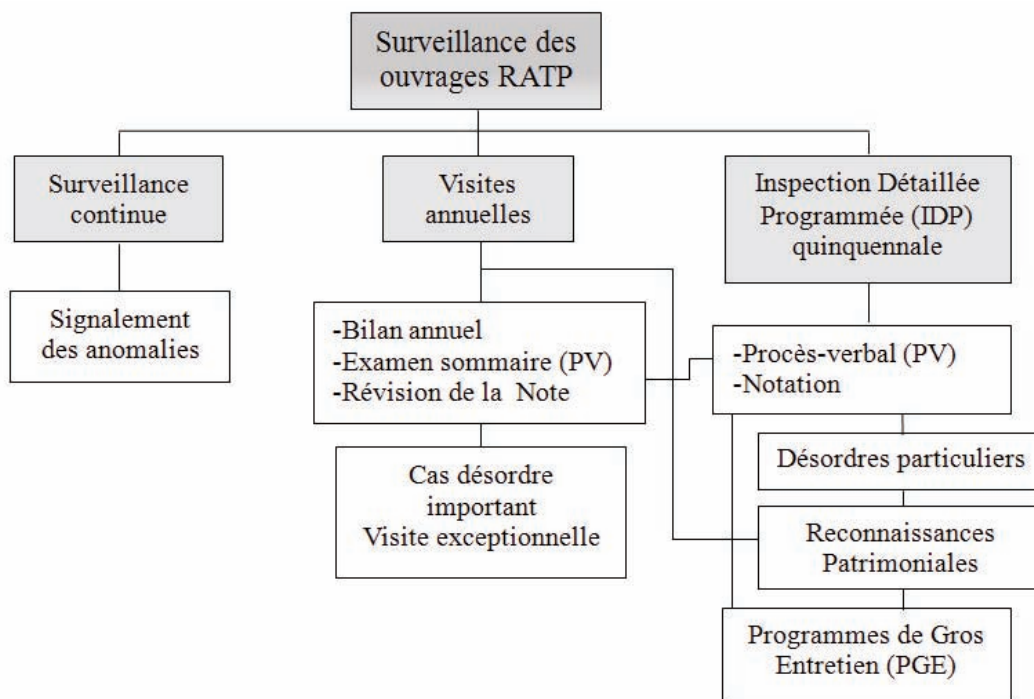


Figure 1-27 Schéma de la surveillance des ouvrages au sein de la RATP.

1.3.4.1 Le contrôle annuel

Le contrôle annuel a pour objectif de garder en mémoire les événements (infiltrations, déformations, incendies, etc....) affectant les ouvrages afin de mettre en évidence leur répétitivité et leur influence. Il permet ainsi de déceler l'évolution significative des désordres préalablement relevés et de mettre en évidence de nouveaux désordres. Il est alimenté par l'ensemble des signalements de l'année issus de la surveillance continue et des travaux d'entretien courant en résultant. Il comprend le bilan annuel des événements, établi à partir du relevé permanent des événements ainsi qu'à partir de la liste des travaux d'entretien réalisés et des suites à donner aux événements. De plus, un examen sommaire éventuel basé sur la visite des ouvrages est réalisé par le Visiteur d'Ouvrage, lequel est validé par le responsable du groupe Visites et Inspections. Le contrôle annuel permet d'assurer les visites de tous les souterrains les moins parcourus ainsi que les ouvrages où des « points à observer » ont été signalés dans les derniers rapports d'Inspection Détaillée.

Les levées de visites mentionnent :

- la présence de fissures, cassures avec indication des ouvertures, rejet, arrachement des matériaux,
- les manifestations de présence d'eau : humidité, suintements, égouttements, infiltrations venues et les phénomènes associés tels que concrétions ou dépôts... ;
- l'état des enduits ou revêtements (carrelages) : décollements, gonflements, décomposition, faïençage;
- l'état du parement et des joints pour les ouvrages non revêtus.

« Le visiteur d'ouvrage cherche, pendant les visites périodiques, à ne relever que les désordres significatifs : ceux qui sont susceptibles à court ou long terme de porter préjudice à la sécurité des clients ou à la stabilité des ouvrages. Il fait le tri des désordres à relever, afin de ne pas noyer les informations utiles dans des détails sans importance» (RATP, 2008). Ce concept reste flou du fait que le critère de triage peut différer pour chaque expertise. La

fréquence des visites peut être modifiée par le responsable des visites et des inspections en fonction des remises à jour du classement des ouvrages suite à des données nouvelles (travaux et réparations effectués récemment, événements extérieurs modifiant l'environnement de l'ouvrage ou pouvant entraîner des dégradations, etc.).

Les paramètres à prendre en compte dans le choix de la périodicité des visites d'un ouvrage sont notamment : son état, la nature de ses matériaux constitutifs, son historique, la géologie et l'hydrogéologie du terrain encaissant, le mode de construction, son emplacement, les désordres relevés lors des surveillances, etc. Par exemple dans le cas des ouvrages d'accès et des locaux d'exploitation, du fait de leur fonction d'accueil, ils sont soumis à une surveillance continue, plus importante que les autres. Les anomalies et désordres sont plus rapidement signalés, et les visites peuvent avoir une périodicité plus importante du fait de leur « surveillance continue » (comparativement aux autres ouvrages), voire seulement une « Inspection Détaillée Programmée » (IDP) pour les ouvrages dont l'état général est jugé satisfaisant.

Dans tous les cas, l'expert ou le responsable de l'entité doit être préalablement consulté pour valider ces modifications éventuelles. Le visiteur d'ouvrage peut ainsi, à l'issue d'une visite, proposer au responsable des Visites et Inspections une nouvelle périodicité. Les visites doivent être programmées de façon à se situer autant que possible dans les périodes de l'année où les conditions climatiques sont les plus défavorables pour le fonctionnement de l'ouvrage (premiers grands froids, fortes chaleurs, crues,...).

Pour les ouvrages neufs, ou ayant fait l'objet d'une opération de gros entretien, il y a lieu d'assurer une visite dans la première année qui suit la mise en service.

Utilisation des contrôles annuels :

Les constats de contrôle annuel sont conservés dans le dossier d'Ouvrage Art. Ils comportent le bilan annuel des événements ainsi que le procès-verbal des examens effectués. Ils sont exploités lors des actions de surveillance telles que les IDP ou les visites exceptionnelles. Dans le cas où le contrôle annuel fait apparaître un désordre particulièrement important, une visite exceptionnelle est programmée et réalisée avec les moyens appropriés. Les mesures de sécurité sont ensuite demandées si nécessaire, par le responsable du groupe Visites et Inspections.

La notation des ouvrages est éventuellement révisée à l'issue d'un contrôle annuel. La note, révisée par le Visiteur d'Ouvrage, est validée par le responsable du groupe Visites et Inspections.

1.3.4.2 Inspections Détaillées Programmées (IDP)

L'Inspection Détaillée Programmée (IDP) est une étape fondamentale dans la surveillance organisée des ouvrages d'art. Elle permet d'établir un constat exhaustif sur un ouvrage à un moment donné et constitue en quelque sorte un « bilan de santé ». Le protocole de la RATP établit que tous les ouvrages doivent être soumis à une inspection détaillée, au moins une fois tous les cinq ans.

L'inspection détaillée comporte l'examen minutieux de toutes les parties de l'ouvrage. Ainsi, en plus de l'examen visuel, des contrôles spécifiques et des mesures (écartement de fissures, échantillons d'eau, de dépôts, pose de témoins ou repères,...) peuvent être effectués pour fournir des renseignements complémentaires. Une attention particulière est accordée aux ouvrages qui sont situés dans des zones où l'environnement est défavorable, (notamment en termes de conditions géologiques ou hydrogéologiques), ainsi qu'aux ouvrages dont le mode

de construction a induit, par vieillissement ou dégradation, des problèmes susceptibles de nuire à l'exploitation :

- souterrain à cheval sur deux formations géologiques de caractéristiques très différentes.
- ouvrages situés en partie ou complètement dans un terrain contenant une nappe phréatique très active et à fortes fluctuations de niveau piézométrique,
- ouvrages fondés sur un terrain à faible cohésion,
- ouvrages situés dans des zones de carrières anciennes (gypse, calcaire) plus ou moins bien remblayées ou consolidées (l'inspection des carrières riveraines est menée avec le service responsable de leur gestion),
- ouvrages situés sur (ou dans) des formations contenant du gypse (en strates ou en lentilles) dont la dissolution peut entraîner la formation de cavités génératrices d'effondrements (fontis) ou de décompressions des terrains sous-jacents,
- fondations en rivière ou ouvrages immergés,
- certains souterrains anciens, généralement de grandes ouvertures, réalisés selon des méthodes traditionnelles, avec en particulier abandon de planches de blindage au contact terrain – maçonnerie.
- ouvrages métalliques enterrés (caissons ligne 4 et voussoirs lignes 7 et 10, par exemple)

Une attention particulière est accordée à l'évolution des désordres révélés depuis la dernière visite ou inspection. Tous les ouvrages devant subir des travaux de gros entretien ou de réfection, mettant à nu des parties cachées du gros œuvre, doivent faire à cette occasion l'objet d'une Inspection Détaillée.

Les Inspections Détaillées donnent lieu à l'établissement d'un « procès-verbal » visé par le visiteur d'ouvrage, le responsable des visites et inspections et le responsable de l'entité de Surveillance du Patrimoine. Elles permettent d'établir la notation de l'ouvrage en fonction de l'importance des désordres constatés. La Figure 1-28 montre un extrait d'un signalement et d'une notation d'un désordre lors d'une visite d'inspection détaillée.

1	Ouvrage principal :	CR202	Element constitutif :	Voûte
	Zone OP :	Aucune		
position :		Au niveau de la jonction avec le CR209		
Photos :		CR202-2004.jpg CR 202-2009-01-24.JPG		
DESORDRE		Désordre de surface (Maçonnerie/Béton) - Sonorité creuse		Statut : Evolutif
Caractéristiques :		- Cloqué - surface 0.800 m ²		
Note :		3		
Commentaire :		2009 : cloquage humide. 2010 : concrétions sèches.		

Figure 1-28 Extrait de la notation d'un désordre visible dans la voûte d'un ouvrage, lors d'une visite d'inspection (RATP.PVV, 2010)

1.3.4.3 Notation des ouvrages et exploitation des résultats d'une IDP

La notation des ouvrages est actualisée à l'issue d'une Inspection Détaillée. Elle peut être révisée lors d'un contrôle annuel. La note proposée par le Visiteur d'Ouvrage est validée par

son supérieur, ainsi que par le responsable des Visites et Inspections. L'exploitation du rapport d'inspection consiste à établir la liste des suites à donner. Finalement, les Visiteurs d'ouvrages versent les informations relatives au dossier d'ouvrage dans une banque de données informatisée (MARION : Maintenance Assistée du Réseau, Inspection des Ouvrages et Notation) (AFTES.R8F1, 2013) permettant :

- d'obtenir rapidement les renseignements essentiels concernant la situation et l'état de l'ouvrage,
- de fournir des informations statistiques sur le comportement d'ensemble des ouvrages,
- d'établir des corrélations entre leurs caractéristiques et certains désordres,
- d'aider au choix de la périodicité des visites,
- d'aider à la définition des programmes prévisionnels d'entretien,
- de mieux suivre les travaux de réparation effectués sur un ouvrage.

Le principe de notation de l'état de santé des ouvrages et l'exploitation des résultats de la surveillance reposent sur 2 notes :

- note de l'état de santé indiquant la gravité du désordre par une évaluation de son influence sur l'état de la structure de l'ouvrage),
- note de santé générale ou note globale de l'ouvrage ou d'un groupe d'ouvrages (couloir, tronçon, station),

A partir des informations issues des visites d'ouvrages, formalisées et consignées dans les procès-verbaux, des « Notes de Santé » concernant l'état de la structure sont établies. Une note est attribuée à chaque défaut constaté (Tableau 1-11).

Note	Description
1	Structure de l'ouvrage en bon état apparent
2	Structure de l'ouvrage en bon état apparent, mais dont l'entretien courant permettant de le maintenir dans son état de service n'est pas fait
3	Structure de l'ouvrage présentant des désordres mineurs, qui nécessitent un entretien spécialisé sans caractère d'urgence (travaux sur le budget d'exploitation)
4	Structure de l'ouvrage présentant des désordres mineurs, qui doivent être traités rapidement par un entretien spécialisé (travaux sur le budget d'exploitation) ; ouvrage dont la structure porteuse altérée, nécessite des travaux de réparation (travaux sur investissement) à long terme.
5	ouvrage dont la structure porteuse est altérée, nécessite des travaux de réparation à moyen terme
6	ouvrage dont la structure porteuse est altérée, nécessite des travaux de réparation à court terme : - de l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage, - du risque d'évolution des désordres à brève échéance, - de la sécurité des personnes.
7	ouvrage dont la structure porteuse est altérée rend l'ouvrage impropre à sa destination et pour lequel des restrictions d'utilisation sont définies, voire même une interdiction complète.

Tableau 1-11 Echelle des notes de santé (RATP, 2008)

Ensuite la note de Santé Générale reflète l'état global d'un ouvrage ou d'un ensemble d'ouvrages cohérents (Tableau 1-12).

Note générale	Description
1	Aucun désordre ou désordres en petit nombre avec aucune note supérieure à 3 (dans la structure) sans suite à donner à la surveillance
2	Désordres en petit nombre avec aucune note supérieure à 4 avec éventuellement et uniquement des travaux spécialisés à faire (budget d'exploitation)
3	Désordres sans note supérieure à 4 avec éventuellement des travaux spécialisés à faire et des travaux de réparation à long terme (supérieur à 8 ans)
4	Désordres sans note supérieure à 5 avec éventuellement des travaux spécialisés à faire et des travaux de réparation à moyen terme (de 4 à 8 ans)
5	Désordres sans note supérieure à 6 avec éventuellement des travaux spécialisés à faire et des travaux de réparation à court terme (de 1 à 4 ans)
6	Désordres avec note égale à 7 si cela perturbe l'exploitation

Tableau 1-12 Echelle des Notes générales de l'ouvrage (couloir-station) (RATP, 2008).

Une fois la notation de l'ouvrage établie, une cartographie peut être réalisée pour analyser l'évolution des notes voire des défauts sur l'ouvrage.

En outre, la faiblesse de cette méthode de diagnostic réside dans le fait qu'elle est principalement basée sur l'inspection visuelle de l'intrados du revêtement et n'apporte pas d'information précise sur l'état des différents composants de l'ouvrage. Le problème est lié au fait que seul l'intrados est accessible aux auscultations directes, et que même si les inspections visuelles complètes fournissent des données très utiles, elles ne sont parfois pas suffisantes pour évaluer complètement l'état du revêtement.

Afin de mieux appréhender certains désordres et pathologies, des contrôles spécifiques et des essais peuvent être effectués comme des surveillances dimensionnelles, des reconnaissances destructives ou encore des analyses sur la qualité des liants hydrauliques (mortiers et bétons).

1.3.4.4 Etude des infiltrations

Comme cela a été montré, les infiltrations et la présence d'eau dans les ouvrages anciens entraîne des anomalies dans les tunnels. Pour mieux connaître les phénomènes à l'origine des infiltrations dans les ouvrages du métro, il a été défini le groupe « Enquête Infiltration » dont l'objectif est de rechercher les causes des infiltrations ainsi que les facteurs aggravants.

Les infiltrations d'eau dans le métro résultent du fait que la plupart des ouvrages du métro ne sont pas étanches. Elles peuvent se présenter sous différentes formes :

- 1) zones humides surfaciques : l'eau gravitaire en provenance de la surface entre en contact avec l'extrados, s'infiltré au travers de la maçonnerie, rencontre l'enduit, remplit les vides du matériau jusqu'à créer des zones humides.
- 2) égouttements, écoulements et ruissellements : l'eau provient soit de la nappe phréatique, soit de désordres sur des systèmes techniques.
 - Les venues d'eau à très fort débit (>10L/min) caractérisent un désordre évident sur un système hydraulique et la nature de l'eau d'infiltration est très peu modifiée par l'environnement qu'elle traverse.

- Les venues d'eau à plus faible débit, peuvent provenir de désordres anciens voire éloignés et peuvent être modifiées par l'environnement traversé.

Les infiltrations d'eau une fois détectées font l'objet d'une dépêche puis sont traitées en fonction de leur origine et de leur nature.

Traitement des infiltrations

Les méthodes d'investigation et traitement d'infiltrations sont adaptées en fonction de la forme de l'anomalie repérée, ainsi :

- Les zones humides surfaciques dont l'origine s'avère naturelle font l'objet d'analyses et de traitements classiques (colmatage, injection de régénération,...).
- Dans le cas des égouttements, écoulements et ruissellements à faible débit, l'origine est plus difficilement décelable, d'autant plus que l'eau a pu être modifiée par l'environnement, modifiant sa nature et son cheminement. Il est nécessaire d'étudier la géologie en présence, le relief, les obstacles possibles à la libre circulation des eaux, etc.

1.3.4.5 Les reconnaissances patrimoniales des stations et couloirs d'accès.

A l'issue des visites d'inspection, il peut être préconisé d'effectuer des campagnes de reconnaissance patrimoniales en vue de compléter les informations récoltées lors des visites. Il s'agit de campagnes ayant pour objectif de renseigner sur l'état des maçonneries et la nature des terrains encaissants suite à des désordres constatés lors d'une IDP. Ces reconnaissances sont en général de caractère destructif. Pour le patrimoine de la RATP, les ouvrages concernés sont le plus souvent établis dans la géologie tertiaire et quaternaire du bassin parisien, dans des conditions hydrogéologiques particulières parfois avec des eaux agressives et séléniteuses. Ce type de diagnostic est à l'origine d'un rapport de préconisation qui détermine la nature des travaux d'entretien ou de confortement à entreprendre sur la structure des ouvrages.

La reconnaissance patrimoniale est effectuée en réalisant des « points d'essai » chacun composé de 8 points de sondage repartis en deux auréoles (Figure 1-29) distantes de 5 mètres environ. Chaque auréole comprend 5 forages destructifs jusqu'au 2/3 de l'épaisseur théorique de la maçonnerie, 3 sondages carottés jusqu'au contact du terrain + 10 cm de prélèvement de terrain, et 8 essais d'injection de coulis de ciment, avec un arrêt pression à 0,3 MPa ou jusqu'à atteindre un volume prédéfini (Tableau 1-13). L'essai d'injection des forages et sondages est réalisé à partir d'un ciment dosé avec un $C/E=1,5$.

	Radier	Radier-Piédroit	Piédroit	Naissance	Voûte
Au 2/3 de la maçonnerie	150 lt	175 lt	200 lt	125 lt	80 lt
Au contact terrain	200 lt	225 lt	250 lt	175 lt	100 lt

Tableau 1-13 Volumes d'arrêt des injections en litres, selon la position du point d'essai.

LEGENDES:

S = Sondage Carotté $\phi=56\text{mm}$
F = Forage destructif $\phi=40\text{mm}$

CV = Clé de Voûte
V = Voûte
N = Naissance
P = Piédroit
RP = Radier Piédroit
R = Radier

i = Injecté

' = Contact terrain

EdE = Essais d'Eau

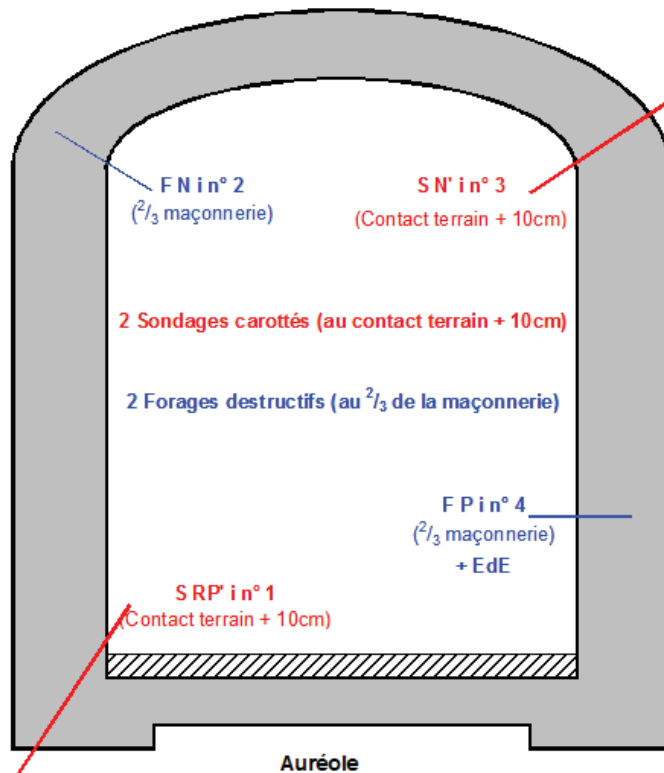


Figure 1-29 Exemple d'emplacements possibles des forages destructifs ou des sondages carottés sur un couloir d'accès (RATP.M2E, 2009).

Sur la base des informations recueillies lors des campagnes de reconnaissance patrimoniale, le gestionnaire de l'activité « reconnaissances patrimoniales des maçonneries des accès du réseau et des terrains adjacents » fournit :

- un diagnostic sur l'état des maçonneries et des terrains rencontrés couloir par couloir,
- une évaluation chiffrée des traitements à entreprendre couloir par couloir.

Le tout en fonction de l'état observé dans le revêtement : zones désagrégées, fissures au cœur, forte porosité corrélée aux absorptions de coulis de ciment.

En fonction des volumes injectés de coulis, la RATP établit un lien avec la fissuration du revêtement (Tableau 1-14). Ce classement reste à caractère indicatif.

Volume de colis injecté (litres)	Etat de la maçonnerie
< 20	Très bon
20 à 40	Bon
40 à 60	Moyen
60 à 80	Mauvais
> 80	Très mauvais

Tableau 1-14 Lien entre les volumes d'injection et l'état de la maçonnerie

1.4.4.6 Reconnaissance de l'état des maçonneries et des terrains adjacents des tunnels de circulation

Des campagnes particulières sont effectuées avec un train d'entretien en vue de caractériser l'état des maçonneries et des terrains d'assise en tunnels. Il s'agit d'une reconnaissance de l'état des maçonneries constituant le radier, la jonction radier/piédroit ainsi

que de l'état et la nature des terrains encaissants ou adjacents. Pour le patrimoine de la RATP, ce type de reconnaissance est ciblé sur le quart nord-est de Paris où se rencontrent des formations gypseuses soumises au risque de dissolution. Les ouvrages à reconnaître sont établis dans la géologie tertiaire du bassin parisien, soumises aux régimes hydrogéologiques de ses nappes et à l'action des eaux agressives et séléniteuses.

Ces campagnes de reconnaissance s'effectuent par auréoles espacées de 20 mètres comportant :

- 3 forages destructifs (piédroit, à la jonction radier/piédroit, et un en radier) en roto-percussion d'un diamètre compris entre 45 et 65 mm jusqu'au contact du terrain + 20 cm,

- 1 forage vertical à grande profondeur (de 10 à 30 mètres) dans le terrain sous-jacent, d'un diamètre d'environ 76 mm, avec fourniture de la représentation graphique des paramètres de foration, géologiques et de l'état du contact sol/radier.

- 3 sondages carottés (piédroit et à la jonction radier/piédroit) et un en radier d'un diamètre compris entre 70 et 90 mm jusqu'au contact du terrain + 30 cm de prélèvement.

- 6 essais d'injection de coulis avec un arrêt de pression à 0,3 MPa ou un arrêt volume à 300 litres.

- 1 injection de remplissage gravitaire pour le forage à grande profondeur au coulis de ciment, avec un arrêt volume à 500 litres.

Ces campagnes contiennent l'exécution de sondages de type carotté jusqu'au terrain encaissant et de forages destructifs dans la zone de piédroits ainsi qu'un forage destructif profond de 25 m (Figure 1-30).

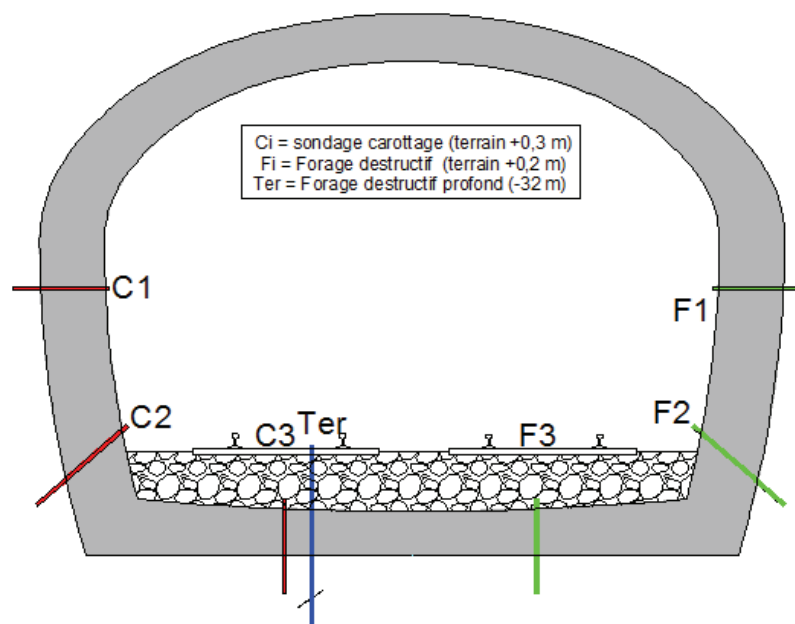


Figure 1-30 Reconnaissances en tunnel avec le train OA 11 (RATP.M2E, 2009)

D'une façon générale, les pathologies les plus récurrentes repérées sont les fissures des différents éléments, dans plusieurs directions, leurs niveaux d'évolution ainsi que les infiltrations. Ces désordres sont liés à plusieurs facteurs de dégradation, mais les plus importants sont:

- perte de résistance des mortiers d'appareillage entre moellons ;
- altération des blocs constitutifs de la maçonnerie (meulière) et vieillissement des enduits ;

- actions chimiques sur les bétons, origine des fissurations, d'efflorescences, favorisées par les infiltrations.

Toutes ces causes ne sont pas faciles à détecter et ne sont pas identifiables avec les inspections visuelles. De plus, en général, elles évoluent jusqu'à compromettre de façon importante l'état global de la structure. Les résultats de ces campagnes de reconnaissance permettent de mieux comprendre les pathologies des maçonneries, de cerner leur étendue et d'envisager, en les priorisant, les traitements confortatifs.

Utilisation des résultats de la surveillance :

Les différentes surveillances réglementaires donnent lieu à l'établissement d'un diagnostic sur l'état des infrastructures. L'analyse de ces diagnostics peut donner lieu à des Demandes d'Intervention Urgentes, des Propositions de Travaux, ou encore à des Proposition Gros Entretien traitées en interne en fonction de la gravité des anomalies. Des niveaux de priorité, liés à l'urgence de résolution du désordre, à la faisabilité ou à l'opportunité connue (rénovation des stations), sont attribués à chaque ligne de programme. Cette Synthèse est établie et transmise, afin de proposer un programme de travaux pour l'année N+1. Elle comprend également des propositions (études essentiellement) pour le programme de travaux de l'année N+2. En somme, suite aux visites d'inspection, plusieurs interventions peuvent être mises en œuvre.

Néanmoins ce type d'inspection continue d'être la première des méthodes d'auscultation et reste indispensable pour les gestionnaires (Le Bras et Azria, 1989).

Conclusion et problématique

Le patrimoine des tunnels est majoritairement ancien et constitués pour une bonne part d'ouvrages maçonnés. Face aux défis actuels des déplacements urbains et au développement inéluctable des transports collectifs, il est nécessaire de l'entretenir pour le pérenniser et conserver un bon niveau de sécurité et d'exploitation. Pour cela, il est nécessaire que les gestionnaires de ces ouvrages optimisent leur politique de maintenance sur la base d'un diagnostic de qualité capable d'évaluer l'état réel des structures.

A l'heure actuelle, les gestionnaires d'ouvrages organisent les opérations de maintenance de leurs ouvrages à partir de diagnostics reposant majoritairement sur des analyses visuelles. Réalisée de façon suffisamment détaillée, l'analyse visuelle du revêtement peut révéler des données très utiles, mais elle ne fournit de fait que des informations sur l'intrados du tunnel rendant l'explication des causes qui sont à l'origine des anomalies constatées parfois compliquée. Diverses publications concernant le diagnostic des ouvrages souterrains (ITA-AITES, l'AFTES (AFTES, 2005) soulignent le caractère incomplet des opérations de surveillance.

La gestion des ouvrages souterrains repose aujourd'hui sur une surveillance continue qui consiste au recueil des informations ou des constats faits par les différents agents et sur la surveillance périodique effectuée par des agents habilités, qui peut être très détaillée et donne lieu à une notation sur l'état de l'ouvrage. En fonction de la gravité des anomalies repérées, des actions de surveillance complémentaire ou renforcée peuvent être déclenchées, cependant ces interventions sont complexes et demandent de mobiliser des moyens lourds et intrusifs ce qui rend leur organisation et leur réalisation compliquées dans des ouvrages en service où les contraintes d'accès et de sécurité sont par ailleurs souvent très fortes. C'est pourquoi, on assiste à un développement de nouvelles techniques de contrôle non-destructif à haut rendement. Mais à ce jour, leur utilisation et leur exploitation reste limitées.

L'ensemble de ces contraintes fait que les méthodes de diagnostic souffrent de plusieurs faiblesses : subjectivité des expertises, analyse plus qualitative que quantitative des défauts relevés, difficulté à identifier parfois l'origine et l'évaluation de la gravité des défauts, manque d'information sur l'état de la structure dans son épaisseur et sur les caractéristiques des autres composants de l'ouvrage (contact et encaissant), non prise en compte de la variabilité des données, difficulté à hiérarchiser les défauts entre eux et à fusionner les informations pour noter l'ouvrage dans sa globalité.

Dans ce contexte, on propose le développement d'une nouvelle méthodologie de diagnostic, basée sur une analyse quantitative de chacun des composants de l'ouvrage. A partir d'une approche multi-technique permettant l'obtention de données réalistes, on propose de développer une méthodologie complémentaire de celles existantes actuellement en vue de permettre d'obtenir une évaluation plus complète de l'état réel de l'ouvrage.

Bibliographie du Chapitre 1

- AFTES** Désordres des tunnels revêtus. (1995)
- AFTES** Catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains. Vol. 191. GT14R7F1. (2005)
- AFTES** Recommandations de l'AFTES sur la réhabilitation des ouvrages souterrains. Tunnels et Ouvrages Souterrains. (2005)
- AFTES.GT1** Caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains. (2003)
- AFTES.GT14** Catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Exploitation et réhabilitation des tunnels. 191. HS3. (2005)
- AFTES.R8F1**, Méthodologie d'aide à la gestion patrimoniale d'un parc d'ouvrages souterrains. Tunnels et espace souterrain , N°236, pp.99 - 120. (2013)
- Anon A.** The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. Geological Society Engineering Working Group. Quarter Journal of engineering Geology, 1995.
- Asakura T. , et Kojima Y.** Tunnel maintenance in Japan. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 18. pp. 161-169. (2003)
- Berest, P. et Weber P.** La thermomécanique des roches. - Ed. BRGM Collection Manuels et Méthodes. Vol. 16. pp. 327. (1988)
- Biette, L.** Encyclopédie du génie civil et des travaux publics. Chemins de Fer Urbains parisiens. Ed. J.-B Baillièrre et Fils. (1928)
- Bouillaut L., Aknin P. et Reid D.** Maintenance de l'Infrastructure Ferroviaire Etat Actuel et Perspectives . XIIème session du Forum "S&L pour les NTIC dans le transport. Ed. CNAM. - Paris. (2007)
- Bouvard-Lecoanet A., Colombet G. et Esteulle F.** Ouvrages souterrains : conception, réalisation et entretien. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris. 2ème édition. (1993)
- Castellanza R.** Modelling weathering effects on the mechanical behaviour of bonded geomaterials. Milan University of Technology, Dept. of Structural Engineering. (2002)
- CETu** Catalogue des désordres, Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. (2004)
- CETu** Dossier Pilote des tunnels, sections 1 à 5. Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. Direction des Routes. (1998)
- CETu** Le guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. (2004)
- CETu** Mécanique des roches et travaux souterrains, Centre d'Etudes des Tunnels. (2005).
- Chambron E., Piquand J.L. et Eraud J.** La maintenance des tunnels de la SNCF Tunnels et ouvrages souterrains. Vol. 26. - pp. 201-206. (1978)

COST.345 Report on the current stock of highway structures in European countries, the cost of the replacement and the annual cost of maintaining, repairing and renewing them. European Co-operation in the Field of Scientific and Technical Research. (2009)

Darteviel G. Entretien et rénovation des tunnels. Université de Savoie-Technolac, (2001)

Daumarie J-C. Sécurisation et mise au gabarit des tunnels ferroviaires. Colloque Le Pont-AFGC/STRRES. SNCF : Direction de l'ingénierie –Division des tunnels. (2009).

Davis A., Lim M. et Germann C., Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods. NDT&E International. N°38. - pp. 181-186. (2005)

DoD, Condition Based Maintenance & DoD guidance. Department of Defense. - Washington, DC : Deputy under Secretary of Defense for Logistics and Material. (2008)

Domède N., Pons G., Sellier A. et Fritih Y., Mechanical behaviour of ancient masonry Materials and Structures. N°42. pp. 123-133. (2009)

Eslami J., Etude de l'endommagement à court et long terme d'une roche poreuse, Thèse INPL, Nancy-Université. (2010)

F. K. Lehner Thermodynamics of rocks deformation by pressure solution. Deformation Process in Minerals. Ceramics and Rocks. Ed. Unwin-Hyman. London. (1990)

Faiella D., Manfredini G. et Rossi P. In situ flat jack tests: Analysis of results and critical assesment. In situ Testing, Paris. (1983)

Féret R. Sur la compacité des mortiers hydrauliques. Annales des Ponts et Chaussées. Paris. Vol. 4 : pp. 5-161. (1892)

Filliat G. La pratique des sols et fondations. Editions du Moniteur, (1981).

Godard J. P. Urban Underground Space and Benefits of Going Underground. World Tunnel Congress and 30th ITA General Assembly: ITA Open Session, Singapore. (2004)

Goirand P., Les ouvrages souterrains en maçonnerie. RATP : Formations Internes PL & CPMO, Paris. (2009).

Haack A., Schreyer J. et Jackel G. State-of-the-art of of Nondestructive Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining. Tunneling and Underground Space Technology. N°4. Vol. 10. pp. 413-431. (1995)

Hellebois A. 100-year-old Hennebique concrete, from composition to performance. Construction and Building Materials. Vol. 44. pp. 149–160. (2013)

Hidalgo I., Analyse comportementale aux Eléments Finis de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels en maçonnerie. Application à la construction des niches de protection de personnel, Mémoire d'ingénieur . Universitat Politècnica de Catalunya. - Barcelone (2007)

Idris J., Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrage souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse. INPL Nancy-Université. Nancy. (2007)

Idris J., Verdel T. et Heib M. Al., Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 23. pp. 251-263. (2008)

Irfan T. Y. et Dearman W.R., Engineering classification and index properties of a weathered granite. International Association of Engineering Geology. Vol. 17. (1978)

- ITA Report**, Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels During Their Working Life. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 6. pp. 11-76. (1991)
- ITA.WG** Examples of Benefits of Undergrous Urban Public Transport System . Tunneling and Underground Space Technology. Ed. Pergamon Journals Ltd. N°1. Vol. 2. pp. 5-54. (1987)
- ITA.WG1**, Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels During Their Working Life. Tunnelling and Underground Space Technology. N°1 : Vol. 6. pp. 11-76. (1991)
- Jiang X.** Recent development of damage diagnosis and prognosis in engineering systems JournalRecent Patents in Engineering. N°2. Vol. 4. pp. 1-20. (2010)
- Le Bellégo C., Pijaudier-Cabot, G., Gérard,B., Dubé, J.-F. et Molez L.** Coupled Mechanical and Chemical Damage in Calcium Leached Cementitious Structures. Journal of Engineering Mechanics ASCE. pp. 333 - 341. (2003)
- Le Bras A., Azria E.** Les méthodes de diagnostic de l'état des ouvrages à la RATP. Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité. Revue Travaux. Federation Nationale des Trav. Publ. & des Synd Aff, Paris. pp. 1-11. (1989)
- Liu, DW., Deng, Y., Yang, F. et Xu, G.** Non-destructive testing for crack of tunnel lining using GPR Journal. Cent. South Univ. Technology. Vol. 12. pp. 120-124. (2005)
- Loughman F.C.** Chimiical weathering of the silicat minerals. New York American Elsevier Publishing Company Inc., New York . p. 149. (1969)
- Martinet G.** Grès et mortiers du temple d'Amon à Karnak (Egypte) :Etude d'altérations, aide à la restauration. Thèse, Université de Tours, LCPC. p. 248. (1992)
- Médard T.,** Les argiles à meulières de La Ferte-sous-Jouarre : mémento pour une visite, Rapport, Ecole de Mines de Paris, Centre de Géosciences, Paris. (2011)
- Millot G.** Géologie des argiles. Ed. Masson, Paris. Vol. 1. (1964)
- Olesen H.P. et Randall R.B.** A guide to Mechanical Impedance and Structural Response Techniques. Ed. Bruel & Kjaer. pp. 17-179. (1979)
- Panet M.** Le calcul des tunnels par la Méthode Convergence-Confinement. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. I.S.B.N. 2-85978-230-3. (1995)
- Paradis C., et Thiaudière P.,** La maintenance des tunnels ferroviaires: Compréhension des processus de vieillissement par l'analyse des méthodes de construction. Revue Générale des Chemins de Fer. Editions HC, Paris. pp. 17-32. (2006)
- Pugi S., Lanuque P., et Thiaudière. P.** La maintenance des tunnels ferroviaires : Organisation et Principes. Revue Générale des Chemins de Ferжил. - Mars. pp. 13-16. (2006)
- RATP**, Instruction Générale sur la Surveillance des Ouvrages Ferroviaires: Surveillance des ouvrages d'art des infrastructures en exploitation. Instruction de département M2E. (2008)
- RATP.I2P** Présentation du groupe Investigations, Préconisations et Projets I2P. (2008)
- RATP.M2E** Notation de l'état de santé des ouvrages et de la priorité des travaux à réaliser. FTECH01. Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)
- RATP.M2E** Reconnaissances patrimoniales des maçonneries des acces du reseau et des terrains adjacents. FTECH04. Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)
- RATP.M2E** Reconnaissance de l'état des maçonneries et des terrains adjacents en tunnel à

partir du train d'essais OA11. FTECH05 Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)

RATP.PVV Procès verbal de Visite- Station Porte de Lilas. M2E/IML/CPMO.VI. (2010)

Rauch H., et White B. Dissolution kinetics of carbonate rocks. Effects of lithology on dissolution rate. *Water Resources Research*. Vol. 13. pp. 381–394. (1977)

Reiche P., A survey of weathering of rocks. University of New Mexico. Ed. New Mexico University Press. (1950)

Reynouard J.-M. et Pijaudier-Cabot G. Comportement mécanique du béton. Ed. Lavoisier. - Paris . pp. 383. (2005)

Richards J. A. Inspection, Maintenance and Repair of Tunnels: International Lessons and Practice. *Tunneling and Underground Space Technology*. N°13. Vol. 4. pp. 369-375.(1998)

RILEM DRAFT, Draft recommendations for damage classification of concrete structures. *Matériaux et Constructions. Materials and Structures*. Vol. 27. pp. 362 – 369. (1994)

Rozière, E. Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle. Thèse. Ecole Centrale de Nantes. Nantes . (2007)

Sandrone F. Analysis of pathologies and long term behaviour of the Swiss National Road tunnels. Thèse. Ecole Polytechnique Federale de Laussane. Laussane, Suisse. 4019. (2008)

Sandrone F. et Weissler R. Laser scanning images analysis for tunnel inspection. *ISRM*, (2011)

Skempton AW. Portland cements, 1843–1887 . *Trans Newcomen Soc Study Hist Eng Tech*, (1962)

SNCF Ouvrages d'art: Méthodes anciennes de construction des tunnels en maçonnerie. Paris (1975)

Sorgi C., Didier, C., Souley, M., Auvray, C., Homand, F. et Gennaro, V. (2004) Contribution méthodologique et expérimentale à l'étude de la diminution de la résistance des massifs rocheux par vieillissement. *Rapport INERIS*. pp. 132. (2004)

Spiers C., Schutjens P. Densification of crystalline aggregates by fluid-phase diffusional creep. *Deformation Process in Minerals. Ceramics and Rocks*. Ed. Unwin-Hyman. London (1990)

Stablon T. et al. Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Vol. 45. pp. 881-898. (2011)

U.S.Department of transportation, Highway and Rail Transit Tunnel Maintenance and Rehabilitation Manual. Report. (2004)

Van Eckhout E. The mechanisms of strength reduction due to moisture in coal mines shales *Int. Journal Rocks mechanics min. Science*. N° 2. Vol. 13. pp. 61-67. (1976)

Verstrynghe E., Schueremans L. et Van Gemert D. Time-dependent mechanical behavior of lime mortar. *Materials and Structures*. Vol. 44. pp. 29-42. (2011)

Watelet J.M. Méthode d'analyse et diagnostic des conditions des stabilités des carrières souterraines. *Mémoire d'ingénieur / ISAM SNAM*. Paris. (1996)

Watelet J.M. Rapport d'étude: Impact du changement climatique sur la stabilité des cavités souterraines. *INERIS. DRS-10-103862-00411A*. pp.76 (2010)

Wiid B.L. The influence of moisture upon the strength behavior of rock. Thèse. University of Witwatersrand. Johannesburg . (1967)

Yankai WU. , Xiaohau XI. , Information Monitoring on Surrounding Rock of Tunnel and Its Application. Information Technology in Geo-Engineering. Shanghai : D.G. Toll et al. (2010)

Yuan Y., Jiang X., et Liu X. Predictive maintenance of shield tunnels, Tunneling and Underground Space Technology. Vol. 38. pp. 69-86. (2013)

Chapitre 2 : Proposition d'une nouvelle méthodologie d'auscultation des ouvrages souterrains en service

Le chapitre précédent, a mis en évidence le caractère incomplet des opérations de surveillance menées par la plupart des gestionnaires d'ouvrages. En effet, les méthodes dont disposent à l'heure actuelle les gestionnaires sont soit insuffisantes pour apporter une information quantitative de qualité, soit mal adaptées aux contraintes de ces ouvrages notamment pour les ouvrages enterrés en service. Par ailleurs, ces méthodes sont le plus souvent globales et intégratives dans le sens où elles analysent la réponse de l'ouvrage pris dans son ensemble à une sollicitation physique ou mécanique ; elles permettent d'obtenir une appréciation générale du système mais ne permettent pas, en cas d'anomalie détectée, de mettre en évidence les causes de dysfonctionnement et de localiser et de quantifier le(s) défaut (s). En effet, ces ouvrages sont des systèmes complexes intégrant plusieurs composants (la structure de revêtement, le terrain encaissant et l'interface de contact entre les deux premières) et le problème peut se situer dans l'un ou l'autre des composants ou à l'interaction entre ceux-ci. Enfin, ces ouvrages sont situés le plus souvent dans un environnement hétérogène et très variable (site urbain).

Afin d'optimiser leur politique de maintenance, les gestionnaires ont donc besoin de méthodes de diagnostic fournissant des informations quantitatives sur les différents composants de l'ouvrage.

Afin d'être complètes et pertinentes, les investigations menées sur les tunnels doivent permettre de renseigner sur la géométrie de l'ouvrage, la caractérisation du revêtement et de son état, la caractérisation physico-mécanique des terrains encaissants et sur l'interface de contact sol/structure.

Dans ce chapitre, on présente les différentes techniques d'auscultation proposées dans le cadre de ce travail, pour tenter d'obtenir une caractérisation quantitative de ce type d'ouvrage, avec des outils adaptés aux contraintes d'exploitation des ouvrages en service, ainsi que les différents paramètres mesurés par chacune d'entre elles.

2.1 Objectifs de la méthodologie d'auscultation développée

Le comportement d'un ouvrage maçonné est fonction de chacun de ses composants ainsi que de leur interaction. Comme on peut voir sur la Figure 2-1 un ouvrage souterrain est composé de trois composants principaux : la structure du revêtement, le terrain encaissant et l'interface de contact entre ces deux composants.

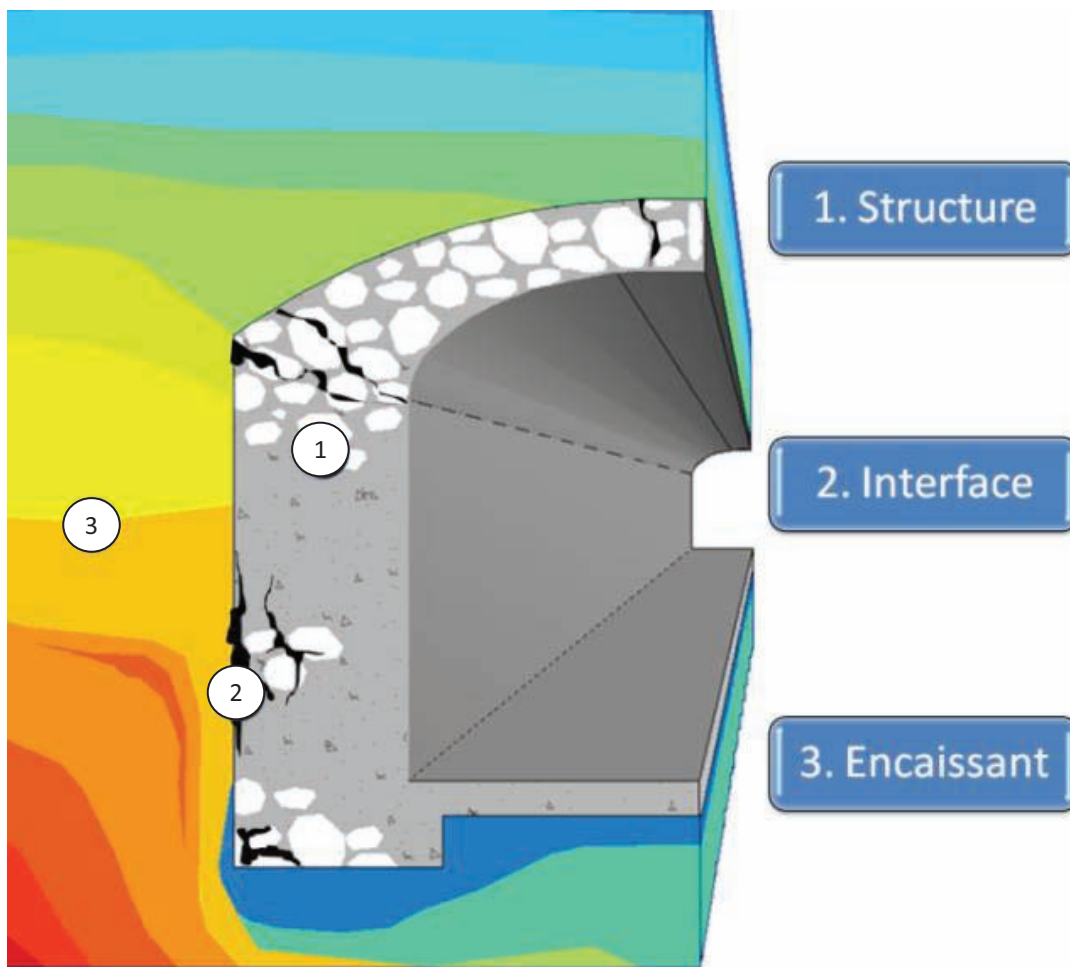


Figure 2-1 Schéma de principe d'un tunnel en maçonnerie

La méthodologie d'auscultation des ouvrages souterrains en service que nous proposons de développer doit être complémentaire des outils de diagnostic existants et permettre une caractérisation quantitative des différents composants de l'ouvrage souterrain. Pour cela, elle devra tenter de renseigner sur :

- l'état et la géométrie de la structure,
- l'état du contact structure - encaissant,
- les caractéristiques du milieu encaissant.

Elle devra également permettre de mettre en évidence des défauts non détectés à partir des méthodes d'auscultation traditionnelles et d'évaluer la gravité des défauts détectés. Enfin, cette méthodologie doit également apporter des informations concernant la variabilité des paramètres mesurés pour le diagnostic.

Par ailleurs, cette méthodologie doit être adaptée aux contraintes liées à ces ouvrages : ouvrages en service, temps d'intervention limité, accès souvent contraignants et la nature complexe (hétérogénéité et variabilité des matériaux, géométries, etc.) et souvent implantés dans le milieu urbain et à faible profondeur.

2.2 Démarche adoptée

La démarche de travail adoptée a consisté à :

- sélectionner des outils d'auscultation capables de fournir des informations complémentaires de celles déjà à disposition des gestionnaires d'ouvrage et des caractéristiques quantitatives des parties auscultées,
- tester ces outils en conditions réelles (dans 5 sites du métro parisien) en vue d'évaluer leur faisabilité et leur adaptabilité en-utilisation,
- étudier les possibilités de ces outils pour la caractérisation des ouvrages enterrés et leurs limites d'utilisation,
- développer une nouvelle méthodologie d'auscultation intégrant ces outils,
- proposer à partir de cette nouvelle méthodologie d'auscultation, une méthode d'évaluation et de diagnostic des ouvrages.

2.3 Les outils sélectionnés

La méthodologie d'auscultation proposée est basée sur l'utilisation de quatre outils. :

- essai d'impédance mécanique,
- essai géoradar,
- essai géoendoscopique,
- essai pénétrométrique léger.

Ces outils ont été sélectionnés en fonction des contraintes énoncées au paragraphe précédent et à partir d'études antérieures (AFTES, 2005) (CETu, 2004) (Davis et al., 2005; Haddani et al., 2005) (Bouvier et Durot, 1999) ayant permis de tester leur utilisation en conditions réelles et ayant mis en évidence leur potentialité à permettre de mieux caractériser l'état des ouvrages et à apporter des informations complémentaires à celles déjà récoltées sur ces ouvrages ainsi qu'à alimenter des modèles de calculs des ouvrages (paramètres physico-mécaniques). De plus, leur encombrement réduit et leur rapidité de mise en œuvre ont été des critères importants dans leur choix définitif.

Parmi ces quatre outils, deux (impédance mécanique et géoradar) sont des outils géophysiques d'auscultation non destructive. Dans les dernières décennies, l'utilisation des techniques non-destructives pour l'évaluation des structures de génie civil s'est considérablement développée (Solla et al., 2012) (Breyse et Abraham, 2005). L'esprit de ce type d'auscultation est d'obtenir rapidement une cartographie des zones auscultées fournissant l'évolution des paramètres mesurés par ces outils. Ces paramètres reflètent en réalité la réponse globale de la structure à la sollicitation à laquelle on la soumet et leur évolution est due à des variations des propriétés de l'ensemble de l'ouvrage. L'intérêt principal de ce type d'outil réside dans leur rapidité de mise en œuvre, dans leur rendement et dans la fourniture d'une cartographie de la structure en zone de propriétés similaires.

Les 2 autres outils proposés (pénétromètre et géoendoscopie), sont des essais ponctuels intrusifs de faible diamètre permettant une auscultation dans l'épaisseur de la structure.

Un rappel sur les principes de fonctionnement et sur les paramètres mesurables au moyen de ces outils est présenté dans la suite de ce paragraphe.

2.3.1 Essai d'impédance mécanique (NF.P94-160-4, 1994)

L'impédance mécanique est par définition un essai non destructif qui consiste à appliquer un choc sur la surface d'une structure et à mesurer la réponse vibratoire de celle-ci.

Le choc est appliqué au moyen d'un marteau équipé d'un capteur de force et la vibration de la structure est mesurée en surface à l'aide d'un géophone ou d'un accéléromètre. Des travaux ont montré que l'emploi d'un géophone est préférable pour l'utilisation en basses fréquences car il est plus stable et présente de meilleures performances quant à la robustesse de mesures (Davis et al., 2005).

Le dispositif d'essai (Figure 2-2) manipulable par une seule personne est composé par trois éléments principaux : un marteau instrumenté, un géophone et une centrale d'acquisition.



Figure 2-2 Dispositif général essai d'impédance (GI, 2010)

La réponse au choc de la structure est généralement exprimée par la mobilité.

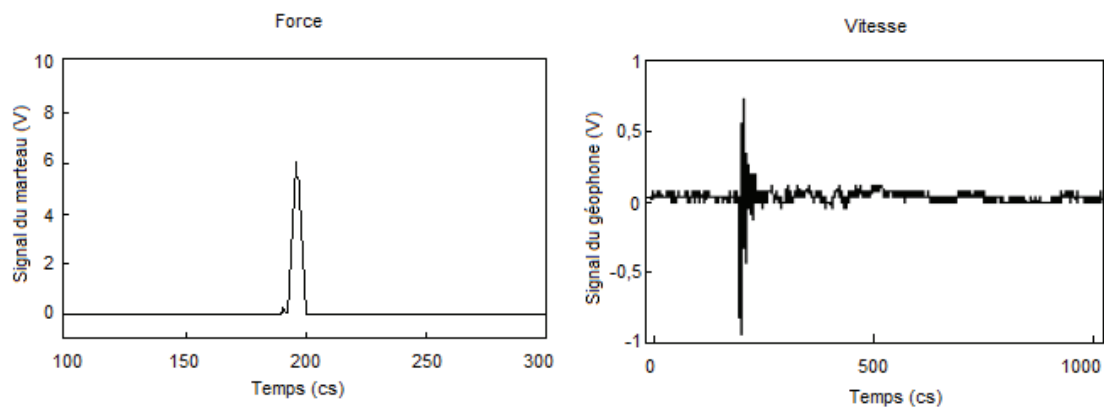


Figure 2-3 Signal force et vitesse obtenus lors d'un essai d'impédance

L'impédance mécanique est définie par le rapport complexe entre les vecteurs force et vitesse (Olesen et Randall, 1979). Ainsi, la mobilité est définie comme le rapport des transformées de Fourier de la force et de la vitesse exprimée en fonction de la fréquence.

$$\text{Mobilité (m.s}^{-1}\text{MN}^{-1}) = \left| \frac{\text{FFT (V)}}{\text{FFT (F)}} \right|, \text{ Équation 2-1}$$

Selon (Davis, Lim, & Germann, 2005), la courbe représentant la mobilité en fonction de la fréquence (de 0 à 800 Hz) contient des informations renseignant sur les conditions et l'intégrité du béton composant l'élément testé (Figure 2-4).

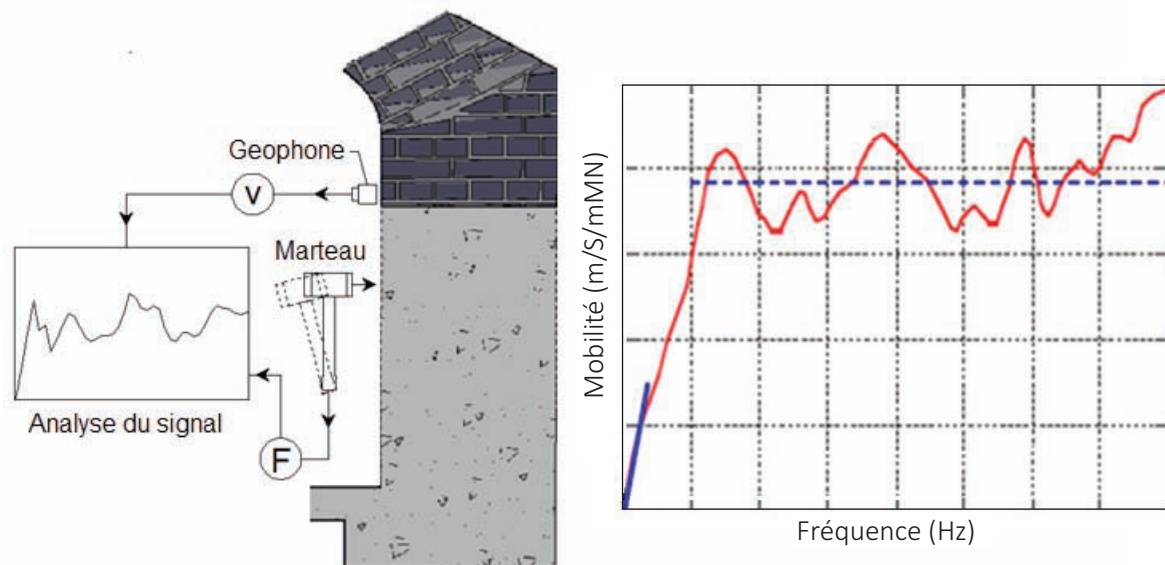


Figure 2-4 Schéma d'un essai d'impédance sur tunnel et courbe de mobilité obtenue

L'exploitation d'un essai d'impédance est réalisée à partir de l'analyse des paramètres suivants:

1. Mobilité Moyenne « MMob » ($m \cdot s^{-1} MN^{-1}$) : ce paramètre correspond à la valeur moyenne de la mobilité pour les fréquences entre 100-800 Hz. Elle apparaît reliée directement à la densité du matériau et à l'épaisseur de la structure (Davis et al., 2005). Dans le cas d'un élément plat, une réduction de l'épaisseur entraîne une augmentation de la valeur moyenne de la mobilité.
2. Pente de Mobilité « PMob » (mm/MN) : Il s'agit de la pente de la courbe de mobilité entre 100 et 800 Hz. Ce paramètre est un indicateur de la présence de zones de mauvaise qualité à l'intérieur du revêtement (ségrégation).
3. Raideur dynamique « R » (MN/mm): elle est définie théoriquement comme l'inverse de la pente de la courbe de mobilité, et déterminée à basse fréquence (en dessous de 50Hz).
4. Indice des vides: il est calculé comme la relation entre le pic de la mobilité sous 100 Hz et la mobilité moyenne entre 100-800 Hz. Ce paramètre peut être l'indicateur de la présence de zones de vides ou d'un décollement entre la structure et le support (sol/ structure) (Davis et al, 2005).

La méthode d'impédance appliquée sur une dalle en béton consiste en l'application d'un mouvement sinusoïdal en surface et à mesurer sa réponse vibratoire. Suivant les conditions limites, la réponse vibratoire du milieu peut évoluer comme suit : si son amortissement intrinsèque est faible (moins de 1% pour une plaque de béton non fissurée) la plaque peut vibrer pendant un temps important, voir plusieurs dizaines de cycles (périodes) après l'impact. Dans le cas contraire, si la plaque est en contact avec le sol par l'une des faces, sa réponse vibratoire sera différente, les modes vibratoires dont les fréquences sont les plus basses sont plus rapidement atténuées (Cabassut, 1996).

L'application de la méthode pour l'analyse des revêtements des tunnels en béton est basée sur une étude croisée des différents paramètres issus de l'analyse de la courbe de mobilité et sur l'analyse de l'allure de la courbe de mobilité. Cabassut (1996) propose deux classes pour l'état du contact structure/ encaissant en fonction de l'allure de la courbe de mobilité (Figure 2-5).

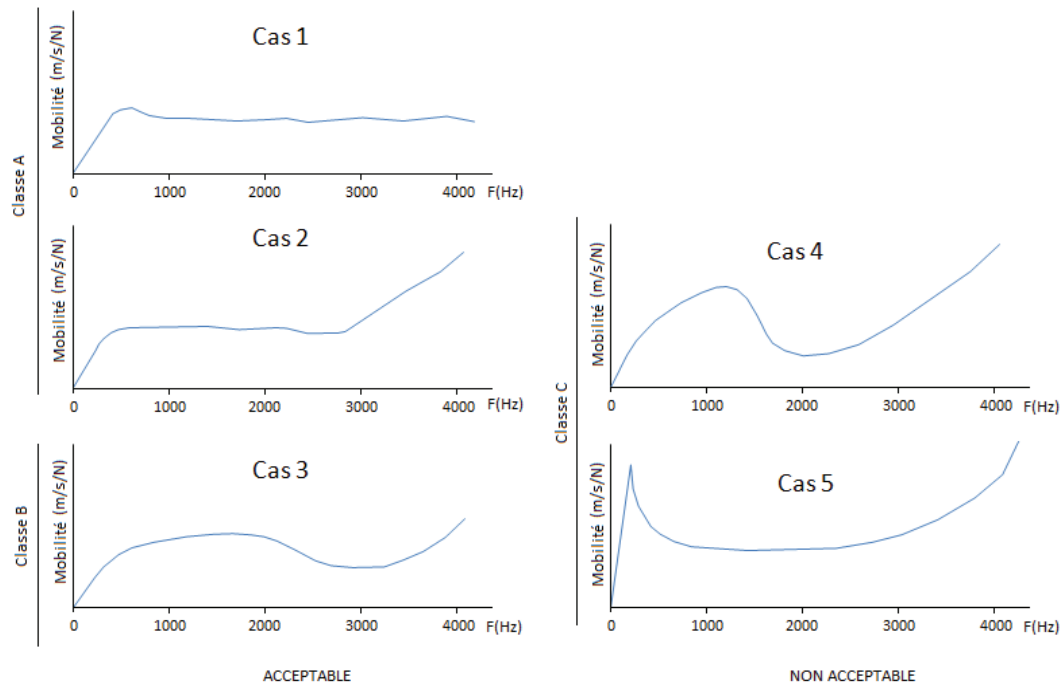


Figure 2-5 Analyse des courbes de mobilité et acceptabilité de l'état du contact

Ce classement ne peut être effectué sans la définition préalable d'une courbe théorique de référence, pour une structure similaire et soumise aux mêmes contraintes et sollicitations.

L'essai a été utilisé pour l'analyse des revêtements en voussoirs des tunnels dans l'optique de détecter des zones dont les propriétés physiques pouvaient être altérées et pour l'analyse des campagnes d'injection (Davis et al., 2005) (Figure 2-6).

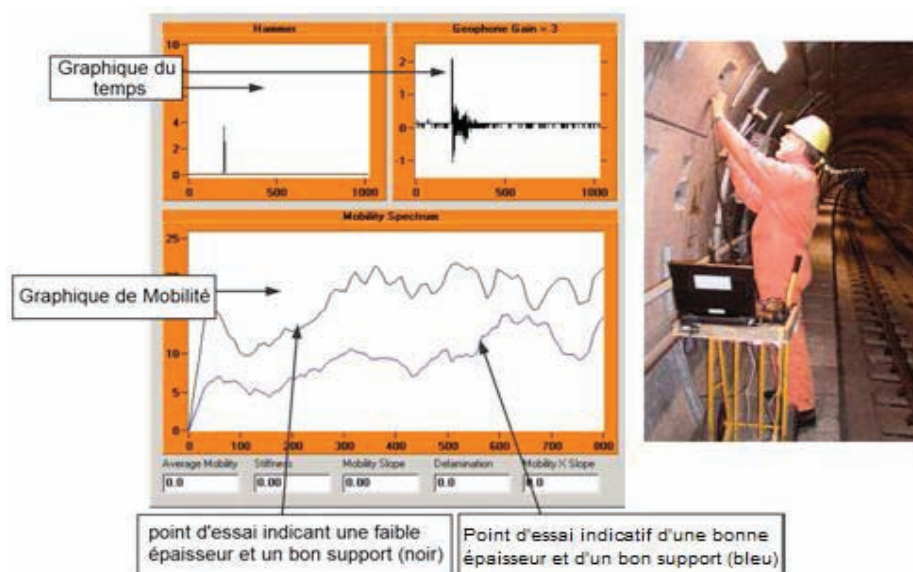


Figure 2-6 Résultat d'un point d'essai d'impédance, et réalisation dans un tunnel (Davis et al., 2005)

Définition du maillage pour l'essai d'impédance

Les essais d'impédance se font sur des lignes de mesure qui définissent un maillage dont les points de mesure sont espacés d'une distance de 1-m (Figure 2-7), correspondant à la zone d'influence pour un point d'essai (AFTES, 2005). L'objectif de ce maillage et de cette implantation est d'obtenir une cartographie complète de la zone auscultée. Pour chaque coup de marteau, la réponse vibratoire est enregistrée par le géophone placé juste à côté du point d'impact, il a été constaté qu'une distance supérieure à 15-cm entre le marteau et le géophone augmentait l'erreur de mesure (Petit, 2012). Au final, on définit des panneaux d'analyse composés de 3 lignes de mesure (Figure 2-7).

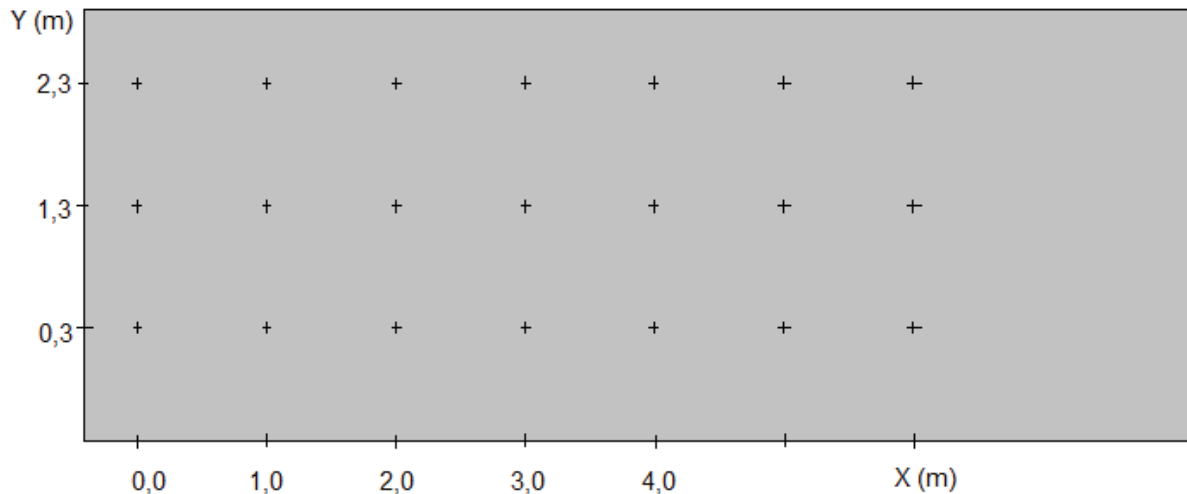


Figure 2-7 Points d'essai d'impédance sur un panneau réalisé en piedroit d'un tunnel.

À partir des valeurs obtenues pour les différents paramètres mesurés, nous allons étudier la représentativité de ces paramètres d'impédance et leur lien avec les caractéristiques de l'ouvrage. Cependant, en utilisant une méthode d'interpolation spatiale, il est possible d'obtenir des cartographies représentatives de la variabilité des mesures sur la zone auscultée.

Avantages et inconvénients de la méthode :

L'essai d'impédance est un moyen rapide pour évaluer des paramètres mécanique de la structure, la raideur dynamique, l'état du contact et l'efficacité des travaux d'injection. Si certaines études ont montré l'utilité de la technique pour évaluer la variation spatiale de l'état d'une structure d'un ouvrage souterrain (Davis et al., 2005) (Bouvier et Durot, 1999), les résultats demeurent approximatifs, et restent à utiliser avec précaution, du fait que les différentes échelles de qualité proposées sont relatives aux matériaux testés et ne sont par conséquent pas transposables à n'importe quel cas d'étude. D'après Cabassut (Cabassut, 1996), l'essai d'impédance reste limité aux structures homogènes comme le béton sans armatures et sans fissures.

2.3.2 Essai géoradar (GPR)

La technique du géoradar a été utilisée dans de nombreux domaines, notamment pour la détection des cavités proches des structures, la détection et la distinction des différents matériaux comme les couches de sols (structure, remblais et sol en place), ou l'étude du positionnement de différents types de réseaux et canalisations (Cabassut, 1996).

L'essai est basé sur l'utilisation d'ondes électromagnétiques de hautes fréquences émises par une antenne à la surface de la structure auscultée (Haack et al., 1995) (Breysse et Abraham, 2005).



Figure 2-8 Antenne géoradar et réalisation d'un essai sur tunnel

Les ondes électromagnétiques traversant un milieu sont influencées principalement par deux propriétés du matériau :

- Conductivité : susceptibilité du milieu pour conduire l'électricité,
- Constante diélectrique : paramètre qui gouverne la vitesse de diffusion des ondes électromagnétiques au sein des différents matériaux.

Le Tableau 2-1 donne les valeurs de constantes diélectriques et de conductivité pour différents matériaux.

Matériau	Constante diélectrique	Conductivité (mS)
Air	1	0
Eau	81	0,1 – 0,3
Béton (sec)	6	1
Béton (humide)	12	5
Granite (sec)	5	< 0,001
Granite (humide)	7	1
Calcaire (sec)	7	< 0,001
Calcaire (humide)	8	25
Basalte (humide)	8	10
Argile (saturée)	10	30
Métaux	1	> 10 ⁸

Tableau 2-1 Constante diélectrique et conductivité de différents matériaux d'après Haak et al. (1995)

L'antenne du radar émet et reçoit la pulsation à fréquences généralement comprises entre 80 et 1000 MHz (ITA WG, 1995). Ce signal peut être amorti ou entièrement réfléchi lors de sa rencontre avec une discontinuité ou une interface. Une discontinuité ou interface correspond à un changement des propriétés diélectriques du milieu affectant le signal (CETu, 2004).

Sur ce même principe, (Li et al., 2011) proposent d'identifier les différentes couches susceptibles de composer le revêtement d'un tunnel, à condition que les attributs électromagnétiques des milieux traversés soient différents comme le montre la Figure 2-9.

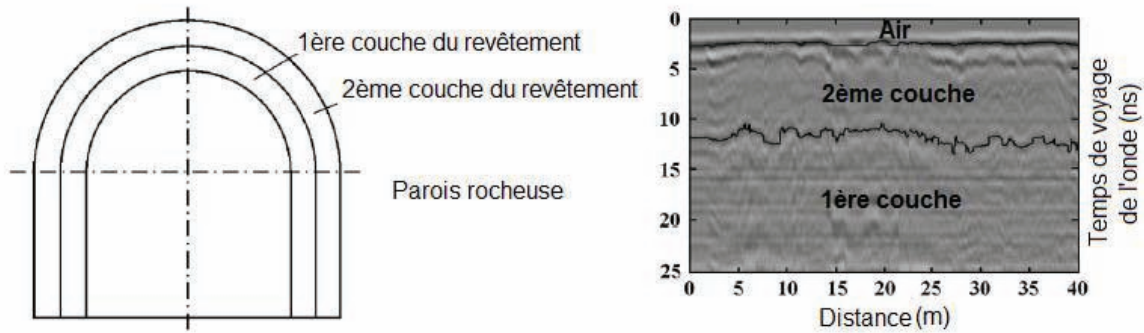


Figure 2-9 Tunnel à revêtement multicouche et analyse géoradar (Li et al., 2011)

Réflexion, conductivité et fréquence d'onde sont les facteurs qui gouvernent la profondeur de pénétration des ondes à l'intérieur de la structure (Haack et al., 1995). Cela signifie qu'une augmentation de la fréquence ou de la conductivité entraîne une réduction de la profondeur auscultée (Peter et Ulriksen, 1982).

La position exacte d'un objet réflecteur peut être déterminée par la mesure du temps de transit du signal et la vitesse de diffusion du matériau, comme suit :

$$S(m) = 0,5 * V_M * t \quad \text{Équation 2-2}$$

où :

S = profondeur (m)

V_M = vitesse de diffusion (m/s)

t = temps (s)

La vitesse de diffusion est une fonction de la constante diélectrique du matériau et s'exprime par l'équation suivante :

$$V_M = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_R}} \quad \text{Équation 2-3}$$

où :

c = $3 \cdot 10^8$ (m/s) (vitesse de la lumière dans le vide)

ϵ_R = constante diélectrique relative au matériau.

Le traitement des données recueillies au cours d'enregistrements lors d'un passage de l'antenne génère des informations sur la localisation et les caractéristiques des interfaces entre les différentes couches et renseigne sur la présence probable d'hétérogénéités (Abraham et De Robert, 2003). Certaines variables comme la présence d'eau ou le type de matériau ont une influence importante sur le résultat de l'analyse. Dans notre cas, vu l'hétérogénéité des matériaux étudiés, une attention particulière sera donnée à ces paramètres pour tenter de minimiser l'erreur de l'estimation des épaisseurs.

Avantages et inconvénients de la méthode

La technique du géoradar permet une auscultation rapide de la structure et de l'encaissant immédiat. Néanmoins, elle présente des inconvénients pour les ouvrages implantés dans des terrains argileux ou sous le niveau de la nappe ou en présence de toutes conditions affectant la conductivité des matériaux car ce paramètre est très sensible à la teneur en eau des matériaux auscultés.

Avec cette méthode il n'est pas possible de détecter des fissures ou des vides de taille réduite (1 à 2 cm) (Cabassut, 1996).

2.3.3 Essai géoendoscopique

La géoendoscopie, technique mise au point par Breul (1999), consiste à introduire un endoscope de 6 mm de diamètre dans la cavité préalablement réalisée suite à un forage de taille réduite (22mm de diamètre).

La technique permet l'enregistrement le long du forage d'images référencées en profondeur (Figure 2-10). L'essai permet d'obtenir des images allant jusqu'à une profondeur de 8 m (Breul et Gourvès, 2001). La technique offre la possibilité de réaliser une caractérisation rapide de la structure du revêtement et des terrains environnants avec un minimum de perturbation.

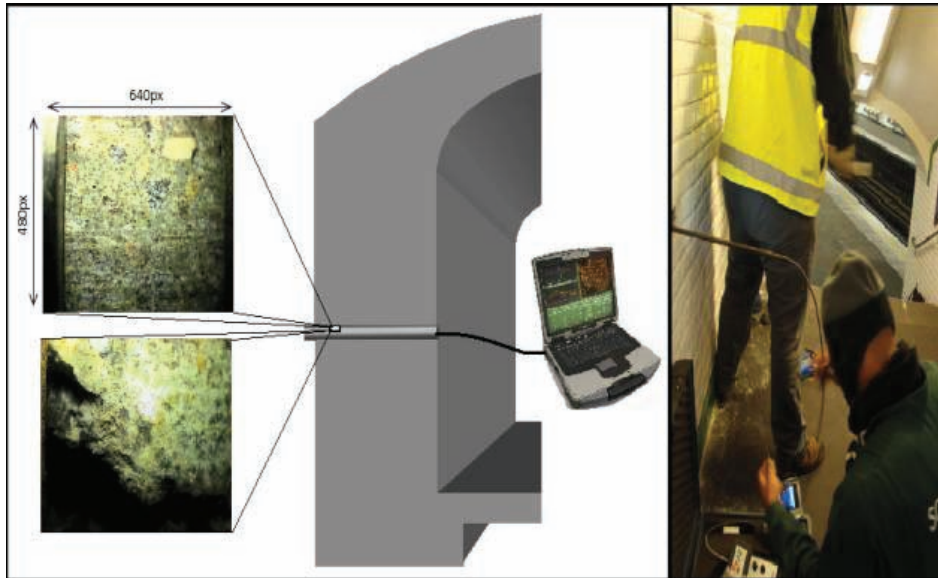


Figure 2-10 Schéma de principe et photographie in situ d'un essai géoendoscopique

Les images obtenues ont une taille de 640*480 pixels et leur grossissement est de l'ordre de 10x (Figure 2-11).

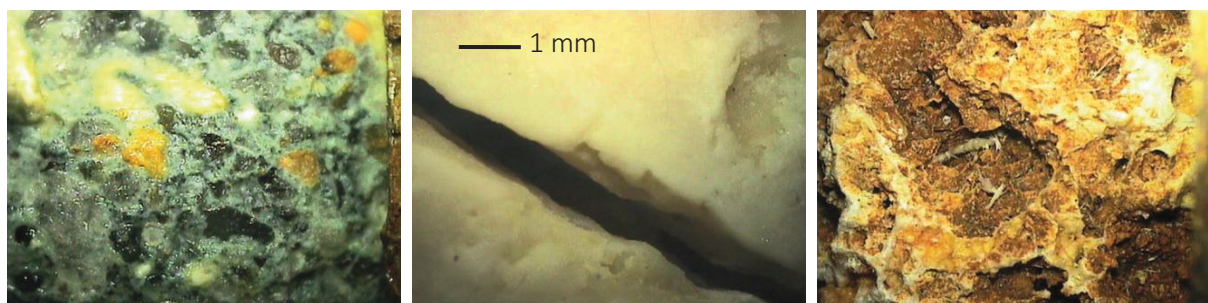


Figure 2-11 Exemples d'images obtenues au moyen de la géoendoscopie dans un revêtement en maçonnerie du métro parisien : a) béton, b) fissure, c) meulière

Des procédures de traitement et d'analyses d'images pour caractériser de manière automatique les matériaux traversés ont été développées dans un premier temps par Breul (1999) et ensuite par Haddani (Haddani, 2004) pour la caractérisation des milieux granulaires. L'adaptation de la méthode pour l'auscultation des canalisations visitables a conduit au développement d'une approche permettant une analyse de l'état de fissuration et de dégradation du revêtement d'un ouvrage souterrain en fonction de la profondeur dans le forage (Haddani et al., 2005).

Dans le cas de la caractérisation des milieux granulaires, ces techniques permettent également la caractérisation des sols (Breul et Gourvès, 2001) (Figure 2-12) en fournissant leur distribution granulométrique pour les matériaux sableux ou leur classification et une estimation de leurs propriétés physiques à partir d'analyse de texture (Raschke, 1996) (Gonzalez et Woods, 1992).

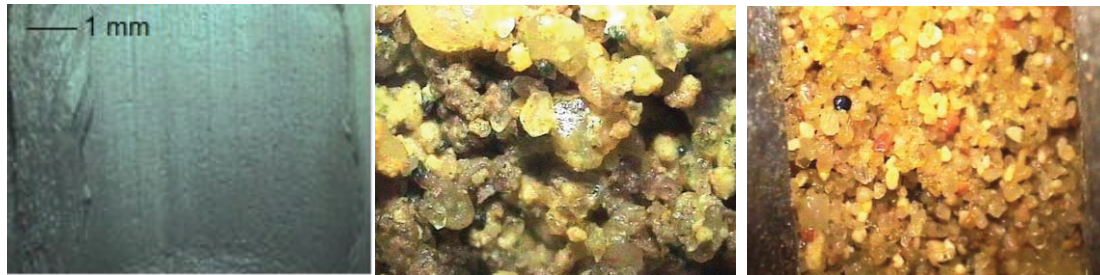


Figure 2-12 Exemples d'images géoendoscopiques de sols

Les différents paramètres analysés peuvent être référencés en fonction de la profondeur et ainsi permettre d'identifier l distribution des matériaux rencontrés (différentes couches traversées) au sein du sondage.

2.3.4 Essai pénétrométrique léger (PANDA)

Le pénétromètre léger Panda est un essai pénétrométrique à énergie variable conçu pour la reconnaissance et le contrôle de compactage des sols (Gourvès et Richard, 1995).

L'essai consiste en l'enfoncement manuel dans le sol d'un train de tiges comportant à son extrémité une pointe conique à l'aide d'un marteau. Pour chaque coup de marteau, l'instrument mesure l'énergie de battage ainsi que la profondeur d'enfoncement et calcule ainsi la valeur de la résistance de pointe « q_d » (Figure 2-13) à partir de la formule des hollandais.

L'outil de mesure est composé de quatre composants principaux: le Terminal De Dialogue (TDD), l'Unité Centrale d'Acquisition (UCA), le marteau de battage et la tête de battage.

Cet outil a été développé en 2 versions (Panda 1 et 2) fonctionnant selon ce principe.

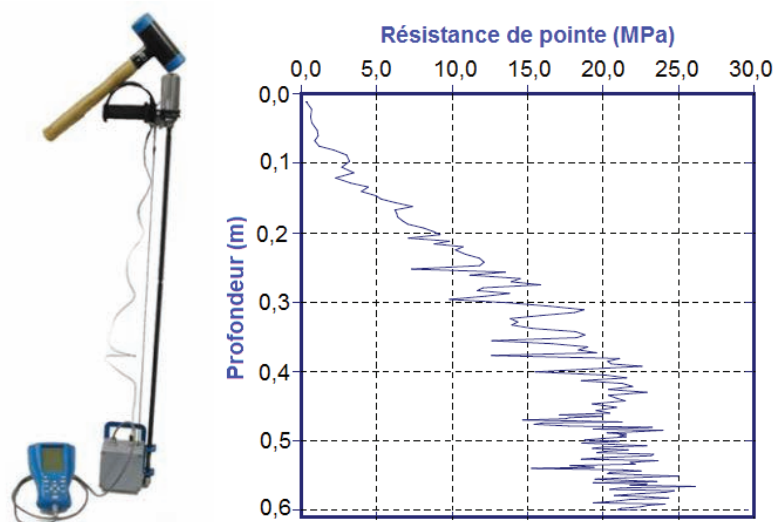


Figure 2-13 Appareil PANDA 2 (à gauche) et exemple de pénétrogramme (à droite) (Benz, 2009)

- **Pénétromètre PANDA 3**

A l'heure actuelle, une nouvelle version de cet outil (Panda 3) fonctionnant selon un autre principe de mesure a été développée. Sur la base de l'application des théories de propagation longitudinale d'une onde de contrainte dans une tige élastique mesurée pour chaque coup de marteau (Benz, 2009), il permet de mesurer et de découpler les ondes créées par l'impact du marteau sur la tête de l'appareil et de calculer ensuite la force, l'accélération et la vitesse en pointe pour permettre d'obtenir une courbe charge-enfoncement σ_p-s_p pour chaque coup de marteau lors de la réalisation d'un essai (Figure 2-15) (Benz et al. 2013). L'exploitation de cette courbe permet de déterminer en fonction de la profondeur, des paramètres de résistance (q_d) et de déformation du milieu étudié, telle que la célérité des ondes et le module pénétrométrique dynamique.

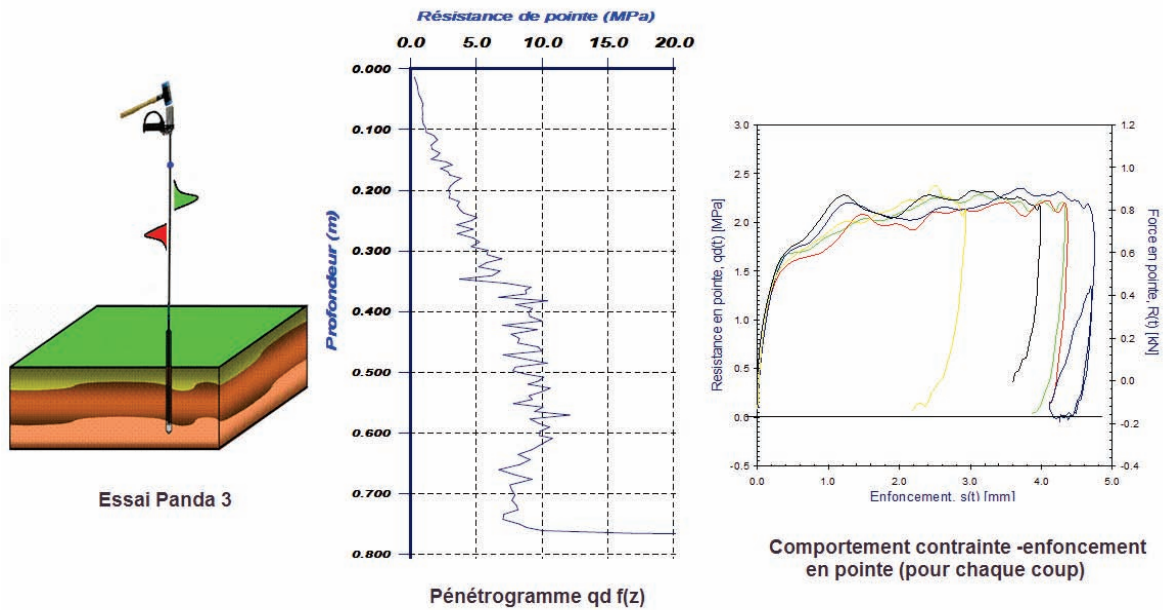


Figure 2-14 Principe de l'essai Panda 3® (Benz, 2009)

La Figure 2-15 montre une courbe Résistance de pointe-Enfoncement obtenue à l'aide du PANDA 3. Ce type de courbe va permettre calculer pour chaque point de mesure un module pénétrométrique, on pourra ensuite représenter son évolution en fonction de la profondeur.

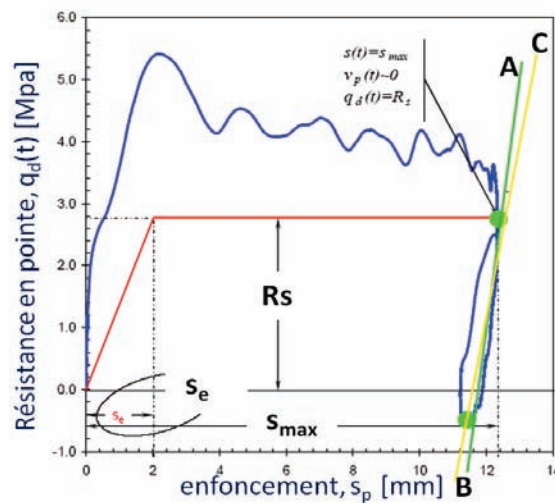


Figure 2-15 Courbe enfoncement –résistance de pointe essai Panda 3 (Benz et al., 2013)

A partir de la courbe enfoncement-résistance de pointe, un module pénétrométrique est défini. Le point A de la courbe contrainte-enfoncement correspond à l'instant où la valeur de l'enfoncement est maximale, donc c'est l'instant où la vitesse en pointe et la résistance dynamique sont nulles. Le module de déchargement est proportionnel à la pente AB et il est donné par la formule suivante :

$$E_{p3} = (1 - \nu) \left(\frac{q_{pA} - q_{pB}}{S_{pA} - S_{pB}} \right) \frac{\pi d_p}{4} \frac{1}{k_M}, \quad \text{Équation 2-4}$$

A partir de cette formule, les valeurs du module sont calculées en fonction de la profondeur.

Les principaux avantages de l'outil sont la possibilité de réaliser des tests avec différents angles d'inclinaison (jusqu'à l'horizontale) (mise en œuvre de l'essai indépendante de la gravité) et avec une énergie variable qui permet d'adapter l'énergie fournie à l'outil en fonction des caractéristiques du milieu sondé.



Figure 2-16 Schéma d'implantation d'un essai Panda (gauche), et réalisation in situ (droite)

Ces propriétés permettent par exemple l'auscultation du sol encaissant derrière les piédroits d'un tunnel.

2.4 Méthodologie proposée et questions à étudier

Les différents outils présentés ont été testés et utilisés pour étudier de sites réels dans le but d'obtenir des informations permettant de compléter les analyses d'inspection visuelle et de renseigner sur l'état de la structure et de l'encaissant d'un ouvrage.

La méthodologie proposée repose sur :

- le choix de zones d'analyse (panneaux) au sein des ouvrages
- la réalisation d'essais géophysiques d'impédance et géoradar sur un panneau
- l'implantation de sondages pénétrométriques et géoendoscopiques

L'objectif étant d'obtenir des informations permettant d'évaluer l'état de chaque composant de l'ouvrage définis préalablement (Figure 2-17). Ainsi, on sépare l'auscultation de la structure de revêtement de celle du terrain encaissant.

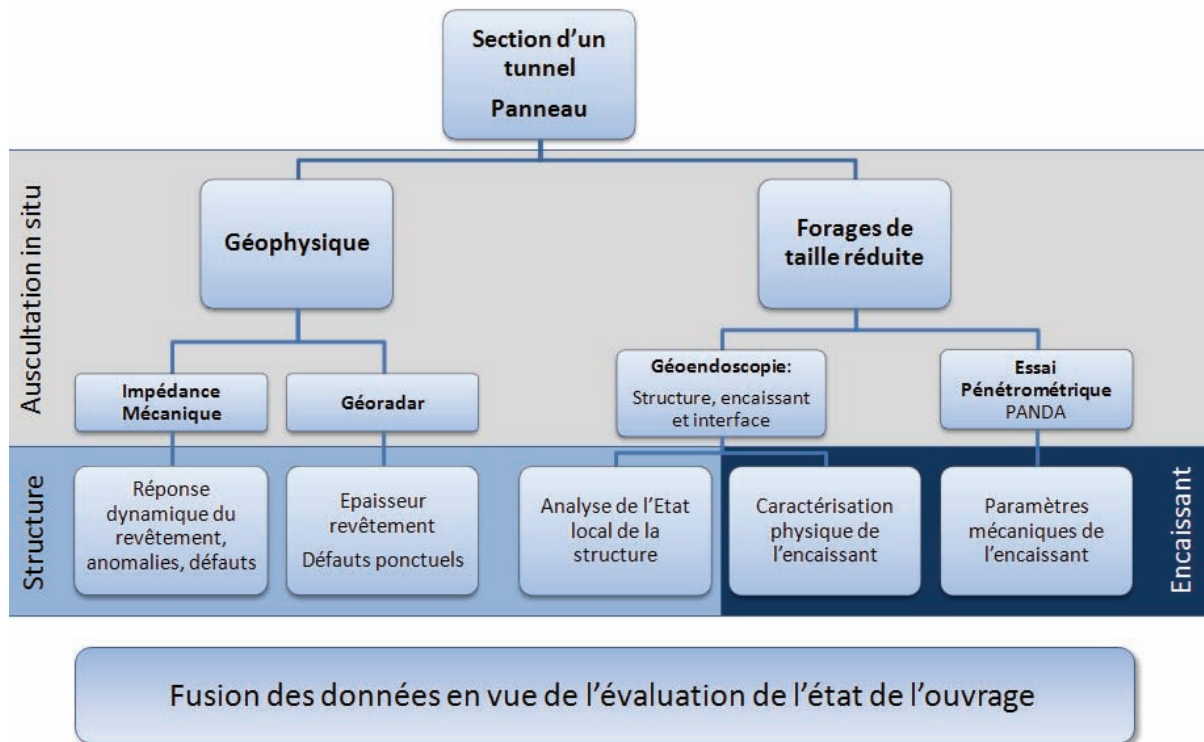


Figure 2-17 Schéma de la méthodologie d'auscultation proposée

Ces différentes informations permettront aux gestionnaires de compléter l'auscultation visuelle préliminaire. Dans un même temps, elles renseigneront sur l'état de l'ensemble structure/terrain encaissant, point clé pour l'établissement d'un diagnostic fiable.

Auscultation de la structure du revêtement :

La méthodologie proposée consiste en l'analyse à deux échelles de la structure et du revêtement :

- Echelle locale ou du sondage, pour caractériser les matériaux de la maçonnerie et l'état du revêtement et du contact au moyen d'essais géoendoscopiques réalisés à l'intérieur de forages de taille réduite.
- Echelle du panneau consistant en l'analyse d'une section du tunnel par couplage des techniques géophysiques permettant une mesure spatialisée sur l'état de la structure. Les essais géoradar devront permettre de renseigner sur l'épaisseur du revêtement et donc sur la géométrie de l'ouvrage. L'impédance mécanique quant à elle, doit permettre d'obtenir une cartographie rapide de la structure et d'identifier les zones dont les caractéristiques physiques peuvent être altérées. Les essais géoendoscopiques doivent permettre de qualifier et calibrer les informations relevées par l'auscultation géophysique.

Caractérisation physico-mécanique de l'encaissant :

Le terrain encaissant a une participation prépondérante sur le comportement d'un ouvrage souterrain, si dans le cas d'un tunnel à faible profondeur le revêtement est moins sollicité par l'encaissant que dans les tunnels à grande profondeur, l'effet du vieillissement et la perte de butée latérale peut entraîner des conséquences compromettant la stabilité de l'ouvrage.

A l'heure actuelle, il n'existe pas de technique capable de caractériser de manière appropriée l'état de l'encaissant, d'obtenir des paramètres mécaniques et d'estimer la variabilité spatiale de ces propriétés.

La méthodologie proposée consiste en une caractérisation physico-mécanique des terrains encaissants et à l'estimation des paramètres de déformabilité des sols par l'utilisation combinée d'essais pénétrométriques et géoendoscopiques à partir de l'intrados du tunnel en utilisant des forages de taille réduite.

Questions à étudier

Le travail développé dans la suite de ce rapport a pour objectif de démontrer l'intérêt de cette méthodologie d'auscultation pour :

- améliorer la caractérisation de l'état de dégradation de la structure et du contact au sein de ces ouvrages,
- caractériser les sols encaissants (identification de la nature des matériaux en place, estimation de l'état hydrique, estimation des paramètres mécaniques et de déformabilité des sols).

Pour cela, il sera nécessaire de démontrer l'intérêt des outils sélectionnés en vue de caractériser les différentes propriétés géométriques, physiques et mécaniques de l'ouvrage et de dégager leurs potentialités et leurs limites, à partir des campagnes in situ sur différentes stations du métro. Les caractéristiques des ouvrages sont présentées dans l'annexe 1.

Il sera également nécessaire à partir de cette méthodologie d'auscultation de développer une méthodologie de fusion des données en vue de l'évaluation de l'état d'un ouvrage

Enfin, il sera nécessaire de développer et de proposer un protocole opérationnel d'une nouvelle méthodologie de diagnostic de ces ouvrages.

Bibliographie du Chapitre 2

- Abraham, O., et De Robert, X.** Non-destructive testing of fired tunnel walls: the Mont-Blanc Tunnel case study. *NDT&E International*, N° 36, pp.411–418. (2003)
- AFTES.** Catalogue des désordres en ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains* 191. (2005)
- AFTES.** Recommandations de l’AFTES sur la réhabilitation des ouvrages souterrains. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, N° 3. (2005)
- Benz, M.** Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p.190 (2009)
- Benz, M., Escobar, E., Gourvès, R., Haddani, Y., Breul, P., & Bacconnet, C.** Dynamic measurements of the penetration test – Determination of the tip’s dynamic load-penetration curve. Proceedings of ISSMGE, Paris. (2013)
- Bouvier, A., et Durot, D.** Auscultation d'un ouvrage souterrain par les méthodes conjuguées de géoradar et d'impédance mécanique. *Travaux en souterrain : ambitions et réalités*. Paris: AFTES, pp.163-168. (1999)
- Breul, P.** Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration. Thèse, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p. 272 (1999)
- Breul, P., et Gourvès, R.** Geoendoscopy: a means to link mechanical and morphological information. Lisse: Kishino Ed, pp.73-76. (2001)
- Breysse, D., et Abraham, O.** Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton. Édité par Presses Ponts et Chaussées. AFGC: COFREND. (2005)
- Cabassut, L.** Diagnostic des collecteurs visitables: Apport des méthodes géophysiques. Université de Bordeaux, Bordeaux. (1996)
- CETu.** Le guide de l’inspection du génie civil des tunnels routiers. Fascicule, CETu. (2004)
- Davis, A., Lim, M. et Germann, C.** Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods. *NDT&E International*, N° 38, pp.181-186. (2005)
- GI.** NDT systems catalog- s'MASH. *Germann Instruments*, pp.116-121. (2010)
- Gonzalez, R.C., et Woods, R.E.** Digital Image Processing. Ed. Addison-Wesley. (1992)
- Gourvès, R., et Richard, B.** Le pénétromètre dynamique léger PANDA. Copenhagen: *Proceeding of ECSMFE*. (1995)
- Haack, A., Schreyer, J. et Jackel, G.** State-of-the-art of of Nondestructive Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining. *Tunneling and Underground Space Technology*,

N° 4, Vol.10, pp.413-431. (1995)

Haddani, Y. Caractérisation et classification des milieux granulaires par géoendoscopie. Thèse, Clermont Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p259(2004)

Haddani, Y., Breul, P., et Gourvès, R. Diagnostic des tunnels par couplage des techniques complémentaires. Chambéry: AFTES Congrès international. (2005)

Li, Ch., Li, M-J., Zhao, Y., Liu, H., Wan, Z., Xu, J. et Xu, X. Layer recognition and thickness evaluation of tunnel lining based on ground penetration radar. *Journal of Applied Geophysics* , N° 73, pp.45–48. (2011)

NF.P94-160-4. Auscultation d'un élément de fondation profonde: méthode par impédance mécanique. (1994)

Olesen, H.P., et Randall, R.B. A guide to Mechanical Impedance and Structural Response Techniques. *Bruel & Kjaer*, pp.17-179. (1979)

Peter, C., et Ulriksen, F. Application of Impulse Radar to Civil Engineering. Lund University of Technology. (1982)

Petit, J. Méthodes non destructives de diagnostic d'ouvrages: Etude de l'impédance mécanique. *Mémoire d'ingénieur*, Clermont-Ferrand: Polytech' Clermont-Ferrand. (2012)

Raschke, S.A. Computer vision for experimental soil - micromechanics and soil characterisation. Thèse, Michigan: Université de Michigan. (1996)

Solla, M., Lorenzo, H., Rial, F. et Novo, A. Ground-penetrating radar for the structural evaluation of masonry bridges. *Construction and Building Materials*, N° 29, pp.458-465. (2012)

Chapitre 3 : Caractérisation de la structure du revêtement

Dans ce chapitre, on aborde la mise au point de la méthode d'auscultation de la structure du revêtement des tunnels maçonnés, à partir de l'exploitation et de l'interprétation des mesures effectuées avec les outils présentés au chapitre précédent. Afin de pouvoir calibrer et valider ces outils, une étude expérimentale sur des échantillons de maçonnerie extraits lors de différentes campagnes d'essais sur différents sites du métro parisien a été réalisée.

On présente d'abord les résultats de cette étude expérimentale dont l'objectif était d'étudier la composition et les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux composant le revêtement des ouvrages du métro parisien. On aborde ensuite l'étude à l'échelle locale de la structure du revêtement par analyse géoendoscopique. Cette analyse a pour but le repérage des fissures et l'identification des zones endommagées de la maçonnerie par une analyse automatisée des images acquises avec la géoendoscopie. La combinaison des informations issues de la campagne expérimentale et de l'évaluation du degré d'endommagement de la maçonnerie par géoendoscopie va permettre de proposer une évaluation locale de l'état de la maçonnerie et de ces paramètres mécaniques. Finalement une étude à l'échelle d'un panneau à partir d'essais géophysiques permettra de caractériser l'état d'une partie du revêtement et d'estimer la variabilité à l'échelle du panneau.

Pour réaliser ce travail, la démarche adoptée a consisté à mettre en place la méthode d'auscultation décrite dans le chapitre précédent sur différentes stations du métro parisien. Un nombre important d'essais in situ ont été réalisés pour tester la faisabilité et l'adaptabilité de la méthodologie proposée. Ces essais ont été complétés par l'extraction de carottes, permettant d'une part la caractérisation mécanique des matériaux composant le revêtement des ouvrages et la calibration de l'analyse automatisée des images au moyen du géoendoscope.

3.1 Caractérisation des matériaux composant le revêtement en maçonnerie

L'objectif de ce travail est d'étudier les caractéristiques de la maçonnerie composant les ouvrages du métro parisien. Pour ce faire, plusieurs campagnes d'essais ont été menées dans différentes stations du métro. Au total 5 campagnes de reconnaissance sur 4 stations ont été effectuées. Ces campagnes comprenaient la mise en place de la méthode décrite dans le chapitre 2, ainsi que l'extraction de carottes du revêtement.

Un total de 67 carottes a été prélevé sur les différents sites étudiés (Tableau 3-1). Ces carottages ont permis la caractérisation mécanique des matériaux composant le revêtement des ouvrages et la calibration de l'analyse automatisée des images au moyen du géoendoscope.

Site d'extraction	Nombre de carottes
Station Pasteur	49
Station Champs de Mars	3
Station Porte de Lilas	11
Station Europe	4

Tableau 3-1 Nombre de carottes récupérées lors des campagnes de reconnaissance

A partir de ces carottes, un total de 139 éprouvettes a été découpé en vue de caractériser les matériaux composant la maçonnerie. Des essais en laboratoire ont été réalisés sur les éprouvettes extraites des carottes de maçonnerie pour analyser les paramètres physiques (état de dégradation et homogénéité des éprouvettes) et mécaniques (résistance à la compression f_c , module d'Young E , coefficient de Poisson ν , résistance en traction indirecte R_{tb} et déformation à la rupture ϵ) des matériaux.

Les essais suivants ont été réalisés :

- analyse visuelle des carottes, des matériaux et de leur état d'altération,
- essais ultrasoniques (V_s),
- mesure de masse volumique,
- essais de compression,
- essais de traction indirecte (R_{tb}).

La finalité de cette étude est d'analyser l'influence de la dégradation apparente (fissures et hétérogénéités) des éprouvettes et des matériaux sur les différents paramètres mécaniques afin par la suite de tenter de relier l'état global des maçonneries défini à partir des essais géophysiques et géoendoscopiques in-situ avec des valeurs mécaniques réalistes.

3.1.1 Démarche expérimentale

La démarche d'analyse réalisée pour chacune des carottes suit la procédure suivante :

a) Analyse visuelle et classement selon l'état global de la carotte.

A partir des carottes récoltées in situ dans les couloirs du métro, une analyse visuelle visant à classer les carottes selon leur état de dégradation en différents groupes d'état, sur la base de l'indice RQD (AFTES 2003) a été réalisée.

b) Prise d'images au moyen de l'endoscope.

Des images de l'ensemble des carottes ont été acquises le long de leurs génératrices, afin de développer par la suite une technique permettant d'automatiser l'analyse de la fissuration et des zones dégradées et l'obtention de l'indice RQD.

c) Préparation des éprouvettes, sciage et séchage à l'étuve.

Pour obtenir des éprouvettes d'essai à partir des carottes, des prélèvements dans les parties non fissurées des carottes et de longueur permettant d'obtenir des éprouvettes de tailles adaptées aux essais (longueur égale à une ou deux fois le diamètre des éprouvettes pour les essais de traction (NF P 18 408) et à deux fois le diamètre pour ceux en compression (NF P18 406) ont été sélectionnés. Avant d'être sciée, chaque éprouvette a été identifiée selon la valeur du RQD de sa carotte d'origine, les matériaux constitutifs et sa localisation dans la carotte (premier tiers, milieu, ou dernier tiers) en fixant comme point de référence l'intrados du mur. La Figure 3-1 fournit la répartition des éprouvettes extraites à partir des carottes, en fonction de leur position dans la carotte.

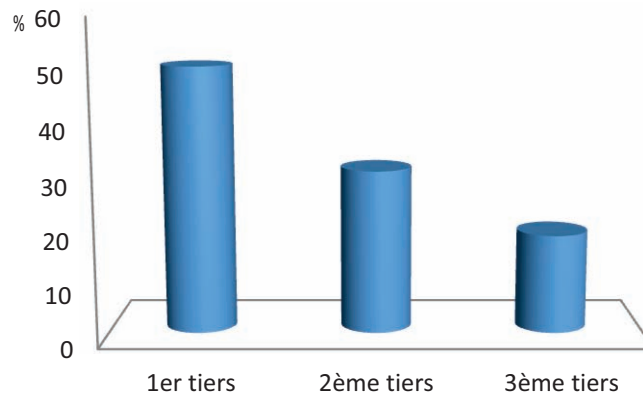


Figure 3-1 Position des éprouvettes dans la carotte.

Il est apparu très délicat d'obtenir des éprouvettes conformes aux normes d'essais dans le dernier tiers des carottes (EN12504-1, 2000). En effet, la majorité des dégradations étant situées au niveau du contact revêtement/encaissant, il est plus compliqué d'obtenir des éprouvettes conformes aux dimensions normalisées dans cette partie de l'ouvrage.

Au total 139 éprouvettes ont été découpées avec un diamètre de 50, 60 ou 80mm et une longueur de 100, 120 ou 160 mm. Une fois les éprouvettes découpées, elles ont été placées en étuve pendant une période de 24 heures. Cette phase de séchage permet d'une part, d'enlever

l'eau apportée lors du sciage et d'autre part, de normaliser les conditions d'humidité pour tous les essais réalisés ultérieurement.

d) Essais ultrasoniques.

Des essais soniques ont été effectués sur chacune des éprouvettes (NF P18 418). L'objectif est de connaître les valeurs de vitesse sonique (VS) pour chaque type de matériau constituant les carottes et d'évaluer l'homogénéité des éprouvettes en vue de les comparer avec des valeurs théoriques de la littérature et pouvoir également avoir une estimation des paramètres mécaniques. L'appareil utilisé est une machine *Pundit+* qui permet de faire des mesures d'ondes (p).

e) Détermination de la masse volumique

Les éprouvettes ont été enrobées d'un film mince de paraffine, pesées à l'air et ensuite plongées dans l'eau afin d'en déduire leur volume. On obtient ainsi la masse volumique pour chaque éprouvette (NF EN 623-2).

f) Essais mécaniques

Afin d'obtenir une caractérisation mécanique des matériaux présents dans la maçonnerie, deux types d'essais mécaniques ont été effectués sur les éprouvettes:

- compression uniaxiale,
- essai de traction indirecte (brésilien).

Les paramètres étudiés sont :

- résistance à compression (f_c),
- module de déformation (E),
- coefficient de poisson (ν),
- déformation à la rupture (ϵ_{rupt}),
- résistance à la traction indirecte (R_{tb}).

Essais de compression (NF 18-406) : Réalisés sur des éprouvettes cylindriques de 50, 60 et 80 mm de diamètre et de longueur égale à deux fois leur diamètre. Certains des échantillons ont été instrumentés avec des jauges extenso-métriques pour mesurer les déformations axiales (ϵ_{11}) et (ϵ_{33}) lors du chargement axial effectué à une vitesse d'essai de $0,5 \text{ MPa min}^{-1}$ (selon les spécifications de la norme). Le but est de mesurer les déformations au niveau de l'éprouvette en s'affranchissant des conditions de bord.

Essais de traction indirecte (Fendage, NF P 18-408) : L'essai brésilien nous permet d'obtenir les valeurs de la résistance à traction par compression des éprouvettes sur l'une des génératrices.

Le tableau 3-2 présenté ci-dessous récapitule le total des éprouvettes testées et leur origine.

Site d'extraction	Nombre d'éprouvettes	Testées en compression	Testées en traction indirecte
Pasteur	103	47	56
Ch. de Mars	7	5	2
P. de Lilas	31	18	13
Total	141	72	71

Tableau 3-2 Origine et nombre d'éprouvettes étudiées.

Finalement une étude de la variabilité des paramètres mesurés a été effectuée, en fonction de :

- l'état global de la carotte d'origine,
- de la position de l'éprouvette dans la carotte,
- des matériaux constituant l'éprouvette.

3.1.2 Analyse visuelle des carottes

L'analyse visuelle des carottes a permis d'identifier les différents matériaux composant la structure de revêtement, ainsi que son état de dégradation, par analyse de la fissuration sur toute la longueur de la carotte.

Il a été constaté que la maçonnerie du métro parisien est un bon exemple d'un matériau hétérogène et composite. En effet, l'analyse des carottes permet d'observer la présence de différents matériaux (Figure 3-2).

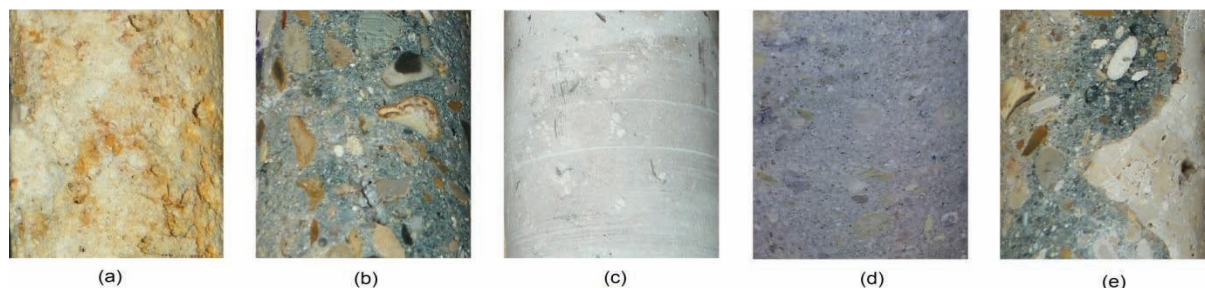


Figure 3-2 Matériaux composant la maçonnerie (a : meulière, b : béton, c : calcaire, d : mortier, e : mélange)

Les carottes récupérées lors des différentes campagnes in-situ ont fait l'objet d'une analyse de la fissuration notamment à partir de l'indice RQD (Deere et Deere, 1988). Celui-ci est l'un des paramètres d'identification des massifs rocheux les plus répandus est très courant dans le domaine des ouvrages souterrains. Il est défini à partir de l'analyse des discontinuités et déterminé à partir du comptage du nombre de fissures sur les carottes provenant des sondages.

Ensuite, les différentes carottes ont été classées selon leur état de dégradation global. Ce classement, présenté dans le Tableau 3-3, est basé sur des seuils des valeurs de l'indice RQD classiques (Deere et Deere, 1988) et a été simplifié à trois classes afin de l'adapter à notre cas d'étude (revêtement et maçonneries des ouvrages enterrés) et d'obtenir une plus grande représentativité de chacune des classes (du fait de la limitation de notre échantillonnage de carottes).

RQD carotte	Classement de l'Etat Global de la carotte
RQD < 25 % 25 % < RQD < 50 %	ETAT MAUVAIS
50 % < RQD < 75 %	ETAT MOYEN
75 % < RQD < 90 % 90 % < RQD < 100 %	BON ETAT

Tableau 3-3 Valeurs de RQD (Deere et Deere, 1988), et classement de l'état de dégradation global de la carotte proposé

La Figure 3-3 fournit la répartition des carottes extraites sur l'ensemble des sites étudiés selon leur état global de dégradation. De façon générale, on observe que la majorité des carottes se trouvent au dessous de la valeur de RQD = 75%, seuil au delà duquel nous avons défini un bon état.

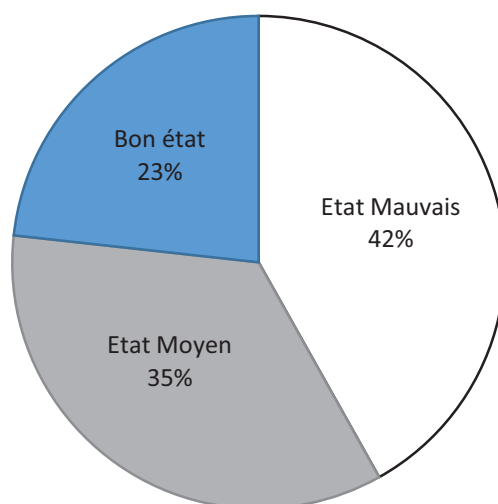


Figure 3-3 Classement des carottes extraites lors des campagnes d'essais selon leur état de dégradation global.

Une étude sur la probabilité d'apparition des fissures et des zones endommagées sur les carottes en fonction de la profondeur relative du sondage (Figure 3-4) a été réalisée. Il a été constaté que la probabilité d'apparition de discontinuités et de zones endommagées dans le revêtement augmentait en fonction de la profondeur.

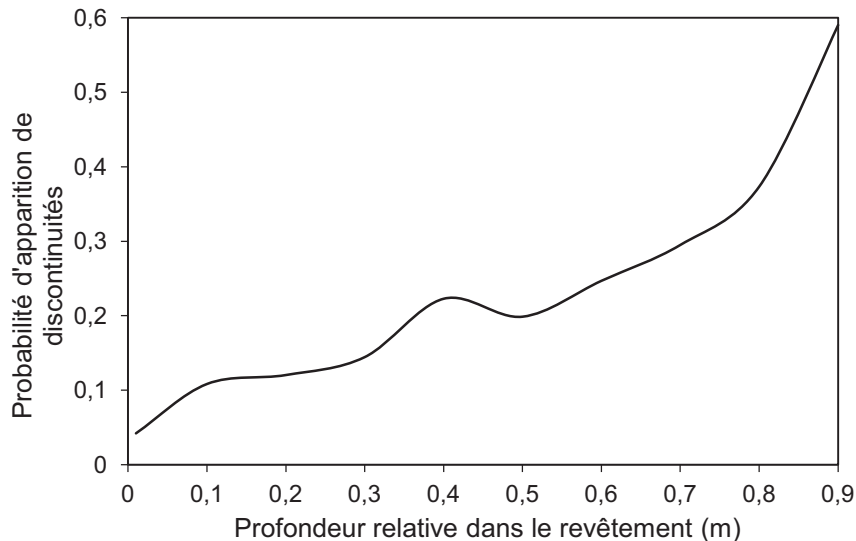


Figure 3-4 Probabilité d'apparition de fissures en fonction de la profondeur relative

Cette étude met en évidence que plus on se situe loin de l'intrados du tunnel et près du terrain environnant, plus la probabilité de rencontrer des discontinuités ou une zone dégradée augmente.

L'analyse corrobore les études montrant que dans la plupart des ouvrages souterrains anciens implantés dans un sol meuble, les secteurs les plus altérés du revêtement sont ceux se trouvant en contact avec le sol environnant (Richards, 1998). Dans ces zones, la maçonnerie est exposée au contact avec des agents agressifs tels que l'eau notamment. Par ailleurs, la présence de vides localisés modifie la répartition locale des charges et peut conduire à des déplacements provoquant des fractures et la détérioration du revêtement.

3.1.3 Caractérisation physique des matériaux composant la maçonnerie

L'étude des paramètres physiques a permis d'avoir une première idée sur les différents matériaux en présence. Les essais ont consisté en des mesures de la masse volumique et de la vitesse sonique selon les protocoles décrits ci-dessous.

Mesure de la vitesse sonore au sein des éprouvettes (NF 18-418) :

Cette méthode est adaptée pour contrôler l'homogénéité d'une roche ou d'un béton ou suivre l'évolution d'un béton dans le temps. Dans le cas des massifs rocheux, les vitesses de propagation d'ondes renseignent sur l'état d'altération, et/ou de fissuration (AFTES, 2003). Dans les ondes analysées, on distingue les ondes de compression appelés aussi longitudinales ou « p » dont la vitesse est désignée par V_p et les ondes « s », transversales ou de cisaillement (plus rarement mesurées). Dans notre cas, l'appareil de mesure Pundit+ (Figure 3-5) ne permettait que l'acquisition des premières.

Détermination de la masse volumique (NF EN 623-2)

Les mesures des masses volumiques des éprouvettes ont été réalisées par saturation sous vide et pesée hydrostatique. La masse volumique apparente ρ est égale au quotient de la masse de l'échantillon séché à 105 ° C jusqu'à ce que la masse soit constante (M) et de la

masse imbibée (m) et la masse dans l'eau soit :

$$\rho = \frac{M}{(M-m)} \cdot \rho_{eau} \quad (kN/m^3) \quad \text{Équation 3-1}$$



Figure 3-5 Mesure de la vitesse sonique et pesage d'une éprouvette

Les résultats des différents tests physiques ont montré que les valeurs de masse volumique (Figure 3-6) évoluaient pour l'ensemble des éprouvettes entre 18 et 24 kN/m³ avec une valeur moyenne de 21 kN/m³. Ces valeurs sont similaires à celles que l'on peut trouver pour un béton normal non armé.

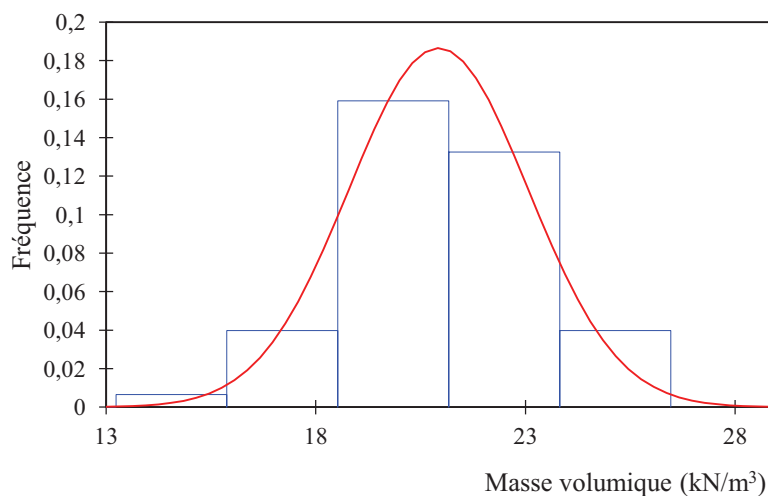


Figure 3-6 Masse volumique des éprouvettes

La Figure 3-7 fournit les valeurs moyennes et les écarts types de la vitesse du son en fonction du matériau composant l'éprouvette. En analysant les résultats, on peut dire que les échantillons en roches calcaires présentent les plus hautes valeurs mesurées pour ce paramètre. Les valeurs mesurées sont en concordance avec la valeur moyenne obtenue pour ce type de roche (Durville et Héraud, 1995). On attribue la dispersion de ces mesures à la variabilité de l'état des matériaux ainsi que la présence de joints dans certains échantillons réduisant considérablement la propagation du pulse sonique. L'analyse des relations entre les vitesses soniques mesurées sur les échantillons issus des carottes et les paramètres mécaniques sera faite par la suite.

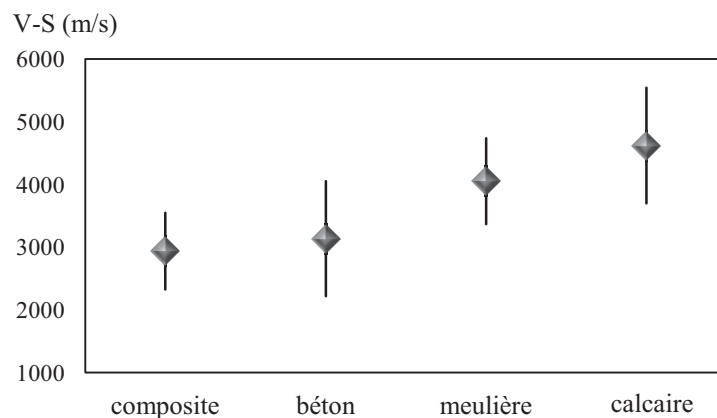


Figure 3-7 Valeurs moyennes et écart-type de la vitesse du son en fonction des matériaux constituant les éprouvettes

L'analyse des vitesses soniques en fonction de la masse-volumique et du type de matériau composant les éprouvettes montre qu'il n'y a pas de lien fort entre ces deux paramètres pour les échantillons analysés (Figure 3-8).

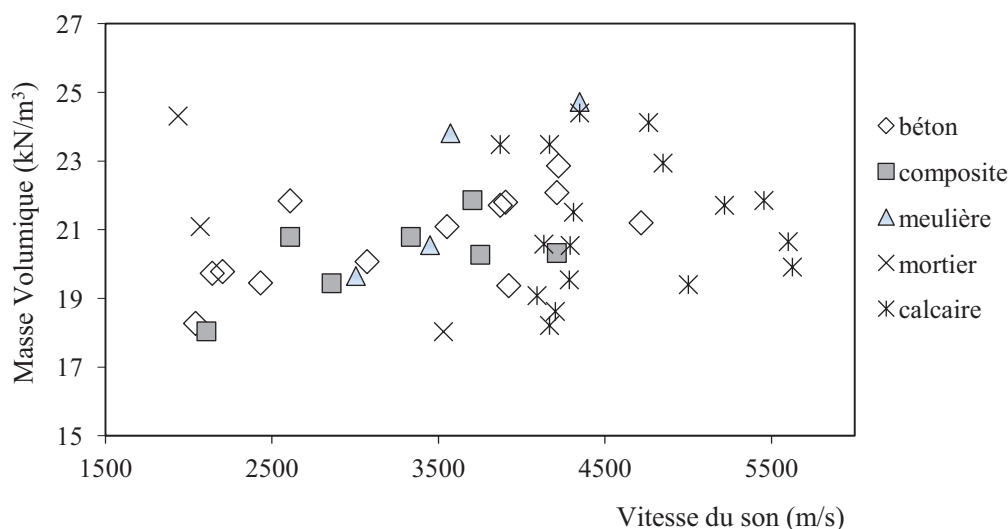


Figure 3-8 Vitesses soniques en fonction de la masse-volumique et du type de matériau composant les éprouvettes

Cette analyse préliminaire a permis d'avoir un aperçu de l'hétérogénéité présente dans les matériaux composant les revêtements auscultés. La variabilité observée dans les mesures permet d'affirmer qu'il y a plusieurs facteurs à prendre en compte afin de comprendre le comportement de ces matériaux.

3.1.4 Caractérisation mécanique des matériaux composant la maçonnerie

Ces essais visent à obtenir les principaux paramètres caractérisant le comportement mécanique des différents matériaux composant la maçonnerie analysée, pour ensuite établir

une analyse de leur variabilité par le biais de l'établissement des lois de distribution en fonction de différents critères.

3.1.3.1 Essais de compression simple

Les éprouvettes d'un élancement de 2, ont été testées de deux manières différentes, dans une presse d'essai de 200 kN de capacité. Les essais ont été effectués dans le respect de la norme (NF P 18-406) qui conseille une vitesse de chargement de 0,5 MPa/min en phase d'essai. Lors d'une première session d'essais, les déformations des éprouvettes ont été mesurées à l'aide du comparateur intégré à la presse d'essai. Or ces mesures sont affectées par les conditions de bord (interaction plateau/éprouvette) et ne sont donc pas représentatives des propriétés exactes des matériaux testés. Une deuxième phase d'essai a donc été effectuée, avec pour but d'éliminer ce problème. Les éprouvettes ont été instrumentées avec des jauges extenso-métriques afin de mesurer les déformations axiale et radiale suivies lors du chargement axial (Figure 3-9).

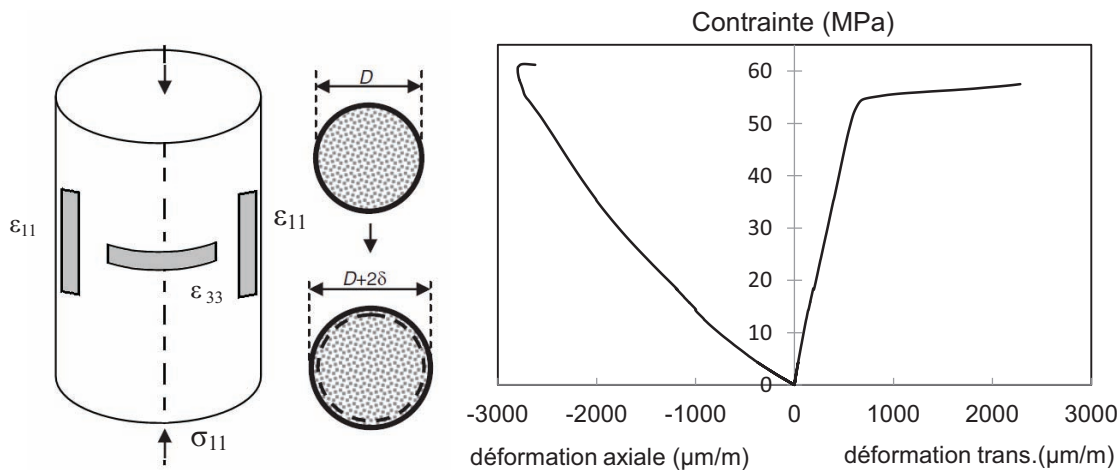


Figure 3-9 Schéma du positionnement des jauges et de la mesure des déformations axiale et radiale

Les paramètres étudiés lors des tests en compression uniaxial sont :

- Résistance en compression uniaxial (f_c) : calculée pour la charge ultime
- Module d'Young (E) : module tangent à la courbe contrainte déformation
- Coefficient de Poisson (ν) : relation entre ϵ_{33} et ϵ_{11}
- Déformation à la rupture (ϵ) : ϵ_{11} à la charge ultime

3.1.3.2 Essais en traction indirecte (fendage)

L'essai consiste à écraser une éprouvette cylindrique suivant deux génératrices opposées, entre les plateaux d'une presse (Figure 3-10). Cependant seulement 20% de l'aire sollicitée est soumise à des efforts de compression. L'essai permet d'estimer la résistance ultime en traction de l'éprouvette lorsqu'elle atteint la rupture.

L'essai brésilien, relativement simple dans sa mise en place, présente des complications pour le calage des plateaux sur les génératrices de l'éprouvette. Le calcul de la résistance à la traction R_{tb} , est donné par l'Equation 3-2.

$$R_{tb} = \frac{2P}{\pi\phi L} \quad \text{Équation 3-2}$$

P : charge de rupture (N)
 Ø: diamètre de l'éprouvette (mm)
 L : longueur de l'éprouvette (mm)



Figure 3-10 Schéma d'essai brésilien, mise en place du dispositif et éprouvette après essai

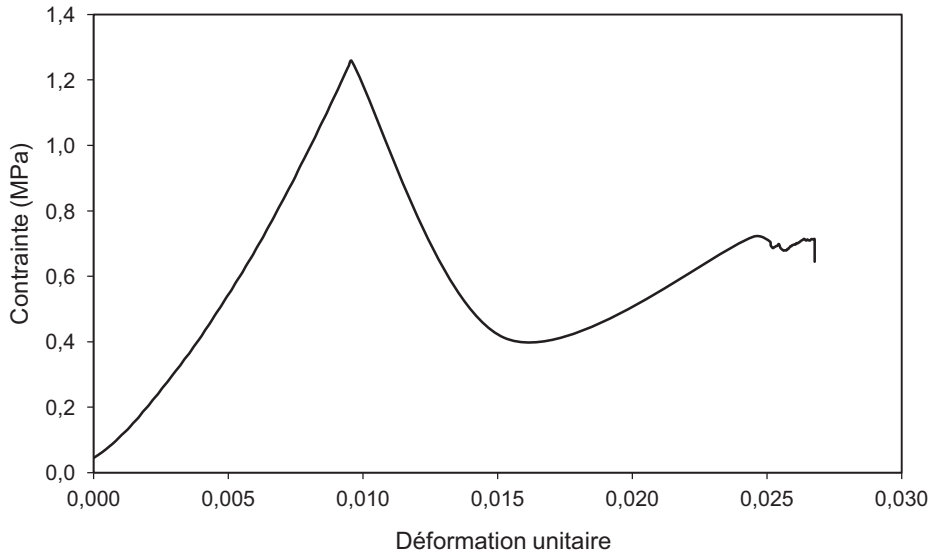


Figure 3-11 Courbe type d'un essai de fendage

Par la suite, on présente les résultats et les analyses des différents essais réalisés.

3.1.3.3 Analyse des résultats des essais mécaniques

Dans un premier temps, nous avons analysé la distribution des paramètres obtenus lors des essais pour l'ensemble des éprouvettes testées.

Ainsi la Figure 3-12 présente la loi de distribution obtenue pour la résistance en compression uniaxiale.

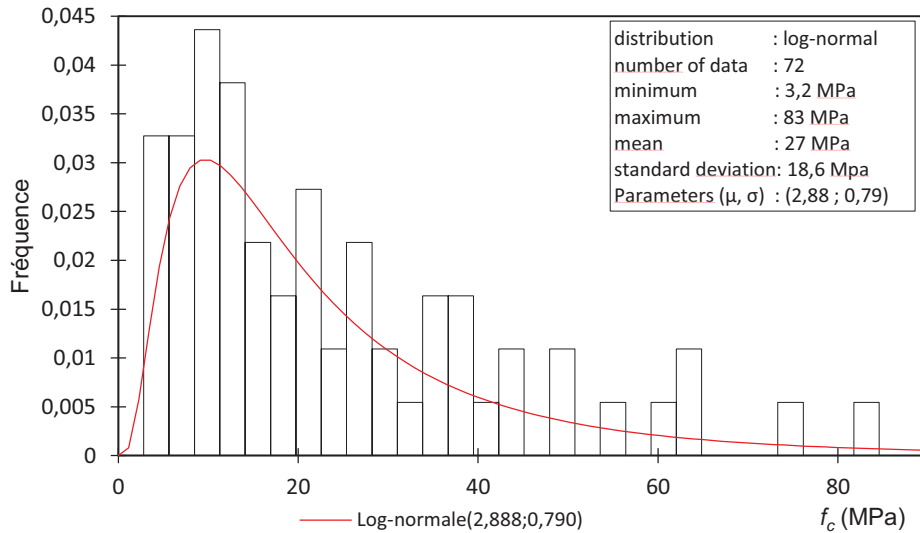


Figure 3-12 Loi de distribution de la résistance à la compression (moyenne : 27 MPa, Taille échantillon : 72)

On observe qu'une loi de type log-normale est la mieux adaptée pour décrire la distribution de ce paramètre. On constate que sur un échantillon de 72 éprouvettes, on obtient une variabilité très importante (CV= 69%) mettant en évidence l'hétérogénéité des matériaux composant les maçonneries. Cependant, la valeur moyenne de 27 MPa montre que la résistance moyenne est encore importante compte tenu de l'ancienneté de ces ouvrages.

Il peut être observé qu'une partie de l'échantillon se détache de l'ensemble avec des valeurs plus fortes (supérieures à 60 MPa). Cette observation tend à montrer la présence d'un deuxième mode dans la distribution. Ce phénomène peut être attribuable au type de matériaux testés et plus précisément aux moellons d'origine calcaire. Cette hypothèse sera étudiée par la suite lors des analyses par matériau. Ces résultats en ce qui concerne la variabilité et la loi de distribution sont semblables à ceux trouvés lors des campagnes de reconnaissance des maçonneries du métro réalisées il y a plusieurs années (Arcadis, 2007) (Arcadis, 2004).

Cette variabilité est aussi présente dans les autres paramètres mesurés. Dans le cas du module d'Young (Figure 3-13), elle atteint une valeur de CV=65%.

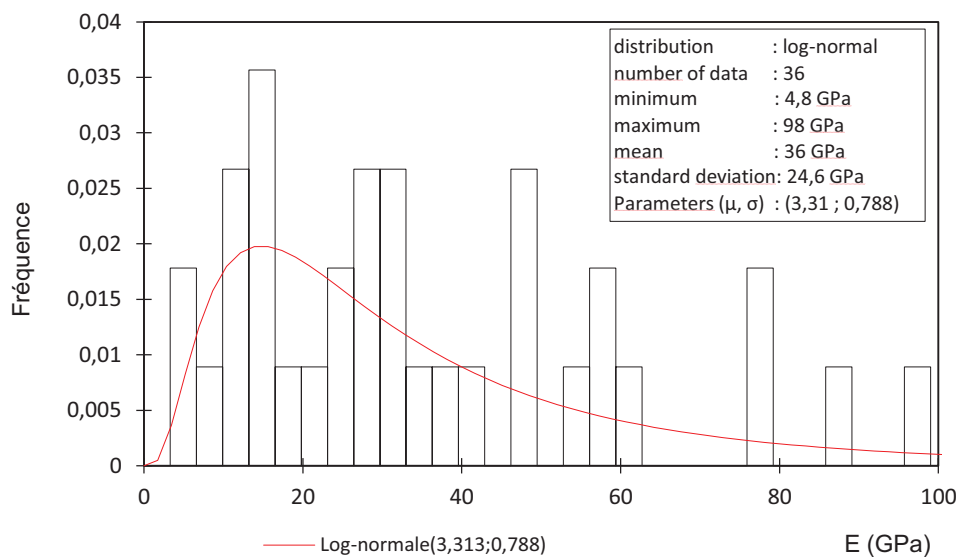


Figure 3-13 Loi de distribution du module d'Young (moyenne : 36 GPa– Taille échantillon : 36)

Pour l'essai de traction indirecte (Figure 3-14), on observe que la variabilité associée à R_{tb} est très importante (CV = 81%), similaire à celle obtenue pour la résistance en compression.

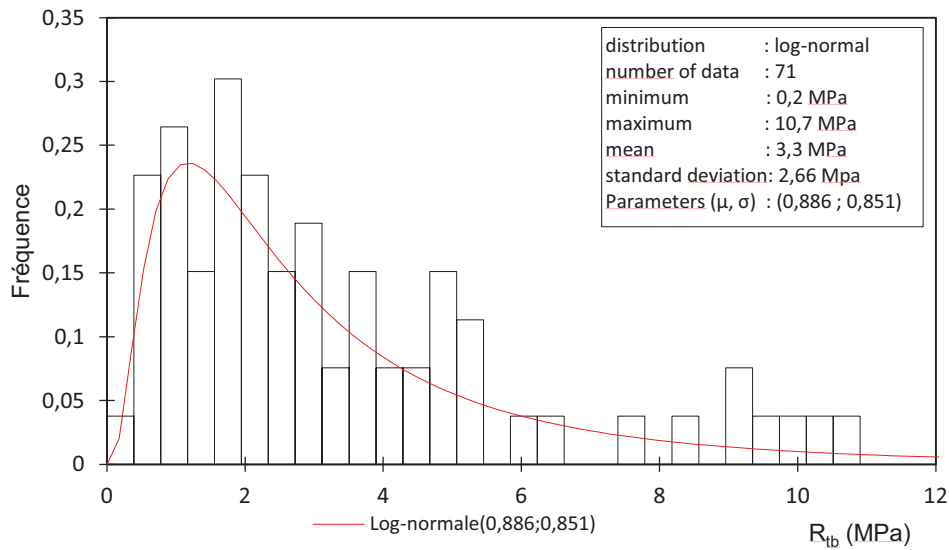


Figure 3-14 Loi de distribution de la résistance à la traction essai brésilien (moyenne : 3,3 MPa – Taille échantillon : 71)

On observe que la valeur moyenne (3,3 MPa) de la résistance à la traction est proche des valeurs caractéristiques d'un béton et en lien avec la moyenne de f_c . On observe là encore qu'une partie de l'échantillon se détache autour de 10 MPa. Ces valeurs sont ici aussi attribuées à des éprouvettes en calcaire.

La Figure 3-15 montre une loi de distribution du type normale pour décrire les valeurs du coefficient de Poisson, on trouve que la valeur moyenne autour de 0,22 est proche des valeurs moyennes d'un béton classique, mais cette valeur est certainement influencée par la présence de roches dans l'échantillonnage, dont les valeurs peuvent s'avérer plus importantes (Mestat, 1993). Malgré ce fait, les valeurs obtenues sont proches de celles de la littérature traitant des ouvrages maçonnés anciens (Domède et al., 2009) (Stablon et al., 2011).

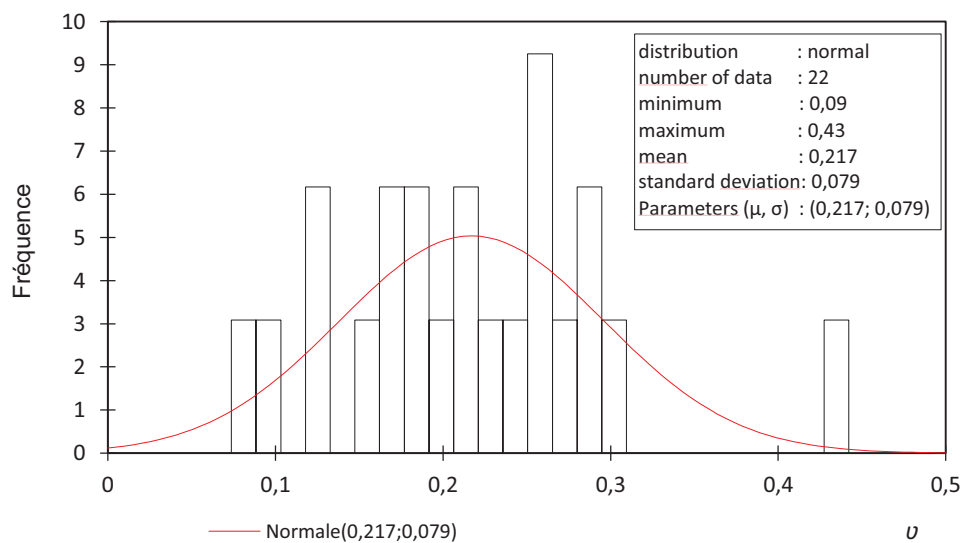


Figure 3-15 Loi de distribution du coefficient de poisson (moyenne : 0,217 – Taille échantillon : 22)

L'analyse de la distribution de la déformation à la rupture (Figure 3-16) obtenue au moyen des jauges, montre deux groupements de valeurs. Le premier s'étalant de 0,5 à 2‰ tandis que le second se situe plutôt autour de 2 à 3,5‰. Cet effet est aussi attribuable à la diversité des matériaux composant l'échantillon statistique et met en évidence 2 types de populations au sein de cet échantillon.

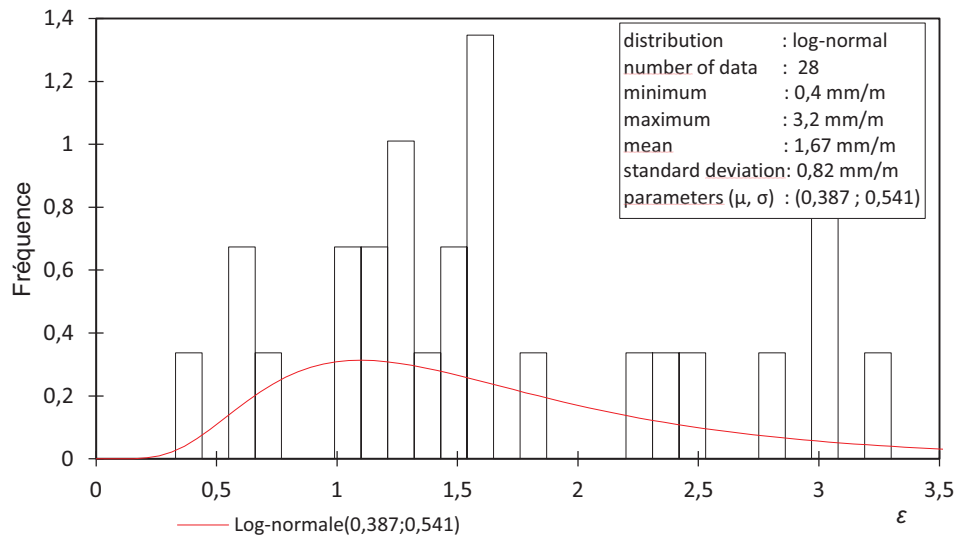


Figure 3-16 Loi de distribution de la déformation à la rupture obtenue au moyen de jauges extensométriques (moyenne : 1,7 mm/m Taille échantillon : 28)

Ces essais ont permis de connaître les valeurs moyennes pour les différents paramètres mécaniques caractérisant le matériau « maçonnerie ». Les valeurs obtenues pour les différents paramètres sont en accord avec la littérature et les distributions obtenues également. On a constaté une grande variabilité des résultats due à la nature hétérogène de la maçonnerie composant ces ouvrages (hétérogénéité des matériaux et des niveaux d'altération) mais également du fait que dans cette analyse nous n'avons pas tenu compte de l'origine des éprouvettes (station, localisation par rapport à l'intrados, etc.).

Par la suite, l'influence de certaines variables (état de la carotte, position de l'éprouvette par rapport à l'intrados ou matériau composant l'éprouvette) sur les valeurs des paramètres mécaniques mesurés sur les éprouvettes et les lois de distribution associées sera analysé.

3.1.5 Etude des lois de distribution des paramètres

3.1.5.1 Lois de distribution en fonction de l'état de fissuration, fracturation global de la carotte.

Dans cette partie, on analyse les résultats obtenus lors des essais mécaniques, en fonction de l'état global de fissuration de la carotte défini sur la base de l'indice RQD .

Toutes les carottes récupérées ont fait l'objet d'une analyse de la fissuration. Dans le Tableau 3-3, nous avons proposé de séparer les carottes par une classification en trois groupes distincts selon leur valeur de RQD (Bon Etat, Etat Moyen, Etat Mauvais). Nous avons ensuite étudié les lois de distribution des paramètres mécaniques obtenus sur les éprouvettes regroupées selon la classe de la carotte d'origine.

La Figure 3-17 présente la distribution obtenue pour f_c en fonction des trois classes selon le critère décrit précédemment.

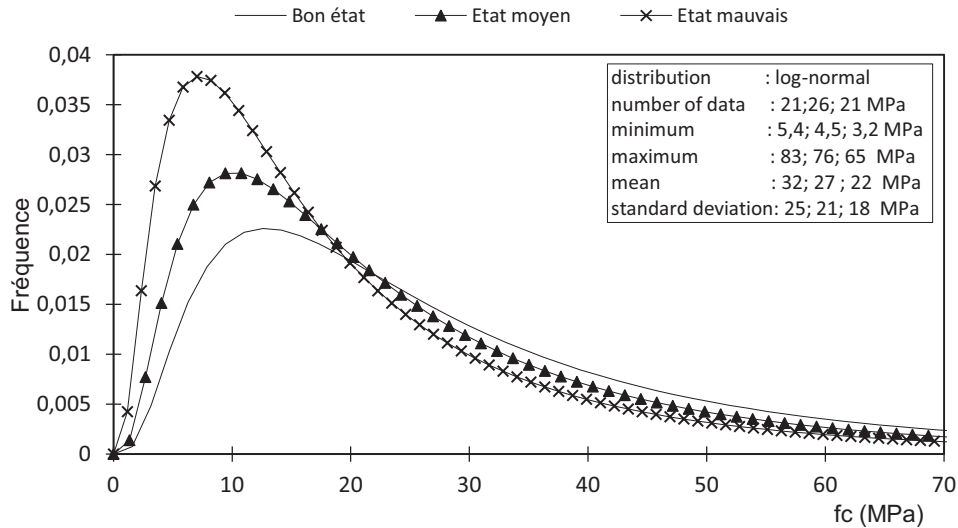


Figure 3-17 Lois de distribution des valeurs de f_c des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine

On constate que la moyenne des valeurs de f_c diminue légèrement avec l'augmentation de l'état de dégradation globale de la carotte. La valeur moyenne des échantillons classés comme «Etat Mauvais» est de 22 MPa, ce qui représente une chute de 31% par rapport à la moyenne des f_c observée pour les échantillons classés «Bon Etat». Néanmoins les valeurs de résistances moyennes trouvées restent relativement bonnes quelque soit l'état de fracturation globale de la carotte.

Dans le cas du module d'Young, une forte variabilité est observée pour chacune des classes. Ainsi, la Figure 3-18 confronte les lois de distribution pour chaque classe.

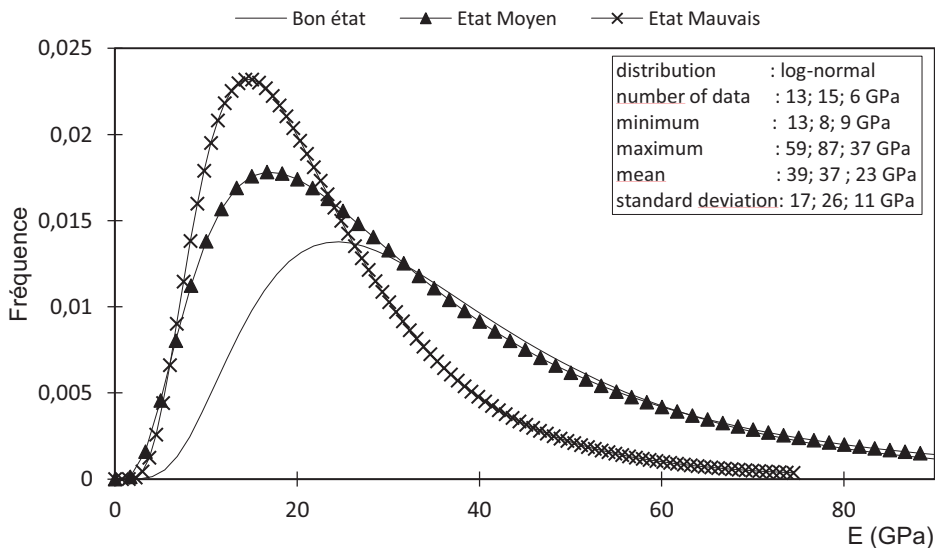


Figure 3-18 Lois de distribution des valeurs de Modules d'Young des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.

On distingue une différence nette entre les valeurs moyennes des modules mesurés dans les éprouvettes des carottes classées « Bon état » et les autres éprouvettes.

La Figure 3-19 montre que pour la résistance en traction indirecte seules les éprouvettes provenant du groupe classé « Bon Etat » forment un groupe distinct, et qu'il n'y pas de différence nette entre les lois de distribution des deux autres classes. Néanmoins les résistances à la traction moyennes restent relativement similaires pour les 3 groupes.

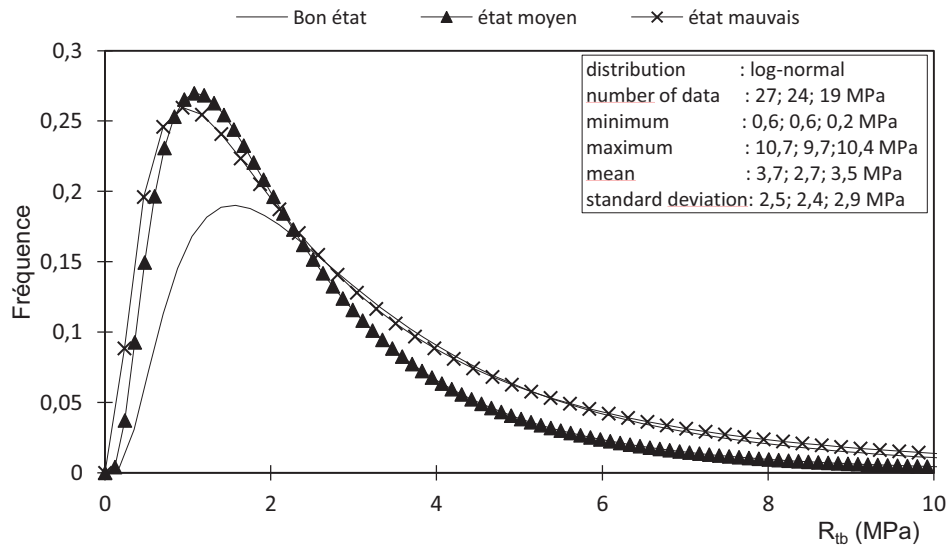


Figure 3-19 Lois de distribution des valeurs de résistance en traction R_{tb} des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.

L'analyse comparative effectuée pour les valeurs de coefficient de Poisson (Figure 3-20) montre qu'il n'y a presque pas de différence entre les valeurs moyennes des éprouvettes quelque soit l'état global de leur carotte d'origine. Par contre, l'écart-type des éprouvettes « Bon état » est plus faible que pour les autres classes.

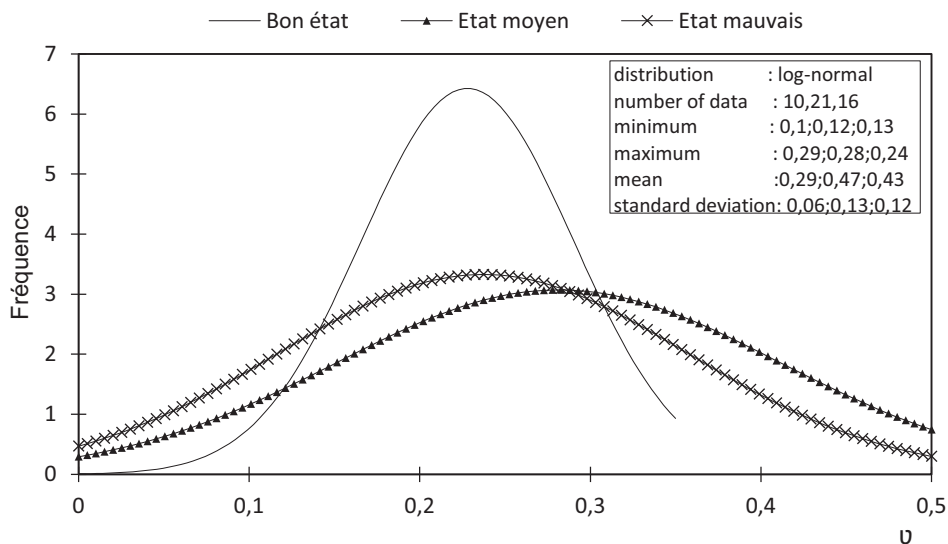


Figure 3-20 Lois de distribution des valeurs du coefficient de Poisson des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.

L'analyse de la déformation à la rupture en fonction de l'état global de la carotte (Figure 3-21) ne permet pas de tirer de conclusions. On peut penser que c'est plutôt le type de matériau composant l'éprouvette que l'état global de la carotte à laquelle appartient

l'éprouvette qui a une influence sur la valeur de ce paramètre. Cette hypothèse sera vérifiée par la suite dans les analyses par matériau.

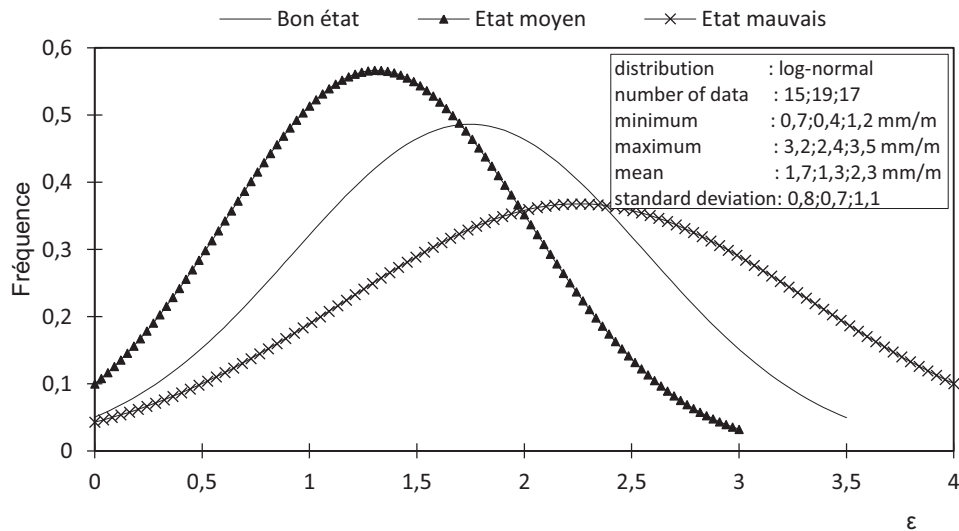


Figure 3-21 Lois de distribution des valeurs de déformation à la rupture des éprouvettes selon la classe d'état de leur carotte d'origine.

En conclusion de cette partie, on peut dire que certains paramètres mécaniques (f_c , E) évoluent en fonction de l'état global de la carotte. Cette remarque est surtout vraie au niveau des valeurs moyennes. Par contre, les valeurs minimales de f_c sont de l'ordre de 5 (MPa) pour les trois familles, valeur très faible qui peut correspondre à des valeurs de roches tendres ou à des mortiers de ciment. Néanmoins ces valeurs restent sensiblement identiques aux valeurs minimales utilisées par la RATP ($f_c = 5$ MPa) dans le calcul de vérification de ces ouvrages en maçonnerie. On peut donc dire que globalement les valeurs de résistance en compression de la maçonnerie restent acceptables et ce, quelque soit l'état de dégradation global de la maçonnerie.

Pour les autres paramètres, l'état global de dégradation de la carotte ne semble pas avoir d'influence sur leur évolution. Cette observation n'est pas forcément surprenante, puisque comme nous l'avons expliqué en début de partie, les éprouvettes extraites des carottes le sont, pour pouvoir satisfaire aux normes d'essai, dans des parties plutôt saines de la carotte. En conséquence mis à part si la dégradation affecte le matériau lui-même, il y a peu de chances que les paramètres mécaniques des éprouvettes soient fortement influencés par l'état global de la carotte.

Au vu des résultats trouvés, il apparaît que l'analyse selon l'état de fracturation de la carotte semble insuffisante pour décrire et expliquer une grande partie de la variabilité observée sur les mesures.

3.1.5.2 Lois de distribution en fonction des matériaux constituant les éprouvettes

Les ouvrages souterrains anciens en maçonnerie ont été construits en utilisant un grand nombre de matériaux. Par conséquent, une analyse des variations des paramètres mécaniques en fonction des matériaux constituant les échantillons a été réalisée. Les échantillons analysés ont été classés en quatre familles distinctes (calcaire, béton, meulière et composite). Au début

de ce chapitre cinq types de matériaux avaient été définis, mais en raison de leur faible échantillonnage, les éprouvettes de « mortier » ont été associées au groupe « béton ».

La Figure 3-22 montre les lois de distribution pour f_c en fonction du type de matériau. On constate que les valeurs moyennes des éprouvettes « calcaire » sont supérieures aux autres matériaux, ce qui corrobore les hypothèses formulées précédemment lors de l'étude de f_c sans distinction des éprouvettes où l'on voyait apparaître 2 modes. On constate également que l'écart-type de cette population est aussi très important (EC=20 MPa). Par ailleurs, en termes de valeur moyenne, on trouve ensuite les échantillons de matériaux composites et de béton. Finalement les valeurs les plus basses de résistance à la compression sont les éprouvettes composées de meulière, qui est peut être le matériau le plus sensible aux dégradations.

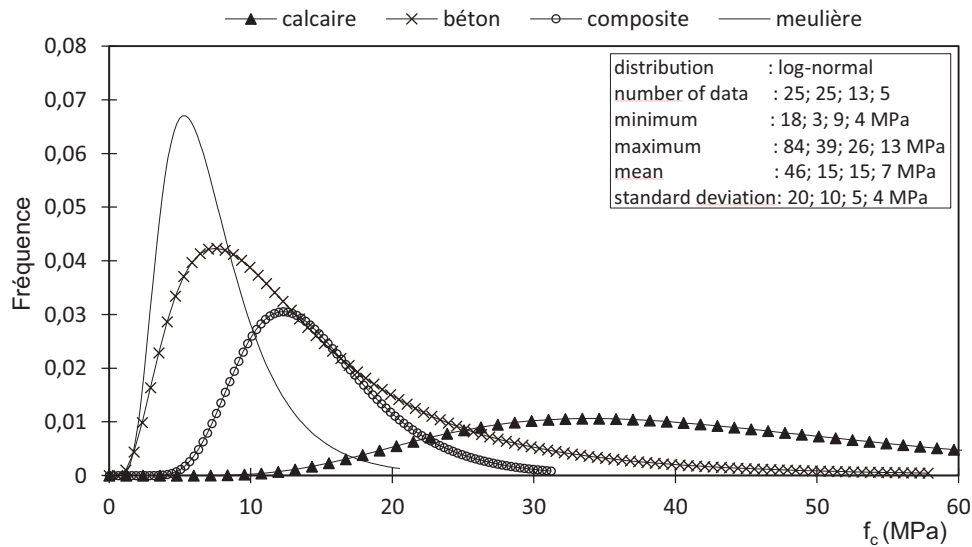


Figure 3-22 Lois de distribution des valeurs de résistance à la compression (f_c) selon le matériau constitutif de l'éprouvette

On constate également que la variabilité des résultats diffère selon les matériaux. Les échantillons « composites » ont la variation de résistance la plus faible (CV = 33%), tandis que celle des échantillons de béton est la plus élevée (CV= 67%).

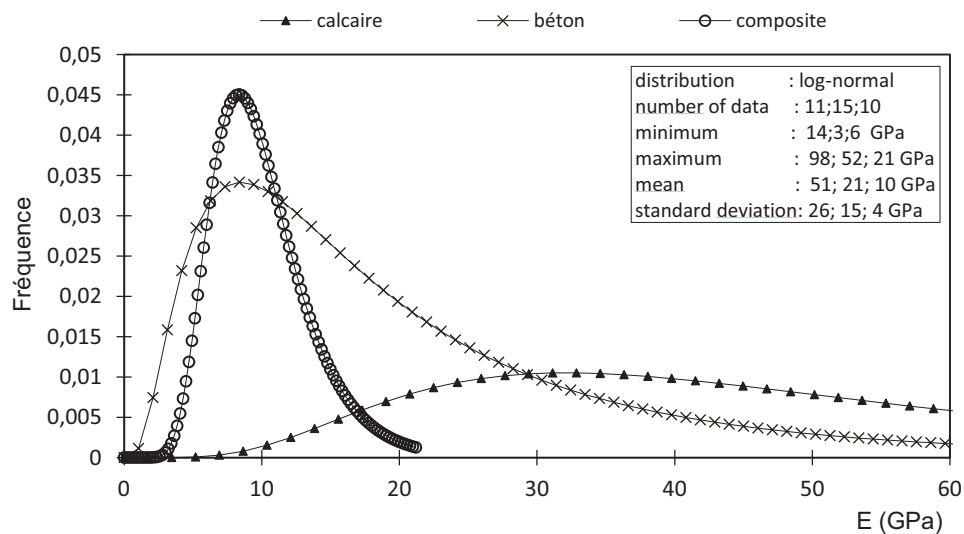


Figure 3-23 Lois de distribution pour le module d'Young (E) selon matériau constitutif de l'éprouvette

Pour le module d'Young (Figure 3-23), on distingue un écart entre les roches de type calcaires (valeurs les plus fortes), et les autres matériaux (béton et composite) dont les différences sont peu marquées. Dans le cas des meulières, il faut noter que l'échantillonnage plus petit et la difficulté du collage des jauges sur leur surface poreuse empêchent une bonne mesure des déformations et donc de l'évaluation des modules.

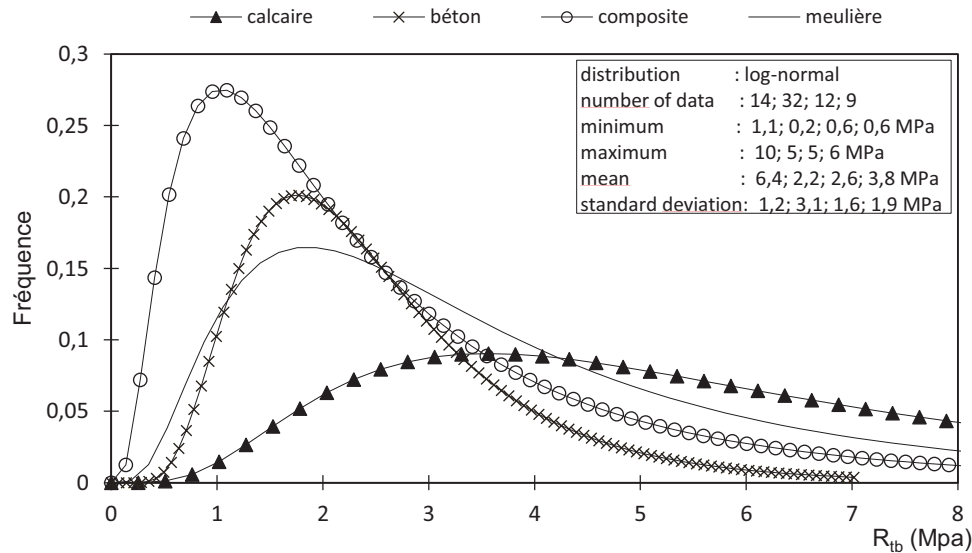


Figure 3-24 Lois de distribution pour la résistance en traction indirecte selon matériau constitutif de l'éprouvette

Pour la résistance en traction Figure 3-24, les valeurs les plus importantes se trouvent aussi dans le groupe des éprouvettes en calcaire mais avec une différence moins prononcée avec les autres matériaux que pour les paramètres précédents. Les résistances les plus basses sont obtenues pour les éprouvettes constituées de matériaux composites car la rupture arrive souvent au niveau du joint entre 2 matériaux dans ces éprouvettes, point d'hétérogénéité et de fragilité des éprouvettes. Pour ces éprouvettes, on observe en cas de présence d'un joint, une rupture le plus souvent par décollage du joint.

Finalement, on constate que les paramètres mécaniques sont bien influencés par le type de matériau. Mais la maçonnerie du métro parisien étant composée de l'ensemble de ces matériaux, il sera difficile de lui donner une valeur de résistance locale prenant en compte la présence des matériaux identifiés à un endroit donné, on conservera donc une valeur moyenne globale de la maçonnerie issue de l'ensemble des éprouvettes.

3.1.3.3 Lois de distribution en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement

L'analyse visuelle des carottes a mis en évidence une altération importante du revêtement dans les zones proches à l'extrados, c'est-à-dire la zone en contact avec l'environnement. A partir de cette observation, une analyse a été faite sur l'influence possible que ces altérations peuvent avoir sur les paramètres mécaniques à l'étude.

Pour ce faire, la longueur totale de la carotte a été divisée en trois parties de longueurs équivalentes (Figure 3-25) :

- la zone intrados: 1^{er} tiers,
- la partie médiane ou centre du revêtement: 2^{ème} tiers,
- la zone externe près de l'extrados du tunnel: 3^{ème} tiers.



Figure 3-25 Division en tiers d'une carotte

La Figure 3-26 montre les lois de distribution obtenues selon ce critère. On remarque que les valeurs expérimentales montrent très peu de différence pour les lois de distribution représentatives des deux premiers tiers de la maçonnerie, cependant les valeurs issues du 3^{ème} tiers sont inférieures aux deux premiers. On explique ce phénomène par le fait que le troisième tiers est plus proche de l'extrados et par conséquent plus susceptible aux altérations.

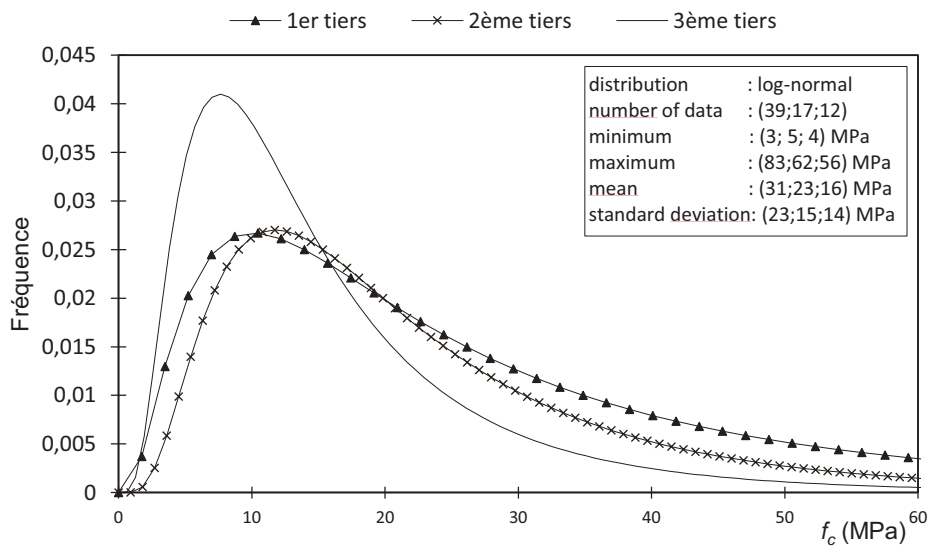


Figure 3-26 Lois de distribution pour f_c en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement

L'analyse des distributions des modules d'Young, présentées dans la Figure 3-27 montre que les valeurs moyennes ne diffèrent pas de façon significative entre les différentes familles d'éprouvettes.

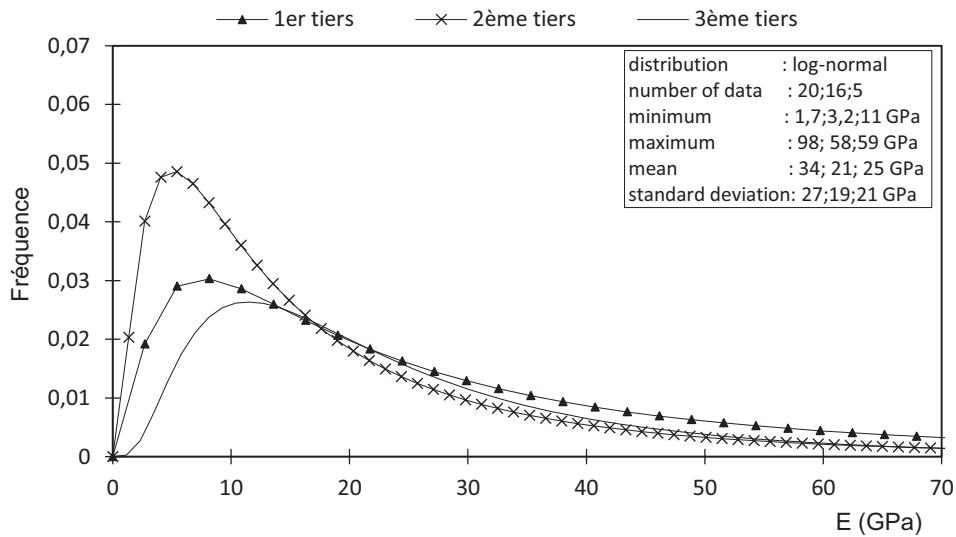


Figure 3-27 Lois de distribution du module d'Young (E) en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement

Dans le cas de la résistance en traction (Figure 3-28), on trouve également que les valeurs moyennes ne diffèrent pas de façon significative entre les différentes familles d'éprouvettes.

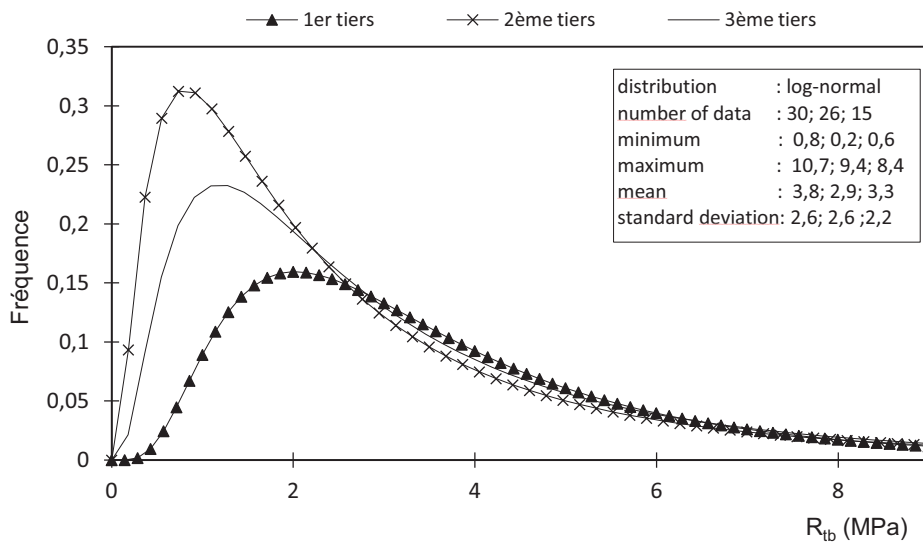


Figure 3-28 Lois de distribution des résistances en traction en fonction de la localisation de l'éprouvette dans le revêtement

A titre indicatif, la Figure 3-29 présente les résultats pour les valeurs du coefficient de Poisson, cependant le faible échantillonnage ne permet pas de tirer de conclusions sur l'influence de la localisation de l'éprouvette sur la valeur de ce paramètre.

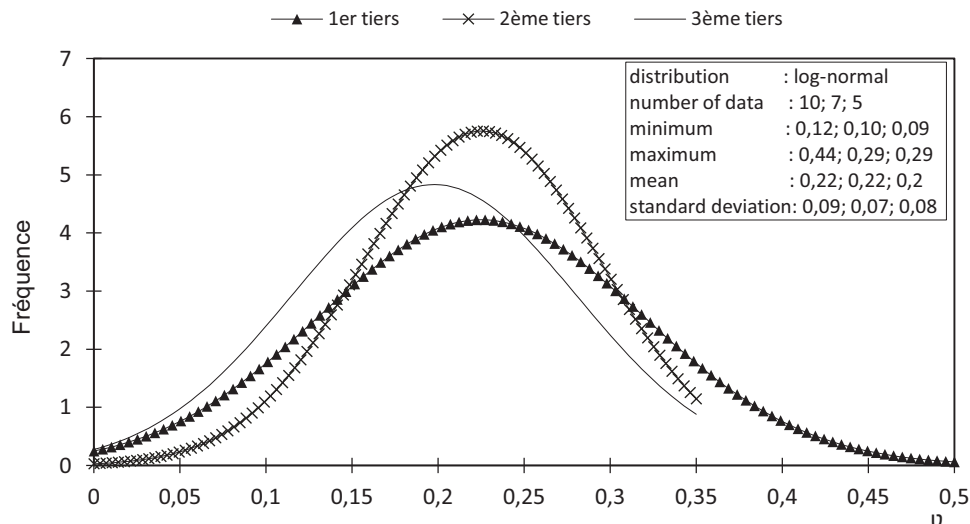


Figure 3-29 Lois de distribution du coefficient de Poisson selon la localisation de l'éprouvette dans le revêtement

L'analyse par tiers semble peu adaptée pour décrire la variabilité observée sur les différents paramètres analysés. En effet, peu de différences sont constatées entre les différentes classes d'éprouvettes. Une des raisons de cette observation vient du fait que globalement les éprouvettes testées, comme nous l'avons précisé préalablement, sont extraites dans des zones plutôt saines des carottes pour satisfaire aux normes de réalisation des essais. Donc que l'éprouvette soit située dans le premier tiers (souvent moins détérioré) ou dans le dernier tiers de la carotte (souvent plus dégradé du fait de sa mise en contact avec le terrain encaissant) les valeurs obtenues sont similaires car l'effet de la détérioration potentielle est peu pris en compte.

Pour conclure cette étude, on peut dire que le paramètre influençant le plus les valeurs de résistances des éprouvettes et leur variabilité est le paramètre « matériau », ainsi que dans une moindre mesure l'état global de la carotte d'origine de l'éprouvette. Le paramètre localisation a quant à lui peu d'influence.

Cependant, l'hétérogénéité importante des maçonneries composant le métro parisien conduit à proposer de maintenir les lois de distribution globales, représentatives de l'ensemble des éprouvettes étudiées afin de mieux intégrer leur variabilité plutôt que de prendre une loi de distribution différente pour chaque type de matériau, qui serait difficile à appliquer dans le contexte de ces ouvrages. Dans le cas d'ouvrages ou de parties d'ouvrages constitués d'un seul matériau bien identifié, une loi de distribution indépendante pourra être privilégiée.

Il est important de noter que l'ensemble des éprouvettes testées est représentatif des parties les plus « saines » ou en bon état du revêtement. En effet, afin d'obtenir des éprouvettes satisfaisant aux normes des tests mécaniques, des caractéristiques de longueur et un rapport longueur/diamètre minimum sont nécessaires (NF: P18-406; P18-408; P18-418). Il est donc nécessaire d'extraire ces éprouvettes dans les zones où les carottes ne sont pas endommagées / détériorées. Par conséquent, les lois de distribution des paramètres mécaniques obtenues à partir de tests sur les éprouvettes sont représentatives des parties non fracturées ou légèrement dégradées de maçonnerie. Cependant, elles ne sont pas représentatives des parties dégradées de la maçonnerie pour lesquelles il est nécessaire d'intégrer la présence des discontinuités afin de fournir des paramètres mécaniques plus représentatifs de l'état réel de la maçonnerie. L'estimation de ces lois intégrant l'état de dégradation est l'objet de la suite de ce chapitre.

3.2 Analyse géoendoscopique de l'état de la maçonnerie à l'échelle locale

Dans cette partie, on explique la procédure de mise au point d'une technique d'analyse d'images automatique pour la caractérisation de l'état de dégradation des maçonneries des ouvrages enterrés en service.

L'objectif de l'utilisation de la géoendoscopie (Breul, 1999) (Haddani, 2004) , dans ce contexte est de fournir des informations concernant l'épaisseur du revêtement, l'état de dégradation du revêtement et l'état du contact entre la structure et le milieu encaissant.

Pour caractériser l'état de dégradation de la structure, il est nécessaire de repérer les fissures et les zones endommagées, de caractériser les discontinuités, et de définir un indice capable de synthétiser l'ensemble de ces informations. Cette technique étant basée sur un sondage ponctuel elle fournira une information à une échelle locale.

Avant de présenter les travaux réalisés pour mettre au point et valider la technique, on présente d'abord quelques rappels sur les milieux fracturés et les notions basiques nécessaires à l'étude des discontinuités.

3.2.1 Rappel sur les milieux fracturés

Un milieu fracturé est un milieu dont la continuité mécanique de la matrice a été interrompue par la présence de discontinuités. Un très bon exemple est un massif rocheux qui dans certains cas peut être assimilé à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse qui sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles.

Pour bien comprendre le comportement mécanique dans un milieu de ce type, il est nécessaire d'avoir une information concernant la distribution des discontinuités tout comme les propriétés mécaniques de la matrice et des discontinuités elles mêmes.

Pour ce faire il est essentiel de connaître d'une part, le degré de fracturation mais également la répartition spatiale des discontinuités (Chalhoub, 2006).

3.2.1.1 Définition d'une discontinuité

Les discontinuités sont des interruptions physiques de la matrice rocheuse. Elles englobent tous les autres termes tels que fractures, joints, contacts géologiques, diaclases, etc. Les caractéristiques mécaniques des discontinuités dépendent d'une part de la morphologie de celles-ci et du matériau de remplissage. Selon Palmström (2005), le fait d'avoir un matériau composé d'un système de roches fragmentées et séparées par des discontinuités, conduit à la définition d'un nouveau matériau dans lequel chacune des composantes est interdépendante (Figure 3-30).

Une discontinuité mécanique peut-être classée selon plusieurs paramètres. Parmi les plus courants, on trouve l'ouverture, la forme de la discontinuité et l'altération de la surface. Par la suite, on présente les différentes informations qui permettent de caractériser une discontinuité, ainsi que leur influence sur le comportement mécanique du milieu.

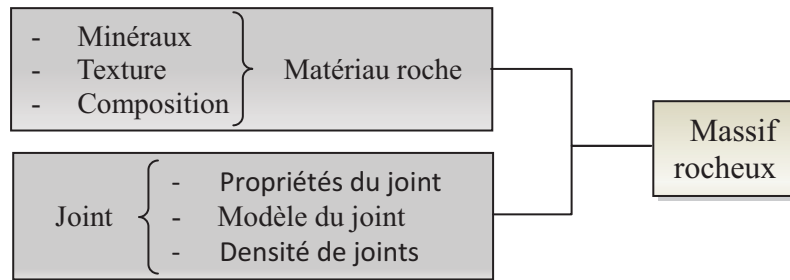


Figure 3-30 Différents composants d'un massif rocheux fracturé (Palmstrom, 2005)

3.2.1.2 Caractérisation d'une discontinuité

Les différents paramètres qui caractérisent une discontinuité sont (USBR, 1998) (AFTES, 2003):

- **Ouverture:** définie comme la largeur ou l'ouverture séparant les deux faces d'une discontinuité. Elle est mesurée à la surface normale au plan de la discontinuité. Cette ouverture affecte la résistance, la déformation et les caractéristiques d'infiltration du milieu.
- **Profil :** défini comme la trace d'intersection de la surface tridimensionnelle d'une fracture et d'un plan perpendiculaire à sa surface moyenne.
- **Aspérité :** définie comme la partie superficielle constituant la limite avec le matériau de remplissage.
- **Épontes :** une fracture se situe entre deux surfaces de contact appelées épontes résultant d'une fissuration d'une matrice rocheuse initiale (massif granitique) ou de l'effet de sédimentation (massif de calcaire).
- **Rugosité :** elle est définie comme tout écart entre un plan de référence et la surface d'une fracture.
- **Remplissage :** on distingue des fissures colmatées ou bien des fissures remplies avec un matériau de nature et taille de grains différents.

A titre d'exemple, le Tableau 3-4 présente une classification des discontinuités en fonction de la taille de leurs ouvertures.

Ouverture (mm)	Classification
<0,1	Très étroite
0,1-0,25	Étroite
0,25-0,50	Partiellement ouverte
0,5-2,5	Ouverte
2,5-10	Moyennement large
>10	large

Tableau 3-4 Classification des discontinuités en fonction de la taille de l'ouverture (Indraratna et Ranjith, 2001)

La morphologie d'une fissure est un facteur déterminant dans le comportement mécanique et hydromécanique d'un milieu fracturé. Pour la prendre en compte, la surface de la discontinuité apparaît souvent idéalisée par des modèles géométriques relativement simples (Figure 3-31).

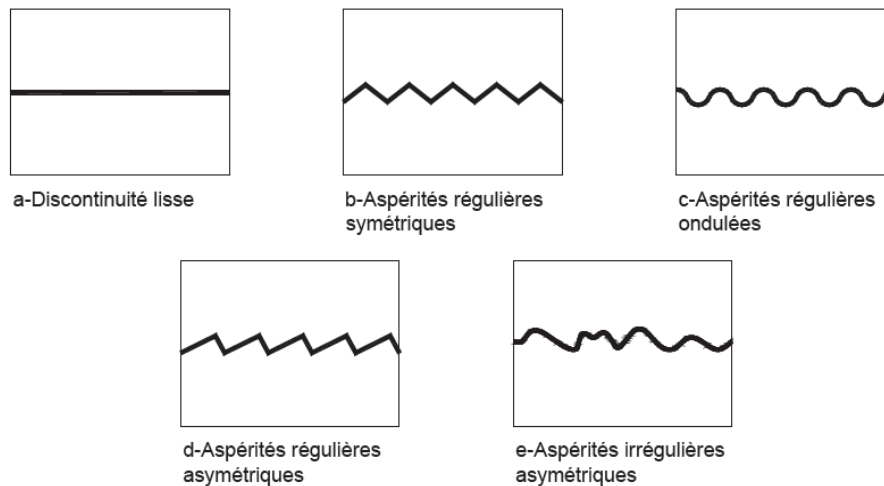


Figure 3-31 Modèles géométriques des discontinuités d'après (Priest, 1993)

Ces différents paramètres permettent de décrire les discontinuités de manière singulière. Mais pour passer à l'échelle supérieure (échelle du bloc ou du massif), il est nécessaire d'analyser un système avec une présence de multiples discontinuités et d'estimer l'influence de ces discontinuités sur le comportement mécanique de l'ensemble.

3.2.1.3 Description des discontinuités à l'échelle du massif

Ils existent plusieurs méthodes ou indices permettant la caractérisation et la classification des discontinuités présentes dans un volume déterminé (AFTES, 2003). D'abord on peut dire qu'une quantification du nombre ou de la proportion des discontinuités dans une masse rocheuse est fondamentale pour décrire un réseau de discontinuités, ou une partie de celui-ci. Une gamme d'approches peuvent être utilisées, dont la plus simple consiste à mesurer la fréquence et la densité d'apparition des discontinuités:

- Fréquence des discontinuités (λ) :

C'est le nombre de discontinuités par unité de volume, surface, ou unité de longueur d'un échantillon de la masse rocheuse (Priest, 1993). Il est relativement facile à calculer à partir d'une ligne de mesure, mais est peu utile sans un moyen de combiner les informations relatives à la longueur de la discontinuité.

- Densité de discontinuités :

C'est une mesure de la proportion de discontinuités dans un massif rocheux, exprimée par mètre et déterminée par le nombre de discontinuités coupant la ligne de mesure.

Cette mesure quantifie la proportion de discontinuités dans une masse de roche, même si elle ne fournit aucune information sur la distribution, l'organisation ou la connectivité du réseau de discontinuités.

- Désignation de qualité de la roche (RQD) (Deere et Deere, 1988):

Pour déterminer la valeur de l'indice RQD, il est nécessaire de calculer la somme de toutes les pièces d'une longueur supérieure à 100 mm sur l'axe central d'une carotte et ensuite de diviser cette somme par la longueur totale du sondage (Equation 3-3), le résultat est représenté en pourcentage.

$$RQD = \frac{\sum \text{long.de pièces de taille sup.à 10 cm}}{\text{Longueur totale de la carotte}} (\%) \quad \text{Équation 3-3}$$

Le RQD est largement utilisé à des fins d'ingénierie. Il a été généralisé pour la mécanique des roches ainsi que pour l'étude des revêtements des tunnels (AFTES, 2003). Cependant il est fortement influencé par la méthode d'extraction qui peut endommager l'échantillon et fausser les mesures.

- Rock Mass Ratio (RMR) (Bieniawski, 1989) :

Ce paramètre permet de qualifier l'état d'un massif rocheux. Cette méthode est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette méthode nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes du point de vue des structures géologiques.

Chaque région est classifiée séparément. Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (d'A1 à A5) et d'une note d'ajustement.

La somme des cinq premiers indices caractérise le *RMR* de base. En travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski, 1989). Le *RMR₈₉* s'écrit alors :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad \text{Équation 3-4}$$

La définition des 5 notes de caractérisation sera présentée au paragraphe 3.2.7.

Le RMR ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

Ces différents indices seront utilisés par la suite afin d'obtenir différents types de classification du milieu étudié, en fonction de la présence et des conditions des discontinuités.

3.2.2 Démarche expérimentale de l'analyse par géoendoscopie

Le protocole expérimental mis en place en vue de caractériser l'état du revêtement par géoendoscopie, repose sur un travail en laboratoire à partir de l'étude de carottes de maçonnerie extraites dans 5 stations du métro parisien pour développer les procédures d'analyses d'images permettant de repérer et de quantifier les discontinuités obtenues sur des carottes (Figure 3-32).

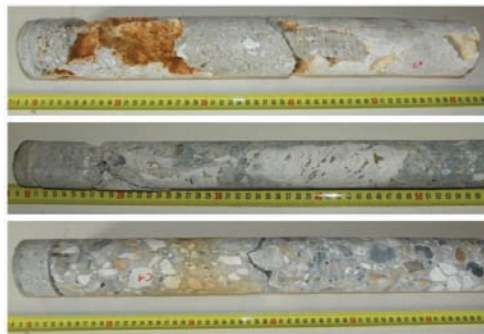


Figure 3-32 Carottes récupérées dans les couloirs du Métropolitain

La méthode se détaille comme suit :

1. Prise des images : En laboratoire, les images sont obtenues en réalisant une acquisition au moyen de l'endoscope sur l'une des faces de la carotte. Ainsi un profil image de la carotte est obtenu avec une distance de 5 mm entre chaque prise d'image. Dans le cas des essais géoendoscopiques réalisés in-situ, les images sont prises sur la paroi du forage à l'intérieur du revêtement.

Une fois que les images sont acquises, la tâche consiste à extraire l'information pertinente pour caractériser l'état du revêtement du tunnel. Dans notre cas, c'est l'identification des discontinuités et les zones endommagées de la maçonnerie en développant l'analyse automatique d'images.

2. Obtention des paramètres d'images : A partir des macros d'analyse automatique d'images développées par Haddani (2004), nous avons extrait pour chaque image les paramètres descriptifs de celle-ci (paramètres de la couleur, paramètres de texture et statistiques). Ces paramètres ont ensuite été comparés avec différents types d'images en vue de détecter les paramètres sensibles et aptes à caractériser les zones endommagées et les fissures dans les maçonneries.
3. Analyse paramétrique et calage des seuils d'analyse permettant de repérer les fissures : Nous avons ensuite adapté les macros d'analyse, afin de déterminer pour chaque paramètre d'image, le seuil à partir duquel il permet de mettre en évidence la présence d'une fissure ou d'une zone dégradée.
4. Calcul de l'indice RQD et λ : Une fois les macros calées et validées, chaque carotte a été analysée et les résultats de l'état de dégradation de la carotte (ou du revêtement) sont exprimés sous forme d'indice : RQD (Rock Quality Designation), λ (Fréquence de discontinuités) ou le nombre de discontinuités par mètre foré (AFTES, 2003). Dans notre cas, ces indices sont désignés RQD_{img} et λ_{img} puisqu'ils sont obtenus en utilisant un traitement d'images à partir des tests géoendoscopiques.
5. Validation des résultats : Pour valider les résultats de l'analyse, on a comparé la valeur du RQD obtenu par analyse visuelle sur carottes avec ceux obtenus in situ par géoendoscopie (RQD_{img}) sur le point d'extraction de la carotte (revêtement).

3.2.3 Analyse d'images et étude paramétrique

À partir d'une analyse visuelle des carottes, les valeurs de RQD et de λ des carottes ont été calculées. Ensuite, une analyse des carottes a été réalisée avec le géoendoscope. Une fois les images enregistrées, elles font l'objet d'un prétraitement afin d'homogénéiser la lumière et éliminer les défauts dus à la prise de l'image, ensuite, différents paramètres ont été extraits :

- trois paramètres de texture (SD: écart-type, CV: coefficient de variation des niveaux de gris de l'image traitée, M3 défini comme le moment de Fourier normalisé d'ordre 3 (Breul, 1999).
- quatre paramètres de la couleur (H: teinte moyenne, S: moyenne saturation, B moyenne de la bande "bleu" et I: intensité moyenne des niveaux de gris). Ces paramètres ont été calculés par image et par pixel (Breul, 1999).

Le moment de Fourier normalisé d'ordre 3 (M3) est calculé à partir de l'analyse spectrale de des images (Breul et Gourves, 2006). C'est un outil pour la description des modèles périodiques et directionnels.

Le moment normalisé M_i est calculé comme suit:

$$M_i = \sum_{i=0}^N n_i P^*(n) / \sum_{i=0}^N n_i \quad (\text{Équation 3-5})$$

Où: i est l'ordre du moment ($i = 0$ est la valeur moyenne de $P^*(n)$)

N est le nombre total des * termes $P(n)$ considérés.

$P^*(n)$ est le spectre de puissance logarithmique normalisée de Fourier.

$$P^*(n) = (\text{Log}(P'(n)+1)) / (\text{Log}(P'(0)+1)) \quad (\text{Équation 3-6})$$

Le moment normalisé M_i , est calculé sur la moitié du carré des régions de 256x256 pixels (Figure 3-33).

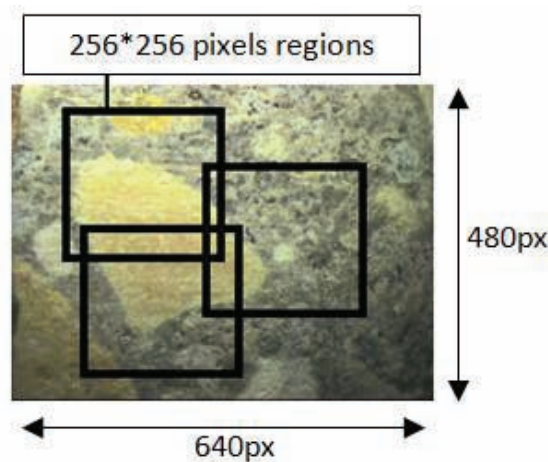


Figure 3-33 Régions d'analyse pour le calcul de M3

Par la suite, l'analyse des plages de variation de ces paramètres pour les images des différents matériaux qui composent les carottes et pour les images comportant des discontinuités a été réalisée comme le montre le Tableau 3-5.

	CV	SD	H	S	I	B	M3
Meulière	32/35	37/70	6/8	0,32/0,36	130/133	62/90	0,44/0,48
Béton	34/41	41/71	10/16	0,14/0,19	129/137	91/119	0,52/0,41
Calcaire	26/36	51/61	8/11	0,13/0,27	135/151	80/100	0,41/0,49
Discontinuités 1	> 50	-	-	-	< 115	< 90	> 0,53
Discontinuités 2	> 50	> 60	-	-	115/140	< 90	-

Tableau 3-5 Paramètres d'analyse d'images caractéristiques des matériaux composant la maçonnerie et des discontinuités (un tiret indique que le paramètre n'a pas d'influence sur la détection)

Le critère 1 (Discontinuité 1) est adapté pour détecter des fissures de taille entre 1 à 2 millimètres. Le critère 2 permet de détecter des fissures et des zones dégradées d'une taille égale ou supérieure à la surface de l'image analysée.

Selon ces données, les seuils d'identification automatique des discontinuités et des zones endommagées ont été définis.

3.2.4 Caractérisation de la fissuration à partir de la géoendoscopie

Le procédé de seuillage (Figure 3-34) a été réalisé en plusieurs étapes. Tout d'abord un nombre total de 49 carottes a été utilisée pour la caractérisation en laboratoire. L'étude a montré que l'analyse d'images permettait d'identifier une variation des paramètres d'images associés à l'apparition de fissures. Ensuite, ces variations ont été utilisées pour définir les valeurs des seuils de détection. Enfin, les seuils définis ont été testés sur 32 sondages carottés analysés en laboratoire et in-situ sur la maçonnerie.

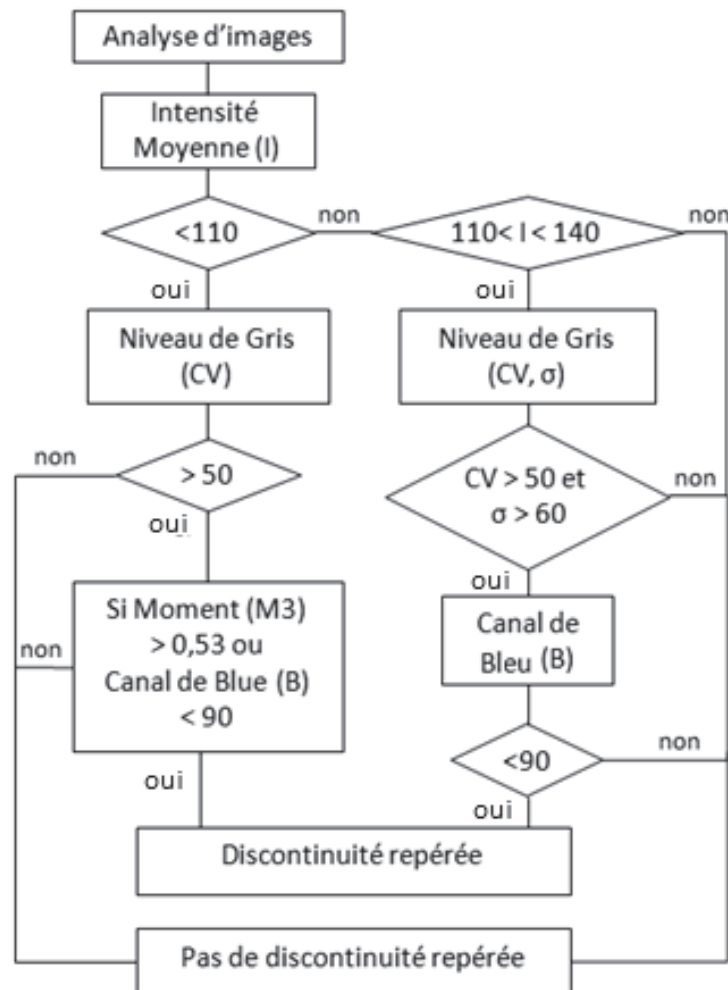


Figure 3-34 Algorithme de détection des fissures par l'analyse automatisée d'images

Comme le montre la Figure 3-35 le traitement d'images géoendoscopiques effectué dans des carottages ou forages destructifs permet d'analyser l'évolution des paramètres d'images en fonction de la profondeur à l'intérieur du revêtement et permet la détection sur la base des seuils définis des discontinuités présentes.

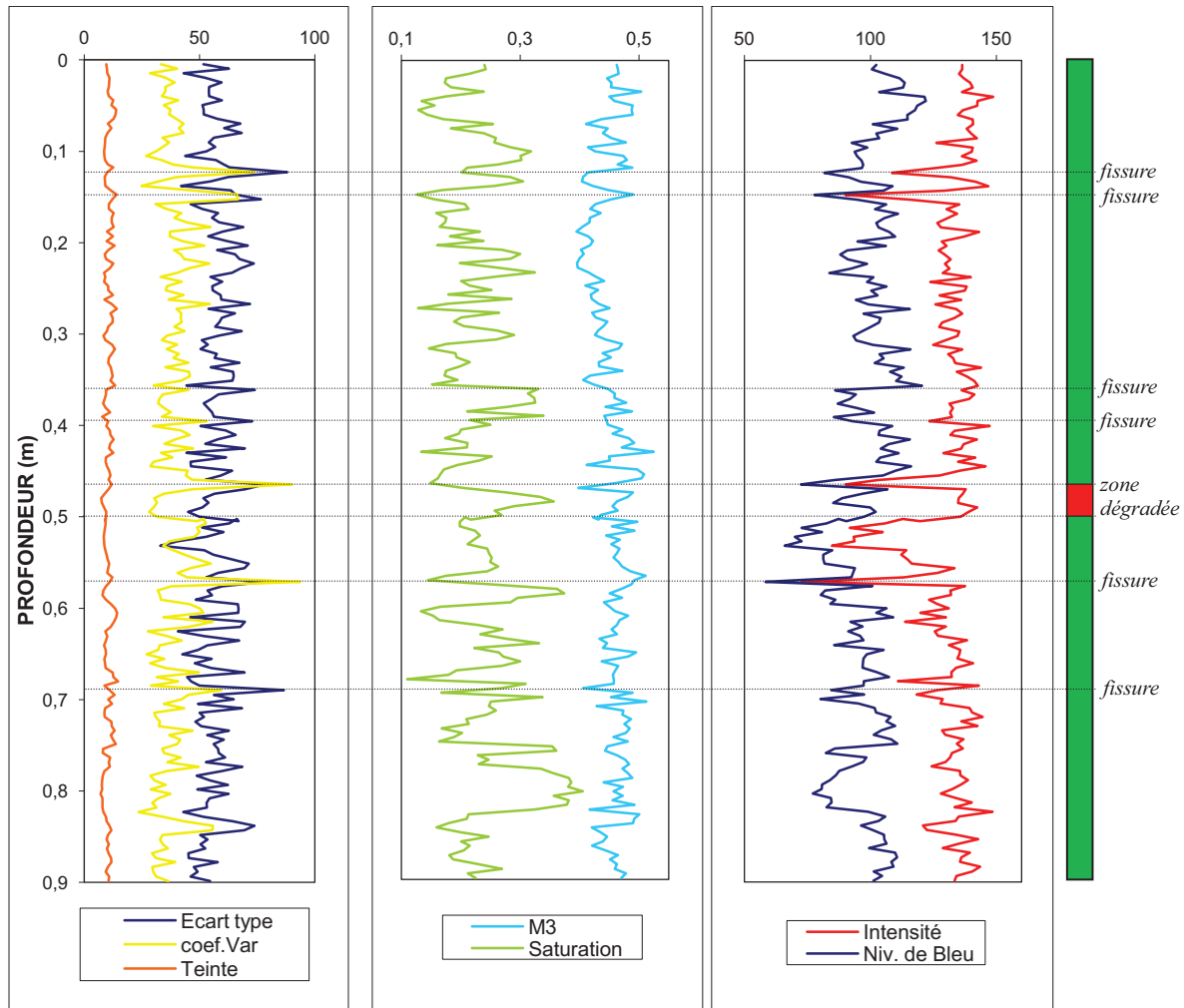


Figure 3-35 Analyse automatique d'un sondage géoendoscopique dans le revêtement de maçonnerie basée sur l'évolution des paramètres de l'image

L'analyse permet donc de détecter la présence des discontinuités, de référencer leur position en profondeur et ensuite calculer la distance entre elles. La méthode donne un profil continu du revêtement. Avec cette information, comme on peut le voir sur la Figure 3-36, il est possible de calculer les valeurs des indices RQD_{img} et λ_{img} du forage ou de la carotte à l'aide des équations suivantes :

$$RQD_{img} = \sum L_i / L_t ; \quad (\text{Équation 3-7})$$

où:

L_i = longueur de pièces de la carotte >100mm, mesurées à l'aide du géoendoscope.

L_t = longueur totale de la carotte

$$\lambda_{img} = S^{-1} = (\sum L_i / n)^{-1} ; \quad (\text{Équation 3-8})$$

n_i = nombre totale de pièces contenues dans la carotte.

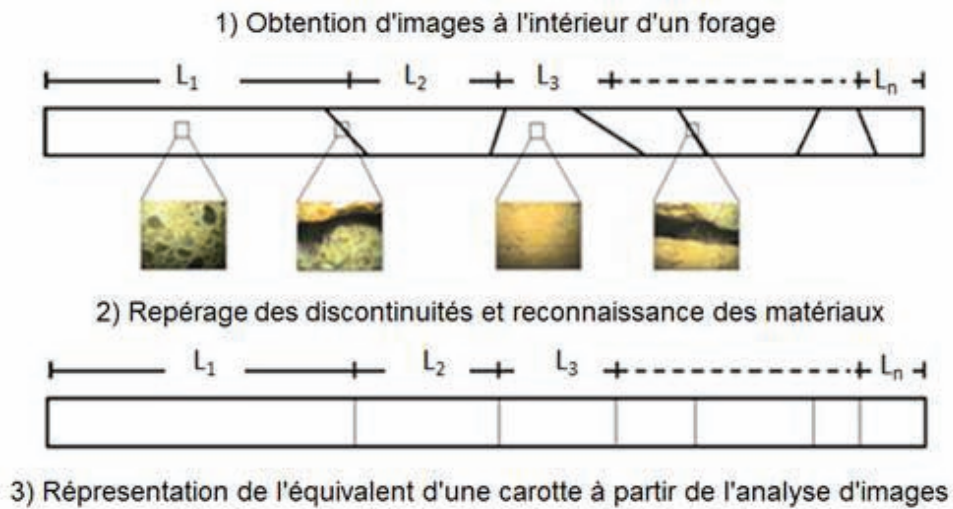


Figure 3-36 Calcul des indices RQD_{img} et λ_{img} à partir d'un essai géoendoscopique à l'intérieur d'un forage dans le revêtement

La méthode a été ensuite testée dans les ouvrages souterrains afin de comparer les résultats d'analyses in-situ avec ceux de laboratoire.

3.2.5 Validation de la technique : comparatif analyses du RQD en laboratoire et in-situ par géoendoscopie

Pour évaluer l'efficacité et la robustesse de la méthode d'analyse d'images, nous avons réalisé une étude en laboratoire sur les carottes de maçonnerie extraites dans les stations. Nous avons testée la méthode sur 32 carottages en comparant le RQD classique obtenu par analyse visuel des carottes avec celui obtenu par une analyse des essais in-situ au point d'extraction de la carotte (RQD_{img} in situ). Finalement nous avons testé la capacité d'adaptation de ces seuils in situ sur 30 forages de taille réduite réalisés dans la maçonnerie du métro lors des campagnes de reconnaissance in situ.

La Figure 3-37 présente les résultats comparatifs de l'analyse géoendoscopique pour les tests in-situ (RQD_{img}) et la valeur du RQD obtenue sur les carottes. Dans certains cas, nous avons observé que les valeurs RQD_{img} obtenue in-situ sont plus élevées que l'indice obtenu sur carottes.

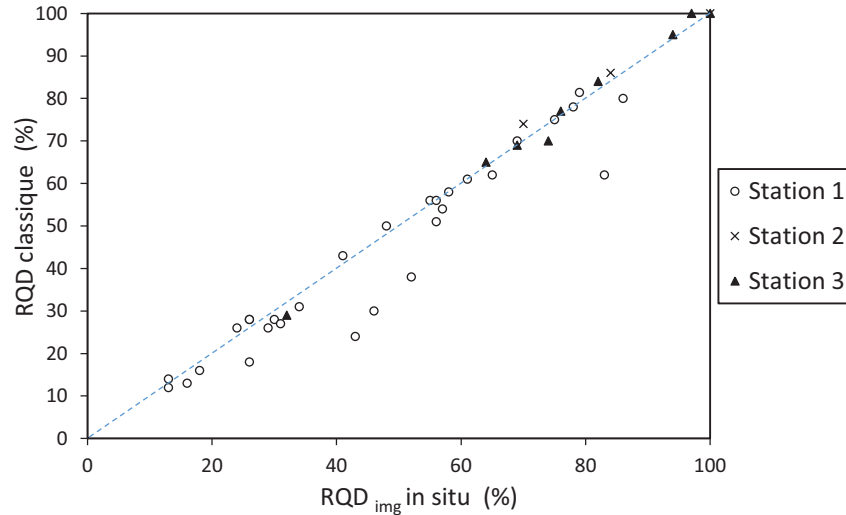


Figure 3-37 Comparatif entre le RQD classique (obtenue par analyse visuelle des carottes) et RQD_{img} obtenu au moyen des analyses géoendoscopiques in situ

L'analyse des résultats montre un taux de correspondance de l'ordre de 80% entre les valeurs de RQD obtenues visuellement sur les carottes avec celles issues de l'analyse in situ par géoendoscopie.

En conclusion, la technique de géoendoscopie permet d'identifier les matériaux de construction composant le revêtement, et de détecter automatiquement la présence de discontinuités et les zones endommagées au sein de la maçonnerie. L'analyse d'images de l'ensemble du sondage conduit à définir les paramètres RQD_{img} et λ_{img} .

3.2.5 Définition des épaisseurs de la maçonnerie

Les maçonneries semblent donc être composées de couches successives, en fonction de l'état des matériaux. Ainsi on propose de distinguer ces trois couches dont les paramètres mécaniques sont différents. L'épaisseur de chacune de ces couches sera fondamentale pour pouvoir représenter le comportement mécanique de la maçonnerie.

La présence de discontinuités dans la maçonnerie affecte le comportement mécanique de l'ensemble du revêtement d'une structure souterraine (Barton et Choubey, 1977). Il est donc nécessaire de tenir compte de ces discontinuités afin d'évaluer la détérioration de la maçonnerie au niveau local et ensuite pour l'ensemble du tunnel. À cette fin, une approche est proposée pour évaluer l'état local du revêtement d'une structure souterraine. Cette approche est basée sur l'analyse des discontinuités observées à partir des sondages géoendoscopiques du revêtement.

3.2.5.1 Définition des épaisseurs de la maçonnerie

Dans l'optique de mieux intégrer l'influence des discontinuités sur le comportement de l'ouvrage, on propose la subdivision du revêtement en trois couches en fonction du taux de discontinuités et du niveau de dégradation de la maçonnerie observé par analyse d'images (Figure 3-38).

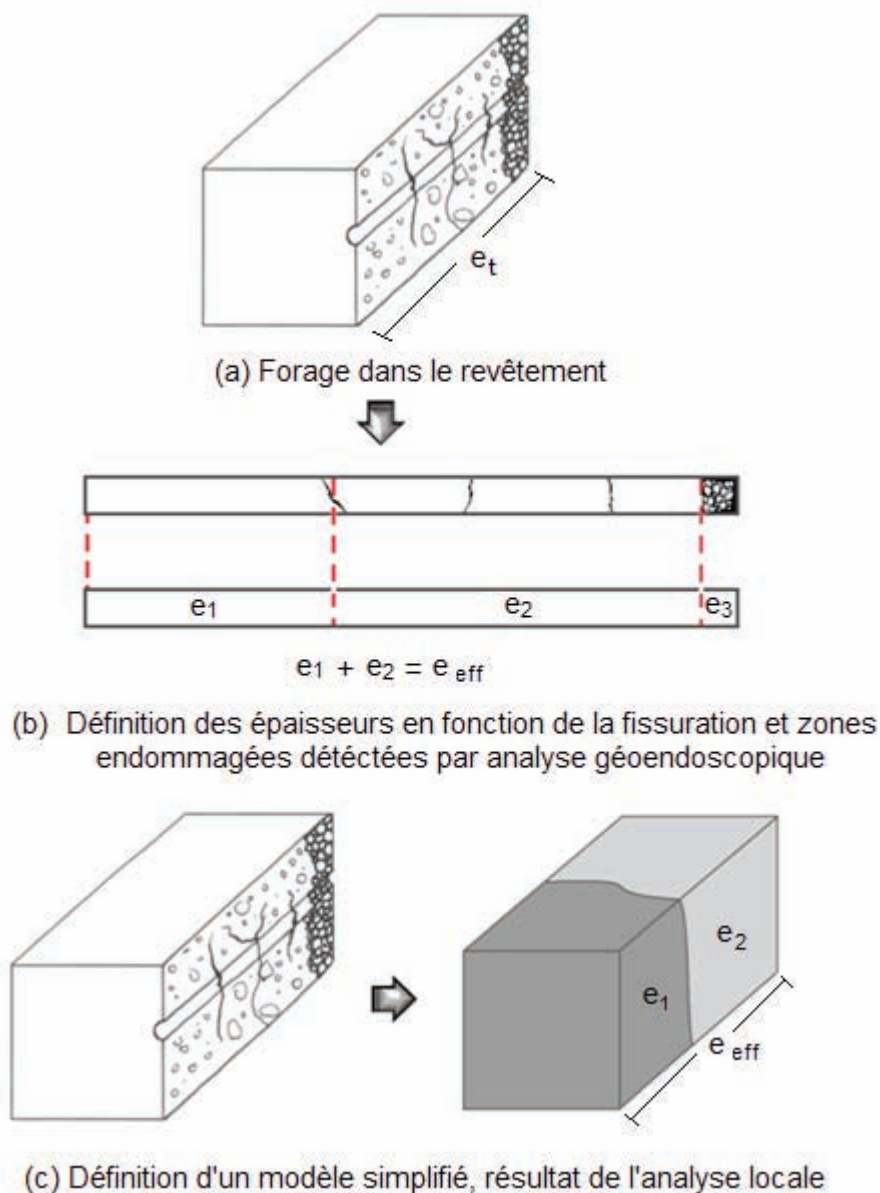


Figure 3-38 Analyse locale du revêtement en fonction de la fissuration et définition de l'épaisseur effective (e_{eff}) de maçonnerie

Couche 1 – Epaisseur saine de maçonnerie (e_1)

Cette partie du revêtement correspond à l'épaisseur de la structure qui ne présente pas de discontinuités ou de zones dégradées. Pour cette zone, un lien direct peut être établi entre l'état de la maçonnerie et les paramètres mécaniques des matériaux sains pouvant être obtenus à partir de tests de laboratoire sur des échantillons de carottes que nous avons réalisés précédemment.

Couche 2 – Epaisseur endommagée de maçonnerie (e_2)

Cette couche est définie comme une zone où la maçonnerie peut être détériorée et présente des discontinuités. Dans ce cas, il est proposé d'appliquer une réduction des propriétés mécaniques en fonction de la fréquence des discontinuités et de l'état observé sur cette couche.

Une première étape de définition de l'épaisseur de cette couche est nécessaire. Pour ce faire, une estimation locale de la fréquence de discontinuités λ_{img} est réalisée. Le calcul de λ_{img}

a été adapté pour être utilisé sur une paroi de moins de 1 m d'épaisseur. Ainsi, on considère que la couche 2 commence à la première discontinuité observée à partir de l'analyse de l'image (point de départ pour le calcul de λ_{img} de la couche e_2), et s'étend jusqu'à la discontinuité où la valeur de λ_{img} est supérieure à 5. Cette valeur $\lambda_{img} = 5$ a été choisie car elle correspond à la présence d'une fracture toutes les 0,2 m en moyenne et définit un milieu « *modérément fracturé* » (AFTES, 2003).

Couche 3 – Epaisseur désagrégée de maçonnerie (e_3)

Cette couche du revêtement de maçonnerie est très endommagée ($\lambda_{img} > 5$) et parfois complètement désagrégée. Elle n'a pas de continuité mécanique et par conséquent pas de cohésion. Ce phénomène a été observé dans les zones proches de l'extrados des tunnels. Dans ce contexte, nous considérons que cette zone ne fait plus partie de la structure du revêtement mais plutôt de l'interface. Cette couche commence à la fin de la zone 2 et est définie comme une zone de transition entre le revêtement du tunnel et le sol environnant. En pratique, les paramètres mécaniques appliqués à cette zone seront ceux d'un sol granulaire lâche.

En conclusion de l'analyse locale de la structure du revêtement à partir d'essais géoendoscopiques ponctuels, on peut dire qu'il est possible d'obtenir une évaluation de l'état du revêtement prenant en compte la présence des discontinuités.

L'application de cette méthode conduit à la définition de la notion d'épaisseur effective (e_{eff}) de maçonnerie, partie de la structure du revêtement assurant réellement la stabilité de l'ouvrage.

$$e_{eff} = e_1 + e_2, \quad \text{Équation 3-9}$$

Si une bonne estimation des paramètres mécaniques de la zone d'épaisseur e_1 peut être faite à partir des essais réalisés sur carottes, il est nécessaire de définir une estimation des paramètres mécaniques de la couche 2 (d'épaisseur e_2). L'étape suivante correspond à la définition des paramètres mécaniques pour cette zone, en tenant compte de l'influence des discontinuités.

3.2.5.2 Paramètres mécaniques des couches de la maçonnerie

L'étude précédente a permis de mettre en place une décomposition en trois couches concentriques de la maçonnerie. Cependant, elle ne permet pas d'avoir une estimation des paramètres mécaniques associés à chaque couche et plus particulièrement à la couche 2, de maçonnerie endommagée.

Paramètres mécaniques de la couche 1 : Dans cette zone, on considère que les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie correspondent à celles trouvées sur les éprouvettes extraites des carottes et testées en laboratoire (figures 3-12 à 3-16).

Cet échantillon est supposé représentatif de la population des matériaux constitutifs de la maçonnerie. Ainsi les paramètres mécaniques mesurés fournissent une loi unique pour l'ensemble des revêtements des couloirs du métro parisien.

Paramètres mécaniques de la couche 2 : Les paramètres de cette zone doivent intégrer l'état d'endommagement. On propose l'application d'une méthode de semi-homogénéisation afin d'obtenir des paramètres mécaniques représentatifs de cette zone, à partir des propriétés du matériau sain de la couche 1.

La méthode présentée par la suite s'appuie sur l'étude empirique d'homogénéisation des milieux fissurés. Plusieurs auteurs ont présenté des travaux dans ce sens ; on peut citer notamment (Barton et Choubey, 1977) (Bieniawski, 1989) (Zhang et Einstein, 2003).

Un nombre important de formulations ont été proposées (Kalamaras et Bieniawski, 1993) (Sonmez et al., 2004) (Ramamurthy, 2004) pour estimer les valeurs des paramètres mécaniques (f_{cm} , E_m) représentatifs d'un milieu fracturé, en prenant en compte les paramètres de la matrice, l'état de fissuration global, et les conditions des discontinuités par l'intermédiaire de l'indice RMR de Bieniawski (1989). Les formulations suivantes ont été retenues, du fait qu'elles permettent de combiner l'état des discontinuités et les caractéristiques mécaniques des matériaux sains, dont nous disposons (essais sur carottes).

$$E_m = E * \exp((RMR - 100) / A), \quad \text{Équation 3-10}$$

$$f_{cm} = f_c * \exp((RMR - 100) / B), \quad \text{Équation 3-11}$$

où :

- E_m et f_{cm} : paramètres mécaniques (module et résistance à la compression) réduits en fonction des discontinuités
- E et f_c paramètres mécaniques obtenus à partir d'essais de compression uniaxial sur des éprouvettes issues de la matrice
- A et B coefficients empiriques

Le Tableau 3-6 présente différentes valeurs pour les coefficients A et B proposées par différents auteurs (Ván et Vásárhelyi, 2010) et obtenues lors d'expérimentations sur différents matériaux.

Auteur	Valeurs A
Nicholson et Bieniawski (1990)	22,95
Zhang et Einstein (2004)	22,52
Sonmez et al. (2004)	38,11
Carvalho (2004)	36,00
Auteur	Valeurs B
Ramamurthy et al. (1985)	22,95
Kalamaras et Bieniawski(1993)	24,00
Hoek et al. (1995)	18,00
Sheorey (1997)	20,00

Tableau 3-6 Coefficients A et B par auteur

On a retenu les coefficients proposés par (Sonmez et al., 2004) pour le paramètre A, obtenu pour les milieux fissurés dont la matrice est composée de roches calcaires et de matériaux agglomérés ($f_c = 18$ à 80 MPa) et dont l'espacement des fissures de l'ordre de 5 mm et par (Kalamaras et Bieniawski, 1993) pour le paramètre B obtenu dans des conditions similaires à notre étude et pour des matériaux semblables.

Ces modèles reposent tous sur l'estimation de l'indice RMR. Du fait de la méthodologie proposée (analyse géoendoscopique des forages) et des épaisseurs des revêtements étudiés ($0,5$ à $1,5$ m), une adaptation de l'indice RMR a été préconisée.

Adaptation de l'indice RMR par géoendoscopie

L'indice RMR (Rock Mass Ratio) est défini comme la somme de cinq notes relevant de la qualité d'un massif rocheux fracturé.

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B ; \text{Équation 3-12}$$

En vue d'estimer un indice RMR de la maçonnerie (RMR_{img}), une adaptation de l'indice classique est préconisée. Cette adaptation du RMR relève de la manière dont on obtient les informations permettant le calcul de l'indice au moyen de la géoendoscopie ; ainsi le paramètre « B » d'ajustement selon l'orientation des joints ne sera pas considéré. Pour l'obtention de quatre des cinq coefficients nécessaires pour le calcul, on propose de s'appuyer sur l'analyse géoendoscopique des sondages, le cinquième coefficient est quant à lui fonction de la valeur de la résistance en compression.

L'estimation des 5 coefficients à partir de l'analyse endoscopique est présentée ci-après :

- $A1$: f_c considéré comme la valeur moyenne obtenue lors des tests de laboratoire.
- $A2$: Egal à l'indice RQD_{img} pour le forage.
- $A3$: Espacement en mm entre discontinuités, calculé comme la valeur moyenne des espacements présents dans la zone e2 du revêtement
- $A4$: L'évaluation des conditions des discontinuités est faite sur la base de cinq critères.

Longueur d'une discontinuité : Elle ne peut pas être estimée alors la valeur neutre de 6 a été adoptée.

Ouverture : Valeur moyenne des ouvertures des discontinuités présentes dans la zone 2. Pour chaque discontinuité, la valeur est obtenue par calcul manuel sur trois points de l'image ensuite moyennés.

Rugosité : La rugosité des épontes est obtenue par une analyse comparative des profils des discontinuités et des profils JRC proposées par Barton et Choubey (1977).

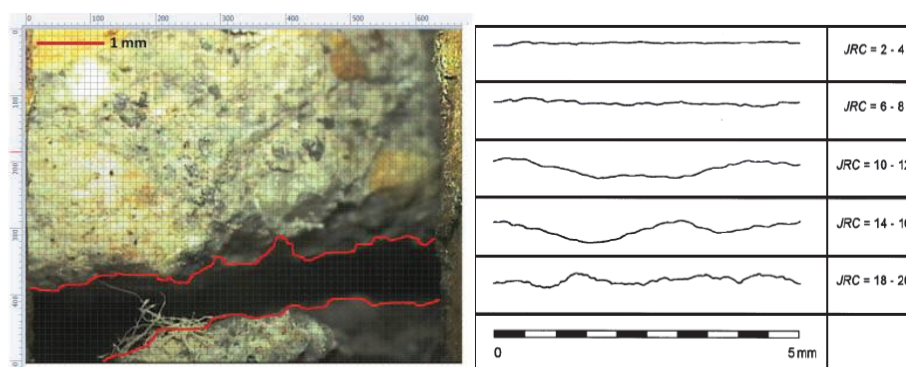


Figure 3-39 Evaluation des profils des discontinuités et profils JRC (Barton et Choubey, 1977)

Remplissage : Estimation visuelle (analyse binaire : oui ou non)

Erosion des épontes : Degré d'altération ou érosion des épontes, estimé par analyse d'images divisée en cinq niveaux différents.

Inaltéré	Pas de signe visible d'altération
Légèrement altérée	Décoloration, faible altération du matériau, surface affectée jusqu'à 20% de l'ouverture de la discontinuité.
Moyennement altérée	Altération du matériau > 20% de l'ouverture de la discontinuité. Remplissage de la discontinuité avec matériau désagrégé.
Altération forte	Décoloration importante de la zone, matériau fortement altéré. Dissolution et transport des minéraux.
Complètement altérées	Matériaux désagrégés et réduits à un matériau granulaire.

Tableau 3-7 Classement de l'état d'altération des épontes

- *A5 : Condition hydrique générale, évaluée par analyse visuelle des images selon trois états possibles: absence totale d'humidité, humide et saturé.*

Obtention des paramètres endommagés

A partir de sondages in-situ, on dispose des informations géoendoscopiques permettant de calculer la valeur du RMR_{img} . On propose d'estimer la loi de distribution des paramètres mécaniques f_{cm} et E_m à partir des fonctions f (RMR) (équations 3-10 et 3-11). Sous l'hypothèse que $\log(fc)$, $\log(E)$ et $f(RMR)$ suivent une loi de distribution normale (on considère que f_c , E et D dépendent toutes trois de la nature du matériau, D dans une moindre mesure), alors dans le cas de la résistance f_{cm} , la solution s'écrit :

$$f_{cm} = f_c \cdot D(RMR) ; \text{ Équation 3-13}$$

où

$D(RMR)$: fonction de dégradation.

On estime la loi de distribution de la fonction f_{cm} sous l'hypothèse que $\ln(fc)$ et $\ln D(RMR)$ sont deux distributions normales indépendantes.

Le problème posé repose donc sur la recherche des deux premiers moments (à défaut de la loi entière) d'une VA : $Z=X.Y$, X et Y étant a priori faiblement corrélées entre elles. La solution s'exprime de la manière suivante :

$$E(Z) = \frac{E(X) \cdot E(Y)}{\sqrt{(1+CV(X)^2) \cdot (1+CV(Y)^2)}} ; \text{ Équation 3-14}$$

$$1 + CV(Z)^2 = (1 + CV(X)^2) \cdot (1 + CV(Y)^2); \text{ Équation 3-15}$$

$$\text{Exp}(2 \cdot \rho(X, Y) \cdot \sqrt{(\ln(1 + CV(X)^2) \cdot \ln(1 + CV(Y)^2))}) ; \text{Équation 3-16}$$

Avec :

$E(X)$: moyenne de X ,

$CV(X)$: Coefficient de variation de X ,

Les résultats de cette démarche permettent d'obtenir une loi de distribution des paramètres mécaniques de la zone endommagée de maçonnerie d'épaisseur e_2 à partir de la loi de distribution des paramètres de la zone « saine » (d'épaisseur e_1) (Tableau 3-8).

Paramètre	f_{cm}	E_m
Moyenne	3,13	7,33
Coefficient de variation	0,95	0,88
Ecart-type	2,98	6,49

Tableau 3-8 Paramètres des lois de distribution des propriétés mécaniques de la zone endommagée

On observe que l'on obtient une réduction importante des paramètres mécaniques comme conséquence de la prise en compte des discontinuités.

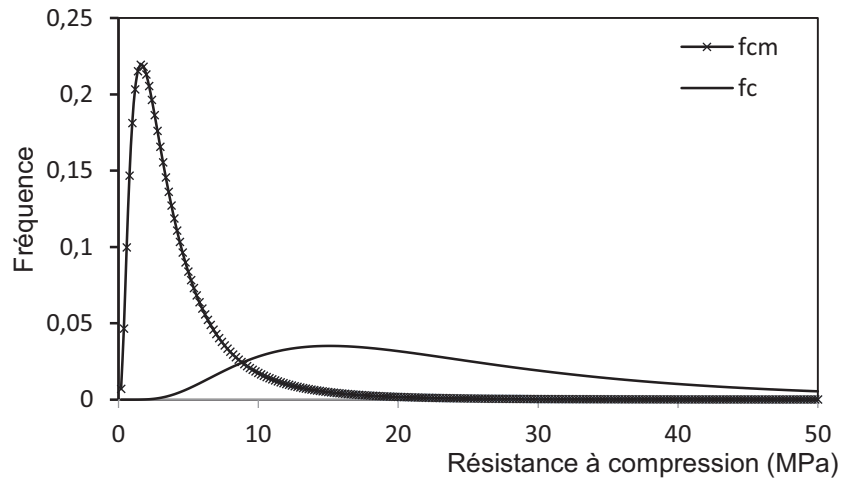


Figure 3-40 Lois de distribution pour f_c et f_{cm}

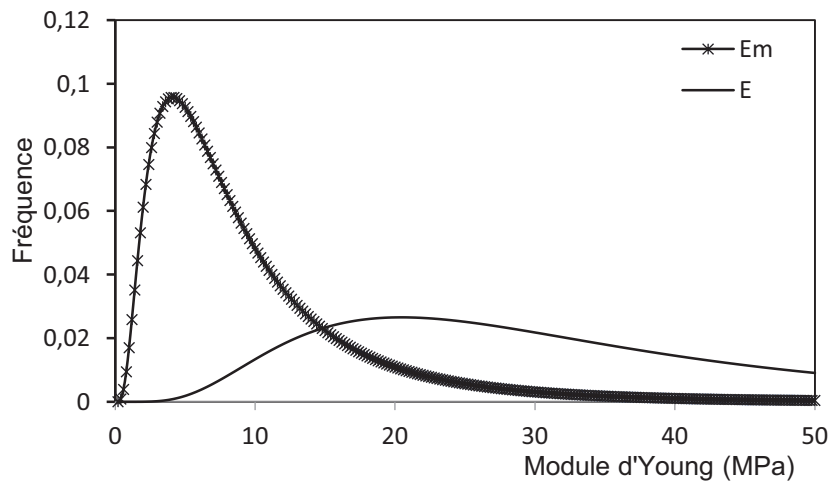


Figure 3-41 Lois de distribution pour E et E_m

La variabilité observée sur les résultats est importante mais représentative de la réalité ainsi que de l'hétérogénéité de l'ensemble des cas étudiés.

Cette méthodologie d'obtention de l'état de dégradation de la maçonnerie est basée exclusivement sur l'analyse locale des essais géoendoscopiques. Ces essais sont intéressants car peu traumatisants et rapides à mettre en œuvre. Ils permettent par ailleurs une analyse automatique du forage et le repérage des zones fissurées et/ou endommagées. Par contre l'obtention de l'indice RMR_{img} pour l'estimation des caractéristiques mécaniques réduites de la maçonnerie reste essentiellement manuelle et qualitative et il sera donc nécessaire d'automatiser ces procédures pour les rendre plus opérationnelles.

Enfin, comme nous l'avons souligné, cette analyse reste locale. Il est donc nécessaire de coupler cette analyse avec des méthodes plus globales permettant une estimation des propriétés de la structure à une échelle plus importante d'une section d'ouvrage ou de l'ouvrage.

Ce travail est l'objet de la partie suivante, où l'on va tenter d'exploiter au mieux les essais géophysiques afin d'obtenir une caractérisation de l'état de la maçonnerie à l'échelle d'un panneau ou d'une portion d'ouvrage.

3.3 Caractérisation géophysique du revêtement maçonnerie à l'échelle d'un panneau

Dans le chapitre 2, nous avons introduit la méthodologie de reconnaissance d'une section d'ouvrage appelée panneau, sur laquelle on proposait une auscultation non destructive du revêtement au moyen des outils géophysiques (impédance mécanique et géoradar).

Dans cette partie, on présente les travaux menés avec ces outils en vue de déterminer leur intérêt et leurs limites pour le diagnostic des ouvrages enterrés.

3.3.1 Impédance mécanique

Afin de mieux interpréter le test d'impédance aux différentes conditions de l'ouvrage, et de comprendre le sens physique de ces mesures, on a analysé les variations des 5 paramètres obtenus par ce test. Pour rappel, ces paramètres sont :

- Moyenne de mobilité (MMob),
- Pente de mobilité (PMob),
- Raideur dynamique (R),
- Indice des vides (IdV),
- Pente* Mobilité(PxM),

L'objectif est d'analyser le lien entre ces paramètres et l'état de l'ouvrage, en considérant les conditions particulières telles que l'hétérogénéité des matériaux composant le revêtement, l'épaisseur et la géométrie variable.

Pour ce faire on a d'abord cherché à tester la répétabilité de la mesure, puis à juger de la bonne qualité de la mesure et enfin à déterminer le lien entre les paramètres mesurés et les caractéristiques des tunnels.

La démarche a consisté à étudier en laboratoire sous conditions prédéfinies, les résultats du test. Ensuite, on a analysé les résultats des tests in-situ (sur 4 stations du métro) par une analyse comparative entre les résultats du test d'impédance et l'analyse de l'état du revêtement.

3.3.1.1 Répétabilité des mesures et fiabilité des paramètres

Pour s'assurer de la répétabilité des mesures, une étude dans des conditions contrôlées à été réalisée dans le cadre du projet (Petit, 2012). L'idée était d'effectuer plusieurs mesures et de contrôler la variabilité obtenue pour chacun des paramètres.

La démarche a consisté à fixer certains paramètres d'essai : la force de frappe et la position du géophone ; ainsi pour les mêmes conditions d'essai, on a différentes mesures dont la différence permettra d'évaluer la fiabilité de l'essai.

L'étude a consisté en la réalisation de trois essais successifs sur une série de points tracés sur une dalle en béton. Le maillage était composé de 24 points distants de 0,5m.

Afin de contrôler la force de frappe et la position du géophone, un montage mécanique a été utilisé (Figure 3-42).

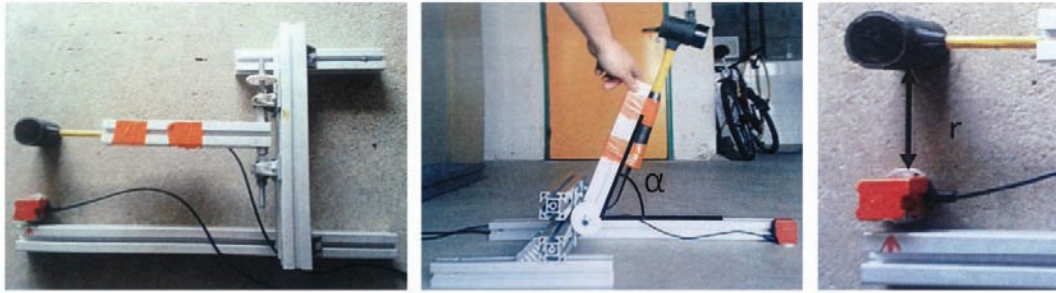


Figure 3-42 Dispositif d'essai permettant de contrôler la force et la distance géophone –marteau, (Petit, 2012).

Ce dispositif permet de garder la même force de frappe, en utilisant un système pendulaire avec une distance de chute définie par l'angle α ($\alpha = 90^\circ$).

Les résultats ont mis en évidence une bonne répétabilité des mesures, en effet le dispositif à permis de mesurer les forces avec un coefficient de variation de 4,5%, ce qui signifie que les différents signaux montrent un faible écart relatif (pour un échantillon de 72 points de mesure).

Pour l'analyse de la variation sur les paramètres, le coefficient de variation (CV) sur les trois essais par point de mesure a été calculé. L'intérêt de l'utilisation du CV réside dans le fait qu'il permet de comparer statistiquement des paramètres de nature différente (unités).

Comme on peut l'observer sur la Figure 3-43, le CV à été calculé pour chaque point de mesure et ensuite moyenné pour chaque paramètre mesuré.

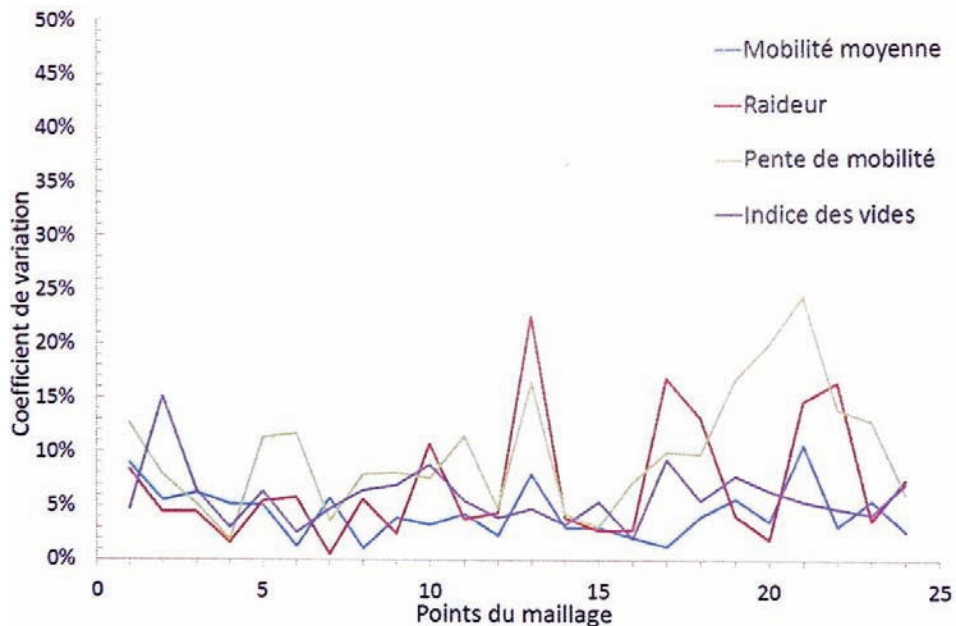


Figure 3-43 Coefficients de variation pour chaque point du maillage (3 essais)

Les résultats montrent une variabilité moyenne pour l'ensemble des paramètres proche de 7%. Cette valeur nous renseigne sur l'erreur attribuable aux mesures (en tenant en compte que le marteau explique une grande partie de cette variabilité autour du 5%).

3.3.1.2 Etude des paramètres d'impédance lors d'essais in situ

Qualité de la mesure d'impédance

Afin d'obtenir une bonne interprétation des mesures d'impédance, une sélection des points de mesure a été mise en place lors des campagnes in-situ en vue de rejeter les points pour lesquels un défaut de collage du carrelage est avéré. L'élimination des points où le défaut de collage est avéré se fait sur l'analyse de la courbe mobilité/fréquence. Dans le cas de points de mesure où le collage est défectueux, on constate que la mobilité décroît très rapidement et tend vers « 0 » pour des fréquences supérieures à 100hz (Figure 3-44 a). Dans le cas contraire, pour des valeurs de fréquence supérieures à 100hz, la mobilité conserve des valeurs inférieures à la valeur de pic, mais non nulles Figure 3-44e 3-44b.

Par ailleurs, pour ces points de mesure où l'on constate un décollement du carrelage, il a été observé des valeurs d'indice de vides particulièrement importantes (supérieures à 5) (Figure 3-44e 3-44).

D'un point de vue pratique, lors de la réalisation des mesures d'impédance si on observe pour un point de mesure le phénomène de décollement du carrelage, ce point n'est pas pris en compte et une autre mesure est réalisée à quelques dizaines de centimètres dans le voisinage de ce point afin d'avoir une réponse conforme au signal « attendu ».

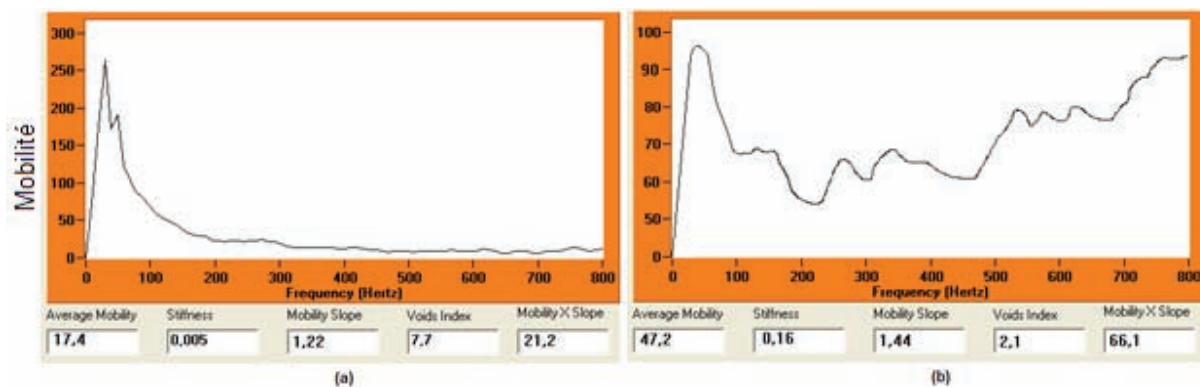


Figure 3-44 Sélection et répétition d'une mesure sur un même point du maillage.

Analyse statistique des paramètres d'impédance in situ

Afin d'étudier les paramètres d'impédance, une analyse statistique des données a été réalisée sur l'ensemble d'une station (soit un total de 6 panneaux et de 846 points de sondage). Ce type d'analyse va nous permettre d'avoir un premier aperçu sur le type de traitement statistique à mettre en place pour l'exploitation des données. Dans la Figure 3-45 les histogrammes et lois de distribution obtenues pour chaque paramètre sont présentés.

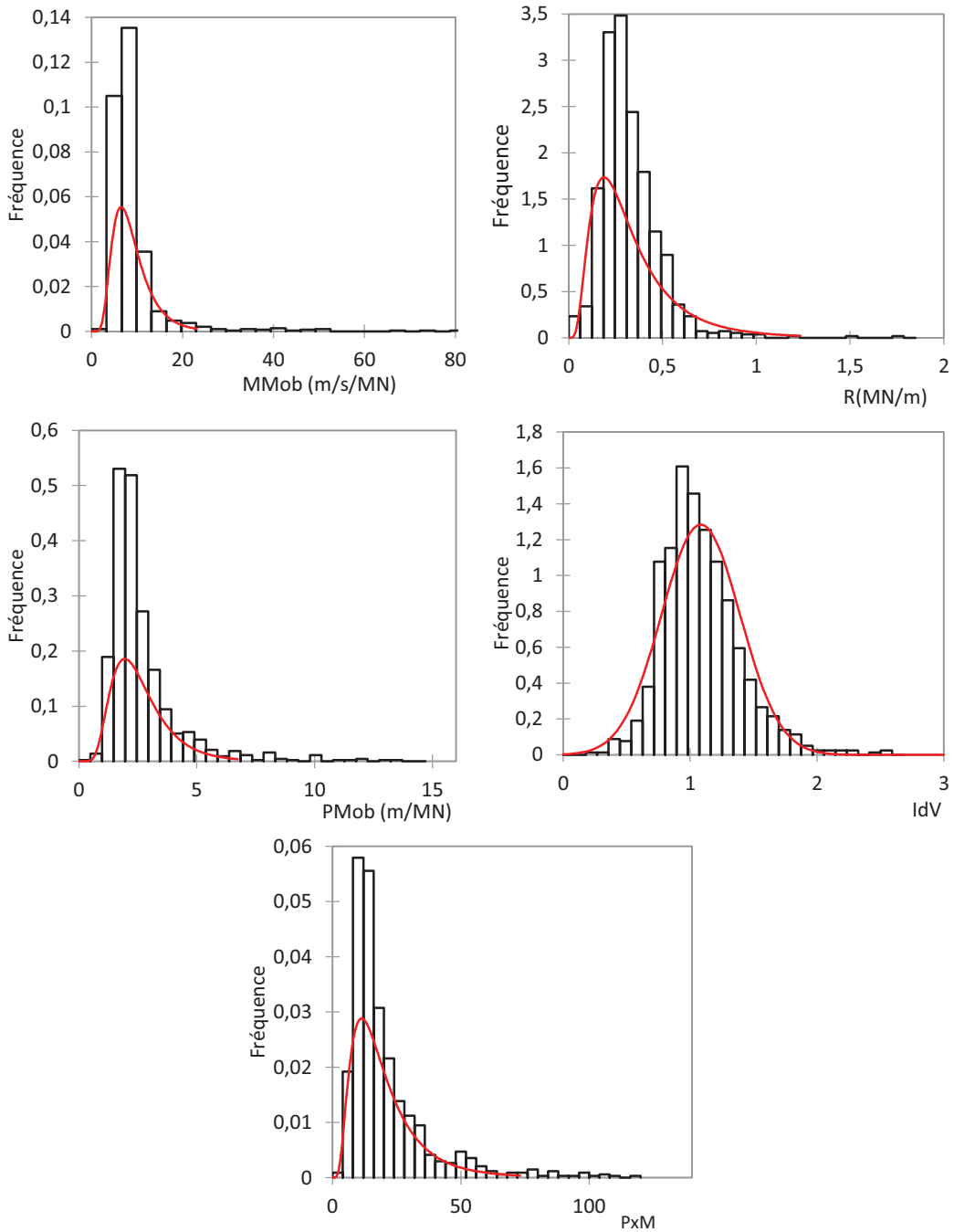


Figure 3-45 Histogrammes et lois de distribution des paramètres d'impédance

On observe qu'à l'exception de l'indice de vides (IdV) les paramètres d'impédance suivent une distribution log-normale. Fort de ce constat, on pense que par la suite une transformation en Log-normale des variables n'est pas à exclure, dans l'optique de travailler avec des variables normalisées et donc mieux adaptées à l'étude des corrélations.

Analyse en composantes principales entre les paramètres d'impédance

Afin d'évaluer l'apport de chaque paramètre d'impédance vis-à-vis de l'évaluation de l'état de la structure, une étude multi-variable a été conduite. Celle-ci cherche à mettre en évidence les relations possibles entre les différents paramètres issus de l'essai d'impédance.

Pour chaque paramètre, on a retenu les valeurs ponctuelles correspondant au point exact d'implantation du sondage (par exemple : MMob1), et la valeur moyenne du point de sondage et de ses huit points voisins (MMob9).

L'analyse consiste à chercher les combinaisons linéaires des variables étudiées, capables d'expliquer la plus grande partie de la variabilité des mesures.

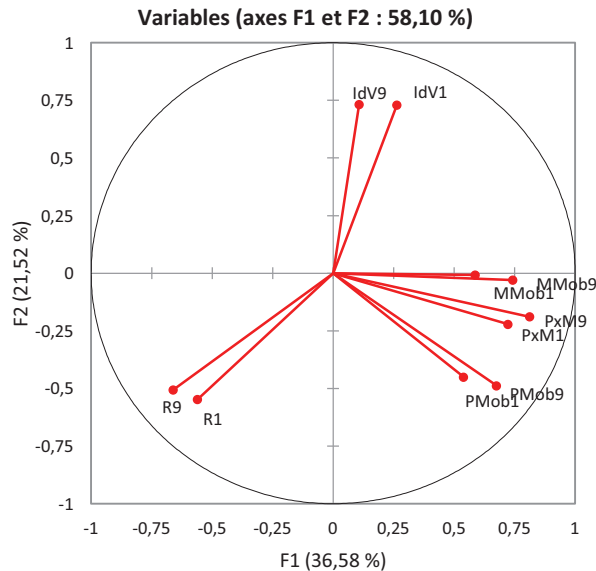


Figure 3-46 Analyse en composantes principales des paramètres d'impédance

La Figure 3-46 montre que les paramètres de mobilité sont regroupés et évoluent ensemble. Les corrélations entre variables sont assez fortes (0,8 entre MMob1 et PMob1). Les deux autres ensembles (IdV et R) paraissent indépendants, ce qui est corroboré par les valeurs faibles de corrélation entre paramètres. Dans le cas de l'analyse pour les valeurs moyennes (point de sondage et ces 8 points du voisinage) les résultats sont quasiment identiques.

Il apparaît donc évident que les informations apportées par chacun de ces ensembles est indépendante. Pour les analyses suivantes, on privilégie de garder 3 paramètres d'impédance qui seront ceux qui apportent le plus d'information représentative. Ainsi les analyses suivantes seront faits sur la Pente*Mobilité (PxM), l'Indice de Vides (IdV) et la Raideur Dynamique (R).

On a cherché ensuite à analyser un possible lien entre les paramètres d'impédance et certains paramètres obtenus sur des sondages carottés.

Les paramètres utilisés sont les suivantes :

- RQD
- e1 (épaisseur saine)
- f_c (moyenne sur un sondage)

La Figure 3-47 montre le résultat de l'analyse en composantes principales pour toutes ces variables.

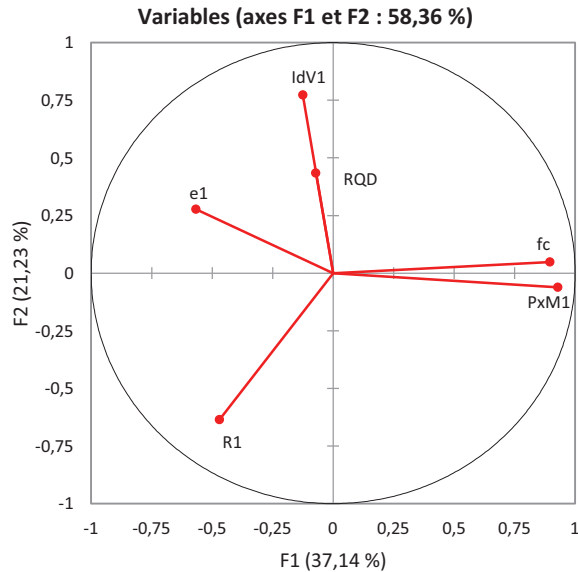


Figure 3-47 Analyse en composantes principales des paramètres d'impédance et paramètres du sondage

On observe une répartition selon deux axes principaux qui permet de distinguer trois groupes de variables. Le premier correspond aux variables PxM, f_c et e_1 , les deux premières étant corrélées de manière assez importante. Le deuxième axe correspond à l'indice de vides et à la Raideur (R) dans une moindre mesure. Finalement RQD semble lié à la troisième composante.

Il apparaît au travers de cette expérimentation que le paramètre PxM contient l'information de f_c . Ce qui voudrait dire que la mesure de f_c pourrait être estimée par la mesure de PxM.

Ce résultat nous mène à penser que le paramètre PxM est intimement lié aux caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs de la première couche de revêtement sain, ainsi qu'à la continuité mécanique du milieu.

Cette relation est intéressante car ces deux paramètres peuvent être obtenus à partir d'essais in situ.

Par la suite, on étudie de manière plus précise la corrélation entre ces deux paramètres.

3.3.1.3 Corrélation entre l'épaisseur saine de maçonnerie et les paramètres d'impédance

Il est important de donner un sens physique aux mesures d'impédance. En effet cet essai est fortement influencé par la continuité mécanique du milieu. Du fait que les conditions d'essai (épaisseur importante et matériau hétérogène) ne permettent pas d'établir un lien direct entre ces paramètres et des paramètres mécaniques, on s'intéresse à l'étude des corrélations possibles entre les paramètres d'impédance et la présence des discontinuités à l'intérieur du revêtement relevé au moyen de l'essai géoendoscopique.

L'étude du lien entre l'apparition de la première fissure (e.g. par rapport à l'intrados du tunnel) mesuré à partir des essais géoendoscopiques, et les différents paramètres issus de l'essai d'impédance, a été réalisé à partir des sondages réalisés sur 3 stations.

La Figure 3-48 montre la relation de type linéaire obtenue pour les deux paramètres e_1 (épaisseur saine de maçonnerie) et $\ln(PxM)$ (logarithme du paramètre « PentexMobilité »).

Le nuage de points est très nettement non linéaire et la transformée logarithmique améliore la tendance linéaire, malgré une dispersion encore importante.

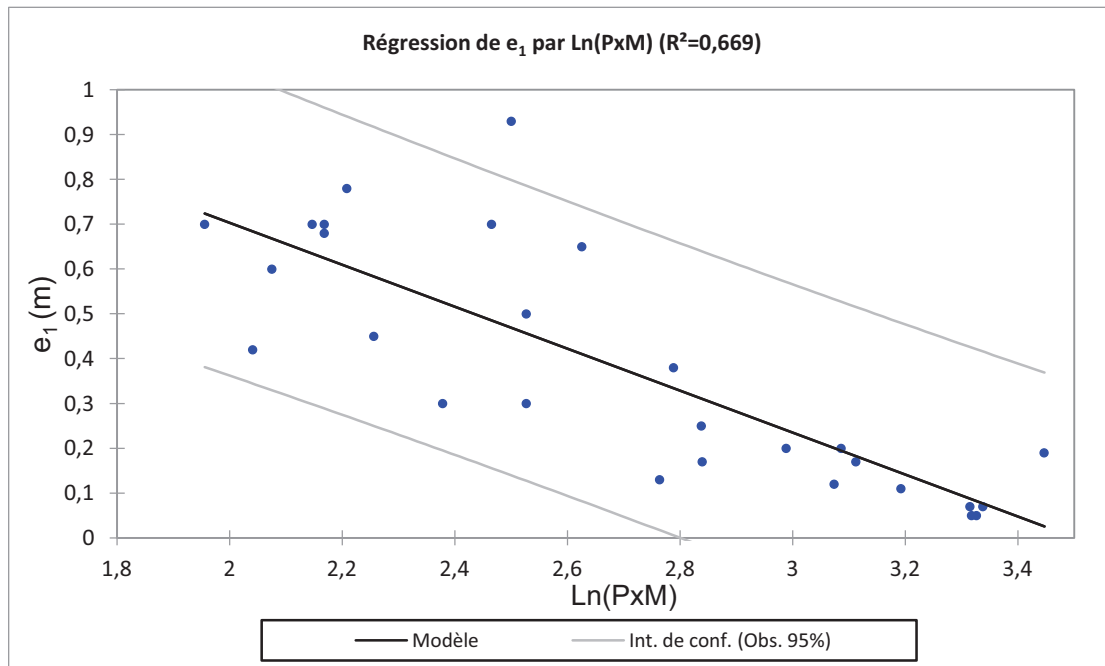


Figure 3-48 Relation Pente*Mobilité et épaisseur saine (e_1) de la maçonnerie.

Ces 2 paramètres sont liés par la relation suivante :

$$e_1(m) = 1,64 - 0,47 * \text{Ln}(PxM), \text{ Équation 3-17}$$

Où : PxM = Pente de Mobilité * Moyenne de Mobilité

e_1 = épaisseur saine de maçonnerie ;

A partir de cette relation, on peut évaluer l'évolution de l'épaisseur saine de maçonnerie pour un panneau analysé.

Il est évident que du fait des limites de l'outil, plus l'épaisseur de la maçonnerie augmente, plus la précision des mesures de mobilité se réduit. Malgré cela, la méthode se montre très utile dans l'optique d'obtenir une mesure spatiale à l'échelle du panneau pour l'évolution de l'épaisseur e_1 .

Analyse de la variabilité spatiale des mesures d'impédance.

Afin d'étudier la variabilité spatiale de l'essai d'impédance, on a étudié la variabilité de chaque paramètre d'impédance défini précédemment lors d'une campagne in situ sur une station. Ensuite, on a étudié la variabilité au sein d'un panneau, en traçant les variogrammes pour trois lignes de mesure sur une distance de 45-m.

L'objectif ici est de tenter de voir si cette analyse permettrait de donner des informations pour guider l'implantation des panneaux où seraient réalisés les essais d'impédance au sein d'une station. On a analysé les distributions des paramètres à l'échelle d'une station et à l'échelle d'un panneau. Le tableau 3-9 montre les résultats obtenus pour l'analyse de sept panneaux sur une station.

	Panneau	223A	223B	223M	215A	215B	215C	215D
MMob	μ	6,72	7,50	8,93	7,91	8,28	8,21	8,92
	EC	2,35	3,87	4,09	2,72	3,51	4,05	3,84
	CV	0,35	0,52	0,46	0,34	0,42	0,49	0,43
R	μ	0,36	0,37	0,32	0,31	0,35	0,30	0,29
	EC	0,15	0,12	0,17	0,12	0,17	0,14	0,13
	CV	0,41	0,32	0,53	0,39	0,50	0,45	0,45
PMob	μ	2,31	2,67	2,61	2,35	2,54	2,41	2,46
	EC	1,15	1,33	1,40	0,83	0,99	0,85	1,02
	CV	0,50	0,50	0,53	0,35	0,39	0,35	0,41
IdV	μ	1,13	1,06	1,10	1,05	1,10	1,19	1,13
	EC	0,44	0,25	0,32	0,29	0,32	0,60	0,33
	CV	0,39	0,24	0,29	0,27	0,29	0,50	0,29
PxM	μ	17,39	21,11	26,32	20,35	23,45	20,97	24,69
	EC	16,92	21,15	27,21	19,48	21,10	21,13	26,07
	CV	0,97	1,00	1,03	0,96	0,90	1,01	1,06

Tableau 3-9 Statistiques descriptives des différents paramètres d'impédance à l'échelle du panneau (μ : moyenne ; EC : écart-type ; CV : coefficient de variation)

On observe qu'à l'échelle d'une station les valeurs moyennes restent relativement stables pour l'ensemble des paramètres. Les Figure 3-49 et Figure 3-50 comparent les courbes de distribution obtenues pour les paramètres PxM et MMob pour l'ensemble de la station. Le paramètre PxM présente la plus forte variabilité avec des coefficients de variation (CV) proches de 100%. La Figure 3-49 montre les distributions obtenues pour ce paramètre pour chaque panneau analysé.

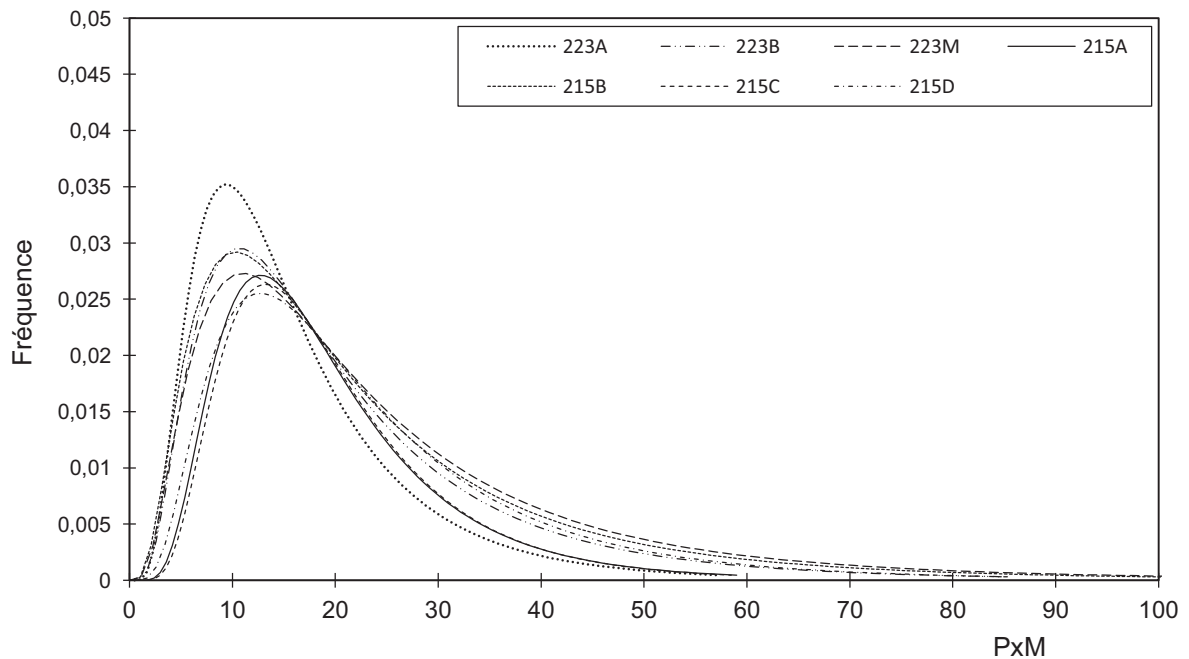


Figure 3-49 Comparatif des lois de distribution log-normale pour PxM à l'échelle de la station

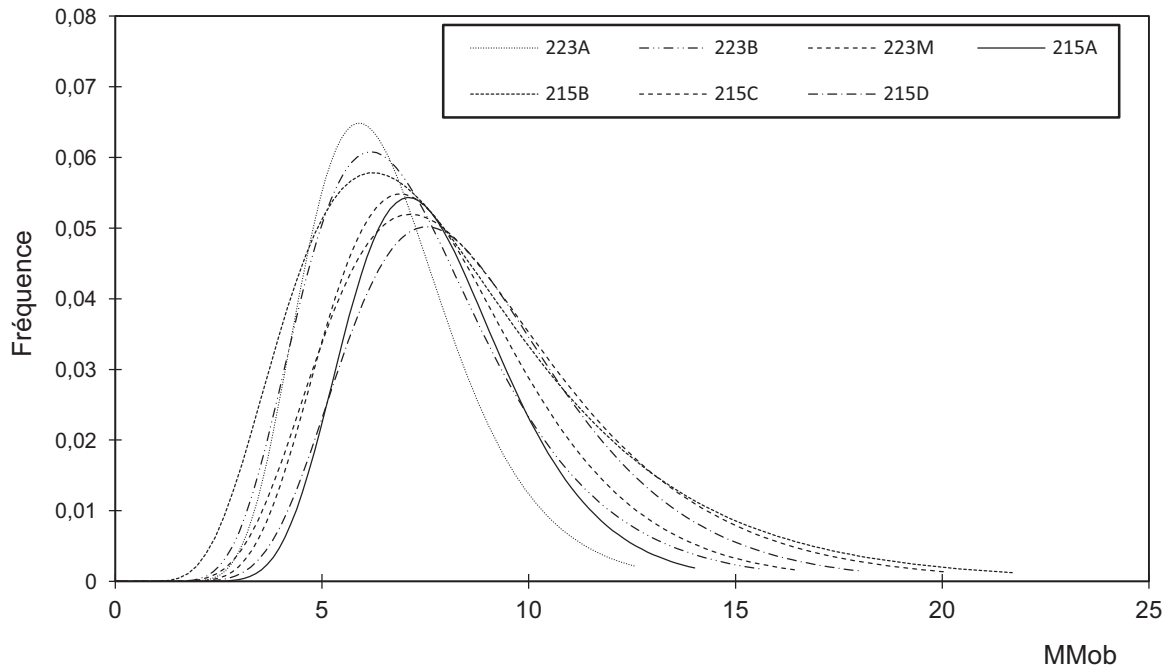


Figure 3-50 Comparatif des lois de distribution log-normale pour MMob à l'échelle de la station

On observe que l'évolution des paramètres est assez semblable pour l'ensemble des panneaux : ceci a été observé pour l'ensemble des paramètres étudiés. Ce constat nous permet de dire qu'à l'échelle d'une station les paramètres restent relativement stables, autrement dit, le choix des zones d'intérêt pour l'implantation des panneaux d'analyse pourrait se faire de manière complètement aléatoire. La variabilité des paramètres du revêtement se déploie à une échelle bien inférieure à celle d'une station

Par la suite on s'intéresse à l'analyse des mesures à l'échelle d'un panneau. Pour ce faire, on a calculé les variogrammes pour les différents paramètres d'impédance.

Le variogramme est en théorie unique pour une variable régionalisée et représente la structure de variabilité de la variable régionalisée. Ce variogramme permet en quelque sorte d'estimer la qualité de l'information susceptible d'être apportée par les données expérimentales du voisinage.

La Figure 3-51 présente les variogrammes obtenus à l'échelle d'un panneau d'une longueur de 45-m.

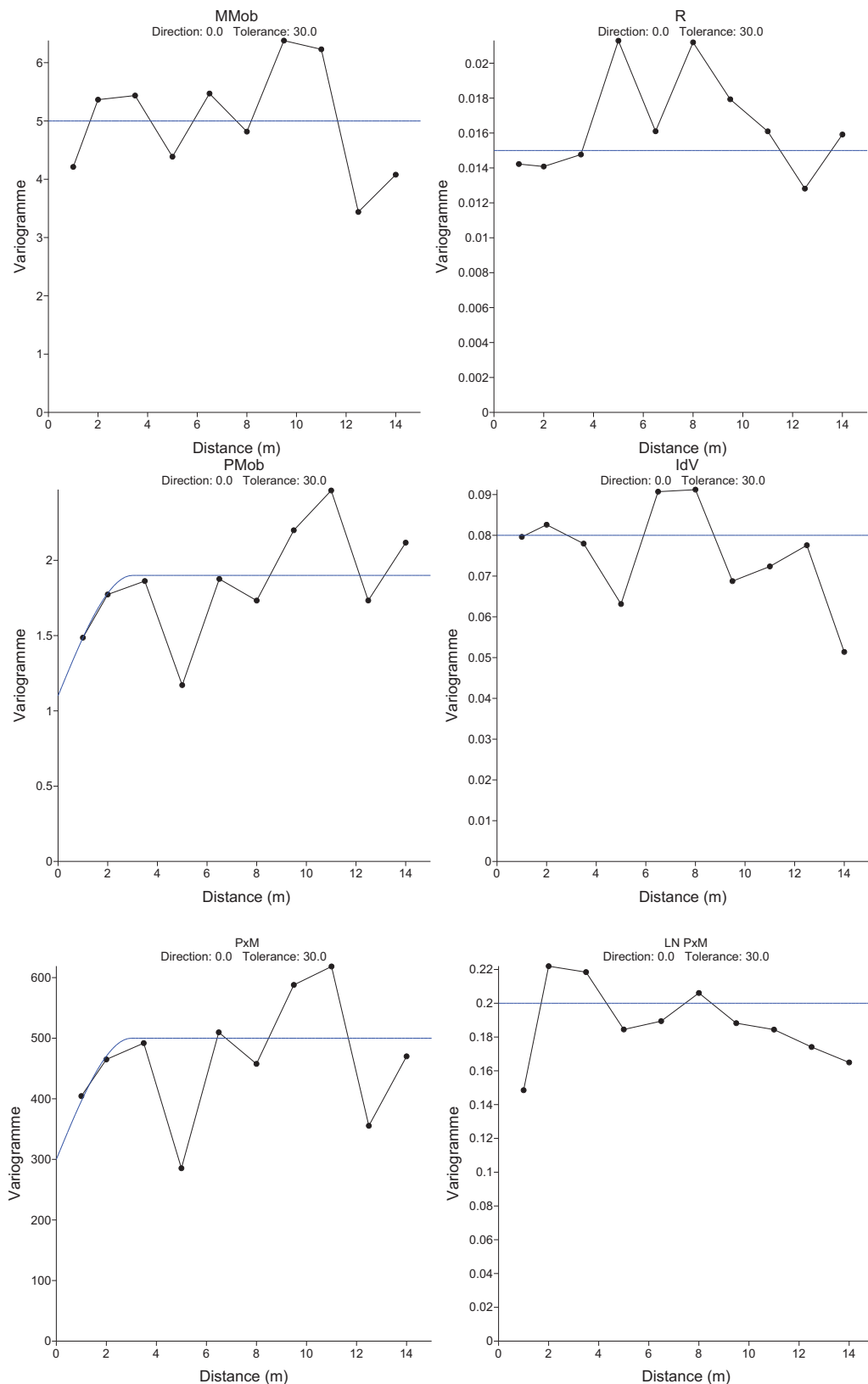


Figure 3-51 Variogrammes des paramètres d'impédance calculés sur un panneau de 45m de long

La Figure 3-51 montre qu'à l'échelle d'un panneau les variables d'impédance présentent un comportement stationnaire, avec une portée autour de 2m.

On peut interpréter cette valeur comme la distance pour laquelle les mesures d'impédance sont corrélées. Ainsi on conclut que les informations recueillies par des points distants à 1-m

est redondante. Pour être plus performants en termes de mesure, on préconise un maillage dont les points sont distants d'un minimum de 2-m sur le plan longitudinal.

En somme l'analyse de la variabilité pour l'essai d'impédance permet de mettre en évidence l'évolution des paramètres à deux échelles différentes. On constate une homogénéité importante des paramètres à l'échelle de la station, ce qui voudrait dire que l'implantation des panneaux peut se faire de manière aléatoire sur une station. Au sein d'un panneau on préconise une distance minimale de 2-m entre chaque point d'essai, ce qui permettrait d'optimiser l'auscultation (maillage).

3.3.2 Exploitation de l'essai géoradar.

L'objectif de l'utilisation de l'essai géoradar dans la méthodologie proposée, est de permettre de définir le profil d'extrados du revêtement. Les tunnels anciens étant pour la plupart des ouvrages à géométrie variable et comportant des hors profils importants, il est important de pouvoir déterminer l'épaisseur de maçonnerie réelle. Pour ce faire, on a utilisé deux antennes avec deux fréquences distinctes, dans l'optique d'étudier des revêtements d'une épaisseur importante (pouvant atteindre 1-m).

Des essais ont été effectués sur 4 stations du métro parisien. Le tableau 3-10 présente un récapitulatif des essais réalisés.

Station	Nombre de Panneaux	Longueur cumulée des Panneaux (en m)
Pasteur	9	144
Champs de Mars	16	102
Porte de Lilas 1 et 2	6*	152*
Europe	7	99

Tableau 3-10 Nombre de panneaux et longueurs totales par station

3.3.2.1 Réalisation des essais

Les essais géoradar, consistant au passage en surface du revêtement d'une antenne, ont été effectués sur chaque panneau sur trois lignes de mesure passant sur les axes de mesures d'impédance, comme le montre la Figure 3-52.

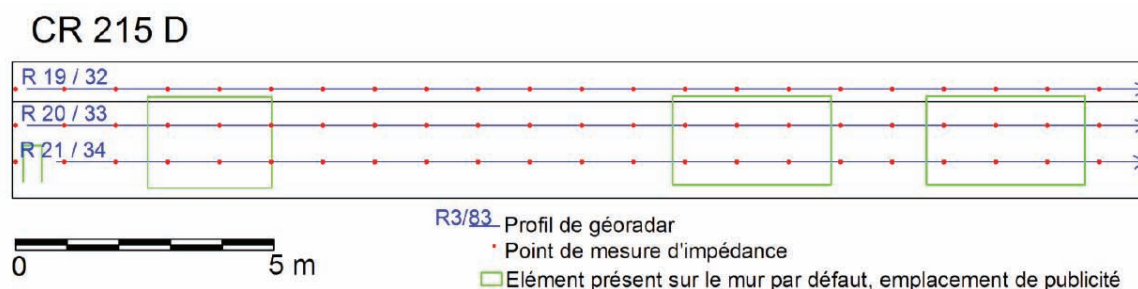


Figure 3-52 Plan d'implantation de profils géoradar sur un panneau d'essai

3.3.2.2 Obtention des profils géoradar sur la base des paramètres définis par défaut

Le résultat d'un essai géoradar est un profil en fonction du temps de réflexion. Comme on peut observer sur la Figure 3-53, l'utilisation de deux fréquences différentes permet d'analyser avec une précision différente une même partie de l'ouvrage.

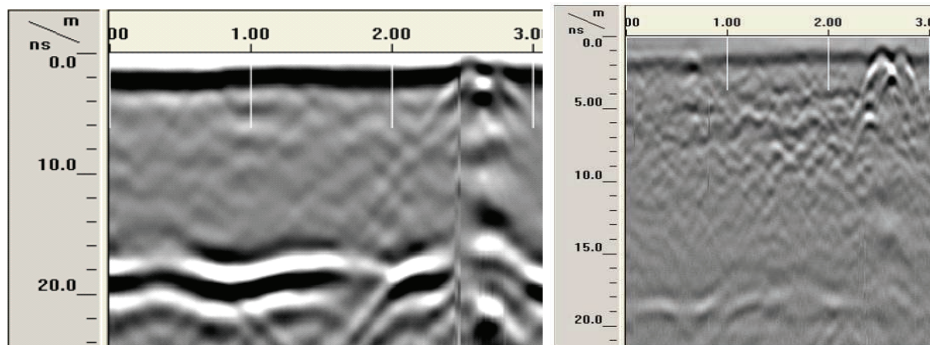


Figure 3-53 Profils géoradar 900 MHz (gauche) et 400 MHz antenne (droite)

A partir des mesures du temps de réflexion d'ondes, et moyennant une estimation sur la constante diélectrique du milieu, l'épaisseur de la maçonnerie est estimée (Figure 3-54). Autrement dit les mesures de vitesse de réflexion d'ondes permettent de calculer l'épaisseur du revêtement de manière continue. On a constaté que l'antenne de plus basse fréquence était peu adaptée pour l'étude des revêtements d'épaisseur au-delà de 1-m. D'ores en avant, les analyses présentées comprendront seulement l'antenne de 900 MHz plus adaptée aux revêtements des ouvrages RATP.

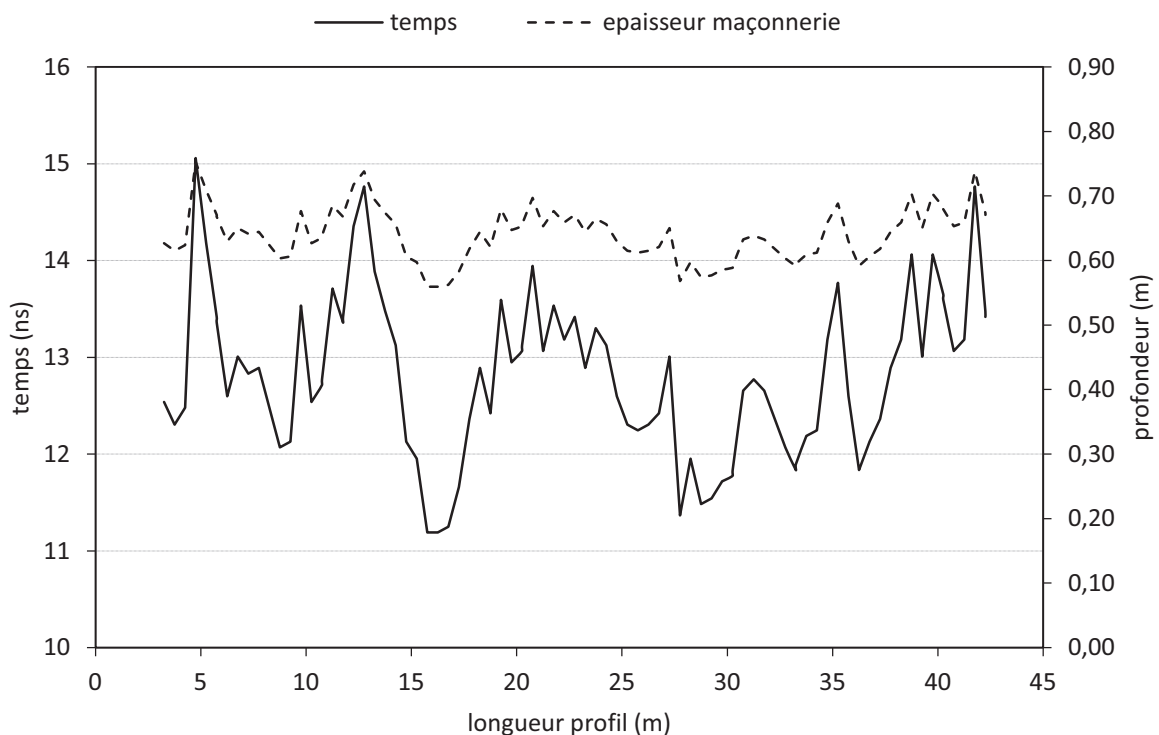


Figure 3-54 Détermination de l'épaisseur de maçonnerie ($\epsilon_R=10$, $V_M= 0,1$ m/ns)

3.3.2.3 Analyse comparative des épaisseurs géoradar et des épaisseurs obtenues au moyen de l'essai géoendoscopique.

Lors des premières campagnes d'essais, il a été observé que le fait d'utiliser une constante diélectrique prédéfinie avait comme conséquence d'obtenir une différence importante entre les valeurs d'épaisseurs obtenues au moyen du géoradar et l'estimation locale fournie par l'essai de géoendoscopie (Figure 3-55).

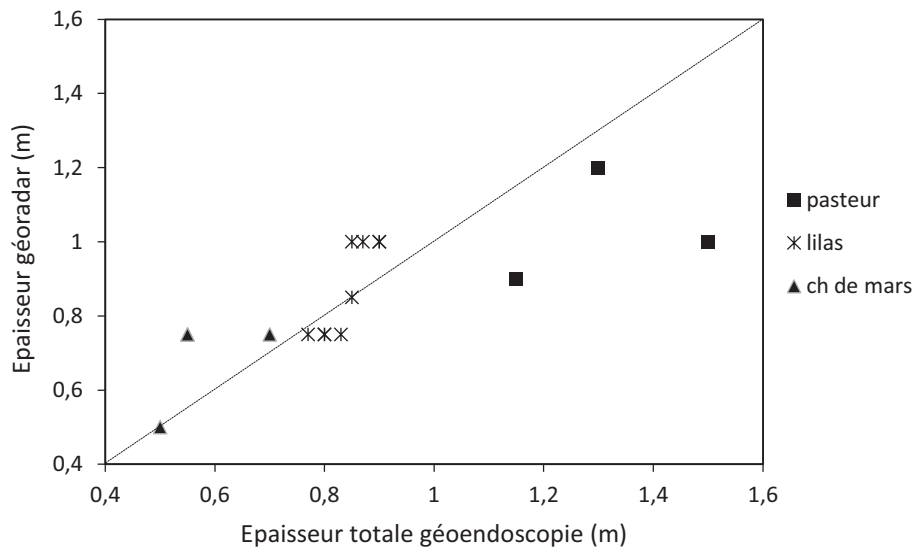


Figure 3-55 Comparatif des épaisseurs obtenues avec la géoendoscopie et le géoradar pour trois stations.

3.3.2.4 Redéfinition des paramètres de calcul en fonction de l'épaisseur géoendoscopique

Pour améliorer la précision de la mesure géoradar, on a donc préconisé l'utilisation complémentaire de l'essai géoradar et de l'essai géoendoscopique. Ainsi, à partir de la connaissance de l'épaisseur réelle locale de la maçonnerie au moyen de la géoendoscopie, on calibre les paramètres géoradar sur cette valeur en définissant la valeur de la constante diélectrique correspondante. Dans le cas de la Figure 3-56, on obtient l'épaisseur et le temps de transit de l'onde correspondant à chaque sondage.

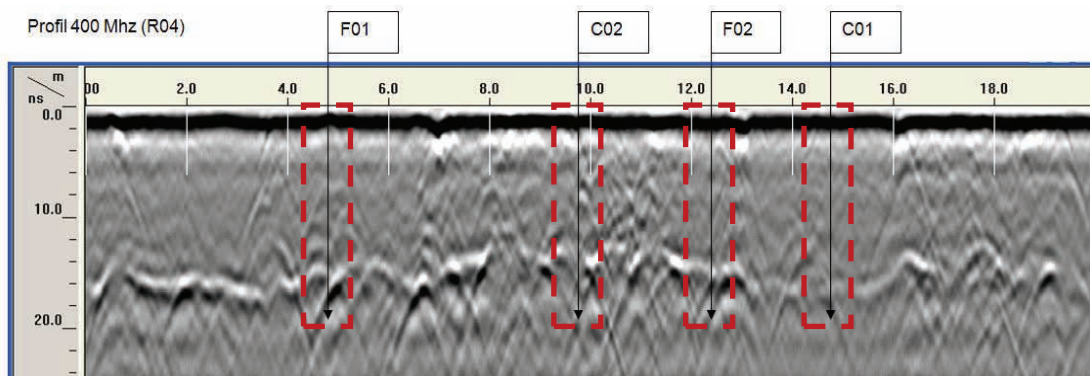


Figure 3-56 Calage des paramètres géoradar et essais géoendoscopiques

Ainsi on obtient une valeur de ϵ_R et V_M moyennés sur l'ensemble d'une station. Ce traitement permet d'obtenir les épaisseurs du revêtement avec une erreur estimée à 6% (Figure 3-57).

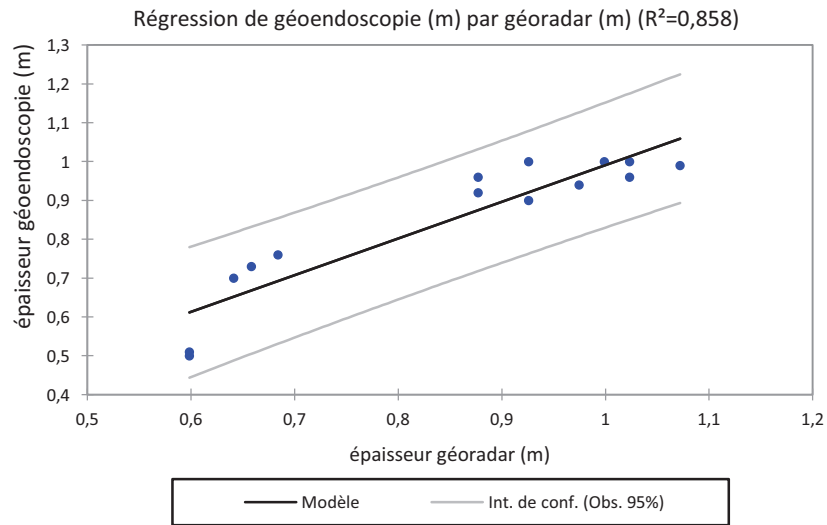


Figure 3-57 Comparatif de l'épaisseur estimée au moyen du géoradar et de la géoendoscopie après calibration par géoendoscopie

L'utilisation du géoradar permet d'estimer l'épaisseur du revêtement en maçonnerie avec une précision de ± 6 cm/m. Cependant, il faut tenir compte du fait que le matériau étudié présente une forte hétérogénéité tant géométrique (variation d'épaisseur) que physique (conditions d'humidité), qui influence de manière importante les valeurs de la constante diélectrique du milieu. Il a été observé que la valeur de la constante diélectrique pouvait être définie pour l'ensemble d'une station à partir du calage avec les essais géoendoscopiques.

Variabilité de mesures géoradar

On s'intéresse maintenant à la représentativité des mesures d'épaisseurs obtenues au moyen du géoradar. On a calculé les variogrammes sur un panneau d'une longueur de 45 m (Figure 3-58).

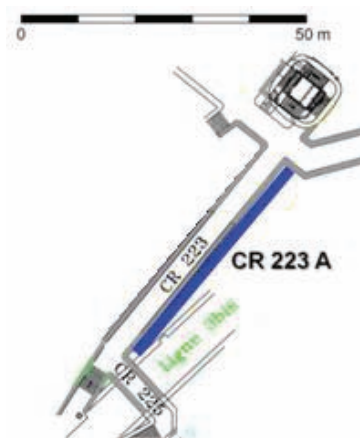


Figure 3-58 Plan d'implantation des profils géoradar utilisés pour l'analyse de variabilité

La Figure 3-59 montre les variogrammes obtenus pour le panneau 223A pour chacun des trois profils selon son hauteur.

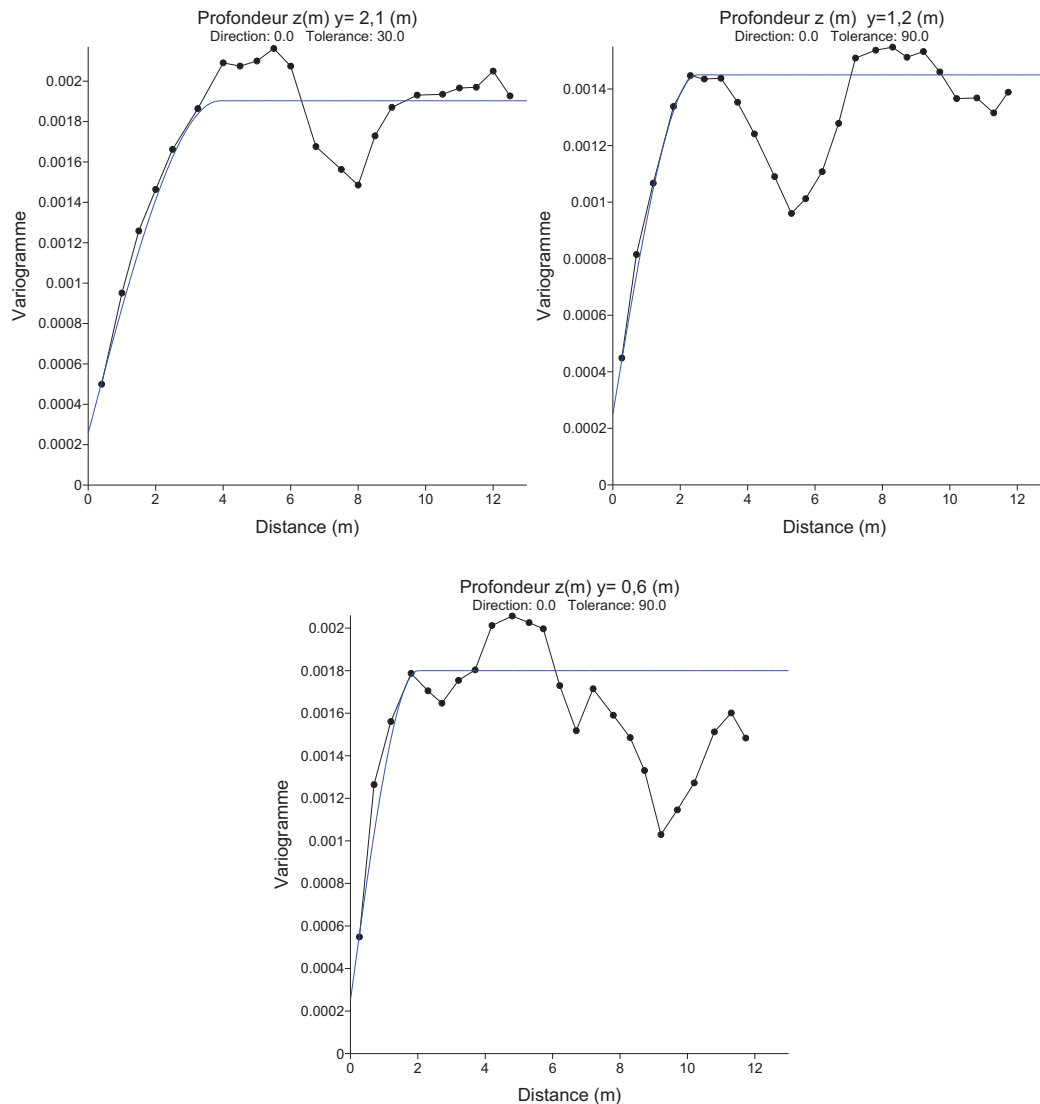


Figure 3-59 Variogramme obtenu pour l'épaisseur calculée au moyen du géoradar sur le panneau 223A

L'analyse des variogrammes permet de confirmer le comportement stationnaire de la variable épaisseur calculée au moyen du géoradar à une portée d'environ 2,5 à 4m pour l'ensemble des profils. On observe un effet de pépite quasi-nul cohérent avec le type de mesure analysée (continue).

Sur chacun des variogrammes calculés, un effet de trou a été mis en évidence à 6 et 8 m. On peut interpréter ceci comme un changement de type périodique dans l'épaisseur du revêtement pour les panneaux étudiés. Ce type de structure peut être lié aux méthodes de construction (taille des éléments de coffrage, rythme des volées d'abattage ou des passes de coulage).

A partir de ce constat et dans l'optique de fournir des informations permettant d'alimenter un modèle numérique des tunnels, la taille du volume élémentaire représentatif au sens de l'homogénéité de l'épaisseur effective mesurée au géoradar correspond à environ 3m. Ce résultat est en concordance avec ceux obtenus pour les mesures d'impédance traduites en épaisseur saine e_1 .

Conclusion

Nous avons présenté les travaux réalisés pour caractériser l'état de la structure du revêtement d'un tunnel. Le cas particulier des ouvrages anciens nécessite une caractérisation géométrique et mécanique de la structure de l'ouvrage. Cette caractérisation du revêtement doit apporter des réponses tant au niveau local de la structure, qu'au niveau d'une section d'ouvrage.

Dans un premier temps, on a cherché à obtenir les paramètres mécaniques représentatifs des matériaux composant le revêtement. Pour cela une étude expérimentale sur des éprouvettes extraites à partir de carottes issues de plusieurs stations du métro parisien a été réalisée. Cette étude a mis en évidence le caractère hétérogène des matériaux présents dans ces ouvrages et a confirmé le fait que les parties les plus endommagées de la maçonnerie se situent en majorité du côté de l'extrados de l'ouvrage. Les essais mécaniques réalisés à la suite sur les éprouvettes ont montré que les caractéristiques mécaniques moyennes de la maçonnerie sont encore relativement satisfaisantes malgré quelques différences suivant l'état général des carottes, l'emplacement de l'éprouvette au sein de la maçonnerie ou le matériau composant l'éprouvette. Il a donc été possible de définir des lois de distribution pour les différents paramètres mécaniques en étude. Cependant, ces conclusions sont à tempérer car pour pouvoir satisfaire aux normes d'essai (notamment en termes de taille et d'élancement), les éprouvettes extraites des carottes, le sont dans des parties plutôt saines de la carotte donc pas forcément représentatives de l'état général de la carotte ou de la maçonnerie.

C'est pourquoi, afin d'intégrer l'influence des discontinuités présentes dans le revêtement et qui régissent le comportement global de la maçonnerie, on a proposé un modèle simplifié permettant de définir 3 parties dans la maçonnerie en fonction de l'état de dégradation estimé. Une première partie constitue la partie saine de la maçonnerie (d'épaisseur e_1) et pour laquelle les paramètres mécaniques suivent des lois de distribution identiques à celles identifiées dans la première partie de ce travail. La seconde partie, d'épaisseur e_2 , constitue une zone de maçonnerie dégradée. Les caractéristiques mécaniques de cette zone sont définies à partir d'une réduction des valeurs des paramètres mécaniques de la zone 1, réduction fonction du niveau de dégradation évalué au moyen de l'indice RMR recalculé de la zone en étude. Finalement, la troisième zone de la maçonnerie, d'épaisseur e_3 , est une zone tellement dégradée qu'il n'y a plus de continuité et on lui attribuera les valeurs mécaniques d'un sol granulaire. De fait, l'épaisseur effective (e_{eff}) de la structure devient la somme de l'épaisseur des zones 1 et 2.

La caractérisation de l'état de dégradation locale de la maçonnerie in situ et des épaisseurs définies ci-avant, est réalisée au moyen d'un essai géoendoscopique et d'une analyse automatique d'images dont les analyses et les seuils ont été adaptés spécifiquement au problème de la caractérisation de ces structures.

Par la suite, en vue de passer d'une caractérisation locale de la maçonnerie à l'échelle du sondage à une caractérisation à l'échelle d'un panneau ou d'une section d'ouvrage, nous avons étudié la pertinence et le potentiel de caractérisation des informations apportées par l'impédance mécanique et le géoradar, outils permettant une spatialisation des mesures par la prise en compte d'un volume plus important d'ouvrage. Il a été montré la difficulté d'interpréter et de donner un sens physique aux paramètres d'impédance pour le type de structure étudiée (matériau hétérogène et présence de discontinuités). Cependant, un lien entre les paramètres de mobilité, et la variation de l'épaisseur saine (e_1) du revêtement a été mis en évidence. Ainsi, on peut au moyen d'essais d'impédance réalisés sur des panneaux dont l'espacement entre les points peut être écarté jusqu'à 3 ou 4m, analyser l'évolution de cette épaisseur sur une surface plus importante, et repérer des zones endommagées.

Pour l'essai géoradar, il a été montré qu'il est possible d'obtenir un profil en continu de l'épaisseur effective (e_{eff}) de l'ouvrage avec une précision de ± 6 cm/m. Mais un calage avec la géoendoscopie est fondamental pour obtenir cette précision et permettre la calibration des paramètres permettant l'interprétation du signal du géoradar.

Bibliographie du Chapitre 3

AFTES. Recommandations relatives à la Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, N° 177, pp.140-170. (2003)

Arcadis. Reconnaissance des maçonneries des accès lignes 6-12, Station Pasteur. Paris. (2007)

Arcadis. Reconnaissance des maçonneries et des terrains environnants - Station Champs de Mars. Paris. (2004)

Barton, N., et Choubey. V. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rocks Mechanics. Vol. 10, pp.1-54. (1977)

BGS. Repport : scheme for classifying discontinuities and fillings. British Geological Survey Nottingham: British Geological Society. (2005)

Bieniawski, Z.T. Engineering Rock Mass Classification: A Complete Manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering. New York: John Wiley & Sons. (1989)

Breul, P. Caractérisation endoscopique des milieux granularies couplée à l'essai de pénétration. Thèse, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. pp.257(1999)

Breul, P. et Gourves, R., In field soil characterization: approach based on texture image analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 1, N°132, pp.102-107. (2006)

Dufaut, P. et al. Manuel de mécanique des roches: Les applications. Vol. II. Paris: Les Presses Ecole des Mines de Paris. (2003)

Chalhoub, M. Apports des méthodes de homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse. Ecole des Mines de Paris, Paris: Mines Paris. (2006)

Deere, DU., et Deere. DW., «The rock quality designation (RQD) index in practice. Rock classification systems for engineers purposes.» ASTM Special Publication (ASTM Special Publication), N°984, pp.91-101. (1988)

Domède, N., Pons, G., Sellier, A. et Fritih. Y. «Mechanical behaviour of ancient masonry.» Materials and Structures, N° 42, pp.123-133. (2009)

Haddani, Y. Caractérisation et classification des milieux granulaires par géoendoscopie. Thèse, Clermont Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. pp.245 (2004)

- Kalamaras, G.S., et Z.T., Bieniawski.** «A rock mass strength concept for coal seams.» 12th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, pp.274–283. (1993)
- Mestat.** Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Vol. Géotechnique. Etudes et recherche des laboratoires des Ponts et Chaussées. (1993)
- NF.EN12504-1.** Essais pour béton dans les structures: Partie 1 : Carottes - Prélèvement, examen et essai en compression. Norme Française homologuée. (2000)
- Palmstrom, A.** Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunneling and Underground Space Technology. Vol. 20, pp.362-377. (2005)
- Petit, J.** Méthodes non destructives de diagnostic d'ouvrages: Etude de l'impédance mécanique. Mémoire d'ingénieur, Clermont-Ferrand: Polytech' Clermont-Ferrand, pp.119 (2012)
- Priest, S.D.** Discontinuity analysis for rock engineering. London: Chapman & Hall, Vol. I. (1993)
- Ramamurthy, T.** A geo engineering classification for rocks and rock masses. International Journal of Rocks Mechanical and Mining Science, Vol. 41, pp.89–101. (2004)
- Richards, J. A.** Inspection, Maintenance and Repair of Tunnels: International Lessons and Practice.» Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 4, N° 13, pp.369-375. (1998)
- Sonmez, H., Gokceoglu, C. et Ulusay, R.** Indirect determination of the modulus of deformation based on the GSI system. Édité par. International Journal of Rocks Mechanical and Mining Science, Vol. 41 , N° 5, pp.849–857 (2004)
- Stablon, T., Sellier, A., Domède N., Plu B., et Dieleman L.** «Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect .» Materials and Structures 45, pp.881-898. (2011)
- USBR.** Repport : Engineering geology field manual.. Édité U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. Vol. I, 2nd ed. (1998)
- Ván, P., et Vásárhelyi, B.** «Relation of rock mass characterization and damage.» Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst (Taylor & Francis Group). (2010)
- Zhang, L., et Einstein H.** Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences, N° 41, pp.337-341. (2003)

Chapitre 4: Caractérisation de l'encaissant

Il est bien connu que le terrain encaissant d'un ouvrage souterrain influence le comportement global de l'ouvrage et agit sur son vieillissement. En effet le terrain peut transmettre des charges sur l'ouvrage ou au contraire, s'il se décomprime ou change de caractéristiques, modifier l'équilibre local de l'ouvrage et la répartition des contraintes au sein de celui-ci. Il est également le siège d'écoulements d'eaux souterraines qui peuvent affecter le revêtement.

Par ailleurs, les moyens habituellement utilisés pour caractériser l'encaissant de ce type d'ouvrage se montrent peu adaptés pour l'obtention d'une caractérisation physico-mécanique dans le contexte d'ouvrages en service.

De fait, une bonne caractérisation de l'encaissant nécessite d'obtenir des informations physiques et mécaniques sur celui-ci mais également de pouvoir estimer la variabilité de ces caractéristiques. Des études antérieures, dont on a fait référence dans le chapitre 2, ont apporté des réponses quant à la caractérisation physique des sols à partir de l'analyse d'images géoendoscopiques.

Dans ce chapitre, nous présentons la méthodologie utilisée afin d'obtenir une caractérisation mécanique des terrains environnant les ouvrages souterrains en service. Cette méthodologie repose notamment sur l'utilisation de l'essai pénétrométrique pour l'estimation du module de déformation des sols, paramètre prépondérant en vue d'évaluer l'état ou le comportement d'un ouvrage par des méthodes numériques notamment.

Pour ce faire, nous abordons le contexte de l'étude de l'encaissant des ouvrages souterrains en service puis les méthodes d'obtention des paramètres de déformabilité des sols à partir d'essais de laboratoire et in-situ. Finalement, nous présentons la démarche de travail mise en place pour valider l'utilisation de l'essai pénétrométrique pour l'estimation du module de déformation des sols dans le contexte des ouvrages souterrains.

4.1 Ouvrages souterrains et terrain encaissant

Le rôle joué par le terrain encaissant dans le comportement des ouvrages enterrés est important et l'estimation d'un module de déformation est nécessaire pour le calcul de ce type d'ouvrage. Ainsi, l'étude géotechnique des terrains environnants doit permettre de préciser les terrains traversés et fournir une évaluation de leurs caractéristiques mécaniques. Dans le cas d'ouvrages en service, elle doit être capable de fournir une analyse de ces caractéristiques et de leur possible évolution pour pouvoir évaluer le comportement et l'état de sécurité de l'ensemble de l'ouvrage à un instant donné. Par ailleurs, si la valeur des paramètres mécaniques est importante, leur variabilité ne l'est pas moins puisque ces ouvrages forment des linéaires importants et que leur environnement est amené à être régulièrement remanié ou modifié, en particulier pour les ouvrages urbains en faible profondeur.

Nous nous intéressons donc au rapport étroit entre une structure souterraine et le terrain encaissant. Il est bien connu que la rigidité relative, communément définie comme le rapport entre le module d'élasticité du terrain et celui du revêtement, est fonction des caractéristiques de l'ouvrage (épaisseur, largeur de la semelle, diamètre, etc.). Elle peut avoir une influence déterminante sur la répartition des contraintes entre une structure et le sol (Thepot, 2004). Ainsi un ouvrage sera défini comme souple lors que ce rapport est petit et rigide dans le cas contraire. Appliquée à un ouvrage de géométrie circulaire, la rigidité relative est définie comme suit :

$$\alpha = \frac{E_p(1-\nu_s)}{E_s} \left(\frac{e}{R}\right)^3, \quad \text{Équation 4-1}$$

Où,

R : rayon du conduit (m)

e : épaisseur du revêtement (m)

E_p : module d'Young du conduit (MPa)

E_s : module d'Young du massif (MPa)

ν_s : coefficient de Poisson

Afin d'évaluer cette caractéristique, il est nécessaire de connaître les paramètres de déformabilité des composants. Si les paramètres de la structure peuvent être déterminés de manière relativement simple, il est bien plus complexe d'évaluer les paramètres de déformabilité des sols.

La littérature fournit un nombre important de valeurs caractéristiques des paramètres de déformabilité des sols obtenus au moyen de différents essais (de laboratoire et in-situ) et de corrélations diverses et variées. A titre d'exemple, le Tableau 4-1 montre des valeurs des paramètres de déformabilité proposées par Braja (2008).

Il est à noter que des différences importantes peuvent être observées si l'on compare les valeurs proposées par différents auteurs (Atkinson, et al., 1990) (Hicher, et al., 2002). Ces différences s'expliquent dans la plupart des cas par le fait que les valeurs des paramètres de déformabilité dépendent fortement de la méthode d'obtention et du niveau de déformation pour lequel ils sont mesurés. Cependant, on constate que globalement les ordres de grandeurs restent similaires.

Etat	Module d'élasticité, E(MPa)	Coefficient de poisson ν
Sables		
• foisonné	10,5 - 24,0	0,20 - 0,40
• moyennement dense	17,0 - 27,0	0,25 - 0,40
• dense	34,5 - 55,0	0,30 - 0,45
• très dense	> 60,0	0,30 - 0,45
Limon sableux		
	10,5 - 17,7	0,20 - 0,40
Argiles		
• tendre	2,0 - 5,0	
• moyennement dense	5,0 - 10,0	0,20 - 0,50
• dense	10,0 - 24,0	
Sables à graves		
	69,0 - 175,0	0,15 - 0,35

Tableau 4-1 Ordre de grandeur des module d'élasticité et coefficient de Poisson de sols (Braja, 2008)

Ainsi, ce qui est parfois présenté comme un module d'élasticité n'est autre qu'un module de déformabilité pour un niveau de déformation donné. Ils intègrent donc une proportion de déformations plastiques très variables suivant les cas : ces modules n'ont pas toujours grand chose à voir avec le module d'Young. Néanmoins, ils permettent de faire des estimations, car ils sont issus d'essais normalisés et ils bénéficient de nombreuses observations, corrélations et retours d'expériences.

De manière générale, l'étude des principaux ouvrages de géotechnique montre que les zones de déformations plastiques dans le sol sont d'étendues limitées par rapport aux dimensions caractéristiques de l'ouvrage, ce qui n'est au fond que très normal, et que par conséquent, le sol est le plus souvent dans un état de déformation que l'on qualifie de « petite » pour des taux inférieurs à 0,1%, à très petite pour les taux inférieurs à 0,001% (Atkinson, et al., 1990). Cette plage de 0,1% à 0,001% est précisément celle où la raideur apparente (sécante) du sol varie très rapidement, d'au moins un ordre de grandeur ; c'est aussi la plage de fonctionnement normal des ouvrages.

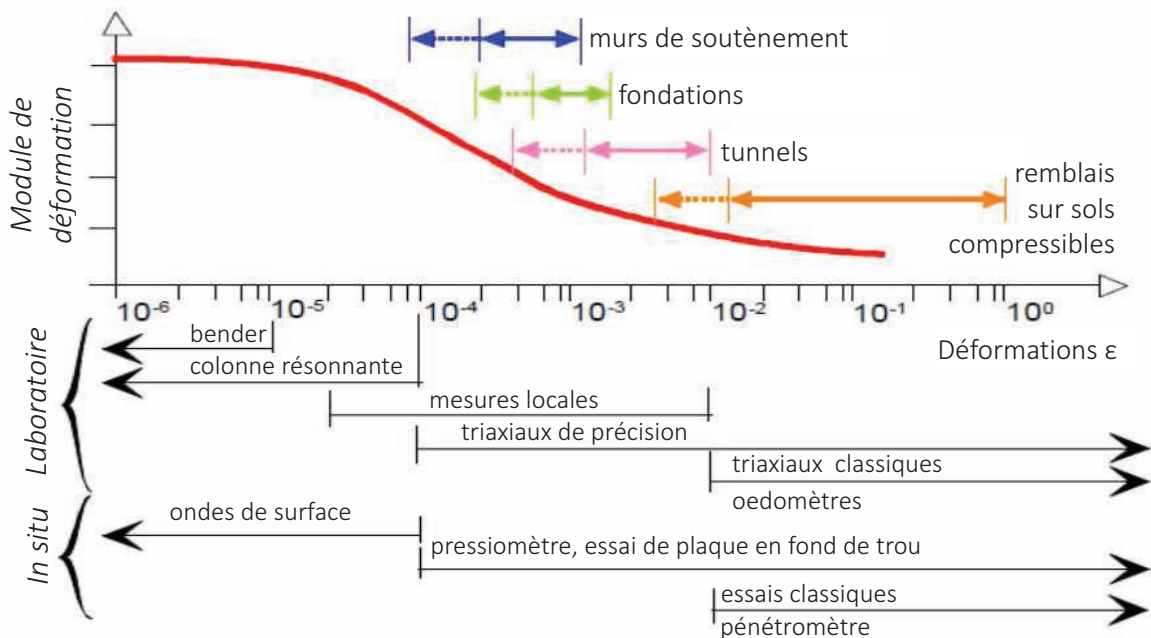


Figure 4-1 Variation du module de déformation des sols en fonction des déformations et domaine d'utilisation des essais pour sa détermination (Reiffsteck, 2002)

On s'accorde donc à dire que la prise en compte des caractéristiques des sols dans le domaine des petites déformations est pertinente dans l'étude du comportement des structures soumises à des sollicitations de service.

4.2 Déformabilité des sols

Il existe beaucoup de méthodes pour le calcul des déformations des sols, mais la plus utilisée en géotechnique reste la théorie de l'élasticité linéaire. Cette théorie permet de calculer les déformations en supposant un comportement élastique du sol. Bien qu'elle aborde la problématique de manière simplifiée, elle est à la base de la modélisation de la plupart des problèmes géotechniques.

La problématique de l'interaction sols-ouvrages est essentiellement liée à des problèmes de compatibilité des déformations, que l'on ne peut traiter de façon fiable qu'en connaissant la déformabilité des différents sols suivant les chemins de contraintes auxquels le massif est soumis pendant la construction et la vie en service des ouvrages (Nguyen, et al., 2002) (Thepot, 2004). Une connaissance plus précise des paramètres caractérisant cette déformabilité et des chemins de contraintes devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement et du suivi des ouvrages.

Il est donc nécessaire de posséder des moyens fiables de mesure de la déformabilité des sols, afin de mieux estimer et modéliser leur comportement.

4.2.1 Sols et théorie de l'élasticité

Le comportement spécifique d'un matériau assimilé à un milieu continu est gouverné par une loi, propre au matériau, reliant les contraintes aux déformations. Dans le cas général des sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement, ou plus précisément loi rhéologique, est une relation entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations, en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit symboliquement de la manière suivante :

$$R\left(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}, \frac{d\bar{\sigma}}{dt}, \frac{d\bar{\varepsilon}}{dt}, T^{\circ}, \dots\right) = 0; \quad \text{Équation 4-2}$$

Il est possible de distinguer différents types de lois de comportement (réversibles et irréversibles), prenant en compte une élasticité linéaire et non linéaire, la plasticité, ou la viscosité du matériau et leurs possibles combinaisons. Ces lois jouent un rôle majeur dans la description du comportement mécanique des sols ; ce comportement dans le cas unidimensionnel est représenté schématiquement sur la Figure 4-2.

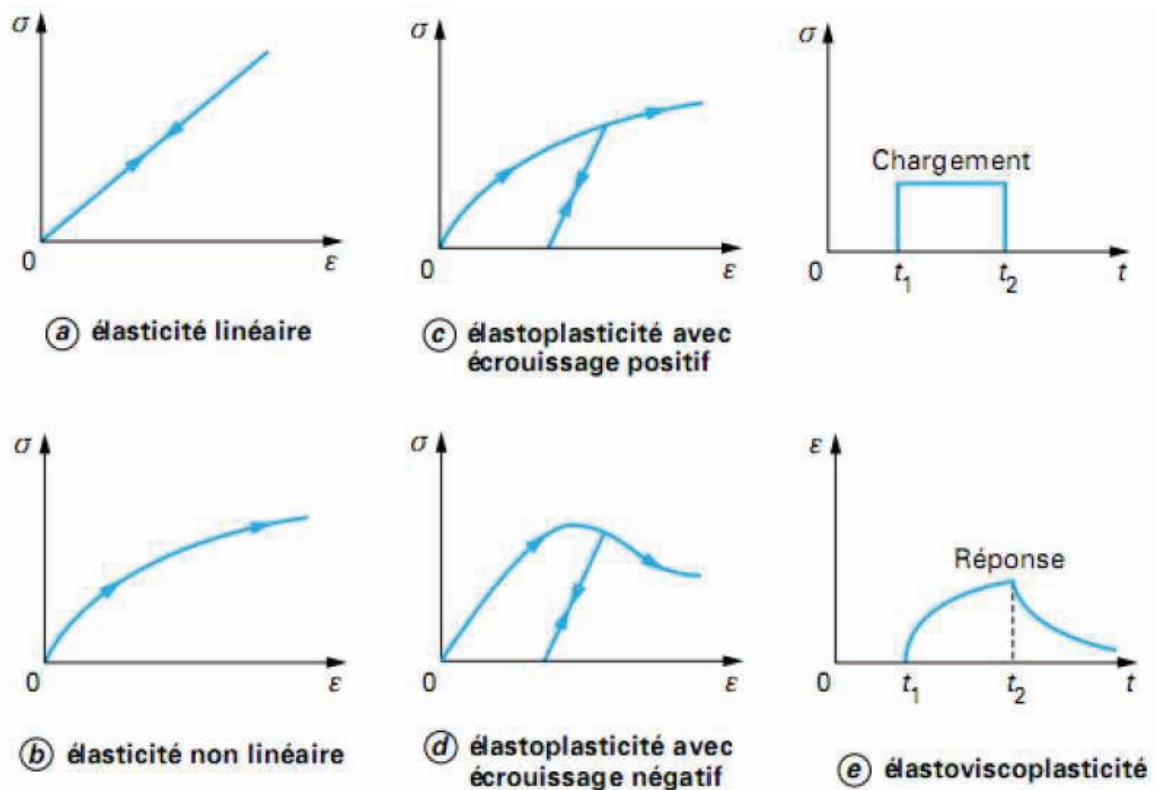


Figure 4-2 Comportements élémentaires des sols (Magnan, et al., 1997)

De manière simplifiée, on peut dire que pour de nombreux matériaux, il est possible d'observer que la courbe contrainte - déformation (σ - ε) présente deux parties distinctes :

- 1) une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (élasticité)
- 2) une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique.

Pour les sols, soumis à de faibles sollicitations, on admet approximativement la réversibilité, on parle de pseudo-élasticité.

Lorsqu'une courbe contrainte - déformation présente une asymptote parallèle à l'axe des déformations, on dit qu'elle présente un palier de plasticité avec un seuil de plasticité. En général, lorsque ce dernier est atteint, le matériau subit de grandes déformations à charge constante. Toutefois, dans certains matériaux, la courbe (σ , ε) peut présenter un pic avant d'atteindre son palier.

Dans la Figure 4-3, il est possible d'observer deux exemples typiques de courbes (σ , ε) pour un matériau granulaire compact (avec un pic de contrainte) et pour le même matériau dans un état lâche qui atteint asymptotiquement le palier de contrainte caractérisant l'état critique (Roscoe, et al., 1958).

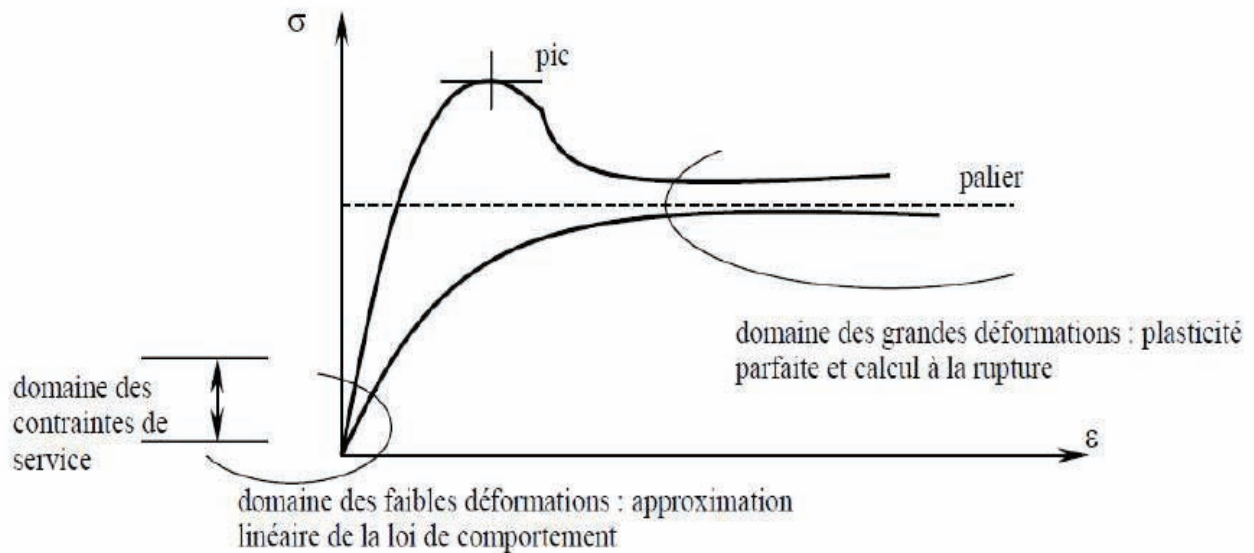


Figure 4-3 Exemples de courbes contrainte-déformation pour un matériau avec 2 compacités différentes (Arbaoui, 2003)

L'analyse du comportement des sols est complexe, les déformations macroscopiques sont associées en grande partie à des déplacements relatifs de particules, et ces déplacements ne sont donc pas physiquement réversibles. Si on peut dire que les déformations dans les sols sont irréversibles, on peut admettre approximativement la réversibilité sous sollicitations suffisamment faibles.

C'est du fait de cette variabilité dans les comportements rhéologiques qu'aujourd'hui aucune représentation mathématique ou modèle théorique simple de ce comportement non linéaire ne fait l'unanimité.

En dépit de cette difficulté la théorie de l'élasticité peut être utilisée dans des cas prenant en compte des niveaux de sollicitations très en dessous de la valeur de rupture (partie initiale de la courbe contrainte – déformation), condition sous laquelle, on suppose que le sol a un comportement élastique linéaire, sous l'hypothèse qu'il est défini comme un matériau homogène, isotrope et élastique.

La caractérisation du comportement mécanique des sols prenant en compte les hypothèses précédentes nécessite de définir certaines conditions limites (Thepot, 2004):

- dans le domaine des petites déformations (0,001 % à 1 %) aux très petites déformations (inférieures à 0,001 %), et de préférence sur un chemin de chargement monotone, l'approximation linéaire est acceptable. On applique donc aux sols la théorie de l'élasticité linéaire. Le comportement élastique linéaire des sols est détaillé un peu plus loin.
- dans le domaine des grandes déformations (supérieures à 1 %), l'existence d'un palier sur la courbe (σ , ϵ) permet d'utiliser la théorie de la plasticité parfaite (Arbaoui, 2003).
- Dans le cas des ouvrages souterrains, la gamme de déformations est de l'ordre de (10^{-4} à 10^{-2})

Par ailleurs, le chemin de chargement a aussi une influence sur le comportement du matériau (Hicher, et al., 2002) (Cordary, 1994). Les domaines de comportement mécanique peuvent être aussi définis en fonction des contraintes dans le plan (p' - q'). L'évolution de la déformabilité en fonction des niveaux de contraintes (Figure 4-4a) permet de définir trois zones.

La zone I est la région du comportement élastique linéaire et c'est une zone de nature cinématique. Sa taille est difficile à déterminer pour la plupart des sols.

La zone II est caractérisée par une relation contrainte-déformation non linéaire et hystérétique, mais les cycles chargement-déchargement montrent une complète réversibilité, donc le matériel a un comportement nettement élastique (Hicher, et al., 2002). Cette zone est délimitée par la Surface de l'Etat Limite (S.E.L.) en élasticité (ligne verte).

La zone III est la zone de non réversibilité des déformations et il s'agit d'une zone à proximité de la surface d'état limite (ligne bleue). Cette zone est caractérisée par une diminution remarquable du module.

L'analyse de ces courbes permet d'observer le comportement des sols en fonction du niveau de contraintes et pour différentes conditions de chargement.

Dans la Figure 4-4b, nous pouvons observer l'évolution du module de déformabilité avec l'augmentation des déformations (courbe rouge), mais aussi un modèle élastique linéaire (courbe verte) ou un modèle élastoplastique (courbe bleue).

Finalement, dans la Figure 4-4c, il est possible d'observer le comportement réel du sol et les approximations soulevées par les modèles proposés par Borel (2006).

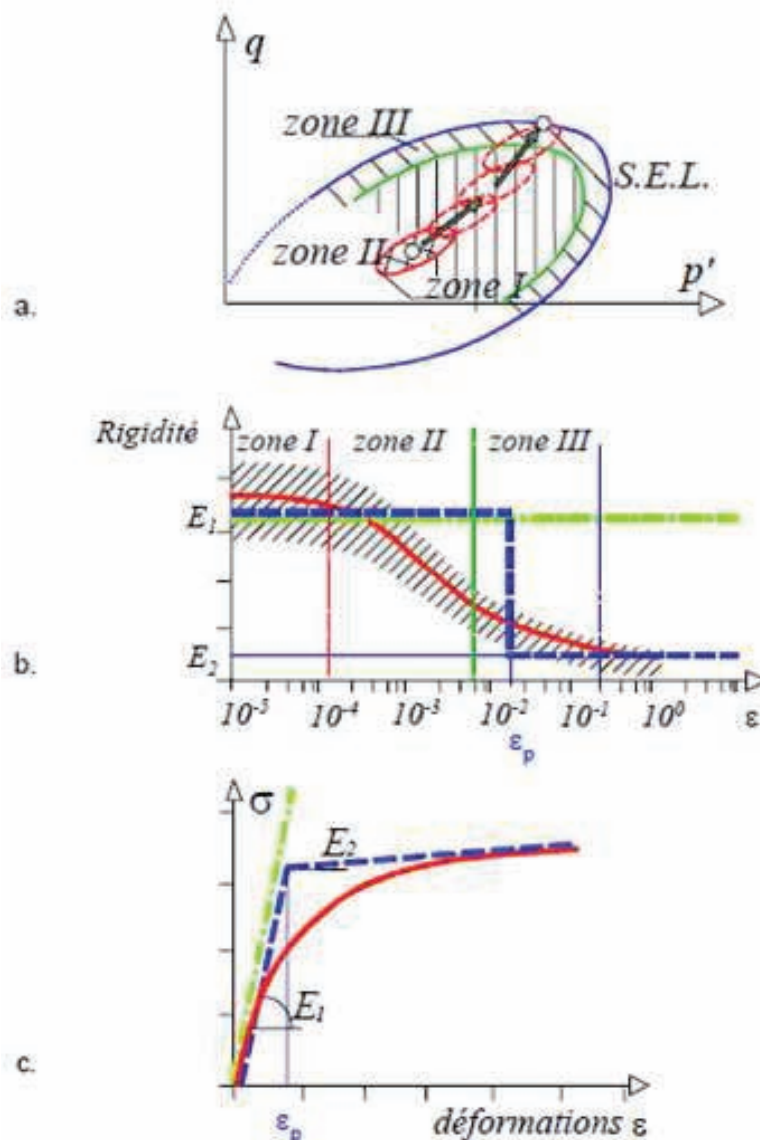


Figure 4-4 (a) Déformation des zones dans le plan (p' , q') ; (b) et (c) Evolution du module en fonction de la déformation, (Borel, et al., 2006).

4.2.2 Comportement élastique des sols.

Le comportement du matériau est dit réversible ou élastique quand dans un essai mécanique la courbe contraintes-déformations est la même au chargement et au déchargement et c'est la réversibilité sans hystérésis qui caractérise l'élasticité.

L'un des cas les plus importants en pratique est celui où la loi de comportement est réversible et linéaire.

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur des déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Dans la Figure 4-5 nous pouvons observer les courbes (σ, ε) et (τ, γ) qui caractérisent le comportement élastique linéaire.

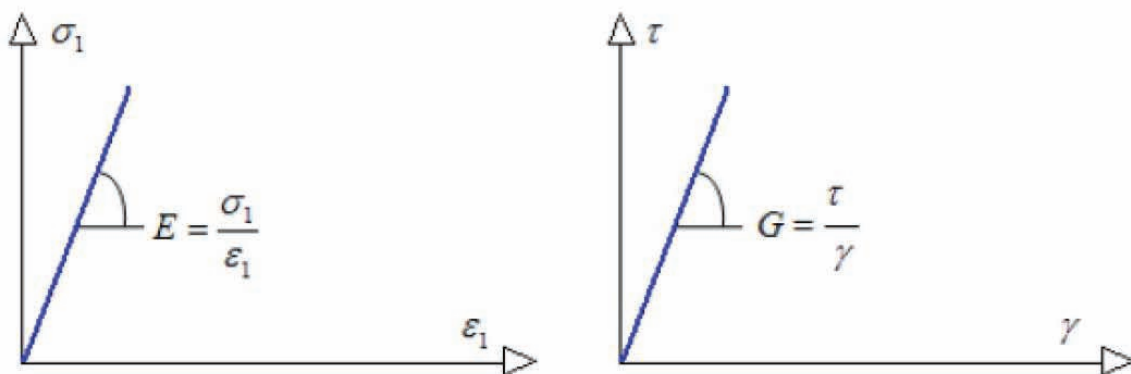


Figure 4-5 Loi de comportement élastique linéaire. (Nguyen, 2008)

Mais cette linéarité ne constitue qu'une approximation du comportement réversible des sols. En effet, les travaux expérimentaux (Chaigneau, 2001) (Hicher, et al., 2002) (Borel, et al., 2006) montrent que dans le domaine élastique des sols, la courbe contraintes-déformations devient rapidement non linéaire, que les déformations ne sont récupérables au déchargement qu'en partie et qu'il y a dissipation d'énergie.

Par ailleurs, les principales différences entre la théorie de l'élasticité et le comportement réel des sols dans le domaine des faibles déformations portent sur les principes suivants:

- a) la non-linéarité de la courbe contrainte-déformation,
- b) la non réversibilité des déformations,
- c) l'influence de la vitesse d'application des charges,
- d) l'influence de l'eau interstitielle (conditions de drainage ou non).

Toutefois, sa relative simplicité fait que pour analyser le comportement des massifs et des ouvrages, la théorie du comportement élastique linéaire reste encore très utilisée. De plus, les modèles élasto-plastiques parfaits laissent une large place au comportement élastique pour les faibles sollicitations (Nguyen, 2008). C'est en particulier le cas des ouvrages souterrains où l'état initial du sol encaissant peut être fortement « précontraint », confiné suivant la profondeur de l'ouvrage. Le comportement vis à vis de faibles sollicitations peut être approché de façon satisfaisante par l'élasticité linéaire.

4.2.2.1 Types de modules de déformation en géotechnique.

On sait que dans les sols, les déformations ne dépendent pas seulement des charges appliquées, mais également du temps d'application (phénomène de consolidation). Si on conserve l'hypothèse méthodologique d'utiliser l'élasticité linéaire pour traduire les déformations du sol, on peut définir un module d'élasticité en fonction du drainage, bien qu'il reflète des déformations irréversibles d'écrouissage.

D'autre part, en fonction des conditions de service ou de sollicitations, il est possible de définir un module d'élasticité statique ou dynamique.

Mais du fait de la variabilité que peut présenter ce paramètre en fonction du niveau de déformation et des conditions d'essai, il est souhaitable dans un premier temps de définir les différents types de modules de déformation utilisés.

Module maximal ou initial : Dans la première zone (Figure 4-6), désignée comme «élastique», le module atteint une valeur quasi indépendante du niveau de déformation. Les déformations sont, dans cette zone, très petites. C'est la raison pour laquelle le module est généralement qualifié de «maximal» ou «initial» (E_{\max}). Dans la Figure 4-6, nous pouvons observer graphiquement le sens du module de déformation initial par la pente de la droite (2).

Modules sécant et tangent : Dans les zones suivantes, le module diminue avec la déformation. Les courbes (σ, ϵ) peuvent être décrites par un module «sécant» (E_{sec}) défini par la pente de la droite entre deux points considérés (A et B) et un module «tangent» (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point (M). Ces deux modules sont représentés graphiquement dans la Figure 4-6 par les droites (3) et (1) respectivement.

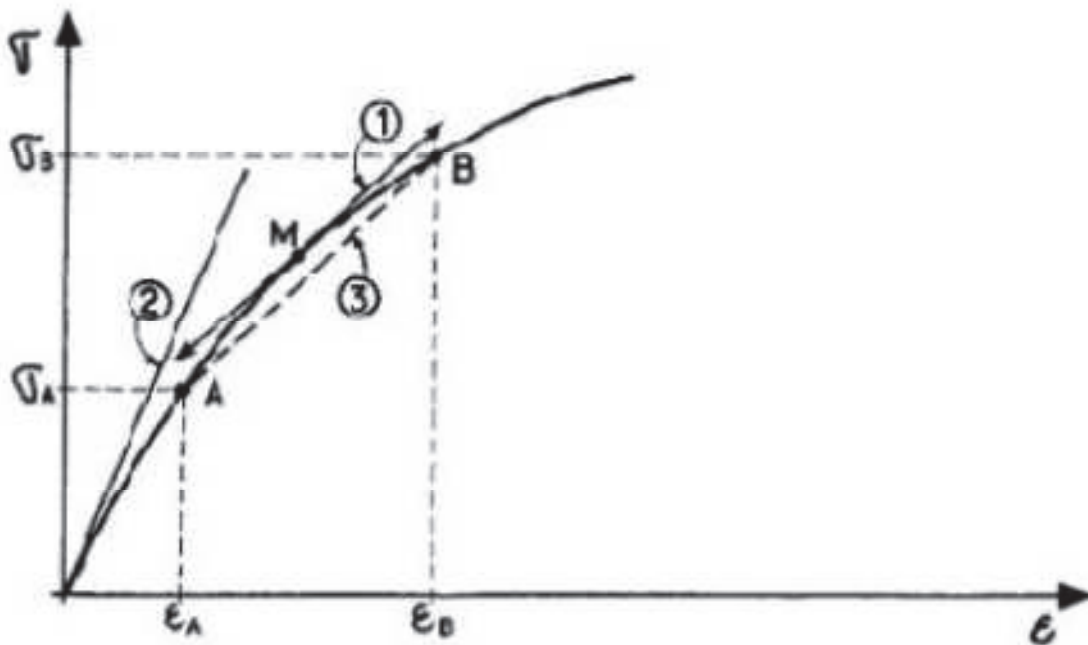


Figure 4-6 Courbe contrainte- déformation et types de modules de déformation.

Module cyclique : Dans les essais contenant des chargements cycliques, nous pouvons observer la formation d'une « boucle » dans la courbe (σ, ϵ). Le module (E_{cyc}) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation. Nous pouvons observer le concept de module cyclique de déformation et les relations avec les autres modules déjà présentés dans la Figure 4-7.

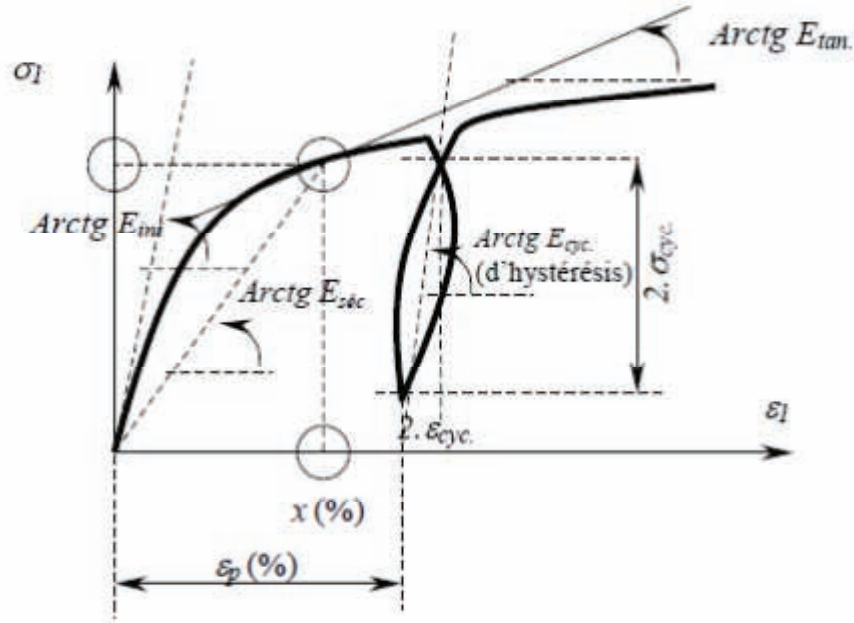


Figure 4-7 Obtention des modules lors d'un chargement cyclique, (Arbaoui, 2003)

L'analyse et l'interprétation des courbes expérimentales montre que la notion de module dépend fortement du chemin de contraintes choisi, ce qui est contradictoire avec l'hypothèse d'un comportement élastique même non linéaire. Le problème de la détermination d'un module d'Young se résume souvent à choisir entre un module estimé dans une phase de chargement (dans un domaine supposé élastique) et un module estimé dans un cycle de déchargement-rechargement (E_{cyc}).

En plus, dans un même cycle d'hystérésis nous pouvons déterminer un module de déchargement et un module de rechargement, et chacun de ces modules peut être tangent ou sécant, drainé ou non drainé (Arbaoui, 2003). On peut avoir en conclusion un nombre considérable de modules de déformation, obtenus pour un seul essai (Eurocode7, 1997).

Modules selon les conditions de sollicitation

Selon les conditions de sollicitation on peut définir deux types de modules :

- Module de déformation statique : Ce module correspond à la réponse du sol à des sollicitations typiques ou classiques et sur une durée de vie importante comme, par exemple, les bâtiments et infrastructures.
- Module de déformation dynamique : Ce module correspond à la réponse du sol sous des sollicitations extrêmement brèves, comme les séismes, les vibrations de machines tournantes, le passage de véhicule, etc. Il s'agit d'un module non drainé ayant une valeur sensiblement plus élevée que celle du module statique. Si des mesures directes de ce module ne sont pas connues, il est couramment considéré que sa valeur est au moins trois fois supérieure à celle du module de déformation non drainé statique du sol.

L'utilisation d'appareils triaxiaux de précision a permis de comparer des résultats obtenus par des essais statiques à ceux des essais dynamiques (colonne résonnante) ou par des mesures de propagation d'ondes (sur toute la gamme des déformations 10^{-6} à 10^{-2}) (Thepot, 2004). Ces analyses avaient alors montré que les modules dynamiques et statiques en très faibles déformations ($< 10^{-5}$) étaient très proches et qu'il n'y avait donc plus lieu de parler de « module dynamique » (Thepot, 2004).

De nombreux résultats obtenus dans le cadre de la dynamique des sols en très petites déformations devenaient donc directement utilisables pour l'étude des ouvrages en statique. Par exemple, l'expression classique du module dynamique en fonction de l'indice des vides e et de la contrainte moyenne σ_0 , qui a été établie pour les sols pulvérulents à partir de mesures de propagation d'ondes, (Hardin, et al., 1963) est désormais couramment utilisée dans des modèles statiques:

$$E_{MAX} = A \frac{(b-e)^2}{1+e} P_a \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{0,5}, \quad \text{Équation 4-3}$$

e : indice des vides

A et b : constantes par matériau selon la contrainte initiale appliquée

P_a : pression atmosphérique de 100 kPa

Le module maximum apparaît donc comme une caractéristique intrinsèque des sols mais d'une utilité pratique limitée aux très faibles déformations (vibrations de fondations, micro-séismes etc.).

L'exploration du module maximum avec des dispositifs d'essais statiques (triaxial de précision) a permis de préciser l'influence des différents paramètres identifiables des sols.

Hardin et Black (1963) donnent la liste suivante pour les paramètres susceptibles d'influencer le module maximum :

- l'amplitude de déformation,
- la contrainte effective moyenne σ_0 ,
- l'indice des vides e ,
- le nombre de cycles N ,
- le degré de saturation S_r ,
- la fréquence de sollicitation f ,
- la contrainte de cisaillement octaédrique τ_0 ,
- l'effet du temps t ,
- la structure du sol θ ,
- la température T ,

L'une des conclusions les plus importantes est le fait que le domaine des déformations élastiques est extrêmement réduit, puisque la limite semble comprise entre 10^{-5} et 5×10^{-5} . Cette limite dépend peu de la nature du sol. Homsy (1986) a montré qu'on trouve les mêmes ordres de grandeur pour des billes de verre ou pour une argile. Enfin, la forme et la taille du domaine élastique dépendent de l'histoire du sol (Jardine, et al., 1984).

4.2.2.2 Détermination du module d'Young des sols.

En géotechnique il existe une grande quantité de méthodes pour obtenir les paramètres d'élasticité des sols à partir d'essais de laboratoire ou in situ. La sélection de chaque essai pour l'obtention des paramètres dépend fortement de l'ordre de grandeur des déformations attendues dans la structure analysée et des caractéristiques de chargement des différents types d'essais.

Essais de Laboratoire

Pour pouvoir réaliser un essai de laboratoire, il est nécessaire d'obtenir un échantillon du sol à étudier. Le prélèvement in situ par sondage et le transport des échantillons destinés aux analyses mécaniques en laboratoire sont des opérations délicates qui nécessitent de l'expérience et du soin. Les échantillons parvenus au laboratoire doivent être non seulement complets et représentatifs, mais aussi intacts, c'est-à-dire qu'ils doivent avoir conservé leur

densité naturelle et leur structure. Or, en dehors de cas exceptionnels, il est pratiquement impossible au laboratoire de reconnaître si un échantillon est complet (ex. : perte d'eau), représentatif, ou intact (ex. : conservation de la densité). Le prélèvement doit donc être étroitement surveillé (Arbaoui, 2003).

Essai de chargement œdométrique : L'essai soumet à un chargement vertical un échantillon de sol avec drainage vertical et sous confinement latéral, ainsi lors que la pression augmente ($d\sigma$) la hauteur de l'échantillon varie (dh). Bien que développé dans le but d'évaluer les tassements de consolidation d'un sol soumis à une charge, il est possible à partir de cet essai d'obtenir un module sécant (de type œdométrique) pour la partie élastique.

$$E_{oed}^{sec} = - \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon}, \quad \text{Équation 4-4}$$

Il est aussi possible d'obtenir un module œdométrique tangent calculé sur la courbe contrainte- déformation pour un certain niveau de déformation. A titre indicatif, on fourni les valeurs du module œdométrique pour deux types de matériaux pour un niveau de contrainte inférieur à 1 MPa d'après Costet et Sanglerat (1981) ce qui est une contrainte forte, supérieure aux niveaux rencontrés pour les profondeurs du métro mais sans information sur l'état initial ou la pression de pré-consolidation :

- Sable : 10 à 300 MPa
 - Argile raide : 1,5 à 10 MPa
 - Argile molle : 0,1 à 1 MPa
- pour $\sigma < 1$ MPa.

Essai triaxial de révolution : L'essai triaxial est réalisé sur une éprouvette cylindrique de sol, dont l'élanement est de l'ordre de 2. Ces éprouvettes sont placées dans une cellule permettant d'appliquer et mesurer simultanément une pression latérale isotrope et une charge axiale.

La cellule est remplie de fluide (en général de l'eau), ce qui permet d'appliquer à l'éprouvette un champ de contrainte isotrope p ou anisotrope. Les contrôleurs de pression volume sont utilisés pour appliquer les sollicitations sur l'éprouvette. Dans ces conditions, l'échantillon de sol est soumis à des contraintes dites de révolution ; σ_1 (axiale) et σ_3 (radiales) toutes les deux principales.

La détermination du module est faite sur la courbe reliant la contrainte (déviatorique q , contrainte axiale σ_1) à la déformation (déformation déviatorique, déformation axiale).

Comme on peut l'observer sur la Figure 4-8, lors de l'application d'une phase de chargement déchargement, le comportement non réversible d'un sol est mis en évidence et le retour ne se fait pas sur la même courbe que le chargement. En revanche le rechargement suit une courbe de typologie similaire à la précédente et rejoint ensuite le prolongement de la courbe initiale. Ceci confirme que l'historique de chemin des contraintes a une grande influence sur le comportement de sols testés et les résultats obtenus.

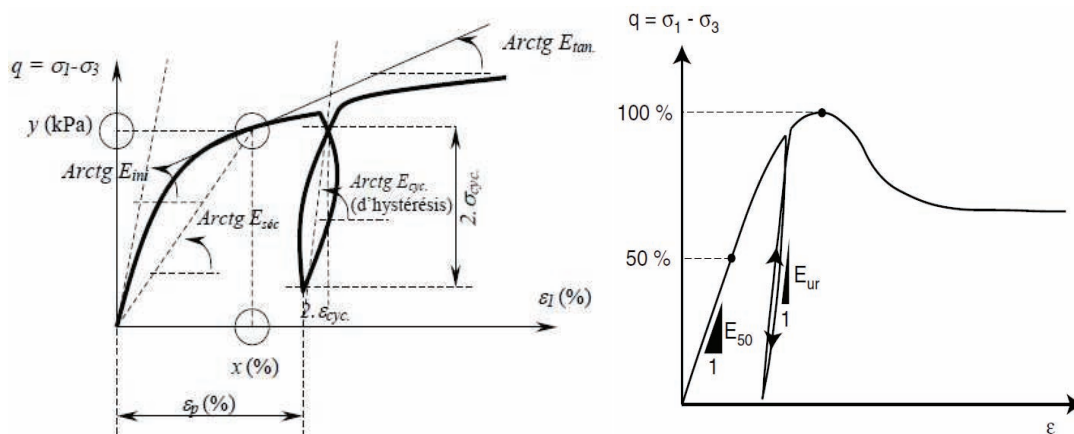


Figure 4-8 Courbe (q, ε) essai triaxial (Arbaoui, 2003)

L'essai permet l'obtention des modules sécants et tangents. Les modules les plus souvent utilisées sont calculés pour 1 et 5% de déformation et 50% de la résistance au cisaillement q_{max} , ce dernier est aussi appelé module de Casagrande (E_{50}). Le Tableau 4-2 présente des valeurs typiques du module d'Young obtenus à l'essai triaxial.

Matériau	Module d'Young (MPa)	Auteurs
Sable dense	50-80	(Bowles, 1988), (Cernica, 1995), (Hunt, 1986)
Sable limoneux	5-20	(Filliat, 1981) (Bowles, 1988)
Sable lâche	10-30 20-80 10-40	(Hunt, 1986) (Hallam et al., 1978) (Mestat, 1995)
Argile très molle	0,3-15	(Filliat, 1981) (Bowles, 1988)
Argile molle	2-25	(Filliat, 1981) (Hunt, 1986)
Argile raide	7-20	(Bowles, 1988)
Argile très raide	50-100	
Argile Sableuse	25-250	
Limon	2-20	(Hallam et al., 1978) (Hunt, 1986)
Limon mou	4-8	(Bowles, 1988)
Limon semi ferme	5-200	

Tableau 4-2 Modules d'Young pour certains types des sols d'après (Arbaoui, 2003)

De nombreux facteurs pouvant avoir une influence sur les propriétés mécaniques des sols mesurés à l'essai triaxial (nature, densité, indice des vides, vitesse de déformation de l'essai), il apparait complexe de mesurer en laboratoire un module représentatif du module in-situ. Devant le délicat problème du prélèvement, différents modes d'essais in situ ont été développés pour déterminer les propriétés mécaniques des sols.

Essais in-situ

Les essais in situ présentent l'avantage de sonder le sol dans son état naturel et les contraintes appliquées par les appareils de sondages sont plus réalistes que les champs de contraintes appliqués sur des échantillons au laboratoire. Quelques essais in situ peuvent être plus rapides qu'un essai de laboratoire et aussi moins onéreux.

Un avantage très important de ces types d'essais est qu'ils permettent d'accéder à la variabilité des caractéristiques du sol. On peut citer notamment : essai de plaque, essais de pénétration (SPT, CPT), essai pressiométrique et essais sismiques ou soniques.

Désormais bien qu'on puisse trouver nombre d'essais in-situ capables de mesurer les paramètres de déformabilité des sols, leur application au contexte des ouvrages souterrains en service reste difficile.

Certains auteurs (Sanglerat, et al., 1969), (Arbaoui, 2003), (Mohammadi, et al., 2008) ont testé la possibilité d'estimer des paramètres de déformabilité à partir d'essais pénétrométriques, notamment pour le pénétromètre statique. Ces études ont montré qu'en effet, il était possible d'obtenir une relation entre la résistance de pointe et le module de déformation.

Ainsi, il apparait très intéressant de développer de nouvelles méthodes capables d'estimer de manière précise les paramètres de déformabilité des sols in-situ par des moyens rapides et peu invasifs.

Essais de pénétration : Avec les essais pressiométriques, ce sont les plus couramment utilisés dans des campagnes de reconnaissance in-situ. Il existe nombre de possibilités de réalisation de l'essai (statique, dynamique, avec mesure du frottement latéral, etc.) Le SPT, relativement peu utilisé en Europe, est systématiquement utilisé dans les pays d'Amérique.

Il existe d'importantes corrélations entre la résistance de pointe statique q_c et le module de déformation. La difficulté pour synthétiser ces résultats dépend fortement de la définition même du module : module d'Young (cas très rare), module œdométrique (sur la partie élastique ou plastique de la sollicitation), cela n'est pas toujours précisé. Dans la plupart des cas, l'objectif étant l'évaluation des tassements, il s'agit d'un module élastoplastique, intégrant indifféremment toutes les déformations du sol.

Par ailleurs, de nombreuses corrélations ont été établies entre les résistances de pointe statique et dynamique (Cassan, 1988) (Lareal et al, 1974), montrant que :

- Pour les sables, graves et argiles (selon son état de consolidation), au dessus de la nappe, on a généralement $q_c = q_d$
- Pour les sols cohérents hors nappe, $q_d = q_c$ et sous la nappe $q_d > q_c$
- Pour les graviers propres $q_c > q_d$
- Pour les limons, sables argileux et limoneux $q_c > q_d$, avec un écart important sous nappe.

Plus récemment, Chaigneau (2001) a montré que pour la résistance de pointe q_d mesurée au PANDA, on pouvait retenir $q_d = q_c$ dans la majorité des cas.

Le premier à tenter de relier le terme résistance de pointe et module de déformation était Buisman (1940). Il a réussi à établir un lien entre le module œdométrique et q_c :

$$E = \alpha q_c (\text{MPa}), \quad \text{Équation 4-5}$$

Le Tableau 4-7 montre les valeurs pour le coefficient « α » préconisées par différents auteurs.

	Sanglerat	Bachelier et Parez	Autres auteurs
Sables	$\alpha = 1,5$	$1 < \alpha < 2$	$1,5 < \alpha < 2$
Sables argileux	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	$2 < \alpha < 4$	
Argiles des Flandres		$\alpha = 7$	
Argiles compactes	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	$3 < \alpha < 5$	$\alpha = 4,4$
Argiles molles	$5 < \alpha < 10$ $q_c < 1$		
Limon argileux		$2,5 < \alpha < 4$	$\alpha = 2,4$
Limons	$1 < \alpha < 2$		$\alpha = 1,15$
Tourbes	$0,4 < \alpha < 1$	$0,7 < \alpha < 0,8$	
Marnes	$2 < \alpha < 6$	$3 < \alpha < 5$	

Tableau 4-3 Valeurs pour le coefficient α selon différents auteurs d'après (Arbaoui, 2003)

Si la relation entre les paramètres mécaniques comme module de déformation et résistance de pointe dynamique existe bel et bien, on voit la difficulté qu'il y a de se rattacher à des corrélations existantes sans précautions. Par ailleurs, notre objectif étant d'estimer un module élastique (module d'Young), on doit disposer d'une expérience qui permette d'observer ce comportement et de pouvoir réaliser un véritable étalonnage entre les deux paramètres.

4.3 Estimation des paramètres de déformabilité des sols à partir de l'essai de pénétration

On a souligné dans la première partie de ce chapitre, l'importance du module de déformation en géotechnique ainsi que les difficultés existantes pour le mesurer et pour choisir la méthode d'obtention la plus adaptée aux ouvrages en question.

L'une d'entre elles provient de la définition même de la gamme de déformation pour laquelle on souhaite le mesurer qui dépend avant tout de l'ouvrage et de la nature du modèle qu'il doit alimenter. Dans le cas des ouvrages souterrains, les déformations se trouvent entre 10^{-4} et 10^{-2} . Ainsi nous allons rechercher un module d'élasticité linéaire (Young) correspondant à ce niveau de déformation. Une autre difficulté est d'ordre pratique : les méthodes de mesure en laboratoire sont peu adaptées à l'estimation de modules en place (contraintes de site, difficulté d'échantillonnage) et les essais in situ ne fournissent des modules que pour certaines plages de déformation.

Notre objectif est ici de tenter d'estimer les paramètres mécaniques, mais surtout le module de déformation d'un sol à partir de l'essai pénétrométrique léger puisque celui-ci apparaît bien adapté pour caractériser les sols encaissants des ouvrages enterrés. Cette adaptation est réalisée à partir de l'estimation des modules des sols en laboratoire.

Notre démarche s'appuie sur le fait qu'il existe, pour un matériau donné et pour un niveau de teneur en eau (w) connu, une relation entre la résistance de pointe (q_d), déterminée à partir des essais pénétrométriques, et la densité (γ_d).

$$\text{Pour un matériau donné : } q_d = f(\gamma_d, w), \quad \text{Équation 4-6}$$

Par ailleurs, si l'on considère que les valeurs du module sont fortement influencées par les paramètres physiques des sols étudiés, surtout par la présence d'eau et par la compacité, on pourrait donc chercher à obtenir, une relation entre le module de déformation et la densité sèche (pour un matériau à une teneur en eau donnée), afin d'obtenir par ce biais une relation entre ce module et la résistance de pointe dynamique (Sanglerat, et al., 1969).

$$E = \alpha q_d, \quad \text{Équation 4-7}$$

En prenant en considération les caractéristiques physiques des matériaux utilisés pour cette étude, on analysera différentes possibilités de modules de déformation. Généralement, une distinction est faite entre module d'écrouissage et module élastique.

Les objectifs de ce travail sont :

- Trouver des relations entre les modules de déformabilité (élastique, écrouissage...) et les valeurs de résistance de pointe (q_d) pour différents types de sols et pour différentes valeurs de densité et de teneur en eau.
- Interpréter ces résultats et analyser la validité de ces corrélations par rapport aux différents types de sols.
- Comparer les valeurs des modules obtenus à partir des essais de chargement-déchargement et à partir du Panda 3.
- Caractériser complètement les sols étudiés à partir de la réalisation d'essais complémentaires (essai triaxial et essais de cisaillement à la boîte) pour trouver des valeurs d'angle de frottement (ϕ) et de cohésion (c).

4.3.1 Essais de chargement œdométrique en moule de calibration

Des essais de chargement uniaxiaux (de type œdométrique) ont été réalisés dans un moule de calibration de grande taille. Le but de l'essai charge – décharge est d'associer des mesures de modules de déformation avec la densité d'un matériau pour une certaine teneur en eau. L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation à partir de laquelle on puisse distinguer les zones de comportement élastique et de comportement plastique.

On cherche à obtenir une relation entre les deux paramètres E , γ_d , en faisant varier la densité et l'état hydrique des matériaux utilisés.

Ensuite à partir d'essais PANDA réalisés dans chaque moule en conditions contrôlées, on obtient les valeurs de résistance de pointe (q_d) pour chaque niveau de densité analysé.

En étudiant ces résultats, on peut comparer deux paramètres mécaniques (E , q_d) du sol par rapport à un même niveau de compacité (γ_d , DR, %OPM). On peut aussi vérifier s'il existe une représentation commune de l'évolution des paramètres mécaniques des sols étudiés en fonction d'un paramètre d'état ou d'assemblage.

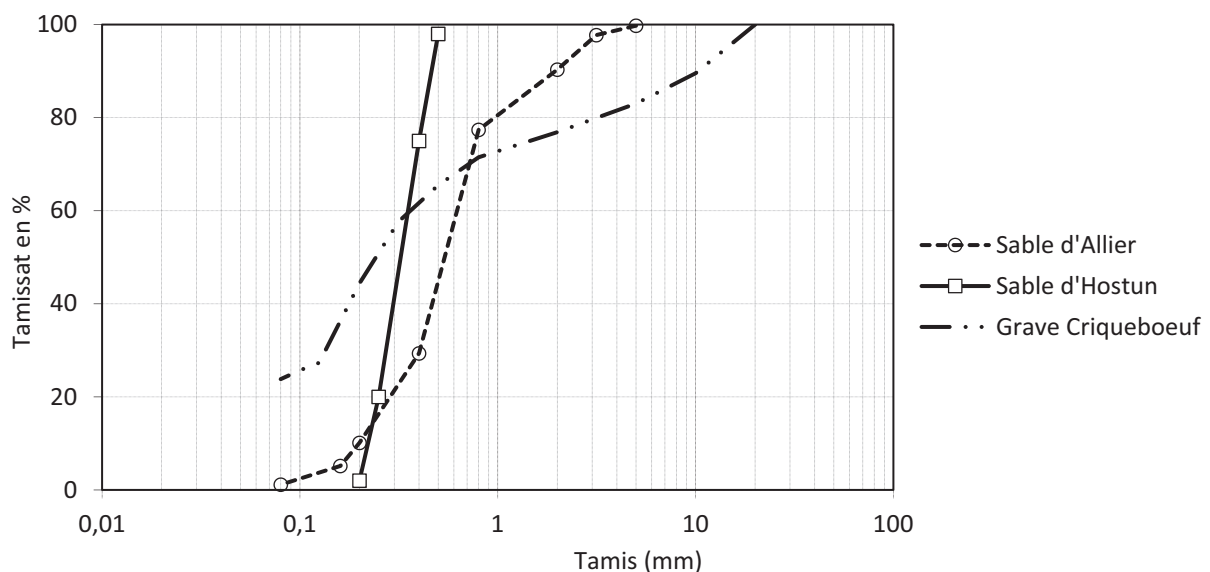
Pour réaliser cette étude, 5 sols ont été sélectionnés :

- 2 sables (sable d'Allier, sable d'Hostun)
- 1 argile (Argile de Laschamps),
- 1 limon (Limon CNR),
- 1 grave (Criqueboeuf).

De par leurs caractéristiques physiques et mécaniques, ces sols sont représentatifs de familles distinctes. Par contre, ces sols ne sont pas ceux que l'on peut trouver dans le sous-sol parisien. Aussi l'étude vise à montrer qu'à partir de l'analyse de n'importe quel type de sol et sur la base d'une caractérisation physique, on est capable d'établir le lien entre la résistance de pointe et le module, on pourrait généraliser la démarche de travail. Le Tableau 4-4 et la Figure 4-9 donnent les principales caractéristiques de ces matériaux.

Sol	Classe GTR	Dmax (mm)	Passant à 80 μ m (%)	Passant à 2mm (%)	D50 (mm)	Cc	Ch
Sable d'Allier	B1-1	2,62	3,2	88,3	0,43	0,67	3,32
Sable d'Hostun	D1	0,63	-	100	0,340		
Limon CNR	A1	0,17	83,2	100	-	-	-
Argile de Laschamps	A2	0,08	96,7	100	-	-	-
Grave Criqueboeuf	B5-1	30	25,7	71,5	0,25	0,7	8,83

Tableau 4-4 Caractéristiques des matériaux étudiés



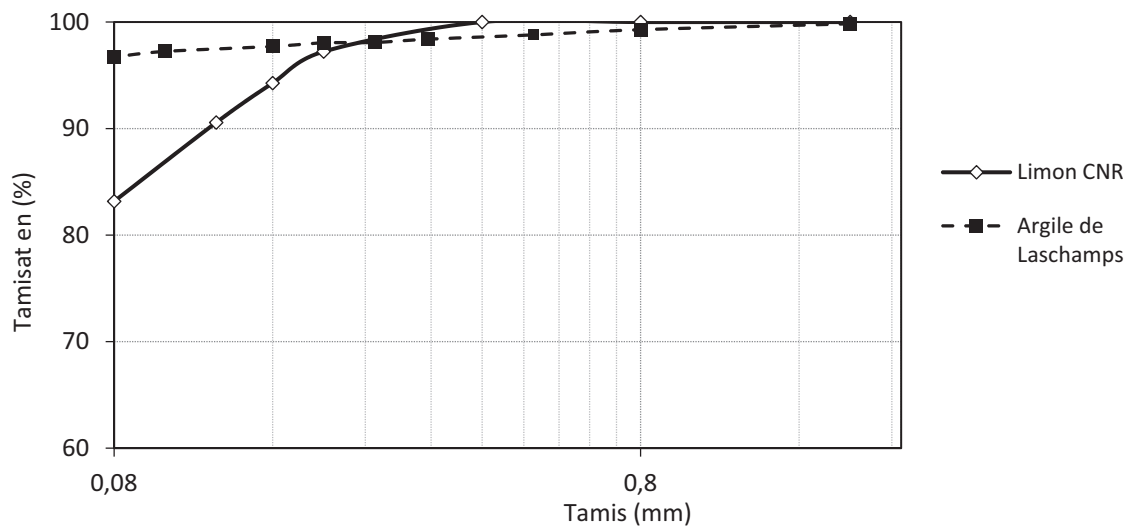


Figure 4-9 Courbes granulométriques des matériaux étudiés

4.3.1.1 Méthodologie de réalisation des essais de chargement – déchargement en conditions œdométriques

La procédure de l'essai de chargement utilise un moule de 80 cm de haut pour 37,5 cm de diamètre (Figure 4-10). Pour chaque sol et pour un état hydrique donné (lorsque le matériau est sensible à l'eau) on introduit initialement une masse connue de sol dans le moule. On comprime ensuite cet échantillon à une vitesse de 0,1(mm/sec), jusqu'à la réduction de volume nécessaire pour obtenir la densité souhaitée.

La méthodologie d'essai consiste à un compactage en 4 couches successives de manière telle que la hauteur finale du moule rempli du matériau atteigne 80 cm.

Cette variation de volume est obtenue à partir de la déformation mesurée par un capteur intégré au vérin de charge. Le pilotage de l'essai de chargement est réalisé à déformation contrôlée. Ensuite, on procède au déchargement de l'échantillon jusqu'à obtenir une pression quasi-nulle avant de le recharger à un niveau plus important en vue d'atteindre une densité plus forte. Le processus de charge-décharge (Figure 4-10) est répété cinq fois de façon à obtenir dans chaque cycle une densité plus grande que la précédente.

Le processus est ensuite répété pour confectionner des moules dont l'échantillon est compacté pour chaque niveau de densité intermédiaire.



Figure 4-10 Schéma de l'essai de charge-décharge en conditions œdométriques dans le moule

Les valeurs de densité visées durant les essais ont été choisies de façon à couvrir l'ensemble de la gamme de densité du sol testé par rapport aux valeurs de référence Proctor Normal (OPN) ou densité relative DR ($\gamma_{d\ max}$; $\gamma_{d\ min}$). Pour chaque matériau, on s'est fixé cinq valeurs de densités sèches différentes par rapport à la densité OPN (entre 80 et 110 %) ou la densité relative (15 et 130%)

$$\gamma_{d1} = (0,80 - 0,85)OPN ; \gamma_{d1} = (0,15 - 0,35) \cdot DR$$

$$\gamma_{d2} = (0,85 - 0,90)OPN ; \gamma_{d2} = (0,35 - 0,65) \cdot DR$$

$$\gamma_{d3} = (0,90 - 0,95)OPN ; \gamma_{d3} = (0,65 - 0,80) \cdot DR$$

$$\gamma_{d4} = (0,95 - 1,00)OPN ; \gamma_{d4} = (0,80 - 1,00) \cdot DR$$

$$\gamma_{d5} = (1,00 - 1,05)OPN ; \gamma_{d5} = (1,00 - 1,30) \cdot DR$$

Pour les matériaux sensibles à l'eau, le processus est réitéré pour 3 états hydriques différents (sec, moyen, humide) au sens du guide GTR.

Sable d'Allier					
γ_d (kN/m ³)	18,5	18,0	17,5	17,0	16,3
DR (%)	100	85	67	49	21
Etat hydrique	H/M/TS	M	H/M/TS	M	M/H/TS
Teneur en eau (%)	13/ 10/ 1	10	13/ 10/ 1	10	13/ 10/ 1

Sable d'Hostun			
γ_d (kN/m ³)	14,0	14,2	14,5
DR (%)	41	47	60
Etat hydrique	TS	TS	TS
Teneur en eau (%)	1	1	1

Limon CNR					
γ_d (kN/m ³)	19,4	18,1	17,3	16,6	15,4
OPN (%)	1,05	0,98	0,94	0,90	0,84
Etat hydrique	M	M	M	M	M
Teneur en eau (%)	10	10	10	10	10

Argile de Laschamps					
γ_d (kN/m ³)	17,5	17,2	16,7	15,9	14,9
OPN (%)	97	95	93	88	83
Etat hydrique	TS/ M/ H	TS/ M	TS/ M/ H	TS/ M	TS/ M/ H
Teneur en eau (%)	0/15/19,6	0/ 15	0/ 15/19,6	0/ 15	0/ 15 /19,6

Grave Criqueboeuf			
γ_d (kN/m ³)	20,6	18,1	16,1
OPN (%)	1,06	0,93	0,82
Etat hydrique	M	M	M
Teneur en eau (%)	10,5	10,5	10,5

Tableau 4-5 Synthèse des essais réalisés pour chaque matériau étudié

A la fin du remplissage de chaque moule, 3 essais pénétrométriques sont réalisés en vue de vérifier l'homogénéité de l'échantillon et d'obtenir les valeurs de résistance de pointe. Ces valeurs de q_d vont ensuite servir à l'analyse des corrélations entre les différents paramètres étudiés.



Figure 4-11 Réalisation de l'essai dans le moule de calibration

Finalement on récupère trois échantillons de sol (en bas, au milieu et en haut du moule), pour déterminer la teneur en eau réelle de l'essai. L'ensemble des résultats d'essais est fourni en annexe de ce rapport.

4.3.1.2 Résultats obtenus et méthode d'analyse

Pour chaque matériau et chaque état hydrique, nous obtenons une courbe contrainte – déformation (Figure 4-12). Sur ces courbes, pour chaque cycle de chargement, on peut définir deux zones principales.

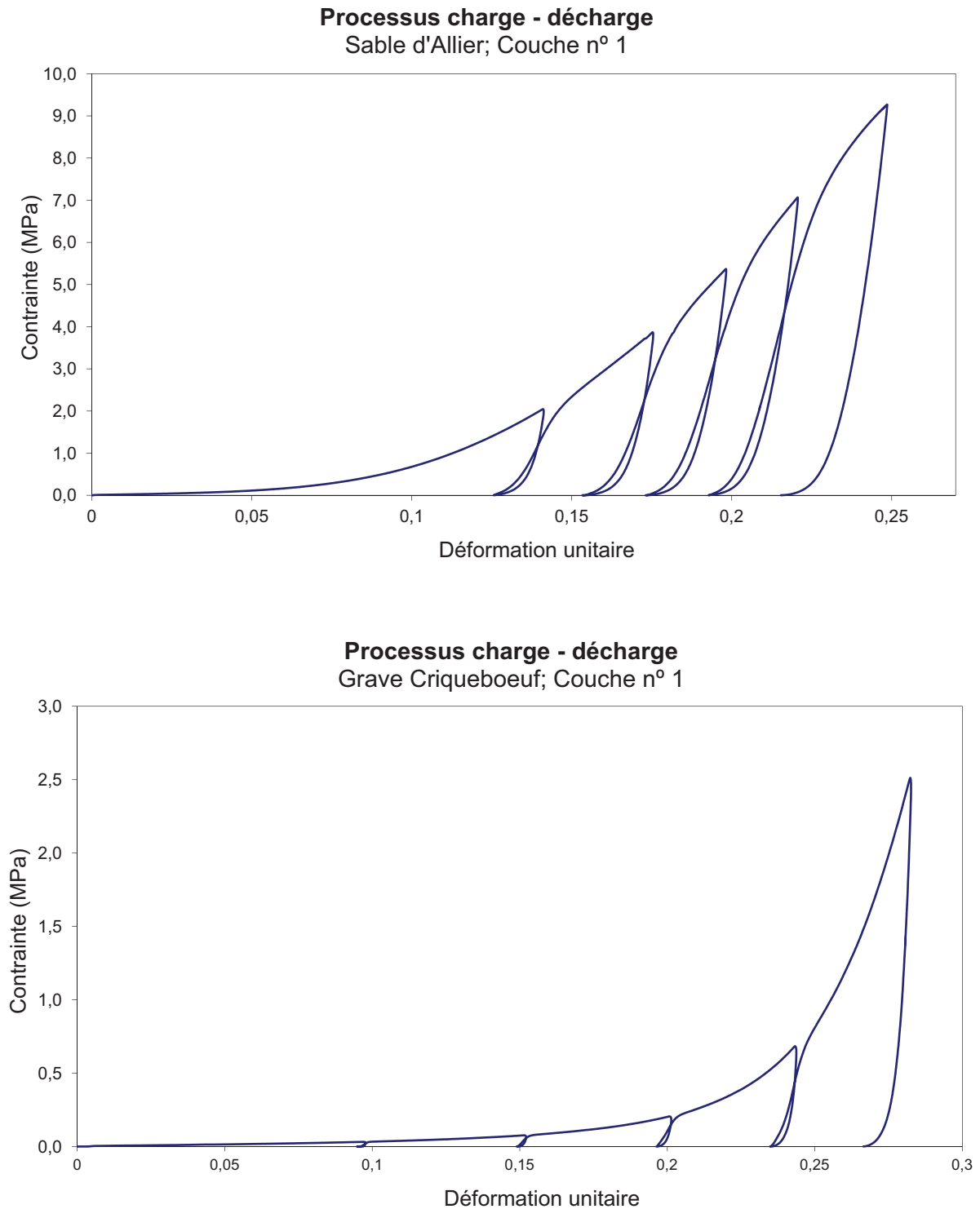


Figure 4-12 Courbe contrainte – déformation essai cyclique pour différents sols

La première zone correspond au cycle de charge, que l'on peut assimiler au comportement plastique du sol. Dans cette zone, on trouve un module de déformation correspondant au module œdométrique. On appelle ce module, module d'écrouissage (E_{ec}).

La deuxième zone correspond au cycle de décharge et de recharge élastique. Dans cette zone, on peut mesurer un module d'élasticité pure, puisque son calcul prend en compte uniquement les déformations élastiques.

Ainsi pour chaque cycle de chargement-déchargement (et donc chaque état de densité), ce type d'essai permet d'obtenir deux types de modules. On peut donc réaliser un graphique reliant les valeurs de module (E_i) à la densité sèche (γ_d) ou densité relative (ID%) du matériau.

Pour l'analyse des résultats, toutes les courbes de chargement/déchargement ont été retenues, même si les résultats trouvés sur les couches supérieures du moule peuvent être influencées par les conditions limites différentes. En effet, dans le cas de la première couche du moule, les valeurs trouvées peuvent être assimilées aux valeurs données par l'essai œdométrique. Les conditions limites sont identiques puisque dans cette couche, le sol est situé entre deux plaques rigides (le fond du moule et la plaque de chargement), de la même façon que dans l'essai œdométrique.

L'un des points faibles de la procédure mise en œuvre est le risque de sur-compactage et d'hétérogénéité au sein du moule. En effet, lors du chargement, l'énergie de compactage se transmet à tout le sol sous le point d'application de la charge. Cet effet peut causer un sur-compactage des couches inférieures de sol à l'intérieur du moule. La réalisation et l'analyse des essais pénétrométriques au sein des moules permet de contrôler cette homogénéité et donc d'éliminer ces essais dans le cas où un problème serait identifié.

Les essais PANDA réalisés dans chaque moule permettent d'obtenir les différents pénétrogrammes et valeurs de résistance de pointe pour chaque niveau de densité analysé.

L'analyse de ces résultats permet d'obtenir pour chaque matériau et état hydrique, la valeur de résistance de pointe moyenne (q_d) en fonction de l'état de densité du matériau, mais également pour les essais réalisés avec le Panda 3, une valeur de module dynamique (E_{p3})

Par la suite, à partir de ces 2 types de résultats, il est possible d'étudier l'évolution des valeurs de module (d'écrouissage, d'élasticité ou dynamique) en fonction des valeurs de résistance de pointe moyennes mesurées au pénétromètre et d'en déduire la relation, si elle existe, liant ces 2 valeurs. Cette relation sera valable pour cette famille de matériau et pour un état hydrique donné.

La Figure 4-13 montre le résultat d'essais pénétrométriques pour un échantillon de sable d'Allier à cinq niveaux de densité différents et les histogrammes correspondants obtenus pour la valeur de q_d (Figure 4-14).

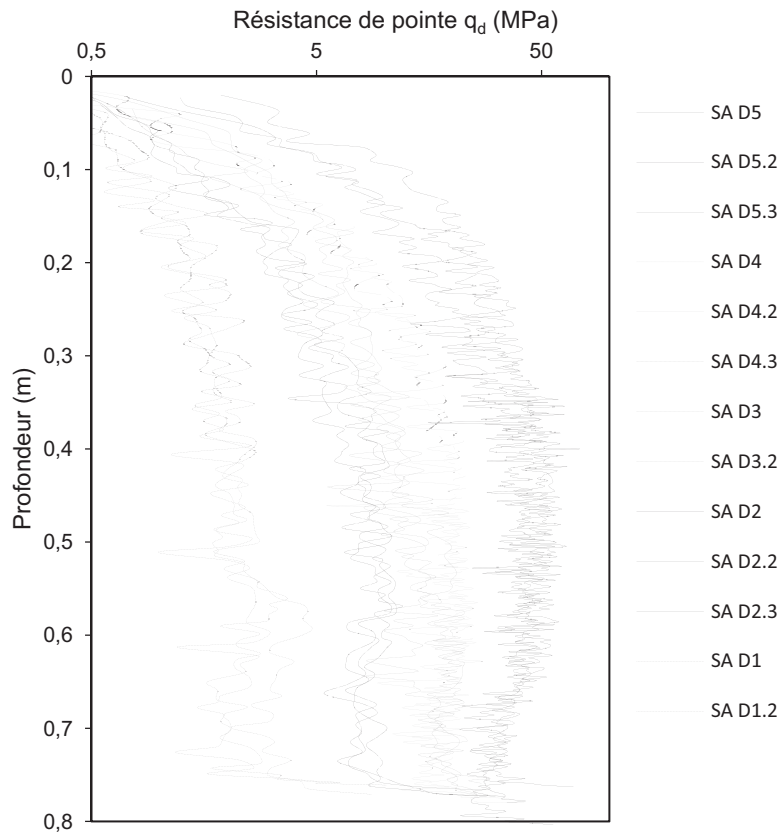


Figure 4-13 Pénétrogrammes pour chaque niveau de densité Sable d'Allier.

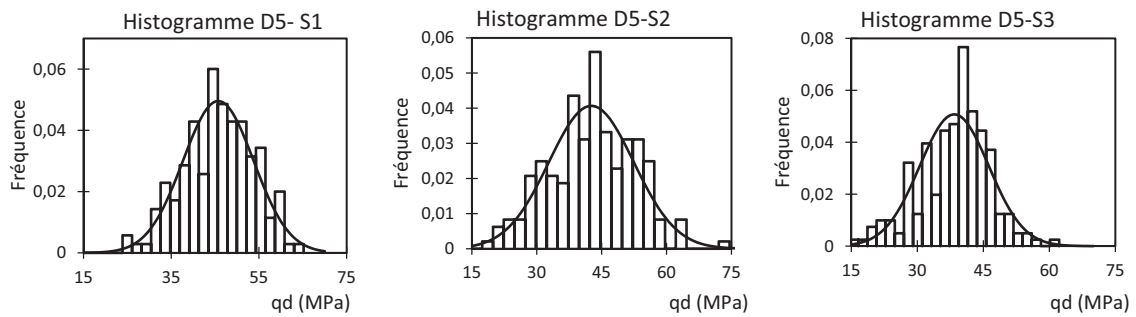


Figure 4-14 Histogrammes des valeurs de q_d , réalisés dans le Sable d'Allier pour chacun des 3 essais pénétrométriques du niveau de densité n°5

4.3.2 Calcul de modules à partir de courbes contrainte-déformation

Analyse de courbes charge - décharge

Les figures suivantes montrent quelques cycles permettant de visualiser les différents comportements des matériaux à différents niveaux de contrainte et pour différents teneurs en eau.

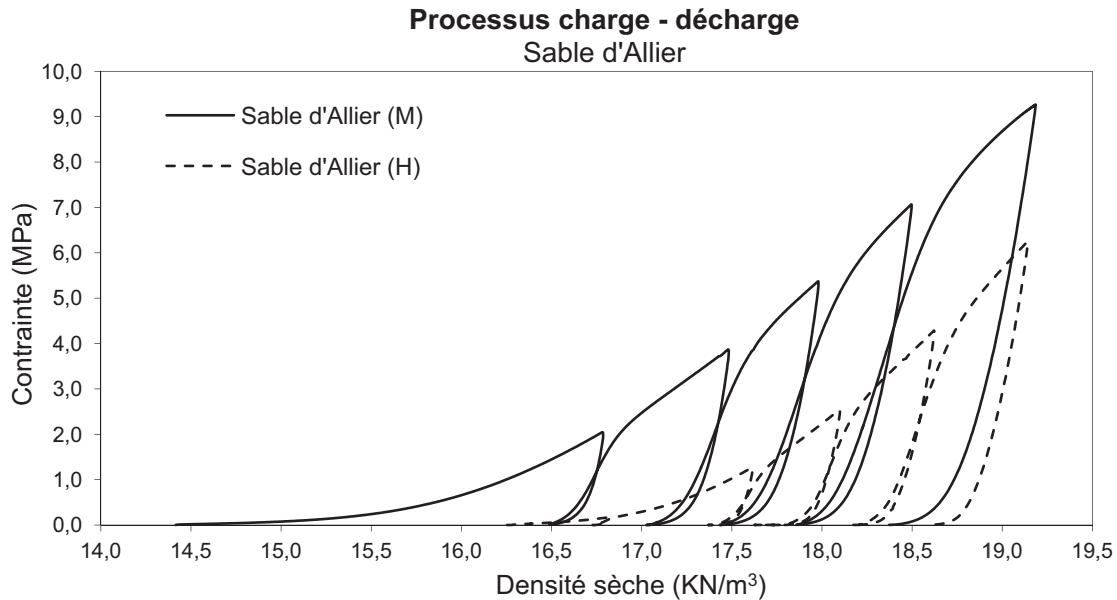


Figure 4-15 Courbes Sable d'Allier pour différents états hydriques

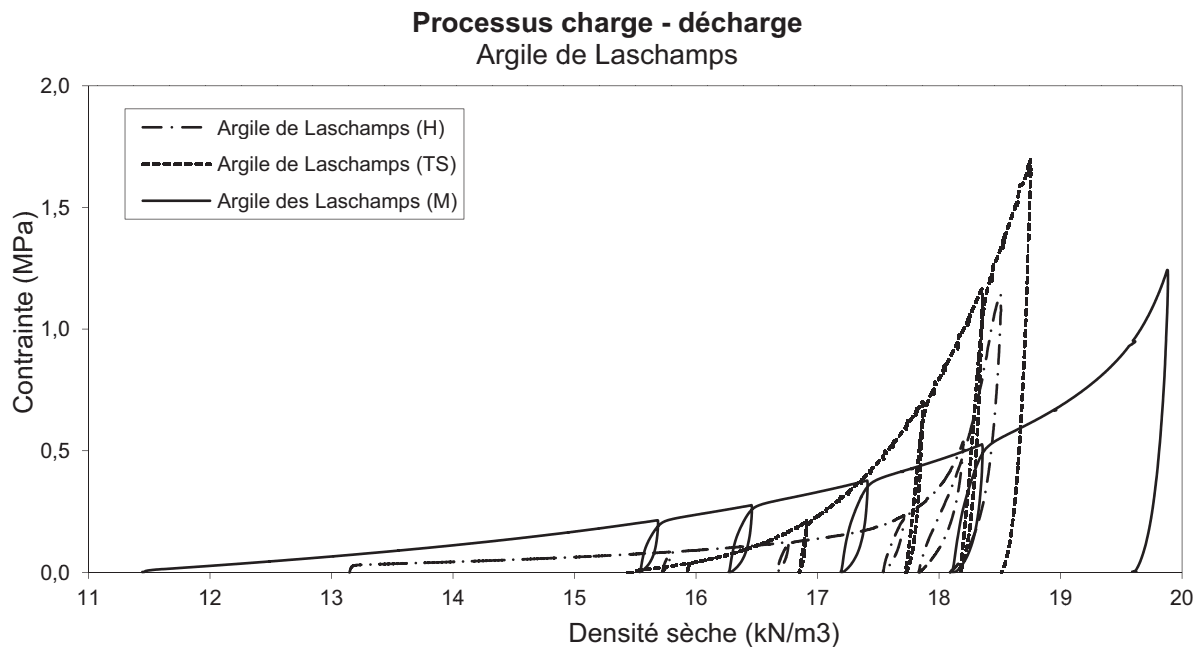


Figure 4-16 Courbes Argile de Laschamps différents états hydriques

Analyse des courbes contrainte-déformation

Pour déterminer les valeurs de modules de déformation à partir des courbes contrainte-déformation, cinq stratégies de calcul ont été utilisées, en effet ces stratégies vont nous permettre d'étudier quel est le module le plus adapté pour notre cas d'étude.

Certaines de ces stratégies sont définies par la bibliographie précédente, les autres ont été choisies pour mieux étudier le comportement élastique du sol lors d'un chargement cyclique.

Module d'écrouissage

Le module d'écrouissage est calculé comme le module tangent qui correspond à la pente de la courbe dans la zone de charge de la courbe contrainte-déformation dans chacun des cycles.

Module d'élasticité – stratégie 1

La stratégie 1 fournit un module tangent correspondant à la pente dans la zone de décharge de la courbe contrainte-déformation.

Module d'élasticité – stratégie 2

La stratégie 2 est un module sécant et correspond à la pente de la droite entre le point initial de décharge et le point initial de la recharge.

Module d'élasticité – stratégie 3

La stratégie 3 est un module tangent initial dans la zone de recharge élastique de la courbe contrainte-déformation. De la même façon que pour la stratégie 1,

Module d'élasticité – stratégie 4

La stratégie 4 est un module sécant correspondant à la pente de la droite qui lie le point initial de la recharge avec le point qui a la même valeur de contrainte que le début de la décharge mais dans le processus de recharge.

Module d'élasticité – stratégie 5

La stratégie 5 représente un module de type cyclique, qui correspond globalement au module d'élasticité entre la zone de décharge et de recharge élastique. La valeur correspond à la pente de la droite qui lie le premier point de rechargement et le point correspondant à l'intersection entre les courbes charge – décharge.

La Figure 4-17 schématise le calcul des modules de déformation pour chacune des stratégies définies précédemment.

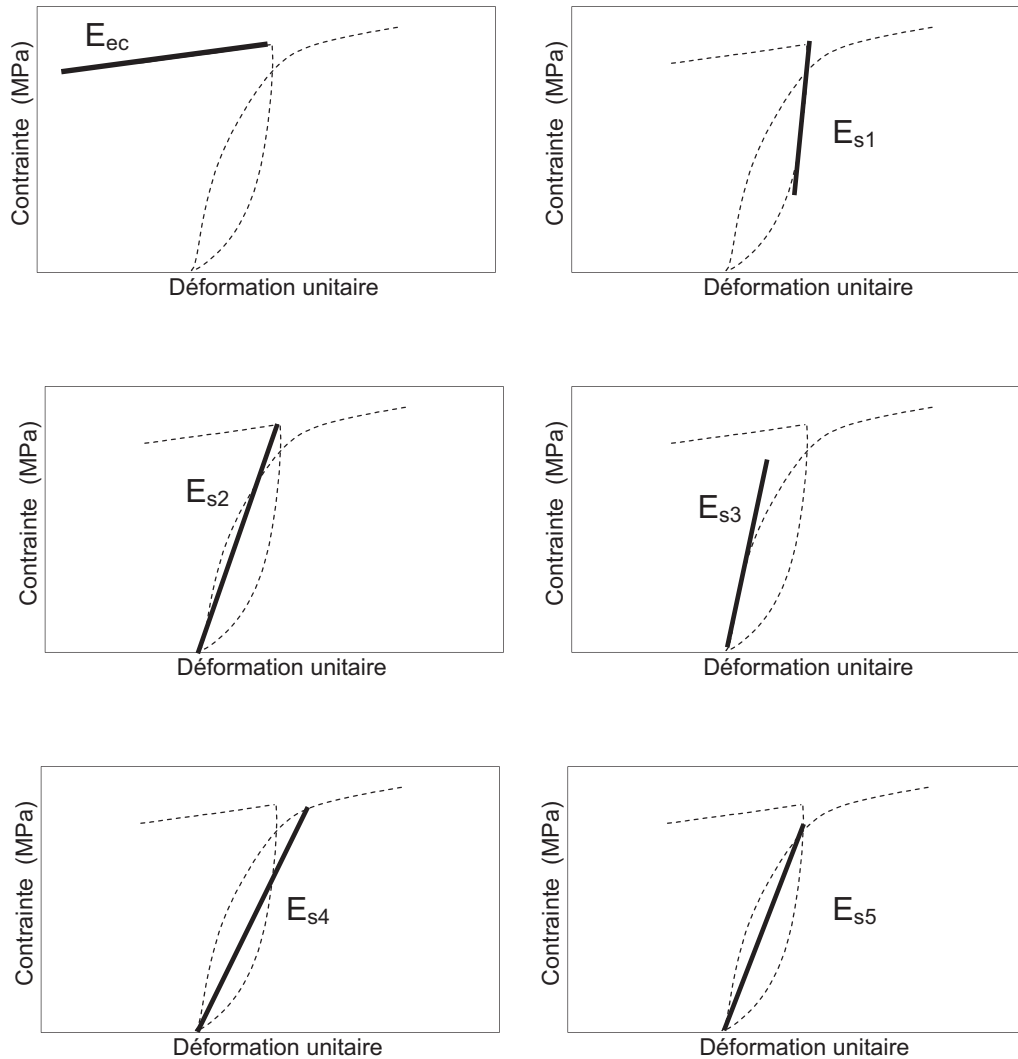


Figure 4-17 Schémas de calcul du module d'écroissage et des modules d'élasticité selon différentes stratégies

Module	Description
Module d'écroissage E_{ec}	Tangent zone de charge
Module d'élasticité E_{s1}	Tangent zone de décharge
Module d'élasticité E_{s2}	Sécant zone de décharge
Module d'élasticité E_{s3}	Tangent zone de recharge
Module d'élasticité E_{s4}	Sécant zone de recharge
Module d'élasticité E_{s5}	Moyen entre charge et décharge

Tableau 4-6 Modules obtenus de l'analyse des courbes contrainte – déformation

Ces différentes stratégies ont permis d'obtenir les différents modules utilisés par la suite. L'analyse des courbes de déformation a permis d'évaluer les gammes de déformation pour lesquelles chacun de ces modules de déformation était obtenu. Il a été observé que le module obtenu par la stratégie n°1 était le plus représentatif du comportement élastique selon notre protocole d'essai calculé pour de déformations de l'ordre de 10^{-3} (Annexe 2). Ainsi ce module sera par la suite appelé « E » module d'élasticité et constituera avec le module d'écroissage les 2 valeurs de module sur lesquelles l'étude se focalisera.

4.3.4 Analyse des résultats

Avec les résultats obtenus à partir des stratégies définies et les valeurs de densité trouvées à partir de l'essai dans le moule de calibration, on a étudié la validité des hypothèses présentées précédemment.

4.3.4.1 Modules de déformation

Le Tableau 4-7 présente les modules de déformation obtenus lors de l'exploitation des courbes contrainte – déformation pour chaque cycle chargement-déchargement et matériau étudié.

Argile de Laschamps			Sable d'Allier	
Cycle	Module Eec (MPa)	Module E (MPa)	Module Eec (MPa)	Module E (MPa)
1	1,5	104,6	35,9	376,2
2	2,0	153,2	59,7	500,0
3	3,0	198,0	88,5	653,2
4	5,5	290,0	113,4	857,1
5	12,2	462,0	141,4	966,4
Limon CNR			Sable d'Hostun	
Cycle	Module Eec (MPa)	Module E (MPa)	Module Eec (MPa)	Module E (MPa)
1	5,5	169,0	57,0	321,0
2	15,1	334,4	84,0	453,0
3	27,2	425,8	95,6	574,0
4	51,0	812,0		
5	112,0	977,0		
Grave Criqueboeuf				
Cycle	Module Eec (MPa)	Module E (MPa)		
1	0,5	42,0		
2	1,2	57,3		
3	4,6	122,0		
4	20,3	304,7		
5	66,8	728,0		

Tableau 4-7 Modules de déformation pour chaque matériau dans un état hydrique moyen

Pour les différents matériaux testés, on constate une augmentation des valeurs de ces modules en fonction de la densité, ainsi pour chaque cycle on obtient des valeurs plus importantes des modules.

Le fait que les valeurs des modules augmentent avec chaque cycle est un indice du lien entre ce paramètre et la densité du matériau. Par la suite on analyse de façon plus approfondie cette relation.

On constate que les valeurs des modules obtenus lors des expériences sont nettement plus importantes que ceux de la littérature (modules triaxiaux) ; on considère que la gamme de

déformations dans laquelle nous travaillons est plus petite ce qui expliquerait cette variation importante. Cependant Coster et Sanglerat (1981) avaient trouvé des valeurs du module œdométrique sécant entre 10 et 300 MPa (pour le sable) ; si l'on considère qu'on travaille sur le module tangent ceci pourrait expliquer cet écart.

4.3.4.2 Relation densité sèche et modules de déformation

Pour chaque essai de chargement – déchargement, on a calculé la densité du matériau lors de chaque cycle, ainsi on a pu établir le lien entre densité et déformation à différentes étapes de l'essai. Ensuite, on a étudié la relation entre ces valeurs de densité (traduites en densité sèche) et les valeurs des modules obtenues pour chaque cycle.

Comme on peut le voir sur les figures 4-18 à 4-25, cette relation a été établie pour les 2 modules étudiés (E_{ec} , E). On constate que dans la plupart des cas, une relation de type exponentielle permet de relier les valeurs de modules et de compacité à partir des points expérimentaux.

La Figure 4-18 montre les résultats obtenus pour le sable d'Allier ; on observe que la teneur en eau a une légère influence sur le module. On constate par ailleurs un comparatif entre cette campagne d'essais et des résultats précédents sur le même matériau réalisé par Gorena (2007), la bonne corrélation nous permet de dire que le protocole d'essai proposé est validé.

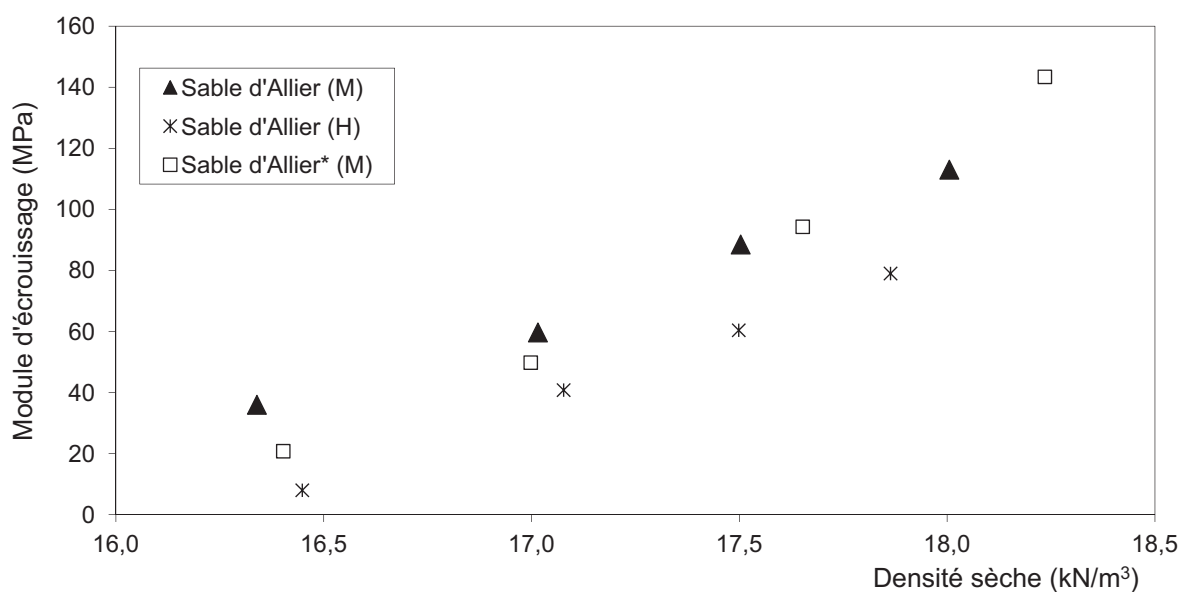


Figure 4-18 Module d'écroutissage et densité sèche pour le Sable d'Allier ; (*) essais antérieurs (Gorena, 2007)

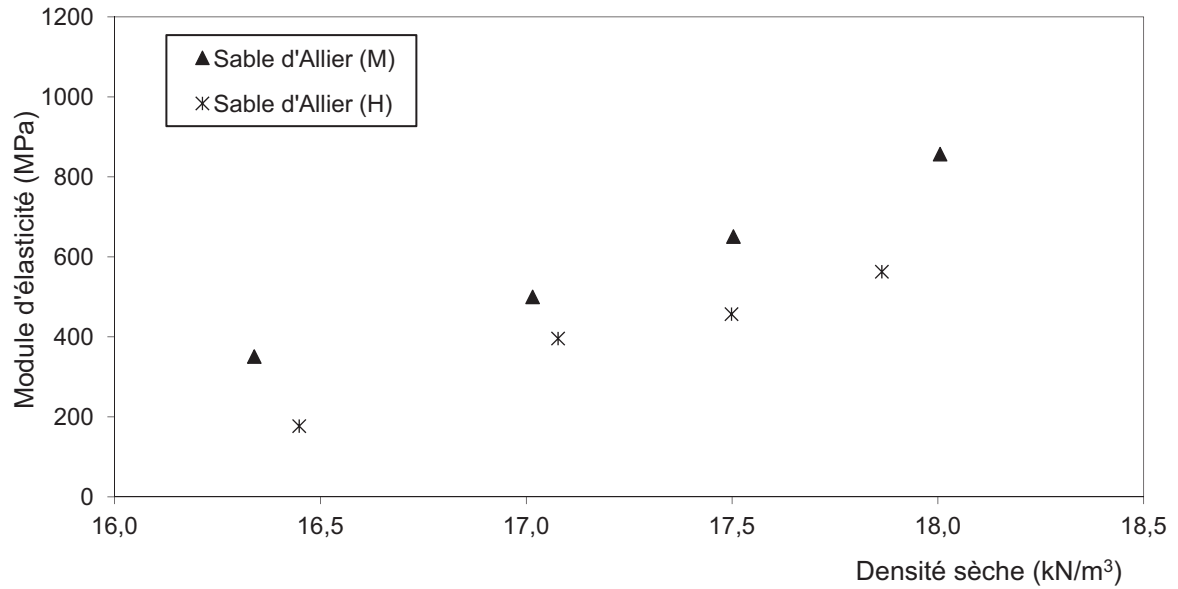


Figure 4-19 Module d'élasticité et densité sèche pour le Sable d'Allier.

La relation obtenue pour le sable d'Allier semble linéaire, cependant on comprend que physiquement la densité sèche est limitée à une valeur seuil, il en est donc de même pour le module d'élasticité.

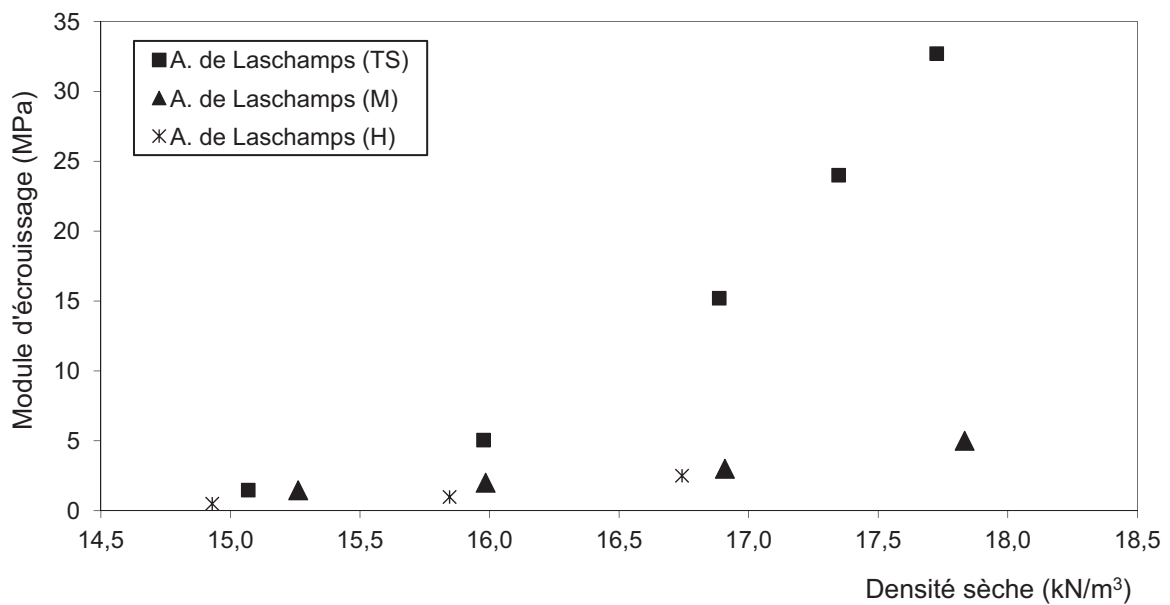


Figure 4-20 Module d'écroûissage et densité sèche pour l'Argile de Laschamps

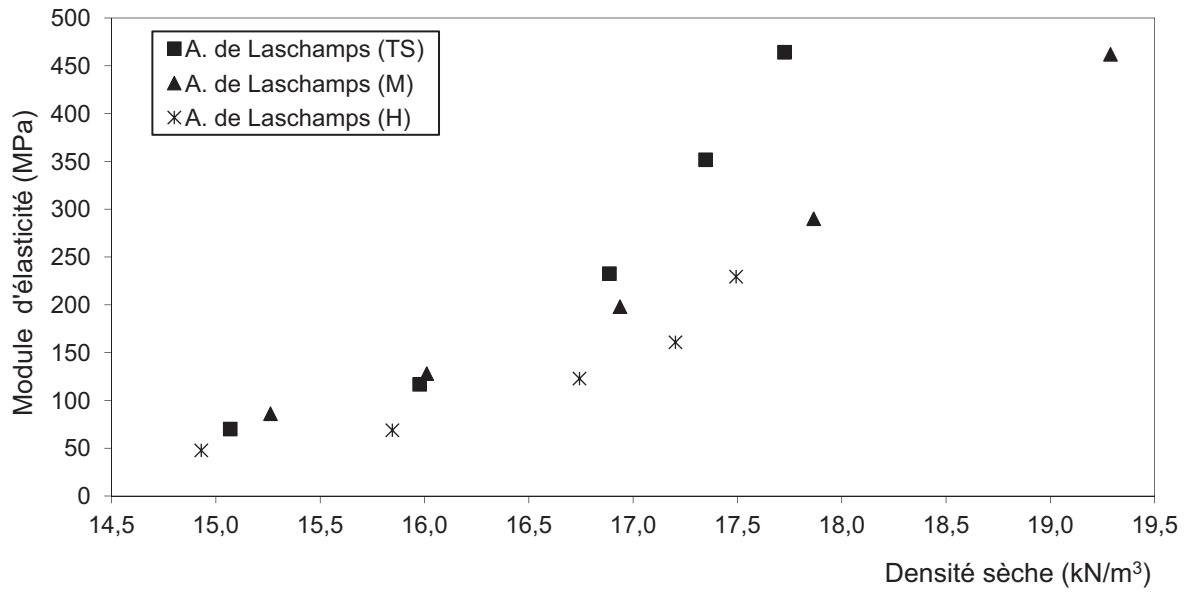


Figure 4-21 Module d'élasticité et densité sèche pour l'Argile de Laschamps

Dans le cas de l'Argile de Laschamps, la relation entre ces deux paramètres est clairement exponentielle ; les résultats montrent un important écart entre l'état très sec et les autres deux états hydriques pour les valeurs du module d'écroutissage (Eec).

On observe une différence moins prononcée dans le cas du module d'élasticité (E).

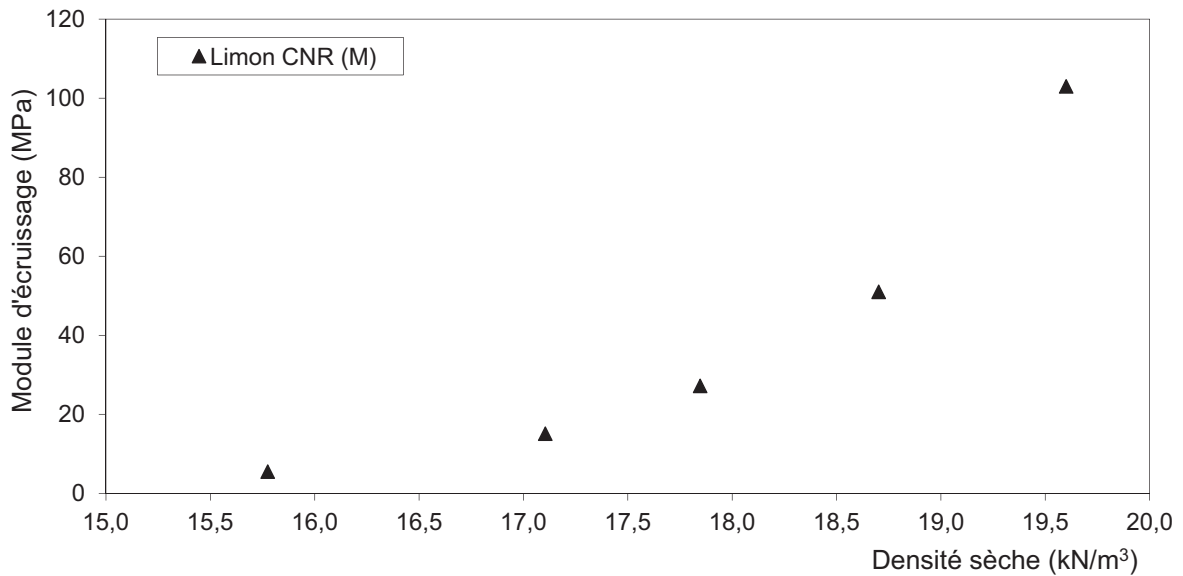


Figure 4-22 Module d'écroutissage et densité sèche pour le Limon CNR

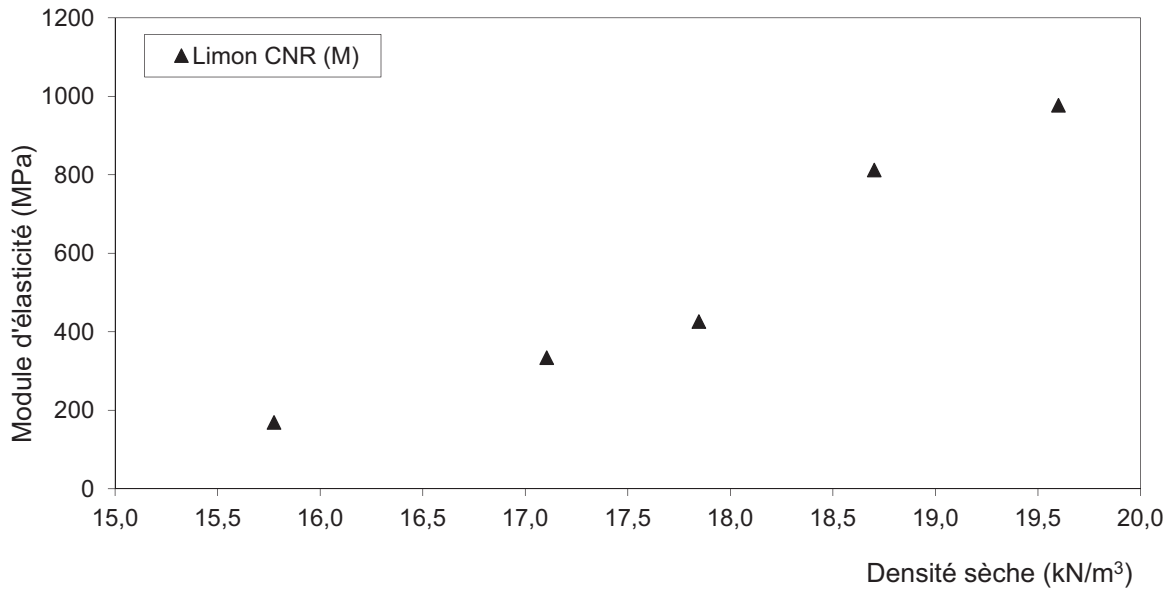


Figure 4-23 Module d'élasticité et densité sèche pour le Limon CNR

Il est possible d'observer que pour le Limon CNR la relation entre densité et module E_{ec} est clairement de type exponentielle, cependant ceci est moins évident pour le module E .

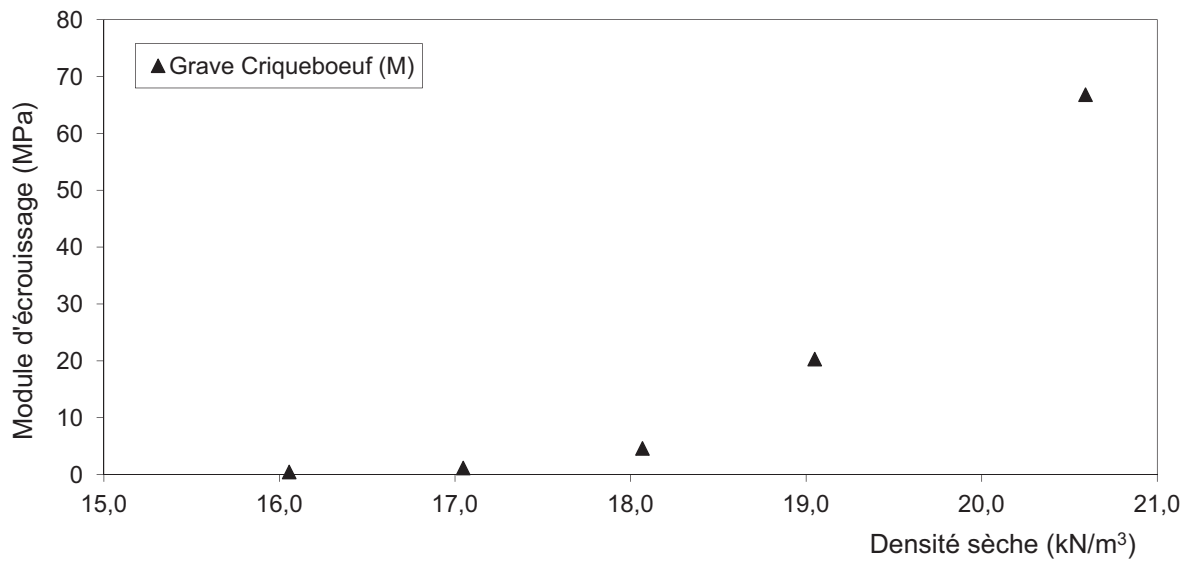


Figure 4-24 Module d'écroutissage et densité sèche pour la Grave Criqueboeuf

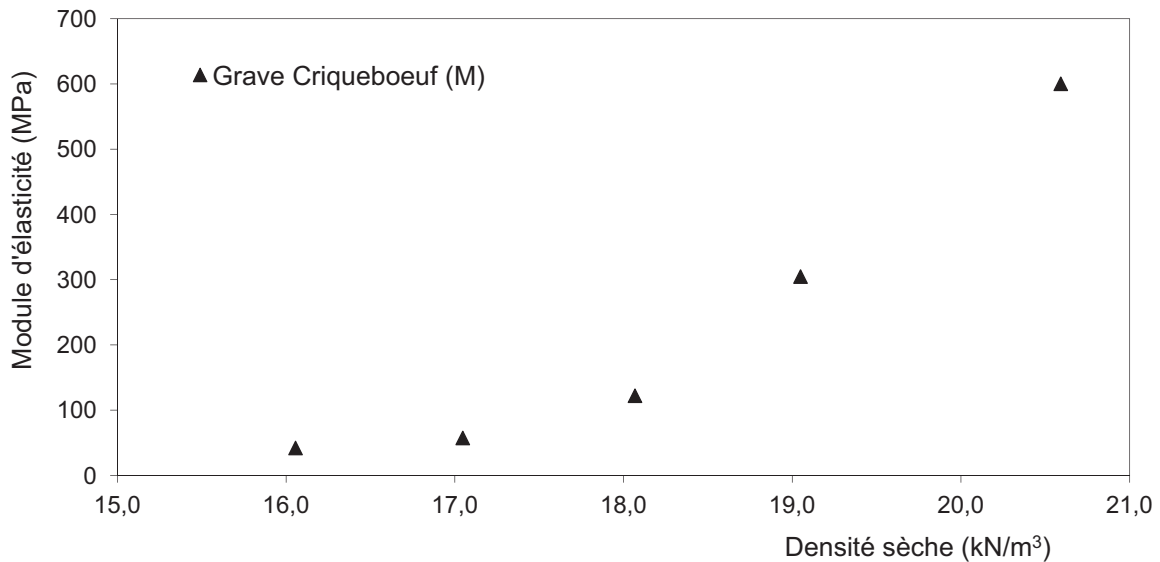


Figure 4-25 Module d'élasticité et densité sèche pour la Grave Criqueboeuf

Dans le cas de la Grave Criqueboeuf, on observe que la relation entre ces deux paramètres est clairement exponentielle pour le module d'écroutissage (Eec) et le module d'élasticité (E).

En somme on a pu observer qu'il existe bel et bien une relation entre ces deux paramètres. La relation observée est plutôt du type exponentiel. Cette observation confirme l'une des premières hypothèses de cette étude : le module de déformation est bien une fonction de la densité pour un état de confinement donné. Ceci a été confirmé pour les différents matériaux étudiés.

4.3.4.3 Densité Sèche et résistance de pointe (q_d)

Une fois obtenues les courbes chargement-déchargement, on a étudié la relation densité-résistance de pointe pénétrométrique (q_d). Les figures suivantes (

Figure 4-26, Figure 4-27 et Figure 4-28) montrent les courbes obtenues pour les différents matériaux étudiés.

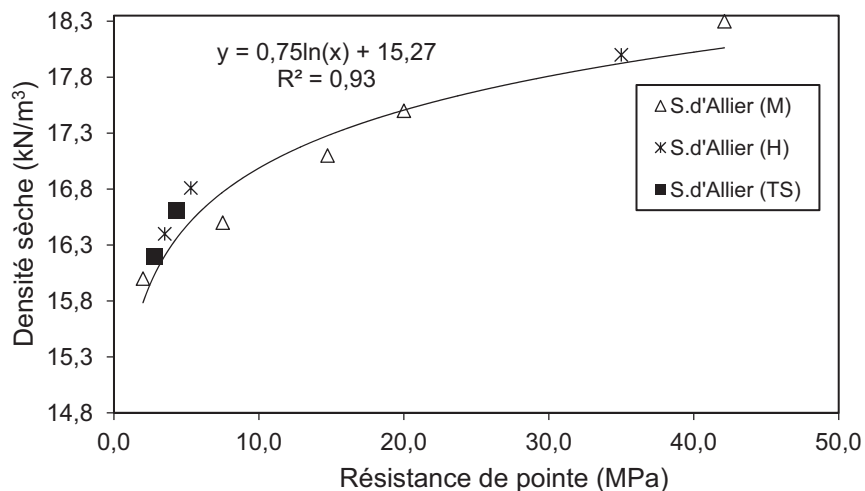


Figure 4-26 Relations densité sèche et résistance de pointe obtenues pour le Sable d'Allier à différents états hydriques

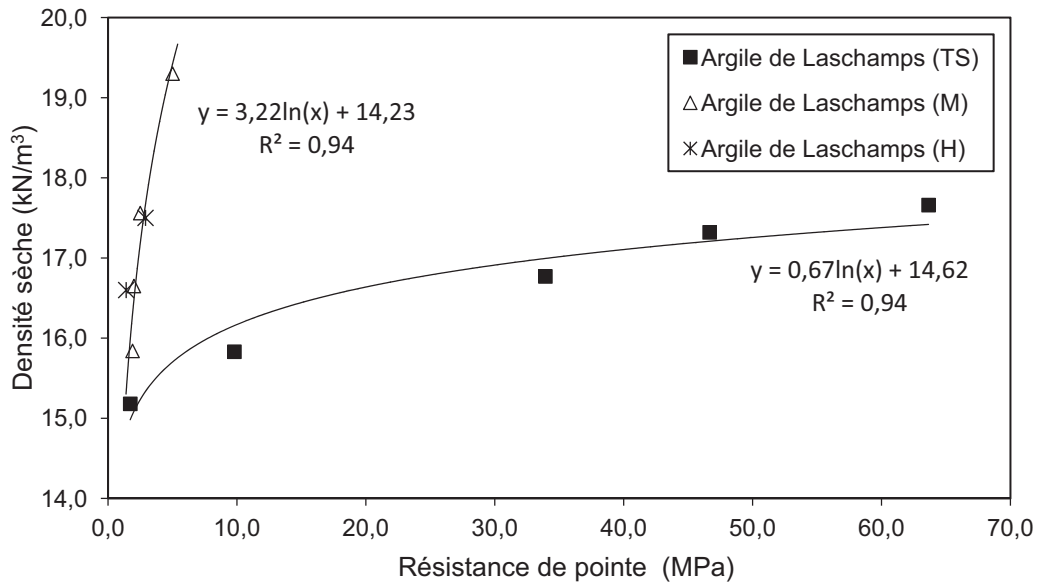


Figure 4-27 Relations densité sèche et résistance de pointe obtenues pour l'Argile de Laschamps à des états hydriques humide, moyen et très sec.

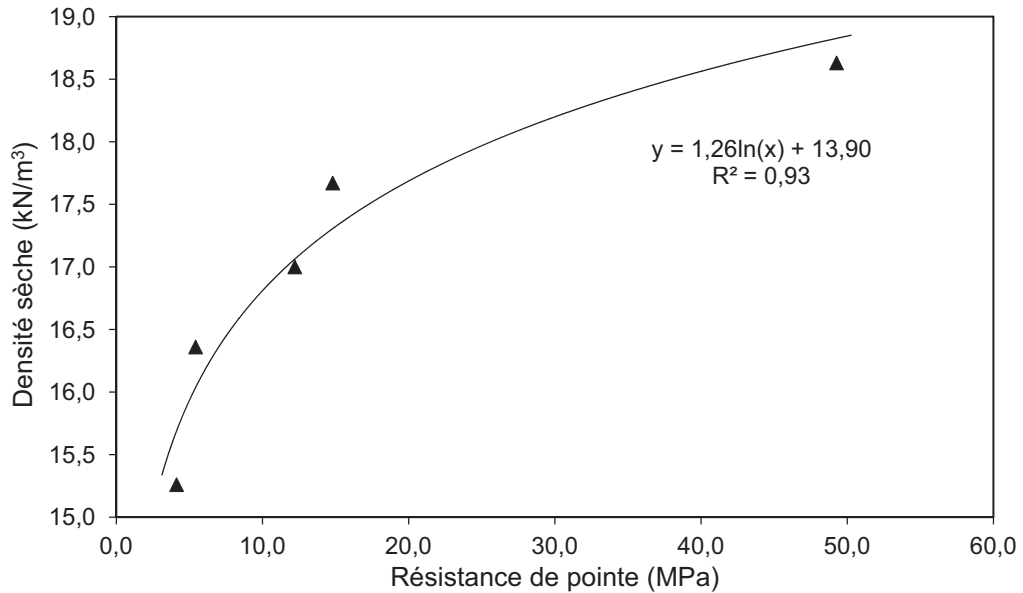


Figure 4-28 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour le Limon CNR et un état hydrique moyen

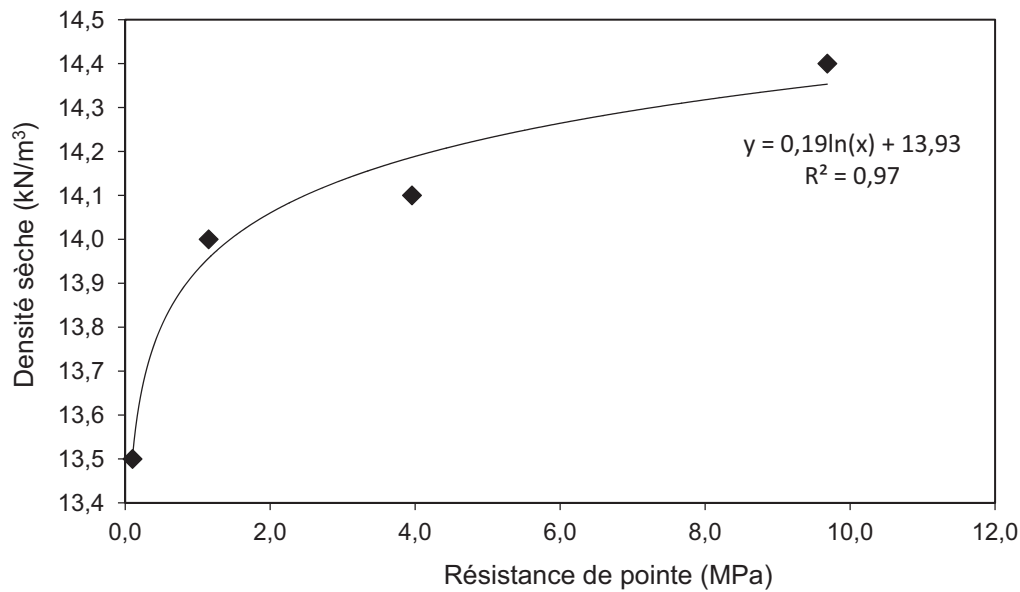


Figure 4-29 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour le Sable d'Hostun

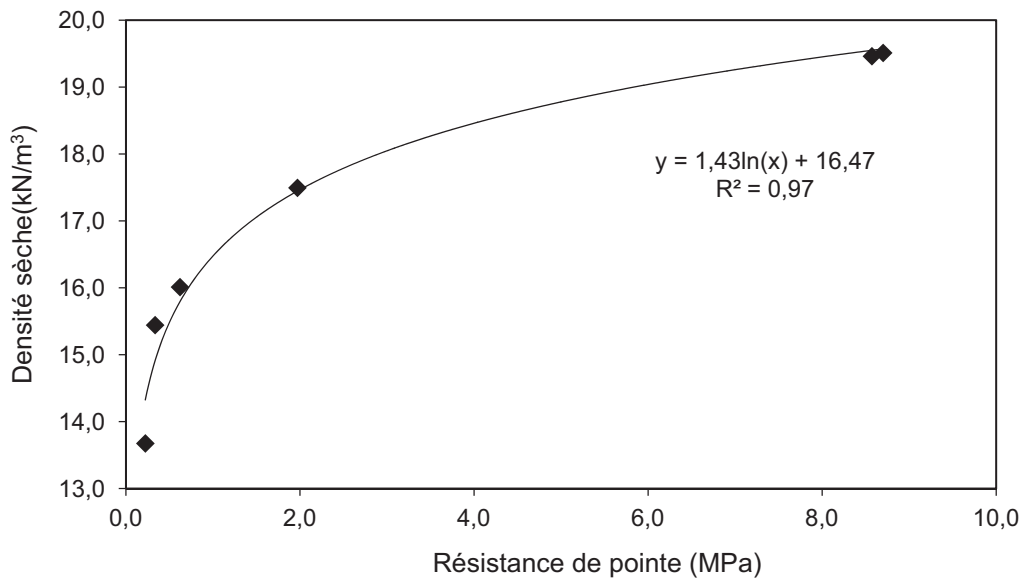


Figure 4-30 Relation densité sèche et résistance de pointe obtenue pour la Grave Criqueboeuf et un état hydrique moyen

Une relation de type logarithmique a pu être établie entre la résistance de pointe mesurée avec l'essai pénétrométrique et la densité sèche pour les différents matériaux étudiés. Ces résultats confirment des résultats issus d'études ou de travaux antérieurs et réalisés par différents auteurs (Benz, 2009) (Arbaoui, 2003) (Chaigneau, 2001).

On remarque que l'augmentation de la teneur en eau dans l'argile provoque une réduction drastique de la résistance de pointe. Une des conséquences directes est la diminution très forte de la précision de mesure de densité pour les teneurs en eau correspondant aux états M et H.

Ce constat vérifie l'hypothèse d'une influence forte de la teneur en eau sur les paramètres mécaniques dans le cas des sols cohésifs ; ceci sera vérifié sur les valeurs des modules d'élasticité que nous allons étudier par la suite.

4.3.4.4 Relation modules de déformation et résistance de pointe q_d

A partir des relations établies précédemment, il a été possible d'établir un lien entre le paramètre mécanique (q_d) mesurable in situ au moyen du pénétromètre et les différents modules de déformation calculés (E_{ec} , E et E_{pd3}).

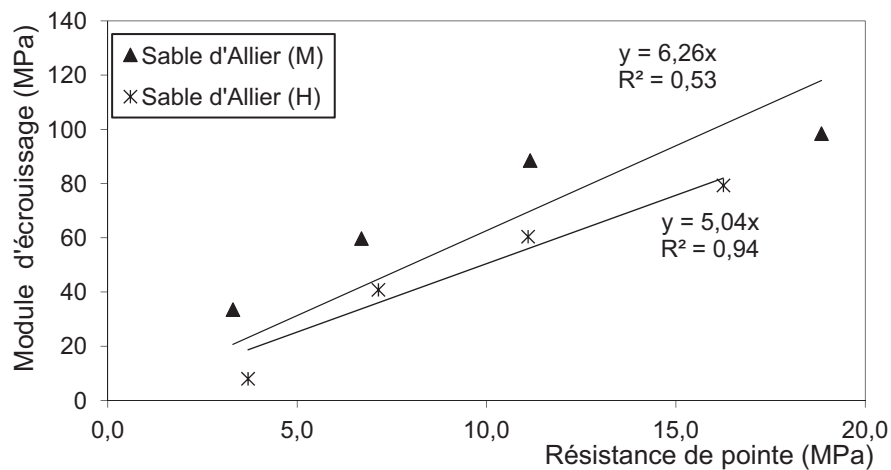


Figure 4-31 Relation entre le module d'écroutissage et la résistance de pointe pour le Sable d'Allier

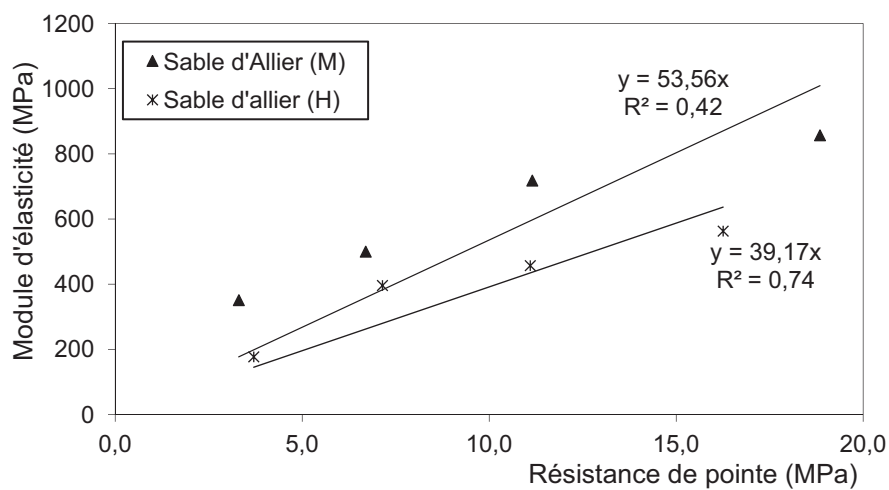


Figure 4-32 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour le Sable d'Allier

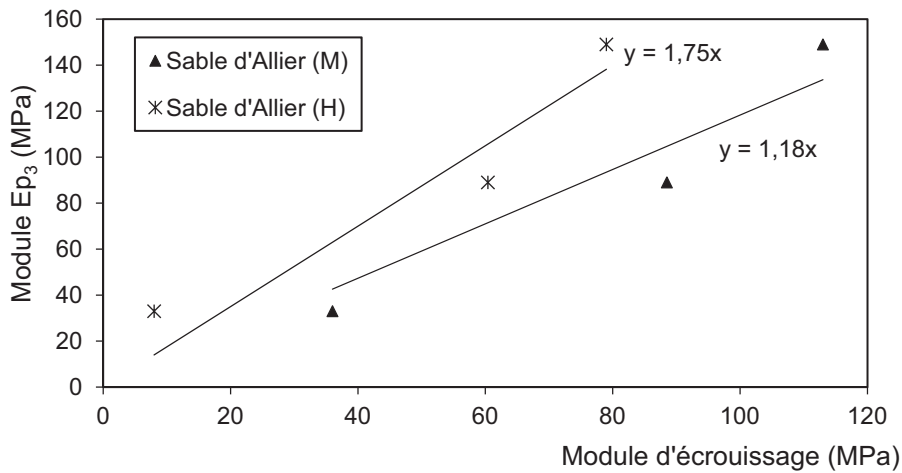


Figure 4-33 Comparatif module d'écroissage et module E_{p3} pour le Sable d'Allier

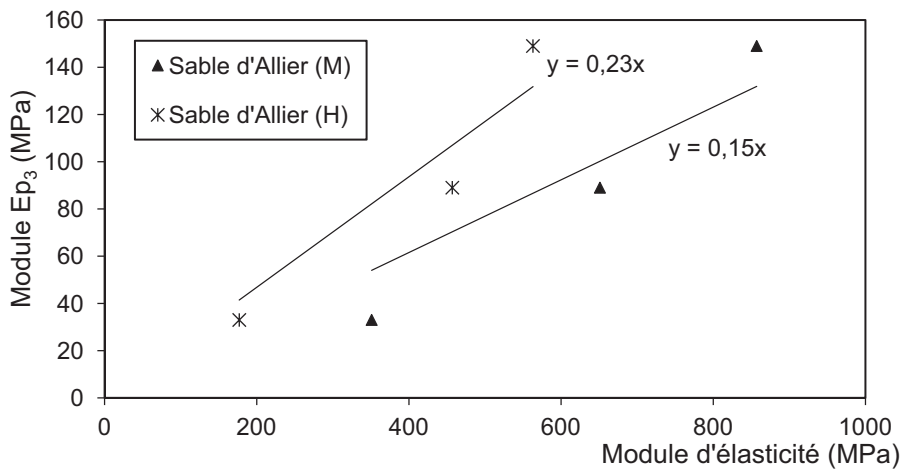


Figure 4-34 Comparatif module d'élasticité et module E_{p3} pour le Sable d'Allier

On observe pour le sable d'Allier, une bonne corrélation entre la résistance de pointe et le module du matériau mis à part pour les fortes densités à l'état humide.

Une relation linéaire peut être définie entre le module et la résistance de pointe pour un matériau donné. Ces résultats confirment ceux trouvés dans la littérature (Arbaoui, 2003) (Sanglerat, et al., 1969).

On observe que l'état hydrique influence la relation entre ces 2 grandeurs. Un écart de l'ordre de 25% est constaté pour le module E_{ec} et de l'ordre de 35% pour le module E entre les deux états hydriques étudiés.

On observe également que la valeur du module pénétrométrique « E_{p3} » est entre 1 à 2 fois supérieure au module E_{ec} et entre 4 à 7 fois inférieure au module d'élasticité selon l'état hydrique du matériau.

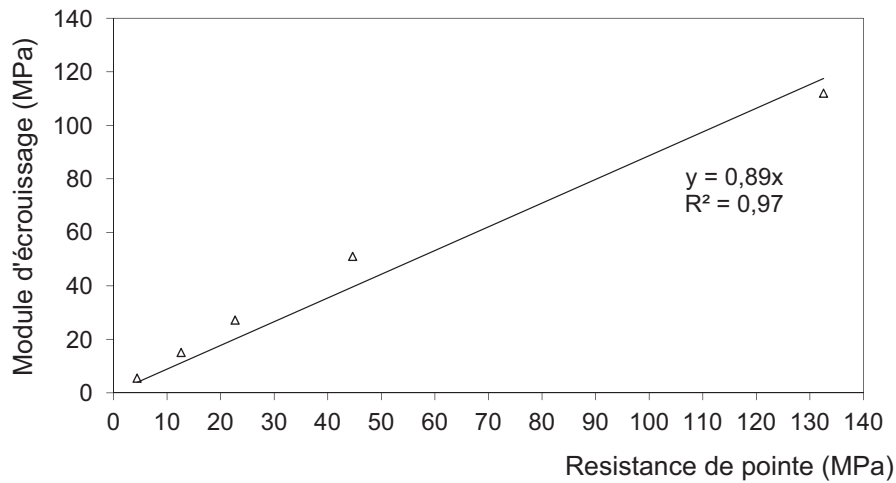


Figure 4-35 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour le Limon CNR en état hydrique moyen

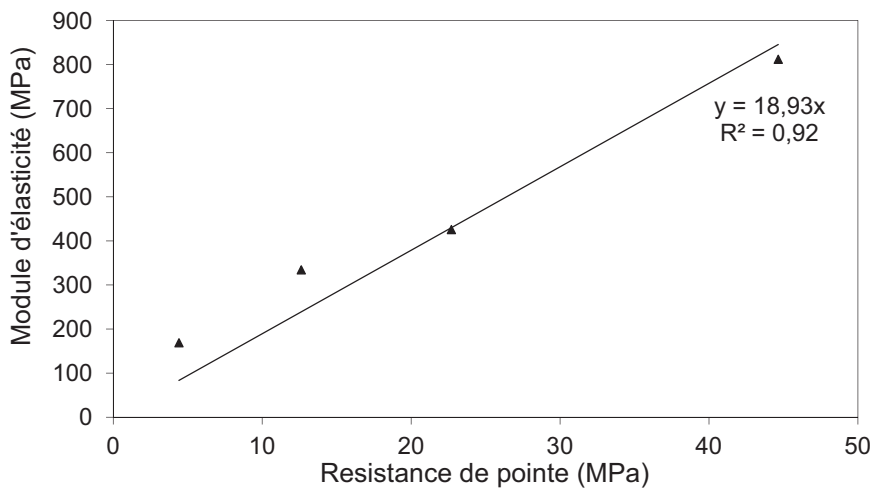


Figure 4-36 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour le limon CNR en état hydrique moyen

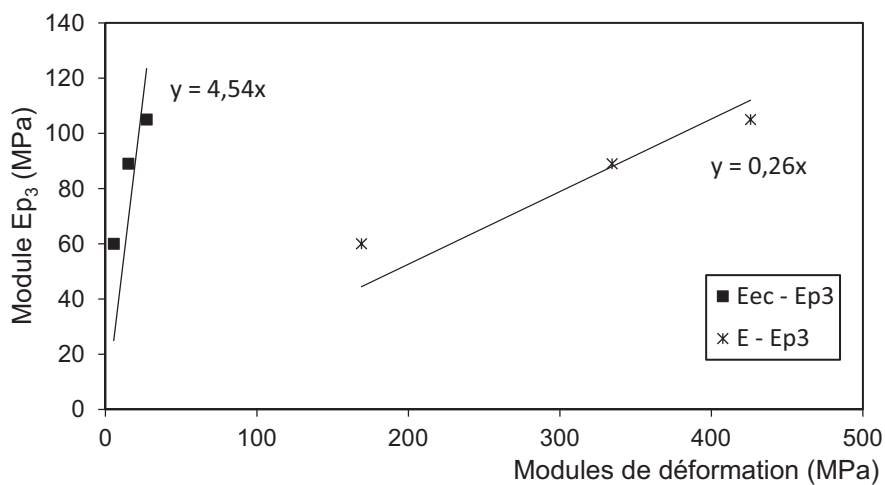


Figure 4-37 Comparatif entre les modules de déformation et le module E_{p3} pour le Limon CNR en état hydrique moyen

Le Limon CNR montre aussi une bonne corrélation de type linéaire pour ces deux paramètres mécaniques. Le module pénétrométrique est 0,26 fois le module d'élasticité.

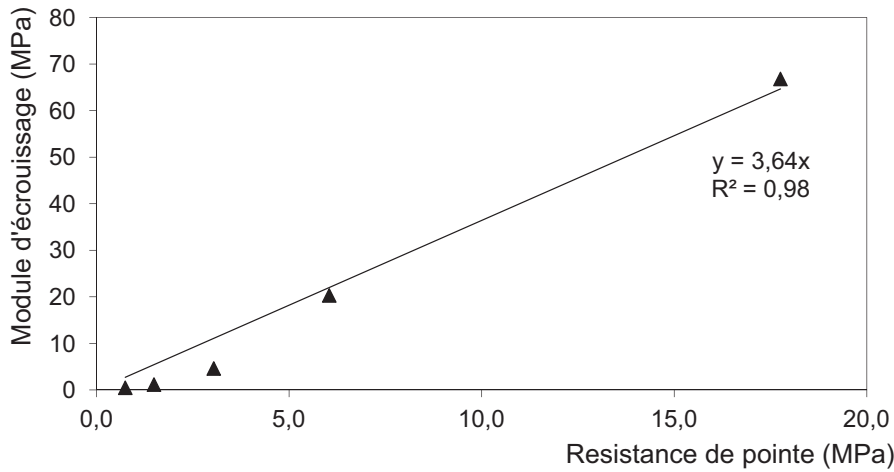


Figure 4-38 Relation entre le module d'écroutissage et la résistance de pointe pour la Grave Criqueboeuf

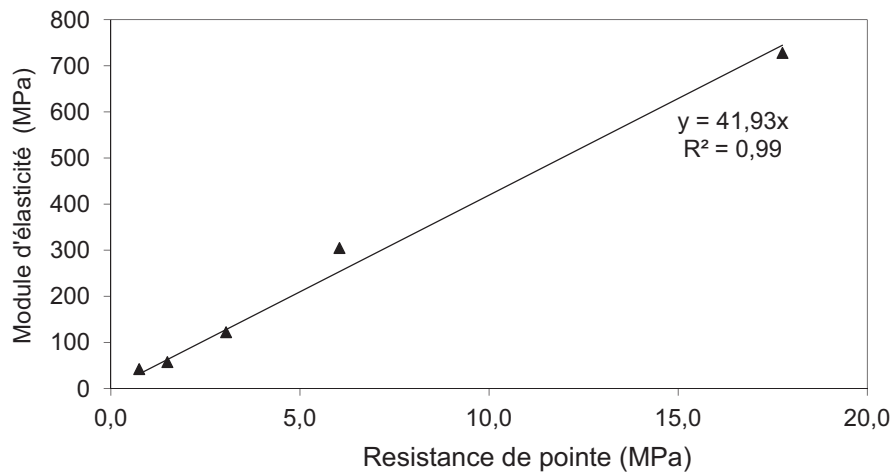


Figure 4-39 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour la Grave Criqueboeuf

Dans le cas du grave Criqueboeuf, la relation linéaire entre paramètres est également vérifiée.

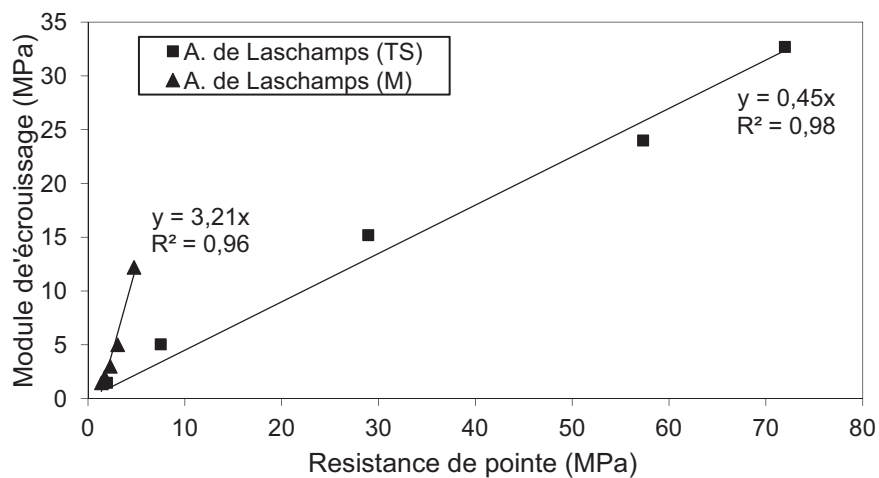


Figure 4-40 Relation entre le module d'écroutissage et résistance de pointe pour l'Argile de Laschamps

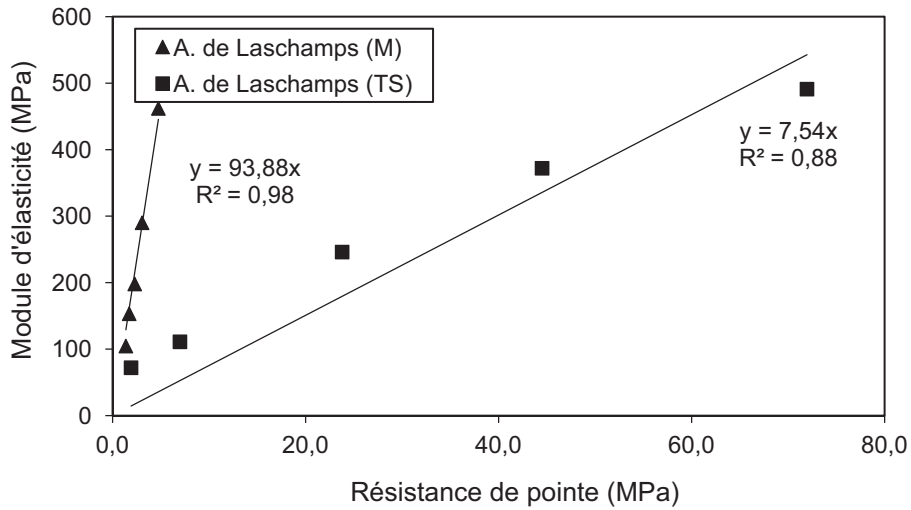


Figure 4-41 Relation entre le module d'élasticité et la résistance de pointe pour l'Argile de Laschamps

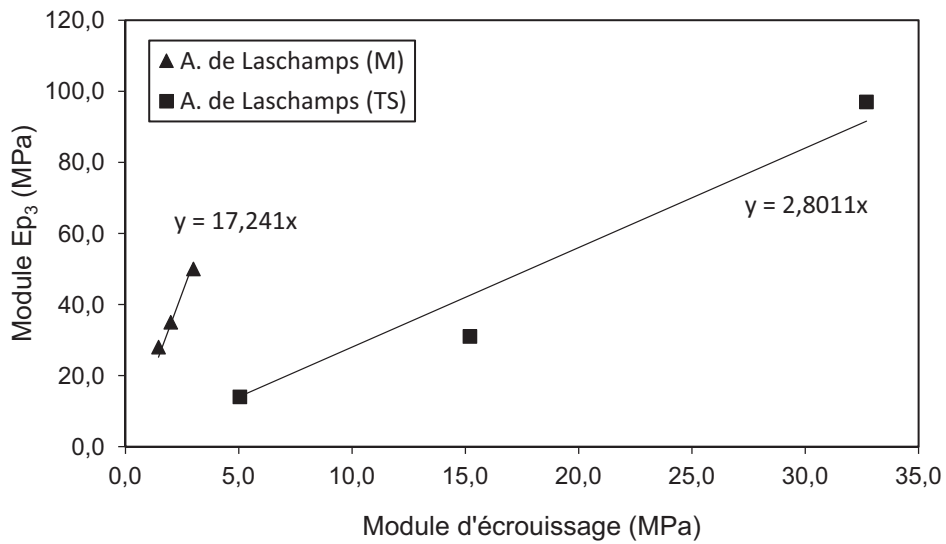


Figure 4-42 Comparatif entre le module d'écroutissage et le module Ep_3 pour l'Argile de Laschamps

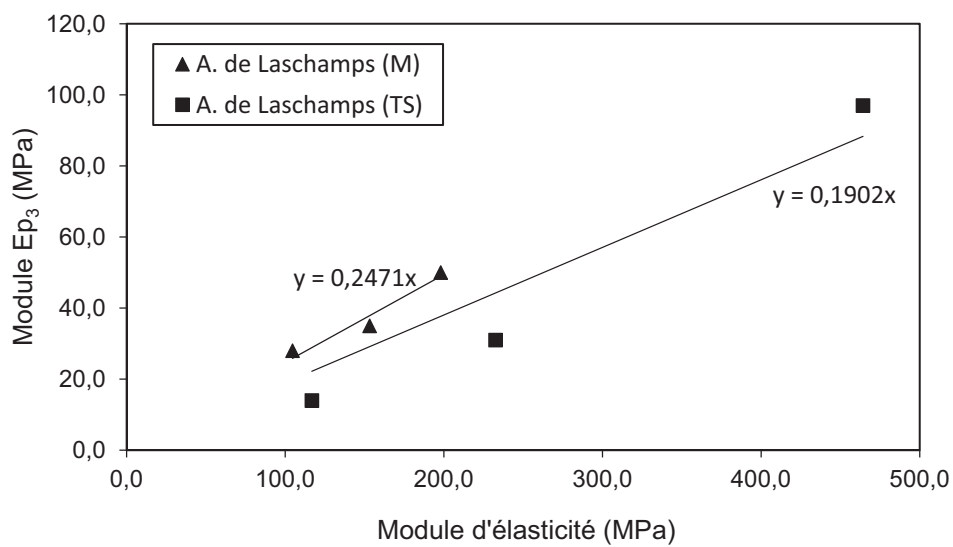


Figure 4-43 Comparatif module d'élasticité et module Ep_3 pour l'Argile de Laschamps

Dans le cas de l'argile, les résultats se montrent aussi en concordance avec la littérature et les valeurs présentées dans les Tableau 4-2 et Tableau 4-3. Cependant les valeurs présentes dans la littérature ne font pas référence à l'état hydrique des matériaux lors des essais.

On a observé que pour l'ensemble des matériaux étudiés, il était possible sous certaines conditions (maîtrise de l'état hydrique, caractérisation physique des matériaux) d'établir un lien entre la résistance de pointe pénétrométrique (q_d) et le module de déformation.

Par cette relation linéaire entre E et q_d , on confirme que l'hypothèse proposée par Sanglerat dans le cas de la résistance de pointe statique est transposable à l'essai Panda:

$$E = \alpha * q_d; \quad \text{Équation 4-8}$$

Nous avons montré que ce type de relation a été observé pour différents types de sols et pour différents états hydriques.

Pour le module d'écroutissage (E_{ec}), on obtient également une relation linéaire avec la résistance de pointe mais avec un coefficient différent. Celui-ci sera défini par « β » pour les modules obtenus dans la zone de charge.

Si on compare les valeurs des coefficients « α et β », on trouve une différence importante, notamment pour les matériaux sableux. Cette différence peut être en lien notamment avec le type de module mesuré. Cette différence est moins prononcée dans l'étude des matériaux comportant des particules fines (limon et argile).

Ces résultats expérimentaux corroborent les hypothèses proposées pour ce chapitre et donnent une validité de l'utilisation d'un pénétromètre léger pour obtenir des valeurs estimées du module E à partir de mesures in situ.

L'utilisation de l'essai pénétrométrique Panda 3 permet d'obtenir directement une valeur de module pénétrométrique en fonction de la profondeur pour les différents sols étudiés. Cependant l'utilisation de cette nouvelle génération de pénétromètre reste limitée dans le cas de notre étude car peu de résultats exploitables ont été obtenus.

4.3.4.5 Essais complémentaires

Relations Résistance de pointe – Modules triaxiaux

Dans le but de comparer les résultats obtenus lors d'essais dans le moule de calibration, et pour avoir des données complémentaires sur les sols étudiés, une étude sur la base d'essais de cisaillement à la boîte et au triaxial a été conduite.

Ainsi on s'intéresse à l'obtention des modules triaxiaux sur trois des sols étudiés. Ces essais ont été conduits pour des valeurs de confinement de l'ordre de celles que l'on peut rencontrer dans les terrains encaissants des ouvrages souterrains de faible profondeur (50 et 100 kPa).

À partir d'essais triaxiaux sur 3 des matériaux étudiés, on a obtenu le module triaxial E_{tri} (Tangent initial) et le module E_{50} (à 50% du déviateur maximal). Ensuite, à partir des relations entre la résistance de pointe et la densité sèche obtenues pour chacun de ces matériaux, on a cherché à établir une relation entre la résistance de pointe et les deux modules issus de l'essai triaxial. Comme le montrent les figures suivantes :

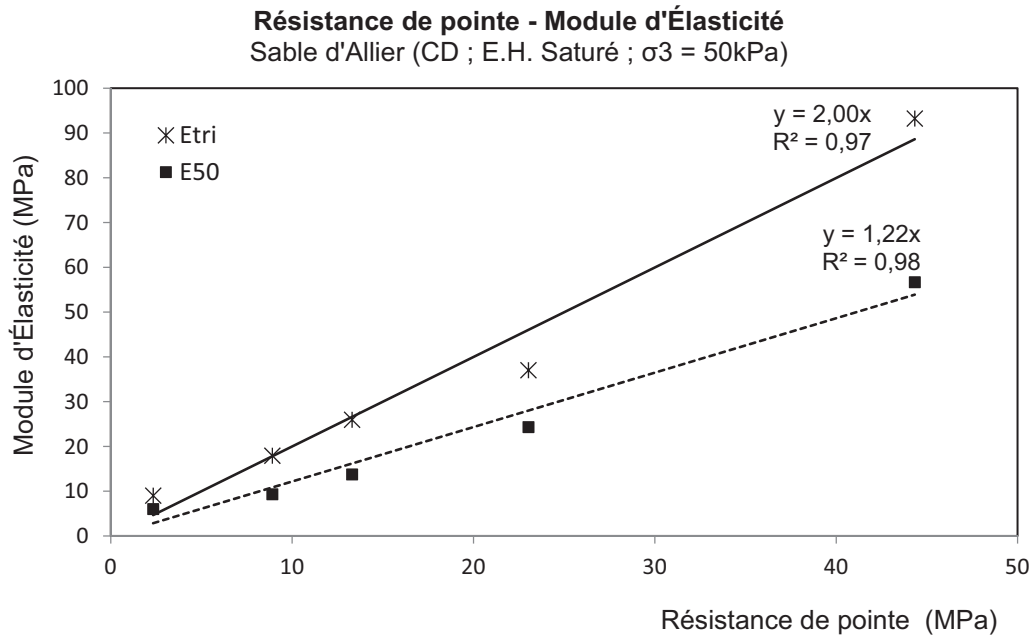


Figure 4-44 Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Sable d'Allier.

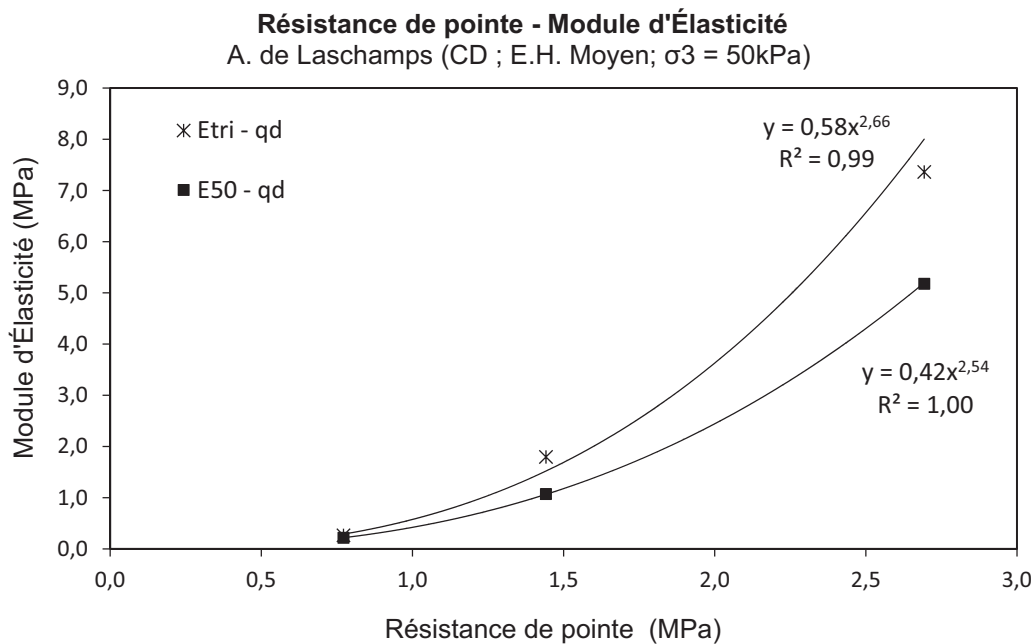


Figure 4-45 Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour l'Argile de Laschamps

Les résultats pour l'Argile de Laschamps montrent une dispersion importante, notamment pour les valeurs de densité plus fortes. Il est possible que le fait d'avoir utilisé des éprouvettes conditionnées à la teneur en eau d'essai puisse avoir une influence sur l'état initial et donc sur les résultats d'essai. La vitesse d'essai utilisée était classique pour un essai CD 0,001 mm/min même si le comportement des argiles rend délicat la conduite de ce type d'essai.

Par ailleurs, comme il a été précisé au paragraphe 4.3.4.3 il y a certainement un effet de la faible précision de la relation entre densité et la résistance de pointe pour les humidités faible à moyennes.

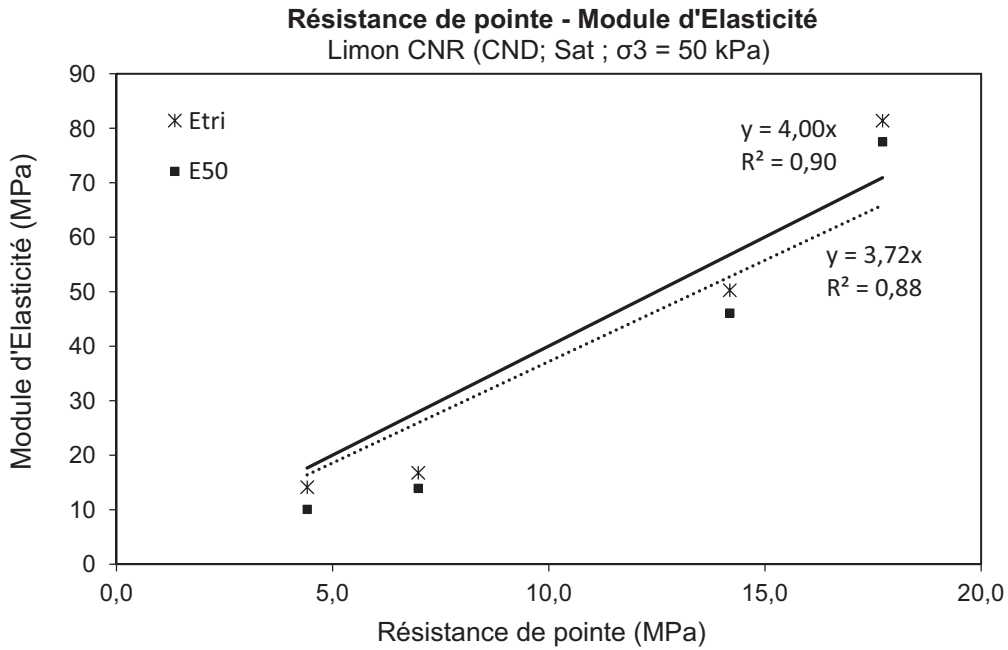


Figure 4-46 - Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Limon CNR, essai CND.

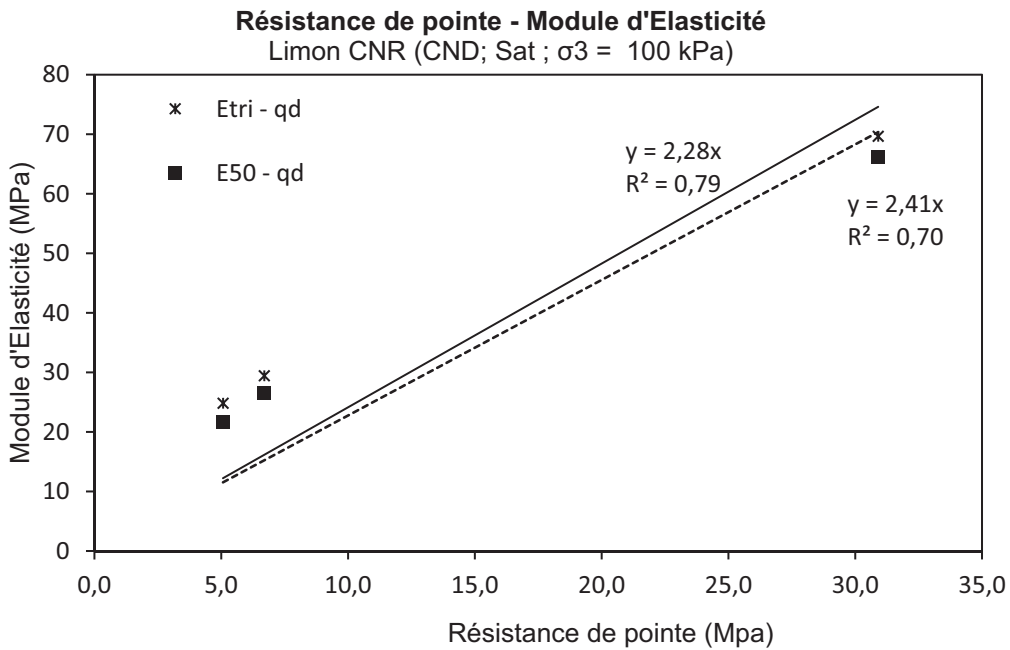


Figure 4-47 - Courbe Résistance de pointe - Module d'Élasticité Triaxial (Etri et E50) pour le Limon CNR, essai CND.

On observe qu'un ajustement linéaire pour exprimer les relations « q_d -E_{tri} » et « q_d -E50 » est possible. Comme pour les modules œdométriques étudiés précédemment, on constate une bonne corrélation entre ces paramètres mécaniques.

Relations Résistance de pointe – Angle de frottement.

Dans le cas des sols purement frottants, l'angle de frottement est un autre paramètre important lors de la modélisation des ouvrages souterrains. On s'intéresse ici à la possibilité d'estimer ce paramètre par corrélation avec l'essai pénétrométrique. Pour ce faire, une série d'essais de cisaillement à la boîte ont été réalisés pour le Sable d'Allier ainsi que pour le Limon CNR. Ce dernier exhibe une cohésion très faible et sera considéré comme un sol purement frottant dans l'état d'humidité M où il est testé.

À partir des essais de cisaillement à la boîte réalisés dans le Sable d'Allier et dans le Limon CNR et des relations « $\varphi_{pic}-\gamma_d$ » (Figure 4-48 et Figure 4-49), on peut trouver des relations entre la résistance de pointe et l'angle de frottement de pic.

Pour les valeurs de densité sèche pour lesquelles des essais de cisaillement ont été effectués, on calcule la résistance de pointe à partir des relations Résistance de pointe – Densité sèche. Ces valeurs sont reliées avec l'angle de frottement correspondant.

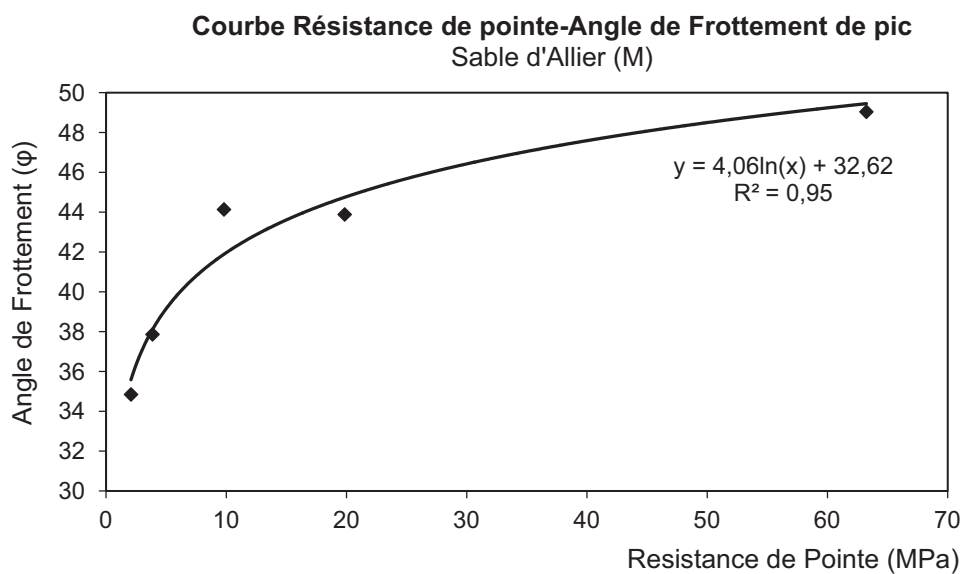


Figure 4-48 - Courbe Résistance de pointe - Angle de frottement de pic, Sable d'Allier.

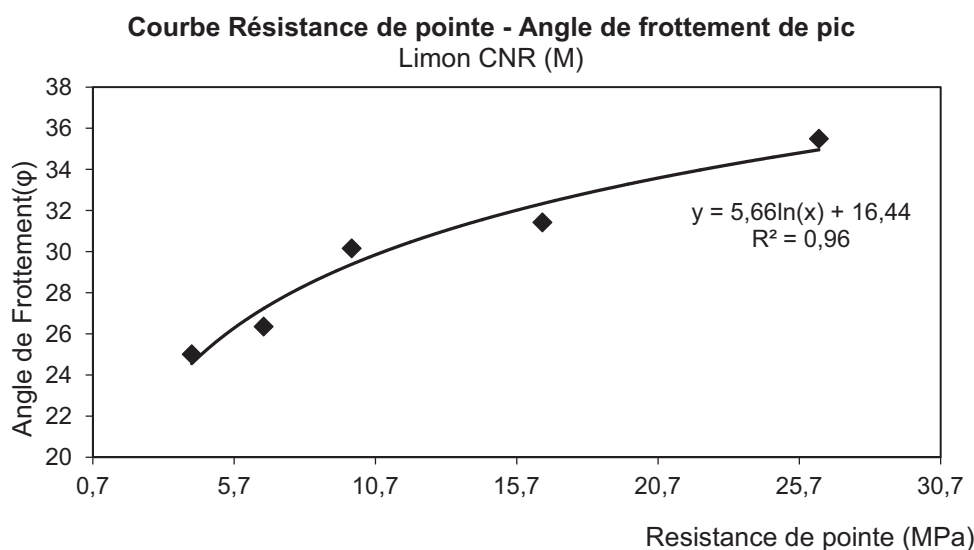


Figure 4-49 - Courbe Résistance de pointe - Angle de frottement de pic, Limon CNR (M).

On peut dire que pour le Sable d'Allier comme pour le Limon CNR, dans un état hydrique moyen, il est possible d'établir un lien entre l'angle de frottement de pic et la résistance de pointe. Cette relation serait de type logarithmique. Des résultats similaires ont été trouvés sur des matériaux sableux par Villavicencio et al. (2011).

Bien que restreintes, ces expériences permettent de montrer qu'à partir des relations entre un paramètre physique (densité sèche) et un paramètre mécanique (q_d) caractérisant un matériau, il est possible d'établir des liens avec les autres paramètres mécaniques tels que un module de déformation et l'angle de frottement.

4.3.4.6 Caractérisation in-situ à l'aide de l'essai pénétrométrique

Dans l'optique d'obtenir une caractérisation des terrains environnants à partir de l'essai pénétrométrique, on a testé la faisabilité de la méthode sur les différentes stations de métro.

La méthodologie proposée cherche à caractériser l'état de l'encaissant à l'extrados du tunnel. Aussi, suite à la réalisation des sondages géoendoscopiques pour caractériser la maçonnerie des ouvrages, on a procédé à l'exécution d'un essai pénétrométrique, permettant de mesurer la résistance de pointe (q_d) (Figure 4-50) sur une profondeur de l'ordre de 1 m derrière la structure. Au total, 25 essais ont été réalisés sur 4 stations.

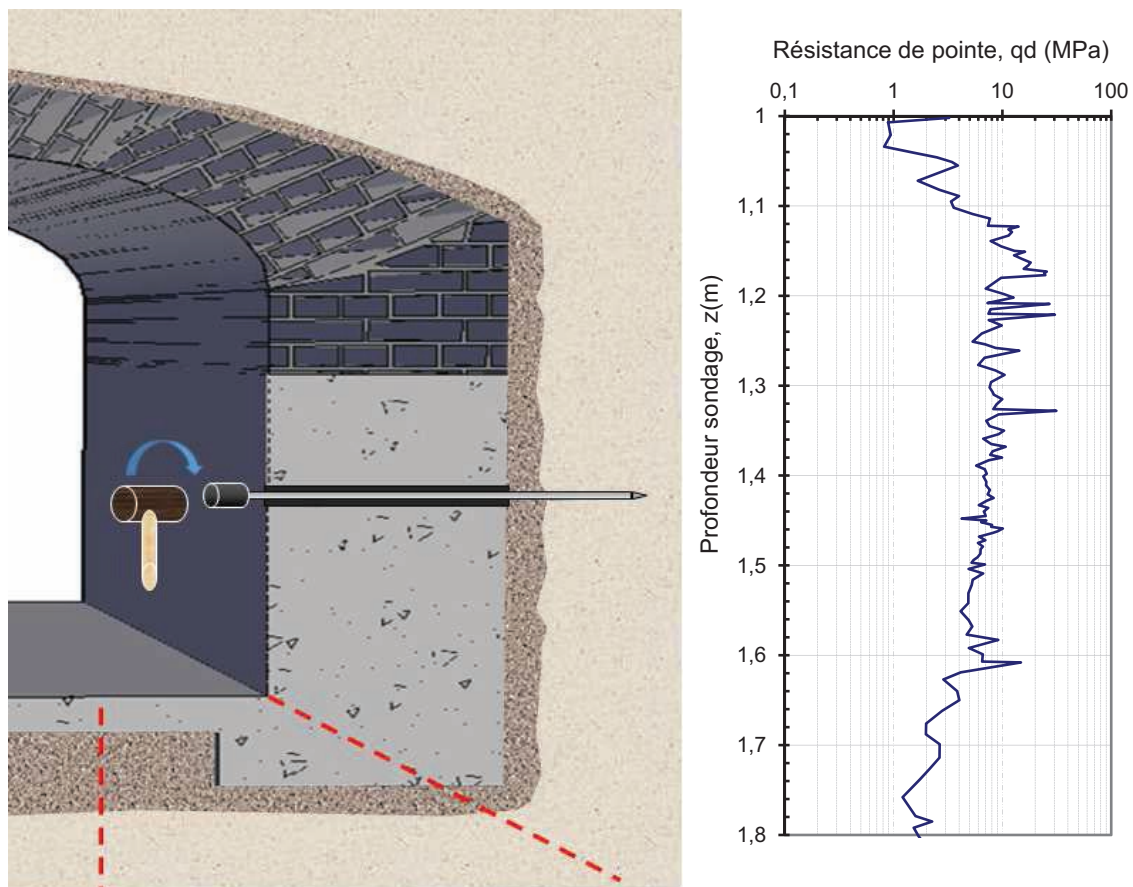


Figure 4-50 Schéma de réalisation des sondages pénétrométriques et pénétrogramme obtenu lors d'un essai Panda 2 in-situ.

L'intérêt de l'essai proposé est qu'il peut être réalisé rapidement et qu'il fournit un grand nombre de données (en moyenne une valeur de résistance tous les cm en profondeur). Cette finesse d'acquisition des données permet d'envisager une analyse de la variabilité des caractéristiques des matériaux. Dans cette optique, une analyse statistique des données des pénétrogrammes permet de déterminer la valeur moyenne de q_d et la distribution des valeurs.

L'analyse a été réalisée à trois échelles : à l'échelle de la station, à l'échelle d'une zone auscultée ou d'un panneau et à l'échelle du sondage. On s'intéresse à la mesure de la résistance et aussi à l'obtention du module d'élasticité par le biais des relations empiriques obtenues précédemment dans ce chapitre.

Le Tableau 4-8 montre les valeurs moyennes de q_d obtenues par station :

Pasteur				
Sondage	moyenne de q_d (MPa)	écart-type	Matériau	Etat hydrique
S16	20	6,6	Sableux	Sec
S20	12	2,3	Argileux	Sec
S21	17	2,6	Argileux	Sec
S30	15	3,5	Argileux	Sec
S35	21	4,9	Argileux	Sec
moyenne station	18,5	3,3		
Champs de Mars				
Sondage	moyenne de q_d (MPa)	Ecart-type	Matériau	Etat hydrique
C1	1,1	0,5	Sableux	Humide
F1	1,5	0,5	Sableux	Humide
F2BIS	0,9	0,4	Sable-limoneux	Humide
F2	1,5	0,2	Sableux	Humide
F4	7,6	2,5	Sableux	Sec
F5	8,25	2,1	Sableux	Sec
F6	2,3	0,7	Sableux	Sec
Moyenne station	6,7	3,2		
Europe				
Sondage	moyenne de q_d (MPa)	écart-type	Matériau	Etat hydrique
C1	8	2,7	Sableux	Humide
C2	19	7,9	Sableux	Humide
F1	7	2,5	Sableux	Humide
F2	5	2,3	Sableux	Humide
F3	14	6,3	Sableux	Humide
F4	18	1,8	Sableux	Humide
F5	12	5,2	Argileux	Humide
moyenne station	13,0	3,1		

Porte de Lilas				
Sondage	moyenne de q_d (MPa)	écart-type	Matériau	Etat hydrique
S2	15	4,4	Argileux	Humide
S6	18	6,7	Limoneux	Très humide
S7	17	5,2	Limoneux	Humide
S8	14	3,6	Argileux	Humide
S10	17	5,2	Argileux	Humide
S11	15	4,4	Argileux	Très humide
S12	11	3,7	Argileux	Humide
moyenne station	15,5	5,3		

Tableau 4-8 Valeurs de q_d obtenues lors d'essais in-situ dans différentes stations

La Figure 4-51 montre les distributions obtenues par station. On observe que celles-ci sont de type log-normale et normal.

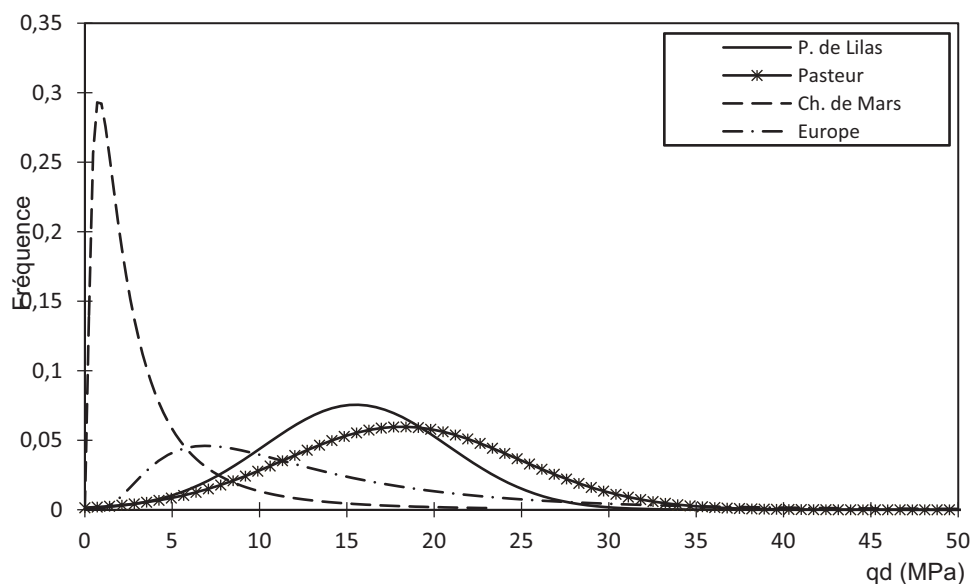


Figure 4-51 Lois de distribution de q_d par station

Les résultats montrent que pour l'ensemble des stations du réseau, on peut obtenir de grandes variations de résistances de pointe. Ces résultats sont confirmés si on effectue une analyse des variations des résistances de pointe à l'échelle d'une station en comparant les distributions de résistance obtenues pour chaque sondage. La Figure 4-52 montre les résultats obtenus pour la station Pasteur. Il a été observé que les distributions sont de type normal à l'échelle du sondage. Les valeurs moyennes oscillent entre 12 et 22 MPa.

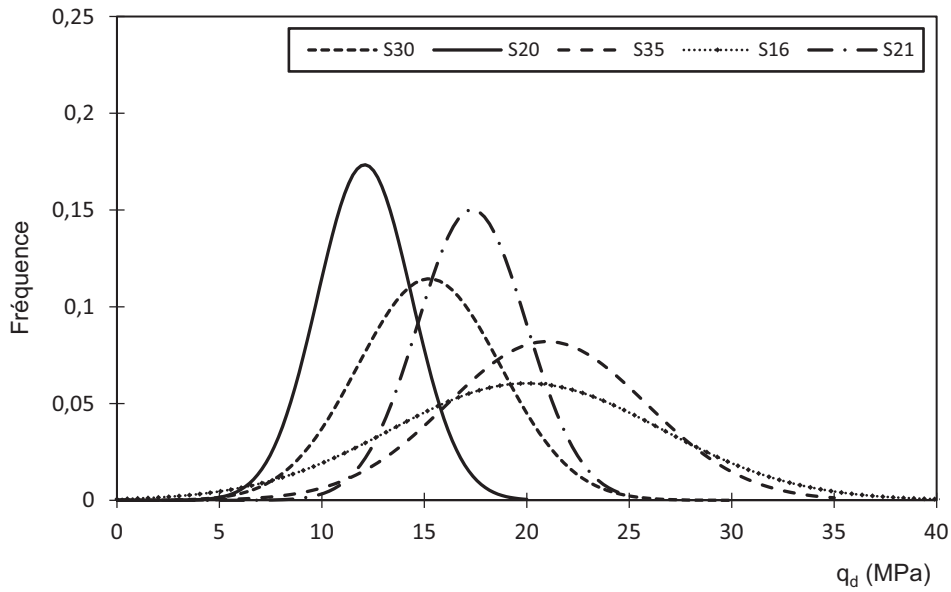


Figure 4-52 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Pasteur

La Figure 4-53 montre les résultats obtenus pour la station Europe. On observe que les distributions de q_d sont de type normal à l'exception du sondage F4. Les sondages dont les valeurs de q_d sont plus faibles (C1, F1 et F2) montrent un écart-type très réduit, au contraire les sondages comportant des résistances plus grandes sont associés à une plus grande dispersion.

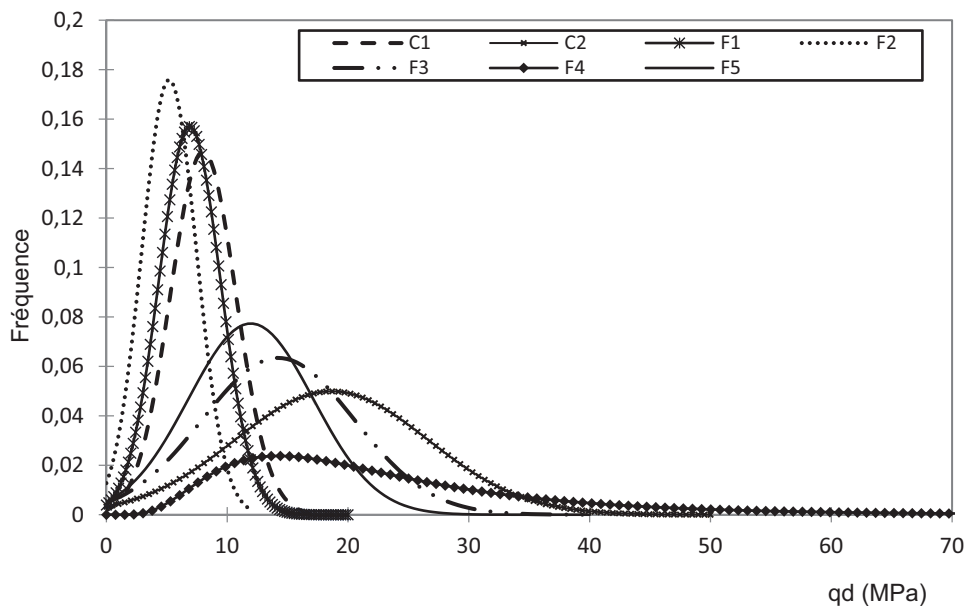


Figure 4-53 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Europe

Sur la station Europe, sachant que les matériaux et l'état hydrique est identique pour tous les sondages à l'exception du sondage (F5), on a cherché à étudier si ces variations avaient un lien avec la position des sondages par rapport à un panneau déterminé ou sa position dans la station.

Pour étudier l'évolution de la résistance selon la position des sondages, on a comparé les distributions par voisinage. La Figure 4-54 montre la position des sondages sur le plan de la station.

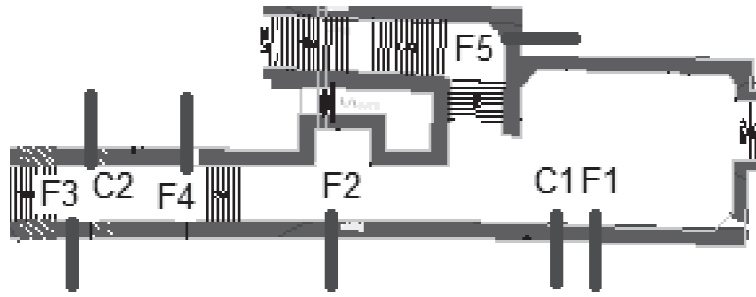


Figure 4-54 Plan d'implantation des sondages station Europe

On remarque que les sondages se trouvant sur un même mur (C1, F1 et F2) montrent une distribution assez proche malgré leur distance (moyenne et écart-type similaires) (Figure 4-55). Un second regroupement peut être constitué par les sondages (C2, F3 et F4), il est intéressant de voir que deux sondages implantés sur des cotés opposés du souterrain (C2 et F3) montrent de résistances bien proches. On constate donc qu'à l'échelle d'une station et même si le matériau est relativement homogène, on peut également avoir de fortes variations des résistances de pointes.

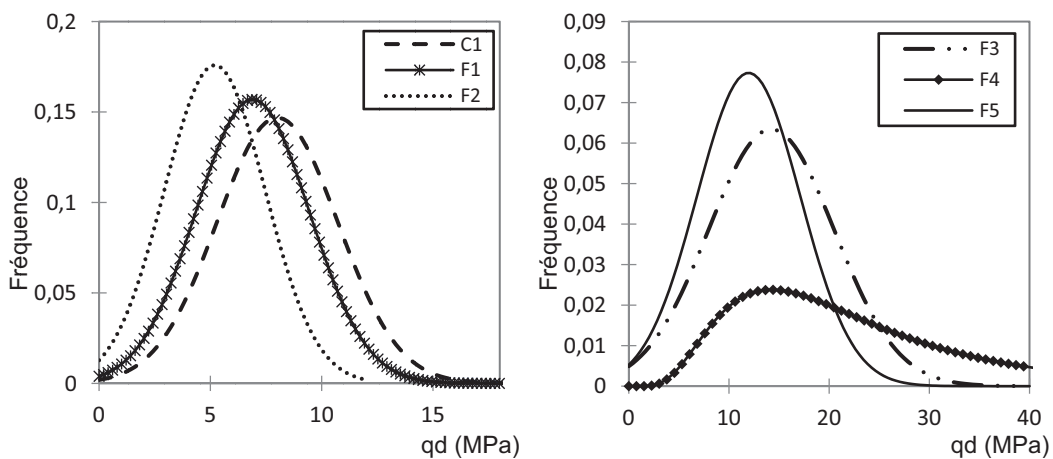


Figure 4-55 Comparatif de lois de distribution des sondages par voisinage (station Europe)

Les résultats obtenus pour l'analyse de la station Porte de Lilas (Figure 4-56) montrent une bonne homogénéité au niveau de la station.

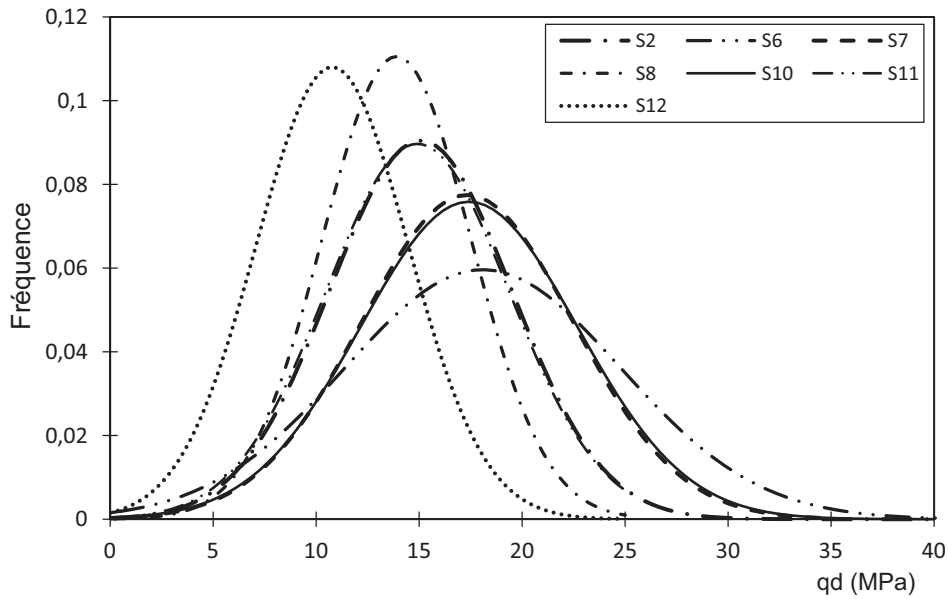


Figure 4-56 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Porte de Lilas

Cette homogénéité peut s'expliquer par le fait que les matériaux et leur état hydrique sont similaires.

Dans un tel cas, il est possible d'établir une loi de distribution de la résistance de pointe et du module (à partir des relations développées précédemment) à l'échelle de la station. La Figure 4-57 montre les résultats obtenus en utilisant les données de tous les sondages sur une profondeur de 0 à 0,4 m.

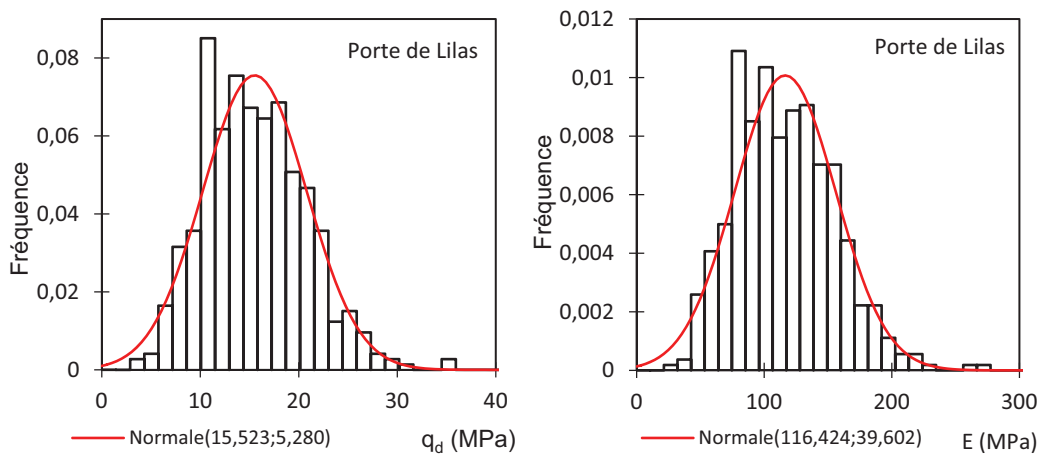


Figure 4-57 Distribution de q_d et de E pour la station Porte de Lilas

Dans le cas de la station Champs de Mars, la Figure 4-58 compare les distributions obtenues pour les 6 sondages.

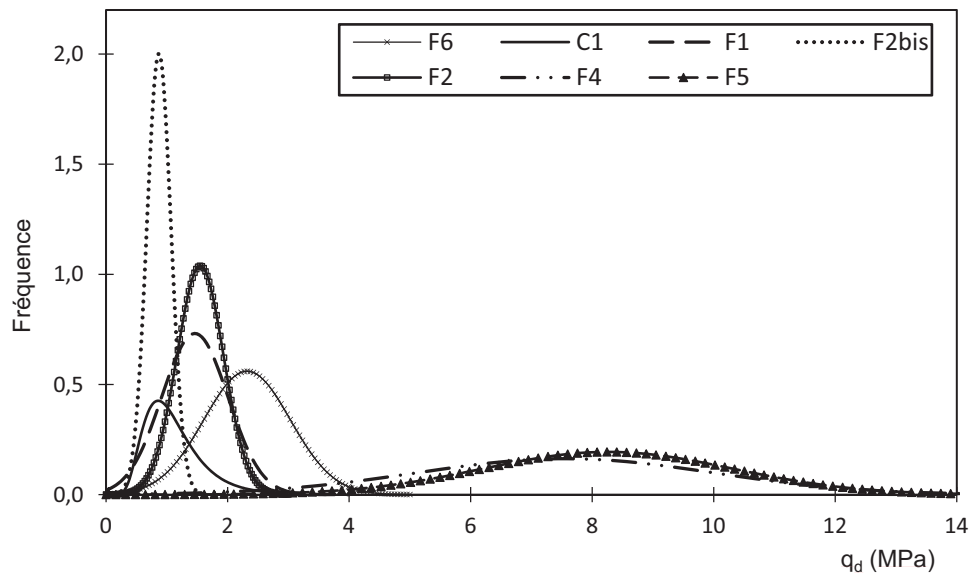


Figure 4-58 Lois de distribution de q_d pour chaque sondage de la station Champs de Mars

On constate des différences importantes entre les différents sondages analysés.

Une analyse des valeurs globales de résistance de pointe n'est pas suffisante si elle n'est pas couplée avec une analyse des matériaux composant l'encaissant et/ou de leur état hydrique. Dans le cas de cette station, le type de matériau est le même pour l'ensemble des sondages. Ainsi l'écart des mesures semble lié à l'état hydrique et à la compacité de l'encaissant.

La Figure 4-59 montre une analyse des distributions en fonction de l'état hydrique. Ainsi on observe deux regroupements : le premier correspondant à l'état hydrique sec (F4+ F5+F6) dont la résistance de pointe est plus importante ; le deuxième est celui de l'état hydrique humide (C1+F1+F2+F2Bis) avec une résistance moyenne (q_d) proche de 1 MPa.

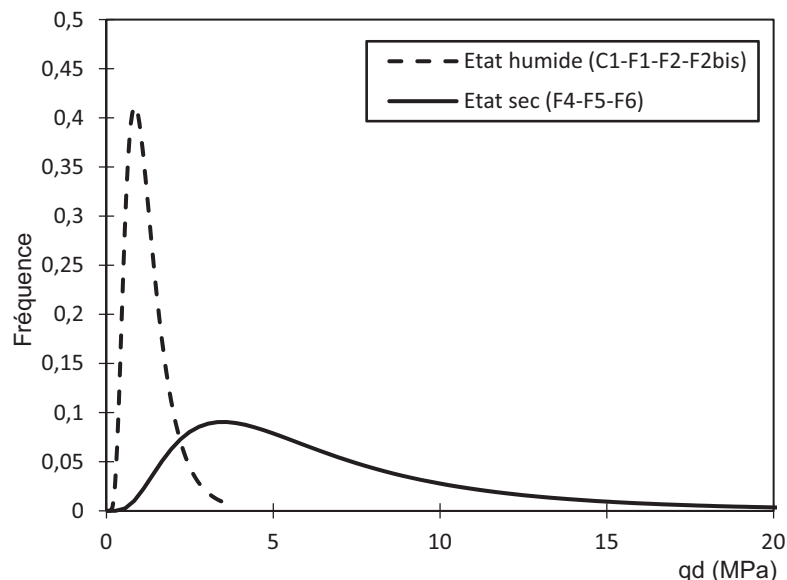


Figure 4-59 Distribution de q_d en fonction de l'état hydrique des matériaux rencontrés, sondages station Champs de Mars

Un autre phénomène peut également être observé. En effet, on constate que pour certains sondages le pénétrogramme permet de mettre en évidence la présence d'une couche d'interface (entre la fin de la structure et une couche d'encaissant plus compacte). Cette couche s'étend sur quelques dizaines de centimètres. Une analyse séparée des distributions des valeurs de résistance pour chacune de ces couches et l'utilisation des relations liant la résistance au module permet d'estimer la distribution des valeurs du module d'élasticité pour la couche d'interface et pour l'encaissant situé derrière (figures 4-60 et 4-61).

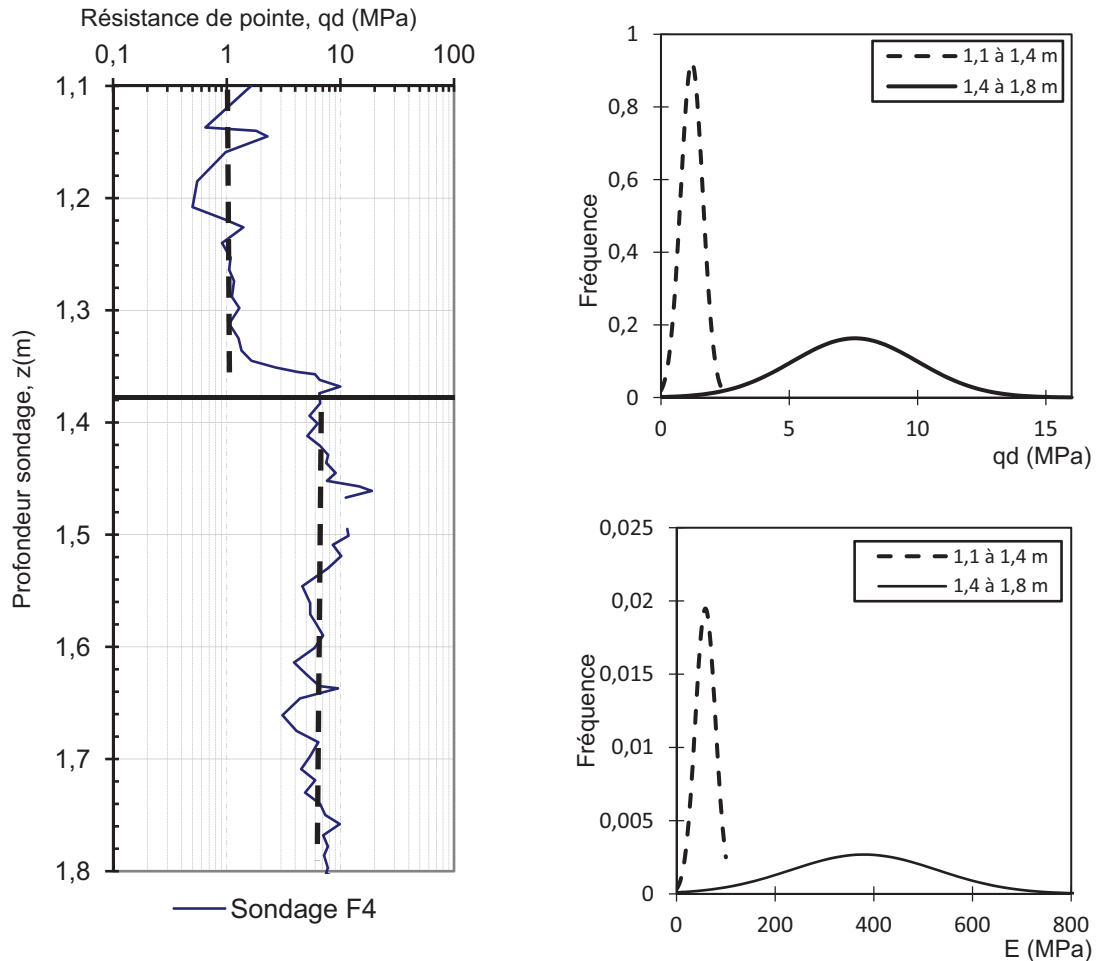


Figure 4-60 Pénétrogramme et définition des couches en fonction de q_d et lois de distribution de q_d et de E par couche (Sondage F4, station Champs de Mars)

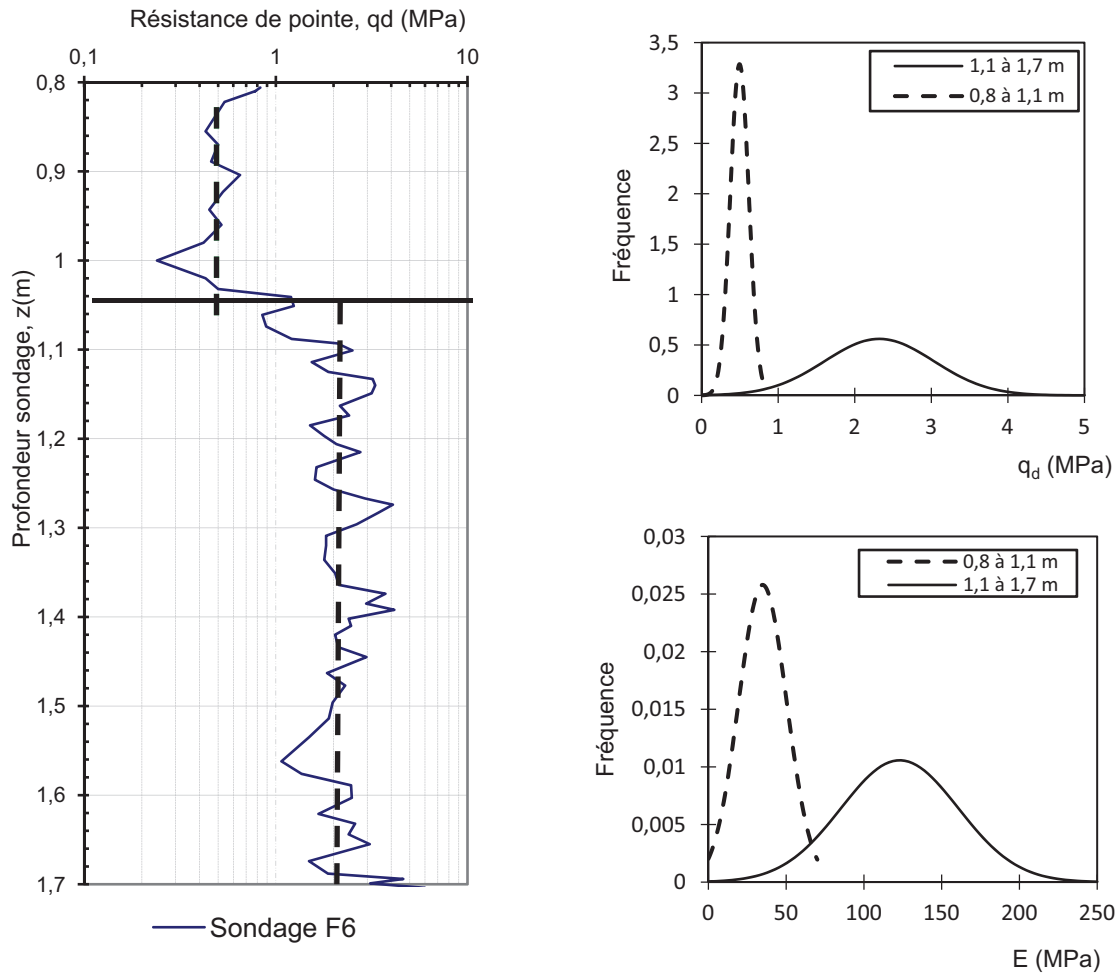


Figure 4-61 Pénétrogramme et définition des couches en fonction de q_d et, lois de distribution de q_d et de E par couche (Sondage F6, station Champs de Mars)

Ainsi à partir de l'analyse des sondages pénétrométriques il est possible d'obtenir une caractérisation mécanique de l'interface entre le contact et l'encaissant lorsque celle-ci se différencie des caractéristiques de l'encaissant. Cette possibilité est intéressante puisqu'elle permet de mieux caractériser la zone d'interface qui constitue une zone influençant fortement le comportement de ces ouvrages.

L'analyse des essais in-situ nous a permis de tester la méthodologie de caractérisation de l'encaissant à partir des essais pénétrométriques. Il a été observé que la variabilité pouvait être étudiée à différentes échelles et que les résultats pouvaient varier plus ou moins en fonction du site et des matériaux rencontrés.

Grâce au couplage des essais pénétrométriques et endoscopiques qui permettent une caractérisation des matériaux en présence, il est possible au moyen de l'utilisation de relations empiriques déterminées sur des matériaux modèles d'estimer la distribution des valeurs du module dans l'encaissant.

Finalement, les résultats obtenus montrent qu'il est possible pour une station construite au sein d'un matériau homogène dans un état hydrique déterminé, de mesurer la distribution des valeurs de résistances pénétrométriques et d'estimer la distribution des valeurs du module E.

Du fait de la « résolution » d'acquisition des mesures du pénétromètre léger, nous avons aussi montré qu'il est possible grâce à cette méthode d'auscultation, d'estimer les caractéristiques de la zone d'interface structure /encaissant, zone particulièrement influente sur le comportement des ouvrages enterrés.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la possibilité de caractériser l'encaissant à partir d'essais pénétrométriques. Cette caractérisation consiste notamment à l'étude des paramètres de déformabilité des sols sous certaines conditions, notamment une bonne connaissance des propriétés physiques des matériaux et de l'état hydrique.

Une partie expérimentale en laboratoire, à partir d'essai en moule de calibration sur 5 matériaux étudiés pour différents états de serrage et différentes teneurs en eau a permis de valider l'existence d'une relation linéaire entre les valeurs du module de déformation et la résistance de pointe obtenue par l'essai pénétrométrique. Les résultats obtenus ont montré que pour un matériau donné et pour un état hydrique donné, il est possible d'établir une relation entre ces deux paramètres par le biais de la densité sèche. Ces résultats confirment les résultats proposés par différents auteurs (Sanglerat, Laréal, & Giell, 1969) (Chaigneau, 2001) (Mohammadi, Nikoudel, & Khamehchiyan, 2008).

On propose donc de généraliser ces relations aux différents types de sols, pour lesquels la relation entre ces paramètres de résistance (q_d) et le niveau de densité a déjà été étudié (Chaigneau, 2001). Pour ce faire, il est nécessaire d'établir ces relations module/densité sèche sur un ensemble de sols représentatifs et couvrant l'ensemble de la gamme de sols existants dans la nature. L'obtention des relations sur les sols stockés dans la banque de sol de l'Institut Pascal (Chaigneau, 2001) permettra déjà de couvrir un grand panel de matériaux différents.

Comme nous l'avons souligné, cette caractérisation mécanique n'est possible que sous l'hypothèse de connaître les matériaux en présence et leur état hydrique. Pour cela, il est nécessaire de coupler les essais pénétrométriques à des essais de caractérisation en place. Dans le domaine d'application étudié dans ce travail (ouvrages enterrés en service), on propose d'obtenir ces informations à partir de l'essai géoendoscopique. En effet, cet essai est bien adapté aux contraintes de ces ouvrages (accessibilité, variabilité, non destructif) et permet une caractérisation des matériaux en place et une estimation de l'état hydrique (Breul 2006, Haddani 2009). Il constitue donc une bonne complémentarité à l'essai pénétrométrique léger dans ce type d'application.

Les essais réalisés in situ dans 4 stations du métro parisien, ont montré la bonne adaptabilité de cette technique et ont permis également de mettre en évidence son intérêt pour estimer la variabilité spatiale des caractéristiques mécaniques à l'échelle d'une section d'ouvrage ou de l'ouvrage. L'estimation de cette variabilité est intéressante puisqu'elle permet d'obtenir, au moyen des relations définies précédemment entre la résistance de pointe et le module, les lois de distribution du module au sein de l'encaissant et dans les différentes couches de sol. Ces informations pourraient à terme permettre de développer des méthodes de maintenance basées sur la fiabilité.

Une perspective intéressante est l'étude du module pénétrométrique E_{p3} , mesuré directement durant l'essai pénétrométrique. En effet, ce module semble bien corrélé avec les modules élastiques des sols. Mais un nombre limité d'essais exploitables, notamment lié au fait qu'il s'agit d'un appareil en cours de développement, empêche de tirer pour l'heure des interprétations et conclusions plus complètes.

Bibliographie du Chapitre 4

Arbaoui, H. Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Thèse, Clermont-Ferrand : Université Blaise Pascal. (2003)

Atkinson, J.H., Richardson, D. et Stallebrass S.E. Effect of recent history on the stiffness of overconsolidated soil. *Geotechnics*, N° 40, pp.531 - 540. (1990)

Benz, M. Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse, Clermont-Ferrand : Université Blaise Pascal - Clermont II. (2009)

Borel, S., Reiffsteck, P. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Paris: Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées. (2006)

Braja, M. Principles of geotechnical engineering . 5th ed.. Thompson. (2008)

Breul, P. et Gourves, R., In field soil characterization: approach based on texture image analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 1, N°132, pp.102-107. (2006)

Chaigneau, L. Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse, Clermont-Ferrand : Université Blaise Pascal Clermont II. p. 204. 2001

Coster J. et Sanglerat G. Cours pratique de mécanique des sols: plasticité et calcul des tassements. ed. Bordas. Paris. pp.283. (1981)

Haddani Y., Breul P., Bonton P., Gourvès R., Learning Method for In-Situ Soil Classification Based on Texture Characteristics. (2009)

Hardin, B. O., et Black W.L. Elastic wave velocities in granular soils. Ed. ASCE. *Journal of Geotechnical Engineering Division* Vol. 89, N° 1, pp.33 - 65. (1963)

Hicher P. et Shao J. Elastoplasticité des sols et des roches. Ed. Lavoisier. Paris. (2002)

Homsy. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols en petites déformations. Thèse , Paris: Ecole Centrale de Paris. (1986)

Jardine, R., M. Symes, et Burland J. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Geotechnique* Vol. 34, N° 3. Pp.323-340. (1984)

Lo Presti, D., Pallara, O., Lancellota R., Armandi, M., et Maniscalco R. Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 16, N° 4, pp.409-424. (1993)

Magnan J-P., et Mestat., Lois de comportement et modélisation des sols » ed. Techniques de l'ingénieur. pp.23. (1997)

Mohammadi, S.D., Nikoudel, M.R. et Khamehchiyan, M., Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils. *Engineering Geology*, N°101, pp.195 - 203. (2008)

Nguyen, P. Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. Thèse, Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (2008).

Reiffsteck, Ph. Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols: état de l'art. Symposium International: Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques. Ed. PARAM. pp. 201-242. (2002)

Roscoe, K.H., Schofield, A.N. et Worth, C.P. On the yielding of soils, *Geotechnique*, Vol. 8, No. 1. (1958)

Sanglerat, G., Laréal, P., et Giell, J., Correlations between in-situ penetrometer test and the compressibility characteristics of soils. Conference sur les essais in-situ dans les sols et les roches. Londres. (1969)

Thepot, O. Prise en compte des caractéristiques en petites déformations dans le sol dans l'étude du comportement de collecteurs enterrés. Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (2004)

Villavicencio, G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D. et Espinace, R. Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 29, No. 6, pp. 1073 - 1084. (2011)

Chapitre 5 : Proposition d'une nouvelle méthodologie de diagnostic

L'un des problèmes récurrents des méthodes de diagnostic est qu'elles se basent la plupart du temps sur des données qualitatives. L'intérêt de la méthode que nous proposons dans le cadre de ce travail réside dans le fait de récolter différentes informations quantitatives sur l'état de l'ouvrage. L'obtention de ces informations ne résout pas le problème complexe d'établir un diagnostic de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage. Le diagnostic doit permettre à partir d'une analyse couplée des différentes données (qualitatives, quantitatives et expertes) en notre possession, d'établir une notation permettant de qualifier l'état de l'ouvrage à un instant « t ». L'objectif final étant de permettre au gestionnaire de l'ouvrage de qualifier l'état de l'ouvrage mais également de pouvoir comparer quantitativement différents ouvrages entre eux en vue ensuite de pouvoir mieux organiser et prioriser sa politique de maintenance.

Dans les chapitres précédents, l'adaptabilité et l'intérêt des différents outils proposés dans la méthode d'auscultation ont été étudiés. Cependant, chacun de ces outils fournit une information renseignant sur une caractéristique de l'ouvrage.

La finalité de ce travail est de fournir une qualification de l'état de santé de l'ensemble de l'ouvrage. Pour cela, il est donc nécessaire d'établir une méthode de notation capable d'agrèger et intégrer les différents paramètres caractéristiques de l'état de l'ouvrage.

Ce chapitre se focalisera sur l'agrégation des informations au niveau d'un panneau de reconnaissance pour fournir un indice « local » d'état. L'obtention d'une note finale de la section d'ouvrage ou de l'ouvrage, intégrant les notes attribuées aux panneaux, les expertises et les notes de visite RATP est l'objet d'un autre travail mené dans le prolongement de celui-ci.

5.1 Objectifs

Le comportement d'un ouvrage maçonné est fonction de l'interaction de ces différents composants. Un ouvrage souterrain est composé de trois composants principaux : la structure du revêtement, le terrain encaissant et l'interface de contact entre ces deux derniers.

Dans les deux chapitres précédents, on a montré qu'il était possible d'obtenir une caractérisation de ces composants sur la base de l'utilisation de différents outils regroupés dans une méthodologie d'auscultation. Les différentes techniques ont montré leur adaptabilité au contexte des ouvrages souterrains ainsi que leur capacité à fournir des informations nécessaires à l'établissement d'un diagnostic de l'ouvrage. Ces données ont jusqu'à présent fait l'objet d'analyses indépendantes. Il est donc nécessaire de définir une méthode d'agrégation des données permettant la mise en place d'un système d'évaluation de l'ouvrage.

L'objectif de ce chapitre est de définir un système de notation pour un panneau de reconnaissance par agrégation des résultats de l'auscultation in situ. Cette notation doit permettre d'actualiser la notation obtenue pour ces ouvrages lors des différentes campagnes de reconnaissance et de diagnostic classiques.

5.2 Proposition d'un système de notation

L'objectif est de définir une méthodologie d'agrégation des données issues des différents outils d'auscultation en vue de dégager une note de la portion d'ouvrage auscultée.

Pour cela, il est nécessaire de donner une interprétation à ces mesures. Comme cela a été précisé auparavant, nous ne nous intéressons ici qu'à la notation d'un panneau où la méthodologie d'auscultation proposée dans le cadre de ce travail est appliquée. L'intégration de cette note et la prise en compte des notes de visites attribuées par ailleurs par les contrôleurs RATP en vue d'obtenir une note globale d'un couloir ou d'une station sera réalisée dans un autre travail mené dans le prolongement de celui-ci.

Avant de présenter le système de notation d'un panneau mis en place, nous allons brièvement rappeler le déroulement de la méthode d'auscultation ainsi que les paramètres obtenus par cette méthode.

Suite aux études menées durant ce travail, la nouvelle méthodologie d'auscultation des couloirs des stations proposée se déroulera de la manière suivante (Figure 5-1) :

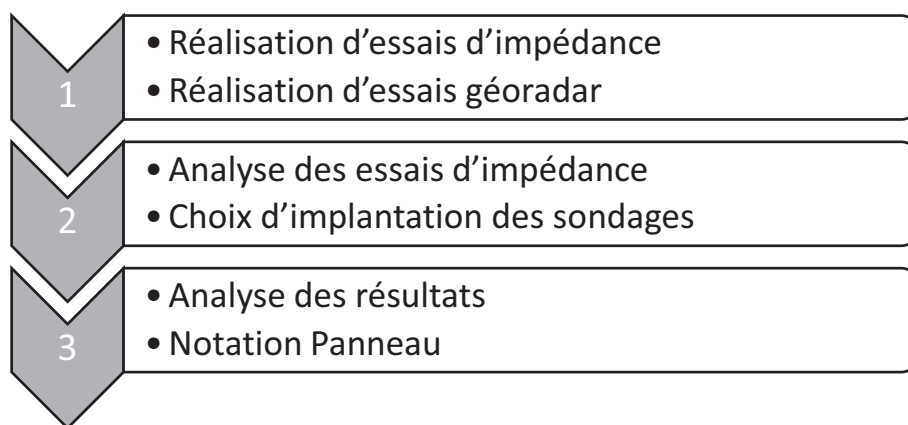


Figure 5-1 Schéma d'application de la méthode d'auscultation

1. Choix d'implantation des panneaux d'auscultation au sein des stations (Figure 5-2) (une étude en vue d'optimiser l'implantation de ces panneaux est en cours de réalisation et n'est pas l'objet de ce travail)
2. Pour chaque panneau, réalisation des essais d'impédance avec un maillage de 1 par 2m (Figure 5-2Figure 5-3) et de 3 profils géoradar avec une antenne d'une fréquence de 400 Hz. A partir des mesures d'impédance, une cartographie du paramètre « Pente*Mobilité » par interpolation entre les différents points de mesure est effectuée (Figure 5-3). Cette cartographie permet de repérer l'épaisseur saine (e_1) de la maçonnerie.

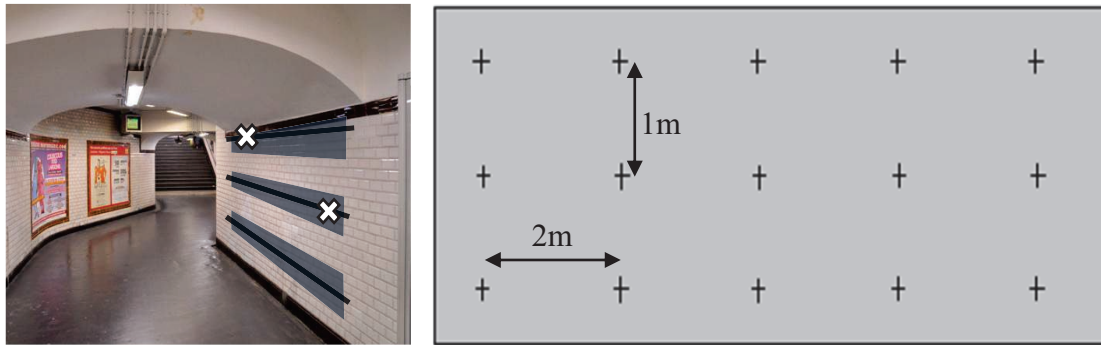


Figure 5-2 Définition d'un panneau d'analyse, points et profils d'essais d'impédance et géoradar

3. A partir de l'analyse de la cartographie d'impédance, 2 forages de faible diamètre (22mm) sont réalisés dans la maçonnerie. Le choix de leur implantation se fera dans 2 zones du panneau ayant des caractéristiques d'impédance différentes. A partir de ces forages, 2 essais au pénétromètre dynamique léger et 2 essais géoendoscopiques sont réalisés au sein de la maçonnerie et du terrain encaissant jusqu'à une profondeur de 1 m dans ce dernier.

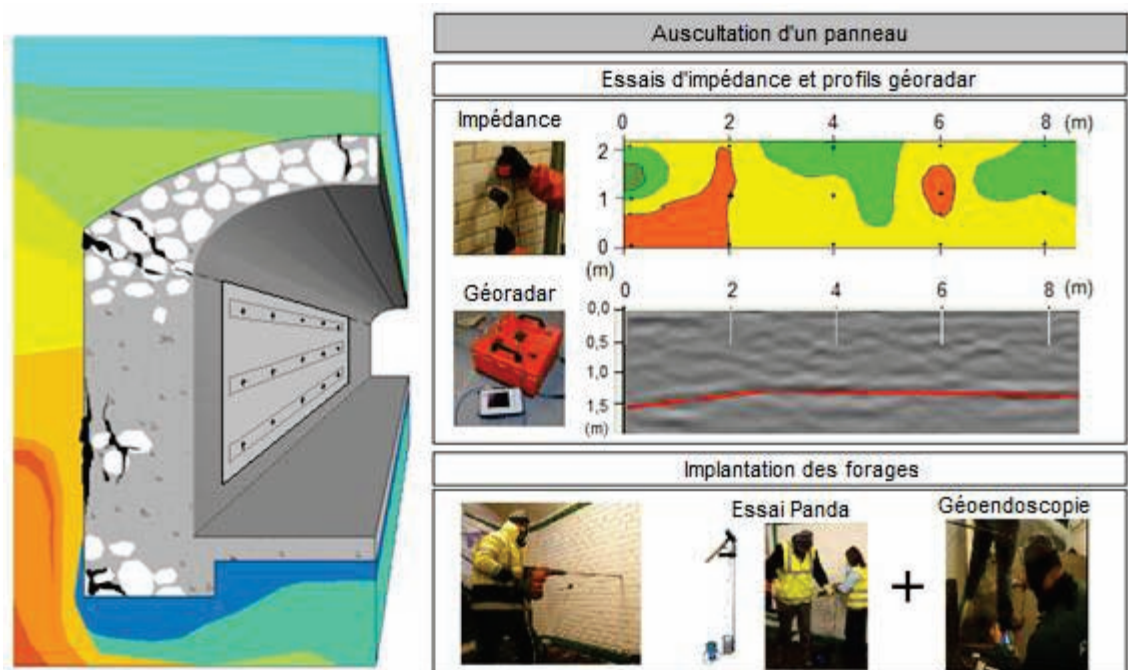


Figure 5-3 Les différentes étapes de la méthode d'auscultation sur un panneau.

A partir des essais géoendoscopiques, l'état de fissuration de la maçonnerie est analysé et les épaisseurs saine (e_1), dégradée (e_2) et désagrégée (e_3) sont déterminées à l'échelle du sondage. L'état du contact (présence de contact ou non) structure/encaissant est également analysé à partir des images acquises et une caractérisation des matériaux de l'encaissant et de leur état hydrique est effectuée. A partir des données pénétrométriques et géoendoscopiques, une estimation des modules du (des) sol(s) encaissant(s) sera réalisée ainsi qu'une évaluation de leur variabilité à l'échelle du panneau.

4. Finalement, l'interprétation des mesures au radar est réalisée sur le panneau en vue de déterminer, grâce à la calibration de la constante diélectrique au moyen des essais endoscopiques, l'épaisseur effective de la maçonnerie ($e_{\text{eff}} = e_1 + e_2$) à l'échelle du panneau.

5.2.1 Notation d'un panneau

La notation doit renseigner sur l'état et l'interaction des différents composants de la partie de l'ouvrage étudié. La notation d'un panneau sera faite sur la base de l'agrégation des différentes données issues de l'auscultation sur site.

Afin d'être en concordance avec les notes attribuées aux défauts relevés par les visiteurs RATP lors de leur visite d'inspection, on a défini une échelle de notation du panneau allant de 1 à 7 (1 état excellent et 7 état critique - intervention immédiate). Par la suite, on définit les différents paramètres qui sont pris en compte dans le système de notation ainsi que les différents critères définis pour établir la notation globale du panneau.

5.2.1.1 Paramètres pris en compte pour l'évaluation d'un panneau

Les paramètres pris en compte pour la notation d'un panneau sont :

✓ Paramètres de la maçonnerie et d'état du contact

e_1 : épaisseur non fissurée de la maçonnerie, valeur ponctuelle obtenue à partir des essais géoendoscopiques et globalisée à l'échelle du panneau à partir de la cartographie des valeurs de Pente*Mobilité de l'essai d'impédance.

e_2 : épaisseur de maçonnerie dégradée définie localement à partir de l'analyse des sondages par géoendoscopie et à l'échelle du panneau à partir des mesures géoradar.

e_{eff} : Epaisseur effective de la maçonnerie (épaisseur de maçonnerie participant réellement à la structure du revêtement, $e_{\text{eff}} = e_1 + e_2$) définie à partir du profil géoradar.

C : L'état du contact sera évalué ponctuellement à partir des essais géoendoscopiques.

✓ Paramètres de l'encaissant

Identification : nature des terrains rencontrés par analyse d'images.

Etat hydrique : estimation de l'état hydrique par analyse géoendoscopique.

Etat de compacité, estimation du module et variabilité: évaluation de la compacité et des modules par le biais de l'analyse couplée des essais endoscopiques et des valeurs de la résistance de pointe (q_d) mesurée à l'essai pénétrométrique léger.

5.2.1.2 Evaluation de l'épaisseur de la maçonnerie

Pour évaluer l'épaisseur de la maçonnerie, on propose de comparer la valeur de la partie saine (e_1) et de la zone dégradée (e_2) avec l'épaisseur totale initiale de la maçonnerie. La somme des épaisseurs e_1 et e_2 nous fournit l'épaisseur effective e_{eff} de la maçonnerie pour chaque point de mesure. Cette épaisseur effective doit être comparée à la valeur de l'épaisseur totale (ET) considérée comme l'épaisseur de construction et obtenue au moyen de la géoendoscopie ou des plans des ouvrages.

On définit trois seuils distincts en fonction du rapport entre ces deux épaisseurs en chaque point de mesure:

1. $e_1+e_2 > \frac{2}{3} \text{ ET}$: c'est le cas le plus favorable. Considérant que les ouvrages anciens étaient largement surdimensionnés, on accepte qu'une partie de la maçonnerie ne participe plus à la résistance structurelle de l'ouvrage sans pour autant avoir de grandes conséquences pour le comportement global de l'ouvrage.
2. $\frac{1}{2} \text{ ET} < e_1+e_2 < \frac{2}{3} \text{ ET}$: la maçonnerie se montre relativement altérée et l'épaisseur dégradée est plus importante.
3. $e_1+e_2 < \frac{1}{2} \text{ ET}$: dans ce cas on considère qu'une partie importante de l'épaisseur de la maçonnerie est altérée. Si cette valeur limite est atteinte, la notation ne prendra pas en compte de l'état de l'encaissant ni du contact. La note attribuée reflétera l'état de la structure et le caractère urgent de la nécessité d'intervention.

Les valeurs des seuils choisies ($\frac{2}{3}\text{ET}$ et $\frac{1}{2}\text{ET}$) ont été définies à partir de retours d'expertise et de travaux de modélisation. Ces valeurs pourront être affinées à l'avenir en fonction des résultats plus précis concernant l'étude du comportement de ces structures notamment à partir de travaux de modélisation.

5.2.1.3 Evaluation de l'état du contact

L'évaluation de l'état du contact sol-structure est faite de façon binaire, sur la base de l'évaluation locale réalisée à partir de l'analyse géoendoscopique.

Ainsi sur un panneau, le classement sera divisé en trois possibilités :

- 1) 100% de contact sol-structure sur la totalité des sondages ;
- 2) 50% de contact sol-structure pour la totalité des sondages ;
- 3) 0% de contact pour les sondages analysés.

Dans le cas où l'essai pénétrométrique met en évidence la présence d'une couche d'interface entre l'encaissant et le revêtement, l'analyse de l'encaissant pourra intégrer les paramètres mécaniques mesurés.

A l'avenir ces seuils pourront être affinés en intégrant les résultats issus des essais au radar.

5.2.1.4 Evaluation de l'encaissant

L'évaluation de l'état de l'encaissant prend en compte différents paramètres :

- Type de matériau en présence,
- Estimation de la compacité, évaluée par la résistance de pointe,

- Estimation de l'état hydrique : 3 états sont définis à partir de l'analyse visuelle des images endoscopiques.

Etat hydrique
Sec
Humide
Très humide

Tableau 5-1 Etat hydrique des matériaux in-situ

Ainsi la combinaison de ces trois critères sera utilisée pour évaluer le caractère évolutif et sensible des matériaux en présence.

La Figure 5-4 schématise le chemin logique pour l'obtention de la notation d'un point de mesure sur un panneau en prenant en compte l'analyse de la structure, du contact et de l'encaissant.

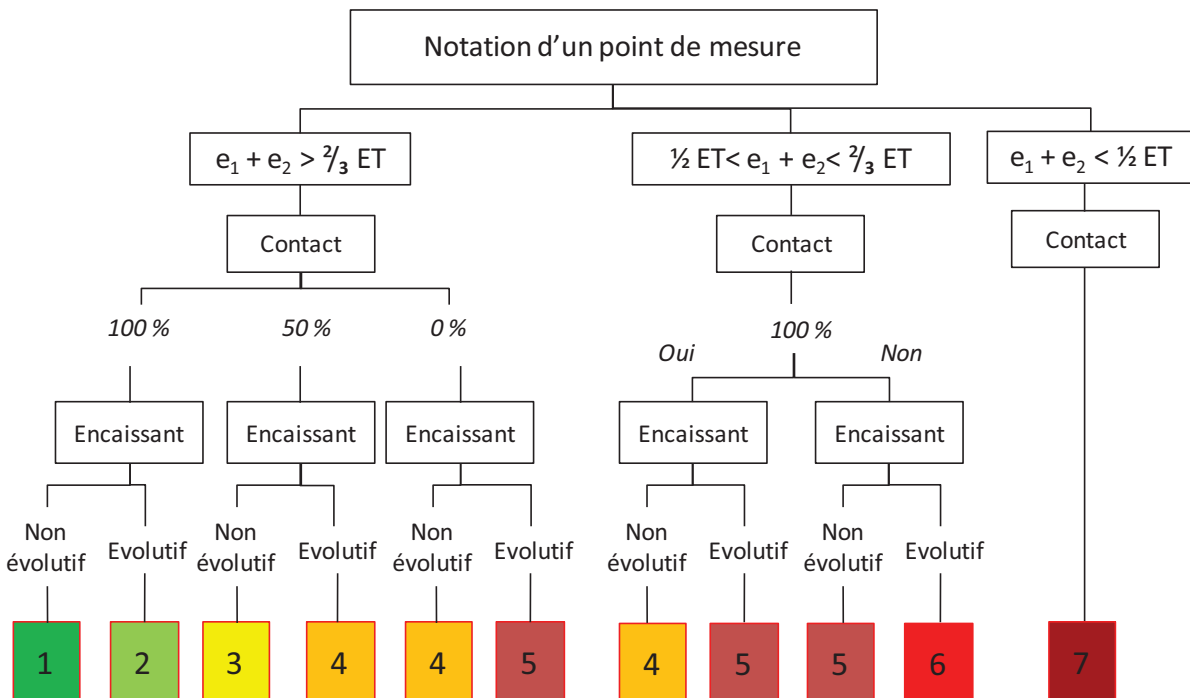


Figure 5-4 Schéma de notation d'un point de mesure sur un panneau

A partir des notes obtenues sur chaque point de mesure, il est nécessaire de définir la note globale du panneau. Pour cela, la démarche suivante est proposée :

Si le pourcentage de notes « 6 » et « 7 » est supérieur à 20% du total des points de mesure, la note du panneau est de « 7 ».

Sinon la note du panneau sera la note moyenne des notes obtenues en chaque point de mesure.

En dernier lieu, il est nécessaire de combiner cette note « panneau » obtenue au moyen de la nouvelle méthode d'auscultation proposée dans le cadre de ce travail, avec les notes d'inspection attribuées par les visiteurs RATP.

3 cas de figures se présentent et la note finale attribuée est la suivante :

- Soit on dispose uniquement d'une note d'inspection RATP alors la note du panneau ou de la section de couloir sera cette note là ;
- Soit on dispose au même endroit d'une note d'inspection RATP et d'une note issue de la nouvelle méthode d'auscultation alors la note finale du panneau sera la note

issue de la nouvelle méthode d'auscultation. En effet, dans ce cas, on considère que la nouvelle méthode d'auscultation est plus quantitative et analyse tous les composants de l'ouvrage. Elle apparaît donc comme plus objective et réaliste.

- En dernier lieu, si on ne dispose que d'une note de panneau issue de la nouvelle méthode d'auscultation, alors ce sera la note finale du panneau.

5.3 Cas d'étude : Tunnel en service station Porte de Vanves

Afin d'illustrer l'utilisation de la méthodologie de notation développée au paragraphe précédent, celle-ci est présentée sur un cas concret d'une station du métro parisien.

5.3.1 Descriptif du site

Le site ausculté concerne un tronçon de tunnel appartenant à la station Portes de Vanves. L'ouvrage ausculté est constitué d'un tunnel en demi-ellipse (voûte). La hauteur de la clé de voûte par rapport au dallage est d'environ 5,50m. La longueur de l'ouvrage est d'environ 25,5m. Le tunnel a été construit en maçonnerie et date des années 1920. Aucun travail de réfection n'a été réalisé jusqu'à ce jour.

Pour effectuer le diagnostic, 2 panneaux ont été définis :

- **Panneau Mur A** : Piédroit à gauche (point de référence : entrée du tunnel) de 25,5m de longueur et 2,4m env. de hauteur
- **Panneau Mur B** : Piédroit à droite (point de référence : entrée du tunnel) de 25,5m de longueur et 2,4m env. de hauteur,



Figure 5-5 Tunnel station Porte de Vanves

5.3.2 Essais réalisés

Lors de la campagne de reconnaissance, les essais suivants ont été réalisés :

- **Essais d'impédance:**
 - ✓ 1 point d'essai par mètre sur quatre hauteurs et pour chaque panneau.
- **Profils géoradar :**
 - ✓ 3 profils sur chaque panneau
- **5 Carottages :**
 - ✓ 2 Carottages sur le Mur A,
 - ✓ 3 Carottages sur le Mur B.
- **6 Forages :**
 - ✓ 3 Forages sur le Mur A
 - ✓ 3 Forages sur le Mur B.
- **11 Essais de pénétration dynamique Panda :**
 - ✓ 5 essais Panda sur le Mur A,
 - ✓ 6 essais Panda sur le Mur B.
- **11 Essais géoendoscopiques :**
 - ✓ 5 essais sur le Mur A,
 - ✓ 6 essais sur le Mur B.

5.3.3 Analyse du revêtement

Essais d'impédance mécanique

A partir des mesures d'impédance et en utilisant la relation entre e_1 et LN (PxM) développée dans le chapitre 3 de ce travail, on a calculé l'épaisseur de matériau saine (e_1) pour chaque point de mesure. L'analyse des résultats de l'essai d'impédance a permis de construire les profils d'évolution de l'épaisseur e_1 pour les deux murs du tunnel et sur chaque ligne auscultée.

Les figures 5-6 et 5-7 montrent l'évolution de ce paramètre.

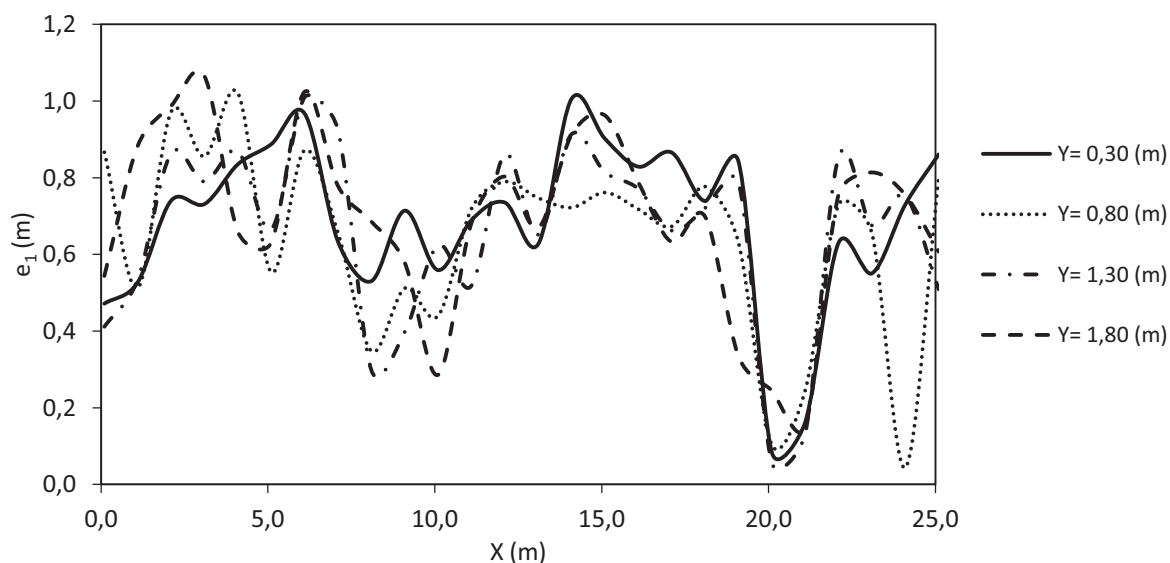


Figure 5-6 Evolution de l'épaisseur e_1 sur chaque ligne de sondage - Mur A

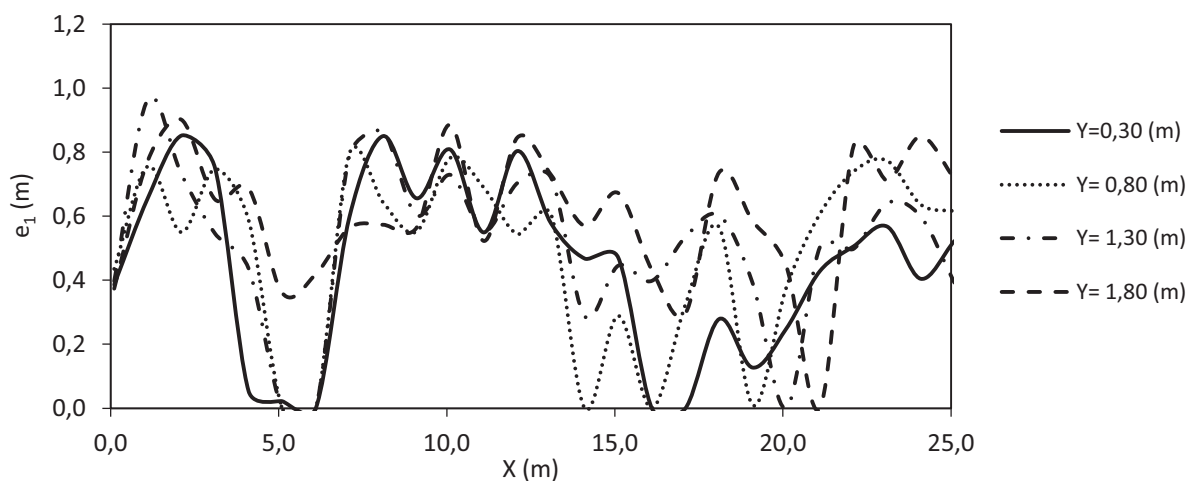


Figure 5-7 Evolution de l'épaisseur e_1 sur chaque ligne de sondage - Mur B

L'analyse des résultats permet de déceler des zones où le revêtement présente des variations d'épaisseur saine importantes. Par ailleurs, ces résultats corroborent les hypothèses selon lesquelles l'endommagement d'une maçonnerie est dans la plupart des cas, un phénomène localisé.

Pour le Mur A, on constate une zone dont l'épaisseur montre des anomalies à 10 et 20 m. Dans le cas du Mur B, des anomalies importantes apparaissent à 5 m et entre 15 et 21 m par rapport à l'origine du mur.

Essais géoradar

Les résultats de l'essai géoradar calibrés au moyen des essais géoendoscopiques ont permis de construire les profils de l'épaisseur effective du revêtement. Les figures 5-8 et 5-9 montrent les résultats de l'analyse pour les deux panneaux étudiés sur trois lignes de mesure distantes de 0,6 m.

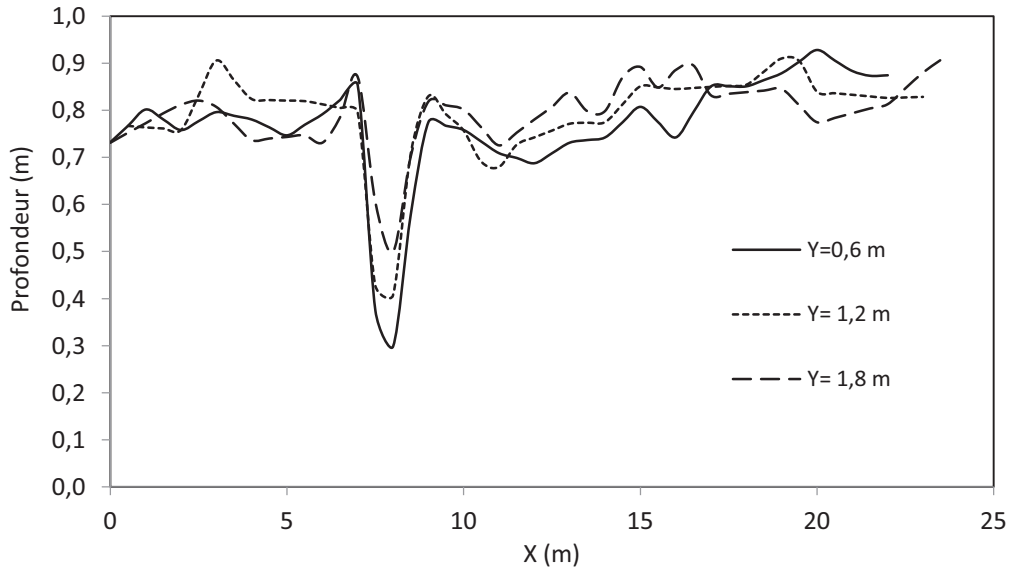


Figure 5-8 Evolution de l'épaisseur effective obtenue par le géoradar - Mur A

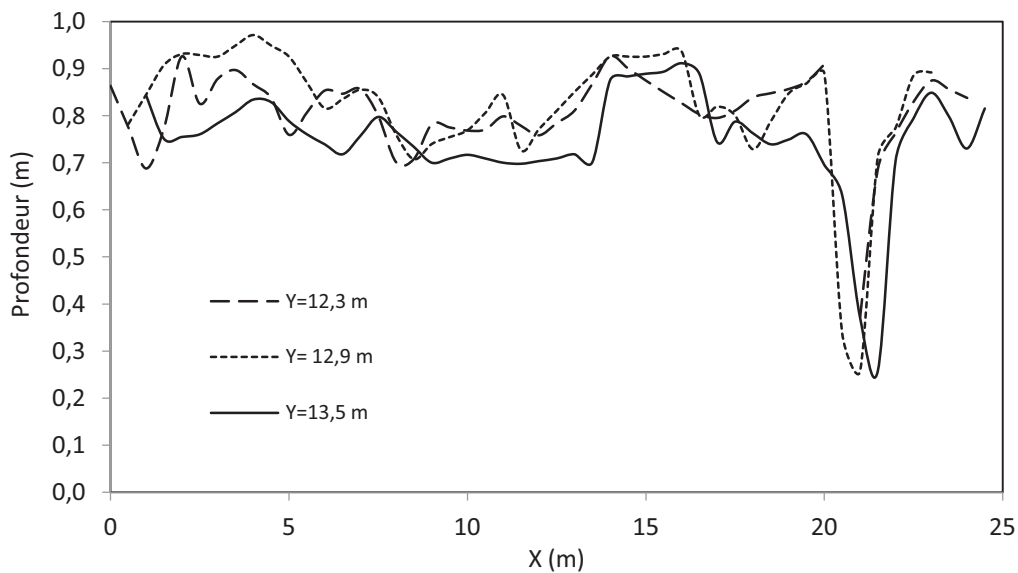


Figure 5-9 Evolution de l'épaisseur effective obtenue par le géoradar - Mur B

Les résultats montrent l'évolution de l'épaisseur effective (e_{eff}) du revêtement pour chacun profils. Ils permettent de mettre en évidence l'apparition de zones où l'épaisseur diminue de manière importante. Ainsi sur le Mur A et à une distance d'environ 8m du début du mur, une réduction d'épaisseur apparait sur les trois profils. Dans le Mur B, le même phénomène a été mis en évidence à une distance d'environ 21 m du début du mur.

Pour analyser la correspondance de ces anomalies, on a comparé les profils géoradar avec ceux de l'épaisseur saine (e_1) estimée à partir des essais d'impédance pour ces deux points singuliers.

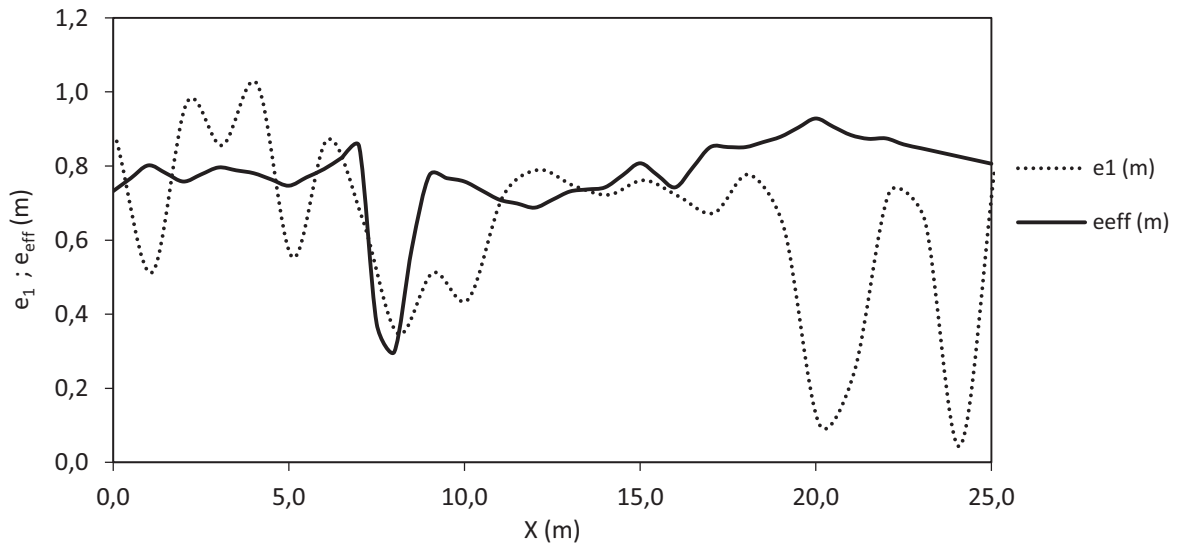


Figure 5-10 Comparatif des profils d'épaisseurs « e_{eff} » et « e_1 » - Mur A ($y= 0,8 m$)

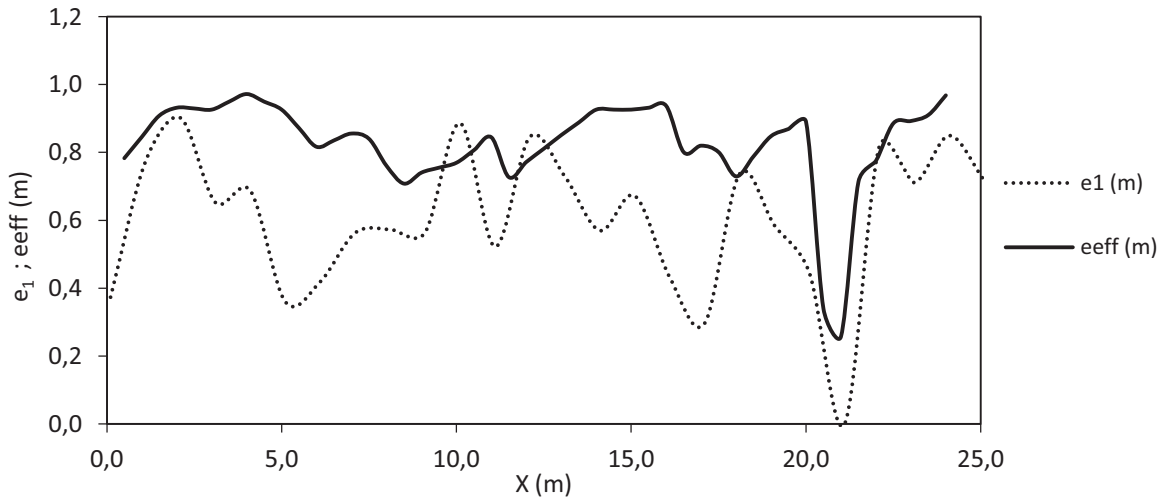


Figure 5-11 Comparatif des profils d'épaisseurs « e_{eff} » et « e_1 » - Mur B ($y= 1,8m$)

On observe que globalement les résultats sont concordants. Néanmoins, on constate 1 ou 2 zones (autour de 3m) pour lesquelles e_1 est supérieure à e_{eff} , on explique ce phénomène dans l'erreur des mesures associé à chacun des outils. Cette analyse confirme que les informations apportées pour chacun de ces essais sont complémentaires et la présence de zones d'épaisseur réduites sur chacun des murs auscultés.

Essais géoendoscopiques

Une série de 5 carottages et de 6 forages de taille réduite ont été utilisés pour mener une caractérisation locale de l'état des revêtements. Ces essais ont pour but de définir les différentes sous-épaisseurs composant le revêtement (e_1 , e_2 et e_3)

Les Tableau 5-2 et Tableau 5-3 résument les analyses géoendoscopiques du revêtement

Carottage	X (m)	Y (m)	Epaisseur totale (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	e_3 (m)	Position
C1	15	1,3	0,80	0,80			Mur A
C2	10	1,3	0,70	0,36	0,34		Mur A
C3	5	1,3	0,48	0,10		0,38	Mur B
C4	11	1,8	0,54	0,25	0,27		Mur B
C5	21	1,8	0,73	0,38	0,34		Mur B

Tableau 5-2 Evaluation des épaisseurs à partir d'essais géoendoscopiques sur sondages carottés

Forage	X (m)	Y (m)	Epaisseur totale (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	e_3 (m)	Position
F 1	5	1,3	1,04	0,90		0,14	Mur A
F 2	12,5	1,3	0,8	0,80			Mur A
F 3	23	1,45	0,9	0,54	0,35		Mur A
F 4	20,5	1,45	0,45	0,08	0,37		Mur B
F 5	8,5	1,45	0,9	0,70		0,20	Mur B
F 6	2,5	1,30	0,86	0,86			Mur B

Tableau 5-3 Evaluation des épaisseurs à partir d'essais géoendoscopiques sur forages

A partir de cette analyse, on obtient les valeurs des épaisseurs effectives ($e_1 + e_2$), désagrégée (e_3) et totale (ET).

Ces valeurs seront utilisées pour la détermination de la notation du panneau.

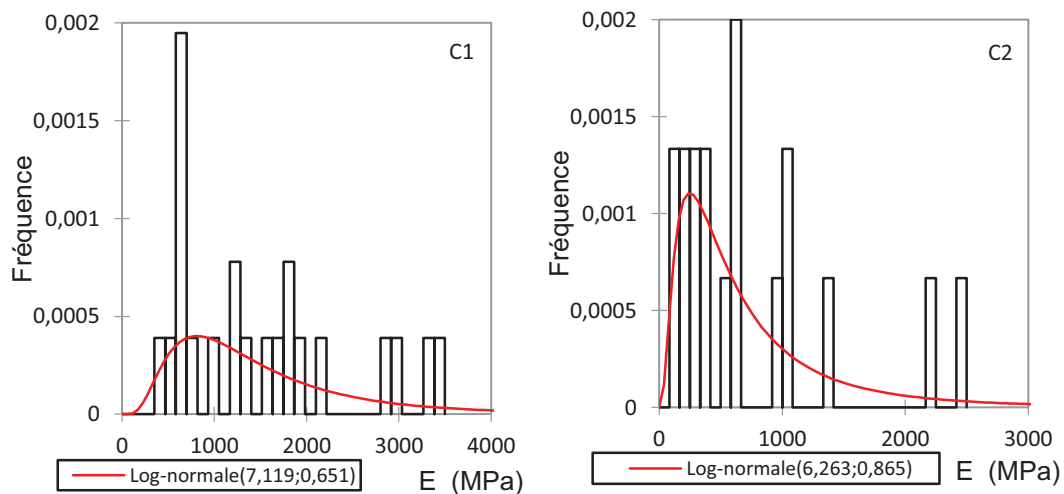
5.3.4 Analyse de l'encaissant

Des essais géoendoscopiques et pénétrométriques ont été conduits à l'intérieur des différents sondages, les données de résistance de pointe (q_d) ont été complétées par une caractérisation physique des matériaux par géoendoscopie. Le Tableau 5-4 compile les résultats de ces analyses :

Nom	Mur	X (m)	Y (m)	q_d moyen (MPa)	Type de sol au contact	Etat du contact	Etat hydrique
C 1	A	15	1,3	25	Sable –limoneux	Bon	Humide
C 2	A	10	1,3	10	Sable –limoneux	Mauvais	Humide
C 3	B	5	1,3	15	Marneux	Mauvais	Humide
C 4	B	11	1,8	20	Marneux	Bon	Humide
C 5	B	21	1,8	10	Marneux	Mauvais	Humide
F 1	A	5	1,3	24	Marneux	Bon	Humide
F 2	A	12,5	1,3	38	Sable –limoneux	Bon	Humide
F 3	A	23	1,45	40	Sable –limoneux	Bon	Humide
F 4	B	20,5	1,45	35	Sable -limoneux	Bon	Humide
F 5	B	8,5	1,45	15	Sable -limoneux	Mauvais	Humide
F 6	B	2,5	1,30	40	Sable -limoneux	Bon	Humide

Tableau 5-4 Résultats de l'analyse de l'encaissant et de l'état du contact pour l'ensemble de sondages réalisés.

A partir de ces données, on peut également estimer la distribution des valeurs de modules en prenant comme valeur Alpha ; celles obtenues pour le sable et l'argile dans le chapitre 4. Les distributions du module ont été calculées pour les 5 sondages.



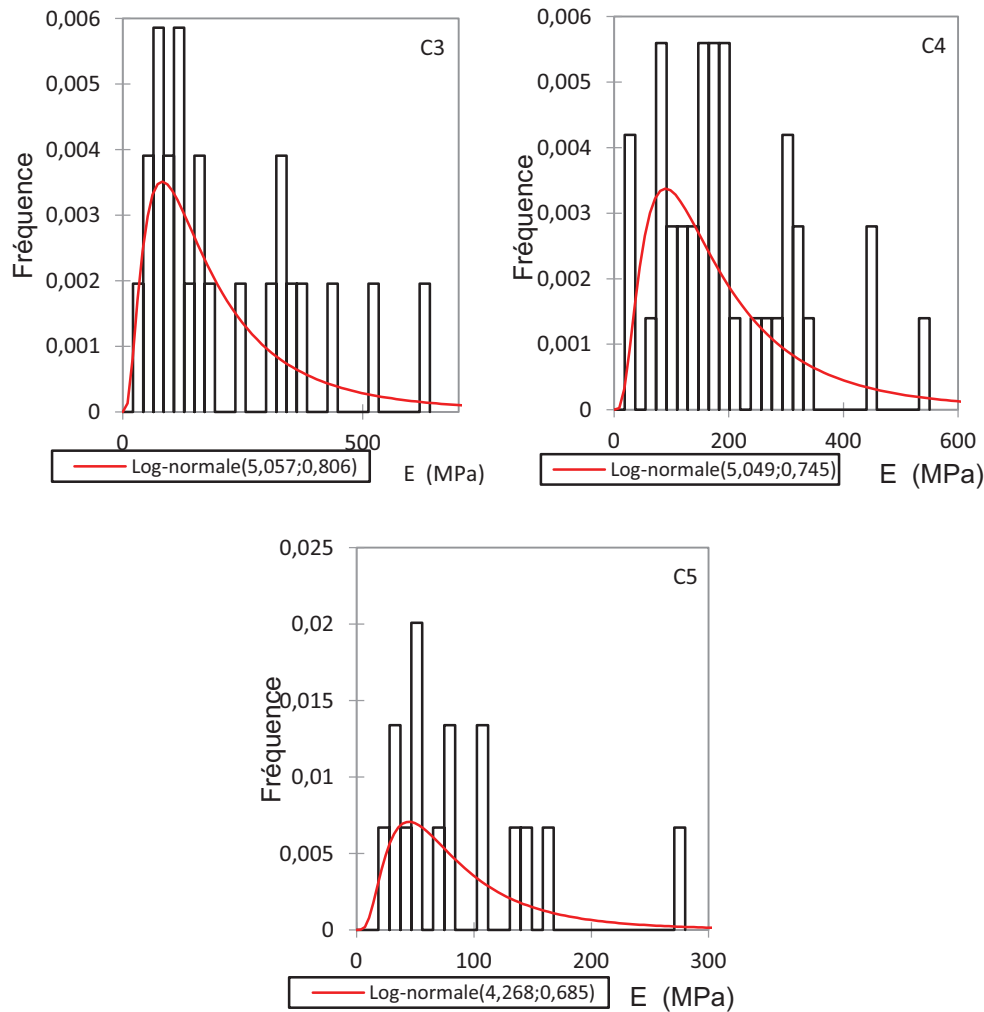


Figure 5-12 Distribution du module E pour la zone du contact des 5 sondages

5.3.5 Notation panneau

L'utilisation de la méthode de notation permet d'obtenir une note pour les deux parties du tunnel analysé.

Si l'on suit le diagramme de la Figure 5-4, une note peut être obtenue pour chaque point de mesure selon la grille de l'essai d'impédance.

Ainsi, la note du point $(x, y) = (1 - 0,6)$ se trouvant sur le Mur A est calculée comme suit :

$e_1 = 0,5 \text{ m}$	$e_2 = 0,25 \text{ m}$	$e_{\text{eff}} = 0,75 \text{ m}$	$e_1 + e_2 > 2/3 \text{ ET}$
-----------------------	------------------------	-----------------------------------	------------------------------

Ainsi la note pour ce point sera comprise entre 1 et 5.

L'évaluation de l'état du contact selon les informations issues de l'analyse géoendoscopique et l'essai pénétrométrique permettent de conclure qu'il y a un contact sur 50% des sondages du panneau.

L'encaissant est composé de calcaire grossier considéré comme peu sensible et évolutif.

La note finale attribuée à ce point de mesure sera de 3.

La procédure a été répétée pour l'ensemble des points et les résultats obtenus pour les deux murs sont présentés sous forme de cartographie dans les figures 5-13 et 5-14.

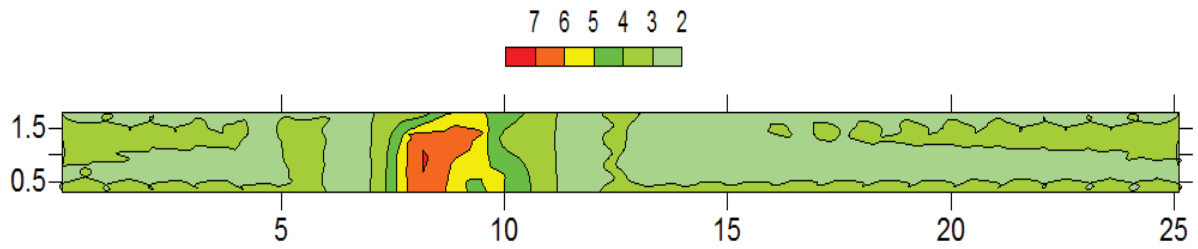


Figure 5-13 Cartographie de notation du panneau Mur A

Les points dont la note est supérieure à 6 représentent 4% du total des points. Ainsi la note moyenne du Mur A est de 3. Avec une zone cotée à 7 à x=8m.

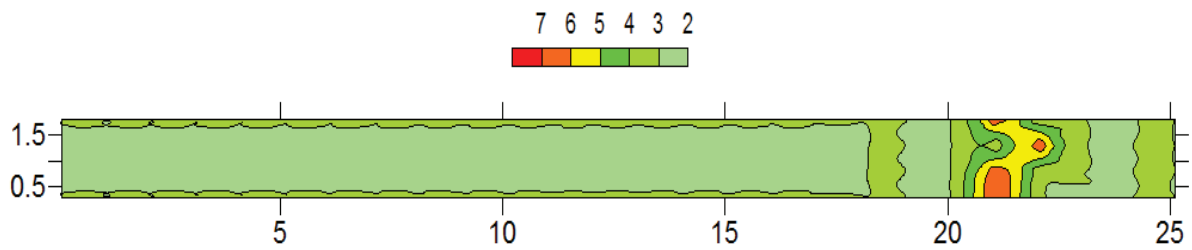


Figure 5-14 Cartographie de notation du panneau Mur B

Le panneau présente également 4% des notes supérieures à 6 sur l'ensemble des points de mesure (104 en total). La note moyenne calculée pour le panneau Mur B est de 3.

En conclusion les deux panneaux étudiés ont été notés 3 sur une échelle de 1 à 7. Des points singuliers ont été observés dans les deux panneaux étudiés.

Conclusion

Pouvoir qualifier l'état des différentes sections d'un ouvrage est important pour un gestionnaire en vue d'adapter, de prioriser et d'optimiser sa politique de maintenance. L'un des problèmes est de définir un système de comparaison des différentes sections intégrant les différents types de données (qualitatives, quantitatives, expertes, globales, locales, ...) à disposition. Pour répondre à cette problématique, les gestionnaires mettent en place des systèmes de notation tentant d'englober ces différentes données. Mais souvent, ces systèmes sont basés sur des données essentiellement qualitatives et de « surface » et gardent une part de subjectivité malgré la formation de personnel spécialisé pour réaliser l'inspection des ouvrages. Dans ce chapitre, sur la base de la nouvelle méthodologie d'auscultation d'un panneau (section d'ouvrage) de tunnel définie préalablement dans le chapitre 2, apportant une information quantitative des différents composants de l'ouvrage, une méthodologie de notation du panneau a été proposée.

La notation proposée repose sur l'agrégation de données caractérisant chacun des composants de l'ouvrage (structure, contact et encaissant). La méthode de notation proposée analyse d'abord l'état de la structure de manière locale par le biais de la géoendoscopie et des essais géophysiques (impédance mécanique et géoradar) en s'appuyant sur le concept d'épaisseur effective « $e_{\text{eff}} = e_1 + e_2$ » (épaisseur de maçonnerie participant réellement à la résistance de la structure). La méthodologie de notation intègre ensuite l'état du contact et les caractéristiques de l'encaissant pour compléter l'évaluation.

La notation proposée permet notamment d'obtenir une notation locale, à l'échelle du défaut et une note globale pour le panneau. Afin d'être en concordance avec le système de notation déjà utilisé par la RATP dans ce type d'ouvrage, la notation globale du panneau est réalisée sur une échelle de 1 (excellent état) à 7 (état critique, intervention urgente). Les seuils mis en place dans le système de notation proposé, ont été définis à partir de résultats d'étude de modélisation et de dires d'experts, mais ils devront être affinés avec le retour d'expérience lors de l'utilisation régulière de cette méthodologie et une analyse plus approfondie d'études de modélisation. Cette méthodologie de notation a été appliquée en aveugle sur une station réelle du métro parisien et a permis d'identifier les zones de défauts de cette station, ce qui pourrait permettre de mieux cibler les travaux d'intervention et réparation.

Le passage de la notation d'un panneau à la notation globale d'une station ou d'un tunnel est l'étape suivante. Cette étape doit intégrer les notes des différentes sections auscultées au moyen de la méthodologie proposée dans le cadre de ce travail et les notes des sections ayant subi « seulement » une inspection visuelle. Dans le cas où, une section a été à la fois auscultée par la nouvelle méthodologie d'auscultation et par une inspection visuelle, c'est la note issue de la nouvelle méthodologie d'auscultation qui sera privilégiée (car plus quantitative et plus détaillée). La méthodologie d'intégration de ces différentes notes et d'optimisation de l'implantation des panneaux est à l'heure actuelle l'objet d'une étude complémentaire à ce travail.

Conclusion

De nos jours la et partout dans le monde la plupart des grandes métropoles comptent avec des réseaux de transport étendus pour satisfaire les besoins de déplacement des habitants ainsi une grande partie de ces réseaux se compose d'ouvrages souterrains. Cependant, ces ouvrages dans une grande partie très anciens nécessitent de maintenance pour respecter des conditions de service satisfaisantes. C'est pourquoi, l'entretien et la pérennisation des infrastructures souterraines existantes est un enjeu majeur pour la gestion et le développement des villes.

En vue d'améliorer leur politique de maintenance, c'est-à-dire pérenniser leur patrimoine et le maintenir dans de bonnes conditions de sécurité et d'exploitation, il est nécessaire que les gestionnaires d'ouvrages puissent mettre à jour leurs techniques de diagnostic.

Cette thèse, inscrite dans la cadre, du projet ANR MéDiTOSS « *Méthodologie de Diagnostic des Tunnels et Ouvrages Souterrains en Service* » cherche à développer une caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par l'utilisation de techniques d'auscultation non conventionnelles. Permettant d'alimenter une nouvelle méthodologie de diagnostic adaptée à ce type d'ouvrage et prenant en compte les différents composants de l'ouvrage (structure du revêtement, terrain encaissant ainsi que leur interface ou contact). L'objectif étant de fournir au gestionnaire des indicateurs physiques et mécaniques et une méthode d'aide à la décision lui permettant d'orienter sa politique de maintenance en s'appuyant sur une expertise plus certaine.

Dans cette optique, on a réalisé une recherche bibliographique concernant les particularités des ouvrages souterrains, notamment des ouvrages anciens en maçonnerie, les pathologies liées aux phénomènes de vieillissement ainsi que les différentes politiques de maintenance. Ceci nous a permis de distinguer les points clés du diagnostic d'ouvrages souterrains. Ainsi on a conclu qu'afin d'améliorer le diagnostic il était nécessaire d'étudier chacun des composants d'un tunnel, à savoir : a structure de revêtement, l'interface de contact et le terrain encaissant tout comme leur interaction.

Pour ce faire on a d'abord proposée une nouvelle méthodologie d'auscultation sur la base d'une approche multi-technique qui soit adaptée aux contraintes d'ouvrages : tunnels anciens et en service. Dans ce contexte, on propose le développement d'une nouvelle méthodologie de diagnostic, basée sur une analyse quantitative de données réalistes de chacun des composants de l'ouvrage.

Le travail a été ensuite divisée en trois parties principales, la première concernant la mise au point de la méthode d'analyse du revêtement, ensuite on a étudié la caractérisation de l'encaissant à partir d'essais pénétrométriques et notamment l'obtention du module d'élasticité des sols. Ceci a été mis en place grâce à un travail en laboratoire ainsi que l'auscultation in situ de 4 stations du métro parisien.

Finalement on a proposé une méthodologie de notation, laquelle a été par la suite utilisée pour fournir la notation d'un tronçon de tunnel du métro.

Dans cette optique, on a d'abord cherche à obtenir les une caractérisation mécanique des matériaux composants. On a montré que malgré une forte hétérogénéité des matériaux, il était possible de définir des lois de distribution pour les différents paramètres mécaniques étudiés. Cependant, ces différents paramètres obtenus sur des éprouvettes étaient représentatifs des parties saines de la structure (e.g. non fissurés).

Afin d'intégrer l'influence de discontinuités présents dans le revêtement on a introduit un modèle simplifié permettant de sectionner l'épaisseur en trois couches (e_1 , e_2 et e_3)

représentatives de la présence de discontinuités mesurée in situ. Pour chacune de ces zones on a définie ensuite des paramètres mécaniques représentatifs. Ceci a permis de caractériser le revêtement à l'échelle du sondage prenant en compte la présence des discontinuités à l'aide de l'essai géoendoscopique.

Par la suite, on a étudié les informations apportés par l'étude géophysique de la structure (impédance mécanique et le géoradar), outils permettant une spatialisation des mesures lors de la prise en compte d'un volume plus important d'ouvrage. Il a été montré la difficulté pour interpréter et donner un sens physique aux paramètres d'impédance dans les conditions du matériau étudié (matériau hétérogène et en présence de discontinuités). Cependant, un lien entre le paramètre de mobilité (Pente*Mobilité), et la variation de l'épaisseur sain (e_1) du revêtement à été mis en évidence. Ainsi on peut analyser l'évolution de cette épaisseur sur une surface plus importante, et repérer des zones endommagées. Ce qui était obtenu pour 3 stations différentes et permettant donc de transposer son application et pourquoi pas le généraliser pour les ouvrages métro étudiés.

L'utilisation de l'essai géoradar, a montré qu'il est possible d'obtenir un profil en continu de l'épaisseur totale (e_{eff}) de l'ouvrage avec une précision de ± 6 cm/m. Désormais, le calage avec la géoendoscopie est fondamental pour garder cette précision à l'échelle d'une station.

Ces constats ont confirmé l'utilité et complémentarité de chaque technique. Ainsi on a pu voir qu'on était en mesure de fournir une caractérisation de la structure de revêtement sur la base d'une description de l'évolution de l'endommagement par fissuration à l'échelle du sondage et du panneau. Tout comme la description géométrique du profil en extradors du tunnel.

Quant à l'étude de l'encaissant, il a été montré que celui-ci joue un rôle prépondérant sur le comportement et le vieillissement des ouvrages souterrains. De fait, une bonne caractérisation de l'encaissant nécessite d'obtenir des informations physiques et mécaniques, et notamment une estimation du module d'élasticité des sols.

Pour ce faire, on présente tout d'abord le contexte de l'étude de l'encaissant des ouvrages souterrains en service à partir d'essais pénétrométriques. Il a été testé l'adaptabilité de la méthode pour caractériser l'encaissant à partir de mesures in-situ.

De façon parallèle on a mis en place un protocole pour étudier la relation entre deux paramètres mécaniques des sols, à savoir la résistance de pointe et le module d'élasticité. En utilisant un essai de type œdométrique de grandes dimensions.

Le résultat de ces expériences ont permis de mettre en évidence les relations suivantes :

- Il existe bien une relation entre ces deux paramètres mécaniques (E et q_d) par le biais de la densité sèche,
- Il a été montré que la relation entre ces deux paramètres est de type linéaire, et de la forme $E = \alpha q_d$
- Il est possible de définir un coefficient « α » par matériau dont sa valeur peut évoluer fortement en fonction de l'état hydrique pour les matériaux cohésifs.

A partir de cette relation on pourrait estimer le module d'élasticité de l'encaissant par mesures pénétrométriques pour des matériaux appartenant à l'une des familles des matériaux étudiés en laboratoire.

Par ailleurs une analyse du module pénétrométrique (E_{p3}) issu de l'essai Panda 3 a permis de mettre en évidence une relation entre celui-ci et les modules d'élasticité obtenus par le biais de l'essai œdométrique dans le moule. Cependant à ce stade-là et compte tenu de la quantité insuffisante des données, Il est difficile de conclure d'avantage sur la représentativité du module E_{p3} comme une mesure directe de l'élasticité du sol.

En somme, seule l'agrégation des différentes données issues de l'auscultation in situ va permettre d'évaluer l'état de l'ensemble qui définit l'ouvrage.

L'intérêt de la méthode de diagnostic proposée réside justement dans la disposition de différentes informations quantitatives sur l'état d'une partie de l'ouvrage.

La méthode de notation proposée analyse d'abord l'état de la structure, de manière locale par le biais de la géoendoscopie et à l'échelle du panneau par l'utilisation de l'impédance mécanique et le géoradar. Ceci permet de comparer l'épaisseur maximale du revêtement détecté sur le panneau (ET) et de le comparer avec l'épaisseur effective « $e_{\text{eff}}=e_1+e_2$ ».

Ensuite, une étude de l'état du contact et de l'encaissant permet de compléter l'évaluation.

Ainsi la notation d'un panneau sera fonction de l'état de la structure de revêtement combiné à celui de l'interface de contact et l'état de l'encaissant.

La notation proposée permet notamment d'obtenir une notation ponctuelle, et donc capable de sceller la présence d'un défaut et une note ainsi que son évolution sur toute la surface du panneau. Ceci représente un apport important du fait que le diagnostic reposera sur l'estimation sur des paramètres représentatifs de la continuité mécanique du revêtement et non pas sur l'état de la surface de l'intrados.

La méthode a été testée sur un tronçon de tunnel de l'ancienne Gare Porte de Vanves, et les résultats ont montré que la notation on apporté une idée précise des zones sensibles de la structure. Il a été observé une bonne correspondance et complémentarité entre les différentes techniques utilisées. Ceci corrobore le caractère général de l'utilisation des relations obtenues pour l'analyse de « e_1 » à partir de l'essai d'impédance.

Ainsi cette technique apporte une note qui pourrait compléter les analyses classiques des opérations de surveillance, ce qui pourrait permettre de mieux cibler les possibles travaux d'intervention et réparation.

Perspectives

Ce travail a été mené dans le cadre d'un projet précis, et bien que les résultats présentés dans ce rapport et notamment ceux concernant l'analyse de la structure sont le fruit des expériences menées sur des structures et matériaux propres au réseau souterrain parisien.

Il ne reste pas de même que leur généralisation pour le diagnostic des ouvrages souterrains dans des configurations différentes n'est pas à exclure.

En effet on considère que certains des éléments notamment méthodologiques peuvent être utilisés dans des conditions différentes ou autres type d'ouvrage.

L'analyse proposée est facilement adaptable à des autres cas d'étude, en effet l'utilisation de la géoendoscopie constitue un soi un moyen de vérification et calage pour l'auscultation géophysique.

Dans le cas de l'analyse de la fissuration et la possibilité d'établir un lien entre paramètres mécaniques et la continuité du milieu, l'approche pourrait être utilisée pour la caractérisation in situ des milieux fissurés à l'aide de l'analyse d'images. Il faudrait de même obtenir les caractéristiques mécaniques de la matrice étudiée.

Ensuite l'analyse de l'interface joue un rôle prépondérant pour l'analyse du comportement de l'ensemble, si bien dans les cas des tunnels en milieu rocheux l'essai pénétrométrique n'est pas adaptée pour l'étude de l'encaissant, il reste bien placé pour caractériser l'interface pouvant atteindre quelques dizaines de centimètres.

Références bibliographiques

[A]

Abraham, O., et De Robert. X. Non-destructive testing of fired tunnel walls: the Mont-Blanc Tunnel case study. *NDT&E International*, N° 36, pp.411–418. (2003)

AFTES Désordres des tunnels revêtus. (1995)

AFTES Recommandations de l'AFTES sur la réhabilitation des ouvrages souterrains. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*. (2005)

AFTES. Recommandations relatives à la Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains*, N° 177, pp.140-170. (2003)

AFTES.GT14 Catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Exploitation et réhabilitation des tunnels. 191. HS3. (2005)

AFTES.R8F1, Méthodologie d'aide à la gestion patrimoniale d'un parc d'ouvrages souterrains. *Tunnels et espace souterrain* , N°236, pp.99 - 120. (2013)

Anon A. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. Geological Society Engineering Working Group. *Quarter Journal of engineering Geology*, 1995.

Asakura T. , et Kojima Y. Tunnel maintenance in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 18. pp. 161-169. (2003)

Arcadis. Reconnaissance des maçonneries des accès lignes 6-12, Station Pasteur. Paris. (2007)

Arcadis. Reconnaissance des maçonneries et des terrains environnants - Station Champs de Mars. Paris. (2004)

Arbaoui, H. Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Thèse, Clermont-Ferrand : Université Blaise Pascal. (2003)

Atkinson, J.H., Richardson, D. et Stallebrass S.E. Effect of recent history on the stiffness of overconsolidated soil. *Geotechnics*, N° 40, pp.531 - 540. (1990)

[B]

Barton, N., et Choubey. V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rocks Mechanics*. Vol. 10, pp.1-54. (1977)

Benz, M. Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p.190(2009)

Berest, P. et Weber P. La thermomécanique des roches. - Ed. BRGM Collection Manuels et Méthodes. Vol. 16. pp. 327. (1988)

Bieniawski, Z.T. Engineering Rock Mass Classification: A Complete Manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering. New York: John Wiley & Sons. (1989)

- Biette, L.** Encyclopédie du génie civil et des travaux publics. Chemins de Fer Urbains parisiens. Ed. J.-B Baillièrre et Fils. (1928)
- BGS.** Repport : scheme for classifying discontinuities and fillings. British Geological Survey Nottingham: British Geological Society. (2005)
- Bouillaut L., Aknin P. et Reid D.** Maintenance de l'Infrastructure Ferroviaire Etat Actuel et Perspectives . XIIème session du Forum "S&L pour les NTIC dans le transport. Ed. CNAM. - Paris. (2007)
- Bouvard-Lecoanet A., Colombet G. et Esteulle F.** Ouvrages souterrains : conception, réalisation et entretien. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris. 2ème édition. (1993)
- Bouvier, A., et Durot, D.** Auscultation d'un ouvrage souterrain par les méthodes conjuguées de géoradar et d'impédance mécanique. Travaux en souterrain : ambitions et réalités. Paris: AFTES, pp.163-168. (1999)
- Borel, S., Reiffsteck, P.** Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Paris: Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées. (2006)
- Braja, M.** Principles of geotechnical engineering . 5th ed.. Thompson. (2008)
- Breysse, D., et Abraham, O.** Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton. Édité par Presses Ponts et Chaussées. AFGC: COFREND. (2005)
- Breul, P.** Caractérisation endoscopique des milieux granularies couplée à l'essai de pénétration. Thèse, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p. 272(1999)
- Breul, P., et Gourvès, R.** Geoendoscopy: a means to link mechanical and morphological information. Lisse: Kishino Ed, pp.73-76. (2001)
- Breul, P. et Gourves, R.,** In field soil characterization: approach based on texture image analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 1, N°132, pp.102-107. (2006)

[C]

- Cabassut, L.** Diagnostic des collecteurs visitables: Apport des méthodes géophysiques. Université de Bordeaux, Bordeaux. (1996)
- Castellanza R.** Modelling weathering effects on the macanical behaviour of bonded geomaterials. Milan University of Technology, Dept. of Structural Engineering. (2002)
- CETu.** Le guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Fascicule, CETu. (2004)
- CETu.** Catalogue des désordres, Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. (2004)
- CETu.** Dossier Pilote des tunnels, sections 1 à 5. Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. Direction des Routes. (1998)
- CETu.** Le guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Centre d'Etudes des Tunnels. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. (2004)
- CETu** Mécanique des roches et travaux souterrains, Centre d'Etudes des Tunnels. (2005).
- Chambron E., Piquand J.L. et Eraud J.** La maintenance des tunnels de la SNCF Tunnels et ouvrages souterrains. Vol. 26. - pp. 201-206. (1978)

Chaigneau, L. Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse, Clermont-Ferrand : Université Blaise Pascal Clermont II. p. 204. 2001

Chalhoub, M. Apports des méthodes de homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse. Ecole des Mines de Paris, Paris: Mines Paris. (2006)

COST.345 Report on the current stock of highway structures in European countries, the cost of the replacement and the annual cost of maintaining, repairing and renewing them. European Co-operation in the Field of Scientific and Technical Research. (2009)

Coster J. et Sanglerat G. Cours pratique de mécanique des sols: plasticité et calcul des tassements. ed. Bordas. Paris. pp.283. (1981)

[D]

Darteviel G. Entretien et rénovation des tunnels. Université de Savoie-Technolac, (2001)

Daumarie J-C. Sécurisation et mise au gabarit des tunnels ferroviaires. Colloque Le Pont-AFGC/STRRES. SNCF : Direction de l'ingénierie –Division des tunnels. (2009).

Davis A., Lim M. et Germann C., Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods. NDT&E International. N°38. - pp. 181-186. (2005)

Deere, DU., et Deere. DW., «The rock quality designation (RQD) index in practice. Rock classification systems for engineers purposes.» ASTM Special Publication (ASTM Special Publication), N°984, pp.91-101. (1988)

DoD, Condition Based Maintenance & DoD guidance. Department of Defense. - Washington, DC : Deputy under Secretary of Defense for Logistics and Material. (2008)

Domède N., Pons G., Sellier A. et Fritih Y., Mechanical behaviour of ancient masonry Materials and Structures. N°42. pp. 123-133. (2009)

Dufaut, P. et al. Manuel de mécanique des roches: Les applications. Vol. II. Paris: Les Presses Ecole des Mines de Paris. (2003)

[E]

Eslami J., Etude de l'endommagement à court et long terme d'une roche poreuse, Thèse INPL, Nancy-Université. (2010)

[F]

Faiella D., Manfredini G. et Rossi P. In situ flat jack tests: Analysis of results and critical assesment. In situ Testing, Paris. (1983)

Féret R. Sur la compacité des mortiers hydrauliques. Annales des Ponts et Chaussées. Paris. Vol. 4 : pp. 5-161. (1892)

Filliat G. La pratique des sols et fondations. Editions du Moniteur, (1981).

[G]

- Godard J. P.** Urban Underground Space and Benefits of Going Underground. World Tunnel Congress and 30th ITA General Assembly: ITA Open Session, Singapore. (2004)
- Goirand P.**, Les ouvrages souterrains en maçonnerie. RATP : Formations Internes PL & CPMO, Paris. (2009).
- GI.** NDT systems catalog- s'MASH. Germann Instruments, pp.116-121. (2010)
- Gonzalez, R.C., et Woods, R.E.** Digital Image Processing. Ed. Addison-Wesley. (1992)
- Gourvès, R., et Richard, B.** Le pénétromètre dynamique léger PANDA. Copenhagen: Proceeding of ECSMFE. (1995)

[H]

- Haack A., Schreyer J. et Jackel G.** State-of-the-art of of Nondestructive Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining. Tunneling and Underground Space Technology. N°4. Vol. 10. pp. 413-431. (1995)
- Haddani, Y.** Caractérisation et classification des milieux granulaires par géoendoscopie. Thèse, Clermont Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont II. p259(2004)
- Haddani, Y., Breul, P., et Gourvès, R.** Diagnostic des tunnels par couplage des techniques complémentaires. Chambéry: AFTES Congrès international. (2005)
- Haddani Y., Breul P., Bonton P., Gourvès R.,** Learning Method for In-Situ Soil Classification Based on Texture Characteristics. (2009)
- Hardin, B. O., et Black W.L.** Elastic wave velocities in granular soils. Ed. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering Division Vol. 89, N° 1, pp.33 - 65. (1963)
- Hellebois A.** 100-year-old Hennebique concrete, from composition to performance. Construction and Building Materials. Vol. 44. pp. 149–160. (2013)
- Hidalgo I.**, Analyse comportementale aux Eléments Finis de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels en maçonnerie. Application à la construction des niches de protection de personnel, Mémoire d'ingénieur . Universitat Politècnica de Catalunya. - Barcelone (2007)
- Hicher P. et Shao J.** Elastoplasticité des sols et des roches. Ed. Lavoisier. Paris. (2002)
- Homsy.** Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols en petites déformations. Thèse , Paris: Ecole Centrale de Paris. (1986)

[I]

- Idris J.**, Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrage souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse. INPL Nancy-Université. Nancy. (2007)
- Idris J., Verdel T. et Heib M. Al.,** Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 23. pp. 251-263. (2008)
- Irfan T. Y. et Dearman W.R.,** Engineering classification and index properties of a weathered

granite. International Association of Engineering Geology. Vol. 17. (1978)

ITA Report, Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels During Their Working Life. Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 6. pp. 11-76. (1991)

ITA.WG Examples of Benefits of Undergrous Urban Public Transport System . Tunneling and Underground Space Technology. Ed. Pergamon Journals Ltd. N°1. Vol. 2. pp. 5-54. (1987)

ITA.WG1, Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels During Their Working Life. Tunnelling and Underground Space Technology. N°1 : Vol. 6. pp. 11-76. (1991)

[J]

Jardine, R., M. Symes, et Burland J. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique Vol. 34, N° 3. Pp.323-340. (1984)

Jiang X. Recent development of damage diagnosis and prognosis in engineering systems JournalRecent Patents in Engineering. N°2. Vol. 4. pp. 1-20. (2010)

[K]

Kalamaras, G.S., et Z.T., Bieniawski. «A rock mass strength concept for coal seams.» 12th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, pp.274–283. (1993)

[L]

Le Bellégo C., Pijaudier-Cabot, G., Gérard,B., Dubé, J.-F. et Molez L. Coupled Mechanical and Chemical Damage in Calcium Leached Cementitious Structures. Journal of Engineering Mechanics ASCE. pp. 333 - 341. (2003)

Le Bras A., Azria E. Les méthodes de diagnostic de l'état des ouvrages à la RATP. Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité. Revue Travaux. Federation Nationale des Trav. Publ. & des Synd Aff, Paris. pp. 1-11. (1989)

Lehner, F. K. Thermodynamics of rocks deformation by pressure solution. Deformation Process in Minerals. Ceramics and Rocks. Ed. Unwin-Hyman. London. (1990)

Liu, DW., Deng, Y., Yang, F. et Xu, G. Non-destructive testing for crack of tunnel lining using GPR Journal. Cent. South Univ. Technology. Vol. 12. pp. 120-124. (2005)

Loughman F.C. Chirical weathering of the silicat minerals. New York American Elsevier Publishing Company Inc., New York . p. 149. (1969)

Li, Ch., Li, M-J., Zhao, Y., Liu, H., Wan, Z., Xu, J. et Xu, X. Layer recognition and thickness evaluation of tunnel lining based on ground penetration radar. Journal of Applied Geophysics , N° 73, pp.45–48. (2011)

Lo Presti, D., Pallara, O., Lancellota R., Armandi, M., et Maniscalco R. Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains. Geotechnical Testing Journal. Vol. 16, N° 4, pp.409-424. (1993)

[M]

Martinet G. Grès et mortiers du temple d'Amon à Karnak (Egypte) :Etude d'altérations, aide à la restauration. Thèse, Université de Tours, LCPC. p. 248. (1992)

Magnan J-P., et Mestat., Lois de comportement et modélisation des sols » ed. Techniques de l'ingénieur. pp.23. (1997)

Médard T., Les argiles à meulières de La Ferte-sous-Jouarre : mémento pour une visite, Rapport, Ecole de Mines de Paris, Centre de Géosciences, Paris. (2011)

Mestat. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Vol. Géotechnique. Etudes et recherche des laboratoires des Ponts et Chaussées. (1993)

Millot G. Géologie des argiles. Ed. Masson, Paris. Vol. 1. (1964)

Mohammadi, S.D., Nikoudel, M.R. et Khamehchiyan, M.,. Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils. Engineering Geology, N°101, pp.195 - 203. (2008)

[N]

NF.EN12504-1. Essais pour béton dans les structures: Partie 1 : Carottes - Prélèvement, examen et essai en compression. Norme Française homologuée. (2000)

NF.P94-160-4. Auscultation d'un élément de fondation profonde: méthode par impédance mécanique. (1994)

Nguyen, P. Étude en place et au laboratoire du comportement en petites deformations des sols argileux naturels. Thèse, Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (2008).

[O]

Olesen H.P. et Randall R.B. A guide to Mechanical Impedance and Structural Response Techniques. Ed. Bruel & Kjaer. pp. 17-179. (1979)

Olesen, H.P., et Randall, R.B. A guide to Mechanical Impedance and Structural Response Techniques. Bruel & Kjaer, pp.17-179. (1979)

[P]

Palmstrom, A. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunneling and Underground Space Technology. Vol. 20, pp.362-377. (2005)

Panet M. Le calcul des tunnels par la Méthode Convergence-Confinement. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. I.S.B.N. 2-85978-230-3. (1995)

Paradis C., et Thiaudière P., La maintenance des tunnels ferroviaires: Compréhension des processus de vieillissement par l'analyse des méthodes de construction. Revue Générale des Chemins de Fer. Editions HC, Paris. pp. 17-32. (2006)

Peter, C., et Ulriksen, F. Application of Impulse Radar to Civil Engineering. Lund University

of Technology. (1982)

Petit, J. Méthodes non destructives de diagnostic d'ouvrages: Etude de l'impédance mécanique. Mémoire d'ingénieur, Clermont-Ferrand. Polytech' Clermont-Ferrand. pp.119 (2012)

Priest, S.D. Discontinuity analysis for rock engineering. London: Chapman & Hall, Vol. I. (1993)

Pugi S., Lanuque P., et Thiaudière. P. La maintenance des tunnels ferroviaires : Organisation et Principes. Revue Générale des Chemins de Fer ЖИЛ. - Mars. pp. 13-16. (2006)

[R]

Ramamurthy, T. A geo engineering classification for rocks and rock masses. International Journal of Rocks Mechanical and Mining Science, Vol. 41, pp.89–101. (2004)

Raschke, S.A. Computer vision for experimental soil - micromechanics and soil characterisation. Thèse, Michigan: Université de Michigan. (1996)

RATP, Instruction Générale sur la Surveillance des Ouvrages Ferroviaires: Surveillance des ouvrages d'art des infrastructures en exploitation. Instruction de département M2E. (2008)

RATP.I2P Présentation du groupe Investigations, Préconisations et Projets I2P. (2008)

RATP.M2E Notation de l'état de santé des ouvrages et de la priorité des travaux à réaliser. FTECH01. Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)

RATP.M2E Reconnaissances patrimoniales des maçonneries des acces du reseau et des terrains adjacents. FTECH04. Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)

RATP.M2E Reconnaissance de l'état des maçonneries et des terrains adjacents en tunnel à partir du train d'essais OA11. FTECH05 Département maintenance des équipements et systèmes des espaces. Contrôle du Patrimoine et Maîtrise d'Ouvrage. (2009)

RATP.PVV Procès verbal de Visite- Station Porte de Lilas. M2E/IML/CPMO.VI. (2010)

Rauch H., et White B. Dissolution kinnects of carbonate rocks. Effets of lithology on dissolution rate. Water Resources Research. Vol. 13. pp. 381–394. (1977)

Reiche P., A survey of weathering of rocks. University of New Mexico. Ed. New Mexico Univesity Press. (1950)

Reynouard J.-M. et Pijaudier-Cabot G. Comportement mécanique du béton. Ed. Lavoisier. - Paris . pp. 383. (2005)

Richards J. A. Inspection, Maintenance and Repair of Tunnels: International Lessons and Practice. Tunneling and Underground Space Technology. N°13. Vol. 4. pp. 369-375.(1998)

RILEM DRAFT, Draft recommendations for damage classification of concrete structures. Matériaux et Constructions. Materials and Structures. Vol. 27. pp. 362 – 369. (1994)

Reiffsteck, Ph. Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols: état de l'art. Symposium International: Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques. Ed. PARAM. pp. 201-242. (2002)

Roscoe, K.H., Schofeld, A.N. et Worth, C.P. On the yielding of soils, Geotechnique, Vol. 8,

No. 1. (1958)

Rozière, E. Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle. Thèse. Ecole Centrale de Nantes. Nantes . (2007)

[S]

Sandrone F. Analysis of pathologies and long term behaviour of the Swiss National Road tunnels. Thèse. Ecole Polytechnique Federale de Laussane. Laussane, Suisse. 4019. (2008)

Sandrone F. et Weissler R. Laser scanning images analysis for tunnel inspection. ISRM, (2011)

Sanglerat, G., Laréal, P., et Giell, J., Correlations between in-situ penetrometer test and the compressibility characteristics of soils. Conference sur les essais in-situ dans les sols et les roches. Londres. (1969)

Skempton AW. Portland cements, 1843–1887 . Trans Newcomen Soc Study Hist Eng Tech, (1962)

SNCF Ouvrages d'art: Méthodes anciennes de construction des tunnels en maçonnerie. Paris (1975)

Solla, M., Lorenzo, H., Rial, F. et Novo, A. Ground-penetrating radar for the structural evaluation of masonry bridges. Construction and Building Materials, N° 29, pp.458-465. (2012)

Sonmez, H., Gokceoglu, C. et Ulusay, R. Indirect determination of the modulus of deformation based on the GSI system. Édité par. International Journal of Rocks Mechanical and Mining Science, Vol. 41 , N° 5, pp.849–857 (2004)

Sorgi C., Didier, C., Souley, M., Auvray, C., Homand, F. et Gennaro, V. (2004) Contribution méthodologique et expérimentale à l'étude de la diminution de la résistance des massifs rocheux par vieillissement. Rapport INERIS. pp. 132. (2004)

Spiers C., Schutjens P. Densification of crystalline aggregates by fluid-phase diffusional creep. Deformation Process in Minerals. Ceramics and Rocks. Ed. Unwin-Hyman. London (1990)

Stablon, T., Sellier, A., Domède N., Plu B., et Dieleman L. «Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect .» Materials and Structures 45, pp.881-898. (2011)

[T]

Thepot, O. Prise en compte des caractéristiques en petites déformations dans le sol dans l'étude du comportement de collecteurs enterrés. Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (2004)

[U]

U.S.Department of transportation, Highway and Rail Transit Tunnel Maintenance and Rehabilitation Manual. Report. (2004)

USBR. Repport : Engineering geology field manual.. Édité U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. Vol. I, 2nd ed. (1998)

[V]

Ván, P., et Vásárhelyi, B. «Relation of rock mass characterization and damage.» Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst (Taylor & Francis Group). (2010)

Van Eckhout E. The mechanisms of strength reduction due to moisture in coal mines shales Int. Journal Rocks mechanics min. Science. N° 2. Vol. 13. pp. 61-67. (1976)

Verstrynghe E., Schueremans L. et Van Gemert D. Time-dependent mechanical behavior of lime mortar. Materials and Structures. Vol. 44. pp. 29-42. (2011)

Villavicencio, G., Breul, P., Bacconnet, C., Boissier, D. et Espinace, R. Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 29, No. 6, pp. 1073 - 1084. (2011)

[W]

Watelet J.M. Méthode d'analyse et diagnostic des conditions des stabilités des carrières souterraines. Mémoire d'ingénieur / ISAM SNAM. Paris. (1996)

Watelet J.M. Rapport d'étude: Impact du changement climatique sur la stabilité des cavités souterraines. INERIS. DRS-10-103862-00411A. pp.76 (2010)

Wiid B.L. The influence of moisture upon the strength behavior of rock. Thèse. University of Witwatersrand. Johannesburg . (1967)

[Y]

Yankai WU. , Xiaohau XI. , Information Monitoring on Surrounding Rock of Tunnel and Its Application. Information Technology in Geo-Engineering. Shanghai : D.G. Toll et al. (2010)

Yuan Y., Jiang X., et Liu X. Predictive maintenance of shield tunnels, Tunneling and Underground Space Technology. Vol. 38. pp. 69-86. (2013)

[Z]

Zhang, L., et Einstein H. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences, N° 41, pp.337-341. (2003)

Annexe 1 : Les sites en étude

1.1 Station Pasteur

- Localisation : La station appartient à la ligne n°6 et abrite une correspondance avec la ligne n°12, elle se situe dans le 15^{ème} arrondissement.
- Plan de la station :

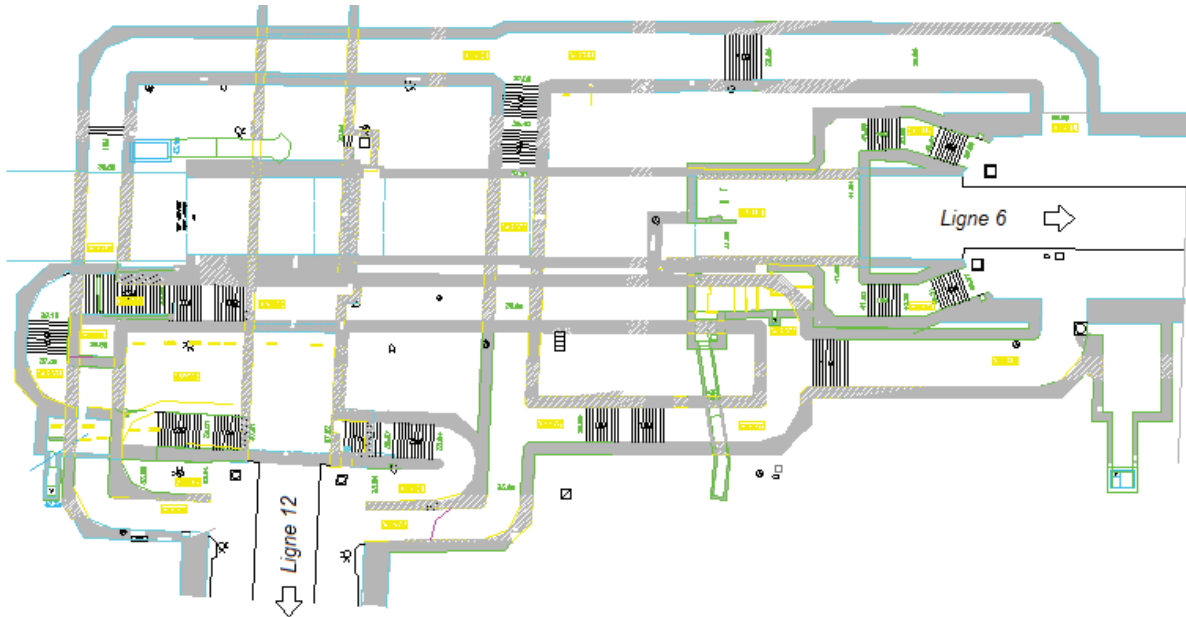


Figure 1 Plan de la station Pasteur

- Caractéristiques des ouvrages : Les cotes des salles et couloirs sont variables entre +33 au plus bas et +43 NGF pour la plus élevée. La section interne des ouvrages d'accès étant composée des voûtes elliptiques reposant sur des piédroits verticaux dans presque la totalité des couloirs (à exception de deux zones à cadres pour la salle d'accès et une partie des couloirs)

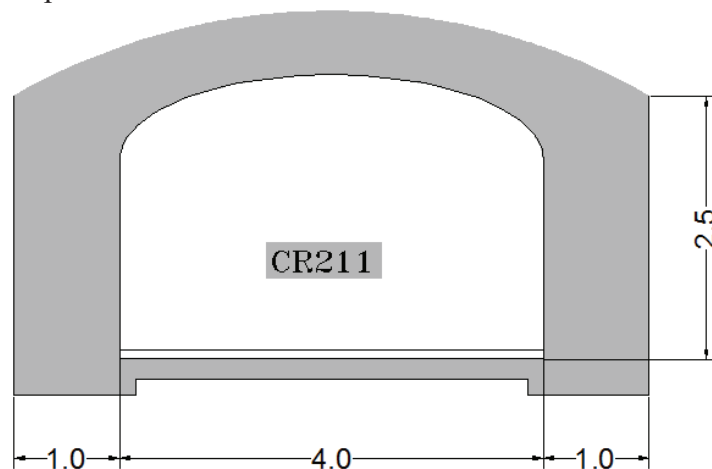


Figure 2 Profil type des couloirs de la station Pasteur

- Géologie : La géologie des terrains dans la zone de la station sont présentés dans la Figure 3. Les couloirs d'accès recouperaient la succession de terrains jusqu'au calcaire grossier

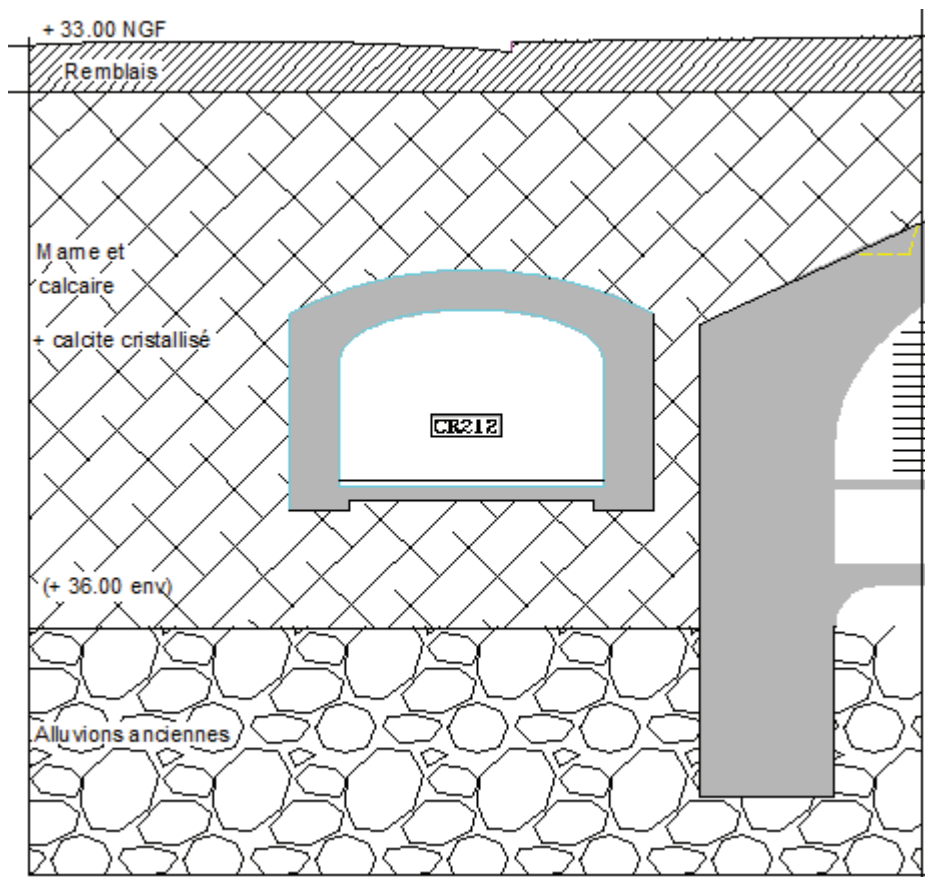


Figure 3 Schéma de la stratigraphie de la station Pasteur

1.2 Station Champs de Mars

- Localisation : Situé entre les stations La Motte-Picquet – Grenelle et École Militaire, dans le 7^e arrondissement de Paris.
- Plan de la station :

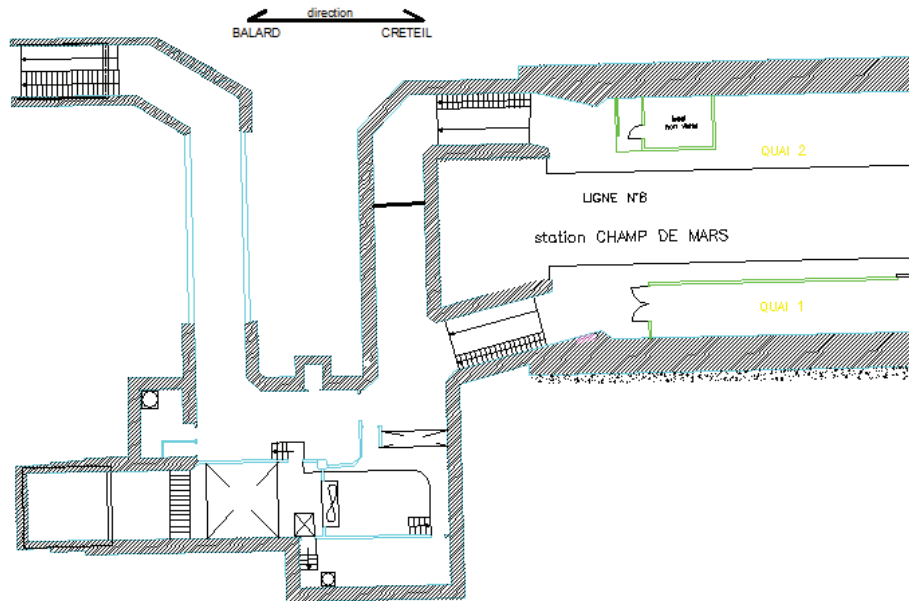


Figure 4 Plan station Champs de Mars

- Caractéristiques des ouvrages : L'altitude du terrain en surface se situe aux environs de la cote + 35 NGF, et les quais aux environs de la cote +29. Dans ce cas, la morphologie des accès comporte de couloirs dont le revêtement est composé de voûtes elliptiques sur piédroits verticaux ainsi que sections cadre.

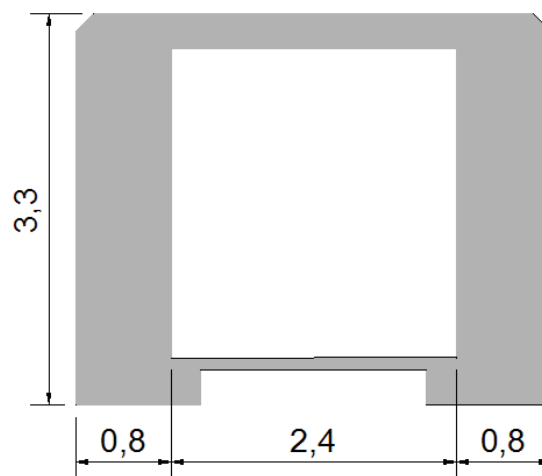


Figure 5 Profil type des couloirs de la station Champs de Mars

- Géologie : Les couloirs d'accès recouperaient la succession de terrains jusqu'aux Alluvions Anciens (Arcadis, 2004). La nappe, en circulation dans les Alluvions Anciens en relation avec la Seine se trouverait entre la cote +27,0 et +27,8. D'après la carte géologique 1/ 5 000 pour cet arrondissement la constitution des terrains serait la suivante :

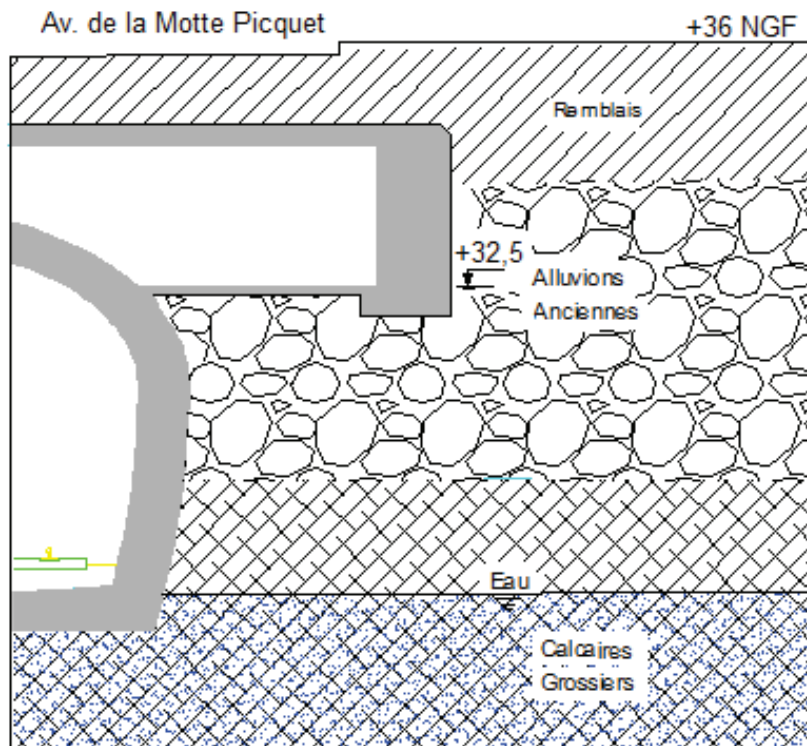


Figure 6 Schéma de la stratigraphie de la station Champs de Mars

1.3 Station Porte de Lilas

- Localisation : La station se situe dans le 20^{ème} arrondissement, appartenant à las lignes n°3bis et n°11.
- Plan de la station :

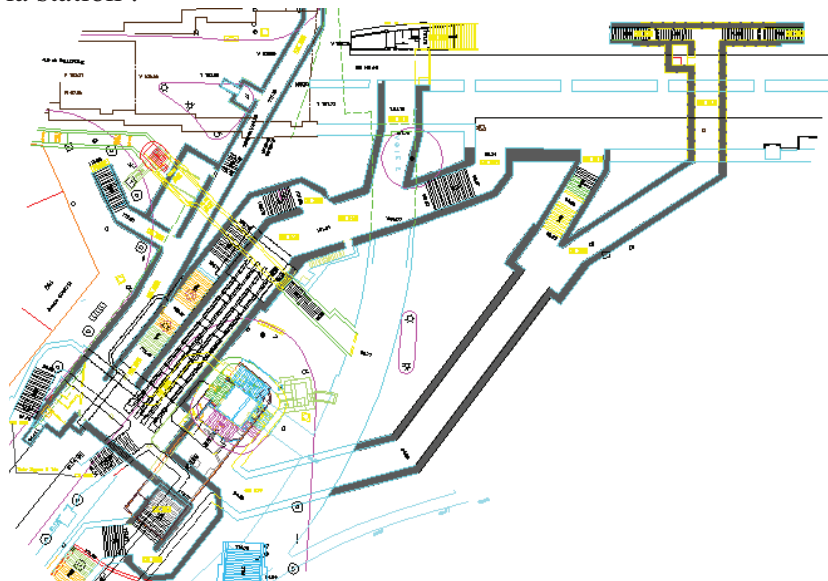


Figure 7 Plan de la station Porte de Lilas

- Caractéristiques des ouvrages : L'altitude du terrain en surface se situe aux environs de la cote +118. Les niveaux de quai se situent à +91 pour la ligne 3bis et

+98 pour la ligne 11. La morphologie des accès est composée par la plupart des sections constituées par une voûte à profil elliptique reposant sur des piliers verticaux, excepté certains tronçons des couloirs qui sont constitués par un cadre.

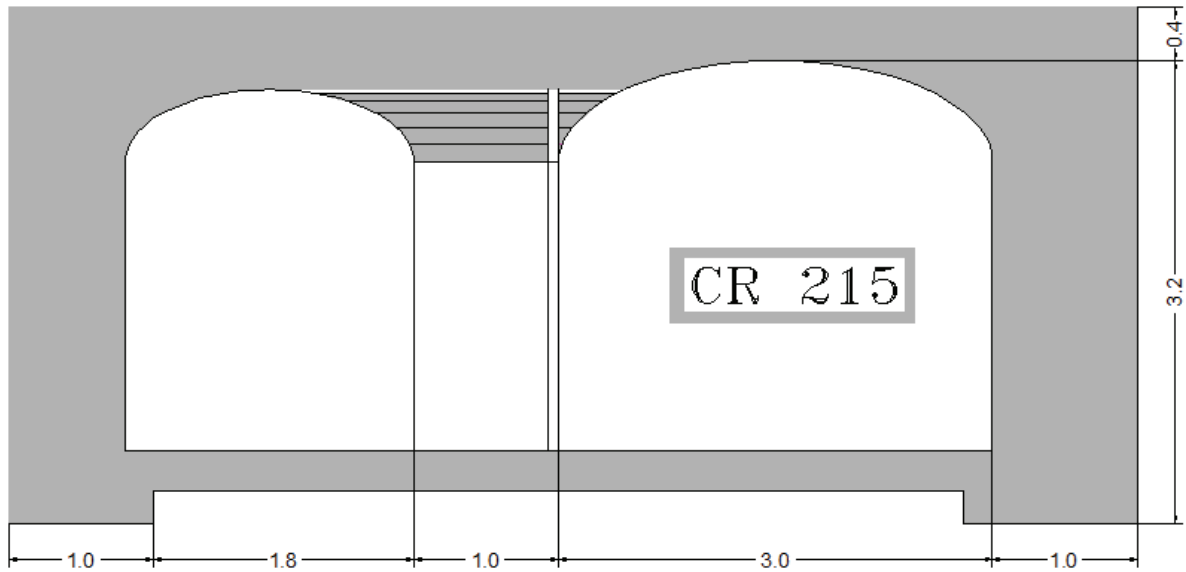


Figure 8 Profil type des couloirs de la station Porte de Lilas

- Géologie : Les informations contenues dans la carte géologique du respectif arrondissement attestent de la présence successive de plusieurs formations géologiques (à partir de la cote +118):

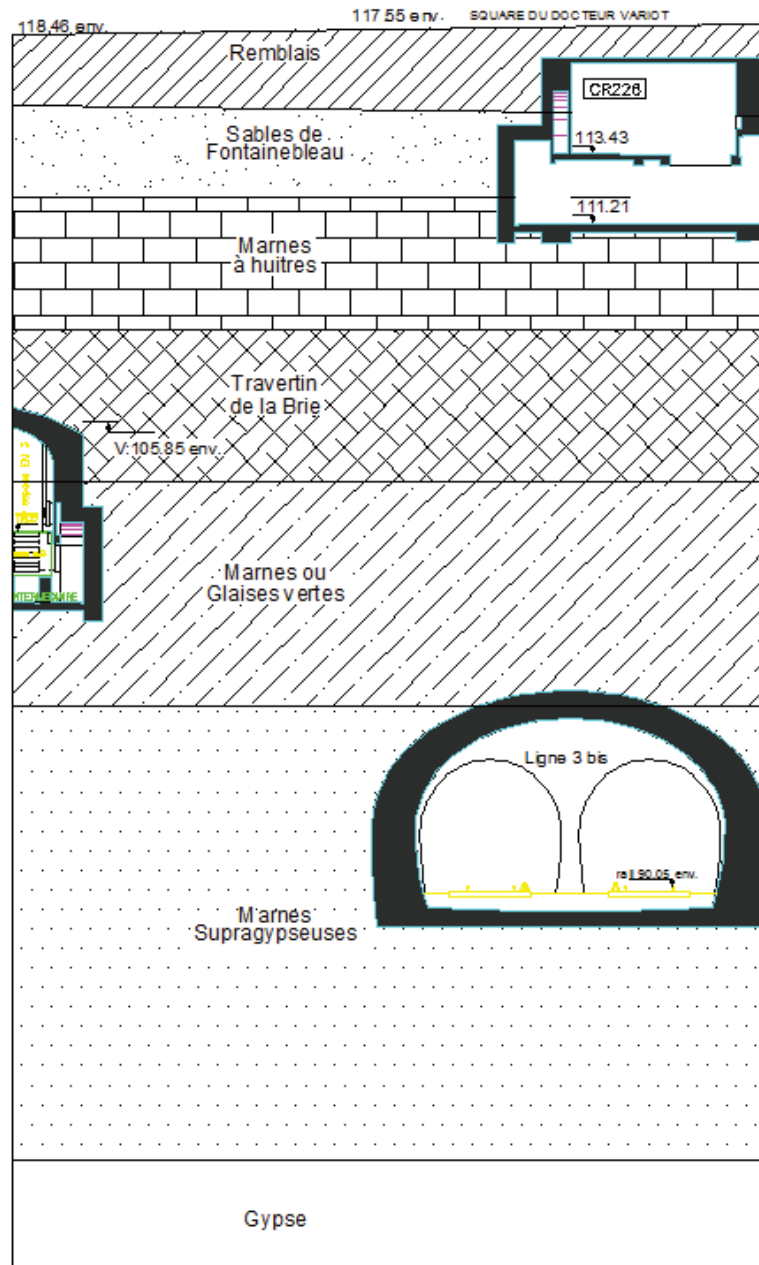


Figure 9 Schéma de la stratigraphie de la station Porte de Lilas

Les couloirs et accès de la station Porte des Lilas recouperaient la succession des terrains jusqu'aux Marnes supra-gypseuses.

Une nappe phréatique circule dans les Sables de Fontainebleau à la cote +111,60 vers +109,50 d'après la carte géologique, et une autre nappe circule dans le Calcaire de Brie.

1.4 Station Europe

- Localisation : Situé sous la rue de Rome, au 8^{ème} arrondissement de Paris, la station fait partie de la ligne n°3.
- Plan de la station :

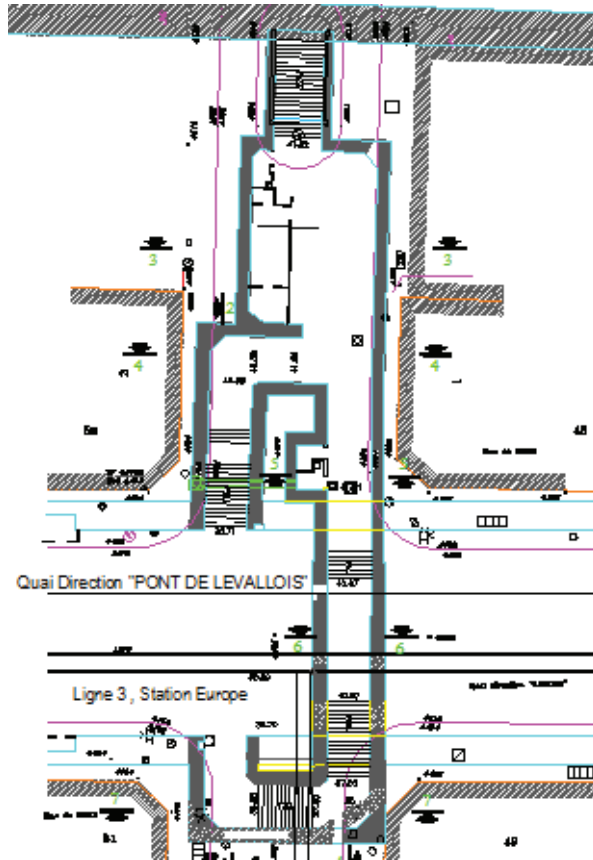


Figure 10 Plan de la station Europe

- Caractéristiques des ouvrages : la morphologie des accès est partagée entre sections internes des ouvrages constitués par une voûte à profil elliptique reposant sur des piédroits verticaux, et d'une autre part constituée par un cadre avec un plancher haut constitué par des profilés métalliques et des voutains. L'altitude en surface se situe aux environs de la cote +44, tandis que les quais sont aux environs de la cote +35.

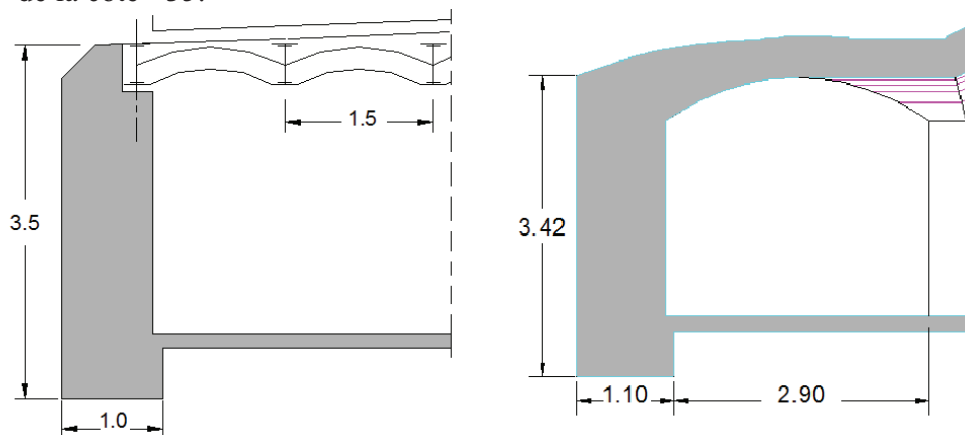


Figure 11 Profil type des couloirs de la station Europe

- Géologie : Les couloirs et accès de la station de la ligne 3 reposeraient sur des Marnes et calcaires de Saint Ouen mis à part une zone localisée où le radier reposerait sur des Sables de Beauchamp.

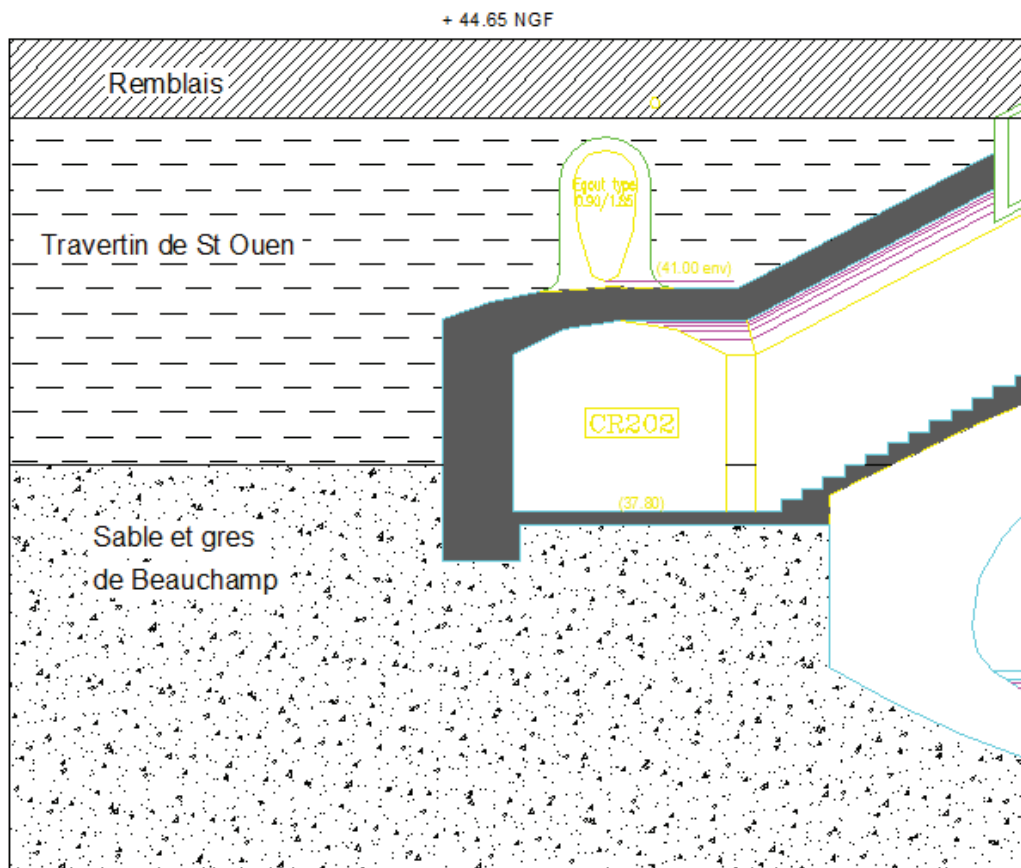


Figure 12 Schéma de la stratigraphie de la station Europe

Annexe 2 : Essais dans le moule de calibration Courbes contrainte-déformation

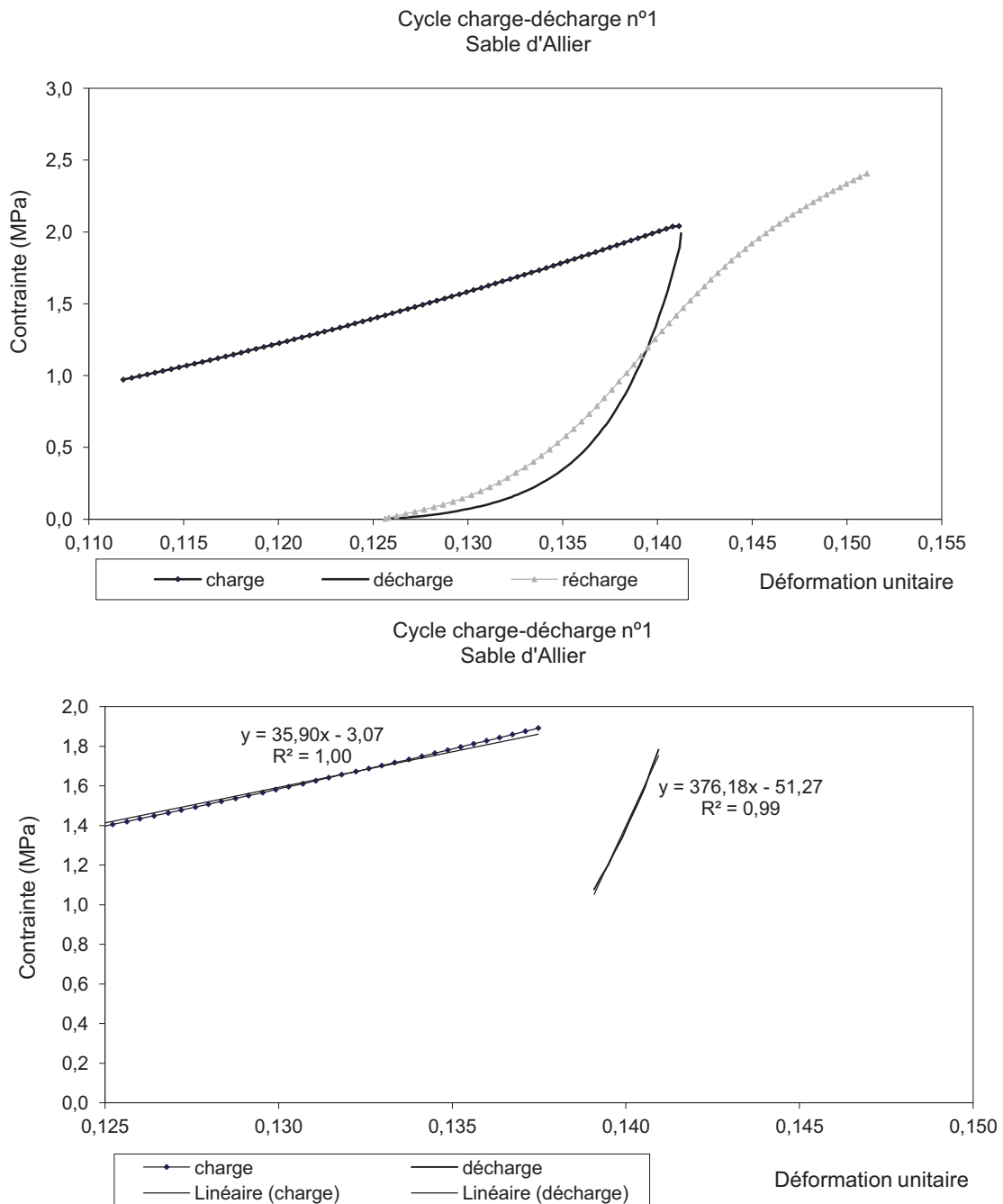


Figure 1 Courbe cycle charge- décharge n°1 et obtention des modules, Sable d'Allier (M)

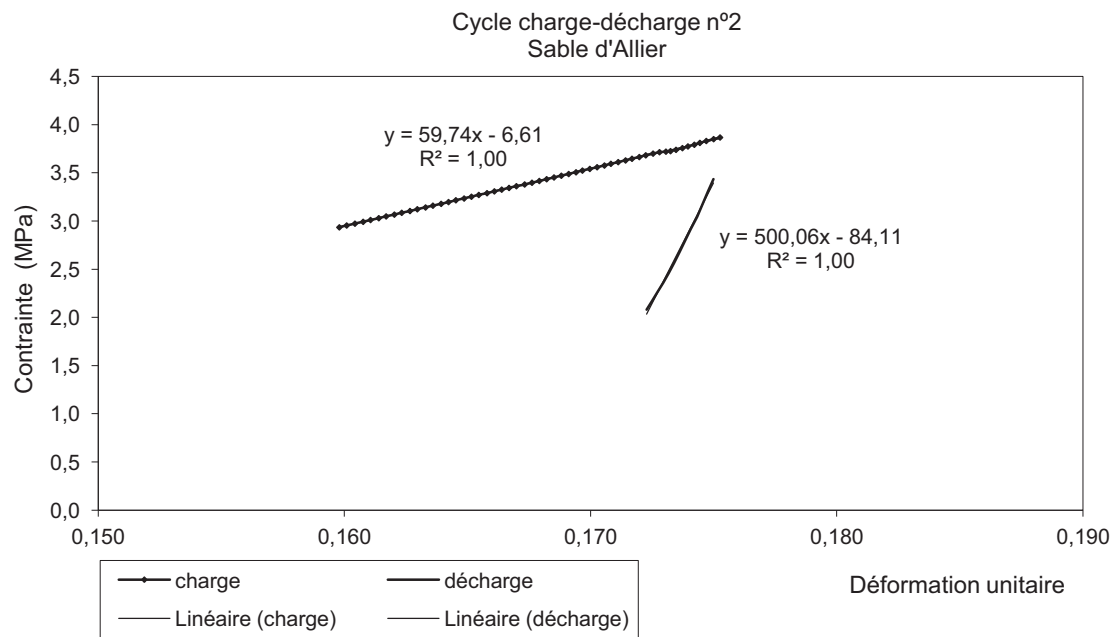
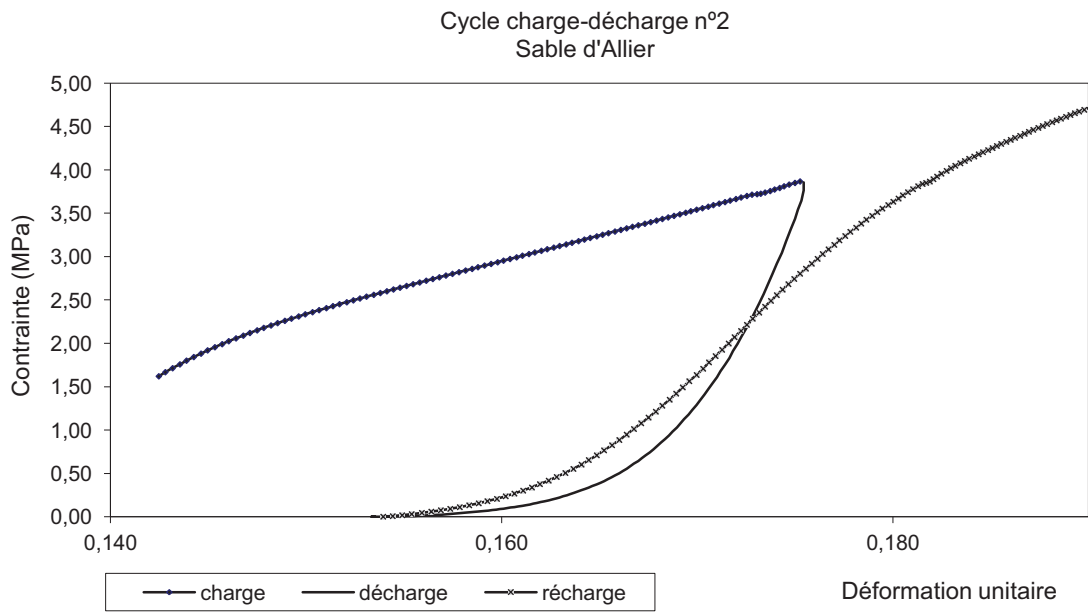


Figure 2 Courbe cycle charge- décharge n°2 et obtention des modules, Sable d'Allier (M)

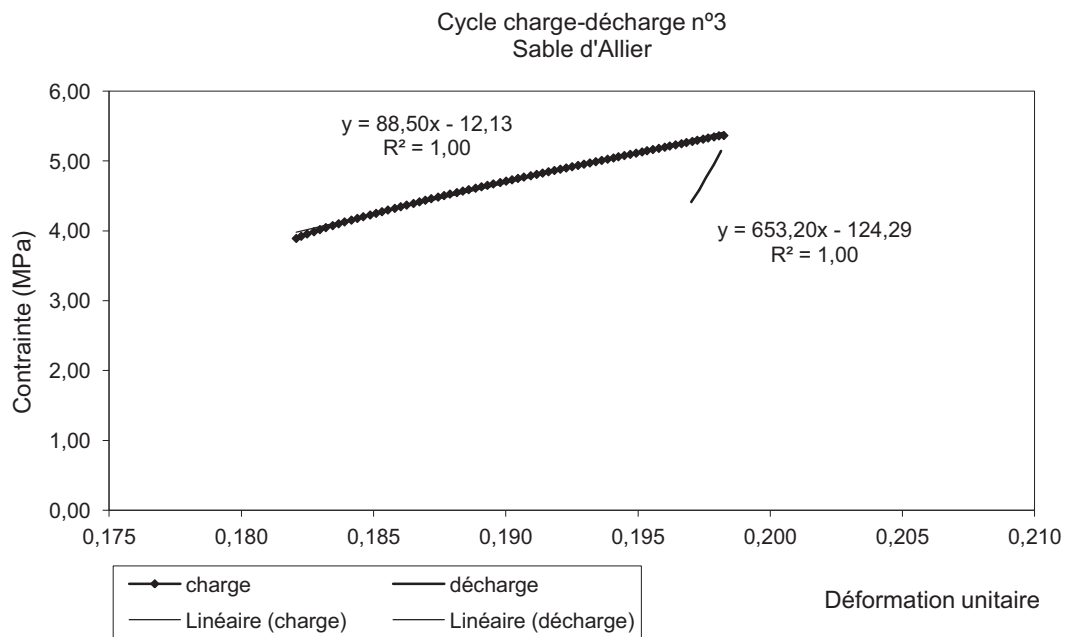
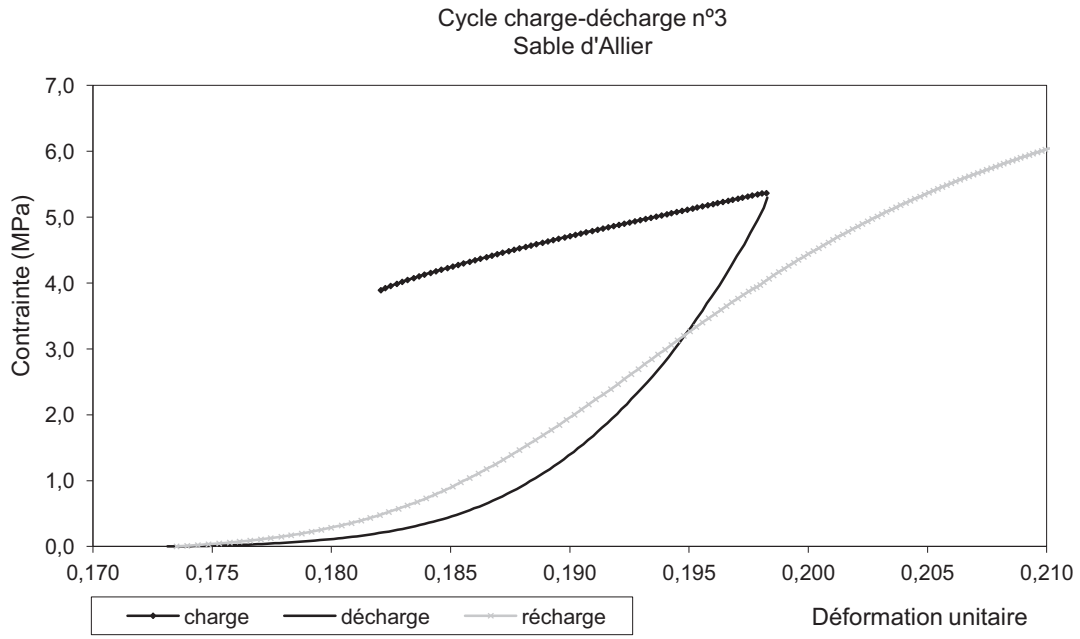


Figure 3 Courbe cycle charge- décharge n° 3 et obtention des modules, Sable d'Allier (M)

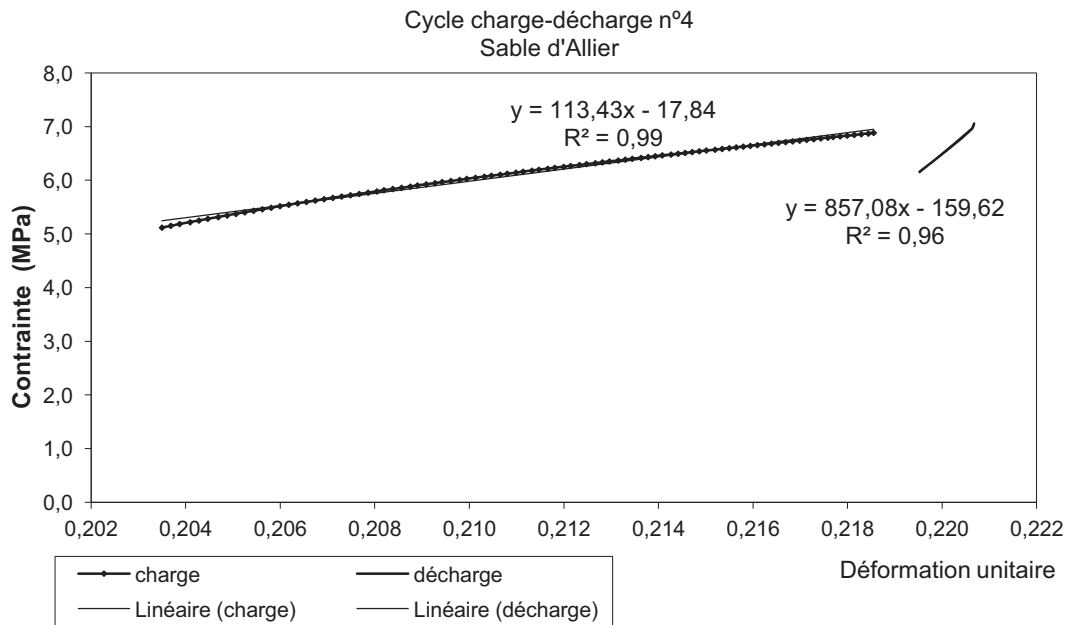
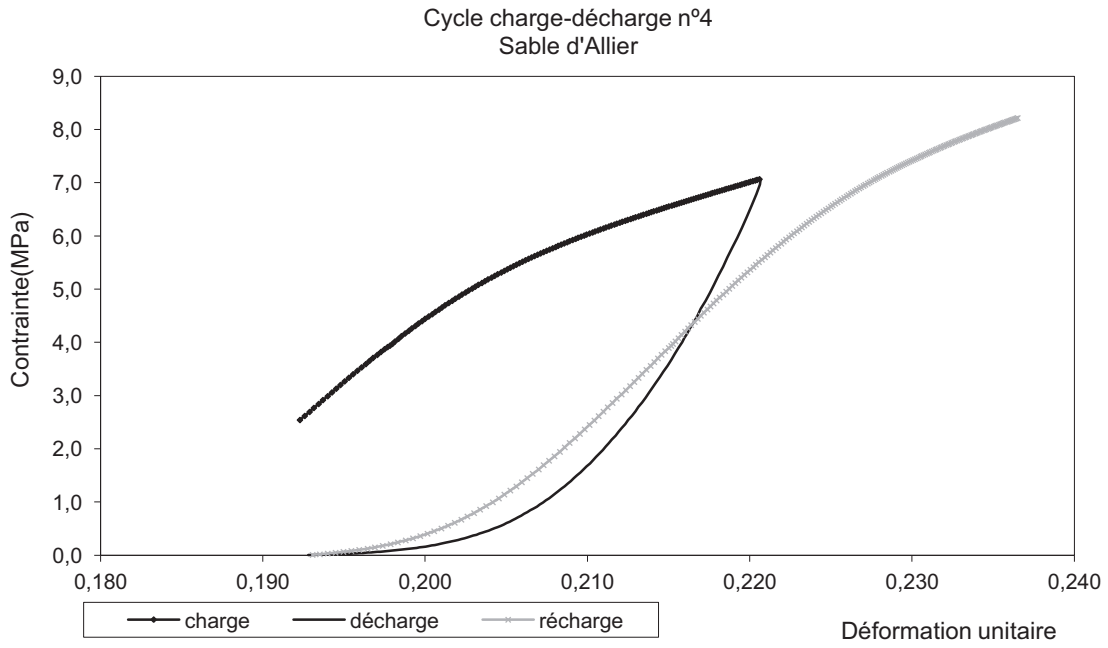


Figure 4 Courbe cycle charge- décharge n°4 et obtention des modules, Sable d'Allier (M)

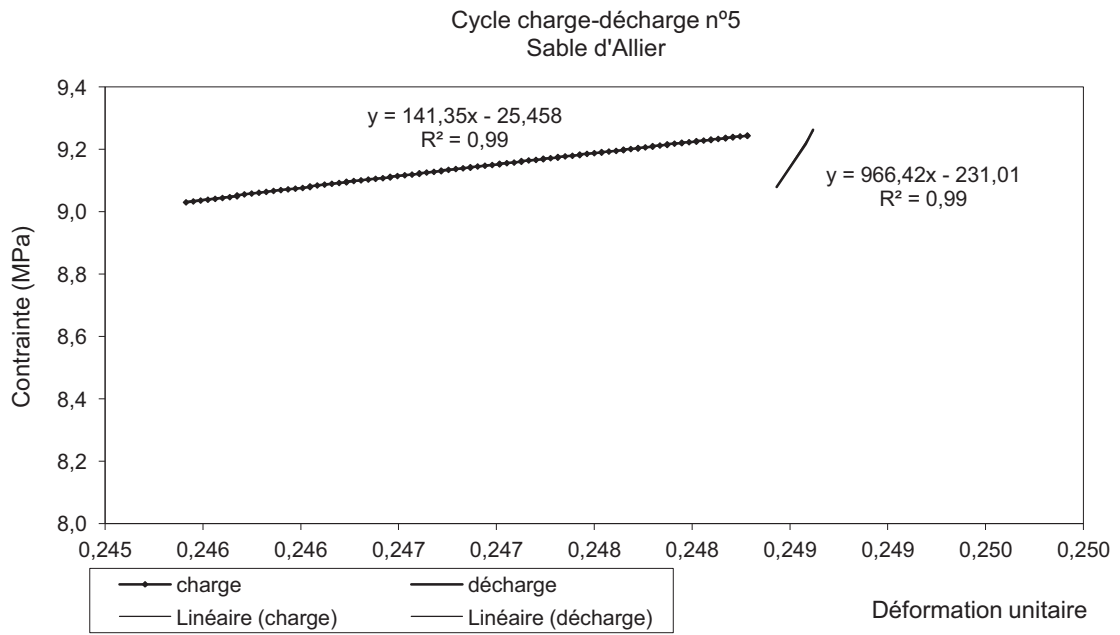
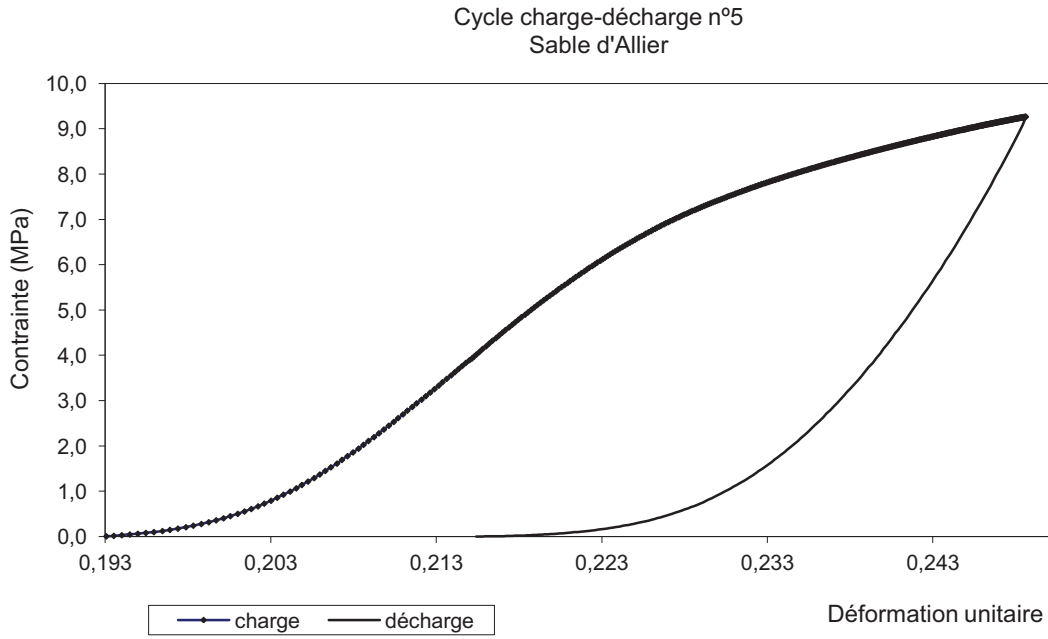


Figure 5 Courbe cycle charge- décharge n°5 et obtention des modules, Sable d'Allier (M)

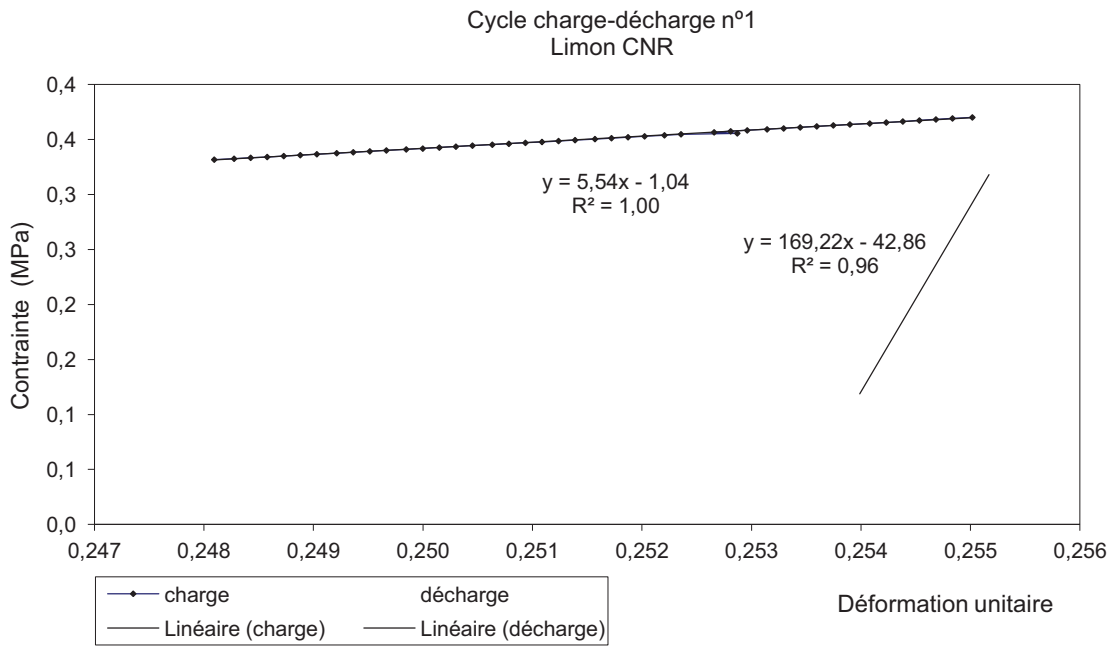
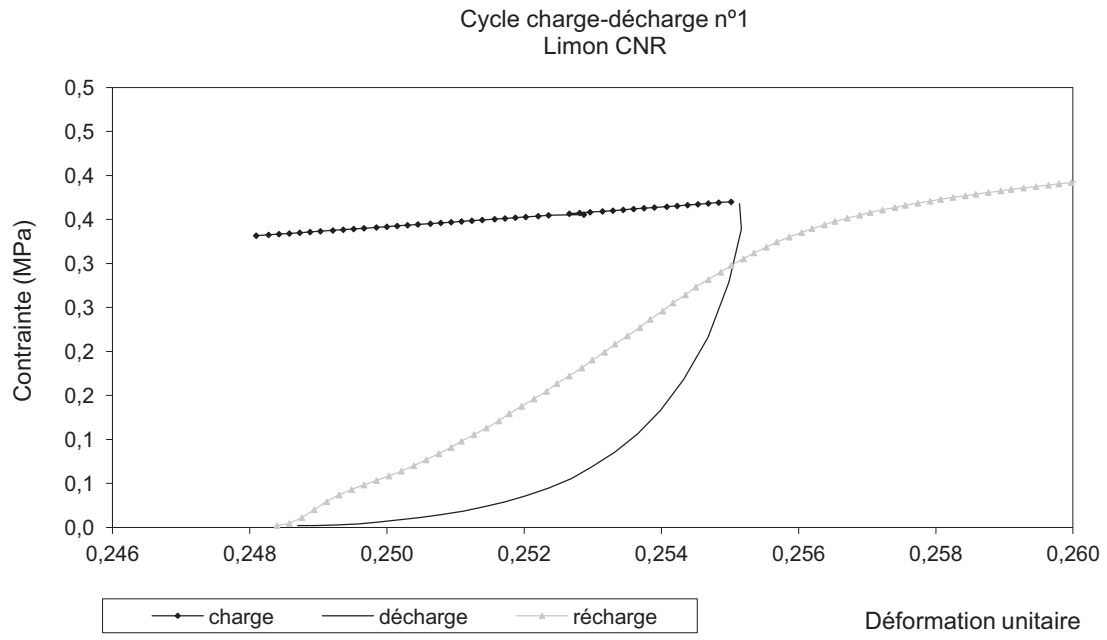


Figure 6 Courbe cycle charge- décharge n°1 et obtention des modules, Limon CNR (M)

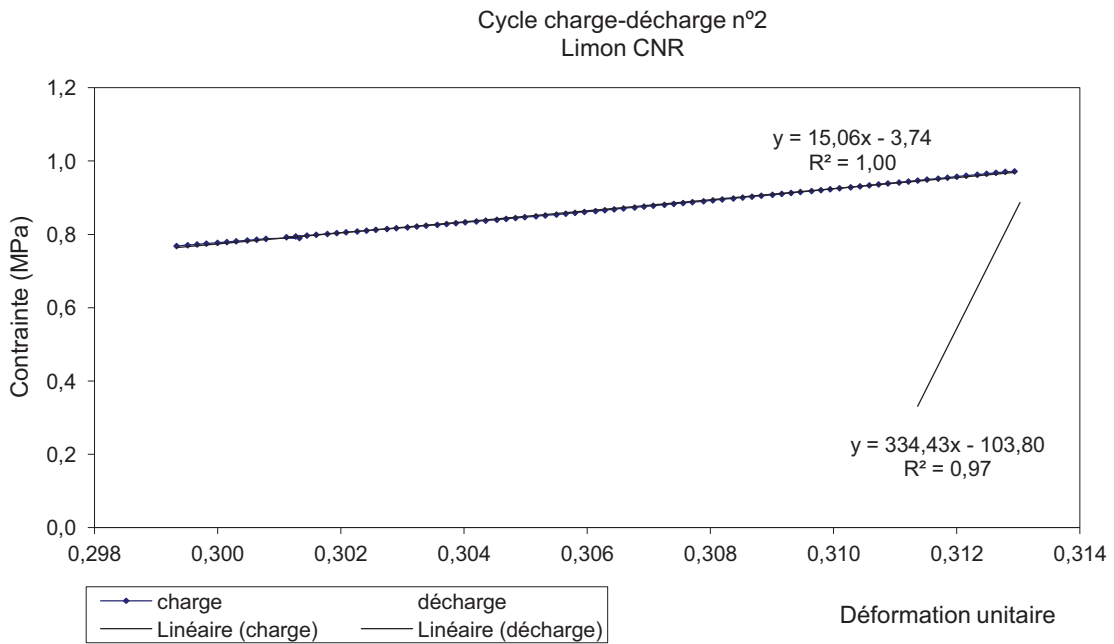
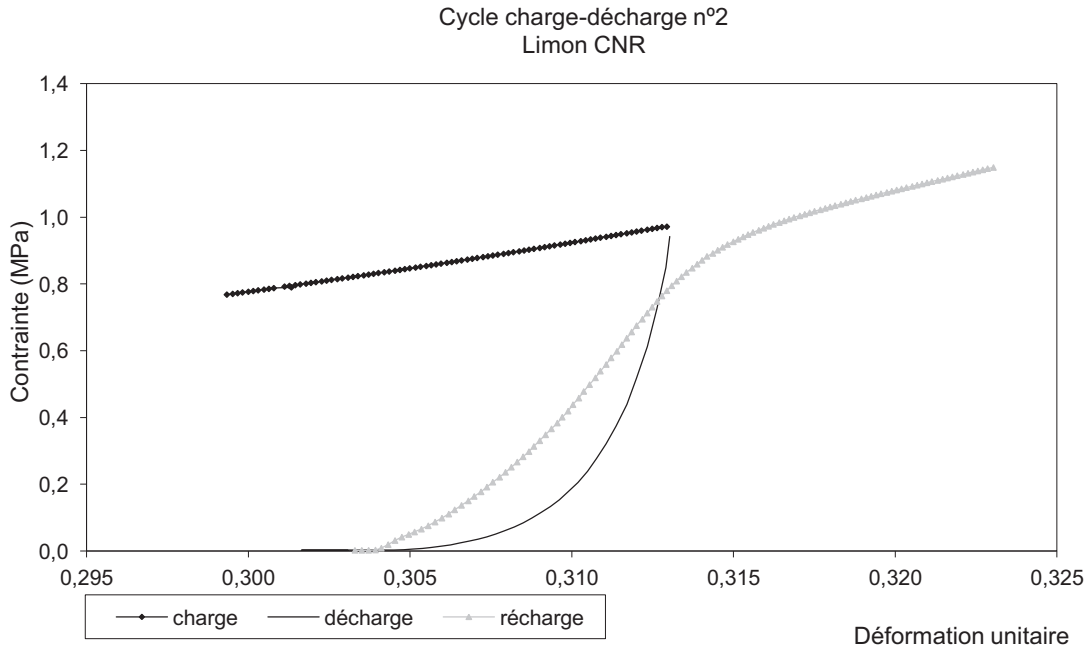


Figure 7 Courbe cycle charge- décharge n°2 et obtention des modules, Limon CNR (M)

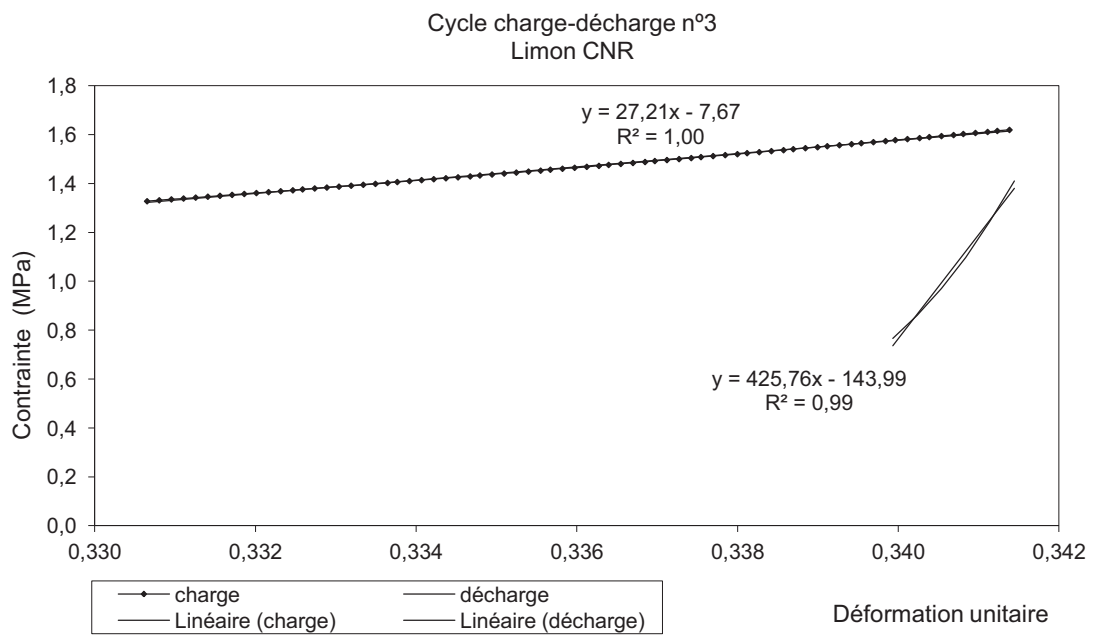
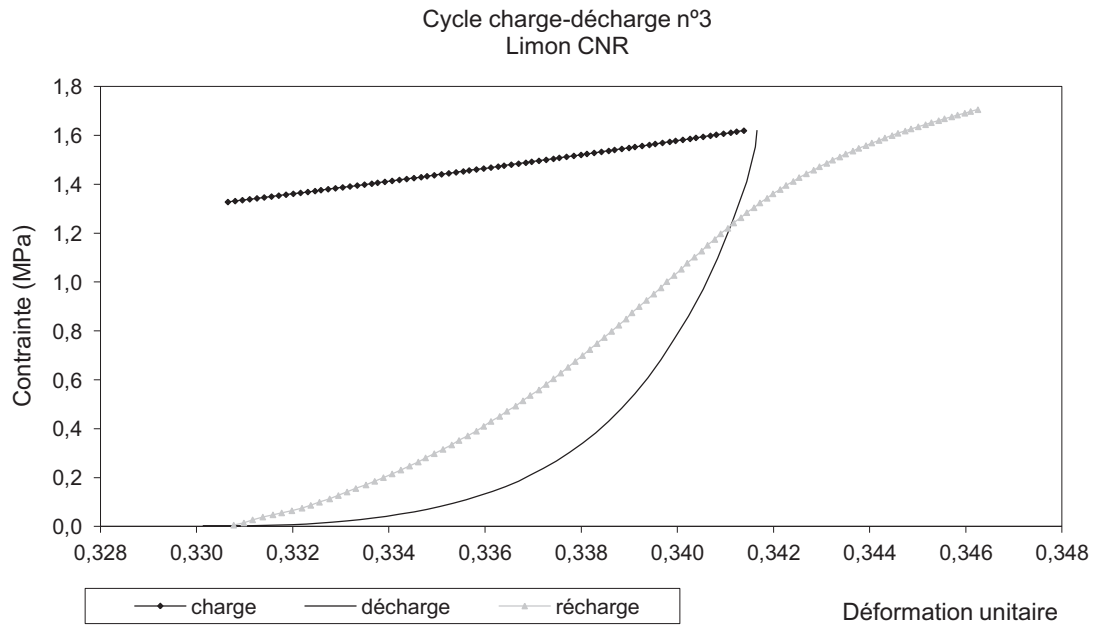


Figure 8 Courbe cycle charge- décharge n°3 et obtention des modules, Limon CNR (M)

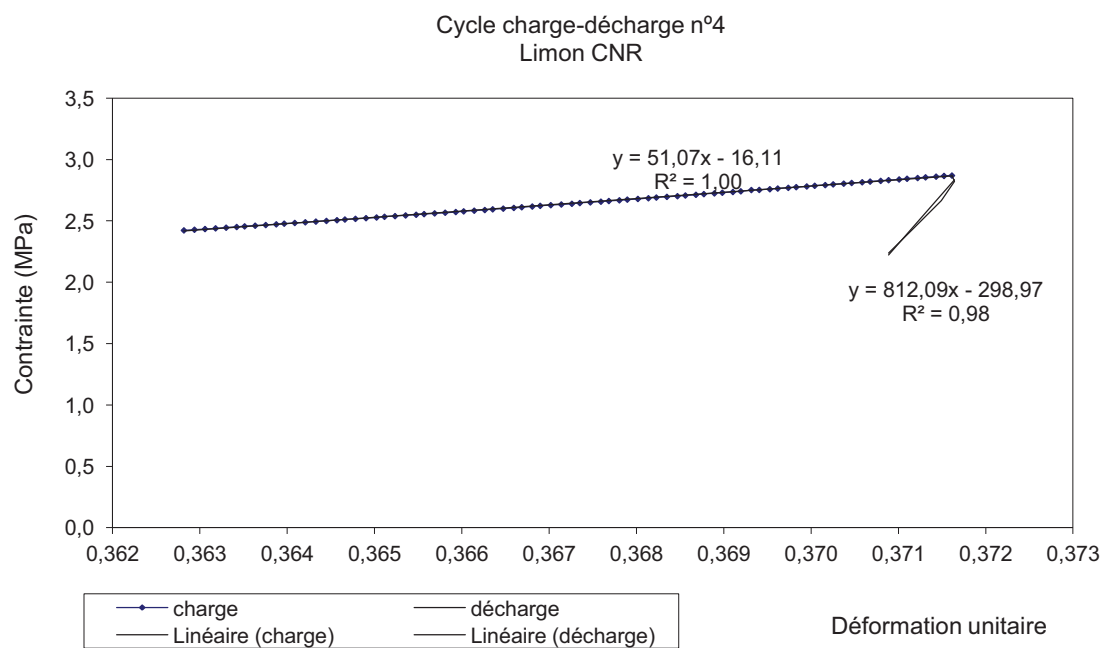
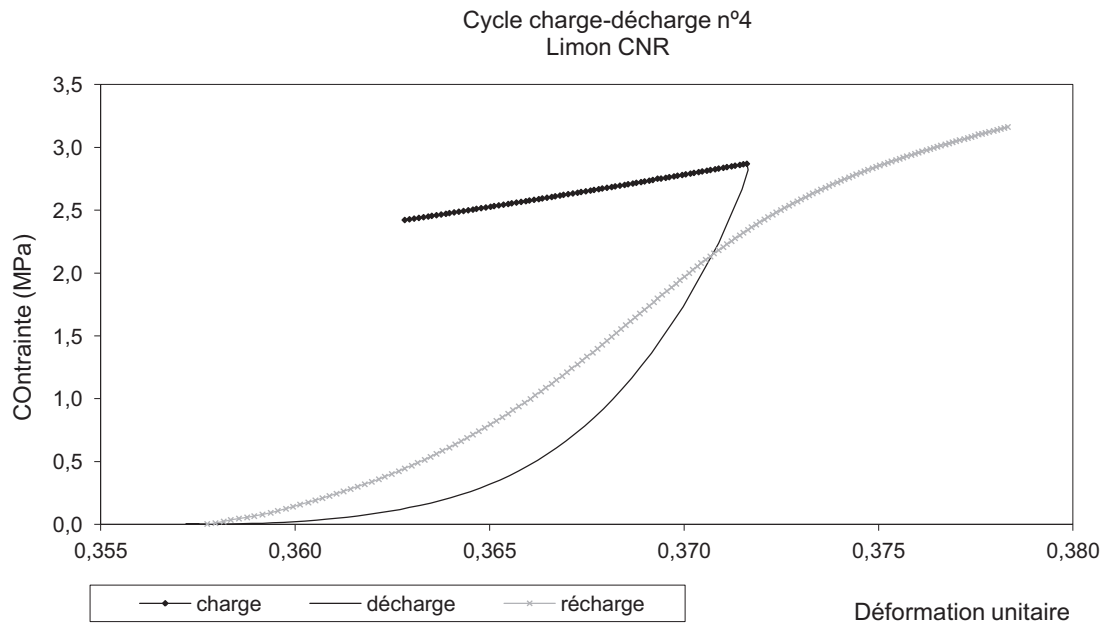


Figure 9 Courbe cycle charge- décharge n°4 et obtention des modules, Limon CNR (M)

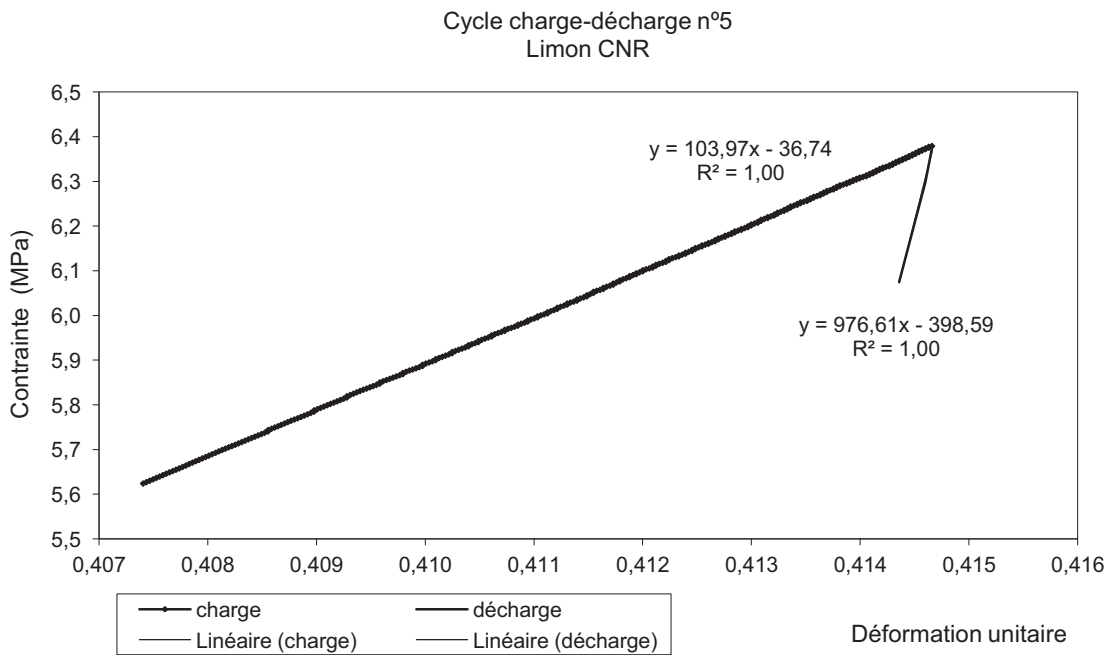
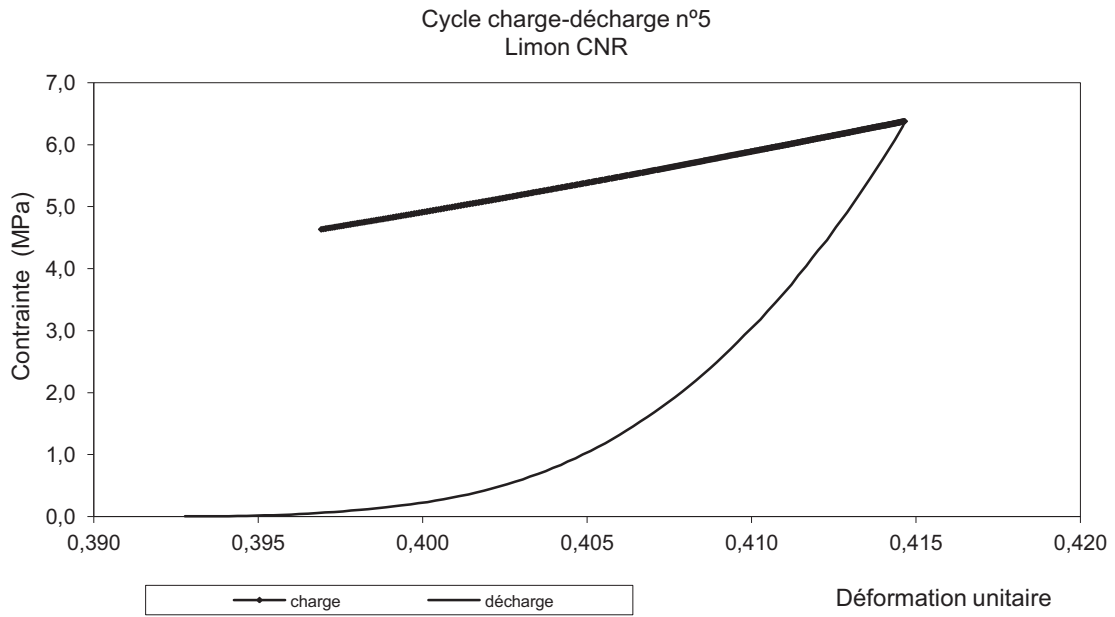


Figure 10 Courbe cycle charge- décharge n°5 et obtention des modules, Limon CNR (M)

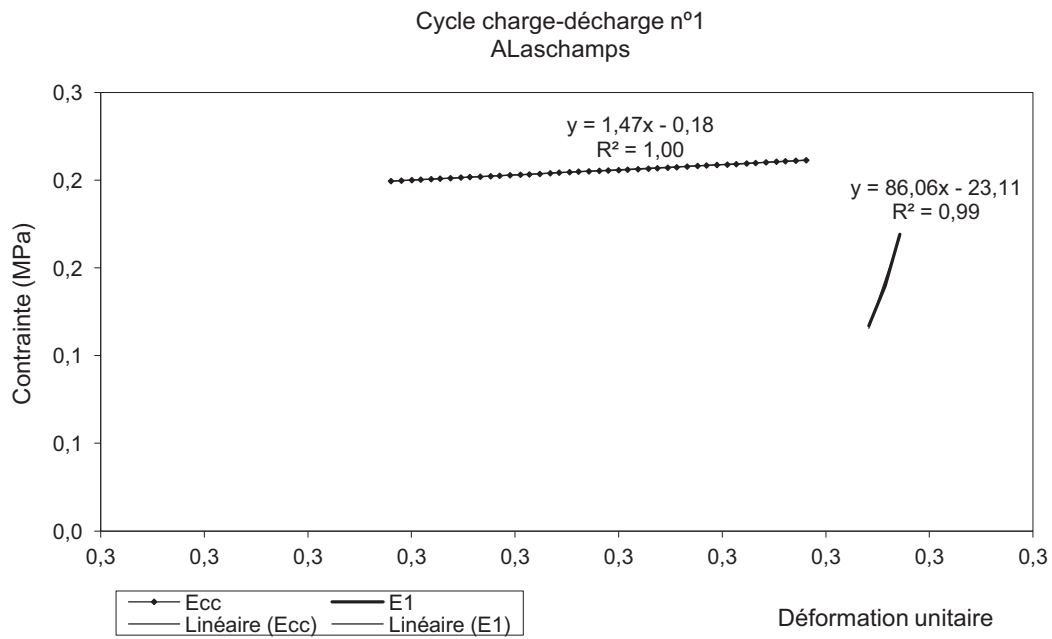
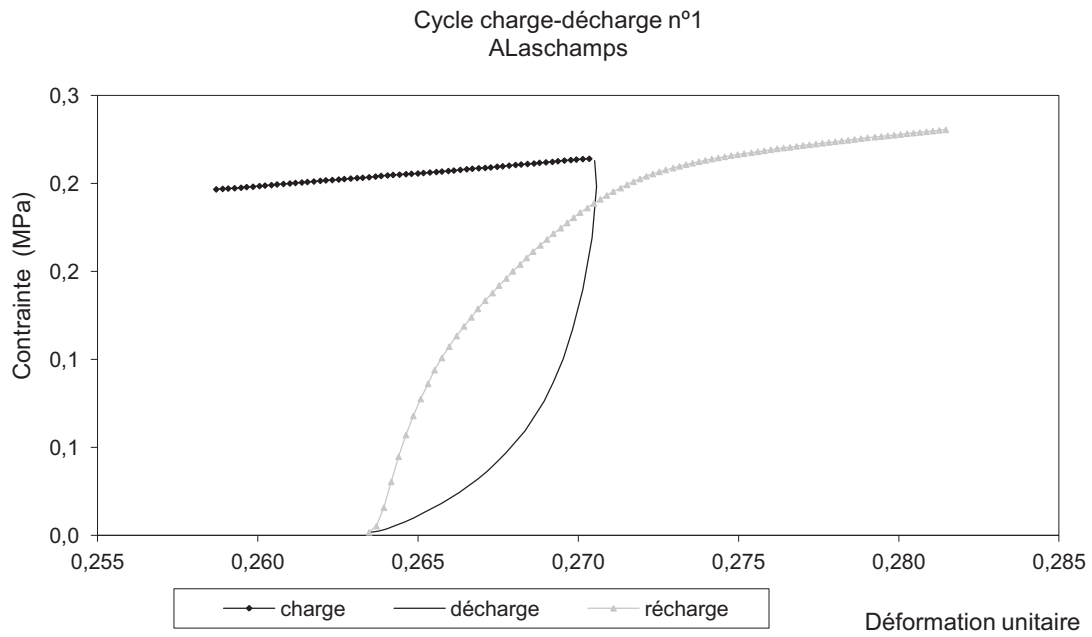


Figure 11 Courbe cycle charge- décharge n°1 et obtention des modules, Argile de Laschamps (M)

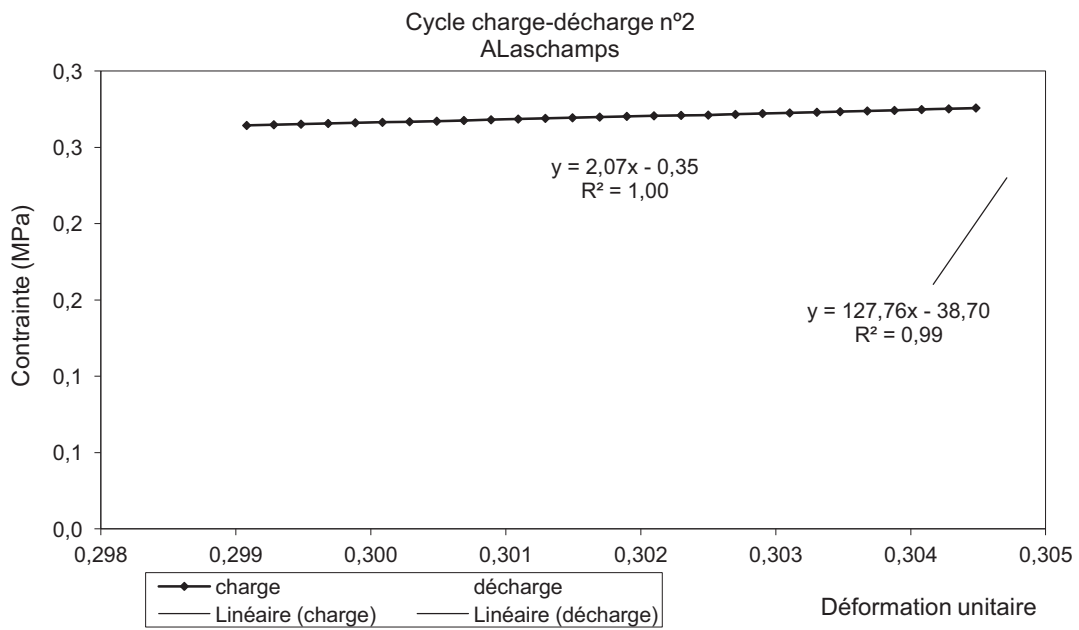
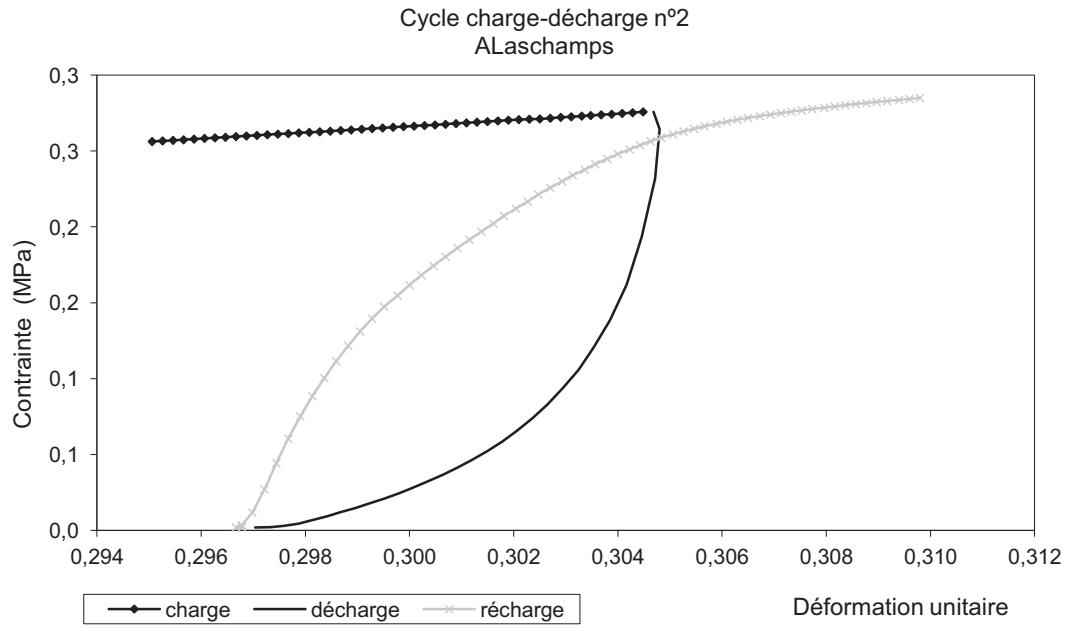


Figure 12 Courbe cycle charge- décharge n°2 et obtention des modules, Argile de Laschamps (M)

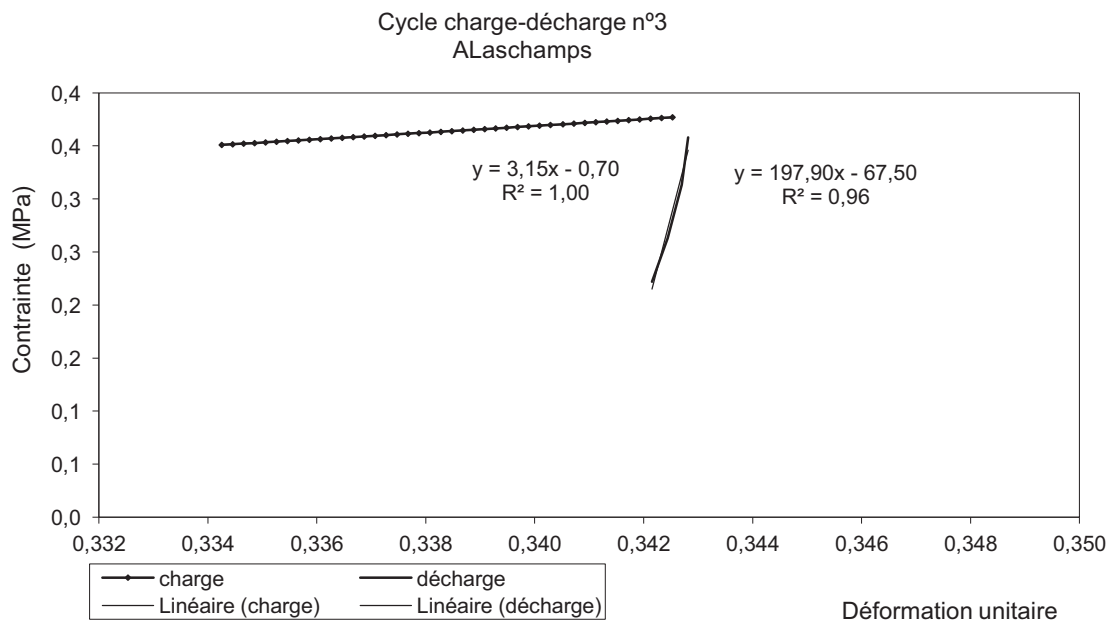
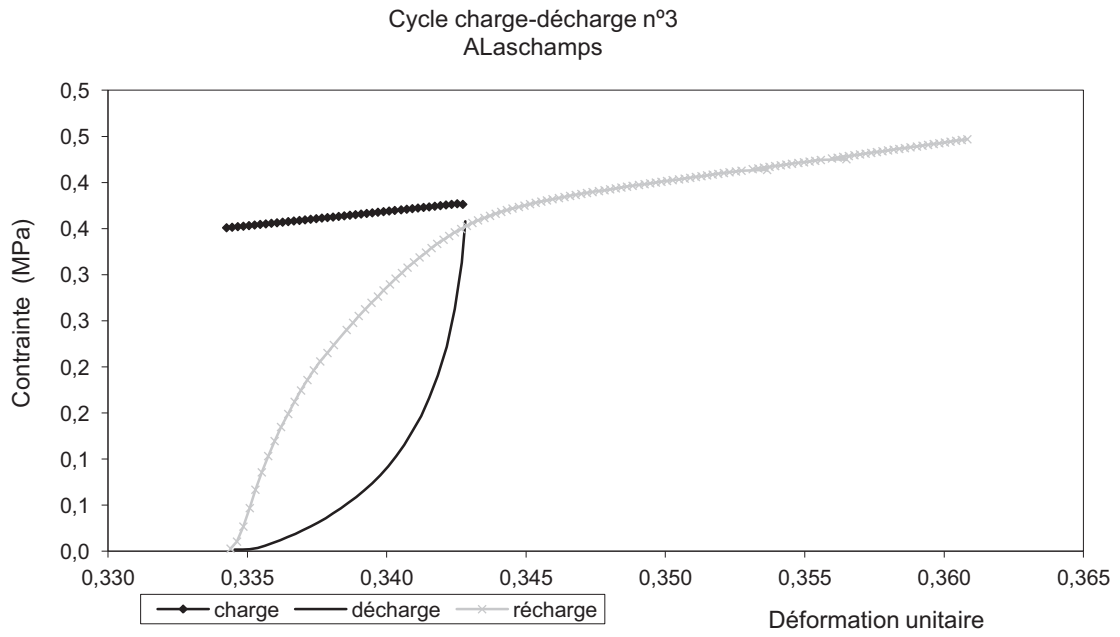


Figure 13 Courbe cycle charge- décharge n°3 et obtention des modules, Argile de Laschamps (M)

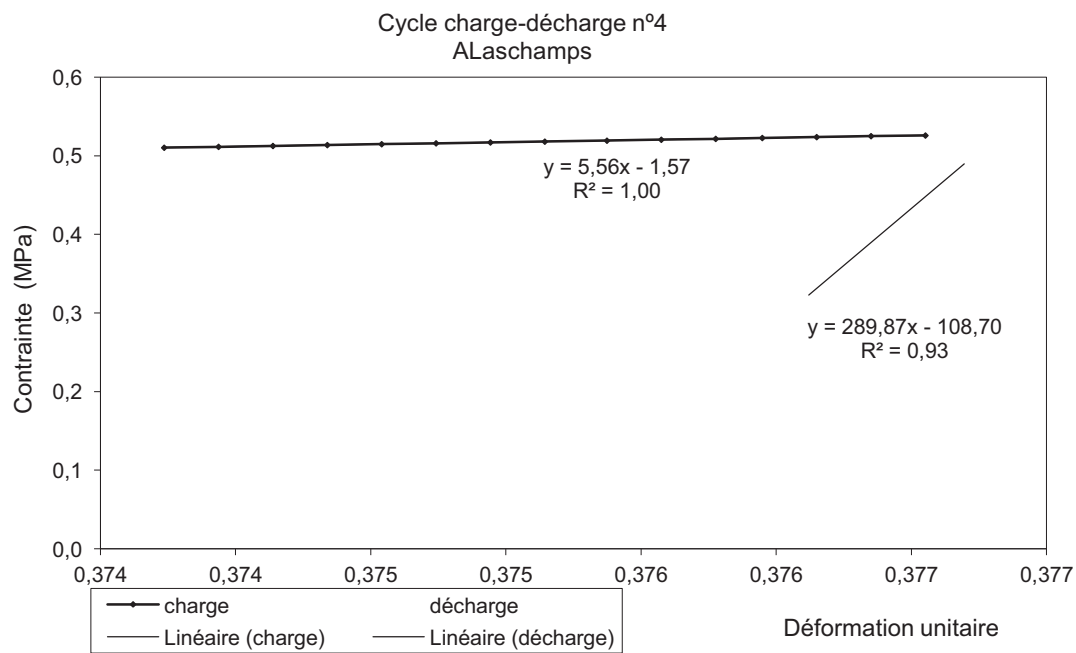
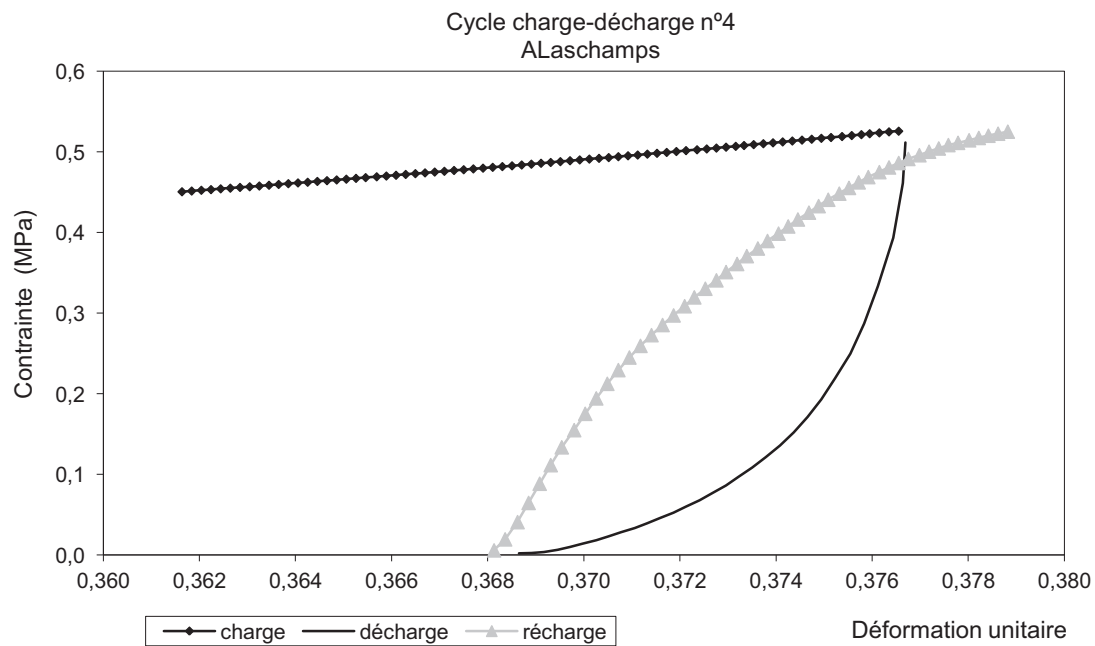


Figure 14 Courbe cycle charge- décharge n°4 et obtention des modules, Argile de Laschamps (M)

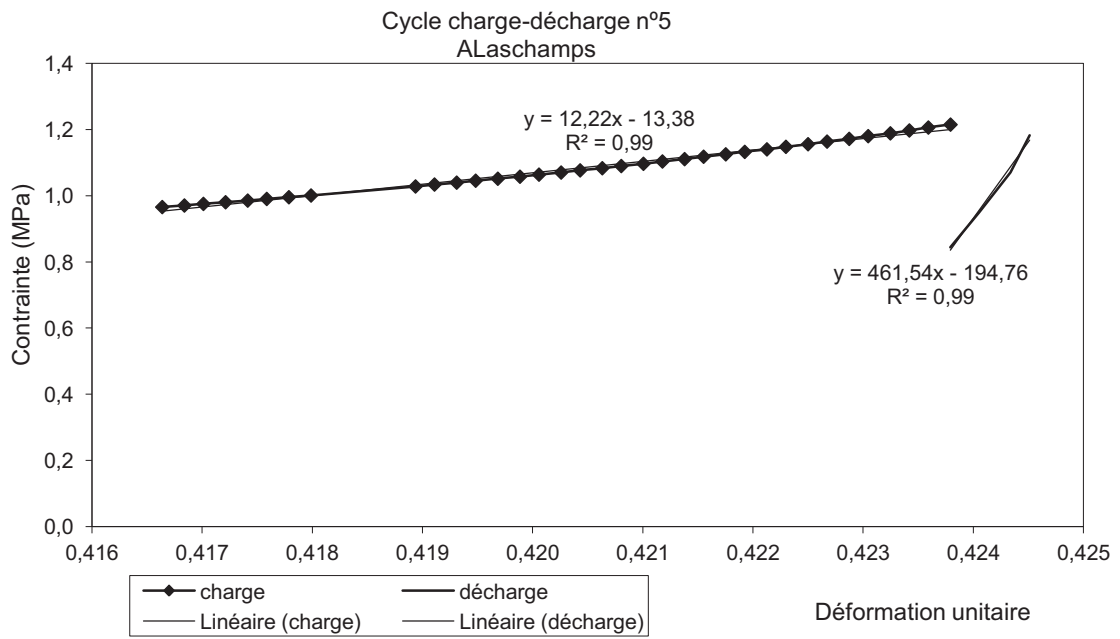
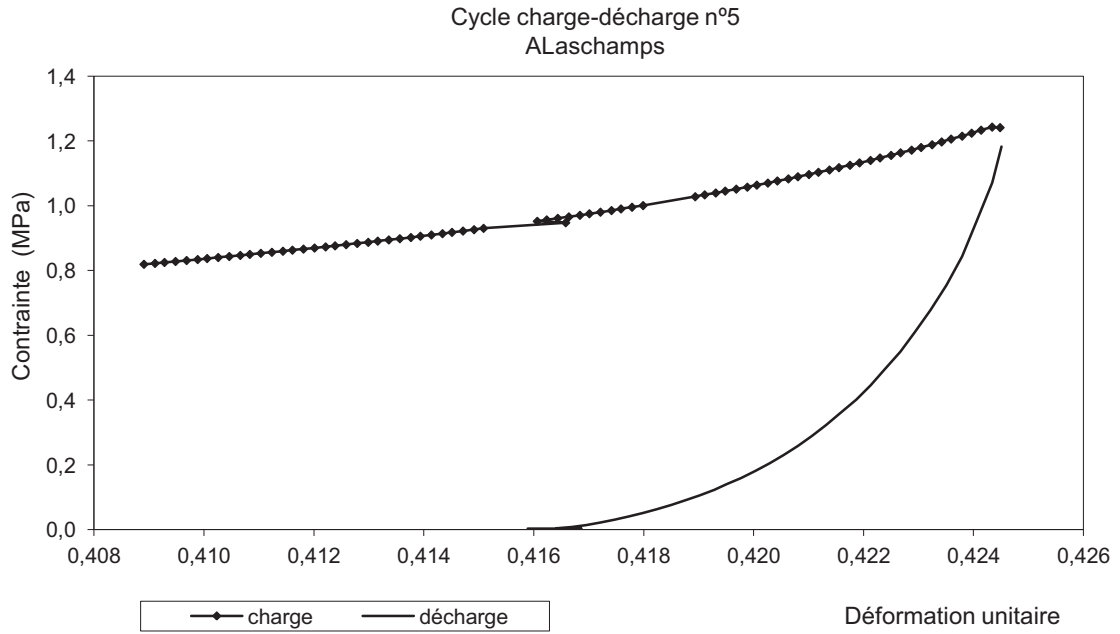


Figure 15 Courbe cycle charge- décharge n°5 et obtention des modules, Argile de Laschamps (M)