



HAL
open science

Durabilité des digues fluviales : une réflexion inspirée des digues de Loire

Yasmina Mankour

► **To cite this version:**

Yasmina Mankour. Durabilité des digues fluviales : une réflexion inspirée des digues de Loire. Géotechnique. Université Paris-Est, 2019. Français. NNT : 2019PESC2082 . tel-02922136

HAL Id: tel-02922136

<https://theses.hal.science/tel-02922136v1>

Submitted on 25 Aug 2020

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

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

UNIVERSITÉ PARIS-EST

**ÉCOLE DOCTORALE SIE « Sciences, Ingénierie et
Environnement »**

Thèse de doctorat en GEOTECHNIQUE

DURABILITE DES DIGUES FLUVIALES

Une réflexion inspirée des digues de
Loire

Yasmina BOUSSAFIR

Soutenue le 16 décembre 2019

Jury

Madame Farimah MASROURI	Rapporteure
Madame Katia BICALHO	Rapporteure
Monsieur Rémy TOURMENT	Examineur
Monsieur Yann DENIAUD	Examineur
Madame Lucile SAUSSAYE	Co-encadrante
Monsieur Philippe REIFFSTECK	Directeur de thèse

RESUME

DURABILITE DES DIGUES FLUVIALES

Évaluer la durabilité des digues fluviales en terre, correspond à estimer la durée d'usage d'un ouvrage dans son environnement. Nous avons tenté de répondre à deux questions scientifiques alimentant cette réflexion, qui sont : (1) caractériser l'effet de l'environnement météorologique sur les digues et (2) caractériser ses conséquences sur la performance en perméabilité.

La première partie du travail réalisé a confirmé l'existence d'un zonage au sein des ouvrages en terre. Le zonage résulte des interactions des sols avec l'atmosphère et la météorologie du site. Sa description a été basée sur l'analyse d'un ouvrage en terre instrumenté situé à Héricourt (Haute-Saône) près de Belfort, et a été confirmée par l'analyse géotechnique d'une digue ancienne située à La Ville-aux-Dames (Indre-et-Loire) près de Tours.

La météorologie des sites, alternant période sèche et humide, influence le comportement des talus, des plateformes et du cœur des digues, avec des intensités et des conséquences variables sur leurs performances. Une digue dans le Sud de la France vieillira différemment d'une digue dans le Nord. Une carte de localisation des secteurs d'égales sollicitations hydriques sur un ouvrage en terre, est proposée à partir des indicateurs de Thornthwaite.

La deuxième partie a étudié plus finement l'effet des cycles hydriques sur des matériaux de digues compactés. Des échantillons observés au tomographe à Rayon X et en porosimétrie mercure, ont montré l'importance de ces cycles sur la microstructure. La caractérisation menée en parallèle par la mesure de la perméabilité sur des échantillons ayant subi le même nombre de cycles, montre que la performance se dégrade progressivement. Ces observations couplées ont été traduites en courbes de dégradation valables pour des matériaux compactés en talus de digue : elles traduisent l'idée d'un décompactage progressif des matériaux sous l'effet des cycles hydriques caractéristiques de la météorologie des sites.

Ces mesures de perméabilité ont été utilisées pour simuler le vieillissement d'une portion de digue à La Ville-aux-Dames grâce à des calculs numériques réalisés avec Géostudio (Slope/W et Seep/W).

Des recommandations concrètes en matière de gestion des digues à partir des concepts de durabilité sont proposées. La méthode déclinée intègre certains éléments issus de ce travail.

Mots-Clés : Digue fluviale, digue sèche, durabilité, cycles hydriques, conductivité hydraulique, zonage, instrumentation, vieillissement, interaction climat

ABSTRACT

DURABILITY OF RIVERS LEVEES

The durability of earthen river levees is assessed by estimating the time a structure will be able to protect against flooding events in a specific environment. We have tried in this work to answer two scientific questions: (1) which are the effects of the meteorological environment on the dikes and (2) what are the consequences on hydraulic conductivity performance ?

The first part of the work confirmed the existence of specific zoning in the earthworks through monitoring. Zoning results from soil interactions with the atmosphere and meteorology of the site. Its description has been based on the analysis of an instrumented earth structure located in Héricourt (Haute-Saône) near Belfort, and confirmed by the geotechnical analysis of an old dike located in La Ville-aux-Dames (Indre-et-Loire) near Tours.

The meteorology of the sites, alternating dry and wet periods, influences the behavior of the slopes, the platform and the core of the levee. In each zone, the intensity of the meteorological effects varies and influences their performance. Different marks of deterioration will appear in a levee in the South of France than in the North. A map of the geographic location of equal water stress for earthen structure in France, is proposed, based on Thornthwaite indicators.

The second part examined more closely the effect of water cycles on compacted soils extract from the La Ville-aux-Dames levee. Samples observed on X-ray tomography and mercury porosimetry, showed the importance of these cycles on the microstructure. In the same time, measurements of hydraulic conductivity on samples having undergone the same number of cycles, showed that performance is gradually deteriorating. These coupled observations have been translated into degradation curves for compacted materials on earthen slopes: they reflect the idea of a progressive decompaction of the materials under water cycles effect, which are a characteristic of site meteorology.

The laboratory results were used to simulate the aging of a portion of La Ville-aux-Dames using Geostudio (Slope/W and Seep/W) numerical calculations.

Recommendations for levees management, based on sustainability concepts, are proposed at the end of this work. They declined methods and new axes for applied researches.

Key-words : river levee, dry levee, durability, hydric cycles, hydraulic conductivity, clustering, monitoring, aging, climate effect

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION.....	XI
DURABILITE.....	13
I. LA DURABILITE UN CONCEPT FREQUENT DANS LES PRODUITS ET LA CONSTRUCTION	14
A. <i>Les ouvrages d'art.....</i>	14
B. <i>Les géosynthétiques.....</i>	20
II. LA DURABILITE S'APPLIQUE-T-ELLE AUX OUVRAGES HYDRAULIQUES ? REVUE DES CONCEPTS ET DES PRATIQUES INTERNATIONALES	22
A. <i>La durée d'utilisation de projet.....</i>	22
B. <i>La performance</i>	25
C. <i>La défaillance</i>	32
D. <i>La dégradation</i>	34
E. <i>L'environnement.....</i>	45
1. L'environnement dans les VTA	45
2. L'environnement des enrochements.....	46
3. L'environnement et les talus d'ouvrages	48
4. Synthèse et suggestions pour les digues	49
F. <i>La maintenance et l'entretien d'une digue.....</i>	52
III. DURABILITE ET CONCEPTION DE DIGUE NEUVE	55
A. <i>Que trouve-t-on dans les règles de dimensionnement ?.....</i>	55
B. <i>Fonctions et parties d'ouvrages.....</i>	60
C. <i>Digues neuves et durabilité, au final, pourquoi faire ?.....</i>	63
IV. DURABILITE ET DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE D'UNE DIGUE ANCIENNE	63
A. <i>Le diagnostic géotechnique de l'état de l'ouvrage.....</i>	64
1. Evaluation de la performance	64
2. Suivi de la performance dans le temps	66
B. <i>Les données d'analyse pour les digues de Loire</i>	68
3. Les modèles géotechniques appliqués aux digues anciennes	68
4. Le choix des paramètres géotechniques dans l'analyse de la stabilité.....	71
C. <i>Digues anciennes et durabilité, au final, pourquoi faire.....</i>	74
CARACTERISATION DE L'ENVIRONNEMENT DES DIGUES.....	76
I. DESCRIPTION DES DEGRADATIONS DUES A L'ENVIRONNEMENT	76
A. <i>Généralités.....</i>	76
1. L'expérience de terrain	77
2. Cas particulier des interactions sol-atmosphère sur un ouvrage en terre.....	82
1. Synthèse des dégradations dues aux interactions sol-atmosphère	87
II. EXPLOITATION DES DONNEES DU SITE DE HERICOURT	88
A. <i>Commentaires généraux sur les 4 profils</i>	92
B. <i>Observation des teneurs en eau par partie d'ouvrage</i>	94
1. En talus.....	94
2. En cœur de remblai	96
3. La plateforme	98
4. La base de remblai	99
5. Observation des variations de succion dans le talus.....	102
6. Observation couplée des sondes de teneur en eau et de succion en talus	106
C. <i>Bilan de l'instrumentation sur la modalité en limon traité à 2% de chaux en remblai.....</i>	110
III. ESSAI DE CARTOGRAPHIE DES ENVIRONNEMENTS HYDRIQUES	113
A. <i>Synthèse des sites instrumentés existants.....</i>	113

B.	<i>Cartographie des indices de Thornthwaite en France</i>	115
IV.	ENSEIGNEMENTS TIRES D'UNE DIGUE ANCIENNE (LA VILLE-AUX-DAMES)	120
A.	<i>Description de la digue de La Ville-aux-Dames et de ses constituants</i>	120
B.	<i>Analyse des teneurs en eau in situ</i>	124
C.	<i>Analyse des pénétromètres statiques</i>	129
1.	Analyse des données de résistance de pointe	130
2.	Analyse sur le linéaire de digue	138
3.	Synthèse de l'analyse des pénétromètres statiques	139
D.	<i>Synthèse des anomalies géotechniques et mise en perspective</i>	141
V.	CONCLUSION DU CHAPITRE SUR L'ENVIRONNEMENT DES DIGUES	142
CARACTERISATION DU VIEILLISSEMENT DES MATERIAUX.....		144
I.	CONNAISSANCES DE BASE SUR LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE EN TERRE.....	145
A.	<i>Organisation d'un sol, de l'état foisonné à l'état compacté</i>	145
1.	À l'échelle des ouvrages	145
2.	À l'échelle du matériau	147
B.	<i>Effet du mode de compactage sur la performance</i>	152
1.	Les compacteurs.....	152
2.	Effets du compactage sur la masse volumique et la microstructure	155
3.	Effet sur la perméabilité.....	157
C.	<i>Les règles de mise en œuvre des sols en digue</i>	158
II.	LE VIEILLISSEMENT DES SOLS COMPACTES.....	161
A.	<i>Revue de la littérature</i>	161
B.	<i>Les effets des cycles hydriques</i>	164
1.	Effets sur la microstructure du sol	165
2.	Effets sur la conductivité hydraulique	168
3.	Bilan des effets des cycles hydriques	174
III.	ETUDE DU VIEILLISSEMENT ACCELERE PAR CYCLES HYDRIQUE DU SOL DE LA	
	DIGUE DE LA VILLE-AUX-DAMES.....	175
A.	<i>Caractéristiques des éprouvettes</i>	175
1.	Description du matériau et des modalités de compactage	175
2.	Caractérisation minéralogique par Diffraction aux Rayons X.....	177
3.	Courbe d'adsorption d'eau.....	178
4.	Courbe de rétention d'eau.....	181
B.	<i>Méthodologie de vieillissement hydrique adoptée</i>	183
1.	L'humidification en laboratoire	184
2.	Le séchage en laboratoire.....	186
3.	Les cycles hydriques	186
A.	<i>Protocole des mesures de perméabilités</i>	187
B.	<i>Evolution des perméabilités au cours des cycles</i>	189
C.	<i>Suivi de l'indice des vides</i>	193
V.	LES EFFETS DU VIEILLISSEMENT DU SOL COMPACTE SUR LA POROSIMETRIE PAR	
	INTRUSION DE MERCURE	194
VI.	LES EFFETS DU VIEILLISSEMENT DU SOL COMPACTE SUR LA MICROSTRUCTURE PAR	
	TOMOGRAPHIE PAR RAYONS-X)	198
B.	<i>Analyse de la porosité</i>	205
1.	Analyse de la porosité totale	207
A.	<i>Le vieillissement des matériaux compactés</i>	222
B.	<i>Apport pour la durabilité</i>	225
MODELISATION NUMERIQUE.....		227
I.	INTRODUCTION.....	227
II.	LES DONNEES DE SITE	228
III.	PRESENTATION DU LOGICIEL GEOSTUDIO	230
IV.	LES HYPOTHESES RETENUES DANS LES CALCULS	230

A.	<i>Coordonnées des différents points, localisation des régions et niveaux d'eau du profil CC'</i>	230
B.	<i>Conditions de niveau d'eau</i>	231
C.	<i>Hypothèses de vieillissement de l'ouvrage dans le temps</i>	232
1.	L'année de la construction	233
2.	Après 1 année	233
3.	Après 3 années	233
4.	Après 12 années	233
5.	Après 500 ans	234
D.	<i>Propriétés des matériaux dans le temps</i>	234
1.	Hydrauliques	234
2.	Caractéristiques Mécaniques	236
E.	<i>Les conditions aux limites</i>	237
F.	<i>Surcharge</i>	238
G.	<i>Coefficients partiels</i>	238
V.	RESULTATS OBTENUS POUR LES ECOULEMENTS HYDRAULIQUES SIMULES DANS LE CORPS DE DIGUE (SEEP/W)	239
VI.	ANALYSE EN PHASE TRANSITOIRE (SEEP/W)	241
VII.	RESULTATS OBTENUS POUR LA STABILITE MECANIQUE AU GLISSEMENT (SLOPE/W)	243
VIII.	ANALYSE DU VIEILLISSEMENT DE L'OUVRAGE ET SES CONSEQUENCES SUR LA STABILITE	246
IX.	CONCLUSION SUR LES CALCULS NUMERIQUES	246
DISCUSSIONS		248
I.	DURABILITE ET OUVRAGES NEUFS	249
A.	<i>Les attentes du maître d'ouvrage</i>	249
B.	<i>La durée d'utilisation d'une digue en terre fluviale</i>	249
C.	<i>La performance</i>	252
1.	En phase conception	252
2.	En études et au laboratoire	253
3.	En phase travaux	254
4.	Analyse du risque de défaillance	255
D.	<i>La défaillance</i>	255
E.	<i>Les dégradations</i>	256
1.	Analyse de l'environnement	257
2.	Evaluer la dégradation par la sécheresse	259
II.	DURABILITE ET DIGUES ANCIENNES	262
A.	<i>Les attentes du gestionnaire</i>	262
1.	Analyser l'état de l'ouvrage	263
2.	Evaluer la durée de vie résiduelle	264
3.	Adapter les modes de gestion de l'ouvrage	265
B.	<i>Evolution des reconnaissances géotechniques</i>	265
1.	Modifier l'angle d'approche des investigations	266
2.	Proposer de nouvelles analyses	266
III.	CONCLUSION	272
CONCLUSION ET PERSPECTIVES		274
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXE 1 – Analyse des ouvrages instrumentés documentés		
ANNEXE 2 – Analyse des profils pénétrométriques de La Ville-aux-Dames		
ANNEXE 3 – Images en tomographie aux rayons X		
ANNEXE 4 – Compte-rendu d'essai de perméabilité, suivi des degrés de saturation		
ANNEXE 5 – Profils Géostudio		

REMERCIEMENTS

Ce travail de thèse est le résultat d'un long parcours personnel et d'un cursus professionnel en zig-zag.

Long parcours personnel car rien ne me prédestinait à faire de la recherche après avoir très vite souhaitée faire dans le pratique et me retrouver dans le concret à la fin de mes études de géologie à Nancy. Et puis la vie en a décidé autrement.

Les très nombreux changements survenus dans le ministère de, anciennement, l'Équipement, dans les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées puis au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ont fait que ce qui me semblait peu pertinent à 23 ans, est devenu possible à l'âge de 52 ans.

C'est une discussion avec Hélène Jacquot-Guimbal, directrice du LCPC de l'époque qui m'a finalement convaincue de faire une thèse de doctorat. C'est elle que je remercie en premier pour m'avoir rassurée et conseillée à ce tournant de ma carrière, qui m'a fait passer de l'ingénieure à l'ingénieure chercheure.

Et puis les choses se sont organisées. Autour de Philippe Reiffsteck d'abord, inconscient d'avoir bien voulu me suivre pendant mes 4 années de doctorat. Un grand merci pour ton « oui » spontané, lorsqu'on s'est vu dans ton bureau de l'époque, avec un laconique « si je peux t'être utile ». Tu as su me laisser la liberté dont j'avais besoin pour faire ce travail, tout en me remettant par touches opportunes dans le bon chemin ou la bonne réflexion.

Ensuite avec les collègues du Cerema. D'abord Edouard Durand, qui a pensé que ce travail pouvait se faire en collaboration avec les équipes géotechniques de Blois et m'a grand ouvert les portes du Laboratoire de Blois. Lucile Saussaye, qui m'a laissé une place dans son équipe et m'a surtout laissée bricoler avec Ludovic, Vincent, Clément que je remercie ici pour leur grande joie de vivre et le plaisir de se retrouver au bureau tous les matins. Je n'oublie évidemment pas tous les autres collègues que j'ai laissés au Cerema dans une tourmente de réformes sans avenir, mais je ne peux tous les citer.

Et puis j'ai été amenée à côtoyer des équipes et des personnes au cours de ce travail, qui toutes m'ont énormément apporté. Difficile de les énumérer.

Ainsi, un grand merci à tous ceux qui ont rendu ce travail possible, à l'Ifsttar, au Cerema de Rouen, à la DREAL Centre-Val de Loire, à l'Établissement Public Loire, chez FUGRO et à l'Institut des Sciences de la Terre d'Orléans.

Plus quelques mots en désordre, à l'attention en premier de Yu-Jun Cui qui incarne tellement de qualités humaines et scientifiques. À Katia Bicalho, rencontrée grâce au remblai expérimental d'Héricourt, qui a acceptée d'examiner plus particulièrement ce travail et qui rayonne pour moi de l'autre

côté de l'Atlantique. À Rémy Tourment, qui m'a tellement désorientée mais avec tellement de raisons. Sans son intervention, pas de mesures de perméabilité et pas de dégradation des performances. Les discussions ne sont pas encore finies. À Farimah Masrouri, mon professeur à Nancy, partenaire dans le projet Terdouest et pour finir rapporteure de ma thèse. Elle suit mon travail depuis si longtemps, qu'elle continue encore de nombreuses années.

Evidemment il me faut aussi rendre justice à tous les collègues dont les rencontres ont jalonné ma vie professionnelle avant la thèse, que ce soit dans le public ou dans les entreprises privées. Toutes ces rencontres ont été indispensables. Ces instants privilégiés avec chacun ont permis de me forger une expérience et un caractère. La liste est ici vraiment trop longue à énumérer, mais je pense que chacun se reconnaîtra. On ne dit pas assez merci à ceux que l'on connaît, c'est un grand tort.

Je termine avec un mot spécial à mes trois enfants, mes trois soleils à qui je souhaite le meilleur dans la vie qui s'ouvre à eux, à mon mari et mes parents. À mon papa qui m'aura quitté un mois avant la soutenance, un mois trop tôt pour lui, un mois de retard pour moi. On ne devrait jamais être en retard.

LEXIQUE

Plusieurs mots ou termes sont signalés en **bleu** dans le texte. Leur définition se retrouve dans ce court lexique :

Conductivité hydraulique. Aussi appelée coefficient de perméabilité k (sous-entendu de Darcy). Ce coefficient a une valeur de vitesse et s'exprime le plus souvent en m/s. Il correspond à la distance parcourue par de l'eau traversant un milieu poreux par unité de temps. Elle est fortement dépendante de la viscosité de l'eau (et donc de la température du liquide) et de la forme du réseau poreux traversé. En toute rigueur, elle ne doit pas être confondue avec la perméabilité qui est une propriété du milieu indépendante du fluide.

Charge hydraulique. Elle représente l'énergie potentielle de l'eau en un point donné d'une nappe. En toute rigueur, la charge hydraulique devrait correspondre à l'énergie totale et inclure la part d'énergie cinétique mais ce dernier est souvent négligé par rapport aux deux autres termes. Dans une nappe au repos, la charge hydraulique sur une horizontale est la même en tout point. Exprimée par rapport à une ligne de référence elle correspond à la somme de 3 termes : l'altitude du point z , la hauteur d'eau libre mesurée au-dessus de ce point (u/γ_w) et la part d'énergie cinétique due à la vitesse (terme négligé $= v^2/2 \cdot g$). La charge hydraulique se mesure dans un piézomètre.

Cycle de vie. Cette notion a été développée pour les produits manufacturés. Le cycle de vie est généralement illustré comme une série d'étapes, depuis la production (extraction et récolte des matières premières) jusqu'à l'évacuation finale (élimination ou valorisation), en passant par la fabrication, l'emballage, le transport, la consommation ou l'usage, et le recyclage ou élimination. Certains parlent du Berceau à la Tombe (ou « fin de vie ») en passant par la phase « vie en œuvre ». L'ILH

Etude de danger. Étude regroupant des informations qui permettent d'identifier les sources de risque, les scénarios d'accident envisageables et leurs effets sur les personnes et l'environnement Selon Cerema 2018, l'étude de dangers d'un système d'endiguement s'articule autour de l'analyse des fonctions de l'ensemble des éléments constitutifs du système [...], des défaillances possibles de ces fonctions, du recensement des phénomènes dangereux possibles, de l'évaluation de leurs conséquences, de leur probabilité d'occurrence, de leur cinétique ainsi que de leur prévention et des moyens de secours adaptés à la gestion de leurs effets. L'étude de dangers doit donner une description des installations et de leur environnement ainsi que des produits utilisés, identifier les sources de risques internes et externes et

justifier les moyens prévus pour en limiter la probabilité et les effets, notamment en proposant des mesures concrètes en vue d'améliorer la sûreté.

Défaillance. Cela qui correspond à la cessation de l'aptitude d'un bien à accomplir une fonction requise.

Défaillance d'usure. Défaillance dont la probabilité d'occurrence augmente avec la durée d'utilisation, le nombre d'unités d'usage du bien ou avec les sollicitations auxquelles il est soumis. L'usure est un phénomène physique qui entraîne une perte, une déformation ou un changement de la matière.

Défaillance due au vieillissement. Défaillance dont la probabilité d'occurrence augmente au cours du temps calendaire précisant que ce temps est indépendant du temps de fonctionnement du bien. Le vieillissement est un phénomène physique qui entraîne une modification des caractéristiques physiques et/ou chimiques de la matière.

Défaillance hydraulique. L'eau envahit le système endigué par suite d'un défaut du système d'endiguement dans son ensemble (le système d'endiguement est un objet complexe qui inclut tous les ouvrages et composants qui interviennent dans la protection d'un val).

Défaillance structurelle. L'eau arrive à pénétrer dans le système endigué par suite d'une rupture d'une partie de l'ouvrage. La rupture d'une digue peut être assimilée dans certains cas à une brèche.

Dégradation. Processus qui conduit à une diminution de l'état des propriétés structurelles des composants.

Diagnostic. Tâche qui consiste à identifier et évaluer la nature d'une situation par l'interprétation d'un ensemble de mesures ou de contrôles. Les mesures réalisées sont faites pour déterminer ou vérifier dans l'industrie, les caractéristiques techniques d'un système à des fins de maintenance ou d'amélioration. Le diagnostic apporte un jugement factuel sur une situation.

Durée d'utilisation du projet. Durée pendant laquelle une structure ou une de ses parties est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la maintenance escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer de réparations majeures. Au-delà de cette période, la performance descend en dessous du seuil de dimensionnement et la probabilité d'apparition d'une défaillance augmente significativement.

Gradient hydraulique. Il s'agit de la perte de charge hydraulique constatée entre deux points distincts. Le gradient s'exprime comme la différence de la charge hydraulique rapportée à la distance séparant les deux points. Grandeur sans dimension, elle correspond aussi au sinus de l'angle à l'horizontale.

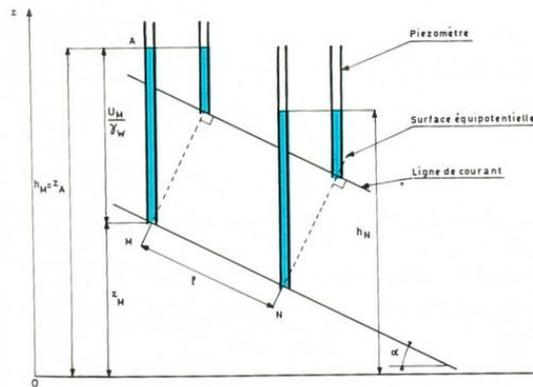


Fig. 1 - Écoulement rectiligne parallèle :

$$h_M = z_M + \frac{U_M}{v_w} = z_A$$

Le gradient hydraulique est :

$$i = \frac{h_M - h_N}{l} = \sin \alpha$$

Indicateur. C'est un élément simple, mesurable, conduisant à une évaluation, un suivi ou une prévision. Selon l'ONU (consultation internet d'octobre 2016) un bon indicateur est :

- Valide : l'indicateur correspond à une mesure exacte d'un comportement, d'une pratique ou d'une tâche qui sont l'extrant ou l'effet attendus de l'intervention
- Fiable : l'indicateur est mesurable de manière constante dans le temps et de la même façon par différents observateurs ;
- Précis : il est défini en termes clairs du point de vue opérationnel ;
- Mesurable : l'indicateur est quantifiable au moyen des outils et méthodes disponibles ;
- Opportun : il peut fournir une mesure à des intervalles temporels pertinents et appropriés compte tenu des buts et activités du programme ;
- Important pour le programme : lié au programme ou à la réalisation des objectifs du programme il permet l'évaluation du programme.

D'après l'OCDE/IFEN le bon indicateur environnemental doit :

- Donner une image représentative de conditions environnementales, des pressions exercées sur lui et de la réponse de la société (système : pression, état, réponse) ;
- Être simple, facile à interpréter, permettre de dégager des tendances ;
- Refléter des modifications de l'environnement et des activités humaines correspondantes ;
- Être de portée nationale ou applicable aux questions régionales d'environnement à portée nationale ;

- Permettre de définir un objectif ou un seuil auquel le comparer pour que ses utilisateurs puissent évaluer l'incidence des valeurs qui lui sont associées.

Mécanisme. Combinaison des éléments constitutifs d'un processus pouvant impliquer des lois de comportement physiques, chimiques, mécaniques etc. Ensemble d'éléments, de structures dont l'organisation assure une fonction, une activité.

Perméabilité. La perméabilité est la propriété d'un milieu qui caractérise l'aptitude pour un fluide à le traverser. C'est une propriété qui dépend notamment de l'arrangement des grains mais pas du fluide qui le traverse. Lorsque le fluide est de l'eau, on mesure une conductivité hydraulique. La perméabilité intrinsèque K ne dépend que du terrain et peut s'écrire $K = k\mu / \gamma$ (μ = la viscosité du fluide ; γ = le poids volumique du fluide ; k = la conductivité hydraulique mesurée). K a les dimensions d'une surface et peut s'exprimer en Darcy. Un Darcy est la perméabilité intrinsèque d'un milieu débitant 1 cm^3 par seconde à travers une surface de 1 cm^2 , d'un fluide de viscosité 1 centipoise sous un gradient normal de 1 atmosphère par centimètre.

Processus. Enchaînement ordonné de faits ou de phénomènes, répondant à un certain schéma et aboutissant à quelque chose. Selon la norme ISO 9000:2015 un processus est un ensemble d'activités corrélées ou en interaction qui utilise des éléments d'entrée pour produire un résultat escompté. Les mécanismes forment les parties élémentaires d'un processus.

Pronostic. Du latin *prognosticus*, du grec *prognōstikos*, de *progignōskein*, qui signifie connaître d'avance. Sens 1 : Le pronostic correspond à une prédiction que l'on peut faire d'après certains signes, informations ou évidences permettant de prévoir ce qui peut arriver (en anglais *forecast*). Sens 2 : Façon dont un médecin estime qu'une maladie va évoluer (en anglais *prognosis*).

Succion. La succion correspond à l'énergie potentielle de l'eau contenue dans la porosité d'un sol dit non-saturé. Cette énergie peut être comparée à la charge hydraulique d'un sol. Elle est le résultat de la somme de 4 termes : le potentiel de pression externe ψ_p , le potentiel gravitaire ψ_g , le potentiel matriciel ψ_m et le potentiel osmotique ψ_o . Ces deux derniers termes s'expriment essentiellement dans les porosités capillaires des sols. En géotechnique, elle est souvent réduite à l'expression d'une pression négative dans la phase liquide du sol non saturé, image inverse de la pression interstitielle positive dans un sol saturé.

Thixotropie. Propriété physique de certaines suspensions (gels, fluides colloïdaux...) dont la particularité est de voir leurs propriétés d'écoulement varier avec le temps. Ce terme est également utilisé pour expliquer une

évolution de la structure du fluide sous l'effet d'une faible contrainte (lorsque celui-ci est cisailé par exemple). Le terme de thixotropie est employé pour des phénomènes réversibles.

Laissé au repos prolongé, un fluide thixotrope va se restructurer. Sa viscosité, par exemple, peut augmenter et tendre vers l'infini (nature solide). Sous contrainte suffisamment élevée pour casser la structure formée au repos, la matière peut s'écouler et se déstructurer. Sa viscosité baisse avec la progression de la déstructuration. Laissé au repos, le matériau revient naturellement à une viscosité plus élevée.

INTRODUCTION

Ce mémoire est le résultat de quatre années de travail passées à l'Ifsttar et réalisées en partenariat avec le Cerema de Blois.

Il est organisé en cinq chapitres balayant chacun des thèmes différents mais permettant tous d'organiser une réflexion autour de la durabilité des digues.

Le **chapitre 1** est une synthèse bibliographique qui pose le problème de la durabilité au regard des pratiques internationales et françaises et essaye de définir un domaine d'application de la durabilité pour les ouvrages hydrauliques en France.

Trois grands sujets (au moins) sont sous-entendus au travers de la durabilité :

- 1) La gestion prévisionnelle des ouvrages dans le temps ;
- 2) La connaissance des environnements impactant les performances ;
- 3) L'évolution des performances dans un environnement donné.

Nous avons fait le choix de restreindre l'examen du sujet à deux grands thèmes traités dans les chapitres 2 et 3.

Le **chapitre 2** aborde une réflexion sur l'impact des environnements sur les digues et plus particulièrement ceux liés aux interactions avec l'atmosphère.

Une première partie présentera les effets de la météorologie sur les matériaux d'une digue, au travers de deux points de vue :

- L'examen du monitoring d'un remblai à Héricourt qui permet de dégager des informations sur l'intensité des sollicitations qui s'appliquent sur les matériaux, et sur le zonage de l'ouvrage¹ ;

¹ Ce travail a été publié dans la revue *Transportation Geotechnics* (Bicalho et al., 2018), et a fait l'objet d'une publication et communication orale aux *Journées Nationales de Géologie et Géotechnique* (Boussafir et al., 2018)

- Une analyse géotechnique d'une digue ancienne sur la Loire² (La Ville-aux-Dames) qui au travers des anomalies relevées pose la question du vieillissement des matériaux pour un site géographique donné.

Une deuxième partie tente de répondre à la question de la prévision des environnements météorologiques qui impactent les ouvrages en terre. Ce travail, bien que partiel, repose sur l'idée qu'il faut disposer d'outil pour anticiper les effets des environnements météorologiques sur les performances des sols compactés³. La restitution d'une carte prédictive finalise cette idée.

Le **chapitre 3** porte sur ma caractérisation du vieillissement des matériaux. Grâce à des prélèvements issus de la digue de La Ville-aux-Dames, nous avons pu explorer les effets du vieillissement par des cycles hydriques reproduisant des environnements météorologiques annuels. Ces effets ont été quantifiés par la mesure de la conductivité hydraulique et la caractérisation de la microstructure du sol à l'issue de ces cycles⁴.

La durabilité doit permettre d'évaluer les performances dans le temps. À l'aide d'un logiciel de calcul numérique, nous avons essayé de reproduire le vieillissement d'une digue. Le **chapitre 4** présente les résultats de ces calculs qui utilisent les mesures acquises en laboratoire et des données géotechniques du site.

Le **chapitre 5** est une synthèse des réflexions abordées dans ce travail. Etant persuadée que la durabilité est un sujet d'amélioration pour la gestion des digues fluviales, ce chapitre tente de dégager des recommandations qui pourraient s'appliquer tant aux gestionnaires qu'aux bureaux d'études. Quelques suggestions de recherche à conduire dans les années à venir clôturent ces réflexions.

² Ce travail a fait l'objet d'une publication et communication orale aux *JNCG* (Boussafir et al., 2018)

³ Cette réflexion a été publiée au colloque *Digues2019* et fait l'objet d'une communication orale (Boussafir et al., 2019)

⁴ Le résultat a été présenté oralement au colloque international *Euroclay 2019*.

Chapitre 1

DURABILITE

La durabilité est, parlant d'une chose, la qualité de ce qui dure longtemps (Larousse, 2019). Malheureusement, toute chose n'est pas durable indéfiniment. L'évolution des objets, des choses, des constructions, suppose un début avec une création de la chose, un développement avec un usage de cette chose, plus ou moins long, plus ou moins efficace, et enfin, tôt ou tard, une fin de la chose. Un [cycle de vie](#).

Les digues en terre sont des ouvrages conçus pour être durable car on souhaite qu'elles durent longtemps. Le souhait de nos sociétés modernes et passées (DRE, 1996) est que ces ouvrages empêchent l'inondation et contiennent un aléa naturel, une crue, une submersion marine. La protection des biens et des personnes situées en arrière de ces ouvrages en dépend. Mais paradoxalement, le terme de « durabilité » accolé à celui de « digue » renvoie à très peu de références bibliographiques. La question de combien de temps peut durer une digue est un peu nouvelle. Puisqu'on souhaite que les digues durent longtemps, on peut légitimement réfléchir à leur durabilité. Et aborder ainsi la question de combien de temps dure une digue ?

Nous proposons donc dans ce chapitre de faire une revue des termes et des concepts qui peuvent convenir à l'étude et à l'évaluation de la durabilité des digues.

Dans le paragraphe I, nous présenterons la durabilité par rapport aux domaines qui pratiquent déjà ce mode de conception en France : les ouvrages d'art et les géosynthétiques.

Nous dégagerons de ces deux exemples, les idées majeures de la durabilité et feront ensuite les parallèles avec la méthodologie qui s'applique actuellement à la conception et la gestion des digues en France.

Le paragraphe II examinera en détail les thèmes majeurs contribuant à l'analyse de la durabilité. Nous essayerons de tirer les enseignements des pratiques internationales sur chacun de ces thèmes.

Nous discuterons dans les paragraphes III et IV dédiés respectivement à la conception des digues nouvelles et au diagnostic des digues anciennes, sur l'intérêt de pratiquer une gestion durable des ouvrages hydrauliques.

Si ce concept peut s'avérer pertinent, il s'agit de montrer pourquoi et pour quel bénéfice.

I. La durabilité un concept fréquent dans les produits et la construction

La durabilité est le concept de base de l'entretien et la maintenance des systèmes industriels et mécanisés. Ces concepts ont été tellement étudiés que les notions sont déclinées dans un corpus normatif richement fourni.

L'efficacité des systèmes industriels repose sur la capacité des acteurs à anticiper les pannes, de manière à ne jamais arrêter la chaîne de production hors période de maintenance. Toute la stratégie repose donc sur une optimisation du temps et des opérations de maintenance versus probabilité d'apparition d'une panne (Garraud, 2010), tout en maîtrisant les coûts de remplacement des pièces dites d'usure. Cette stratégie dépend de la connaissance des durées de vie des différents composants de la chaîne de production et de leur évolution dans le temps. On distingue ainsi une évolution liée à l'usage et une évolution liée à l'âge. Les termes sont définis dans la norme NF EN 13306 (Afnor, 2010) « Maintenance - Terminologie de la maintenance ».

La norme met bien en perspective la finalité de la maintenance et de l'entretien qui vise à éviter la **défaillance** du dispositif, ce qui correspond à la « cessation de l'aptitude d'un bien à accomplir une fonction requise » et distingue clairement :

- La **défaillance d'usure** qui est une défaillance dont la probabilité d'occurrence augmente avec la durée d'utilisation, le nombre d'unités d'usage du bien ou avec les sollicitations auxquelles il est soumis (l'usure est un phénomène physique qui entraîne une perte, une déformation ou un changement de la matière) ;
- La **défaillance due au vieillissement** qui est une défaillance dont la probabilité d'occurrence augmente au cours du temps calendaire précisant que ce temps est indépendant du temps de fonctionnement du bien. Le vieillissement est un phénomène physique qui entraîne une modification des caractéristiques physiques et/ou chimiques de la matière.

Ces deux notions sont totalement adaptables aux digues et seront commentées dans les paragraphes suivants.

Auparavant, il était intéressant de présenter les concepts de durabilité déclinés dans le domaine des ouvrages d'art et celui des géosynthétiques qui peuvent constituer une source d'inspiration pour les digues en terre.

A. Les ouvrages d'art

La durabilité des ouvrages d'art est une thématique extrêmement documentée. Les premiers travaux structurant sur ce sujet datent des années 1990 (Baroghel-Bouny, 2008). Leurs résultats ont été formalisés dans le concept de démarche performantielle pour le dimensionnement des ouvrages en bétons (LCPC, 2010). L'approche

performantielle et prédictive de la durabilité repose sur les 4 étapes suivantes (Baroghel-Bouny, 2008) :

- Analyser et comprendre les mécanismes intervenant dans la création des défauts à l'origine des défaillances ; et identifier les paramètres fondamentaux responsables de ces mécanismes. Ces paramètres sont qualifiés d'indicateurs de durabilité car on peut les mesurer à tout âge et à tout moment au cours du processus de dégradation ;
- Quantifier les indicateurs de durabilité grâce à des méthodes expérimentales, analytiques, numériques ou mixtes ;
- Développer une méthodologie rationnelle pour mettre en œuvre l'approche performantielle de la durabilité, basée sur des systèmes de classes et des spécifications relatives aux indicateurs utilisés ;
- Développer l'approche prédictive à l'aide de modèles pouvant s'appuyer sur des mesures in situ qualifiés de témoins de durée de vie. Cette phase permet d'aider au diagnostic in situ et boucler avec la prédiction de la durée de vie (résiduelle) établie par les modèles.

Les résultats des travaux de recherche ont conduit à la rédaction de recommandations (LCPC, 2010) en matière de dimensionnement des ouvrages d'art et en matière de rédaction de marché public.

Parallèlement à la démarche performantielle, un certain nombre d'attendus figurent dans la norme européenne NF EN 1990 (Afnor, 2003) pour le calcul des structures dans le bâtiment aussi appelée Eurocodes. Parmi ceux-ci, une définition de la durabilité pour le dimensionnement des ouvrages.

La durabilité (Figure 1) correspond au croisement de deux informations :

- Un niveau de performance attendu pour l'ouvrage, défini par la phase de conception ;
- Une durée de vie pour l'ouvrage quelle que soit la (les) sollicitation(s) avec un niveau de maintenance et d'entretien défini.

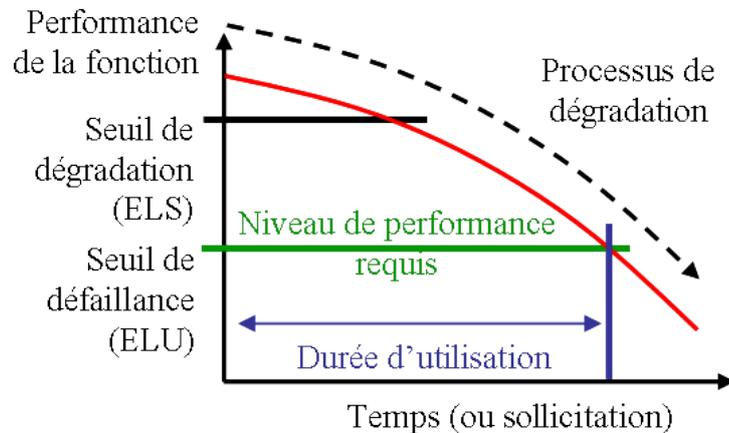


Figure 1 : La durabilité d'une fonction correspond au temps pendant lequel la fonction est remplie. La durée d'utilisation prévue permet d'assurer cette fonction avec le niveau de performance requis sans entretien et réparation majeure (d'après Tourment et al., 2013)

L'article 2.4 de la NF EN 1990 (Afnor, 2003) précise que la structure doit être projetée de sorte que sa détérioration pendant la durée d'utilisation de projet n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté. Les ouvrages sont ainsi dimensionnés pour 70, 100, 120, 150 ans.

La **durée d'utilisation du projet** (article 1.5.2.8) correspond à la durée pendant laquelle une structure ou une de ses parties est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la maintenance escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer de réparations majeures.

Ainsi, la période de maintenance est prévue dès la phase de conception, basée sur le modèle de prédiction des performances. Ce modèle restitue l'évolution des performances en fonction du temps, à partir des caractéristiques initiales du matériau et de l'environnement du matériau. Pendant tout le temps où la performance dépasse le seuil défini par le maître d'ouvrage pour la conception de l'ouvrage, le gestionnaire est chargé de la maintenance. Au-delà de cette période, la performance descend en dessous du seuil de dimensionnement et la réfection lourde de l'ouvrage doit être envisagée car à ce moment de la vie de l'ouvrage, la probabilité d'apparition d'une défaillance augmente significativement.

Un document de 2001 (Royet, 2001) synthétisait les principaux mécanismes de vieillissement constatés sur des barrages. Figurent dans cette liste les mécanismes de dégradation suivants, avec par ordre d'importance :

- L'alcali-réaction dans les bétons ;

- Le vieillissement mécanique et/ou hydraulique dans les ouvrages en maçonneries qui peut affecter la résistance des parements, l'aptitude au drainage ou au contraire l'étanchéité des organes dédiés ;
- Le vieillissement des maçonneries en lien avec l'évolution dans le temps de la qualité des eaux de la retenue par acidification ou l'eutrophisation par exemple ;
- La carbonatation ou la pénétration d'ions chlorure en présence d'atmosphères salines ou polluées et, côté amont, la dissolution par les eaux agressives pour ce qui concerne les bétons armés
- Les chocs thermiques auxquels des bétons armés dans des voûtes minces (20 à 30 cm)
- Le fluage des bétons

Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, la carbonatation, la pénétration des ions chlorure, et les chocs thermiques, les travaux de recherche combinant à la fois des études en laboratoire, la réalisation d'essais accélérés, des modélisations numériques des comportements, et la comparaison sur des ouvrages vieillissants ou sollicités en vraie grandeur ont permis de faire avancer les doctrines et de proposer des tableaux aidant au dimensionnement performantiel en fonction de la durée de vie recherchée.

Les facteurs de risque de désordre liés à l'environnement sont connus et regroupés en 4 grands groupes :

- (1) le site : pente instable, site aquatique ;
- (2) le sol : agressif, évolutif ;
- (3) l'eau : agressive, fluctuation de nappe
- (4) les conditions d'exploitation de l'ouvrage ou du site : utilisation de sels de déverglaçage, sollicitations particulières, ouverture de fouilles ...

Ainsi, les environnements susceptibles d'altérer les performances ont été codifiés dans les normes NF EN 206/CN (Afnor, 2014) et NF EN 1992-1-1 en 6 classes d'exposition :

- XO (aucun risque d'exposition) ;
- XC (corrosion induite par carbonatation *i.e.* des alternances d'humidification-séchage) ;
- XD (corrosion par les chlorures autres que marins) ;
- XS (corrosion induite par les chlorures de mer). Cette classe distingue les ouvrages situés en mer, à moins de 100 m de la côte ou jusqu'à 500 m en cas d'exposition aux embruns ; les ouvrages situés à moins d'1 km de la côte ou jusqu'à 5 km en cas d'exposition à des courants d'air véhiculant du sel marin ; les ouvrages à l'intérieur des terres ;

- XF (attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage). La classe d'exposition liée au gel s'accompagne de carte de localisation des zones de gel d'égale intensité (gel faible, modéré, sévère) et d'une carte d'observation des pratiques de salage ;
- XA (attaques chimiques).

Chaque partie d'ouvrage peut faire l'objet d'un dimensionnement performantiel, dépendant de son environnement propre (par exemple pour un même ouvrage, le chevêtre proche d'une route à salage fréquent ; le piédroit proche d'un cours d'eau en zone de gel modéré ; les fondations profondes ancrées dans une formation géologique contenant des sulfures). À chaque classe d'exposition correspondront des exigences spécifiques en matière de formulation des bétons. Chaque caractéristique de formulation aura des conséquences sur la durée d'utilisation du béton dans son environnement. Des exigences seront formulées pour la performance initiale par exemple sur le rapport maximal eau / liant ; le dosage minimal en liant équivalent ; la classe de résistance minimale en compression ; la teneur minimale en air (NF EN 206-1/CN).

Indicateur de durabilité

Dans certains cas, la recherche a permis de faire un lien entre des mesures sur des indicateurs de durabilité et des durées d'utilisation dans une classe d'exposition définie.

Par exemple, la mesure de la porosité accessible à l'eau est un indicateur qui prend en compte l'humidité de l'environnement pour garantir la qualité de l'enrobage des armatures et maintenir un niveau de protection entre autre contre le phénomène de carbonatation. Plus cet environnement est constant moins la valeur de la porosité sera contraignante. En environnement toujours sec (ou toujours humide), la porosité sera inférieure à 15% alors qu'en environnement alternant des périodes de séchage et d'humidité, la porosité sera dans l'idéal inférieure à 11%.

Les travaux de recherche se poursuivent d'ailleurs pour continuer à renforcer la doctrine (Projet National PERFDUB, 2015-2019).

Selon les environnements, les indicateurs et les seuils changent. Les valeurs définies pour chacun de ces indicateurs permettent de valider les formulations de béton, de béton d'enrobage etc. par rapport à leur usage dans l'ouvrage et la durée d'utilisation envisagée.

L'intérêt des indicateurs utilisés est qu'ils permettent de s'affranchir de l'évaluation de la performance en elle-même pour ne retenir qu'une donnée mettant en lien une mesure ou une propriété du matériau et une durée de vie (à condition environnementale et de maintenance définie).

Ces indicateurs de durabilité sont également utilisés lors des diagnostics de l'ouvrage à partir d'échantillons prélevés in situ.

Suivi de la durée de vie

L'avantage de la méthode performantielle est d'appréhender la durée de vie des ouvrages depuis le stade de la conception jusqu'au stade de l'inspection de l'ouvrage.

Les stades de la conception et de la construction s'appuient sur les indicateurs de durabilité qui sont mesurés sur le matériau au moment de sa construction.

Celui de l'inspection s'appuie sur :

- Une analyse visuelle des défauts grâce à des visites d'inspection détaillées. Le caractère évolutif est évalué par rapport à la visite précédente ou par un relevé de dispositif de mesures en place (mis à la construction de l'ouvrage)
- Une analyse des facteurs de risques de désordres.

Dans les cas simples, le relevé des défauts permet d'aboutir au diagnostic. Lorsque des problèmes structurels sont en cause, les conclusions conduisent à une présomption de pathologie à un stade de prédiagnostic. À ce stade, l'ouvrage fait l'objet d'une cotation, différente selon les parties d'ouvrage suivantes : la zone d'influence, les équipements, le drainage et l'assainissement.

Les investigations complémentaires recommandées à l'issue du prédiagnostic conduisent à un diagnostic et une cotation définitive de l'ouvrage.

La cotation dite IQOA (Indice qualité Ouvrage d'Art) distingue 5 classes d'ouvrages :

- Classe 1 : ouvrage en bon état apparent, relevant de l'entretien courant
- Classe 2 : ouvrage avec une structure en bon état apparent et une absence de défaut visible de stabilité mais nécessitant un entretien spécialisé sans caractère d'urgence sur les équipements, le drainage ou la zone d'influence
- Classe 2E : idem classe 2 mais l'entretien est urgent
- Classe 3 : ouvrage
 - o Dont la structure est altérée,
 - o Dont la zone d'influence présente des désordres majeurset qui nécessite des travaux de réparation mais sans caractère d'urgence
- Classe 3U : ouvrage
 - o Dont la structure est gravement altérée,
 - o Dont la stabilité risque d'être menacée,et qui nécessite des travaux de réparation urgent

Les différents guides à disposition des inspecteurs permettent d'appréhender la liste des défauts ayant une incidence sur la stabilité de l'ouvrage. Selon les défauts relevés, des recommandations existent pour orienter les recherches et investigations à mener. Puis, selon le diagnostic effectué, des listes de travaux d'entretien ou de renforcement sont suggérés (LCPC, 2003).

Selon le type d'ouvrage, il est fortement recommandé au gestionnaire de se doter de dispositifs de suivi. Ces dispositifs peuvent apporter une aide précieuse pour le diagnostic de l'ouvrage. Parmi les outils disponibles, on peut citer :

- Les instrumentations par des moyens de mesures, des capteurs ou des réservations dans l'ouvrage pour effectuer des mesures ;
- Des relevés spécifiques : topographie, géométrie, piézométrie ...
- Les témoins de durabilité

Ces témoins de durabilité sont des éléments identiques à ceux de l'ouvrage, placés en conditions réelles et sollicités à l'identique mais ils ne contribuent pas au fonctionnement de l'ouvrage. Ces témoins permettent d'évaluer les conditions de vieillissement de certains matériaux in situ. Ils sont extraits par simple dégagement sans compromettre la stabilité.

L'ensemble de ces outils aident le gestionnaire à prendre les décisions importantes pour le suivi de l'ouvrage. Les informations transmises partent de données complexes au départ et les transforment en éléments simples de compréhension (type notation) au final.

B. Les géosynthétiques

La durabilité des géosynthétiques est un sujet bien étudié. Ces matériaux peuvent comme tout produit connaître des défaillances et la durée de vie attendue est de l'ordre de 100 ans.

L'usage des géosynthétiques est en général recherché pour remplir des fonctions mécaniques ou hydrauliques parmi lesquelles :

- Des fonctions mécaniques de type : séparation, renforcement, protection, anti-érosion ;
- Des fonctions hydrauliques de type : filtration, drainage.

Pour remplir ces fonctions, les géosynthétiques peuvent être très variables et peuvent combiner des assemblages de géosynthétiques (géocomposites). Les combinaisons portent à la fois sur la nature des composants et à la fois sur les modes d'assemblage.

Compte-tenu de leur intérêt notamment dans les cellules de stockage et le fait qu'ils sont souvent enterrés (et par conséquent non accessibles), la prédiction de la durée de vie et de leur durabilité a très tôt été le centre des travaux de recherche.

Comme évoqué dans la norme NF EN 13306 (Afnor, 2010) « Maintenance - Terminologie de la maintenance », on pourra distinguer des défaillances d'usure des géosynthétiques et des défaillances dues au vieillissement.

L'usure du produit sera en lien avec les performances mécaniques qui sont souvent évaluées par la résistance en traction, avec des lois de comportement liées à des mécanismes de type fluage ou fatigue.

Rappelons à ce titre que la fatigue correspond à un phénomène qui entraîne une rupture d'un produit pour des valeurs de sollicitations bien en-dessous des performances mesurées avec des protocoles de laboratoires classiques. Ce phénomène est le résultat de l'accumulation de micro-défauts qui se développent pour un usage

modéré mais répété. L'agrégation de ces micro-défauts peut conduire à une défaillance. Les lois de comportement sont adaptées pour un dimensionnement en fatigue, en se basant sur des essais dits de fatigue pour lesquels une performance mécanique est évaluée au bout d'un certain nombre de cycles de sollicitations (Afnor 2007 et 2012).

La défaillance par usure du matériau est simulée par un essai accélérant la sollicitation de manière artificielle en nombre de cycle, en amplitude et en fréquence. La difficulté est de mettre en concordance l'importance de la sollicitation en laboratoire avec la réalité. Ce sujet est récurrent dans tous les domaines disposant de la même approche (les matériaux traités pour chaussée, les bétons, les aciers...). Seule une confrontation avec un vrai ouvrage (par retour d'expérience et auscultation in situ) permet de caler les deux exigences.

La défaillance due au vieillissement est le résultat des interactions du produit avec son environnement, qui peuvent être l'ensoleillement, les micro-organismes, des fluides etc. Les polymères qui composent les géosynthétiques réagissent et s'altèrent dans ces environnements. Les principaux facteurs de vieillissement identifiés sont l'agressivité du milieu (oxygène acide, base, solvant...), la température, les rayonnements ultra-violetts etc.

L'approche de la durée de vie a , de fait, été confrontée à la pratique d'essais permettant d'accélérer le vieillissement de manière à accéder aux propriétés du matériau artificiellement vieillis. Un corpus normatif spécifique aux géosynthétiques permet d'aborder individuellement chacun des environnements cités. La durabilité est quantifiée en comparant un échantillon témoin et un échantillon évalué soumis à un environnement spécifique (rayonnement, micro-organismes, liquides...).

Les recherches ont donc conduit à définir des méthodes d'essai basées sur des indicateurs d'environnement et sur des indicateurs de performance. De ces travaux ont découlé des modélisations du comportement des géosynthétiques soumis à leur environnement.

La loi d'Arrhénius par exemple établit une relation entre la durée de vie d'une propriété mécanique et le temps. Les performances mécaniques dépendent de la température et pour une valeur de température donnée on peut extrapoler la performance mécanique recherchée en fonction du temps (Figure 2).

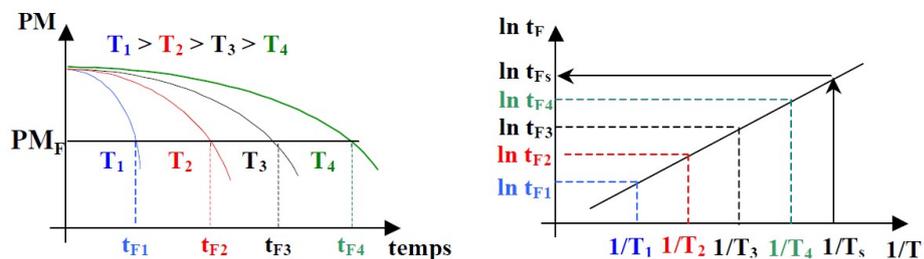


Figure 2: principe de l'extrapolation arrhénienne (Richaud, 2006). Une performance mécanique PM est évaluée sous différentes température T . L'évolution de la performance en fonction du temps est retranscrite dans le

graphique de droite qui exprime le lien entre la contrainte environnementale (T) et la durée de vie (t_r)

La finalité de la modélisation, quelle que soit la loi adoptée, est de pouvoir disposer d'un indicateur qui ne soit pas la performance en elle-même. Ici, la température extérieure à laquelle est soumis le géosynthétique, est l'indicateur qui permet d'évaluer la performance mécanique. Cet indicateur permet d'évaluer la durée de vie résultante d'un produit soumis à un environnement donné.

Ces modélisations ont évidemment été confrontées à des performances obtenues sur des ouvrages in situ soumis à des environnements en vraie grandeur.

II. La durabilité s'applique-t-elle aux ouvrages hydrauliques ? Revue des concepts et des pratiques internationales

La notion de durabilité, inventée au départ pour améliorer le fonctionnement des systèmes industriels, s'adapte aussi bien à des ouvrages complexes comme les ouvrages d'art qu'à des produits comme les géosynthétiques.

Les systèmes d'endiguements sont des objets complexes associant de nombreuses constructions comme des murs, des vannes, des clapets, des batardeaux... et évidemment des ouvrages en terre appelées digues ou levées constituées d'un assemblage de matériaux.

L'analyse des systèmes d'endiguement repose sur des analyses expertes qui sont au cœur des études de danger. Il semblait néanmoins intéressant de passer en revue les concepts de durabilité tels que définis dans les normes et de les confronter aux principes de conception des levées.

A. La durée d'utilisation de projet

En France, la **durée d'utilisation de projet** n'est pas une donnée familière pour qui pratique le dimensionnement d'une digue. Le dimensionnement de l'ouvrage hydraulique est basé sur des règles de sécurité qui permettent de construire un ouvrage dont la stabilité est assurée lors de la phase de construction, des phases transitoires et des phases d'utilisation. La stabilité est vérifiée au regard des lois de comportement connues et préconisées par le (CFBR, 2015). C'est donc une **performance** qui est recherchée au départ, validée par des calculs vérifiant la stabilité à la rupture (Etat Limite Ultime) et la stabilité en situation dégradée (Etat Limite de Service). Ceci est indépendant de la durée d'utilisation de projet. Le maître d'ouvrage n'est pas sensibilisé à ce paramètre : la durée de vie est probablement la plus longue possible dans son esprit voire sans limite.

Comme la durée de projet n'est pas connue, il en découle que la durée de la maintenance normale d'un ouvrage en terre et les périodes de programmation de

travaux de réfection ou remise à niveau des performances ne sont pas non plus prédéfinies en France.

En Grande-Bretagne, la méthodologie adoptée pour le suivi des ouvrages se rapproche clairement des concepts de durabilité et d'analyse performantielle, avec une logique entièrement orientée vers une analyse des coûts et des bénéfices. Le Département pour l'environnement, la nourriture et les affaires rurales (DEFRA) et l'Agence pour l'Environnement (Environment Agency, établissement public pour la protection et la promotion de l'environnement en Angleterre) ont publié un ensemble de documents applicables à la gestion des ouvrages hydrauliques regroupés sous l'intitulé « Delivering benefits through evidence » (Environment Agency, 2013).

La **durée de vie** dépend :

- Du type d'objet en distinguant :
 - o La famille d'ouvrage : palplanche, mur peu épais, digue en terre, maçonnerie etc.
 - o Le matériau principal : béton, pierre, métal, terres
 - o Des facteurs d'influence par rapport à la forme de l'objet : par exemple pour les digues en terre si la largeur en crête est supérieure à 4m de large ou non.
- De facteurs extérieurs à l'ouvrage ayant une influence sur la durée de vie comme :
 - o L'environnement : fluviatile ou marin. L'environnement marin est caractérisé par l'action des vagues, du sel marin, des variations journalières de niveau marin,
 - o La stratégie d'entretien assumée par le gestionnaire : 1) le minimum de réparation et maintenance, 2) entretien et maintenance moyenne, 3) entretien et maintenance de haut niveau ;
- D'autres conditions environnementales influençant la vitesse d'évolution des phénomènes et se traduisant par un rythme de dégradation de type : moyen (le plus fréquent), rapide, ou lent. Cette donnée est définie à dire d'expert. C'est à l'expert d'apprécier si localement la vitesse d'évolution/dégradation de l'objet est anormalement rapide, moyenne ou plutôt lente.

Le document propose un ensemble de courbes de durées de vie par type d'objet. L'analyse de ces courbes permet selon l'enjeu (national, régional ou local) et selon l'importance de l'ouvrage (ouvrage critique ou non), de définir plus exactement les durées de vie et les objectifs de réparation/maintenance en termes de coût et de contenu. Ces courbes constituent la base pour la programmation de l'entretien, la maintenance et le confortement et donnent les arguments au gestionnaire pour justifier une stratégie financière et technique.

Cette démarche semble la plus aboutie et la plus en lien avec les concepts de durabilité.

Le Tableau 1 illustre pour l'objet « digue en terre » les environnements, les durées de vie avec ou sans maintenance, les modes de défaillance (mécanismes de rupture), les marqueurs de dégradation et les processus de dégradation. (Environment Agency, 2013a).

Tableau 1 : Les processus de dégradation (traduit de Environment Agency, 2013a)

Type d'objet	Matériau	Type d'environnement	Objectif	Durée de vie typique (ans)	Durée de vie max. avec maintenance (ans)	Durée de vie sans maintenance (ans)	Mode de défaillance	Mode de défaillance dominant	Marqueur de dégradation/ faible performance	Processus de dégradation dominant
Digue en terre pu remblai	Matériau divers, e.g. argile, schiste	Fluvial	Protection construite	50-100	500	100	Instabilité de talus	Erosion externe (backfill washout) Erosion interne Surverse	Mouvement ou chute de portance du sol support	Erosion externe
		Côtier/estuaire	Protection côtière construite	50-100	500	100			Départ de fines du à des infiltrations	Terriers d'animaux
	Avec protection ou revêtement en talus/pied	Fluvial	Protection construite	50-100	500	100	Rupture du revêtement	Rupture du revêtement Erosion externe (backfill washout) Surverse	Glissement de peau en talus	Endommagement de la protection de talus
		Côtier/estuaire	Protection côtière construite	50-100	500	100	Erosion interne		Erosion externe (backfill washout) Erosion interne Surverse	Endommagement de talus ou de la crête de talus par des animaux, des véhicules ou des gens Endommagement par des végétaux Affouillement Suintement dans ou sous le remblai Vandalisme Endommagement de la protection contre affouillement

La révision de 2013 de ce rapport (Environment Agency, 2013b) complète et argumente sur les durées de vie y compris les facteurs ayant le plus d'influence sur le nombre d'années prévisionnelles pour l'ouvrage et les objets qui le constituent.

À titre d'exemple, le Tableau 2 présente un extrait des données résumant les durées de vie pour une digue en terre de grande largeur en milieu fluvial. Selon la stratégie d'entretien adoptée, la fin de vie d'un ouvrage en terre en milieu fluvial peut varier de

14 à 130 années. 130 années correspondent à la durée de vie maximale qu'un ouvrage en terre peut raisonnablement atteindre dans un contexte d'évolution des dégradations lentes et avec une stratégie de maintenance élevée. 14 ans correspondent à la durée de vie pour un ouvrage en terre subissant des dégradations rapides sans entretien particulier et une stratégie de maintenance de type « laisser faire ».

L'évolution de l'état de l'ouvrage est appréciée au travers d'une note de performance qui va de 1 pour l'état neuf à 5 pour l'état complètement dégradé (la fin de vie). Le cycle de vie est rythmé par ce système de notation.

Tableau 2 : Evaluation des temps entre chaque étape de dégradation, correspondant à une note de performance (1= état neuf, 5 = fin de vie), pour une stratégie d'entretien donnée et ici dans le cas d'une digue en terre en milieu fluvial de grande largeur (extrait et traduit de Environment Agency, 2013b)

Type d'ouvrage	Environnement	Matériau	Classification	Largeur en crête	Stratégie d'entretien	Note de performance et durée prévisionnelle de dégradation (en années) entre chaque étape, à partir d'un état neuf (note 1) à la fin de vie (note 5)														
						Rythme d'évolution moyen					Rythme d'évolution accéléré					Rythme d'évolution lent				
						1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Digue en terre	Fluvial	Divers	Ouvrage de protection	Grande (>4m)	1 (basse)	0	3	6	25	40	0	2	6	10	14	0	5	10	40	60
					2 (moyenne)	0	15	30	60	80	0	4	10	14	20	0	20	40	70	110
					3 (élevée)	0	16	33	70	90	0	5	10	14	20	0	22	44	90	130

La méthode proposée en Grande Bretagne permet ensuite de mener une évaluation de type coût- bénéfice. Selon la stratégie de maintenance adoptée par le gestionnaire, les interventions de réparation seront déclenchées pour des notes de performances différentes. Ainsi pour une stratégie de haut niveau d'entretien, (de type 3 ou élevée), la note de performance de l'ouvrage ne devra pas dépasser le niveau 2. Les réparations devront permettre de maintenir l'ouvrage dans sa note voire de faire baisser la note. Le document précise que le montant à injecter dans les travaux est proportionnel au coût de remise à neuf de l'ouvrage.

B. La performance

La performance requise pour une digue est définie par rapport à ce que l'on appelle le niveau de protection de la digue et qui correspond souvent à la situation rare de crue. La digue doit être dimensionnée pour résister à ce niveau de hauteur d'eau. Dans le val de Loire, cela correspond à la cote des déversoirs (Figure 3) qui jalonnent le linéaire (Montlivault, Jargeau, La Bouillie etc.) et au niveau d'une crue de période de retour 70 ans.



Figure 3 : Déversoir de la Bouillie sur une digue de la Loire (Blois, 41). On distingue au premier plan, la partie en terre faisant office de fusible, la zone perreyée devant résister à la surverse.

Les différentes situations par rapport au niveau d'un cours d'eau ont été définies dans « Les recommandations du Comité Français des Barrages et Réservoirs » (CFBR, 2015). Il s'agit (Figure 4) :

- D'une **situation normale d'exploitation** lorsque la ligne d'eau est le niveau moyen normalement mesuré hors crue. Dans cette situation, les paramètres géotechniques pris en compte dans le dimensionnement permettent de calculer la stabilité avec une marge de sécurité importante (coefficients de sécurité) ;
- D'une **situation rare de crue** lorsque le niveau de la crue atteint la cote de protection, c'est-à-dire la cote du déversoir de sécurité (ou la zone aménagée pour résister à une surverse). C'est une crue pouvant survenir avec une période de retour de 10 à 100 ans et qui inonde la plaine de manière maîtrisée. Les coefficients de sécurité établis lors du calcul de stabilité sont encore définis avec une marge de sécurité importante ;
- D'une **situation exceptionnelle de crue** lorsque le niveau de la crue dépasse la cote de protection mais qu'il reste une revanche suffisante pour que le niveau de la digue ne soit pas dépassé par les vagues et les irrégularités de la lame d'eau ; le dimensionnement de la digue assure la stabilité avec une marge suffisante du coefficient de sécurité, sans atteindre les états-limites de rupture.

La probabilité de retour de cette crue n'est pas précisée dans le guide mais est forcément inférieure à celle de la situation rare de crue ;

- D'une **situation extrême de crue** quand le niveau de la crue, ou cote de danger, dépasse le profil en long de la digue et que l'ouvrage est mis en danger par la surverse et l'érosion.

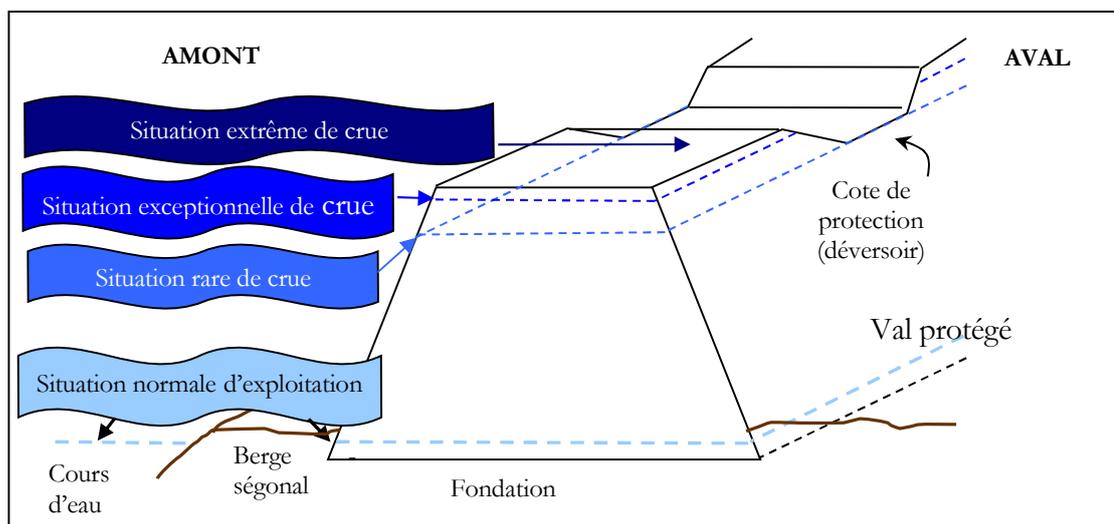


Figure 4 : Représentation schématique de la situation normale d'exploitation et des 3 situations de crue

Le gestionnaire définit une hauteur de digue qui doit permettre de résister avec un certain niveau de sécurité, aux crues. Les niveaux d'un cours d'eau étant variables, la prévision de la hauteur d'eau au cours d'une crue nécessite de connaître précisément le modèle hydraulique du cours d'eau. En réponse, la protection est vérifiée en confrontant les niveaux d'eau avec les modèles de terrain.

La Figure 5 donne l'enregistrement à un endroit fixe des niveaux d'eau dans un cours d'eau.

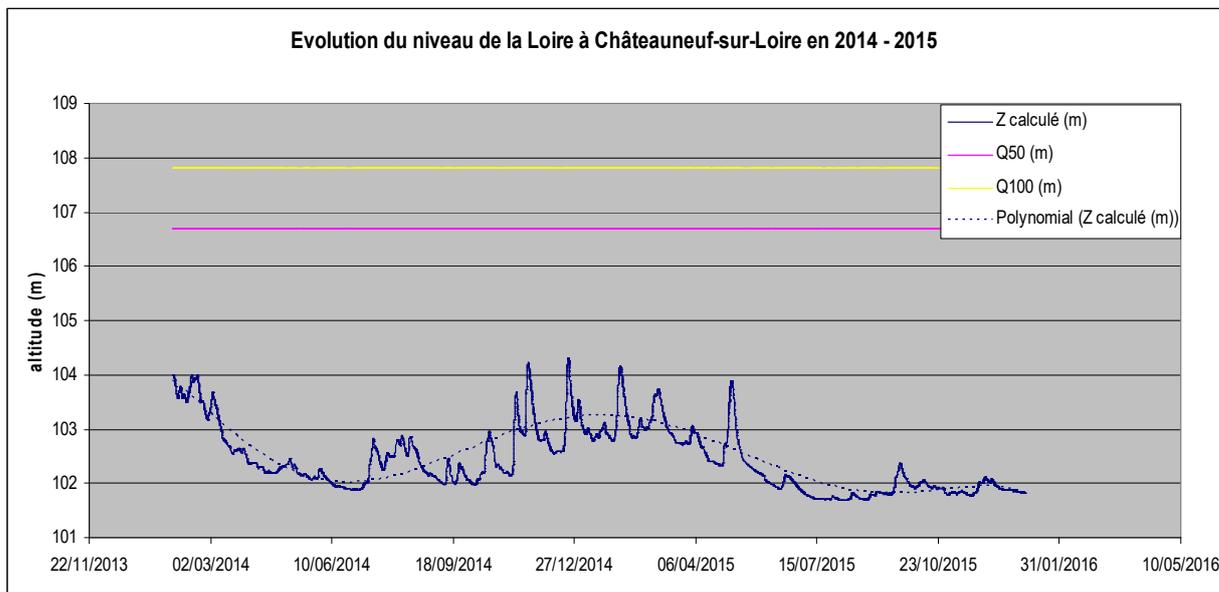


Figure 5 : Evolution du niveau d'eau relevé en Loire entre le 1^{er} janvier 2014 et le 31 décembre 2015 à Chateauneuf-sur-Loire (45) (Données DREAL Centre-Val de Loire)

Cette figure illustre nettement le fait que le niveau d'eau n'est jamais constant. La courbe bleue correspond au niveau d'eau réellement enregistré et la courbe en pointillé à un lissage de ces données.

Le niveau d'eau considéré comme le niveau normal d'exploitation est le résultat d'une moyenne constatée sur plusieurs années. T50 correspond au niveau d'eau que pourrait atteindre une crue de période de retour 50 ans et T100 à une crue de période de retour 100 ans. Ce sont les modèles hydrauliques qui permettent en un point donné de définir ces hauteurs. Dans la réalité, la digue subit en permanence un niveau d'eau fluctuant.

Ce niveau d'eau étant constamment variable, la situation normale d'exploitation est définie arbitrairement comme un niveau moyen du cours d'eau hors période de crue. La vérification de la stabilité de la digue se fait ensuite avec les hauteurs de crues modélisées et définies localement. On peut voir sur la Figure 6 la position des différentes lignes de crues pour la Loire, de l'amont (à gauche de la figure) vers l'aval de Blois.

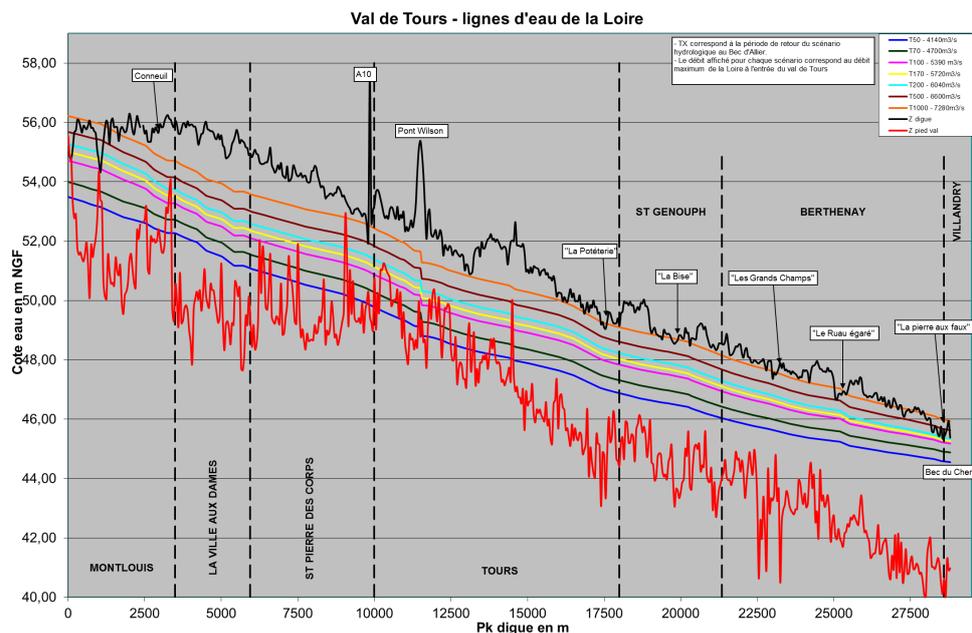


Figure 6 : Profil en long de la crête de la digue de Loire en rive gauche de la Loire (en trait noir), et les lignes d'eau des différentes crues théoriques avec de bas en haut les niveaux d'une crue de période de retour 20, 50, 70, 100, 170, 200, 500, 950 et 1000 ans . La ligne rouge correspond au pied de digue (extrait des études de dangers, Cerema, 2015)

Pour chacun des modes de rupture envisagés, la stabilité de l'ouvrage est vérifiée pour les niveaux d'eau suivants :

- La situation normale d'exploitation correspondant souvent au niveau moyen de la rivière hors crue ;
- En situation transitoire de fin de construction ou de travaux pour les digues neuves ;
- En situation rare d'étiage ;
- En situation rare de crue et de décrue rapide. La ligne d'eau atteint le niveau des déversoirs.
- En situation exceptionnelle de crue et de décrue. Cette situation correspond pour une digue à ce que l'on appelle la cote de sûreté. La ligne d'eau dépasse la cote des déversoirs mais ne dépasse pas la crête de la digue. Cette ligne d'eau intègre normalement une surcote pour se protéger des vagues ou des remous ;
- En situation extrême de crue (qualifié de crue de danger) et de décrue rapide (si justifié). Il s'agit de la cote de danger. Le dépassement de cette cote conduit à un état limite ultime par surverse et/ou érosion.

La performance de l'ouvrage est donc évaluée au regard de nombreux critères et nécessite des études pour tester tous les paramètres.

En Grande-Bretagne, la performance pour le gestionnaire se réduit à un système de notation compris entre 1 et 5 (Environment Agency, 2013 a et b). Le système de notation présente l'avantage de réduire le degré de complexité.

La réflexion de Dijkstra et Dixon (2010) illustre de manière très intéressante l'évolution temporelle de la performance avec la concordance d'évènements (Figure 7). Bien qu'utilisée pour parler de l'évolution de la stabilité de pentes vis-à-vis du changement climatique, cette figure montre que l'enchaînement des évènements est très importante pour appréhender la vulnérabilité d'un système quel qu'il soit (une digue face à la répétition des crues), et que la probabilité d'apparition d'une défaillance doit s'appréhender autrement que dans une situation simple telle que représentée dans le cas A de la Figure 7.

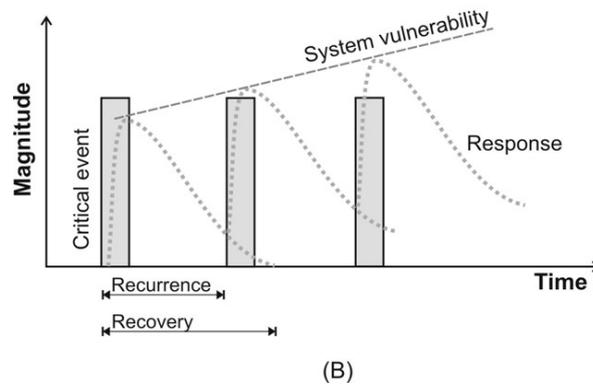
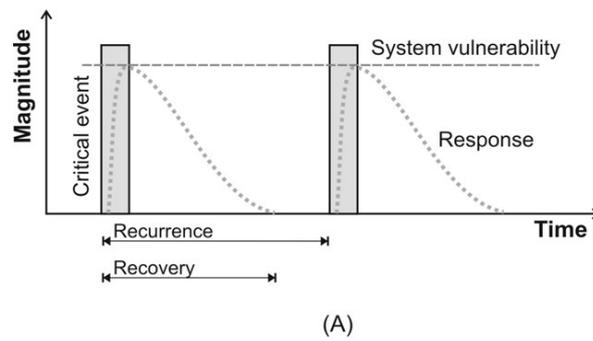


Figure 7: Un déséquilibre entre la récurrence des événements critiques (par exemple ceux entraînant la perte de la résistance au cisaillement le long des surfaces de glissement) et le temps de récupération (par exemple le temps nécessaire à la dissipation des pressions interstitielles) constitue l'un des mécanismes susceptibles de déterminer la vulnérabilité à long terme d'un système de type pente. En (A), il y a suffisamment de temps entre chaque événement critique pour que la pente retrouve sa stabilité. En (B), si ces événements se produisent et s'enchaînent sans que l'ouvrage revienne à un état de stabilité relative, le système devient instable et des mouvements de pente peuvent s'ensuivre. (Dijkstra & Dixon, 2010)

Si le temps disponible entre deux évènements est suffisamment long pour revenir à l'équilibre (cas A de la Figure 7), le système est peu vulnérable. Si par contre, les évènements s'enchaînent sans laisser le temps au système de revenir à la stabilité (cas B de la Figure 7), le système devient beaucoup plus vulnérable. C'est ce que l'on peut voir sur l'exemple illustré de la Figure 8. Entre deux crues, il faut un certain temps pour que l'ouvrage récupère ses propriétés initiales. Après une phase de saturation post-crue, la teneur en eau contenue dans l'ouvrage diminue par drainage et revient progressivement à une valeur proche de la situation d'équilibre.

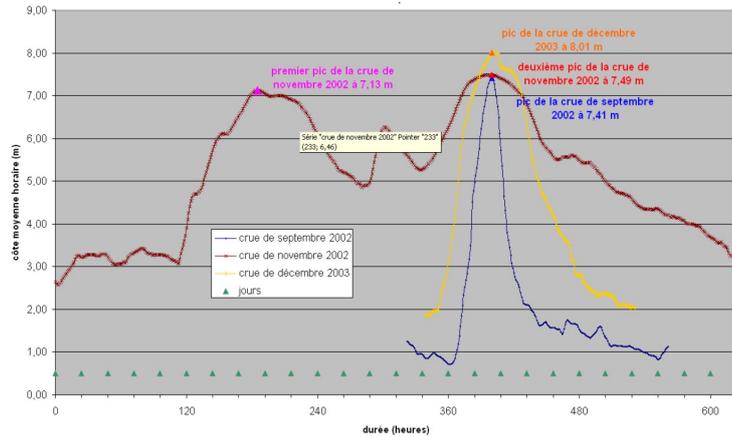


Figure 8 : Exemple d'hydrogramme de crue complexe : celui du Rhône avec la crue de septembre 2002, suivie des deux pics de novembre 2002 et celui de décembre 2003 (crédit CNR, Irstea) (MEDDE, 2015b). La question de la durée critique entre deux crues est parfaitement illustrée ici : on imagine bien qu'entre septembre et novembre les digues sont fortement sollicitées, mais est-ce qu'en décembre 2013, le système est revenu à l'équilibre ?

Mais quelle performance est demandée en phase de conception ? Les procédures de dimensionnement prennent en compte partiellement les situations complexes en vérifiant que la performance est toujours assurée entre le moment de l'évènement (la crue) et la fin de l'évènement (la décrue) y compris donc en cas d'absence de

récupération de l'état initial, par la simulation d'une décrue rapide dont l'amplitude est à définir par le bureau d'étude.

C. La défaillance

La **défaillance** d'une digue est clairement définie dans la littérature : cela correspond à la cessation de la fonction de protection contre l'inondation. Son concept a été décliné principalement par l'Irstea⁵ en France, et repris par le CFBR⁶. Les principales notions ont été exposées au cours du colloque Digue 2013 qui s'est tenu à Aix-en-Provence. Les définitions ont été reprises dans le Référentiel technique des digues maritimes et fluviales (MED'TL, 2015) et les Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai (CFBR, 2015).

Tourment et al. (2013) de même que Simm et al. (2013) distinguent deux types de défaillance pour une digue : une défaillance hydraulique et une défaillance structurelle (Figure 9).

Cette distinction permet d'apprécier l'origine de la défaillance de l'ouvrage :

- Dans le cas de la **défaillance hydraulique**, l'eau envahit le système endigué par suite d'un défaut du système d'endiguement dans son ensemble (le système d'endiguement est un objet complexe qui inclut tous les ouvrages et composants qui interviennent dans la protection d'un val) ;
- Dans le cas de la **défaillance structurelle**, l'eau arrive à pénétrer dans le système endigué par suite d'une rupture d'une partie de l'ouvrage. La rupture d'une digue peut être assimilée dans certains cas à une brèche.

⁵ Irstea : Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture

⁶ CFBR : Comité Français des Barrages et Réservoirs

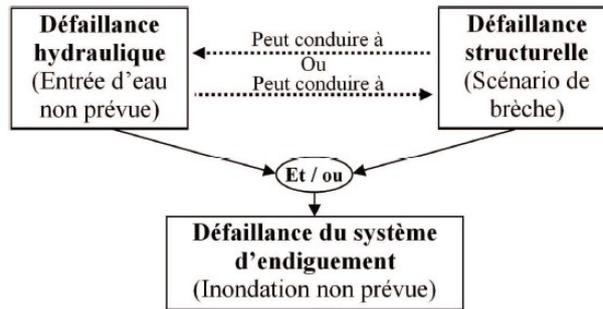


Figure 9 : La défaillance des systèmes d'endiguement
(Tourment et al., 2013)

Dans tous les cas, la défaillance correspond à la cessation de la fonction de protection contre l'inondation.

Le niveau de protection est vérifié par rapport à des mécanismes de ruptures probables par rapport à une sollicitation donnée. La performance attendue, à savoir résister à un niveau de crue donné, est la seule donnée définie par le gestionnaire du système d'endiguement. Cela correspond au niveau de protection recherché que l'on peut traduire assez simplement par une protection contre l'inondation pour une certaine hauteur de crue.

Les études de conception doivent permettre d'examiner la stabilité de l'ouvrage et du profil type retenu en rapport avec au minimum les 6 mécanismes de rupture suivants :

- La rupture par surverse ;
- La rupture par érosion interne ;
- La rupture par défaut de stabilité mécanique de la digue : glissement côté val, glissement côté rivière, déstabilisation générale,
- La rupture par défaut de capacité portante du sol support au droit de la digue et au grand glissement ;
- La rupture par soulèvement hydraulique du terrain naturel ;
- La rupture par érosion externe (affouillement).

Les mécanismes de rupture prennent le nom du mécanisme dominant mais sont souvent le résultat d'un enchaînement de ruptures successives. Trois autres mécanismes s'ajoutent à cette liste si des actions sismiques interviennent dans l'évaluation de la stabilité :

- Le risque de liquéfaction du sol support ;
- Une situation extrême sismique ;
- Une situation de seiche provoquée par un séisme ;

Ou tout autre cas pouvant se présenter comme par exemple :

- Une situation de grand glissement de terrain ou d’effondrement de versant dans la retenue ;
- Une situation d’avalanche dans la retenue ;
- Un effondrement karstique.

La rupture ou défaillance de la digue n’est jamais le résultat de l’occurrence d’un seul de ces états limites. La défaillance structurelle de l’ouvrage est en général le résultat de l’enchaînement de défaillances fonctionnelles qui conduisent à la défaillance de l’ouvrage. On parle de scénarios de défaillances. Ces analyses de scénarios sont particulièrement adaptées lorsque la digue est formée d’un ensemble de parties d’ouvrages assurant chacune une fonction, comme par exemple une protection externe, un drainage, une étanchéité en noyau etc.

Les retours d’expériences concernant la défaillance de digues fluviales montrent néanmoins que les défaillances les plus fréquentes sont dues à des mécanismes d’érosion (Tableau 3).

Tableau 3 : Mécanismes à l’origine des incidents sur les digues fluviales d’après ERINOH (Fry et al., 2015) dans CFBR, 2015

	Total	Mécanisme			
		Erosion interne	Erosion externe	Erosion interne & ext.	Indéterminé
Nombre de cas	207	59	77	6	65
Pourcentage (%)	100	29	37	3	31

D. La dégradation

Définitions

Autant la défaillance d’une digue est clairement définie dans les textes, autant la dégradation et les processus de dégradation d’une digue le sont moins.

La dégradation est une notion décrite par Simm et al. (2013) ainsi que Tourment et al. (2013) dans la phase dite de *deterioration process*.

Le processus de **dégradation** est, selon ces auteurs, un processus qui conduit à une diminution de l’état des propriétés structurelles des composants de la levée. Un mécanisme de rupture peut être initié par la dégradation d’un ou plusieurs composants comme schématisé sur la Figure 1. Ils n’en dressent pas la liste mais ils en donnent une définition.

Les mécanismes de dégradation agissent sur les composants individuels et impliquent des processus physiques, chimiques ou naturels comme le tassement, la dessiccation, l'érosion interne, l'érosion de surface, les dégâts humains ou animaux. Ces mécanismes causent des défauts tels que des fissures, des fentes, des abaissements de niveaux de la crête, des vides, du suintement, des cheminements d'eau etc.

Ces derniers sont des symptômes de la dégradation.

Smith et al. (2013) décrivent trois processus de dégradation :

- Les fentes de dessiccation et de tassement : ce sont des ouvertures qui permettent un cheminement à l'eau dans la levée, conduisant à une saturation des matériaux et une réduction de leur résistance à la fois dans la masse et au niveau des zones de fissuration ;
- Les terriers des animaux : ce sont autant des voies d'infiltration privilégiées pouvant augmenter le risque d'érosion interne et/ou conduire à un affaissement de la digue ;
- L'infiltration d'eau, conduisant à une saturation des matériaux de pied de la levée et au développement de mécanismes d'érosion interne.

L'étude des fentes de dessiccation sur la stabilité des ouvrages hydrauliques a été plus particulièrement étudiée dans le cadre d'un projet européen FloodRisk (Dyer et al., 2007). Le rapport de synthèse détaille le mécanisme de dégradation par la sécheresse qui conduit *in fine* à la rupture par le soulèvement hydraulique de blocs fissurés par la sécheresse (Figure 10). C'est un mécanisme lent à se manifester : la performance va progressivement se dégrader dans le temps avec des phases de paroxysme pendant les périodes de sécheresse intenses.

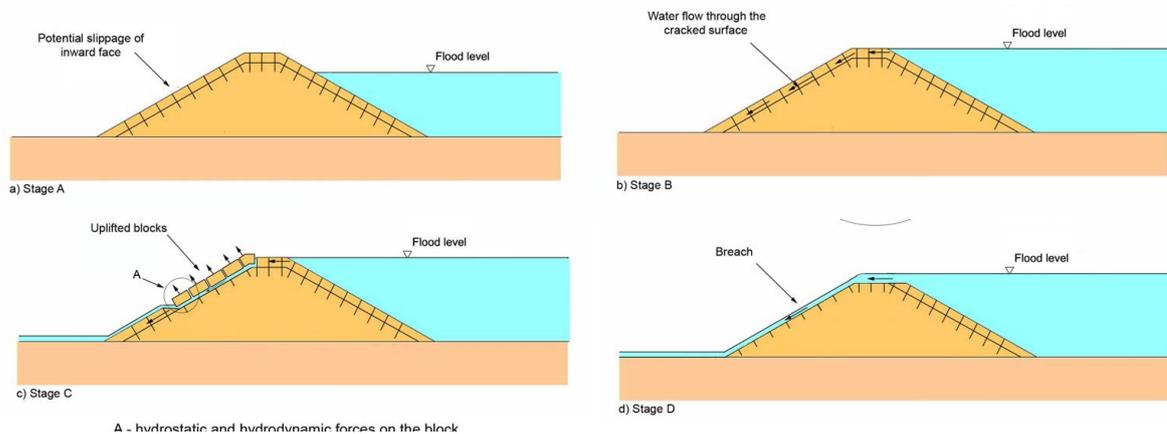


Figure 10 : Illustration du mécanisme de rupture par soulèvement hydraulique de blocs fissurés par la sécheresse (Dyer et al., 2007). a) développement de la fissuration et individualisation de blocs de sols ; b) en période de crue, infiltration de l'eau via le réseau de fissures ; c) soulèvement des blocs de sols et circulation d'eau sur le talus côté zone protégée ; d) accentuation du phénomène et développement du mécanisme de défaillance avec inondation.

Selon Dyer et al. (2007), des cas connus de rupture de digue en Angleterre seraient très probablement causés par ce mécanisme (submersion marine North Sea Flood en 1953). Ce travail est le plus abouti en termes de réflexion reliant un mécanisme de dégradation bien identifié et un mécanisme de rupture. Des outils sont fournis dans le document pour évaluer le degré de fissuration dans le sol.

Ce mécanisme ne figure cependant pas parmi les mécanismes de rupture à étudier en France (CFBR, 2015).

La nouveauté présentée par Dyer et al. (2007) réside dans l'observation en trois dimensions du réseau de fissures avec un développement vertical jusqu'à 1 m de profondeur, de 1 à 8 mm de large, et un développement horizontal, vers 0,30 m de profondeur dans le sol. Ce réseau délimite les blocs d'argiles qui peuvent ensuite se soulever sous l'effet d'un gradient hydraulique.

Par rapport à la description proposée par Smith et al. (2013) un travail plus ancien mené par Lautrin (1998) recense 5 grandes familles de défauts relevés à partir de l'inspection du parc des barrages en terre du département du Gers :

- Les dégradations en talus par battillage sur 64% des ouvrages ;
- La fissuration des matériaux concerne 35% des ouvrages ;
- Du suintement sur 27% des ouvrages ;
- Le ravinement en talus, 19% des ouvrages ;
- Le tassement des matériaux visible en crête d'ouvrage, 9% des ouvrages ;

Elle utilise dans cet article, le terme de vieillissement plutôt que dégradation pour parler de l'ensemble des phénomènes physiques qui peuvent se manifester. Elle en donne la définition suivante : « Le terme « vieillissement » [d'un barrage en remblai] désigne toute dégradation du remblai ou des ouvrages annexes en fonction du climat, des conditions d'exploitation, d'événements particuliers ou d'un défaut introduit dès le stade de la conception, de la construction ou de l'exploitation et qui tend à diminuer l'aptitude de l'ouvrage à bien remplir sa fonction ou sa sécurité. »

Elle explique l'importance des nombres de désordres constatés par l'absence d'études géotechniques de conception, par la simplification des projets par souci d'économie sur les travaux et par l'absence d'entretien.

On retient de ce travail de synthèse de terrain que la conception a un rôle majeur dans l'absence ou le peu de signe de vieillissement : une bonne conception se traduit à son sens, par peu de signes de vieillissement flagrants et l'entretien permet de ralentir les dégradations voire de les empêcher.

Il n'y a pas dans cette étude de critères permettant d'évaluer le degré d'importance des désordres. On notera également qu'aucun terrier n'est recensé contrairement à la nomenclature proposée par Simm et al. (2013).

Aux Etats-Unis, l'United-States Society on Dams (USSD) a émis via sa Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD) des recommandations vis-à-vis de la problématique du vieillissement des barrages et des ouvrages annexes (ICOLD, 1994).

Ce travail précise les principales marques de dégradation par parties d'ouvrage comme résumé dans le Tableau 4.

Tableau 4 : principaux processus de dégradation de barrages en terre et roches, et nombre de retour d'expériences associés (316 cas répertoriés) (ICOLD, 1994)

Fondation (au sol ou au rocher) (111 retours d'expérience)	Déformation (11)
	Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification des contraintes (24)
	Erosion interne (64)
	Dégradation de la fondation (12)
Ouvrage (matériau en remblai) (185 retours d'expérience)	Déformation (31)
	Perte de résistance (18)
	Augmentation de la pression interstitielle (20)
	Erosion interne (28)
	Dégradation du remblai (32)
Autres cas (20 retours d'expérience)	Erosion de surface (56)
	Infiltration au travers de parement en béton dans des barrages en enrochement (7)
	Modification de la perméabilité (1)
	dégradation de l'interface entre la structure béton et le remblai (12)
	Vieillissement des géosynthétiques (0)

Pour chacun, le guide détaille le mécanisme, identifie des causes et propose des pistes de détection, du monitoring et des solutions de réparation.

Précisons que le vieillissement est rattaché aux phénomènes qui se développent 5 années après la construction de l'ouvrage, de manière à ne pas confondre avec des défauts de construction ou des défauts de gestion de l'ouvrage.

L'International Levee Handbook (Ciria, 2013) récapitule dans le Tableau 5, une liste de 7 principaux processus de dégradation applicables aux digues. Ces processus sont mis en lien avec des mécanismes de rupture probables.

Tableau 5 : Mode de défaillance causé en priorité par un processus de dégradation (traduit de l'ILH, 2013)

		Mécanisme de rupture associé en priorité à la dégradation			Compléments
		Erosion externe	Erosion interne	Instabilité mécanique	
Processus de dégradation	Terriers d'animaux		X		Les trous causés par les animaux permettent un passage à l'eau au travers de la levée, ce qui peut déclencher un mécanisme d'érosion interne. Ces trous peuvent également causer de l'instabilité mécanique soit directement soit indirectement comme un résultat de l'érosion interne
	érosion en méandre, affouillement, batillage	X			L'érosion au niveau de la ligne d'eau dans un méandre est à l'origine de mécanisme d'érosion externe
	dépansions, orniérage	X			Les dépansions et l'orniérage en crête de levée et sur les talus sont une forme d'érosion externe. Bien que ne pouvant pas exclusivement être à l'origine d'un mécanisme de rupture par érosion externe, combinés avec d'autres processus de dégradation, ils peuvent rendre le sommet de la levée impraticable (par une humidification excessive des matériaux dans les creux) rendant difficile l'accès aux équipes de gestion. Ces défauts endommagent aussi la couverture végétale ce qui rend la levée plus vulnérable à l'érosion externe
	Tassement	X			Les tassements augmentent significativement le risque d'érosion externe créant un risque de surverse pour un niveau d'eau plus bas que prévu. Le tassement d'une crête de levée peut créer des conditions de rupture mécanique
	Suintements, mouvements d'eau, résurgences		X		Les infiltrations d'eau peuvent entraîner des particules fines au travers ou sous la levée, quelque fois de taille plus importante, à l'origine d'un mécanisme de rupture par érosion interne
	Instabilité de talus			X	Les instabilités de talus peuvent se manifester par des glissements de peau, un décrochement en bloc, des fentes de tension, un raidissement de talus, quelque fois suite à des érosions de pied. Cela peut tendre vers un mécanisme de rupture mécanique si l'instabilité se généralise
	Fissures structurelles et fentes de dessiccation			X	Des fissures structurelles peuvent être le signe d'instabilité mécanique. L'eau peut pénétrer au travers des fissures et réduire la résistance au cisaillement des matériaux

Cette liste constitue une excellente base car elle s'attache à lier les processus de dégradation de manière exhaustive à des mécanismes de ruptures probables. Elle reste néanmoins factuelle en se limitant à décrire le désordre.

Là encore, il n'y a pas de notion d'évolution. Les symptômes liés à chaque processus de dégradation sont factuels et binaires : on sait s'il y en a ou pas, mais il n'y a pas de notion d'intensité ni de temporalité des phénomènes. On ne sait pas si ce que l'on relève sur le terrain est évolutif, quand est-ce qu'il est apparu et si son évolution est lente ou rapide.

Le système de relevé des dégradations sur les digues en France

L'Etat français a imposé un dispositif de surveillance très réglementé pour les ouvrages de protection contre les inondations. Ce dispositif responsabilise le gestionnaire en l'obligeant à un suivi et un contrôle régulier de l'intégrité de ses ouvrages.

Ce dispositif est décrit dans le code de l'environnement, et plus particulièrement dans son décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 (MEDDE, 2015a) relatif aux « règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques ».

Dans l'arsenal des visites constituant le dispositif de suivi des ouvrages prévues par le décret (qui porte sur tous les systèmes tels que digues, barrages, retenues d'eau), sont mentionnées les Visites Techniques Approfondies (VTA), les visites de surveillance, les visites d'auscultation (pour les barrages uniquement) et les visites d'après-événement. L'étude de danger est imposée en plus des visites.

Selon les enjeux liés à la protection des biens et des personnes, la temporalité des études et visites est définie comme suit :

- L'étude de danger est actualisée tous les 10 ans pour les digues de classe A⁷, tous les 15 ans pour les digues de classe B et tous les vingt ans pour celles qui relèvent de la classe C.
- Un rapport de surveillance est imposé tous les 3 ans pour les digues de classe A, tous les 5 ans pour les digues de classe B et tous les 6 ans pour les digues de classe C. Le rapport de surveillance est notamment basé sur des Visites Techniques Approfondies (VTA) et le registre de surveillance. Le rapport de surveillance inclut (pour les barrages seulement) un rapport d'auscultation des instrumentations en place.
- Entre chaque rapport de surveillance, au moins une vérification et une VTA sont réalisées.

⁷ Les digues sont des ouvrages en surélévations de plus de 1,50 mètres par rapport au terrain naturel, et qu'elles sont dites de classe A lorsqu'elles protègent plus de 30 000 personnes ; de classe B lorsqu'elles protègent entre 3 000 et 30 000 personnes et de classe C lorsqu'elles protègent entre 30 et 3 000 personnes (MEDDE, 2015a).

Le législateur a donc imposé un suivi strict et échelonné dans le temps des ouvrages. La temporalité est imposée par rapport aux enjeux : plus les enjeux sont forts, plus le délai entre chaque état des lieux est court.

Les Visites Techniques Approfondies telles que réalisées en pratique (MEDDE, 2015a) sont focalisées sur la recherche des défauts de l'ouvrage. Ces inspections sont réalisées visuellement pour les digues par des équipes évoluant à pied. Le cheminement prévoit notamment un linéaire d'inspection en pied de digue côté zone protégée et côté eau. Les inspecteurs utilisent un référentiel de défauts à relever à l'aide d'un code et de géo-localisation. Le référentiel est celui préconisé dans le référentiel technique des digues maritimes et fluviales (MEDDE, 2015b) reprenant pour l'essentiel les préconisations du guide Cemagref de 2004 (Meriaux et al., 2004). Le suivi de l'ouvrage peut être dématérialisé sur des logiciels spécifiques comme SIRS-Digue (Maurel et al., 2004).

Elles n'ont pas pour objet de rechercher des marqueurs de vieillissement. Elles ne permettent pas non plus d'évaluer l'évolution dans le temps d'un marqueur : l'outil permet de suivre des défauts relevés pour y apporter une solution et/ou le localiser. La Figure 11 rappelle tous les points de vigilance à observer lors des VTA.

La liste des défauts relevés sur un tronçon de 50 km d'une digue de Loire telle que réalisé par le Cerema de Blois (CETE Normandie-Centre, 2012) montre que les défauts les plus fréquemment relevés sur un linéaire des digues de Loire d'environ 50 km, et sur un total de 1534 cas recensés, sont, par ordre d'importance :

- Des obstacles à l'écoulement des eaux (39%) : poteaux, barrières encastrées et végétaux gênants... ;
- Des défauts de structure y compris liés aux animaux (31%) : terriers d'animaux (trous, galeries), déboîtement, fissures, déjointement, canalisations etc. ;
- Des modifications dans la topographie et la géométrie de l'ouvrage (29%) : cheminements piétons ou motorisés, tassements, érosion.

Les conclusions de l'étude font le bilan des défauts nécessitant des interventions urgentes ou non, ou nécessitant des études complémentaires. Elles signalent aussi les écarts par rapport à la VTA précédente (objets non trouvés, manquant ou nouveaux).

Il est intéressant de relever dans ces conclusions que la notion d'évolution des défauts est un besoin exprimé pour évaluer l'état de l'ouvrage, mais que les outils ne sont pas adaptés pour cela et que ce travail spécifique n'a pas pu être mené.

Le rapport du Cerema (CETE Normandie-Centre, 2012) précise que le caractère évolutif est difficile à apprécier car il aurait fallu disposer de données mieux illustrées, mieux localisées, si possible réalisé par la même personne ou le même organisme.

Mécanismes de rupture	Points d'observation	Surveillance visuelle de routine		
		Talus côté rivière (fleuve)	Crête	Talus côté terre (val)
Surverse	<i>Profil en long de la crête</i>		Apparition / évolution d'irrégularités sur le profil : points bas, affaissements, ornières - état des batardeaux, portes , ...	
	<i>Cote du cours d'eau, laisses de crue</i>	Relevé de la cote le jour de la visite, existence de laisses récentes		
	<i>Déversement</i>		Etat du revêtement et de l'éventuel dispositif fusible (déversoir)	Etat du revêtement et du dissipateur aval (déversoir)
	<i>Dispositif de revanche</i>		Etat du dispositif de revanche : aspect du contact avec le corps de digue, stabilité	
Erosions de surface / affouillements	<i>Effets sur talus des sollicitations hydrauliques fluviales</i>	Verticalité du talus, déchaussement de la végétation rivulaire, apparition / évolution d'anse d'érosion	Fissuration longitudinale sur la crête au droit d'anse d'érosion	
	<i>Protection de surface (revêtement)</i>	Etat du revêtement de protection (perré, masque béton, enrochement,...)		Etat du revêtement de protection (écoulements fluviaux dans le Val)
	<i>Protection de pied de talus</i>	Etat de la protection de pied de talus (rideau de pieux ou de palplanches, enrochement,...)		
	<i>Proximité et tracé du lit mineur / caractéristique de l'écoulement</i>	A observer, si la levée est proche du lit mineur. Etat du contact avec le lit mineur. Direction et vitesse du courant.		
	<i>Effets sur talus des sollicitations externes diverses</i>	Apparition et/ou stade de développement de ravines, impacts de terrassement, ...		Apparition et/ou stade de développement de ravines, impacts de terrassement, ...
Erosion interne	<i>Végétation</i>	Nature, développement et stabilité, racines et souches, sur ou en pied de talus	Nature et développement, racines et souches	Nature et développement, racines et souches, sur ou en pied de talus
	<i>Terriers</i>	Taille, localisation et densité, indice d'activité récente	Taille, localisation et densité, indice d'activité récente	Taille, localisation et densité, indice d'activité récente
	<i>Canalisations / traversée</i>	Débouchés de canalisation ou de traversées, aspect du contact avec le remblai, état du dispositif anti-retour éventuel	Regards de canalisation, passages en cavalier	Débouchés de canalisation ou de traversées, aspect du contact avec le remblai, état du vannage éventuel
	<i>Confortement</i>	Etat du confortement éventuel (recharge étanche, géomembrane)	Etat du rideau d'étanchéité éventuel (palplanches, paroi moulée, ...)	Etat du confortement éventuel (recharge drainante)
	<i>Ouvrages singuliers</i>	Etat, configuration : échelle, cale, rampe, bâtiment encastré, ...	Etat, configuration : porte, batardeau, bâtiment encastré, ...	Etat, configuration : puisard, mur de soutènement, bâtiment encastré, ...
	<i>Fuite</i>	Fontis	Fontis	Indices de fuite
Instabilité d'ensemble	<i>Saturation, piézométrie</i>	Apparition / évolution de zones humides, sources - Etat des piézomètres et mesure si possible	Etat des piézomètres et mesure si possible	Etat des piézomètres ou, en pied de talus, de puits ou fossé, et mesure si possible
	<i>Mouvements de terrain</i>	Apparition / évolution de fissures dans le terrain, bombements, loupes de glissement - désordres (fissuration, renversement) sur ouvrages rigides - arbres inclinés	Apparition / évolution de fissures longitudinales, affaissements - désordres (fissuration, renversement) sur ouvrages rigides tels que chaussées, parapets, murets	Apparition / évolution de fissures dans le terrain, bombements, loupes de glissement - désordres (fissuration, renversement) sur ouvrages rigides - arbres inclinés
Conditions d'accès pour l'entretien	<i>Accessibilité aux engins de terrassement (et d'entretien)</i>	Etat de la voirie de pied de talus	Etat de la voirie de crête	Etat de la voirie en pied ou à proximité du pied de talus

Figure 11 : Surveillance visuelle de routine des digues fluviales en remblai : présentation synoptique des points à observer (Mériaux et al., 2004)

Le relevé de dégradation dans le système Anglais

Les méthodes de gestion des digues en Grande-Bretagne (Environment Agency, 2013a et b) prennent en compte la rapidité d'évolution des défauts en se basant sur trois vitesses d'évolution. Les courbes de dégradation en fonction du temps (Figure 12) sont établies pour des vitesses d'évolution lentes, moyennes et rapides, notions présentées précédemment dans le Tableau 2.

Ce type de graphique permet de visualiser rapidement le temps qui sépare l'ouvrage en bon état (*condition grade* = 1) de celui en mauvais état (*condition grade* = 5). L'axe des abscisses représente la **durée de vie** de l'ouvrage proposée au gestionnaire.

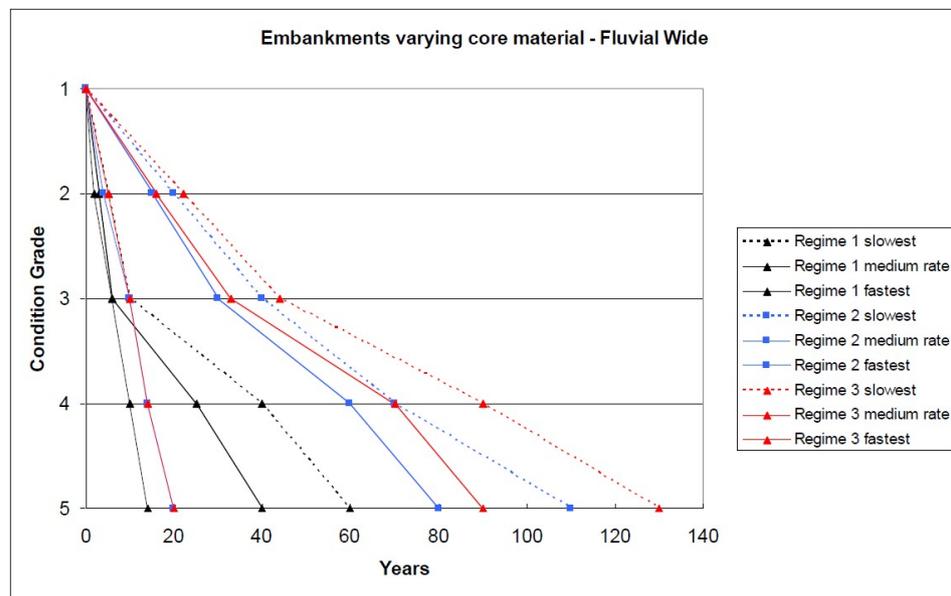


Figure 12 : Courbe de dégradation d'une digue fluviale en matériau naturel, de largeur en crête > 4m (Environment Agency, 2013b). Pour une même couleur, en trait pointillé : la vitesse d'évolution lente, en trait fin : la vitesse d'évolution moyenne, en trait soutenu : la vitesse d'évolution rapide. En noir, les courbes qui correspondent à un ouvrage pas suivi ou peu entretenu. En bleu, les courbes qui correspondent à un ouvrage moyennement suivi et entretenu. En rouge, les courbes de dégradations d'un ouvrage bien suivi et entretenu. Une vitesse de dévolution lente se traduit par une plus grande durée de vie. Parallèlement plus l'investissement du gestionnaire augmente, plus la durée de vie de l'ouvrage augmente.

Les courbes de dégradations varient car elles dépendent :

- Du niveau de maintenance exercée :

- 1 = faible niveau de maintenance ou laisser-faire ;
- 2 = niveau moyen de maintenance ;
- 3 = niveau élevé de maintenance ;
- Des vitesses d'évolutions de la dégradation (*slowest, medium* ou *fastest rate*)

La performance globale de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage considérée, est évaluée au travers d'une note de performance :

- Performance 1 = ouvrage neuf ou équivalent,
- Performance 2 ou 3 = ouvrage dans un état intermédiaire (correspondant au seuil de déclenchement de la maintenance lourde),
- Performance 5 = ouvrage dans un état dégradé, en dessous du seuil de performance.

Le document ne précise pas comment les courbes ont été obtenues ni quels sont les indicateurs qui permettent d'évaluer la vitesse d'évolution de la dégradation. L'évaluation de la vitesse de dégradation est menée à dire d'expert (Utili et al., 2015).

Le cas des enrochements : courbes de dégradation et système de suivi

Dans le domaine des enrochements, il existe une méthode qui permet d'évaluer la courbe de dégradation des blocs, décrite dans le guide Enrochements (Ciria, 2009). Cette méthode a été testée en France par quelques auteurs (Cerema, 2017 ; Igigabel et al., 2017).

La méthode permet d'établir des courbes de dégradation en fonction de plusieurs paramètres :

- La position de l'enrochement dans l'ouvrage par rapport à la sollicitation (en surface de l'ouvrage ou en profondeur) : la dégradation sera proportionnelle à l'intensité ;
- Les classes de performances des matériaux : excellente, satisfaisante, limitée ou médiocre ;
- L'agressivité de l'environnement de l'ouvrage.

Le résultat permet d'évaluer la **durée de vie** de l'ouvrage par rapport à un critère d'évolution des enrochements basé sur leur masse. La Figure 13 illustre précisément cette évolution pour des enrochements de bonne qualité initiale/bon environnement (AQD = 4) ou de faible qualité initiale/environnement défavorable (AQD = 1).

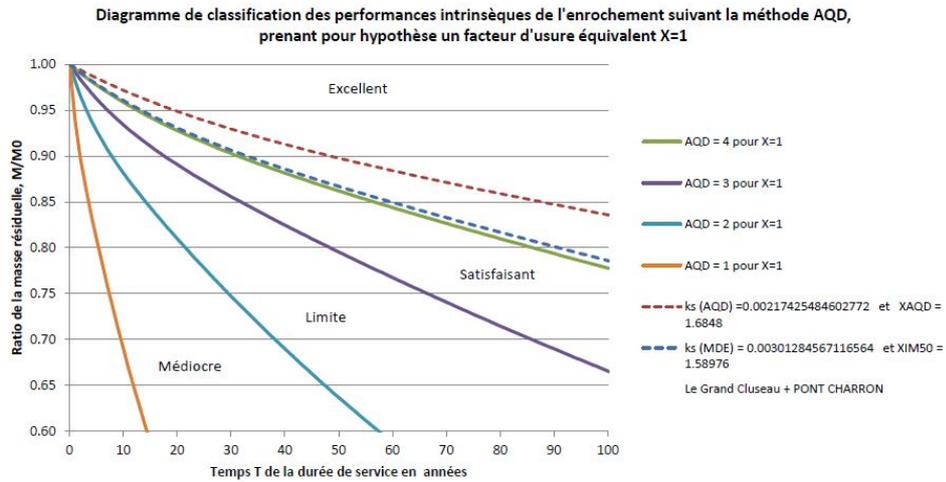


Figure 13 : Courbe de dégradation de blocs d'encrochements exprimée en évolution de la masse en fonction du temps, selon la méthode AQD (Iggibel et al., 2015)

Ces courbes permettent d'apprécier la qualité globale du matériau par rapport à la conception de l'ouvrage. Une fois mis en œuvre, l'ouvrage va lui-même suivre une évolution s'inscrivant dans une tendance qui dépendra du niveau d'entretien mis en œuvre (Figure 14).

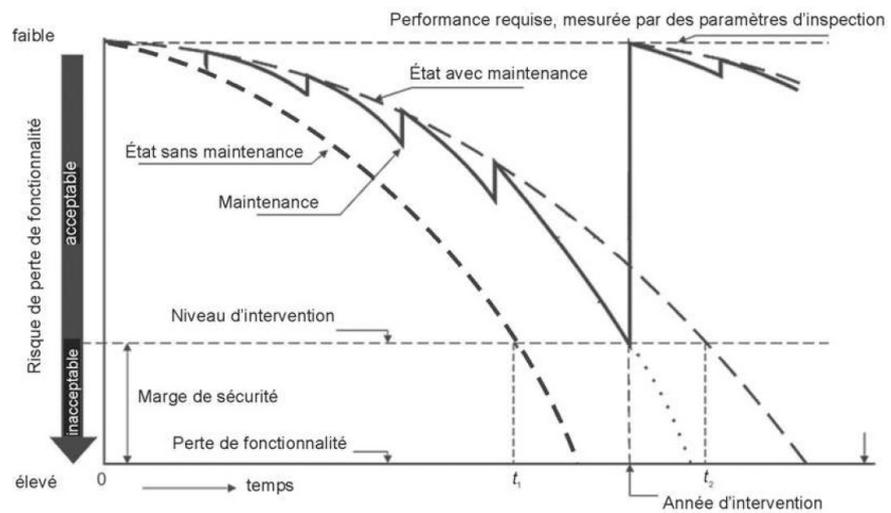


Figure 14 : Courbe de dégradation d'un ouvrage en encrochement avec maintenance (trait plein) et sans maintenance (en tireté gras) (Ciria, 2003)

Le Guide Encrochement préconise un suivi de l'ouvrage qui permettra d'accompagner les choix stratégiques du gestionnaire, basé sur l'évaluation des performances. L'état

global de l'ouvrage avec maintenance est régulièrement remis à niveau par des opérations de maintenance ciblées. Passé un certain nombre d'années, la maintenance ne suffit plus à remettre en état l'ouvrage qui doit alors subir une maintenance lourde ou une réfection à neuf.

E. L'environnement

L'environnement de l'ouvrage est une donnée d'entrée primordiale pour évaluer la dégradation d'une fonction ou d'une performance. Il se caractérise par une action extérieure à l'ouvrage dont les effets se manifestent à une vitesse et une intensité variable sur une performance donnée.

La classification des environnements ayant une influence sur une fonction ou une performance doit se faire en lien avec les observations de terrain et le retour d'expérience. Dans le cas des ouvrages d'art, le dimensionnement performantiel intègre cette donnée dès le départ et c'est le maître d'ouvrage qui la définit (LCPC, 2010). Ainsi pour les ouvrages d'art, 6 classes d'exposition sont normalisées (alternance d'humidification séchage, la présence de chlorures, l'environnement marin, le gel, des attaques chimiques) y compris la classe 'sans risque d'exposition'.

Les propositions faites par Simm (2013), Smith (2013) ou Lautrin (1998) capitalisent des retours d'expériences en matière d'observation des défauts imputables à l'environnement de l'ouvrage mais elles entretiennent une confusion entre le [processus](#) et le [mécanisme de dégradation](#). Les fentes, les terriers, les tassements sont des défauts observés une fois que le mécanisme est entamé, et le lien avec l'environnement n'est pas établi.

1. L'environnement dans les VTA

Dans les Visites Techniques Approfondies (MEDDE, 2015) on met au même niveau des informations relatives à l'ouvrage (présence de poteaux, de barrières) et des éléments relatifs au vieillissement (terrier, piétinement, passage d'animaux). L'environnement ne fait pas l'objet d'évaluation et le caractère évolutif n'est pas ou mal apprécié.

Dans l'International Levee Handbook (Ciria, 2013) les processus de dégradations listés regroupent tous les phénomènes qui impactent la stabilité de l'ouvrage et qui appellent à des opérations d'entretien. Dans les processus de dégradation sont aussi bien évoqués des éléments typiques d'un vieillissement en lien avec des conditions extérieures (terrier, suintements, fissures) que des éléments symptomatiques d'un mauvais dimensionnement, d'erreur de conception ou de mauvaise réalisation (tassement, instabilité de talus). Il serait utile de discuter de l'intérêt de conserver dans une même rubrique des processus évolutifs sans distinction de leur origine.

Le décret de 2015 (MEDDE, 2015) sensibilise le gestionnaire sur la nécessité de faire régulièrement un état des lieux de l'ouvrage. Cela suppose implicitement que l'ouvrage évolue dans le temps et que des processus de dégradations sont à l'œuvre. Les études de dangers doivent donner une description des installations et de leur environnement

ainsi que des produits utilisés, identifier les sources de risques internes et externes et justifier les moyens prévus pour en limiter la probabilité et les effets, notamment en proposant des mesures concrètes en vue d'améliorer la sûreté (Cerema, 2018).

Ainsi, le changement climatique est un facteur identifié d'évolution environnementale défavorable. Mais rien ne permettant de statuer sur son importance ou sur les évolutions probables. Le gestionnaire utilise les informations issues des visites et y remédie à l'aide des guides à sa disposition, comme par exemple le guide sur la gestion de la végétation (Vennetier et al, 2015) ou sur la surveillance, l'entretien et le diagnostic des digues (Meriaux et al., 2004).

2. *L'environnement des enrochements*

Pour les ouvrages en enrochement, l'environnement est bien pris en compte pour analyser leur durabilité. Le guide Enrochement (Ciria, 2009) propose ainsi de pondérer la qualité initiale des matériaux par un facteur spécifique de la qualité initiale. Le facteur de pondération X intègre des critères X_i en un seul facteur comme le produit des X_i élémentaires. Chaque X_i est à définir à l'aide d'outils définis dans le tableau de la Figure 15.

X est ensuite intégrée dans une formule qui exprime l'évolution de la perte de masse en fonction du temps que l'on peut aisément représenter graphiquement (Figure 13). Les environnements pris en compte sont :

- L'énergie de la houle incidente (marin) ou du courant (fluvial) (X_4) ;
- La localisation par rapport au littoral (X_5) ;
- L'intensité des agents climatiques (X_6) ;
- La présence d'agents d'attrition dans l'eau (X_7) ;
- L'attaque de la houle (X_8).

Le paramètre climatique intègre pour sa part des informations très diverses issues de 8 données météorologiques (Figure 16).

Tableau 3.14 Évaluations des paramètres du modèle de dégradation de l'enrochement, à introduire dans l'Équation 3.38 (d'après Latham, 1991)

Paramètre	Estimations de notation					Influence du paramètre X_{max}/X_{min}	Fiabilité du calibrage *	
k_s	Résistance de la matrice rocheuse Utiliser la valeur de M_{0E} et le rapport: $k_s = 4.12 \cdot 10^{-5} M_{0E}^{1.485}$ ou la valeur d'AQD et le rapport: $k_s = 0.032 AQD^{2.17}$					-500	Excellente	
X_1	Taille Effet, obtenu par la formule $0.5(M_{50})^{1/3}$ (M_{50} en tonnes)					-10	Bonne	
	M_{50}	15.0	8.0	1	0.1			0.01
X_2	Gradation (M_{80}/M_{10}) ¹³					-2.5	Satisfaisante	
	Notation	1.23	1.00	0.50	0.23			0.11
X_3	Forme initiale					-2	Satisfaisante	
		Angulaire irrégulière	Blockiness élevée/équidimensionnelle	Semi-arrondie	Arrondie			
X_4	Energie de la houle incidente ou du courant (traitée indépendamment de la taille de l'enrochement)					-10	Satisfaisante	
		Hauteur significative de la houle H_s (m)	> 8.0	4.0 - 8.0	< 4.0			
	Notation	Pour $I_{H50} > 15\%$	0.3	1.0	2.0			
		Pour $I_{H50} = 5.0-15.0\%$	0.5	1.3	2.3			
		Pour $I_{H50} = 2.0-5.0\%$	0.7	1.6	2.6			
Pour $I_{H50} < 2\%$		1.0	2.0	3.0				
Notation	Avec la méthode AQD	0.7	1.6	2.6				
X_5	Zone de l'ouvrage					-10	Bonne	
		intertidale	Supratidale / climat chaud	Supratidale/ climat tempéré	immergée en permanence			
X_6	Intensité des agents climatiques (Utiliser l'index MCWI de Lienhart – voir le Tableau 3.15)					-7	Bonne	
		Index MCWI	< 100	100 – 300	300 – 600			> 600
	Notation	Pour WA > 2.0 %	0.8	0.6	0.4			0.2
		Pour WA = 0.5-2.0 %	1.0	0.8	0.6			0.4
		Pour WA < 0.5 %	1.4	1.2	1.0			0.8
Notation	Avec la méthode AQD	1.0	0.8	0.6	0.4			
X_7	Agents hydrauliques d'attrition					-7.5	Médiocre	
	Type de sédiment	galets	graviers	sable	limon			-
	Notation	0.2	0.5	1.0	1.2	1.50		

Tableau 3.14 Évaluations des paramètres du modèle de dégradation de l'enrochement, à introduire dans l'Équation 3.38 (d'après Latham, 1991) (suite)

Paramètre	Estimations de notation				Influence du paramètre X_{max}/X_{min}	Fiabilité du calibrage *		
X_8	Concentration de l'attaque de la houle				-2	Satisfaisante		
	Marnage (m):	< 2.0	2.0 – 6.0	> 6.0				
	Notation pour un talus de pente 5/2 (ou plus raide)	1.0	1.2	1.5				
	Notation pour un talus de pente 3/1 (ou plus raide)	1.5	1.8	2.0				
X_9	Mobilité de l'enrochement				-20	Satisfaisante		
	$H_p(AD_{50})$	1 – 2.4	2.5 – 3.9	4 – 6.9			7 – 20	
	Notation	Pour $I_{H50} > 15\%$	1.5	0.6			0.3	0.1
		Pour $I_{H50} = 5.0 – 15.0\%$	2.0	1.0			0.5	0.2
		Pour $I_{H50} = 2.0 – 5.0\%$	2.0	1.5			1.0	0.5
		Pour $I_{H50} < 2\%$	2.0	1.8			1.6	1.4
Avec la méthode AQD		1.5	1.3	1.1	0.7			

* Le calibrage des paramètres d'évaluation présente une fiabilité variable, allant d'un raisonnement simple comprenant des observations qualitatives sur l'influence des paramètres, effectuées sur le terrain (fiabilité médiocre) à des données de contrôle détaillées (excellente fiabilité).

Figure 15: Tableau récapitulatif des paramètres Xi qui interviennent dans l'évaluation de la dégradation de l'enrochement. Seuls les paramètres 4 à 8 sont liés à l'environnement. (d'après les travaux de Latham, 1991 – extrait de l'ILH, Ciria, 2013)

Tableau 3.15 Intensité des agents climatiques (MCWI) s'exerçant sur l'enrochement (Lienhart, 2003)

Analyse de l'intensité d'altération climatique de la roche	
a. Gamme des températures moyennes max. et min. sur plusieurs années	
b. Température annuelle moyenne	
c. Nombre moyen de jours où la température max. est supérieure à la température de gel	
d. Nombre moyen de jours où la température max. est inférieure ou égale à la température de gel	
e. Fourchette des températures extrêmes (max. - min.)	
f. Nombre moyen de jours où les précipitations sont supérieures à 0.25 mm sur plusieurs années	
g. Précipitations annuelles (cm)	
h. Total des degrés-jours de référence, base 18 °C *	
<hr/>	
$MCWI = (a/b) \times (d/365) \times (e/c) \times ((g/f) \times h)$	
<hr/>	

Note : le calcul de la valeur de *MCWI* doit s'effectuer avec prudence, du fait des unités inhabituelles des différents paramètres d'altération. Les unités sont des degrés² x cm/nombre de jours² car le deuxième terme de l'équation (d/365) est adimensionnel (365 = nombre de jours dans une année).

* Total des degrés-jours de référence, base 18 °C, est la somme des écarts des températures par référence à 18 °C comptabilisée uniquement pour les jours froids et mesurée en degrés. Les centres météorologiques additionnent les valeurs de degrés-jours de chauffage relevées pendant un an par une station donnée et déterminent le chauffage total « de référence » (en °C) d'une année moyenne. À titre d'exemple une année de 100 jours à 0 °C, 100 jours à 17 °C et 165 jours à 18 °C totaliserait 100 x (18-0) + 100 x (18-17) + 165 x 0 le tout exprimé en degré.

Figure 16 : Listes des agents climatiques intervenant dans le paramètre X6 spécifique au climat. (D'après les travaux de Lienhart, 2003 – extrait de PILH, Ciria, 2013)

3. L'environnement et les talus d'ouvrages

Tang et al. (2018), Toll et al. (2012), Dijkstra et Dixon (2010) insistent tous sur l'importance d'évaluer la stabilité des talus des ouvrages en terre en lien avec les environnements dont les interactions sol-végétation-climat. L'objet de leurs publications est de montrer l'importance de l'environnement météorologique sur la stabilité des talus des ouvrages en terre, qui sont des parties d'ouvrages sensibles aux variations notamment hydriques des matériaux qui les composent. La Figure 17 représente les facteurs suivants :

- La météorologie : gel, pluie, sécheresse ...
- Les végétaux : racines, évapotranspiration ...
- L'eau souterraine : battement de nappe.

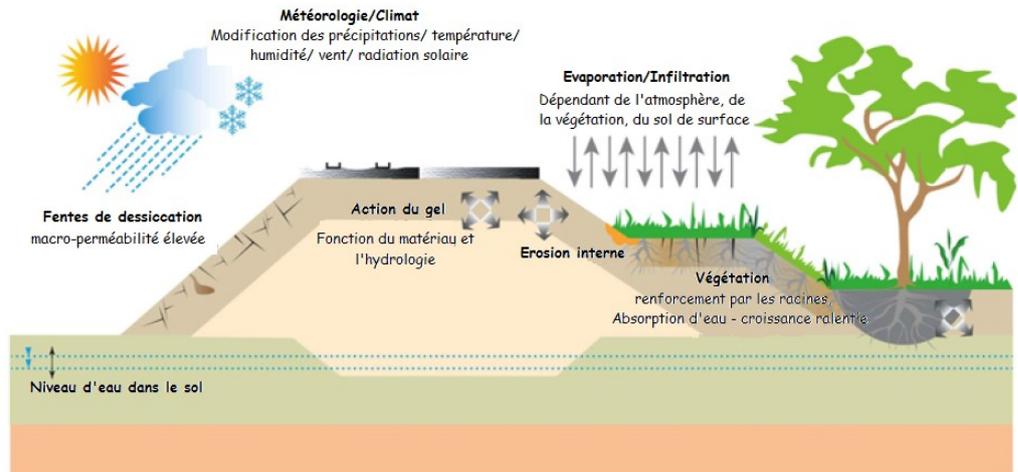


Figure 17 : Schéma illustrant les principales interactions du climat sur le sol et la végétation (modifié d'après Vardon, 2015) (Tang et al, 2018)

Ces articles explorent très longuement les effets du changement climatique sur les variations des teneurs en eau du sol, et une partie de l'environnement vivant (les arbres) comme une conséquence de l'environnement météorologique.

4. Synthèse et suggestions pour les digues

La classification des environnements est très intéressante car elle permet ensuite d'orienter le choix des techniques d'entretien / maintenance ou le choix des matériaux à mettre en place. À l'image de ce qui est proposé dans le guide sur la démarche performantielle appliquée aux ouvrages d'art en béton (LCPC, 2010) les processus doivent être regroupés par famille ayant chacune le même mode d'action et qui se termine par le même défaut in fine. Chaque famille doit être en mesure de décliner des outils qui permettent de d'identifier des sous-classes d'environnement et des indicateurs qui permettent de maîtriser les effets du temps à l'échelle des matériaux.

Sur la base de ce qui a été observés précédemment sur les digues ou les petits barrages en terre, on pourrait par exemple proposer que les dégradations en lien avec les environnements soient regroupées dans les trois processus suivants :

- Les effets de la météorologie : ces effets conduisent à une évolution des propriétés des matériaux répondant à des sollicitations thermiques ou hydriques dans le domaine saturé ou non-saturé ;
- La présence d'êtres vivants : cette co-activité conduit à des modifications du matériau dépendant de l'être vivant considéré (animaux, actions humaines, végétaux, micro-organismes ;
- Des effets liés à l'eau libre (autrement qu'en période de crue) qui conduisent à une modification des propriétés des matériaux, type battillage, minéralisations

secondaires, érosion longitudinale, érosion régressive, suffusion, érosion de contact

Les processus et les mécanismes en cause pourraient être regroupés comme suggéré dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Processus de dégradation des digues fluviales et mécanismes en lien avec l'environnement

Processus de dégradation	Mécanisme de dégradation proposé/associé	Défauts (observables ou non)
Effets de la météorologie	Dégradation liée à la sécheresse	Retrait-gonflement Fissures, modification de l'arrangement des particules, tassement par retrait...
	Dégradation liée au gel	Gélifraction, perte de cohésion et/ou de densité, liquéfaction...
	Dégradation liée à la pluviométrie	Ravinement, érosion de surface, saturation des sols, perte de cohésion...
Interaction avec le vivant	Dégradation liée aux animaux fouisseurs	Terriers, piétinements, chemins de passage
	Dégradation liée aux végétaux	Croissance racinaire Formation de conduits racinaires, migration de particules fines, arrachement de matériaux par basculement...
	Dégradation liée aux organismes encroûtants	Bio-précipitation Développement de biofilms, encroûtements calcaires...
	Dégradation liée à l'anthropisation	Urbanisation réseaux enterrés, piétinement, constructions diverses (poteaux, escaliers, clôtures...), circulation de véhicules
Effets de Peau libre (autre qu'en cas de crue)	Dégradation liée au batillage	Erosion longitudinale Erosion externe Erosion en talus, ravinement
	Dégradation liée au battement de nappe au contact de la digue et de la fondation	Erosion interne déplacement de matériau, suintements, migration de particules fines...
	Dégradation liée aux minéralisations	Encroûtements calcaires d'origine chimique, oxydation de particules ferreuses...

Certains travaux ont examiné les dégradations dues aux animaux. Selon leur taille, les terriers peuvent être à l'origine de mécanismes d'érosion interne (Figure 18).

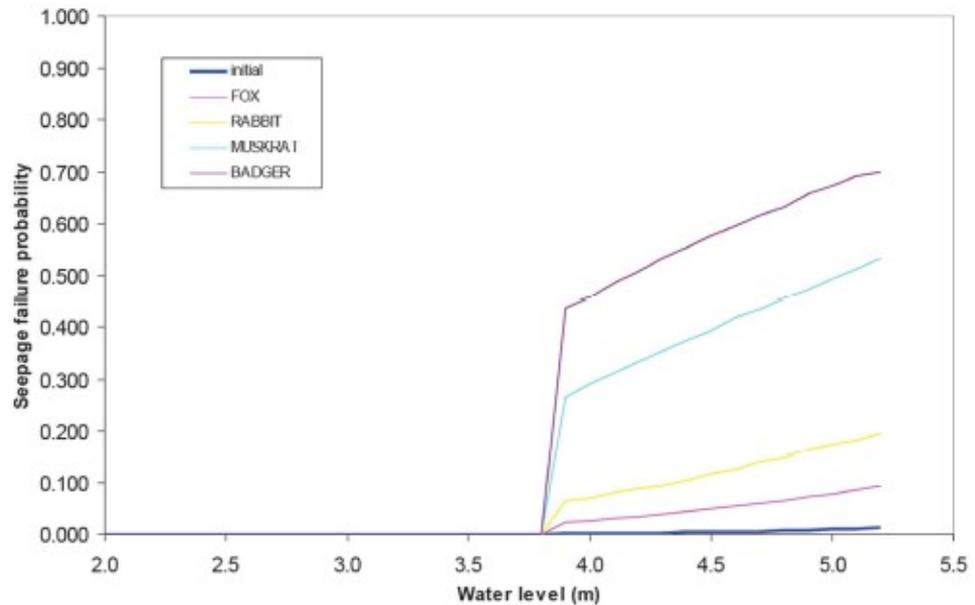


Figure 18 : Courbe de fragilité d'une digue utilisant les observations relatives à l'activité animale (Van Der Meij et al., 2012). Selon l'animal la probabilité de rupture par infiltration d'eau augmente, avec, par ordre croissant : le renard, le lapin, le rat musqué et le blaireau.

Il convient d'ajouter au Tableau 6 , des processus de dégradation liés à des parties d'ouvrages spécifiques comme la fondation de la digue et sa zone d'influence. Ceux-ci pourraient être regroupés comme dans le Tableau 7.

Tableau 7 : Processus de dégradation des digues fluviales et mécanismes pouvant être en lien avec des instabilités mécaniques

Processus de dégradation	Mécanisme de dégradation proposé/associé	Défauts (observables ou non)
Evolution du sol support	Dégradation liée au mouvement du sol support	Tassement/gonflement Abaissement/rehaussement du niveau de la crête de digue sur de long linéaires, fissures mécaniques
	Dégradation liée à un fonctionnement karstique	Soutirage Fontis, affaissement localisé, création de cavités
	Grands glissements	Glissement rotationnel Abaissement/rehaussement du niveau de la crête de digue sur de long linéaires, fissures mécaniques

F. La maintenance et l'entretien d'une digue

Le niveau et la qualité de la maintenance ont un impact direct sur la vitesse de dégradation de l'ouvrage et de sa performance.

En Grande-Bretagne, les documents proposés par le ministère en charge de l'environnement (Environment Agency, 2013) distinguent 3 niveaux de maintenance ou stratégies d'entretien. Ces distinctions permettent de clarifier le rôle du gestionnaire et précisent notamment son intérêt à garder la digue en bon état ou non au regard de son investissement (en temps, en argent, en personnel et en objectifs à atteindre).

Les documents permettent d'aborder la notion de cycle de vie de l'ouvrage de protection et des coûts de l'ouvrage. Très longuement détaillée, la méthode permet de chiffrer le coût d'un entretien versus le coût de l'investissement.

Il est intéressant de trouver dans ce document des informations sur le contenu des 3 niveaux de maintenance. Ces trois niveaux s'évaluent par rapport au temps consacré à la maintenance et à l'entretien, au rythme d'inspection, à l'objectif de performance visé pour l'ouvrage et au coût dégagé pour la mission d'entretien. Des points communs aux trois niveaux : un montant annuel dédié aux inspections et réparations de sécurité, des réparations pour maintenir à un certain niveau de performance à un rythme propre à chaque courbe de dégradation et pour un % du montant de la réparation à neuf, une remise à neuf (100% de coût de l'ouvrage) en fin de vie prévisionnelle.

- Niveau 1 : entretien ou maintenance qualifiée de basique ou de « laisser-faire » : le seuil de déclenchement des réparations majeures se situe entre la note de performance 3 et 4 et les investissements de renouvellement à neuf interviennent à la note 5 à une date relativement proche dans le temps car l'ouvrage se dégrade vite ;
- Niveau 2 : maintenance dite moyenne ou médiane : la maintenance vise un maintien à la note de performance 3 pour l'ouvrage, le seuil de déclenchement des réparations majeures se situe entre la note de performance 3 et 4 et les investissements de renouvellement à neuf interviennent à la note 5 à une date intermédiaire ;
- Niveau 3 : entretien ou maintenance de haut niveau : la maintenance vise un maintien à la note de performance 2, le seuil de déclenchement des réparations majeures se situe entre la note de performance 3 et 4 et les investissements de renouvellement à neuf interviennent à la note 5 à une date relativement lointaine car le coût de maintenance permet de retarder la dégradation.

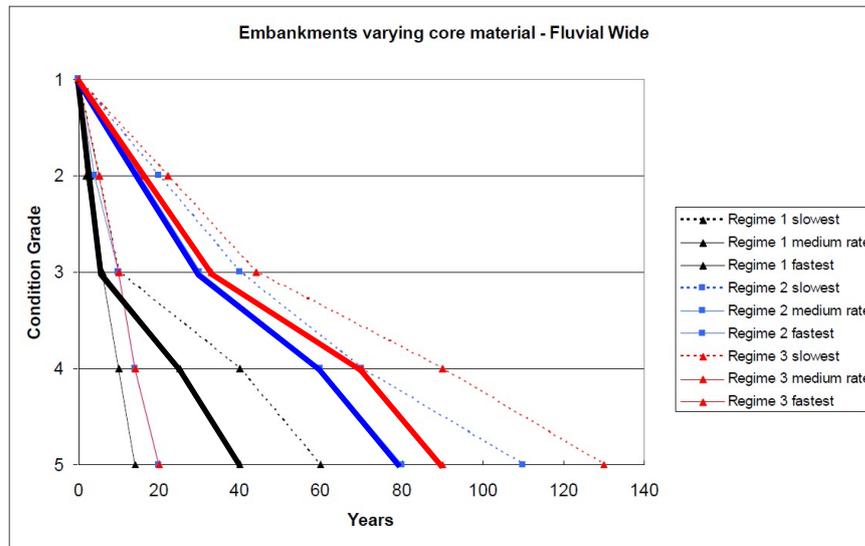


Figure 19 : Courbe de dégradation d'une digue fluviale en matériau naturel, de largeur en crête > 4m (Environment Agency, 2013b). Les trois courbes en gras correspondent aux courbes de tendance moyenne des 3 niveaux de maintenance.

Le niveau de maintenance prévu a une incidence forte sur la durée de vie de l'ouvrage. La Figure 19, autre représentation de la Figure 12, résume les évolutions de performance à partir des 3 régimes de maintenance (1, 2 et 3). Les projections pour un même ouvrage dans les mêmes conditions de vieillissement montrent une évolution de la durée de vie qui passe de 40 à 90 ans.

Lautrin (1998) fait le même constat au sujet de l'importance de l'entretien sur la présence de signes de vieillissement d'un ouvrage en terre.

En France, l'entretien est à la charge des gestionnaires qui engagent des crédits à concurrence de leurs moyens. La programmation des investissements résulte des études de dangers. Les financements sont engagés au travers de plans pluriannuels pour garantir un niveau de protection des biens et des populations. Des réflexions basées sur des expériences de gestion d'ouvrages linéaires tentent néanmoins de définir des outils d'aide à la gestion pluriannuelle (Serre, 2005)

Les Visites Techniques Approfondies permettent de revenir à la marge sur la programmation des investissements : elles agissent principalement sur les coûts d'entretien si ceux-ci sont modulables ou sur les priorités d'entretien si les coûts sont figés.

Des réflexions en cours montrent que la question de « quelle bonne méthode de gestion patrimoniale de l'infrastructure ? » associée à celle de « quelles règles des finances publiques » commence à se poser (Etablissement Public Loire, 2018). Il semble que le manque de doctrine ou de méthode de programmation budgétaire en lien avec les obligations en matière de protection, commence à se ressentir, au moment

où, pour les digues domaniales de l'état la question du transfert aux collectivités compétentes se profile (GEMAPI⁸). Le souci de maintenir des outils d'aide à la gestion permettant d'optimiser l'entretien et la maintenance des digues est réel et toujours d'actualité. Les recherches constantes et actuelles sur l'évaluation des performances au travers des outils de gestion et via des systèmes experts (Serre, 2005 ; Vuillet, 2012 ; Bambara, 2016) montrent tout l'intérêt porté à ceci. Ces analyses expertes sont encore complexes et continue de porter des développements avec des réflexions à l'échelle européenne (projet FloodProBE par exemple, Figure 20) et internationale.

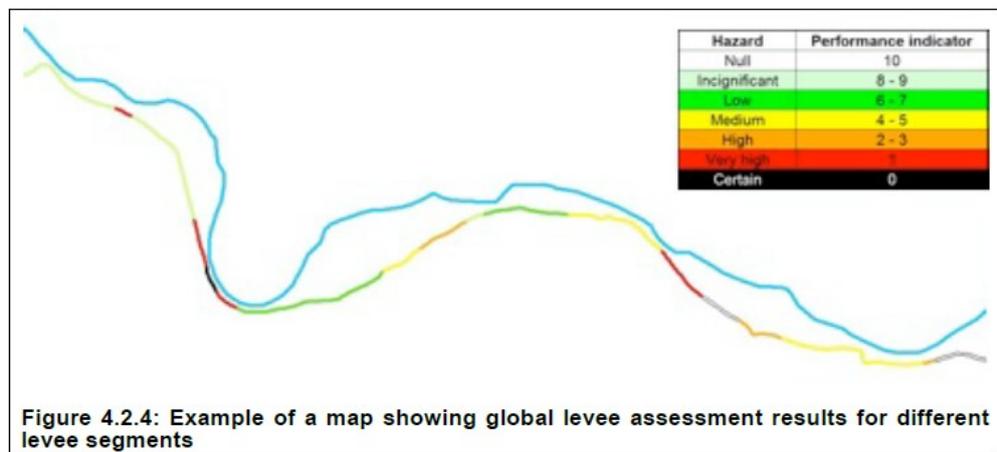


Figure 20 : exemple de restitution cartographique de l'évaluation des performances de différents tronçons de digue en Camargue par analyse experte (Van der Meij et al., 2012)

⁸ La GEMAPI (GEstion des Milieux Aquatiques et Prévention des Inondations) est une compétence juridique nouvelle, exclusive et obligatoire, confiée à partir du 1er janvier 2018 aux établissements publics de coopération intercommunale à fiscalité propre.

La Grande-Bretagne a, pour sa part, simplifié à l'extrême les outils du gestionnaire en notant la performance de l'ouvrage entre 1 et 5.

III. Durabilité et conception de digue neuve

Un système d'endiguement est un ensemble complexe d'ouvrages qui assemblés, permettent d'assurer la protection des biens et des personnes sur un territoire donné.

La complexité de ces systèmes est liée à :

- Des implantations géographiques sur des territoires variés ;
- Des ouvrages très différents sur de très longs linéaires ;
- Des variétés d'environnement et de sollicitations.

D'autres systèmes comme les réseaux d'assainissement, les routes, les voies ferrées etc. présentent les mêmes difficultés mais il existe pour ces thématiques des cadres de gestions financières et techniques prenant en compte la durabilité de ces ouvrages (Diab, 2002).

La conception d'une digue neuve se fait par l'application de règles publiées en 2015 par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), en corollaires à un corpus technique publié par le ministère (MEDDE, 2015b).

A. Que trouve-t-on dans les règles de dimensionnement ?

Les règles pour le dimensionnement des ouvrages neufs ont été définies dans un document intitulé Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai du Comité Français des Barrages et des Réservoirs de 2015 (CFBR, 2015).

Pour les digues, il s'agit de vérifier que la stabilité est assurée pour tous les mécanismes de rupture. Les règles du CFBR, en accord avec les règles du calcul géotechnique de l'Eurocode 7 (Afnor, 2005), sont basées sur une évaluation de la stabilité aux états-limites. Les états-limites sont les phénomènes qu'il s'agit d'éviter. Ils correspondent à des états au-delà duquel l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. Ils peuvent être de service (ELS) lorsque les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites ; ou ultimes (ELU) lorsque des modes de ruine sont en jeu. Ce sont des calculs aux ELU qui sont en général examinés et pour lesquels la justification de l'ouvrage est réalisée.

Pour les besoins du dimensionnement, on utilise un hydrogramme de crue (Figure 21) qui peut être exprimé en débit ou en hauteur d'eau.

Limnigramme au niveau de St Pierre des Corps
Le modèle ne simule pas de brèche le long de la traversée du val de Tours

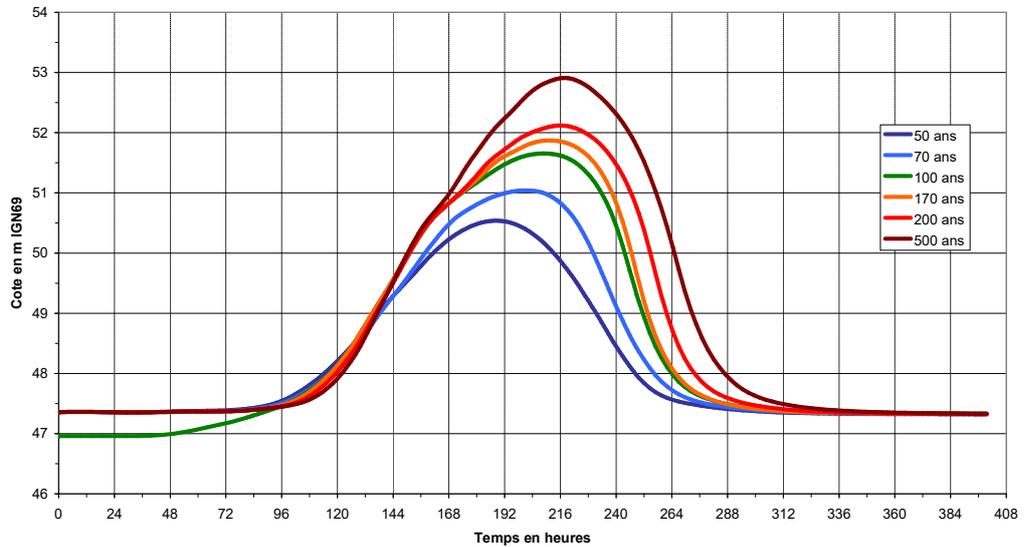


Figure 21 : Exemple d'hydrogramme de crue à un endroit donné pour une crue de période de retour donnée. La courbe indique la variation de la hauteur d'eau au niveau de St Pierre des Corps (en m NGF). Cette courbe peut être transformée en équivalent de débit à l'aide d'une courbe de tarage. Il faut de 100 à 120 heures (entre 4 et 5 jours) pour passer d'une ligne d'eau normale à la hauteur de crue maximale selon l'ampleur de la crue, ce qui peut correspondre à une augmentation de +3 à +5,5m d'eau dans ce laps de temps.

La digue est dimensionnée pour résister à la charge hydraulique correspondant à la crue de référence. L'ouvrage n'étant pas strictement imperméable, l'eau pénètre dans l'ouvrage et il se développe à terme une ligne d'eau dans l'ouvrage (Figure 22).

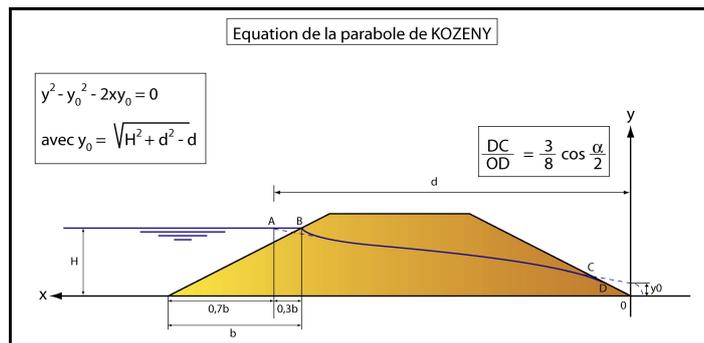


Figure 22 : Forme et équation de la parabole de Kozeny : (CETE Normandie-Centre, 2012)

Le **gradient hydraulique** au sein de l'ouvrage sera lié à la hauteur d'eau sur le talus côté eau, à la cote du terrain naturel côté zone protégée et à la longueur de la digue. Le gradient va progressivement augmenter au fur et à mesure de la montée des eaux.

Les logiciels les plus élaborés permettent de simuler les phases transitoires de l'humidification puis la saturation de la digue au cours de la montée des eaux. Pour cela, la connaissance du modèle géotechnique et au minimum de la perméabilité ou au mieux de la courbe de rétention d'eau des matériaux, est attendue.

L'installation d'un niveau d'eau dans l'ouvrage modifie les conditions de stabilité et principalement de cohésion et de stabilité des particules. Il peut se créer des mécanismes de rupture de type rupture mécanique ou érosion interne.

La ligne d'eau finale matérialisée par la parabole dite de Kozeny délimite la zone saturée en partie basse et celle non saturée en partie haute (Schneebeil, 1966 ; CIRIA, 2013).

Selon les règles du CFBR, pour chaque état-limite, on écrit la condition d'état limite, faisant intervenir :

- Les actions : ce sont les situations de projet imposées au calcul correspondant aux niveaux de crue ;
- Les propriétés de résistance : ce sont les propriétés de l'ouvrage, prises en compte au moyen des valeurs dites « caractéristiques » des matériaux, chaque valeur étant pondérée par un coefficient partiel (γ_m) prenant en charge l'incertitude pesant sur la connaissance de la propriété ;
- Les coefficients de modèle (γ_d) qui prend en charge toutes les incertitudes ne relevant pas de la connaissance des propriétés de résistance, en particulier les incertitudes relatives au modèle hydraulique et au modèle d'état-limite.

Le dimensionnement de l'ouvrage est donc établi à partir de valeurs caractéristiques des matériaux. Ces valeurs caractéristiques correspondent à une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau et intègre donc une partie de la sécurité sur les valeurs des résistances. Cette approche est d'autant plus importante que la valeur a une influence sur l'occurrence de l'état limite.

L'estimation prudente fait appel au jugement de l'expert à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature, la valeur caractéristique correspond à une estimation experte prudente de la valeur de la résistance du matériau.

Les propriétés des sols prises en comptes dans les actions sont réparties dans 3 catégories :

- Les actions permanentes, continues ou quasi continues, dont l'intensité et les lieux d'application sont constants ou très peu variables dans le temps à savoir le poids propre du remblai et les charges d'exploitation
- Les actions variables, dont l'intensité ou les lieux d'application varient fréquemment et de façon significative dans le temps. Pour les digues, les principales actions variables sont les actions de l'eau ;

- Les actions accidentelles comme par exemple les actions sismiques.

Les paramètres de sol ayant le plus d'intérêt pour les calculs sont :

- Le poids volumique du sol, pris le plus souvent humide ;
- La résistance au cisaillement déterminée par la cohésion et l'angle de frottement interne ;
- Le module d'élasticité ;
- La conductivité hydraulique.

Ces valeurs peuvent être obtenues directement par des essais en laboratoire ou in situ, ou indirectement par extrapolation de résultats ou par des méthodes de calcul. L'estimation prudente conduit le géotechnicien ou le maître d'œuvre à affecter une pondération qui réduit ou augmente la valeur utilisée pour examiner la situation la plus défavorable à la stabilité.

Au final, les calculs sont menés pour chaque mécanisme de rupture. Ces mécanismes sont on le rappelle principalement au nombre de 6 : l'érosion de surverse, l'érosion interne, l'érosion externe, la stabilité mécanique interne de l'ouvrage, la stabilité mécanique externe de l'ouvrage (incluant le support), le soulèvement hydraulique. Les facteurs de sécurité F permettent de quantifier le rapport entre les forces de stabilisation (efforts résistants) et les forces motrices (efforts moteurs) pour chacun de ces mécanismes.

$$F = \frac{\text{efforts résistants}}{\text{efforts moteurs}}$$

Plus le facteur de sécurité est élevé et supérieur à 1, plus le risque de rupture est éloigné. Si le facteur de sécurité est proche ou inférieur à 1, le risque de rupture est considéré comme avéré si la situation liée au mécanisme survient.

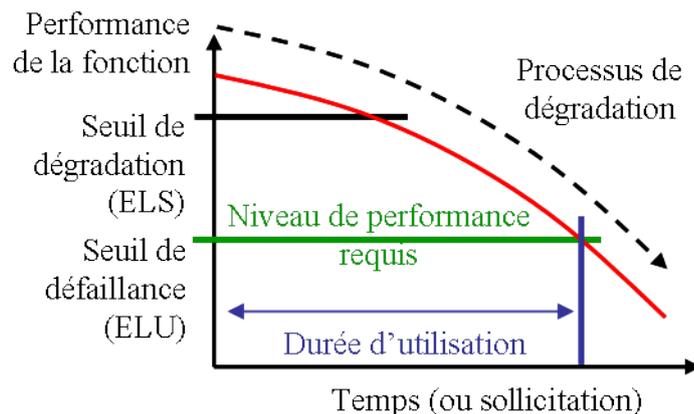


Figure 1 : La durabilité d'une fonction correspond au temps pendant lequel la fonction est remplie. La durée d'utilisation prévue permet d'assurer cette fonction avec le niveau de performance requis sans entretien et réparation majeure (d'après Tourment et al., 2013)

Le calcul proposé par l'Eurocode 7 et repris par le CFBR est un calcul mené à un instant donné, en supposant que les paramètres de sol ne se modifient pas dans le temps. On vérifie que la performance ne descend pas en dessous du seuil de défaillance (Figure 1), au facteur de sécurité près.

Et pour chacune des situations de crue, on étudie la stabilité à la crue à sa cote maximale, mais également à la décrue rapide en modélisant un abaissement du niveau d'eau (de 2 mètres dans le cas de la Loire).

On n'évalue pas le temps qui peut s'écouler entre la mise en service et l'âge au bout duquel la rupture pourrait survenir à l'issue d'un processus de dégradation.

Les reconnaissances géotechniques réalisées dans l'étude de danger évaluent la stabilité au moment de la reconnaissance. Il y a d'ailleurs peu d'éléments qui permettent de penser que les paramètres de sol pourraient évoluer dans le temps et on a souvent plus à craindre d'une erreur d'appréciation ou d'une erreur de mesure.

La méthode de calcul en géotechnique (quelle qu'elle soit) est sécuritaire et considère qu'avec les données caractéristiques prudentes, toutes les situations, y compris (mais sans le savoir) le risque de dégradation, sont incluses dans la simulation. Au final on cherche à assurer la sécurité globale.

Les processus de dégradation ne sont à ce jour pas pris en compte car ils ne sont ni connus ni quantifiables dans l'étape du calcul géotechnique.

Actuellement c'est la conception globale de l'ouvrage qui permet d'apporter des solutions aux différents mécanismes de dégradation. Les solutions peuvent être liées à l'entretien, à la préconisation de choix de matériau ou de techniques faisant office de protection et de compensation au phénomène de dégradation. L'expérience locale permet souvent d'apporter des solutions pratiques qui compensent les processus de dégradation. Le Tableau 8 en dresse un petit panorama.

Tableau 8 : solutions de compensation possibles aux processus et mécanismes de dégradation des digues

Processus de dégradation	Mécanisme de dégradation proposé/associé	Solution de compensation possible
Effets de la météorologie	Dégradation liée à la sécheresse	Retrait-gonflement Protection contre la dessiccation par une couverture herbacée épaisse Entretien par arrosage
	Dégradation liée au gel	Protection contre le gel par un choix de matériaux non-gélifs Entretien par rechargement d'enrochements
	Dégradation liée à la pluviométrie	Ravinement Protection contre le ravinement par une couverture herbacée épaisse ou une technique de protection externe (maçonnerie, cloutage ...)
Interaction avec le vivant	Dégradation liée aux animaux fouisseurs	Protection par la pose de grillage anti-fouisseur, ou une technique de protection externe (maçonnerie ...)

	Dégradation liée aux végétaux	liée aux	Croissance racinaire	Entretien de la végétation
	Dégradation liée aux organismes encroûtants	liée aux	Bio-précipitation	Entretien des drains et exutoires
	Dégradation liée à l'anthropisation	liée à	Urbanisation	-
Effets de l'eau libre (autre qu'en cas de crue)	Dégradation liée au batillage	liée au	Batillage	Protection contre le batillage par une technique de protection externe Entretien de la protection
	Dégradation liée au battement de nappe au contact de la digue et de la fondation	liée au		-
	Dégradation liée aux minéralisations	liée aux		Choix de matériaux inertes, entretien des drains et exutoires

B. Fonctions et parties d'ouvrages

Le premier élément de dimensionnement pour la digue c'est la hauteur de crue retenue, qui correspond à une action variable sur la digue.

La digue est également dimensionnée par rapport à des actions dites permanentes qui sont liées au type d'ouvrage, au poids de l'ouvrage, à l'interaction sol-structure et à la connaissance des matériaux qui composent l'ouvrage. Pour dimensionner un ouvrage neuf, le modèle géotechnique qui décrit le site doit préciser les éléments suivants (CIRIA, 2013 ; CFBR, 2015) :

- La nature du sol support et sa perméabilité ;
- Le contexte hydrogéologique (présence d'une nappe ...) et ses caractéristiques ;
- La géomorphologie fluviale ;
- Des éléments globaux de géométrie (emprise de l'ouvrage, courbes de niveau...).

Les paramètres climatiques ou biologiques ne sont pas mentionnés explicitement mais sont souvent intégrés par le gestionnaire pour anticiper les besoins de gestion future de la digue. Par exemple la présence d'animaux fouisseurs est anticipée avec des dispositifs de protection en talus spécifiques. Le besoin de fauchage et d'entretien de la végétation, indispensable dans les zones tempérées est anticipé par des dispositifs ou des aménagements facilitant l'accessibilité au site, etc.

Selon les différents actions permanentes et variables existantes, plusieurs modèles de digues permettent de d'assurer la stabilité de l'ouvrage (MEDDE, 2015) :

Les digues « homogènes » : composées d'un corps de digue d'un seul tenant et de dispositifs associés au niveau des talus et des pieds de talus

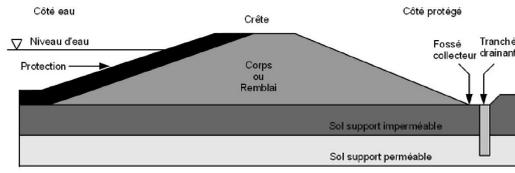


Figure 1.7 : Digue homogène sur fondation imperméable

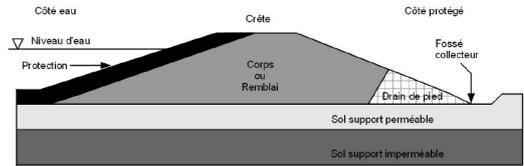


Figure 1.8 : Digue homogène sur fondation perméable sans ancrage étanche

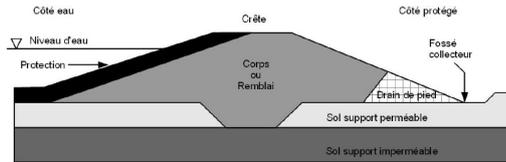


Figure 1.9 : Digue homogène sur fondation perméable avec ancrage d'étanchéité

Les digues « zonées » dont le corps de l'ouvrage est composé de plusieurs parties remplissant des fonctions différentes

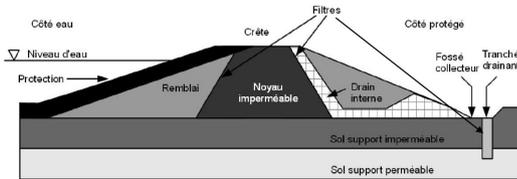


Figure 1.11 : Digue zonée à noyau sur fondation imperméable

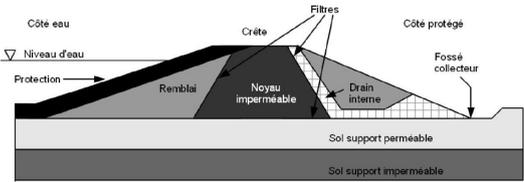


Figure 1.12 : Digue zonée à noyau sur sol perméable sans ancrage d'étanchéité

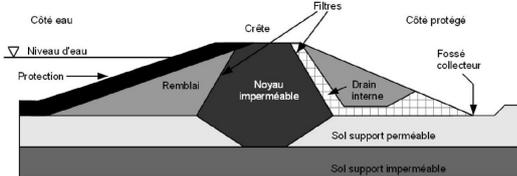


Figure 1.13 : Digue zonée à noyau sur sol perméable avec ancrage d'étanchéité

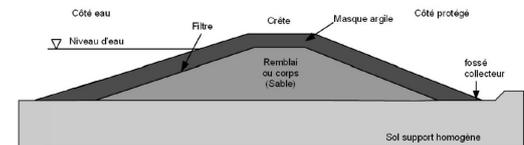
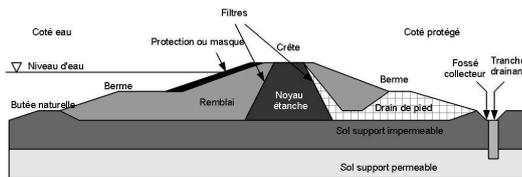


Figure 1.14 : Digue zonée à masque étanche sur fondation homogène ; à noter la nécessité d'une protection contre la dessiccation du masque en argile



Les digues zonées par suite de renforcements : le zonage est une résultante de l'adaptation de l'ouvrage au contexte ou à un défaut de fonctionnement

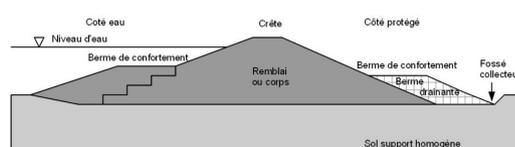


Figure 1.15 : Digue confortée côté eau et côté protégé par l'ajout de recharges

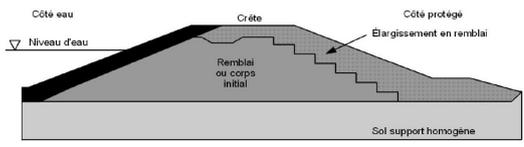


Figure 1.16 : Digue rehaussée par élargissement côté protégé

Les digues « composites » sont des ouvrages réalisés avec des contraintes de sites très fortes (zone urbanisée par exemple) nécessitant souvent un soutènement

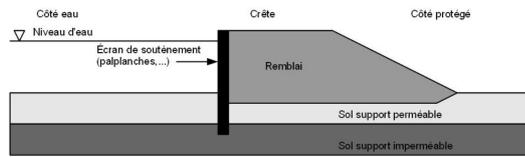


Figure 1.17 : Digue composite avec soutènement ancré côté eau

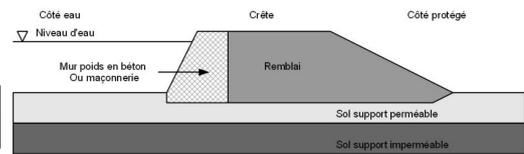


Figure 1.18 : Digue composite avec soutènement par un mur poids côté eau

Selon les actions existantes (variables, permanentes ou extrêmes) la conception de l'ouvrage va distinguer des parties d'ouvrage qui rempliront chacune des fonctions. La diminution voire la cessation d'une fonction entraîne une dégradation du fonctionnement de l'ouvrage : on est dans l'Etat Limite de Service (ELS). L'enchaînement de la cessation de fonctionner de plusieurs parties d'ouvrage peut entraîner une défaillance : cela correspond à l'Etat Limite Ultime (ELU).

Les fonctions recherchées dans la conception d'un ouvrage neuf comme pour le renforcement d'un ouvrage ancien sont les suivantes :

- **L'étanchéité** : cela correspond à l'aptitude à retenir ou à empêcher l'eau de passer ou de pénétrer dans l'ouvrage. La partie de l'ouvrage étanche est dotée d'une perméabilité très faible ;
- **La filtration** : c'est l'aptitude à retenir des particules de sol qui pourraient être emportées par la vitesse ou le gradient d'un liquide traversant l'ouvrage, tout en laissant passer ce liquide (en général l'eau). Les propriétés de l'ouvrage filtrant combinent des conditions de porosité et de perméabilité ;
- **Le drainage** : permet la collecte et l'évacuation de l'eau libre présente dans l'ouvrage vers un exutoire sans créer de mise en charge hydraulique. L'ouvrage de drainage possède une perméabilité très élevée et une géométrie assurant un écoulement et une évacuation le plus souvent gravitaire de l'eau ;
- **La protection** : c'est l'aptitude à protéger la surface de l'ouvrage des agents extérieurs. La protection peut être recherchée contre les agents atmosphériques (gel, ruissellement, sécheresse...), des agents physiques (batillage, déferlement de vagues, vitesse d'écoulement des eaux ...), biologiques (terriers, racines...) ou des actions humaines (piétinement, roulage ...);
- **La stabilité** : cette fonction permet d'assurer un état d'équilibre mécanique dans lequel doit se maintenir la digue sous l'action des efforts résultants soit de l'action de l'eau, de sollicitations exceptionnelles (séisme, grand glissement), du poids des terres. Les conditions de stabilité sont examinées vis-à-vis du risque de renversement, de glissement de talus, de glissement de l'ensemble de l'ouvrage, du poinçonnement, du tassement.

La conception d'un ouvrage neuf va être guidée par cette logique de partie d'ouvrage remplissant chacun une fonction. Chaque fonction est assurée par un ou plusieurs matériaux de propriétés définies. La fonction est souvent choisie par rapport aux mécanismes de rupture identifiés et contre lesquels on cherchera à se prémunir.

C. Digues neuves et durabilité, au final, pourquoi faire ?

L'intérêt principal d'une approche de la durabilité dès la conception d'un ouvrage neuf repose sur la notion de durée prévisionnelle de l'ouvrage. Cette durée est définie dans un site et pour une conception donnée. Cela correspond à la durée d'utilisation de la digue et ces questions sont d'actualité (Etablissement Public Loire, 2018 ; MEDDTL, 2011).

Dès la construction d'un ouvrage neuf, il faut être capable de prédire à un endroit donné, quelle pourra être la durée de vie du matériau, ou des parties d'ouvrage de la digue, et capable de prévoir les modes de gestions prévisionnelles les plus adaptées.

Pour cela il faut répondre à certaines questions :

- Quelles sont les évolutions des propriétés des matériaux dans le temps ?
- Quelles en sont les conséquences pour les différentes parties d'ouvrages ?

La prédiction est très utile pour le gestionnaire : elle permet d'évaluer la durée de vie restante de son ouvrage à partir de la mise en service et les risques de défaillance liée à la dégradation des performances.

Dans l'idéal, avec un dimensionnement performantiel intégrant les notions de durabilité, un ouvrage neuf doit être livré avec une programmation et une planification de l'entretien, en parallèle du dispositif de suivi imposé par le législateur.

La remise en état et/ou le renforcement par rapport au niveau de protection recherché sera programmé à une échéance qui correspondra à la fin de vie. La durée d'utilisation sera optimisée en fonction des environnements qui lui seront propres. Le maître d'ouvrage pourra choisir une conception qui sera en phase avec la durée prévisionnelle et les modalités de gestion qu'il souhaitera appliquer.

Cette approche permettra en plus d'apporter des réponses en terme d'adaptation des ouvrages au changement climatique.

Compte-tenu de l'importance des changements à venir (Dijkstra et Dixon, 2010 ; Explore2017, 2012 ; Sayers et al., 2015 ; Tang et al., 2018), cette méthode pourrait aider à évaluer la stabilité des ouvrages hydrauliques dans ces nouveaux contextes et à adapter les ouvrages à ces environnements.

IV. Durabilité et diagnostic géotechnique d'une digue ancienne

Le gestionnaire d'une digue ancienne doit disposer de l'ensemble des informations concernant le système d'endiguement dont il a la charge. C'est une obligation légale (MEDDE, 2015). Les *études de dangers* réalisées systèmes d'endiguement par systèmes d'endiguement dressent un diagnostic approfondi de l'état des ouvrages composant le système, décrivent les aléas et le niveau de protection recherché, localisent les zones de risque nécessitant des travaux (Cerema, 2018 ; Cerema, 2015).

Jusqu'à ce jour, l'analyse des ouvrages anciens et la recherche des zones de défaillances a toujours été difficile compte-tenu de la multitude des paramètres en jeu et surtout de l'ampleur des linéaires à analyser. Pour cette raison l'analyse a été menée sur la base d'analyse de scénarios de défaillance probables (Tourment et al., 2014 ; Van der Meij et al., 2012 ; Vuillet, 2012 ; Serre, 2005).

Les études de dangers s'inspirent des celles de systèmes complexes comme les centrales nucléaires. Elles conduisent à analyser le système globalement avec des analyses multicritères. De nombreux pays comme la Grande-Bretagne, la Hollande, la France etc. ont adopté ce type d'analyses (CIRIA, 2013 ; Van der Meij et al., 2012). Tous les gestionnaires de digues de classe A sur le territoire français ont été amenés à publier au minimum une étude de danger.

Une des briques élémentaires de l'étude de danger est le diagnostic géotechnique des ouvrages qui permet d'évaluer l'état de l'ouvrage.

A. Le diagnostic géotechnique de l'état de l'ouvrage

Les diagnostics (géotechniques, hydrauliques ...) inclus dans les études de danger donnent l'ensemble des informations décrivant l'ouvrage, son contexte et lorsque nécessaire, sur la nature des confortements à prévoir dans les zones de risque forts (Cerema, 2018).

1. Evaluation de la performance

L'évaluation de la performance repose sur le diagnostic et sur les investigations de terrain. La performance est l'aptitude à assurer le niveau de protection requis, en évitant défaillance hydraulique et/ou défaillance structurelle.

Les études géotechniques permettent de dresser une partie du diagnostic. Seule l'investigation de terrain permet de décrire l'ouvrage et d'évaluer son état.

Les questions auxquelles il faut répondre portent pour l'essentiel sur :

- La composition de l'ouvrage ;
- L'état dans lequel se trouvent les ouvrages ;
- S'ils sont capables de résister à une crue ;
- Dans le cas contraire, où et comment renforcer, avec quel degré d'urgence.

Les investigations reposent sur des reconnaissances géophysiques et sur des sondages, prélèvements et caractérisation des matériaux. Les reconnaissances qui sont menées permettent de faire la description du modèle géotechnique (Figure 23), des matériaux présents, de leur qualité et de leur aptitude à résister à une crue.

Le modèle géotechnique est établi à partir :

- De l'identification de la nature, des caractéristiques et de la structure de l'ouvrage ;

- De l'identification de la nature, de l'état et des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols (constitutifs du remblai et des terrains de fondations) ;
- Du regroupement des sols en unités géotechniques de géométrie et de caractéristiques définies ;
- De la définition des sollicitations externes qui s'appliquent sur l'ouvrage ;
- De la définition des conditions hydrauliques dans les sols ;
- Du modèle de comportements des sols.

L'ampleur et la nature de ces investigations seront directement dépendantes de la complexité des sites et des ouvrages.

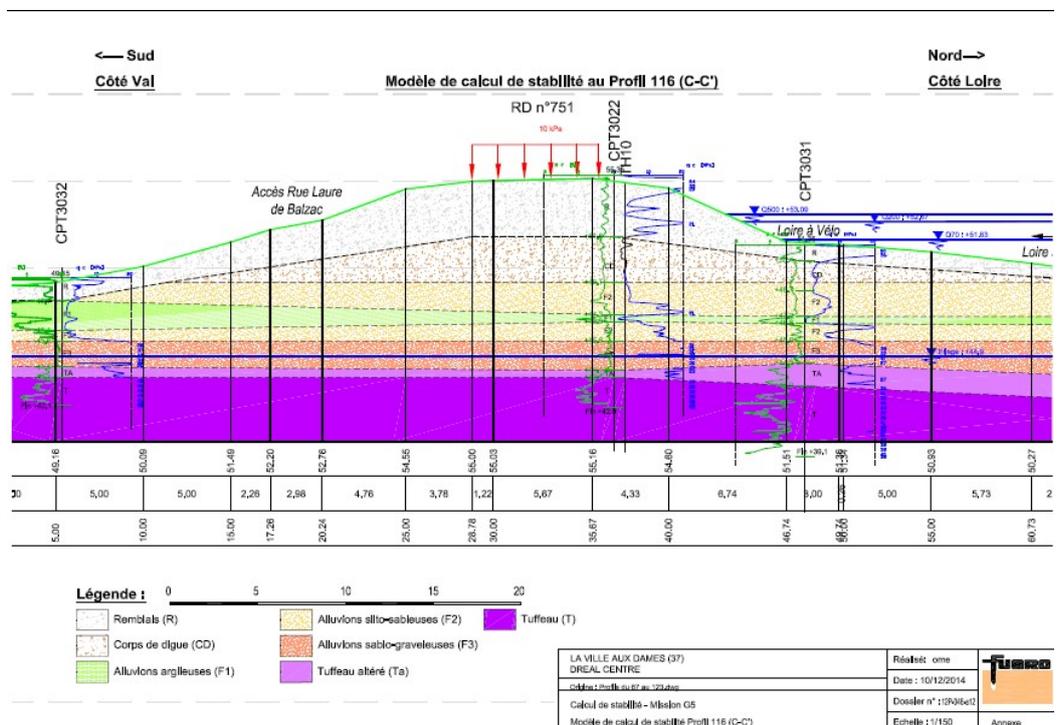


Figure 23 : Exemple de profil présentant le modèle géotechnique retenu pour la digue de La Ville-aux-Dames (37). Il s'agit d'une digue non renforcée, présentant une structure en « pelure d'oignon ». Les niveaux d'eau en bleu à droite correspondent aux différents niveaux de crues étudiés (Fugro, 2014).

Les études hydrauliques permettent d'évaluer l'aléa, au même titre que pour dimensionner une digue neuve et précisent la hauteur de la crue qui correspondra à la charge hydraulique maximale applicable.

L'analyse de la stabilité vis-à-vis des mécanismes de rupture, est menée dans une logique d'état limite ultime (CFBR, 2015). Cette analyse se base sur l'historique de

l'ouvrage en termes de défaillances passées connues et sur la composition de l'ouvrage et ses particularités.

2. *Suivi de la performance dans le temps*

Le gestionnaire doit justifier d'après le décret n°2015-526 (MEDDE, 2015a) que l'entretien et la surveillance permettent d'assurer le niveau de protection annoncé dans le temps.

L'article 23 de ce décret rappelle que le gestionnaire doit avoir à sa disposition :

- Un dossier complet lui permettant d'avoir la connaissance la plus complète possible de son système d'endiguement,
- Un document décrivant l'organisation assurant l'exploitation de l'ouvrage, son entretien et sa surveillance en toutes circonstances (y compris vérification, visites techniques approfondies, auscultation, autres moyens d'information et d'alerte)
- Un registre d'enregistrement des renseignements relatifs aux travaux, à l'exploitation, à la surveillance, à l'entretien de l'ouvrage et du dispositif d'auscultation, aux conditions météorologiques, hydrologiques et de l'environnement de l'ouvrage,
- Un rapport de surveillance périodique comprenant la synthèse des renseignements du registre et les constatations effectuées lors des vérifications et visites techniques approfondies.

Les articles 23 et 27 précisent que seuls les barrages doivent rendre un rapport d'auscultation par un dispositif dimensionné et entretenu.

Les Visites Techniques Approfondies (VTA) constituent la forme la plus courante de suivi de l'état des digues dont le résultat est présenté dans le rapport de surveillance.

Les VTA ne permettent pourtant pas, dans leur forme actuelle, d'évaluer la performance de l'ouvrage. Il s'agit d'un relevé de défauts dont certains sont utiles pour détecter les symptômes annonciateurs de défaillance (les terriers par exemple, ou un abaissement du profil en long) et d'autres pouvant constituer des points de faiblesse mais qui ne sont pas forcément annonciateur d'un mécanisme de défaillance s'ils sont bien dimensionnés et entretenus (poteaux, barrières, bancs etc.). Le format actuel ne permet pas de donner d'indication sur l'importance ou la gravité du phénomène. Il ne permet pas non plus de quantifier la vitesse d'évolution d'un phénomène constaté.

La VTA peut être réalisée par des personnes simplement formées aux outils mais pas forcément formées au diagnostic géotechnique. Les outils de suivi sont basés sur l'observation de terrain et le relevé GPS. Mais contrairement au système expert ce ne sont pas des indicateurs de l'état de l'ouvrage.

L'Irstéa (Serre, 2005 ; Vuillet, 2012 ; Bambara, 2016) a développé un système expert destiné à la visite de surveillance, basé sur l'évaluation de la performance des tronçons de digues par des ingénieurs experts. Contrairement à la VTA, le système expert a

vocation à aider au diagnostic de stabilité grâce à une analyse experte de la performance. Cette évaluation est basée sur trois étapes :

1. La recherche d'indicateurs d'état ;
2. Leur agrégation en critères fonctionnels ;
3. L'établissement d'indicateurs de vulnérabilité découlant des deux étapes précédentes.

Les éléments nécessaires pour alimenter le système expert sont nombreux et exhaustifs et nécessite des informations précises voire chiffrées.

Critère fonctionnel	Indicateurs d'état	Nom	IE5 – Densité des individus
C1, EI « Perméabilité du corps de digue »	IE1 – Fuites (eau) ou indices de fuites (zones humides) IE2 – Perméabilité du matériau IE3 – Géométrie de la digue IE4 – Volume racinaire par individu IE5 – Densité des individus IE6 – Type de structure racinaire des individus IE7 – Degré de décomposition de la souche ou des racines ligneuses d'un individu	Définition	Plus la densité des individus est élevée, plus les hétérogénéités de perméabilité dans le remblai peuvent apparaître, notamment lors de la décomposition des systèmes racinaires.
		Echelle et référence	 10 : absence d'individus 5-4 : présence d'un individu par 10 m ² 3-2 : présence de 2 à 5 individus par 10 m ² 1-0 : présence >5 individus par 10 m ²
		Caractéristique de lieu	Tronçon de digue analysé
		Caractéristique de temps	Mesure réalisée lors d'une inspection visuelle

Figure 24 : Application du système expert développé par l'Irstea pour analyser l'impact de la végétation sur la stabilité des digues. À gauche : exemple d'indicateurs d'état alimentant un critère fonctionnel. À droite : le détail permettant d'évaluer l'indicateur d'état « densité des individus » (Bambara et al., 2014).

Cette méthode rigoureuse est peu mise en œuvre car elle nécessite par définition du temps d'expert ainsi que des données de terrain nombreuses, comme le montre l'exemple développé autour de la problématique des réseaux racinaires Figure 24.

Le gestionnaire peut néanmoins indistinctement appliquer les méthodes qui lui conviennent et n'a pas d'obligations de moyens. La capitalisation des informations se fait sous forme de base de données souvent associée à un système d'information géographique (SirsDigue par exemple).

Lorsque des travaux de confortement sont réalisés, l'ouvrage est dimensionné pour continuer à assurer le niveau de protection recherché. Il n'y a pas de suivi spécifique de la partie d'ouvrage confortée et de la qualité des travaux réalisés.

On constate également que les différentes parties de l'ouvrage ne sont pas forcément dissociées ou analysées par rapport à leur performance attendue comme par exemple : la fonction protection en talus, la fonction drainage, etc.

C'est la digue dans son ensemble qui fait l'objet du suivi et non pas les sections de structures identiques. La Figure 25 illustre la restitution du diagnostic d'une portion de digue de Loire. Le travail focalise sur la probabilité d'apparition d'un risque de rupture. Il n'y a pas de synthèse sur l'état de l'ouvrage.

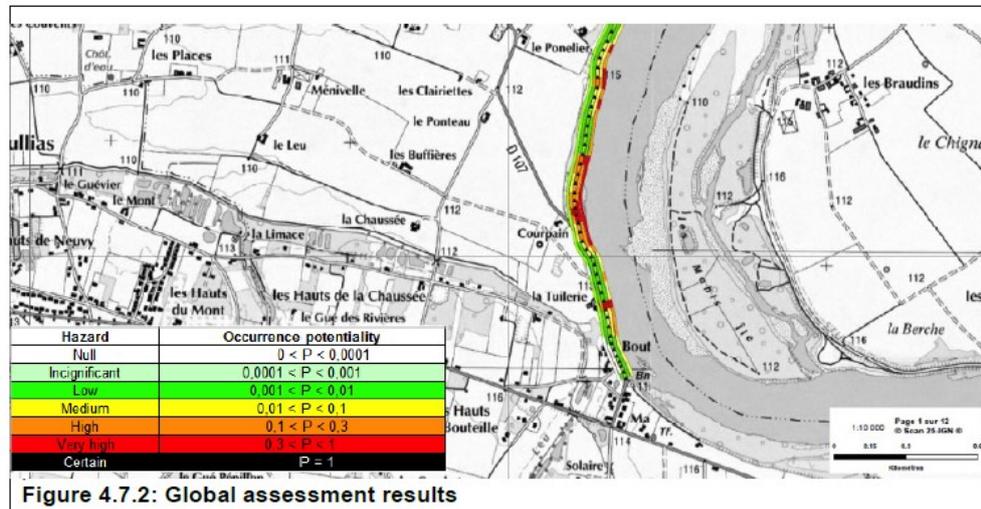


Figure 4.7.2: Global assessment results

Figure 25 : Exemple d'évaluation de probabilité de rupture sur une digue du val d'Orléans (Van des Meij et al., 2012)

B. Les données d'analyse pour les digues de Loire

3. Les modèles géotechniques appliqués aux digues anciennes

L'analyse de la stabilité des digues historiques repose au préalable sur le choix du modèle géotechnique qui sera appliqué pour étudier l'ouvrage (Figure 23).

Selon l'histoire de l'ouvrage et sa localisation sur le territoire, l'ouvrage pourra avoir connu plusieurs phases constructives (Direction Régionale de l'Environnement, 1996). Ces épisodes s'inscrivent dans la réparation des défaillances passées, les aménagements ou les confortements réalisés au fil du temps.

Dion (1961) dans son ouvrage sur l'Histoire des Dignes de Loire, évoque les différentes étapes de rehaussement des levées de ce grand fleuve, et rappelle le poids de l'Histoire dans ces différentes étapes. Ces différentes étapes sont schématisées sur la Figure 26 et évoque une structure dite « en pelure d'oignon ».

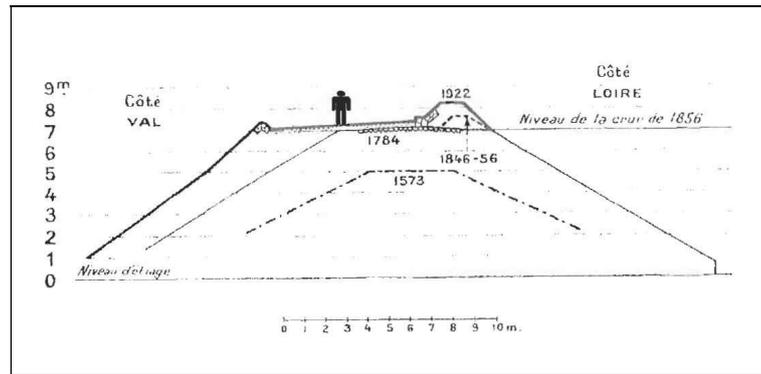


Figure 26 : Evolution du profil de la levée de Loire depuis le XVI^{ème} siècle jusqu'au début du XX^{ème} siècle (Dion, 1961)

Ce schéma se retrouve dans de nombreux rapports d'étude des digues de Loire, même s'il n'est pas forcément exact.

En effet selon la géographie et les périodes de l'histoire, les crues de la Loire n'étaient pas toutes vécues comme des catastrophes dont il fallait se protéger à tout prix. Cela dépendait de l'occupation des sols (les paysans étaient plus favorables à l'inondation que les urbains) et du type de crue subies (plutôt érosive et destructrice des sols ou au contraire riche en dépôt de limons organiques). Les levées ont donc été rehaussées progressivement et de manière différenciée entre l'amont et l'aval. Peu de traces écrites sont conservées de ces époques (Direction Régionale de l'Environnement, 1996).

Les études géotechniques compensent aujourd'hui ces lacunes.

Les nombreuses études réalisées sur les digues par la DREAL Centre-Val de Loire, ont permis d'identifier 3 grandes familles de profil en travers types (Figure 27 et Figure 28) qui sont différentes de la Figure 26, historique.

On y distingue des ouvrages de protection externe (perré maçonné, enrochement de pied de talus côté Loire), des ouvrages de stabilisation mécanique côté val, des ouvrages de drainage etc. Le corps de digue peut avoir fait l'objet de plusieurs étapes de construction et de renforcement échelonnées dans le temps et sur le linéaire.

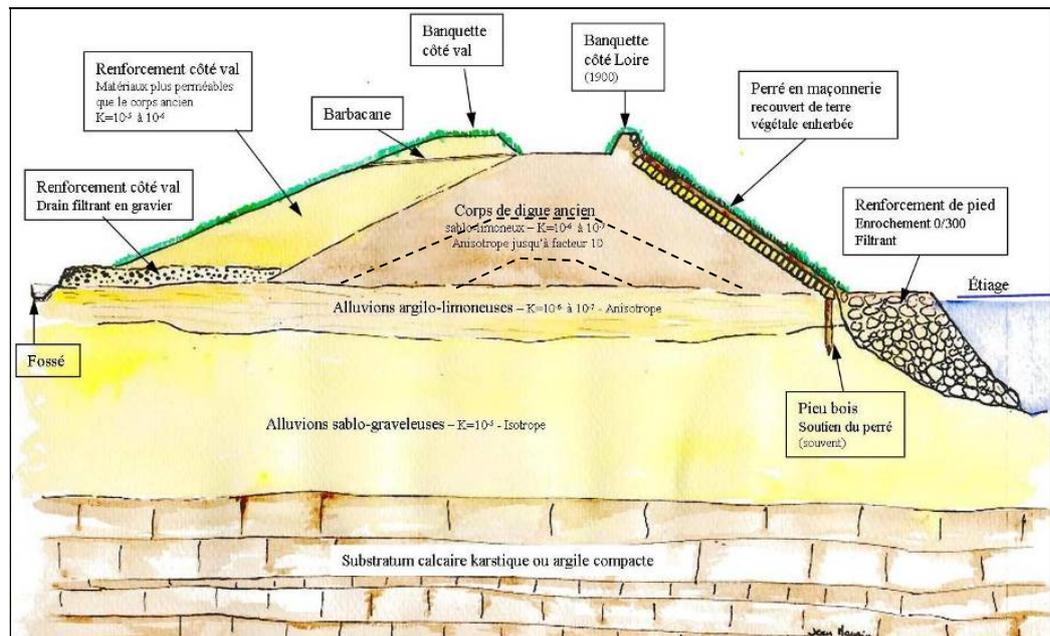


Figure 27 : Profil type 3 d'une levée renforcée côté val, dans le val d'Orléans avec drain filtrant et épaissement, auquel s'ajoute une protection par enrochement côté cours d'eau (Cerema, 2015, crédit Jean Maurin)

De manière plus détaillée, le profil présenté Figure 27 est le plus fréquemment rencontré et comprend :

- Le corps de digue historique, qui peut être le résultat de plusieurs phases de construction/rehaussement : il n'a pas fait l'objet de conception particulière et résulte des efforts locaux pour se protéger contre l'inondation. Les matériaux provenaient des ressources de proximité ce qui explique la variabilité des sols présents entre l'amont et l'aval des digues de Loire ;
- Le perré en maçonnerie et pieu bois, qui constitue la première forme de renforcement mécanique : il s'agit d'une protection externe contre l'érosion externe, soutenue mécaniquement par une rangée de pieux bois. Ce perré est souvent recouvert d'une couche de terre végétale, sans que l'on sache réellement s'il s'agit d'une action volontaire ou du résultat d'une colonisation spontanée des végétaux. Compte-tenu de son ancienneté la maçonnerie lorsqu'on la découvre est souvent endommagée et on considère qu'elle ne joue presque plus de rôle ;
- Le renforcement côté zone protégée par épaissement et drainage résulte d'une période précise de l'histoire des digues de Loire : cela correspond aux renforcements préconisés par le bureau d'étude Nedeco (Nedeco, 1927) mis en œuvre dans les années 70-80 ;
- Le renforcement de pied de digue côté Loire correspond à la dernière période de renforcements coordonnés par l'Etat dans le cadre des Plans Loire,

démarrés dans les années 1980 et toujours d'actualité (Direction Régionale de l'Environnement, 1996). Les protections externes contre l'affouillement à l'aide d'enrochement ont été fréquemment préconisées.

La multitude de renforcement existant tout au long du val conduit à des profils en travers légèrement différents de la Figure 27 et illustrés sur la Figure 28.

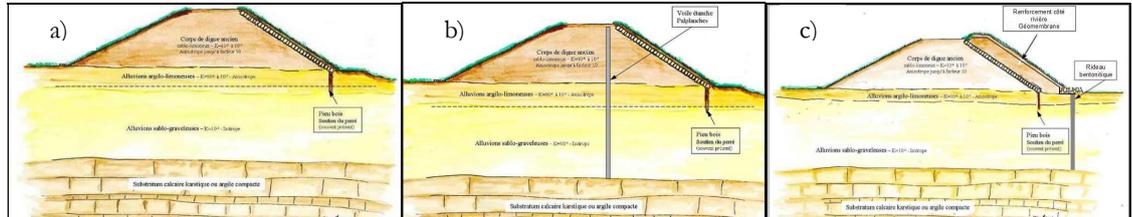


Figure 28 : a) Profil type 1 de levée non renforcée ; b) profil type 1 de levée non renforcée avec écran étanche ; c) profil type 2 de digues renforcées par épaissement côté cours d'eau et écran étanche (Cerema, 2015, crédit Jean Maurin).

Les solutions de renforcements réalisées durant ces dernières années comprennent : des solutions d'écrans étanches verticaux (palplanches, soil-mixing ...), des protections douces par fascines, des étanchéités (par géomembrane ou corroie argileux côté Loire).

Sur le val d'Orléans le profil de type 1 : levée non renforcée (Figure 28 a et b) est présent sur environ 18 % du linéaire de la levée. Le profil 2 : levée renforcée par épaissement côté cours d'eau (Figure 28 c) sur environ 16% du linéaire et le profil 3 : levée renforcée par épaissement côté zone protégée (Figure 27) sur 66% du linéaire.

4. Le choix des paramètres géotechniques dans l'analyse de la stabilité

Les données de sol utilisées pour l'analyse sont issues des reconnaissances. Elles conduisent à retenir dans la majeure partie des cas, des valeurs caractéristiques résultant d'une analyse dite « experte ». Chaque valeur est pondérée par des coefficients de sécurité (Tableau 9) et affectée aux couches du modèle géotechnique. Ces valeurs sont ensuite invariables.

Lorsque les méthodes statistiques sont utilisées, les données proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes et en nombre suffisant. Pour prendre une valeur statistiquement représentative il convient de prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres, la dispersion des données d'essais et l'incertitude statistique associée au nombre d'essai. Dans le domaine des ouvrages hydrauliques l'utilisation des statistiques n'est pas toujours possible voire peu recommandée, d'où l'acceptation d'une analyse dite experte des valeurs de sol utilisées dans le calcul (CFBR, 2015).

Les coefficients partiels modifient les valeurs dans le sens de la sécurité. Le document CFBR de 2015 propose des valeurs qui peuvent éventuellement être adaptée sur la

base d'une expérience locale. Le Tableau 9 récapitule les coefficients partiels retenus pour l'étude de la digue de La Ville-aux-Dames près de Tours (37).

Tableau 9 : Facteurs de sécurité affectés aux données de sol de la digue de la Ville-aux-Dames (37) (Fugro, 2014)

Coefficients partiels	Notation ↓		Cas de calcul	Côté Loire et côté Val				Côté Loire	
	Dénomination	Talren 5		CFBR	Niveau d'eau	T70	T200		T500
					Situation →	Normale d'exploitation	Transitoire ou rare		Exceptionnelle (PHE)
De surdimensionnement	Γ_{min}	-	-	1	1	1	1	Coefficient du cas T associé	
Sur le poids volumique action déstabilisatrice	Γ_{s1}	γ_m	-	1	1	1	1		
Sur le poids volumique action stabilisatrice	Γ'_{s1}	γ_m	-	1	1	1	1		
Sur l'angle de frottement interne	Γ_{ϕ}	γ_m sur $\tan\phi'$	-	1.25	1.1	1.1	1		
Sur la cohésion effective	$\Gamma_{c'}$	γ_m sur c'	-	1.25	1.1	1.1	1		
Sur la cohésion non drainée	Γ_{cu}		-	1	1	1	1		
Sur surcharges	Γ_Q	-	-	1	1	1	1		
Sur la méthode	Γ_{s3}	γ_d	-	1.2	1.2	1.2	1.1		

Il est à noter que les géotechniciens considèrent souvent que l'état saturé, ou plus exactement l'état drainé et saturé d'un matériau, représente l'état de long terme et que cette situation est souvent la plus défavorable pour l'analyse de la stabilité.

a) Analyse du risque de rupture par érosion interne

L'érosion interne correspond à un départ des particules de sols sous l'effet d'un gradient hydraulique. Entraînées par l'eau, les particules laissent un vide qui conduit automatiquement à augmenter le gradient hydraulique (puisque le chemin à parcourir par l'eau est raccourci) et donc à une accélération du processus. Lorsque le mécanisme de l'érosion interne démarre il peut aller jusqu'à éroder la totalité de l'ouvrage. Ce mécanisme de rupture est le plus fréquent sur les digues (Fry et al., 2015).

b) Stabilité mécanique

Les essais de laboratoire utilisés pour évaluer la stabilité mécanique à la rupture (Figure 29) sont réalisés sur des échantillons intacts et portent sur :

- Des mesures de masses volumiques apparentes humides (NF P94-053) ;
- Des valeurs de cohésion effective et d'angle de frottement effectif déduits d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ou par des essais triaxiaux (NF P94-074) en condition drainée et non drainée.

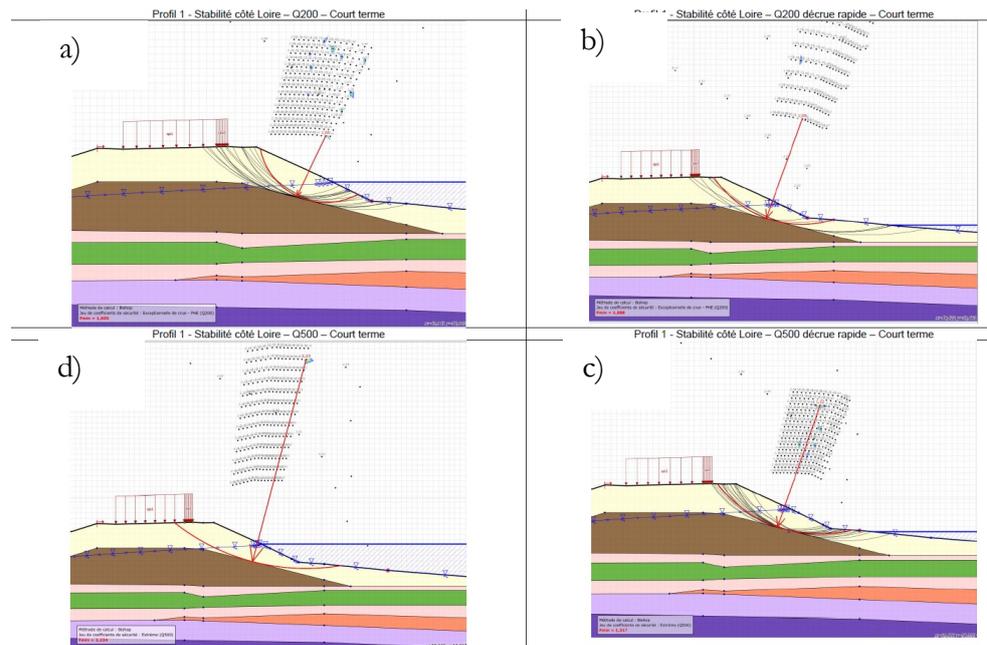


Figure 29 : Extrait du rapport Fugro, 2014 – exemple d'analyse de la stabilité mécanique à l'aide du logiciel Talren5. a) simulation de la crue de période de retour 200 ans ; b) simulation d'une décrue rapide par baisse du niveau de -2 mètres par rapport à la cote T200 ; c) simulation de la crue de période de retour 500 ans ; d) simulation de la décrue rapide par diminution du niveau T500 de -2m.

Une analyse plus précise des phases transitoires à la crue et à la décrue, nécessite de connaître également :

- Les perméabilités (conductivité hydraulique) dans chaque couche ainsi que le rapport de perméabilité entre la vitesse de transfert horizontale et verticale (K_h/K_v) ; la perméabilité résulte de mesures in situ, d'essais en laboratoire ou de relations indirectes extrapolées à partir de l'analyse granulométrique ;
- l'hydrogramme de crue détaillant le temps de montée des eaux à l'endroit étudié (Figure 21).

c) Analyse du risque de rupture à la surverse

Ce mode de rupture apparaît lorsqu'il y a un enchaînement entre une défaillance hydraulique (la cote de la crue dépasse la cote de la digue) et une défaillance fonctionnelle. Le matériau peut alors subir un phénomène d'érosion externe sous l'effet de la surverse.

Le premier critère examiné est donc d'abord un critère géométrique permettant de vérifier s'il existe une probabilité que le niveau de l'eau dépasse la crête de la digue.

Le second critère porte sur la résistance à l'érosion externe. Pour cela, il s'agit souvent d'examiner la résistance à l'arrachement des particules sous l'effet du courant (Ciria, 2013).

d) Analyse du risque de rupture par soulèvement hydraulique

Cette analyse nécessite la connaissance des perméabilités des sols constituant la fondation de l'ouvrage. Elle est généralement appréhendée à l'aide d'outils de calcul numérique.

e) Analyse du risque de rupture par affouillement

La nature des sols qui constituent le parement côté rivière et les vitesses de courant doivent être connus. Comme pour la surverse, il s'agit d'examiner la résistance à l'arrachement des particules sous l'effet du courant.

C. Dignes anciennes et durabilité, au final, pourquoi faire

Dire aujourd'hui comment les digues en terre vieillissent, avec quelle ampleur, et où, est compliqué. On sait faire le constat que l'ouvrage est vieux, diagnostiquer son état, mais pas s'il peut se dégrader encore plus.

Disposer de réponses au « comment », « combien », et « où », permettrait d'apporter des éléments de prédiction sur le vieillissement et par là-même, d'anticiper sur les besoins d'adaptation et d'entretien/maintenance. Les outils pourraient ensuite se décliner en éléments de coûts et de planification.

Prédire l'évolution des matériaux en fonction de leur environnement, et envisager au bout de combien de temps l'évolution de la performance peut devenir critique par rapport au niveau de protection recherché constitue un des enjeux des travaux sur la durabilité. Les outils, encore à construire, permettront d'ébaucher des **pronostics** géotechniques, complémentaires au **diagnostic** et à l'analyse du risque.

Le point de vue développé dans ce mémoire porte spécifiquement sur le vieillissement des matériaux compactés. Les essais de caractérisation menés au cours de ce travail montrent par exemple que des propriétés du sol, acquises par compactage, se modifient au cours du temps. Le résultat de ces investigations est présenté dans le chapitre 3.

L'examen spécifique de données de sol enregistrées pendant 4 années sur le remblai expérimental de Héricourt, nous renseignera sur les critères favorables ou non à des dégradations (chapitre 2).

Dans l'idéal, la mise en œuvre d'une démarche de type **pronostic** permettrait de suivre les ouvrages anciens dans l'attente d'un renforcement. Selon les situations, les échéances des suivis pourraient être différentes de celles imposées dans le décret de 2015, et pourraient déboucher sur des entretiens spécifiques.

Pour cela, l'expérience des ouvrages d'art ou des géosynthétiques peut être une source d'inspiration utile.

Tout d'abord, il s'agirait de se doter **d'indicateurs** de durabilité : c'est-à-dire des mesures simples susceptibles de nous informer rapidement sur l'état de l'ouvrage.

Ces indicateurs peuvent donner des informations soit à partir d'échantillons prélevés in situ, soit à partir d'instrumentations. Aujourd'hui le décret de 2015 (MEDDE, 2015a) ne prévoit pas que les gestionnaires de digues se dotent d'une instrumentation dédiée à l'auscultation de l'état de l'ouvrage (contrairement aux barrages). Les instrumentations existantes aujourd'hui sont focalisées sur le suivi des niveaux d'eau (piézométrie) ou, de plus en plus, sur la détection des fuites. Ces démarches se généralisent sur les digues gérées par EDF ou sur les digues du Rhône par le SYMADREM, avec la mise en place de fibres optiques par exemple (Courivaud et al., 2012) ou par de l'observation aéroportée (Boggio et al., 2019). Un seul observatoire de digue a été créé en France, exemplaire unique combinant diverses techniques d'auscultation sur une digue de Loire à St Clément les Levées (Jodry, 2016) mais les résultats ne permettent pas d'évaluer l'état de l'ouvrage.

Le développement de nouveaux capteurs, la pose de capteurs complémentaires voire de nouvelles méthodes pourrait certainement compléter cette approche.

Ensuite, il s'agirait de mieux connaître le vieillissement des matériaux et des parties d'ouvrage qui composent les digues.

Le suivi des ouvrages basé sur les Visites Techniques Approfondies pourrait utilement aider à mieux définir l'état de l'ouvrage et sa performance dans le temps. Les VTA pourraient s'enrichir d'un système de notation basé sur l'évaluation de la gravité des défauts. La comparaison entre deux visites consécutives donnerait des indications sur la vitesse d'évolution des phénomènes. Ces visites gagneraient à examiner la digue par parties d'ouvrages (fondation, talus, corps, surface etc.) et pourraient inclure des phases de tests in situ comme vérifier l'état des exutoires, vérifier les écoulements dans les drains et chaque partie d'ouvrage sera évaluée séparément, si les parties sont connues. La prise en compte d'autres pratiques comme les Visites Simplifiées Comparées (LCPC, 2006 ; CETMEF, 2011) pourrait également être utile.

La bonne articulation de toutes ces données permettrait de mieux évaluer l'état de l'ouvrage à un instant donné et mieux gérer le parc.

Chapitre 2

CARACTERISATION DE L'ENVIRONNEMENT DES DIGUES

ou

Histoire de l'eau, des sols et du temps



I. Description des dégradations dues à l'environnement

A. Généralités

Les facteurs extérieurs affectent l'intégrité des matériaux et des ouvrages et modifient leurs performances jusqu'à potentiellement aboutir à une défaillance. La norme NF EN13306 Terminologie de la Maintenance distingue deux types de défaillances : la [défaillance d'usure](#) et la [défaillance due au vieillissement](#).

La défaillance d'usure en lien avec l'usage de l'ouvrage ne sera pas détaillée dans ce chapitre. Elle est le résultat des sollicitations hydrauliques par les crues.

La défaillance due au vieillissement est une défaillance dont la probabilité d'occurrence augmente au cours du temps calendaire ; ce temps est indépendant du temps de

fonctionnement du bien. Le vieillissement est un phénomène physique qui entraîne une modification des caractéristiques physiques et/ou chimiques de la matière.

Entre les crues, l'ouvrage « subit » le contexte environnemental dans lequel il est. Les dégradations dues au vieillissement se développent dans ce laps de temps. La défaillance proprement dite ne surviendra que lorsque l'ouvrage sera sollicité par une crue et que le mécanisme de dégradation est suffisamment avancé pour que l'ouvrage ne puisse plus résister.

Tourment et al. (2013) ont conceptualisé ce phénomène sur la Figure 1. Glendinning et al. (2015) évoquent les mêmes concepts sur la Figure 30 :

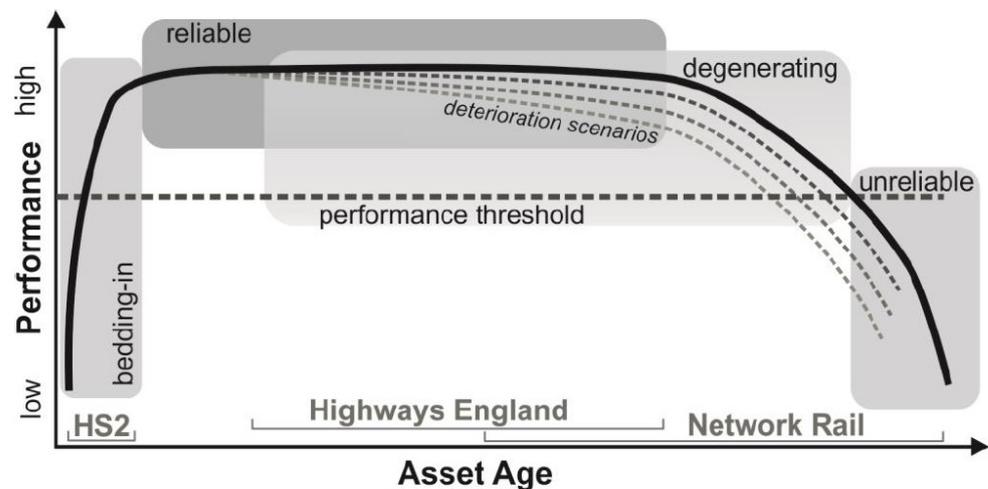


Figure 30 : modèle de dégradation d'une performance pour les remblais d'infrastructures (adapté de Thurlby, 2013) (Glendinning et al., 2015)

Comme rappelé dans le Chapitre 1, trois processus majeurs de dégradation peuvent regrouper les différents environnements ayant une incidence sur les propriétés des matériaux et sur les fonctions recherchées au sein de l'ouvrage. L'intérêt de ces regroupements est de pouvoir accéder à des règles communes, des modélisations et des essais de vieillissement accélérés adaptés à ces processus et plus particulièrement aux mécanismes impliqués (Baroghel-Bouny et Chaussadent, 2004 ; Baroghel-Bouny, 2008).

1. L'expérience de terrain

Selon la localisation de la digue, l'ouvrage subit les environnements et les mécanismes de dégradation avec une intensité et un impact variable. Nous avons vu dans le chapitre 1 qu'il n'y avait pas de doctrine permettant d'appréhender ses effets, sauf pour les enrochements.

Lautrin (1997, 2002) a réalisé un bilan exhaustif des désordres recensés sur des barrages en terre dans le Sud-ouest de la France. Ce retour d'expérience permet de les

regrouper en deux catégories : ceux liés au vieillissement de surface et ceux liés au vieillissement interne.

L'auteure recense 5 grands types de défauts : le batillage, la fissuration, les suintements, le ravinement, les tassements.

Son ouvrage aborde spécifiquement la présence des réseaux de fissures, en distinguant les fissures structurelles (dus à des ruptures ou des tassements différentiels), des fissures de retrait en mosaïque (Figure 31).



Figure 31 : fissure de retrait en mosaïque à gauche, fissure structurelle à droite (Lautrin, 2002)

Les études de cas présentés dans ICOLD93 (1994), permettent de dégager des scénarios de vieillissement et des recommandations adaptées mais aucun ne fait mention des dégradations en lien avec la météorologie. Le phénomène est évoqué comme une origine possible de la perte de résistance des matériaux.

Les dégradations concernent majoritairement la fondation, la résistance mécanique du remblai ou des dysfonctionnements de drainage.

Le cas des digues est donc un cas spécifique car le fait d'être un ouvrage hors d'eau génère des mécanismes différents.

Le Tableau 10 illustre les 3 processus propres au vieillissement de la digue et les mécanismes que nous avons identifiés.

Nous nous intéresserons principalement par la suite aux interactions sols-atmosphère et aux dégradations liés à la sécheresse.

Tableau 10 : Processus de dégradation des digues fluviales, mécanismes en lien avec l'environnement et illustration des phénomènes

Processus de dégradation	Défauts (observables ou non)	Illustration
<p>Dégradation liée à la sécheresse</p>	<p>Fissures, modification de l'arrangement des particules, tassement par retrait...</p> <p>photographie de gauche : exemple de dégradation par les phénomènes météorologiques sur une digue de Charente (Nedelec et al., 2013)</p> <p>photographie de droite : fissuration sur les berges de Beaugency (45, France) en rive droite, été 2018.</p>	
<p>Effets de la météorologie</p>	<p>Dégradation liée au gel</p> <p>Gélifraction, perte de cohésion et/ou de densité, liquéfaction...</p>	
<p>Dégradation liée à la pluviométrie</p>	<p>Ravinement, érosion de surface, saturation des sols, perte de cohésion...</p> <p>photographie : le ravinement du talus aval d'un barrage de Haute-Garonne (profondeur des ravine env. 0,3 m) (Lautrin, 2002)</p>	
<p>Interaction avec le vivant</p>	<p>Dégradation liée aux animaux fouisseurs</p> <p>Terriers, piétinements, chemins de passage</p> <p>photographie de gauche : dégâts sur le talus d'une digue causés par des sangliers (crédit photo : Cerema Blois)</p> <p>photographie de droite : entrée d'un terrier de blaireau sur une digue de Loire (crédit photo : Dreal Centre-Val de Loire)</p>	

Tableau 10 (suite) : Processus de dégradation des digues fluviales, mécanismes en lien avec l'environnement et illustration des phénomènes

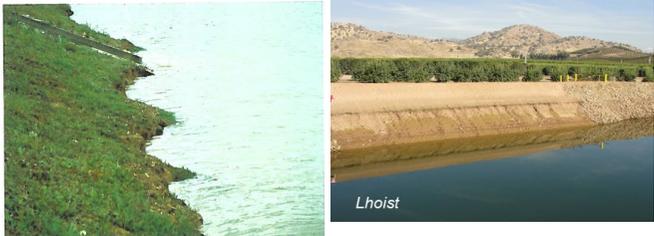
Processus de dégradation	Défauts (observables ou non)	Illustration
<p>Dégradation liée aux végétaux</p>	<p>Formation de conduits racinaires, migration de particules fines, arrachement de matériaux par basculement...</p> <p>photographie : exemple de développement arboré excessif sur une digue de Loire (Cerema, 2011)</p>	 <p>Cerema - Blois</p>
<p>Dégradation liée aux organismes encroûtants</p>	<p>Développement de biofilms, encroûtements calcaires...</p>	
<p>Dégradation liée à l'anthropisation</p>	<p>réseaux enterrés, piétinement, constructions diverses (poteaux, escaliers, clôtures...), circulation de véhicules</p> <p>photographie : orniérage du talus par les engins d'entretien de digue (Cerema, 2011)</p>	 <p>Cerema - Blois</p>
<p>Effets de l'eau libre (autre qu'en cas de crue)</p> <p>Dégradation liée au batillage</p>	<p>Erosion en talus, ravinement</p> <p>photographie de gauche : Talus enherbé marqué par le batillage au niveau de la retenue normale (marche de 0,3 à 0,5 m) (Lautrin, 2002)</p> <p>photographie de droite : ligne de batillage visible sur une section du canal de Friant-Kern (USA) traitée à la chaux (crédit photo : Lhoist)</p>	 <p>Lhoist</p>

Tableau 10 (suite) : Processus de dégradation des digues fluviales, mécanismes en lien avec l'environnement et illustration des phénomènes

Processus de dégradation	Défauts (observables ou non)	Illustration
<p>Dégradation liée au battement de nappe au contact de la digue et de la fondation</p>	<p>déplacement de matériau, suintements, migration de particules fines...</p>	
<p>Dégradation liée aux minéralisations</p>	<p>Encroûtements calcaires d'origine chimique, oxydation de particules ferreuses...</p> <p>photographie de gauche : exutoire de drain presque totalement bouché par des dépôts minéraux (dépôts de calcite) (Lautrin, 2002)</p> <p>photographie de droite : boues ferriques obstruant la sortie d'un exutoire de drain (Lautrin, 2002)</p>	 <p>The illustration consists of two side-by-side photographs. The left photograph shows a drain outlet almost completely blocked by mineral deposits (calcite). The right photograph shows iron sludge obstructing the outlet of a drain.</p>

2. Cas particulier des interactions sol-atmosphère sur un ouvrage en terre

La digue est un ouvrage en élévation par rapport au terrain naturel. Il est souvent admis que par construction ces ouvrages sont protégés des variations de teneur en eau, hors période de crue. Le cœur de l'ouvrage (ou noyau) est considéré comme étant à l'abri des effets météorologiques. La présence de nappe est également exclue du fait du drainage gravitaire. Mais ce sont des généralités que l'on peut bousculer.

L'influence de l'environnement hydrique se manifeste avec une importance variable avec la profondeur (Figure 32) :

- La surface, caractérisée par de très fortes variations de teneurs en eau. Les extrêmes se caractérisent par une diminution des teneurs en eau et une augmentation des succions en période sèche. En période humide, la surface sera marquée par une augmentation des teneurs en eau et une diminution des succions. L'infiltration de l'eau responsable de ces extrêmes est un phénomène complexe (Philips, 1957) : ni totalement gravitaire ni totalement capillaire. La surface oscille en permanence entre un état quasi saturé après les périodes d'humidification par infiltration, et un état non saturé voire quasi sec après les périodes de sécheresse. Peu d'éléments permettent de prédire avec précision le comportement de cette partie du sol et la recherche apporte encore beaucoup en matière de modélisation thermo-hydro-mécaniques couplées (Hemmati, 2009 ; An, 2017) ;

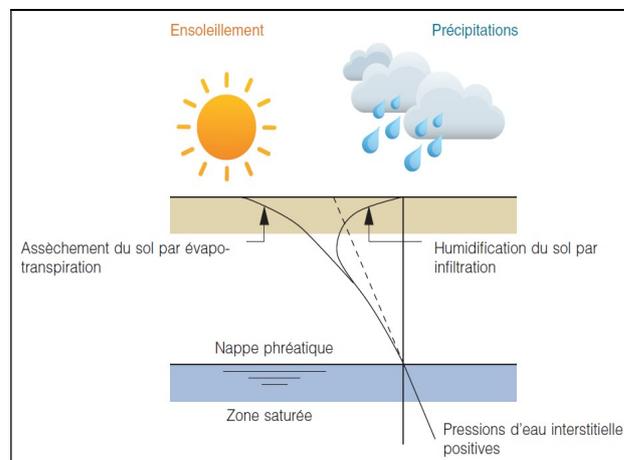


Figure 32 : Influence des conditions climatiques sur le profil hydrique (Whenham et al., 2010)

- En profondeur : le profil de sol est en général caractérisé par un excédent de teneur en eau lié à la présence d'une nappe phréatique ou d'un horizon saturé en eau. Les teneurs en eau y sont très élevées, avec très peu d'air dans la porosité et des pressions interstitielles positives. Le sol est bi-phasique avec un squelette minéral et une phase liquide occupant la quasi-totalité de la porosité. Les lois de comportement qui s'appliquent sont celles des sols saturés (loi de Darcy) avec quelques limites lorsque les matériaux sont

strictement argileux. L'eau évolue gravitairement en fonction des variations de la nappe ; cet horizon constitue également une alimentation en eau vers les étages supérieurs ;

- Entre la zone de surface et la profondeur, un horizon de transition, d'épaisseur variable : cet horizon est caractérisé par des variations de teneurs en eau oscillant entre le domaine saturé et le non-saturé. Les mouvements d'eau peuvent être gravitaires depuis la surface ou capillaires par remontées d'eau depuis la nappe. Le sol est tri-phasique : composé d'un squelette minéral, d'eau libre et d'eau liée, d'air et de bulles d'air piégées. L'épaisseur de cet horizon de transition peut être très variable dans le temps car il dépend de la position de la nappe, de la météorologie locale et de la topographie du lieu.

Les observations menées sur chaussées dans les années 80, ont montré que les états hydriques des matériaux oscillent en permanence entre des valeurs de teneurs en eau basses/sèches et élevées/saturées (Raimbault, 1987 ; Sylvestre, 1986 ; Bellanger, 1987 ; Raimbault et Sylvestre, 1990). Elles évoluent en fonction du stock disponible d'eau au départ et des bilans hydriques au cours du temps. Sur le territoire français, les observations menées à la fois par mesures tensiométriques (l'indicateur) et enregistrement des déflexions (la performance) montrent une diminution des états hydriques en période estivale et une augmentation en période hivernale, qui se traduisent respectivement par une diminution ou une augmentation des performances en lien avec la raideur des matériaux.

En Angleterre, les auscultations et observations sur ouvrages tests et ouvrages en vraie grandeur ont permis d'enrichir leur doctrine en matière de gestion des ouvrages hydrauliques (projet Floodrisk, projet Bionic ...). Les résultats montrent l'importance des phénomènes de retrait sur le comportement des ouvrages hydrauliques (Dyer et al., 2007 et 2009) rappelés sur la Figure 10.

Les articles de Tang et al. (2018), Toll et al. (2012), Dijkstra et Dixon (2010) rappellent l'importance d'évaluer la stabilité des talus des ouvrages en terre en lien avec les environnements hydriques et les interactions sol-végétation-atmosphère (Figure 17).

Dans les éléments neufs que l'on peut relever, Glendinning et al. (2014 ; 2015) proposent de prendre en compte dans la conception des pentes de talus :

- L'orientation de l'ouvrage par rapport à l'ensoleillement (talus nord versus talus sud) dont les effets sont visibles sur la Figure 33 ;
- La nature de la végétation : selon les espèces et la période d'observation, la demande en eau n'est pas la même ;
- La direction des vents, qui joue sur l'évapotranspiration.

Le côté le plus venté et/ou le plus ensoleillé subit plus d'évapotranspiration et donc plus de dessiccation. Ceci peut générer plus de fissures de retrait (Stirling et al., 2018) mais peut également apporter de la cohésion grâce à la succion.

Réciproquement le côté moins venté et/ou moins ensoleillé est plus humide et peut donc présenter une résistance au cisaillement moindre.



Figure 33 : Exemple de talus en déblai subissant des effets météorologiques différents selon leur orientation. Le talus orienté nord, à l'ombre, montre des traces de gelée blanche. Le talus orienté sud, nettement ensoleillé est totalement dégelé.

Ces auteurs estiment, comme Smethurst et al. (2012), que l'interaction avec l'atmosphère se manifeste dans le talus d'un remblai jusqu'à environ 1 m d'épaisseur.

Les travaux de Dyer et al. (2007) ont plus particulièrement insisté sur l'importance du retrait dans les sols des ouvrages hydrauliques en Grande-Bretagne. La dessiccation entraîne une modification de la structure du sol, pouvant individualiser des blocs d'argiles indurés par la création de réseaux de fissures (Figure 34). Ces blocs se soulèveraient sous l'effet d'infiltration d'eau rapide en période de crue (Figure 10). Des mesures d'infiltration réalisées sur cet ouvrage montrent que les fissures jouent un rôle primordial et peuvent augmenter d'un facteur de 10 voire 100 la perméabilité en vraie grandeur.



Figure 34 : (a) Fissures de retrait dans une digue à Thorngumbald – Royaume-Uni (approximativement 60 cm sous le terrain naturel) (Dyer et al., 2007). On distingue nettement les réseaux de fissures verticales et

celles horizontales. b) Fissures de retrait observées dans les levées à Beaugency été 2018 (45)

Dyer et al. (2007) proposent une évaluation de la sensibilité à développer des fissures via le Critical Cracking Ratio (CCR) qui indique pour un diamètre donné, la profondeur de développement d'une fissure matérialisée de bord à bord de la cellule d'essai. Plus les argiles sont plastiques plus leur CCR diminue, autrement dit plus l'aptitude à développer une fissure en profondeur est forte. Le CCR d'une kaolinite est d'environ 12 comme l'argile de Thorngumbald, celui d'une bentonite de 4,5.

Les auteurs pensent que la courbe de rétention d'eau peut également constituer un indicateur, mais que sa fiabilité n'est pas encore totalement avérée. Dans le cas de l'argile de Thorngumbald, les fissures apparaissent lorsque la succion dépasse 300 kPa, ce qui correspond à environ 16% de teneur en eau.

L'utilisation des limites d'Atterberg est également proposé dans le même article. Mais la teneur en eau seule ne constitue pas un indicateur si on ne peut pas la comparer à une valeur de référence. Boussafir (2006) a analysé des profils hydriques en comparant l'écart de la teneur en eau naturelle à la teneur en eau de plasticité $(w_p - w_{wp})/w_p$. Ceci permet de rendre compte des états de sécheresse qui peuvent se manifester jusqu'à -3 m de profondeur à proximité d'arbres.

L'apparition des fissures constitue une période critique pour l'ouvrage. Adam et Hanks (1964) ont ainsi montré que dès qu'elles apparaissent, les teneurs en eau diminuent très rapidement dans le sol car le réseau de fissure augmente considérablement la surface d'évaporation.

Smethurst et al. (2012) proposent une méthode simple pour évaluer le déficit en eau dans le sol par le Soil Moisture Deficit (SMD en mm). Ils proposent d'évaluer le déficit en eau par l'intermédiaire de valeurs de succions établies à partir des bilans de teneur en eau obtenues à partir d'un profil instrumenté dans le sol.

Ces auteurs ont ainsi mesuré les effets de la météorologie sur les teneurs en eau et les profils de succion dans le sol durant 6 années de mesures dans le sol et plus de 39 ans de données météorologiques. À partir de leur modélisation, ils évaluent l'augmentation ou la diminution des teneurs en eau en lien avec l'infiltration, le ruissellement et le développement de la végétation. Ils montrent que dans le cas de l'argile de Londres, sur une pente naturelle, le front d'humidification « actif » est de l'ordre de 1 m d'épaisseur. L'hiver se traduit par le maintien d'une saturation élevée des sols et l'été par des succions élevées supérieures à 200 kPa de juin à août.

Les auteurs pointent le fait que l'essentiel des désordres se manifeste ensuite en hiver lorsque l'humidité des sols augmente significativement.

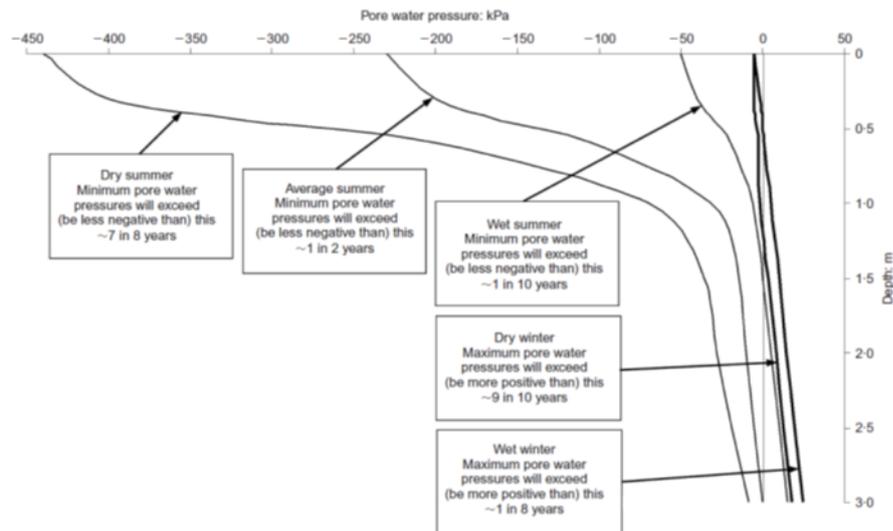


Figure 35 : Modèle de comportement des pressions capillaires sous l'effet de différentes modalités climatiques hivernales (suction maximale) et estivales (suction minimale) et des périodes de retour basées sur des mesures de sites et 39 années de données pluviométriques à Newbury (Smethurst et al., 2012).

Ils proposent Figure 35, des modèles de comportement fondé sur une courbe de suction en fonction de la profondeur dans le sol. Les courbes dépendent des situations météorologiques (été sec, été moyen, été humide, hiver sec, hiver humide) dont les périodes de retours résultent de l'observation des 39 années de données météorologiques. Ils rappellent que la végétation est impliquée dans le mécanisme de séchage et que la simple mesure n'est pas seule suffisante pour évaluer les désordres.

De manière plus anecdotique, on signalera que Toll et al. (2012) ont mis en évidence des pressions d'eau positives à certains niveaux du remblai instrumenté du projet BIONIC (Nafferton Farm à coté de Newcastle) en lien avec des hivers particulièrement humides. Preuve que des horizons saturés (nappes) peuvent ponctuellement se manifester, même dans un ouvrage en surélévation par rapport au terrain naturel.

Ce que l'on retient des observations menées *in situ* en Grande-Bretagne, c'est que les variations météorologiques entraînent des modifications plus ou moins importantes des sols en talus, dont les facteurs déclenchant sont le mécanisme de séchage et le mécanisme d'humidification. La manifestation la plus évidente visuellement du développement de ces mécanismes sont l'apparition de fentes de dessiccation, à l'origine vraisemblablement d'un mécanisme de rupture spécifique.

En France ce phénomène est pour la première fois évoqué par Mieussens (2000) qui décrit des fissures particulièrement importantes affectant des talus de remblais routiers. Mieussens mentionne également un mouvement de reptation sur le talus en lien avec les alternances de périodes humides et de périodes sèches.

La modélisation des ouvrages en terre permet de simuler des phénomènes climatiques. Rouainia et al. (2009) ont ainsi évalué sur des déblais que les effets du changement climatique seraient plutôt bénéfiques sur la stabilité : à données de sol constantes mais à environnement plus chaud et sec, la simulation conduit à augmenter les succions dans le sol, à réduire l'infiltration et donc à augmenter la raideur des matériaux, ce qui est favorable à la stabilité mécanique.

Smethurst et al. (2012) rappelle néanmoins que les désordres sur des sols naturels fissurés sont plus importants en hiver : la dégradation des matériaux conduit notamment à de la fissuration, ce qui est une donnée encore mal prise en compte dans les modèles numériques.

1. Synthèse des dégradations dues aux interactions sol-atmosphère

Les interactions sol-atmosphère ont des conséquences sur les ouvrages en terre. Elles se traduisent par des dégradations que l'on peut caractériser comme suit :

- Les interactions sol-atmosphère ont pour conséquence directe des mouvements d'eau dans le sol ; ces mouvements induisent des cycles d'humidification-séchage du sol qui se traduisent par du retrait et du gonflement ;
- Des fissures peuvent apparaître rapidement sur des ouvrages en terre sous l'effet des cycles hydriques. Sur le cas d'une digue en Grande-Bretagne, elles apparaissent environ 2 ans après construction de l'ouvrage ; les fissures peuvent aussi apparaître plus tardivement après plusieurs années de vie ;
- Elles se développent préférentiellement dans les terrains avec un faible couvert herbacé ;
- Le développement des fissures s'observe verticalement et horizontalement en délimitant des blocs de sols compacts ;
- La perméabilité de fissure est 2 à 3 fois supérieure à la perméabilité du sol sans fissures ;
- Certains sols sont plus vulnérables que d'autres à la fissuration : le Critical Cracking Ratio (Dyer et al., 2009) ou l'essai de retrait-gonflement rapide développé dans le cadre du projet Argic (Makki et al., 2008) peuvent constituer une aide à l'évaluation.
- Pour un site donné et ses données météorologiques propres il est possible de simuler les intensités de la période humide et de la période sèche (Smethurst et al., 2012) grâce au couplage succion - teneur en eau.

On retiendra de la littérature que les mécanismes ont comme point commun :

- Un facteur déclenchant : celui-ci peut faire l'objet d'une analyse quantitative basée par exemple sur une localisation géographique (carte) sur des fréquences d'apparition, sur des intensités.... Ce facteur influence la réponse de l'ouvrage ;

- Une loi de comportement : l'évolution des matériaux peut être déduite de retour d'expérience sur site, de modélisation numérique ou d'essais de laboratoire ; la loi de comportement dépend de l'intensité de la sollicitation (le facteur déclenchant) ;
- Un impact sur une ou plusieurs performances : la performance peut être évaluée directement par une mesure ou indirectement à l'aide d'indicateurs ;
- Des facteurs d'influence comme par exemple les propriétés acquises à la construction, la qualité initiale du matériau ou la localisation au sein de l'ouvrage.

L'examen de l'ensemble de ces points est nécessaire pour évaluer la durabilité d'une digue. Nous apporterons dans ce chapitre des éléments analysant le facteur déclenchant, c'est-à-dire l'environnement météorologique (hors gel), et pour partie sur la réponse de l'ouvrage.

II. Exploitation des données du site de Héricourt

Le remblai expérimental de Héricourt (Figure 36) est situé en Haute-Saône près de Belfort. Il a été réalisé dans le cadre du projet ANR TerDOUEST (Terrassements Durables, Ouvrages En Sols Traités) qui avait pour objectif la valorisation des sols traités et la validation de leur comportement dans le temps.

Plus d'une centaine de capteurs ont été posés pour tester la performance des traitements d'un limon traditionnel et d'une argile plastique. L'objectif de l'instrumentation devait entre autre permettre d'observer : (1) les effets des remontées de nappe sur la base du remblai, (2) les effets de la météorologie sur le talus et la plateforme, (3) les tassements dans le remblai et le sol support, (4) les effets du trafic sur la plateforme support.

Nous présenterons ici les acquisitions des capteurs de teneur en eau et de succion au cours des quatre premières années de l'ouvrage.

Les données des capteurs ont été traitées dans le cadre de ce travail afin d'évaluer le comportement dans le temps de différentes parties de l'ouvrage : le talus, la partie supérieure des terrassements (PST), la base de remblai et le cœur de remblai.



Figure 36 : Vue du remblai de Héricourt. À gauche, en mai 2015 : le remblai forme le bassin de rétention des eaux pluviales en bordure de la route déviant Héricourt entre Lure et Belfort. À droite, en janvier 2013, la Lizaine qui se situe en pied de remblai est sortie de son lit et inonde partiellement les champs. La nappe phréatique est au niveau du terrain naturel. La photo est prise depuis le haut du remblai.

Le remblai TerDOUEST est visible sur la Figure 36. Quatre modalités de traitement ont été mises en œuvre en remblai en constituant le remblai en 4 casiers distincts :

- Limon A2 traité à 2% de chaux vive,
- Limon A2 traité à 3% de ciment CEMII/A-LL 42,5N,
- Argile A3/A4 traitée à 4% de chaux vive,
- Argile A3/A4 traitée à 2% de chaux + 3% de ciment CEMII/A-LL 42,5N.

Le positionnement des capteurs de teneur en eau et de succion, est présenté sur la Figure 37 :

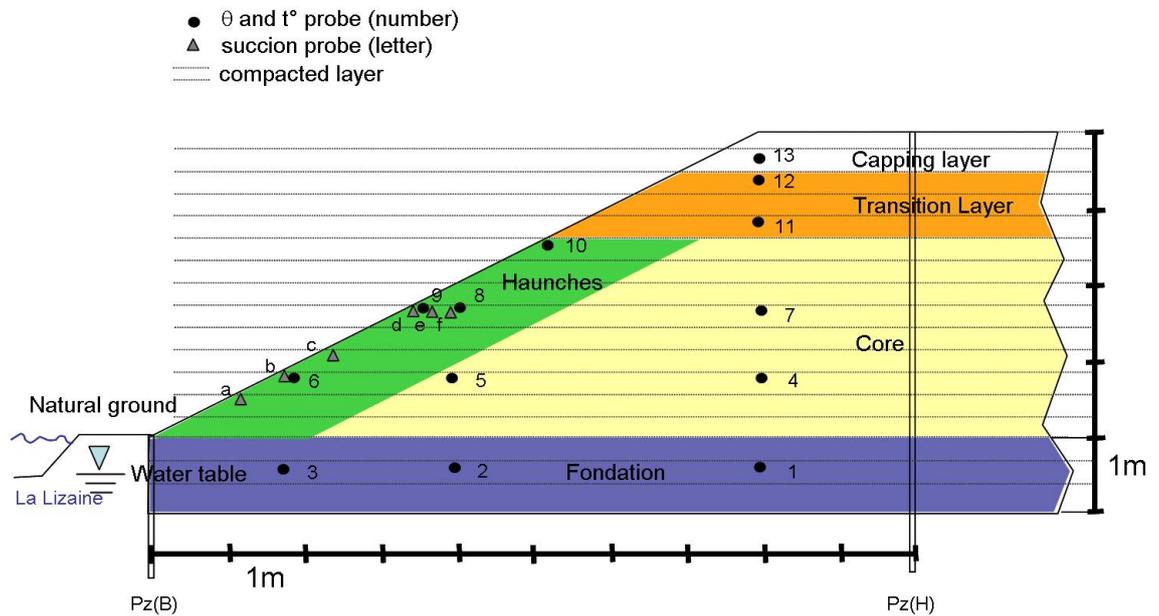


Figure 37 : localisation des capteurs au sein de l'ouvrage TerDOUEST. Leur emplacement permet d'observer les tendances dans les parties d'ouvrage suivantes : la couche de forme (blanc), la partie supérieure des terrassements (orange), le cœur de remblai (jaune), le talus (vert) et la base de remblai (violet)

Les capteurs numérotés de 1 à 13 sont des sondes TDR enregistrant les variations de teneur en eau volumique et la température.

Les capteurs 1, 2, 3 sont situés en base de remblai. Ils sont dans la zone de battement de la nappe phréatique. Deux piézomètres (Pz(H) et Pz(B)) permettent de coupler ces données avec les enregistrements des variations du toit de la nappe.

Les capteurs 5, 6, 8, 9 et 10 enregistrent les variations de teneurs en eau en talus, zone en interaction forte avec l'atmosphère. Ces talus ont été recouverts d'une épaisseur de terre végétale de l'ordre de 0,20 m. La végétation est de type herbacée et est entretenue par fauchage au moins une fois par an par les services de l'état ou du Conseil départemental de Haute-Saône.

Les capteurs 11 et 12 sont situés au niveau de la PST. Ils enregistrent les variations de teneur en eau de la plateforme et plus particulièrement au niveau des épaulements qui constituent une partie d'ouvrage à l'intersection entre la surface horizontale de la plateforme et la pente inclinée du talus. Cette zone est doublement vulnérable aux effets de la météorologie.

Deux phénomènes peuvent expliquer les variations de teneur en eau volumique (Figure 38) telles que peuvent les mesurer les sondes TDR :

- 1^{er} cas : une variation de la quantité d'eau, inversement proportionnelle à la variation de la quantité d'air dans la porosité, et sans modification du volume des pores ; dans ce cas, une augmentation du volume d'eau s'accompagne d'une diminution du volume d'air (ou inversement) sans variation du volume de vide ;
- 2^{ème} cas : une variation du volume de sol, avec une variation du volume des pores ; l'augmentation du volume de sol augmente le volume de vide et si le volume d'eau accompagne cette expansion volumique par drainage, la teneur en eau volumique augmente même si la quantité d'eau n'est pas fondamentalement modifiée.

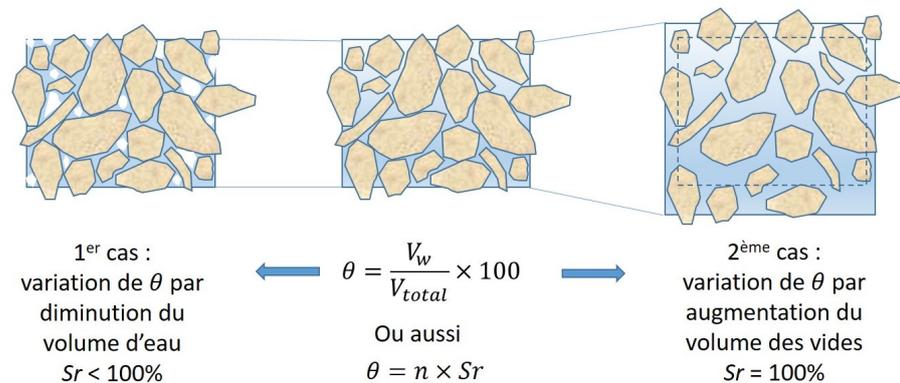


Figure 38 : illustration des deux cas de variation de la teneur en eau volumique soit par diminution du volume d'eau soit par augmentation du volume des vides

Les capteurs numérotés de (a) à (f) sont des tensiomètres enregistrant la pression capillaire négative (ou succion) dans le sol. Ces sondes sont équipées d'un buffer en gypse dont le comportement est très bien corrélé avec la tension de l'eau dans le sol. La résistivité mesurée au niveau du capteur permet de déduire la [succion](#).

La succion ou aussi appelée pression capillaire, correspond à une différence de pression entre la pression de l'air et la pression dans l'eau. Dans un milieu triphasique (eau-air-sol) cette différence est très fortement dépendante de la taille des pores et des mécanismes de séchage ou d'humidification : lorsqu'un mécanisme de séchage se développe, l'eau s'évapore, et la pression dans l'eau piégée dans les pores devient très élevée. La succion augmente au fur et à mesure et cette mesure indique qu'un mécanisme de séchage se développe.

Les capteurs sont positionnés selon 4 profils, de manière à former des enregistrements verticaux et horizontaux cohérents. Les sondes de succion en talus ont été placées à la même profondeur parallèlement au talus, à l'exception des capteurs (d), (e) et (f) qui forment un profil horizontal.

Les données des capteurs ont été capitalisées de 2010 (année de réalisation du remblai) à 2014, fin de la période liée au projet TerDOUEST.

A. Commentaires généraux sur les 4 profils

Les enregistrements des teneurs en eau pendant ces 4 années sont reportés sur la Figure 39, en distinguant de haut en bas du graphique, les 4 modalités de traitement, et de gauche à droite, les situations en base et en talus de remblai.

Cette première présentation permet d'évaluer les effets des principaux facteurs invoqués précédemment pour expliquer des variations de teneur en eau, que sont la météorologie, les fluctuations du niveau de la nappe phréatique ou les inondations.

Les premières observations des graphiques obtenus montrent que les teneurs en eau évoluent quelles que soient les modalités de traitement ou la position de la sonde dans l'ouvrage. Il n'y a donc pas de teneur en eau fixe au cours de ces 4 années mais des variations régulières de forme globalement sinusoïdales sur tous les graphiques et des pics ponctuels.

En premier lieu, on constate immédiatement pour une même modalité de traitement, des différences entre les sondes situées en talus et celles situées dans la base de remblai. Les teneurs en eau fluctuent très nettement en talus, avec des amplitudes importantes et une fréquence de variation très forte dans le temps. En base de remblai, les fluctuations de teneur en eau existent également mais sont nettement atténuées. On peut également constater que les maxima et les minima en base de remblai sont différés dans le temps par rapport aux maxima et minima observés en talus.

En deuxième lieu, les teneurs en eau volumiques dans les modalités de sol traité au ciment réagissent plus fortement que dans celles traitées à la chaux. Les amplitudes de variations des teneurs en eau sont relativement plus élevées, que ce soit en base de remblai ou en talus.

De manière générale, les tendances suivantes s'observent sur les 8 graphiques de la Figure 39:

- Plus les sondes sont enterrées au cœur de l'ouvrage plus les amplitudes de variations de teneur en eau volumiques sont petites ; réciproquement, les variations de teneurs en eau volumiques sont très importantes près de la surface libre en talus ;
- Les variations de teneurs en eau en lien avec les battements de la nappe phréatique sont très faibles, alors que les variations des teneurs en eau en talus en lien avec les fluctuations de l'atmosphériques et de la végétation sont très fortes ;
- Les variations de teneurs en eau dans les modalités traitées au ciment sont nettement plus importantes que dans celles traitées à la chaux vive, que ce soit en base de remblai ou en talus.

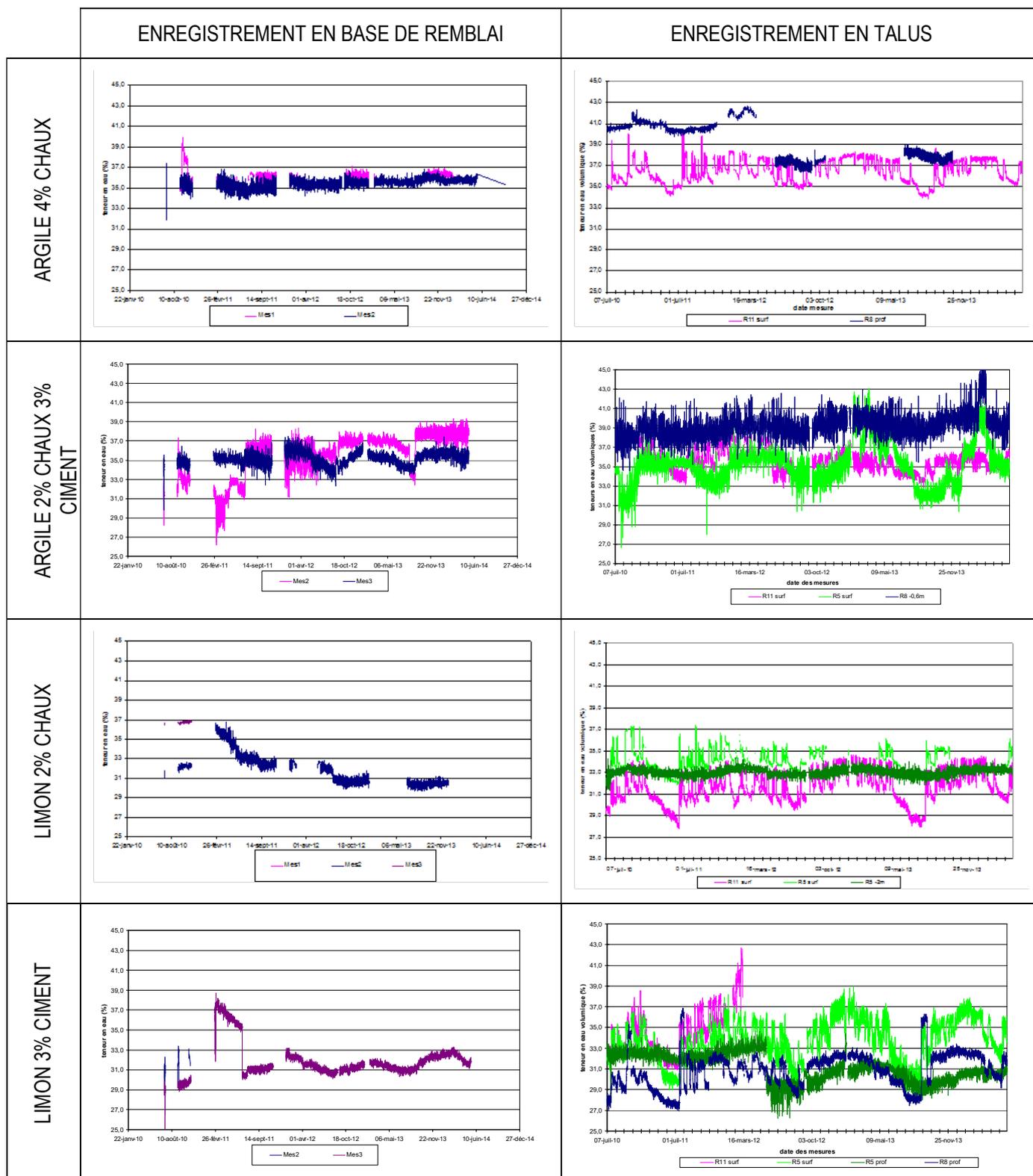


Figure 39 : Evolution des teneurs en eau de 2010 à 2014, à gauche en base de remblai, à droite en talus ; de haut en bas, sur l'argile traitée à 4% de chaux, l'argile

traitée à 2% de chaux+3% de ciment, le limon traité à 2% de chaux, le limon traité à 3% de ciment.

Enfin, l'examen des données permet aussi d'observer que les fluctuations de teneur en eau réagissent selon trois échelles de temps :

1. Une influence de l'ordre de la saison qui montre clairement l'alternance entre saison humide et saison sèche ; cela se retrouve principalement dans la forme générale sinusoïdale des courbes avec une inflexion dans l'année autour de l'été et une autre en hiver ;
2. Une variation à l'échelle de la journée qui montre une alternance entre la nuit et le jour, en lien très certainement avec la température extérieure et la variation de l'évapotranspiration ; cette information s'observe principalement dans les tableaux de données ;
3. Des variations qui ne sont pas régulières mais que l'on peut observer à l'échelle du mois ou de la semaine, liées probablement aux fluctuations météorologiques locales et qui ne s'inscrivent pas dans les tendances climatiques été/hiver ou les tendances diurnes/nocturnes.

Le même type d'observation a pu être fait dans le cadre du suivi des terrains naturels sujets aux glissements de terrain (Bordoni et al., 2017).

Détaillons dans les paragraphes suivants, les enseignements tirés de l'instrumentation, partie d'ouvrages par partie d'ouvrage.

B. Observation des teneurs en eau par partie d'ouvrage

Les capteurs de teneur en eau permettent d'obtenir une représentation du comportement des matériaux en fonction de la localisation dans l'ouvrage en terre. On peut ainsi observer de la Figure 40 à la Figure 43, les variations de teneur en eau volumiques respectivement dans le talus (*haunches* en anglais) dans le cœur de remblai (*core*) dans la plateforme (*transition layer*) et dans la base de remblai (*foundation*).

Ces parties d'ouvrage correspondent à la future norme européenne des terrassements (prEN 16907-1).

Seuls les capteurs du profil instrumenté dans le limon A2 traité à 2% de chaux vive ont fait l'objet d'une interprétation fine (Bicalho et al., 2018) récapitulée ci-dessous.

1. En talus

Le talus constitue une partie d'ouvrage qui assure la stabilité du massif. L'angle de sa pente est donc très important à définir pour éviter tout risque de rupture. L'analyse de la stabilité est en général menée à partir de données de sols saturés ce qui permet de prendre en compte la situation la plus défavorable pour l'ouvrage. La mise en œuvre durant les terrassements est menée de manière à supprimer la partie sous-compactée et régler définitivement sur des sols correctement compactés. Dans le cas présent, les limons traités à la chaux ont été compactés à l'énergie q4, avec des

matériaux dont la saturation était de l'ordre de 90% c'est-à-dire dans des états hydriques humides. Ce travail a été exposé dans la revue *Transportation Geotechnics* (Bicalho et al., 2018) et est repris en détail ci-dessous.

Le graphique de la Figure 40 représente les enregistrements des sondes 6, 8 et 10 en talus de 2010 à 2014. La sonde 9 n'a pas fonctionné. Les variations de teneur en eau θ sont les plus marquées. L'amplitude est de l'ordre de 6% à 8% de variation en teneur en eau volumique. Les fluctuations sont cycliques avec des variations à l'échelle :

- De l'année avec une période humide et une période sèche très bien marquée ;
- De la journée, marquée souvent par une alternance jour-nuit,
- De la semaine ou du mois, selon la météorologie.

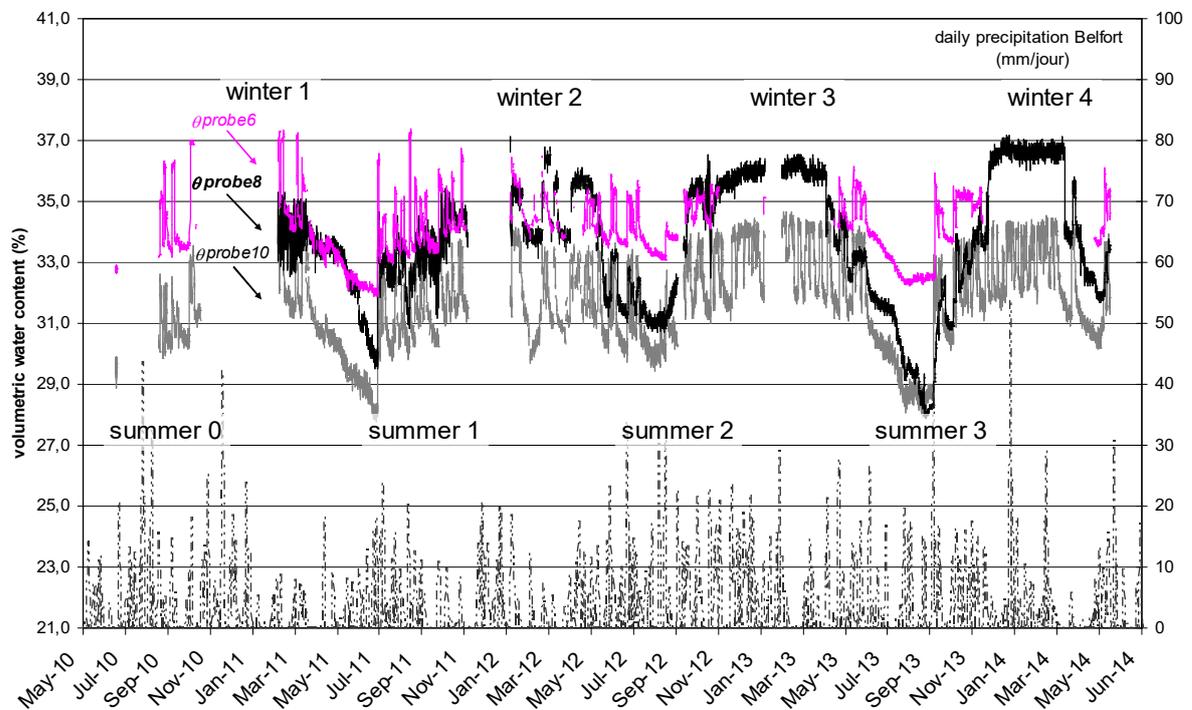


Figure 40 : Teneur en eau volumique mesurée en talus. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θ probe) 6 est située à 0,60 m de haut par rapport au terrain naturel ; la sonde 8 à 1,80 m et la sonde 10 à 2,70 m et entre approximativement entre 0,25 and 0,50 m de profondeur dans le talus du remblai de Héricourt.

Quelle que soit la localisation en talus, les variations en relatif sont similaires d'un capteur à l'autre. Seule varie la valeur vraie, avec un décalage entre chaque capteur qui s'explique mal, mais qui peut être mis en lien avec les hétérogénéités locales de sol.

Comme la valeur enregistrée est une teneur en eau volumique, il n'est pas exclu qu'il faille prendre en compte un effet de la variation du volume du sol, en plus de la variation de la quantité d'eau, dans l'interprétation des mesures.

On peut aussi penser que la position en hauteur peut expliquer quelques différences : l'infiltration est moindre en haut de talus qu'en bas, l'ensoleillement sur le talus est moindre en bas qu'en haut et la sonde 6 est plus proche du terrain naturel que la 8 et que la 10 qui est le plus en hauteur.

Le graphique représente également la pluviométrie, observée sur la station météorologique de Belfort située à 10 km du remblai expérimental. Il est intéressant de constater que les augmentations et les diminutions de teneur en eau respectivement en période humide (hiver) et en période sèche (été) ne sont pas liées aux fluctuations de pluviométrie.

Les observations durant le premier hiver (winter 1) et le deuxième hiver (winter 2) montrent à l'évidence une augmentation des teneurs en eau dans le sol alors que la pluviométrie n'augmente pas significativement par rapport aux étés précédents. La pluviométrie entre les étés (summer 0 et summer 1) et les hivers qui suivent (winter 1 et winter 2) est même plutôt en baisse.

L'augmentation ou la diminution des teneurs en eau volumiques en talus ne peut donc pas être directement liée à cet indicateur simple qu'est la pluviométrie. La variation de teneur en eau dans le sol doit donc bien être couplée avec l'évaporation dans l'atmosphère et la demande en eau de la végétation. Comme l'a montré Hemmati (2009) les variations de teneur en eau sont le résultat d'un couplage entre le sol, l'atmosphère et la végétation, ce qui rend la simulation numérique complexe. La forte croissance de la végétation au cours du printemps et de l'été et une demande en eau en rapport avec cette croissance explique plus la diminution des teneurs en eau volumiques que par les variations de la pluviométrie.

2. *En cœur de remblai*

L'observation ci-dessous n'est basée que sur le capteur 7, les capteurs 5 et 4 n'ayant pas fonctionné. La Figure 41 présente les teneurs en eau volumiques dans le cœur du remblai expérimental au niveau de la modalité limon traité à 2% de chaux vive. Le remblai a été compacté à l'objectif q4.

Les teneurs en eau semblent très stables les deux premières années de vie de l'ouvrage. Puis à partir de la 3^{ème} année, une modification notable des valeurs s'observe avec des augmentations de teneur en eau de +3,5% par rapport à la situation initiale.

Contrairement à ce que l'on peut décrire en talus, les teneurs en eau dans le cœur de remblai sont relativement stables durant les premières années après la construction du remblai. Puis, on constate une augmentation significative de la teneur en eau qui ne peut pas s'expliquer seule par le couplage sol-atmosphère-végétation.

Le changement dans les valeurs de teneurs en eau est décalé par rapport à la saison en cours puisque le début de l'augmentation des teneurs en eau coïncide avec l'été 2 (alors qu'en talus c'est l'inverse). La fin de l'été est marquée par une faible diminution

puis les teneurs en eau augmentent à nouveau avec l'hiver 3. Le maximum des augmentations est atteint à la fin du printemps 2013. L'été 3 est caractérisé par une diminution nette des teneurs en eau.

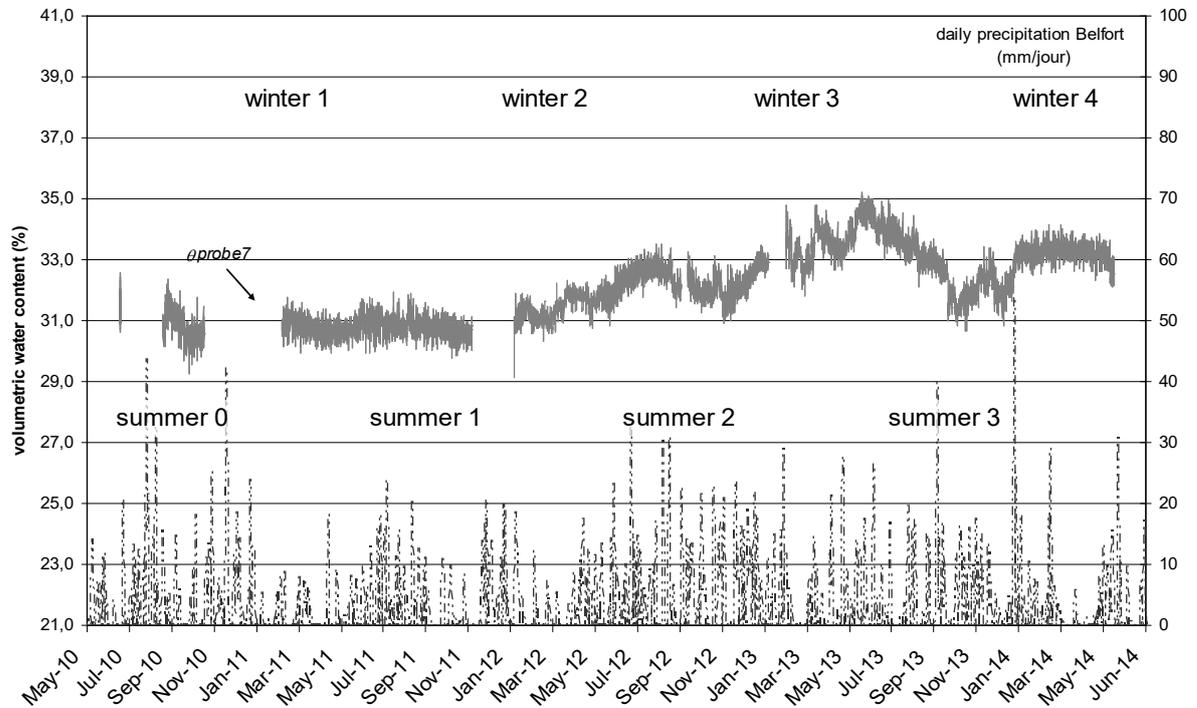


Figure 41 : Teneur en eau volumique mesurée dans le cœur de remblai. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θ_{probe}) 7 est située à 4,80 m horizontalement et à 1,80 m de haut par rapport au terrain naturel, au centre du remblai de Héricourt.

Il semble donc résulter de cette observation que le cœur de remblai semble relativement bien protégé des événements météorologiques aux jeunes âges (2 à 3 ans). Puis d'autres mécanismes doivent prendre le relais, comme probablement le transfert gravitaire de l'eau d'infiltration, qui se manifeste avec un décalage dans le temps. La faible perméabilité du limon traité à la chaux peut expliquer un temps de transfert de l'eau gravitaire relativement long.

Une observation de plus longue durée permettrait de mieux conclure sur ces phénomènes.

On rappelle ici que l'usage considère que le cœur d'un ouvrage en terre est protégé des phénomènes météorologiques ambiants. Pour cette raison, il est souvent admis de mettre dans cette partie d'ouvrage des matériaux plus sensibles à l'eau en considérant qu'ils seront protégés des variations de teneur en eau.

La Figure 41 montre que ce n'est pas forcément le cas et que la fonction de protection assurée par l'épaisseur de l'ouvrage n'est vraie que pendant une durée de temps limitée.

3. La plateforme

Seul le capteur 11 a bien fonctionné dans la couche qui constitue la Partie Supérieure des Terrassements. Les matériaux ont été compactés à l'objectif q4.

L'enregistrement Figure 42 des teneurs en eau montre que la couche de surface semble peu réagir aux conditions météorologiques lors des deux premières années, en tout cas au moins vis-à-vis des phénomènes de séchage car les seules inflexions de teneur en eau sont constatées durant l'hiver 1 et 2. Ce phénomène peut probablement être lié à une infiltration d'eau soit verticale soit depuis l'épaulement puisque le capteur n'est pas loin de la surface du talus.

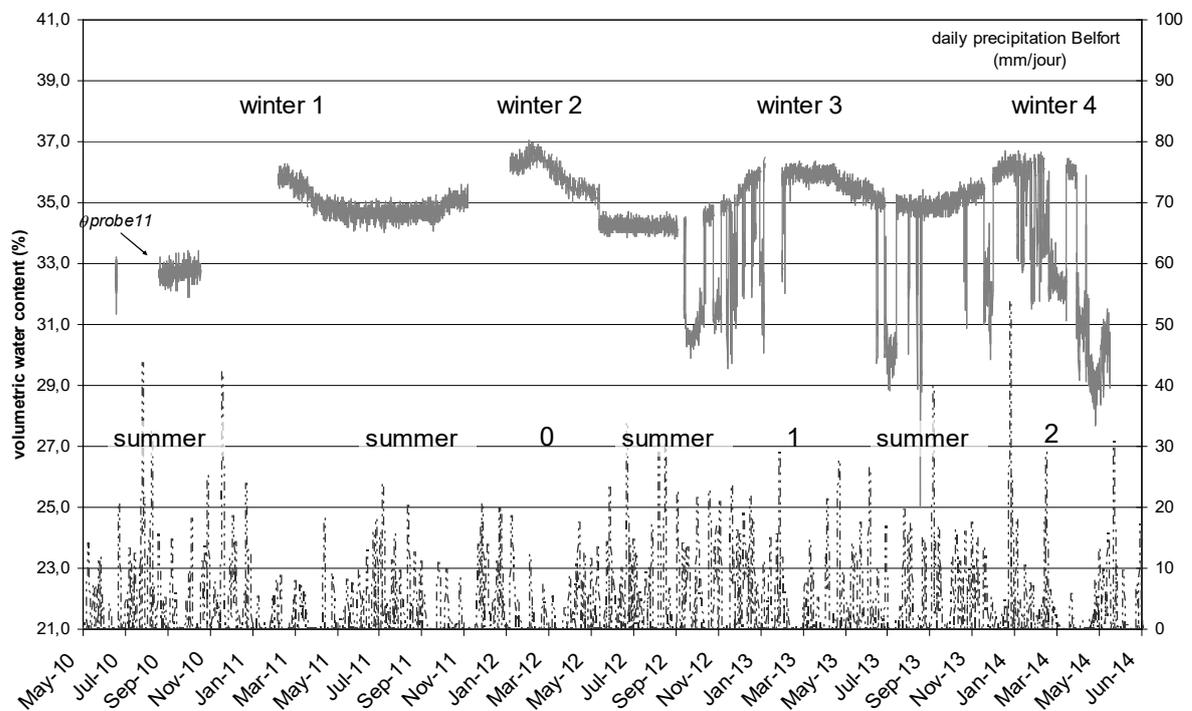


Figure 42 : Teneur en eau volumique mesurée au niveau de la Plateforme. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θ probe) 11 est située dans la Partie Supérieure des Terrassements du remblai de Héricourt, à une profondeur de 0,50 m par rapport à la surface.

Il se pourrait donc que la qualité du compactage et de l'état de surface joue favorablement dans le relatif maintien des teneurs en eau durant les deux premières années après la réalisation du remblai.

Deux ans plus tard, le capteur enregistre brutalement de très nets effets de séchage des sols durant l'été 2 et après, avec des diminutions importantes de la teneur en eau. Les variations sont supérieures à 6%.

Ceci pourrait indiquer que l'intégrité de la surface de la plateforme est affectée. La coïncidence de l'évolution brutale des mesures avec un été, tend à lier cette évolution avec un probable retrait des sols et l'apparition de fissures. Il est ainsi probable qu'un endommagement de la surface par des fissures de retrait favorise l'évolution des états hydriques avec des intensités équivalentes à ce que l'on peut observer en talus (Figure 40). Dyer et al. (2009) avaient déjà mentionné l'apparition des premiers signes de vieillissement 2 ans après la fin de la construction d'une digue neuve à Thorngumbald.

On considère en général que la Partie Supérieure des Terrassements est une couche dont les états hydriques évoluent dans le temps en lien avec le battement de nappe, mais peu avec la météorologie, sauf en phase chantier.

Pourtant, Raimbault (1986), Sylvestre (1986), Raimbault et Sylvestre (1990) rappelaient déjà que les variations de teneur en eau dans des structures de chaussées anciennes, depuis les couches de surface jusqu'à la base de la couche de forme (sol support), sont importantes et dépendent des conditions climatiques : les infiltrations verticales y étaient jugées nombreuses. Les auteurs estimaient qu'il existait un lien entre le bilan pluviométrique durant les 15 jours précédents une observation, et les teneurs en eau dans la structure.

À Héricourt, nous sommes donc sur une observation qui montre en plus, qu'aux jeunes âges, la structure protège bien de l'infiltration, grâce à la qualité de la construction. Mais au-delà de 2 ans, l'apparition du premier phénomène de vieillissement, favorise l'infiltration d'eau gravitaire, ce qui se traduit immédiatement par des fluctuations rapides et importantes des teneurs en eau volumiques.

4. *La base de remblai*

La base de remblai a été construite à Héricourt, en l'enterrant volontairement d'1 mètre sous le Terrain Naturel (T.N.) afin de solliciter fortement les matériaux par les variations du toit de la nappe située entre 0 et -2 m/T.N. Un seul capteur permet de conclure dans la modalité des limons traités à 2% de chaux (Figure 43).

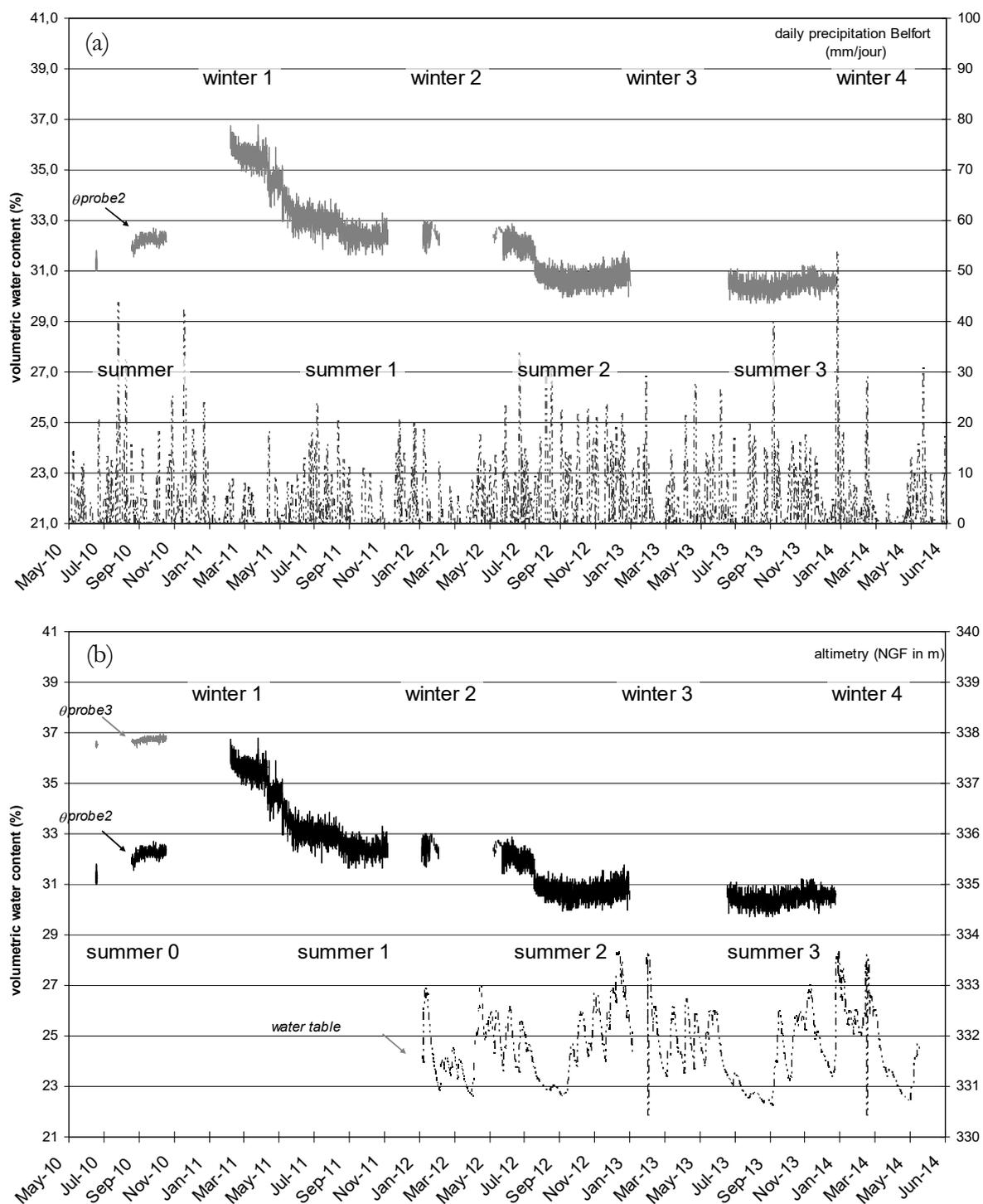


Figure 43 : Teneur en eau volumique mesurée au niveau de la base de remblai (zone inondée). Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θ_{probe}) 2 est située à -0,35 m sous le terrain naturel dans la base de remblai inondable du remblai de Héricourt. Le graphique (a) superpose les courbes de teneurs en eau

avec la pluviométrie enregistrée à Belfort (environ 10 km du site) ; le graphique (b) superpose les courbes de teneurs en eau avec les enregistrements piézométriques du site. La cote du terrain naturel se situe approximativement à 332 m NGF.

Après un premier épisode hivernal marqué par une augmentation des teneurs en eau, celles-ci diminuent nettement dans le temps et semblent se stabiliser.

Cette couche de matériau, bien que fortement sollicitée par les variations du toit de la nappe phréatique (Figure 43-b et Figure 44) réagit très peu en terme de variations de teneur en eau.

Il est ainsi probable que dans la base de remblai, les variations de teneur en eau soient le résultat des variations de volumes du sol et non pas une variation de la quantité d'eau. La première année de vie, où des phénomènes d'accommodation peuvent se produire, de légers tassements peuvent créer une expansion volumique de la base de remblai s'accompagnant d'une augmentation du volume d'eau probablement par drainage du sol environnant.

Par la suite, les tassements s'atténuant, les variations de teneurs en eau volumiques ne peuvent plus s'expliquer que par les variations du volume d'eau dans les pores. Or les matériaux ont été compactés à saturation. Le volume d'eau est donc proche de celui des vides.

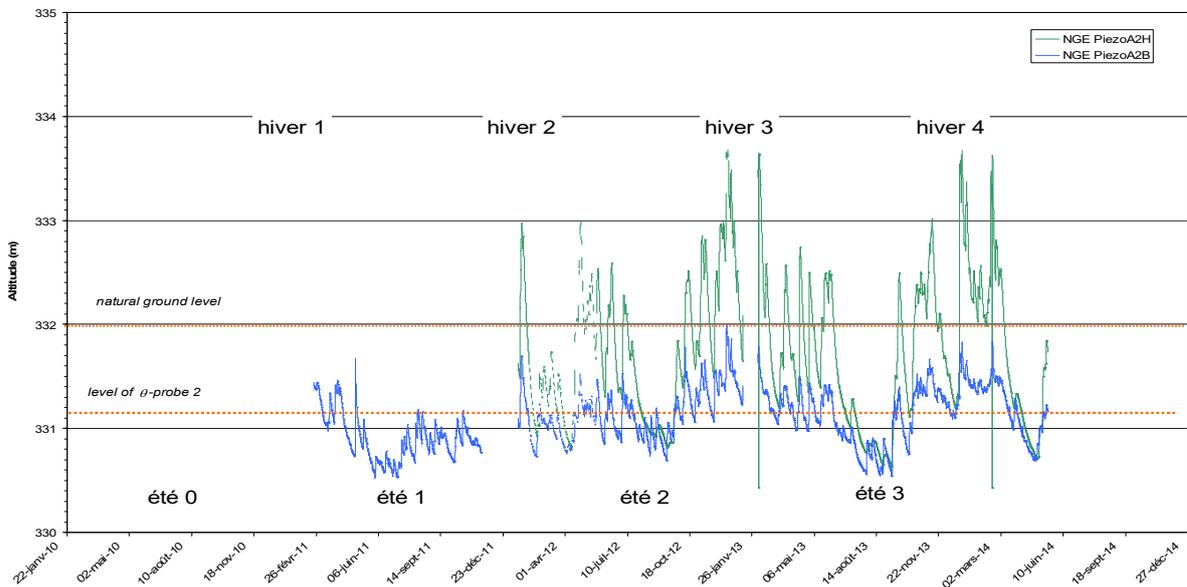


Figure 44 : Evolution du niveau de la nappe phréatique au droit du remblai expérimental (en bleu le piézomètre en pied de talus, en vert, le piézomètre au niveau de la crête du remblai). Les traits pointillés orange positionnent le niveau du terrain naturel et celui de la sonde 2.

Même si les sollicitations environnementales existent sous la forme des remontées de nappe, le matériau saturé reste saturé et sans variation de volume majeure, la mesure de teneur en eau volumique ne varie que très faiblement.

5. Observation des variations de succion dans le talus

Les sondes de succion permettent d'enregistrer les forces qui existent à l'intérieur de la phase liquide dans un sol non saturé. Elles permettent notamment de mettre en évidence les phases de séchage lorsque les valeurs de succion augmentent (pour des commodités de lecture, les valeurs de succion sont inversées : une phase de séchage correspond à des pressions capillaires négatives mais les valeurs sont indiquées positivement dans les graphiques). Lorsque les succions sont proches de zéro, le sol est proche de la saturation. Les sondes utilisées à Héricourt sont des tensiomètres utilisés dans le monde agricole. Elles sont plafonnées à 200 kPa et ne fonctionnent pas pour donner des pressions interstitielles positives. Elles sont robustes et fiables dans la gamme de mesure 0-200 kPa.

Ces sondes ont été positionnées dans le talus afin d'observer les effets des interactions sol-atmosphère. Deux profils ont été posés : un profil de 4 sondes à la même profondeur de 0,25 m dans le sol et parallèles au talus et un profil horizontal de 3 sondes, positionnées à 0,25 ; 0,50 et 0,75 m de profondeur dans le sol (Figure 37).

Les graphiques qui suivent exploitent les enregistrements réalisés dans la modalité des limons traités à 2% de Chaux vive.

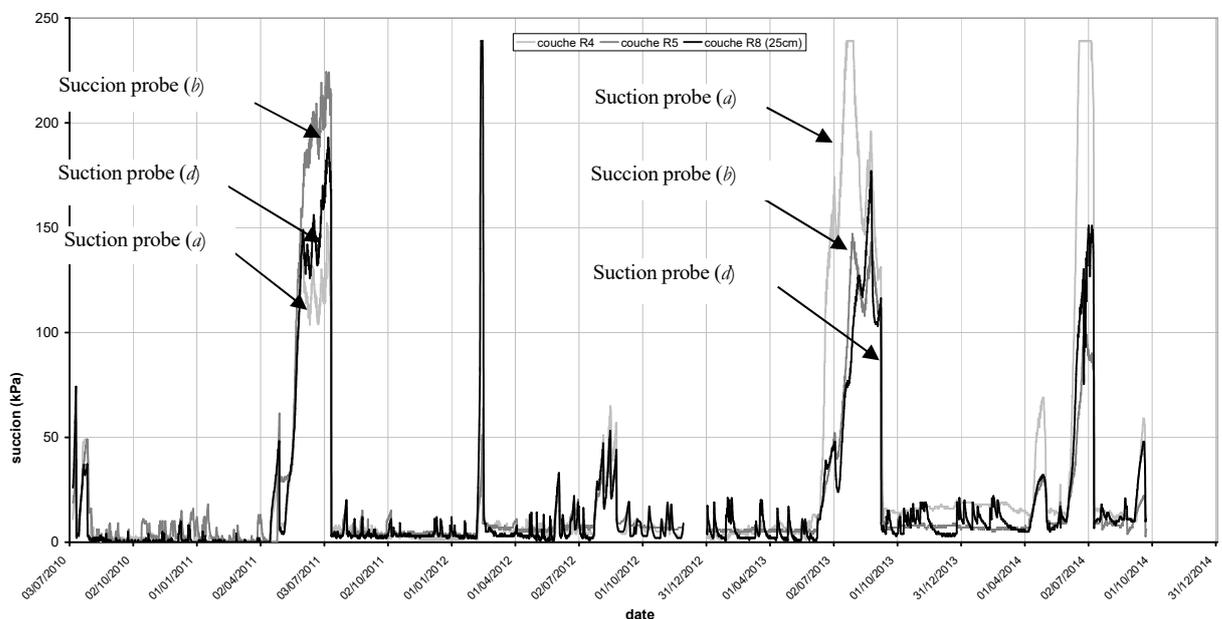


Figure 45 : Représentation des succions en talus à différentes hauteurs depuis le terrain naturel (a) : 0,60 m, (b) : 0,90m, (d) : 1,80m et à la même profondeur de 0,25 m sous la surface du talus.

Dans cette modalité de traitement, les succions enregistrées durant 4 ans donnent des informations très intéressantes sur les tensions qui s'exercent dans l'eau du sol.

Regardons dans un premier temps les succions qui se développent de bas en haut du talus, à la même profondeur (Figure 45). Le comportement des quatre sondes se reproduit très bien d'une année sur l'autre et on peut en conclure que les sollicitations environnementales se répercutent de manière identique à la surface du talus. Dans le détail cependant, on peut observer des variations dans les intensités de succions entre chacune des sondes. Les différentes flèches sur la Figure 45 permettent d'observer les succions au niveau de la sonde la plus basse (a) jusqu'à la sonde la plus haute (d). D'une année sur l'autre, les comportements ne se répètent pas à l'identique, au même niveau par rapport au TN.

L'été de l'année de construction (année 0) se caractérise avec des valeurs faibles de succion (~50 kPa), et toutes les sondes indiquent les mêmes valeurs. Le matériau mis en œuvre a un comportement homogène sur tout le talus et est globalement saturé.

Un an plus tard, à l'été 2011, un premier pic de succion se manifeste avec une certaine hiérarchie dans les valeurs de succion enregistrées sur chaque capteur : $a < d < b$. Les succions les plus fortes se manifestent dans la partie médiane du talus, les plus faibles dans la partie basse du talus.

La deuxième année de vie est marquée par un événement très ponctuel (de l'ordre de quelques jours) au mois de mars 2012 avec des succions qui dépassent 250 kPa, et par des très faibles valeurs de succion durant l'été (~50 kPa).

La troisième année de vie reproduit la forme observée l'année 1, mais avec la hiérarchie dans les succions qui se modifie : $d < b < a$. La partie la plus basse du talus enregistre les succions les plus fortes et la partie la plus haute les valeurs les plus faibles avec la zone médiane. Cette observation est surprenante car la logique voudrait que les parties hautes du talus devraient sécher le plus (et donc enregistrer des succions fortes) et les parties basses, celles qui recueillent le plus d'eau de ruissellement devraient être plus humides (et donc enregistrer des succions plus faibles). On notera également qu'à l'exception de la sonde (a), les valeurs de succion ne dépassent pas 200 kPa.

La quatrième année, l'ordre des succions observées sur chaque capteur est la suivante : $b < d < a$. La sonde (a) enregistre des succions supérieures à 250 kPa mais les deux autres ont des succions inférieures à 150 kPa.

Les constations faites à l'échelle de 4 années montrent à l'évidence qu'il y a des phénomènes autres que la simple gravité et / ou l'intensité du ruissellement qui gouvernent la succion en talus. L'interprétation la plus simple est peut-être de mettre en lien les valeurs observées avec soit des hétérogénéités de sol (teneur en fine ou dosage en chaux légèrement différent au droit des mesures), soit des natures de végétation capables de modifier la demande en eau entre le haut et le bas du talus comme par exemple la croissance d'un petit arbuste.

Regardons également ce qui se passe le reste de l'année. Il est ainsi très intéressant d'observer que la très grande partie du temps, les sondes enregistrent des valeurs très faibles de succion (< 10 kPa) et de très faibles variations sur toutes les sondes. On

constate au fur et à mesure du temps qui s'écoule, une dérive dans les mesures avec une légère augmentation de ces valeurs faibles et une tendance à moyenner les valeurs basses non plus à 0 kPa (saturation totale) mais vers 5 kPa. Ceci peut être le résultat d'un mauvais fonctionnement des sondes, d'une désaturation progressive du tensiomètre (Ridley, 2015). Ceci peut également être une manifestation d'une désaturation progressive du sol et d'une augmentation de la raideur par le développement possible de phase cimentaire (Wang, 2016) à l'horizon des 3 ou 4 années de vie du remblai traité à la chaux.

La figure qui suit (Figure 46) permet d'évoquer l'évolution des succions et donc des pressions qui s'exercent dans l'eau du sol en fonction de la profondeur dans le talus, sur un profil horizontal.

Il est très intéressant de constater que l'histoire que l'on enregistre et qui vient d'être décrite entre les sondes situées depuis le bas jusqu'en haut du talus, se répète globalement avec les sondes situées depuis la surface vers la profondeur du talus. L'environnement (météorique et végétal) se manifeste de manière quasi identique sur toute la partie du sol en talus.

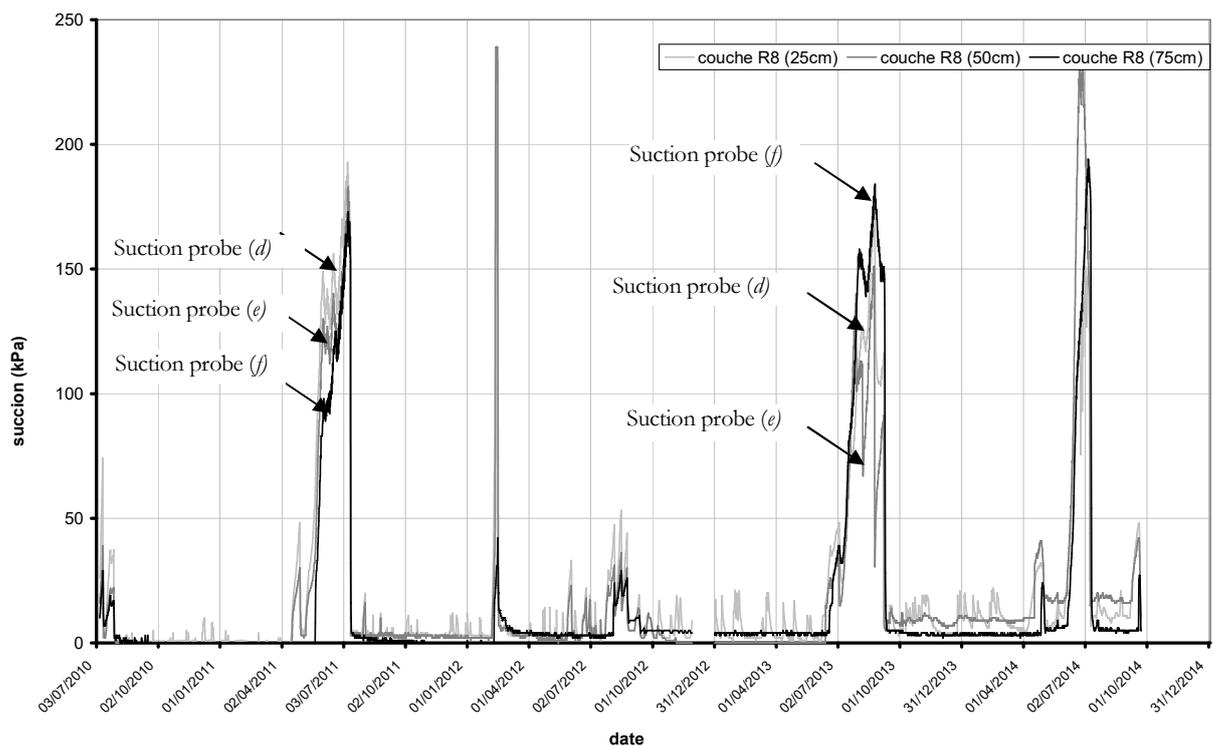


Figure 46 : Evolution des succions en fonction de la profondeur dans le talus (*d*) : 0,25 m ; (*e*) : 0,50 m ; (*f*) : 0,75 m et à la même hauteur par rapport au T.N. (1,80 m) dans la modalité limon traité à 2% de chaux vive.

Le profil de succions horizontal permet de distinguer quelques nuances intéressantes. Observons dans un premier temps les phénomènes les plus marquants des enregistrements des succions.

L'été qui suit l'année de construction, les succions diminuent depuis la surface vers la profondeur.

L'été de la première année de vie, les succions augmentent d'abord en surface (sondes d et e) puis se manifestent dans la sonde la plus profonde lorsque les succions de surface dépassent 100 kPa. L'intensité des succions varie de la façon suivante : $f < e < d$. Cet ordre est assez cohérent avec une évolution du séchage se développant progressivement depuis la surface vers la profondeur du talus.

La deuxième année de vie, l'événement très bref observé au printemps se manifeste également jusqu'à 0,75 m sous la surface. Puis durant l'été les faibles succions observées en surface se retrouvent également en profondeur avec la même forme de signal bien que plus atténué et des valeurs de succion de l'ordre de 25 kPa. Un décalage du début des succions sur la sonde (f) de quelques jours montrant qu'il y a encore un contrôle de la succion avec l'évaporation depuis la surface. L'ordre de la série est la suivante : $f < e < d$ ce qui est là encore cohérent avec une augmentation de la succion cohérente avec la progression du front de séchage avec la profondeur.

La troisième année de vie, l'ordre des succions est modifié : $e < d < f$. Bien que la sonde la plus profonde démarre quelques jours après les sondes de surface, l'intensité de la succion enregistrée est au final plus importante qu'en surface, tant dans les valeurs hautes que dans les valeurs faibles. Il se passe manifestement un phénomène capable de modifier l'ordre logique.

La quatrième année après la construction, l'ordre des succions est $f < d < e$, puis en plein cœur de l'été l'ordre se modifie comme suit : $d < f < e$. La sonde à 0,50 m de profondeur enregistre les succions les plus fortes.

L'observation des succions sur un même horizon en fonction de la profondeur nous montre qu'au cours des deux premières années de vie, les succions s'atténuent logiquement avec la profondeur : le front de séchage se développe du plus intense depuis la surface vers le moins intense en profondeur.

Au bout de la 3^{ème} année de vie du remblai, les succions les plus fortes ne sont plus forcément dans la partie la plus proche de la surface. L'inversion des tendances peut s'expliquer soit par l'apparition de défauts de type « fissures » qui favorisent la pénétration de l'air plus en profondeur, soit par un besoin en eau de la végétation variable selon la profondeur et du développement du réseau racinaire (certaines racines se développent plus en profondeur que d'autres).

Observons maintenant les évolutions des succions pendant le reste de l'année. Tout comme les observations faites en surface de talus, il est très intéressant de constater que l'évolution générale des succions dans le temps montre que les sols sont dans des états hydriques proches de la saturation, la majeure partie de l'année, avec des succions comprises entre 0 et 10 kPa. Pendant ces périodes, les sondes (e) et (f) les plus profondes n'enregistrent pratiquement aucune variation, alors que la sonde (d) de surface enregistre de petites variations certainement représentatives de variations

météorologiques. Au bout de la troisième année, la sonde (e) montre un décalage des valeurs basses, de même que la sonde (d), signe soit d'une désaturation de la sonde ou du sol, soit d'une dérive du capteur, soit encore d'une modification de la raideur du sol. Ceci n'est pas observé sur la sonde (f) qui est la plus enterrée.

On peut donc conclure de l'observation de l'ensemble des sondes de succion de la modalité des limons traités à la chaux, que seuls quelques événements dans l'année arrivent à provoquer un phénomène de séchage qui se caractérise par une augmentation rapide de la succion en l'espace de quelques jours, maintenue sur une durée de 1 à 3 mois. Ces événements coïncident avec les périodes sèches (estivales et plus rarement au printemps).

Les valeurs de succion enregistrées dépassent rarement 250 kPa. Ramenée à des considérations mécaniques, cette valeur peut dépasser la résistance en traction d'un limon traité à la chaux vive (Nguyen, 2015) et est donc susceptible de provoquer de la fissuration par retrait.

Les phénomènes de séchage, bien que très ponctuels dans l'année à Héricourt, sollicitent le matériau sur une période de l'ordre de 1 à 3 mois. L'eau dans le sol est mobilisée par les effets du séchage durant ce laps de temps. Le reste de l'année, le matériau reste dans un état proche de la saturation, état acquis à la construction du remblai.

À l'échelle des 4 années d'observation, il semble que l'ouvrage présente d'abord durant la première année de sa vie, une certaine inertie vis-à-vis des phénomènes extérieurs. Puis, les effets se manifestent proportionnellement à l'intensité des événements extérieurs, qu'ils soient dus à la croissance des végétaux ou aux phénomènes météorologiques, notamment sur la succion.

6. Observation couplée des sondes de teneur en eau et de succion en talus

Le couplage des sondes de teneur en eau et de succion permet de faire un bilan complet dans la modalité de limon traité à 2% de chaux vive, du comportement des sols situés en proche surface du talus et de restituer une courbe de rétention d'eau *in situ*.

Pour faire ce travail il a été au préalable nécessaire de préparer le tableau des mesures à exploiter.

Trois enregistrements de succion et six enregistrements de teneur en eau ont été programmés par jour à des heures différentes sur la centrale d'acquisition à Héricourt (Froumentin, 2012). Il était donc difficile d'associer exactement une valeur de succion à une valeur de teneur en eau. Pour corriger cela, il a été décidé de faire une moyenne des valeurs obtenues sur chaque journée et de faire le couplage sur les valeurs moyennées. Ce travail lisse les particularités que l'on peut observer entre le jour et la nuit mais respecte les tendances globales. Les journées où des teneurs en eau ou des succions seules étaient disponibles, ont été éliminées du tableau final.

La Figure 47 montre les évolutions conjointes de toutes les valeurs obtenues sur les capteurs de teneurs en eau et de succions situés dans le talus au niveau de la couche

de remblai R5, à environ 1,80 m de hauteur par rapport au terrain naturel et enterrés de 0,25 m sous la surface du talus. Les traits s'interrompent lorsqu'il n'y a pas de valeurs.

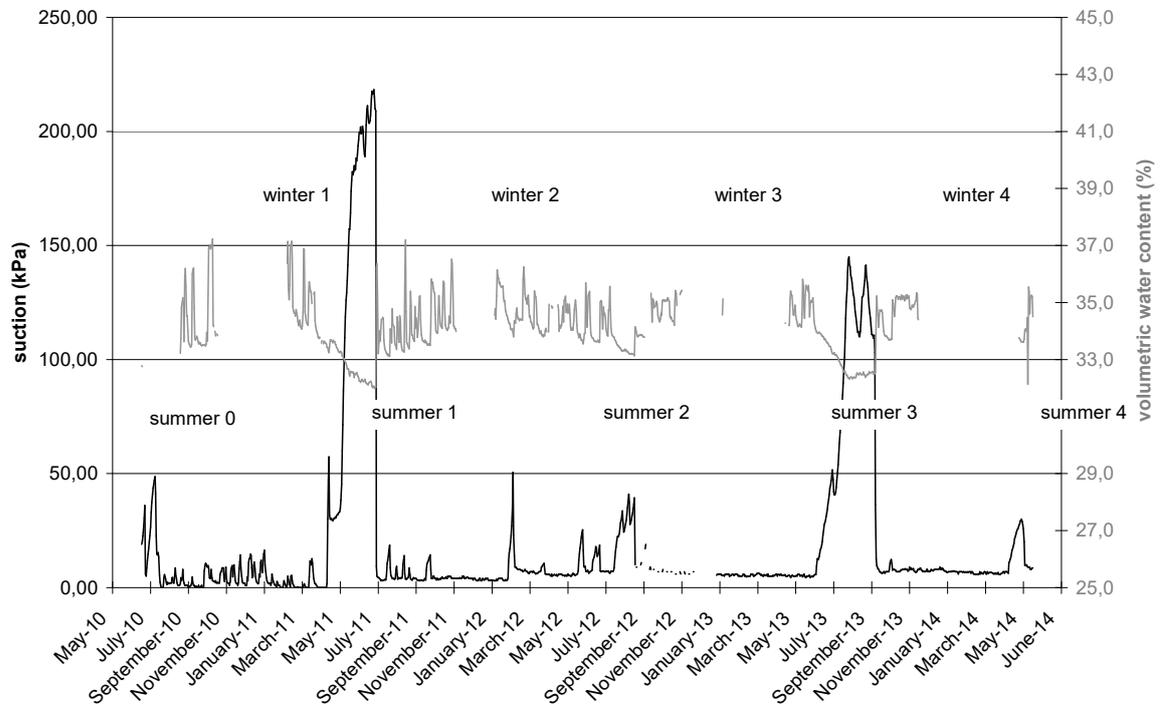


Figure 47 : Suivi simultané sur 4 années, des teneurs en eau volumiques et des succions dans un limon traité à 2% de chaux vive.

On retrouve sur ce graphique les principales conclusions déjà évoquées :

- En période estivale, on constate une forte diminution des teneurs en eau en lien avec une augmentation brusque de la succion dès lors que certaines valeurs sont atteintes ; à Héricourt, cette période est limitée dans le temps à 2-3 mois ;
- Le reste de l'année, les teneurs en eau fluctuent avec une augmentation en hiver, sans modification de la succion : les teneurs en eau volumiques augmentent en lien avec la pluviométrie et probablement une modification du volume du sol avec un gonflement significatif.

En reliant les valeurs moyennées à la journée des teneurs en eau volumique et des succions, on obtient le graphique de la Figure 48, la Figure 49 et la Figure 50. Ces graphiques peuvent être assimilés à des courbes de rétention d'eau *in situ*.

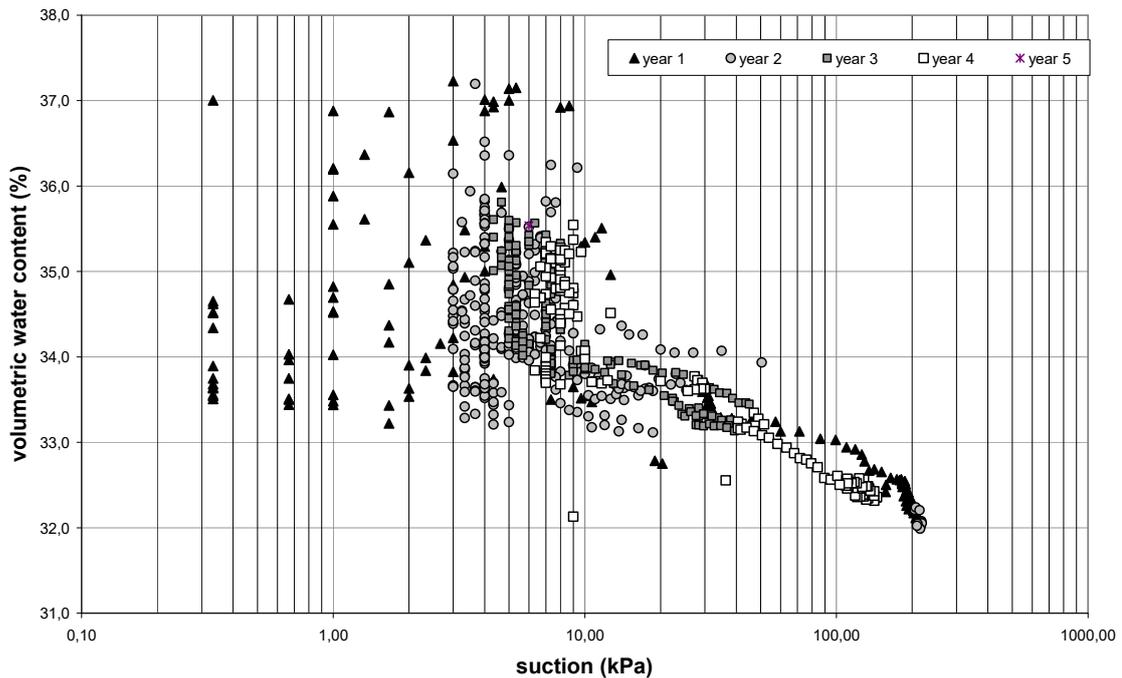


Figure 48 : Couplage des valeurs moyennes journalières de teneur en eau volumique et de succion obtenues sur le limon traité à 2% de chaux, à 0,25 m de profondeur sous la surface du talus et à environ 1,80 m de hauteur par rapport au terrain naturel.

On peut dans un premier temps distinguer deux groupes de mesures représentatif de comportement différents *in situ* : celles pour les valeurs de succions faibles et inférieures à 10 kPa et celles pour des valeurs de succion supérieures à 10 kPa

L'augmentation des succions au-delà de 10 kPa est significative dès que les teneurs en eau volumiques deviennent inférieures à 34%. Cette observation se répète au cours des quatre années, avec de petites variations sur la valeur de teneur en eau seuil.

Pour les teneurs en eau supérieures à 34%, les couples teneurs en eau-suction oscillent dans une zone représentative de l'état quasi-saturé du sol. Précisons qu'au moment de la mise en œuvre, la teneur en eau volumique était de 38%, valeur très proche de la teneur en eau volumique à saturation évaluée à $\theta=40\%$ (Wang, 2016).

La Figure 48 représente les couples de valeurs dans un graphique adapté à l'échelle des données mesurées. Ces mêmes valeurs ont été reportées dans un graphique avec des échelles incluant des valeurs plus fréquemment rencontrées en gammes de succion (Figure 49 et Figure 50). Y sont également représentées la courbe de rétention d'eau du limon traité à 2% de chaux obtenue en laboratoire dans le cadre du travail de Wang (2016) et la courbe de calage obtenue par la méthode de Fredlung et Xing (1994).

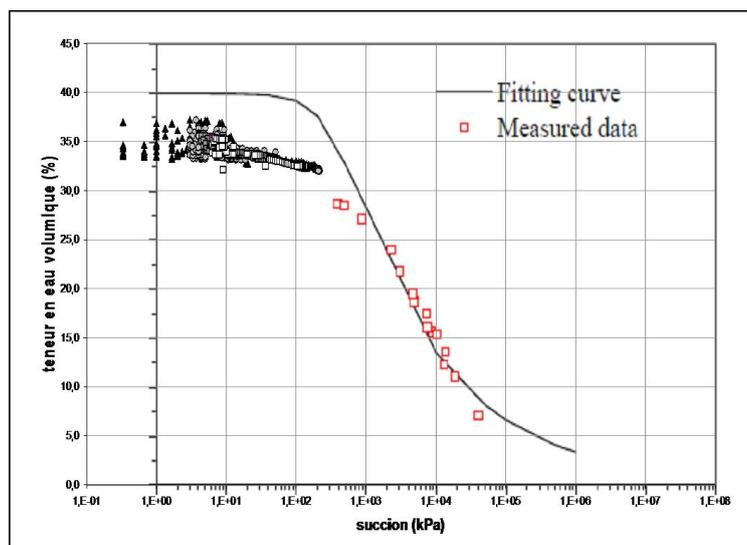


Figure 49 : Courbe de rétention d'eau in situ du limon traité à 2 % de chaux vive mesurées par Wang (2016) en laboratoire, et la courbe de calage selon Fredlung et Xing (1994). Les points en gris et noir résultent du couplage des moyennes journalières des succions et des teneurs en eau volumiques obtenues sur les sondes dans le remblai de Héricourt (couche R5).

Il est très intéressant d'observer sur la Figure 49 que les teneurs en eau dans le remblai fluctuent entre 32 et 39%. Dans le même temps, les succions oscillent entre 0 et 250 kPa. La Figure 49 est superposée à la courbe de rétention d'eau obtenue sur le même matériau en laboratoire. La courbe noire (*fitting curve*) correspond à la courbe théorique obtenue par calage des paramètres m et n de Van Genuchten (Fredlung et Xing, 1994).

Cette figure montre qu'après 4 années de vie de l'ouvrage dans l'environnement météorologique de Héricourt, le limon traité à la chaux reste globalement dans des états hydriques saturés. L'hystérésis des teneurs en eau se manifeste essentiellement pour les plages de teneurs en eau du domaine quasi-saturé avec des succions très faibles comprises entre 0 et 10 kPa (plage d'incertitude de la mesure pour les capteurs utilisés).

L'augmentation des succions concomitantes à la diminution des teneurs en eau ne s'observe que très ponctuellement dans l'année, sur un laps de temps de moins de 3 mois. Durant ce délai, les succions augmentent très rapidement et les teneurs en eau chutent tout aussi brutalement. Malgré cela, les valeurs ne descendent pas nettement en dessous du point d'entrée d'air du matériau (valeur critique de la phase de désaturation) et que l'on peut estimer d'après le travail de Wang (2016), aux alentours de 32 ou 33 % de teneur en eau volumique. Tant que la teneur en eau ne descend pas en-dessous de cette valeur, la succion n'augmente pas significativement au-delà de 250 kPa.

Les observations montrent également que les pics de succion en été (ou au printemps) sont suffisants pour solliciter mécaniquement les sols à des valeurs supérieures à 200 kPa jusqu'à 0,50 m voire 0,75 m de profondeur.

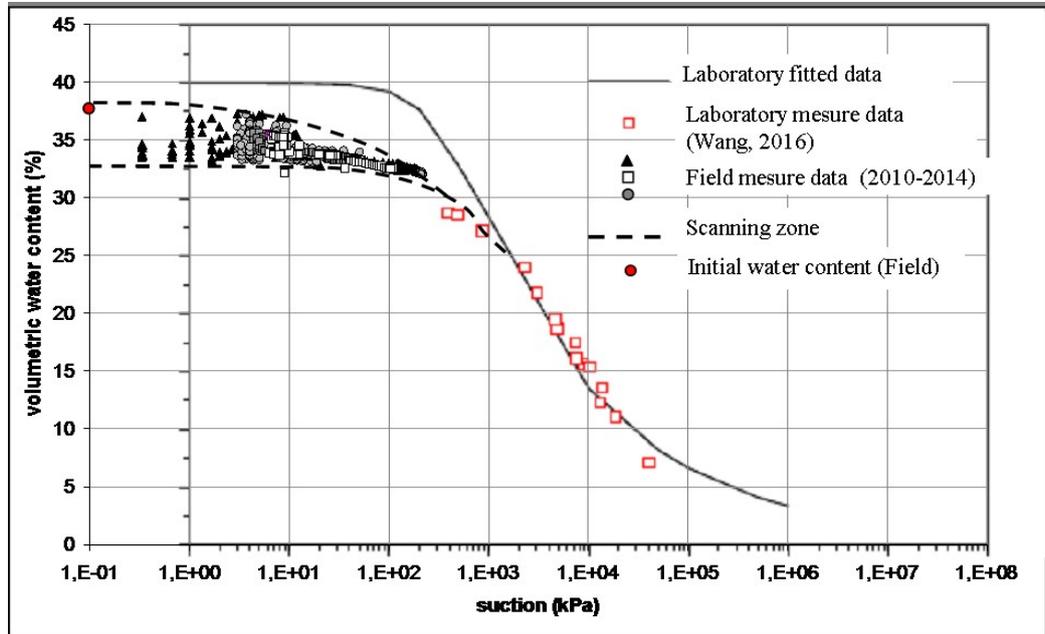


Figure 50 : Courbe de rétention d'eau et matérialisation de la zone d'hystérésis

La Figure 50 représente la zone d'hystérésis qui finalement se manifeste essentiellement dans les basses succions et fortes teneurs en eau, contrairement à ce qui est souvent observé en laboratoire. Au séchage, *in situ*, le matériau adopte un comportement linéaire presque réversible à l'échelle de ces quatre années sans manifester d'hystérésis excessif.

Cela signifie que le matériau traité à la chaux vive reste dans un état quasi saturé dans l'environnement météorologique de Héricourt. Les contraintes météorologiques extérieures ne sont pas suffisamment élevées pour entraîner un séchage fort du matériau.

C. Bilan de l'instrumentation sur la modalité en limon traité à 2% de chaux en remblai

La variation des teneurs en eau et des succions enregistrées dans le sol nous enseigne dans un premier temps que le remblai vit au rythme des saisons avec des particularités qui se manifestent parties d'ouvrage par parties d'ouvrage.

Quatre années d'enregistrement permettent d'ébaucher quelques conclusions en matière de vieillissement des ouvrages en terre. Le suivi des capteurs sur de plus

longues périodes permettrait de mieux appréhender la durabilité des ouvrages en lien avec leur environnement et permettrait d'apporter des clés de compréhension valables pour tout ce qui conduit à l'adaptation des ouvrages au changement climatique en garantissant leur durabilité.

La forme générale des enregistrements de teneur en eau et de succion, que l'on retrouve quelle que soit la modalité de traitement (limon chaud, limon ciment, argile chaud et argile chaud ciment), est caractérisée par une évolution cyclique avec une augmentation des teneurs en eau durant les période humides (hiver) d'octobre à mai puis une diminution durant les périodes sèches (été) de juin à septembre.

Dans le même temps, les succions observées sont proches de zéro la majeure partie de l'année. Elles ne commencent à se développer brutalement et intensément qu'en période sèche sur les périodes comprises entre juin et septembre. D'autres pics de succion peuvent être relevés au printemps.

L'analyse conjointe des teneurs en eau et des succions sur la modalité de traitement du limon à 2% de chaux vive a permis d'établir une courbe de rétention d'eau in situ (Figure 48 et Figure 49) qui montre à l'évidence que l'on est loin des simulations traditionnelles de séchage en laboratoire.

Les conséquences de ces observations sont que :

- Les sollicitations en séchage sont faibles à modérées dans le secteur géographique de Héricourt : il est fort probable que la météorologie spécifique du site en soit responsable ;
- Les succions étant plutôt limitées, il en résulte que le matériau reste saturé la majeure partie de l'année et que le risque de fissuration en profondeur est limité ;
- l'environnement météorologique de Héricourt n'est pas suffisamment contraignant pour générer un assèchement fort du limon traité à la chaux ; le mécanisme de séchage tel qu'il a été observé draine le sol jusqu'à atteindre une teneur en eau proche de la valeur du point d'entrée d'air sans toutefois la dépasser ; puis le sol se ré-humidifie avec un retour à la quasi saturation et des valeurs de teneurs en eau volumique très élevées ; ceci caractérise le cycle d'humidification-séchage en talus à Héricourt pour le limon traité à 2% de chaux de vive.
- Le degré de saturation qui se maintient toute l'année peut avoir un effet bénéfique sur la physico-chimie du limon traité à la chaux : le maintien d'une certaine humidité favorise le développement des phases cimentaires (Leroux, 1969 ; Lasledj, 2009) et évite de carbonater la chaux vive (Deneele et al., 2013).

Les travaux menés par Stolz et al. (2013) sur l'argile traitée à la chaux subissant des cycles d'humidification-séchage imposés par la méthode des membranes osmotiques montraient les résultats suivants (Figure 51) :

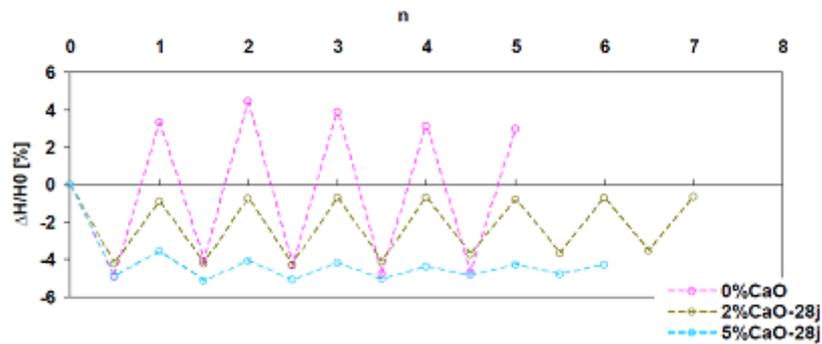


Figure 51 : Influence de sollicitations hydriques cycliques sur le comportement de l'argile d'Héricourt traitée ou non (Stolz et al., 2013). Le graphique représente l'amplitude des variations de hauteur de l'éprouvette ($\Delta H/H_0$) en fonction du nombre de cycle imposés (n).

Ces essais reproduisent par variation de succion les mécanismes de séchage et d'humidification. Entre 5 et 7 cycles sont imposés aux éprouvettes traitées à 0 ; 2 et 5% de chaux vive. Le cycle hydrique était conduit pour générer des succions comprises entre 0 et 8 MPa⁹. Avec ces contraintes, les auteurs concluaient que « les cycles hydriques agressifs conduisent à une diminution pratiquement complète des effets du traitement ce qui montre l'importance de l'amplitude de la sollicitation pour la prise en compte de la durabilité des matériaux traités. Cette étude montre que les propriétés d'un sol traité à la chaux sont susceptibles d'évoluer au cours du temps notamment si le sol est soumis à des cycles hydriques. »

Les succions observées à 0,25 m sous la surface du talus en limon chaux de Héricourt n'atteignent jamais des valeurs aussi fortes au cours des 4 années d'observation. Cela signifie que l'environnement ne sollicite pas autant le sol (du moins à Héricourt) et que les conditions d'évaporation sont moins élevées que celles reproduites en laboratoire.

La connaissance du climat local est donc une donnée importante pour évaluer la durabilité du traitement dans son contexte, et établir des essais prédictifs du comportement dans le temps (essais de vieillissement accéléré). Ceci doit se traduire par une caractérisation des amplitudes de séchage des sols reproduisant au mieux des

⁹ Soit respectivement une humidité relative (équivalente) de 98 % et 93 %

conditions d'environnement du site étudié. La carte de la Figure 55 présentée dans le paragraphe suivant, est un premier essai pour aller dans ce sens et caractériser l'environnement météorologique. L'observation des données de sol rapportées à ces zones climatiques permet de proposer des conditions de laboratoire représentatives.

Héricourt étant situé dans un secteur climatique peu contraignant, l'environnement météorologique équivalent pour reproduire des conditions de laboratoire, pourrait se baser sur des variations de succions comprises entre 0 et 300 kPa.

Les conditions reproduites par Stolz et al. (2013) peuvent s'envisager pour des ouvrages situés en secteur climatique plus contraignants.

III. Essai de cartographie des environnements hydriques

A. Synthèse des sites instrumentés existants

Une revue documentaire (voir en annexe 1) a été menée sur des sites instrumentés afin de tirer des enseignements en matière d'interaction sol-atmosphère utile dans l'analyse de la durabilité.

Il ressort de ce travail que la localisation géographique de l'ouvrage a une importance sur la caractérisation de l'environnement en terme d'intensité des interactions sol/atmosphère. Ainsi, une digue située en Angleterre n'est pas dans le même environnement climatique qu'une digue située en Italie.

En Angleterre, l'environnement météorologique semble avoir autant d'impact qu'à Héricourt sur les succions mesurées (Smethurst et al. 2012, Glendinning et al. 2014, Stirling et al., 2017). L'environnement en Italie a nettement plus d'impact (Bordoni et al., 2017). Ces impacts se résument aux points suivants :

- Dans les secteurs de faible sollicitation environnementale (Angleterre, Héricourt) :
 - Un seul cycle de période sèche alternant une période humide est constaté dans l'année ;
 - Les durées des périodes sèches sont de l'ordre de 3 mois ;
 - Les succions ne dépassent guère 300 kPa ;
- Dans les secteurs de forte sollicitation environnementale (Italie) :
 - Les surfaces des sols ont un comportement alternant des périodes sèches et humides plus nombreuses dans l'année que les zones profondes.
 - Les durées des périodes sèches sont de l'ordre de 6 à 9 mois ;
 - Les succions peuvent atteindre 1100 kPa ;

Il semble donc possible de distinguer des secteurs géographiques d'égale intensité par rapport aux phénomènes atmosphériques. Les observations faites sur les ouvrages en

vraie grandeur montrent que les teneurs en eau fluctuent de manière cyclique avec les périodes sèches et humides et que la succion se manifeste lorsque la réserve utile en eau diminue en dessous d'un certain seuil.

L'intensité des phénomènes climatiques se répercute de manière variable en profondeur : des phénomènes de sécheresse de faible durée ont moins d'effets en profondeur et plus d'effet sur la surface des sols ; à l'inverse des phénomènes de sécheresse de longue durée auront des impacts en profondeur ce qui permet de confirmer la notion de zonage dans la digue. On peut à la limite prédire pour chaque zone, en fonction de la zone climatique concernée, l'intensité des environnements auquel ces parties d'ouvrages seront soumis.

Par exemple, un cœur de digue en zone tempérée humide (Angleterre, Héricourt) restera majoritairement humide alors que la frange de sol superficielle sera sujette à dessiccation et ré-humidification au moins une voire deux fois dans une année sous les climats actuels.

En zone climatique méditerranéenne, comme par exemple en Italie, un cœur de digue sera affecté par, *a priori*, un cycle de dessiccation et humidification dans l'année, avec développement de succions sur de longues durées et de forte intensité. La frange de sol superficielle sera sujette à des alternances plus nombreuses dans l'année de dessiccation et humidification, de courte durée et d'intensité élevée.

Il ressort aussi des observations de données de monitoring que ce n'est pas la pluviométrie qui est l'élément majeur à connaître pour dresser une carte des environnements. Il est plutôt important de connaître la réserve utile en eau dans le sol car il y a une coïncidence forte entre période de forte sollicitation hydrique et période de développement de la végétation.

Or la réserve utile dépend du bilan hydrique établi par différence entre le déficit en eau causé par l'évapotranspiration et l'entrée d'eau dans le sol par infiltration à partir de la pluviométrie (Smethurst et al., 2012). La réserve utile en eau ou le déficit en eau peut s'évaluer par des calculs d'évapotranspiration et d'infiltration (Hemmati, 2009 ; Smethurst et al. ; 2012). Mais il faut pour cela disposer de données météorologiques nombreuses et difficiles à établir.

Les recherches menées sur les routes en France (Sylvestre, 1986 ; Raimbault, 1986 ; Balay et al., 1998) ont permis de montrer que l'on pouvait utiliser des données issues des indicateurs de Thornthwaite (Sétra, 2006).

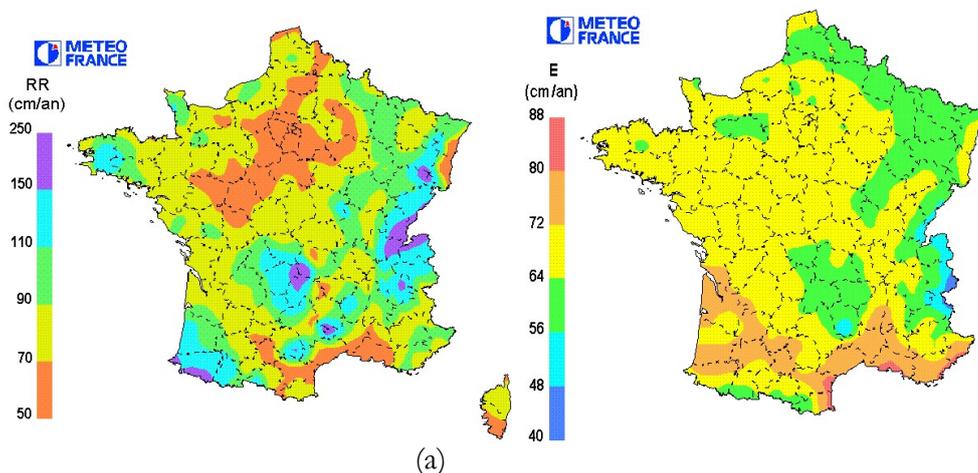
C'est pourquoi lors de la rédaction du guide Drainage Routier (Sétra, 2006), une réflexion spécifique sur l'environnement hydrique a été conduite en collaboration avec Météo France. De cette réflexion sont sorties plusieurs cartes permettant d'évaluer la vulnérabilité des infrastructures routières par rapport à l'humidité environnante que nous proposons d'adapter pour les analyses de durabilité des digues.

Nous sommes parties de ces cartes pour évaluer la vulnérabilité des digues vis-à-vis des mécanismes de dégradation par la sécheresse, en fonction de leur localisation géographique

B. Cartographie des indices de Thornthwaite en France

La Figure 52 (a) est une image sur la période 1976-1995, de la diversité des environnements par rapport aux précipitations moyennes annuelles. Localement, la pluviométrie varie en France entre 50 et 70 cm d'eau/an à plus de 150 cm/an. La Figure 52 (b) illustre sur la même période les zones d'évapotranspiration potentielle qui vont, pour les zones les moins évaporantes, de 40 à 48 cm d'eau par an à plus de 80 cm d'eau par an.

Comme toutes les informations portent sur des moyennes annuelles, ces cartes ne permettent pas de distinguer les nuances liées par exemple à la période estivale ou à la période hivernale qui peuvent générer ponctuellement des écarts d'humidité qui ont, comme on l'a vu précédemment, des répercussions importantes sur le sol. C'est pour cette raison que déjà à l'époque de la rédaction du guide drainage routier, un travail spécifique a été mené avec Météo France pour définir des critères permettant d'évaluer l'humidité des sols. Ce sont les indices de Thornthwaite qui ont été jugés les plus pertinents pour cela.



(a)
Figure 52 : Moyennes (a) des précipitations annuelles RR et (b) de l'évapotranspiration potentielle annuelle E entre 1976 et 1995 (Sétra, 2006)

Le Sétra (2006) propose ainsi de retenir en premier lieu, la carte des Indices d'Humidité (IHU) (Figure 53). L'Indice d'Humidité tel que le calcule Thornthwaite (1948) aide à la compréhension du climat régional. Il se calcule de la façon suivante :

$$\text{Équation 1 : } \text{IHU} = 100 \times \left(\frac{S - 0,6 \times D}{E} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \sum_1^{12} \text{ excédents mensuels, } s \quad s = \text{RR} - \text{ETP si } \text{RR} > \text{ETP, sinon } s = 0, \\ D = \sum_1^{12} \text{ déficits mensuels, } d \quad d = \text{ETP} - \text{RR si } \text{ETP} > \text{RR, sinon } d = 0 \end{array} \right. \quad (\text{b})$$

et

E = Evapotranspiration potentielle moyenne annuelle

RR = pluviométrie moyenne annuelle

Le calcul de Thornthwaite a ceci d'intéressant qu'il permet d'appréhender le bilan hydrique au sol, en évaluant les quantités d'eau qui arrivent au sol et en retranchant les quantités d'eau qui en échappent. Ce bilan autorise ainsi une représentation des interactions sol-atmosphère et peut aider à évaluer les effets du climat sur la quantité d'eau disponible à la surface du sol pouvant s'infiltrer. Il néglige cependant le ruissellement éventuel ce qui limite la représentativité du bilan.

D'autres méthodes se basant sur des calculs d'évapotranspiration réelle (Bordoni et al, 2017 ; Smethurst et al, 2012 ; An et al, 2016), souvent complexes à réaliser, nécessitant des données atmosphériques disponibles seulement sur certaines stations météorologiques, ont le mérite d'affiner et d'améliorer la prévision à l'échelle d'un site voire d'un ouvrage.

Thornthwaite (1948) distingue 6 types de climats sur la base de l'IHU. Lorsque l'IHU est supérieur à 0, le climat peut être hyper-humide, humide ou subhumide. Lorsque l'IHU est inférieur à 0, le climat peut être subaride, semi-aride ou aride. L'introduction de l'IHU dans le guide Drainage Routier (Sétra, 2006) a permis de mettre en lumière le caractère généralement « humide » des sols sur le territoire métropolitain pour la période considérée.

Les zones en vert sur la Figure 53 sont globalement « humides », les zones violettes « humide avec un fort excédent d'eau » et les zones orange en « déficit d'eau ».

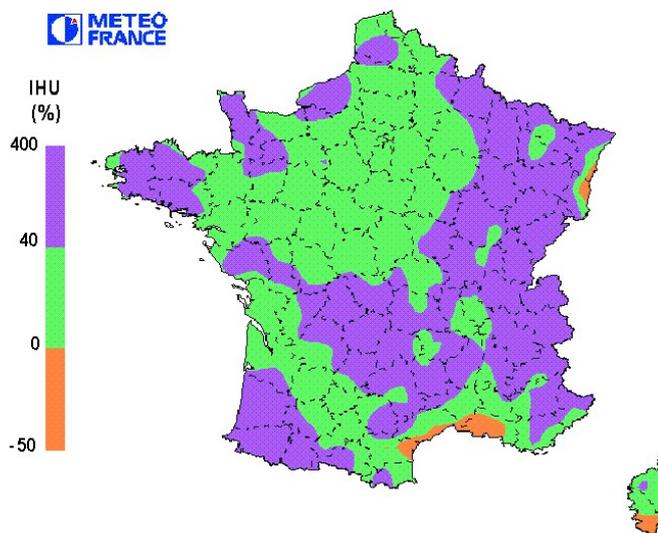


Figure 53 : Carte des Indices d'humidité IHU moyens établis par synthèse des données de Météo France entre 1976 et 1995. IHU < 0 : zone climatique sèche, 0 < IHU < 40 : zone climatique humide, IHU > 40 : zone climatique très humide (Sétra, 2006).

Cependant l'IHU ne permet pas de caractériser à lui tout seul, les effets du climat sur le sol. L'amplitude des variations d'humidité au sol, comme nous l'avons vu sur l'analyse des sites instrumentés, est également un paramètre important pour apprécier la quantité d'eau disponible au sol. Pour cela, on peut introduire les rapports d'humidité (Rh) et d'aridité (Ra) définis par Thornthwaite, qui caractérisent l'amplitude de variation d'humidité entre les périodes sèches et les périodes humides.

Ces rapports sont établis comme suit :

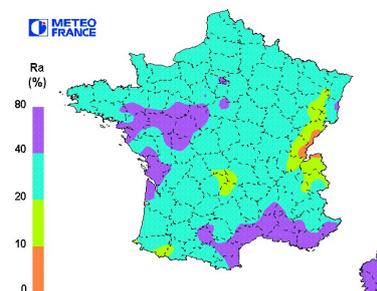
$$\text{Rapport d'humidité : } Rh = 100 \times \frac{S}{E}$$

$$\text{Rapport d'aridité : } Ra = 100 \times \frac{D}{E}$$

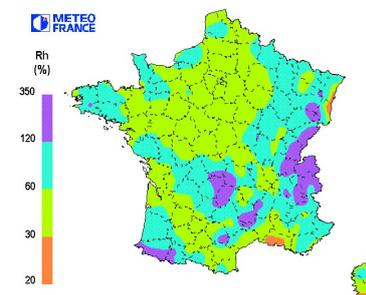
Les rapports d'aridité Ra et d'humidité Rh renseignent sur la répartition de l'humidité au cours du cycle annuel respectivement dans les zones humides (IHU > 0) et dans les zones sèches (IHU < 0). Ces données ont été cartographiées par Météo France pour toute la France (Figure 54) moyennés sur la période 1976 - 1995 (20 ans).

Avec les seuils choisis par Thornthwaite, la répartition de l'humidité entre l'été et l'hiver est caractérisée par les classes V1, V2 et V3 pour chacun des climats secs et humides. Une classe V0 a été ajoutée ici pour des déficits particulièrement importants.

(a)	Si IHU > 0	Ra
V0	Proposition nouvelle	> 40
V1	déficit important en été	> 20
V2	déficit modéré en été	10 à 20
V3	peu ou pas de déficit en été	0 à 10



(b)	Si IHU < 0	Rh
V1	excédent important en hiver	> 33,3
V2	excédent modéré en hiver	16,7 à 33,3*
V3	peu ou pas d'excédent d'eau	0 à 16,7



*la valeur de 33,3 a été arrondie à 30 sur la carte et celle de 16,7 à 20

Figure 54 : Localisation des zones d'écart hydrique important entre l'été et l'hiver caractérisé (a) par un déficit d'eau en été dans des zones initialement humides ; (b) par un excédent d'eau en hiver dans des zones initialement sèches.

Les régions en violet sur ces deux cartes sont les zones géographiques les plus impactées par des variations d'humidité importantes dans l'année : les écarts d'humidité entre l'été et l'hiver sont très prononcés, dans un contexte globalement humide en moyenne, à l'exception du Sud de la région PACA, du Sud de la Corse et une partie de l'Alsace où la situation climatique est plutôt considérée comme sèche.

En zone d'IHU > 0, le sol reste humide la majeure partie de l'année et de très faibles variations d'humidité interviennent majoritairement en période hivernale. Il est donc possible de distinguer grâce à l'analyse du rapport d'aridité, des zones géographiques sur le territoire où on constate des déficits d'eau en été. Moyennant des vérifications encore à mener, cela pourrait signifier que le sol est globalement saturé une bonne partie de l'année, avec des succions quasi nulles la majeure partie du temps, et qu'il se dessèche en été, en générant des pics de succion proportionnels à l'intensité de l'épisode de sécheresse.

À l'inverse, dans les zones d'IHU < 0, le sol est plutôt en déficit hydrique la majeure partie de l'année et les changements d'humidité vont se manifester par une accentuation des excédents en hiver. Toujours sous réserve de vérification, cela pourrait signifier que le sol est globalement non saturé la majeure partie de l'année, avec probablement des succions non négligeables, qui tendent à s'annuler lors de la période hivernale.

Ces changements dans l'humidité des sols constituent un facteur d'influence majeure sur le comportement global de l'ouvrage : ces variations vont favoriser les effets de succions au sein de l'ouvrage et de variations d'états hydriques. Ces phénomènes sont susceptibles d'accélérer des dégradations par rapport à des régions où ces variations de teneurs en eau n'existent pas.

Il semblait donc important de mettre en évidence sur une carte, les informations combinées des rapports d'aridité et d'humidité relatives à chaque zone d'égale IHU telle que nous l'avons réalisé sur la Figure 55. Cette présentation cartographique permet de visualiser immédiatement les territoires ayant les plus forts et les plus faibles écarts hydriques entre période sèche et période humide.

La Figure 55 a été établie à partir d'une synthèse cartographique combinant les zones de même valeur V au sens de Thornthwaite, les V1 des zones Ra et Rh ensemble, les V2 ensemble, les V3 ensemble, respectivement sur chacun des secteurs d'IHU >0 et <0.

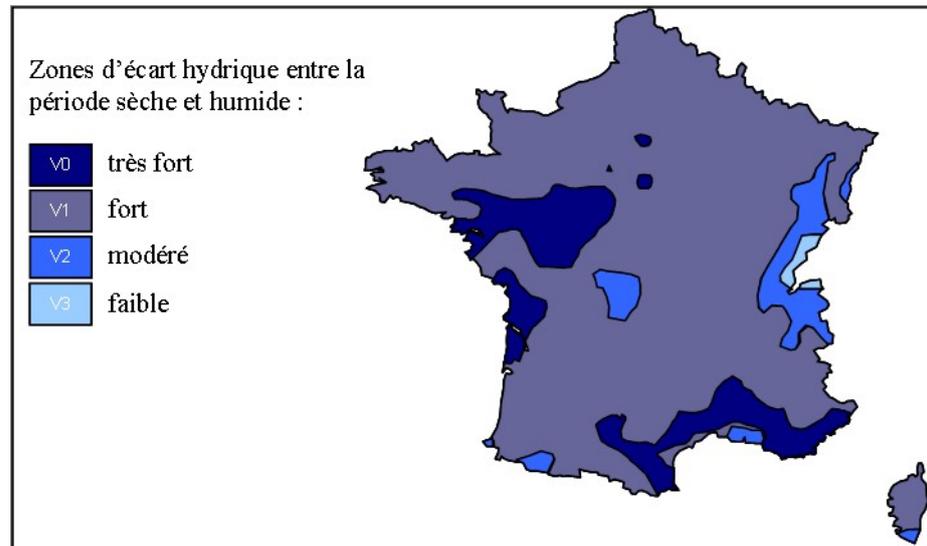


Figure 55 : Synthèse entre IHU, Ra et Rh (entre 1976 et 1995), présentant les zones géographiques ayant des écarts hydriques entre l'été et l'hiver, en moyenne : très forts (V0), forts (V1), modérés (V2) et faibles (V3).

Il ressort de l'analyse de cette carte, que le territoire est caractérisé par :

- De très fortes variations d'humidité (V0) entre l'été et l'hiver, dans la région PACA, les régions de Loire Atlantique et de petits secteurs parisiens et en façade atlantique.
- Une variation d'humidité forte à modérée (V1 et V2) entre l'été et l'hiver, marquée pour l'essentiel par des déficits d'eau en été sur la très grande partie du territoire ;
- Une variation d'humidité modérée à faible (V2 et V3) dans les secteurs montagneux du Jura, des Alpes, un peu du Massif Central et des Pyrénées.

Le remblai de Héricourt se situe dans la zone V2, d'écart hydrique modéré ce qui confirme les analyses des données de sol : les différences entre l'été et l'hiver n'imposent a priori pas de conditions de déficit hydrique sévère au matériau.

Le remblai de Rouen, caractérisé par An et al. (2016) est situé dans la zone V1. Les teneurs en eau sont plus faibles qu'à Héricourt pour le même type de matériau, et peuvent être caractéristique d'un secteur géographique présentant des écarts hydriques plus élevés entre la période hivernale et la période estivale.

Le travail à mener pour les années à venir consisterait à améliorer la carte localisant les secteurs de même sollicitation météorologique de manière à pouvoir étudier au mieux les effets de ces sollicitations sur les matériaux choisis et définir des sollicitations environnementales types pour les études en laboratoires telles que des essais d'accélération des effets du temps. Pour cela, seul des retours d'expérience sur terrain permettront d'enrichir la connaissance théorique initiale, et des

instrumentations de site seront nécessaires pour évaluer correctement les interactions sol-climat à l'instar des travaux déjà réalisés par exemple au Royaume-Uni.

Cette démarche sera d'autant plus intéressante qu'elle permettra d'anticiper sur les effets du changement climatique.

IV. Enseignements tirés d'une digue ancienne (La Ville-aux-Dames)

L'analyse de la durabilité doit se confronter à l'analyse d'ouvrages anciens qui permettent seuls d'avoir une idée précise des impacts d'un environnement donné sur les propriétés des matériaux.

Dans le cadre de ce travail, il a été possible d'accéder à un dossier de diagnostic géotechnique complet, grâce au partenariat avec le Cerema et l'accord de la DREAL Centre-Val-de-Loire et Fugro autorisant l'utilisation des données géotechniques acquis pour les besoins du diagnostic de la digue de La Ville-aux-Dames (37).

Ces données ont été utilisées pour tirer des enseignements sur la durabilité des digues, sachant que l'ouvrage en question est très ancien, probablement plus de 500 années d'existence, et non pas pour évaluer la stabilité de l'ouvrage.

A. Description de la digue de La Ville-aux-Dames et de ses constituants

La digue de La Ville-aux-Dames correspond à un linéaire d'environ 2 850 m, occupée par la route départementale RD751 (Figure 56). Elle a été étudiée en 2014 suite aux études de dangers réalisées sur le système d'endiguement de la Loire (DREAL Centre-Val de Loire, 2012). La digue a fait l'objet d'un diagnostic approfondi pour aider à définir les besoins de confortement (Fugro, 2014). Cette digue protège le val de Tours, et est de classe A¹⁰.

La digue se situe plus précisément sur une partie de la levée de Tours Loire Amont (TLA), à cheval entre les communes de La Ville-aux-Dames et Montlouis-sur-Loire.

¹⁰ Population protégée par la digue supérieure ou égale à 50 000 habitants et hauteur > 1 m



Figure 56 : Localisation de la digue de La Ville-aux-Dames (flèche bleue)

Les éléments analysés ici mettent en évidence des hétérogénéités que l'on peut qualifier d'anomalies. Ces hétérogénéités sont probablement à mettre en lien avec l'âge de la levée, son histoire et le comportement des sols en fonction de leur environnement climatique.

La Figure 57 est un extrait du rapport Fugro et détaille la composition de l'ouvrage et la géologie du sol de fondation sur une coupe et en profil en long.

La digue sensu stricto est composée de deux couches superposées selon le modèle des digues historiques de Loire. Le Corps de Digue (CD) forme la partie d'ouvrage la plus ancienne. Il repose directement sur le sol support. Cette couche est surmontée d'un Remblai (R) plus récent mais composé globalement du même matériau.

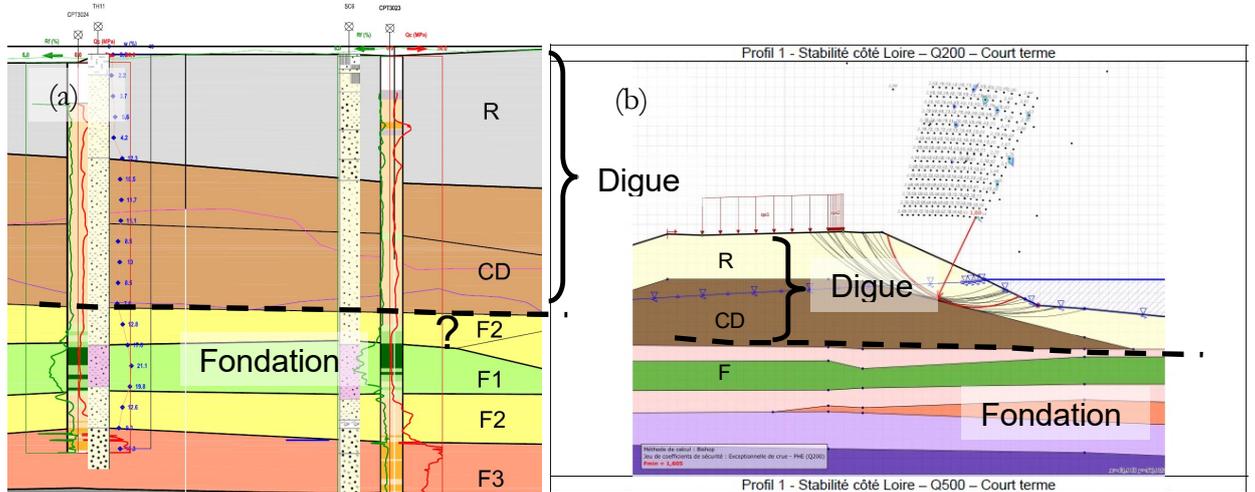


Figure 57 : Représentation du modèle géotechnique pris en compte pour les digues historiques de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014). (a) Extrait du profil en long. (b) Exemple de coupe utilisée pour l'analyse de stabilité à l'aide du logiciel Talren©

La fondation est formée par les matériaux que l'on retrouve dans la géologie de cette région à savoir des formations alluvionnaires (F1 à F3), et plus profondément le Tuffeau et Tuffeau altéré.

La campagne de sondages au pénétromètre statique réalisée par Fugro (Fugro, 2014) a permis d'établir l'analyse statistique des valeurs de résistance de pointe q_t et de frottement latéral f_s mesurées lors du fonçage. Ces valeurs statistiques, comparées aux abaques de Robertson, ont permis d'identifier les grandes familles de matériaux rencontrés et ont servi de base pour le modèle géotechnique.

La nature des matériaux qui composent la digue a été précisée au moyen des échantillons prélevés par sondages. Ces sondages ont été implantés en fonction des observations indirectes issues des campagnes de géophysique et de pénétromètre statique. Une synthèse des résultats de sols présentant les formations de Remblai et du Corps de Digue est présentée dans le Tableau 11.

Les essais de laboratoire utilisés pour classer les sols constitutifs des digues sont les suivants :

- des analyses granulométriques (NF P94-056) complétées par des sédimentométries pour les sols fins (NF P94-057) ;
- des valeurs de bleu des sols (NF P94-068) ou des limites d'Atterberg (NF P94-051 et NF P94-052-1) pour évaluer l'argilosité ou la plasticité des sols ;
- des teneurs en eau naturelles mesurées à l'étuve (NF P94-050).

L'interprétation des classes de sols présentes, est faite selon la norme NF P11-300 (ou classification GTR).

Tableau 11. Identification des matériaux de digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014)

	Essais réalisés	Formation R	Formation CD
Essai de sol	Teneur en eau naturelle w_n (%)	2,2 à 13,7	4,1 à 14,5
	VBS (g bleu/100g de sol sec)	0,6 - 0,9	0,05 à 1,0
	Passant à 80 μm (%)	17 - 29	1 à 25
	Passant à 2 mm (%)	8 - 8	67 à 100
In situ	Résistance de pointe q_t (MPa)	2 à 30 (moyenne = 8,9)	1,5 à 10 (moyenne = 3,5)
	Rapport de frottement R_f (%)	0,5 à 2 (moyenne = 1,2)	0,5 - 5 (moyenne = 1,2)
	Classification GTR / NF P11-300	B5	D1 - B1 - B5
	Description du sol	Sable silteux	Sables et sables silteux

Les essais de laboratoire utilisés pour évaluer la stabilité mécanique à la rupture ont été réalisés sur des échantillons carottés sous gaine PVC et sont :

- Des mesures de masses volumiques apparentes humides (sur le sol NF P94-053) mesurées à la trousse coupante complétées par celles sur les particules solides (NF P94-054) ;
- Des valeurs de cohésion effective et d'angle de frottement effectif déduits d'essais triaxiaux CD (NF P94-074).

Les résultats de ces essais sont récapitulés dans le Tableau 12.

Tableau 12. Masses volumiques et résultat d'essais triaxiaux sur la digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014)

	Essais réalisés	Formation R	Formation CD
Essais mécanique	Cohésion drainée c' (kPa)	-	0
	Frottement drainé ϕ' (°)	-	32 à 37
	essai non drainé	-	-
Essai de sol	Masse volumique humide ρ_h (t/m ³)	-	2,13 – 1,57 – 1,51
	Masse volumique sèche ρ_d (t/m ³)	-	1,91 - 1,47 – 1,40
	Masse volumique des particules ρ_s (t/m ³)	-	2,68

Les résultats d'essais ont été synthétisés pour tirer des valeurs caractéristiques utilisés ensuite pour le calcul numérique de stabilité de la digue à la crue et à la décrue, comme demandé dans le cadre du diagnostic géotechnique. Les valeurs caractéristiques sont récapitulées sur la Figure 58. Ces valeurs nous serviront dans les calculs numériques présentés au chapitre 4.

Légende des couches (présentations Talren)	Formation	Poids volumique γ (en kN/m ³)	Caractéristiques court termes		Caractéristiques long termes	
			Cohésion C_{uu} (en kPa)	Angle de frottement ϕ_{uu} (en °)	Cohésion C' (en kPa)	Angle de frottement ϕ' (en °)
1 R	Remblais [R]	19	0	33	0	33
2 CD	Corps de digue [CD]	19	60	0.1	5	28
3 F1	Formation alluvionnaire : argiles silteuses à silts sableux [F1]	19	30	0.1	5	25
4 F2	Formation alluvionnaire : sables à sables silteux [F2]	18	0	34	0	34
5 F3	Formation alluvionnaire : sables à sables graveleux [F3]	18	0	35	0	35
6 TA	Tuffeau de Touraine altéré à sain [TA à T]	20	10	35	10	35
7 T						

Figure 58 : Valeurs caractéristiques des différentes formations géotechniques rencontrées sur la digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014).

Les valeurs attribuées à la formation R, l'ont été à dire d'expert car le rapport ne fait pas mention d'essais spécifiques dans ces matériaux. Leur classification est très proche de la formation CD ce qui justifie la valeur de masse volumique retenue.

Le poids volumique pris en compte pour les deux formations est de 19 kN/m³. Soit un peu plus que la moyenne des trois valeurs trouvées sur échantillon intact qui est de 1,73 t/m³, multipliée par 9,81 m/s² soit 17 kN/m³.

Les valeurs de cohésion et d'angle de frottement de la formation R sont proches de valeurs attendues pour des limons sableux classés B5. La cohésion (voir l'angle de frottement) de la formation CD semble par contre un peu forte par rapport à ce que l'on pourrait obtenir dans des limons sableux ou sables limoneux classés D1, B1, B5 : elles sont plus proches de valeurs d'argiles sableuses. Nous conserverons cependant ces données qui ont été justifiées dans l'étude.

B. Analyse des teneurs en eau in situ

Les teneurs en eau sont rarement examinées dans le cadre d'un diagnostic géotechnique de stabilité. En général elles le sont surtout dans les problématiques de sécheresse. Comme la problématique interaction sol-atmosphère nous intéressait ici, les profils hydriques mesurés sur les sondages à la tarière mécanique réalisés sur la digue de La Ville-aux-Dames ont été regardés en détail et comparée à une référence. L'idée de départ était d'avoir une idée sur l'état d'humidité des sols.

Pour cela la norme NF P11-300 préconise de comparer la valeur de la teneur en eau à une référence : cela permet de définir son état hydrique. La valeur de teneur en eau seule, ne permet pas de savoir si un sol est sec, humide ou dans un état hydrique moyen. Une teneur en eau de 12% peut correspondre à un sable saturé en eau ou à une argile très sèche.

Pour qualifier l'état hydrique, il est nécessaire de disposer d'une teneur en eau de référence qui peuvent être dans le cas des sols argileux les limites d'Atterberg, ou, pour tous les sols, la teneur en eau de l'optimum Proctor normal. L'étude Proctor permet, à l'énergie choisie (normale ou modifiée), de définir le couple de valeur [teneur en eau ; masse volumique sèche] qui correspond à l'optimum Proctor.

Grâce au partenariat avec Fugro, l'intégralité des sols prélevés à la tarière mécanique a été récupérée pour étudier plus précisément les matériaux qui composent la digue de La Ville-aux-Dames. Ces matériaux ont été mélangés et homogénéisés par quartage au Cerema de Blois (Figure 59). Le mélange a été ensuite mis en sac hermétiquement fermé et conservé en ambiance sèche, à température ambiante.



Figure 59 : Etape finale du quartage des limons sableux de La Ville-aux-Dames avant mise en sac, et après homogénéisation en un seul échantillon initial.

L'échantillon moyen a été identifié par des essais de laboratoire. Il est classé B5 (NF P11-300) ou SC/SM (USCS). Les résultats sont les suivants :

- L'analyse granulométrique (NF P94-056) complétée par une sédimentométrie pour les sols fins (NF P94-057) dont les résultats sont récapitulés sur la Figure 60 :
 - $\%2\mu\text{m} = 8 \%$
 - $\%80\mu\text{m} = 21,1 \%$
 - $\%2\text{mm} = 91,5 \%$
 - $D_{\text{max}} = 10 \text{ mm} ;$
- La valeur de bleu des sols (NF P94-068) :
 - $\text{VBS} = 0,68 \text{ g bleu} / 100 \text{ g sol}$
- La limite de liquidité (NF P94-051 et NF P94-052-1) – la limite de plasticité a été impossible à mesurer correctement :
 - $w_L = 26$
- La masse volumique des particules (NF P94-054) méthode du pycnomètre à eau :
 - $\rho_s = 2,687 \text{ t/m}^3$

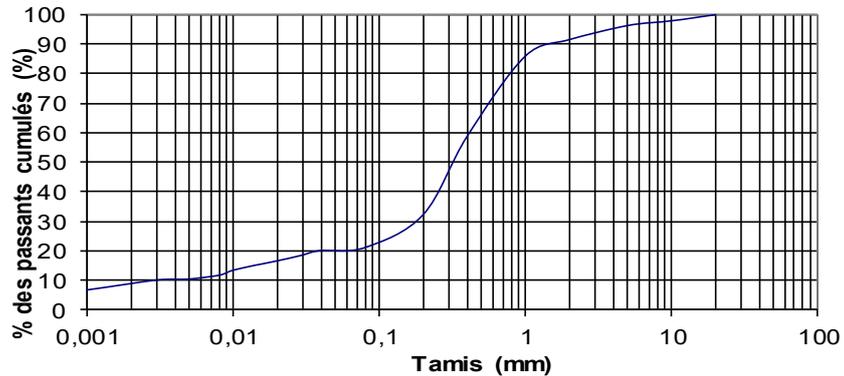


Figure 60 : courbe granulométrique du limon sableux de La Ville-aux-Dames, selon NF P94-056 de 80 μm au D_{max} et selon NF P94-057 de 0,1 à 80 μm .

Pour les besoins de cette étude, l'optimum du sol qui compose la digue de La Ville-aux-Dames a été défini par une étude Proctor normal (Figure 61). La teneur en eau optimale des matériaux qui composent la digue est d'environ 11%. Ce sera la valeur de référence qui sera retenu par la suite pour notre échantillon et pour les confections d'éprouvettes.

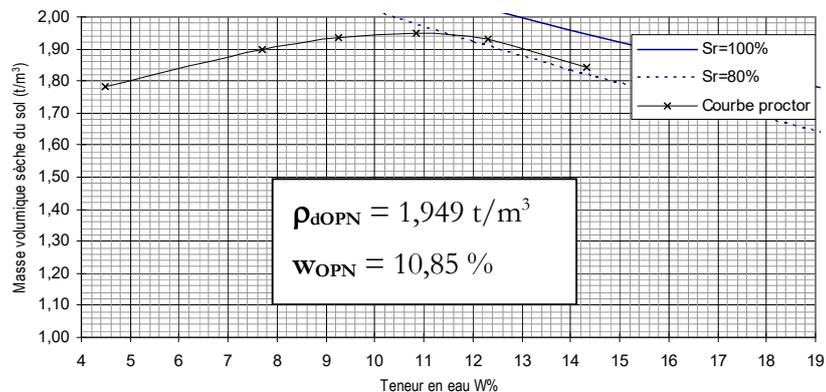


Figure 61 : Courbe Proctor normal réalisée sur l'échantillon moyen de la levée de La Ville-aux-Dames.

Les états hydriques correspondent aux plages de teneurs en eau pour lesquels le sol présente le même comportement vis-à-vis du. La norme NF P11-300 définit cinq classes d'états hydriques.

L'état hydrique moyen « m » est centré sur la teneur en eau optimale (Figure 62). L'état hydrique humide « h » est situé côté droit de l'optimum avec des saturations supérieures à 80% et qui varient entre 80 et 95%. L'état hydrique sec « s » est situé côté gauche de l'optimum avec des saturations qui varient entre 35 et 70%. Aux extrêmes les états hydriques très secs « ts » et très humides « th ».

Rappelons ici que le degré de saturation S_r d'un sol correspond à la quantité d'eau présente dans la porosité. Il s'exprime par la relation suivante (Équation 2) :

Équation 2 :

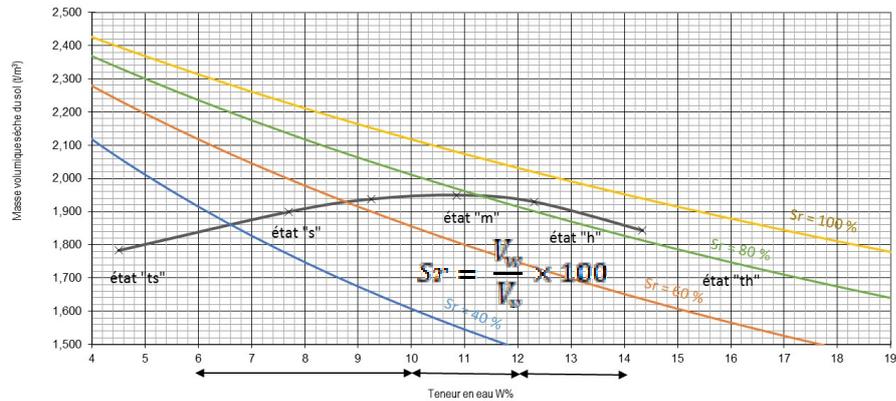


Figure 62 : Représentation des différents hydriques et des différents taux de saturations (S_r) calculés pour le sol compacté de la digue de La Ville-aux-Dames.

Les teneurs en eau naturelles mesurées par Fugro, sur les échantillons intacts (sous gaine PVC) prélevés par carottage ou prélevés à la tarière ont ensuite été comparés à la référence Proctor et aux valeurs seuils ce qui a permis d'établir le Tableau 13 et la Figure 63.

Tableau 13 : Classes d'état hydrique du sol B5 composant la digue de La Ville-aux-Dames.

Etats hydriques	ts	s	m	h	th
Teneurs en eau (%)		6	10	12	14
Nombre d'échantillons	17	13	8	6	5
% d'échantillons	34,7	26,5	16,3	12,2	10,2

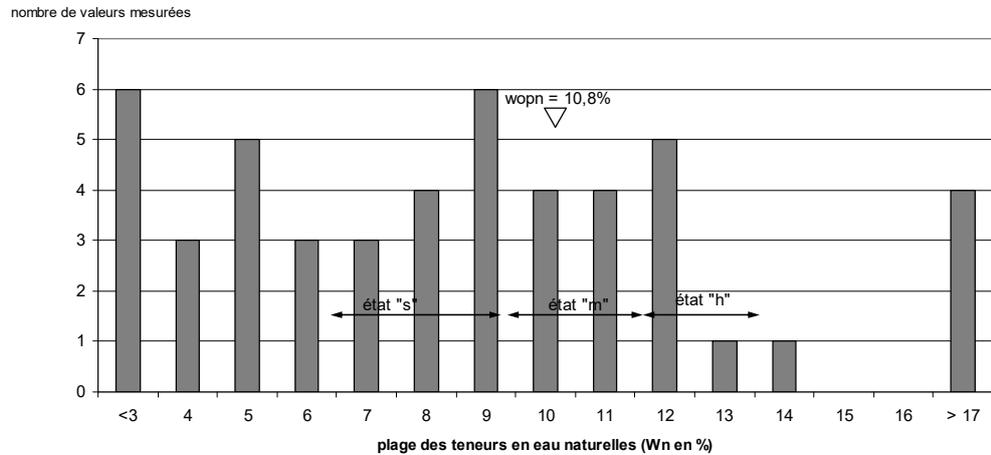


Figure 63. Histogramme des teneurs en eau des sols qui composent la digue de La Ville-aux-Dames et situation par rapport aux classes d'états hydriques évaluées à partir de la teneur en eau optimale w_{OPN}

On s'aperçoit à la lecture de ces résultats que les teneurs en eau naturelles, pour des prélèvements effectués en août 2014, sont situées côté sec de la courbe Proctor pour presque 60% des échantillons, avec des valeurs anormalement basses, inférieures à 3%.

Les échantillons ayant les valeurs les plus faibles sont essentiellement localisés entre 0 et 3 m de profondeur sur la partie haute de la digue. Plus on s'enfonce dans le cœur de l'ouvrage, plus les teneurs en eau sont élevées (Figure 64).

On retiendra de cette analyse que la teneur en eau est un indicateur intéressant à exploiter pour analyser l'état de l'ouvrage.

Réalisées à peu de frais, ces valeurs montrent à l'évidence que cet ouvrage ancien présente un état de dessiccation dans sa partie haute très prononcé. La partie concernée par cet état de sécheresse se localise entre 0 et 3 mètres sous la crête de la digue et doit être significatif de la période précédent août 2014, période à laquelle les sondages ont été réalisés.

L'observation confirme les descriptions similaires dégagée de la littérature et des modélisations : l'environnement météorologique affecte les propriétés des matériaux et entraîne dans le cas de la digue de La Ville-aux-Dames un état de sécheresse prononcé des sols situés en interaction avec l'atmosphère et pour la partie haute de l'ouvrage, jusqu'à presque 3 mètres de profondeur sous la surface.

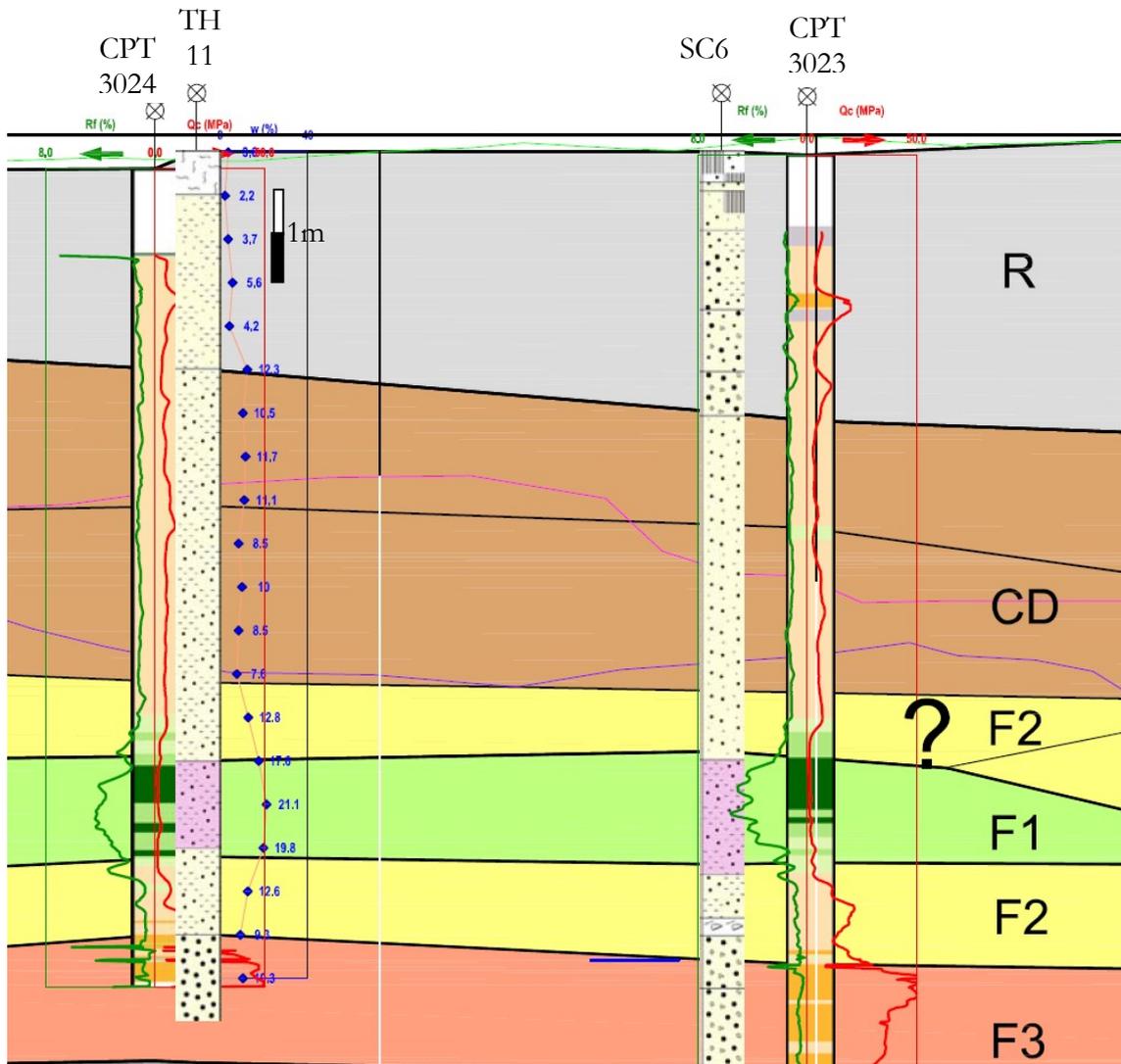


Figure 64 : Extrait de profil en long géotechnique (Fugro, 2014) : le profil hydrique sur la tarière TH11 (points en bleu) illustre l'évolution des teneurs en eau en fonction de la profondeur. Dans la formation R (remblai) les teneurs en eau évoluent de 2,2 à 5,6%. Dans la formation CD (corps de digue), elles augmentent de 7,6 à 12,3%. Les horizons F correspondent aux sols supports de digue avec potentiellement un niveau de nappe phréatique.

C. Analyse des pénétromètres statiques

Les données du dossier géotechnique étant très riches, nous avons également regardé le profil en long géotechnique de la digue et nous avons plus particulièrement porté notre attention sur les données issues des pénétromètres statiques. En effet, il apparaissait que les profils présentaient de très nombreuses variations, qui se corrélaient mal entre elles.

Nous proposons ici une analyse des valeurs de résistance de pointe sur les 26 pénétromètres statiques réalisés par Fugro en 2014. Cette analyse porte à la fois sur les valeurs obtenues en recherchant une comparaison à une valeur de référence, et à la fois sur le linéaire de la digue en quantifiant les écarts.

1. Analyse des données de résistance de pointe

Nous avons décidé d'exploiter ces valeurs en recherchant des corrélations avec la densité relative des sols en place (I_D). Le pénétromètre statique peut permettre d'extrapoler la valeur de résistance de pointe q_c à une évaluation de la densité relative du sol en place D_r .

L'indice D_r , renommé indice de densité, I_D (Afnor., 2017), permet de comparer la compacité d'un sol grenu par rapport à des valeurs extrêmes autorisées par la distribution théorique des particules. Par définition I_D est égal à l'Équation 3 :

$$\text{Équation 3 : } I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Avec :

e : indice des vides du sol en place ;

e_{\min} : indice des vides dans l'état le plus dense (une valeur théorique d' $e_{\min} = 0,35$) ;

e_{\max} : indice des vides dans l'état le plus lâche (une valeur théorique d' $e_{\max} = 0,92$) ;

I_D est exprimé en pourcentage lorsque multiplié par 100 (%).

Les valeurs d'indice des vides peuvent varier avec la contrainte verticale et la profondeur.

La connaissance précise de l'indice des vides en place des sols peu cohésifs, étant compliquée on se reporte souvent sur l'utilisation de relations indirectes pour évaluer leur état de densité.

Ainsi, l'abaque de Baldi (Baldi et al., 1986) est la plus utilisée pour évaluer l' I_D des sols en place. Cet abaque est basé sur la relation formulée dans l'Équation 4. Validé sur un sable normalement consolidé et un rapport K_0 de 0,45, il semblait particulièrement pertinent pour analyser la compacité des matériaux composant la digue de la Ville-aux-Dames.

$$\text{Équation 4 : } I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \sigma'_v C_1} \right]$$

Avec :

C_0, C_1, C_2 : coefficients variables selon les sols ;

σ'_v : la valeur de la contrainte verticale effective dans le sol ;

q_c : la résistance de pointe.

La calibration par Baldi et al. (1986) des coefficients C sur le sable de Ticino a donné les valeurs suivantes : $C_0 = 157$ – $C_1 = 0,55$ – $C_2 = 2,41$. Ces valeurs ont été utilisées *in extenso* pour évaluer l'indice de densité sur les limons sableux de la digue de La Ville-aux-Dames à partir des pénétromètres statiques réalisés *in situ*.

Dans les sols avec nappe, la résistance de pointe totale q_t est égale à la résistance de pointe q_c à laquelle s'ajoute l'effet de la pression interstitielle. Dans le cas des sols secs, $q_t = q_c$. Cette approximation a été utilisée dans le cas des sols constitutifs de la digue, car bien que légèrement humides, ils ne sont pas le siège d'une nappe.

Pour exploiter les données numériques des pénétromètres fournies par Fugro, nous avons utilisé le logiciel Excel et calculé l'indice de densité à partir de la résistance de pointe selon l'Équation 4.

Les pénétrogrammes CPT3009, 3013, 3016 et 3021 (Figure 65) réalisés respectivement à proximité des sondages carottés SC3, 4 et 5, ont été plus particulièrement analysés car des données de sol précises étaient disponibles, ainsi que le CPT proche du CPT3013.

Les masses volumiques apparentes humides mesurées à la trousse coupante (NF P94-053) corrigées de leur teneur en eau, ont servi de comparaison aux valeurs de résistance de pointe situées approximativement à la même profondeur (Figure 65). Sur le sondage carotté SC3, la masse volumique sèche de $1,91 \text{ t/m}^3$, correspond à des résistances de pointe plutôt élevées de l'ordre de 4 MPa. Sur le sondage carotté SC4 et 5, les masses volumiques sèches de $1,47$ et $1,40 \text{ t/m}^3$, correspondent à des résistances de pointe plus faibles de l'ordre de 2 à 3 MPa. Les variations de résistance de pointe correspondent assez bien aux masses volumiques mesurées et donc vraisemblablement à des variations de densité relative.

LA VILLE AUX DAMES - 37 Tour Loire Amont DREAL CENTRE	Essai de pénétration statique CPT électrique (norme NF P 94-113) Pointe 44 mm Type et n°CP15-CF75SN2 1701-2179	 CPT3013 Date d'exécution: 12/08/2014 Présentation: OME Opérateur: CADOUX Fin sondage: 19.57 m
Réf. dossier : 12P-0046-a011 Page n°1	Sections: Pointe 1510 mm ² Manchon 19895 mm ²	X= 532296.11 Y= 6702629.16 Z= +55.91 mNGF

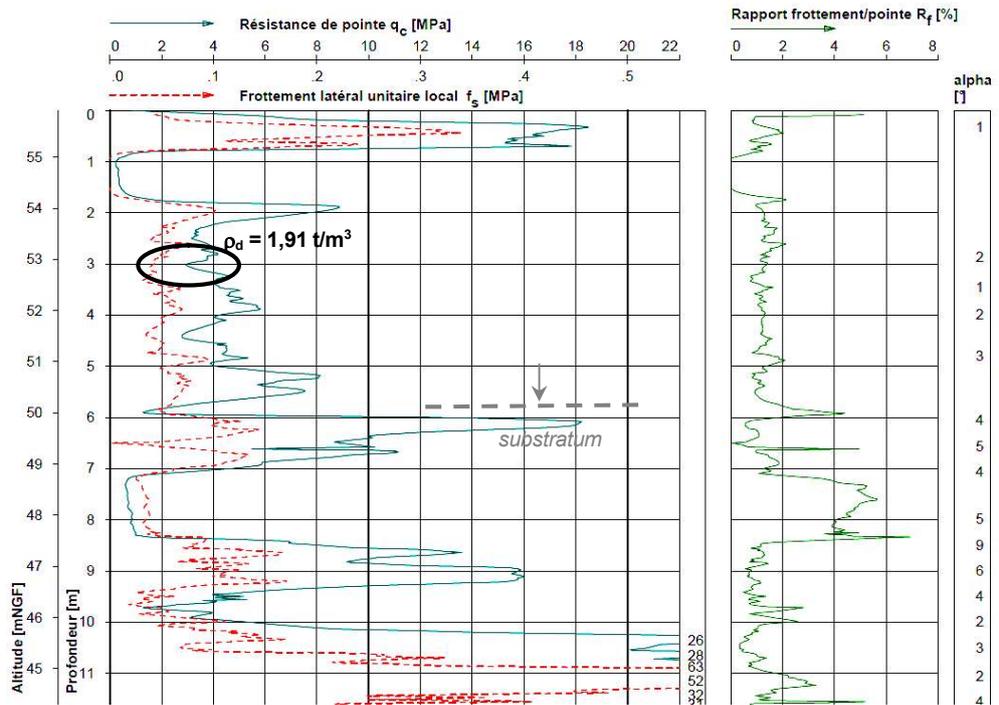


Figure 65 c : Profil pénétrométrique du sondage CPT3021. Le cercle indique la localisation de l'échantillon intact prélevé sur carotte et la mesure de la masse volumique apparente réalisée. La position du toit du substratum est indiquée par une flèche.

<p>LA VILLE AUX DAMES - 37 Tour Loire Amont DREAL CENTRE</p> <p>Réf. dossier : 12P-0046-a011 Page n°1</p>	<p>Essai de pénétration statique CPT électrique (norme NF P 94-113)</p> <p>Pointe 44 mm Type et n°CP15-CF75SN2 1701-2179</p> <p>Sections: Pointe 1510 mm² Manchon 19895 mm²</p>	<p>CPT3016</p> <p>Date d'exécution: 08/08/2014</p> <p>Présentation: OME</p> <p>Opérateur: CADOUX Fin sondage: 13.40 m</p> <p>X= 531679.93 Y= 6702719.08 Z= +54.83 mNGF</p>
---	---	---

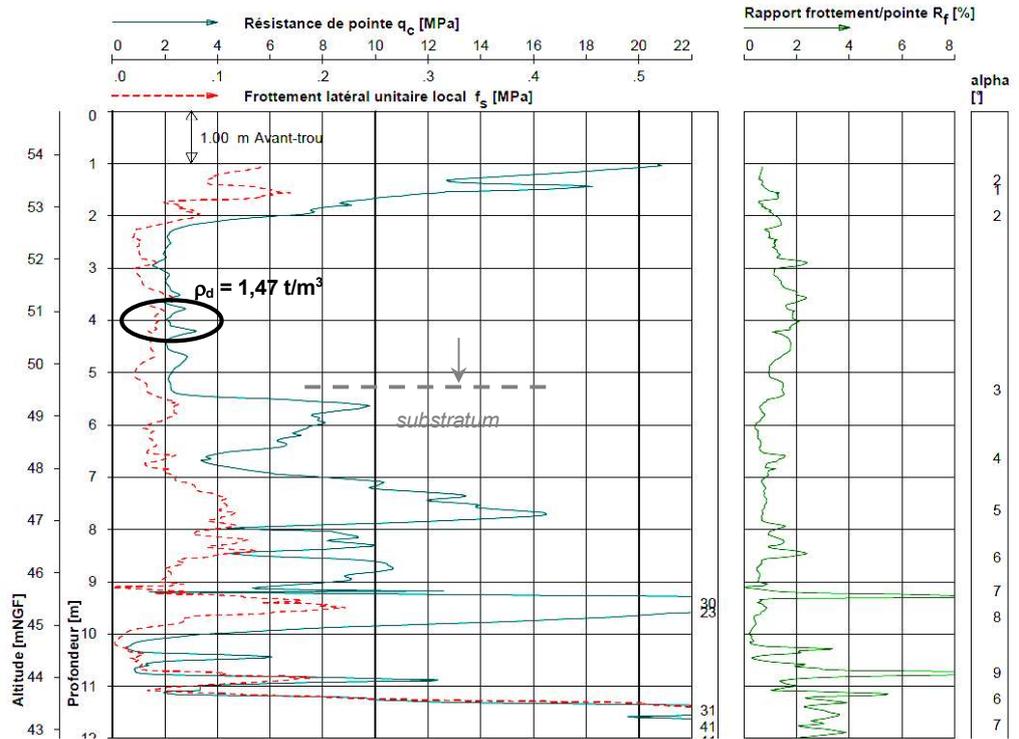


Figure 65 c : Profil pénétrométrique du sondage CPT3021. Le cercle indique la localisation de l'échantillon intact prélevé sur carotte et la mesure de la masse volumique apparente réalisée. La position du toit du substratum est indiquée par une flèche.

LA VILLE AUX DAMES - 37 Tour Loire Amont DREAL CENTRE Réf. dossier : 12P-0046-a011 Page n°1	Essai de pénétration statique CPT électrique (norme NF P 94-113) Pointe 44 mm Type et n°CP15-CF75SN2 1701-2179 Sections: Pointe 1510 mm ² Manchon 19895 mm ²	 CPT3021 Date d'exécution: 07/08/2014 Présentation: OME Opérateur: CADOUX Fin sondage: 13.64 m X= 531217.65 Y= 6702799.57 Z= +55.12 mNGF
--	---	--

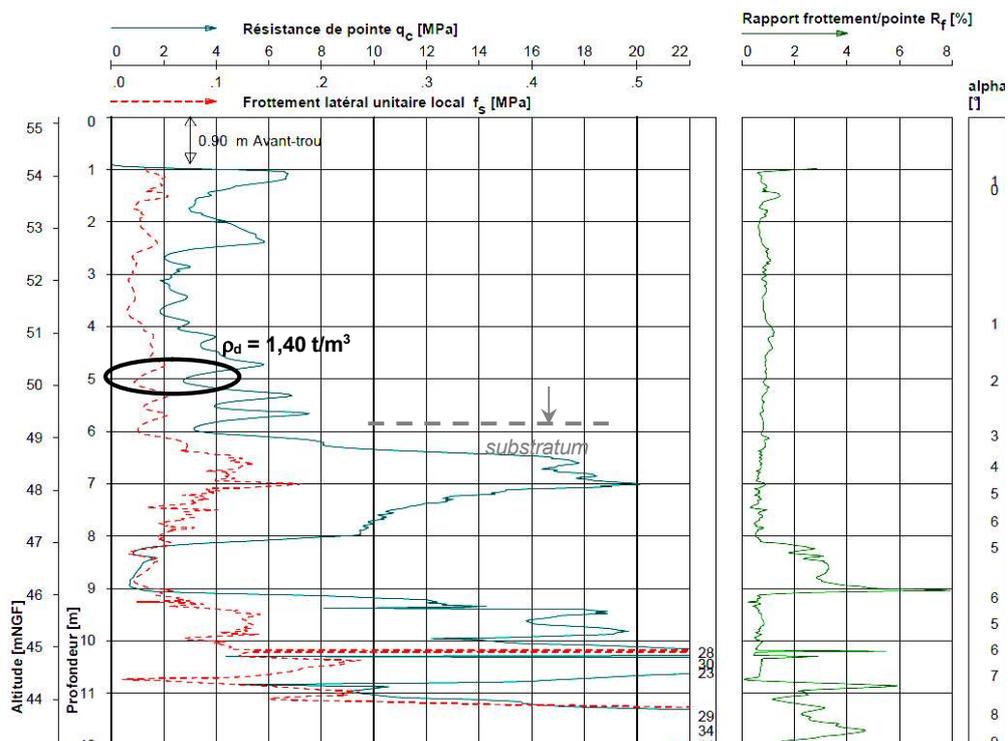


Figure 65 c : Profil pénétrométrique du sondage CPT3021. Le cercle indique la localisation de l'échantillon intact prélevé sur carotte et la mesure de la masse volumique apparente réalisée. La position du toit du substratum est indiquée par une flèche.

Pour transformer la résistance de pointe en I_D , la masse volumique humide des sols a été prise égale à $1,9 \text{ t/m}^3$ qui est la valeur prise pour le calcul de stabilité mécanique réalisé par Fugro (2014) (Figure 58) ; et la gravité $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ pour calculer la contrainte effective σ'_v même si en toute rigueur il aurait fallu prendre la masse volumique sèche. Dans le cas de la digue qui est un ouvrage en surélévation, l'absence de nappe dans l'ouvrage permet d'assimiler la contrainte totale σ_v avec la contrainte effective σ'_v .

L' I_D exprimé en pourcentage par rapport à une masse volumique de référence permet de comparer la densité du sol en place par rapport à un état de référence, qui a été qualifié en utilisant les valeurs du Tableau 14. Ces valeurs, différentes de celles figurant dans la norme NF EN ISO 14-688 (Afnor, 2017), sont plus anciennes.

Tableau 14 : Qualificatif de compacité du sol (Plumelle et al., 2013)

Etat du sol	I_D (%)
Très lâche	$I_D < 0,2$
Lâche	$0,2 < I_D < 0,4$
Moyennement dense	$0,4 < I_D < 0,6$
Dense	$0,6 < I_D < 0,8$
Très dense	$I_D > 0,8$

Les calculs ont été menés sur les 26 sondages pénétrométriques. Un extrait du tableau de calcul est illustré sur Tableau 15.

Tableau 15 : Extrait de tableau de données d'un sondage pénétrométrique exploité pour évaluer l'indice de densité et les zones où l' I_D est inférieur à 40% et 20%

Données Fugro (2014)

valeurs déduites par calcul

Reading	Depth	Cone	Friction	Slope x	Slope y	σ_v verticale (kPa)	ID (formule de Baldi)	<40%	<20%
No	m	MPa	MPa	Deg	Deg				
264	1	0,0347	0,9287	0,3607		8,8			
265	1,019	0,0521	0,9025	0,3973		9,0	-96%	1	1
266	1,041	0,1138	0,8373	0,4253		9,2	-64%	1	1
267	1,062	0,3729	0,0444	0,823	0,4292	9,4	-15%	1	1
268	1,081	0,892	0,0495	0,7738	0,4292	9,5	21%	1	0
269	1,102	1,0954	0,0552	0,7788	0,4245	9,7	29%	1	0
270	1,123	1,0759	0,0609	0,7768	0,3895	9,9	28%	1	0
271	1,145	0,9808	0,065	0,7497	0,3891	10,1	23%	1	0
272	1,166	0,997	0,0654	0,7571	0,3609	10,3	23%	1	0
321	1,239	1,0963	0,0614	0,782	0,3081	10,9	26%	1	0
322	1,261	1,1026	0,0608	0,7515	0,2902	11,1	26%	1	0
								<40 %	<20 %
						longueur d'anomalies		3,66	1,2
						épaisseur de la digue auscultée		4,2	4,2
						% d'anomalie		87	29

Les valeurs de résistance de pointe (Cone) sont acquises tous les 2 cm environ et l'indicateur de profondeur (Depth) permet de les suivre. À chaque ligne de donnée, on peut calculer la contrainte effective, et l'indice de densité. Selon la valeur de I_D , la

colonne (<40%) ou (<20%) affecte la valeur 1 ou 0 par un simple test sur Excel vérifiant si le résultat est vrai ou faux. Cette colonne est utilisée pour évaluer la longueur des zones d'anomalie de densité, sachant que pour chaque ligne, la valeur 1 ou 0 est affectée à une tranche de sol d'environ 2 cm d'épaisseur. Il s'agissait ensuite d'additionner les longueurs de sondages où la valeur 1 est vraie, multipliée par 0,02 m.

Pour évaluer le pourcentage d'anomalie dans la digue, il fallait également connaître l'épaisseur de la digue en chaque point de sondage. Cette information provient des données d'interprétation de Fugro qui figurent dans leur chapitre de synthèse (Fugro, 2014). Celle-ci varie entre 5,00 et 6,30 m.

Le pourcentage des longueurs de sondage présentant une anomalie de densité est le ratio entre les longueurs d'anomalies et l'épaisseur de la digue auscultée.

Les valeurs de référence de 40% et 20% correspondent respectivement à des sols lâches et très lâches, ou des anomalies de densité sont repérées par rapport à la valeur de référence de 1,9 t/m³. Nous avons figuré en bleu (ID < 40%) et en orange (ID < 20%) les endroits dans la digue où l' I_D calculé était inférieur à ces valeurs (Figure 66). Le pénétrogramme sans interprétation figure à droite.

Dans le cas de la digue de la Ville-aux-Dames, on peut observer que les zones d'anomalies par rapport à la masse volumique de référence, sont localisées de manière aléatoire sur tout le linéaire. Certains sondages montrent de très fortes zones d'anomalies sur toute la hauteur de la digue, d'autre des anomalies plus en tête d'ouvrage, d'autre plus en pied d'ouvrage.

Les valeurs d' I_D négatives ou supérieures à 100%, montrent néanmoins la limite de l'exercice. Mais il reste raisonnable de penser que ces résultats ont une certaine signification et que l'information peut être utilisée pour analyser globalement les zones de faiblesse de l'ouvrage.

Ces anomalies ont des conséquences différentes sur la stabilité de l'ouvrage. Par exemple, à l'interface entre l'ouvrage et le sol support une masse volumique faible peut être propice à de l'érosion interne.

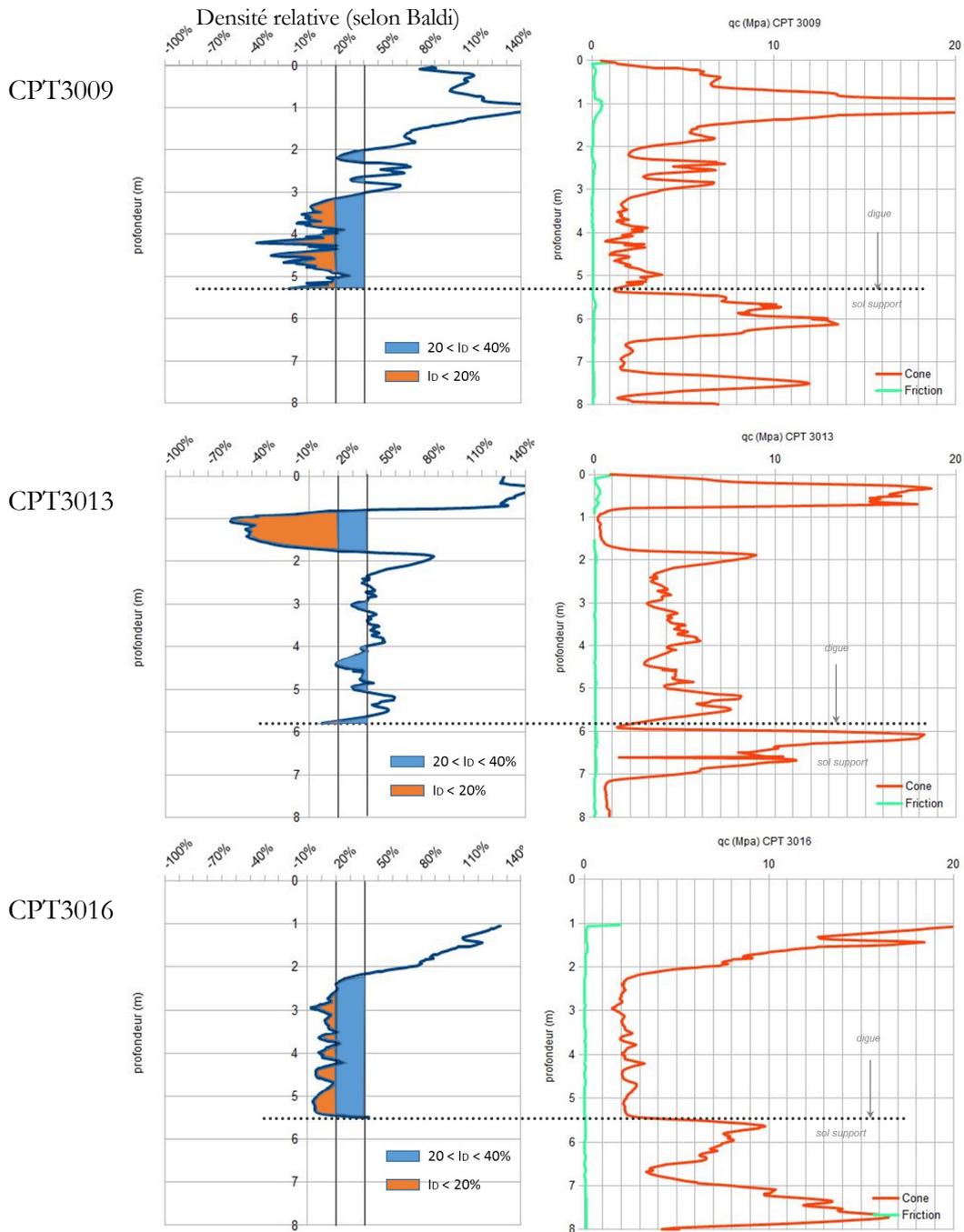


Figure 66 : Interprétation des résistances de pointe des sondages CPT3009, 3013 et 3016 exprimées en densité relative en fonction de la profondeur selon Baldi. En bleu et orange, les zones d'indice de densité inférieur à 40% et 20% (état lâche à très lâche). La répartition des zones d'anomalies varie selon les sondages. La masse volumique humide prise en compte dans le calcul est de 1,9 t/m³.

2. Analyse sur le linéaire de digue

Rapporté à la hauteur de la digue auscultée, le pourcentage de sol dans des états de densité lâche et très lâche, donne également des indicateurs sur l'état de l'ouvrage sur le linéaire.

Nous avons reportés sur la Figure 66 les résultats des % d'anomalies pour tous les sondages pénétrométriques. Avec en bleu les anomalies de masse volumiques de sols lâche et très lâche, et en orange les anomalies de sols très lâche.

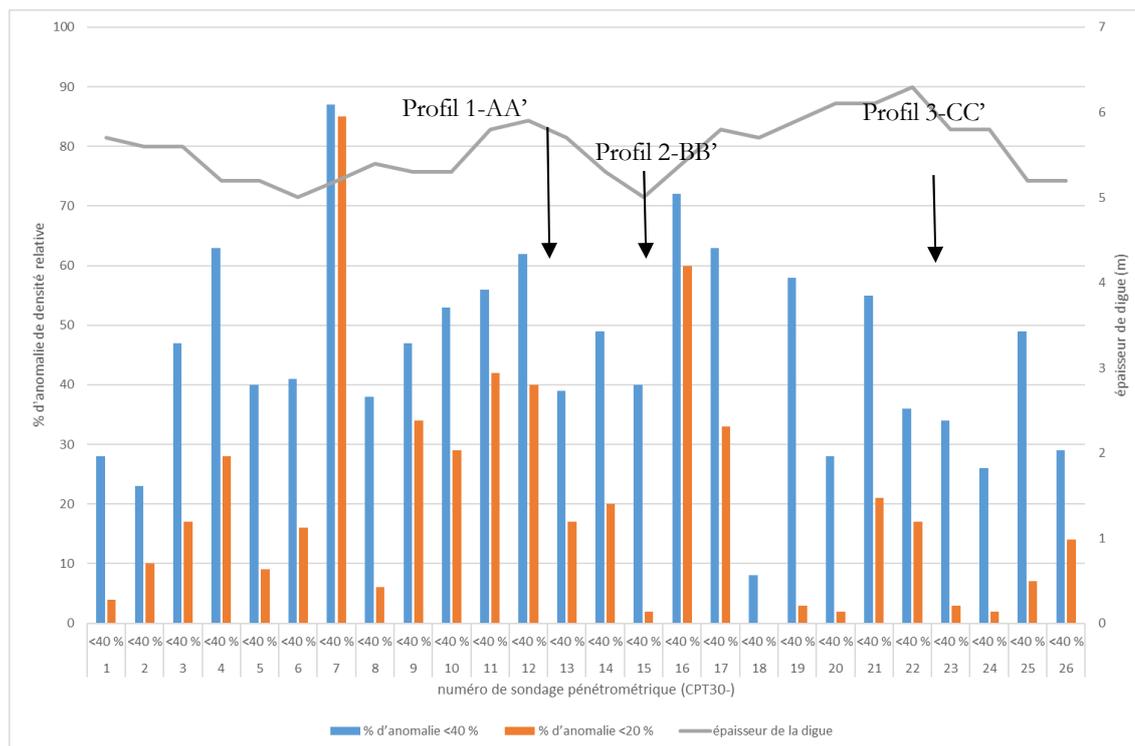


Figure 67 : Histogramme des zones d'anomalie sur tout le linéaire ausculté par pénétromètre statique de la digue de la Ville-aux-Dames. En bleu les anomalies de sols lâche et très lâche. En orange les anomalies de sols très lâches.

Nous avons également reporté sur cette figure l'épaisseur de la digue.

Le travail présenté précédemment nous a permis d'obtenir sur les 26 sondages disponibles, les % d'anomalie rapportés à la hauteur de la digue. À titre d'exemple, par rapport aux trois sondages présentés auparavant, cela représente environ :

- Sur le CPT3009 : 47% de sol lâche à très lâche, dont 34% de sols très lâches
- Sur le CPT3013 : 39% de sol lâche à très lâche, dont 17% de sols très lâches
- Sur le CPT3016 : 72% de sol lâche à très lâche, dont 60% de sols très lâches

On constate immédiatement à la lecture de la Figure 67 que les anomalies sont réparties de manière aléatoire sur le linéaire. Certains secteurs sont fortement

impactés comme par exemple sur le sondage 7 et 16 (respectivement CPT3007 et 3016). D'autres moins comme le sondage 18.

Certains sondages présentent plus d'anomalies bleues qu'oranges. On peut ainsi suggérer une hiérarchisation et examiner par exemple uniquement les anomalies oranges et négliger les anomalies bleues.

On constate également que l'épaisseur de la digue est variable et que certaines anomalies se concentrent sur des portions de digue de faible épaisseur. C'est le cas du sondage 16 : l'anomalie a plus de poids dans ce secteur.

De tout le linéaire, le sondage 7 représente le point de faiblesse le plus important avec un sondage de très faible masse volumique par rapport à la masse volumique de référence et présentant plus de 80% d'anomalie de densité relative. Il est encadré par deux sondages présentant nettement moins d'anomalie : cet endroit de la digue est donc une zone de faiblesse du fait du contraste de masse volumique et un comportement différentiel potentiellement élevé.

Les analyses de stabilité réalisées par Fugro ont été menées sur trois profils numérotés 1 (AA'), 2 (BB') et 3 (CC'). Ces profils sont localisés sur la Figure 67. Le profil 1 se situe dans une zone d'anomalie par rapport au modèle. Les profils 2 et 3 peuvent raisonnablement correspondre à la situation du modèle. L'analyse au droit du profil 1 doit probablement surévaluer le facteur de sécurité car le modèle sous-évalue la masse volumique humide in situ.

D'une manière générale, la mise en évidence des écarts de masse volumique à la valeur prise en référence dans le calcul de stabilité permet de quantifier un risque géotechnique par rapport à la situation de calcul.

En ne considérant que les sondages où plus de 10% de la hauteur de la digue représentent une faiblesse de sol très lâche, 16 sondages sur les 26 au total, soit près de 60% du linéaire de la digue de La Ville-aux-Dames ne sont pas conformes à la situation de projet étudiée dans l'analyse de la stabilité mécanique, avec des écarts plus ou moins variables.

3. Synthèse de l'analyse des pénétromètres statiques

L'analyse des pénétromètres statiques est un exercice prometteur concernant l'analyse du risque géotechnique et la recherche de points de faiblesses sur un linéaire de digue.

Cet exercice présente quelques limites parmi lesquelles :

- L'utilisation de valeurs de C utilisés par défaut dans la formule de Baldi pour ce travail (ceux du sable de Ticino) ;
- La forte sensibilité du résultat obtenu aux paramètres C0 et C1 ;
- La faible sensibilité du résultat obtenu à la masse volumique utilisée dans la formule de Baldi. Nous avons en effet testé ce paramètre sur les sondages suivants :

- Le sondage 16 : le % de sols lâche et très lâche passe de 72% à 71% lorsqu'on utilise la masse volumique connue à 4m de profondeur (environ 1,4 t/m³). Le % de sols très lâches passe par contre de 60% à 36% sur toute la hauteur de digue analysée.
- Le sondage 21 (Figure 68) : le % de sols lâches et très lâches passe de 55% à 46% lorsqu'on utilise la masse volumique connue à 5m de profondeur de 1,4 t/m³. Le % de sols très lâches diminue par contre de 21% à 6% sur toute la hauteur de digue analysée (voir l'illustration du résultat sur la).

L'utilisation d'une masse volumique réaliste a des effets sur l'évaluation de la quantité de sols qualifiés de très lâches mais moins sur la quantité de sols lâches, ce qui justifie la remarque précédente concernant la hiérarchisation des anomalies ;

- Les sondages sont réalisés en général dans l'axe de la digue. L'analyse représente donc plus l'état du cœur de l'ouvrage que le talus. Or les talus côté cours d'eau sont des points très sensibles qui devraient faire l'objet de plus d'attention notamment au regard de leur état de compacité : un sol peu dense est plus érodable qu'un sol correctement compacté.

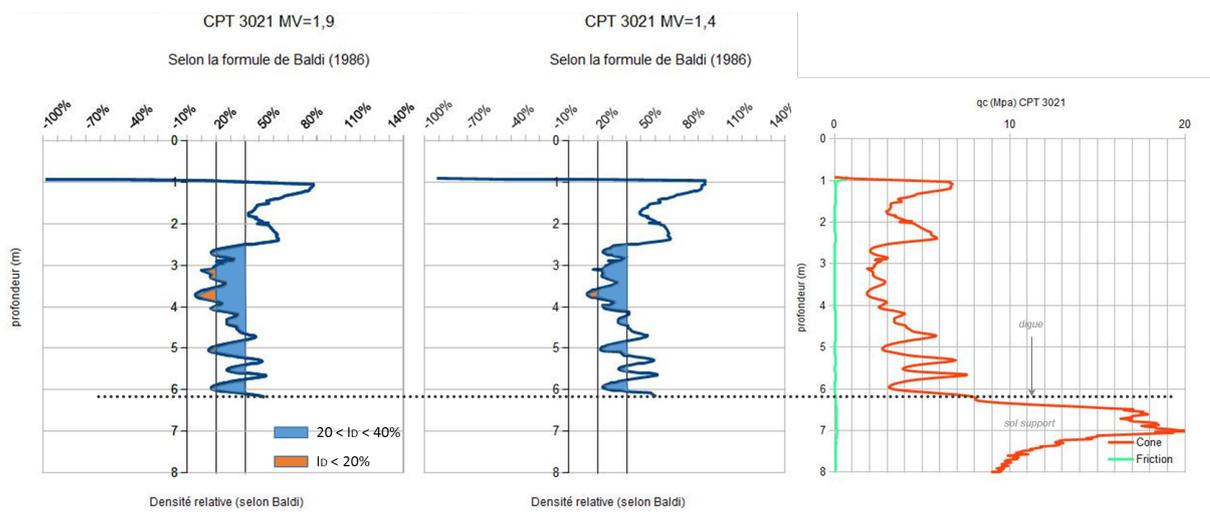


Figure 68 : Comparaison des courbes d'indice de densité selon Baldi en utilisant une masse volumique de 1,9 et 1,4 t/m³. Le % de sols très lâches passe de 21% à 6% lorsque la masse volumique est plus proche de celle mesurée in situ.

Dans les axes prometteurs, on voit que la gestion du risque sur la digue gagnerait à mieux prendre en compte les résultats géotechniques acquis par les pénétromètres.

Parmi ces axes :

- Il est intéressant de comparer les résistances de pointe à des valeurs de références, en prenant par exemple celles utilisées dans les calculs

numériques pour la stabilité. Cela permet d'évaluer des écarts par rapport à la situation de projet étudiée ;

- Les anomalies de masse volumique en pied de digue peuvent être le signe d'un défaut et pourraient suggérer des investigations supplémentaires pour lever des doutes par rapport à des phénomènes d'érosion interne ;
- Les anomalies de digues très localisées dans le linéaire constituent des points singuliers vecteurs de risques supplémentaires. Un linéaire relativement homogène, même de faible masse volumique posera moins de problème qu'un point singulier qui peut présenter un comportement différentiel important en cas de crue ;
- Les anomalies doivent également être examinées par rapport à la hauteur de digue totale : à pourcentage d'anomalie identique, plus la digue est petite plus le risque sera élevé.

D. Synthèse des anomalies géotechniques et mise en perspective

La variabilité des matériaux qui composent la digue Tours Loire Amont est une réalité que l'on prend mal en compte dans le diagnostic géotechnique.

Dans ce travail nous avons analysé des teneurs en eau et des pénétromètres statiques et mis en évidence les faits suivants :

- Le calcul d'un indice de densité révèle des variabilités spatiales des masses volumiques des sols en place que l'on peut qualifier d'anomalies. Ces variations peuvent avoir un impact fort sur la stabilité de l'ouvrage tant mécanique que particulière (érosion interne ou externe) ;
- L'analyse des teneurs en eau montre que les sols qui constituent la digue subissent ou ont subi les effets de la météorologie dans la partie haute de l'ouvrage sur environ 3 m d'épaisseur. Cet état de sécheresse tend à s'estomper en profondeur, vers le cœur de l'ouvrage.

Nous avons ici deux symptômes qui semblent caractéristiques du vieillissement de l'ouvrage probablement lié au nombre de crues subies et à la météorologie.

Nous présenterons dans le chapitre 3 l'effet des cycles hydriques sur les matériaux compactés, mais nous pouvons d'ores et déjà constater que le vieillissement de la digue se traduit par des masses volumiques plus faibles, signes de décompaction ou de départ de particules. Il se traduit aussi par un dessèchement de l'ouvrage très net en été près de Tours, qui est localisée dans un secteur à très fort écart hydrique entre l'été et l'hiver (secteur V0).

V. Conclusion du chapitre sur l'environnement des digues

L'environnement a un impact fort sur le vieillissement des digues. Ces environnements sont variables et peuvent être divisés en plusieurs processus.

Chacun de ces processus fait appel à des mécanismes variés qui ont des effets sur l'ouvrage en se répercutant sur la performance de l'ouvrage. Chaque mécanisme peut être décrit sur la base des quatre composantes suivantes :

- Un facteur déclenchant : celui-ci est localisable sur une carte et correspond à une intensité de départ donnée. Ce facteur déclenchant correspond à l'événement attendu. L'événement attendu peut être anticipé pour évaluer des scénarios autres que ceux connus actuellement ;
- Une loi de comportement : chaque événement attendu a des effets sur les matériaux composant la digue. Ces effets peuvent être reproduits et peuvent être modélisés : l'évolution d'une propriété donnée, au bout de x années de vie doit pouvoir être prévu ;
- Un impact sur une ou plusieurs performances : dans l'idéal, la connaissance de l'évolution d'une propriété en fonction du temps permettra de mieux évaluer la durée de vie de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage, que ce soit sur la base d'essai de vieillissement accéléré en laboratoire ou que ce soit le résultat de modélisation. La connaissance de l'évolution d'une propriété permet d'anticiper sur les prévisions de maintenance et de remise en état de l'ouvrage ;
- Des facteurs d'influence : ce sont des éléments qui ont une influence sur la loi de comportement. Chaque mécanisme peut être influencé par ces facteurs d'influence comme par exemple les propriétés acquises à la construction, la qualité initiale du matériau ou la localisation au sein de l'ouvrage.

Dans le cas des interactions avec la météorologie, le travail présenté ici permet d'apporter quelques conclusions utiles à une analyse de la durabilité des ouvrages anciens.

En toute rigueur, les conclusions devraient se baser sur des analyses de performance de très long terme. Ces données sont malheureusement encore trop rares voire inexistantes pour ce qui est du monitoring de digue.

L'analyse des données a montré cependant ici que les effets météorologiques de court terme ont une influence et des répercussions non négligeables sur l'état du matériau compacté. Dans une certaine mesure, les données acquises et les expériences similaires présentées en annexe 1, permettent d'expliquer les performances géotechniques évaluées sur ouvrages anciens :

- Les ouvrages en terre subissent des processus de vieillissement sous l'effet des interactions avec la météorologie ; ces processus engendrent une dégradation des performances acquises à la construction en fonction du temps qui s'écoule ;

- Les analyses des différentes instrumentations de sol a permis d'identifier des parties d'ouvrages plus ou moins sensibles aux interactions sol-atmosphère. Les parties en talus, en plateforme, en cœur d'ouvrage ou en base d'ouvrage suivent des rythmes d'évolution des performances différents dans le temps selon le climat environnant. La position du matériau dans une zone définie de la digue influencera l'évolution de la performance de la partie d'ouvrage concernée :
 - En talus à faible profondeur, les évolutions seront plus prononcées alors qu'à plus grande profondeur, ces évolutions seront atténuées. Elles pourraient être simulées par des cycles hydriques nombreux.
 - En plateforme, les évolutions pourront apparaître avec des délais d'apparitions qui dépendront de la qualité de la surface. La conception spécifique de cette surface pourrait retarder l'apparition des premiers signes de dégradation et la connaissance du comportement des matériaux pourrait permettre d'envisager des techniques de réparation ou d'entretien prévisionnels.
 - L'angle de crête que forment le talus et la plateforme est une zone très vulnérable aux interactions sol-atmosphère.
 - Le cœur de l'ouvrage est une zone où les évolutions seront décalées dans le temps et globalement atténuées par rapport à la surface.
- L'analyse de l'état de l'ouvrage est une pratique à encourager dans le cadre des diagnostics de digues. De nouveaux outils peuvent être mis en place en complément de ceux déjà existants. L'analyse de la variabilité des sols au sein des linéaires est une piste d'amélioration qui permettra de détecter des zones d'anomalies par rapport à des situations de projet correctement étudiées. Les écarts à la situation de projets amélioreraient la connaissance du risque sur les tronçons de digues. Les outils comme les pénétromètres peuvent permettre d'améliorer ces pratiques.
- L'analyse approfondie des talus côté rivière devrait également constituer une piste d'amélioration dans la pratique du diagnostic géotechnique.
- Le suivi des ouvrages anciens tel qu'il est pratiqué aujourd'hui, est insuffisant pour qualifier l'état de l'ouvrage. De nouvelles pratiques pourraient améliorer ces suivis, basés par exemple sur du monitoring d'ouvrage, ou sur la création d'indicateurs d'état qui pourraient être créés à partir de la connaissance des teneurs en eau in situ ou des succions pour ne parler que des effets de la météorologie. La mise en évidence des défauts dus au vieillissement des ouvrages est à rechercher afin de cerner les secteurs vieillissant plus vite que d'autres et adapter ainsi la maintenance ou la programmation de travaux.

Chapitre 3

CARACTERISATION DU VIEILLISSEMENT DES MATERIAUX

Ou

Histoire des sols, de l'eau et du temps

L'homme construit des ouvrages et espère que ceux-ci dureront le plus longtemps possible. Pourtant, il est illusoire de croire que les propriétés d'un matériau, acquises à sa mise en œuvre (Figure 69), vont rester identiques *ad vitam eternam*.

Nous avons pu voir dans le chapitre 2 que l'environnement constituait un facteur de vieillissement des ouvrages en terre. Il nous a semblé intéressant d'examiner plus en détail les mécanismes de vieillissement à l'échelle cette fois du matériau en se focalisant sur les interactions sol-atmosphère.

Pour cela, nous avons accéléré le vieillissement de sols compactés grâce à des cycles hydriques répétés et suivi une performance tout au long du mécanisme de vieillissement. Nous allons voir dans ce chapitre que la dégradation des sols naturels sous l'effet des conditions hydriques extérieures est une réalité et que cela affecte la performance acquise à la construction.

Cette réflexion est basée sur la mesure de la perméabilité des sols compactés, paramètre fondamental pour le dimensionnement des digues, et sur l'observation de la microstructure au fil des cycles hydriques.



Figure 69 : Réfection de la digue du canal de Berry à Trevety (36) –2004

I. Connaissances de base sur la construction d'une digue en terre

Le corps de digue est construit à partir d'un assemblage de matériaux en respectant le profil défini par le concepteur de l'ouvrage.

Les sols naturels (la terre) peuvent être utilisés dans plusieurs parties d'une digue :

- En parement étanche lorsqu'il s'agit d'argile ;
- En noyau d'ouvrage pour tout type de matériau ;
- En rechargement pour constituer une masse stabilisatrice.

Les granulats élaborés (NF EN 933) et les enrochements (NF EN 13-383) sortent du champ de ce que l'on appelle les sols naturels car ces matériaux sont issus d'un processus de fabrication et entrent dans des terminologies de produit. Ils ne seront donc pas étudiés ici.

La classification des sols naturels répond à la norme NF P11-300 (Afnor, 1992) qui permet d'utiliser des tables de compactage adaptées aux différentes classes de matériaux (LCPC-Sétra, 1992).

Les sols naturels sont constitués de particules de taille et de minéralogies très variées. Les sols fins sont caractérisés par un pourcentage élevé de particules passant au tamis de 80 ou de 63 μm . Dans cette classe granulométrique, sont particulièrement présents les argiles et les limons. La combinaison de la taille des particules et leur minéralogie explique que l'on peut atteindre après compactage des perméabilités relativement faibles, inférieures à 10^{-5} m/s.

Les perméabilités faibles sont recherchées dans une digue car elles réduisent le flux d'eau traversant l'ouvrage et plus particulièrement, dans la constitution des parements ou de noyaux étanches. En général, ce sont des perméabilités inférieures à 10^{-7} m/s qui sont recherchées (Afnor, 2018).

C'est l'opération de compactage qui permet d'arriver à cette performance de perméabilité faible : l'énergie dégagée à la mise en œuvre par les compacteurs réduit les vides d'air et permet de passer d'une structure foisonnée à une structure compactée en imprimant une microstructure particulière qui garantira la performance attendue.

Trois paramètres vont entrer en ligne de compte pour la compréhension des particularités évoquées ci-dessus et la maîtrise de la performance finale : l'argilosité du matériau, la teneur en eau initiale et le mode de compactage.

A. Organisation d'un sol, de l'état foisonné à l'état compacté

1. À l'échelle des ouvrages

Lors des travaux de terrassement, les formations géologiques sont extraites à l'aide d'engins à lames (décapeuses...) ou à godets (pelles mécaniques...). Cette étape génère un nouvel état pour les matériaux qualifié d'état foisonné. Le volume du matériau extrait augmente de façon significative par la création de vides.

Le matériau foisonné peut se décrire par sa mouture qui correspond à la description de la taille des éléments extraits. Selon les matériaux, la mouture peut être plus ou moins grossière.

Lorsqu'il s'agit de matériaux fins et cohérents la mouture est très grossière et de la taille des mottes d'argiles ou de sols fins extraits (Figure 70a).

Lorsqu'il s'agit de matériaux sablo-argileux ou graveleux, la mouture est plus fine et de la taille des graviers, galets ou blocs contenus dans la matrice (Figure 70b). Les agrégats argileux peuvent être relativement petits selon la quantité de sable ou de graves présentes dans le sol.



Figure 70 : Exemple de sols foisonnés mis en stocks (crédit photo TerDOUEST) (a) argile A3/A4 (b) limon A2.

En laboratoire on accentue souvent la taille des éléments extraits et prélevés sur site (Figure 71). La mouture doit devenir compatible avec la taille des éprouvettes que l'on étudiera. Pour cela, l'usage de malaxeurs est souvent préconisé. À défaut, la réduction des mottes peut aussi se faire à la main.



Figure 71 : Préparation de l'argile A3/A4 et du limon A2 du projet TerDOUEST (Froumentin, 2012)

La mouture a un effet capital sur les performances du matériau compacté (Tang et al., 2011) : plus la taille des mottes augmente, plus les propriétés intrinsèques du matériau qui compose les mottes s'expriment (au détriment par exemple d'une matrice cimentaire).

Le compactage doit atténuer les effets dûs à l'extraction en réduisant au maximum le foisonnement. Pour cela, l'énergie de compactage resserre les mottes de sol et réduit les vides qui ont été créés (contre-foisonnement).

Le matériau compacté va acquérir une nouvelle texture qui résultera de l'assemblage des mottes avec le mode de compactage choisi. Selon la quantité d'eau libre dans le sol et le type de compacteur, l'opération de compactage va créer des textures différentes.

Le compactage aura globalement comme bénéfice d'augmenter la résistance au cisaillement, de réduire le tassement propre et d'augmenter la stabilité intrinsèque de l'ouvrage en terre ainsi créé. Les performances hydrauliques peuvent être très variables selon le mode de compactage choisi et la teneur en eau initiale.

2. À l'échelle du matériau

Nous avons vu que le sol extrait et mis en œuvre se caractérise par une mouture. La mouture est le résultat de l'agrégation de particules élémentaires en agrégats de tailles variables. La nature des argiles et leur quantité gouverne cette organisation en agrégat du fait de leurs propriétés de surface très particulières.

Pour bien décrire un échantillon de sol compacté, le géotechnicien a particulièrement à cœur de décrire l'organisation des vides qui séparent les particules ou les agrégats dans l'éprouvette constituée. La description des vides permet de déduire en négatif l'organisation des particules et des agrégats.

Les particules les plus petites qui nous intéressent sont de taille supérieure à 1 μm . La description des pores la plus adaptée est donc celle qui permet de décrire des vides de l'ordre de grandeur des agrégats et des assemblages d'agrégats.

On peut différencier les pores par leur taille. L'IUPAC (Union Internationale de Chimie pure et Appliquée) définit ainsi les porosités suivantes³ :

- Microporosité : relative aux pores dont le diamètre n'excède pas les 2 nanomètres (nm) ; ces tailles sont si petites que les interactions entre particules dominent et que l'eau ne circule pas, à proprement parler, dans ces vides. Les phénomènes d'adsorption de surface et les propriétés électriques dominent ; Daïan (2010) rappelle que la taille des molécules d'eau est de 3 Angströms (Å). Selon lui, le comportement des particules est dominé par les forces intermoléculaires ;
- Mésoporosité : relative aux pores dont le diamètre est compris entre 2 et 50 nm. Dans cette gamme de pores, Daïan (2010) estime que ce sont les phénomènes capillaires qui dominent ;
- Macroporosité : relative aux pores dont le diamètre est supérieur à 50 nm. Dans ces vides, la circulation de l'eau est majoritairement de type gravitaire.

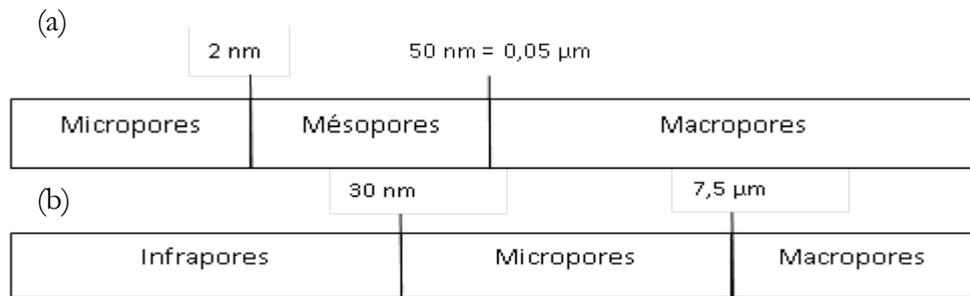


Figure 72 : Classifications de la porosité par rapport au diamètre selon (a) l'IUPAC, (b) Goni, Ragot et Sima (1968)

La classification de l'IUPAC ne s'intéresse qu'aux gammes de pores compris entre 1 et 100 nm, car elle est particulièrement adaptée à la description des colloïdes.

La classification de Goni, Ragot et Sima (1968) est plus appropriée aux échelles d'observations retenues en géotechnique même si elle ne convient pas pour tous les cas. Il subsiste en effet des ambiguïtés sur la classification des tailles de pores et certains auteurs (Nowamooz et Masrouji, 2010) n'hésitent pas à proposer de déplacer les limites pour les adapter à leurs besoins d'observations.

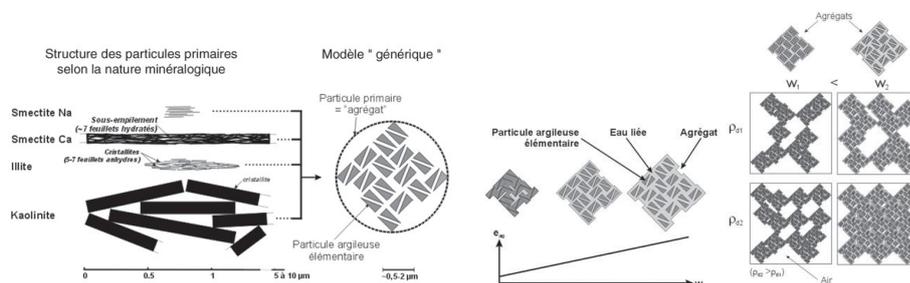


Figure 73 : Modèle de microstructure présenté par Ferber et al. (2009) : les particules primaires s'assemblent en agrégats dont la taille dépend de l'humidité interne à l'agrégat et qui délimitent une porosité inter-agrégats.

La Figure 73 et la Figure 74 permettent d'illustrer les différentes tailles de vides que l'on peut observer au niveau de l'échantillon de laboratoire et des agrégats qui le composent. Les vides qui concernent la description des sols compactés sont au final essentiellement qualifiés de micropores et de macropores.

Yong (1999) parle de *Clay ped* que l'on peut traduire par « paquets » argileux (Figure 74). Selon cet auteur, les vides entre les paquets argileux correspondent aux macropores. Les micropores sont localisés entre les agrégats de particules élémentaires.

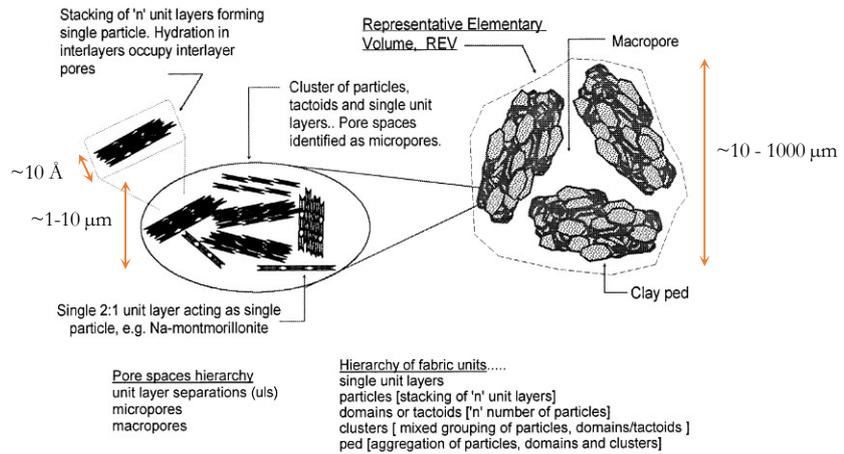


Figure 74 : Hiérarchie des structures unitaires et des pores (d'après Yong, 1999). Les tailles des éléments de description sont données à titre indicatif.

La description des pores s'accompagne d'un certain nombre d'essais géotechniques permettant leur quantification. La caractérisation des vides dans le sol passe par la mesure de l'indice des vides, e (Équation 5). Pour les roches, la quantification des vides se fera plutôt par l'expression de la porosité n (Équation 6).

$$\text{Équation 5 : } e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

Avec :

e = indice des vides (sans unité)

V_v = volume des vides

V_s = volume des solides

ρ_d = masse volumique du sol sec (en t/m³)

ρ_s = masse volumique des particules (en t/m³)

$$\text{Équation 6 : } n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e}$$

Avec :

n = porosité (sans unité)

V_v = volume des vides

V = volume total du sol

Ces valeurs donnent une information globale sur la quantité de vide au sein de l'échantillon, mais ne permettent pas de détailler d'avantage la taille des pores, leur forme ni leur organisation microstructurale.

Pour cela, d'autres moyens sont utilisés comme le microscope électronique à balayage (MEB) et la porosimétrie par intrusion de mercure qui ont permis de compléter les approches descriptives des pores en explorant les échelles micrométriques. Plus récemment, le microscope électronique à transmission (MET) et la tomographie aux Rayons X (TomoRX) ont enrichi la panoplie des outils d'investigation.

La technique de la porosimétrie par intrusion de mercure apporte une information semi-quantitative sur la répartition des différentes tailles de pores. L'injection de mercure à des pressions contrôlées dans des échantillons au préalable lyophilisés¹¹, permet de restituer le volume de mercure injecté en fonction de la pression d'injection. La pression d'injection permet d'évaluer le rayon d'accès des pores dans lesquels le mercure est injecté. Le résultat s'exprime sous forme graphique : le volume de mercure injecté représente le volume poreux accessible (évaluation quantitative des vides) en fonction des rayons d'accès de la porosité (évaluation qualitative) (Figure 75).

Cette technique comporte quelques inconvénients liés à la technique de préparation de l'échantillon qui peut, si elle est mal faite, endommager la microstructure. Elle comporte aussi des difficultés d'interprétation liées à l'injection de mercure et sa transposition en une information liée au rayon des pores. Ces difficultés sont dues entre autres (Rousset, 2001) :

- À la forme des pores (ce ne sont pas des cylindres parfaits tels qu'exprimé dans la théorie de Laplace) et à la juxtaposition d'étranglements et d'évasements ;

¹¹ La lyophilisation est une technique de laboratoire consistant à retirer l'eau d'un échantillon à l'aide d'une surgélation suivie d'une évaporation sous vide de la glace sans la faire fondre. Cette technique permet de conserver à la fois le volume, l'aspect et les propriétés du produit traité. On distingue 2 phases majeures dans un cycle de lyophilisation :

(1) la congélation, où les produits sont refroidis en les trempant dans l'azote liquide (-196°C). L'eau se transforme en glace vitreuse par congélation instantanée sans croissance lente de cristaux de glace comme cela se produit à une température plus élevée. La glace vitreuse occupe un espace similaire à l'eau liquide contrairement à la glace cristallisée. On évite ainsi une modification de la microstructure lors de la congélation.

(2) la dessiccation dans un lyophilisateur, où on place l'échantillon congelé dans des conditions de P et T en dessous du point triple de l'eau (conditions de l'appareil à l'Ifsttar : 0,07 mbar et -52°C). Dans ces conditions, la glace libre se sublime, sans passer par la phase liquide à l'origine de succion et d'effet capillaire qui modifient la microstructure (par retrait volumique) lors du séchage.

À la fin du cycle, il est admis que l'échantillon ne contient plus d'eau.

- Le rayon d'entrée ne correspond pas exactement au rayon du pore *sensu stricto* ;
- À la connectivité des pores et à l'existence de pores non connectés ;
- Au nombre d'ouverture donnant sur un même pore ;
- À l'état de surface des parois des pores (on suppose en effet que la tension de surface de l'eau ou du mercure au contact des particules est toujours la même) ;
- À la tension de surface entre le mercure et les particules, différente entre le sens imbibition et le sens drainage.

D'autres techniques utilisent le gaz au lieu du mercure comme moyen d'investigation (BET) mais la suite de la réflexion sera basée sur la porosimétrie par intrusion de mercure, qui est un moyen courant d'évaluation de la répartition des différentes familles de pores dans un échantillon.

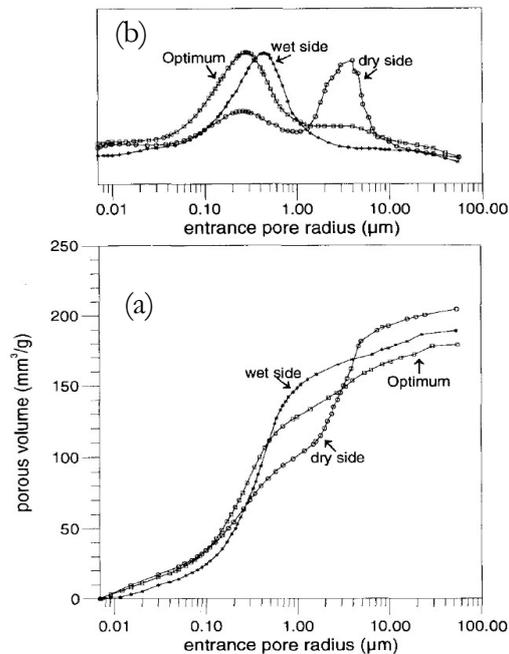


Figure 75 : Courbe de distribution des pores de 3 échantillons de limons compactés, par porosimétrie d'intrusion mercure (Delage et al., 1996). (a) volume de mercure injecté (ou volume poreux accessible) en fonction du rayon d'accès, (b) courbe dérivée de la précédente mettant en évidence les familles de pores dominantes.

La Figure 75 illustre plus particulièrement la répartition des vides dans un sol compacté à l'énergie Proctor normal à trois états hydriques différents : sec, moyen et humide (Delage et al., 1996). Ce résultat, que l'on retrouve dans d'autres études (Ferber, 2005), explique les différences de comportement d'un matériau sous l'effet combiné du compactage et de la teneur en eau initiale.

Les pores compris entre 1 et 10 μm sont ceux qui sont le plus présents lors du compactage côté sec. Ce sont ces pores qui se réduisent par le compactage et l'augmentation de la teneur en eau.

Les micropores, dont le rayon d'accès est inférieur à 0,1 μm , sont ceux qui seraient situés au sein des agrégats argileux et donc peu affectés par le compactage et/ou les variations de teneur en eau. Pour Ferber (2005), les micropores sont insensibles aux variations hydriques du sol et quasi insensibles aux effets du compactage. Ces micropores sont situés au sein des agrégats et seraient toujours saturés. Delage et al. (1996, 2000, 2006) nuancent cette hypothèse à partir de constats faits sur plusieurs échantillons compactés, observant des variations conjointes des volumes des vides avec les variations de teneur en eau et de masse volumique.

Les macropores et les micropores décrits concernent les échantillons de sols observés au laboratoire. À l'échelle des ouvrages, les vides qui séparent la mouture pourrait être qualifiés de « mégapores » pour rester cohérent.

B. Effet du mode de compactage sur la performance

1. Les compacteurs

La mise en œuvre des matériaux naturels nécessite des engins lourds appelés compacteurs qui permettent de densifier les sols et d'atteindre ainsi une certaine stabilité mécanique. La densification est obtenue par un ou plusieurs passages du ou des compacteurs à la surface d'un volume de sol. Grâce à l'action du compacteur, le sol passe d'un état foisonné (qui décrit le matériau dans un état lâche tel qu'on l'obtient après extraction d'une butte de terre) à un état compacté, qui est l'état nécessaire pour réaliser un ouvrage en terre stable sous son propre poids. Un matériau non compacté, juste foisonné, évolue rapidement par tassements et déformations volumiques.

L'action de compactage réduit les vides présents dans le sol et rapproche les éléments constitutifs du sol en une masse plus compacte dont les propriétés sont vérifiées par l'obtention d'une certaine masse volumique. La masse volumique sèche mesurée, appelée encore couramment densité sur chantiers, caractérise la densification du sol. Cette masse volumique est comparée à une, ou des références, lorsque l'on construit un ouvrage en terre, pour vérifier que l'objectif qualité est atteint. Pour l'obtenir, le compacteur doit parcourir un plan de balayage sur les matériaux qui constitueront l'ouvrage, en respectant un nombre de passes (n), à la vitesse (V) et sur une épaisseur compactée (e). Les modalités de compactage peuvent être définies après réalisation d'une planche d'essai ou en suivant les prescriptions du Guide pour la Réalisation des remblais et des Couches de forme aussi appelé GTR92 (LCPC-Sétra, 1992).

L'énergie de compactage classiquement utilisée en terrassement est de l'ordre de 593 kJ/m^3 . C'est l'énergie que l'on reproduit au travers de l'essai Proctor normal et qui permet d'établir la référence de compactage $\rho_{d\text{ OPN}}$.

L'objectif de compactage à atteindre pour un ouvrage en terre de type digue est défini par des guides (LCPC-Sétra, 1992 ; CFBR, 2015) mais il peut aussi faire l'objet

de prescriptions spécifique par le concepteur de l'ouvrage. Lorsqu'il s'agit des critères définis par les guides, on parle d'objectif q4 éventuellement renforcé pour atteindre un objectif q3, qui est un objectif supérieur en termes de masse volumique sèche à atteindre.

L'objectif q4 est atteint moyennant le respect de deux critères :

- Obtenir une masse volumique moyenne sur toute la hauteur de la couche compactée, $\rho_{dm} \geq 95 \% \rho_{d\text{ OPN}}$;
- Obtenir une valeur de masse volumique au niveau des 4 cm du fond de la couche, $\rho_{dfc} \geq 92 \% \rho_{d\text{ OPN}}$.

L'objectif q3 est atteint moyennant le respect des valeurs suivantes :

- $\rho_{dm} \geq 98.5 \% \rho_{d\text{ OPN}}$;
- $\rho_{dfc} \geq 96 \% \rho_{d\text{ OPN}}$.

Il existe, à disposition des entreprises, plusieurs catégories de compacteurs. Ceux-ci se distinguent en fonction :

- De leur puissance : les engins sont classés à l'aide d'un chiffre croissant avec l'énergie de compactage dégagée ;
- Du type d'action de compactage, qui se traduit par une ou plusieurs lettres de codification pour l'engin utilisé.

Les compacteurs (Figure 76) sont codifiés selon les catégories d'action suivantes :

- Le compactage statique réalisé par des compacteurs lourds qui densifient le sol par leur seul poids : il s'agit des compacteurs à pneu classés P1 à P3 ;
- Le compactage par vibration du sol en place : les compacteurs qui compactent ainsi sont des engins équipés d'un (ou deux) cylindre(s) vibrant(s) dont l'oscillation se répercute au sol avec une amplitude et une fréquence propre à la classe du compacteur. Catalogués VM (pour vibrant monocylindre), on trouve des compacteurs VM1 à VM5, les plus fréquents sur chantier étant les plus puissants (VM5) ;
- Le compactage par pétrissage. La surface de la roue ou du cylindre du compacteur est composée de reliefs formant des bosses qui pétrissent le sol en place. Le passage du compacteur imprime les bosses sur le sol et la réduction des vides se fait grâce à cette action de pétrissage. Les compacteurs qui agissent par pétrissage peuvent agir statiquement : il s'agit alors de compacteurs Statiques Pieds-dameurs, classés SP1 à 2, ou dynamiquement avec le cumul d'une vibration et d'une action de pétrissage : il s'agit alors de compacteurs Vibrants Pieds-dameurs classés VP1 à VP5. Les statiques et vibrants pieds-dameurs sont plus efficaces en terme de rendement que les cylindres vibrants.



Figure 76 : exemple de compacteurs sur chantier : (a) compacteur à pneu, (b) vibrant pieds-dameurs, (c) vibrant monocylindre.

L'action de chaque type de compactage produit des résultats différents en termes de structure et de performance. En vraie grandeur, les performances peuvent être mesurées par des essais *in situ*. Dans le cas des digues, il est important de pouvoir évaluer la performance du matériau compacté afin de valider la conception de l'ouvrage. Il est donc important de reproduire l'action de chaque type de compacteur en laboratoire pour reproduire notamment la microstructure et évaluer son impact sur la performance recherchée.

Il s'agit d'un sujet à part entière qui a fait l'objet de nombreuses études (Camapum de Carvalho et al., 1987). Les principales difficultés sont liées à la réalisation des éprouvettes qui vont du choix du matériel de compactage, à l'homogénéité du matériau, à la maîtrise de la teneur en eau, aux effets de bord, au gradient de densité etc.

Seul le compactage dynamique en laboratoire a été normalisé pour le domaine des terrassements : il s'agit de l'essai Proctor (NF P94-063). Les modalités de compactage reproduisent l'effet d'un compacteur vibrant, tant au niveau la microstructure que sur la masse volumique sèche obtenue. L'énergie de compactage se calcule en fonction de la hauteur de chute d'une masse donnée. On applique en général l'énergie de compactage « normale » pour atteindre un objectif de compactage q_4 , soit 595 kJ/m^3 , qui est l'objectif recherché le plus fréquemment en terrassement.

Cet essai est très pratique pour les essais courants de laboratoire mais présente des inconvénients pour les études paramétriques, comme par exemple la grande taille du moule CBR, qui oblige à retailler l'éprouvette ou le fait que la masse volumique sèche se constate après compactage. Dans l'essai Proctor, c'est l'énergie qui est imposée et non pas la masse volumique sèche de l'éprouvette et cela peut constituer un problème pour réaliser plusieurs éprouvettes à une masse volumique donnée. Mais l'essai présente l'avantage d'être reproductible.

Le compactage par pétrissage a fait l'objet de recherche conduisant certains laboratoires à s'équiper de matériel spécifique reproduisant cette action (Herrier et al., 2015) mais elle n'est pas encore normalisée et le matériel n'est pas disponible partout (Figure 77). Ce mode de compactage serait celui qu'il faudrait privilégier pour la réalisation des éprouvettes car c'est celui qui permet le mieux de reproduire l'action des pieds-dameurs et d'atteindre des perméabilités faibles (Mitchell et al., 1965 ; Alonso, 2005).

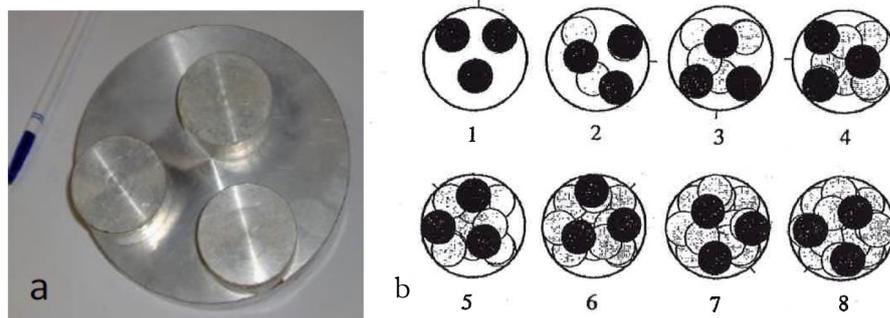


Figure 77 : (a) outil de pétrissage adapté au moule CBR pour un essai Proctor (Herrier et al., 2015) (b) positionnement des pieds dameurs lors des applications de charge.

Le compactage statique est le mode de compactage qui a la préférence de nombreux laboratoires de recherche car il permet de maîtriser les contraintes verticales, les teneurs en eau et les masses volumiques (Camapum de Carvalho et al., 1987 ; Serratrice, 1995). Le contrôle simultané de la masse sèche introduite dans le moule et de la teneur en eau permet de réaliser des éprouvettes de masse volumique donnée, en jouant sur l'énergie de compactage nécessaire pour fermer le moule de l'éprouvette. Cette énergie est donc variable et peut constituer un biais dans l'analyse du comportement des matériaux car elle se répercute au niveau des contraintes effectives ou de la pression interstitielle. Des effets *thixotropiques* peuvent provoquer le rééquilibrage des pressions interstitielles.

Le compactage statique présente l'avantage de disposer immédiatement d'une éprouvette dont la taille s'adapte aux formats des essais de perméabilité au triaxial. C'est la méthode qui a finalement été retenue dans ce travail pour évaluer la conductivité hydraulique des matériaux compactés, même si ce n'est pas la méthode qui permet d'obtenir la performance la plus faible.

2. Effets du compactage sur la masse volumique et la microstructure

Proctor, dans les années 60, a le premier théorisé la relation entre évolution de la masse volumique sèche d'un matériau compacté et la teneur en eau initiale. Il a mis en évidence le fait que, pour une énergie de compactage donnée, il n'existe qu'une seule valeur de teneur en eau permettant d'obtenir une valeur de masse volumique sèche maximale. Ce couple de valeurs caractérise l'optimum Proctor.

L'eau joue un rôle fondamental dans la mise en place des matériaux par compactage. À l'optimum, l'eau fait l'effet d'un lubrifiant et permet d'obtenir une masse volumique maximale. De part et d'autre de cette valeur optimale, l'effet de l'eau se traduit par des diminutions de la masse volumique (Delage et al., 1996). Côté sec de l'optimum, le manque d'eau confère un comportement frottant aux particules qui diminue la masse volumique sèche du matériau mis en œuvre dans un volume donné. Côté humide de l'optimum, l'excès d'eau se traduit à la fois par des pressions interstitielles élevées et par une augmentation de la cohésion dans les sols fins. Ces

phénomènes empêchent l'agencement optimal des agrégats, avec impossibilité d'expulser les bulles d'air piégées dans la matrice argileuse hydratée (Delage et Fry, 2000). Paradoxalement, cela conduit aussi à un meilleur enrobage des grains de sables par les particules argileuses. Au final, la masse volumique côté humide est plus basse que celle de l'optimum.

Delage et al. (1996), Delage et Fry (2000) ont apporté des explications microstructurales aux courbes Proctor par l'étude du compactage dynamique du limon de Jossigny (Figure 75).

Côté sec, la répartition des pores évaluée par porosimétrie par intrusion de mercure montre une répartition bimodale avec une famille de macropores dominante (rayon d'accès de l'ordre de 4 μm) et une autre famille de plus petit rayon d'accès (proche de 0,45 μm). Côté humide, comme à l'optimum, ce sont les micropores qui dominent (rayon d'accès de l'ordre de 0,25 μm).

Le compactage dynamique type Proctor permet de réduire les vides du matériau foisonné par une action au niveau des macropores.

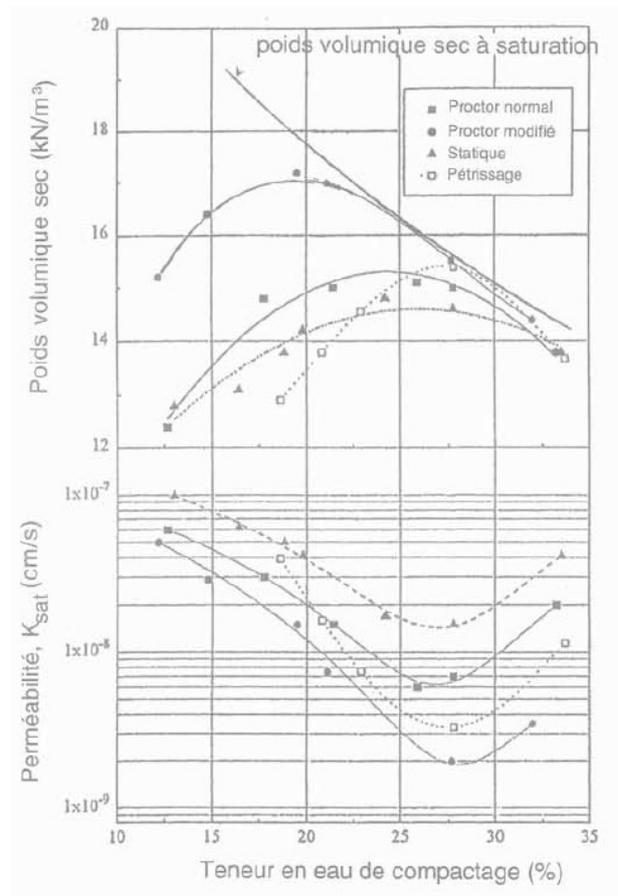


Figure 78 : Variation du poids volumique sec et de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour différents mode de compactage (Alonso, 2005)

Ces observations sont également valables lorsque le mode de compactage du sol est statique ou qu'il est effectué par pétrissage (Mitchell et al., 1965 ; Alonso, 2005). Pour les trois modes de compactage, l'évolution de la masse sèche évolue en fonction de la teneur en eau mais les valeurs optimales changent, telles qu'illustrées sur la Figure 78.

3. Effet sur la perméabilité

L'obtention d'une perméabilité faible est souvent exigée pour réaliser une digue. Comme évoqué précédemment, le mode de compactage ainsi que la teneur en eau auront une influence primordiale sur la perméabilité du sol compacté.

La **perméabilité** est un terme utilisé de manière courante pour parler de la **conductivité hydraulique** d'un matériau saturé traversé par de l'eau. Nous avons retenu la norme d'essai NF X 30-443 (Afnor, 2014) qui permet de déterminer en laboratoire le coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau à l'aide d'un appareillage triaxial.

Les éprouvettes cylindriques compactées statiquement de type Ø5×H10 cm sont particulièrement adaptées à la mesure de la perméabilité à l'aide de l'appareil triaxial.

Les modes de compactage qui permettent d'atteindre les perméabilités les plus faibles sont ceux qui se font par pétrissage sur des sols fins humide, ce qui génère le meilleur arrangement des agrégats argileux et la plus petite porosité (Alonso, 2005 ; Herrier et al., 2015).

La Figure 78 illustre bien la hiérarchisation des modes de compactage sur la conductivité hydraulique. Les meilleurs résultats sont obtenus par ordre d'importance avec le Proctor modifié, le pétrissage, le Proctor normal puis le compactage statique.

La lecture de cette figure rappelle également que les perméabilités les plus faibles sont obtenues dans tous les cas pour des compactages côté humide de l'optimum Proctor et, par conséquent, pour des taux de compactage plus faibles que 100%.

Mais la perméabilité est aussi une propriété anisotrope. Dans son introduction, Alonso (2005) rappelle que les agrégats argileux s'organisent en couches orientées, perpendiculairement aux efforts de compactage. Cette particularité constitue à la fois un avantage : une conductivité hydraulique verticale faible ; et un inconvénient : des hétérogénéités et des conductivités hydrauliques horizontales élevées (Figure 79).

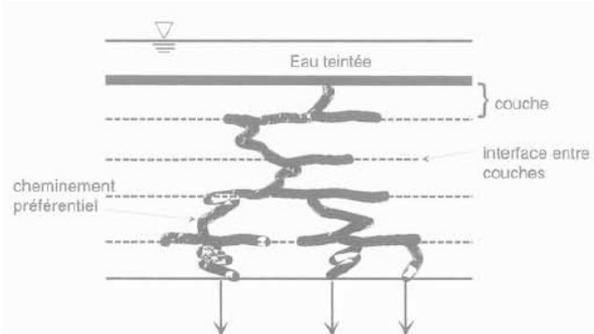


Figure 79 : Chemin d'écoulement préférentiel dans un sol compacté sur place (Elsbury et al., 1990 dans Alonso, 2005)

Le compactage étant réalisée couche par couche, cela conduit obligatoirement à observer une structure anisotrope qui peut être caractérisée par le rapport de la perméabilité verticale (k_v) sur la perméabilité horizontale (k_h). Il est ainsi courant d'introduire le rapport d'anisotropie de perméabilité (k_h/k_v) dans les outils de modélisation numériques pour prendre en compte cette hétérogénéité dans les transferts d'eau. Malheureusement, il est rare de disposer simultanément des deux valeurs.

Vinceslas et al. (2009) ont confirmé, grâce au suivi de sondes de teneurs en eau au sein d'un remblai inondé par sa base, la présence de ces hétérogénéités (Figure 80) et l'existence de cheminements préférentiels d'eau parallèlement aux couches compactées et avec des temps de transferts variables (Figure 81).



Figure 80 : Aspect de la discontinuité observée dans une carotte [du remblai expérimental] (Vinceslas et al., 2009)

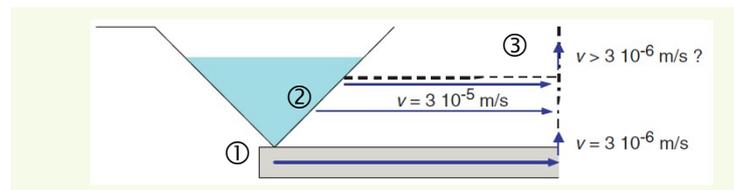


Figure 81 : Cheminements probables de l'eau d'après les observations sur le remblai expérimental (Vinceslas et al., 2009). Les mobilités constatées sont : (1) verticales après avoir transité dans la base drainante, (2) horizontales dans la base de remblai inondée, (3) à nouveau verticales au-dessus de la zone inondée.

C. Les règles de mise en œuvre des sols en digue

Les principales règles concernant la construction des digues ont été rappelées dans l'International Levee Handbook (Ciria, 2013) et se retrouvent dans les recommandations du CFBR (CFBR, 2015).

Une construction de digue est d'abord basée sur un projet et une conception spécifique qui dépendent des contraintes du site. Les principales contraintes ont été rappelées précédemment (chapitre 1-§III.A).

Le marché d'exécution déclinera les éléments de conception en éléments de travaux. Les spécifications concernant les matériaux, les objectifs de performance à atteindre, les règles de mise en œuvre et les contrôles à réaliser sont très exactement mentionnées dans les pièces techniques.

D'une manière générale, l'exécution d'un ouvrage hydraulique répond à des recommandations de mise en œuvre légèrement différentes d'un remblai routier. La performance hydraulique est plus importante que la performance mécanique et ce point impose des contraintes spécifiques sur chantier.

Le fascicule documentaire FD11-301 (Afnor, 2018) donne de nombreuses recommandations d'études et de mise en œuvre des sols pour obtenir des ouvrages de faibles perméabilités.

La méthode pour rechercher un compromis entre une faible perméabilité et une traficabilité acceptable est rappelée dans la Figure 82.

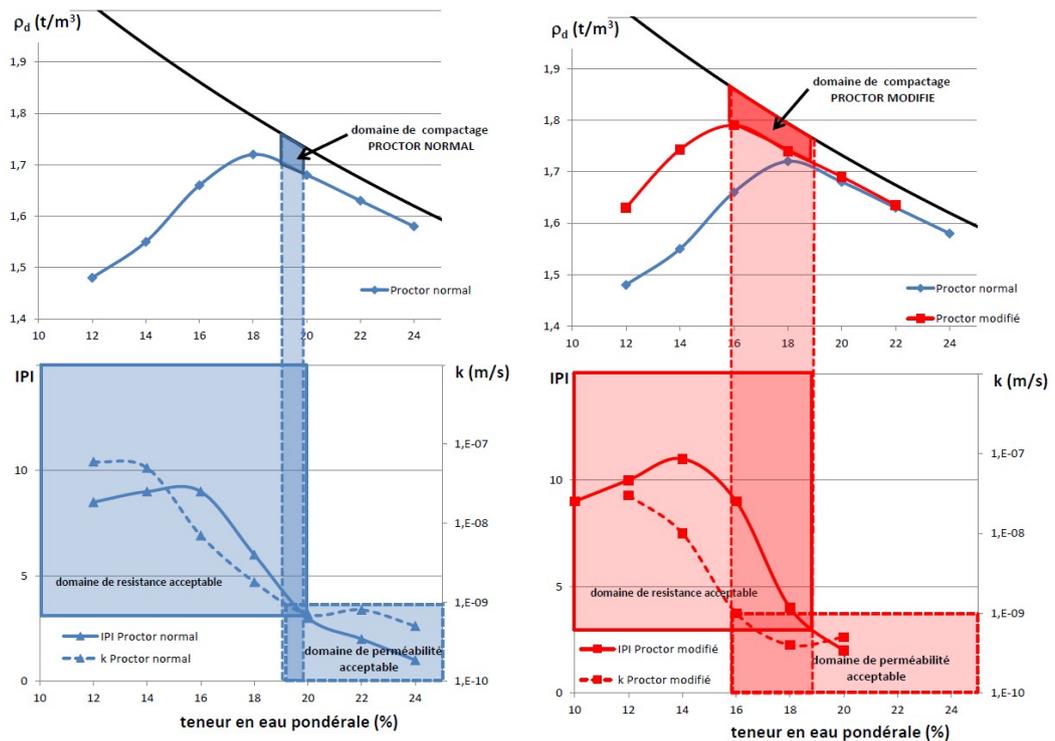


Figure 82 : Exemple de diagrammes permettant la définition de la plage de teneur en eau acceptable à l'énergie Proctor normal (en bleu) et modifié (en rouge) (Afnor, 2018)

Les matériaux utilisés sur chantier, compactés à l'énergie normale ou modifiée, sont en général des matériaux fins, mis en œuvre côté humide de l'optimum Proctor. C'est à ces conditions que l'on peut atteindre des perméabilités faibles.

Les méthodes de compactage recommandées sont en priorité les compacteurs statiques à pieds-dameurs ou tout autre engin pouvant agir statiquement et/ou par pétrissage. Le compactage par vibration est proscrit car il génère des discontinuités dans les matériaux et de la surpression interstitielle (Alonso, 2005 ; Afnor, 2018).

Le compactage des matériaux fins humides à très humides peut aussi conduire à des pressions interstitielles défavorables à la stabilité de l'ouvrage (Alonso, 2005). Il est donc ainsi souvent prescrit de respecter des vitesses de montée des ouvrages en terre qui respecte des temps de dissipation de ces surpressions interstitielles. Les contrôles sont en général organisés pour cela.

Les contrôles veillant à la conformité et à la bonne exécution des travaux balayent toute la panoplie des contrôles des terrassements, en commençant par l'identification des matériaux, leur teneur en eau, la mesure des masses volumiques in situ, le plan de balayage et la vérification des consignes de compactage. Elles incluent également un ensemble de mesures de perméabilités, réalisées par exemple, par des perméamètres à anneaux (Figure 83).



Figure 83 : Mesure au perméamètre à double anneau (digue de St Pryvé-St Mesmin, 2018). Le suivi du niveau d'eau est réalisé par un télémètre laser (dispositif pratiqué par le laboratoire Tranlabogéo)

Des précautions sont également imposées pour éviter les interfaces entre couches, le sous-compactage dans les zones de transitions etc.

II. Le vieillissement des sols compactés

A. Revue de la littérature

Le vieillissement des sols est un concept associé à l'analyse de la **thixotropie** des matériaux.

La **thixotropie** est une forme de vieillissement par évolution d'un paramètre en fonction du temps sans aucune autre forme d'intervention extérieure. Ltifi et al. (2014) admettent cependant qu'il est fréquent d'inclure dans les effets cachés du temps, des effets dus à l'altération chimique, au gel-dégel, au retrait-gonflement, aux variations de niveau de la nappe phréatique.

L'analyse des effets thixotropiques porte sur l'évolution de la propriété étudiée par augmentation de l'âge de l'échantillon observé, avec quelques fois ajout d'une faible contrainte.

De l'avis général des auteurs, le phénomène est complexe et encore imparfaitement expliqué. Ltifi et al. (2014) montrent dans leur étude, une augmentation de la raideur et de la résistance au cisaillement non drainée en fonction de l'âge sur les limons de Xeuilley (Figure 84a). Ces auteurs constatent que le temps a simultanément pour effet de diminuer la perméabilité de ces mêmes échantillons (Figure 84b).

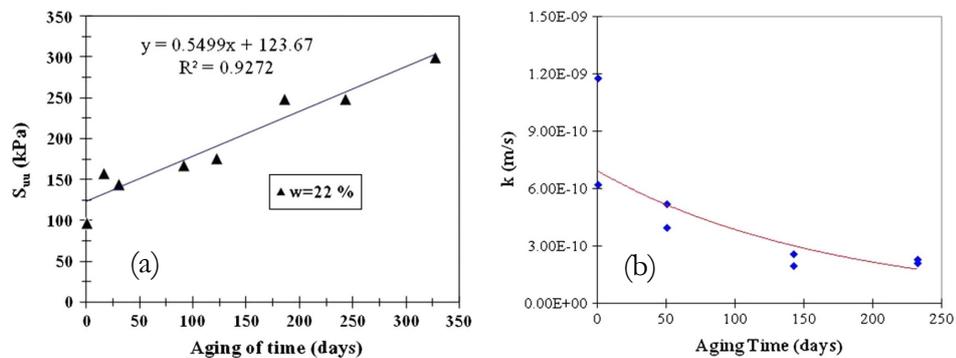


Figure 84 : (a) Résistance au cisaillement d'un limon non drainé et (b) perméabilité en fonction du temps (Ltifi et al., 2014)

Compte-tenu des minéraux en présence dans ce sol, les auteurs excluent de leur explication, toute évolution chimique et penchent pour une évolution de la structure.

Camapum de Carvalho et al. (1987) ont également pu constater que le temps de conservation des éprouvettes avait un effet sur les propriétés des sols, dont par exemple, l'augmentation de la résistance en compression simple (Figure 85).

Reprenant à leur compte des explications avancées par Mitchell et al. (1965), ils invoquent la dissipation interne de l'énergie de compactage, qui provoque soit un réarrangement des grains soit une redistribution de l'eau adsorbée et des cations de la double couche.

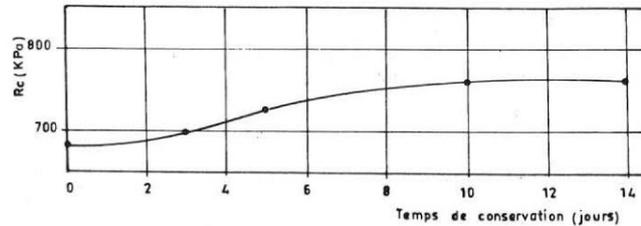


Figure 85 : Variation de la résistance à la compression simple en fonction du temps de conservation (Camapum de Carvalho et al., 1987)

Mitchell et al. (1965) expliquent l'augmentation de la résistance de matériaux thixotropes compactés par une flocculation des particules argileuses et une modification de la répartition de l'eau adsorbée, phénomène corrélé avec la diminution de la pression interstitielle. Ceci conduit à une structure plus robuste, mais plus perméable (Figure 86), ce qui est contraire à l'analyse de Lifi et al. (2014). L'effet thixotropique sur la perméabilité est plus prononcé aux fortes valeurs de teneurs en eau de confection.

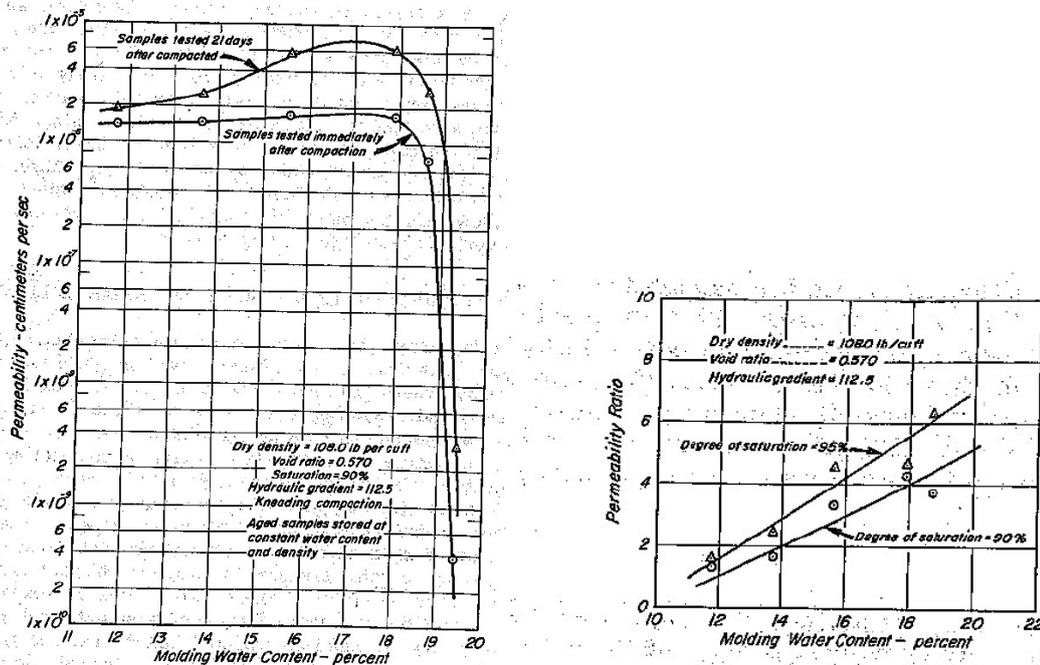


Figure 86 : Effet de l'âge sur la perméabilité d'une argile silteuse compactée (a) en valeur vraie ; (b) en pourcentage de la valeur à l'origine et celle obtenue après 21 jours de cure (Mitchell et al., 1965)

Delage et al. (2006) observent des modifications dans le temps de la microstructure de bentonites gonflantes compactées à différentes teneurs en eau. Ils montrent que la répartition de l'eau dans le temps se modifie au sein des particules argileuses, comme annoncé par Mitchell et al. (1965). La pénétration de l'eau à l'intérieur des feuillets de l'argile gonflante conduit à une modification de la porosité entre l'étape immédiatement après compactage et celle observée 90 jours plus tard (Figure 87).

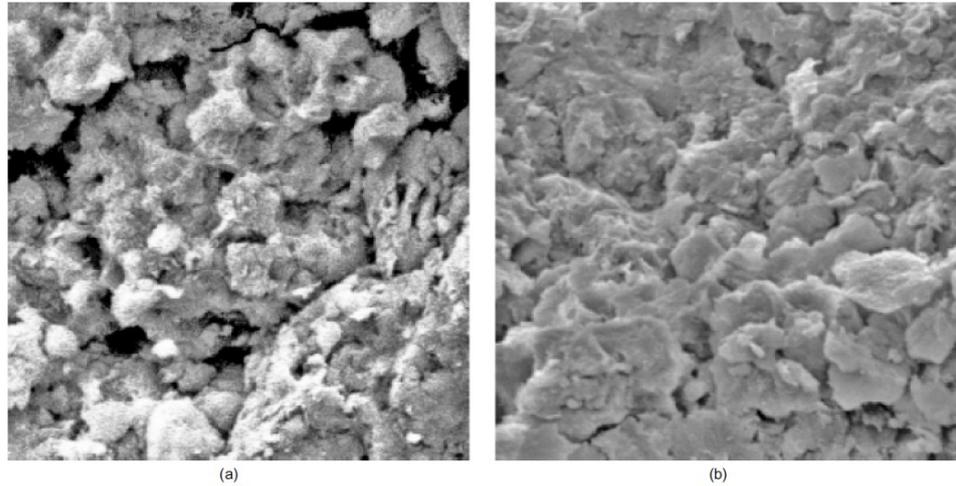


Figure 87 : Evolution au microscope électronique à balayage de la microstructure de la bentonite gonflante compactée avec $e= 0,648$, $w = 12,5\%$ après (a) 1 jours ; (b) 90 jours. (Delage et al., 2006) (largeur du cliché $40 \mu\text{m}$).

L'effet thixotropique se traduit dans ce cas par une nette réduction de la macroporosité et de la microporosité, constat confirmé par les mesures de porosimétrie par intrusion de mercure (Figure 88).

Dans le cas de la bentonite, cet effet est jugé par les auteurs, bénéfique vis-à-vis de la perméabilité, avec une réduction supposée de celle-ci dans le temps. Les modifications se manifestent dès 30 jours par une réduction des pores de rayon d'accès de l'ordre de $1-2 \mu\text{m}$ et une diminution du volume des pores de rayon d'accès inférieurs à $0,01 \mu\text{m}$ à 90 jours.

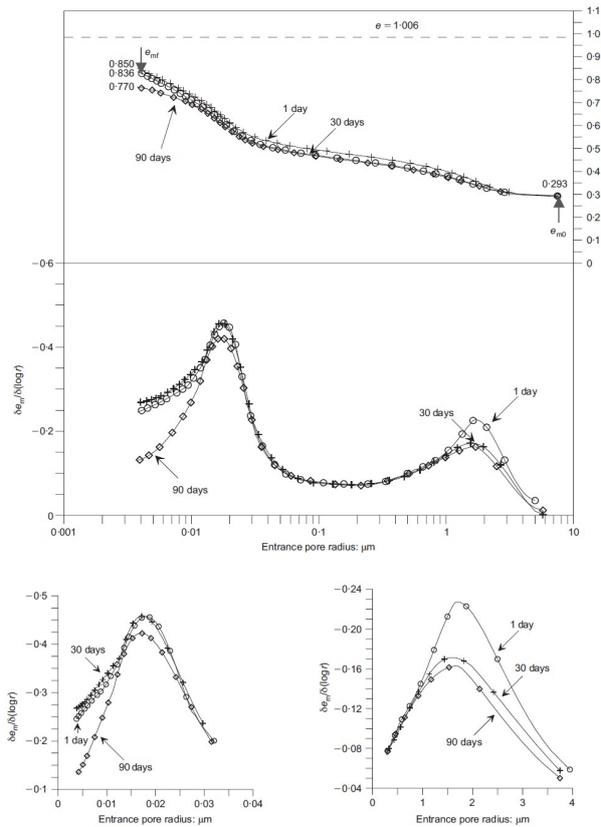


Figure 88 : modification dans la distribution des volumes de pores mesurés par porosimétrie par intrusion de mercure en fonction de l'âge, $e = 1,006$, $w = 12,5\%$ (Delage et al., 2006).

B. Les effets des cycles hydriques

Les effets thixotropiques sont des manifestations de vieillissement qui ne peuvent se passer que dans un laboratoire ou éventuellement sur un site, où aucune composante autre que le temps qui passe, ne s'exprime. Les phénomènes observés sont le résultat de la seule augmentation du temps calendaire, très probablement en lien avec des cinétiques très lentes combinant chimie, minéralogie et répartition de l'eau à la surface des feuillets argileux.

Les dégradations par vieillissement, comme évoqués dans le Chapitre 2, incluent plus largement dans le cas des digues, trois grands processus : les interactions avec le vivant, les interactions avec l'environnement météorologique et les interactions avec l'eau libre souterraine.

Il semblait intéressant d'apporter une contribution qui puisse évaluer les effets de l'environnement météorologique sur la digue. Le très grand état de sécheresse des sols de la digue de La Ville-aux-Dames nous a interpellés et la météorologie peut être à l'origine de ce dessèchement. À cela s'ajoute, l'absence de crue dans les périodes précédents l'année d'observation.

L'analyse des données de monitoring sur remblais instrumentés a également montré que les variations de teneurs en eau étaient les conséquences des alternances entre périodes humides et sèches au cours de l'année

Les cycles hydriques constituent donc les sollicitations principales du sol. C'est donc ce mécanisme de vieillissement que nous avons retenu pour accélérer et simuler le vieillissement sous l'effet des interactions sol-atmosphère.

Les paragraphes qui suivent font une revue de l'effet des cycles hydriques sur les matériaux compactés.

1. Effets sur la microstructure du sol

Les variations de teneur en eau, que ce soit lors du séchage ou de l'humidification, ont un effet macroscopique considérable visible à l'œil nu, surtout lorsque le sol est à dominante argileuse.

Les premiers effets portent sur la modification du volume, de la cohésion et, de manière plus anecdotique mais pas moins inutile, de leur couleur.

L'application de cycles hydriques, comme rappelé par Al Homoud et al. (1995) ou Ferber et al. (2009) sur les matériaux argileux, conduit à un tassement progressif du sol : le sol perd globalement en volume ce qui entraîne des déformations à l'échelle des échantillons mais également à l'échelle des ouvrages (Figure 89).

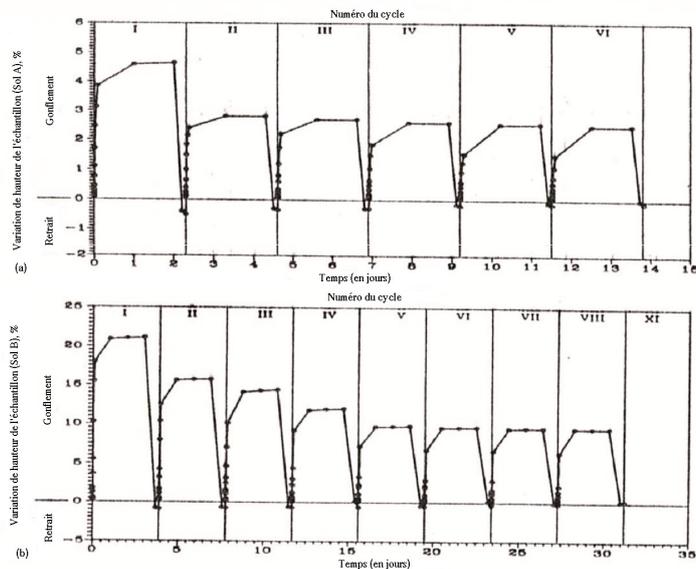


Figure 89 : Evolution du retrait-gonflement au fur et à mesure du temps sur le sol A et le sol B (Al Homoud et al., 1995)

La modification de la structure du sol sous l'effet du séchage entraîne ainsi, dans la plupart des cas, une densification à l'échelle des agrégats argileux comme illustré sur la Figure 90, qui peut se manifester jusqu'à l'échelle de l'ouvrage et se traduire par de

la fissuration (Mieussens, 2000 ; Ferber, 2006 ; Dyer et al., 2007 ; Ferber et al., 2009 ; Tang et al., 2011).

Al Homoud et al. (1995) précisent que les évolutions sont plus importantes lors du premier cycle hydrique (six cycles ayant été testés) et que des réarrangements particuliers sont constamment à l'œuvre au fur et à mesure de l'accumulation des cycles. Ces auteurs pensent également que les argiles flocculent ce qui réduit considérablement leur indice de plasticité et augmente probablement leur perméabilité, car le temps pour gonfler se réduit considérablement à chaque cycle.

La durée de chaque cycle est relativement courte rapportée à la vie d'un ouvrage et on peut s'interroger sur leur représentativité sur l'analyse du comportement à très long terme.

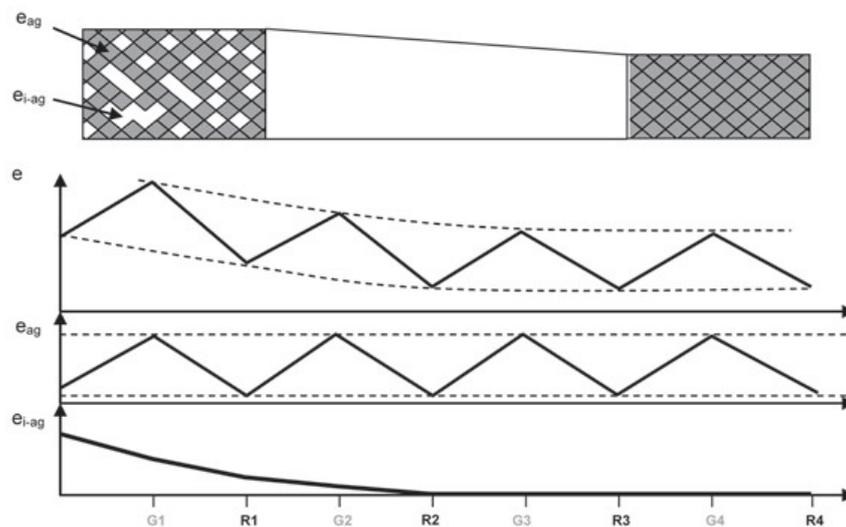


Figure 90 : Représentation schématique de l'effet de quatre cycles d'humidification-séchage sur le retrait et le gonflement d'un sol compacté (Ferber et al., 2009). Les déformations volumiques (matérialisées par la diminution de l'indice des vides à l'échelle d'un groupe d'agrégat) semblent irréversibles.

L'accumulation de cycles hydriques peut aussi engendrer des gonflements si les argiles ont été densément compactées (Al Homoud et al., 1995 ; Nowamooz et Masrouri, 2010) (Figure 91).

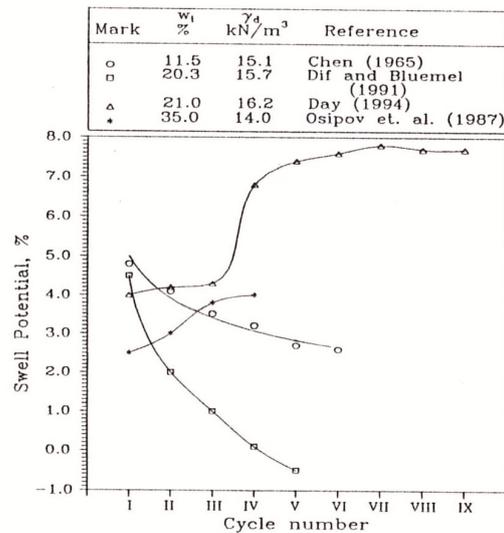


Figure 91 : Variation du potentiel de gonflement selon plusieurs chercheurs (Al Homoud et al., 1995)

Précisons que tous ces travaux ont été menés sur des sols fins limoneux, plastiques et très plastiques.

Glendinning et al. (2015), Stirling et al. (2017) ont récemment apportés des compléments sur l'observation multi-échelle des matériaux compactés soumis à des cycles d'humidification-séchage. Ils pensent, contrairement aux travaux cités précédemment, que l'accumulation de cycles endommage durablement la microstructure, sans toutefois apporter d'information sur l'échelle à laquelle cette remarque s'applique.

Ils justifient leur point de vue par le biais d'observations directes au microscope électronique à balayage environnemental et indirectes par la mesure des résistances au cisaillement (Figure 92).

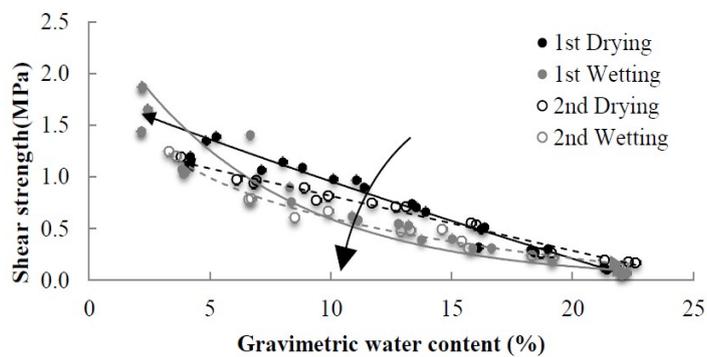


Figure 92 : Relation entre la résistance au cisaillement non drainée et la teneur en eau massique au cours de cycles d'humidification et de séchage (Glendinning et al., 2015)

L'hypothèse développée par Glendinning et al. (2015) est que les agrégats ou particules argileuses s'organisent et forment des discontinuités qui deviennent irréversibles (microfissures).

Stirling et al. (2017) confirment cette explication par l'observation du comportement non réversible de la courbe de rétention d'eau après 1, 2 et 3 cycles de séchage et d'humidification (Figure 93).

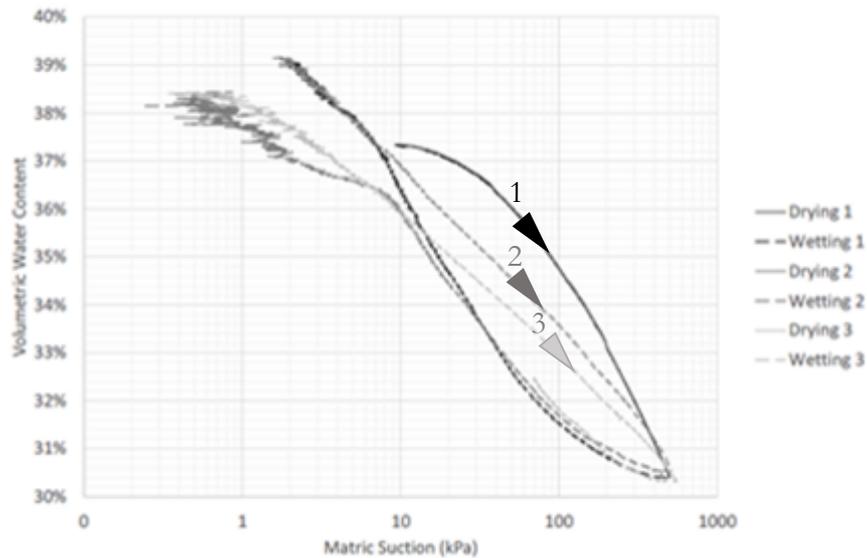


Figure 93 : Courbe de rétention d'eau entre 0 et 500 kPa. (Stirling et al., 2017). Enchaînement successif de 3 cycles de séchage et humidification.

L'application des cycles d'humidification et de séchage entraîne un décalage de la courbe se caractérisant par des suctions plus faibles pour une même teneur en eau après chaque cycle.

Deux écoles expliquent donc l'évolution de la microstructure. La première pense que les agrégats constituent la plus petite échelle du matériau ne se déformant pas sous l'effet des cycles hydriques. Les mouvements d'eau se manifestent essentiellement entre les agrégats. La deuxième penche pour une modification plus profonde de la microstructure avec une déformation des agrégats et la création de discontinuités nouvelles irréversibles.

2. Effets sur la conductivité hydraulique

Des travaux récents portant sur l'étude combinée des effets des cycles hydriques et des améliorations de sols par ajouts de matière sur des performances comme la conductivité hydraulique ont été présentés en 2015 par Mehenni à l'Université de Lorraine, et par Trabelsi et al., lors du colloque UNSAT 2018.

La plupart des études réalisées sur l'évolution de la conductivité hydraulique l'ont été pour tester des solutions d'améliorations de sol par ajout de liants hydrauliques, de chaux ou d'argiles gonflantes.

L'étude présentée par Trabelsi et al. (2018) a été conduite sur un sol argileux composé de smectite, d'illite et de kaolinite compacté à différentes densités. Elle ne détaille pas spécifiquement le mode de compactage adopté. Les argiles ont été mises en place dans des anneaux œdométriques de 2,5 cm d'épaisseur et 5,0 cm de diamètre, et densifiées pour atteindre des valeurs de 0,8 - 0,9 - 1,0 - 1,2 - 1,27 - 1,35 et 1,5 t/m³ (la valeur de ρ_{OPN} étant égale à 1,5 t/m³).

L'humidification a été menée par saturation de l'échantillon dans l'œdomètre en procédant par une remontée d'eau du bas vers le haut. Le séchage a été réalisé à une température de 30°C et une humidité relative de 50%. Les résultats exposés montrent que la masse volumique initiale conditionne l'évolution du matériau au cours des alternances d'humidification et de séchage (Figure 94).

Les matériaux initialement les plus denses voient progressivement leur masse volumique chuter et à l'inverse les matériaux les moins denses au départ voient leur masse volumique augmenter. Ces résultats sont concordants avec l'observation de l'évolution de la porosité sur la Figure 95.

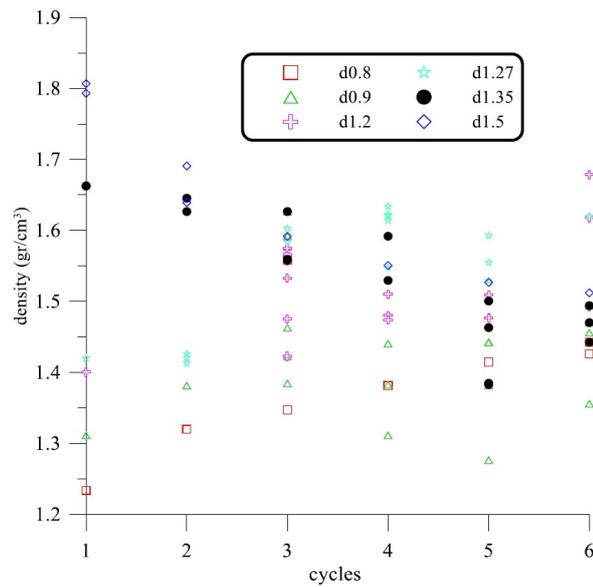


Figure 94 : Densité en fonction du nombre de cycles d'humidification-séchage pour un sol argileux à différentes densités initiales (Trabelsi et al., 2018)

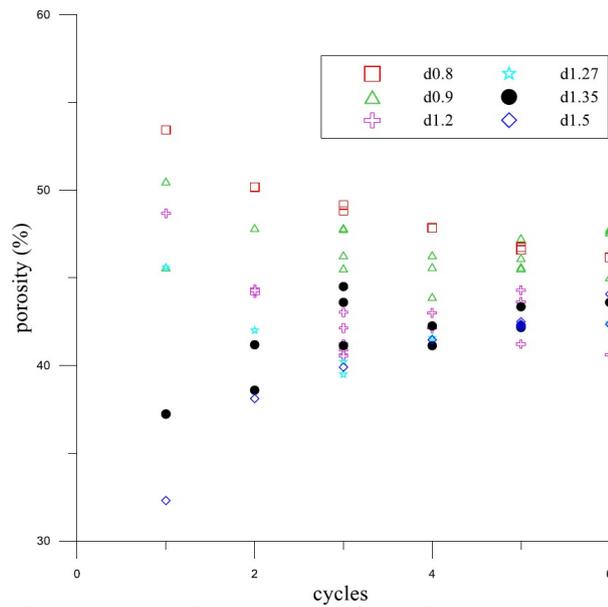


Figure 95 : Porosité en fonction du nombre de cycles d'humidification-séchage pour un sol argileux à différentes masses volumiques initiales (Trabelsi et al., 2018)

La mesure de la conductivité hydraulique de l'échantillon saturé à la fin de chaque cycle (Figure 96) montre, dans un premier temps, que les matériaux les plus compacts ont des perméabilités plus faibles que les échantillons peu compacts à l'état initial.

L'effet des cycles hydriques est observable sur les échantillons compacts dès le premier cycle hydrique imposé : les valeurs de perméabilité augmentent brutalement et se maintiennent à des valeurs supérieures à 10^{-5} m/s. Deux échantillons compactés à 0,9 et 1,27 t/m³ ont une perméabilité qui diminue à partir de 4 cycles.

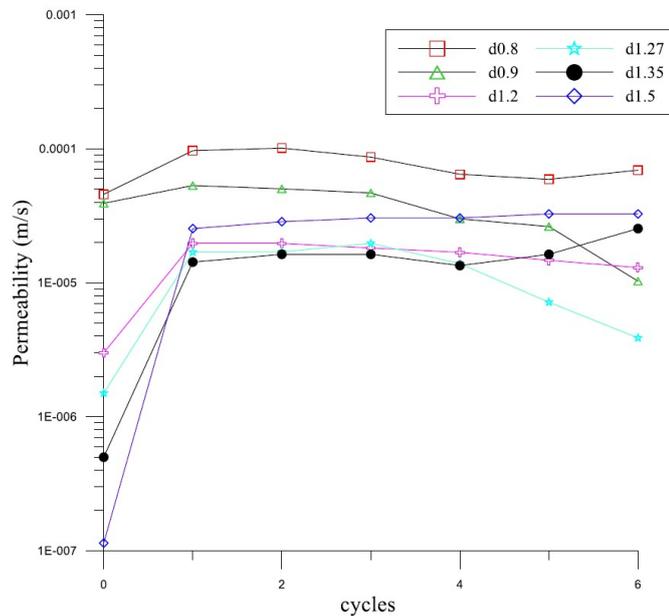


Figure 96 : Variation de la perméabilité au cours des cycles d'humidification-séchage (Trabelsi et al., 2018)

Les auteurs expliquent ces phénomènes par une modification de la structure du sol, de la porosité et de la distribution de la taille des pores, ainsi que par la propagation de microfissures.

D'autres études ont testés l'effet de cycles hydriques sur des matériaux améliorés par ajout de chaux vive à des mélanges de sable bentonite, dans des proportions variables (Akcanca and Aytakin, 2014). L'objectif était d'évaluer l'efficacité dans le temps de la solution d'amélioration.

Bien que les valeurs individuellement sont toutes du même ordre de grandeur, les auteurs notent des différences de comportement et pensent que les effets de cycles hydriques (menés par séchage et immersion) sont perceptibles sur les performances (Figure 97).

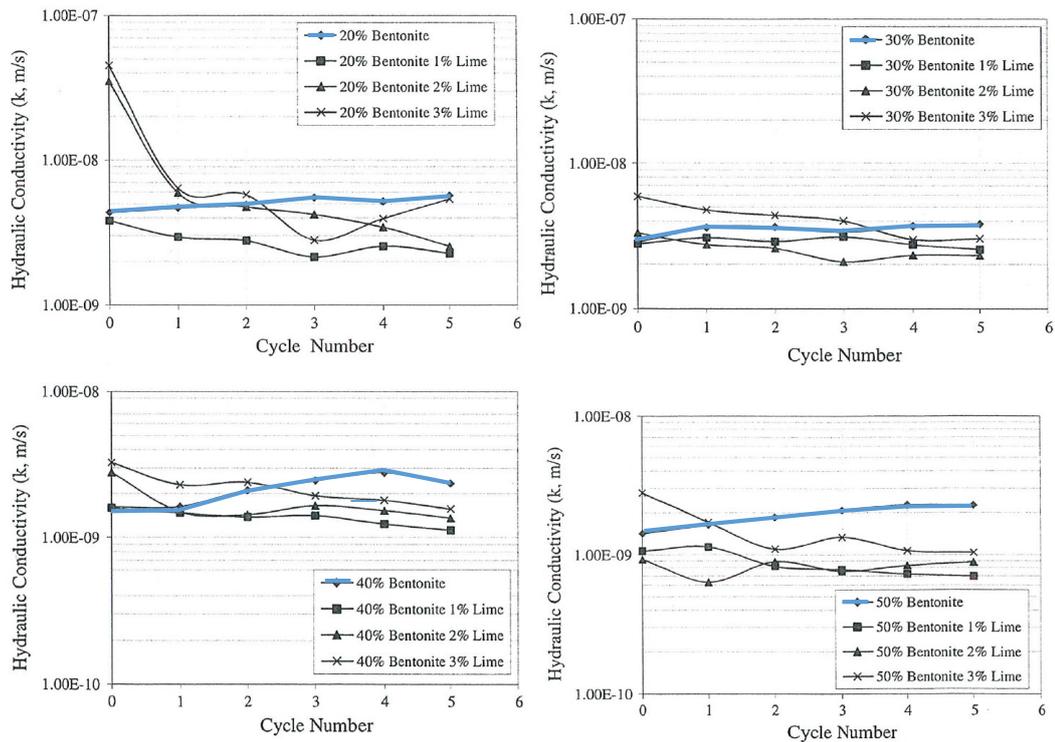


Figure 97 : Evolution de la conductivité hydraulique de mélange sable-bentonite, en proportion variable, en fonction du nombre de cycles hydriques (Akcanca and Aytekin, 2014). En bleu, les courbes sans chaux.

Tout en restant prudent sur ces résultats, on peut noter que la perméabilité mesurée sur tous les échantillons de sable-bentonite non traités tend légèrement à augmenter entre l'état initial et après 5 cycles hydriques, contrairement aux matériaux traités dont la perméabilité a plutôt tendance à diminuer.

Mehenni (2015) a étudié l'effet de cycles hydriques sur un limon amélioré par diverses solutions de traitement. Ce limon présente des caractéristiques de sol fin de type A1. Sa teneur en argile (passant à $2\mu\text{m} = 6\%$) et sa limite de liquidité ($w_L = 28,5$) sont très proches des sols de La Ville-aux-Dames. Son travail présente notamment la caractérisation du vieillissement du matériau naturel.

Le matériau a été compacté à l'état hydrique humide ($w_{OPN} + 2,5\%$) et à $95\% \rho_{dOPN}$.

Deux méthodes de vieillissement hydriques ont été appliquées sur les éprouvettes. Celle qualifiée de modérée (méthode Hr) a largement inspiré la suite de ce travail. Elle combine une phase d'humidification par remontée capillaire et une phase de séchage à 20°C en enceinte à humidité contrôlée à 54% . L'autre protocole alternait des phases d'immersion complète et de séchage à 60°C (méthode Ag). Très agressive pour les matériaux testés, elle conduit à une destruction rapide de l'échantillon non traité.

L'auteur note que le matériau ne montre pas de signe d'altération visible après les douze cycles d'humidification séchage par la méthode modérée Hr (Figure 98).



Figure 98 : Exemple de deux éprouvettes du limon non traité ayant subi 12 cycles hydriques par la méthode Hr alternant humidification par remontée capillaire et séchage doux (Mehenni, 2015).

La résistance à la compression simple est de l'ordre de 150 kPa (Figure 99). Elle n'évolue pas ou diminue très légèrement.

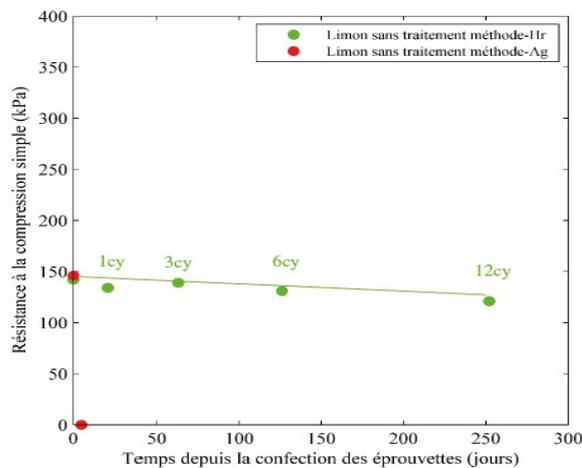


Figure 99 : Evolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement avec l'accumulation des cycles hydriques (Mehenni, 2015)

La conductivité hydraulique initiale du limon après compactage mesurée en cellule triaxiale (contrainte de confinement de 40 kPa et pression d'injection de 30 kPa) était de l'ordre de $6 \cdot 10^{-9}$ m/s. Après 12 cycles la perméabilité augmente d'une puissance de 10 pour atteindre $5 \cdot 10^{-8}$ m/s (Figure 100). L'auteur a négligé la valeur obtenue après un cycle pour tracer la courbe d'évolution globale de la perméabilité.

Ces résultats seront comparés plus loin avec ceux obtenus sur le sol de La Ville-aux-Dames.

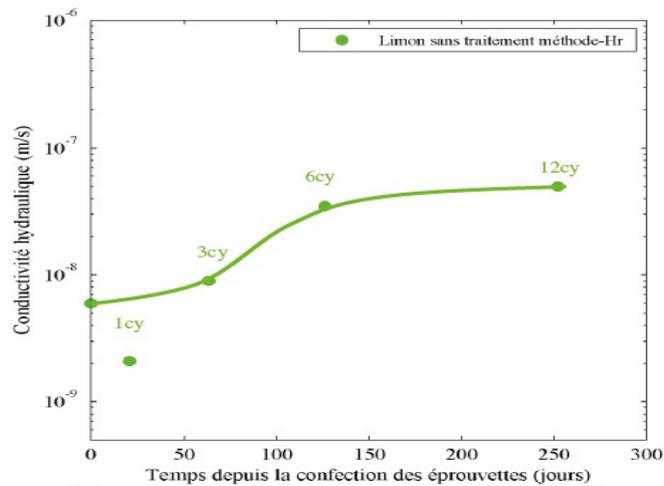


Figure 100 : Evolution de la conductivité hydraulique du limon sans traitement en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode Hr (Mehenni, 2015)

3. Bilan des effets des cycles hydriques

Les cycles hydriques ont des effets sur les matériaux compactés qui se traduisent par de nombreuses modifications au niveau de leurs structures.

À l'échelle des ouvrages, les observations de terrain montrent que les cycles se traduisent par du retrait volumique et de la fissuration visible dans les sols fins.

À l'échelle des matériaux, les cycles hydriques ont des effets contradictoires sur la microstructure, selon la nature des argiles et les caractéristiques propres à leur mise en œuvre (masse volumique / teneur en eau initiale). On retiendra qu'en général, les cycles hydriques provoquent du retrait volumique pour les matériaux compactés normalement ou sous-compactés.

Les conséquences des cycles hydriques à l'échelle des matériaux testés en laboratoire, se traduisent par une augmentation de la perméabilité, une diminution de la résistance au cisaillement et une humidification qui tend à se manifester plus rapidement dans des gammes de succion plus faibles.

Les variations de la perméabilité s'expliquent probablement par la réorganisation microstructurale des particules argileuses dont on soupçonne l'importance grâce à l'ensemble des résultats d'analyse indirects à notre disposition. Mais il manquait à notre avis, des explications qui justifient les modifications constatées.

Les moyens d'analyse directe jusqu'ici mis en œuvre ont été limités au MEB ou au MET. Selon nous, seules des observations visuelles, couplées à de la quantification, pouvaient expliquer les effets des cycles à l'échelle des échantillons. C'est ce que nous avons mis tenter de faire avec l'utilisation de la tomographie aux Rayons X. Nous avons mené en parallèle des investigations à l'aide de la porosimétrie par intrusion de mercure pour détailler la microstructure par un moyen connu.

III. Etude du vieillissement accéléré par cycles hydrique du sol de la digue de La Ville-aux-Dames

A. Caractéristiques des éprouvettes

1. Description du matériau et des modalités de compactage

Nous détaillerons ici des résultats de caractérisation spécifiques des sols de La Ville-aux-Dames, complémentaires de ceux déjà présentés dans le Chapitre 2.

Pour rappel, les résultats des essais d'identification traditionnels sont récapitulés dans le Tableau 16.

Tableau 16 : Identification des sols de La Ville-aux-Dames. Rappel des données de Fugro pour les sols de Remblai, du Corps de Digue et celles de l'échantillon moyen.

	Essais réalisés (entre parenthèses, le nombre d'essais réalisés)	Formation R	Formation CD	Echantillon moyen
Essai de sol	Teneur en eau naturelle w_n (%)	2,2 à 13,7 (14)	4,1 à 14,5 (32)	-
	w_{OPN} (%)			10,85
	ρ_{dOPN} (t/m ³)			1,949
	ρ_s (t/m ³)			2,687
	VBS (g bleu/100g de sol sec)	0,6 - 0,9 (2)	0,05 à 1,0 (7)	0,68
	Passant à 2 μm (%)			~ 8,0
	Passant à 80 μm (%)	17 – 29 (2)	1 à 25 (7)	21,1
	Passant à 2 mm (%)	8 – 8 (2)	67 à 100 (7)	91,5
	Classification GTR	B5	D1 – B1 – B5	B5
	Classification LPC/USCS (USCS)			SL (SC/SM)
	Description du sol	Sable silteux	Sables et sables silteux	Limon sableux

Les éprouvettes cylindriques ont été confectionnées à partir de matériau écrêtés à 5 mm pour les éprouvettes 5×10 cm et 5×5 cm ; et à 2 mm pour les éprouvettes 1,5×2 cm.

Les éprouvettes 5×10 cm et 5×5 cm ont été réalisées à la presse statique IGM à simple effet du Cerema Blois (Figure 101a et b). Afin d'éviter la formation d'un gradient de densité à l'intérieur de l'éprouvette, la procédure de compactage prévoit une fermeture de l'éprouvette en quatre étape de manière à répartir l'effort alternativement au sommet et à la base de l'éprouvette (on parle de pseudo-double effet de compactage), comme recommandé dans la norme NF EN 13286-53 (2005).

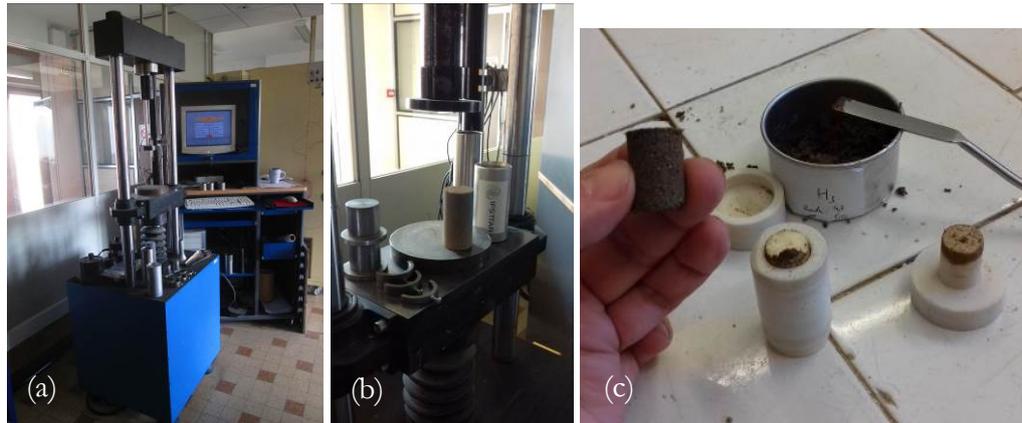


Figure 101 : Matériel de compactage utilisé (a) presse hydraulique, (b) vue d'une éprouvette 5×10 et du matériel de compactage, (c) vue d'une éprouvette 1,5×2 et du matériel de compactage manuel.

Pour la conduite des essais, il a été décidé d'étudier le comportement des matériaux dans des conditions proches des conditions de chantier, à savoir le compactage d'un sol non-saturé, avec un degré de saturation $80\% < S_r < 100\%$ et de l'air occlus dans la matrice.

Le matériau a donc été compacté côté humide de l'optimum Proctor, avec une teneur en eau légèrement supérieure à 12% (soit $w_{OPN} + 1,3\%$), et avec une masse volumique sèche objectif de $1,851 \text{ t/m}^3$ soit environ 95% ρ_{dOPN} (condition q4 de mise en œuvre en remblai).

Les mêmes conditions de teneur en eau et de masse volumique ont été appliquées pour confectionner les éprouvettes cylindriques ayant servi à la tomographie par Rayons X et les éprouvettes utilisées pour réaliser des mesures en porosimétrie par intrusion de mercure (Figure 101c).

Pour ces observations, nous avons dû adapter le mode de compactage au mode d'investigation des appareils. Pour obtenir un échantillon de petite taille (éprouvettes $1,5 \times 2 \text{ cm}$), nous avons utilisé les moules destinés à la confection des essais d'émiettage accélérés de l'Ifsttar (Haguigui, 2012). Le compactage a été réalisé

statiquement en pressant manuellement la masse nécessaire de matériau préalablement humidifié à la teneur en eau de 12,2% correspondant à 95% ρ_{OPN} .

2. Caractérisation minéralogique par Diffraction aux Rayons X

Le sol de La Ville-aux-Dames a été tamisé à 2 mm puis quarté jusqu'à obtenir deux échantillons d'environ 1 g humide. Les deux échantillons ont été finement broyés puis analysés au diffractomètre¹² de l'Isttar de Marne-la-Vallée.

L'analyse par Diffraction des Rayons X (DRX) a permis de restituer les diffractogrammes suivants (Figure 102) :

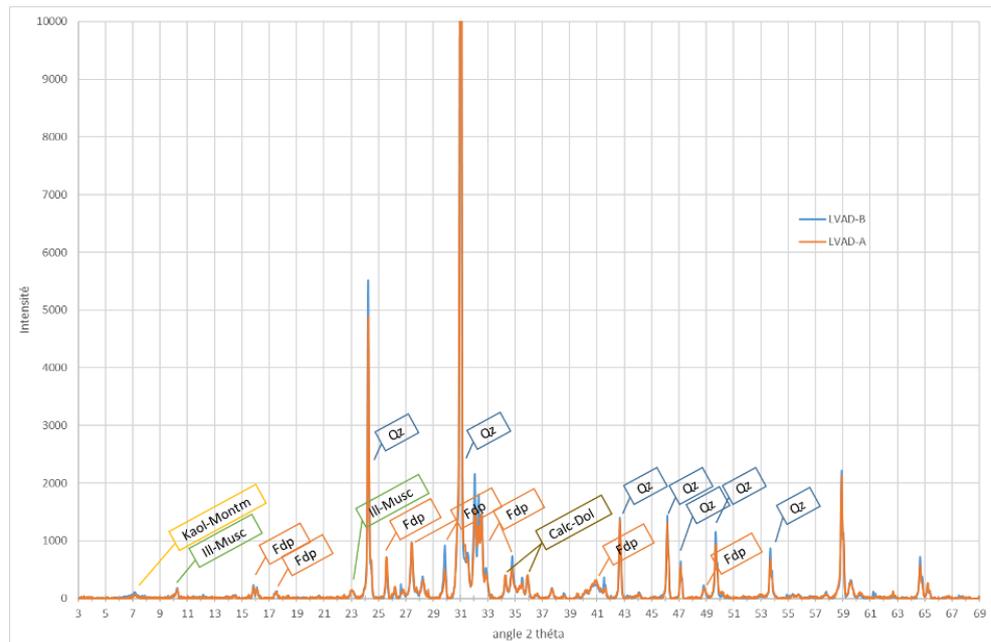


Figure 102 : Diffractogramme RX du sol de La Ville-aux-Dames

¹² Diffractomètre D8 advance de marque Bruker, type θ - θ , équipé d'une anode Cobalt, détecteur Lynx Eye, sans monochromateur, acquisition toutes les secondes par pas de $0,01^\circ 2\theta$.

Les diffractogrammes des deux échantillons se superposent relativement bien et diffèrent seulement par l'intensité de quelques pics.

La quantification réalisée par la méthode Rietveld à l'aide du logiciel TOPAS est récapitulée dans le Tableau 17.

Tableau 17 : Minéraux identifiés par diffraction des Rayons X dans les sols de La Ville-aux-Dames.

	Echantillon A	Echantillon B
Quartz	46,7 %	46,7 %
Feldspath	42,2 % Microcline, Albite, Albite intermédiaire	41,5 % Albite, Microcline intermédiaire
Illite-Muscovite	8,7 %	8,8 %
Kaolinite-Montmorillonite	0% Chlorite IIb	1,0 % Kaolinite (BISH)
Calcite-Dolomite	1,0 %	1,9 %
Autres	Goethite 0,4 % Maghémite 0,9 %	-

Cette quantification confirme la faible proportion de minéraux argileux dans le sol de La Ville-aux-Dames (environ 8% de fraction 0/2 μ m selon l'analyse sédimentométrique). Ces minéraux sont constitués principalement de formes plutôt bien cristallisées et peu (voire pas) gonflantes comme l'illite, la muscovite et la kaolinite.

3. Courbe d'adsorption d'eau

La courbe d'adsorption d'eau des matériaux a été obtenue sur de petites éprouvettes cylindriques 5×5 cm. Les 7 éprouvettes ayant servi pour établir la courbe avaient une masse volumique moyenne de 1,827 t/m³ (soit 94% ρ_{DOPN})

Conformément à la norme NF X 15-119 (Afnor, 1999), les éprouvettes compactées ont été conditionnées dans des étuis étanches, pour une mise en équilibre dans des atmosphères à humidité relative contrôlée à l'aide de solutions salines, sans contact avec la solution. Certains produits chimiques n'étant pas disponibles, seules 7 conditions ont été testées (Figure 103). Le Tableau 18 récapitule les conditions de saturation pour chacune des solutions salines.



Figure 103 : Conservation des 7 éprouvettes 5×5 cm compactées statiquement à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN}+1,3\%$) et $\rho_d = 1,827 \text{ t/m}^3$ (94% de $\rho_{d OPN}$), en étui étanche pour mise en équilibre hydrique avec des solutions salines saturées.

La taille des échantillons étant conséquente, un délai de 6 mois a été respecté pour attendre la mise en équilibre des teneurs en eau du sol avec l'humidité relative du conditionnement.

Tableau 18 : Solutions salines utilisées pour établir la courbe d'adsorption d'eau du sol de La Ville-aux-Dames compacté à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN}+1,3\%$) et $\rho_d = 1,827 \text{ t/m}^3$ (94% $\rho_{d OPN}$). En blanc, les conditions réalisées.

Produit chimique	Formule	HR à 20°C	Quantité à saturation dans l'eau*	Pour saturer 100 ml
Fluorure de Césium	CsF	3.8%	3670 g/l à 18°C	
Bromure de Lithium	LiBr	6.6%	1667 g/l à 20°C.	
Hydroxyde de potassium	KOH	9%	1100 g/l à 25°C	225 g
Chlorure de Lithium	LiCl	12%	769 g/l	
Acétate de Potassium	CH ₃ CO ₂ K	23.1%	2000 g/kg	
Chlorure de magnésium	MgCl ₂	33.1%	542 g/l à 20°C	115 g
Carbonate de Potassium	K ₂ CO ₃	43.2%	1120 g/l à 20°C	
Bromure de Sodium	NaBr	59.1%	733 g/l à 20°C	
Nitrate d'ammonium	NH ₄ NO ₃	65%	1900 g/l à 20°C	400 g

Produit chimique	Formule	HR à 20°C	Quantité à saturation dans l'eau*	Pour saturer 100 ml
Iodure de Potassium	IK	69.9%	1430 g/l à 20°C	
Chlorure de sodium	NaCl	75.5%	358 g/l à 20°C	80 g
Chlorure de potassium	KCl	85.1%	360 g/l à 20°C	80 g
Nitrate de potassium	KNO ₃	93%	357 g/l à 25°C	75 g
Sulfate de potassium	K ₂ SO ₄	97.6%	112 g/l à 20°C	25 g

(suite du tableau 18)

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 104.

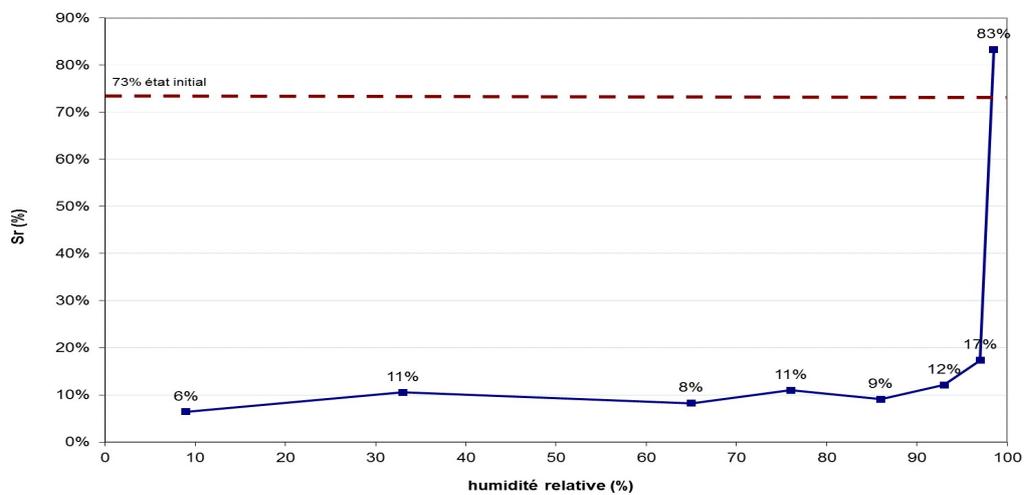


Figure 104 : Courbe d'adsorption d'eau du matériau de La Ville-aux-Dames compacté à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN} + 1,3\%$) et $\rho_d = 1.851 \text{ t/m}^3$ ($95\% \rho_{d \text{ OPN}}$).

La courbe d'adsorption des sols compactés de La Ville-aux-Dames montre que pour toutes les gammes d'humidités relatives $HR < 98 \%$ le matériau s'assèche. Le degré de saturation chute de 70% à environ 10%, soit une teneur en eau de l'ordre de 2 %.

Le sol de La Ville-aux-Dames, composé de très peu de particules de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$ (8%), a une faible capacité d'adsorption à la surface des particules et présente a priori très peu de micro-capillaires de taille $< 0,1 \mu\text{m}$ (Daïan, 2010).

Ceci explique que le sol peut très facilement se dessécher *in situ*, car des humidités relatives de l'ordre de 98% sont rarement rencontrées in situ sur de longues durées, sauf humidification par infiltrations d'eau. En laboratoire, l'atmosphère étant plutôt aux alentours de 60-70%, le séchage permettant d'arriver à une teneur en eau de l'ordre de 3% est rapidement atteint.

4. Courbe de rétention d'eau

Les mesures des succions matricielles ont été réalisées sur des éprouvettes 5×10 cm compactées statiquement, avec une masse volumique sèche de 1,851 t/m³ (soit 95% ρ_{dOPN}) et une teneur en eau de départ de 10,9 % (soit 100% de w_{OPN}).

À chaque étape de teneur en eau, l'éprouvette a été délicatement fendue en deux et la succion matricielle a été établie à partir de la mesure de la teneur en eau mesurée par la méthode du papier filtre (ASTM 5298) (Figure 105). L'insertion des 3 papiers filtres Whatmann 42 est réalisée avec soin au contact du sol. Puis l'éprouvette est refermée, emballée dans un film plastique, et conservée dans un étui en plastique à 20°C pendant 7 jours, le temps que l'humidité du papier filtre s'équilibre avec la teneur en eau de l'éprouvette.



Figure 105 : Mesure de succion par la méthode du papier filtre (ASTM 5298) après compactage ou séchage, l'éprouvette est fendue en deux, les 3 disques de papier Whatmann 42 sont insérés puis l'éprouvette est soigneusement emballée pour conservation pendant 7 jours.

Après ce délai, la teneur en eau du papier filtre inséré entre les deux feuillets au contact direct du sol, est mesurée selon les préconisations de la norme ASTM 5298. La teneur en eau de l'éprouvette est réalisée à l'étuve selon la norme NF P94-050.

La succion matricielle est déduite des formules de l'Équation 7 et de l'Équation 8 selon les conditions suivantes :

- Pour des teneurs en eau du papier filtre $w_f < 45.3\%$:

$$\text{Équation 7 : } \log(s) = 5.327 - 0.0779 \times w_f$$

- Pour des teneurs en eau du papier filtre $w_f > 45.3\%$:

$$\text{Équation 8 : } \log(s) = 2.412 - 0.0135 \times w_f$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau 19. Les différentes mesures de succion ont été obtenues sur les éprouvettes confectionnées et séchées progressivement dans un dessiccateur. La dernière éprouvette disponible ayant suivi le même chemin de drainage, a été ré-humidifiée en atmosphère humide.

Tableau 19 : Tableau des mesures des succions, degré de saturation et teneurs en eau massiques et volumiques obtenues sur éprouvettes compactées lors du séchage et de l'humidification.

w (%)	θ (%)	s (kPa)	Sr (%)
10,85	20,1	0,03	63,9
9,44	17,5	9	55,6
8,95	16,6	36	52,7
7,6	14,1	56	44,7
5,04	9,3	630	29,7
3,2	5,9	2250	18,8
9,2	17,0	5	54,2

Ces résultats mis en forme sur la Figure 106 correspondent à la courbe de rétention d'eau du sol compacté.

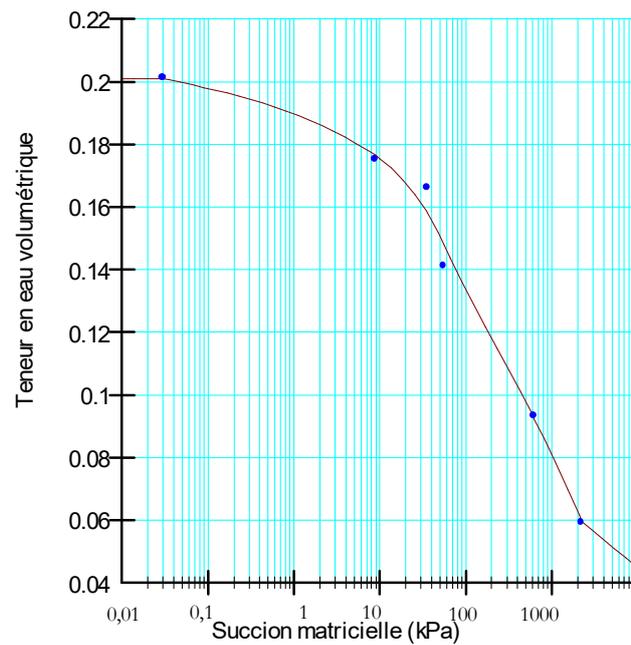


Figure 106 : Courbe de rétention d'eau du sol de La Ville-aux Dames compacté initialement à 95% ρ_{dOPN} et $w_{OPN} = 10,9\%$.

La succion dans ce sol majoritairement sableux et très peu argileux ne dépasse pas 2500 kPa à 3% de teneur en eau massique.

B. Méthodologie de vieillissement hydrique adoptée

Deux difficultés majeures ont conduit à justifier la méthodologie retenue pour simuler les cycles hydriques :

- 1) La nature des sollicitations hydriques à imposer n'est pas normalisée en Europe ; elle est codifiée dans une norme ASTM D559 – 03 (adaptée aux sols traités au ciment) et repose sur l'application de conditions hydriques extrêmes que beaucoup considèrent comme trop agressives (Stolz et al., 2013 ; Mehenni, 2015) ;
- 2) L'intensité des sollicitations hydriques à imposer, n'est pas non plus normalisée, alors qu'elle est censée reproduire des conditions de sites réalistes.

Les diverses pratiques des laboratoires et les points de divergences qui subsistent entre toutes les méthodes recensées ont été listées par Mehenni (2015) et sont résumées ci-dessous :

- Les techniques reproduisant la nature des sollicitations :
 - o À l'humidification : par remontée d'eau capillaire, pulvérisation d'eau, imbibition ;
 - o Pour le séchage : à l'air libre, à l'étuve, en étuve à hygrométrie contrôlée, par équilibre avec des solutions salines ou par décalage d'axe (succion contrôlée) ;
- Les gammes de températures appliquées :
 - o À l'humidification : 21°C, 22°C, température ambiante ou pas d'indication ;
 - o Au séchage : 20°C, 22°C, 24°C, 35°C, 40°C, 45°C, 60°C, 71°C ;
- La durée imposée pour chaque phase de cycle :
 - o À l'humidification : 5, 12, 24, 48, 60 ou 168h (7 jours), 5 semaines, voire le temps nécessaire pour atteindre l'objectif ;
 - o Au séchage : 12, 42, 48 ou 120h, voire le temps nécessaire pour atteindre l'objectif

Il n'y a donc pas consensus sur ces différents sujets, qui sont laissés à l'appréciation des auteurs.

La question de reproduire des sollicitations réalistes pour accélérer le vieillissement en laboratoire a été spécifiquement abordée dans le cadre du projet ANR TerDOUEST (2018-2012). À cette époque, il avait été jugé important de reproduire des sollicitations en talus différentes de celles à la base d'un remblai.

En l'absence de données restituant des enregistrements *in situ* des interactions sol-atmosphère, seules des hypothèses peuvent être faites sur la nature et l'intensité des sollicitations à appliquer.

Pour l'étude du vieillissement en talus, partie d'ouvrage la plus concernée par les interactions sol-atmosphère, nous avons retenu les hypothèses suivantes :

- L'absence de contraintes verticales sur l'éprouvette : les sols en talus ne subissent pas ou peu de contraintes ;
- L'humidification due à la météorologie : en période hivernale, le degré de saturation devra être proche de 100 % comme constaté sur le monitoring de Héricourt ;
- Le séchage : comme examiné dans le chapitre 2, les succions qui résultent de ces phénomènes dépendent du site ; l'état diagnostiqué en 2014 des sols de la digue de La Ville-aux-Dames montre par contre que les teneurs en eau sont très majoritairement sèches à très sèches, avec des valeurs de l'ordre de 2 ou 3% en surface. Ceci a conduit à retenir des sollicitations de séchage permettant au moins d'atteindre ces valeurs.

1. L'humidification en laboratoire

Divers essais préliminaires réalisés au Cerema de Blois sur des éprouvettes compactées statiquement ont permis d'éliminer des méthodes d'humidification peu concluantes. Parmi ces tentatives on citera l'humidification : au brumisateur, au pulvérisateur d'eau, par immersion dans l'eau, en salle humide, en conteneur humide.

La courbe d'adsorption d'eau du sol de La Ville-aux-Dames permet d'expliquer les échecs avec les modes d'humidification aériens dont l'humidité relative ne permet pas d'obtenir au minimum 98,5% dans l'air ambiant. L'immersion dans l'eau a été un échec total du fait du comportement dispersif du sol, que l'on a vérifié au travers de la courbe granulométrique analysée selon les critères de Kenney et Lau (1985).

Nous avons par contre obtenu d'excellents résultats avec des degrés de saturation des éprouvettes supérieures à 80%, par la méthode des remontées capillaires et dans une enceinte générant 98,5% d'humidité relative (conditions de brouillard de la norme ISO 20340) (Figure 107). Ces deux méthodes ont été retenues pour l'humidification des éprouvettes testées en perméabilité.

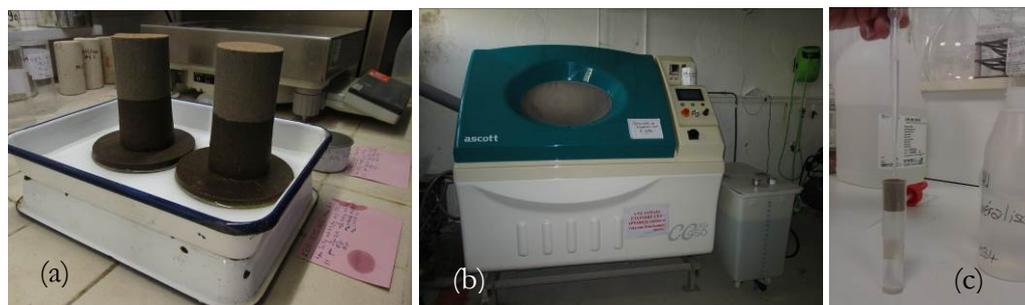


Figure 107 : Humidification (a) par remontée capillaire ; (b) en atmosphère humide en enceinte ASCOTT ; (c) au goutte-à-goutte.

- Humidification par remontée capillaire (Figure 107a) : les éprouvettes sont placées en contact avec une surface d'eau libre, par l'intermédiaire d'une pierre poreuse et d'un papier filtre. Ce moyen permet de saturer l'éprouvette en moins d'une demi-journée. Cette méthode a été retenue par Mehenni (2015) et par De Baecque et al. (2019).
- Humidification par adsorption en atmosphère humide (Figure 107b) : les éprouvettes ont été placées pendant 3 jours en atmosphère humide contrôlée à plus de 98% d'humidité relative et une température de 35°C, dans une enceinte ASCOTT (CC450XP) utilisée pour les essais de durabilité des peintures sur métal. L'enceinte diffuse un brouillard selon la norme durabilité ISO 20340 ;

Dans les deux cas, l'humidification a été conduite en utilisant de l'eau déminéralisée de laboratoire. Le suivi du degré de saturation sur les lots d'éprouvettes montre une très bonne régularité des phases de séchage et d'humidification (Figure 108).

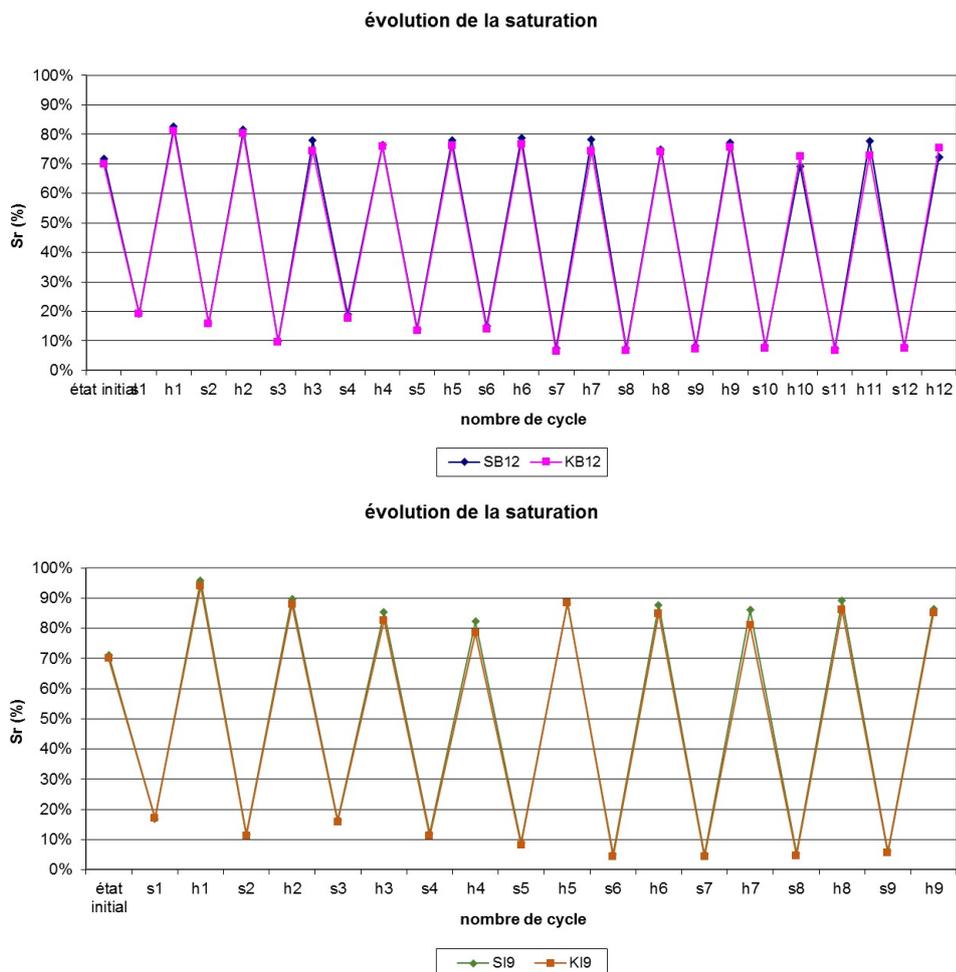


Figure 108 : Exemple de suivi de la saturation (a) en atmosphère humide (b) par remontée capillaire.

Toutes les éprouvettes ont pu suivre l'intégralité du protocole à l'exception des deux éprouvettes testées après 12 cycles de remontées capillaires qui se sont rompues après plusieurs manipulations.

Pour l'humidification de l'échantillon de sol compacté pour la tomographie aux Rayons X, il a été décidé d'augmenter la teneur en eau par une humidification directe en goutte-à-goutte à la pipette (Figure 107c). Ce mode d'humidification a été possible grâce à l'étui en PVC utilisé pour maintenir l'échantillon durant la tomographie, car autrement le sol se serait dispersé. Bien que légèrement différent des deux autres modes d'humidification, car la gravité peut agir sur la mobilité de l'eau, la méthode se rapproche le plus de l'humidification par remontée capillaire.

Après chaque phase d'humidification, les éprouvettes ont été pesées puis mises à sécher.

2. Le séchage en laboratoire

Le séchage de l'éprouvette s'est inspiré des modes opératoires préconisés à la suite du projet ARGIC.



Figure 109 : Séchage à l'air libre des éprouvettes 5×10 cm.

Le séchage a été conduit en laissant les éprouvettes à l'air libre (Figure 109), en contrôlant la teneur en eau par pesée jusqu'à atteindre des teneurs en eau comprises entre 1 et 3 %, soit pour nos éprouvettes compactées entre 8 et 20 % de degré de saturation (Figure 108).

L'échantillon destiné aux observations par tomographie de Rayons X a été séché à l'air libre dans son étui en PVC.

3. Les cycles hydriques

Les éprouvettes ayant été confectionnées à l'état humide, les cycles ont tous démarrés par une phase de séchage et se sont tous terminés par une phase d'humidification.

Le nombre de cycles a été inspiré du travail de Mehenni (2015). Pour cette raison plusieurs séries d'éprouvettes ont été confectionnées pour faire des mesures de perméabilité immédiatement après compactage ($n = 0$), après 1 cycle ($n=1$), 3, 6, 9 et 12 cycles.

La série des deux éprouvettes humidifiées par remontées capillaire pour atteindre 12 cycles, a été la seule à ne pas aboutir avec une rupture des éprouvettes lors des manipulations à 9 cycles. Nous avons obtenu des mesures de perméabilité k depuis k_{i0} jusqu'à k_{i9} pour les séries humidifiées par remontées capillaires (indice i pour immersion) et de k_{b0} jusqu'à k_{b12} pour les séries humidifiées par adsorption (indice b pour brume).

L'éprouvette compactée pour la tomographie a suivi 6 cycles hydrique afin d'obtenir des images et des quantifications corrélables avec les mesures de perméabilité. Les observations ont été menées à toutes les étapes d'humidification et de séchage.

Les différentes étapes sont récapitulées sur la Figure 110 : la correspondance entre les n° d'images correspondant à chaque étape, acquises en tomographie RX et les essais de perméabilité est ici identifiée.

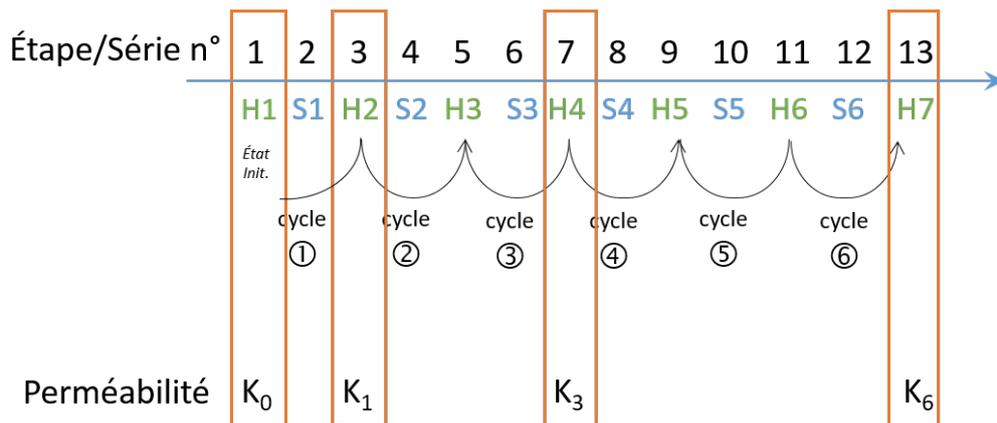


Figure 110 : Récapitulatif des cycles de séchage et d'humidification réalisés sur éprouvette en tomographie RX et éprouvettes pour la perméabilité

IV. Les effets du vieillissement du sol compacté sur la perméabilité

A. Protocole des mesures de perméabilités

Les perméabilités ont été mesurées sur les éprouvettes 5×10 cm dont la taille est adaptée aux appareillages pour essais triaxiaux du Cerema de Blois. Les échantillons après avoir été compactés, ont été successivement séchés puis humidifiés selon le protocole défini. Lorsque cela a été possible, les mesures ont été réalisées sur deux éprouvettes pour définir une perméabilité moyenne.

À la fin de chaque humidification, les éprouvettes ont été saturées à 100% en cellule triaxiale puis ont été testées avec un gradient hydraulique de 2 pour la mesure des débits d'eau sortants et évaluation de la conductivité hydraulique.

Les essais ont été réalisés en suivant la norme NF X30-443. Les membranes souples présentent également l'avantage de s'adapter parfaitement aux éprouvettes ce qui limite fortement les circulations d'eau parasite aux interfaces grâce à l'application d'une contrainte latérale de confinement.

L'échantillon placé sur le socle est d'abord maintenu avec une pression de confinement de 20 kPa et de 0 kPa au socle. Puis les pressions sont augmentées tout en maintenant un écart entre la pression de confinement et la pression au socle de 20 kPa. La montée en pression se termine à 50 kPa de pression de confinement et 30 kPa de pression au socle. En phase de saturation aucune pression n'est imposée au chapeau et l'eau s'écoule librement tout en évaluant le débit écoulé.

Après une demi-journée en cellule en écoulement libre, la saturation est « forcée » en fermant le robinet au niveau du chapeau pendant une nuit : ce moyen permet à l'eau sous pression d'emprunter des chemins de porosité différents de ceux privilégiés lorsqu'un écoulement libre est laissé au niveau du chapeau (Figure 111). À cette pression, l'air se dissout partiellement dans l'eau.

La fin du dégazage et de la saturation est réalisée le lendemain matin en ouvrant à nouveau le robinet du chapeau et en laissant l'eau s'évacuer librement.



Figure 111 : Vue du montage des éprouvettes en phase de saturation avant réalisation des mesures de perméabilité.

L'essai de mesure de perméabilité débute ensuite le lendemain, en imposant une contrainte au niveau du chapeau de 10 kPa. Ceci génère un gradient hydraulique de 2 au sein de l'éprouvette. Les débits entrants et sortants sont ensuite consignés à pas de temps régulier, à partir des informations fournies par les générateurs de pression/volume. La température de l'eau est notée pour corriger la valeur de conductivité hydraulique.

Le compte-rendu d'essai permet de calculer la différence de débit rapporté à l'intervalle de temps moyen sur une plage de mesure ou débit entrant et débit sortant. Lorsqu'ils sont équilibrés, c'est la valeur moyenne sur un intervalle de temps donné qui est retenue. La valeur de perméabilité est ensuite corrigée de la température pour la ramener à une valeur de référence à 10°C (valeur retenue par le Cerema de Blois pour les études sur les digues de Loire).

B. Evolution des perméabilités au cours des cycles

Les résultats de mesures de perméabilité réalisées sur les éprouvettes sont récapitulés dans le Tableau 20 et présentés graphiquement sur la Figure 112. L'ensemble des compte-rendu d'essais figurent en annexe.

Tableau 20 : Perméabilités mesurées à charge constante sur éprouvettes 5×10, à w initiale = 12,2%, obtenues avec les deux modes d'humidification et comparaison avec les résultats de Mehenni (2015)

Cycles →		K à 10°C (en m/s)					
		Etat initial	1	3	6	9	12
Humidification par adsorption	Série S	6,0.10 ⁻⁸	7,0.10 ⁻⁹	9,5.10 ⁻⁷	6,8.10 ⁻⁷	4,0.10 ⁻⁷	4,6.10 ⁻⁷
	Série K	-	-	7,5.10 ⁻⁷	6,9.10 ⁻⁷	2,0.10 ⁻⁷	2,6.10 ⁻⁷
	Moyenne	6,0.10⁻⁸	7,0.10⁻⁹	8,5.10⁻⁷	6,9.10⁻⁷	3,0.10⁻⁷	3,6.10⁻⁷
	<i>Ecart-type</i>	-	-	1.10 ⁻⁷	7.10 ⁻⁹	1.10 ⁻⁷	1.10 ⁻⁷
Humidification par remontée Capillaire	Série S	6,0.10 ⁻⁸	2,0.10 ⁻⁹	1,3.10 ⁻⁷	4,1.10 ⁻⁷	5,6.10 ⁻⁷	-
	Série K	-	-	1,2.10 ⁻⁷	4,7.10 ⁻⁷	1,3.10 ⁻⁶	-
	Moyenne	6,0.10⁻⁸	2,0.10⁻⁹	1,3.10⁻⁷	4,4.10⁻⁷	9,3.10⁻⁷	-
	<i>Ecart-type</i>	-	-	7.10 ⁻⁹	4.10 ⁻⁸	5.10 ⁻⁷	-
Mehenni (2015)		2,0.10 ⁻⁹	9,0.10 ⁻⁹	3,5.10 ⁻⁸	-	5,0.10 ⁻⁸	

La perméabilité initiale obtenue sur l'échantillon compacté à 12,2% de teneur en eau initiale et à 95% p_{dOPN} est une perméabilité satisfaisante pour un ouvrage hydraulique, légèrement inférieure à 10⁻⁷ m/s.

Après le premier cycle de séchage puis d'humidification, avec les deux modes d'humidification retenus, la perméabilité baisse sensiblement pour atteindre des valeurs de l'ordre de 10^{-8} m/s. La perméabilité de l'échantillon humidifié par la méthode de remontée capillaire, bien que mesurée sur un seul échantillon, est plus faible que celle obtenue avec l'échantillon humidifié en atmosphère humide.

Après 3 cycles de séchage et d'humidification, les perméabilités augmentent et deviennent plus élevées que la perméabilité initiale. Les échantillons humidifiés par remontée capillaire ont une perméabilité qui augmente progressivement. Les échantillons humidifiés en atmosphère humide ont une perméabilité qui augmente rapidement d'une puissance de 10 par rapport à la perméabilité initiale, avec une valeur de perméabilité de l'ordre de 10^{-6} m/s. Puis, la conductivité hydraulique se maintient autour de cette valeur, voire diminue légèrement.

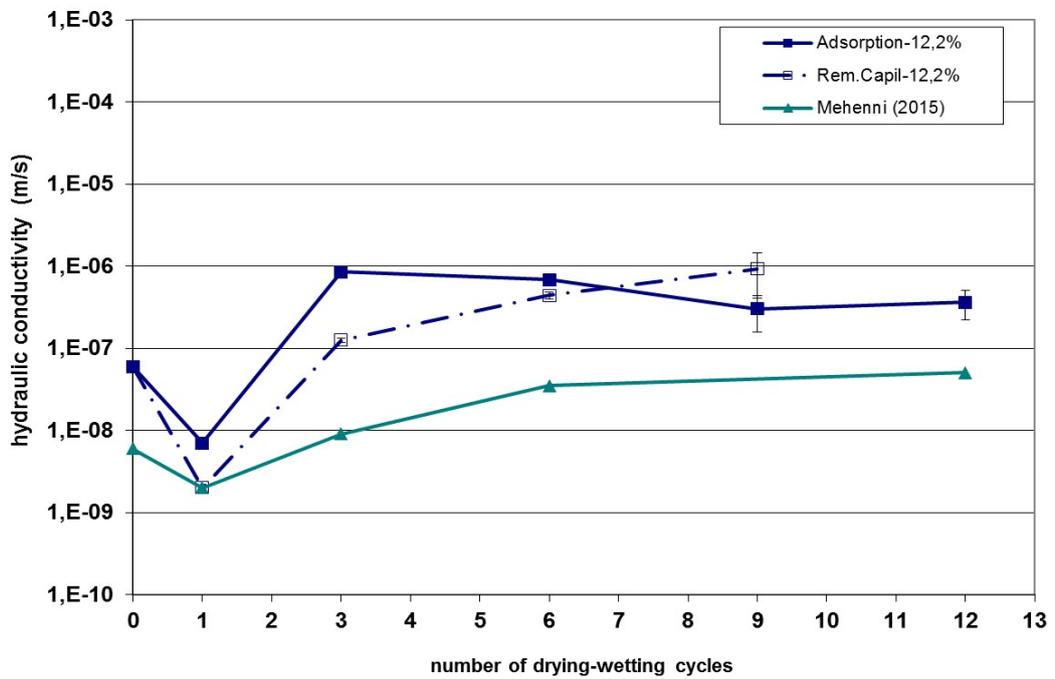


Figure 112: Évolution de la conductivité hydraulique mesurée sur éprouvettes compactées statiquement, à $w_i=12,2\%$ après imposition de cycles de séchage et d'humidification-. Le trait bleu continu correspond aux échantillons humidifiés par adsorption. Le trait bleu pointillé correspond aux échantillons humidifiés par remontée capillaire. La courbe en vert reproduit le résultat obtenu sur du limon compacté et humidifié par remontée capillaire (Mehenni, 2015).

Les échantillons destinés à être testés après 12 cycles en remontée capillaire se sont malheureusement détériorés vers le 11^{ème} cycle.

Ce mode d'humidification est plus agressif que l'humidification en atmosphère humide pour plusieurs raisons :

- L'humidification se fait depuis la base de l'échantillon et remonte progressivement vers le sommet de l'échantillon ;
- La polarisation de l'humidification induit une réduction du module de la base et une déformation par léger tassement et gonflement latéral que l'on observe sur les photos prises au cours de l'humidification (Figure 113) ;
- Les éprouvettes à la fin de la phase d'humidification sont très fragiles et sensibles à la manipulation à la main. Les bords s'épaufront et s'altèrent à chaque dépose sur le papier filtre au contact avec la pierre poreuse.

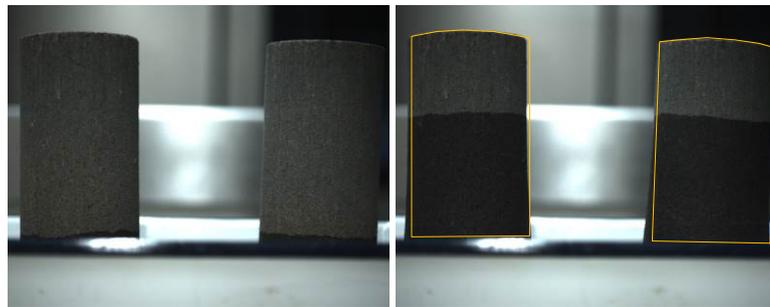


Figure 113 : Photographie des mêmes échantillons lors de la première humidification par remontée capillaire à t0 puis à t0+28 minutes. Les formes en jaunes matérialisent la forme initiale. On peut observer le léger gonflement latéral à la base qui se développe dans les premières minutes. Le tassement n'apparaît que plus tard.

La Figure 112 présente sur le même graphique, les résultats obtenus par Mehenni (2015), dans des conditions d'essais presque identiques à ceux présentés dans ce mémoire, à savoir sur un limon A1 compacté :

- Par compression statique, en éprouvettes d'élanement 2, et de taille $3,5 \times 7$ cm ;
- À l'état hydrique humide ($w_{OPN} + 2,5\%$) ;
- À $95\% \rho_{dOPN}$;
- Avec humidification par remontée capillaire et séchage à 35°C et 54% d'humidité relative.

La Figure 114 représente les mêmes résultats mais exprimés en écart par rapport à la perméabilité initiale. La diminution de la perméabilité après un cycle est moins évidente que la spectaculaire augmentation observée après 3 cycles.

La conséquence des cycles hydriques appliqués au sol compacté humide est de modifier la conductivité hydraulique verticale. Les augmentations peuvent être très variables en fonction du mode d'humidification retenu et du nombre de cycles appliqués. Il ne reste pas moins que dans le cas le moins défavorable, la dégradation

de la perméabilité est de l'ordre de +200% par rapport à la perméabilité acquise après compactage.

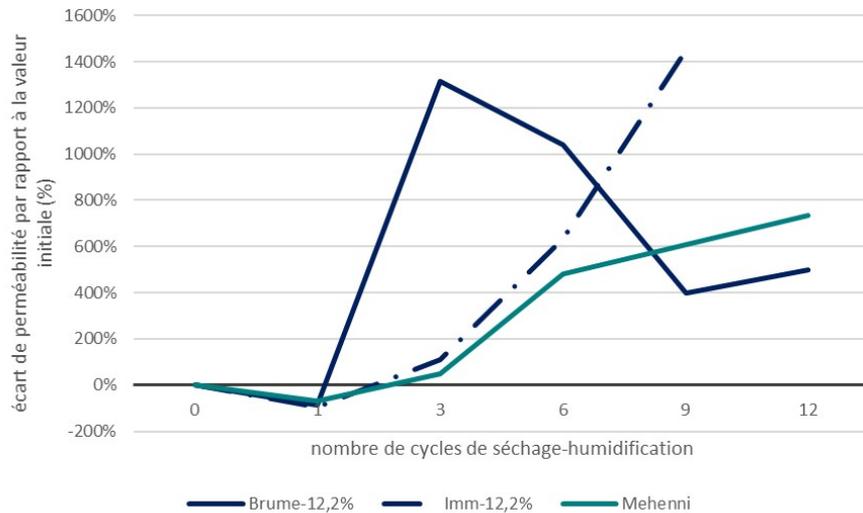


Figure 114 : évolution des perméabilités en fonction du nombre de cycles hydriques appliqués, exprimée en écart par rapport à la perméabilité initiale (en %)

Les résultats de mesure de perméabilité réalisées sur les éprouvettes à une teneur en eau initiale de 8% d'humidité sont récapitulés dans le Tableau 21. Ces échantillons ont été compactés côté sec de l'optimum Proctor.

Les résultats sont présentés graphiquement sur la Figure 115 avec ceux des échantillons compactés à 12,2% de teneur en eau initiale. La perméabilité à l'origine, immédiatement après compactage est plus forte que celle obtenue lorsque le matériau est compacté côté humide de l'optimum Proctor.

Tableau 21 : Mesures de perméabilité obtenues au triaxial sur éprouvettes 5×10, à w initiale = 8% (compactage à l'état hydrique sec) par les deux modes d'humidification, et les résultats de Mehenni (2015)

K à 10°C (en m/s)	Cycles	Etat initial	1	6
		Humidification	épr.S	6,0.10 ⁻⁸
par adsorption	épr.K	-	-	2,9.10 ⁻⁷
	Moyenne	6,0.10 ⁻⁸	7,0.10 ⁻⁹	6,9.10 ⁻⁷
	Ecart-type	-	-	7.10 ⁻⁹

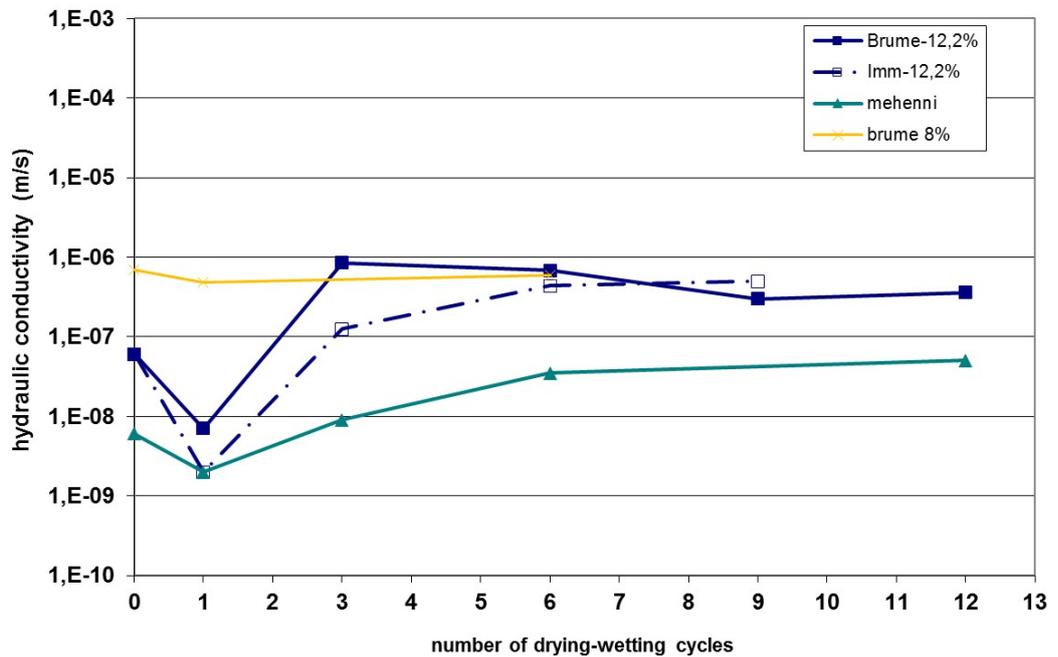


Figure 115 : Mesures de perméabilités obtenues sur les sols compactés à 12,2% de teneur en eau initiale et 8% de teneur en eau initiale.

Les effets des cycles ne modifient pas sensiblement la perméabilité : on constate qu'après 1 et 6 cycles avec humidification par adsorption, les valeurs restent pratiquement identiques. Bien qu'un peu faible comme valeur de perméabilité initiale pour un ouvrage hydraulique. Il est intéressant de constater qu'une plus faible performance est moins impactée par l'effet des cycles hydriques qu'un matériau avec une performance meilleure, et qu'au bout de 6 cycles, la performance devient même proche de celle des échantillons compactés à 12,2% de teneur en eau initiale.

C. Suivi de l'indice des vides

Les éprouvettes testées en perméabilité ont été suivies par pesée après chaque étape de séchage et d'humidification. Connaissant la masse volumique des particules ainsi que les dimensions des éprouvettes, on peut en déduire l'évolution du degré de saturation à chaque étape d'humidification et de séchage. On peut également évaluer l'indice des vides au début et à la fin de chaque cycle (Figure 116).

L'indice des vides initial des éprouvettes après compactage statique est légèrement supérieur à 0,45. Cette valeur se retrouve, à l'état initial, sur pratiquement toutes les séries, ce qui montre une assez bonne homogénéité dans la confection des échantillons.

Après le 1^{er} cycle, l'échantillon humidifié par remontée capillaire a un indice des vides qui diminue nettement. Aucune évolution notable n'est mesurée sur l'échantillon humidifié par adsorption.

Après le 3^{ème} cycle, les indices de vides augmentent de +10 à +20%.

Après 6 cycles, les échantillons humidifiés par adsorption maintiennent un indice des vides élevé et identique à celui après 3 cycles. Les échantillons humidifiés par remontée capillaire ont un indice des vides proche de l'indice des vides initial, voire légèrement supérieur (SI6).

Après 9 cycles, les indices des vides des 2 séries d'éprouvettes sont très légèrement supérieurs aux indices des vides initiaux.

Après 12 cycles, les indices des vides des éprouvettes humidifiées par adsorption sont très légèrement inférieurs aux indices des vides initiaux.

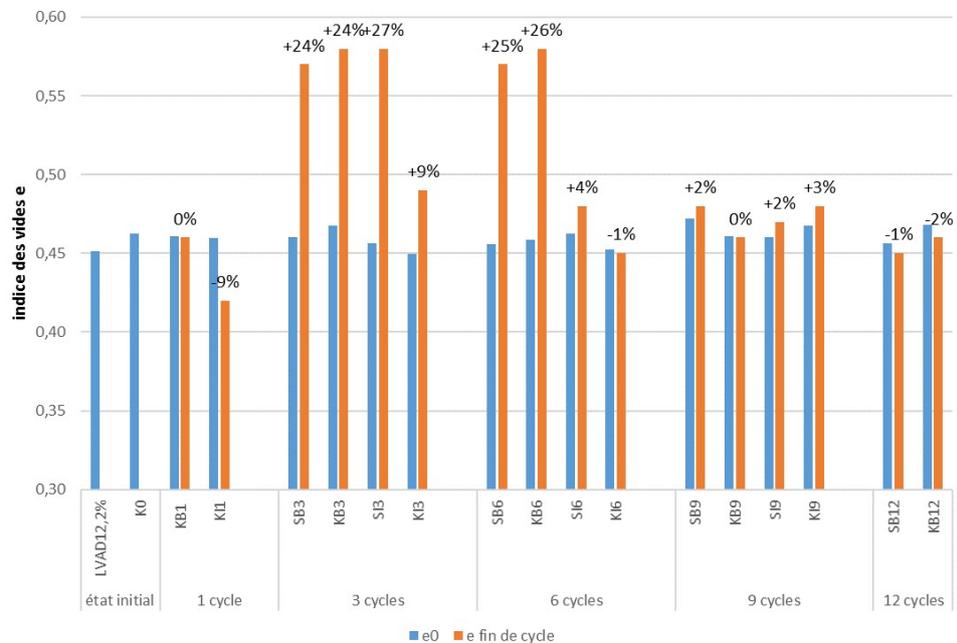


Figure 116 : Evolution de l'indice des vides calculé sur les éprouvettes 5×10 cm après confection (e0) et avant l'essai de perméabilité (e fin de cycle). Les éprouvettes SB et KB sont humidifiées par brouillard, SI et KI par remontée capillaire.

V. Les effets du vieillissement du sol compacté sur la porosimétrie par intrusion de mercure

Les indices des vides donnent une image globale de la porosité. Des analyses par porosimétrie par intrusion de mercure ont été menées pour examiner la répartition des familles de pores au sein de l'échantillon compacté.

Pour cela, cinq échantillons de sol compactés statiquement ont été confectionnés dans le moule cylindrique de 1,5 cm de diamètre et 2 cm de hauteur. Le premier a servi comme échantillon immédiatement après compactage. Le deuxième a été séché une fois. Le troisième a été testé après un séchage et une humidification (n = 1 cycle). La lyophilisation a immédiatement suivi l'humidification. Le quatrième a été séché, humidifié et séché puis lyophilisé. Le cinquième a été séché et humidifié 2 fois (n = 2 cycles) puis lyophilisé.

La Figure 117 correspond à l'état initial du matériau de La Ville-aux-Dames compacté statiquement sur un échantillon cylindrique de 1,5×2 cm. Trois familles de pores peuvent être observées, d'inégale importance.

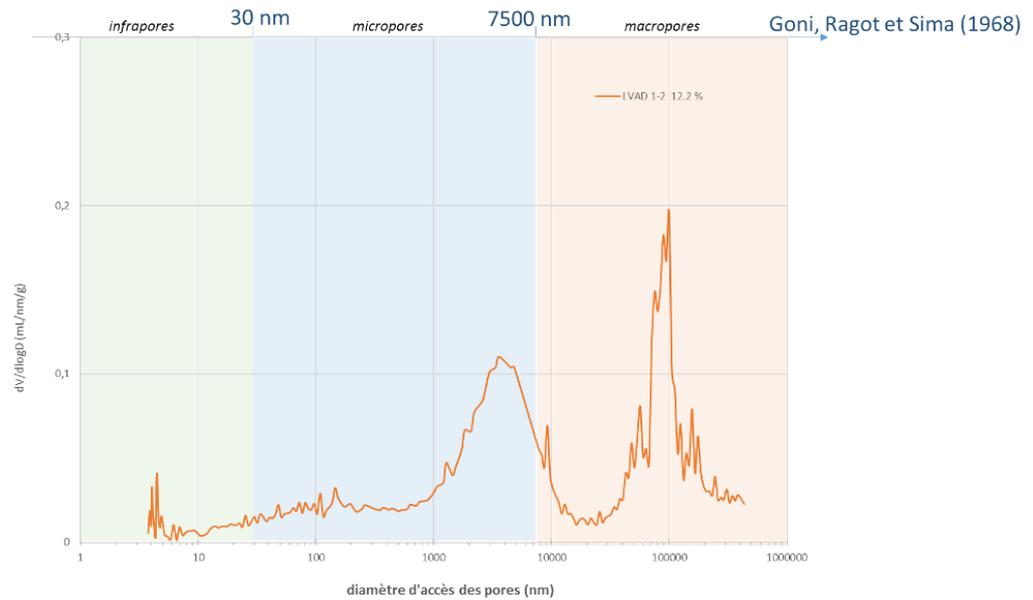


Figure 117 : Courbe dérivée de la courbe d'injection de mercure dans un échantillon 1,5×2 cm, compacté statiquement à 12,2 % de teneur en eau initiale et à 95% ρ_{aOPN} .

Une première petite famille d'infrapores s'observe aux alentours de 4 nm. Bien que peu visible, elle existe. La famille la plus représentative est constituée d'une famille de micropores dans une gamme de rayons très étalés et centrés autour d'un diamètre d'accès des pores à 3,5 μm . La troisième famille de pores est moins étalée et correspond à une famille de macropores centrée sur un diamètre d'accès aux pores d'environ 100 μm .

La Figure 118 superpose la courbe de porosimétrie mercure de l'échantillon après compactage et l'échantillon ayant subi un séchage.

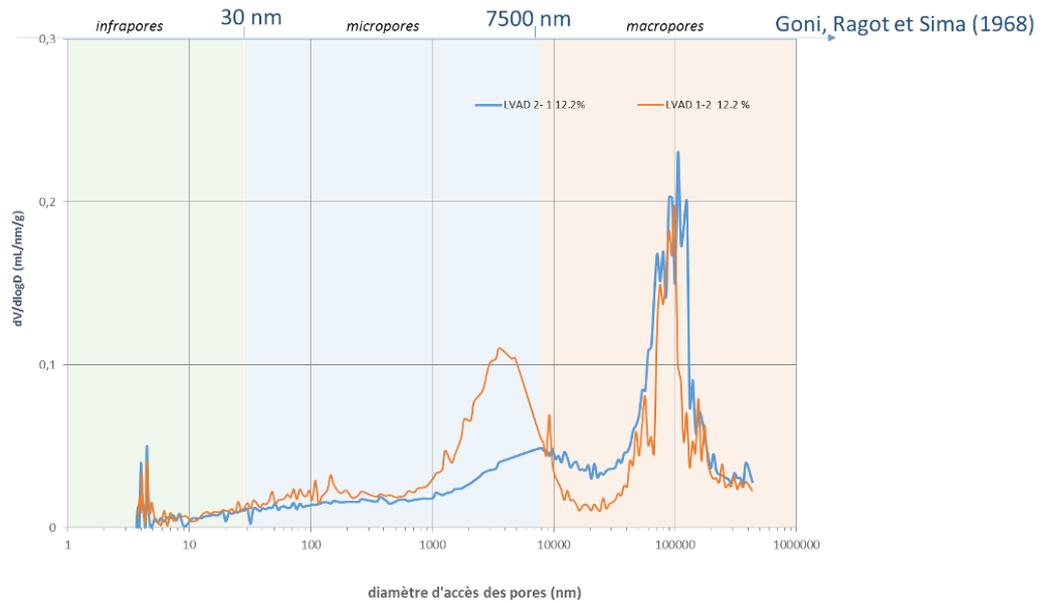


Figure 118 : Courbe dérivée de la courbe d'injection de mercure de 2 échantillons 1,5×2, compactés statiquement à 12,2 % de teneur en eau initiale et à 95% ρ_{dOPN} . En orange, la courbe de l'échantillon immédiatement après compactage, en bleu, la courbe de l'échantillon après séchage à l'air libre.

La famille d'infrapores est pratiquement inchangée.

La famille des micropores est très fortement modifiée : leur quantité diminue très nettement et le diamètre moyen d'accès aux pores est décalé de 3,5 à 8 μm .

La famille des macropores augmente sensiblement tout en restant centrée sur un diamètre d'accès moyen de l'ordre de 100 μm .

Après réhumidification, ce qui correspond à la fin du cycle 1, la forme globale de la courbe de porosimétrie mercure est très similaire à l'état initial (Figure 119). La fraction des micropores est un peu moins importante et le pic des macropores augmente très sensiblement.

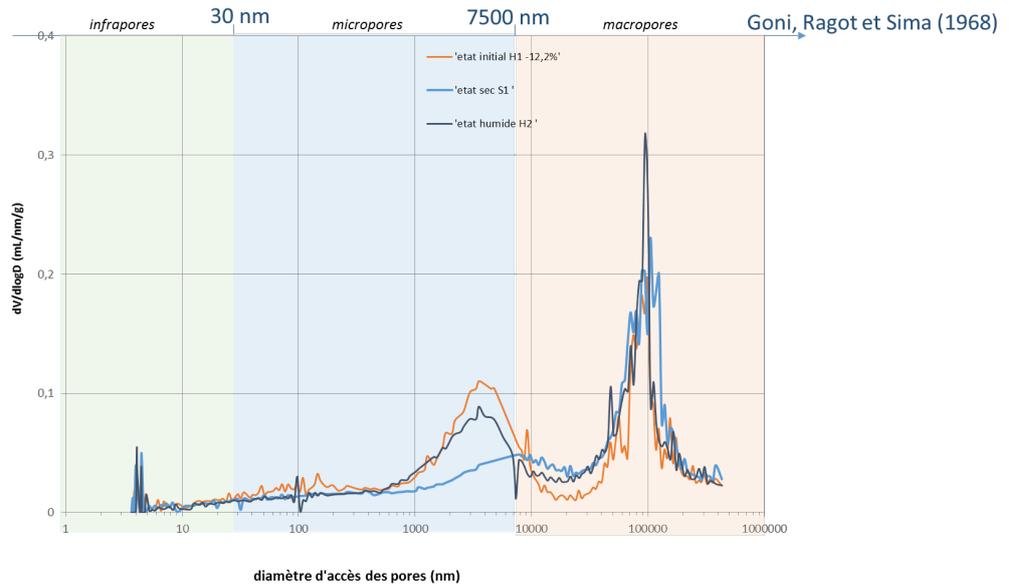


Figure 119 : Evolution de la porosimétrie après 1 cycle de séchage et d'humidification. En orange, la courbe de l'échantillon immédiatement après compactage, en bleu, la courbe de l'échantillon après séchage à l'air libre, en bleu foncé l'échantillon après humidification.

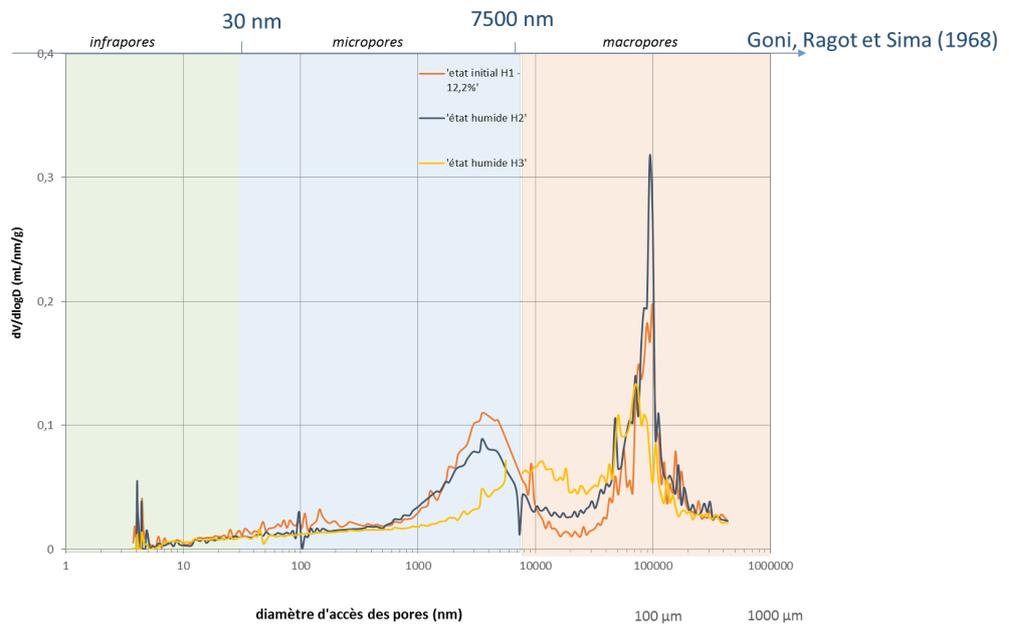


Figure 120 : Evolution de la porosimétrie après 2 cycles : à l'état initial (courbe orange), après le premier cycle de séchage et humidification (courbe bleue) et après le deuxième cycle de séchage humidification (courbe jaune).

On observe sur la Figure 120 une évolution de la répartition des vides entre l'état initial (courbe orange) le premier cycle (courbe bleue) et le deuxième cycle (courbe jaune) : le diamètre moyen de la famille des micropores augmente après 2 cycles. La famille des micropores tend à se déplacer vers les macropores.

La famille initiale des macropores subsiste mais elle diminue nettement en quantité et le pic se décale vers un diamètre légèrement plus petit.

La famille des infrapores est toujours présente mais elle diminue en quantité.

Au bout de 2 cycles de séchage-humidification, la quantité de pores semble diminuer très nettement à ce stade des cycles hydriques, valeur confirmée par la mesure d'indice des vides.

Cette observation est à mettre en regard de la diminution de la perméabilité mesurée à la fin du premier cycle.

VI. Les effets du vieillissement du sol compacté sur la microstructure par tomographie par Rayons-X)

La tomographie par rayons X est une technique d'imagerie radiologique permettant d'avoir accès de manière non destructive à la composition interne d'un échantillon.

Le microtomographe Phénix Nanotom de l'ISTO (Institut des Sciences de la Terre d'Orléans) à l'université d'Orléans, est équipé d'un tube à rayons X de 180kV /15W avec une précision mécanique qui permet à l'utilisateur d'avoir une résolution de 1,2 μm pour la plupart des matériaux géologiques (Figure 121). Un fois numérisé, le logiciel de traitement en 3D permet plusieurs possibilités d'analyses, avec visualisation non destructive des tranches, vues arbitraires en coupe, ou analyse automatique des pores.

Le travail d'analyse de la microstructure a été conduit en partenariat avec l'ISTO. Le protocole d'analyse détaillé ci-dessous a été spécialement mis au point pour les besoins de l'étude.



Figure 121 : tomographe à rayons X de l'Isto, (a) vue d'ensemble porte ouverte, (b) vue depuis l'ordinateur de contrôle porte fermée, (c) source de rayons X de rechange (le faisceau est émis depuis le trou central)

Le temps d'acquisition dépend de la résolution attendue. Le principe de l'acquisition est résumé sur la Figure 122.

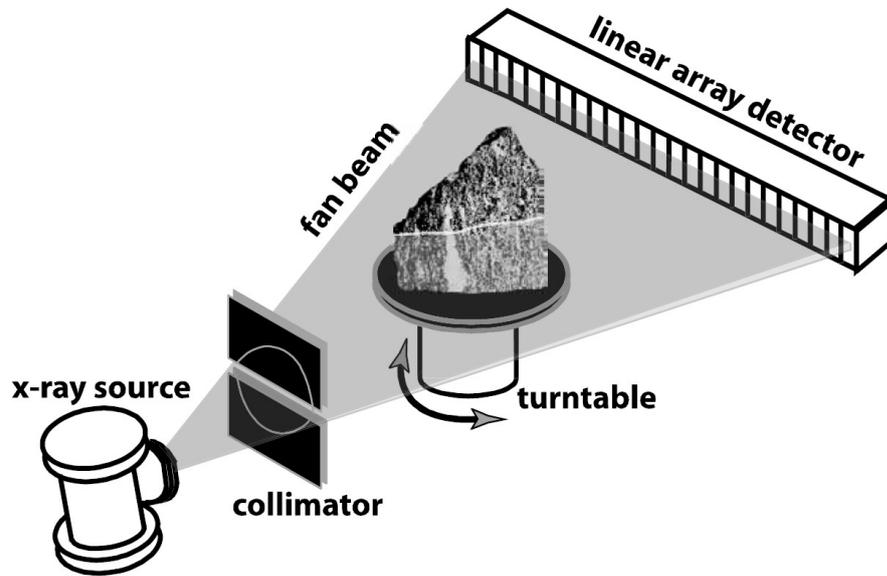


Figure 122 : Schéma de principe de l'acquisition d'image par rayons X (Ketcham, 2005)

Les rayons X qui traversent l'échantillon subissent une atténuation qui dépend de la densité des minéraux qui le composent mais également de la porosité et des fluides contenus dans la porosité. À chaque voxel¹³ correspond une densité radiographique proportionnelle à la composition de l'échantillon à l'endroit traversé. Ces images peuvent être utilisées pour des quantifications.

A. Protocole de suivi de la microstructure au tomographe à rayons X

Pour réaliser une image en tomographie par rayons X, il est nécessaire de trouver un compromis entre taille de l'échantillon et résolution de l'image.

¹³ Voxel est un mot-valise, créé par analogie du mot pixel, en y contractant « *volume* » et « *élément* ». Il s'agit d'un pixel en 3D. Chaque voxel stocke une information colorimétrique avec ses coordonnées spatiales.

Dans notre cas, nous avons pu tester des échantillons de diamètre 1,5 cm et hauteur 2 cm, compactés statiquement à l'aide du matériel de l'Ifsttar (Figure 101). Avec cette taille d'éprouvette nous avons défini la résolution du voxel à 7,5 μm , ce qui signifie qu'en 2D, chaque pixel correspond à la densité de l'échantillon sur un carré de 7,5 μm d'arête. Avec cette résolution, l'acquisition pour un échantillon dure environ 3 heures car l'échantillon est considéré comme épais. Le post-traitement des images et la reconstitution du volume prend ensuite environ 8 heures.

L'acquisition de l'image étant longue, nous avons pu constater en phase de test préliminaire, un phénomène de dessèchement de l'éprouvette dans l'enceinte du tomographe dû à une atmosphère très sèche. Pour éviter ce phénomène, nous avons confectionné un étui en PVC transparent aux rayons X pouvant exactement contenir l'échantillon de sol compacté.

L'éprouvette a ensuite suivi 6 cycles de séchage et d'humidification sans sortir de son moule en PVC.

Les voxels sont ensuite reconstitués sous la forme d'une image 2D ou 3D où la densité radiographique est traduite sous la forme d'une gamme de couleur. Chaque volume a pu être visualisé en 2 et 3D à l'université d'Orléans grâce au logiciel Vgstudiomax (<https://www.volumegraphics.com/fr/products/vgstudio-max.html>). Le traitement de l'information étant très complexe en 3D, il a été décidé de restreindre le champ d'analyse à des coupes en 2D (Figure 123).

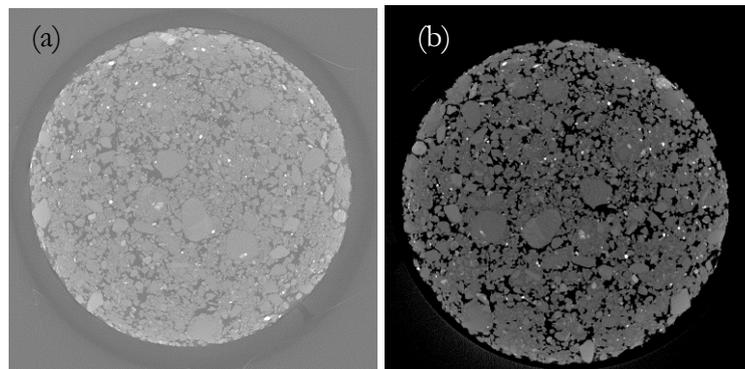


Figure 123 : Exemple d'image en 2D restituant l'intensité radiographique (a) sans traitement d'image, (b) avec un premier filtre permettant de noircir la porosité

Le logiciel Vgstudiomax permet de reconstituer le volume et des images en intensité de gris à l'écran (Figure 123 a). L'échelle des valeurs de gris de chaque pixel varie entre 0 (noir) et 255 (blanc) comme représenté en courbe verte sur l'histogramme de la Figure 124.

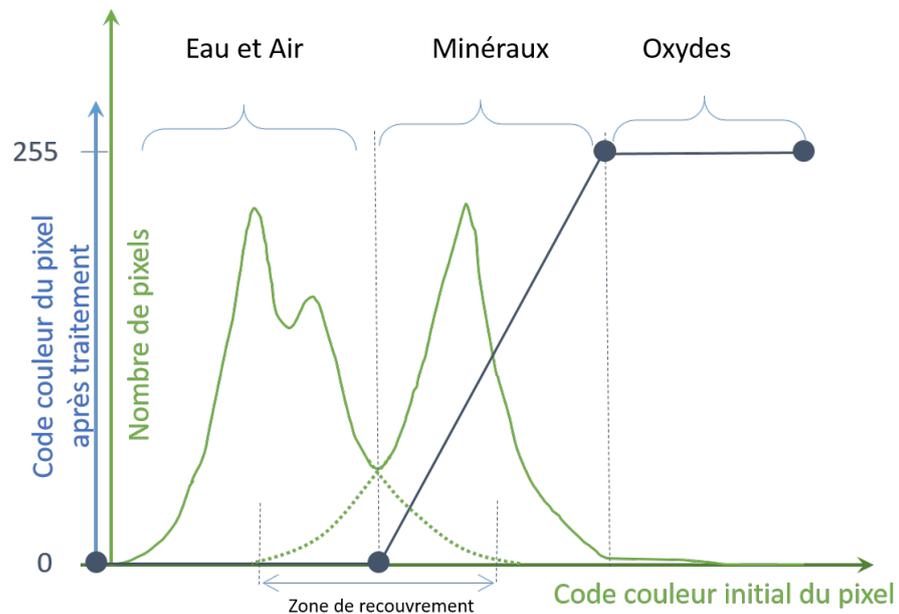


Figure 124: Histogramme type d'une image restituée sur Vgstudiomax (courbe et axe en vert). Le traitement de l'image (courbe et axe en bleu) colore arbitrairement les pixels de chaque zone en un code couleur. Ainsi la zone dénommée Eau et Air a été colorée en noir (code pixel = 0), la zone des Minéraux a été colorée avec des intensités de gris variable (code pixel variable entre 1 et 254, la zone des oxydes a été colorée en blanc (code pixel = 255)

L'analyse des courbes a permis d'identifier les familles composant l'image. Trois familles ont été sélectionnées :

- La famille avec la plus faible densité radiographique correspondant aux fluides contenus dans la porosité (air et eau) ;
- La famille avec la plus forte densité radiographique correspondant à la matrice minérale ;
- Les densités radiographiques les plus élevées, correspondant aux minéraux lourds.

Ces trois familles ont été recolorées respectivement en noir (code couleur du pixel = 0), en intensité de gris variable (code couleur du pixel variant entre 1 et 254) et en blanc (code couleur du pixel = 255), comme indiqué sur la Figure 124.

Une zone d'imprécision subsiste entre les deux pics : dans cette zone qui correspond au recouvrement des deux familles, les pixels peuvent à la fois correspondre à des fluides ou à des minéraux. Comme il est impossible de discriminer exactement la nature des pixels situés dans cette zone de recouvrement, la limite entre les deux familles a été exactement positionnée pour chaque série au point d'inflexion le plus bas, comme illustré sur la Figure 124, de manière à reproduire la même erreur sur chaque image avec cependant une incertitude qui est très difficile à évaluer.

Ce premier filtre permet néanmoins de faire apparaître et d'enregistrer une image interprétable dont les minéraux (qui forment la matière solide de l'échantillon) sont teintés en gris d'intensité variable, les oxydes et minéraux lourds apparaissent en blanc et la porosité en noir (Figure 123 b).

Le travail a ensuite consisté à récupérer, après chaque phase de séchage et d'humidification, des images de plans strictement identiques permettant la quantification de paramètres entre chaque étape. En l'occurrence, c'est l'évolution de la taille des vides qui a été recherchée comme marqueur d'évolution.

Trois sections dans l'axe Z du cylindre ont été prises comme images pour faire l'analyse de l'évolution de la porosité (Figure 125). Les trois sections sélectionnées ont été localisées sur chacune des séries. Elles sont présentées sur les photos ci-dessous. Une des sections se situe en proche surface (image HAUT), la deuxième section se trouve à mi-hauteur (image REFERENCE) et la dernière se situe plus bas dans l'échantillon (image BAS).

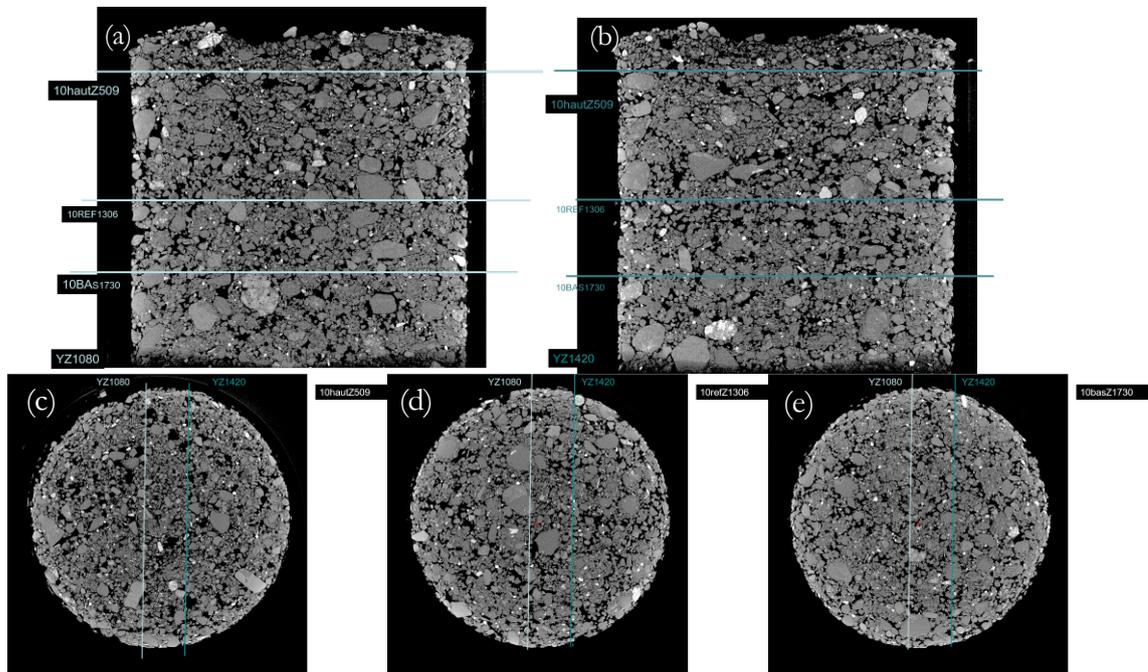


Figure 125 : Vue des différentes sections de l'échantillon (série 10) après reconstitution des volumes sur le logiciel Vgstudiomax (a) et (b) vue de profil selon une coupe YZ respectivement à la cote 1080 et 1420. Les trois traits horizontaux situent les coupes selon l'axe Z des images HAUT, REFERENCE et BAS. (c) vue de l'image HAUT (d) vue de l'image REFERENCE (e) vue de l'image BAS. Les traits verticaux positionnent les sections de profil YZ1080 et 1420.

Seule l'analyse de sections XY perpendiculaires à l'axe Z du cylindre, permet de retrouver exactement la même section dans l'échantillon moyennant une simple rotation de l'image. Comme l'échantillon n'a jamais été positionné au même endroit,

il a été impossible de retrouver des sections XZ ou YZ identiques entre chaque série. Ce point devrait faire l'objet d'amélioration dans l'avenir.

La localisation exacte de chaque section entre chaque série n'étant jamais strictement répétable, des choix ont été fait pour retrouver le même endroit dans l'échantillon à chaque étape de séchage ou d'humidification non pas à partir des coordonnées mais à partir d'éléments repères stables.

Pour l'image de REFERENCE par exemple, un grain de forme particulière a été repéré en tranche et il a été considéré que l'image à étudier correspondrait au moment où ce grain disparaissait de l'image (Figure 126). Pour l'image HAUT c'est un minéral particulier qui a été pris comme repère et pour l'image BAS un autre minéral de forme particulière (Figure 127).

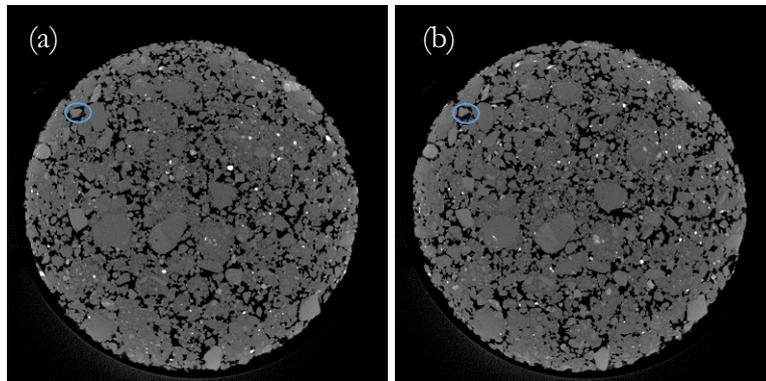


Figure 126 : repérage de l'image REFERENCE. Dans le cercle bleu le repère de calage de l'image (a) le repère sous forme d'un bâtonnet est identifiable ; (b) le repère disparaît : c'est le point de calage de l'image REFERENCE

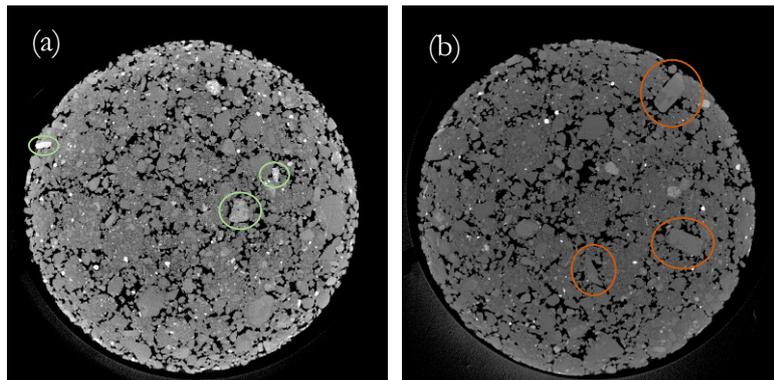


Figure 127 : (a) repères de calage de l'image BAS ; (b) repères de calage pour l'image HAUT

Pour pouvoir analyser ensuite chaque image, on a extrait les couleurs de valeur 0 qui correspondent au vide de l'échantillon (la porosité) grâce au logiciel ImageJ

(<https://fiji.sc/>), puis l'image a été inversée pour pouvoir ensuite être exploitée avec un autre programme, de manière à faire apparaître les objets que l'on souhaite quantifier en blanc et le reste de l'image en noir (Figure 128).

Le résultat a été traité avec le logiciel SPO qui est un logiciel développé par Launeau et Robin (1996) (<https://www.univ-nantes.fr/version-francaise/patrick-launeau-2774.kjsp>). Ce logiciel analyse les pixels sur une image et procède à des groupements de pixels dont la forme est ensuite analysée. Il regroupe au minimum 3 pixels adjacents pour considérer l'ensemble comme un objet significatif. Il attribue un numéro à chaque objet identifié et donne des éléments caractéristiques comme la surface, le rayon équivalent, l'orientation, etc. Dans cette étude, le nombre d'objets recensés a été utilisé comme étant une donnée pertinente pour l'analyse, ainsi que la surface de chacun de ces objets.

Les objets correspondant à des assemblages de pixels blancs ont en effet été assimilés à la porosité de l'échantillon en coupe. L'assemblage de pixels de la même couleur continue forme un objet identifiable que l'on peut ensuite colorer comme illustré sur la Figure 128c où les couleurs correspondent à des tailles de pores différentes.

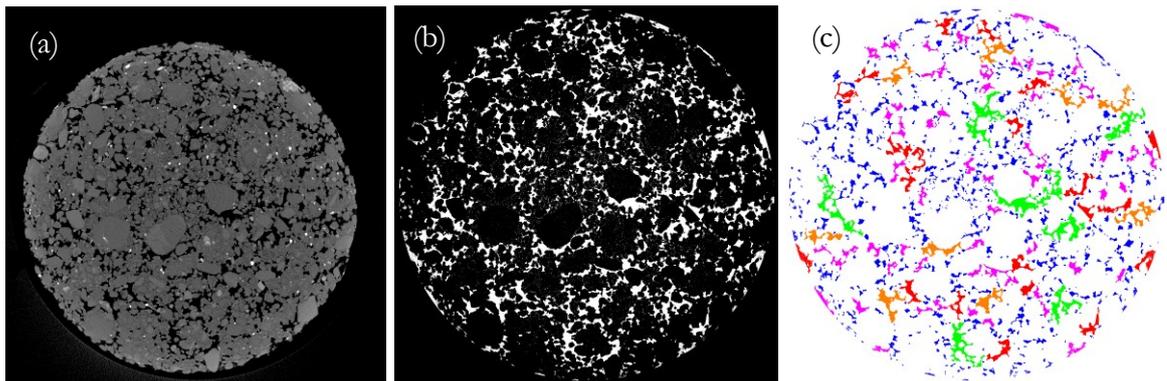


Figure 128 : Les différentes phases de traitement d'une image (a) après Vgstudiomax l'image fait apparaître la matrice minérale en intensité de gris et blanc et la porosité (eau et air) en noir (b) l'image traitée avec ImageJ fait apparaître par inversion de couleur la porosité en blanc et tout le reste en noir (c) l'analyse de la porosité avec le logiciel SPO individualise chaque pixel blanc en contact et analyse ses différentes caractéristiques (ici chaque objet ayant la même taille est coloré de la même couleur).

Ce travail de traitement d'image a été réalisé sur chaque section REFERENCE, BAS et HAUT pour chaque série (de 1 à 11). Ceci a permis d'analyser l'évolution de la porosité de l'échantillon depuis son stade initial, après compactage, et après chaque cycle de séchage et d'humidification, en évaluant les évolutions également entre le haut et le bas de l'éprouvette.

Au total, 13 étapes ont été analysées sur trois coupes, soit 39 analyses.

Le défaut principal du logiciel SPO réside dans le fait que les pixels isolés ne sont pas comptés dans les analyses. Ceci est lié à l'objectif premier du développement du logiciel qui permettait de compter des minéraux métamorphiques : pour ces analyses, un pixel est considéré comme un défaut ou un bruit. Or dans notre cas un pixel correspond à un objet carré de $7,5 \mu\text{m}$ de côté. Avec des minéraux argileux, cela peut être une information non négligeable.

Pour évaluer la perte d'information, la même analyse de surface a été effectuée avec le logiciel ImageJ. Ce logiciel ne permet pas de compter le nombre de pixels isolés mais il permet d'estimer la surface totale des pixels nous intéressants, c'est-à-dire ceux colorés en blancs par analyses d'image successives. Il s'avère que le total des surfaces de pores est toujours inférieur avec le logiciel SPO : la différence entre la surface totale calculée avec ImageJ et SPO correspond aux pores dont la taille est inférieure à $3 \text{ pixels} \times 7,5^2 = 168,75 \mu\text{m}^2$.

B. Analyse de la porosité

Trois sections ont été observées pour quantifier l'évolution de la porosité au cours des 13 étapes à l'aide du logiciel SPO et du logiciel ImageJ (FIJI), comme rappelé dans le paragraphe III.B : une proche de la surface libre (HAUT), une au milieu de l'échantillon (REFERENCE) et une dans le bas du cylindre (BAS).

Les principaux résultats chiffrés sont récapitulés dans le Tableau 22. Pour chaque section étudiée (BAS, REFERENCE et HAUT) sont récapitulées les données ayant servi aux analyses graphiques qui suivront. Les deux premières colonnes correspondent à l'identification des étapes et des nombres de cycles hydriques appliqués.

La colonne « nb d'objet » donne la valeur du nombre de pores recensés par le logiciel SPO. Pour chaque pore, le logiciel évalue sa surface à l'aide de son algorithme et on peut restituer la surface moyenne des pores comme étant la somme de toutes les surfaces (« surf totale (mm^2) »), rapportée au nombre de pores recensés (colonne « surf. moyenne (μm^2) »). L'étendue des gammes de surface mesurées est très élevée. On constate surtout que les très grands pores, de très grande surface sont en quantité très faible et que pris dans la moyenne, ils ont tendance à déplacer exagérément la valeur vers les valeurs fortes, les surfaces minimales étant de l'ordre de $1000 \mu\text{m}^2$ et les surfaces maximales de l'ordre de $780\,000 \mu\text{m}^2$. La valeur médiane de la surface des pores a donc été recherchée à l'aide du logiciel Excel et est exprimée dans la colonne « surf. médiane ».

La colonne « % par rapport au départ » est une colonne qui restitue le calcul de % de surfaces de vides créés ou disparus par rapport à la situation initiale (= 100 %).

La comparaison des données calculée par SPO et FIJI figure dans les 4 dernières colonnes. Les valeurs expriment respectivement la surface totale des vides en mm^2 , l'évolution des vides créés ou disparus (% FIJI) et l'évaluation entre SPO et FIJI.

Tableau 22 : détail des données concernant les pores identifiés sur les trois sections BAS, REFERENCE et HAUT de l'échantillon au cours des étapes 1 à 13

BAS		nb d'objet	surf moyenne (μm^2)	surf médiane (μm^2)	surf totale (mm^2)	% par rapport au départ	Surf des vides (mm^2) par FIJI	% FIJI	écart SPO et FIJI	écart en %
	1	1083	22709	6525	24.6	100	27.4	100	2.8	11.4
	2	2259	16147	2531	36.5	148	39.6	144.5	3.1	8.5
1er cycle	3	1539	12319	3262	18.9	77	22.2	81.0	3.3	17.5
	4	1988	15953	2700	31.7	129	33.9	123.7	2.2	6.9
2 ^e cycle	5	1158	13245	3037	15.3	62	18	65.7	2.7	17.6
	6	1530	15022	3234	23	93	24.6	89.8	1.6	7.0
3 ^e cycle	7	1489	13195	3037	19.6	80	21.8	79.6	2.2	11.2
	8	1812	14760	2700	26.7	109	29.3	106.9	2.6	9.7
4 ^e cycle	9	1594	12670	3093	20.2	82	23.2	84.7	3	14.9
	10	1960	15811	2812	31	126	33.2	121.2	2.2	7.1
5 ^e cycle	11	1839	11760	2587	21.6	88	26.9	98.2	5.3	24.5
	12	1767	15175	2925	26.8	109	28.8	105.1	2	7.5
6 ^e cycle	13	1720	12716	2756	21.9	89	24.6	89.8	2.7	12.3

REFERENCE		nb d'objet	surf moyenne (μm^2)	surf médiane (μm^2)	surf totale (mm^2)	% par rapport au départ	Surf des vides (mm^2) par FIJI	% FIJI	écart SPO et FIJI	écart en %
	1	938	30084	7987	28.2	100	30.2	100	2	7.1
	2	1655	20194	2925	33.4	118	35.6	117.9	2.2	6.6
1 ^{er} cycle	3	1601	15338	3093	24.5	87	28.1	93.0	3.6	14.7
	4	1574	19658	3037	30.9	110	32.5	107.6	1.6	5.2
2 ^e cycle	5	1154	15411	3037	17.8	63	20.4	67.5	2.6	14.6
	6	1738	18377	2756	31.9	113	33.7	111.6	1.8	5.6
3 ^e cycle	7	1426	15199	3093	21.7	77	23.6	78.1	1.9	8.8
	8	1628	18273	2812	29.7	105	32.1	106.3	2.4	8.1
4 ^e cycle	9	1584	14148	2981	22.3	79	25.3	83.8	3	13.5
	10	1806	19753	2812	35.7	127	37.7	124.8	2	5.6
5 ^e cycle	11	1877	12667	2643	23.8	84	29	96.0	5.2	21.8
	12	1708	17827	3150	30.4	108	32.1	106.3	1.7	5.6
6 ^e cycle	13	1726	13654	2531	23.6	84	26.2	86.8	2.6	11.0

(suite du Tableau 22)

HAUT		nb d'objet	surf moyenne (µm ²)	surf médiane (µm ²)	surf totale (mm ²)	% par rapport au départ	Surf des vides (mm ²) par FIJI	% FIJI	écart SPO et FIJI	écart en %
	1	870	27467	8184	23.9	100	25.8	100	1.9	7.9
	2	1669	16667	2756	27.8	116	30.2	117.1	2.4	8.6
1 ^{er} cycle	3	1869	11744	2587	21.9	92	26.2	101.6	4.3	19.6
	4	1583	13693	2981	21.7	91	23.4	90.7	1.7	7.8
2 ^e cycle	5	1729	9668	2081	16.7	70	22.2	86.0	5.5	32.9
	6	2398	17280	2643	41.4	173	44	170.5	2.6	6.3
3 ^e cycle	7	1619	13040	2418	21.1	88	24.6	95.3	3.5	16.6
	8	2589	13374	2756	34.6	145	37.9	146.9	3.3	9.5
4 ^e cycle	9	1825	14684	2756	26.8	112	30.9	119.8	4.1	15.3
	10	2489	16060	2700	42.3	177	44.7	173.3	2.4	5.7
5 ^e cycle	11						-			
	12	2085	21271	3150	44.3	185	46.1	178.7	1.8	4.1
6 ^e cycle	13	2039	14169	2306	28.9	121	32.5	126.0	3.6	12.5

1. Analyse de la porosité totale

La porosité totale des trois sections a été analysée :

- Par le biais du nombre d'objets recensés par le logiciel, assimilés au nombre de pores ;
- Par la surface des vides, en multipliant le nombre de pixel par une unité de surface.

Regardons globalement l'évolution de la surface de vides existants. Pour cela, la moyenne des surfaces de vides des trois sections à chacune des 13 étapes a été calculée. Le calcul a été fait avec le logiciel ImageJ et SPO, de manière à pouvoir comparer les différences de calcul entre les deux logiciels.

Comme ce n'est pas la porosité en tant que telle qui nous intéresse mais son évolution, les résultats ont tous été normalisés par rapport à la surface des vides de l'état initial. Cela permet de comparer l'évolution en terme de création ou de réduction de vides. Le résultat est représenté graphiquement sur la Figure 129.

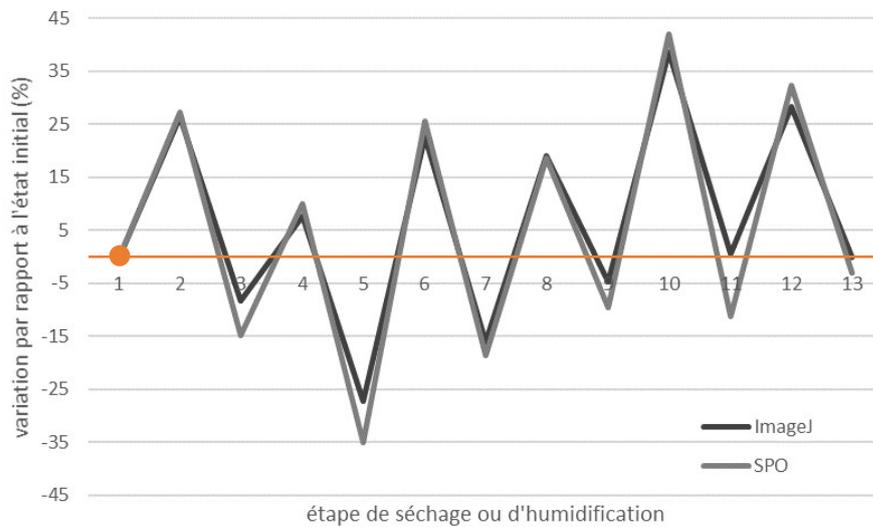


Figure 129 : Evolution relative de la porosité totale au cours des étapes de séchage et d'humidification, par rapport à l'état initial (étape 1) : comparaison réalisée avec le logiciel ImageJ et SPO. Les étapes n° impaires correspondent à l'humidification, les n° pairs au séchage.

Les étapes de séchage augmentent considérablement la porosité et les étapes d'humidification les réduisent, ce qui est conforme à ce qu'on peut attendre. Mais dans le détail, on peut distinguer quelques nuances.

L'analyse qui suit est essentiellement focalisée sur les évolutions des étapes impaires qui correspondent aux étapes d'humidification. En effet, ces étapes correspondent aux étapes de mesure de la perméabilité sur les éprouvettes 5×10 et il nous importait de mener une analyse conjointe de l'évolution de la conductivité hydraulique et de la porosité aux étapes les plus proches de la saturation.

On constate ainsi lors des deux premières phases d'humidification, à l'étape 3 (n=1) et 5 (n=2), que la porosité totale est très nettement inférieure à la porosité de la situation initiale. Puis elle augmente et revient progressivement jusqu'à l'étape 13 (n=6), à une mesure de porosité totale similaire à l'étape initiale. Cette observation est cohérente avec les mesures de la porosimétrie par intrusion de mercure et les perméabilités mesurée après 1 cycle de séchage-humidification (k1) : la diminution de la porosité totale peut expliquer la diminution de la conductivité hydraulique. Par contre, on ne peut pas expliquer l'augmentation de la perméabilité sur les mesures k3, k6 et k12 avec une diminution ou un maintien de la porosité. Il y a donc d'autres évolutions probablement en cause.

Ce graphique permet également d'illustrer les écarts entre les deux logiciels. Pour mémoire, le logiciel SPO sous-estime la porosité lorsqu'elle ne correspond qu'à des ensembles de 1, 2 ou 3 pixels. Il fallait donc vérifier la perte d'information liée à

l'utilisation de ce logiciel en estimant les vides par le biais du logiciel ImageJ qui comptabilise tous les pixels mais ne peut pas les discriminer sans procéder à des analyses plus poussées.

Lors des étapes de séchage, les quantifications de surfaces de vides sont globalement identiques entre les deux logiciels. Cela s'explique probablement par le fait que les surfaces porales sont suffisamment grandes pour être également détectées par le logiciel SPO. Par contre, les écarts sont plus significatifs sur les étapes à l'humidification. Le logiciel SPO sous-estime systématiquement les vides totaux et l'écart correspond très probablement aux très petits vides de moins de 3 pixels, avec une tendance qui reste toutefois globalement la même.

Il était donc intéressant de poursuivre l'analyse chiffrée de la porosité avec le logiciel SPO, tout en sachant que l'analyse perd systématiquement les informations relatives aux plus petits pores, de moins de $168,75 \mu\text{m}^2$ (soit pour une surface de cercle, un diamètre de pore équivalent de l'ordre de $14,6 \mu\text{m}$). Les commentaires se rapportent donc uniquement à l'analyse de l'évolution de la macroporosité caractérisée selon Goni, Ragot et Sima (1968), par des diamètres d'accès supérieurs à $7,5 \mu\text{m}$. On sait par ailleurs que l'essentiel du transfert d'eau au travers de la matrice minérale est essentiellement gouverné par la macroporosité (Delage et Fry, 2000 ; Vincent et al., 2006).

2. Analyse de la porosité de détail en haut, au milieu et en bas de l'échantillon

Nous avons vu que la porosité totale, au moment des phases de séchage augmentait, et qu'elle diminuait au moment des phases d'humidification, à des valeurs inférieures à la porosité initiale.

Le logiciel SPO permet d'exploiter les objets recensés par leur taille. Cette option permet d'avoir accès à un classement des pores et à leur surface en μm^2 sur les trois sections observées. Chaque pore identifié est assimilé à une ellipse et à un cercle de diamètre équivalent. La Figure 130 représente l'analyse SPO en identifiant, pour chaque image des étapes 1, 2, 3 ($n=1$), 5 ($n=2$), 7 ($n=3$) et 13 ($n=6$), les pores reconnus par classe de diamètre de cercle équivalent.

Cinq classes de pores peuvent être identifiées :

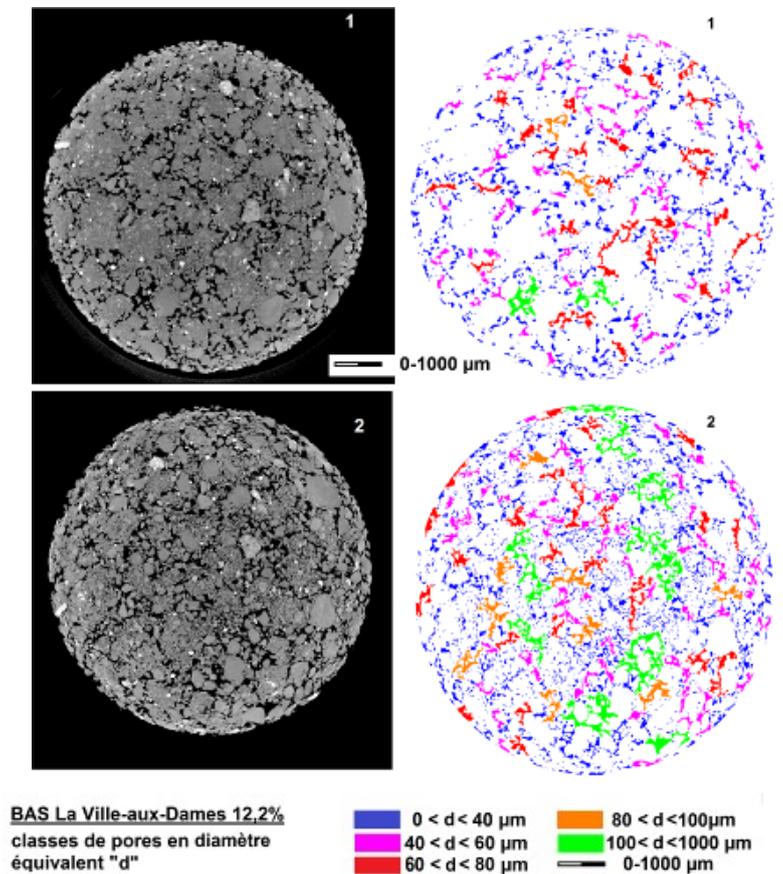
- Les micropores (colorés en bleu), comme déjà évoqué, sont sous-estimés et regroupés dans la famille de pores de diamètre équivalent $< 40 \mu\text{m}$;
- de 40 à $60 \mu\text{m}$ (en rose sur la figure) : le diamètre de $60 \mu\text{m}$ correspond approximativement à un pore de surface $2800 \mu\text{m}^2$, soit globalement la médiane des surfaces de pores observées sur les trois sections de REFERENCE, en BAS et en HAUT (voir les données du Tableau 22) des étapes 2 à 13. Cela signifie que les pores colorés en bleu et rose regroupe la moitié des pores identifiés ;
- de 60 à $80 \mu\text{m}$ (en rouge sur la figure) ;
- de 80 à $100 \mu\text{m}$ (colorés en orange sur la Figure 130) : ces pores ne sont pas sans rappeler la famille de macropores identifiée sur la courbe de porosité mercure (Figure

117 et Figure 118) dont le pic était identifiable à 100 μm ; 90 et 100 μm correspondent à un pore de respectivement 6500 et 8000 μm^2 de surface soit approximativement la médiane des surface de pores à l'état initial sur la section BAS, REFERENCE et HAUT.

- supérieurs à 100 μm (en vert sur la Figure 130), ces pores sont très minoritaires en nombre mais dominant dans les calculs des surfaces moyennes des pores. Pour éviter ce travers, la médiane a été préférée aux moyennes pour analyser l'évolution des surfaces.

On retrouve visuellement la modification des vides comptabilisés par le logiciel SPO : en premier lieu, la très forte augmentation des vides en nombre et en taille après le premier séchage, la diminution nette de ces mêmes vides à l'étape d'humidification 5 (n=2) puis la grande quantité de petits vides (couleur bleue, rose et rouge) à l'étape d'humidification 13 (n=6). Ces observations sont confirmées par les analyses chiffrées qui suivent.

Revenons sur le nombre d'objets que le logiciel SPO compte : cela permet d'évaluer le nombre de pores sur une section de l'échantillon et d'en suivre l'évolution au cours des étapes de séchage et d'humidification. La Figure 131 montre que le nombre total de pores recensés augmente dans un premier temps aux étapes 2, 3 (n=1) et 4, baisse à l'étape 5 (n=2) sur les sections REFERENCE et BAS, puis augmente jusqu'à l'étape 13 (n=6).



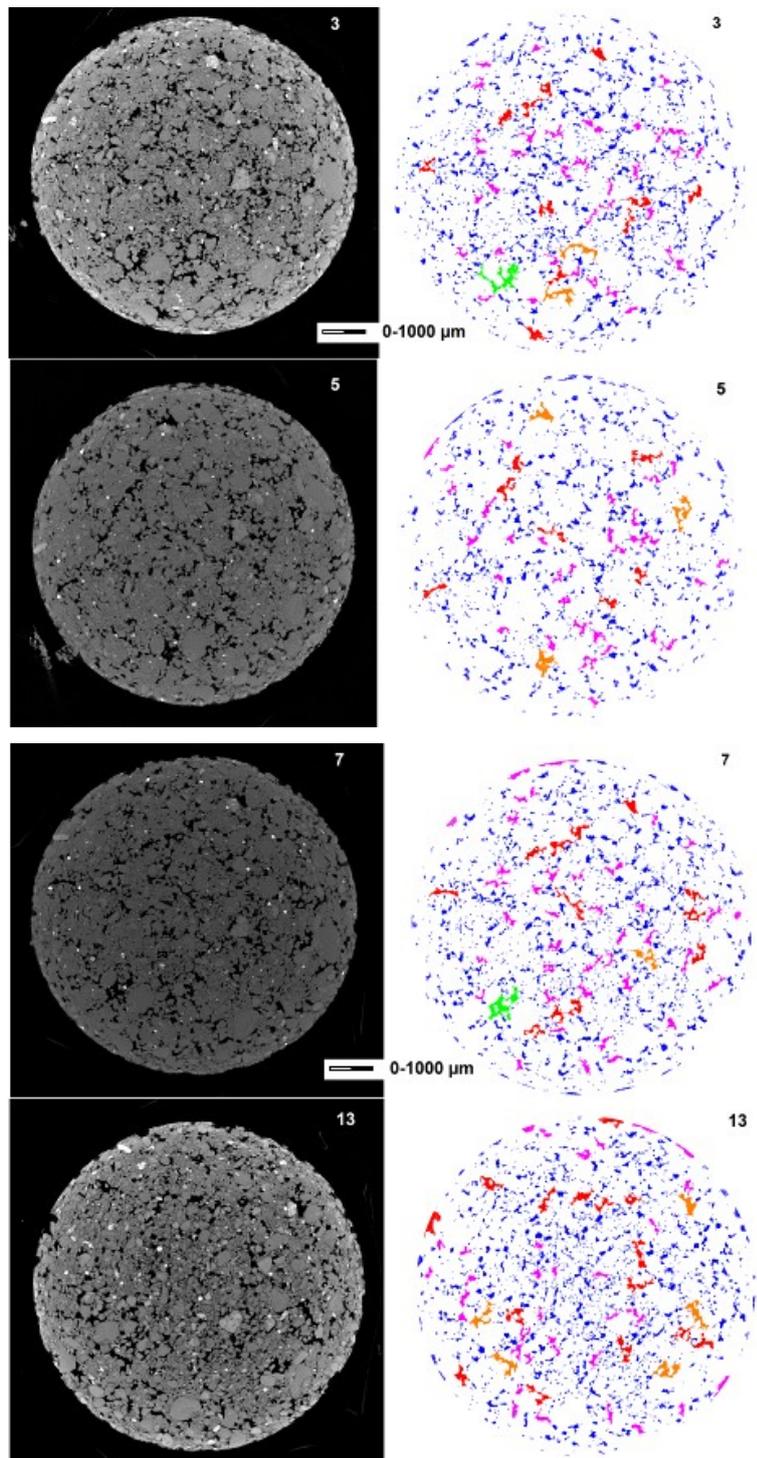


Figure 130 : Evolution de la section BAS de l'échantillon en photographie N&B et après analyse d'image et traitement par le logiciel SPO, aux étapes 1, 2, 3, 5, 7 et 13. Les photographies ne se superposent pas exactement sur ce montage mais on peut reconnaître quelques éléments repères.

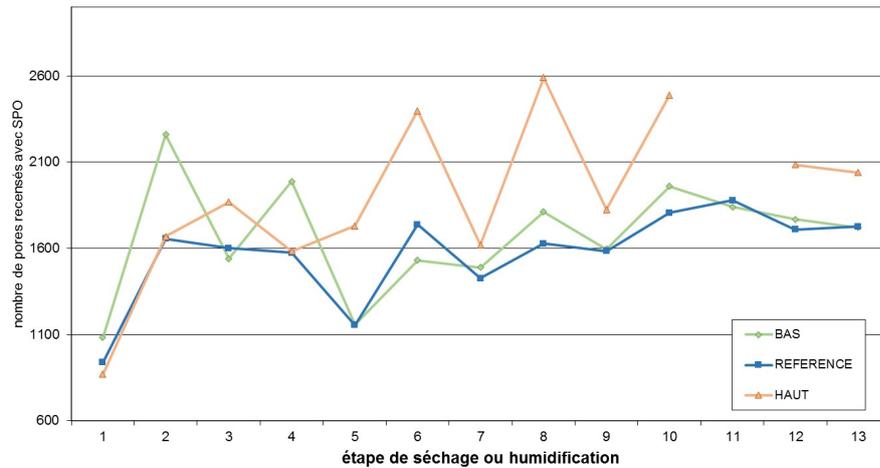


Figure 131 : Evolution du nombre de pores recensés avec le logiciel SPO sur les images HAUT, REFERENCE et BAS de l'échantillon compacté, en fonction de l'étape de séchage ou d'humidification

La section HAUT suit une évolution un peu différente des sections REFERENCE et BAS, qui sont plus proches en terme de résultats.

Ceci s'explique sans surprise par le choix de la section HAUT très proche de la surface libre, alors que la section REFERENCE, au milieu de l'échantillon et la section BAS à 1/3 du bas du cylindre sont mieux maintenues avec une humidité peut-être plus importante et peu de déformation.

Ces évolutions se retrouvent dans les trois graphiques de la Figure 132 et la synthèse de la Figure 133. Ces graphiques, similaires à celui de la Figure 131, dissocient les informations des trois sections BAS, REFERENCE et HAUT, et ajoutent une information quantitative sur la surface médiane des pores en μm^2 .

L'étape 1 correspond à l'état initial, les n° pairs aux étapes de séchage, les n° impairs aux étapes d'humidification.

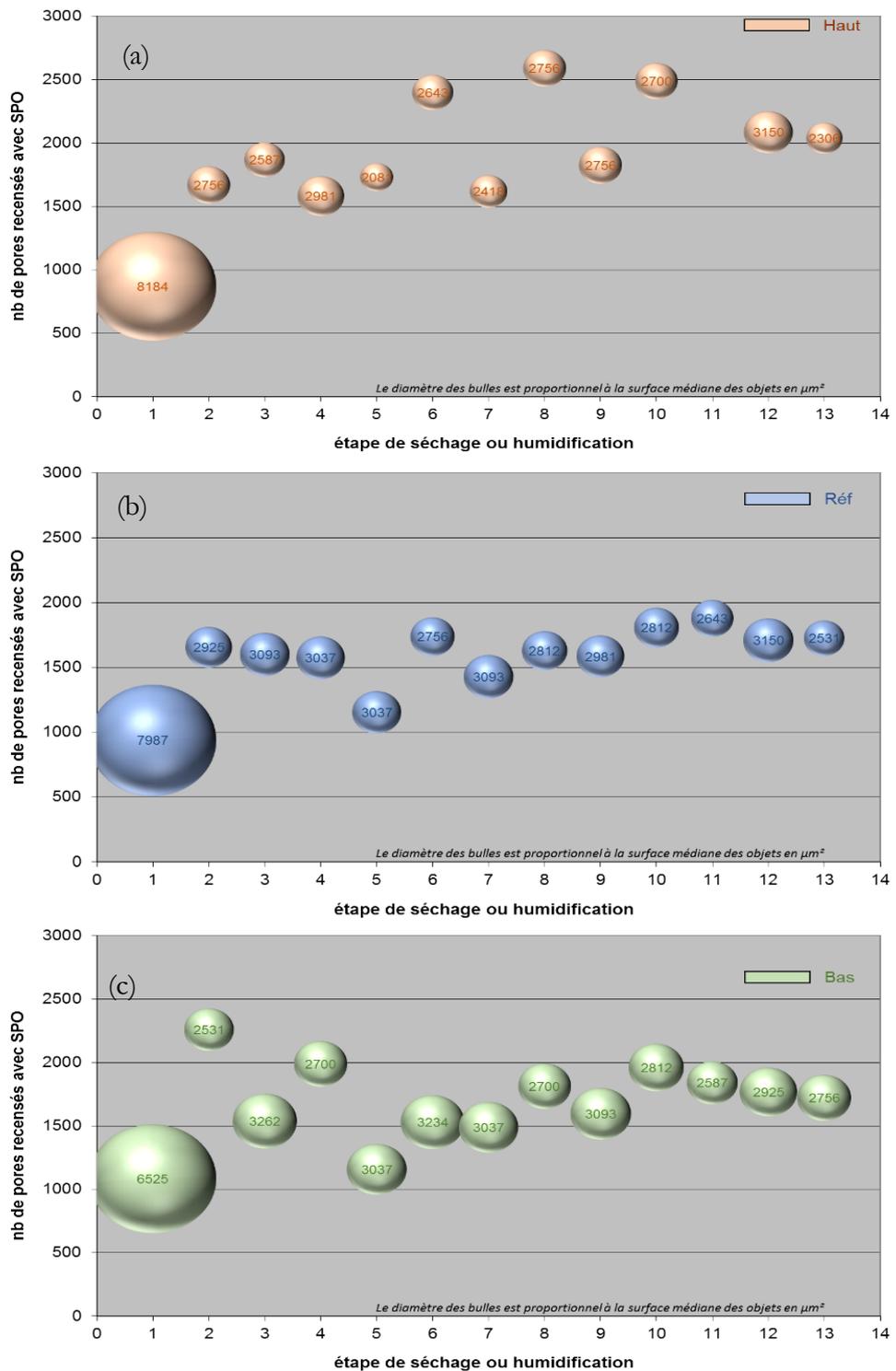


Figure 132 : Evolution du nombre d'objets recensés sur les trois sections (a) HAUT, (b) REFERENCE et (c) BAS, en fonction de l'étape de séchage et d'humidification. La taille des bulles (en diamètre) est proportionnelle à la surface médiane des pores.

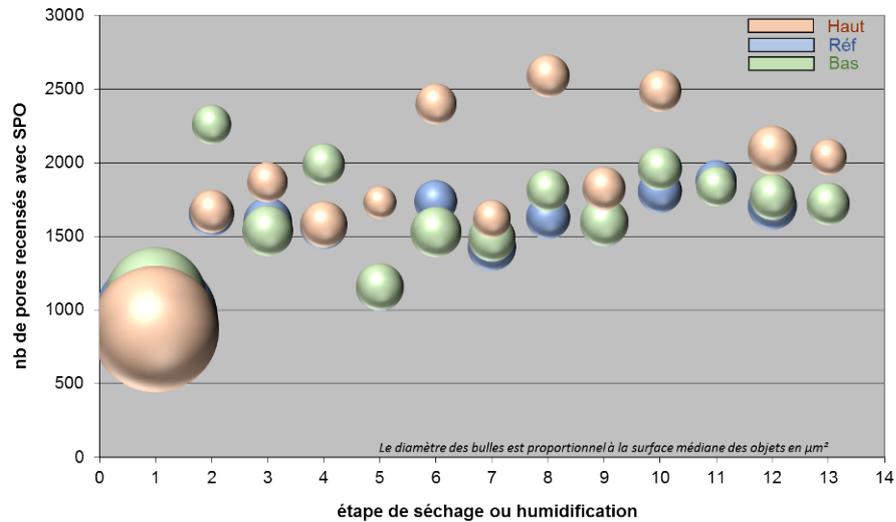


Figure 133 : Evolution du nombre d'objets recensés sur les trois sections observées sur l'échantillon. Le diamètre des bulles est proportionnel à la surface médiane des pores en μm^2 .

Les graphiques des Figure 132 et Figure 133 montrent que la porosité est modifiée au cours des différentes étapes.

À l'état initial (étape 1), la porosité est essentiellement composée de pores peu nombreux mais plutôt gros.

La première phase de séchage a immédiatement pour conséquence de réduire la taille moyenne des pores et d'augmenter leur nombre de manière très significative, avec un effet plus important en bas de l'échantillon qu'en haut et au centre.

Les étapes qui suivent ont tendance à normaliser le comportement global de l'échantillon comme on peut l'observer sur le BAS et la REFERENCE. Le nombre de pores est élevé, du même ordre de grandeur qu'après la première phase de séchage, et oscille, voire augmente très légèrement, avec une surface médiane presque identique à ce qui a été observé à l'étape de séchage 2.

La section du HAUT subit une évolution des pores très marquée entre les étapes de séchage et les étapes d'humidification, et un nombre de pores plus importants qu'en BAS et en REFERENCE. L'effet de surface libre se fait clairement sentir sur cette section qui a été choisie à quelques millimètres de la surface (voir le repérage des sections sur la Figure 125). Ceci se retrouve illustré sur la Figure 134.

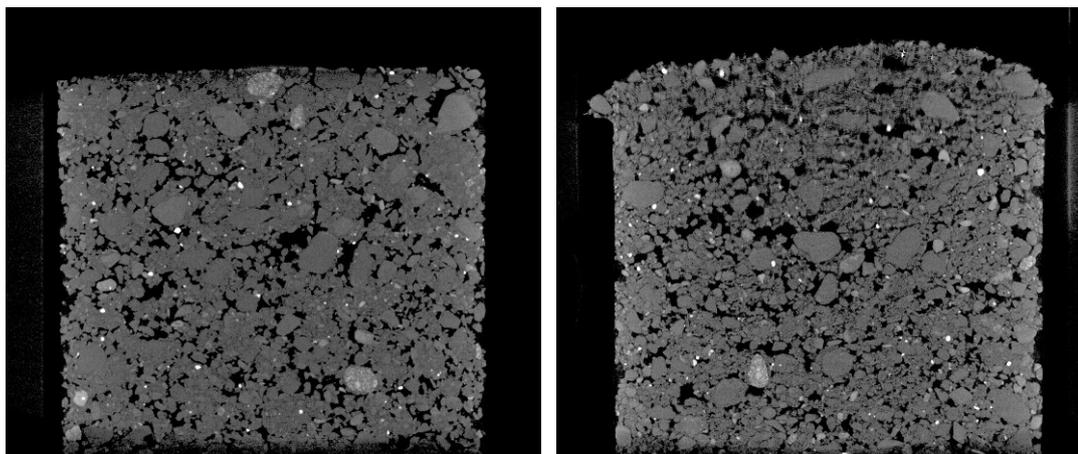


Figure 134 : Evolution de l'échantillon vu en section parallèle à l'axe du cylindre (Z) à l'état initial et à l'étape 11. La déformation du bord supérieur est nettement visible. Ceci explique la difficulté de retrouver exactement les mêmes sections transversales car les particules bougent entre les différentes étapes ; et la forte évolution des pores sur la section HAUT sélectionnée. Les sections REFERENCE (milieu de l'échantillon) et BAS évoluent moins car elles sont plus contraintes par le moule maintenant l'échantillon.

En synthèse, on constate donc qu'après 1 et 2 cycles, la porosité globale lors des étapes d'humidification diminue par rapport à l'état initial, mais que paradoxalement, cette porosité correspond également à une modification de la microstructure caractérisée par un nombre de pores beaucoup plus importants mais de très petite taille.

Après 3 cycle de séchage et d'humidifications, la porosité totale augmente tout en restant inférieure à la porosité initiale avec un nombre de pores de toute petite taille toujours très élevé.

Au 6^{ème} cycle, la porosité totale revient au niveau de la porosité initiale, mais le diamètre des pores a été modifié. Les vides sont beaucoup plus petits et très nombreux, alors qu'au départ, les vides étaient moins nombreux et beaucoup plus gros.

3. Évolution de la microstructure en fonction des étapes de séchage et humidification

Le logiciel SPO restitue les différents objets recensés en calculant leur surface élémentaire. On peut, à l'image d'une courbe de porosimétrie par intrusion de mercure, établir une courbe donnant l'importance des pores comptabilisés en fonction de leur surface.

Un premier travail rapide a permis de grouper les pores dans des classes de surfaces identiques. Ce regroupement permet d'identifier les familles de surfaces de pores évoluant le plus sur chaque section (Figure 135). Ce sont les pores dont les surfaces

sont comprises entre 1×10^3 et $7 \times 10^3 \mu\text{m}^2$ qui ont l'évolution la plus marquée au cours des étapes de séchage et d'humidification. Les très gros pores (macropores et plus) n'évoluent presque pas.

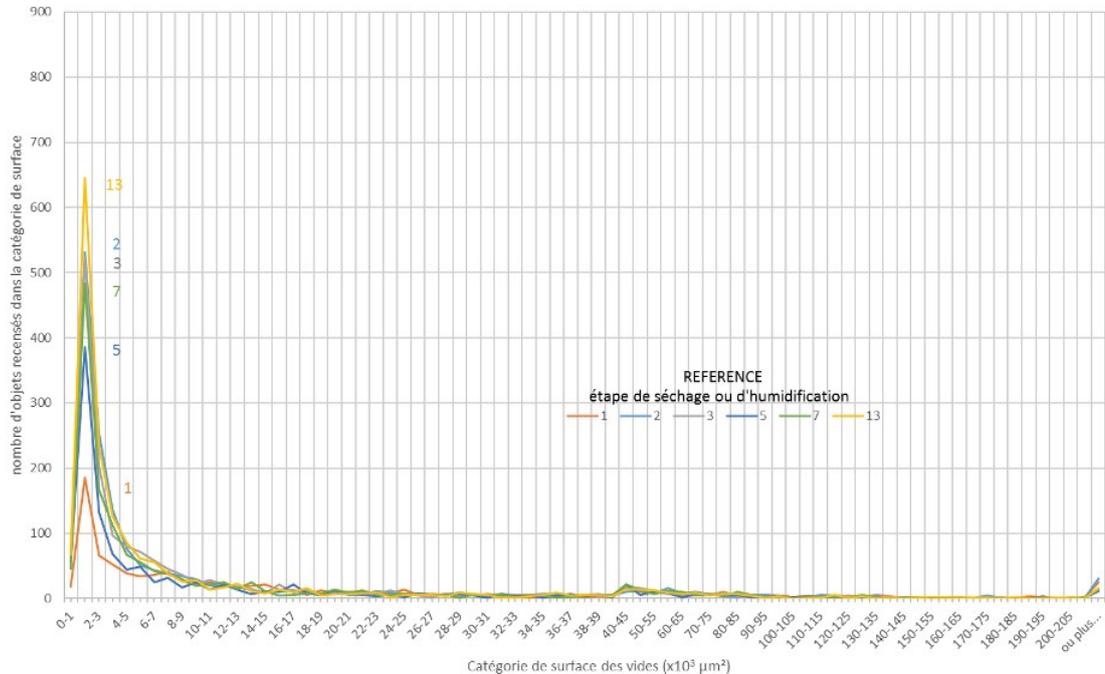


Figure 135 : Evolution des catégories de surface de pores aux principales étapes de séchage et d'humidification (échantillon REFERENCE). En orange, la situation initiale. Les évolutions sont le plus marquées pour les pores dont la surface est comprise entre 1×10^3 et $7 \times 10^3 \mu\text{m}^2$. Au-delà, les évolutions sont insignifiantes. En dessous de $1 \times 10^3 \mu\text{m}^2$ les données sont incomplètes du fait du logiciel SPO.

Les trois sections sont présentées en détail sur la Figure 136. Dans les trois cas, ce sont les pores dont la surface est de l'ordre de $2 \times 10^3 \mu\text{m}^2$ (soit un cercle de diamètre équivalent de l'ordre de $50 \mu\text{m}$) qui ont l'évolution la plus marquée.

On observera dans un premier temps que les trois graphiques sont relativement différents. Cela peut signifier que les évolutions de la porosité ne sont pas homogènes au sein de l'échantillon et qu'il faut donc rester prudent sur la portée des conclusions : d'autres images traitées ailleurs dans le volume de l'échantillon auraient peut-être donné d'autres résultats.

Cela étant, l'évolution la plus marquée se trouve en HAUT de l'échantillon ce qui semble assez logique étant donné qu'il s'agit d'une surface libre. La taille des pores augmente très significativement jusqu'à l'étape 13, qui est la fin des observations au tomographe, avec des pics en phases de séchage.

L'étape 2, qui correspond au premier séchage, provoque une modification très importante sur toutes les sections, et il s'agit à l'évidence d'un évènement marquant pour la microstructure et la suite de l'évolution de l'échantillon.

Les images extraites des sections REFERENCE et BAS montrent (Figure 137 et Figure 138), dans un premier temps, l'aspect caractéristique des matériaux fins compactés avec des agrégats et une microporosité visible en noir sur les photographies (même si elle est de l'ordre du pixel).

L'étape 2 de séchage provoque une contraction généralisée de toutes les particules, avec un effet quasi fractal : il est impossible de considérer que l'agrégat reste intact et que la porosité qui entoure l'agrégat subit seule les évolutions volumiques. Comme le montrent les courbes de la Figure 136, l'évolution est généralisée sur tout l'échantillon avec un doublement de tous les pores de très petite dimension puisqu'on passe d'environ 200 objets à plus de 500 objets dans la gamme de pores de 2 à $3 \times 10^3 \mu\text{m}^2$.

À l'étape 3, l'humidification provoque un gonflement que l'on peut également qualifier de fractal et qui a des effets variables sur la porosité entre le haut, le bas et le milieu de l'échantillon. Globalement, la porosité totale est réduite (c'est ce que l'on trouve par calcul de surface : -8 à -15% et calcul d'indice des vides : 0 à -9%) mais le nombre de pores de très petite dimension a plus que doublé par rapport à la situation initiale. La microstructure est globalement préservée, comme on peut l'observer sur les images car on arrive encore à identifier les agrégats de départ. La perméabilité a baissé par rapport à la situation initiale.

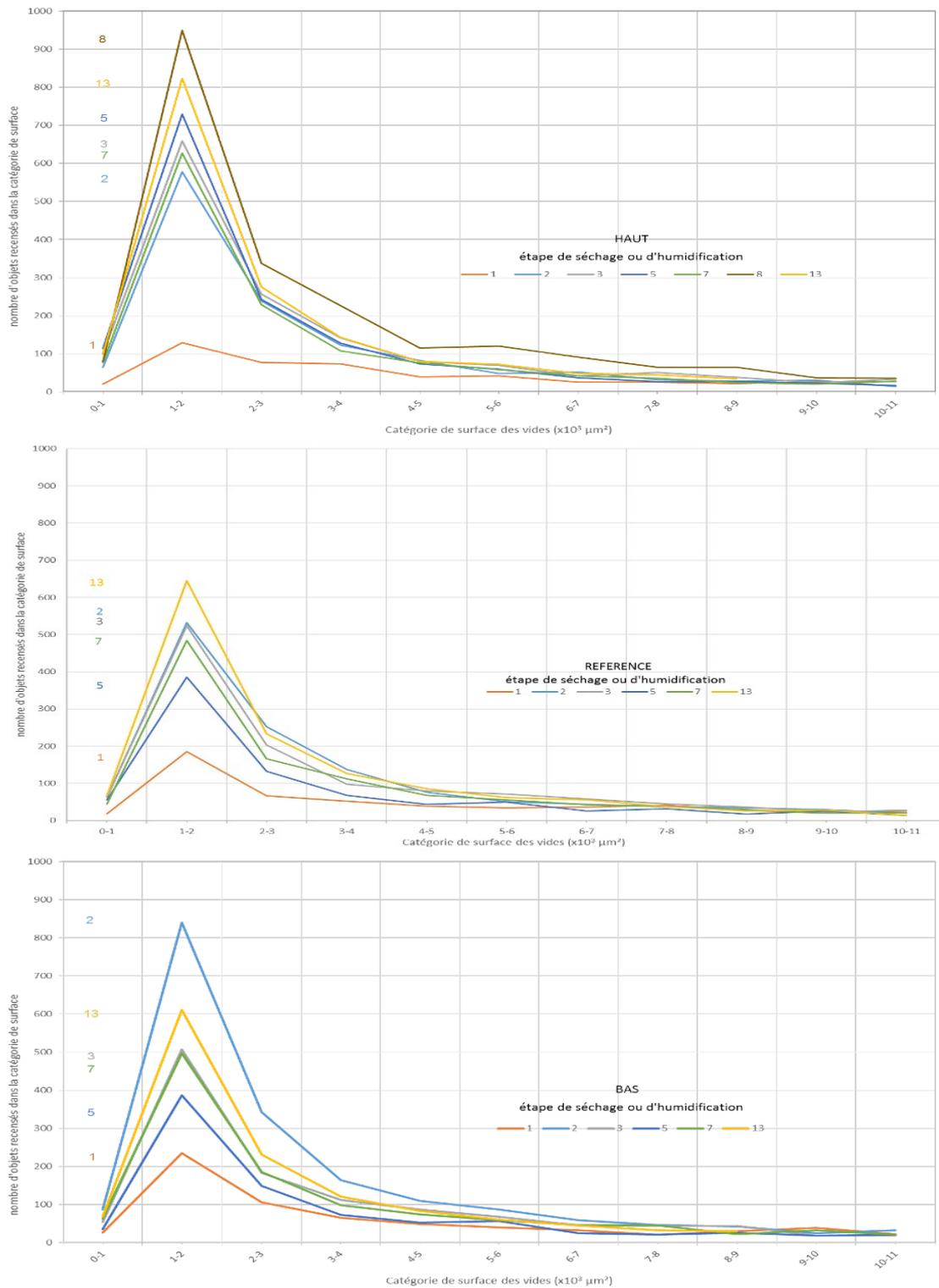


Figure 136 : Evolution sur les trois sections HAUT, REFERENCE et BAS des catégories de pores dont la surface est comprise entre 1 et $11 \times 10^3 \mu\text{m}^2$.

L'étape 7 correspond au 3^{ème} cycle de séchage humidification. Le nombre de pores est presque identique à celui de l'étape 3, mais la porosité totale évaluée par le calcul d'indice des vides a cette fois-ci augmentée (+9 à +27%) alors que la surface des vides, d'après les analyses d'image est du même ordre de grandeur qu'à l'étape 3 et réduite par rapport à l'état initial (-15%). Les images montrent que les défauts qui se sont manifestés au premier séchage puis réduits à la première humidification semblent plus prononcés : l'histoire hydrique de l'échantillon se manifeste par une modification plus prononcée de la porosité et de la microstructure. La forme de l'agrégat commence à se modifier de façon perceptible. La perméabilité est de fait plus élevée qu'à l'état initial.

L'étape 13 correspond au 6^{ème} cycle de séchage humidification. Le nombre de petits pores a plus que triplé par rapport à l'état initial. La surface totale des vides évaluée par analyse d'image, est revenue à la situation initiale (0 à -3%) mais elle correspond cette fois à une porosité beaucoup plus « fragmentée ». L'indice des vides calculé sur les 4 éprouvettes montre une augmentation sensible lorsque l'humidification se fait par adsorption (+25 à 26%) alors qu'avec l'humidification par remontée capillaire l'évolution est moins sensible (-1 à +4%).

Les images obtenues en tomographie par Rayons X illustrent de manière flagrante la modification de la microstructure : les agrégats ne sont plus reconnaissables et la porosité est répartie de manière totalement différente par rapport à la situation initiale. On devine que les pores très petits à cette échelle d'observation ont une influence sur les cheminements possibles de l'eau car ils sont devenus très nombreux. Des ouvertures se créent, notamment au contact des grains de sable ou de feldspath qui étaient au départ noyés dans des agrégats.

La perméabilité a encore augmenté dans le cas de l'humidification par remontée capillaire et est supérieure à l'état initial.

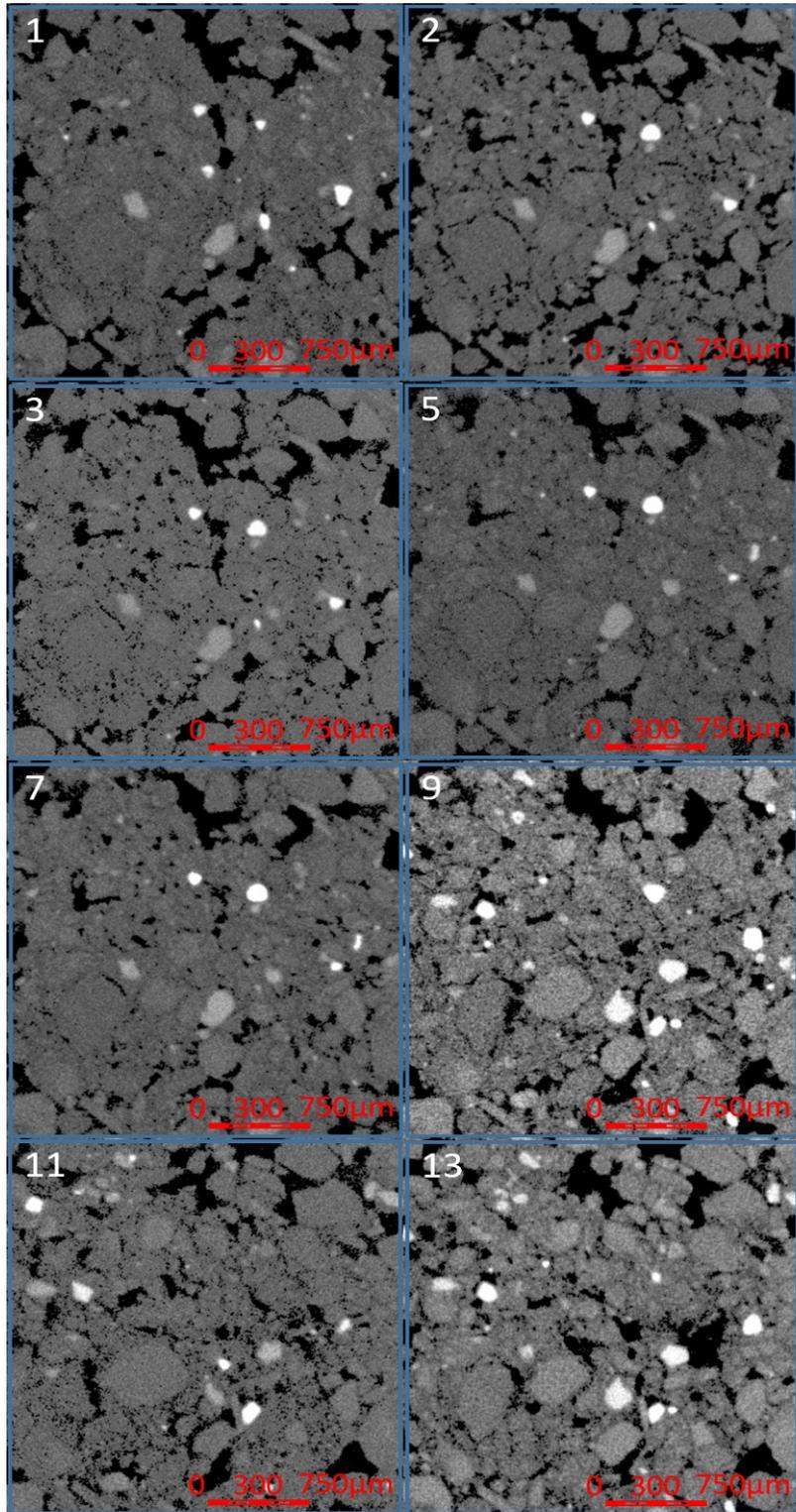


Figure 137 : Evolution de la microstructure entre les étapes 1, 2, 3, 5, 7, 9, 11 et 13 sur une zone sélectionnée de la section REFERENCE.

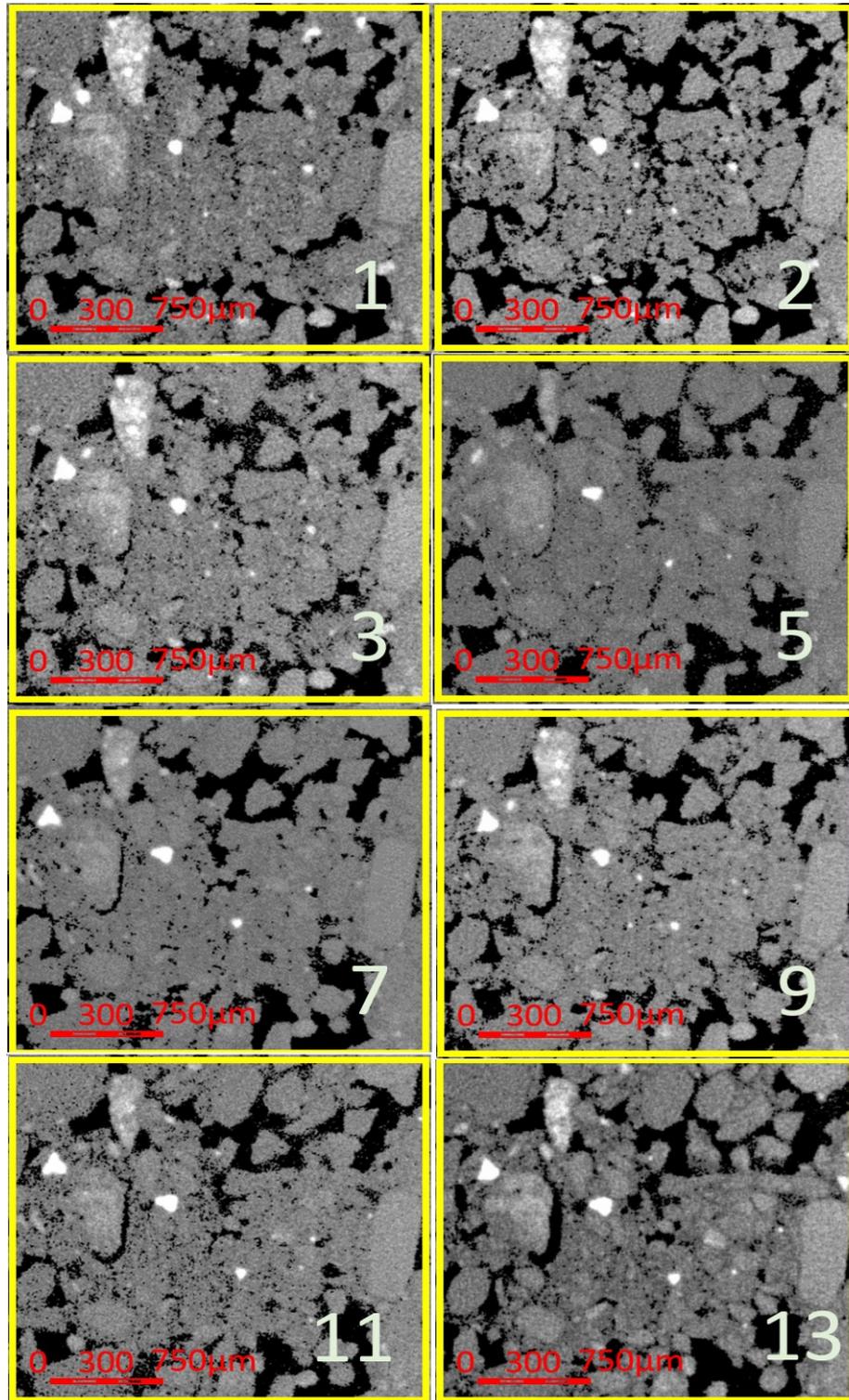


Figure 138 : Evolution de la microstructure entre les étapes 1, 2, 3, 5, 7, 9, 11 et 13 sur une zone sélectionnée de la section BAS.

VII. Les enseignements tirés des expérimentations de laboratoire

Les expérimentations réalisées dans le cadre de ce travail, n'ont pas été suffisamment nombreuses pour balayer toutes les situations de masse volumique ou de teneur en eau initiale, qui auraient permis de dresser des conclusions générales et généralisables.

Elles permettent néanmoins d'apporter des enseignements sur le vieillissement des sols compactés et permettent d'envisager des perspectives de développement intéressantes pour l'analyse de la durabilité des digues. Ces enseignements concernent essentiellement les matériaux compactés dans le domaine proche de la saturation, avec de l'air occlus dans la porosité, et un rythme de vieillissement accéléré en laboratoire plutôt rapide par rapport aux ouvrages en vraie grandeur.

A. Le vieillissement des matériaux compactés

Lors de la construction d'un ouvrage en terre, la phase d'extraction, mise en œuvre et compactage est une phase importante dans la vie de l'ouvrage neuf qui permet d'obtenir un ouvrage conforme aux spécifications attendues.

La maîtrise de la perméabilité est souvent attendue à la fin de la construction d'une digue, soit pour la réalisation du noyau, soit pour la réalisation d'un parement.

Peu de règles existent pour imposer des méthodes de réalisation sauf à s'inspirer d'un corpus issu des techniques de réalisation des barrières étanche, dont le dernier document a été publié en 2018 (Afnor, 2018) ou à puiser dans la littérature (Alonso, 2005 ; Delage et Fry, 2000 ; Ciria, 2013 ; CFBR, 2015) et dans les domaines voisins des terrassements ou des barrages.

On retient de ces documents que le choix des matériaux dans un gisement homogène est une première étape importante. Ensuite, que la maîtrise du compactage et de la teneur en eau est la deuxième étape importante, validée par le suivi des perméabilités obtenue en place.

Le travail présenté dans ce chapitre montre que les sols compactés acquièrent sous l'effet de l'énergie de compactage, à la teneur en eau initiale, une microstructure composée d'agrégats de taille variable (dépendant de l'argilosité du matériau et des techniques d'extraction) et délimitant une porosité identifiable en microporosité, macroporosité et mégaporosité.

La combinaison microstructure et mégaporosité, intimement associée à la nature du sol, permet d'obtenir au moment des travaux, grâce à la maîtrise de l'énergie de compactage et de la teneur en eau, une perméabilité relativement faible qui pourra être conforme à la spécification du marché et de la conception.

Cette performance initiale ne va pas durer indéfiniment et le processus de dégradation par alternance de séchage et d'humidification, dans la partie d'ouvrage en interaction avec l'atmosphère, va modifier la valeur acquise par construction.

Dès la première année de vie, l'ouvrage subit les effets de la météorologie et l'alternance des saisons, du jour et de la nuit. La modification des états hydriques

imposés par des phases de séchage et d'humidification aura un effet important sur la performance acquise par construction.

Selon l'argilosité du matériau qui compose la digue, les effets pourront être variables. La littérature fait ainsi référence à la densification et à la création des fissures dans les matériaux argileux naturels notamment, et faiblement compactés (Dyer et al., 2007 ; Lautrin, 1998 ; Mieussens, 2000 ; Glendinning et al., 2014 ; Glendinning et al., 2015 ; Dijkstra and Dixon, 2010 ; Stirling et al., 2017 ; Tang et al., 2018). Nombreux sont les auteurs qui alertent sur ces modifications notamment sous l'effet du changement climatique (ICOLD, 1994 ; MEDTL, 2011 ; Explore, 2012 ; Environment Agency, 2013 a et b ; Etablissement Public Loire, 2017 et 2018).

Grâce aux observations réalisées dans le cadre de ce travail, il faut ajouter l'effet du vieillissement hydrique sur des matériaux moins argileux et plus sableux, qui se traduit par une modification profonde de la microstructure sous l'influence des cycles hydriques, et, par extension, sous l'effet de la météorologie et des interactions sol-atmosphère.

Les modifications majeures constatées par l'alternance des phases de séchage et d'humidification se traduisent par une quasi disparition des agrégats créés sous l'effet du compactage à teneur en eau élevée et une modification profonde de la microstructure.

Ces modifications entraînent une dégradation de la perméabilité qui ne sera effective qu'après deux cycles hydriques.

Les deux premiers cycles hydriques (à la fin de l'humidification) entraînent une contraction des vides qui se traduit par une réduction de l'indice des vides ou de la surface totale des vides, qui sont deux mesures globales. À l'échelle des agrégats, les modifications conduisent à :

- Une réduction du nombre de très gros pores (mégapores), ceux qui séparent les agrégats et qui sont plutôt connectés ;
- Une augmentation des pores de type macropores : ces nouveaux pores apparaissent au sein des agrégats et ne sont que très peu connectés ;
- Une fermeture des cheminements d'eau via la macroporosité qui conduit à la diminution de la perméabilité.

Les cycles hydriques qui suivent accentuent le phénomène de dégradation microstructurale et conduisent à :

- Augmenter la création des très petits vides (micropores) en réduisant les grands vides encore présents ;
- Connecter les très petits vides entre eux en fractionnant les agrégats qui subsistent encore ;
- Connecter la macro et la microporosité et expliquer ainsi l'augmentation de la perméabilité.

Cette augmentation de perméabilité constatée en laboratoire à partir de sols correctement compactés permet d'expliquer finalement les valeurs de perméabilité

obtenues *in situ* dans la digue de La Ville-aux-Dames, présentés ci-dessous et extrait de l'étude de Fugro (2014) :

- Sur le Corps de Digue dans le sondage SC2 : $k = 1,3 \times 10^{-5}$ m/s (valeur mesurée à débit constant et en régime permanent) ;
- Sur le Corps de Digue dans le sondage SC3 : $k = 9,8 \times 10^{-6}$ m/s (valeur mesurée à débit constant et en régime permanent) ;
- Sur le Corps de Digue dans le sondage SC6 : $k = 2,4 \times 10^{-5}$ m/s (valeur mesurée à débit constant et en régime permanent) ;
- Sur le Remblai dans le sondage SC6 : $k = 2,9 \times 10^{-6}$ m/s (valeur mesurée à charge variable et en régime transitoire) ;

Ces valeurs comprises entre 10^{-5} et 10^{-6} m/s sont des valeurs plutôt élevées de perméabilité, cohérentes avec l'idée que l'on peut se faire d'un ouvrage peu compacté.

Rapportées aux conclusions que nous faisons ici, on peut aussi supposer que ces valeurs sont le résultat de l'âge de l'ouvrage, probablement supérieur à 500 ans, et que l'évolution de la dégradation par décompactage se poursuit au fil des années et peut se traduire par une augmentation très sensible de la perméabilité du sol dans le temps.

La réflexion sur la durabilité des digues en terme d'évolution des performances dans le temps se traduit au final par l'idée qu'il y a une dégradation des sols compactés dont la saturation initiale est relativement élevée, sous l'effet des cycles hydriques (liés à la météorologie) et que cette dégradation se manifeste notamment par une augmentation de la perméabilité. La dégradation peut avoir des effets en cascade sur les autres propriétés du sol telles que l'indice des vides, le degré de saturation et les hétérogénéités comme les fissures.

Nous terminerons ce paragraphe par un point que nous n'avons pas plus développé ici et qui porte sur l'évolution de la microstructure telle qu'elle a été décrite ici. Nous avons en effet observé une évolution de la microstructure au cours des cycles de séchage et d'humidification et ces évolutions peuvent expliquer, d'une nouvelle manière, l'hystérésis observable sur les courbes de rétention d'eau.

Au cours du premier séchage, nous avons en effet pu constater que la microporosité augmentait en nombre et en taille de pores. Ceci a donc une influence très importante sur la surface accessible à l'eau entre l'état initial humide et l'état sec qui suit. Lors de la ré-humidification du matériau ainsi modifié, les chemins d'accès sont beaucoup plus nombreux mais certainement aussi beaucoup plus fins dans un matériau limono-sableux. La pression capillaire étant très élevée, l'eau va très rapidement pénétrer dans le matériau de manière à réduire cette différence de pression quasi instantanément. Comme l'eau ira préférentiellement dans les capillaires les plus fins, la quantité d'eau n'augmente pas significativement mais la succion chute brutalement.

B. Apport pour la durabilité

Le séchage d'un sol est provoqué par une situation météorologique évaporante et/ou la demande en eau des plantes qui conduisent à la diminution de la teneur en eau du sol.

Dans un premier temps, dans un sol initialement saturé, le mécanisme de séchage s'accompagne d'une diminution du volume des pores, en resserrant les particules du sol entre elles. Cette variation de volume suit linéairement la diminution de la teneur en eau. La succion générée dans le matériau augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur qui dépasse la capacité du sol à se déformer.

Si la succion continue d'augmenter, la poursuite du phénomène de séchage provoque un retrait non linéaire du sol et l'eau présente dans la porosité ne forme plus un film continu : l'eau migre vers les pores les plus petits et les plus grands pores sont occupés par de l'eau et un volume d'air croissant. Lorsque la teneur en eau descend en dessous de la limite de retrait d'Atterberg, le sol ne se déforme plus car il a atteint sa limite de déformabilité. À ce stade, le retrait s'accompagne de la création de fissures. Le milieu est profondément modifié par ce réseau de fissures qui augmentent la perméabilité. En cas d'inondation, l'eau peut s'infiltrer très rapidement dans les fissures et provoquer des défaillances.

Le mécanisme de dégradation par dessiccation prend sa place dans des cycles alternant des phases d'humidification et de séchage. La phase de séchage est liée aux périodes sèches de l'année. La phase d'humidification dépendra de la combinaison des phénomènes météorologiques (principalement des excédents hydriques résultants des périodes pluvieuses ou neigeuses), de l'occurrence de crue (ou des variations du niveau du cours d'eau) et des variations du toit de la nappe phréatique.

L'effet de cycles d'humidification-séchage a été testé sur des éprouvettes de sol de La Ville-aux-Dames compactés statiquement à la teneur en eau de 12,2% et à une masse volumique sèche de 1,85 t/m³ (correspondant à la masse volumique sèche obtenue pour cette teneur en eau avec une énergie de compactage normale).

Les premiers résultats obtenus montrent qu'après un cycle, la perméabilité diminue. Après trois cycles, la perméabilité augmente et devient supérieure à la perméabilité initiale. Au-delà de 3 cycles et jusqu'à 12 cycles, la perméabilité semble rester constante. Les mêmes observations ont été faites dans le cadre de la thèse de Mehenni (2015) et par Trabelsi et al. (2018).

Cela démontre qu'une propriété obtenue par construction (ici la perméabilité sur une éprouvette confectionnée par compactage statique), peut évoluer et se dégrader dans le temps. L'imposition de cycles hydriques alternant séchage et humidification modifie la structure acquise par compactage et modifie la performance à l'échelle de l'éprouvette. Il est utile de préciser qu'aucune fissure visible n'était détectable à l'œil nu sur les éprouvettes, quel que soit le nombre de cycles appliqué.

À ce stade, l'interprétation de ce résultat conduit à émettre l'hypothèse qu'un ouvrage en sol compacté pour lequel on réceptionne ou on recherche un certain niveau de perméabilité au moment de la réception, peut subir des modifications dans la zone de l'ouvrage en interaction avec l'atmosphère à l'échelle de quelques années (une année

pouvant hypothétiquement être représentée par au minimum un cycle de séchage et d'humidification, l'équivalent d'un hiver suivi d'un été particulièrement sec).

MODELISATION NUMERIQUE

Nous avons pu voir au cours du chapitre précédent que le vieillissement des matériaux sous l'effet des conditions extérieures à l'ouvrage entraînait une modification profonde de la structure des sols compactés. Cette modification a notamment pour répercussion de dégrader certaines performances acquises par compactage telles que la conductivité hydraulique.

Nous avons pu voir également dans le chapitre 2 que les ouvrages anciens, avec le cas de la digue de La Ville-aux-Dames présentaient des anomalies géotechniques, comme des teneurs en eau très faibles en crête d'ouvrage ou des masses volumiques variables. Ces anomalies peuvent très probablement être mises en relation avec l'âge de l'ouvrage et avec des processus de vieillissement.

Dans le cadre de la réflexion sur la durabilité des digues fluviales en terre, il semblait intéressant de pouvoir examiner les impacts des différents phénomènes relevés. La modélisation numérique est un des moyens qui permet d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la stabilité de l'ouvrage.

Nous avons donc testé à l'aide d'un logiciel développé par Géostudio, les effets du vieillissement des matériaux de la digue de La Ville-aux-Dames sur l'évolution des écoulement d'eau au travers de l'ouvrage grâce au module Seep/W et sur la stabilité mécanique au glissement à l'aide de Slope/W.

I. Introduction

Les modèles numériques présentent l'intérêt et l'avantage de pouvoir simuler des situations intégrant des hypothèses que l'on peut faire varier à volonté.

Pour évaluer les impacts du vieillissement des matériaux sur la stabilité d'une digue, nous avons pris le cas de la digue de La Ville-aux-Dames car nous disposons de nombreuses données issues du rapport Fugro (2014).

Le matériau de la digue de La Ville-aux-Dames a été caractérisé par ailleurs et nous avons pu établir les évolutions des performances hydrauliques après 1, 3 et 12 cycles. Nous avons ainsi pu voir que la conductivité hydraulique du sol se modifiait dans le temps au fur et à mesure des cycles hydriques, en partant de l'hypothèse qu'un cycle égale une année.

L'étude géotechnique menée par Fugro en 2014 a examiné la stabilité mécanique de trois profils le long du linéaire. Le profil C-C' présente l'intérêt d'être le plus proche des sondages géotechniques. Les formations géotechniques y sont donc relativement bien décrites de même que leurs caractéristiques géotechniques.

Le logiciel Géostudio permet, grâce aux deux modules Seep/W et Slope/W d'analyser, pour le premier, les transferts hydriques dans les sols saturés et non saturés ; et pour le deuxième la stabilité mécanique au glissement des talus en intégrant les pressions interstitielles calculées par le premier.

Grâce à l'ensemble de ces supports, nous avons évalué l'effet du temps qui passe en intégrant dans les modèles les propriétés notamment hydrauliques des matériaux en simulant l'année de construction ($t=0$), un an après la construction ($t=1$ an), 3 ans ($t=3$ ans), 12 ans ($t=3$ ans) et l'état actuel ($t=500$ ans).

La simulation numérique nous permet ensuite d'évaluer les changements sur l'état de l'ouvrage si une crue survient à la fin de l'année de construction, après 1, 3, 12 années et aujourd'hui.

II. Les données de site

Le profil C-C' de la digue de La Ville-aux-Dames (également appelé profil 3) est localisé sur la Figure 139. C'est ce profil que nous avons choisi de retenir pour le calcul numérique sur Géostudio.

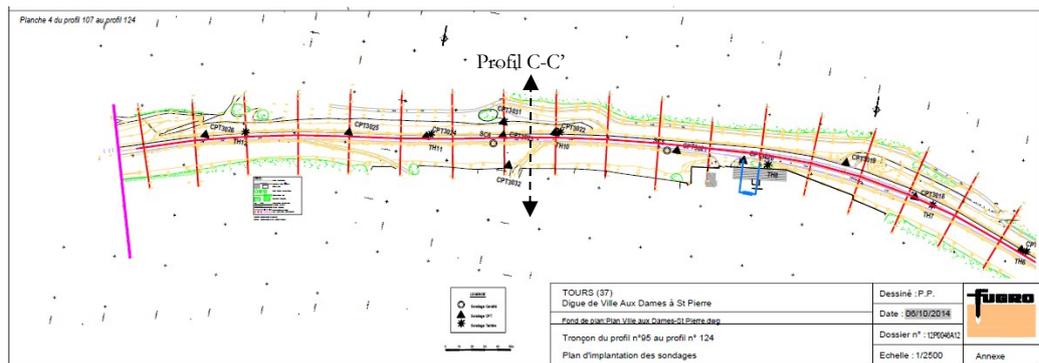


Figure 139 : Localisation du profil C-C' sur la digue de La Ville-aux-Dames (extrait de Fugro, 2014)

Ce profil se situe à proximité du sondage carotté SC6, des sondages pénétrométriques CPT3023 et 3022 et des sondages à la tarière TH10 et TH11. Pour ce dernier sondage, un profil hydrique complet existe (Figure 140).

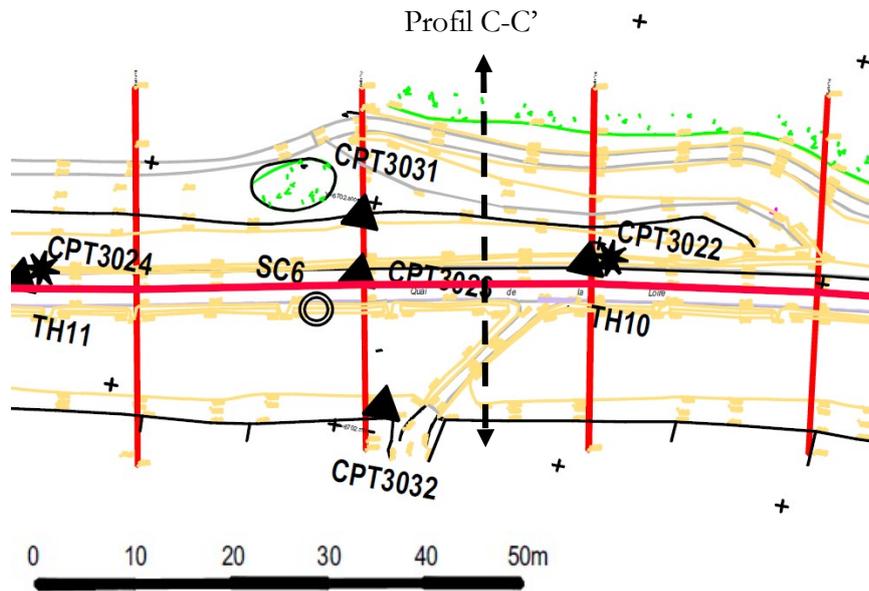


Figure 140 : Localisation du profil C-C' et des différents sondages à proximité (Fugro, 2014)

La hauteur de la digue à cet endroit est d'environ 6 m. Elle est constituée d'après le modèle géotechnique proposé par Fugro par une première couche historique constituant le Corps de Digue (CD sur les modèles) surmontée d'une couche de Remblai (R dans les modèles) (Figure 141).

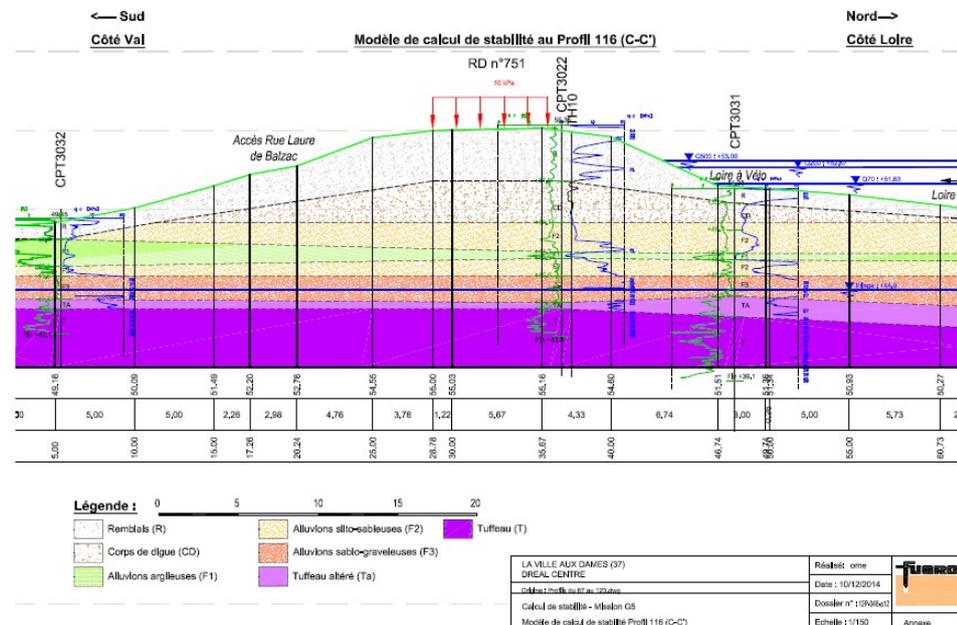


Figure 141 : Profil géotechnique de la digue de La Ville-aux-Dames sur la coupe C-C' (extrait de Fugro, 2014)

La topographie de la digue sur ce profil est telle que présentée sur la Figure 141. Les coordonnées en X et Z ainsi que des différentes couches de sols ont été intégralement repris de l'étude (Fugro, 2014) pour le calcul numérique.

Les différents niveaux de crue simulés pour l'étude de la stabilité mécanique sont représentés sur cette même figure. La crue extrême T500 n'arrive qu'en milieu de talus à cet endroit de la digue et ne sollicite pas la crête de la digue. Comme il s'agit du niveau de crue connu le plus haut, c'est ce niveau qui a été retenu. Des essais en parallèles réalisés avec un niveau de crue fictif atteignant le sommet de la digue sont présentés en annexe.

III. Présentation du logiciel Geostudio

Le Logiciel GeoStudio est un outil informatique d'aide à l'analyse de la stabilité des ouvrages en terre. Développé au Canada à partir des travaux de Fredlung, il présente l'intérêt de pouvoir coupler des résultats d'analyses diverses comme l'analyse de la stabilité basée sur la méthode des tranches, l'analyse du transfert de fluides (eau, air, gaz) et d'autres paramètres comme le transfert de chaleur ou l'effet des accélérations sismiques dans l'ouvrage. Les calculs utilisent les éléments finis et des équations de transferts permettant un couplage entre chaque aspect des problèmes examinés.

Ce couplage, offert par d'autres logiciels de type éléments finis comme Plaxis ou César-LCPC, autorisent des analyse plus précises que ne permettent pas toujours des logiciels plus connus comme Talren seul. Cette possibilité exige en contrepartie de disposer de mesures, de temps et d'informations plus importants en nombre et en complexité.

Nous avons donc utilisé les possibilités offertes par le coupage entre Seep/W (simulant les transferts hydriques dans les matériaux) et Slope/w, calculant la stabilité mécanique des talus par la méthode des tranches.

La version utilisée dans ce travail est le logiciel Geostudio 2018 version 9.0.0.15234.

Slope/W est diffusé depuis 1977 par son éditeur. Pour plus d'information sur le logiciel le lecteur pourra se référer aux documentations de Slope/W et Seep/W disponibles sur le site internet Geoslope (www.geoslope.support/home/).

IV. Les hypothèses retenues dans les calculs

A. Coordonnées des différents points, localisation des régions et niveaux d'eau du profil CC'

Le modèle saisi sur Géostudio se présente comme sur la Figure 142.

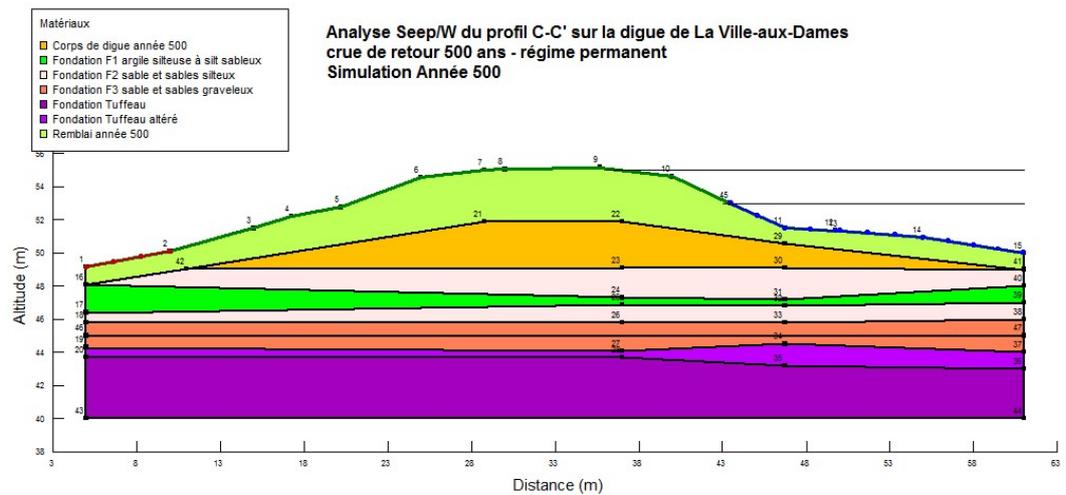


Figure 142 : Modèle utilisé pour les calculs sur Géostudio. La coupe est conforme à celle utilisée par Fugro dans son étude de stabilité au glissement de 2014.

Nous avons intégré 7 couches de sols de propriétés mécaniques et hydrauliques différentes. Les traits horizontaux à droite de la Figure 142 représentent la hauteur de la crue de période de retour 500 ans et une crue fictive atteignant la crête de la digue. Seules les couches qui constituent la digue (le Remblai et le Corps de Digue) ont été modifiées dans les calculs. Les propriétés des couches de fondation sont restées identiques dans tous les cas de figures examinés.

B. Conditions de niveau d'eau

Plusieurs situations de crues ont été testées par Fugro. Ces conditions sont rappelées dans le Tableau 23.

Tableau 23 : Récapitulatif des situations de crues à La Ville-aux-Dames

Niveaux d'eau côté Loire		Niveau d'eau (IGN69)	Situation
Fréquence de retour	Notation	Profil 3 CC' P116	
Etiage (annuel)	Etiage	44.9	Normale d'exploitation
Crue sept décennale	T70	51.63	Transitoire ou rare
Crue deux centennale	T200	52.67	Exceptionnelle (PHE)
Crue cinq centennale	T500	53.09	Extrême

La ligne d'eau à l'étiage correspond sensiblement au niveau de la nappe phréatique.

Les niveaux de crues intermédiaires n'ont pas été utilisés dans ce travail car ils sollicitent très peu la digue. Seule la crue de période de retour 500 ans a été prise en compte dans les calculs et la simulation.

Dans son travail, Fugro a intégré une ligne d'eau virtuelle dans la digue qui prend la forme d'une parabole (parabole de Kozeny). Lorsque cette parabole intercepte le talus aval, la surface phréatique a été considérée confondue avec le talus aval (surface de suintement).

Dans notre cas, la souplesse offerte par Seep/W permet de prendre en compte une ligne de saturation issue du calcul aux éléments finis. Cette ligne est ensuite intégrée dans le calcul de stabilité avec Slope/W. Ceci a été fait pour le calcul en régime permanent.

En régime transitoire, nous avons utilisé l'hydrogramme de crue disponible à Saint-Pierre-des-Corps près de Tours (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement, 2013) (voir Figure 21 dans le chapitre 1). Pour accentuer la représentation des résultats, l'hydrogramme initial a été modifié pour maintenir un niveau des plus hautes eaux pendant 3 jours supplémentaires. L'hydrogramme modifié est représenté sur la Figure 143

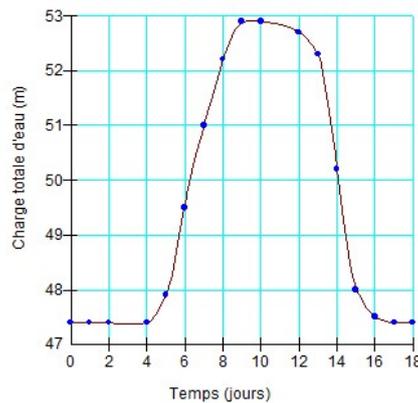


Figure 143 : Hydrogramme de crue modifié de St Pierre-des-Corps, utilisé dans le calcul en phase transitoire avec Seep/W.

C. Hypothèses de vieillissement de l'ouvrage dans le temps

Nous avons imaginé un scénario de vieillissement de la digue de La Ville-aux-Dames qui débute par la construction de l'ouvrage, avec un matériau compacté et des propriétés optimales.

Puis la digue vieillit progressivement et ses propriétés se modifient dans le temps jusqu'à arriver à aujourd'hui, où le matériau a les propriétés que l'on mesure actuellement. Ces propriétés sont nettement dégradées par rapport à la situation initiale.

Nous avons ensuite envisagé qu'une crue survenait à différents âges et nous avons comparé le comportement de l'ouvrage l'année de sa construction, 1, 3, 12 ans après sa construction et aujourd'hui, soit plus de 500 ans après sa construction.

Ceci s'est traduit par les hypothèses suivantes.

1. *L'année de la construction*

Le matériau mis en œuvre a des propriétés optimales. Le sol est compacté côté humide, donc supposé être quasi-saturé en Remblai et dans le Corps de Digue. Ses performances hydrauliques sont celles au moment de la réception. Elles sont donc optimales et correspondent aux valeurs de laboratoire mesurées immédiatement après compactage soit $6 \cdot 10^{-8}$ m/s.

2. *Après 1 année*

Le matériau en talus (au niveau de la couche dénommée Remblai) a subi un premier été. Il est passé d'un matériau saturé à un matériau non saturé.

L'impact de la météorologie est encore limité en profondeur grâce à la bonne qualité de la mise en œuvre initiale. Le Corps de Digue est donc supposé rester saturé.

Les propriétés hydrauliques pour le matériau R sont celles mesurées en laboratoire après 1 cycle hydrique. Nous avons vu par ailleurs que ses performances hydrauliques sont meilleures du fait du rétrécissement de la macroporosité du matériau utilisé : elles diminuent à $4,5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Le Corps de Digue reste saturé et garde ses propriétés initiales en perméabilité soit $6 \cdot 10^{-8}$ m/s.

3. *Après 3 années*

Le matériau en talus continue à subir les effets de la météorologie et ses propriétés sont à ce stade dégradées.

Même si l'effet de la météorologie pénètre plus profondément dans l'ouvrage, on peut raisonnablement supposer que le Corps de Digue n'est pas modifié par les interactions avec l'atmosphère. Nous supposons qu'à 3 ans, le CD est toujours saturé et que ses propriétés hydrauliques sont inchangées par rapport à l'année de construction.

Nous avons affecté au Remblai les propriétés hydrauliques mesurées après 3 cycles hydriques en laboratoire, soit $4,9 \cdot 10^{-7}$ m/s et considéré qu'il était non saturé.

4. *Après 12 années*

Le temps continuant à faire son œuvre, nous avons supposé qu'au bout de 12 années de vie, le Corps de Digue devient à son tour non saturé. Nous avons supposé que ses propriétés hydrauliques étaient celles du Remblai à 3 ans ($4,9 \cdot 10^{-7}$ m/s).

Pour des commodités de modélisation, nous avons conservé la valeur de conductivité hydraulique à 3 ans pour les propriétés du Remblai à 12 ans. En effet, la

conductivité hydraulique mesurée après 12 cycles en laboratoire est légèrement plus faible que celle à 3 ans et égale à $3,6 \cdot 10^{-7}$ m/s. Nous avons imaginé qu'à 12 ans, l'ouvrage est complètement désaturé et que les performances hydrauliques se dégradent globalement dans l'ouvrage, même s'il peut y avoir des petites variations.

5. Après 500 ans

Corps de Digue et Remblai sont tous deux non saturés. Leur conductivité hydraulique est celle mesurée actuellement, soit $5 \cdot 10^{-5}$ m/s.

D. Propriétés des matériaux dans le temps

1. Hydrauliques

Les propriétés hydrauliques intégrées dans les calculs sont les valeurs moyennes que nous avons obtenues sur les éprouvettes en laboratoire après 0, 1, 3 cycles hydriques.

Les valeurs de perméabilité à saturation intégrées dans le logiciel sont récapitulées dans le Tableau 24. Nous avons par défaut supposé que le rapport d'anisotropie $k_h/k_v = 1$.

Tableau 24 : Valeurs de perméabilités des sols de La Ville-aux-Dames après plusieurs cycles hydriques prises en compte dans le calcul Seep/w

	Nombre de cycles hydriques ou années				
	n=0	n=1	n=3	n=12	n=500
k pour le remblai (m/s)	$6 \cdot 10^{-8}$	$4,5 \cdot 10^{-9}$	$4,9 \cdot 10^{-7}$	$4,9 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-5}$
k pour le corps de digue (m/s)	$6 \cdot 10^{-8}$	$6 \cdot 10^{-8}$	$6 \cdot 10^{-8}$	$4,9 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-5}$

Dans les situations de sols non saturés, le logiciel Seep/W gère à la fois la perméabilité du sol saturé k_s et la conductivité hydraulique du sol non saturé déduite des courbes de rétention d'eau du sol.

Pour cela, nous avons intégré la courbe de rétention d'eau obtenue sur le limon sableux de La Ville-aux-Dames qui relie la succion à la teneur en eau volumique. Le logiciel propose, à partir de cette courbe, des modalités d'équivalence avec la conductivité hydraulique non saturée, à partir des modèles de Fredlung et Xing (1994). La Figure 144 présente les deux informations telles qu'elles ont été intégrées dans le logiciel.

La valeur de perméabilité à l'origine (succion = $1 \cdot 10^{-3}$ kPa) correspond à la perméabilité à saturation du Tableau 24.

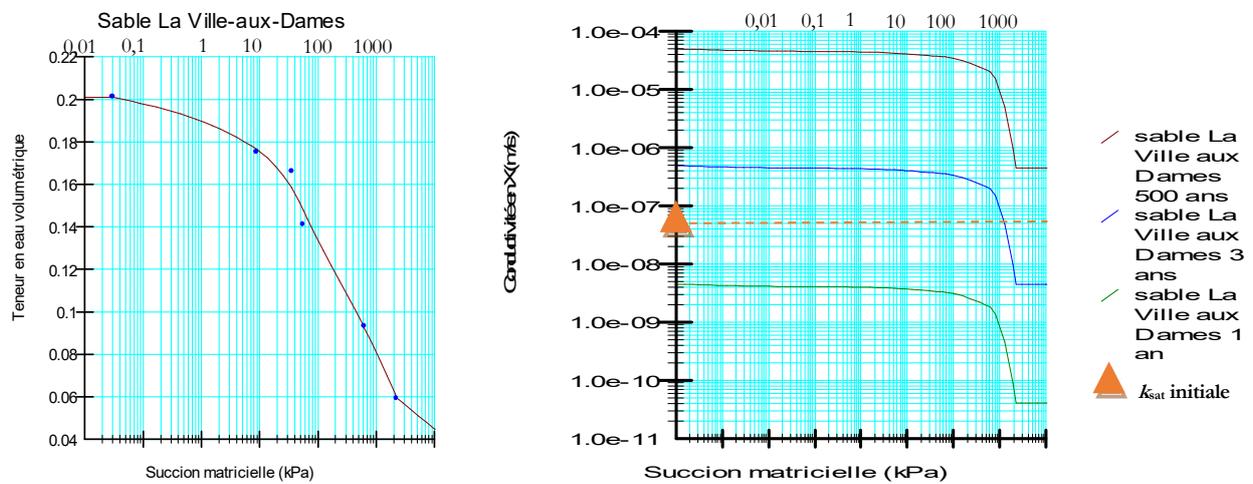


Figure 144 : Courbe de rétention d'eau prise en compte dans le logiciel Seep/W et les courbes de conductivité hydraulique non saturée déduites. Le triangle orange indique la valeur de perméabilité k_{sat} après compactage.

On notera que le logiciel ne permet d'étudier la relation succion-teneur en eau qu'en phase de séchage et néglige de fait l'effet de l'hystérésis à l'humidification.

La conductivité hydraulique reste élevée dans une grande gamme de succion puis chute brutalement lorsque la succion augmente de 630 à 2250 kPa, c'est à dire lorsque le sol sèche pour atteindre des teneurs en eau massique inférieures à $w = 5\%$ (ou $\theta = 9,3\%$).

La teneur en eau volumique à saturation θ_s est supposée égale à 20,5% (bien qu'en toute rigueur celle-ci devrait être proche de la porosité $n \sim 30\%$).

La teneur en eau résiduelle θ_r est prise égale à la moitié de θ_s par défaut.

Les propriétés hydrauliques des sols de fondation ont été celles prises en compte dans la modélisation de la digue pour les besoins de renforcement de l'ouvrage (Cerema, 2015a) dont les valeurs sont récapitulées dans le Tableau 25.

Tableau 25 : Caractéristiques des sols dans le modèle géotechnique du Cerema (Cerema, 2015a).

Nature du sol	c'	φ'	γ_h	γ_d	E	k_v	k_h
Remblais (sables silteux à sables graveleux)	0	33	19,0	10,0	20	2.10^{-5}	5.10^{-5}
Corps de digue (silts argileux à silts sablonneux)	5	28	19,0	10,0	30	2.10^{-5}	5.10^{-5}
F1: Formation alluvionnaire (argile silteuse à silts sableux)	5	25	19,0	10,0	100	1.10^{-6}	5.10^{-6}
F2: Formation alluvionnaire (sables à sables silteux)	0	34	18,0	10,0	100	1.10^{-5}	5.10^{-5}
F3: Formation alluvionnaire (sables à sables graveleux)	0	35	18,0	10,0	100	5.10^{-5}	2.10^{-4}
T et Ta: Tuffeau de Touraine altéré à sain (calcaire)	10	35	20,0	10,0	100	$1,3.10^{-5}$	$1,3.10^{-5}$

- c' Cohésion effective (kPa) ;
- φ' Angle de frottement effectif (degré) ;
- γ_h Poids volumique humide (kN/m^3) ;
- γ_d Poids volumique déjaugé (kN/m^3) ;
- k_v Perméabilité verticale (m/s) ;
- k_h Perméabilité horizontale (m/s) ;
- E Module d'Young (MPa) ;

2. Caractéristiques Mécaniques

Nous n'avons pas pu étudier dans ce travail l'évolution des caractéristiques mécaniques des sols sous l'effet des cycles hydriques. Par défaut, nous avons donc conservé les propriétés des sols telles qu'elles ont été présentées dans Fugro (2014).

Ces caractéristiques à court et long terme sont résumées dans le Tableau 26.

En période de crue, deux situations ont été calculées :

- Une situation transitoire pour laquelle le matériau est non saturé et non drainé ;
- Une situation permanente, pour laquelle le matériau est saturé et drainé.

Le logiciel Seep/W offre la possibilité d'examiner les transferts hydriques dans les deux situations.

La partie Slope/W permet de faire varier la masse volumique humide en corrigeant la teneur en eau grâce à la courbe de rétention d'eau.

Le calcul a été mené aux équilibres-limites en adoptant le modèle de comportement de Morgenstern-Price proposé par le logiciel.

Tableau 26 : Caractéristiques mécaniques des sols présents sur le profil de digue de La Ville-aux-Dames

Formation	Légende	Poids volumique γ (kN/m ³)	Caractéristiques court terme (non-drainées)		Caractéristiques long terme (drainées)	
			Cohésion c_{uu} (kPa)	Frottement ϕ_{uu} (°)	Cohésion c' (kPa)	Frottement ϕ' (°)
Remblai	R	19	0	33	0	33
Corps de digue	CD	19	60	0,1	5	28
Formation alluvionnaire : argiles silteuses à silts sableux	F1	19	30	0,1	5	25
Formation alluvionnaire : sables à sables silteux	F2	18	0	34	0	34
Formation alluvionnaire : sables à sables graveleux	F3	18	0	35	0	35
Tuffeau de Touraine altéré à sain	TA et T	20	10	35	10	35

E. Les conditions aux limites

Pour le modèle hydraulique, nous avons supposé la présence d'une nappe dans le sol avec un débit entrant égale à un débit sortant de $1 \cdot 10^{-8}$ m³/s.

Nous avons pris la ligne d'eau de crue correspondant à la cote de la crue de période de retour 500 ans au droit du profil C-C'.

Le calcul a été fait en supposant une surface de drainage sur le talus côté terre, bien que l'hypothèse ne soit pas formulée par Fugro. Cette situation de projet permet d'imaginer un comportement de digue avec une ligne de saturation qui traverse l'ouvrage. Si aucune surface de drainage n'est imposée, le niveau d'eau s'équilibre des deux côtés de la digue en régime permanent.

Les points d'entrée et de sortie de la zone de glissement sont figurés sur le talus côté Loire et ont été pris le plus large possible de manière à prendre en compte tous les cercles de glissement possibles, y compris les plus petits.

F. Surcharge

Les calculs ont été faits sans surcharge bien que Fugro ait conduit les calculs en intégrant une surcharge d'exploitation Q en tête de talus de 10 kPa sur la largeur de la route départementale (surcharge routière ou engins d'entretien). En période de crue, il est raisonnable de considérer que la circulation routière est interrompue sur la digue.

G. Coefficients partiels

Les coefficients partiels pour une vérification de la stabilité d'ensemble au glissement aux états limites ultimes (ELU) (CFBR, 2015) ont été intégrés dans le calcul. Ces coefficients sont récapitulés dans le Tableau 27

Tableau 27 : Coefficients partiels utilisés pour le calcul de stabilité au glissement des talus côté Loire (CFBR, 2015)

		Cas de calcul		Côté Loire et côté Val				Côté Loire
		Niveau d'eau		Etiage	T70	T200	T500	
		Situation		Normale d'exploitation	Transitionnaire ou rare	Exceptionnelle (PHE)	Extrême	Vidange rapide
Coefficients partiels	Notation							
Dénomination	Talren 5	CFBR						
De surdimensionnement	Γ_{min}	-	1	1	1	1	Coefficient du cas T associé	
Sur poids volumique action déstabilisatrice	Γ_{s1}	γ_m	1	1	1	1		
Sur poids volumique action stabilisatrice	Γ'_{s1}	γ_m	1	1	1	1		
Sur angle de frottement interne	Γ_{ϕ}	γ_m sur $\tan\phi'$	1,25	1,1	1,1	1		
Sur cohésion effective	$\Gamma_{c'}$	γ_m sur c'	1,25	1,1	1,1	1		
Sur cohésion non drainée	Γ_{cu}		1	1	1	1		
Sur surcharges	Γ_Q	-	1	1	1	1		
Sur la méthode	Γ_{s3}	γ_d	1,2	1,2	1,2	1,1		

Seul le coefficient sur la méthode n'a pas pu être intégré dans Slope/W.

V. Résultats obtenus pour les écoulements hydrauliques simulés dans le corps de digue (SEEP/W)

Les images ci-dessous correspondent aux résultats d'analyse de la situation de crue T500 (dont le niveau d'eau est figuré en bleu à droite des coupes), en régime stationnaire ($t=\infty$). La coupe de la digue reprend en traits noirs les limites des formations géotechniques connues

À chaque âge de la digue dont l'année simulée est indiquée dans la colonne de gauche, est représentée à gauche le flux d'eau au travers de la digue (soit approximativement la variation de débit dans la section), à droite les pressions d'eau ou pressions interstitielles et les isopièzes, indiquée par de petites étiquettes, en blanc sur les lignes, dont l'isopièze à 0 kPa séparant le domaine saturé du domaine non saturé.

Sur toutes les images les échelles sont les mêmes ce qui permet une meilleure visualisation de l'évolution. Pour les débits dans le plan, les valeurs bleues correspondent aux débits les plus faibles ($< 1.10^{-7} \text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$) et en rouge les débits les plus élevés ($> 4.10^{-7} \text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$).

Pour les pressions interstitielles, les pressions négatives (dans le domaine des succions) figurent en bleu et sont comprises entre 0 et -40 kPa. Les pressions positives balayent les couleurs verte, jaune, orange et rouge de 0 à 120 kPa.

Année	Images Sleep/W	commentaires
0		<p>L'année 0 est caractérisée par un remblai et un corps de digue saturé de perméabilité $6 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.</p> <p>L'écoulement se fait essentiellement dans le sol de fondation de la digue (alluvions graveleuses et tuffeau altéré).</p> <p>Une surface de suintement est constatée sur le talus côté Val.</p>

Année	Images Sleep/W	commentaires
1		<p>L'année 1, la digue est composée d'un Corps de Digue saturé avec une perméabilité de $6 \cdot 10^{-8}$ m/s, alors que le Remblai est non saturé avec une perméabilité plus faible de $4,5 \cdot 10^{-9}$ m/s, du au premier cycle de séchage humidification.</p> <p>Dans cette situation, la couche de remblai fait obstacle au transfert d'eau. Les flux observés sont ceux de la nappe phréatique. Il n'y a pas de résurgence d'eau côté Val.</p>
3		<p>L'année 3, le Remblai est non saturé mais sa perméabilité a augmenté à $4,9 \cdot 10^{-7}$ m/s. Le Corps de Digue est saturé et sa perméabilité est restée à $6 \cdot 10^{-8}$ m/s.</p> <p>L'augmentation d'une puissance de 10 de la perméabilité du Remblai a un effet important sur les flux d'eau observés au niveau du sol de fondation. L'eau traverse la zone de contact entre les deux couches R et F côté Loire et passe sous la digue via le sol de fondation plus perméable.</p> <p>Des résurgences d'eau sont constatées côté Val via la couche de Remblai.</p>
12		<p>L'année 12, le Remblai et le Corps de Digue sont non saturés et de même perméabilité, $4,9 \cdot 10^{-7}$ m/s.</p> <p>Il n'y a pas de modification fondamentale de la zone saturée en régime permanent mais les débits d'eau au contact avec la Loire sont plus importants.</p> <p>Des résurgences d'eau sont constatées côté Val.</p>

Année	Images Seep/W	commentaires
500		<p>L'année 500 simule la situation d'aujourd'hui. La perméabilité de la digue est très élevée ($1 \cdot 10^{-5}$ m/s).</p> <p>Le niveau piézométrique est globalement toujours le même mais la saturation des sols de la digue s'est généralisée et les écoulements constatés dans la zone saturée et non saturée (au-dessus de la ligne piézométrique) sont importants.</p>

VI. Analyse en phase transitoire (Seep/W)

La crue T500 de la Loire utilisée dans l'étude de danger de Tours et les études hydrauliques, correspond à un évènement brutal où on constate une élévation du niveau d'eau d'environ +5,5 m en l'espace de 5 jours. Il faut y ajouter 5 jours de latence supplémentaire entre le moment où la crue est connue en amont et le moment où elle est effectivement observée à Tours. La décrue théorique s'amorce ensuite immédiatement pour revenir à un niveau moyen en l'espace de 5 jours.

L'analyse transitoire permet d'évaluer les effets de l'augmentation du niveau d'eau 5 jours après la connaissance du crue (soit le début de l'augmentation du niveau d'eau à La Ville-aux-Dames) et après 8 jours (soit 3 jours d'augmentation continue du niveau d'eau, atteignant presque le niveau maximal de la crue).

L'analyse croisée des effets transitoires et de l'âge de la digue (indiquée en année de vie) montre une sensibilité différente de l'ouvrage au même phénomène.

	Année 0	Année 1	Année 3	Année 12	Année 500
5 jours après le début de la crue					
8 jours après le début de la crue					
	<p>Le niveau d'eau s'équilibre instantanément dans la digue avec un besoin de drainage identifié en pied de talus côté Val.</p> <p>Cela est dû aux propriétés des sols saturés.</p> <p>Cette situation rappellera la situation de la digue à l'année 500, les vecteurs vitesses en moins.</p>	<p>La couche R fait obstacle au transfert d'eau. Les vecteurs vitesses sont critiques sur le talus côté Loire. Le niveau d'eau est très bas dans le sol de fondation</p>	<p>La couche R est identique entre l'année 3 et 12. Seul le CD est modifié. Le niveau piézométrique est situé dans la digue approximativement au même niveau. L'écoulement se fait par le point de contact entre la couche R et F du sol de fondation (à droite du profil).</p> <p>La différence entre les deux situations s'observe à l'interface R et CD avec sur la présence d'une isopièze à +20 kPa l'année 3, absente l'année 12.</p> <p>L'année 3 est plus critique que l'année 12 car elle conduit à une zone de pression interstitielle plus forte dans la couche R que dans le CD.</p>	<p>Les écoulements par capillarité sont importants dans la couche R et CD. Il se répercute rapidement sur le niveau piézométrique dans le sol de fondation, plus haut que le niveau de la crue. Le niveau d'eau s'équilibre rapidement dans la digue et les vecteurs vitesses sont significatifs. La partie sèche de la digue au-dessus de la ligne d'eau se sature par capillarité. Le besoin de drainage sur le talus côté Val est important.</p>	

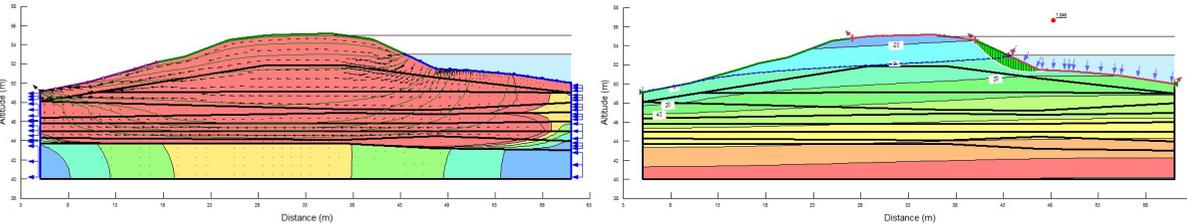
VII. Résultats obtenus pour la stabilité mécanique au glissement (SLOPE/W)

Les facteurs de sécurité calculés avec SLOPE/W intègrent les flux (ou débits) et les valeurs de pressions interstitielles calculés par Seep/W.

Les figures ci-dessous présentent les résultats des calculs de stabilité réalisés en régime permanent, en indiquant pour chaque âge le facteur de sécurité F et la forme du cercle de glissement le plus défavorable.

Année	Images Slope/W	Commentaires
0		<p>$F = 2,4$</p> <p>La sécurité mécanique est largement assurée dans les conditions de construction de la digue (avec un dispositif de drainage supposé exister en pied de talus côté Val).</p>
1		<p>$F = 2,5$</p> <p>La perméabilité plus faible de la couche de Remblai en talus côté Loire, renforce la sécurité de l'ouvrage. Cette couche fait également obstacle à l'écoulement d'eau dans le sol de fondation.</p>

Année	Images Slope/W	Commentaires
3		<p>$F = 2,1$</p> <p>L'écoulement hydraulique qui traverse la digue et le sol de fondation augmente si une crue survient l'année 3 car la perméabilité a augmenté dans la couche R.</p> <p>La couche CD fait obstacle aux écoulements et le niveau d'eau qui s'installe dans la couche R diminue le facteur de sécurité.</p> <p>L'eau transite par le sol de fondation plus perméable.</p>
12		<p>$F = 2,3$</p> <p>La stabilité au glissement du talus de la digue côté Loire augmente par rapport à l'année 3 alors que la perméabilité a globalement augmentée.</p> <p>Cela peut être dû à un écoulement plus facile entre la couche R et le CD côté Loire. Toute la digue est non saturée avec la même perméabilité : il n'y a plus de différence de comportement entre les deux couches.</p>

Année	Images Slope/W	Commentaires
500	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="235 311 324 375"> <p>Flux d'eau</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.0 - 1e-07 m³/m²/j 1e-07 - 2e-07 m³/m²/j 2e-07 - 3e-07 m³/m²/j 3e-07 - 4e-07 m³/m²/j 4e-07 - 5e-07 m³/m²/j </div> <div data-bbox="840 311 929 406"> <p>Pression d'eau</p> <ul style="list-style-type: none"> -40 - -20 kPa -20 - 0 kPa 0 - 20 kPa 20 - 40 kPa 40 - 60 kPa 60 - 80 kPa 80 - 100 kPa 100 - 120 kPa </div> </div> 	<p>$F = 1,8$</p> <p>La perméabilité plus forte génère un écoulement important dans la digue, sous mais aussi au-dessus de la ligne de saturation. Même si la ligne piézométrique n'est pas fortement modifiée par rapport aux autres années, cela se traduit par un facteur de sécurité beaucoup plus faible.</p>

La stabilité côté Val de même que la décrue rapide sont deux situations de projet qui n'ont pas été examinée dans ce travail.

VIII. Analyse du vieillissement de l'ouvrage et ses conséquences sur la stabilité

L'analyse conjointe des flux d'eau et de la stabilité mécanique permet de rendre compte de l'évolution de la digue si une crue survient après plusieurs années de vie de l'ouvrage.

Sur le cas précis de la digue de La Ville-aux-Dames, la forme de l'ouvrage, la prise en compte hypothétique d'un drainage côté zone protégée et le niveau de la crue de période de retour 500 ans, font que l'ouvrage n'est jamais mis en péril dans toutes les situations de projet examinées.

L'effet du vieillissement est peu perceptible dans le cas présent car le paramètre ayant le plus d'influence finalement dans l'analyse numérique est la forme des couches et la géométrie de l'ouvrage. On se rend compte en effet que le transfert d'eau se fait très rapidement dans les couches les plus perméables dès qu'un contact est possible entre les couches de surface et la fondation.

L'effet le plus intéressant à observer peut être fait aux différentes étapes des phases transitoires. Ces analyses montrent l'évolution du front de saturation dans les matériaux en fonction de l'augmentation du niveau d'eau.

En fonction de la situation de projet examinée, on constate une compétition entre le comportement hydraulique des couches non-saturées et des couches saturées. En effet, pour un même matériau, la vitesse de transfert est plus forte lorsque le matériau est saturé que lorsqu'il est non saturé. Cela conduit à des calculs paradoxalement moins sécuritaires l'année 3 voire même à l'année 0.

Cette observation montre l'importance de la courbe de rétention d'eau et de sa transposition en conductivité hydraulique dans les calculs. Il faut que ces données soient donc les plus justes possibles.

Selon les configurations examinées, on constate qu'il y a compétition entre les vitesses de transferts d'eau entre les différents horizons : à chaque étape de l'inondation, c'est la zone de conductivité hydraulique la plus élevée (que ce soit en domaine saturé ou non-saturé) qui dominera dans le calcul, et ensuite par ordre d'importance, les couches en contact de perméabilité décroissante.

IX. Conclusion sur les calculs numériques

Les outils de calcul numériques apportent un vrai confort en matière d'évaluation des performances au fil du temps.

Ces outils reposent sur des bases de calcul intégrant des comportements complexes de sols saturés et non saturés.

L'utilisation de Géostudio a permis de confirmer des éléments connus de longue date, et met en perspective les points à améliorer.

Dans les éléments connus de longue date :

- L'importance fondamentale du modèle géotechnique et,
- La qualité des données géotechniques intégrées dans les différentes couches du modèle.

Ainsi dans les différents âges, les calculs numériques sont très sensibles aux points de contacts entre les couches (et donc à la validité du modèle géotechnique) ainsi qu'aux valeurs de perméabilité qui sont intégrées dans le calcul.

Dans les points d'amélioration on citera :

- La connaissance des courbes de rétention d'eau des sols de digue et la transposition en une courbe de conductivité hydraulique non saturée : vérifier notamment que les équivalences sont valables pour tout type de sol ;
- La généralisation de la prise en compte des propriétés non saturées et l'évaluation des conséquences sur d'autres types de sols constitutifs d'une digue (notamment plus argileux que ceux testés) ;
- L'évaluation des effets des dégradations par les cycles hydriques sur les propriétés mécaniques des sols (cohésion, angle de frottement et masse volumique) ;
- La prise en compte dans la dégradation et l'analyse de la performance, des éventuels réseaux de fissures dans l'ouvrage.

DISCUSSIONS

À partir de l'analyse d'une digue historique, celle de La Ville-aux-Dames, au travers de l'instrumentation des ouvrages en terre existants, à Héricourt, de l'étude du vieillissement des sols naturels compactés et des calculs simulant des digues vieillissantes, il apparaît que le thème de la durabilité des digues est un sujet complet, porteur de nombreuses innovations et recherches basées notamment sur le vieillissement des matériaux compactés et des ouvrages en terre et la prévision de leurs comportement.

Nous avons au cours de ce travail d'abord examiné les ouvrages à taille réelle puis nous avons plongé à l'échelle des particules de matériaux qui les constituent.

Les quelques conclusions auxquelles nous avons abouti, permettent de proposer les bases pour une analyse de la durabilité des digues.

Le bénéfice d'une telle analyse serait sans conteste de disposer de nouveaux outils de gestion des ouvrages, comprenant :

- De nouvelles étapes de conception qui intégreraient la dimension « dégradation » et « perte de fonctionnalité » de l'ouvrage : ces analyses sous forme de scénarios apporteraient une dimension temporelle à la phase de conception actuelle, celle qui permet d'évaluer la durée de vie prévisionnelle de l'ouvrage par rapport à des choix de conception ;
- La possibilité de prévoir dès la conception, la date prévisionnelle de remise en état de l'ouvrage, à la fin de sa durée d'utilisation ; ces éléments enrichissent le dialogue avec le gestionnaire en apportant une base de discussion sur la maintenance, son rythme et le suivi de l'ouvrage jusqu'au stade ultime de sa performance ;
- Des outils de gestion des ouvrages anciens améliorés, couplant le suivi par instrumentation et les outils de suivis, comme les VTA, enrichis d'indicateurs spécifiques du vieillissement et de systèmes de notation par parties d'ouvrage.

Les principaux bénéficiaires seraient les maîtres d'ouvrages et les gestionnaires, qui disposeraient ainsi d'une meilleure visibilité sur l'état de leurs ouvrages et sur les coûts afférents à leur gestion. Les principaux acteurs en seraient les bureaux d'étude qui pourront décliner ces nouveaux concepts à l'aide de nouvelles méthodologies et nouveaux essais.

Distinguons pour cela, les aspects liés aux ouvrages neufs, des aspects liés à la gestion des ouvrages anciens.

I. Durabilité et ouvrages neufs

Les ouvrages neufs présentent l'avantage sur les ouvrages anciens d'être totalement conçus à partir d'hypothèses et de choix techniques d'abord formulés par les bureaux d'études, puis discutés et validés par le gestionnaire.

A. Les attentes du maître d'ouvrage

Outre l'indispensable aspect de la protection contre l'inondation, le gestionnaire d'une digue ou d'un système d'endiguement, est préoccupé par la gestion et la prévision du budget lié à l'entretien, la maintenance puis à la remise en état des ouvrages lorsque le niveau de protection n'est plus assuré.

L'intérêt d'une analyse de la durabilité est qu'elle propose de réfléchir sur deux aspects que sont :

- Combien de temps l'ouvrage assure-t'il la fonction protection ? Autrement dit, quelle est la durée de vie prévisionnelle de l'ouvrage ?
- Quels sont les signes extérieurs/intérieurs pouvant révéler des indices de faiblesse voire de défaillance de l'ouvrage ou de parties d'ouvrage ? Autrement dit quel entretien approprié faudrait-il mettre en place au cours du temps ?

B. La durée d'utilisation d'une digue en terre fluviale

La durée d'utilisation de l'ouvrage ou du système d'endiguement est en général une contrainte imposée par le gestionnaire lui permettant d'établir des budgets prévisionnels en matière de remise à neuf du parc qu'il gère. C'est une donnée indispensable dans le calcul de l'amortissement d'un investissement.

Dans le cas des digues, cette idée est nouvelle et pourrait répondre à des attentes de gestion modernisée des ouvrages, capable d'apporter une aide à la décision sur les besoins de gestion en situation normale ou dans des situations fortement évolutives.

Mais cette idée peut demander du temps (en France) en l'absence de données concernant la durée de vie raisonnable d'une digue en terre. Ce concept est nouveau et peut- s'inspirer des travaux notamment du Royaume-Unis.

Pour établir une durée de vie raisonnable dans le cas des digues fluviales, il faudrait disposer d'éléments concernant :

- La dégradation des propriétés des différents matériaux utilisés, et l'impact des courbes de dégradations sur les défaillances et scénarios de rupture ;
- Les environnements ayant une influence sur la cinétique d'évolution des dégradations ;
- Les stratégies de gestion et les différents niveaux de qualité de cette gestion, ce qui suppose que, sur notre territoire, les gestionnaires aient une idée des

impacts d'une stratégie sans maintenance, avec un peu de maintenance ou d'une maintenance de bon niveau.

Cela peut s'illustrer par la Figure 145. La pente de la courbe en rouge (a) dépend des matériaux choisis et des environnements de la digue : la durée d'utilisation de l'ouvrage correspond à une baisse significative de la performance en-dessous du seuil de défaillance. Il s'agit de la date T1 (Figure 145a).

Faiblement incurvée (Figure 145b), la courbe rouge reflète l'idée que matériaux mis en œuvre sont peu impactés par l'environnement de l'ouvrage et que les choix de conception conduisent vers une durée d'utilisation longue ($T^*1 > T1$). Fortement incurvée vers le bas, cela signifie que les matériaux dans l'environnement de la digue perdront rapidement leur niveau de performance, réduisant d'autant la durée d'utilisation de l'ouvrage ($T^{**}1 < T1$). Ceci sera illustré dans le paragraphe concernant la dégradation de la performance (E).

Sur la Figure 145 (c) et (d), les actions de maintenance définies par le gestionnaire permettent de rallonger la durée d'utilisation de l'ouvrage T1 jusqu'à une date T2.

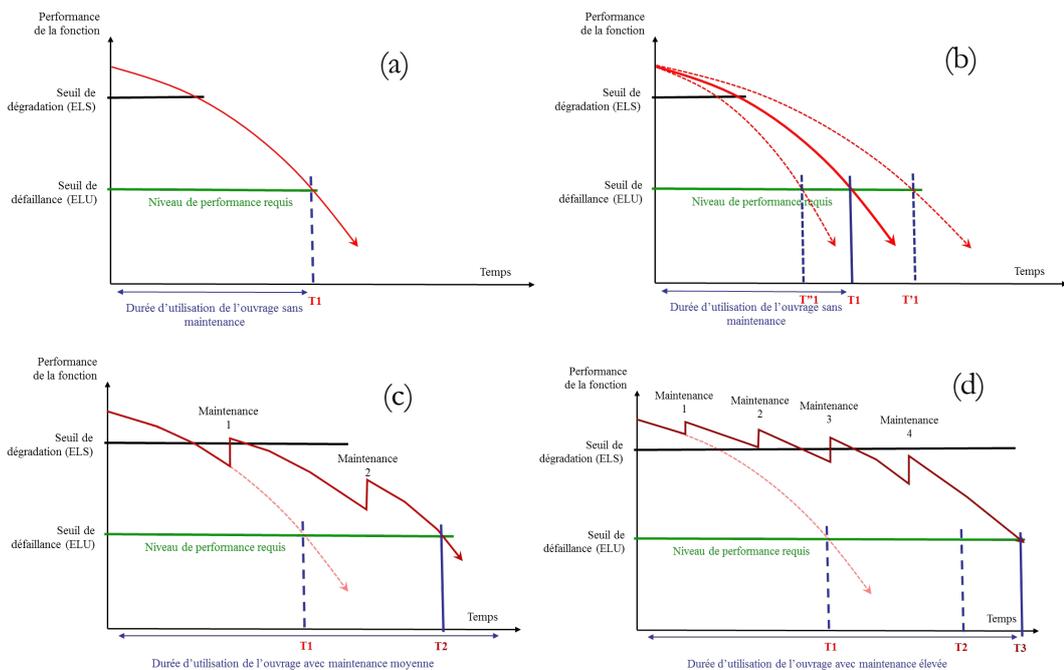


Figure 145 : La durée d'utilisation d'un ouvrage dépend du type de matériau, de l'environnement mais également du type de maintenance. Trois scénarios de maintenance sont figurés ici : (a) le scénario sans maintenance, (b) le scénario sans maintenance en faisant figurer des hypothèses différentes d'évolution de la performance en fonction des dégradations, (c) avec une maintenance moyenne et (d) avec une maintenance élevée. Les durées d'utilisation changent selon chaque scénario.

Sur la Figure 145c, une maintenance plus importante de l'ouvrage repousse la durée d'utilisation à une date $T3 > T2 \gg T1$.

Pour une digue en terre, les Anglais proposent une gamme de durée d'utilisation pouvant aller de $T1 = 100$ à $T3 = 500$ ans (Environment Agency, 2013a et b). Dans cette large plage de temps se situent tous les scénarios d'entretien et de dégradation en fonction des environnements et des matériaux.

Les digues historiques montrent que la majorité des linéaires résistent aux aléas sur de longues périodes, sous réserve que leur hauteur corresponde au niveau de protection recherché. 500 ans n'est donc pas un chiffre incohérent puisque c'est ce que l'on peut avoir sur les digues de Loire. Les points faibles, identifiés dans les études de dangers, pourraient cependant être identifiées avec des durées d'utilisation plus courtes que les linéaires sans enjeu, d'autant qu'ils ont souvent été le siège de défaillances historiques. Ces points faibles sont d'ailleurs fort justement renforcés de manière prioritaire sur les linéaires, ce qui confirme l'intérêt d'une gestion par secteur de durées d'utilisation variables.

La notion de durée d'utilisation devrait être introduite pour les ouvrages neufs mais également pour les ouvrages faisant l'objet de renforcements structurels. La durée d'utilisation d'une digue renforcée par des enrochements ou des parois étanches verticales est modifiée et le compteur de la portion de digue renforcée est « remis à zéro ».

Les travaux à venir pourraient aider à formaliser les durées d'utilisation que l'on pourrait raisonnablement espérer pour des matériaux et des configurations d'ouvrages connus.

Ces analyses devraient être proposées par des spécialistes et intégrées dans les outils de gestion des linéaires (SirsDigue).

Des données en provenance des gestionnaires aideraient à faire des projections sur les gains de performance acquis après des campagnes d'entretien. Les types d'entretien, les fréquences et leur qualité pourraient faire l'objet de catalogues pour les recenser, les chiffrer et évaluer leur impact sur les courbes d'évolution des performances. Selon la qualité de la maintenance, la durée d'utilisation comme illustré sur la Figure 146 passe de $T2$ à $T'2$.

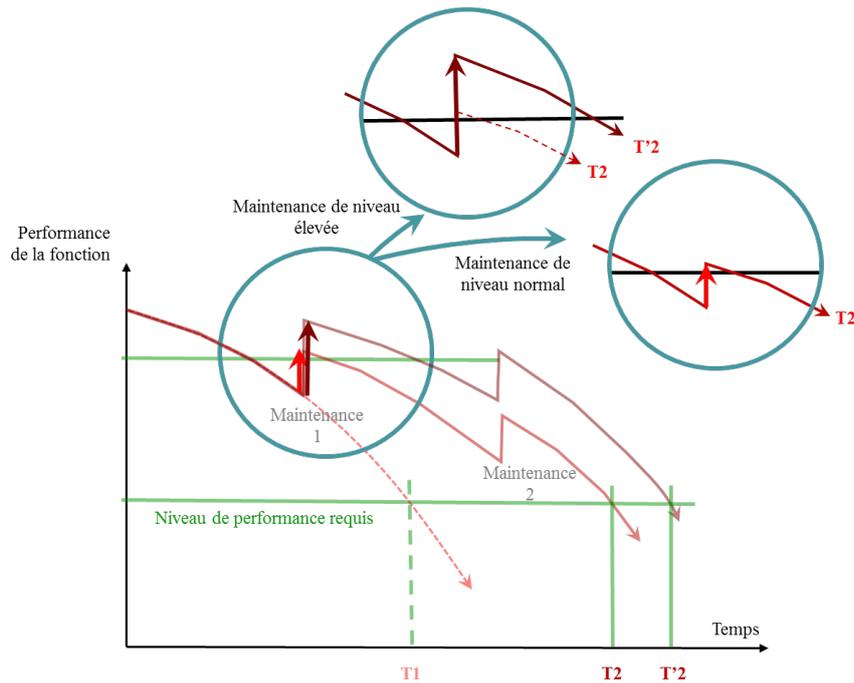


Figure 146 : La maintenance joue un rôle considérable sur la durée d'utilisation finale. De niveau élevé, la maintenance est capable d'augmenter la durée d'utilisation qui passe de T2 à T'2

C. La performance

Le sujet de la performance est maîtrisé dans les corpus appliqués actuellement dans la phase de conception. L'instrumentation des ouvrages permettrait cependant d'améliorer la conception et les propositions de réception des travaux neufs.

1. En phase conception

L'ensemble de l'ouvrage n'est pas également affecté par un même phénomène météorologique extérieur. Le suivi d'ouvrages instrumentés a permis de mettre en évidence un zonage au sein des ouvrages en terre, pour lequel on peut distinguer des parties d'ouvrages plus ou moins affectées par les mécanismes de séchage et d'humidification.

À l'issue de la conception, le maître d'ouvrage valide un choix de digue basé sur un profil en travers. La digue est décrite partie d'ouvrage par partie d'ouvrage avec des matériaux et un niveau de performance permettant d'assurer un niveau de protection contre une crue de période de retour x années.

L'analyse devrait ensuite porter sur la durabilité du choix de conception.

La première étape consistera à analyser les environnements. En fonction des environnements retenus, analyser l'impact sur les courbes de dégradation, et évaluer

si celles-ci seront importantes et rapides, ou peu intense et lentes. Nous examinerons un exemple concret dans le paragraphe E - Les dégradations.

Les dégradations sont à localiser au sein de l'ouvrage : tout l'ouvrage n'est pas concerné.

Au vu des données existantes, seule la partie superficielle de l'ouvrage entre 0 et 3 m sous la surface, semble concernée par les échanges sol-atmosphère (Figure 147). *A priori*, seuls les matériaux contenant une certaine proportion de particules fines sont concernés. Les matériaux drainants, ou rocheux, ne sont pas affectés par le mécanisme de dégradation par dessiccation mais sont affectés par d'autres mécanismes de dégradation.

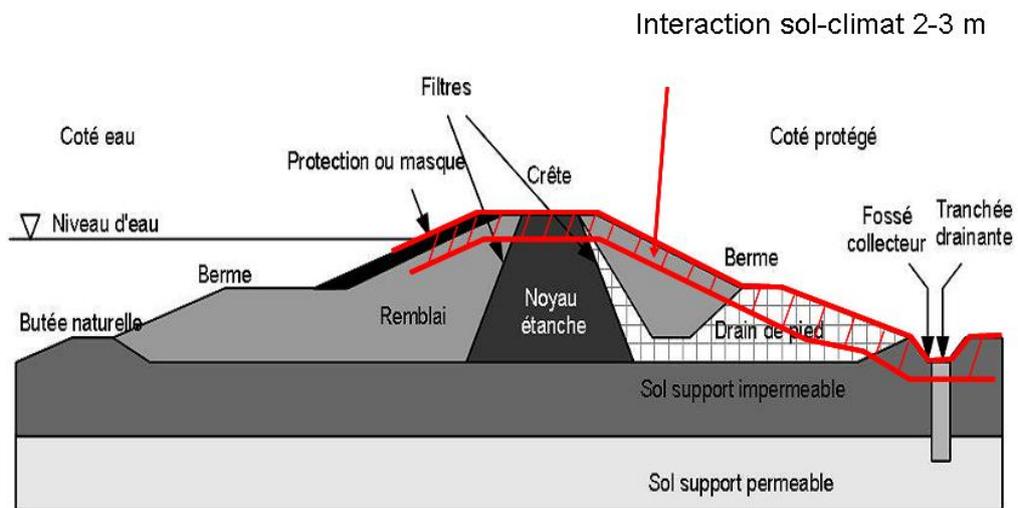


Figure 147 : Superposition d'un zonage de digue traditionnel avec la zone en interaction avec l'atmosphère. La zone hachurée peut subir des mécanismes de dégradation par dessiccation contrairement au reste de l'ouvrage. Ce mécanisme n'est pertinent que pour des matériaux contenant une fraction fine importante.

Le résultat du dimensionnement, qui conduit *in fine* à proposer dans un cahier des charges travaux, des matériaux et un profil en travers type, peut donc s'accompagner d'une documentation à l'attention du gestionnaire, décrivant les processus de dégradations envisageables, les modes d'entretien adaptés à ces processus. Le dimensionnement pourra également être accompagné d'une note prévisionnelle sur la durée d'utilisation de l'ouvrage, identifiant éventuellement les secteurs où les évolutions de performances par dégradation pourraient être plus ou moins rapides et nécessitant une vigilance accrue.

2. En études et au laboratoire

Les hypothèses de dégradation des matériaux compactés dépendent de la nature des sols et de l'intensité des sollicitations environnementales.

Concernant l'environnement météorologique, il est tout à fait envisageable de tester les performances de matériaux compactés en accélérant artificiellement le climat prévisionnel de l'ouvrage sur des éprouvettes de laboratoire.

Des méthodes d'essais sont encore à concevoir pour les pratiquer avec l'ensemble de la communauté scientifique et opérationnelle.

Les résultats des essais de laboratoire permettraient d'appuyer les choix de conception et les hypothèses concernant la durée de vie de l'ouvrage.

3. En phase travaux

L'évaluation de la performance obtenue sur des travaux neufs est une étape importante qui permet de réceptionner l'ouvrage construit. Le respect du cahier des charges et le suivi de l'assurance qualité sont des sujets importants qu'il convient de rappeler.

L'obtention de la performance n'est cependant pas toujours garantie : il peut y avoir des écarts et des anomalies en fin de chantier. Quantifier l'importance des anomalies et leurs impacts sur la durée d'utilisation de l'ouvrage constituerait une aide qui permettrait d'évaluer rapidement les conséquences de ces écarts et apporterait, en conséquence, une aide à la décision en matière de reprise ou d'acceptation sous réserve des travaux.

De même, la performance demandée dans un cahier des charges est une valeur à définir avec précaution. Identique à celle qui a conduit au dimensionnement, elle risque d'induire une durée de vie réduite après la fin des travaux. On peut ainsi imaginer des règles qui conduisent à demander des valeurs en phase travaux, augmentée d'une marge de sécurité, compensant les effets de la dégradation aux jeunes âges, notamment par les interactions sol-atmosphère au niveau du talus.

À ce titre, nous avons pu évaluer que l'effet du temps pouvait, à l'échelle de quelques années de sécheresse intense, impacter significativement la perméabilité d'un sol compacté. Ces effets seront immédiats au niveau des talus, sur au minimum le premier mètre sous la terre végétale.

Ceci pourrait donc inciter à proposer des modes de compactage plus intense au niveau du mètre qui constitue le bord de l'ouvrage. Par exemple, imposer un objectif de compactage q3 au lieu de q4 sur le mètre de talus concerné par les échanges avec l'atmosphère. Un matériau plus compacté aura une porosité et une perméabilité plus faible ce qui ralentira la progression de l'air et du front de séchage au niveau de l'interface sol-atmosphère, sous réserve de vérifier ces hypothèses in situ et en laboratoire sur différents types de sol.

Ainsi, demander une performance supplémentaire sur la partie d'ouvrage la plus sensible aux échanges avec l'atmosphère sécuriserait la conception pour des choix d'ouvrages incluant l'emploi de sols peu perméables.

La perméabilité peut malgré tout, à l'échelle de quelques années, augmenter d'une puissance de 10 sur des sols du type de ceux de La Ville-aux-Dames. En conséquence, il pourrait aussi être intéressant de minorer les valeurs de perméabilité mesurées in situ d'une puissance de 10 pour compenser les dégradations à court

terme. Ces règles d'exigences ou de sécurité supplémentaires pourraient être formalisées pour aider à la rédaction de cahiers des charges travaux.

Evidemment, la recherche de la performance en phase travaux doit s'accompagner d'un niveau d'exigence plus ou moins important selon la partie d'ouvrage concernée, selon les matériaux mis en œuvre, le type de dégradation envisagé et la fonction recherchée.

Par exemple, les anomalies de compactage ont une influence sur la perméabilité. Mais constater une anomalie de compactage en cœur de digue ou en talus n'a cependant pas le même poids vis-à-vis de la performance et de la durée d'utilisation. On peut donc imaginer un document à destination des maîtres d'œuvre et des bureaux de contrôle, spécifique sur l'assurance qualité et la gestion des anomalies susceptibles de se présenter sur chantier. En fonction des anomalies, de leur poids il serait intéressant de proposer des cahiers de solutions envisageables.

4. Analyse du risque de défaillance

La connaissance de la performance seule n'est pas suffisante pour évaluer la probabilité de rupture.

L'évaluation de la probabilité de rupture doit également se faire au cours du temps, car ce risque augmente avec l'âge de l'ouvrage et l'évolution de sa performance.

L'apport des courbes de dégradation permettra, à plus longue échéance, grâce à l'analyse conjointe de la dégradation des performances et de l'occurrence des crues, d'analyser le risque de rupture si un événement apparaît lors d'une période de vulnérabilité de l'ouvrage.

Il n'est ainsi pas exclu, en prenant l'exemple du mécanisme de dégradation lié à la sécheresse que l'on identifie des périodes de l'année où l'ouvrage sera plus vulnérable que d'autres. Ainsi, l'instrumentation des ouvrages en terre a permis de mettre en évidence des périodes de séchage intense au niveau des talus dont le paroxysme peut varier selon la localisation géographique et les variations météorologiques au cours de l'année. Au plus fort des épisodes de dessiccation, après quelques mois, la formation des fissures plus ou moins profondes peut être avérée dans les sols argileux. La survenue d'une crue à la fin d'une période de sécheresse intense augmente la probabilité de rupture, en ajoutant un mécanisme de rupture spécifique, celui par soulèvement de blocs argileux, comme détaillé dans le paragraphe suivant.

D. La défaillance

Dans les concepts actuels, on dissocie les parties d'ouvrages et les fonctions remplies par chacune. L'analyse des risques de défaillance est basée sur des arbres de défaillance qui simulent des enchaînements de défaillances successives.

Dans les scénarios de rupture des digues, ce sont en général l'examen des principaux mécanismes de rupture (l'érosion interne, l'érosion par surverse, la rupture par affouillement, la stabilité mécanique, le soulèvement hydraulique, etc.) qui dominent les analyses et l'identification des renforcements.

À ce jour, il n'y a pas de mécanisme de rupture associé à la dégradation.

Pourtant, les études menées en Angleterre ont pu mettre en évidence l'importance de la fissuration et en conséquence la possibilité d'une défaillance nouvelle de type soulèvement de blocs argileux sous l'effet d'un gradient hydraulique.

Il serait donc intéressant d'introduire en plus des mécanismes de rupture déjà connus, un nouveau type de mécanisme de rupture résultant des cycles de séchage et d'humidification, inspiré des travaux de Dyer et al. (2007) et rappelé sur la Figure 148.

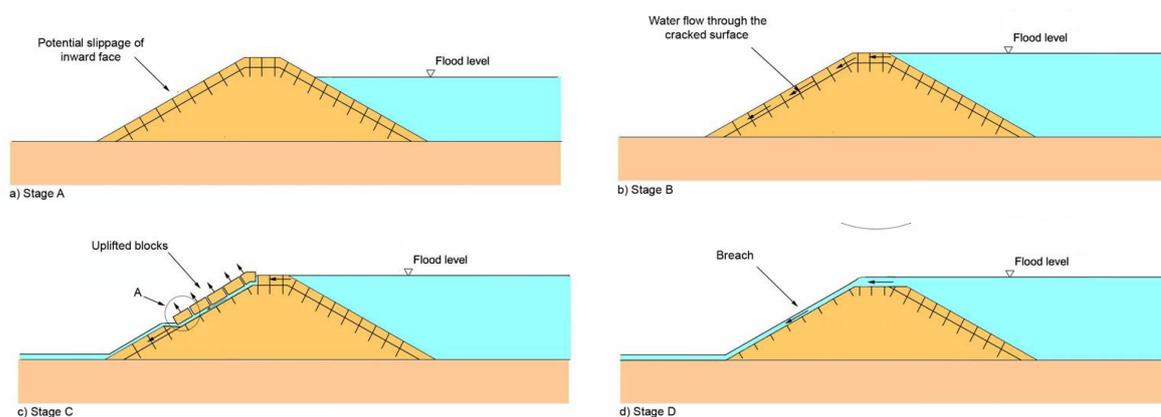


Figure 148 : Illustration du mécanisme de rupture par soulèvement hydraulique de blocs fissurés par la sécheresse (Dyer et al., 2007). a) développement de la fissuration et individualisation de blocs de sols ; b) en période de crue, infiltration de l'eau via le réseau de fissures ; c) soulèvement des blocs de sols et circulation d'eau sur le talus côté zone protégée ; d) accentuation du phénomène et développement du mécanisme de défaillance avec inondation par surverse.

Dans le cadre d'un scénario de défaillance, ce mécanisme de rupture peut être suivi par de l'érosion externe par surverse ou par une rupture mécanique du talus côté zone protégée.

Ce mécanisme de défaillance spécifique devrait prendre de l'importance dans les années à venir si les modifications météorologiques annoncées (Explore2070, 2012) se vérifient.

E. Les dégradations

La défaillance de l'ouvrage est précédée d'une succession d'évènements ou de phases qui se caractérisent par une diminution des performances. La dégradation se traduit par une variation des propriétés des composants de la digue dans le temps par rapport à une propriété acquise par construction, ce qui conduit à une altération de la fonction jouée par les composants au sein de l'ouvrage.

Les mécanismes de dégradation impliquent des processus physiques, chimiques ou naturels qui se développent tout au long de la vie de l'ouvrage en lien avec les phénomènes extérieurs et l'environnement normal de l'ouvrage. Les mécanismes de dégradation liés à la sécheresse (ou dessiccation) ou aux végétaux sont les deux mécanismes les mieux documentés à ce jour. Les effets du battillage et des animaux fouisseurs sont également bien connus.

Pour compléter les propositions faites ci-dessus dans le cadre de la conception, il conviendrait de compléter l'analyse de l'ouvrage par une analyse de la durabilité. Celle-ci pourra s'appuyer sur l'analyse des environnements et des dégradations associées à chaque mécanisme de dégradation.

1. Analyse de l'environnement

Pour illustrer cette proposition, considérons le cas de la digue de La Ville-aux-Dames dans le département d'Indre-et-Loire (37) près de Tours. Cette digue historique a fait l'objet d'un diagnostic géotechnique (Fugro, 2014) et d'une analyse par modélisation numérique des écoulements hydrauliques en cas de crue (Cerema, 2015a). Les analyses ont conduit le gestionnaire à réaliser des renforcements par écran étanche vertical dans le corps de digue.

Examinons l'environnement de cet ouvrage à l'aide du Tableau 28. Ce tableau récapitule les processus de dégradation tels que présentés dans le chapitre 1.

La digue de La Ville-aux-Dames est sensible au mécanisme de dégradation par la sécheresse. Ceci se justifie par l'analyse des teneurs en eau in situ (cf. chapitre 2), analyse corroborée avec l'analyse de la carte des environnements hydriques proposée dans le même chapitre. La digue de la Ville-aux-Dames est en effet localisée, Figure 149, en secteur V0 c'est-à-dire en zone de sollicitation très forte.

Tableau 28 : Exemple d'analyse des environnements d'une digue en vue de son renforcement

Processus de dégradation		Situation de La Ville-aux-Dames	Commentaire
Effets de la météorologie	Dégradation liée à la sécheresse	<input checked="" type="checkbox"/>	Voir carte hydrique Figure 149
	Dégradation liée au gel	<input type="checkbox"/>	Sans objet : voir carte gel Figure 150
	Dégradation liée à la pluviométrie	<input type="checkbox"/>	Sans objet : talus protégé par couverture herbacée
Interaction avec le vivant	Dégradation liée aux animaux fouisseurs	<input checked="" type="checkbox"/>	Présence de blaireau
	Dégradation liée aux végétaux	<input type="checkbox"/>	Sans objet : maintenance de niveau élevé
	Dégradation liée aux organismes encroûtants	<input type="checkbox"/>	Situation non étudiée
	Dégradation liée à l'anthropisation	<input type="checkbox"/>	Situation non étudiée
Effets de l'eau libre (autre qu'en cas de crue)	Dégradation liée au batillage	<input type="checkbox"/>	Sans objet
	Dégradation liée au battement de nappe au contact de la digue et de la fondation	<input checked="" type="checkbox"/>	Erosion interne de contact
	Dégradation liée aux minéralisations	<input type="checkbox"/>	Situation non étudiée

Cette digue est supposée également vulnérable au mécanisme de dégradation par les animaux fouisseurs (par connaissance du contexte local), et au mécanisme de dégradation par battement de nappe (connaissance du contexte local), mais pas par le gel comme présenté sur la Figure 150.

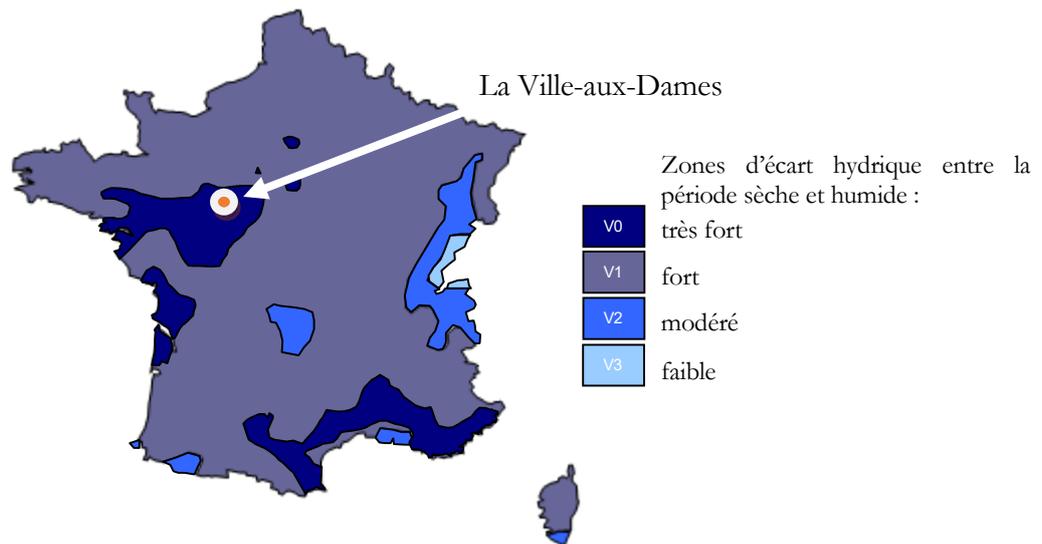


Figure 149 : Environnement hydrique de la digue de La Ville-aux-Dames, localisée en secteur de sollicitation très forte V0.



Figure 150 : Carte des indices de gel pour les routes, en degrés jours (Sétra, 2006). La localisation de la digue de La Ville-aux-Dames permet de supposer que l'ouvrage est peu sollicité par le gel (limite de la zone rouge)

2. Evaluer la dégradation par la sécheresse

Le corps de digue de la levée de Tours Loire Amont, est composé de matériaux sablo-limoneux. En zone V0, et grâce aux essais de vieillissement accéléré basés sur des cycles hydriques et des mesures de perméabilité, la vitesse de dégradation de ce

matériau pour la partie d'ouvrage en talus (0 à 3 m) et ses conséquences pour la fonction étanchéité, peuvent être évaluée comme suit.

Pour la fonction étanchéité les essais accélérés ont montré que pour des cycles hydriques intense, comme ceux que nous avons appliqués et supposés représenter la zone V0, la perméabilité augmente à l'issu de 3 cycles hydriques. Ceci peut se traduire par la courbe de la Figure 151.

Cette courbe est déduite des mesures d'évolution de la perméabilité du sol limono-sableux en fonction des cycles hydriques appliqués. En négligeant l'effet du premier cycle (qui montrait une amélioration ponctuelle de la perméabilité), nous avons montré que la perméabilité tend à augmenter avec le nombre de cycles.

Dans le cas d'une fonction d'étanchéité, la performance recherchée se traduit par une perméabilité faible. Avec le sol de la digue de La Ville-aux-Dames, et les cycles appliqués intenses, nous avons montré que la perméabilité est significativement dégradée après 3 cycles. En terme de performance d'étanchéité, cela se traduit par une évolution défavorable de la fonction et une dégradation significative de la performance, traduite ici volontairement par une inflexion de la courbe passant sous le seuil de dégradation (ou état-limite de service ELS) de la fonction étanchéité.

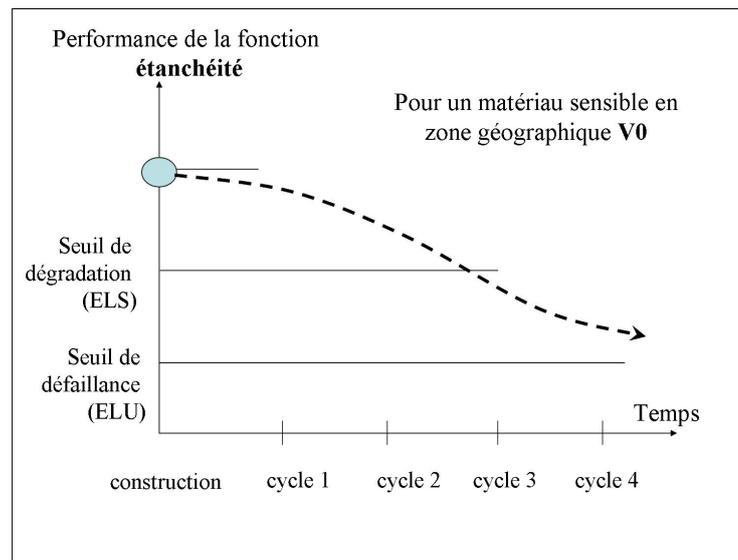


Figure 151: Courbe de dégradation des performances d'un matériau utilisé pour sa fonction d'étanchéité selon la localisation de la digue : en zone V0 de très forte sollicitation hydrique.

Cela signifie que la fonction d'étanchéité n'est correctement remplie que pendant les 3 années suivant la construction de l'ouvrage. Au-delà de 3 années, la performance étanchéité est suffisamment affectée au niveau du talus pour descendre en-dessous d'un seuil de dégradation équivalent aux états-limites de service. Un certain nombre d'années seront nécessaires pour atteindre ensuite le seuil de défaillance.

Ces observations sont certainement possibles pour des sollicitations hydriques intenses. Bien que n'ayant pas effectué les essais pour des sollicitations hydriques de moindre importance, il est fort probable que le même matériau réagisse de manière très différente. En effet, les évolutions de la porosité sont le résultat des phases de séchage plus que des phases d'humidification. Le séchage provoque un resserrement des particules entre elles et modifie ainsi la microstructure de ce sol faiblement argileux. Des phases de séchage moins intenses n'auraient probablement pas autant affecté la microstructure. Ceci reste évidemment à mettre en évidence par des essais complémentaires.

Néanmoins, l'idée est séduisante et partant de cette hypothèse, le matériau mis en œuvre sur une portion de digue située dans un secteur de sollicitation hydrique moins intense (de type V3), comme par exemple du côté de Héricourt, en Haute-Saône, suivra probablement une forme de dégradation moins infléchie en fonction du nombre de cycle. C'est ce qui est illustré sur la Figure 152.

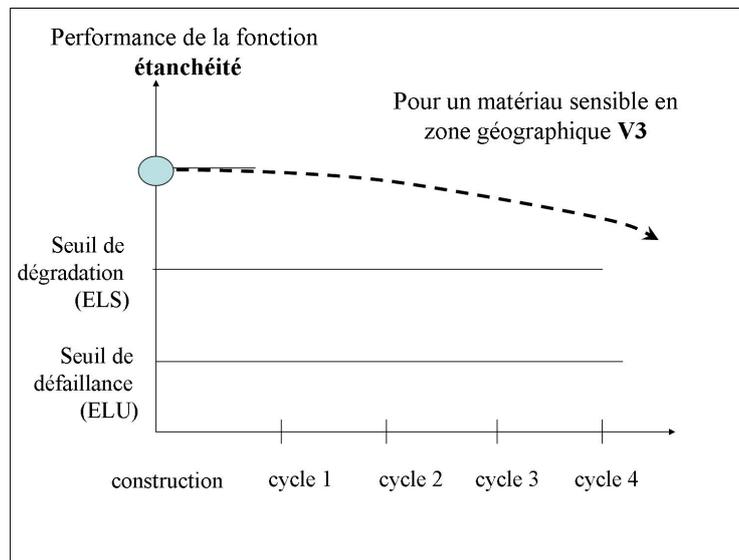


Figure 152 : Courbe de dégradation des performances d'un matériau utilisé pour sa fonction d'étanchéité selon la localisation de la digue : en zone V3 de faible sollicitation hydrique.

La performance étanchéité sera efficace (sous toute réserve) pendant un nombre d'années nettement supérieur à 3 ans dans un secteur comme Héricourt.

C'est ainsi que de cette analyse, on peut déduire les situations de projet suivantes :

- En terme de durée d'usage : ce matériau en fonction étanchéité de parement a une efficacité limitée dans un environnement hydrique très intense ; la conception peut envisager d'autres choix de matériaux ou des techniques de construction renforçant la performance ;

- En terme de maintenance : ce matériau est sensible aux périodes sèches : la vigilance doit être accrue après des épisodes de sécheresse et l'entretien doit éventuellement être adapté pour maintenir un niveau d'étanchéité performant après un été sec ;
- En terme de suivi de l'ouvrage : la recherche d'indice de fissuration dans le secteur de la Ville-aux-Dames doit être envisagée, alors que ce ne sera pas forcément le cas dans le secteur d'Héricourt. Une instrumentation définissant la profondeur du déficit hydrique serait peut-être pertinente.

Le même type de raisonnement peut certainement être mené pour d'autres mécanismes de dégradation.

De manière rétroactive, la carte proposée en Figure 149, permet d'identifier les secteurs nécessitant :

1. Des techniques de construction et des matériaux adaptées vis-à-vis de l'aléa humidification-séchage ; ceci permettrait de faire des modifications de la conception en discutant ces choix avec le maître d'ouvrage et le gestionnaire ;
2. Des techniques d'entretien appropriées, permettant de réduire les phénomènes de séchage intense : au Royaume-Uni, l'arrosage des talus en été est ainsi préconisé.

La carte permet enfin de se projeter dans un avenir où le changement climatique pourra potentiellement avoir un effet défavorable sur la stabilité des digues en plus d'avoir des conséquences sur la sévérité des aléas. Cette carte proposée à l'issue de ce travail pourra être améliorée pour refléter le climat actuel et pourra simuler des climats futurs.

Un important travail en laboratoire reste encore à faire pour affiner les courbes de dégradation en fonction des couplages performance/matériau/climat car l'analyse proposée ici n'est basée que sur l'étude d'un sol pas très argileux.

II. Durabilité et digues anciennes

Il y a digue ancienne et digue ancienne. Celles pour lesquelles un dossier d'ouvrage existe et celles pour lesquelles il y a très peu d'information. Nous n'examinerons ici que le cas des digues anciennes dont le dossier d'ouvrage existe car pour les autres, seul le diagnostic géotechnique permet de statuer sur l'état de la digue.

A. Les attentes du gestionnaire

Pour les digues anciennes, les attentes du gestionnaire sont clairement de pouvoir statuer rapidement sur l'état de son ouvrage avant une crue et avoir une idée de ce que l'on peut qualifier de durée de vie résiduelle de l'ouvrage avant sa remise à niveau en terme de performance. L'idéal lors des visites techniques serait de définir dans les grandes lignes cette durée de vie résiduelle et de correctement évaluer l'état de l'ouvrage.

Ainsi, il semble que les Visites Techniques Approfondies, dans leur forme actuelle, ne sont pas suffisantes pour appréhender l'état de l'ouvrage ni pour en pronostiquer l'évolution.

1. Analyser l'état de l'ouvrage

La digue en tant que telle doit pouvoir être segmentée en ouvrages de « propriétés équivalentes ». Par exemple, une partie renforcée par enrochement, une autre sans renforcement, une autre avec drainage et enrochement etc. L'analyse de l'état de la digue passe par une simplification de la gestion du linéaire en découpant l'ouvrage en objet plus facilement appréhendable par l'esprit humain.

a) Les visites d'inspection

L'analyse de l'état de l'ouvrage est au préalable facilitée par le découpage en objet de comportement mécanique identique. Ceci permet ensuite de suivre les défauts et les classer par mécanismes de rupture et par importance. Et aboutit à des modes de gestions appropriés.

Selon le type de profil en travers, les défauts relevés doivent pouvoir être mis en lien avec des mécanismes de rupture et également de dégradation. Les défauts doivent pouvoir être évalués en termes quantitatifs de façon à suggérer une action urgente ou simplement d'entretien, de la part du gestionnaire.

La méthode d'inspection des ouvrages d'art fonctionne ainsi de même que la méthode Visite Simplifiée Comparée. Elles nécessitent toutes deux une qualification des personnels car l'identification des défauts et l'évaluation de leur gravité suppose des pré requis techniques.

Une fois le type d'ouvrage identifié, les parties d'ouvrages devraient être examinées individuellement en distinguant la zone d'influence (le sol support), le drainage, les équipements et la structure de l'ouvrage. La note globale pourrait ensuite intégrer les notes partielles de chacun. Les défauts sont codifiés selon les mécanismes de rupture identifiés. Ils sont également quantifiés. Ces deux informations permettent d'évaluer la gravité d'un défaut traduite sous la forme d'une notation.

Certaines données actuellement relevées dans le VTA semblent peu intéressantes pour évaluer l'état de l'ouvrage : c'est le cas des poteaux, des barrières, des escaliers et tout objet peu intrusif dans l'ouvrage. Il serait plus intéressant de noter les défauts ayant une incidence sur l'ouvrage comme par exemple : des poteaux inclinés (signe d'un problème sur la fondation du poteau), du ravinement le long d'escaliers, des trous etc... et d'en vérifier l'évolution. Ceci pourrait conduire à modifier en partie le système de notation des défauts.

Certaines autres données non quantifiées actuellement, ne peuvent pas clairement aider à définir une action du gestionnaire : c'est le cas par exemple des flashes et des déformations dans le profil en long. Localisé, un flashe de type orniérage d'accotement aura peu de chance de provoquer une surverse. Généralisé en crête d'ouvrage sur plusieurs mètres linéaires, le défaut aura des conséquences sur le mécanisme de rupture. Il faudrait donc réfléchir à ajouter la notion de dimension ou d'importance aux défauts relevés.

Pour finir certaines données semblent manquer. Par exemple pour ce qui concerne le mécanisme de dégradation par dessiccation, il semble important d'ajouter le relevé des fissures de retrait dans les Visites Techniques Approfondies. Daté, localisé et quantifié. Des outils adaptés à ces constats sont à imaginer (densité de fissure pertinente, profondeur etc.)

b) Monitoring et instrumentation des digues

Actuellement, le suivi de l'état des digues est uniquement dépendant des visites de site. Ces visites sont évidemment indispensables.

Néanmoins les visites ne permettent d'accéder qu'à la partie visible de l'ouvrage. Tout ce qui concerne l'intérieur dépendra des investigations géophysiques et géotechniques.

Pour compenser ceci, il pourrait être judicieux de généraliser le monitoring et l'instrumentation des digues à l'aide de capteurs ou d'indicateurs physiques aidant à définir la durabilité de l'ouvrage ou de certaines parties d'ouvrage. Exactement comme ce qui est fait pour les barrages et certains ouvrages d'arts.

Un travail conséquent serait à mener dans ce sens pour définir les capteurs les plus pertinents à intégrer à l'ouvrage et ceux qui pourraient servir dans un contrôle non destructif de l'ouvrage, définir les localisations intéressantes à instrumenter, définir les procédures d'acquisition des signaux et les moyens de les analyser, et enfin définir les informations et les types de décisions qui peuvent en découler.

2. Evaluer la durée de vie résiduelle

L'attente du gestionnaire à l'issue d'une inspection est de savoir dans quel état est son ouvrage, et est-ce qu'il va bien. C'est l'étape du diagnostic. Très importante pour poser le constat de départ, elle n'est pas suffisante pour rassurer le gestionnaire car l'ouvrage évolue en permanence dans le temps notamment sous l'effet des interactions avec l'atmosphère.

En période hivernale l'ouvrage en terre va s'humidifier et légèrement gonfler, en période estivale, l'ouvrage va se dessécher et se rétracter légèrement (voir Annexe 1, cas des digues hollandaises). Ces modifications d'état ont un impact sur la vulnérabilité. Elles se traduisent entre autre par une dégradation de certaines performances. Il est donc intéressant de savoir si l'état de l'ouvrage est proche d'un état limite (globalement) ou s'il en est très éloigné. La même réflexion peut être conduite partie d'ouvrage par partie d'ouvrage. La vigilance en cas d'évènement en dépendra.

Le gestionnaire veut également savoir combien de temps l'ouvrage va encore bien se comporter et comment il peut évoluer dans le temps. C'est l'étape du pronostic. Ceci se traduit par une durée de vie résiduelle que l'on pourrait quantifier en estimant les vitesses d'évolution des défauts, les évolutions probables de l'environnement de l'ouvrage, en évaluant la performance de l'entretien sur les défauts et éventuellement en définissant des indicateurs d'états critiques.

Le sujet de la durée de vie résiduelle est un sujet neuf qui concerne tous les ouvrages en général et qui soulève encore des questionnements. Il mérite cependant d'être mentionné au titre des perspectives.

3. Adapter les modes de gestion de l'ouvrage

Comme signalé ci-dessus, la gestion de l'ouvrage doit être adaptée aux défauts et à leur gravité.

Aujourd'hui, les techniques d'entretien des digues sont souvent basés sur du fauchage, du rebouchage des trous ou du reprofilage.

Le mécanisme de dégradation par la sécheresse entraîne deux phénomènes :

- Une modification de l'état hydrique du sol ayant des répercussions sur la microstructure et la densité du sol : certaines natures de sol peuvent se décompacter, d'autres se rétracter ;
- Un retrait qui peut se manifester par de la fissuration.

On pourrait envisager de compenser ces défauts à l'aide de méthodes suivantes :

- Végétaliser les sols avec des végétaux adaptés à la sécheresse ;
- Damer ou compacter le sol pour réparer les sols décompactés voire fermer partiellement les fissures ;
- Epaissir le talus par ajout de matériau ;
- Humidifier par arrosage les sols pour réduire les effets de la dessiccation ;
- Traiter les surfaces par des réactifs adaptés ;
- Réparer les sols fissurés par des méthodes encore à imaginer.

Selon les défauts relevés, les techniques sont à adapter. Des innovations pourraient aboutir dans ce sens car elles pourraient être porteuse d'adaptation des ouvrages en terre aux modifications de l'environnement.

On pourrait ajouter à cela que la fréquence, l'importance ou la période d'intervention peuvent avoir un impact sur la qualité de l'entretien. Les Anglais évaluent ainsi les niveaux d'entretien et pensent que le niveau fourni a un impact conséquent sur la durée d'utilisation de l'ouvrage. À l'image de ce qui est proposé par l'Environment Agency (2015a et b), on pourrait donc distinguer 2, éventuellement 3 niveaux d'entretien. Dans l'idéal, ce serait aux gestionnaires de quantifier le bénéfice qu'ils en retirent.

B. Evolution des reconnaissances géotechniques

Les méthodes de reconnaissance géotechniques ont peu évolué au cours du temps. La méthodologie classique comprend des investigations in situ, réalisées le plus souvent dans l'axe de la digue, pour effectuer les prélèvements de sols, des essais in situ et de la géophysique.

1. *Modifier l'angle d'approche des investigations*

Les ouvrages en terre sont des ouvrages en trois dimension dont une des caractéristiques principales est que la partie la plus concernée par l'usage est dans l'ordre : (1) le talus côté rivière, (2) la crête de talus côté rivière puis (3) la plateforme et le talus côté zone terre.

Le mode de reconnaissance actuel néglige complètement la connaissance de l'état des talus qui est la partie de l'ouvrage sollicitée par la crue.

Bien que physiquement difficilement accessible, les améliorations des techniques devraient clairement porter sur l'analyse des sols qui les composent, tant en nature, compacité qu'état hydrique.

Compacité et état hydrique, ont été identifiés comme des signes de vieillissement des digues anciennes. L'effet du temps se manifeste très probablement par un décompactage des sols compactés, effet qui débute d'abord en talus puis se propage progressivement dans le sol jusqu'à un certain point. L'effet doit probablement s'atténuer avec le volume de l'ouvrage. En clair, l'énergie qui a été mise pour compacter le sol et diminuer les vides tend à s'estomper dans le temps par l'effet des cycles météorologiques (incluant le gel-dégel et l'humidification-séchage), du développement de la végétation et de la formation d'un écosystème sur le talus.

L'importance de ce phénomène reste à quantifier et deviendra réellement une donnée géotechnique lorsqu'on s'intéressera de près à l'état de nos talus.

S'il est pour le moment simple d'exprimer cette demande, il faudra un certain temps avant de pouvoir correctement y répondre. La question des investigations en talus et d'une manière plus générale dans les 3 Dimensions de l'ouvrage est posée.

2. *Proposer de nouvelles analyses*

L'analyse des digues anciennes demande des informations nombreuses permettant de compenser l'absence de dossier d'ouvrage.

Les évolutions des techniques d'analyse tendent actuellement à fusionner les données de sols et les données géophysiques. L'augmentation des puissances de calcul rend cette évolution accessible d'ici quelques années.

Il existe cependant quelques pistes nouvelles d'analyses géotechniques que l'on peut suggérer dans le cadre de l'analyse de la durabilité des digues anciennes.

a) En laboratoire

Caractériser la vulnérabilité

Les recherches récentes sur les ruptures des digues, ont pointé l'importance de l'érosion interne et du comportement des sols sous l'effet des circulations d'eau. Il reste sur ce sujet, encore beaucoup à analyser et à proposer.

Pour alimenter cette réflexion, nous proposons d'évaluer la vulnérabilité des sols vis-à-vis de l'érosion interne (ou externe) en prenant en compte l'état hydrique dans lequel les sols se trouvent au moment de la sollicitation hydrique.

Des travaux réalisés dans le cadre de ce travail mais non développés dans ce document (Cerema, 2019), ont en effet mis en évidence que les sols compactés sous forme de petites éprouvettes 5×5 cm, n'avaient pas du tout le même comportement sous l'effet d'une immersion dans un bocal d'eau calme selon l'état hydrique initial : la résistance à l'effondrement est plus grande (en temps) lorsque le sol est humide avec succion faible, que lorsque le sol est sec et une plus grande succion.

L'essai d'émiettage amélioré repose sur l'immersion d'une éprouvette de sol dans un récipient rempli d'eau calme. L'observation du comportement du sol et principalement de sa désagrégation est très intéressante car elle permet d'évaluer la vulnérabilité du sol soumis à une immersion ou à une crue.

Nous avons pu observer que le temps nécessaire à la désagrégation est très différent selon type de sol mais également selon leur état hydrique initial. D'une façon générale, plus le sol est humide meilleure sera sa résistance à la désagrégation. Ceci a été observé de manière identique mais à des degrés différents sur plusieurs sols.

Un exemple caractéristique de ces observations est présenté sur la Figure 153. L'essai a été réalisé à partir de marnes A2. On constate à l'aide des courbes et des images enregistrées, que plus la teneur en eau est élevée plus la résistance à l'effondrement augmente.

Paradoxalement, la cohésion apparente due à la succion n'explique pas le comportement du sol lorsqu'il est soumis à une immersion totale. Et de manière toute aussi paradoxale, la vitesse de propagation de l'eau dans l'éprouvette n'est pas totalement en lien avec la théorie de la perméabilité des sols non saturés qui voudrait que cette perméabilité soit très faible lorsque le sol est sec et maximale lorsque le sol est saturé. Il faut visiblement prendre en compte la pression capillaire, la vitesse de propagation de l'eau dans la porosité, la taille de la porosité, et dans une certaine mesure la perméabilité à l'air car l'eau chasse l'air au cours du phénomène.

L'eau qui rentre dans le sol pénètre d'autant plus vite que la force capillaire est élevée et que la taille des pores est élevée. Il faut prendre en compte les deux paramètres car le deuxième pondère le premier. Pour un même niveau de succion l'eau pénétrera plus vite dans un réseau de pore de grande taille que dans un réseau de pores de petite taille. Un sol argileux faiblement humide plongé dans l'eau, sera paradoxalement aussi résistant à l'effondrement qu'un sol sableux très humide.

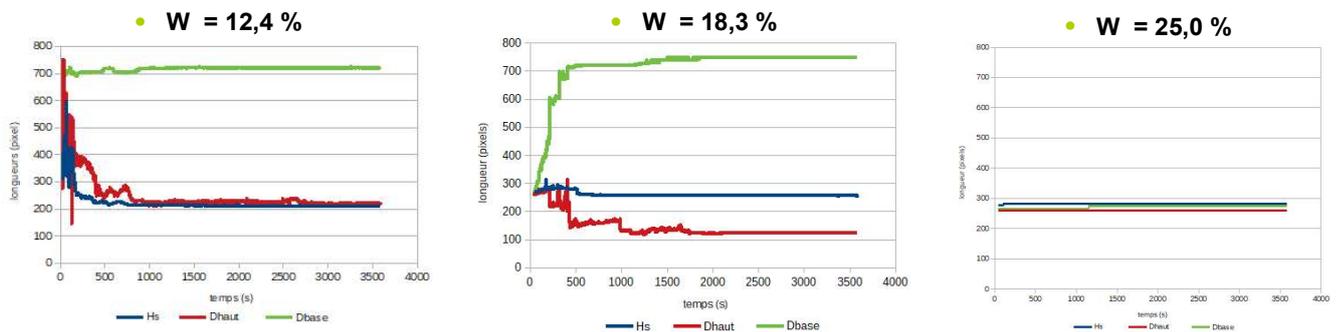


Figure 153 : Essai d'émiettage amélioré réalisé sur une éprouvette de sol compacté à trois teneurs en eau : les graphiques restituent l'évolution du diamètre en haut de l'éprouvette en rouge, du diamètre en bas en vert et de la hauteur de l'éprouvette en bleu (mesures par analyse d'image en fonction du temps). À $w=12,4\%$ le sol s'effondre instantanément, à $w=18,3\%$ le sol s'effondre après 500 secondes dans l'eau, à $w=25\%$ le sol reste intact pendant la durée de l'essai soit 1 heure (Cerema, 2019).

L'effet des macropores semble déterminant sur le comportement voire ceux des mégapores que l'on peut définir ici comme compris entre le millimètre et le centimètre.

Ajoutons à cela, que les quelques essais réalisés sur des éprouvettes ayant au préalable été humidifiée puis séchée, montrent que le comportement après un cycle hydrique est fortement modifié. Le mode de désagrégation n'est plus le même et la vitesse du phénomène change.

De manière pragmatique, la caractérisation de la vulnérabilité des sols en talus devrait prendre en compte l'état hydrique du sol, sa nature et la présence de discontinuités.

Ainsi, un sol sec est, selon les observations décrites ci-dessus, très vulnérable et sensible à l'érosion puisqu'il se désagrège très rapidement sous l'effet d'une immersion totale. Un sol humide le sera beaucoup moins.

Une crue survenant à la fin d'un été sec aura vraisemblablement beaucoup plus d'impacts sur un sol sec légèrement sableux que sur un sol humide, *a fortiori* s'il est fissuré.

Il pourrait donc être intéressant de proposer de caractériser les états hydriques des sols en place de manière systématique, à l'aide de teneurs en eau et étude Proctor ou indice de consistance réalisés sur les prélèvements à la tarière.

La caractérisation de la vulnérabilité à l'immersion pourrait assez facilement se baser sur l'essai présenté ci-dessus et intitulé essai d'émiettage amélioré. Nécessitant peu de matériau et des matériels d'essai peu coûteux, il pourrait facilement être déployés dans les laboratoires d'essais de sol. L'application par traitement d'image aidant à l'analyse des paramètres, développée par le Cerema de Blois, a été faite sur un logiciel libre. Le résultat s'exprime sous la forme d'un temps avant désagrégation ou affaissement de la hauteur de l'éprouvette (Tableau 29).

Tableau 29 : temps relevés sur des éprouvettes de différents sols compactés dans 3 états hydriques différents entre le début de l'immersion et le moment de l'affaissement (Cerema, 2019).

Temps au moment de l'effondrement de ΔH (en s)	A3/A4	A2	B5 (La Ville-aux-Dames)	A1-A2
Etat hydrique sec	250 – 1250	500 – 550	10 – 10	0 – 0
Etat hydrique moyen	+	2100 – 2450	10 – 20	500 - 1000
Etat hydrique humide	+	+	+	+

Selon les sols présents en talus ou dans le corps de la digue et selon leur état hydrique ou l'évolution de leur état hydrique, on pourrait assez facilement définir les vulnérabilités vis-à-vis du phénomène d'érosion et proposer en conséquence des adaptations ou des renforcements adaptés. Ainsi, le travail sommaire réalisé en collaboration avec le Cerema de Blois a abouti un système d'évaluation de la vulnérabilité des matériaux présentés dans le Tableau 29, qui se résume comme suit :

- En gris : matériau très vulnérable, effondrement très rapide
- En rouge : matériau vulnérable, effondrement rapide
- En jaune : matériau peu vulnérable, effondrement lent
- En vert : matériau non vulnérable, effondrement non constaté durant le temps de l'essai

Il y a donc sur ce sujet matière à recherches fondamentales et appliquées encore très nombreuses.

Travailler sur des essais de vieillissement accélérés

L'étude présentée dans le chapitre 3 a pu mettre en évidence l'aspect dynamique de la modification de la microstructure d'un sol compacté sous l'effet de cycles hydriques intenses.

Nous avons considéré qu'il s'agissait d'un essai de vieillissement accéléré.

Beaucoup de travail reste à faire pour définir exactement les environnements que l'on reproduit dans cet essai accéléré pour faire le lien avec le territoire et une réalité météorologique. Nous avons tenté de faire le lien entre les paramètres de Thornthwaite (1948) et des secteurs géographiques plus ou moins concernés par le mécanisme de dégradation par la sécheresse. Reste à quantifier les sollicitations représentatives de ces secteurs et évaluer leurs impacts sur différents types de sols, compactés à différents états hydriques de départs.

Nous avons peu discuté des perméabilités mesurées après différents cycles hydriques en fonction de l'état hydrique de départ. Or quelques éprouvettes testées en parallèles ont pu mettre en évidence que l'effet n'était pas anodin.

La Figure 154 illustre l'évolution de la perméabilité d'un même sol compacté côté sec (8% de teneur en eau initiale) et côté humide (12,2% de teneur en eau initiale).

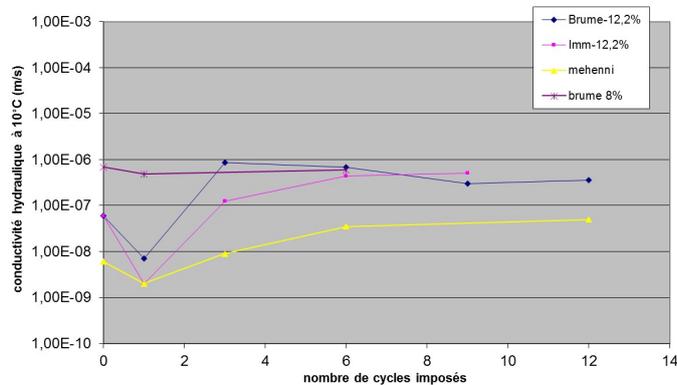


Figure 154 : Evolution de la perméabilité du sol de la Ville-aux-Dames compacté à 8% et 12,2% de teneur en eau initiale.

La perméabilité du matériau après son compactage est nettement plus faible lorsque le matériau est sec et confirme qu'il vaut mieux rechercher des états hydriques humides à la mise en œuvre pour obtenir des perméabilités faibles.

Cependant l'effet des cycles hydriques, n'a pas le même effet au final sur la performance. Le matériau étant déjà très peu performant, on ne constate pas de dégradation au cours des cycles.

Finalement, le matériau performant au départ se dégrade au cours des cycles et atteint le même niveau de performance que le matériau sec au départ.

Ces conclusions sont évidemment à confirmer. Elles montrent néanmoins que la dégradation des sols compactés dépend de plusieurs facteurs, dont la caractérisation initiale des sols, et que la performance recherchée est une donnée relative, évolutive avec l'environnement, et qui donc peut faire l'objet d'une discussion avec le maître d'ouvrage dans le cadre d'une analyse coût-bénéfice.

Ces résultats sont à croiser avec d'autres études menées sur des sols de nature et d'état hydrique différents.

Etudes à réaliser avec des sollicitations hydriques très fortes, comme cela a été le cas de cette étude, mais également moins intenses de manière à balayer tous les cas de figure.

b) *In situ*

L'analyse de quelques campagnes de reconnaissance des digues anciennes a montré que l'on pourrait davantage exploiter les données acquises.

Les propositions d'amélioration sont nombreuses et peuvent être basées sur :

- L'étude en laboratoire des indices de densités en évaluant les indices des vides minimum et maximum pour une formation géotechnique donnée,

- L'utilisation de pénétromètres de laboratoire pour caler les paramètres C utilisés dans la formule de Baldi ;
- La recherche de lois de corrélations éventuellement plus simples entre la résistance de pointe et l'indice de densité comme pratiqué en terrassement avec les pénétromètres dynamiques

L'analyse des teneurs en eau est un volet qui devrait pouvoir facilement se déployer car de toute façon pratiqué mais peu et sans consignes. La mise en valeur de ces essais simples et peu coûteux nécessiterait de réaliser en plus un essai Proctor par formation dans le cas des formations sableuses afin d'utiliser une valeur de référence de teneur en eau optimale. Pour les sols fins argileux, la comparaison avec les limites d'Atterberg devrait pouvoir être suffisante et ne rajouterait pas de coût supplémentaire.

Les travaux à venir devraient pouvoir mettre en relation les variations des états hydriques avec des calculs de stabilité menés non plus à la saturation mais dans des états non saturés, variant spatialement (au sein de l'ouvrage) sur les teneurs en eau mais également sur les masses volumiques, et temporellement selon les cycles météorologiques (d'humidification-séchage) ou les cycles d'inondation.

Des études de calage à partir des résistances de pointe et des états de densités pourraient permettre d'avancer rapidement sur ce sujet et pourraient être utilement enrichir les connaissances sur les sols à partir de ces essais. Le parallèle avec des pénétromètres dynamiques n'est également pas à exclure car la comparaison des états de densité des sols en place à partir de la classification des sols et des états hydriques est déjà pratiquée à l'aide de la norme NFP 94-063 (Afnor, 2011).

Par exemple, les données des pénétromètres statiques réalisées assez fréquemment, pourraient facilement mettre en évidence des sous- ou des sur-compacités dans l'ouvrage à l'aide d'une analyse de la résistance de pointe en fonction de la profondeur. L'exploitation de ces données permettrait de chiffrer la dispersion qui existe naturellement dans l'ouvrage et quantifierait des écarts par rapport aux situations de projets analysées.

Un calcul numérique est basé sur des hypothèses de sols. Les données caractéristiques prises en compte pourraient intégrer la variabilité des sols et évaluer ainsi les écarts et la probabilité de rupture éventuellement associée.

Ces analyses, complétées par l'évaluation de la dispersion des données, mettraient en évidence les zones concernées par les sous-compacités. En découlerait une analyse de l'importance des anomalies et leur impact sur la stabilité de la digue (vis-à-vis de l'érosion interne et la stabilité mécanique). La quantification de la vulnérabilité de l'ouvrage pourrait se baser sur ces informations déjà existantes aujourd'hui peu exploitées par manque de doctrine. Cette analyse réalisée dans le profil en long permet également de mieux identifier les zones les plus vulnérables du linéaire étudié.

Pour faire évoluer la doctrine, il faudrait valider les formules permettant de procéder à une équivalence entre la résistance de pointe et la masse volumique. Des parallèles pourraient sur ce point facilement être fait avec des applications connues en terrassement utilisant des outils comme le PDG1000, le SédiTool ou le PANDA.

III. Conclusion

Les perspectives de développements appliqués apparaissent à l'issue de cette discussion, très nombreuses et porteuses de nouvelles applications et d'améliorations pour la gestion des digues.

Les travaux permettront :

- D'améliorer la pratique du dimensionnement des ouvrages neufs en lien avec des méthodes de gestion prévisionnelles incluant des stratégies de gestion économiques du patrimoine ;
- D'aider à caractériser l'état du patrimoine et à mieux suivre son évolution dans le temps afin d'apporter des solutions adaptées de gestion ;
- Développer des outils de caractérisation des sols compactés, en laboratoire et en calcul numérique. Ces recherches amélioreraient notre compréhension des mouvements d'eau dans les sols, facteurs de vieillissement, et aideraient à traduire ses conséquences sur les caractéristiques mécaniques de ouvrages compactés ;
- À long terme, les recherches pourraient aboutir à des outils de prévision de comportement des ouvrages notamment sous l'influence du changement climatique et pourraient aider à adapter les ouvrages aux évolutions de l'environnement qui auront des conséquences néfastes sur la stabilité

En parallèle, les perspectives de recherche apparaissent aussi très nombreuses, bien que dans un champ totalement différent.

Ainsi, nous pouvons lister dans les travaux à mener :

- De mieux caractériser le comportement des matériaux qui composent les ouvrages en terre vis-à-vis des sollicitations hydrauliques et plus principalement sous l'effet d'un contact direct avec l'eau, après plusieurs cycles hydriques. N'ayant pas détaillé dans ce document cette partie des travaux réalisés au Cerema de Blois, les nombreux essais menés sur l'essai d'émiettage montrent en effet une vulnérabilité très variable à l'immersion, vulnérabilité qui se modifie selon l'état hydrique de départ et selon le nombre de cycles ;
- De caractériser les évolutions en succion et teneur en eau des matériaux compactés dans leurs états initiaux et après plusieurs cycles hydriques : un seul type de sol a pu être testé dans ce travail, montrant que les modifications microstructurales impactaient les performances. Nous pouvons imaginer que de nombreux travaux pourraient compléter ces observations et pourraient également faire un début pour une explication complémentaire à l'hystérésis que l'on constate dans les courbes de rétention d'eau ;
- De mener des réflexions sur le liens entre courbes de rétention d'eau et conductivité hydraulique non saturée, bien que nous n'ayons pas commenté cette donnée précise utilisée dans la modélisation numérique que nous avons considérée comme acquise : il nous semble en effet après avoir réalisé

quelques modèles réduits en laboratoire, que la conductivité hydraulique non saturée sous-estime la part liée à l'humidification capillaire dans les sols et la vitesse de remontée d'eau dans les sols principalement secs. Cette observation est très liée au type de sol que nous avons utilisé pour le modèle. Bien que validée sur de nombreux sols par Fredlung et Xing (1994), il nous semble que ce sujet scientifique pourrait gagner à quelques essais et mesures complémentaires. Il y a potentiellement un vrai challenge à revisiter ces notions considérées comme acquises dans les années à venir.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La durabilité est, parlant d'une chose, la qualité de ce qui dure longtemps (Larousse, 2019). Mais pas uniquement.

Les digues en terre fluviales sont des ouvrages indispensables à la protection contre l'inondation. Les hommes des siècles passés les ont construits pour être durables. Et à une époque où les techniques n'étaient pas celles d'aujourd'hui, l'empirisme permettait de rebâtir les ouvrages lorsqu'ils avaient failli.

Aujourd'hui, nous faisons le constat que les ouvrages hydrauliques historiques ont vieillis. Ils ont progressivement perdu leurs propriétés lorsqu'ils avaient été construits avec soin. L'état des ouvrages évolue dans le temps et les interactions avec l'atmosphère, la météorologie constitue un des principaux facteurs de dégradation des performances.

D'autres facteurs de dégradation sont à l'œuvre, agissent en parallèle et sont mieux connus par ailleurs : les interactions avec le vivant (on citera principalement les animaux fouisseurs et les arbres), les interactions avec l'eau (par exemple les battements de nappe).

La gestion de ces ouvrages nécessite un investissement en temps et en argent très important pour les maintenir dans un état qui garantisse la sécurité des personnes et des biens qu'elles protègent. Car aujourd'hui le risque d'inondation est de plus en plus présent, encore plus avec le changement climatique qui s'annonce, et les citoyens acceptent difficilement de vivre dans des territoires soumis à ce risque.

Il est envisageable dans ce contexte d'améliorer les pratiques de gestion actuelles qui permettraient de mieux comprendre les facteurs de risques et le cas échéant d'y faire face de manière anticipée et prévisionnelle.

Nous avons dans ce mémoire abordé différents thèmes qui ont permis d'enrichir certaines connaissances concernant les matériaux utilisés dans les ouvrages hydrauliques, leur environnement et le comportement de ces matériaux dans certains de ces environnements. Sur la base de ces enseignements il sera possible de proposer une gestion durable de ces équipements, qui permette entre autre d'évaluer les temps pendant lesquels les ouvrages sont performants et les temps au bout desquels ils perdent progressivement leur performance.

Nous avons ainsi vu au cours du **chapitre 1** que certains domaines d'activité pratiquaient déjà le dimensionnement performantiel et l'analyse en durabilité soit des ouvrages soit des matériaux qui les constituent. C'est le cas des Ouvrages d'Art ou des géosynthétiques. Des outils sont issus des nombreuses études et recherches réalisées depuis plus de 20 ans sur ces sujets. Certains peuvent nous inspirer. C'est le cas par exemple de la classification des environnements et des mécanismes de dégradation ; des essais de vieillissement accélérés en laboratoire ; des méthodes

d'inspection des ouvrages ; de l'instrumentation. Nous reviendrons sur ces sujets par la suite.

On retiendra également de la revue littéraire du **chapitre 1** que certains pays, le Royaume-Uni notamment, proposent des outils de gestions durables basés sur des courbes de performances des matériaux utilisés par type d'ouvrage, projetant la durée de vie de l'objet examiné depuis sa construction jusqu'à sa fin de vie. Trois types de courbes sensibilisent le gestionnaire en fonction de son implication en matière de maintenance préventive. Moins le gestionnaire s'implique plus la dégradation est rapide. Seul les guides sur les enrochements tentent de vulgariser ces pratiques mais peu de gestionnaires appliquent ou étudient les courbes de performance pour leurs ouvrages. Peut-être sont-elles trop complexes ?

Quelques éléments marquent également cette revue littéraire. Par exemple, le fait qu'il n'existe pas dans la liste des mécanismes applicables en France, de mécanisme de défaillance spécifique à la sécheresse. Le fait également que les situations de crues étudiées sont des situations standardisées, simulées au travers d'hydrogrammes de crue conventionnels (une montée et une décrue du niveau d'eau), intégrant peu le risque d'évolution de l'aléa dans le temps. Le changement climatique annoncé risque de bousculer plus rapidement que prévu ces situations, en modifiant la nature de l'aléa (combien de crues successives sont possibles dans un délai de temps réduit ?) et son intensité.

Et pour terminer, la revue littéraire du **chapitre 1**, le bilan des pratiques de dimensionnement montre que la gestion prévisionnelle des ouvrages basée sur la durabilité des digues, de ses parties d'ouvrages et de ses matériaux est une pratique nouvelle. Que la notion de durée de vie est inexistante parce que les données sont encore à construire sur ces sujets. Et au regard de la gestion des digues anciennes, la revue montre que seules les études ponctuelles permettent d'évaluer correctement l'état des ouvrages. Les inspections permettent de gérer au quotidien les actions de maintenance basées sur l'entretien du couvert végétal et des dégâts dans la topographie. Mais il semble manquer d'outils propres à la gestion prévisionnelle de l'ouvrage qui permettraient de pronostiquer l'état de l'ouvrage à partir par exemple d'indicateurs ou d'instrumentation *in situ*.

La rédaction du **chapitre 2** a contribué à alimenter une réflexion sur les environnements des digues. Une bibliographie synthétique a dans un premier temps confirmé que les environnements ont un impact sur les sols. Un tableau a été proposé pour classer ces environnements en fonction de processus et de mécanismes de dégradations, parmi lesquels ceux dus au végétaux, aux animaux ou à l'eau libre (autre qu'en période de crue). L'environnement qui a le plus retenu notre attention est celui qui interagit sur le sol au travers de l'atmosphère. Les nombreuses actualités portant sur le changement climatique et ses effets sur les ouvrages, au travers par exemple du Plan National d'Adaptation au Changement Climatique (MEDTL, 2011) y encourageaient fortement.

La réflexion sur l'environnement météorologique et son impact sur les digues a été alimentée par trois sujets : l'analyse d'une digue ancienne à La Ville-aux-Dames, l'analyse de données de capteurs instrumentant un ouvrage en terre construit en 2010

à Héricourt et un travail prospectif d'analyse des indices météorologiques à notre disposition.

La digue ancienne de La Ville-aux-Dames, largement présentée dans le chapitre 2, est un ouvrage historique construit en limon sableux B5. Au travers d'une analyse différente de la pratique traditionnelle, nous avons montré que l'ouvrage est anormalement sec dans les trois mètres supérieurs, avec 60 % des sols dans des états hydriques secs à très secs, dont 35 % anormalement secs ($1\% < w < 6\%$) en comparaison à la teneur en eau optimale du sol égale à 10,85 %. Cette situation représente l'état de l'ouvrage à l'été 2014. Cela interroge sur les raisons qui ont conduit à de tels états de dessiccation et forcé, en l'absence de crue, sur les conditions météorologiques responsables de cette diminution des teneurs en eau. Entre le terrain naturel composant le substratum et + 3 mètres d'élévation, les matériaux qui composent la digue sont normalement humides à très humides, ce qui montre l'effet protecteur en profondeur de la couche de sol qui compose la surface de l'ouvrage. Cette situation aggrave l'analyse des sous-compacités révélées par l'exploitation des pénétromètres statiques mis à disposition par Fugro.

L'analyse des données de capteurs équipant le remblai expérimental de Héricourt, présentée dans ce **chapitre 2**, a permis de confirmer l'importance des interactions sols-atmosphère dans une frange de sol proche de la surface de l'ouvrage. Dans les conditions météorologiques de Héricourt, et sur le sol A2 traité à 2% de chaux vive, il a été montré que cet environnement météorologique impactait l'état hydrique du matériau jusqu'à 1 mètre de profondeur en talus, avec un effet prononcé de la dessiccation en période météorologiquement sèche (en l'occurrence certains printemps et surtout l'été entre juin et septembre) et le développement d'une hystérésis des teneurs en eau essentiellement dans le domaine quasi saturé.

Il me semblait important à ce stade de proposer dans le **chapitre 2**, un outil d'analyse de l'environnement météorologique qui reflète l'état de ces réflexions. L'analyse d'un ouvrage ancien en Indre-et-Loire montre un état desséché sur 3 mètres d'épaisseur ; l'analyse d'un ouvrage neuf en Haute-Saône montre que le déficit hydrique est lié à l'intensité des périodes météorologiquement sèches (très modérées dans ce secteur) et qu'il se manifeste essentiellement dans la frange superficielle des sols de l'ouvrage. La combinaison d'indices de Thornthwaite (1948) a permis de proposer une carte qui met en évidence les secteurs météorologiques d'égales intensité en terme de déficit hydrique entre période humide et période sèche. On y distingue des secteurs à forts déficits hydriques (classés V0) parmi lesquels l'Indre-et-Loire, mais aussi la région PACA ; et des secteurs à faibles déficits hydriques comme c'est le cas en Haute-Saône (classés V2 /V3).

Un travail entier de validation de cette carte subsiste au moment de rédiger cette conclusion. L'objectif premier était d'attirer l'attention sur l'intérêt de présenter des outils adaptés à la classification des environnements et à leur déclinaison ultérieure pour des essais de vieillissement accélérés avec des amplitudes de séchages et d'humidification adaptées à ces classes d'environnements. Est-il utile de préciser que ces analyses peuvent également être adaptées à l'étude des effets d'un climat dans un futur proche ?

Le **chapitre 3** aborde un sujet plus fondamental propre à l'analyse du comportement des sols compactés qui subissent les effets des variations atmosphériques. Nous avons simplifié ces variations météorologiques sous la forme de cycles hydriques alternant des phases de séchages et des phases d'humidification. Et nous avons reproduit une situation d'une digue nouvellement construite à La Ville-aux-Dames utilisant les sols qui constituent actuellement l'ouvrage, les limons sableux B5, compactés en respectant les règles de l'art actuelles, c'est-à-dire un taux de compactage de 95 % avec des matériaux plus humides que l'optimum Proctor, et des degrés de saturation supérieurs à 80 %.

L'analyse de la bibliographie a montré que les cycles hydriques impactaient les performances hydrauliques. Nous avons confirmé cela par les mesures de conductivités hydrauliques réalisées après 1, 3, 6, 9 et 12 cycles. L'alternance des séchages forts suivis d'humidifications à saturation conduit à augmenter la perméabilité verticale dans le temps d'une puissance de 10 (en supposant que les cycles reproduisent le temps qui passe). Les investigations par tomographie par rayons X ont montré que cela s'accompagne d'une modification profonde de la microstructure du sol compacté. L'hypothèse émise à l'issue de ce travail est que le sol se décompacte sous l'effet des variations de teneurs en eau qui se succèdent et que la microstructure acquise grâce à l'énergie de compactage s'altère de manière irréversible.

Remis dans le contexte d'une digue, l'évolution de la perméabilité au fil des cycles hydriques se traduit par l'évolution de la performance d'étanchéité. Dans un environnement météorologique sévère, comme reproduit dans ces essais et qui peuvent correspondre à l'environnement de La Ville-aux-Dames (secteur V0), cela conduit à une courbe de dégradation de la fonction d'étanchéité qui s'infléchit très rapidement dans le temps, et peut descendre en-dessous d'un seuil d'état-limite de service à l'échéance de 3 ans. En terme de gestion prévisionnelle, cela signifie qu'un ouvrage de protection étanche réalisé en secteur V0 avec des sols B5 doit rapidement faire l'objet d'actions de maintenance pour conserver sa fonction. Dans le cas contraire, la dégradation de la performance conduit à l'inefficacité d'un tel dispositif dès la 4^e année de vie dans ce secteur géographique.

Evidemment de telles conclusions sont à relativiser car elles sont encore du domaine de la recherche. Mais elles permettent de mettre en perspectives les travaux à poursuivre dans le cadre de l'analyse de la durabilité des digues fluviales. Ainsi, la généralisation d'essais de vieillissement accélérés en laboratoire comme outil d'ingénierie et de prévision des comportements. La critique d'une carte des environnements grâce à des retours d'expériences plus nombreux sur ouvrages anciens. La possibilité de multiplier les ouvrages instrumentés. Un travail de réflexion sur les techniques de maintenance adaptées aux environnements et sur leur efficacité. Leur déclinaison en terme de gestion prévisionnelle des digues, etc.

Le **chapitre 4** avait pour objectif de modéliser les comportements des digues en simulant les effets du temps qui passe. Le logiciel Géostudio a été utilisé pour cela et a permis de visualiser les performances hydrauliques et mécaniques sur une section connue de la digue de La Ville-aux-Dames. Très souple d'utilisation, l'outil permet d'intégrer des paramètres de sols non saturés. Mais les limites de l'exercice ont été

vite atteints. Ainsi, l'absence de données de vieillissement des caractéristiques mécaniques a contraint à considérer comme constantes les données de masse volumique, de cohésion et d'angle de frottement, ce qui intuitivement, ne semble pas exact. D'autre part, le logiciel considère que le comportement non saturé se traduit uniquement par une courbe de rétention d'eau établie au drainage, traduite en courbe de perméabilité non saturée sur la base d'hypothèses issues de la littérature. L'état hydrique initial n'est pas renseigné et la simulation se fait uniquement dans le sens d'une crue montante puis descendante. Il n'a pas été possible dans le temps imparti de modéliser l'évolution de l'ouvrage en répétant des phases de séchage et d'humidification et de cumuler avec des phases de crue et décrue.

À ce stade, les résultats des calculs restent intéressants car ils pointent les efforts encore à mener pour améliorer les outils et pointent surtout l'importance de généraliser l'établissement des courbes de rétention d'eau propres à chaque sol et de sensibiliser sur l'état non saturé des digues.

Le **chapitre 3 et 4** cumulés permettent aussi d'envisager des perspectives de recherche approfondie sur la caractérisation des courbes de rétention d'eau, et de l'étude simultanée avec la microstructure. Etant entendu que les cycles hydriques se répercutent sur l'arrangement microstructural des agrégats et de la porosité, il peut être judicieux d'évaluer ces effets sur l'hystérésis de la courbe de rétention d'eau d'un sol, et de coupler l'ensemble avec les propriétés mécaniques sous l'effet de ces mêmes cycles hydriques. La traduction de ces phénomènes en outils de modélisation constituerait une avancée fondamentale majeure dans la connaissance des sols non saturés utilisés en ouvrages en terre. Cela permettrait d'améliorer encore les outils de prédiction des comportements des digues sous l'effet par exemple de modifications de la météorologie et du climat.

Tout ceci laisse entrevoir une évolution des pratiques qui peut être passionnante et pourrait répondre de manière particulière aux problèmes de l'adaptation des ouvrages en terre au changement climatique. L'analyse de la durabilité des digues est un domaine qui a encore, il me semble, de longues années devant lui.

TABLE DES ILLUSTRATIONS

FIGURES	Page
Figure 1 : La durabilité d'une fonction correspond au temps pendant lequel la fonction est remplie. La durée d'utilisation prévue permet d'assurer cette fonction avec le niveau de performance requis sans entretien et réparation majeure (d'après Tourment et al., 2013)	16
Figure 2 : principe de l'extrapolation arrhéniennienne (Richaud, 2006). Une performance mécanique PM est évaluée sous différentes températures T. L'évolution de la performance en fonction du temps est retranscrite dans le graphique de droite qui exprime le lien entre la contrainte environnementale (I) et la durée de vie (t_r)	21
Figure 3 : Déversoir de la Bouillie sur une digue de la Loire (Blois, 41). On distingue au premier plan, la partie en terre faisant office de fusible, la zone perreyée devant résister à la surverse.	26
Figure 4 : Représentation schématique de la situation normale d'exploitation et des 3 situations de crue	27
Figure 5 : Evolution du niveau d'eau relevé en Loire entre le 1 ^{er} janvier 2014 et le 31 décembre 2015 à Chateaufort-sur-Loire (45) (Données DREAL Centre-Val de Loire)	28
Figure 6 : Profil en long de la crête de la digue de Loire en rive gauche de la Loire (en trait noir), et les lignes d'eau des différentes crues théoriques avec de bas en haut les niveaux d'une crue de période de retour 20, 50, 70, 100, 170, 200, 500, 950 et 1000 ans . La ligne rouge correspond au pied de digue (extrait des études de dangers, Cerema, 2015)	29
Figure 7 : Un déséquilibre entre la récurrence des événements critiques (par exemple ceux entraînant la perte de la résistance au cisaillement le long des surfaces de glissement) et le temps de récupération (par exemple le temps nécessaire à la dissipation des pressions interstitielles) constitue l'un des mécanismes susceptibles de déterminer la vulnérabilité à long terme d'un système de type pente. En (A), il y a suffisamment de temps entre chaque événement critique pour que la pente retrouve sa stabilité. En (B), si ces événements se produisent et s'enchaînent sans que l'ouvrage revienne à un état de stabilité relative, le système devient instable et des mouvements de pente peuvent s'ensuivre. (Dijkstra & Dixon, 2010)	30
Figure 8 : Exemple d'hydrogramme de crue complexe : celui du Rhône avec la crue de septembre 2002, suivie des deux pics de novembre 2002 et celui de décembre 2003 (crédit CNR, Irstea) (MEDDE, 2015b). La question de la durée critique entre deux crues est parfaitement illustrée ici : on imagine bien qu'entre septembre et novembre les digues sont fortement sollicitées, mais est-ce qu'en décembre 2013, le système est revenu à l'équilibre ?	31
Figure 9 : La défaillance des systèmes d'endiguement (Tourment et al., 2013)	33
Figure 10 : Illustration du mécanisme de rupture par soulèvement hydraulique de blocs fissurés par la sécheresse (Dyer et al., 2007). a) développement de la fissuration et individualisation de blocs de sols ; b) en période de crue, infiltration de l'eau via le réseau de fissures ; c) soulèvement des blocs de sols et circulation d'eau sur le talus côté zone protégée ; d) accentuation du phénomène et développement du mécanisme de défaillance avec inondation.	35
Figure 11 : Surveillance visuelle de routine des digues fluviales en remblai : présentation synoptique des points à observer (Mériaux et al., 2004)	41
Figure 12 : Courbe de dégradation d'une digue fluviale en matériau naturel, de largeur en crête > 4m (Environment Agency, 2013b). Pour une même couleur, en trait pointillé : la vitesse d'évolution lente, en trait fin : la vitesse d'évolution moyenne, en trait soutenu : la vitesse d'évolution rapide. En noir, les courbes qui correspondent à un ouvrage pas suivi ou peu entretenu. En bleu, les courbes qui correspondent à un ouvrage moyennement suivi et entretenu. En rouge, les courbes de dégradations d'un ouvrage bien suivi et entretenu. Une vitesse d'évolution lente se traduit par une plus grande durée de vie. Parallèlement plus l'investissement du gestionnaire augmente, plus la durée de vie de l'ouvrage augmente.	42
Figure 13 : Courbe de dégradation de blocs d'encrochements exprimée en évolution de la masse en fonction du temps, selon la méthode AQD (Ilgabel et al., 2015)	44
Figure 14 : Courbe de dégradation d'un ouvrage en encrochement avec maintenance (trait plein) et sans maintenance (en tiret gras) (Ciria, 2003)	44
Figure 15 : Tableau récapitulatif des paramètres Xi qui interviennent dans l'évaluation de la dégradation de l'encrochement. Seuls les paramètres 4 à 8 sont liés à l'environnement. (d'après les travaux de Latham, 1991 – extrait de l'ILH, Ciria, 2013)	47
Figure 16 : Listes des agents climatiques intervenant dans le paramètre X6 spécifique au climat. (D'après les travaux de Lienhart, 2003 – extrait de l'ILH, Ciria, 2013)	48
Figure 17 : Schéma illustrant les principales interactions du climat sur le sol et la végétation (modifié d'après Vardon, 2015) (Tang et al, 2018)	49

Figure 18 : Courbe de fragilité d'une digue utilisant les observations relatives à l'activité animale (Van Der Meij et al., 2012). Selon l'animal la probabilité de rupture par infiltration d'eau augmente, avec, par ordre croissant : le renard, le lapin, le rat musqué et le blaireau.	51
Figure 19 : Courbe de dégradation d'une digue fluviale en matériau naturel, de largeur en crête > 4m (Environment Agency, 2013b). Les trois courbes en gras correspondent aux courbes de tendance moyenne des 3 niveaux de maintenance.	53
Figure 20 : exemple de restitution cartographique de l'évaluation des performances de différents tronçons de digue en Camargue par analyse experte (Van der Meij et al., 2012)	54
Figure 21 : Exemple d'hydrogramme de crue à un endroit donné pour une crue de période de retour donné. La courbe indique la variation de la hauteur d'eau au niveau de St Pierre des Corps (en m NGF). Cette courbe peut être transformée en équivalent de débit à l'aide d'une courbe de tarage. Il faut de 100 à 120 heures (entre 4 et 5 jours) pour passer d'une ligne d'eau normale à la hauteur de crue maximale selon l'ampleur de la crue, ce qui peut correspondre à une augmentation de +3 à +5,5m d'eau dans ce laps de temps.	56
Figure 22 : Forme et équation de la parabole de Kozeny : (CETE Normandie-Centre, 2012)	56
Figure 23 : Exemple de profil présentant le modèle géotechnique retenu pour la digue de La Ville-aux-Dames (37). Il s'agit d'une digue non renforcée, présentant une structure en « pelure d'oignon ». Les niveaux d'eau en bleu à droite correspondent aux différents niveaux de crues étudiés (Fugro, 2014).	65
Figure 24 : Application du système expert développé par l'Irsta pour analyser l'impact de la végétation sur la stabilité des digues. À gauche : exemple d'indicateurs d'état alimentant un critère fonctionnel. À droite : le détail permettant d'évaluer l'indicateur d'état « densité des individus » (Bambara et al., 2014).	67
Figure 25 : Exemple d'évaluation de probabilité de rupture sur une digue du val d'Orléans (Van der Meij et al., 2012)	68
Figure 26 : Evolution du profil de la levée de Loire depuis le XVI ^{ème} siècle jusqu'au début du XX ^{ème} siècle (Dion, 1961)	69
Figure 27 : Profil type 3 d'une levée renforcée côté val, dans le val d'Orléans avec drain filtrant et épaissement, auquel s'ajoute une protection par enrochement côté cours d'eau (Cerema, 2015, crédit Jean Maurin)	70
Figure 28 : a) Profil type 1 de levée non renforcée ; b) profil type 1 de levée non renforcée avec écran étanche ; c) profil type 2 de digues renforcées par épaissement côté cours d'eau et écran étanche (Cerema, 2015, crédit Jean Maurin).	71
Figure 29 : Extrait du rapport Fugro, 2014 – exemple d'analyse de la stabilité mécanique à l'aide du logiciel Talren5. a) simulation de la crue de période de retour 200 ans ; b) simulation d'une décrue rapide par baisse du niveau de -2 mètres par rapport à la cote T200 ; c) simulation de la crue de période de retour 500 ans ; d) simulation de la décrue rapide par diminution du niveau T500 de -2m.	73
Figure 30 : modèle de dégradation d'une performance pour les remblais d'infrastructures (adapté de Thurlby, 2013) (Glendinning et al., 2015)	77
Figure 31 : fissure de retrait en mosaïque à gauche, fissure structurelle à droite (Lautrin, 2002)	78
Figure 32 : Influence des conditions climatiques sur le profil hydrique (Whenham et al., 2010)	82
Figure 33 : Exemple de talus en déblai subissant des effets météorologiques différents selon leur orientation. Le talus orienté nord, à l'ombre, montre des traces de gelée blanche. Le talus orienté sud, nettement ensoleillé est totalement dégelé.	84
Figure 34 : (a) Fissures de retrait dans une digue à Thomgumbald – Royaume-Uni (approximativement 60 cm sous le terrain naturel) (Dyer et al., 2007). On distingue nettement les réseaux de fissures verticales et celles horizontales. b) Fissures de retrait observées dans les levées à Beaugency été 2018 (45)	84
Figure 35 : Modèle de comportement des pressions capillaires sous l'effet de différentes modalités climatiques hivernales (suction maximale) et estivales (suction minimale) et des périodes de retour basées sur des mesures de sites et 39 année de données pluviométriques à Newbury (Smethurst et al., 2012).	86
Figure 36 : Vue du remblai de Héricourt. À gauche, en mai 2015 : le remblai forme le bassin de rétention des eaux pluviales en bordure de la route déviant Héricourt entre Lure et Belfort. À droite, en janvier 2013, la Lizaine qui se situe en pied de remblai est sortie de son lit et inonde partiellement les champs. La nappe phréatique est au niveau du terrain naturel. La photo est prise depuis le haut du remblai.	89
Figure 37 : localisation des capteurs au sein de l'ouvrage TerDOUEST. Leur emplacement permet d'observer les tendances dans les parties d'ouvrage suivantes : la couche de forme (blanc), la partie supérieure des terrassement (orange), le cœur de remblai (jaune), le talus (vert) et la base de remblai (violet)	90
Figure 38 : illustration des deux cas de variation de la teneur en eau volumique soit par diminution du volume d'eau soit par augmentation du volume des vides	91
Figure 39 : Evolution des teneurs en eau de 2010 à 2014, à gauche en base de remblai, à droite en talus ; de haut en bas, sur l'argile traitée à 4% de chaux, l'argile traitée à 2% de chaux+3% de ciment, le limon traité à 2% de chaux, le limon traité à 3% de ciment.	93

- Figure 40 : Teneur en eau volumique mesurée en talus. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θprobe) 6 est située à 0,60 m de haut par rapport au terrain naturel ; la sonde 8 à 1,80 m et la sonde 10 à 2,70 m et entre approximativement entre 0,25 and 0,50 m de profondeur dans le talus du remblai de Héricourt. 95
- Figure 41 : Teneur en eau volumique mesurée dans le cœur de remblai. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θprobe) 7 est située à 4,80 m horizontalement et à 1,80 m de haut par rapport au terrain naturel, au centre du remblai de Héricourt. 97
- Figure 42 : Teneur en eau volumique mesurée au niveau de la Plateforme. Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θprobe) 11 est située dans la Partie Supérieure des Terrassements du remblai de Héricourt, à une profondeur de 0,50 m par rapport à la surface. 98
- Figure 43 : Teneur en eau volumique mesurée au niveau de la base de remblai (zone inondée). Chaque point correspond à la moyenne de 10 journées de mesures pour ne pas surcharger le graphique. La sonde (θprobe) 2 est située à -0,35 m sous le terrain naturel dans la base de remblai inondable du remblai de Héricourt. Le graphique (a) superpose les courbes de teneurs en eau avec la pluviométrie enregistrée à Belfort (environ 10 km du site) ; le graphique (b) superpose les courbes de teneurs en eau avec les enregistrements piézométriques du site. La cote du terrain naturel se situe approximativement à 332 m NGF. 100
- Figure 44 : Evolution du niveau de la nappe phréatique au droit du remblai expérimental (en bleu le piézomètre en pied de talus, en vert, le piézomètre au niveau de la crête du remblai). Les traits pointillés orange positionnent le niveau du terrain naturel et celui de la sonde 2. 101
- Figure 45 : Représentation des succions en talus à différentes hauteurs depuis le terrain naturel (a) : 0,60 m, (b) : 0,90m, (d) : 1,80m et à la même profondeur de 0,25 m sous la surface du talus. 102
- Figure 46 : Evolution des succions en fonction de la profondeur dans le talus (d) : 0,25 m ; (e) : 0,50 m ; (f) : 0,75 m et à la même hauteur par rapport au T.N. (1,80 m) dans la modalité limon traité à 2% de chaux vive. 104
- Figure 47 : Suivi simultané sur 4 années, des teneurs en eau volumiques et des succions dans un limon traité à 2% de chaux vive. 107
- Figure 48 : Couplage des valeurs moyennes journalières de teneur en eau volumique et de succion obtenues sur le limon traité à 2% de chaux, à 0,25 m de profondeur sous la surface du talus et à environ 1,80 m de hauteur par rapport au terrain naturel. 108
- Figure 49 : Courbe de rétention d'eau in situ du limon traité à 2 % de chaux vive mesurées par Wang (2016) en laboratoire, et la courbe de calage selon Fredlung et Xing (1994). Les points en gris et noir résultent du couplage des moyennes journalières des succions et des teneurs en eau volumiques obtenues sur les sondes dans le remblai de Héricourt (couche R5). 109
- Figure 50 : Courbe de rétention d'eau et matérialisation de la zone d'hystérésis 110
- Figure 51 : Influence de sollicitations hydriques cycliques sur le comportement de l'argile d'Héricourt traitée ou non (Stolz et al., 2013). Le graphique représente l'amplitude des variations de hauteur de l'éprouvette ($\Delta H/H_0$) en fonction du nombre de cycle imposés (n). 112
- Figure 52 : Moyennes (a) des précipitations annuelles RR et (b) de l'évapotranspiration potentielle annuelle E entre 1976 et 1995 (Sétra, 2006) 115
- Figure 53 : Carte des Indices d'humidité IHU moyens établis par synthèse des données de Météo France entre 1976 et 1995. IHU < 0 : zone climatique sèche, 0 < IHU < 40 : zone climatique humide, IHU > 40 : zone climatique très humide (Sétra, 2006). 116
- Figure 54 : Localisation des zones d'écart hydrique important entre l'été et l'hiver caractérisé (a) par un déficit d'eau en été dans des zones initialement humides ; (b) par un excédent d'eau en hiver dans des zones initialement sèches. 117
- Figure 55 : Synthèse entre IHU, Ra et Rh (entre 1976 et 1995), présentant les zones géographiques ayant des écarts hydriques entre l'été et l'hiver, en moyenne : très forts (V0), forts (V1), modérés (V2) et faibles (V3). 119
- Figure 56 : Localisation de la digue de La Ville-aux-Dames (flèche bleue) 121
- Figure 57 : Représentation du modèle géotechnique pris en compte pour les digues historiques de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014). (a) Extrait du profil en long. (b) Exemple de coupe utilisée pour l'analyse de stabilité à l'aide du logiciel Talren© 121
- Figure 58 : Valeurs caractéristiques des différentes formations géotechniques rencontrées sur la digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014). 123
- Figure 59 : Etape finale du quartage des limons sableux de La Ville-aux-Dames avant mise en sac, et après homogénéisation en un seul échantillon initial. 125
- Figure 60 : courbe granulométrique du limon sableux de La Ville-aux-Dames, selon NF P94-056 de 80 μm au Dmax et selon NF P94-057 de 0,1 à 80 μm. 126
- Figure 61 : Courbe Proctor normal réalisée sur l'échantillon moyen de la levée de La Ville-aux-Dames. 126

Figure 62 : Représentation des différents hydriques et des différents taux de saturations (S_r) calculés pour le sol compacté de la digue de La Ville-aux-Dames.	127
Figure 63. Histogramme des teneurs en eau des sols qui composent la digue de La Ville-aux-Dames et situation par rapport aux classes d'états hydriques évaluées à partir de la teneur en eau optimale w_{OPN}	128
Figure 64 : Extrait de profil en long géotechnique (Fugro, 2014) : le profil hydrique sur la tarière TH11 (points en bleu) illustre l'évolution des teneurs en eau en fonction de la profondeur. Dans la formation R (remblai) les teneurs en eau évoluent de 2,2 à 5,6%. Dans la formation CD (corps de digue), elles augmentent de 7,6 à 12,3%. Les horizons F correspondent aux sols supports de digue avec potentiellement un niveau de nappe phréatique.	129
Figure 65 c : Profil pénétrométrique du sondage CPT3021. Le cercle indique la localisation de l'échantillon intact prélevé sur carotte et la mesure de la masse volumique apparente réalisée. La position du toit du substratum est indiquée par une flèche.	134
Figure 66 : Interprétation des résistances de pointe des sondages CPT3009, 3013 et 3016 exprimées en densité relative en fonction de la profondeur selon Baldi. En bleu et orange, les zones d'indice de densité inférieur à 40% et 20% (état lâche à très lâche). La répartition des zones d'anomalies varie selon les sondages. La masse volumique humide prise en compte dans le calcul est de 1,9 t/m ³ .	137
Figure 67 : Histogramme des zones d'anomalie sur tout le linéaire ausculté par pénétromètre statique de la digue de la Ville-aux-Dames. En bleu les anomalies de sols lâche et très lâche. En orange les anomalies de sols très lâches.	138
Figure 68 : Comparaison des courbes d'indice de densité selon Baldi en utilisant une masse volumique de 1,9 et 1,4 t/m ³ . Le % de sols très lâches passe de 21% à 6% lorsque la masse volumique est plus proche de celle mesurée in situ.	140
Figure 69 : Réfection de la digue du canal de Berry à Trevety (36) –2004	144
Figure 70 : Exemple de sols foisonnés mis en stocks (crédit photo TerDOUEST) (a) argile A3/A4 (b) limon A2.	146
Figure 71 : Préparation de l'argile A3/A4 et du limon A2 du projet TerDOUEST (Froumentin, 2012)	146
Figure 72 : Classifications de la porosité par rapport au diamètre selon (a) l'IUPAC, (b) Goni, Ragot et Sima (1968)	148
Figure 73 : Modèle de microstructure présenté par Ferber et al. (2009) : les particules primaires s'assemblent en agrégats dont la taille dépend de l'humidité interne à l'agrégat et qui délimitent une porosité inter-agrégats.	148
Figure 74 : Hiérarchie des structures unitaires et des pores (d'après Yong, 1999). Les tailles des éléments de description sont données à titre indicatif.	149
Figure 75 : Courbe de distribution des pores de 3 échantillons de limons compactés, par porosimétrie d'intrusion mercure (Delage et al., 1996). (a) volume de mercure injecté (ou volume poreux accessible) en fonction du rayon d'accès, (b) courbe dérivée de la précédente mettant en évidence les familles de pores dominantes.	151
Figure 76 : exemple de compacteurs sur chantier : (a) compacteur à pneu, (b) vibrant pieds-dameurs, (c) vibrant monocylindre.	154
Figure 77 : (a) outil de pétrissage adapté au moule CBR pour un essai Proctor (Herrier et al., 2015) (b) positionnement des pieds dameurs lors des applications de charge.	155
Figure 78 : Variation du poids volumique sec et de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour différents mode de compactage (Alonso, 2005)	156
Figure 79 : Chemin d'écoulement préférentiel dans un sol compacté sur place (Elsbury et al., 1990 dans Alonso, 2005)	157
Figure 80 : Aspect de la discontinuité observée dans une carotte [du remblai expérimental] (Vincelas et al., 2009)	158
Figure 81 : Cheminements probables de l'eau d'après les observations sur le remblai expérimental (Vincelas et al., 2009). Les mobilités constatées sont : (1) verticales après avoir transité dans la base drainante, (2) horizontales dans la base de remblai inondée, (3) à nouveau verticales au-dessus de la zone inondée.	158
Figure 82 : Exemple de diagrammes permettant la définition de la plage de teneur en eau acceptable à l'énergie Proctor normal (en bleu) et modifié (en rouge) (Afnor, 2018)	159
Figure 83 : Mesure au perméamètre à double anneau (digue de St Prvyé-St Mesmin, 2018). Le suivi du niveau d'eau est réalisé par un télémètre laser (dispositif pratiqué par le laboratoire Tranlabogéo)	160
Figure 84 : (a) Résistance au cisaillement d'un limon non drainé et (b) perméabilité en fonction du temps (Ltifi et al., 2014)	161
Figure 85 : Variation de la résistance à la compression simple en fonction du temps de conservation (Camapum de Carvalho et al., 1987)	162
Figure 86 : Effet de l'âge sur la perméabilité d'une argile silteuse compactée (a) en valeur vraie ; (b) en pourcentage de la valeur à l'origine et celle obtenue après 21 jours de cure (Mitchell et al., 1965)	162
Figure 87 : Evolution au microscope électronique à balayage de la microstructure de la bentonite gonflante compactée avec $e=0,648$, $w = 12,5\%$ après (a) 1 jours ; (b) 90 jours. (Delage et al., 2006) (largeur du cliché 40 μm).	163

Figure 88 : modification dans la distribution des volumes de pores mesurés par porosimétrie par intrusion de mercure en fonction de l'âge, $e = 1,006$, $w = 12,5\%$ (Delage et al., 2006).	164
Figure 89 : Evolution du retrait-gonflement au fur et à mesure du temps sur le sol A et le sol B (Al Homoud et al., 1995)	165
Figure 90 : Représentation schématique de l'effet de quatre cycles d'humidification-séchage sur le retrait et le gonflement d'un sol compacté (Ferber et al., 2009). Les déformations volumiques (matérialisées par la diminution de l'indice des vides à l'échelle d'un groupe d'agrégat) semblent irréversibles.	166
Figure 91 : Variation du potentiel de gonflement selon plusieurs chercheurs (Al Homoud et al., 1995)	167
Figure 92 : Relation entre la résistance au cisaillement non drainée et la teneur en eau massique au cours de cycles d'humidification et de séchage (Glendinning et al., 2015)	167
Figure 93 : Courbe de rétention d'eau entre 0 et 500 kPa. (Stirling et al., 2017). Enchaînement successif de 3 cycles de séchage et humidification.	168
Figure 94 : Densité en fonction du nombre de cycles d'humidification-séchage pour un sol argileux à différentes densités initiales (Trabelsi et al., 2018)	169
Figure 95 : Porosité en fonction du nombre de cycles d'humidification-séchage pour un sol argileux à différentes masses volumiques initiales (Trabelsi et al., 2018)	170
Figure 96 : Variation de la perméabilité au cours des cycles d'humidification-séchage (Trabelsi et al., 2018)	171
Figure 97 : Evolution de la conductivité hydraulique de mélange sable-bentonite, en proportion variable, en fonction du nombre de cycles hydriques (Akcanca and Aytikin, 2014). En bleu, les courbes sans chaux.	172
Figure 98 : Exemple de deux éprouvettes du limon non traité ayant subi 12 cycles hydriques par la méthode Hr alternant humidification par remontée capillaire et séchage doux (Mehenni, 2015).	173
Figure 99 : Evolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement avec l'accumulation des cycles hydriques (Mehenni, 2015)	173
Figure 100 : Evolution de la conductivité hydraulique du limon sans traitement en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode Hr (Mehenni, 2015)	174
Figure 101 : Matériel de compactage utilisé (a) presse hydraulique, (b) vue d'une éprouvette 5×10 et du matériel de compactage, (c) vue d'une éprouvette 1,5×2 et du matériel de compactage manuel.	176
Figure 102 : Diffractogramme RX du sol de La Ville-aux-Dames	177
Figure 103 : Conservation des 7 éprouvettes 5×5 cm compactées statiquement à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN}+1,3\%$) et $\rho_d = 1,827 \text{ t/m}^3$ (94% de $\rho_{d,OPN}$), en étui étanche pour mise en équilibre hydrique avec des solutions salines saturées.	179
Figure 104 : Courbe d'adsorption d'eau du matériau de La Ville-aux-Dames compacté à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN}+1,3\%$) et $\rho_d = 1.851 \text{ t/m}^3$ (95% $\rho_{d,OPN}$).	180
Figure 105 : Mesure de succion par la méthode du papier filtre (ASTM 5298) après compactage ou séchage, l'éprouvette est fendue en deux, les 3 disques de papier Whatmann 42 sont insérés puis l'éprouvette est soigneusement emballée pour conservation pendant 7 jours.	181
Figure 106 : Courbe de rétention d'eau du sol de La Ville-aux Dames compacté initialement à 95% $\rho_{d,OPN}$ et $w_{OPN} = 10,9\%$.	182
Figure 107 : Humidification (a) par remontée capillaire ; (b) en atmosphère humide en enceinte ASCOTT ; (c) au goutte-à-goutte.	184
Figure 108 : Exemple de suivi de la saturation (a) en atmosphère humide (b) par remontée capillaire.	185
Figure 109 : Séchage à l'air libre des éprouvettes 5×10 cm.	186
Figure 110 : Récapitulatif des cycles de séchage et d'humidification réalisés sur éprouvette en tomographie RX et éprouvettes pour la perméabilité	187
Figure 111 : Vue du montage des éprouvettes en phase de saturation avant réalisation des mesures de perméabilité.	188
Figure 112 : Évolution de la conductivité hydraulique mesurée sur éprouvettes compactées statiquement, à $w_i=12,2\%$ après imposition de cycles de séchage et d'humidification-. Le trait bleu continu correspond aux échantillons humidifiés par adsorption. Le trait bleu pointillé correspond aux échantillons humidifiés par remontée capillaire. La courbe en vert reproduit le résultat obtenu sur du limon compacté et humidifié par remontée capillaire (Mehenni, 2015).	190
Figure 113 : Photographie des mêmes échantillons lors de la première humidification par remontée capillaire à t_0 puis à t_0+28 minutes. Les formes en jaunes matérialisent la forme initiale. On peut observer le léger gonflement latéral à la base qui se développe dans les premières minutes. Le tassement n'apparaît que plus tard.	191
Figure 114 : évolution des perméabilités en fonction du nombre de cycles hydriques appliqués, exprimée en écart par rapport à la perméabilité initiale (en %)	192

- Figure 115 : Mesures de perméabilités obtenues sur les sols compactés à 12,2% de teneur en eau initiale et 8% de teneur en eau initiale. 193
- Figure 116 : Evolution de l'indice des vides calculé sur les éprouvettes 5×10 cm après confection (e_0) et avant l'essai de perméabilité (e fin de cycle). Les éprouvettes SB et KB sont humidifiées par brouillard, SI et KI par remontée capillaire. 194
- Figure 117 : Courbe dérivée de la courbe d'injection de mercure dans un échantillon 1,5×2 cm, compacté statiquement à 12,2 % de teneur en eau initiale et à 95% ρ_{OPN} . 195
- Figure 118 : Courbe dérivée de la courbe d'injection de mercure de 2 échantillons 1,5×2, compactés statiquement à 12,2 % de teneur en eau initiale et à 95% ρ_{OPN} . En orange, la courbe de l'échantillon immédiatement après compactage, en bleu, la courbe de l'échantillon après séchage à l'air libre. 196
- Figure 119 : Evolution de la porosimétrie après 1 cycle de séchage et d'humidification. En orange, la courbe de l'échantillon immédiatement après compactage, en bleu, la courbe de l'échantillon après séchage à l'air libre, en bleu foncé l'échantillon après humidification. 197
- Figure 120 : Evolution de la porosimétrie après 2 cycles : à l'état initial (courbe orange), après le premier cycle de séchage et humidification (courbe bleue) et après le deuxième cycle de séchage humidification (courbe jaune). 197
- Figure 121 : tomographe à rayons X de l'Isto, (a) vue d'ensemble porte ouverte, (b) vue depuis l'ordinateur de contrôle porte fermée, (c) source de rayons X de recharge (le faisceau est émis depuis le trou central) 198
- Figure 122 : Schéma de principe de l'acquisition d'image par rayons X 199
- Figure 123 : Exemple d'image en 2D restituant l'intensité radiographique (a) sans traitement d'image, (b) avec un premier filtre permettant de noircir la porosité 200
- Figure 124 : Histogramme type d'une image restituée sur Vgstudiomax (courbe et axe en vert). Le traitement de l'image (courbe et axe en bleu) colore arbitrairement les pixels de chaque zone en un code couleur. Ainsi la zone dénommée Eau et Air a été colorée en noir (code pixel = 0), la zone des Minéraux a été colorée avec des intensité de gris variable (code pixel variable entre 1 et 254, la zone des oxydes a été colorée en blanc (code pixel = 255) 201
- Figure 125 : Vue des différentes sections de l'échantillon (série 10) après reconstitution des volumes sur le logiciel Vgstudiomax (a) et (b) vue de profil selon une coupe YZ respectivement à la cote 1080 et 1420. Les trois traits horizontaux situent les coupes selon l'axe Z des images HAUT, REFERENCE et BAS. (c) vue de l'image HAUT (d) vue de l'image REFERENCE (e) vue de l'image BAS. Les traits verticaux positionnent les sections de profil YZ1080 et 1420. 202
- Figure 126 : repérage de l'image REFERENCE. Dans le cercle bleu le repère de calage de l'image (a) le repère sous forme d'un bâtonnet est identifiable ; (b) le repère disparaît : c'est le point de calage de l'image REFERENCE 203
- Figure 127 : (a) repères de calage de l'image BAS ; (b) repères de calage pour l'image HAUT 203
- Figure 128 : Les différentes phases de traitement d'une image (a) après Vgstudiomax l'image fait apparaître la matrice minérale en intensité de gris et blanc et la porosité (eau et air) en noir (b) l'image traitée avec ImageJ fait apparaître par inversion de couleur la porosité en blanc et tout le reste en noir (c) l'analyse de la porosité avec le logiciel SPO individualise chaque pixel blanc en contact et analyse ses différentes caractéristiques (ici chaque objet ayant la même taille est coloré de la même couleur). 204
- Figure 129 : Evolution relative de la porosité totale au cours des étapes de séchage et d'humidification, par rapport à l'état initial (étape 1) : comparaison réalisée avec le logiciel ImageJ et SPO. Les étapes n° impairs correspondent à l'humidification, les n° pairs au séchage. 208
- Figure 130 : Evolution de la section BAS de l'échantillon en photographie N&B et après analyse d'image et traitement par le logiciel SPO, aux étapes 1, 2, 3, 5, 7 et 13. Les photographies ne se superposent pas exactement sur ce montage mais on peut reconnaître quelques éléments repères. 211
- Figure 131 : Evolution du nombre de pores recensés avec le logiciel SPO sur les images HAUT, REFERENCE et BAS de l'échantillon compacté, en fonction de l'étape de séchage ou d'humidification 212
- Figure 132 : Evolution du nombre d'objets recensés sur les trois sections (a) HAUT, (b) REFERENCE et (c) BAS, en fonction de l'étape de séchage et d'humidification. La taille des bulles (en diamètre) est proportionnelle à la surface médiane des pores. 213
- Figure 133 : Evolution du nombre d'objet recensés sur les trois sections observées sur l'échantillon. Le diamètre des bulles est proportionnel à la surface médiane des pores en μm^2 . 214
- Figure 134 : Evolution de l'échantillon vu en section parallèle à l'axe du cylindre (Z) à l'état initial et à l'étape 11. La déformation du bord supérieur est nettement visible. Ceci explique la difficulté de retrouver exactement les mêmes sections transversales car les particules bougent entre les différentes étapes ; et la forte évolution des pores sur la section HAUT sélectionnée. Les sections REFERENCE (milieu de l'échantillon) et BAS évoluent moins car elles sont plus contraintes par le moule maintenant l'échantillon. 215
- Figure 135 : Evolution des catégories de surface de pores aux principales étapes de séchage et d'humidification (échantillon REFERENCE). En orange, la situation initiale. Les évolutions sont le plus marquées pour les pores dont la surface

est comprise entre 1×10^3 et $7 \times 10^3 \mu\text{m}^2$. Au-delà, les évolutions sont insignifiantes. En dessous de $1 \times 10^3 \mu\text{m}^2$ les données sont incomplètes du fait du logiciel SPO.	216
Figure 136 : Evolution sur les trois sections HAUT, REFERENCE et BAS des catégories de pores dont la surface est comprise entre 1 et $11 \times 10^3 \mu\text{m}^2$.	218
Figure 137 : Evolution de la microstructure entre les étapes 1, 2, 3, 5, 7, 9, 11 et 13 sur une zone sélectionnée de la section REFERENCE.	220
Figure 138 : Evolution de la microstructure entre les étapes 1, 2, 3, 5, 7, 9, 11 et 13 sur une zone sélectionnée de la section BAS.	221
Figure 139 : Localisation du profil C-C' sur la digue de La Ville-aux-Dames (extrait de Fugro, 2014)	228
Figure 140 : Localisation du profil C-C' et des différents sondages à proximité (Fugro, 2014)	229
Figure 141 : Profil géotechnique de la digue de La Ville-aux-Dames sur la coupe C-C'(extrait de Fugro, 2014)	229
Figure 142 : Modèle utilisé pour les calculs sur Géostudio. La coupe est conforme à celle utilisée par Fugro dans son étude de stabilité au glissement de 2014.	231
Figure 143 : Hydrogramme de crue modifié de St Pierre-des-Corps, utilisé dans le calcul en phase transitoire avec Seep/W.	232
Figure 144 : Courbe de rétention d'eau prise en compte dans le logiciel Seep/W et les courbes de conductivité hydraulique non saturée déduites. Le triangle orange indique la valeur de perméabilité k_{sat} après compactage.	235
Figure 145 : La durée d'utilisation d'un ouvrage dépend du type de matériau, de l'environnement mais également du type de maintenance. Trois scénarios de maintenance sont figurés ici : (a) le scénario sans maintenance, (b) le scénario sans maintenance en faisant figurer des hypothèses différentes d'évolution de la performance en fonction des dégradations, (c) avec une maintenance moyenne et (d) avec une maintenance élevée. Les durées d'utilisation changent selon chaque scénario.	250
Figure 146 : La maintenance joue un rôle considérable sur la durée d'utilisation finale. De niveau élevé, la maintenance est capable d'augmenter la durée d'utilisation qui passe de T2 à T'2	252
Figure 147 : Superposition d'un zonage de digue traditionnel avec la zone en interaction avec l'atmosphère. La zone hachurée peut subir des mécanismes de dégradation par dessiccation contrairement au reste de l'ouvrage. Ce mécanisme n'est pertinent que pour des matériaux contenant une fraction fine importante.	253
Figure 148 : Illustration du mécanisme de rupture par soulèvement hydraulique de blocs fissurés par la sécheresse (Dyer et al., 2007). a) développement de la fissuration et individualisation de blocs de sols ; b) en période de crue, infiltration de l'eau via le réseau de fissures ; c) soulèvement des blocs de sols et circulation d'eau sur le talus côté zone protégée ; d) accentuation du phénomène et développement du mécanisme de défaillance avec inondation par surverse.	256
Figure 149 : Environnement hydrique de la digue de La Ville-aux-Dames, localisée en secteur de sollicitation très forte V0.	259
Figure 150 : Carte des indices de gel pour les routes, en degrés jours (Sétra, 2006). La localisation de la digue de La Ville-aux-Dames permet de supposer que l'ouvrage est peu sollicité par le gel (limite de la zone rouge)	259
Figure 151 : Courbe de dégradation des performances d'un matériau utilisé pour sa fonction d'étanchéité selon la localisation de la digue : en zone V0 de très forte sollicitation hydrique.	260
Figure 152 : Courbe de dégradation des performances d'un matériau utilisé pour sa fonction d'étanchéité selon la localisation de la digue : en zone V3 de faible sollicitation hydrique.	261
Figure 153 : Essai d'émiettage amélioré réalisé sur une éprouvette de sol compacté à trois teneurs en eau : les graphiques restituent l'évolution du diamètre en haut de l'éprouvette en rouge, du diamètre en bas en vert et de la hauteur de l'éprouvette en bleu (mesures par analyse d'image en fonction du temps). À $w=12,4\%$ le sol s'effondre instantanément, à $w=18,3\%$ le sol s'effondre après 500 secondes dans l'eau, à $w=25\%$ le sol reste intact pendant la durée de l'essai soit 1 heure (Cerema, 2019).	268
Figure 154 : Evolution de la perméabilité du sol de la Ville-aux-Dames compacté à 8% et 12,2% de teneur en eau initiale.	270

TABLEAUX	Page
Tableau 1 : Les processus de dégradation (traduit de Environment Agency, 2013a)	24
Tableau 2 : Evaluation des temps entre chaque étape de dégradation, correspondant à une note de performance (1= état neuf, 5 = fin de vie), pour une stratégie d'entretien donnée et ici dans le cas d'une digue en terre en milieu fluvial de grande largeur (extrait et traduit de Environment Agency, 2013b)	25
Tableau 3 : Mécanismes à l'origine des incidents sur les digues fluviales d'après ERINOH (Fry et al., 2015) dans CFBR, 2015	34
Tableau 4 : principaux processus de dégradation de barrages en terre et roches, et nombre de retour d'expériences associés (316 cas répertoriés) (ICOLD, 1994)	37
Tableau 5 : Mode de défaillance causé en priorité par un processus de dégradation (traduit de l'ILH, 2013)	38
Tableau 6 : Processus de dégradation des digues fluviales et mécanismes en lien avec l'environnement	50
Tableau 7 : Processus de dégradation des digues fluviales et mécanismes pouvant être en lien avec des instabilités mécaniques	51
Tableau 8 : solutions de compensation possibles aux processus et mécanismes de dégradation des digues	59
Tableau 9 : Facteurs de sécurité affectés aux données de sol de la digue de la Ville-aux-Dames (37) (Fugro, 2014)	72
Tableau 10 : Processus de dégradation des digues fluviales, mécanismes en lien avec l'environnement et illustration des phénomènes	79
Tableau 11. Identification des matériaux de digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014)	122
Tableau 12. Masses volumiques et résultat d'essais triaxiaux sur la digue de La Ville-aux-Dames (Fugro, 2014)	123
Tableau 13 : Classes d'état hydrique du sol B5 composant la digue de La Ville-aux-Dames.	127
Tableau 14 : Qualificatif de compacité du sol (Plumelle et al., 2013)	135
Tableau 15 : Extrait de tableau de données d'un sondage pénétrométrique exploité pour évaluer l'indice de densité et les zones où I_D est inférieur à 40% et 20%	135
Tableau 16 : Identification des sols de La Ville-aux-Dames. Rappel des données de Fugro pour les sols de Remblai, du Corps de Digue et celles de l'échantillon moyen.	175
Tableau 17 : Minéraux identifiés par diffraction des Rayons X dans les sols de La Ville-aux-Dames.	178
Tableau 18 : Solutions salines utilisées pour établir la courbe d'adsorption d'eau du sol de La Ville-aux-Dames compacté à $w = 12,2\%$ ($w_{OPN} + 1,3\%$) et $\rho_d = 1,827 \text{ t/m}^3$ ($94\% \rho_{dOPN}$). En blanc, les conditions réalisées.	179
Tableau 19 : Tableau des mesures des succions, degré de saturation et teneurs en eau massiques et volumiques obtenues sur éprouvettes compactées lors du séchage et de l'humidification.	182
Tableau 20 : Perméabilités mesurées à charge constante sur éprouvettes 5×10 , à w initiale = $12,2\%$, obtenues avec les deux modes d'humidification et comparaison avec les résultats de Mehenni (2015)	189
Tableau 21 : Mesures de perméabilité obtenues au triaxial sur éprouvettes 5×10 , à w initiale = 8% (compactage à l'état hydrique sec) par les deux modes d'humidification, et les résultats de Mehenni (2015)	192
Tableau 22 : détail des données concernant les pores identifiés sur les trois sections BAS, REFERENCE et HAUT de l'échantillon au cours des étapes 1 à 13	206
Tableau 23 : Récapitulatif des situations de crues à La Ville-aux-Dames	231
Tableau 24 : Valeurs de perméabilités des sols de La Ville-aux-Dames après plusieurs cycles hydriques prises en compte dans le calcul Seep/w	234
Tableau 25 : Caractéristiques des sols dans le modèle géotechnique du Cerema (Cerema, 2015a).	236
Tableau 26 : Caractéristiques mécaniques des sols présents sur le profil de digue de La Ville-aux-Dames	237
Tableau 27 : Coefficients partiels utilisés pour le calcul de stabilité au glissement des talus côté Loire (CFBR, 2015) 238	238
Tableau 28 : Exemple d'analyse des environnements d'une digue en vue de son renforcement	258
Tableau 29 : temps relevés sur des éprouvettes de différents sols compactés dans 3 états hydriques différents entre le début de l'immersion et le moment de l'affaissement (Cerema, 2019).	269

BIBLIOGRAPHIE

- ADAMS J.E. and HANKS R.J. **1964**. *Evaporation from soil shrinkage cracks*. Soil Science Society Proceedings, pp.281-284.
- AFNOR. **1992**. NF P11-300. *Exécution des terrassements. Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières*.
- AFNOR. **1999**. NF X 15-119. *Mesure de l'humidité de l'air - Générateurs d'air humide à solutions salines pour l'étalonnage des hygromètres*.
- AFNOR. **1999**. NF EN 1925. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles. Détermination du coefficient d'absorption d'eau par capillarité*.
- AFNOR. **2002**. NF EN 12224. *Géotextiles et produits apparentés Détermination de la résistance au vieillissement dû aux conditions climatiques*
- AFNOR. **2003**. NF EN 1990. *Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures*. 72 pages.
- AFNOR. **2005**. NF EN1992-1-1 *Eurocode 2 — Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments*.
- AFNOR. **2005**. NF EN1997-1. *Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales*
- AFNOR. **2005**. NF EN 13286-53. *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 53 : méthode de confection par compression axiale des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques*
- AFNOR. **2006**. NF EN1997-1/NA. *Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales - Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005*
- AFNOR. **2007**. NF EN ISO 10722. *Géosynthétiques - Mode opératoire d'essai pour évaluer l'endommagement mécanique sous charge répétée - Endommagement causé par des matériaux granulaires*
- AFNOR. **2009**. NF ISO 20340. *Peintures et vernis – Exigences de performance relatives aux systèmes de peinture pour la protection des structures offshore et structures associées*.
- AFNOR. **2010**. NF EN 13306. *Maintenance - Terminologie de la maintenance*
- AFNOR. **2011**. *Sols : reconnaissance et essais - Contrôle de la qualité du compactage - Méthode au pénétromètre dynamique à énergie constante - Principe et méthode d'étalonnage des pénétrodensitographes - Exploitation des résultats - Interprétation*
- AFNOR. **2012**. NF EN 12226. *Géosynthétiques Essais généraux d'évaluation après essais de durabilité*
- AFNOR. **2013**. NF P94-500. *Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications*
- AFNOR. **2014**. NF EN 206/CN. *Béton - Spécification, performance, production et conformité - Complément national à la norme NF EN 206*
- AFNOR. **2014**. NF EN1997-1/A1. *Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales*
- AFNOR (en projet, version de **2016**). *prEN 16907-1. Terrassement - Partie 1 : Principes et règles générales*. 147 pages.
- AFNOR. **2014**. NF X30-443. *Déchets – Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau – Perméamètre à paroi flexible à gradient hydraulique constant*. 30 pages.

- AFNOR. **2017**. NF EN ISO 14-688-2. Reconnaissance et essais géotechniques. Identification et classification des sols. Partie 2 : Principes pour une classification. 23 pages.
- AFNOR. **2017**. FD 30-438. *Installation de stockage de déchets - Guide de bonnes pratiques pour les caractérisations géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.*
- AFNOR. **2018**. FD P11-302. *Exécution des terrassements - Réalisation des ouvrages d'étanchéité en sol compacté*
- AIPCR. **2012**. *Vulnérabilité des infrastructures géotechniques au changement climatique et mesures d'adaptation selon le contexte géographique.* Comité technique D.4 « Géotechnique et routes non revêtues ». réf. 2012R04FR. 57 pages.
- AKCANCA and AYTEKIN. **2014**. *Impact of wetting–drying cycles on the hydraulic conductivity of liners made of lime-stabilized sand–bentonite mixtures for sanitary landfills.* Environmental Earth Sciences 72(1), July 2014. DOI: 10.1007/s12665-013-2936-4
- AL HOMOUD A.S., BASMA A.A., MALKAWI A.I.H. **1995**. *Cyclic behavior of clay.* Journal of Geotechnical Engineering, July 1995, pp.562-565. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:7(562)
- ALLEN MARR P.E. **2001**. *Why monitor geotechnical performance?* Proceedings of the 49th Geotechnical Conference in Minnesota. University of Minnesota, February 16, 2001, pp.63-72.
- ALONSO E. **1993**. *Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés.* Rev. Franç. Géotech. N°62, pp.7-21.
- ALONSO E. **2005**. *Compactage et comportement des sols fins humides.* Revue Française de Géotechnique, n°111, 2^{ème} trimestre 2005. pp.33-43.
- AN N. **2017**. *Etude numérique de l'interaction sol-atmosphère : application aux remblais en sols traités.* Thèse de l'université Paris Est, Ecole des ponts ParisTech. 262 pages.
- AN N., HEMMATI S., CUI Y.-J. **2016**. *Numerical analysis of soil volumetric water content and temperature variations in an embankment due to soil-atmosphere interaction.* Computers and Geotechnics. Vol.83. pp40-51.
- ASCE. **2000**. Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance.
- ASTM 5298-16. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper
- ASTM D559-03. Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures. 7 p.
- ASTM. **1993**. *Standard test methods for dispersive characteristics of clayed soils by the Crumb test, standard test method D6572-00.* Annual book of ASTM standards, Vol. 04.09.
- ATKINS **2013**. *Impact of Climate Change on Dams & Reservoirs. Final Guidance Report.* DEFRA. FD2628. May 2013.
- AUDIGUIER M., COJEAN R., GEREMEW Z., LARIBI S., FLEUREAU JM., SOULI H., CUI YJ., TANG AM., MANTHO A., MASROURI F., MARD M., DJERAN-MAIGRE I., POTHIER C., DIDIER G., ALIMI-ICHOLA I., TESSIER D., BRED A N., COQUET Y., VINCENT M. **2007**. *Projet ARGIC (tâche 10) : synthèse bibliographique sur l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement. Rapport coordonné par Armines (Centre de Géosciences.* 153 pages.
- BALAY J., GOMES CORREIA A., JOUVE P., HORNYCH P., PAUTE J.-L. **1998**. *Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de*

- chaussées. Dernières avancées.* Bull. des Lab. des Ponts et Ch.. 216. Juillet-août réf.4182. pp.3-18.
- BALDI G., BELLOTTI V.N., GHIONNA N., JAMIOLKOWSKI M. & PASQUALINI E. **1986.** *Interpretation of CPT's and CPTU's – 2nd part. : drained penetration of sands.* 4th International Geotechnical Seminar Field Instrumentation and In Situ Measurements, Nanyang Technological Institute, Singapore, 25-27 Nov. 1986. pp143-156.
- BALIS B., KASTZTELNIK M., BUBAK M., BARTYNSKI T., GUBALA T., NOWAKOWSKI P., BROEKHUIJSEN J. **2011.** *The UrbanFlood common information space for early warning systems.* *procedia computer science.* Vol.4, 2011. pp.96-105. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187705091100069X>
- BAMBARA G. **2016.** *Evaluation de la performance des ouvrages hydrauliques en remblai soumis à la présence de végétation arborescente.* Thèse univ. Aix-Marseille. 256 pages.
- BAMBARA G., CURT C., MERIAUX P., VENNETIER M., VANLOOT P., **2014.** *Évaluation de la vulnérabilité des digues fluviales soumises au développement d'une végétation arborescente.* 32^{èmes} rencontres universitaires de génie civil, Juin 2014, Orléans, France.pp.379-388. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01119026>
- BAROGHEL-BOUNY V. **2008.** *Développement d'une approche globale performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité. Bilan et perspectives.* Ed. LCPC n°C1502532. 311 pages. Doi/Crossref 10.3829/erlpc.0a63-fr.
- BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T. **2004.** *Transfert dans les bétons et durabilité des ouvrages. Bilan de cinq années de recherches et orientations futures.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 248. jan-fév. 2004. pp. 99-111.
- BOGGIO D., SORIN J-L., PIERROT-DESEILLIGNY M., TOURMENT R., RABATEL G., ANTOINE R., VANLIEMPT E., BISCAY J-F., ALBOUZE B. **2019.** *DIDRO, un outil intégré pour l'auscultation des digues par drone.* Colloque Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Inondations, Aix-en-Provence, 19-21 mars. 6 pages. DOI : 10.5281/zenodo.2530658
- BOTTEMA M., VONK B., JANSSEN H., VAN WAVEREN H. **2019.** *Mitigating drought risk for levees.* 11th ICOLD European Club Symposium, Chania, Crete, 2-4 october 2019. Proceedings. 12 pages.
- BELLANGER J. **1987.** *Déflexion des chaussées et bilan hydrique.* Bull. liaison Labo. P. et Ch. 149. mai-juin, pp.45-50.
- BICALHO K.V., VIVACQUA G.P.D., CUI Y.-J., FROUMENTIN M., MERCADIER D., TANG A.M. **2015.** *Experimental investigation of soil-atmosphere interaction in an instrumented embankment constructed with two treated clays.* In Soils and Rocks, São Paulo, 38(2), pp.149-162, May-August 2015.
- BICALHO K., BOUSSAFIR Y., CUI Y.-J. **2018.** Performance of an instrumented embankment constructed with lime-treated silty clay during four-years in the Northeast of France. *Transportation Geotechnics.* <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.09.009>.
- BLIGH W. **1927.** *The Practical Design of irrigation Works.* Van Nostrand Co, New York.
- BORDONI M., BITTELLI M., VALENTINO R., CHERSICH S., MEISINA C. **2017.** *Improving the estimation of complete field soil water characteristic curves through field monitoring data.* *Journal of Hydrology.* n°552. pp.283-305. <http://dx.doi.org/10.1016/j.hydro.2017.07.004>
- BOUSSAFIR Y., MERCADIER D., CUI Y.-J. **2016.** *Suivi du vieillissement d'un remblai traité à Héricourt (70) : quels enseignements sur la durabilité ?* Colloque JNGG 2016 Nancy. 06-08 juillet 2016.

- BOUSSAFIR Y., BICALHO K., CUI Y.-J. et MERCADIER D. **2018a**. Vers une meilleure compréhension des interactions sol-atmosphère d'un remblai grâce au monitoring. Colloque JNGG 2018 Marne-la-Vallée. 13-15 juin 2018.
- BOUSSAFIR Y., SAUSSAYE L., DISSLER E. et DURAND E. **2018b**. *Des anomalies géotechniques à l'origine de propositions d'indicateurs de durabilité pour les digues fluviales*. Colloque JNGG 2018 Marne-la-Vallée. 13-15 juin 2018.
- BOUSSAFIR Y., TOURMENT R., SAUSSAYE L., DURAND E., REIFFSTECK P., VEYLON G. **2019**. *Evaluer l'impact du vieillissement des digues sur les mécanismes et scénarios de rupture*. Colloque Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, Aix en Provence, 19-21 mars 2019.
- BULLETTIN DE LIAISON DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES. **1990**. *Essai au bleu de méthylène*. Numéro spécial. 80 pages.
- CAMAPUM de CARVALHO J., CRISPEL J.-J., MIEUSSENS C., NARDONE A. **1987**. *La reconstitution des éprouvettes en laboratoire*. Rapport de recherche LPC n°145, Juin 1987, 54 pages. http://media.lpc.fr/ext/pdf/ifsttar/librarie/fonds_ancien/RR145.pdf
- CARY J.W. **1967**. *Experimental measurements of soil-moisture hysteresis and entrapped air*. Soil Science, vol.104, n°3, pp.174-180.
- CAZAUX D. **2005**. *Recommandations pour la caractérisation de la perméabilité des barrières d'étanchéité des installations de stockage de déchets*. Rapport final. Rapport BRGM-RP-53721-FR, 57 pages.
- CEPRI. **2011a**. *Rapport – La gestion des digues de protection contre les inondations*. Février 2011.
- CEPRI. **2011b**. *L'ACB (analyse coût/bénéfice) : une aide à la décision au service de la gestion des inondations. Guide à l'usage des maîtres d'ouvrage et de leurs partenaires*. Novembre 2011. 36 pages. http://cepri.net/tl_files/pdf/guideacb.pdf
- CEREMA. **2015a**. *Digue de La Ville-aux-Dames. Modélisation numérique du réseau d'écoulement. Note de calcul*. Affaire C15PR0008. Mars 2015.
- CEREMA. **2015b**. *Etude de dangers des levées des vals du Blésois – digues de classe B et C. Rapport d'étude affaire n°132750/C14RB0060*.
- CEREMA. **2017**. *Expertise des matériaux de la future carrière de la Ravine du Trou pour la nouvelle route du Littoral à la Réunion. Rapport V1 phase A*. 92 pages. http://www.reunion.gouv.fr/IMG/pdf/cerema_-_rapport_phase_a.pdf
- CEREMA. **2018**. *Étude de dangers de systèmes d'endiguement. Concepts et principes de réalisation des études*. Rapport Cerema. Juin 2018. 62 pages. https://www.cerema.fr/system/files/documents/2018/06/Rapport_%C3%89tude%20de%20dangers%20de%20syst%C3%A8mes%20d%E2%80%99endiguements.pdf
- CEREMA. **2019**. *Projet EGIDE : Développement de l'essai d'émiettage (crumb test) par reconnaissance d'images*. Rapport Cerema V2, janvier 2019.
- CETE Normandie-Centre. **2009**. *Levée de Loire rive droite – lieu-dit « La Binette » à Bou (45). Reconnaissance géophysique et géotechnique – Diagnostic de stabilité. Rapport technique. Version A*. 45 pages et 12 annexes.
- CETE Normandie-Centre. **2011**. *Visites techniques approfondies des digues de classe A du val d'Orléans*. Affaire 2008-12132.0 D464/A. Rapport du Laboratoire régional de Blois. 22 pages + 2 annexes
- CETE Normandie-Centre. **2012**. *Visites techniques approfondies des digues de classe A du val d'Orléans. Campagne 2012*. Affaire 132800. Rapport du Laboratoire régional de Blois. 24 pages

- CETMEF. **2011**. *Application de la méthode VSC à la gestion d'un parc d'ouvrages portuaires*. Collection Etat de l'art.
- CHEVALIER C. et BONELLI S. **2014**. *Erosion interne dans les ouvrages hydrauliques – Méthodologie de caractérisation expérimentale*. Guide Erinoh. 213 pages. Version provisoire du 19 février 2014.
- CIRIA. **2013**. *The International Levee Handbook*. C731. Ed. Ciria. 1332 pages
- CIRIA, CUR, CETMEF. **2009**. *Guide Enrochement. L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques. Version française du Rock Manual*. P09-01, Edition Cetmef Compiègne. 1302 pages.
- CFBR. **2015**. *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai*. Editions du Comité Français des Barrages et Réservoirs. 132 pages. http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2015_remblai.pdf
- COURIVAUD J.R., FRY J.J., PINETTES P., CASSARD A., MICELI J., ARTIERES O. **2012**. *Systèmes d'auscultation de digues basés sur des mesures de température et des déformations par fibre optique*. https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/col2012-3-02-systemes_d_auscultation_de_digues-fibre_optique.pdf
- CUI Y.-J., LAMAS-LOPEZ F., TRINH V.N., CALON N., COSTA D'AGUIAR S., DUPLA J.-C., TANG A.M., CANOU J., ROBINET A. **2014**. *Investigation of interlayer soil behaviour by field monitoring*. Transportation Geotechnics. 1. pp.91-105. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2014.04.002>
- DAIAN J.-F. **2010**. *Équilibre et transferts en milieux poreux I- états d'équilibre*. 183 pages. <hal-00452876v1>
- DE BAECQUE M., CHEVALIER C., LE FEUVRE M., PALMA-LOPES S., REIFFSTECK P. **2019**. *Durabilité d'un sol traité à la chaux en environnement maritime : Méthodologie de l'étude et premiers résultats*. Colloque Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Inondations, 2019, Aix-en-Provence 19-21 mars. 8 pages. DOI : 10.5281/zenodo.2530082
- DE BAECQUE M., BOUSSAFIR Y. **2018**. *Quels essais de laboratoire pour évaluer la durabilité des matériaux de digue ?* Colloque JNGG 2018, Marne-la-Vallée, 13-15 juin 2018.
- DEPARTMENT FOR ENVIRONMENT, FOOD AND RURAL AFFAIRES (DEFRA). **2013**. DF2628 *Impact of climate change on Dams & Reservoirs. Final Guidance Report*. May 2013. 177 pages. Final guidance v4 Final.
- DELAGE P., AUDIGUIER M., CUI Y.-J., HOWAT M. **1996**. *Microstructure of a compacted silt*. Can. Geotech. J.33, pp.150-158.
- DELAGE P., FRY J.-J. **2000**. *Comportement des cols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés*. Rev. Française de Géotechnique. N°92. 3^{ème} trimestre 2000, pp.17-29.
- DELAGE P. et CUI Y.-J. **2000**. *L'eau dans les sols non saturés*. Techniques de l'ingénieur. Traité de construction. C301.
- DELAGE P. et CUI Y.-J. **2001**. *Comportement mécanique des sols non saturés*. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C302.
- DELAGE P., MARCIAL D., CUI Y. J. and X. RUIZ. **2006**. *Ageing effects in a compacted bentonite: A microstructure approach*. Géotechnique n°56 (5), pp.291-304. DOI: 10.1680/geot.2006.56.5.291
- DIJKSTRA T. and DIXON N. **2010**. *Climate change and slope stability in UK : challenges and approaches*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 43 (4), pp.371-385. <https://dspace.lboro.ac.uk/2134/11441>

- DIRECTION RÉGIONALE DE L'ENVIRONNEMENT DU CENTRE **1996**. *La Loire, histoire des protections contre les crues*. Document DRE Centre, Orléans. 24 pages.
- DIRECTION RÉGIONALE DE L'ENVIRONNEMENT DE L'AMÉNAGEMENT ET DU LOGEMENT CENTRE-VAL DE LOIRE. **2012**. *Etude de danger du Val de Tours*.
- DAIAN J.-F. **2010**. *Equilibre et transferts en milieu poreux I- Etats d'équilibre*. 183 pages. <hal-00452876v1>
- DION R. **1961**. *Histoire des levées de la Loire*. Archives départementales du Loiret. Imprimerie Habauzit. 312 pages
- DUNNICLIFF J. 1988. Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Dunicliff with the assistance of Gordon E. Green. A Wiley-Interscience publication. ISBN 0-471-09614-8. 577 pages
- DYER M., UTILI S., ZIELINSKI M. **2007**. *The influence of desiccation fine fissuring on the stability of flood embankments*. FRMRC Research Report UR11. www.floodrisk.org.uk
<https://web.sbe.hw.ac.uk/frmrc/downloads/UR11%20not%20signed%20off.pdf>
- DYER M., UTILI S., ZIELINSKI M. **2009**. *Field survey of desiccation fissuring of flood embankments*. Proceedings of Civil Engineers, Water Management 162, June 2009 Issue WM3, pp. 221-232. DOI:10.1680/wama.2009.162.3.221
- ENVIRONMENT AGENCY. **2013a**. *Delivering benefits through evidence. Technical report – FCERM assets : deterioration modelling and WLC analysis. Report SC060078*. 79 pages. ISBN : 978-1-84911-304-5. http://evidence.environment-agency.gov.uk/FCERM/Libraries/FCERM_Project_Documents/SC060078_Technical_Report.sflb.ashx 452876v1>
- ENVIRONMENT AGENCY. **2013b**. *Practical guidance on determining asset deterioration and the use of condition grade deterioration curves : revision 1. Report SC060078/R1*. http://evidence.environment-agency.gov.uk/FCERM/Libraries/FCERM_Project_Documents/SC060078_Guidance_Report.sflb.ashx
- ETABLISSEMENT PUBLIC LOIRE. **2017**. *Adaptation de la gestion des barrages de Naussac et Villerest aux impacts du changement climatique*. Livret n°2. Edition EPL. 18 pages. http://www.eptb-loire.fr/wp-content/uploads/2017/12/EPTB_Livret_n2_Barrages_VF_72dpi-pages.pdf
- ETABLISSEMENT PUBLIC LOIRE. **2018**. *Analyse exploratoire de la question des impacts du changement climatique sur la gestion des ouvrages de protection contre les inondations sur le bassin de la Loire et ses affluents*. 121 pages. Mai 2018.
- EXPLORE 2070. **2012**. *Hydrologie de surface – A1- rapport de synthèse. Contribution de BRL ingénierie, Irstea, MétéoFrance*. http://www.onema.fr/sites/default/files/pdf/RE_Explore2070_Hydrologie_Synthese.pdf // <http://www.onema.fr/explore-2070#Strategies>
- FERBER V. **2006**. *Déformations induites par l'humidification des sols fins compactés. Apport d'un modèle de microstructure*, ERLPC, GT80, 321 pages.
- FERBER V., AURIOL J.-C., MAGNAN J.-P., CUI Y.-J. **2009**. *Effet des variations d'état hydrique dans les sols fins compactés : quelles conséquences pour la conception des talus et des bases de remblais ?* BLPC n°274, janvier/février/mars 2009, pp 63-88.
- FUGRO. **2014**. *Projet de confortement de digue – Saint-Pierre-des-Corps – La-Ville-aux-Dames (37). Etude géotechnique préalable (G1 Diagnostic géotechnique (G5)*. Bons de commande Géo-016 et 023 dans le cadre du marché 2011 1700145108. Dossier n°12P-0046-a12 / 12P-0046-a19. Version B. 421 pages.

- FREDLUNG D.G. and XING A. **1994**. *Equations for the soil-water characteristic curve*. Can. Geotech. J. 31. Pp.521-532.
- FROUMENTIN M. **2012**. *Rapport de construction de l'ouvrage expérimental RD438 Héricourt (70). Projet TerDOUEST ANR-07-PGCU-006-10*. Livrable du module C.
- FRY J.-J., FRANCOIS D., MAROT D., BONELLI S., ROYET P., CHEVALIER C., DEROO L. **2015**. *Etude de l'érosion interne : apport du projet Erinob*. Vingt-cinquième congrès des Grands Barrages, Juin 2015, Stavanger, Norvège, Compte-rendus, pp.486-507, <hal-01318294>.
- GARRAUD I. **2010**. *Éditorial*. Dans *Collage Actualités*, n°79, mars 2010
- GLENDINNING S., HUGUES P., HELM P., CHAMBERS J., MENDES J., GUNN D., WILKINSON P & UHLEMANN S. **2014**. *Construction, management and maintenance of embankments used for road and rail infrastructure : implications of weather induced pore water pressure*. Acta Geotechnica. May 2014. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-014-0324-1>
- GLENDINNING S., HELM P.R., ROUAINIA M., STIRLING R.A., ASQUITH J.D., HUGUES P.N., TOLL D.G., CLARKE D., POWRIE W., SMETHURST J., HUGUES D., HARLEY R., KARIM R., DIXON N., CROSBY C., CHAMBERS J., DIJKSTRA T., GUNN D., BRIGGS K., MUDDLE D. **2015**. *Research-informed design, management and maintenance of infrastructure slopes: development of a multi-scalar approach*. International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG2015) Conference paper in IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, n°26, september 2015. DOI/10.1088/1755-1315/26/1/012005.
- GONI I., RAGOT J.-P., SIMA A. **1968**. *Méthode d'étude du champ microfissural des minéraux et des roches et possibilité d'application en géologie*. Bull BRGM (2° série) section II, n°4, pp.51-92.
- HAGUIGUI I. **2012**. *Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion : développement d'essais et applications pratiques*. Thèse de l'université Paris-Est. 190 pages. <tel-00778066>
- HE Y., CUI Y.-J., YE W.-M., CONIL N. **2017**. *Effects of wetting-drying cycles on the air permeability of compacted Téguline clay*. Engineering Geology n°228 (2017), pp.173-179. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.08.015>
- HEMMATI S. **2009**. *Thermo-Hydro-Mechanical analysis of Soil-Vegetation-Atmosphere Interaction*. Engineering Sciences. Ecole des Ponts ParisTech, English. <pastel-00005609>
- HERRIER G., PUIATTI D., BONELLI S., FRY J.-J., NERINCX N., FROUMENTIN M. **2015**. *Le traitement des sols à la chaux : une technique innovante pour la construction des ouvrages hydrauliques en terre*. Vingt-cinquième congrès des Grands Barrages, Jun 2015, Stavanger, Norvège. pp.554-576. hal-01305743. <https://www.archives-ouvertes.fr/hal-01305743/document>
- HUGUES P.N., HEN-JONES R., STIRLING R.A., GLENDINNING S., GUNN D.A., CHAMBERS J.E., DIJKSTRA J., SMETHURST J. and FLEQSJO K. **2016**. *Challenges in monitoring and managing engineered slopes in a changing climate*. E3S Web of Conferences 9, 04009 (2016). E-UNSAT 2016. doi:10.1051/e3sconf/20160904009
- ICOLD. **1994**. *Ageing of Dams and Appurtenant Works*. Bulletin n°93, 1994. Commission Internationale des Grands Barrages, Paris, France.
- IGIGABEL M., LE TURDU V., BARLIER S., BÉRENGER B., DUMAS M., ROUXEL N., BODET R., ROBERT N. **2015**. *Investigations sur les enrochements en place dans les ouvrages*. Conférence nationale sur les enrochements du 27 octobre 2015. Actes « Vers une utilisation optimale des enrochements ». Publication Cerema.
- INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD) **2016**. *Global climate change, Dams, reservoirs and related water resources*. Bulletin Technical Committee Y, version V12finale, novembre 2016. 89 pages

- JODRY C. **2016**. *Surveillance des structures de protection contre les inondations par méthodes géo-électriques et télé-détection*. Thèse de l'Université de Nantes.
- JODRY C., PALMA-LOPES S., FARGIER Y., SANCHEZ M., COTE P. **2019**. *2D-ERT monitoring of soil moisture seasonal behaviour in a river levee : a case study*. Journal of Applied Geophysics, n°167, pp.140-151. <https://doi.org/10.1016/j.appgeo.2019.05.008>
- KENNEY T.C. and LAU D. **1985**. *Internal stability of granular filters*. Revue canadienne de géotechnique. Vol.22 numéro 2, mai 1985. pp.215-225.
- KETCHAM R.A. **2005**. *Three-dimensional grain fabric measurements using high-resolution X-ray computed tomography*. Journal of Structural Geology, numéro 27, pp 1217–1228. doi:10.1016/j.jsg.2005.02.006
- LANE E.W. **1935**. *Security from underseepage : Masonary dams on earth foundations*. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., 100, Paper No. 1919, 1235–1272.
- LASLEDJ A. **2009**. *Traitement des sols argileux à la chaux : processus physico-chimique et propriétés géotechniques*. Thèse université d'Orléans. 359 pages.
- LAURNEAU P. and ROBIN P.Y. **1996**. *Fabric analysis using the intercept method*. Tectonophysics, n°267 (1-4), pp.91-119. doi:10.1016/S0040-1951(96)00091-1
- LAUTRIN D. **1988**. *Le vieillissement des petits barrages en remblai*. Ingénieries - E A T, 1998, p. 55 - 67. <hal-00461189>
- LAUTRIN D. **1989**. *Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil*. Bull. liaison Labo P. et Ch. - 160 – févr.mars 1989. Réf.3379.
- LAUTRIN D. **2002**. *Vieillessement, réhabilitation des petits barrages en terre*. Editions Cemagref. 239 pages. ISBN 2-85362-597-4.
- LCPC-Sétra. **1992**. *Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide Technique*. Fasc. I : Principes Généraux, 98 pages, réf. D9233-1. Fasc. II : Annexes techniques, 102 pages, réf. D9233-2.
- LCPC. **2003**. *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques*. Guide Technique. 78 pages.
- LCPC. **2006**. *VSC Méthode d'aide à la gestion de patrimoines*. Guide technique – collection Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées.
- LCPC. **2010**. *Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton - Application de l'approche performantielle*. Techniques et méthodes des LPC - Guide technique. 56 pages. Réf. DT5731.
- LTIFI M., ABICHOU T., TISOT J.-P. **2014**. *Effets of soils aging on mechanical and hydraulic properties of a silty soil*. Geotech. Geol. Eng. online. DOI 10.1007/s10706-014-9784-1.
- MAGNAN J.-P. **1997**. *Description, identification et classification des sols*. Techniques de l'ingénieur, traité Construction, C208. 17 pages.
- MAKKI L., DUC M., DRONIUC N., REIFFSTECK P., MALOULA A., MAGNAN JP. **2008**. *Essai de retrait pour une meilleure classification de la sensibilité des sols à la sécheresse*. Symposium international Sécheresse et construction. SEC 2008. Marne-la-Vallée, 1-3 septembre 2008. Edition LCPC. Vol. 1. pp.257-264.
- MAUREL P., TOURMENT R., ROMAC A., PINHAS M. **2004**. *Le SIRS digue, un système d'information pour les gestionnaires locaux de digue Cas du SYMADREM et de l'AD-Isère-Drac-Romanche*. Colloque CFBR. http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/2004__colloque_technique_24_session_2_com_28_sirs_digues_maur_el_definitif.pdf
- MAURIN J., BOULAY A., DURAND E., PINEY S., BRIDOUX B. **2013**. *Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents - modèle d'aléas de rupture*. Dignes maritimes et

- fluviales de protection contre les submersions – 2ème colloque national - Dignes2013, Jun 2013, Aix-en-Provence, France. pp.209-216. *hal-01122579*
- MEDDE (MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT DURABLE ET DE L'ENERGIE). **2015a**. *Décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques*. Publié au JORF n°0111 du 14 mai 2015 page 8218. <https://www.legifrance.gouv.fr/eli/decret/2015/5/12/2015-526/jo/texte>
- MEDDE (MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT DURABLE ET DE L'ENERGIE). **2015b**. *Référentiel Technique Dignes maritimes et fluviales. Version 1 de janvier 2015*. 191 pages.
- MEDTL. **2011**. Plan national d'adaptation de la France aux effets du changement climatique 2011-2015. 187 pages. https://www.ecologique-solidaire.gouv.fr/sites/default/files/ONERC_PNACC_1_complet.pdf
- MEHENNI A. **2015**. *Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités*. Thèse Univ. Lorraine. 213 pages et 11 annexes. <http://www.theses.fr/2015LORR0299#>
- MERIAUX P., ROYET R. et FOLTON C. **2004**. *Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations*. Cemagref éditions, 134 p. + annexes.
- MERIAUX P., MONIER T., TOURMENT R., MALLET T., PALMA-LOPES S., MAURIN J. et PINHAS M. **2012**. *L'auscultation des digues de protection contre les inondations : un concept encore à inventer*. Colloque CFBR « Auscultation des barrages et des digues – pratiques et perspectives » 27/28 nov.2012, Chambéry. 17 pages.
- MIEUSSENS C. **1981** ?. *Influence du compactage, de la teneur en eau et de ses variations ultérieures sur le comportement des grands remblais en marne*. Document interne LRPC de Toulouse
- MIEUSSENS C. **2000**. *Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux*. Rev. Française de Géotechnique n°90. 1^{er} trimestre 2000. pp.47-59.
- MURRAY H.H. **2007**. *Applied Clay Mineralogy. Occurrences, Processing and Application of Kaolins, Bentonites, Palygorskite-Sepiolite, and Common Clays*. Elsevier Ed. 180 pages.
- NEDECO. **1965**. *Considérations théoriques concernant la stabilité des digues de la Loire lors de niveaux d'eau exceptionnellement élevés*. Rapport de 26 pages.
- NEDELEC Y., GARDET S., REVEL J., CLEMENT F., DROZ V. **2013**. *Dignes littorales en terre : cas des terres basses et des sols compressibles*. Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, – 2ème colloque national - Dignes 2013, Jun 2013, Aix en Provence.
- NGUYEN T.-T.-H. **2015**. *Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel*. Thèse université Paris Est. 332 pages.
- NOWAMOOZ H. and MASROURI F. **2010**. *Influence of suction cycles on the soil fabric of compacted swelling soil*. C.R. Geoscience, n°342, pp.901-910. Doi:10.1016/j.crte.201010.003
- ONERC. **2011**. *Plan National d'adaptation de la France aux effets du changement climatique 2011-2015*. Edition Ministère de l'Ecologie, du Développement durable, du Transport et de la Mer. 187 pages. https://www.ecologique-solidaire.gouv.fr/sites/default/files/ONERC_PNACC_1_complet.pdf
- POULAIN D., BOUBEE D., ROYET P., DEREGNAUCOURT P., GUIGNARD C., BALLUT L. **2012**. *La surveillance et l'auscultation des petits barrages : adaptation au nouveau contexte réglementaire*. Colloque CFBR « Auscultation des barrages et des digues – pratiques et perspectives » 27/28 nov.2012, Chambéry. 15 pages.
- PLUMELLE C., CUI Y.-J., FABRE D., FOUCHE O., HIRSHAUER A., TABBAGH A. **2013**. *Théorie et pratique de la géotechnique*. Editions Le Moniteur. 999 pages.

- PYAYT A.L., SHEVCHENKO D.V., KOZIONOV A.P., MOKHOV I.I., LANG B., KRZHIZHANOVSKAYA V.V. and SLOOT P.M.A. **2015**. *Combining Data-driven methods with finite element analysis for flood early warning systems*. Procedia Computer Science. Vol.51, 2015, pp.2347-2356. DOI ::10.1016/j.procs.2015.05.404.
- RAIMBAULT G. **1986**. *Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support*. Bull. liaison Labo P. et Ch. 145. sept.-oct., pp.79-84.
- RAIMBAULT G. et SYLVESTRE P. **1990**. *Analyse des variations d'état hydrique dans les chaussées*. Bull. liaison Labo P. et Ch.167. Mai-juin 1990. pp.23-30.
- RAT M. et JOSSEAUME H. **1970**. *Rappel des notions fondamentales*. Bull. Liaison des Laboratoires Routiers. N° spécial "Hydraulique des sols". Avril 1970"
- RICHAUD E. **2006**. *Durabilité des géotextiles en polypropylène*. Engineering Sciences [physics]. Arts et Métiers ParisTech, 2006. English. <NNT : 2006ENAM0035>.<pastel-00002053>
- RIDLEY A.M. **2015**. *Soil suction — what it is and how to successfully measure it ?* In PM Dight (ed.), Proceedings of the Ninth Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 27-46. https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1508_0.2_Ridley/
- ROUAINIA M., DAVIES O., O'BRIEN T., and GLENDINNING S. **2009**. *Numerical modelling of climate effects on slope stability*. January 2009. Engineering Sustainability 162(2):81-89. DOI: 10.1680/ensu.2009.162.2.81
- ROUSSET-TOURNIER B. **2001**. *Transfert par capillarité et évaporation dans des roches – Rôle des structures de porosité*. Thèse de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg I. 204 pages.
- ROYET P. **2001**. *Pathologie des barrages en service et orientations pour la recherche*. CFGB Colloque technique Aix en Provence, 10 et 11 mai 2001. <http://www.barrages-cfbr.eu/BackUp/Info/documentation/texte/col2001/col2001-s2-p1-a.pdf>
- ROYET P. **2005**. *La surveillance et l'entretien des petits barrages*. Guide pratique. Edition Cemagref. 79 pages.
- SAUSSAYE L, LE KOUBY A., MATHIEU F, MOSSER J.F. **2018**. *Renforcement des digues par la technique du deep soil mixing - Retour d'expériences sur la levée de Tours Loire Amont*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG) 2018 Marne la Vallée. Actes de la conférence. <https://www.ifsitar.fr/collections/ActesInteractifs/AII3/pdfs/169166.pdf>
- SAYERS P, WALSH CL, DAWSON RJ **2015**. *Climate impacts on flood and coastal erosion infrastructure*. Infrastructure Asset Management 2015, 2(2), 69-83. https://www.researchgate.net/publication/275685303_Numerical_modelling_of_climate_effects_on_slope_stability
- SCHNEEBELI G. **1966**. *Hydraulique souterraine*. Collection du centre de recherches et d'essais de Chatou. Ed. Eyrolles.362 pages.
- SCOTT J.M., LOVERIDGE F., O'BRIEN A.S. **2007**. *Influence of climate and vegetation on a railway embankments*. In Cue'llar V., Dapena E., Alonso E. et al. (Eds), Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Millpress, Amsterdam, the Netherlands, pp.659-664. <https://eprints.soton.ac.uk/349489/1/isocscsco.pdf>
- SERRATRICE J.-F. **1995**. *Comportement d'une argile compactée*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°200, pp.12-39.
- SERRE D. **2005**. *Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations. Modélisation de critères de décision dans un système d'information géographique*. Thèse université de Marne-la-Vallée. 235 pages

- SETRA. **2006**. *Drainage routier*. Guide technique. Edition Sétra, réf. 0605. 91 pages.
- SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P. and DECKER, R. S. **1976**. *Identification and nature of dispersive soils*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 102, n o4, pp.187-301.
- SIMM J., TOPPLE A., MOKHOV I., PYAYT A. **2012**. *Experiences with online dike monitoring*. Work package 3 – D3.3, version 1.0, Urban Flood. Ref. UFD3.3V1OHRW. 20 p.
- SIMM J., WALLIS M., SMITH P., TOURMENT R., VEYLON G., DENIAUD Y., DURAND E., Mc VICKER J., HERSH-BURDICK R. **2013**. *The significance of failure modes in the design and management of levees – a perspective from the International Levee Handbook team*. Colloque Comprehensive Flood Risk Management. Ed. Klijn & Schweckendiek,  Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62144-1. <http://eprints.hrwallingford.co.uk/573/1/HRPP539> The significance of failure modes in the design and management of levees.pdf
- SMETHURST J. A., CLARKE D. and POWRIE W. **2012**. *Factors controlling the seasonal variation in soil water content and pore water pressures within a lightly vegetated clay slope*. Geotechnique. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.10.P.097>
- SMETHURST J.A. AND SMITH A. AND UHLEMANN S AND WOOFF C. AND CHAMBERS J. AND HUGUES P.N. AND LENART S. AND SAROGLU H. AND SPRINGMAN S.M. AND LOFROTH H. AND HUGUES D. **2017**. *Current and future role of instrumentation and monitoring in the performance of transport infrastructure slopes*. Quarterly journal of engineering geology and hydrogeology. 50 (3). Pp.271-286. <https://doi.org/10.1144/qjegh2016-080>
- SYLVESTRE P. **1986**. *Drainage routier. Rôle de l'environnement hydrique*. Bull. liaison Labo P. et Ch.145. sept.-oct., pp.7-16.
- STIRLING R.A., HUGHES P.N., DAVI C.T., and GLENDINNING S. **2014**. *Cyclic relationship between saturation and tensile strength in the near-surface zone of infrastructure embankment*. In Unsaturated soils: research and applications: proceedings of the 6th International Conference on Unsaturated soils, UNSAT 2014, Sydney, Australia, 2-4 July. CRC Press/Balkema, pp.1501-1505. <http://dx.doi.org/10.1201/b17034-219>.
- STIRLING R., HELM P., GLENDINNING S., ASQUITH J., HUGHES P., TOLL D. **2017**. *Deterioration of geotechnical infrastructure: the influence of asset aging through environmental cycling*. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, pp.3199-3202.
- STIRLING R., GLENDINNING S., DAVI C.T., HEN-JONES R.M., HUGHES P.N. **2018**. *The behaviour and influence of desiccation cracking on a full-scale, vegetated infrastructure embankment*. International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT2018).
- STOLZ G., CUISINIER O., MASROURI F. **2013**. *Impact de cycles hydriques sur le comportement hydrom ecanique d'une argile gonflante traitée   la chaux*. Colloque Terrassements Durables et sols trait es, Juin 2013, Marne-la-Vallée.
- TANG A.-M., VU M.-N., CUI Y.-J. **2011**. *Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting-drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil*. Géotechnique, Thomas Telford, 2011, 61 (5), pp.421-429. 10.1680/geot.SIP11.005. <https://hal-enpc.archives-ouvertes.fr/hal-00589308/document>
- TANG A.M., HUGUES P.N., DIJKSTRA T.A., ASKARINEDJAD A., BREN CIC M., CUI Y.J., DIEZ J.J., FIRGI T., GAJEWSKA B., GENTILE F., GROSSI G., JOMMI C., KEHAGIA F., KODA E., TER MAAT H.W., LENART S., LOURENCO S., OLIVEIRA M., OSINSKI P., SPRINGMAN S.M., STIRLING R., TOLL D.G. & VAN BEEK V. **2018**. *Atmosphere-vegetation-soil interactions in a climate change context ; impact of changing conditions on engineered transport infrastructure slopes in Europe*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology. March 2018. <https://doi.org/10.1144/qjegh2017-103>.

- TANG C.-S., SHI B., SUO W.-B., GAO L. **2011**. *Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin layer*. Applied Clay Science, 52 (2011), pp.69-77. doi :10.1016/j.clay.2011.01.032
- TESSIER D. **1984**. *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la ré-humectation*. Thèse université Paris VII. 361 pages.
- THORNTON C.W. **1948**. *An approach toward a rational classification of climate*. Geographical Review, Vol.38, n°1 (Jan., 1948). Pp.55-94.
- TOLL D.G., MENDES J., GALLIPOLI D., GLENDINNING S. and HUGUES P.N. **2012**. *Investigating the impact of climate change on slopes : field measurements*. Engineering Geology Special Publications, n°26, pp.151-161. <http://dx.doi.org/10.1144/EGSP26.17>
- TOLL D.G., LOURENCO S.D.N., MENDES J. **2013**. *Advances in suction measurements using high suction tensiometers*. Engineering Geology, n°165, pp.29-37. doi:10.1016/j.enggeo.2012.04.013
- TOURMENT R., WALLIS M., BEULLAC B., KORTENHAUS A., SCHAAF D. & SCHELFHOUT H. **2014**. *The risk analysis of levee systems*. 3rd IAHR Europe Congress, Book of proceedings, 2014, Porto – Portugal. ISBN 978-989-96479-2-3.
- TOURMENT R., BEULLAC B., DENIAUD Y., SIMM J., WALLIS M., SHARP M., POHL R., VAN HEMERT H. **2013**. *L'ILH et les modes de défaillance des digues : présentation d'une démarche d'analyse, prise en compte de mécanismes élémentaires dans des scénarios. Proposition d'une méthode d'analyse associée. Lien avec les études de dangers*. Digues Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, – 2ème colloque national - Digues 2013, Jun 2013, Aix en Provence.
- TOURMENT R., PEYRAS L., BAMBARA G., BEULLAC B., CASTEIGTS C. **2013**. *Digsure : une méthode et un outil SIG d'aide au diagnostic et à la gestion des digues fluviales*. Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions – 2ème colloque national - Digues2013, Jun 2013, Aix-en-Provence, France. pp.122-128. <hal-01141497>
- TRABELSI H., LOUATI F., MEHREZ J., TAIBI S. **2018**. *Wet-dry cycles effect on the saturated hydraulic conductivity*. International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT2018).
- USSD (United States Society on Dams). **2010**. *The Aging of Embankment Dams*. Copyright 2010 U.S. Society on Dams. 11 pages. <https://www.ussdams.org/wp-content/uploads/2016/05/aging.pdf>
- UTILI S., CASTELLANZA R., GALLI A. AND SENTENAC P. **2015**. *Novel approach for health monitoring of earthen embankments*. J.Geotech. Eng. 2015. vol.141. 19 pages. https://www.researchgate.net/publication/273500319_Novel_Approach_for_Health_Monitoring_of_Earthen_Embankments
- VAN DER MEIJ R., TOURMENT R., MAUREL P., MORRIS M. **2012**. *Combining information for urban levee assessment*. FloodProBE report number:WP03-01-12-24, 47 pages. http://www.floodprobe.eu/partner/assets/documents/FpD3_3_v2_1_1.pdf
- VENNETIER M., MERIAUX P., ZANETTI C. **2015**. *Gestion de la végétation des ouvrages hydrauliques en remblai*. Cardère éditeur, Irstea Aix-en-Provence, 232 pages.
- VEYLON G., GHESTEM M., STOKES A., BERNARD A. **2015**. *Quantification of mechanical and hydric components of soil reinforcement by plant roots*. Rev. Canadienne de Géotechnique, n°52(11), pp.1839–1849. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0090>
- VINCENT M., BOUCHUT J., FLEUREAU J.-M., MASROURI F., OPPENHEIM E., HECK J.-V., RUAUX N., LE ROY S., DUBUS I., SURDYK N. **2006**. *Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. Rapport final*. BRGM/RP-54862-FR, octobre 2006, 378 pages.

- VINCESLAS G., SAGNARD N., KHAY M., FERBER V. **2009**. *Variations d'état hydrique dans les remblais en zone inondable : instrumentation et suivi du comportement d'un remblai expérimental*. BLPC n°274-275, janvier/février/mars 2009, pp.1-27.
- VOINOVITCH I.A. **1971**. *L'analyse minéralogique des sols argileux*. Eyrolles Editeur-Paris. 93 pages.
- VUILLET M. **2012**. *Élaboration d'un modèle d'aide à la décision basé sur une approche probabiliste pour l'évaluation de la performance des digues fluviales*, Thèse de doctorat, Université PARIS-EST, Paris.
- WANG Y. **2016**. *Étude des propriétés thermo-hydro-mécaniques des sols fins traités à la chaux*. Thèse de l'université Paris-Est, ED SIE. 252 pages.
- WHENHAM V., GANNE P., DE VOS M. **2010**. *Cohésion apparente des sols non saturés*. Les dossiers du CSTC. N°2/2010- cahier n°4 page 1 à 7.

ANNEXES

ANNEXE 1

Analyse des ouvrages instrumentés documentés

IV. Connaissance du comportement des sols dans d'autres sites instrumentés

L'instrumentation in situ permet d'observer la réalité des phénomènes en un lieu et pour un matériau donné. Elle restitue des données physiques mesurées in situ, sans interprétation. Contrairement à la modélisation numérique, la mise en œuvre d'un projet d'instrumentation est coûteux et demande un investissement en temps de préparation non négligeable (contact avec les acteurs, pose des capteurs, entretien du dispositif ...). Les problèmes d'acquisition des capteurs et leur fiabilité dans le temps font également parti des inconvénients de ce choix, de même que les incertitudes sur la réalité de la valeur mesurée. En retour, les données, souvent nombreuses, présentent l'avantage de ne pas être contestables. Le traitement des données est long mais accessible à des chargés d'études manipulant des tableurs, avec des limites liées à l'extrapolation de données à d'autres sites et d'autres sols.

L'adaptation des ouvrages en terre et de leur performance aux environnements météorologiques repose en partie sur notre connaissance des comportements des matériaux compactés sous l'effet des variations atmosphériques. Peu de documents permettent de capitaliser des informations liées à de vraies observations d'ouvrages en terre. Les efforts de recherche les plus aboutis sur le sujet de l'évolution des performances sous l'influence du climat datent de moins de 10 ans.

Il était intéressant de dresser ici un panorama de tous les ouvrages en terre instrumentés connus faisant le lien entre une performance ou un bilan des interactions entre l'atmosphère et le sol en place. Les paragraphes qui suivent présentent des résultats récents sur :

- Des ouvrages en terre compactés et instrumentés autres que celui de Héricourt dont Rouen, Galston (Ecosse), Stockfield (Angleterre) etc. ;
- Des sites naturels instrumentés pour étudier les mouvements de terrain, mais dont les données permettent d'évaluer l'effet des variations atmosphériques sur le sol : en Italie et en Grande-Bretagne

A. Remblai de Rouen (projet Dofeas/Lhoist)

Le remblai en limon traité à la chaux de Rouen a été réalisé dans le cadre de l'opération de recherche Ifsttar-Cerema DOFEAS¹⁴ en partenariat avec la société Lhoist.

Il s'agit d'un démonstrateur pour montrer la faisabilité de l'emploi de limon traité à la chaux vive pour la réalisation d'un ouvrage hydraulique. L'ouvrage en terre a été réalisé en suivant des

¹⁴ DOFEAS : Digue et Ouvrages Fluviaux : 2rosion, Affouillement, Séisme.

prescriptions de mises en œuvre spécifiques afin de vérifier que les performances atteintes correspondent à celles exigées pour une digue.

De nombreux essais in situ et en laboratoire ont été réalisés pour évaluer les performances de l'ouvrage et du matériau traité à la chaux vive.

L'ouvrage a également été instrumenté à l'aide de sondes de teneur en eau volumiques couplées à des sondes de températures. Leurs positions sont précisées sur la Figure 155. C'est l'exploitation de ces données qui est présentée brièvement ci-dessous.

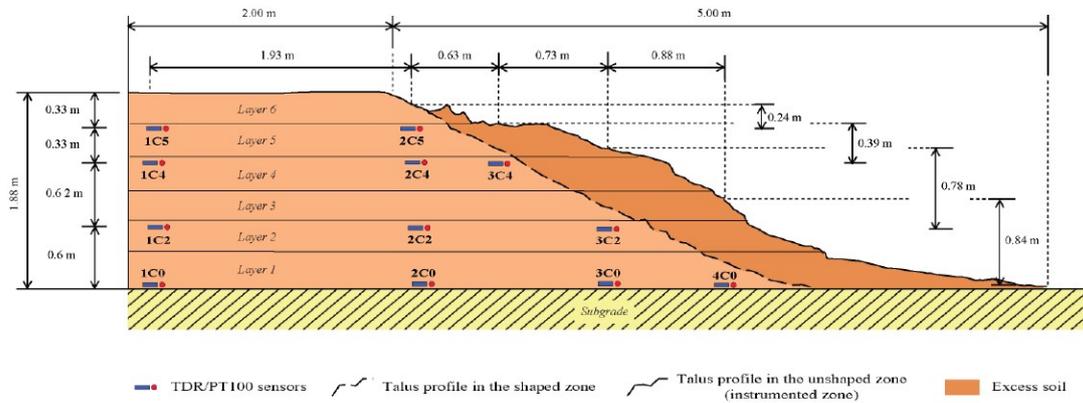


Figure 155 : Localisation des capteurs dans le remblai de Rouen (An, 2017)

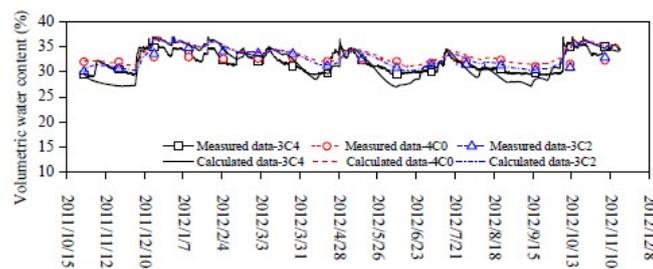


Figure 156 : Evolution des teneurs en eau volumiques dans le remblai en talus (données mesurées et calculées) entre octobre 2011 et décembre 2012 sur les capteurs 3C4, 3C2 et 4C0 (An, 2017)

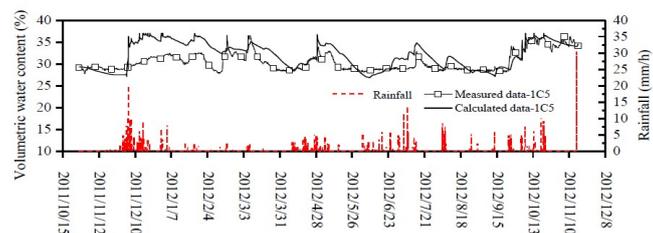


Figure 157 : Evolution de la pluviométrie et des teneurs en eau volumiques dans le remblai au niveau de la plateforme (données mesurées et calculées) entre octobre 2011 et décembre 2012 sur le capteur 1C5 (An, 2017)

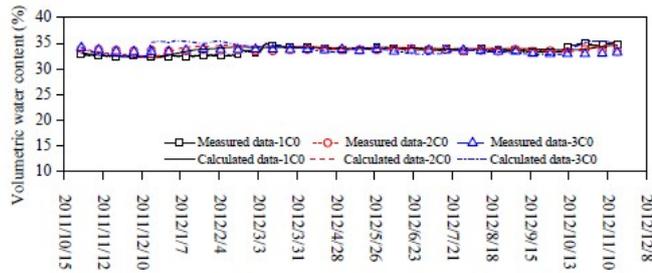


Figure 158 : Evolution des teneurs en eau volumiques dans le remblai en profondeur (données mesurées et calculées) entre octobre 2011 et décembre 2012 sur les capteurs 3C0, 2C0 et 1C0 (An, 2017).

La Figure 156 et la Figure 158 illustrent les variations de teneur en eau entre la base de remblai et les capteurs situés en talus dans le remblai de Rouen. Comme à Héricourt, les teneurs en eau fluctuent très fortement en talus (Figure 156), plus faiblement en base de remblai (Figure 158). Ceci confirme l'effet d'atténuation de l'environnement météorologique avec la profondeur. Et comme à Héricourt, les teneurs en eau au niveau de la plateforme sont stables dans les premiers âges puis fluctuent de manière prononcées au cours du premier été (Figure 157).

La proposition de zonage de l'ouvrage, telle qu'évoquée à Héricourt, se confirme ici. Ce zonage comprendrait :

- Le talus (Figure 156) : les évolutions y sont très marquées et suivent relativement bien la météorologie du site (pluviométrie). La simulation numérique est remarquablement corrélée à la mesure in situ sur toute la période d'observation.
- La plateforme (Figure 157) : les évolutions de la teneur en eau apparaissent avec le temps et deviennent progressivement plus marquée. Les mesures in situ sont « plates » durant les quatre premiers mois après la construction. Puis un événement sec en février fait chuter les teneurs en eau et ensuite, les évolutions de teneur en eau deviennent plus prononcées. La simulation numérique reproduit assez fidèlement les mesures in situ après 1 an de vie. Entre 4 mois et 1 an après les travaux, la simulation donne les grandes tendances mais les valeurs sont décalées par rapport aux mesures. Comme pour Héricourt, il semble que les effets du compactage et de la qualité de la surface protège la plateforme durant les deux premières années de vie. Puis, les infiltrations d'eau se manifestent avec des variations hydriques marquées selon les saisons.
- La base de remblai (Figure 158) : les évolutions y sont minimales voire insignifiantes à l'échelle du temps de l'observation, c'est-à-dire un peu plus d'un an.

L'utilisation de la modélisation numérique thermo-hydrrique couplée permet, grâce à la vérification du calage sur les mesures, d'extrapoler le comportement de l'ouvrage dans le temps. La Figure 159 permet de représenter les variations de teneurs en eau volumique sur une coupe du remblai grâce au code numérique développé et enrichi au cours du travail mené par An (2015) et précédemment par Hemmati (2009).

Les plus fortes variations de teneurs en eau s'observent en surface de l'ouvrage. Les variations s'atténuent ensuite avec la profondeur et on distingue des nuances de comportement selon la localisation de l'observation.

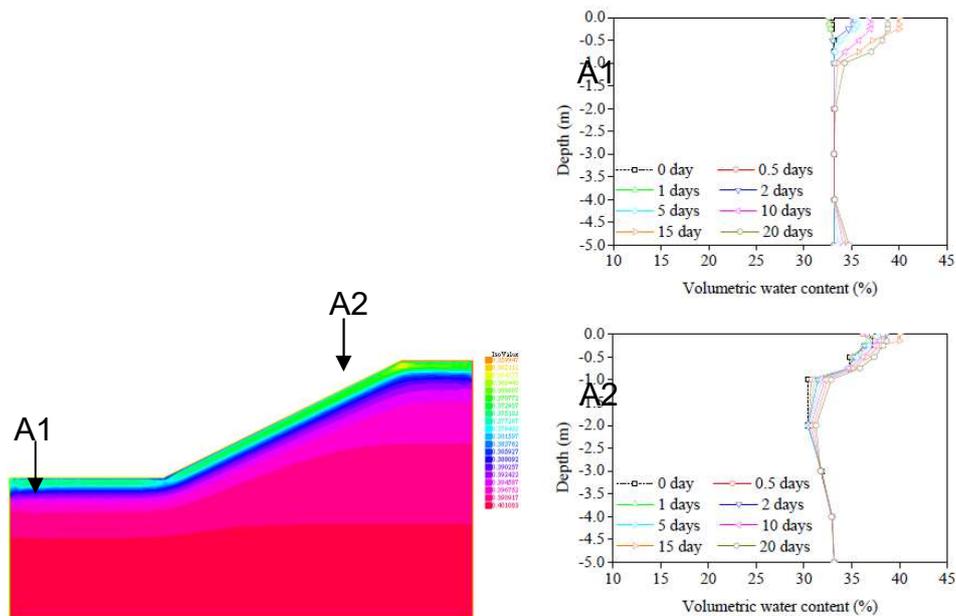


Figure 159 : Evolution des teneurs en eau volumique au droit du profil A1 et A2, avec une représentation en modèle 2D et en évolution verticale en fonction du temps (An, 2017)

L'épaisseur de la frange de sol impactée par les variations de teneur en eau est différente selon qu'on se situe à l'intersection entre la crête de remblai et le talus (zone la plus profondément impactée), au sommet du remblai, et au niveau du terrain naturel (zone la moins profondément impactée).

Au droit du profil A2, les variations de teneur en eau sont plutôt faibles par rapport à la situation de départ, mais elles s'observent jusqu'à 3 m de profondeur.

Au droit du profil A1, avec une nappe à faible profondeur, les variations de teneur en eau sont plutôt importantes par rapport à la situation de départ mais elles ne s'observent que jusqu'à 2 m de profondeur dans le sol, avec des écarts très prononcé en proche surface et beaucoup plus faibles à partir de 1 m de profondeur.

La thèse explore ensuite l'effet de la taille des modèles et des effets de bords sur le résultat. Globalement, les conclusions restent valables sauf si la position de la nappe change.

Le modèle numérique développé par l'Ecole des Ponts reproduit de manière assez fidèle les évolutions de teneurs en eau volumique dans un ouvrage en terre sollicité par des échanges hydriques avec l'atmosphère et pourrait être intéressant pour continuer à modéliser les effets de différents climats (dans le cadre du changement climatique par exemple) sur les ouvrages en terre.

B. Digue de Galston en Ecosse

Une digue le long de la rivière Irvine en Ecosse (district de Galston) a été construite en 2007. Deux section A et B ont été instrumentées avec des sondes de teneurs en eau et des tensiomètres.

Utili et al. (2015) présente l'instrumentation et le résultat de 3 mois d'acquisitions.

Table 1. Main Technical Features of Probes Used for Monitoring

Device	Product name	Manufacturer	Accuracy and operational range
Equitensimeter	EQ2	Delta-T Devices (http://www.delta-t.co.uk/)	± 10 kPa from 0 to -100 kPa; $\pm 5\%$ from -100 to $-1,000$ kPa
Theta probe	THP	Delta-T Devices (http://www.delta-t.co.uk/)	After calibration to a specific soil type $\pm 0.01 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ from 0 to $0.4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ with temperature from -20 to 40°C
Profile probe	PR2	Delta-T Devices (http://www.delta-t.co.uk/)	After calibration to a specific soil type $\pm 0.04 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ from 0 to $0.4 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$; reduced accuracy from 0.4 to $1 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$
Diviner	Diviner 2000	Sentek (http://www.sentek.com.au)	$\pm 0.003\%$ volume from -20 to 75°C
Weather station	iMETOS pro	Pessl Instruments (http://metos.at/joomla/page/)	Temperature $\pm 0.1^\circ\text{C}$ from -40 to 60° ; relative humidity 1% from 0 to 100%; wind speed 0.3 m/s from 0 to 60 m/s; precipitation ± 0.1 mm
Electromagnetic probe	CMD-2	GF Instruments (http://www.gfinstruments.cz)	$\pm 4\%$ at 50 mS/m; operating temperature -10 to 50°C ; maximum sampling rate 10 Hz

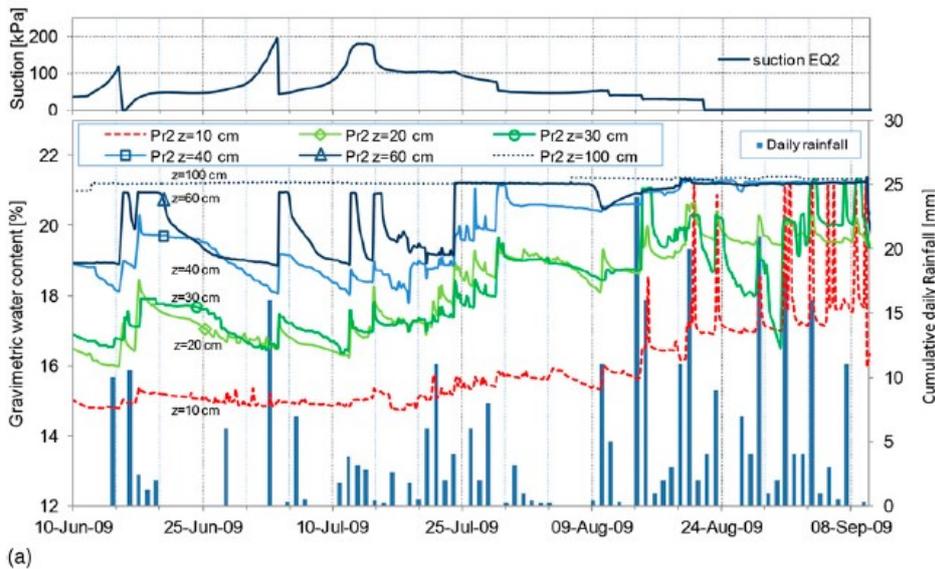
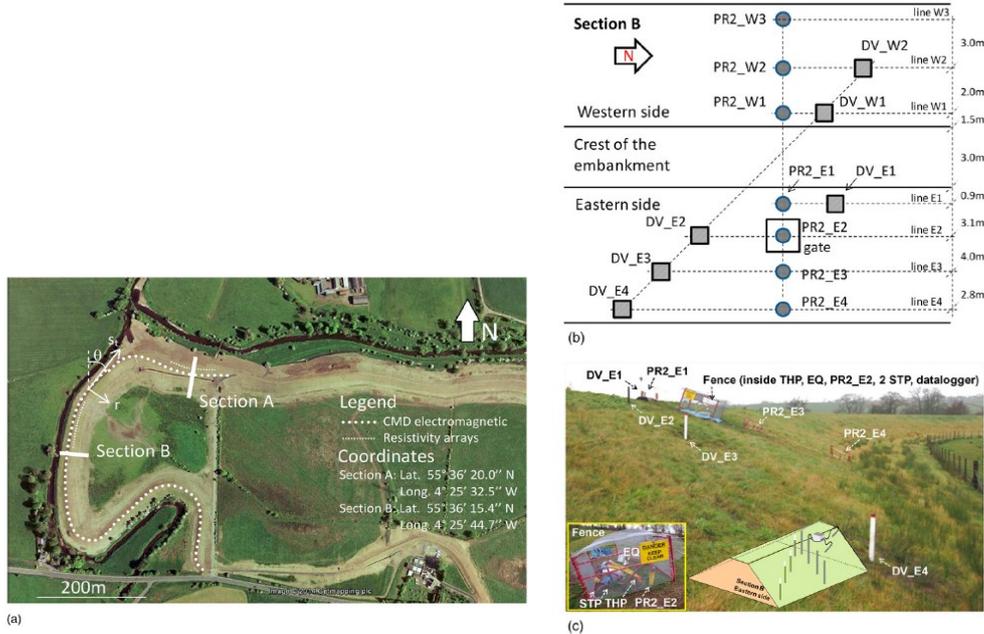


Figure 160 : Digue de Galston instrumentée sur deux sections A et B. Les mesures sont reportées sur le graphique du bas (Utili et al., 2015)

Le monitoring réalisé durant ce court laps de temps permet d'observer les variations de succion qui se sont manifestées dans les sols durant l'été 2009, entre 0 et 200 kPa, et les variations de teneur en eau massique pour différents capteurs situés entre 10 et 100 cm.

C. Remblai de Stocksfield (projet BIONIC)

Le remblai de Stocksfield a été construit dans le cadre de l'observation des effets du climat sur le comportement des sols d'un ouvrage en terre (Hugues et al., 2009 ; Toll et al., 2012).

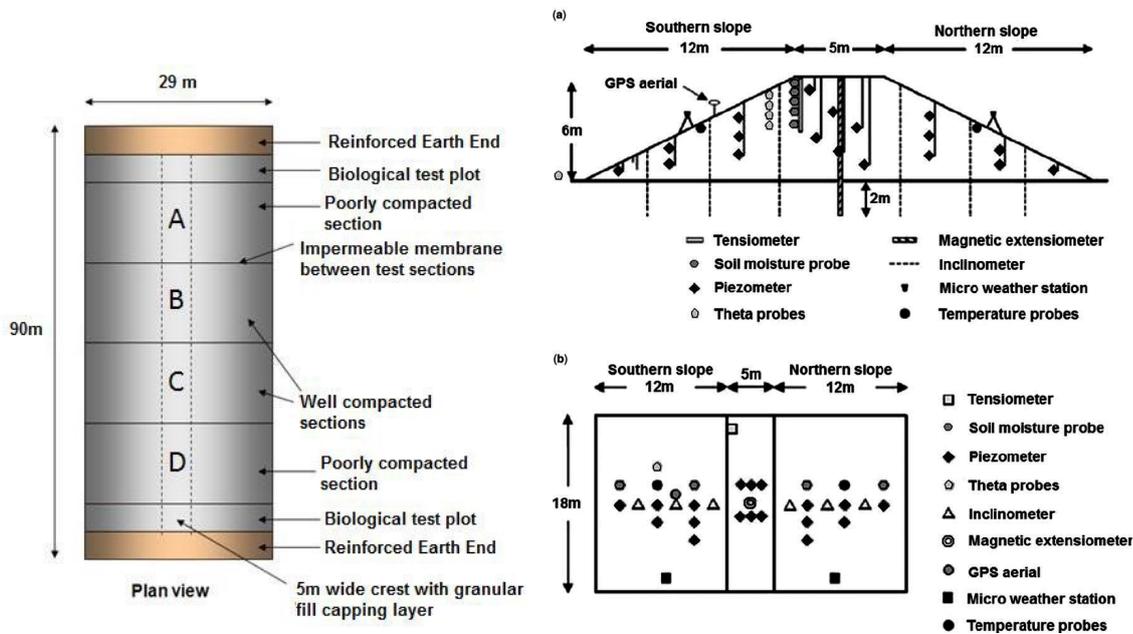


Figure 161 : détail de la constitution du remblai de Stocksfield (Hugues et al., 2009)

L'instrumentation en talus et verticalement du remblai de Stocksfield permet d'observer le comportement des sols naturels bien compactés (Figure 161 et Figure 163) et peu compactés (Figure 162). La Figure 162 présente les enregistrements des sondes de succion. L'aspect des courbes est assez similaire à ce que l'on observe sur le remblai d'Héricourt avec un impact fort de la météorologie sur la frange superficielle du sol et atténué avec la profondeur. Ceci confirme l'intérêt d'un zonage du remblai différenciant le comportement du cœur du remblai avec celui du talus.

Il est ainsi intéressant d'observer que sur le talus sud, les sollicitations sont concentrées sur des périodes d'environ 3-4 mois en été, mais également pour certains printemps (2009 par exemple) et que le reste de l'année, le sol présente des succions proches de 0 soit l'équivalent d'un sol saturé. Les succions qui se développent atteignent 600 kPa sur la tranche 0 - 0,50 m de sol. Au-delà, les succions s'atténuent en dessous de 500 kPa.

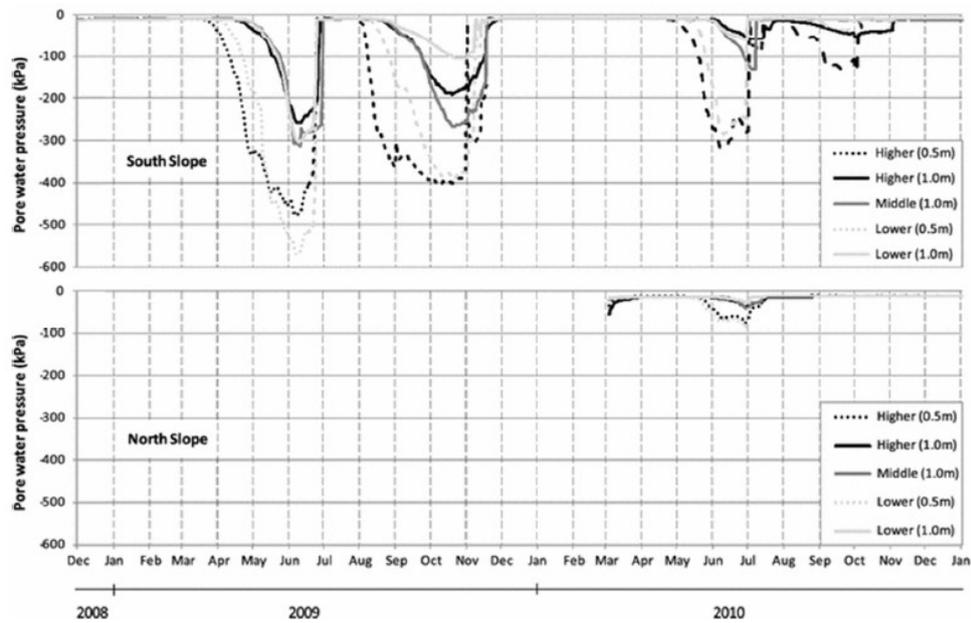


Figure 162 : Enregistrement des succions dans des sols faiblement compactés, sur des talus orientés au nord et au sud, de novembre 2008 à décembre 2010. Les mesures ont été acquises avec des sondes Decagon MPS1. Les mesures sont prises au sommet, au milieu et la base du talus (comme localisé sur la Figure 161). La pluviométrie est une combinaison de pluie naturelle et artificielle (la pluie artificielle a été réalisée en juillet 2009 et 2010) (Glendinning et al., 2014)

La période sèche est centrée sur le mois de août-septembre-octobre, le printemps correspond aux mois de mai-juin. Il est également intéressant de noter que le sol utilisé a une pression d'entrée d'air (Air Entry Value) de l'ordre de 600 kPa (Glendinning et al., 2014 ; Hugues et al., 2016). Cela signifie que le sol ne se désature pas pendant la période de temps observée. Sur le profil de succion verticale (Figure 163), les valeurs enregistrées sont largement inférieures à 40 kPa.

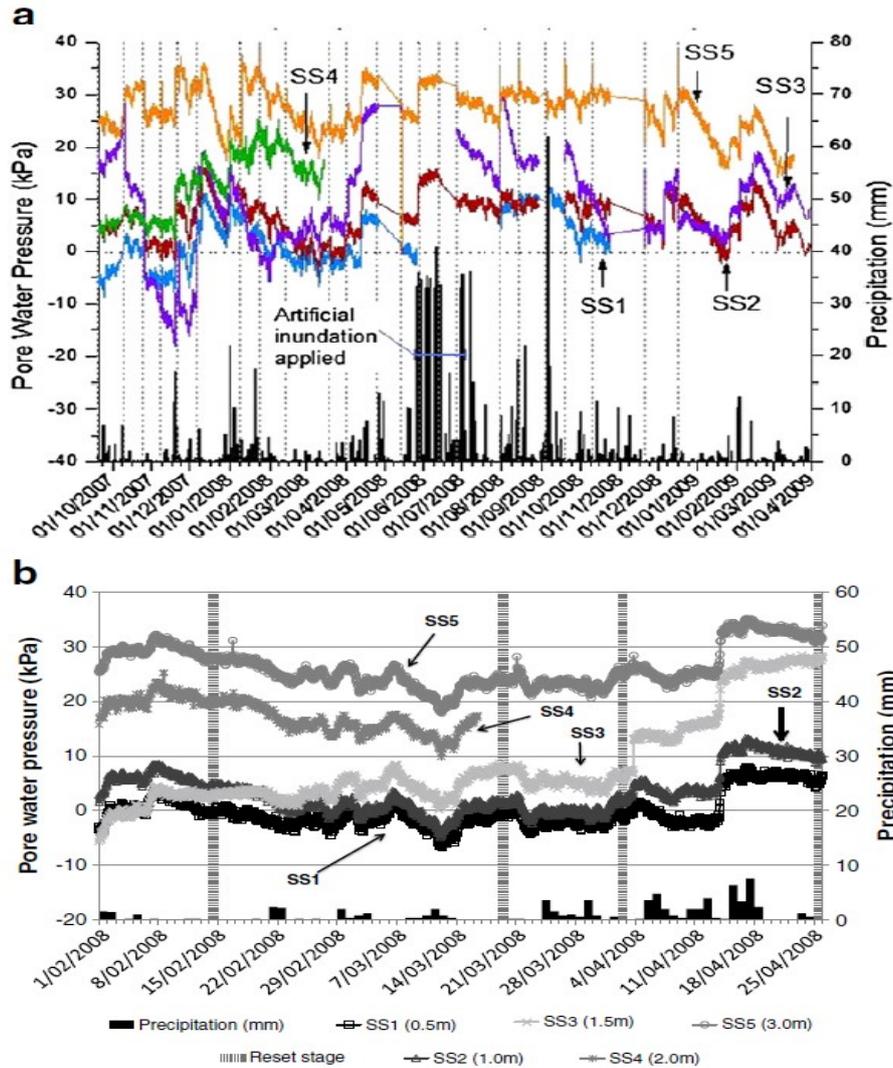


Figure 163 : Monitoring d'un remblai instrumenté près de Newcastle en Grande-Bretagne (a) enregistrement complet 2007-2009 ; (b) de février à avril 2008 (SS = sonde de succion) SS1 (0,5 m), SS2 (1,0 m), SS3 (1,5 m), SS4 (2,0 m), et SS5 (3,0 m). L'histogramme en barre représente la pluviométrie. Les lignes verticales signalent les périodes de maintenance des sondes tensiométriques (extraction et resaturation) (Toll et al., 2013).

Les enregistrements de octobre 2007 à avril 2009 sur les sols compactés présentent des différences d'avec les autres enregistrements (sols peu compactés et Héricourt). Des valeurs de succions négatives s'observent à 0,5 m (SS1), 1,0 m (SS2) et 1,5 m (SS3) ce qui correspond à un excédent d'eau au niveau des capteurs. Les capteurs à 2,0 m (SS4) et 3,0 m (SS5) enregistrent des succions positives et fluctuent autour de valeurs très faibles de succions, comprises entre 20 et 35 kPa. Le dispositif peut éventuellement être responsable de ces comportements car les capteurs doivent régulièrement être extraits du sol pour être saturés.

Les auteurs concluent malgré tout que les effets de la météo sur l'ouvrages en terre se manifestent essentiellement au niveau du talus sur une frange de sol de moins de 2 m d'épaisseur. Ces effets se manifestent par des diminutions de teneur en eau concomittantes à des élévations de succion. Les augmentations de succion ne dépassent pas 35 kPa entre 2007 et 2009 .

Stirling et al. (2017) ont publié les compléments d'enregistrements de novembre 2008 à mai 2015 (.

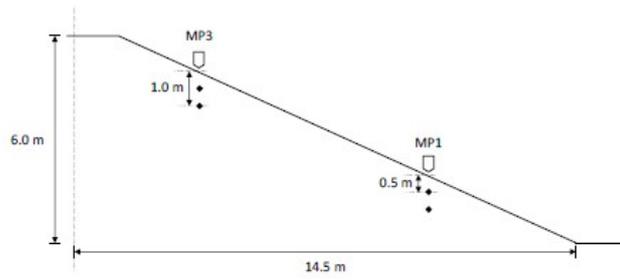


Figure 164 : Localisation schématique des paires de sondes localisée MP1 et MP3, exploitées par Stirling et al. (2017)

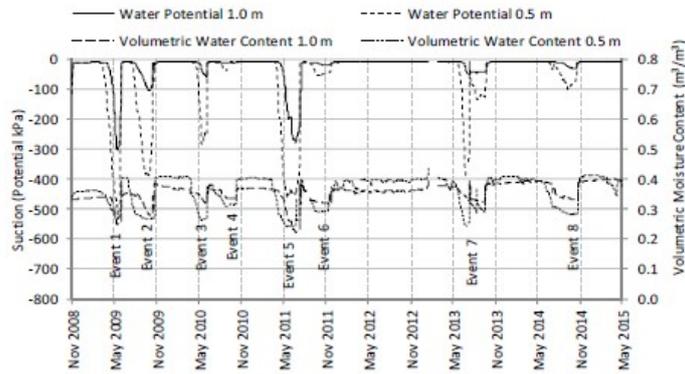


Figure 165 : teneur en eau volumétrique et potentiel de teneur en eau enregistrés sur la position MP1 à 0,5 et 1,0 m de profondeur sous la surface du talus (Stirling et al., 2017)

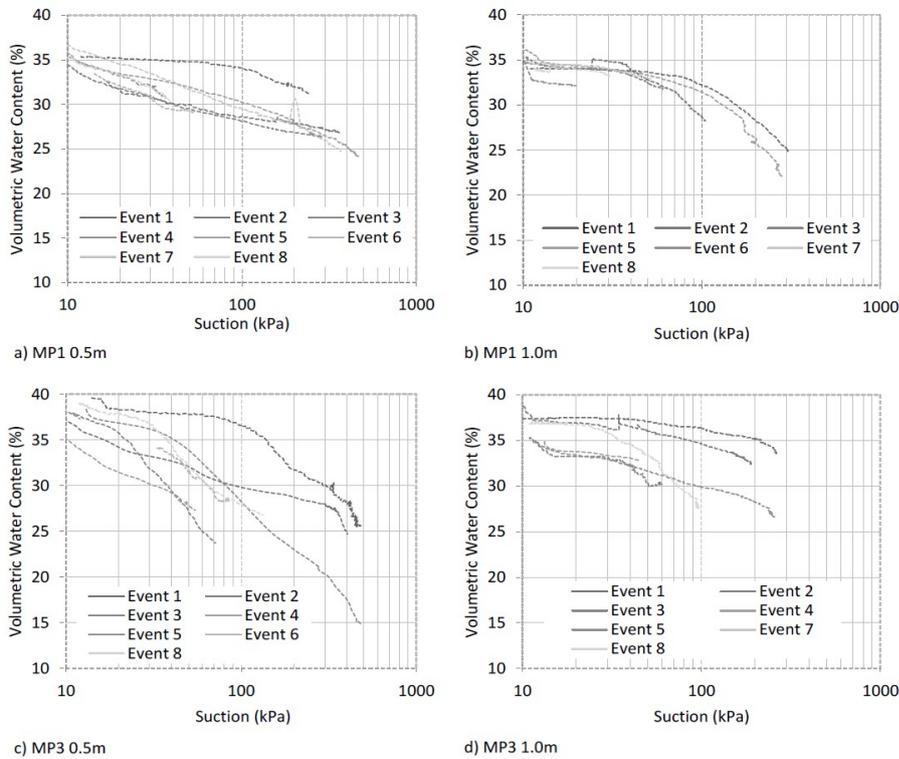


Figure 166 : détail des enregistrements au cours des 8 périodes météoriques, en MP1 et MP3 à 0,5 et 1,0 m de profondeur (Stirling et al., 2017)

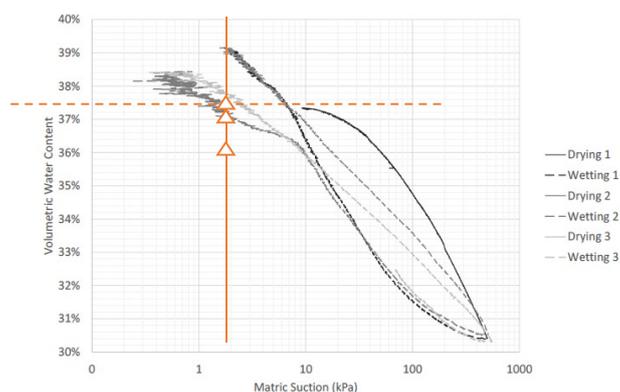


Figure 167 : Courbe de rétention d'eau obtenue avec trois cycles hydriques entre 0 et 500 kPa (Stirling et al., 2017)

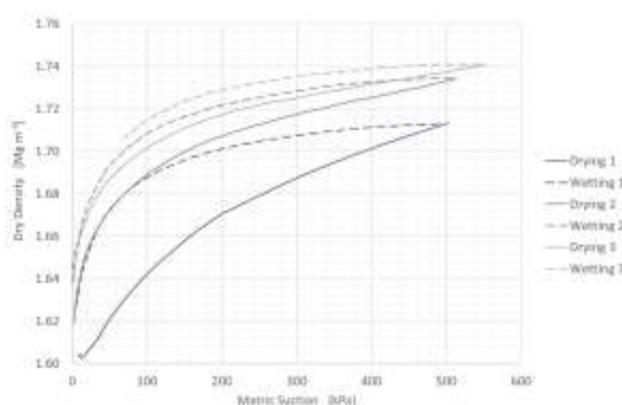


Figure 168 : Courbes de variations de la densité sèche en fonction de la succion, obtenues avec trois cycles hydriques entre 0 et 500 kPa (Stirling et al., 2017)

Les auteurs concluent qu'au cours des 8 cycles météorologiques enregistrés les succions diminuent et que le point d'entrée d'air baisse. À l'aide de calculs numériques réalisés sur Plaxis, les auteurs montrent que cela a un impact négatif sur la sécurité : les augmentations de teneurs en eau se faisant à plus faibles succions, la résistance au cisaillement chute en conséquence.

La lecture de la courbe est de ce point de vue intéressante à commenter : à événement climatique identique c'est-à-dire susceptible de déclencher des phénomènes de succion identiques, la teneur en eau du sol va en diminuant au cours des différents cycles.

Ainsi au démarrage d'une période de séchage (triangles en orange sur la Figure 167), à 10 kPa, le matériau aura une teneur en eau de 37,5 % puis la deuxième année de 36,5 % puis de 36 %.

Mais une teneur en eau identique de 37,5% qui peut potentiellement être critique pour la stabilité d'un sol fin, peut être atteinte pour des événements climatiques de moins en moins intenses au fur et à mesure des cycles. Ainsi, la teneur en eau de 37,5% pourra être atteinte à 10 kPa la première année, mais la deuxième année à 8 kPa approximativement et la troisième année à 2 kPa.

La même constatation peut être faite dans le sens de l'humidification. Les conclusions de Stirling et al. (2018) semblent donc concordante avec Smethurst et al. (2012).

D. Les digues hollandaises

L'institut Deltares a capitalisé des observations réalisées sur des digues en Hollande par des leviers satellitaires. L'analyse en interférométrie radar d'une portion de digue (Figure 169) montre

clairement une « respiration altimétrique » de la digue. Les mesures réalisées entre janvier 2009 et janvier 2015 montrent que l'altimétrie de la digue peut varier de -5 mm à +3 mm (soit une amplitude totale de 8 mm, courbe bleue de la Figure 169) alternativement entre deux périodes de l'année : les maxima de +2 à +3 mm sont atteints en janvier, alors que les minima altimétriques de -4 à -5 mm sont observés autour d'avril-mai. Sur cette même figure, la superposition des courbes de variation altimétrique et des excédents pluviométriques (courbe orange représentant le « Rainfall excess », équivalent de notre bilan Pluviométrie-Evapotranspiration) permet d'observer une relativement bonne concordance entre ces deux courbes. Les excédents de pluie peuvent assez facilement être relié avec le gonflement en hauteur de la digue et les déficits de pluie avec une diminution de la hauteur de la digue.

En d'autres termes, les grandes tendances en déformation sont relativement bien corrélées aux événements climatiques : la digue a tendance à gonfler lorsque le bilan hydrique augmente et que la température extérieure baisse (en période hivernale), et elle a tendance à se rétracter lorsque le bilan hydrique diminue et que la température extérieure augmente (en période estivale). Ces mouvements se sont bien répétés de janvier 2009 à janvier 2015 avec une exception notable en été 2011.

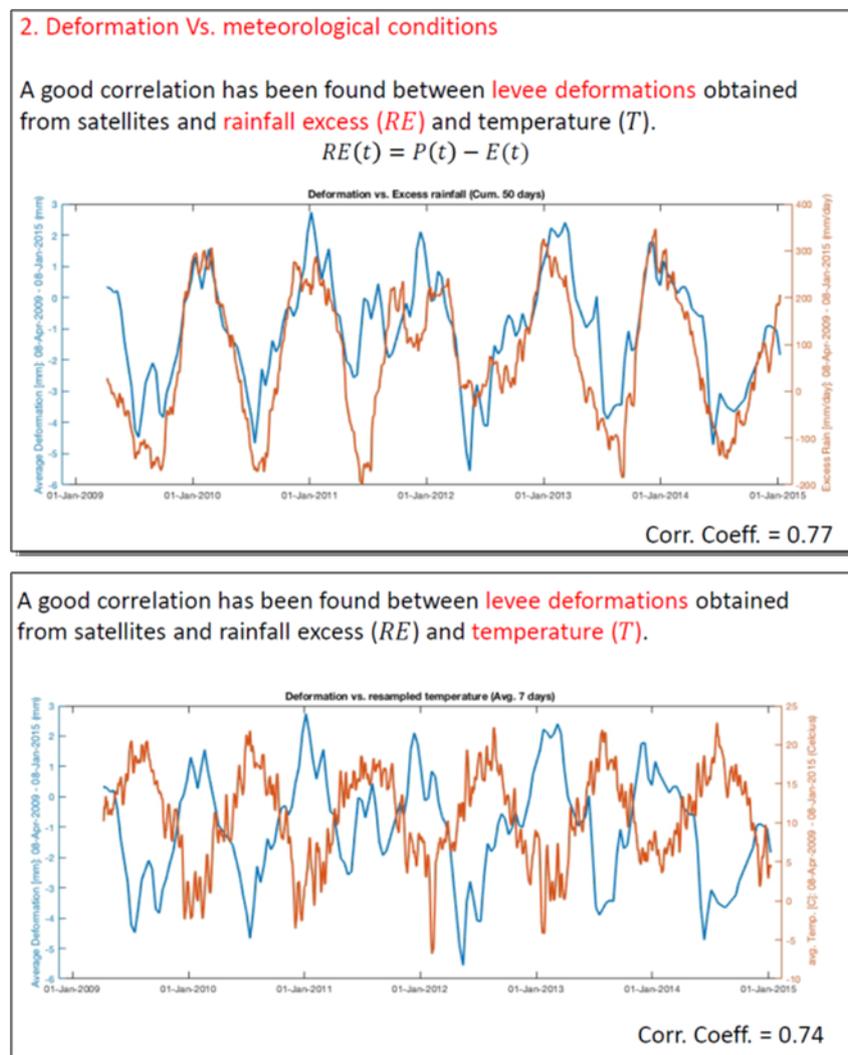


Figure 169 : Extrait d'un diaporama de l'institut Deltares de juin 2017 (article en cours)

Ces résultats sont cohérents avec les enregistrements des capteurs du remblai de Héricourt : les teneurs en eau augmentent également en peau de remblai en période hivernale et diminuent en période estivale, et l'hypothèse a également été faite sur la probable influence de la variation de

volume sur la mesure de la teneur en eau volumique. On illustre ici en vraie grandeur ce que l'on observe à petite échelle par le biais des essais de retrait-gonflement : à saturation, les augmentations de teneur en eau s'accompagnent d'une augmentation du volume des sols.

E. Remblai en Angleterre près de Londres :

Briggs et al. (2017) ont capitalisé des données de monitoring acquises sur un remblai construit en Angleterre près de Londres.

L'enregistrement des déficit en eau rapportés aux variations de topographie montre comme pour la digue en Hollande, que les variations topographiques de l'ouvrage sont corrélées aux variations de teneur en eau dans le sol. En période sèche l'ouvrage se rétracte, en période humide il gonfle (Figure 170). Les mouvements verticaux sont faibles si la couverture végétale est composée d'herbe (± 5 à 8 mm) et ils sont fortement accentués s'il s'agit d'arbres (± 50 à 55 mm).

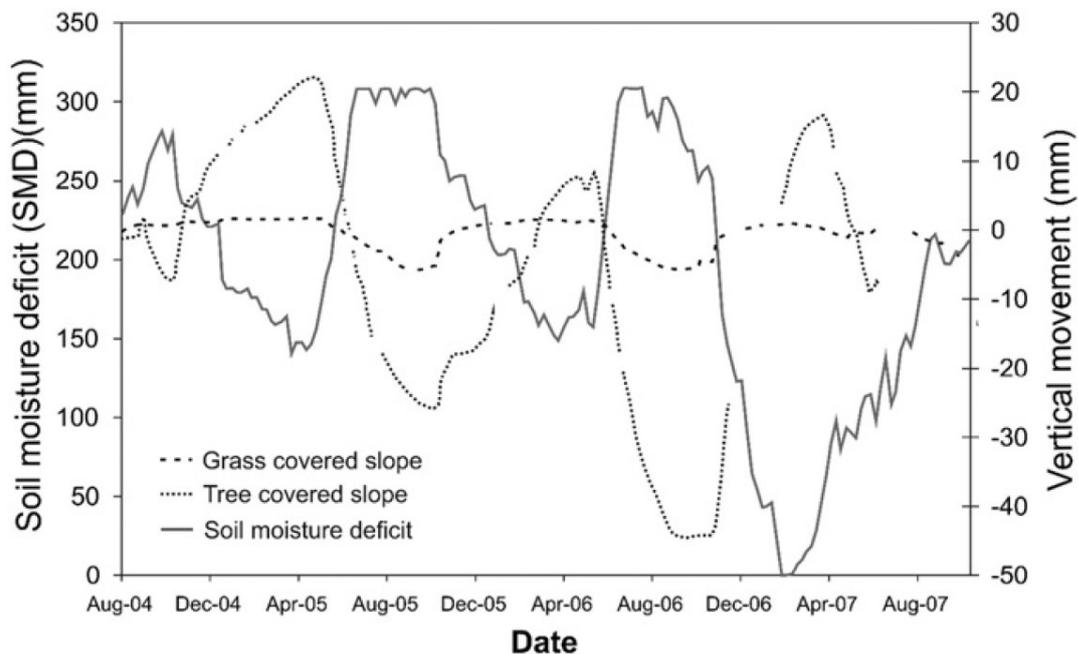


Figure 170 : Mouvements verticaux saisonniers enregistrés sur un remblai recouvert d'arbre ou d'herbe, mis en relation avec le déficit en eau du sol (SMD) d'après Scott et al. (dans Briggs et al., 2017)

F. La digue de Montlouis en France

La digue de Montlouis en Indre-et-Loire (France) est une digue historique le long de la Loire, qui a fait l'objet de renforcements par Soil Mixing (Saussaye et al., 2018). À l'occasion de ces travaux, la DREAL Centre-Val de Loire a autorisé la pose de plusieurs capteurs dans la digue et dans la paroi renforcée de sol-ciment.

Les données de site sont présentées sur la Figure 171.

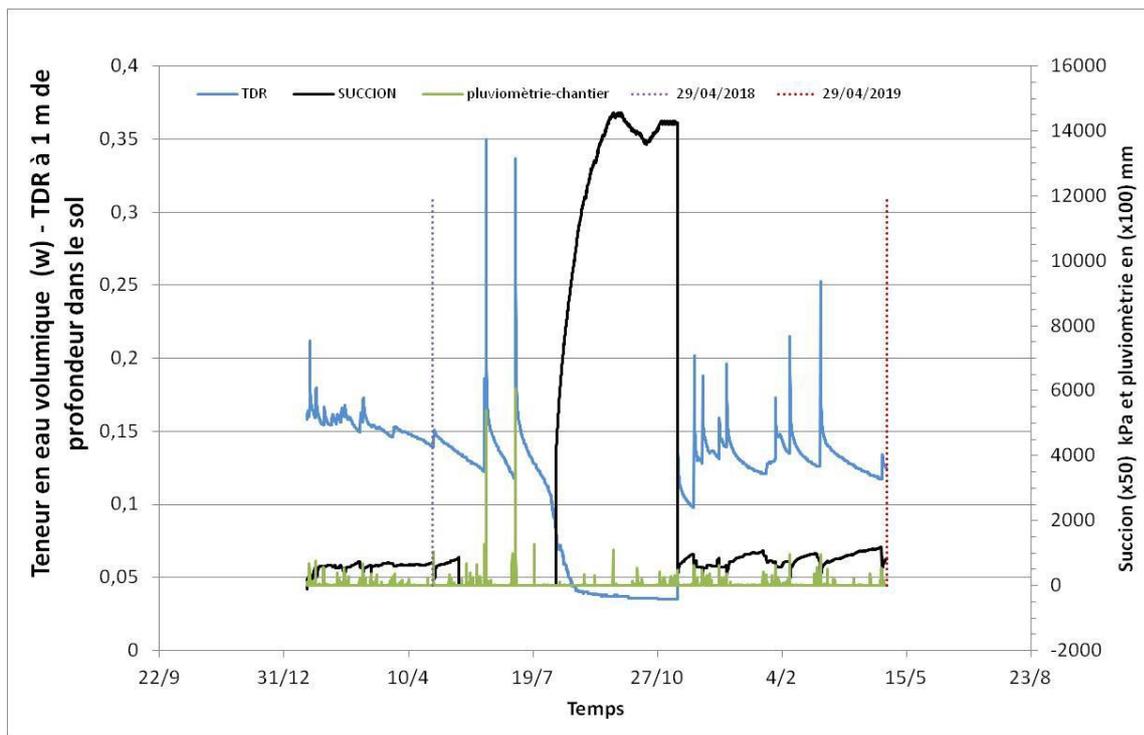


Figure 171 : Evolutions de la teneur en eau et de la succion dans le corps de digue à une profondeur de 1m ainsi que l'évolution de la pluviométrie mesurée à l'aide de la station météo sur le site, du 22 septembre 2017 au 23 août 2018 (communication personnelle, A. Le Kouby).

L'observation des données de sol à -1 m de profondeur dans la digue de Montlouis Figure 171, montre des tendances similaires aux autres sites instrumentés déjà présentés. Les succions se développent dès que les teneurs en eau descendent en dessous d'un certain seuil en période sèche pour atteindre des valeurs de l'ordre de 250 kPa (valeur maximale pouvant être atteinte par la sonde). La forme de la courbe laisse supposer que les succions ne dépassent guère 300 kPa sur cette période d'observation et à cette profondeur.

La teneur en eau à cette profondeur suit relativement bien la pluviométrie : ceci tendrait à montrer que l'infiltration est importante sur ce site. Le sol est constitué d'un sable limoneux classé A1 selon la norme NF P11-300 (avec un passant à $80\mu\text{m} > 35\%$ et une VBS $< 2,5$ g bleu). La teneur en eau massique à l'optimum Proctor normal est comprise entre 11 et 12%.

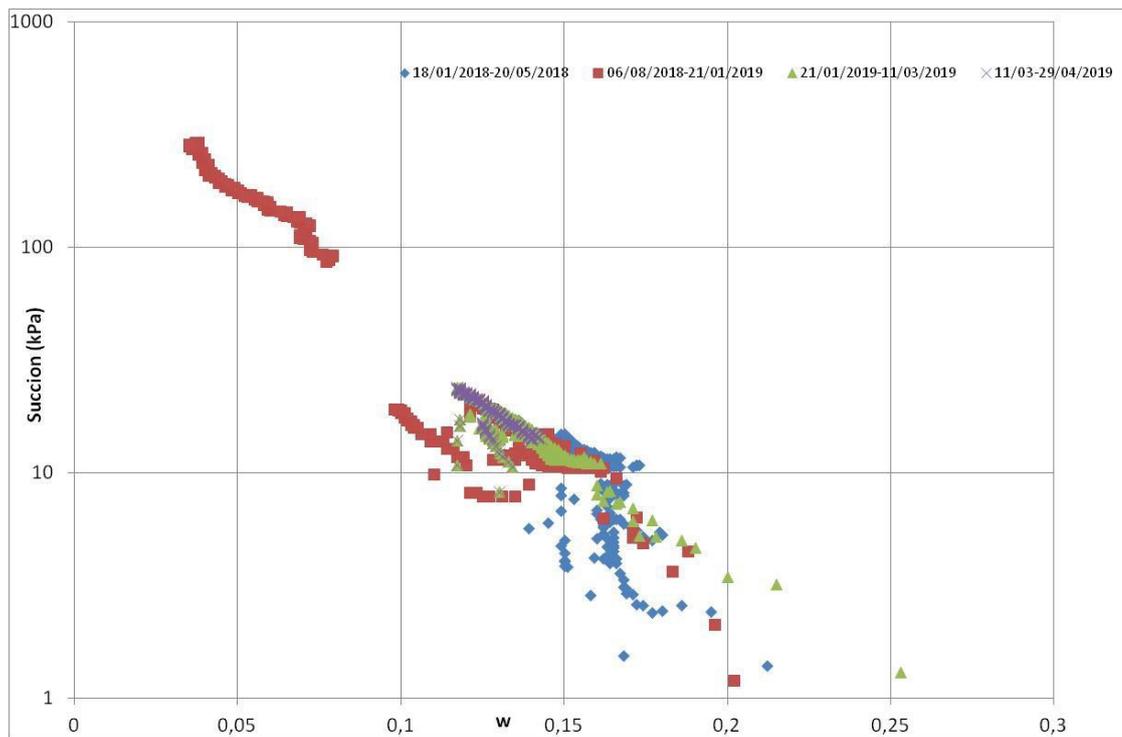


Figure 172 : Relation Courbe log-succion – teneur en eau volumique

La Figure 172 représente la courbe de rétention d'eau in situ sur la digue de Montlouis, pour plusieurs périodes d'enregistrement comprises entre janvier 2018 et avril 2019. Les teneurs en eau oscillent entre 10 et 25% à de très faibles valeurs de succion. Les succions augmentent lorsque la teneur en eau volumique chute en dessous de 10%.

G. Digue de l'Authion

Jodry et al. (2019) ont présenté un travail de monitoring géophysique réalisé sur la digue de l'Authion dans le Maine-et-Loire (France), pendant une année complète en 2014, complété par le suivi de mesures de succions et du niveau d'eau dans le sol.

La digue de l'Authion a été inspectée tous les mois et le résultat, exprimé sur la Figure 173, illustre les évolutions de résistivités au sein de la digue. Le matériau n'étant pas censé se modifier au cours de l'année, les auteurs en déduisent que les modifications de résistivité au cours du temps correspondent aux variations saisonnières de teneur en eau.

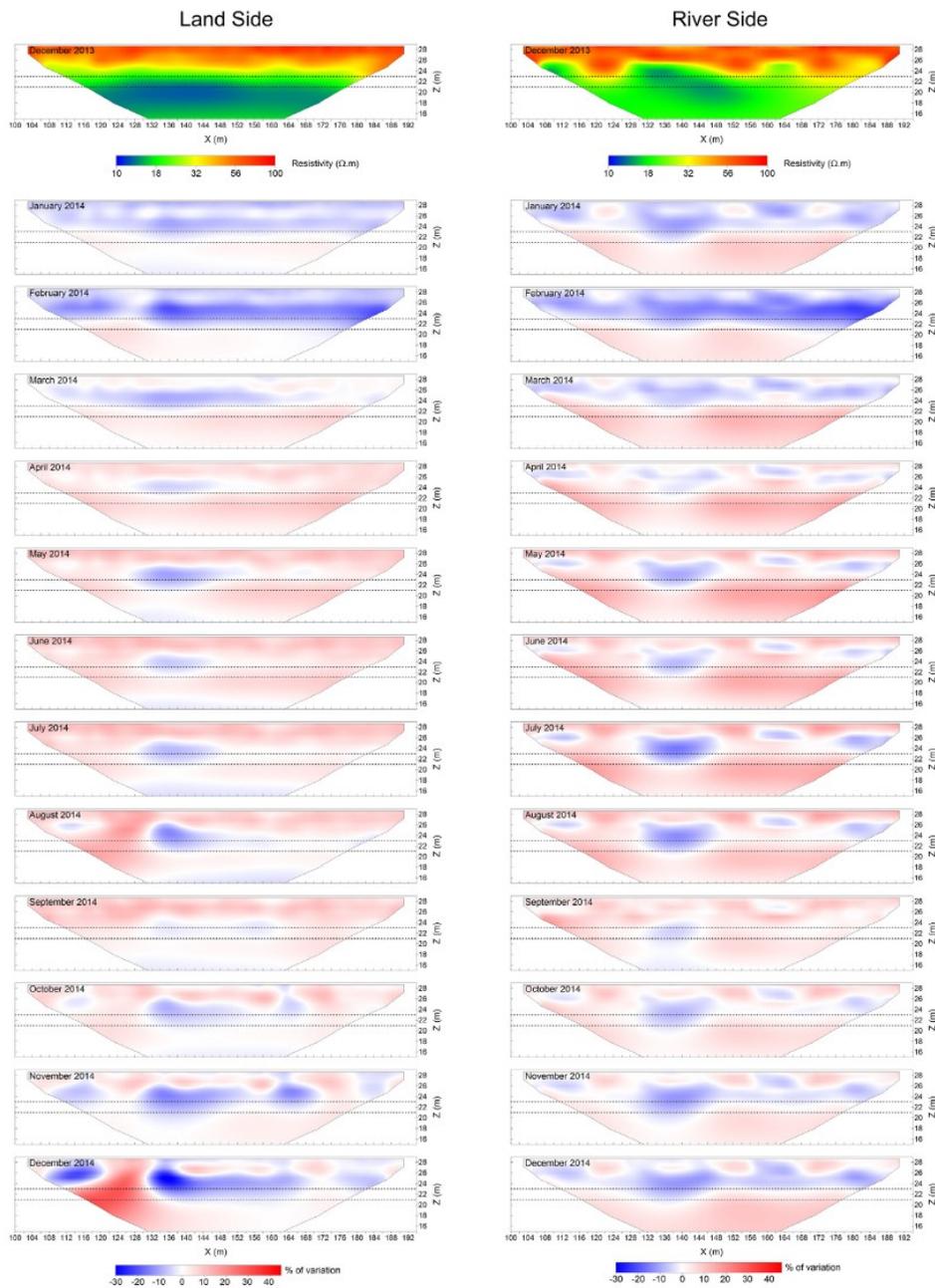


Fig. 5. 2D inverted resistivity tomography corrected of the modelled temperature (Fig. 2.b) for the reference date of December 2013 (top sections) and percentage resistivity change sections from "cascade" inversions for a) the land side, and b) the river side. The dotted lines represent the top of each alluvial layers estimated according the geotechnical data (Fig. 1).

Figure 173: tomographie de résistivité 2D corrigée des effets de température. La référence est datée de décembre 2013 (section du haut) et les pourcentages de modification de résistivité sont présentés en cascade en a) côté zone protégée et b) côté rivière. Les traits en pointillés représentent les limites des couches alluviales identifiées par les données géotechniques (Jodry et al., 2019). Les évolutions en rouge sont interprétées comme le signe d'une diminution de teneur en eau, celles en bleu comme une augmentation de la teneur en eau.

La restitution colorée des variations en 2D de la résistivité/teneur en eau illustre assez bien l'humidification existant en surface de l'ouvrage en janvier et février 2014. Puis le développement du front de séchage par le haut à partir de mars avril et la persistante de noyaux plus humides dans le corps de digue avec un paroxysme au séchage en septembre 2014. Et enfin, une humidification par le haut dès octobre 2014 répartie de manière hétérogène le long du linéaire, avec des poches de matériaux alternativement plus secs et plus humides.

H. Monitoring dans des sites naturels

5. En Angleterre, à Newbury

Smethurst et al. (2012) présentent le résultat du suivi de sondes de teneur en eau entre 2003 et 2008 d'un site naturel légèrement penté situé à Newbury (Figure 174). L'article compare l'intensité climatique durant la période d'observation et la réponse du sol à cet environnement (Figure 175 et Figure 176).

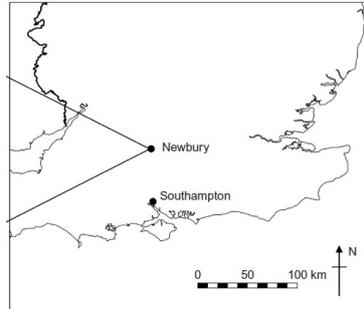


Figure 174: Localisation du site instrumenté à Newbury (Angleterre) (Smethurst et al., 2012)

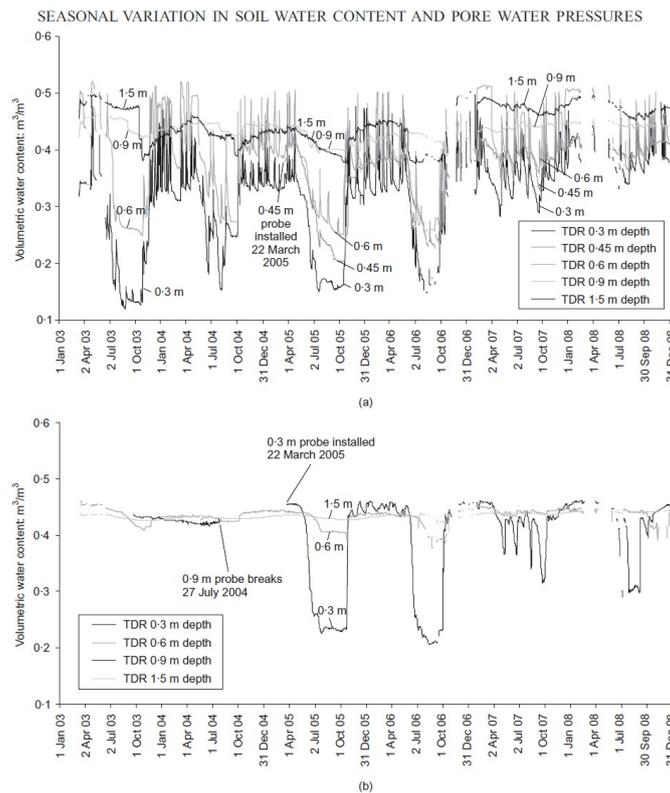


Figure 175 : Mesures des teneurs en eau volumiques à l'aide de sondes TDR ThetaProbes : (a) au sein des argiles de Londres altérées (groupe A) ; (b) dans les argiles grises de Londres avec une fine couche de sol organique (groupe C) (Smethurst et al., 2012). Enregistrement de 2003 à 2008 sur une pente naturelle instrumentée à différentes profondeurs dans le sol.

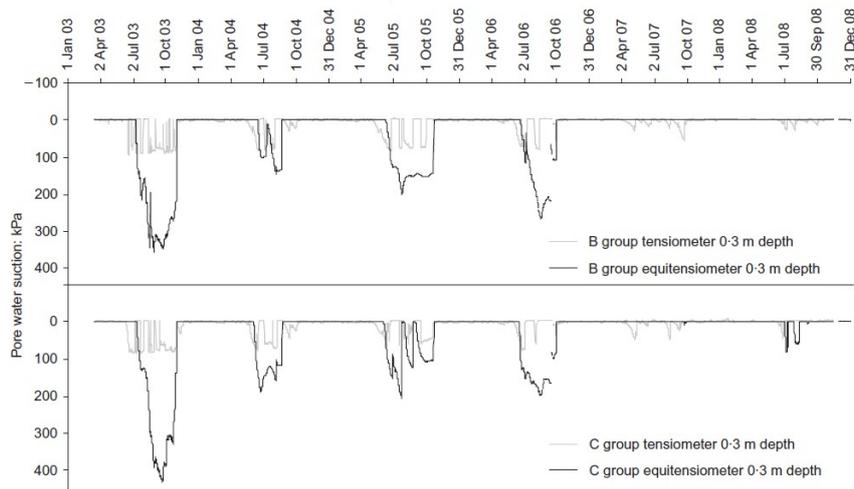


Figure 176 : Succions déterminées à partir d'équitensiomètre et sondes tensiométriques à 0-3m de profondeur pour les groupes B et C. A noter que les équitensiomètres ne mesurent pas de pressions positives et que la mesure est à zéro lorsqu'elle ne correspond pas à la zone de calibration (Smethurst et al., 2012). Mesures réalisées entre 2003 et 2008.

La réflexion des auteurs les a conduit à proposer des courbes de comportement des sols en fonction de la profondeur investiguées et en fonction de l'intensité météorologique (Figure 177) en distinguant les effets d'un été très humide et d'un été très sec. Les effets de la météorologie ont un impact sur la frange superficielle du sol naturel jusqu'à 2 ou 3 m de profondeur. Ces effets se manifestent par des succions importantes dans la frange 0-1 m du sol et les auteurs évaluent à 450 kPa, les effets des étés très secs sur la succion à 200-250 kPa les étés moyens, et à 50 kPa les effets d'un été humide. Les périodes hivernales humides sont, quant à elles, caractérisées par des succions oscillant autour de 0 kPa.

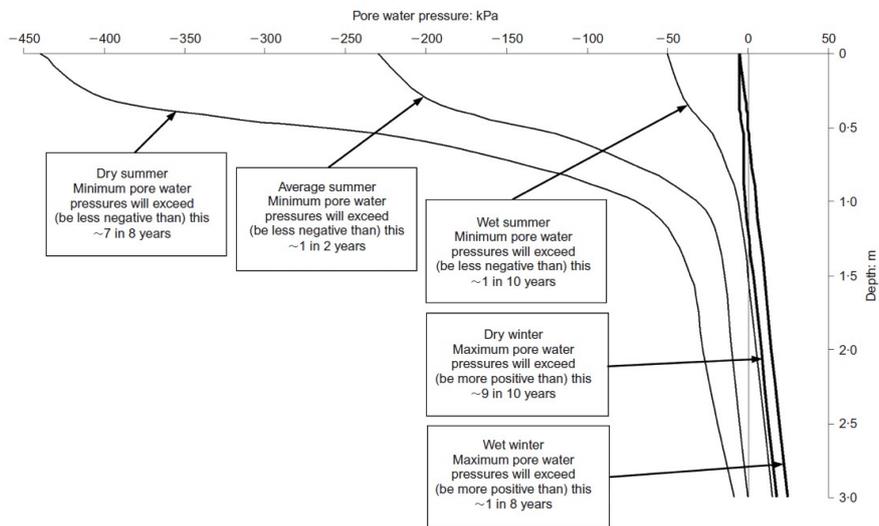


Figure 177 : Modèle de comportement des pressions capillaires sous l'effet de différentes modalités climatiques hivernales (maximum) et estivales (minimum) et des périodes de retour basées sur des mesures de sites et 39 année de données pluviométriques à Newbury (Smethurst et al., 2012).

Sur sol naturel, les observations du comportement du matériau sous l'effet des interactions avec l'atmosphère conduisent globalement aux conclusions suivantes :

- les succions et teneurs en eau s'amortissent avec la profondeur ;
- l'influence de la végétation (modérée) est limitée à la partie superficielle et altérée du sol ;

- les périodes sèches ont un impact sur les succions qui se développent dans le sol essentiellement entre juin et août ;
- le maximum de succion est d'environ 400 kPa pour des étés très chauds et de moins de 250 kPa pour les étés considérés comme normaux avec une période de retour annuelle voire biannuelle ;
- les succions sont proches de 0 pendant les périodes humides.

À l'instar des sols compactés, les observations sur sites naturels sont globalement assez concordantes en terme de conclusions générales.

6. En Italie, à Montuè (Italie du Nord) et Centora (près de Bologne)

Les données présentées par Bordoni et al. (2017) concernent deux sites naturels pentés, instrumentés pour qualifier un aléa glissement de terrain (localisation des sites en Italie à Montuè et Centora, sur la Figure 178). Ces données, très riches, permettent d'observer, comme sur les autres sites instrumentés, les alternances entre périodes sèches et périodes humides entre mars 2012 et janvier 2017. Ces alternances sont caractérisées par les variations de teneurs en eau volumiques et des succions à différentes profondeurs dans le sol (Figure 179).

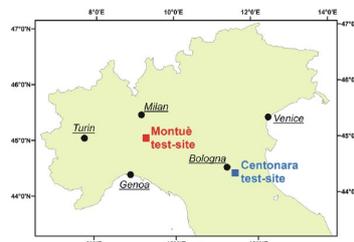


Figure 178 : Localisation des sites de Centora et Montuè en Italie (Bordoni et al., 2017)

Durant les périodes sèches, les succions augmentent brutalement et les teneurs en eau diminuent. Durant les périodes humides, les succions sont quasi nulles. La Figure 179 (c) montre qu'à certaines périodes humides des pressions interstitielles positives existent vers -1,2 m signe d'un excédent d'eau dans le sol ponctuellement dans l'année.

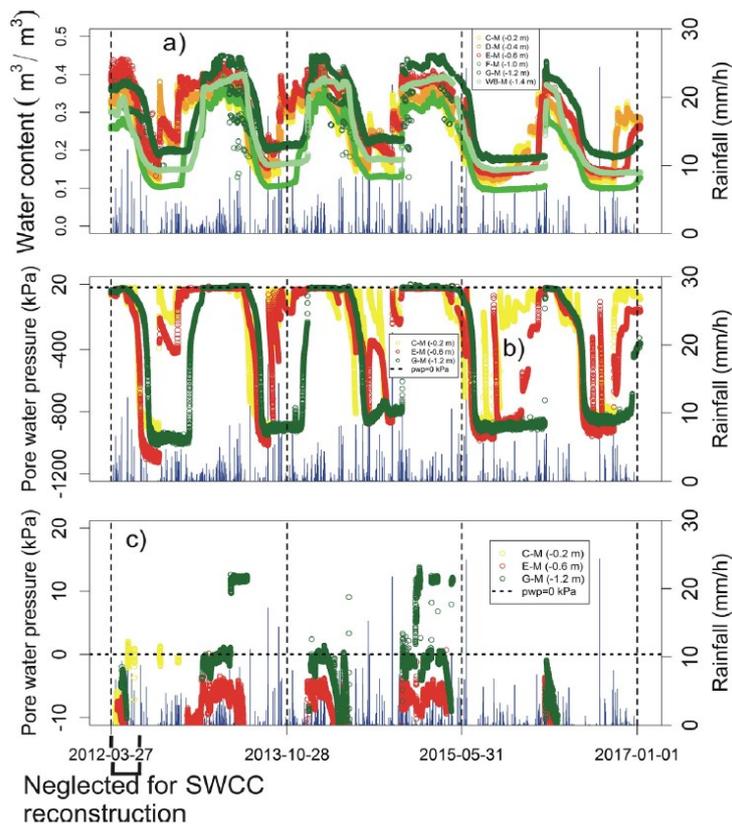


Figure 179: (a) Teneur en eau (b) Mesure de succion (c) Mesure de succion dans la gamme -10 à 20 kPa. Evolution et relations avec la pluviométrie durant la période observée à Montuè (Italie) de 2012 à 2017 (Bordoni et al., 2017).

Les périodes qui correspondent aux périodes sèches diffèrent de ce qui est observé en France ou en Angleterre.

Le début des périodes sèches commence dès le mois de mai, avec une augmentation brutale des succions à partir de juin juillet. La période sèche est très longue et dure approximativement 6 mois. En comparaison, en France et en Angleterre, la durée moyenne de la période sèche est de l'ordre de 3 mois.

Sur le site de Montuè, il existe aussi une différence de comportement entre la surface (courbes sur la Figure 179 : jaune à 0,2 m, orange à 0,4 m et rouge à 0,6 m), très sensible aux modifications météoriques. Les courbes de succions montrent à l'évidence des effets de séchage puis d'humidification dès le retour des premières pluies.

La zone plus profonde, située à environ 1,2 m de profondeur, peut enregistrer des succions élevées pendant 6 mois voire 9 mois entre juin 2015 et février 2016. On constate à la forme des enregistrements (courbes en vert sur la Figure 179) un maintien des valeurs dans le temps : les succions qui se sont développées ne sont pas modifiées alors qu'en surface les succions évoluent en lien avec la météorologie.

Les effets atmosphériques sur le sol se traduisent par un zonage dans le sol avec une frange de sol superficielle sensible aux variations météorologiques de courte durée, et une zone plus en profondeur, impactée durablement soit par les sécheresses soit par les périodes humides avec une forte atténuation des événements météorologiques de courte durée.

Les succions en profondeur peuvent atteindre 1100 kPa au maximum.

Le travail des auteurs a permis de reconstituer des courbes de rétention d'eau *in situ* à différentes profondeurs dans le sol à partir des données acquises (Figure 180). La précision des mesures a

permis de faire une représentation des données horaires et des moyennes journalières. On peut ainsi constater que la frange de sol superficielle (vers -0,2 m) est celle qui enregistre le plus de fluctuations horaires. Ceci montre l'importance des interactions sol-climat à très faible profondeur.

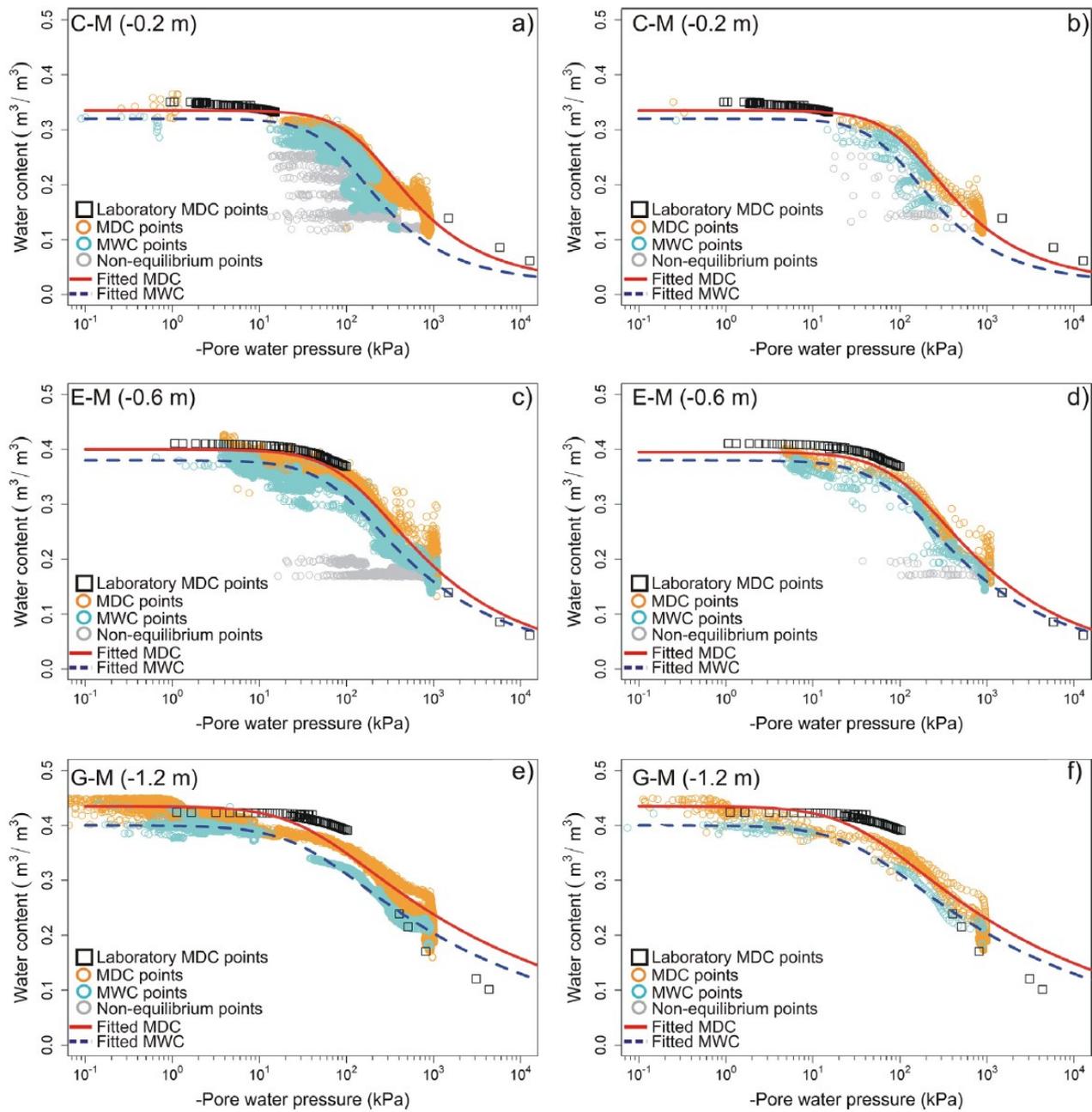
À plus grande profondeur (vers -1,2 m) les enregistrements horaires et moyennés à la journée sont plus concordants. Cela peut être un signe de l'atténuation des effets de l'atmosphère voire de la végétation à cette profondeur.

Les données de site de Montuè sont finalement concordantes avec les observations faites en Angleterre et à Héricourt. Les différences observées sont certainement liées aux particularités météorologiques régionales avec un climat méditerranéen s'exprimant peut-être pleinement, probablement sec plus longtemps durant l'été.

Les valeurs de succions les plus élevées pendant les périodes sèches plafonnent à 1100 kPa.

Les succions quasi nulles s'observent durant la période hivernales avec de très nombreux enregistrements dans les valeurs de faible succion et fortes teneurs en eau. On relève l'apparition d'un niveau d'eau notamment à -1,2 m ponctuellement qui se caractérise par des pressions d'eau positives.

Les courbes de rétention d'eau in situ construites à partir du monitoring, permettent d'observer des phénomènes d'hystérésis différents de ceux observés à Héricourt à faible profondeur. L'hystérésis se manifeste différemment selon la profondeur d'enregistrement et selon le pas de temps d'observation. Les variations de teneur en eau ou de succion peuvent être à l'échelle de l'heure dans la zone de surface et à l'échelle de la journée en profondeur.



g. 6. Reconstructed SWCCs of Montuè soil horizons, considering hourly or daily field data: a) C-M horizon with hourly data; b) C-M horizon with daily data; c) E-M horizon with hourly data; d) E-M horizon with daily data; e) G-M horizon with hourly data; f) G-M horizon with daily data.

Figure 180 : interprétation du couplage teneur en eau – succion mesurées in situ en fonction de la profondeur à Montuè (Bordoni et al., 2017) avec sur la colonne de gauche les données acquises par heures et sur la colonne de droite les moyennes journalières.

ANNEXE 2

Analyse des profils pénétrométriques de La Ville-aux-Dames

Pour chaque sondage sont représentés les graphiques :

- À gauche, des profils acquis in situ (courbe en orange : résistance de pointe en MPa et courbe en vert : friction latérale en MPa)
- À droite, des densités relatives calculées à l'aide de la formule de Baldi (courbe en bleu)

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \sigma'_v C_1} \right]$$

Avec :

C_0, C_1, C_2 : coefficients variables selon les sols ;

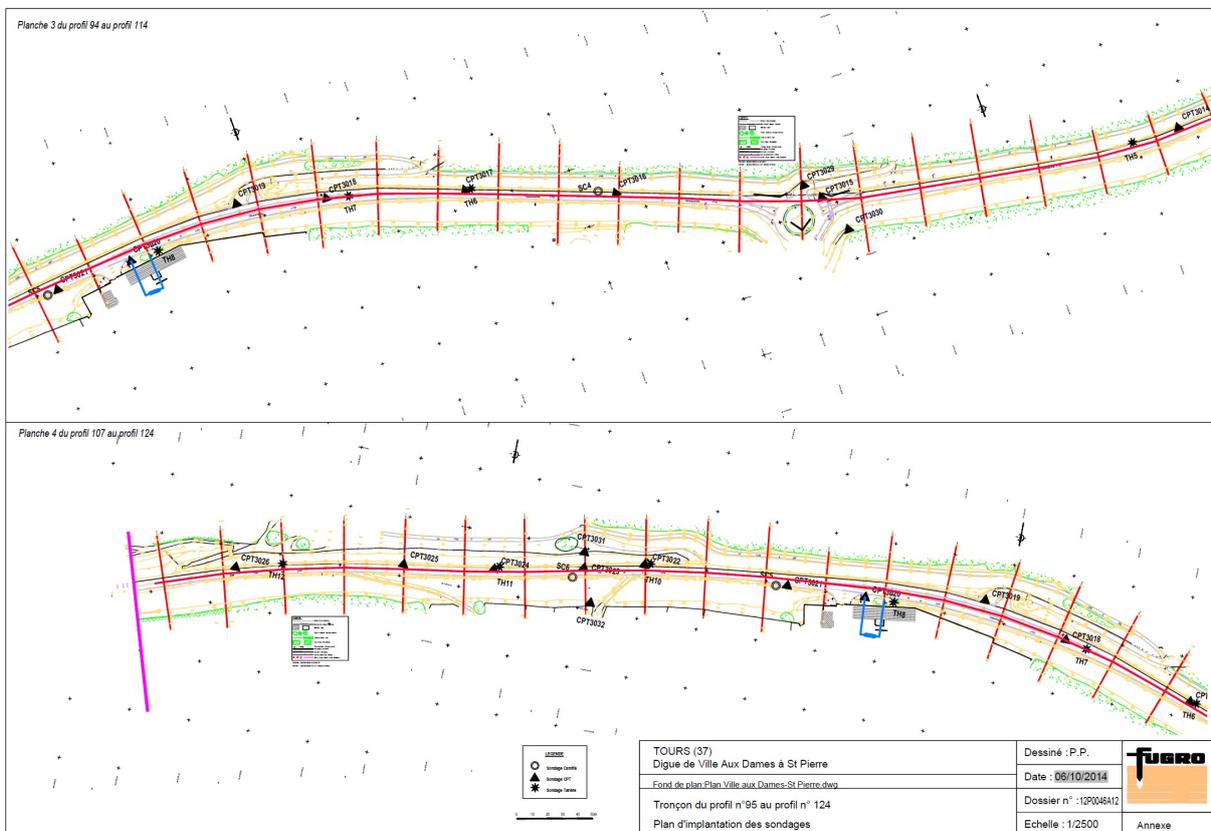
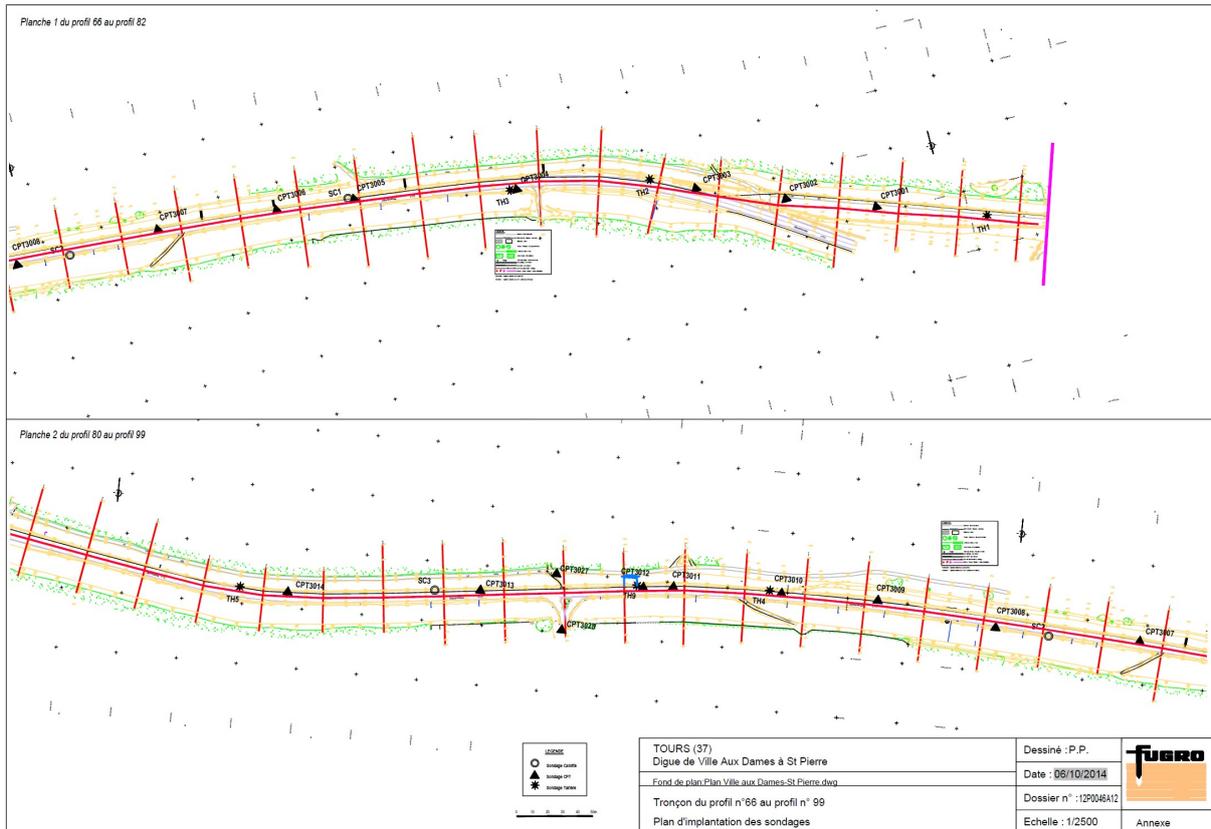
$C_0 = 157 - C_1 = 0,55 - C_2 = 2,41$ d'après calibration par Baldi et al. (1986) sur le sable de Ticino

σ'_v : la valeur de la contrainte verticale effective dans le sol ;

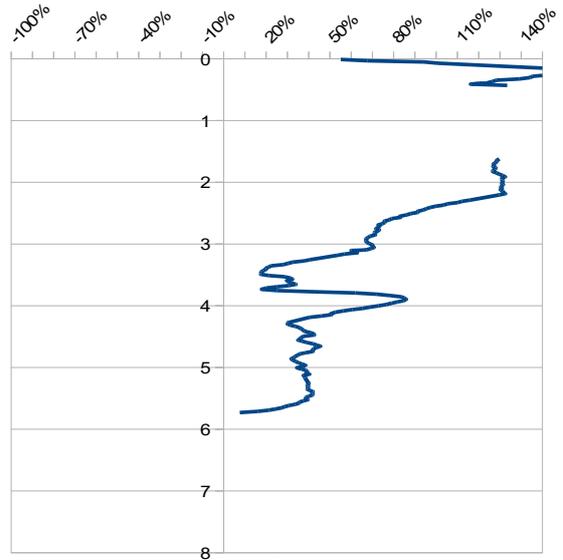
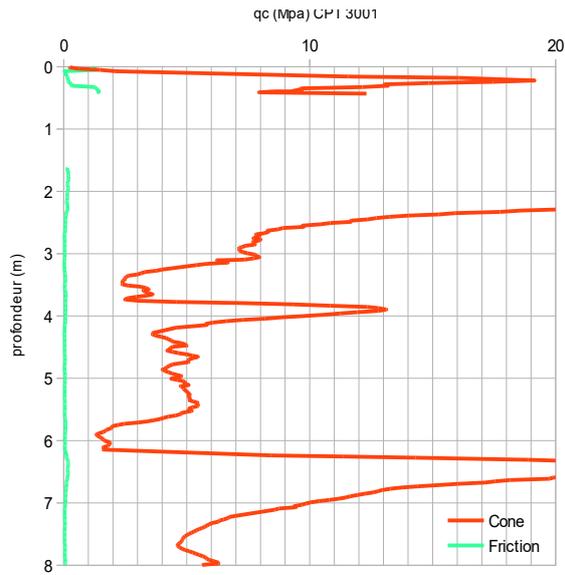
q_c : la résistance de pointe.

Les densités relatives n'ont été calculées que sur la hauteur de la digue.

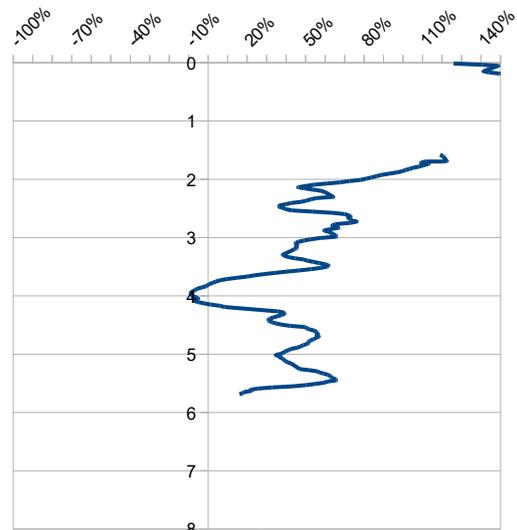
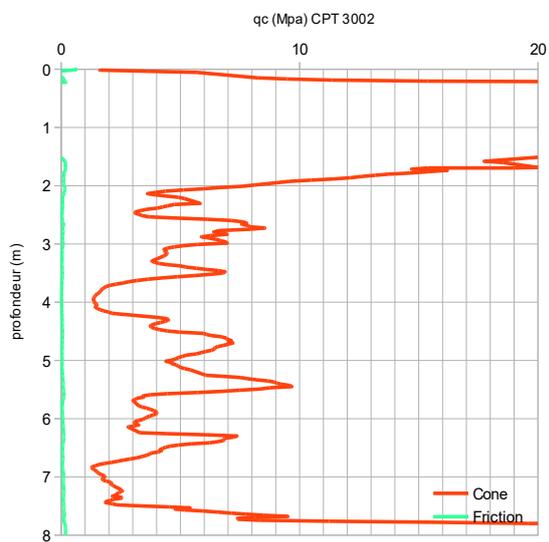
Localisation des points de sondage :



Sondage CPT3001

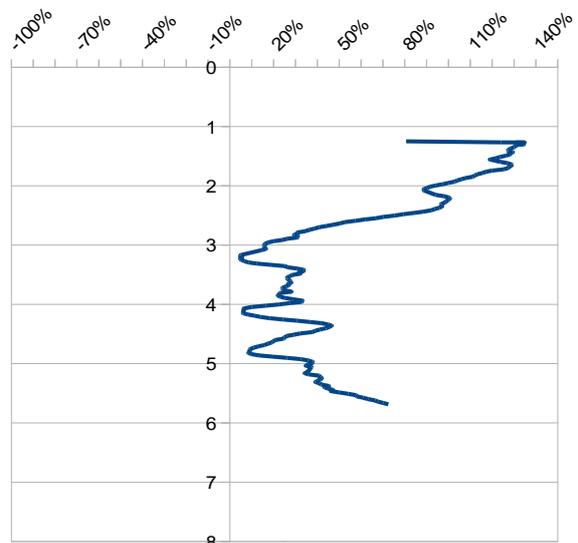
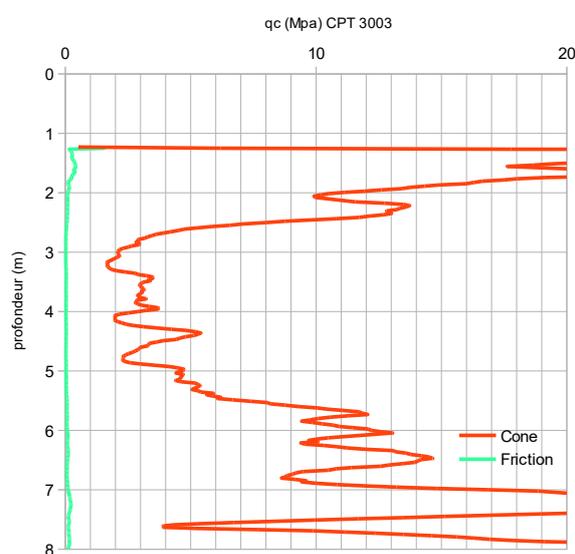


Sondage CPT 3002

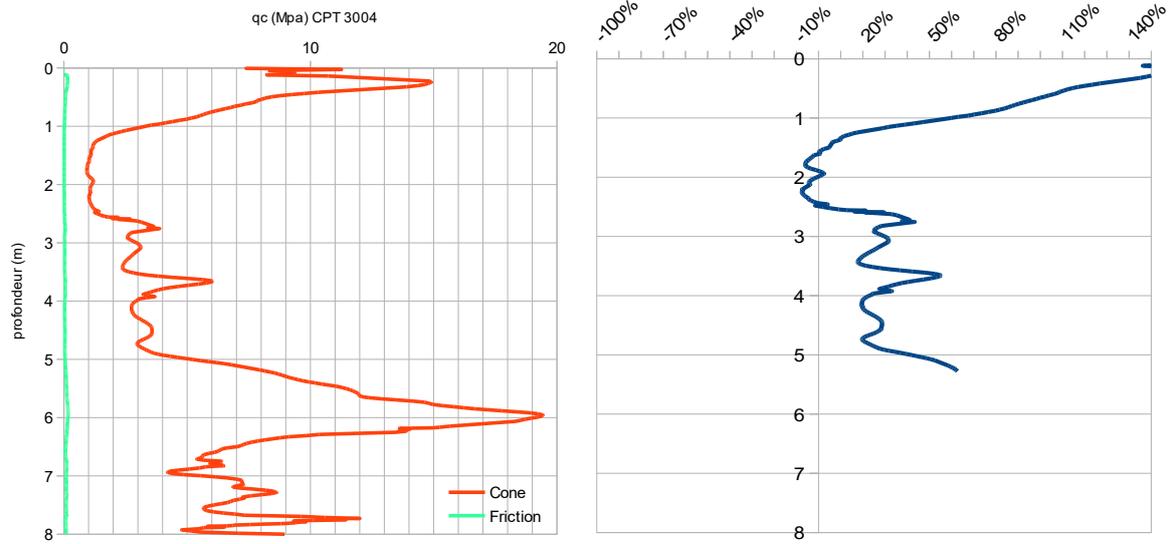


8

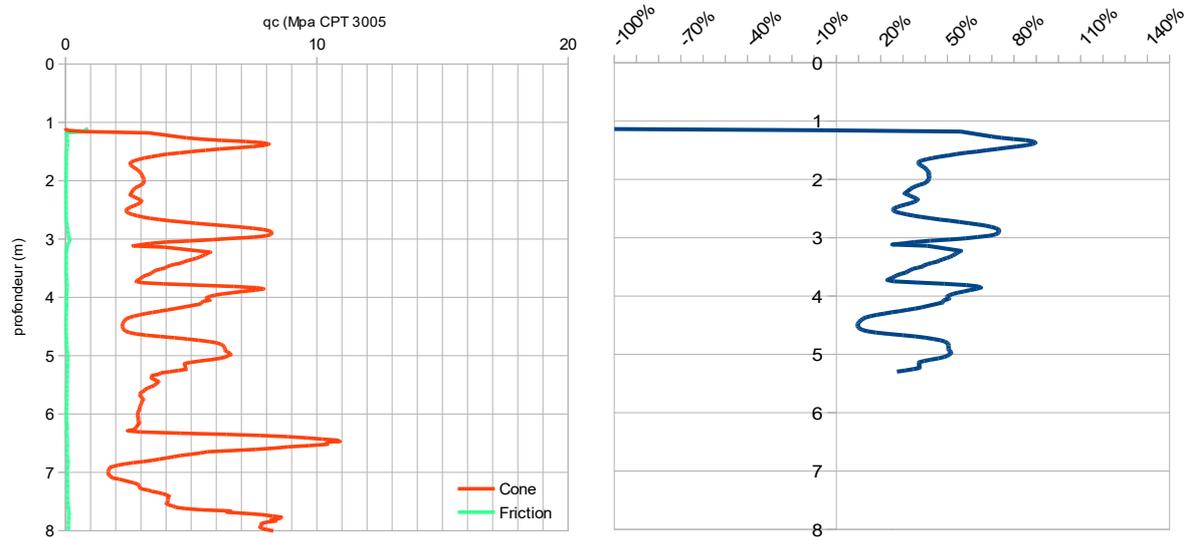
Sondage CPT3003



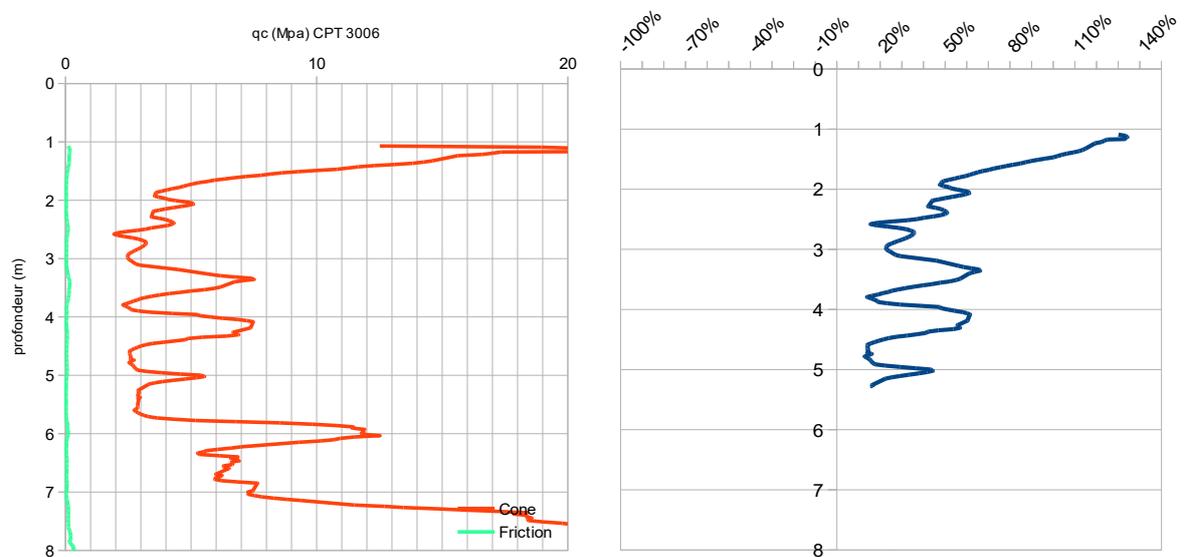
Sondage CPT3004



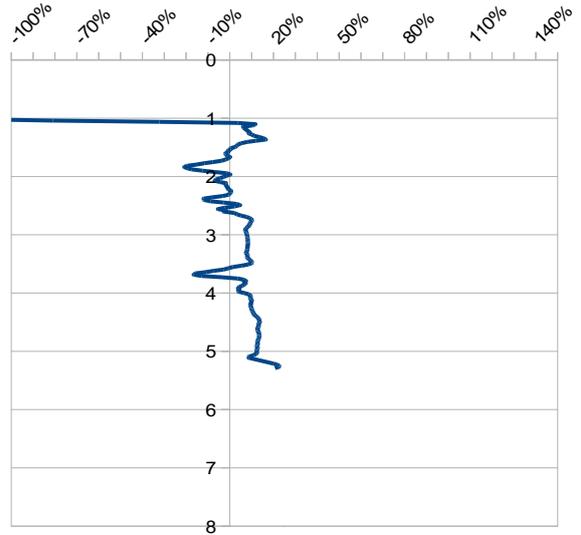
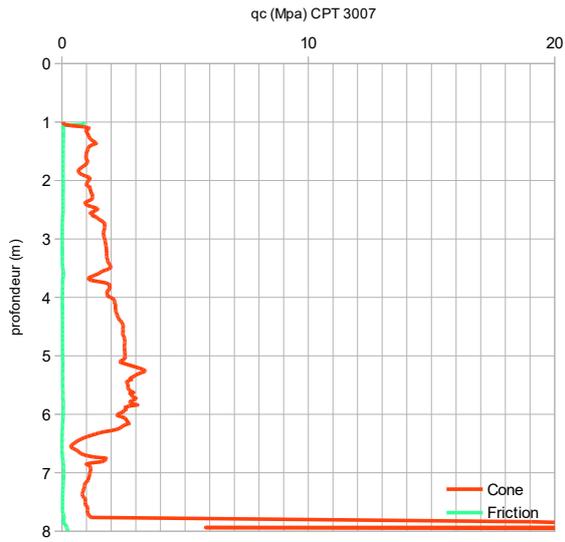
Sondage CPT3005



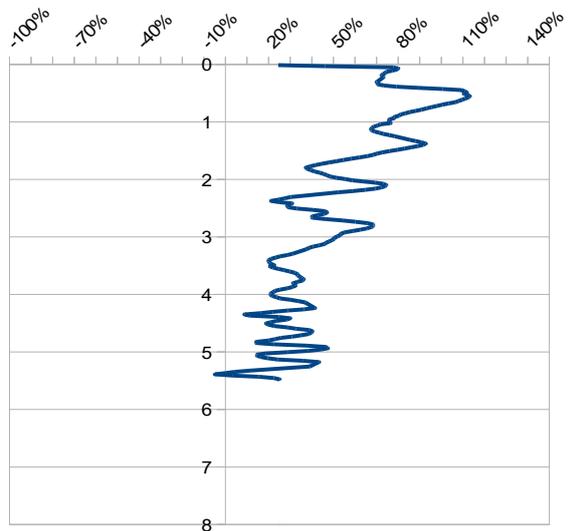
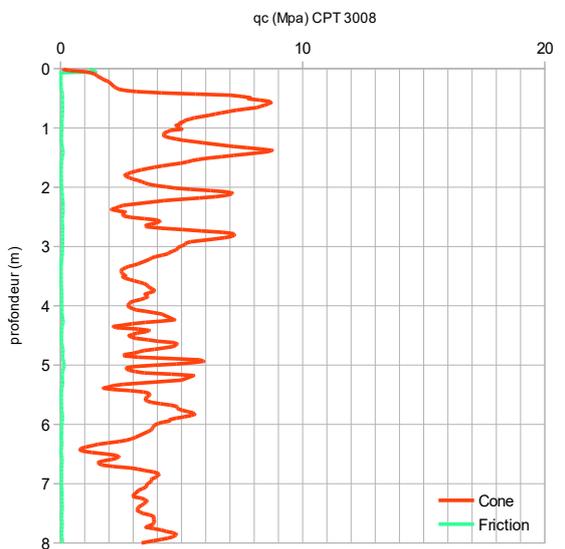
Sondage CPT3006



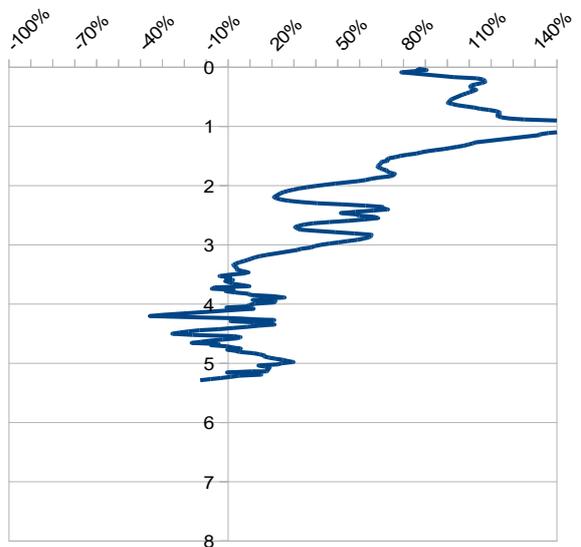
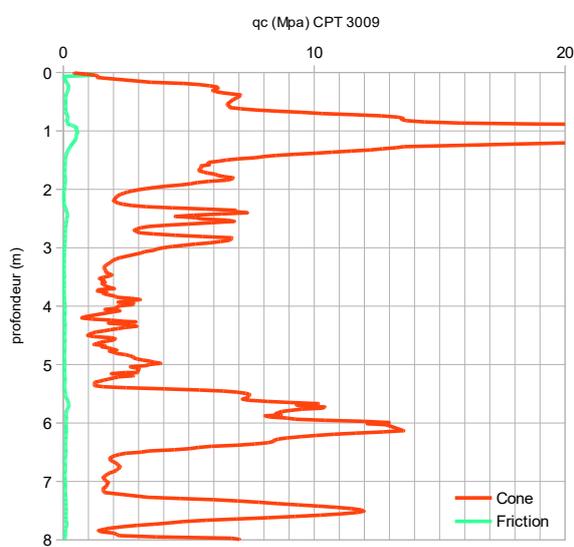
Sondage CPT 3007



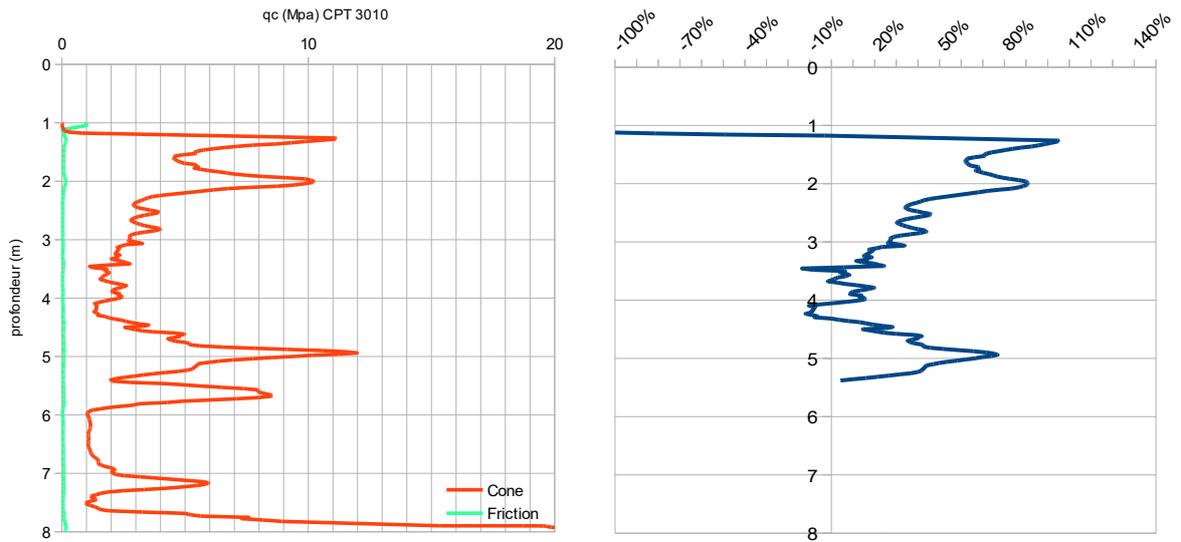
Sondage CPT 3008



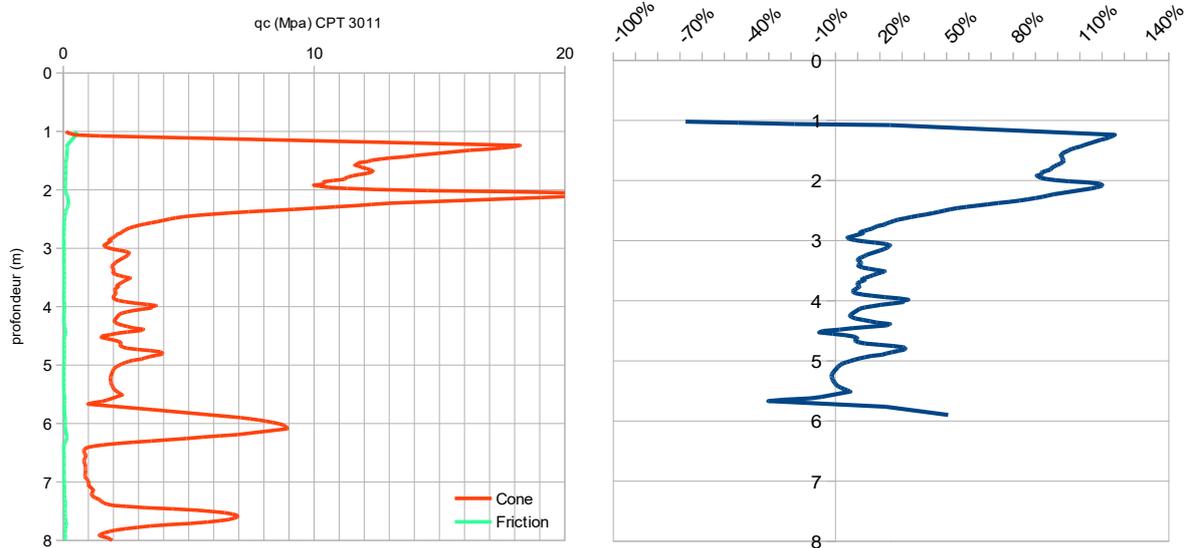
Sondage CPT 3009



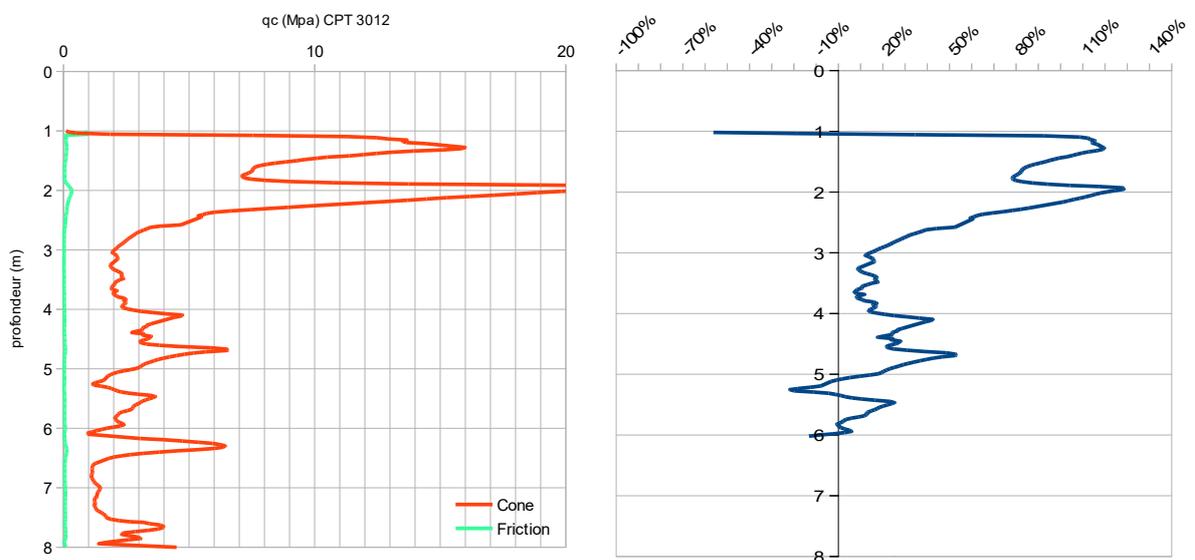
Sondage CPT 3010



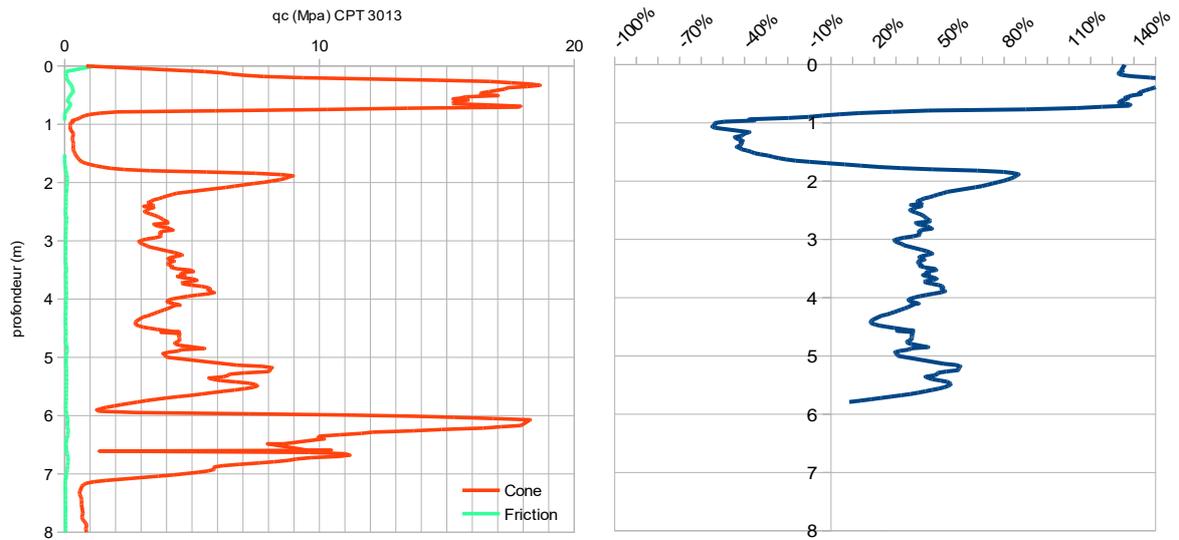
Sondage CPT 3011



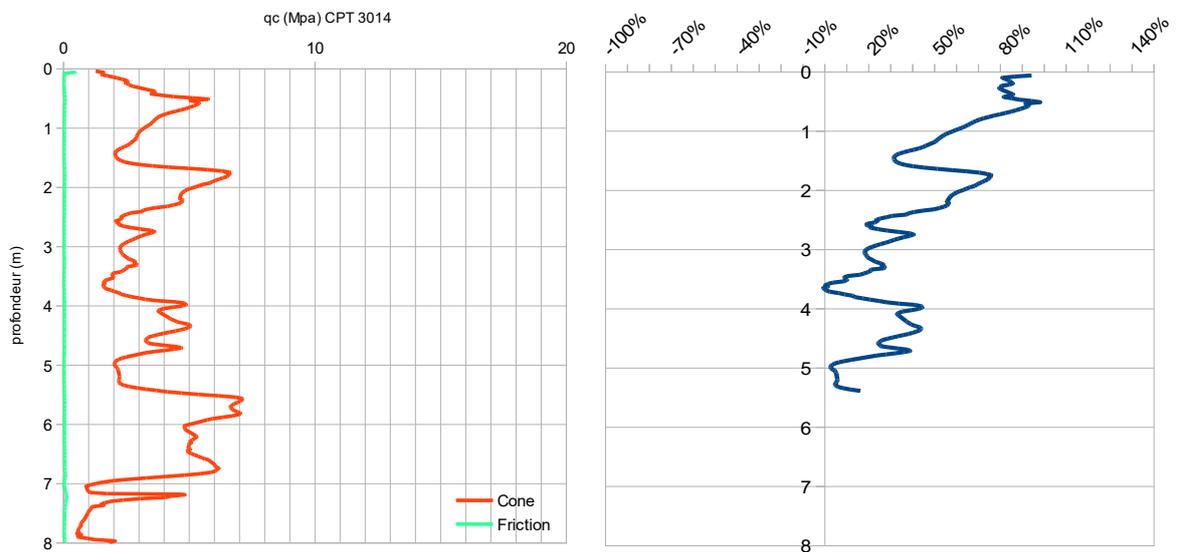
Sondage CPT 3012



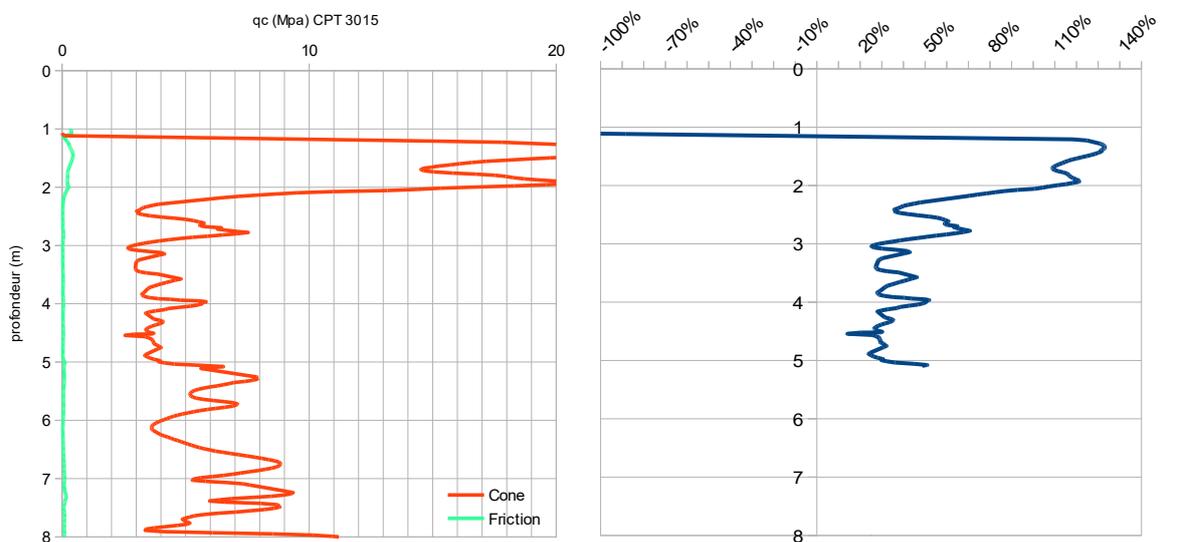
Sondage CPT 3013



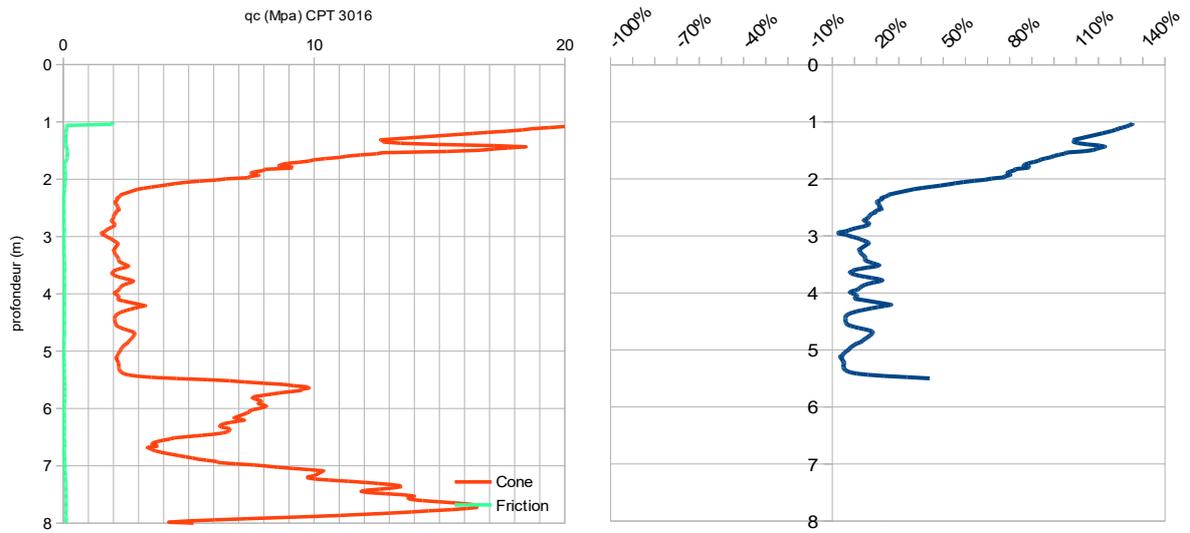
Sondage CPT 3014



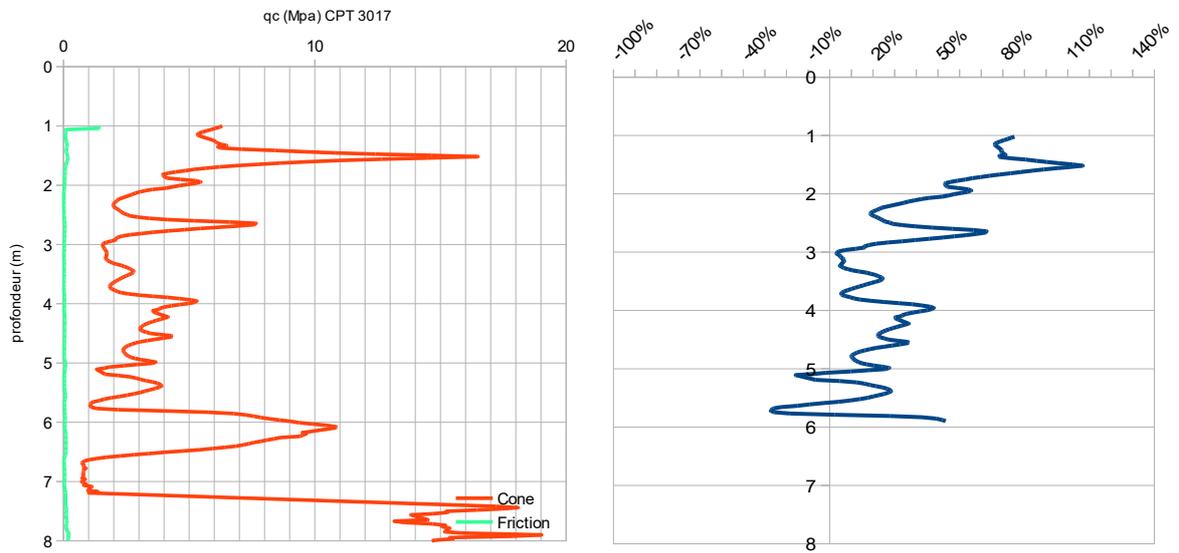
Sondage CPT 3015



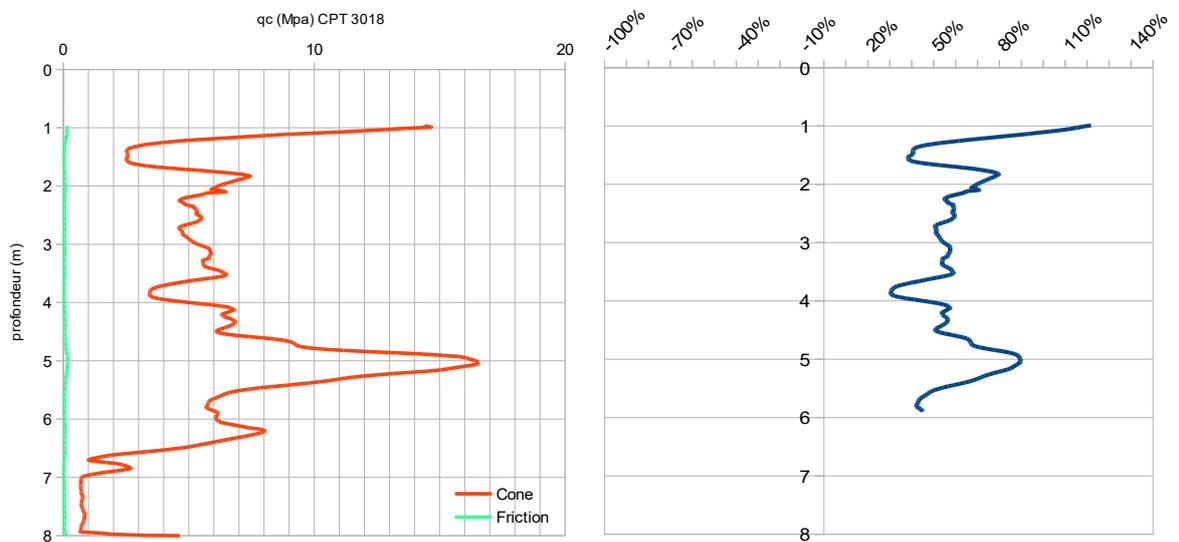
Sondage CPT 3016



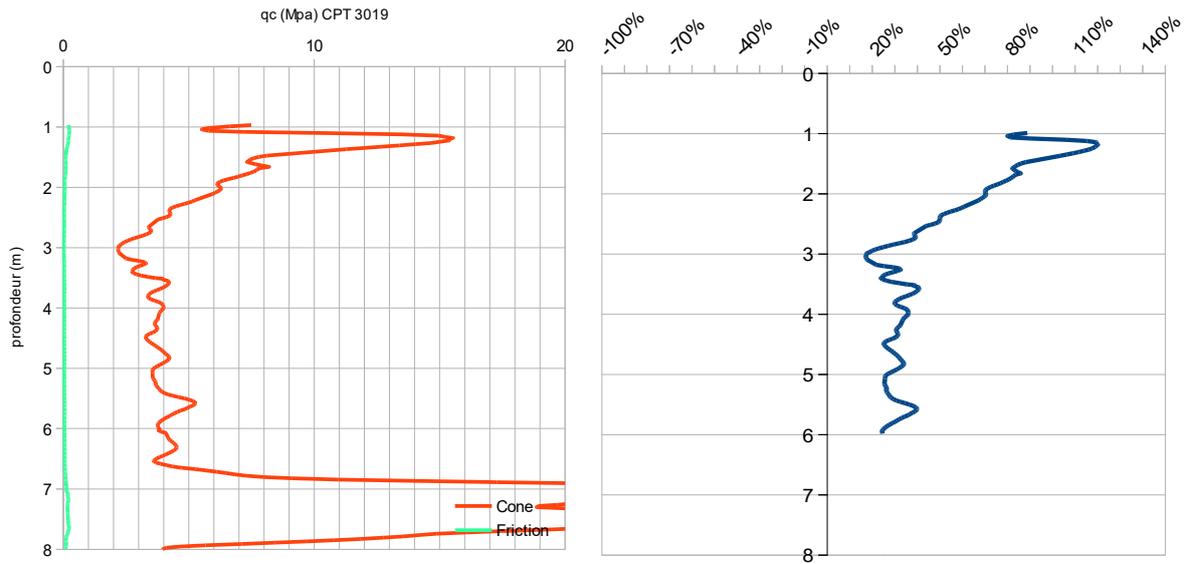
Sondage CPT 3017



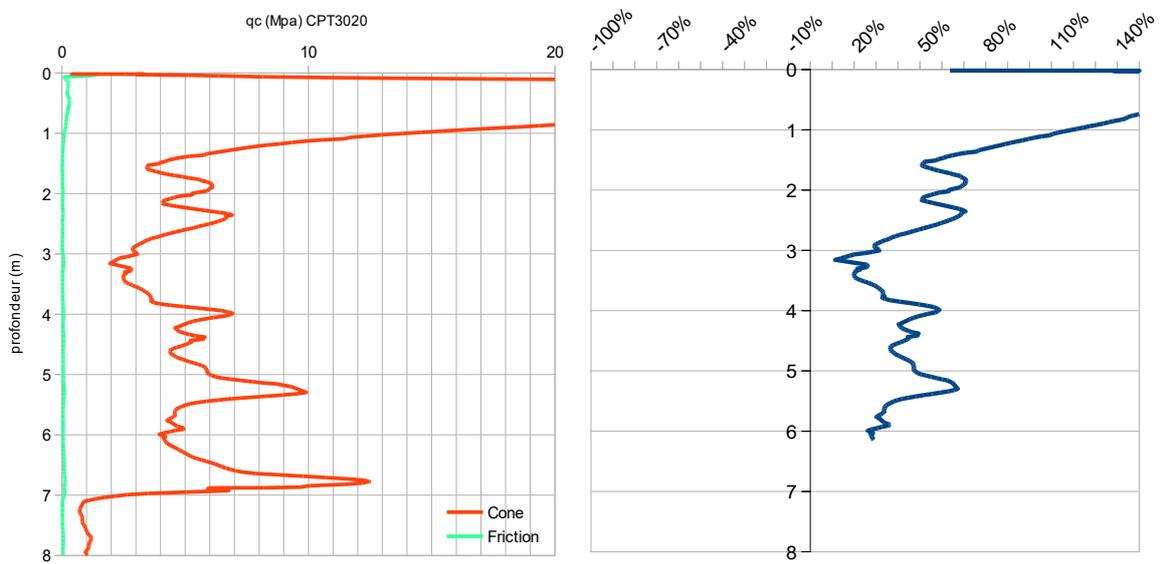
Sondage CPT3018



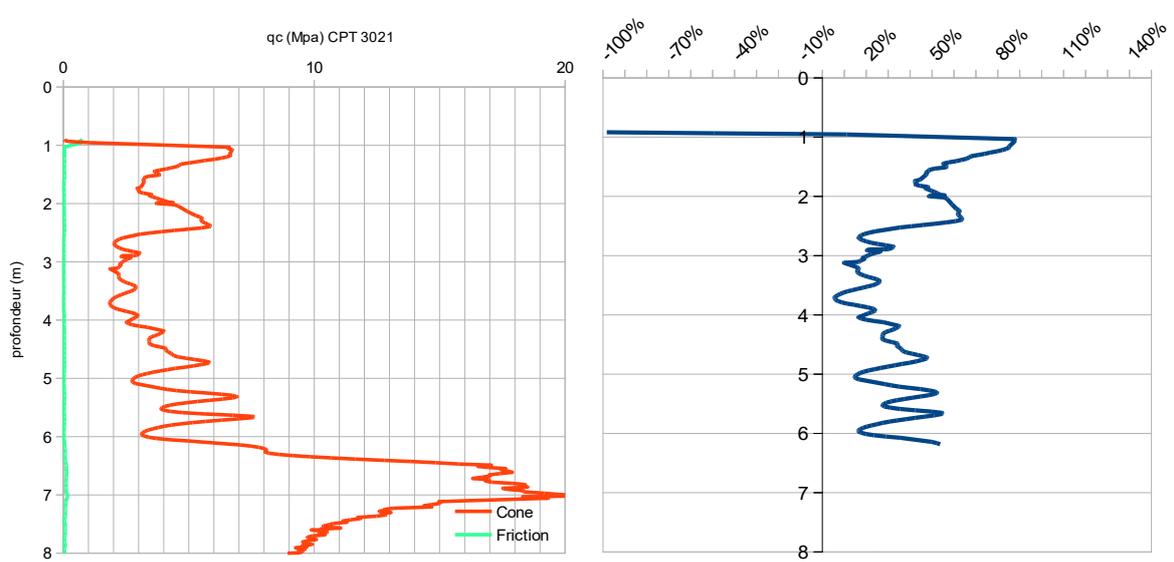
Sondage CPT3019



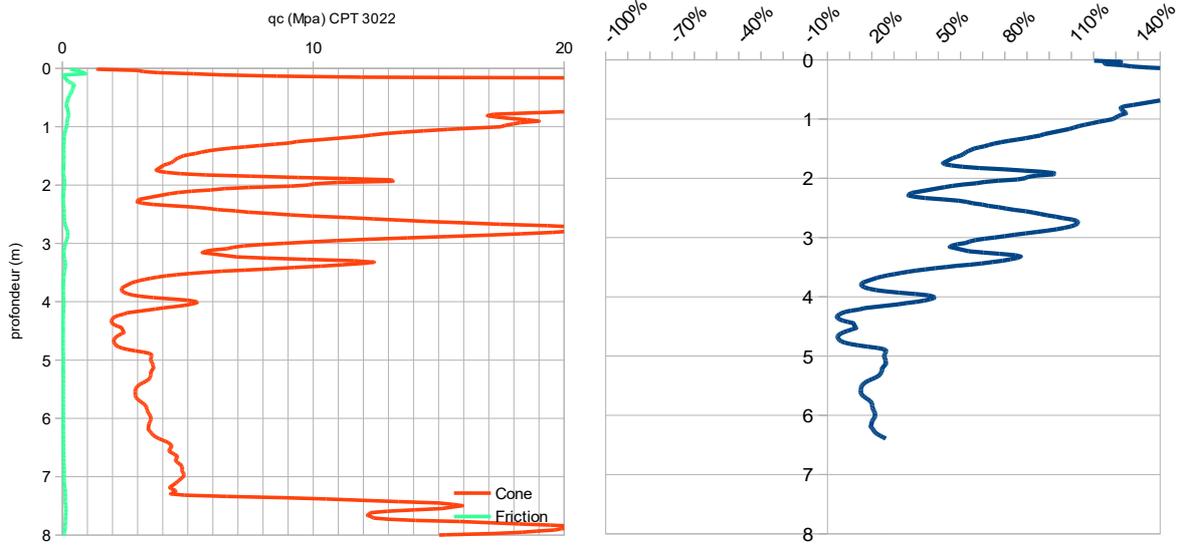
Sondage CPT3020



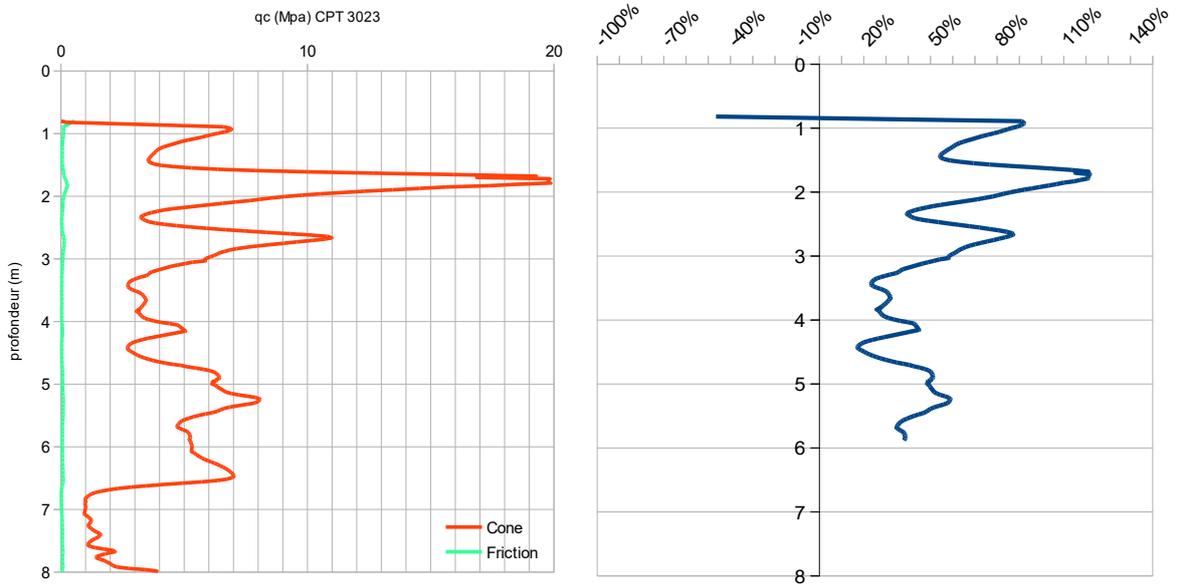
Sondage CPT3021



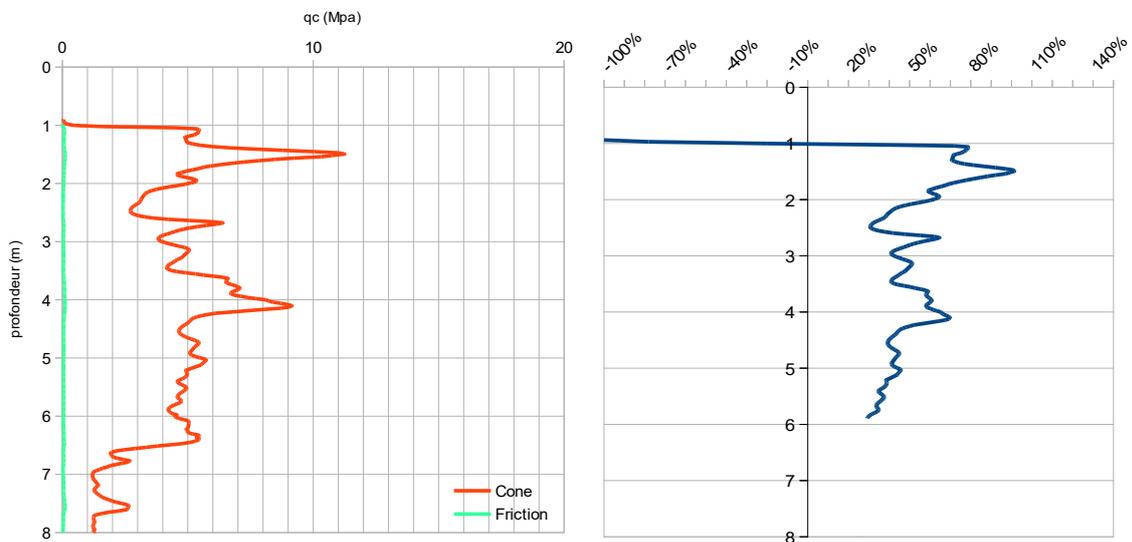
Sondage CPT3022



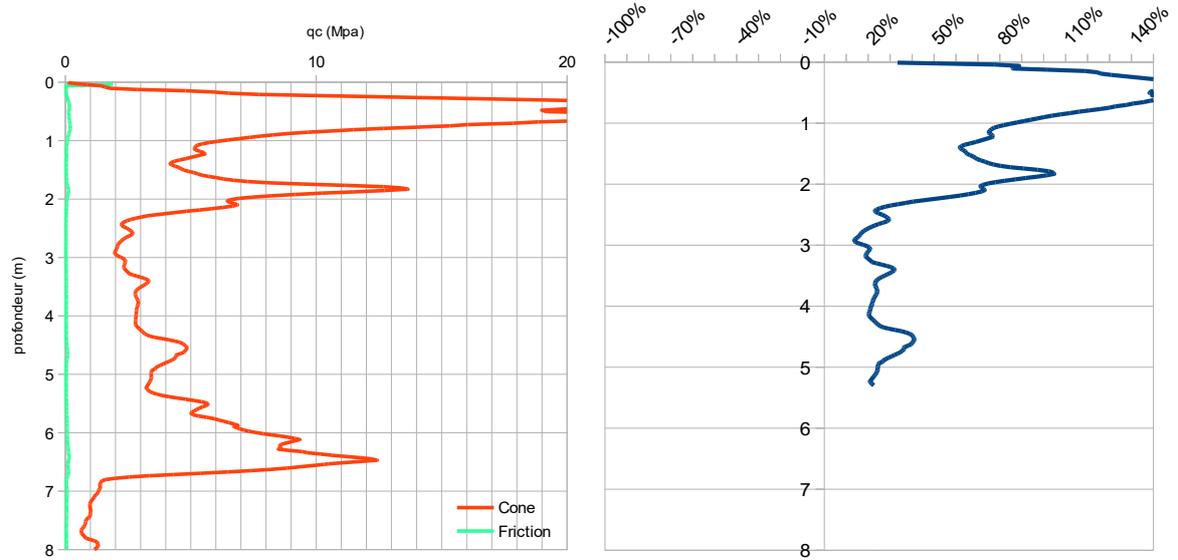
Sondage CPT3023



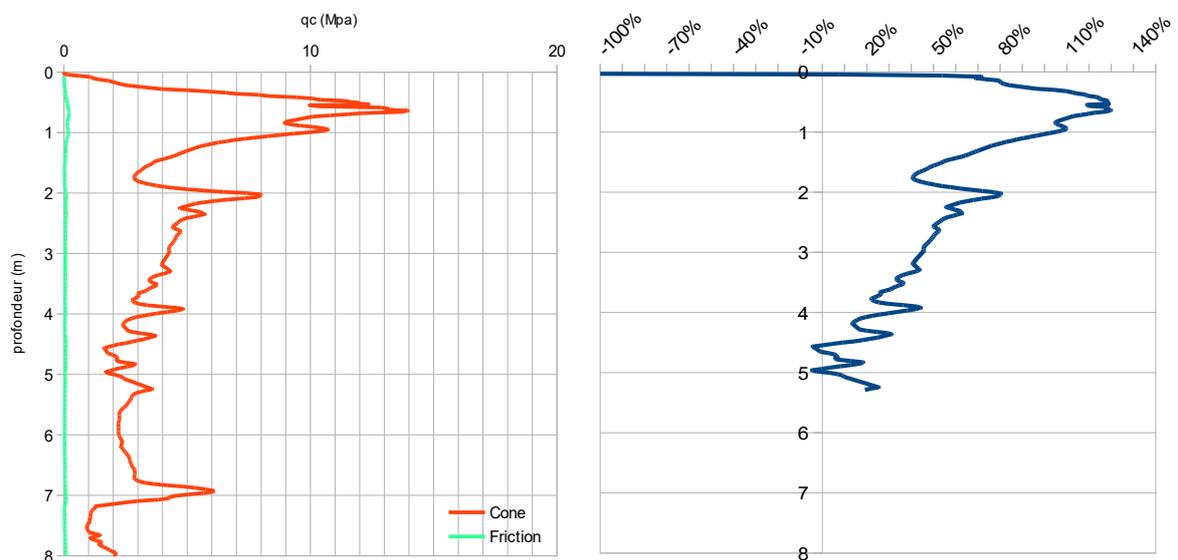
Sondage CPT3024



Sondage CPT3025



Sondage CPT3026



ANNEXE 3

Images en tomographie aux Rayons X

Généralité concernant les expérimentations menées en tomographie aux Rayons X réalisées à l'ISTO d'Orléans.

L'enchaînement des cycles, la concordance avec une phase de séchage (S) ou d'humidification (H), du numéro de série au tomographe et des mesures de perméabilités (K) sont résumés sur la Figure 181.

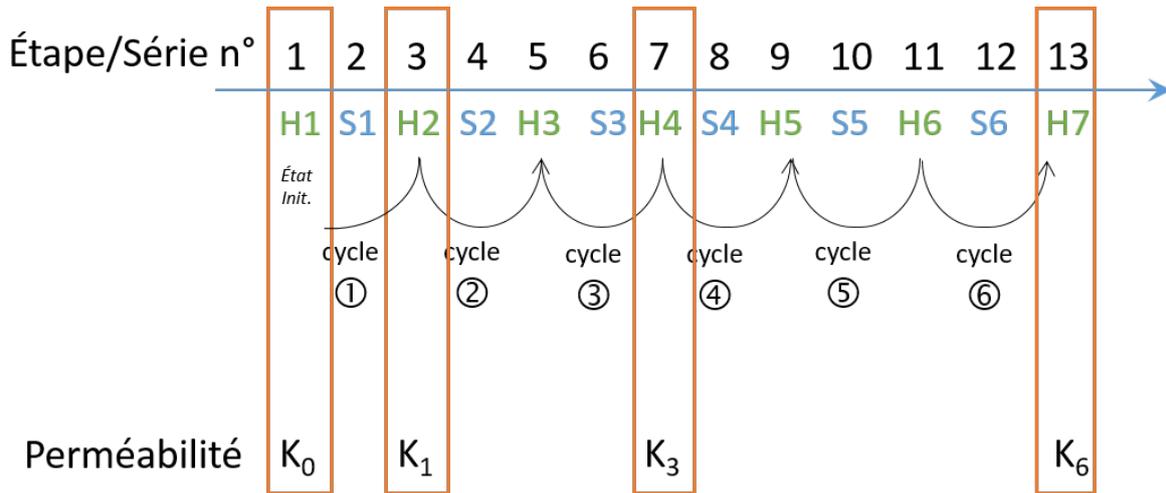


Figure 181 : enchaînement des phases de séchage (S) et humidification (H) sur la même éprouvette. Les numéros correspondent à la série acquise au tomographe au Rayon X, les cycles correspondent à une phase de séchage et d'humidification consécutive. La conductivité hydraulique K a été mesurée sur des échantillons de grande dimension ayant suivi la même histoire hydrique

Le récapitulatif du suivi est présenté dans le tableau ci-dessous.

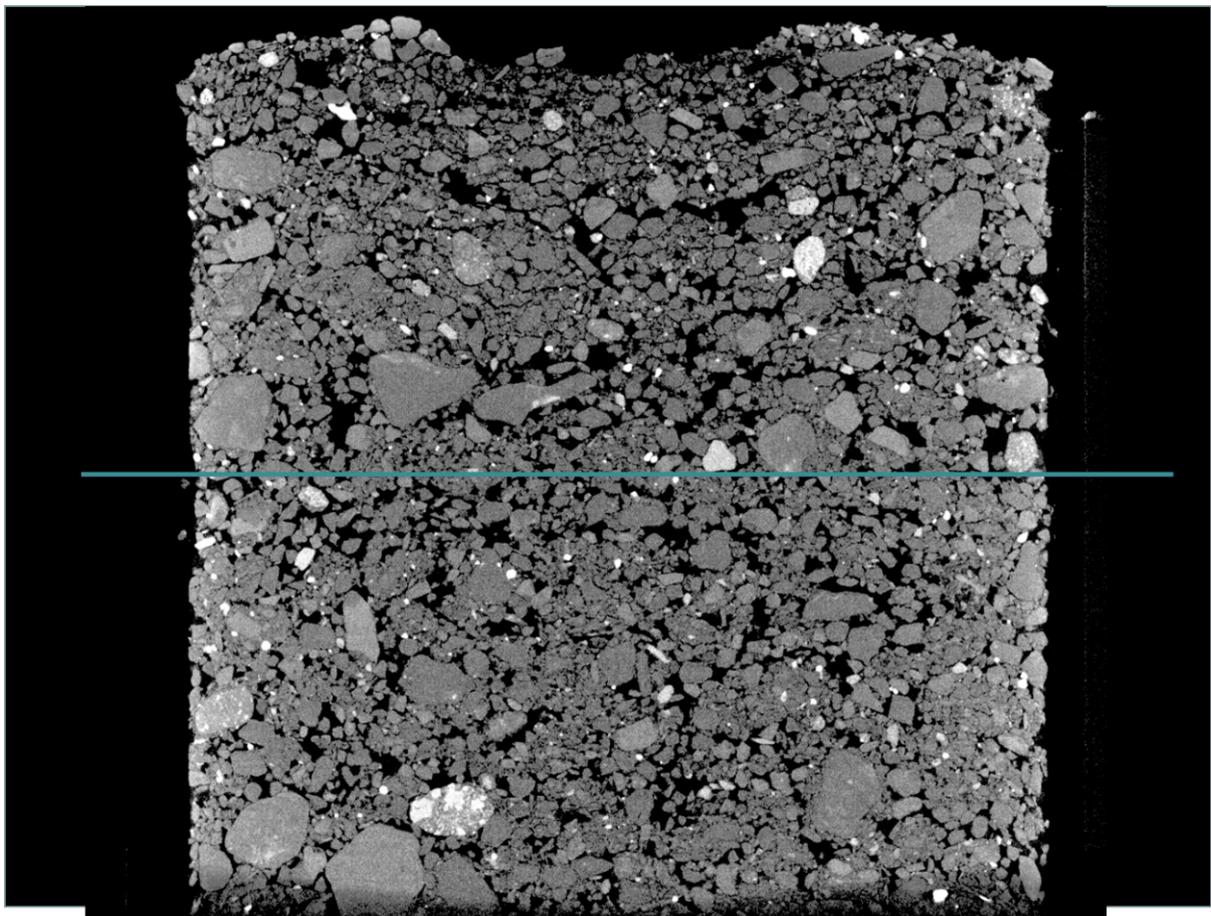
Tableau 30 : récapitulatif des dates d'acquisition de chaque série au tomographe aux rayon X, et des masses des échantillons avec leur porte-échantillon

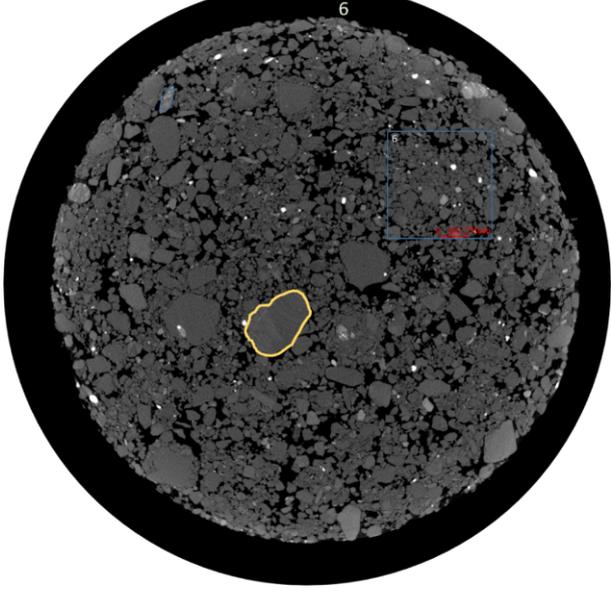
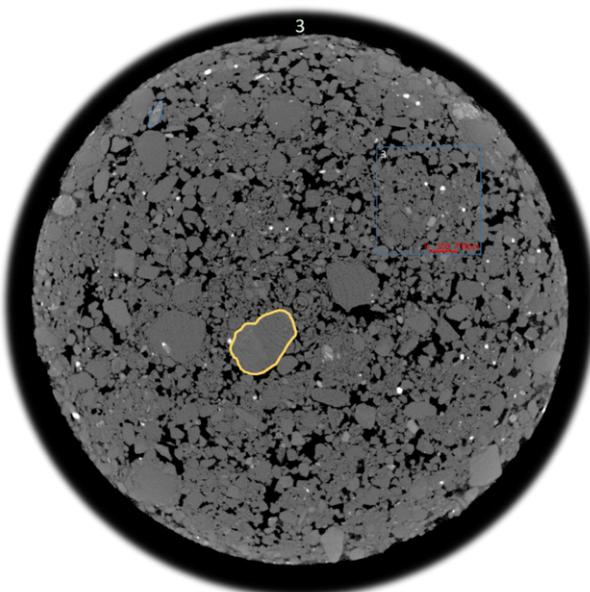
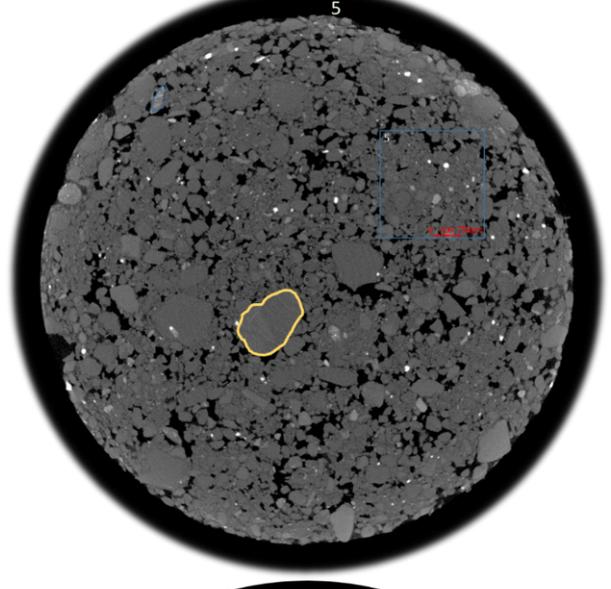
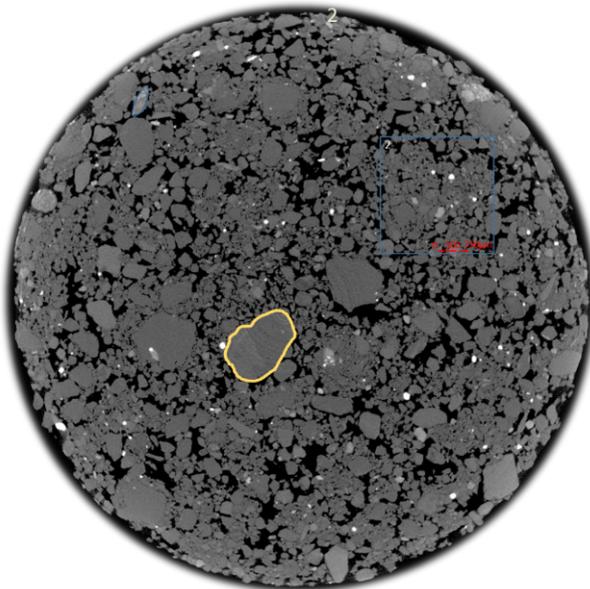
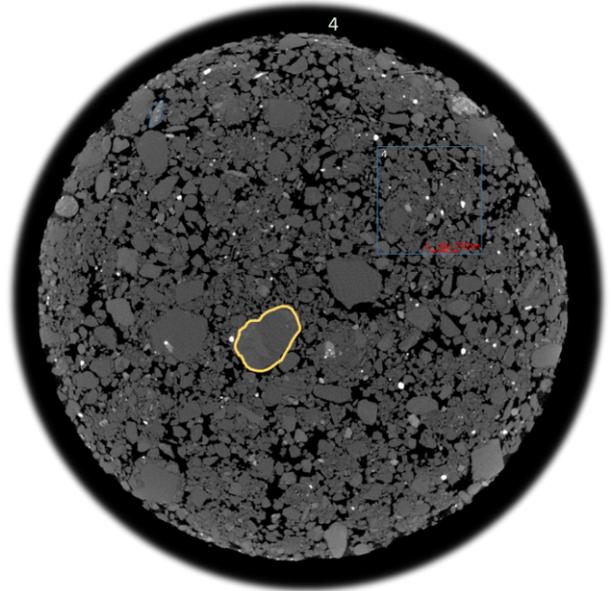
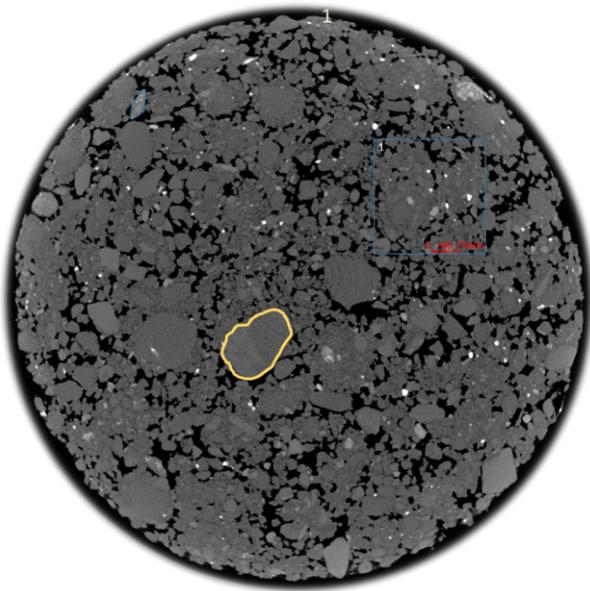
Date de la prise d'image	N° de la série	masse de l'échantillon et porte échantillon	Variation de masse
13 février 2018	1 – humidification initiale (H1)	Masse initiale 21.90 g	
16 mars 2018	2 – premier séchage (S1)	21.10 g	-0.80 g
*	3 – deuxième humidification (H2)	*	*
19 novembre 2018	4 – deuxième séchage (S2)	21.03 g	-0.87 g
19 novembre 2018	5 – troisième humidification (H3)	22.22 g	+1.17 g

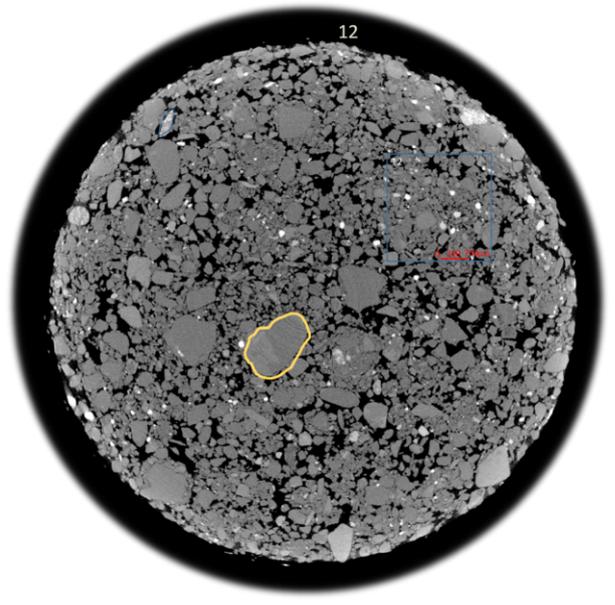
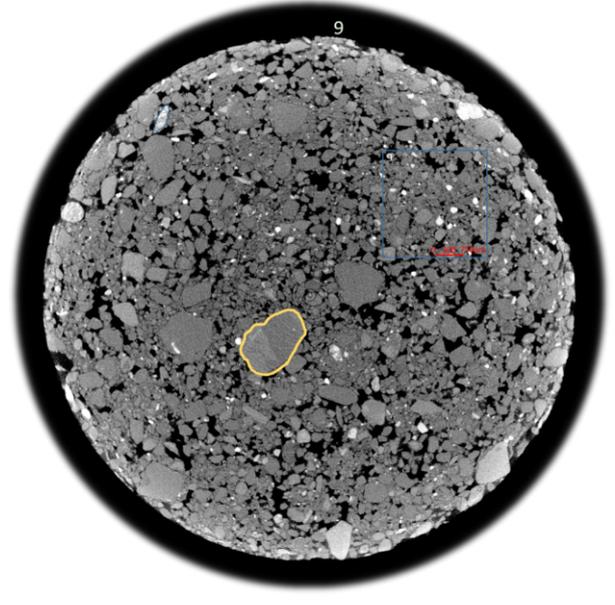
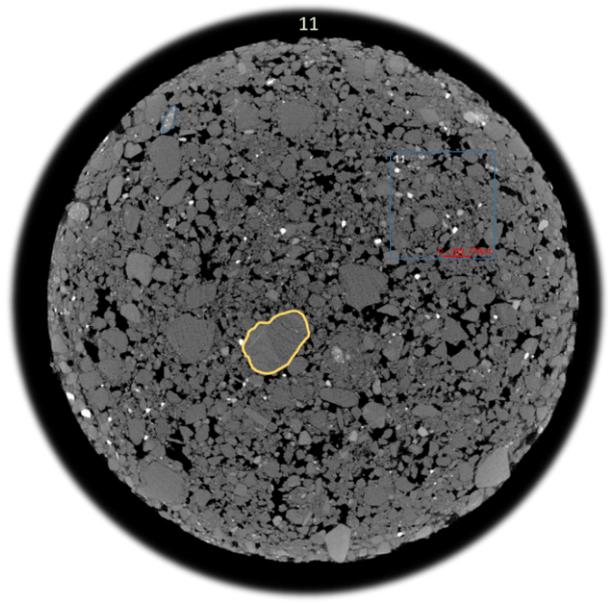
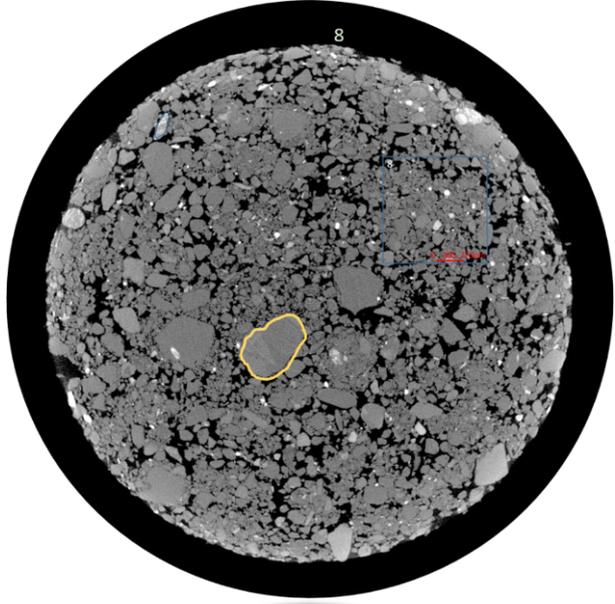
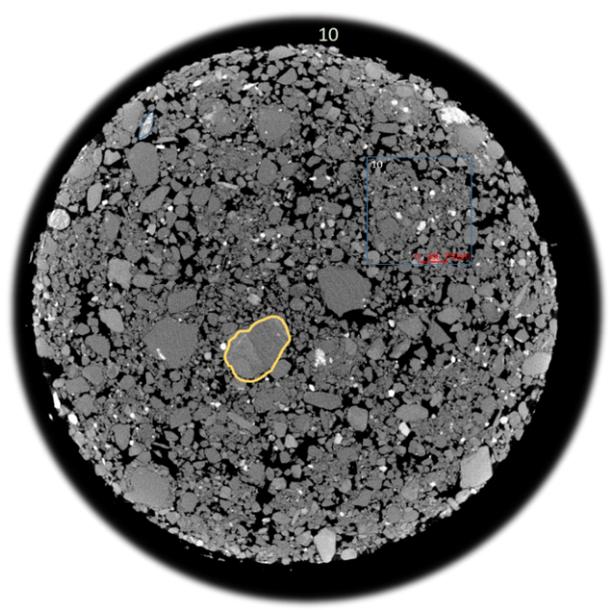
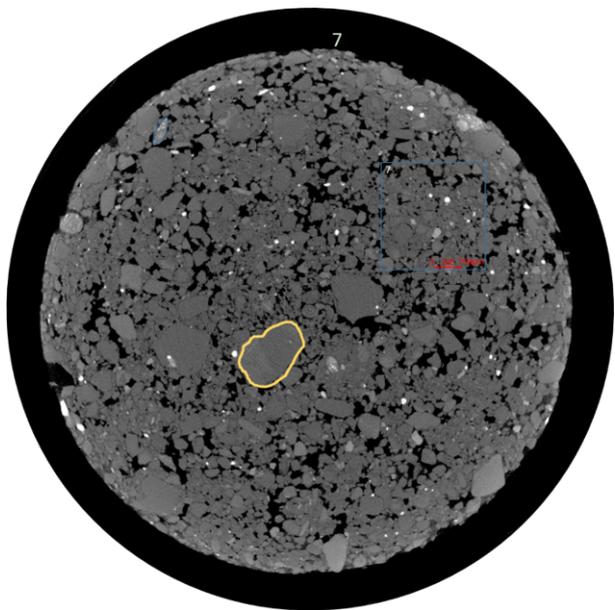
4 décembre 2018	6 – troisième séchage (S3)	20.97 g	-1.25 g
5 décembre 2018	7 – quatrième humidification (H4)	21.92 g	+0.95 g
11 décembre 2018	8 – quatrième séchage (S4)	20.96 g	-0.96 g
11 décembre 2018	9 – cinquième humidification (H5)	21.93 g	+0.97 g
18 décembre 2018	10 – cinquième séchage (S5)	20.94 g	-0.94 g
13 février 2019	11 – sixième humidification (H6)	22.06 g	+1.12 g
	12 – sixième séchage (S6)		
	13 – septième humidification (h7)		

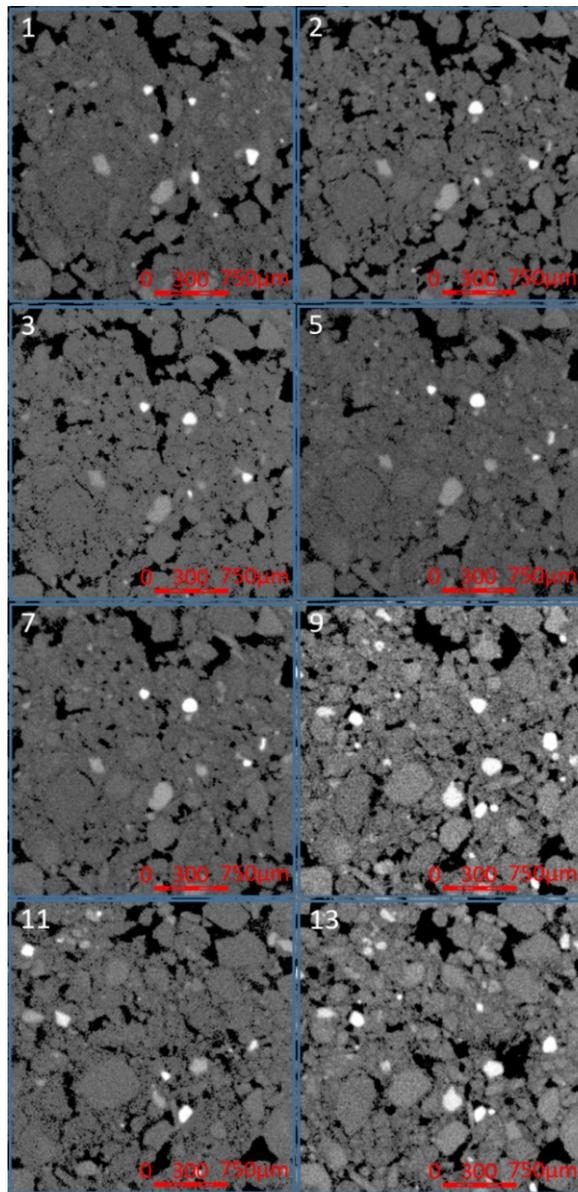
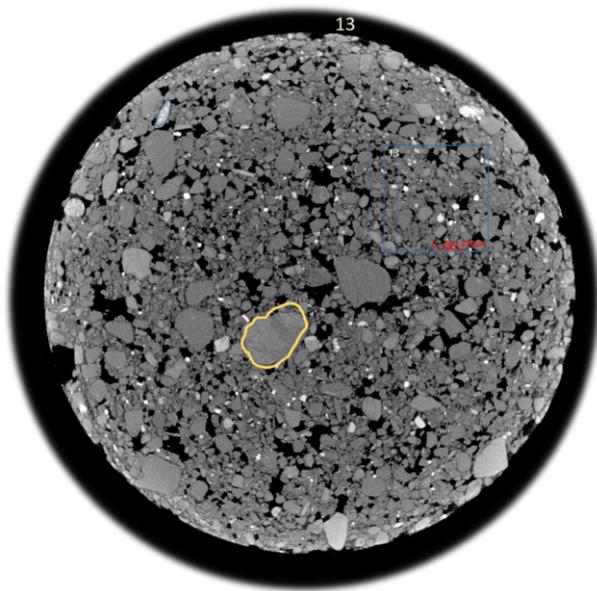
Images de la section dite de Référence

Localisation de la section sur l'éprouvette (environ à mi-hauteur). L'éprouvette mesure 1,5 cm de diamètre et 2 cm de hauteur. Le haut de l'éprouvette est une surface libre





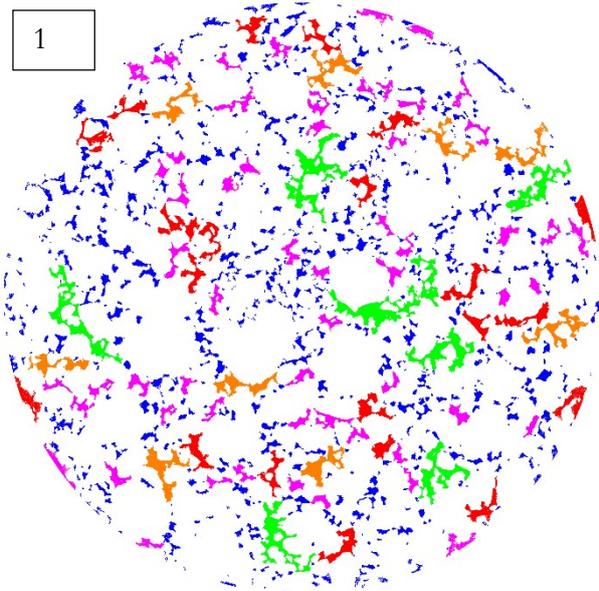




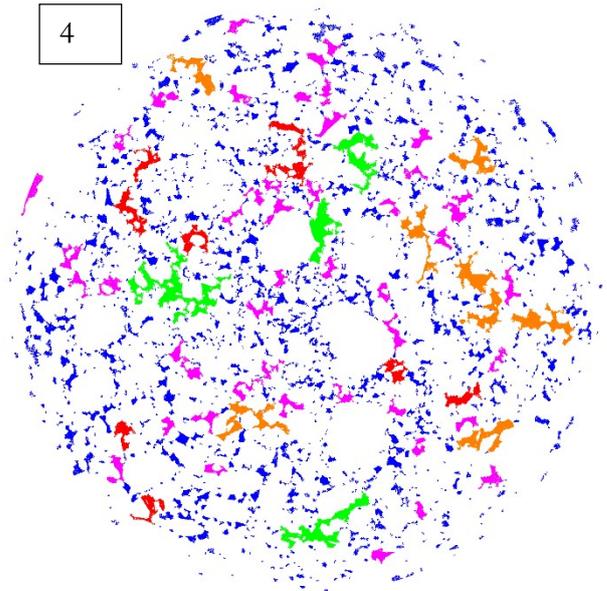
Examen de détail de l'évolution d'un agrégat dans la section Référence

Analyse de la porosité segmentée par classe de diamètre de pores sur la section Référence :

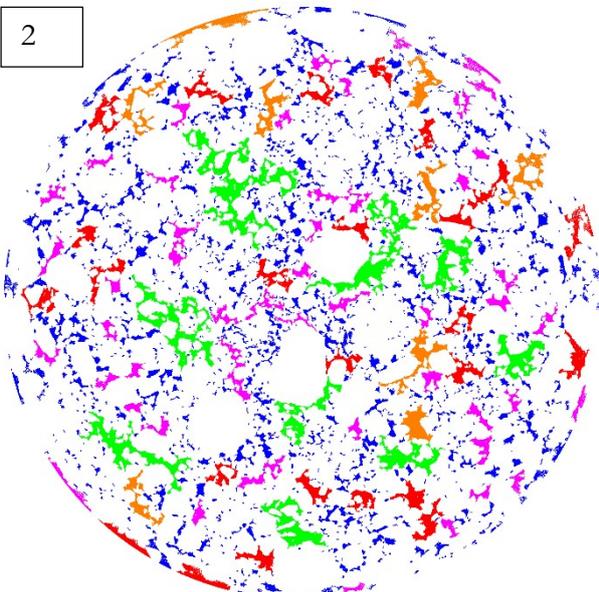
1



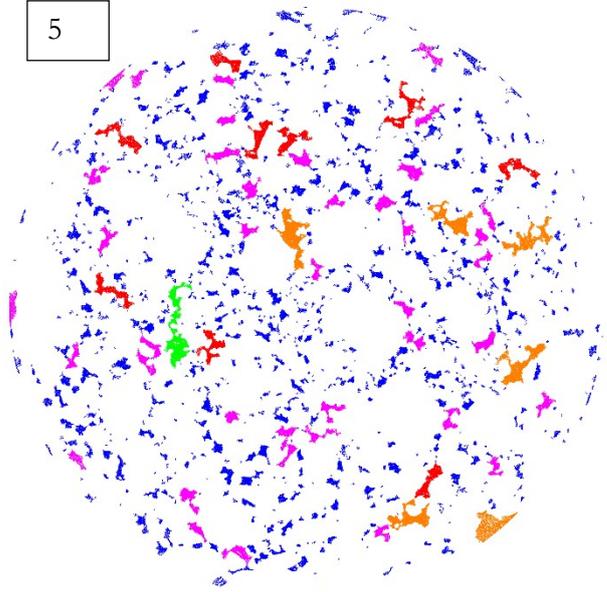
4



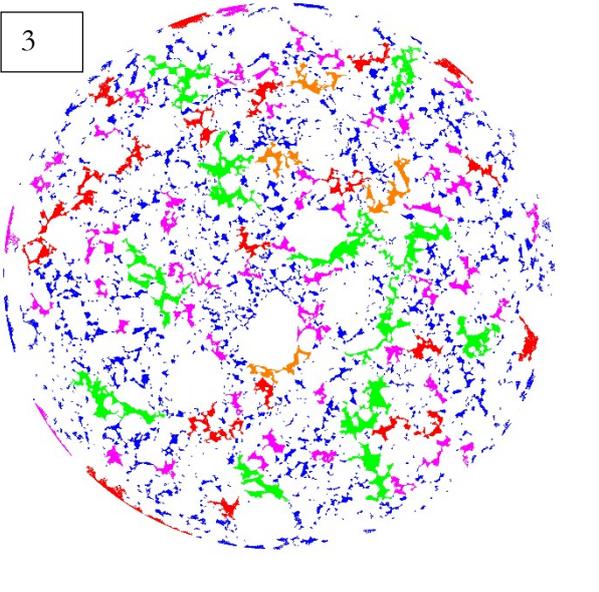
2



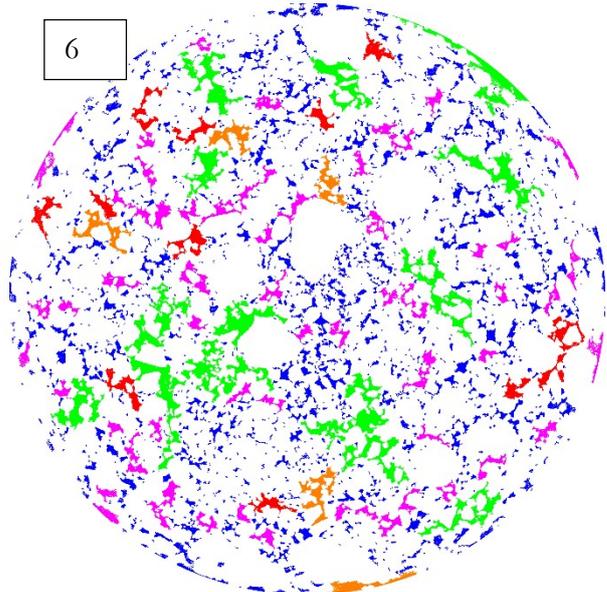
5



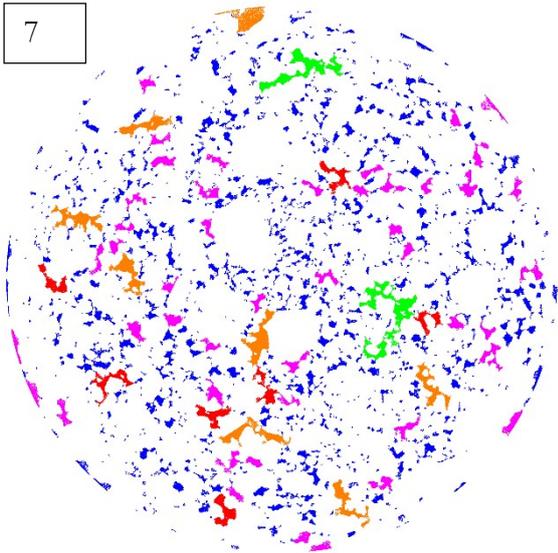
3



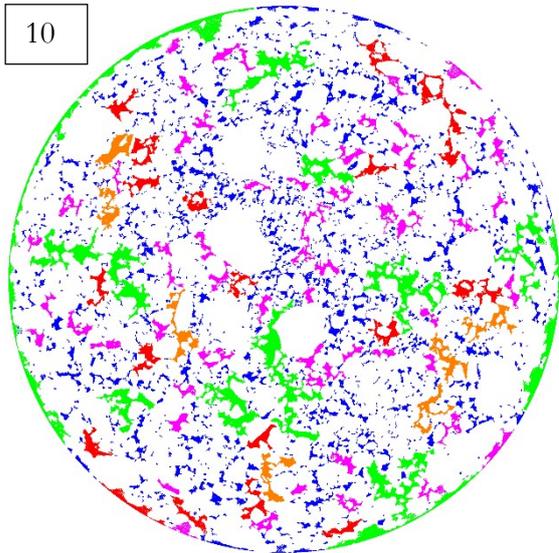
6



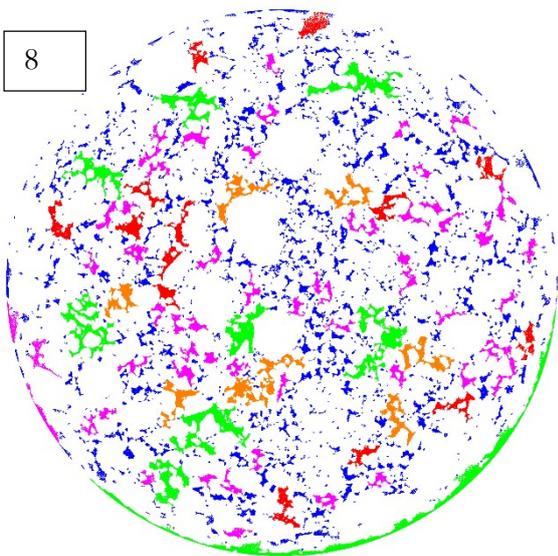
7



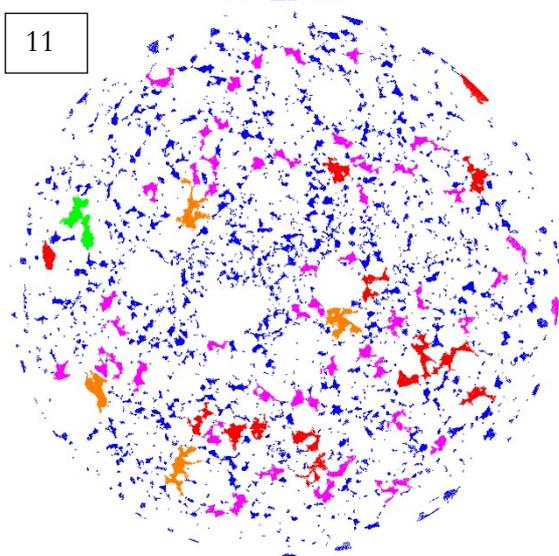
10



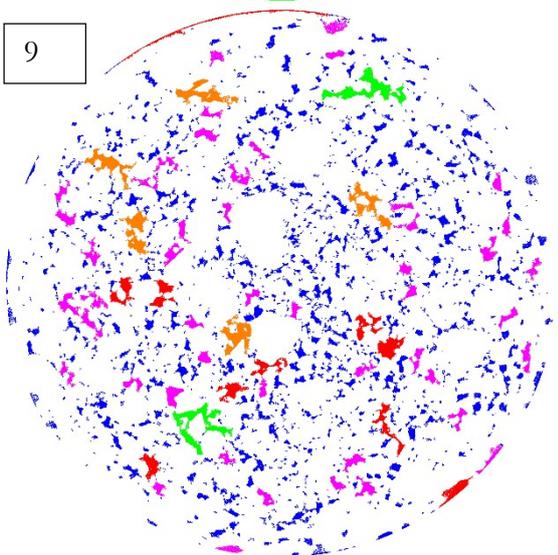
8



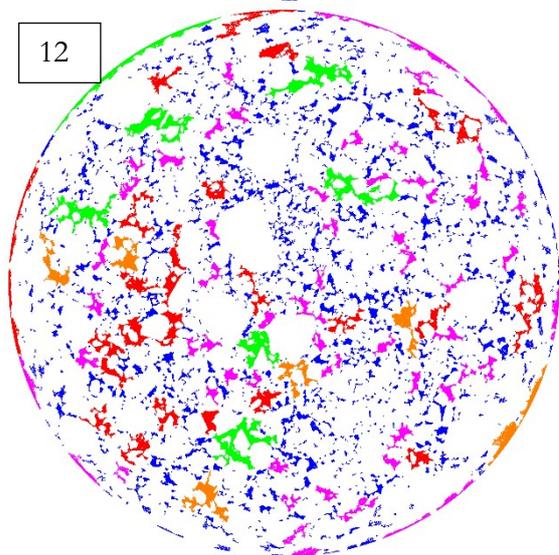
11



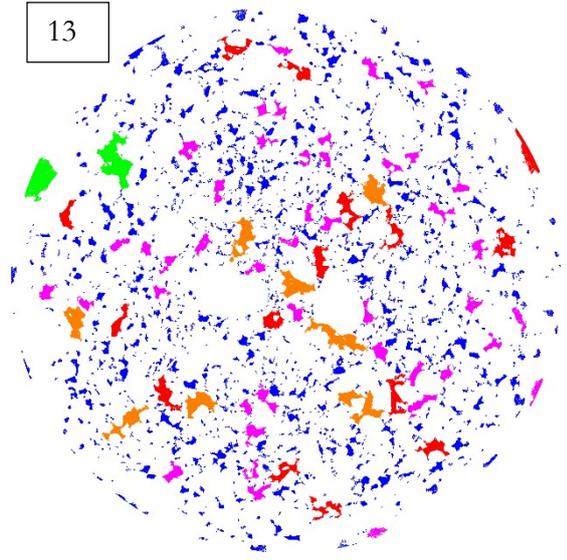
9



12



13

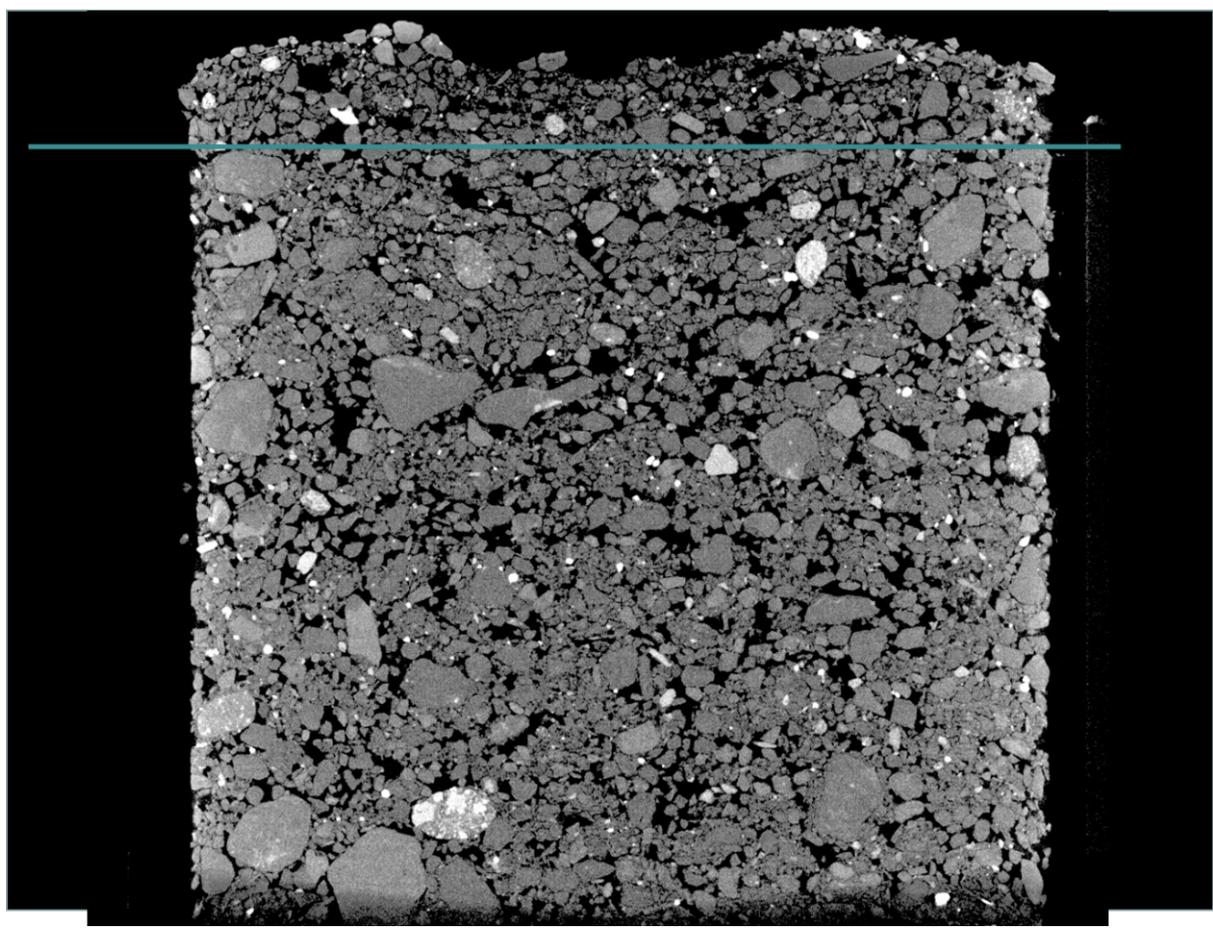


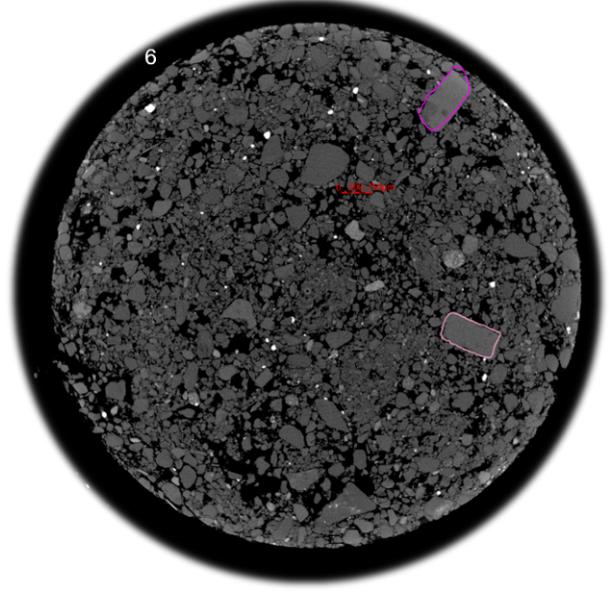
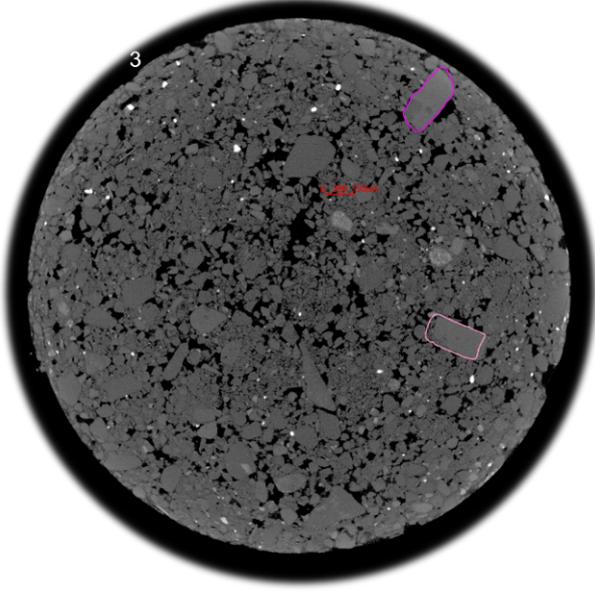
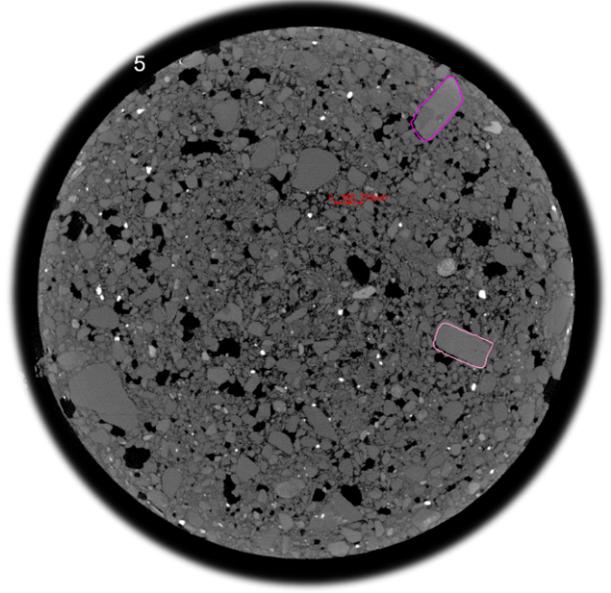
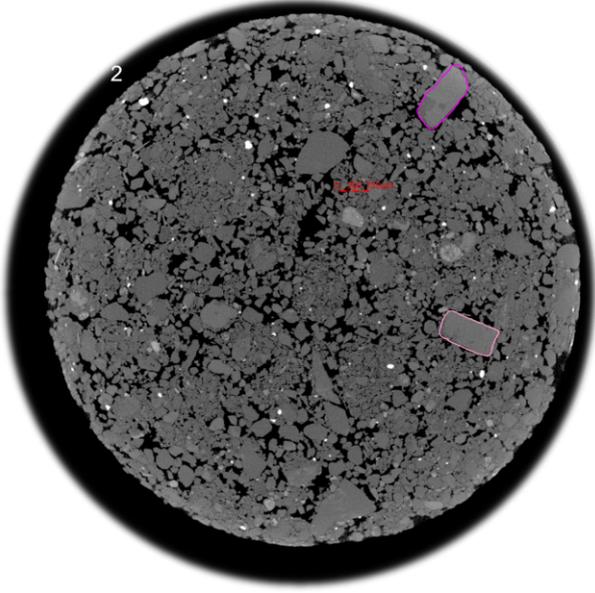
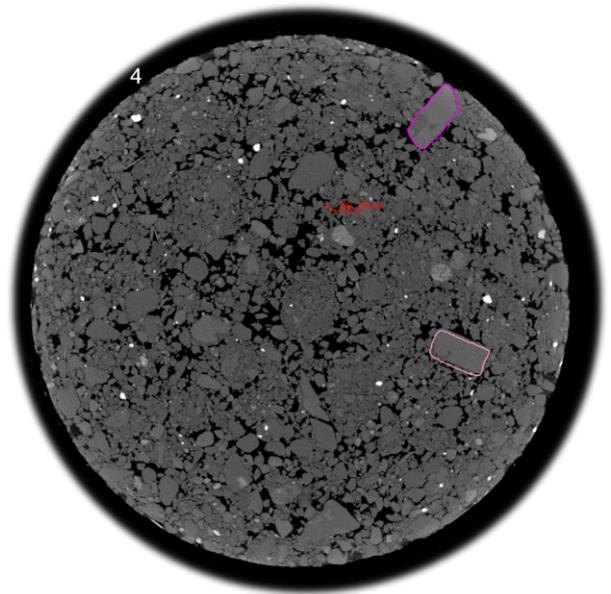
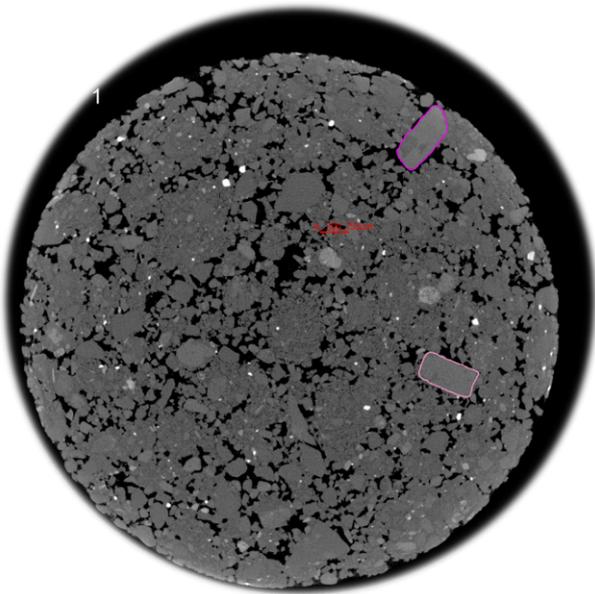
code couleur pour le diamètre des pores

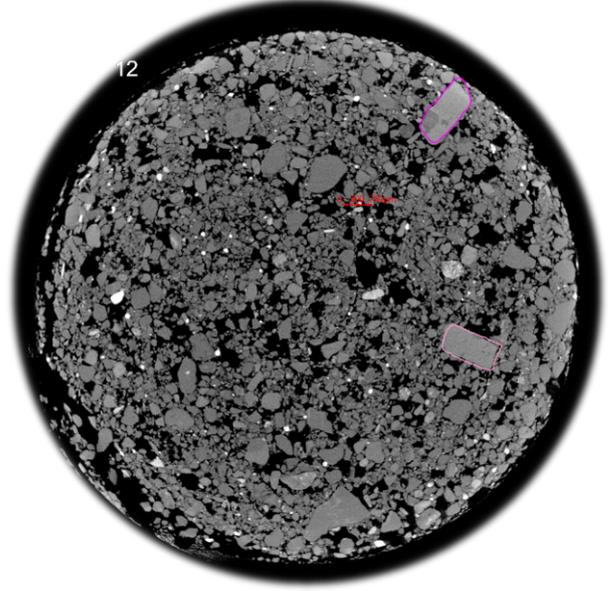
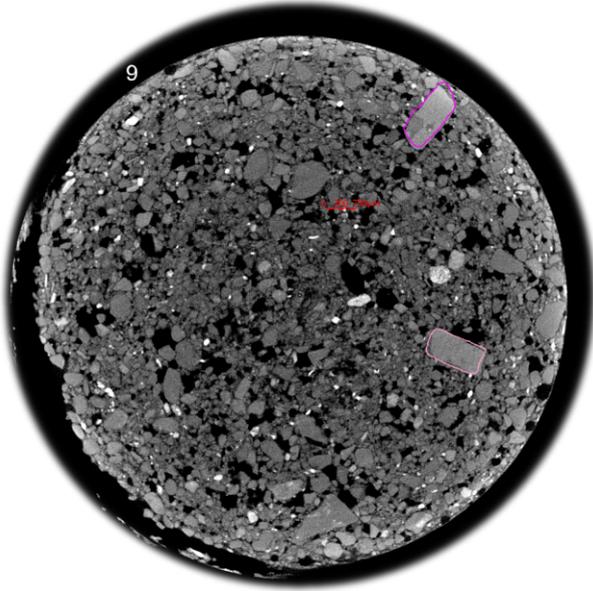
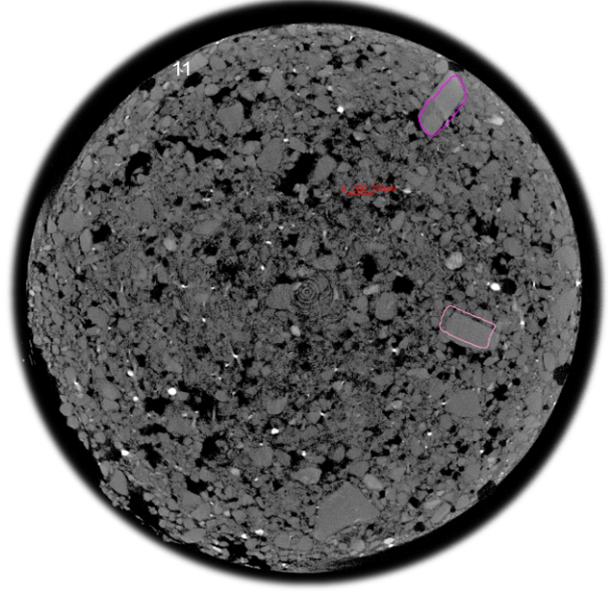
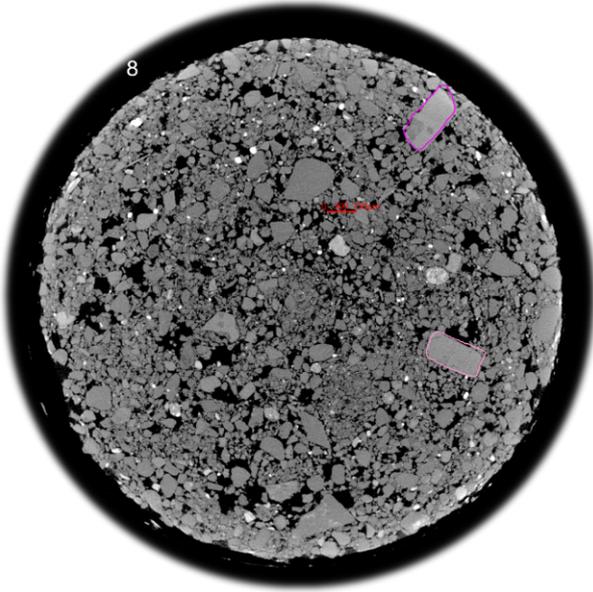
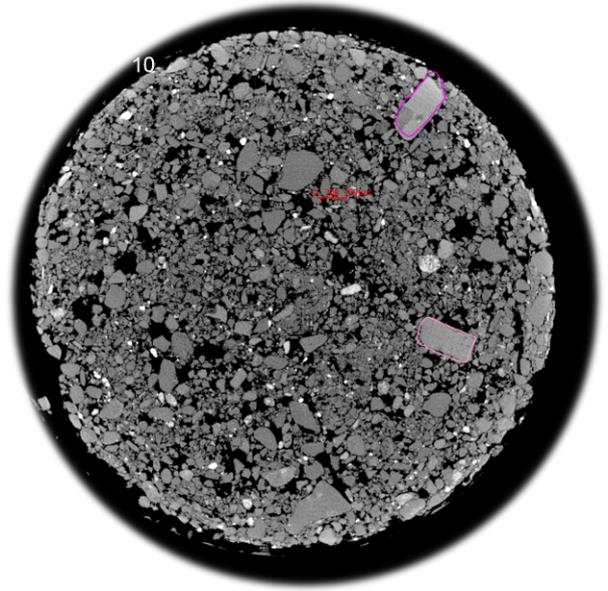
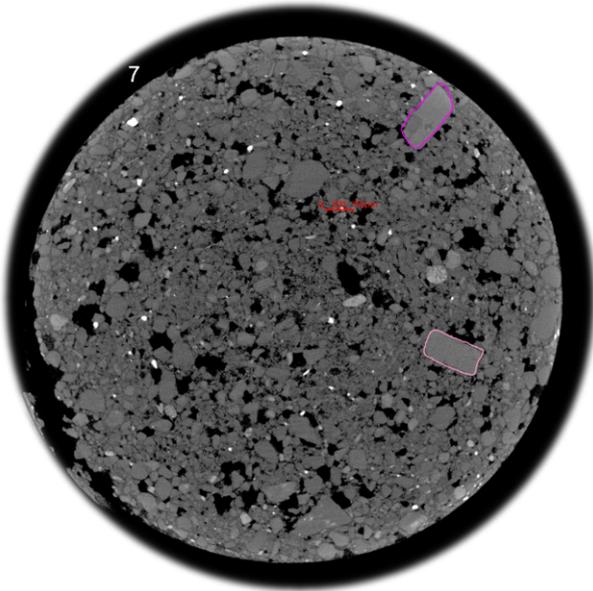
-  $100 < d < 1000 \mu\text{m}$
-  $80 < d < 100 \mu\text{m}$
-  $60 < d < 80 \mu\text{m}$
-  $40 < d < 60 \mu\text{m}$
-  $0 < d < 40 \mu\text{m}$

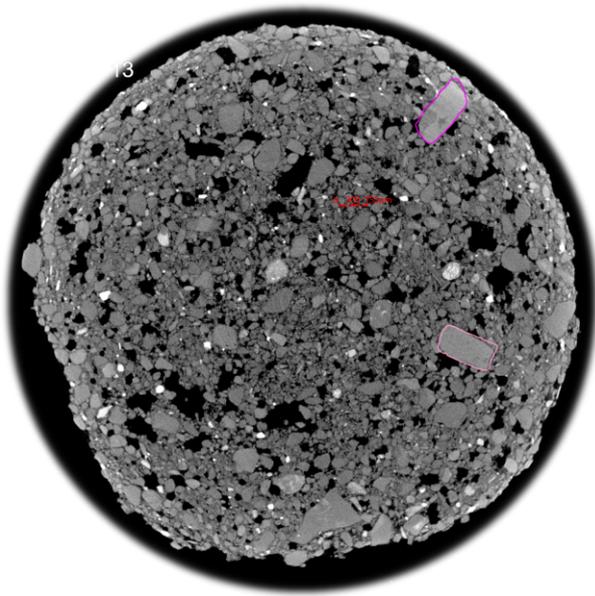
Images de la section dite du Haut

Localisation de la section sur l'éprouvette (environ à 5 mm sous la surface libre). L'éprouvette mesure 1,5 cm de diamètre et 2 cm de hauteur.



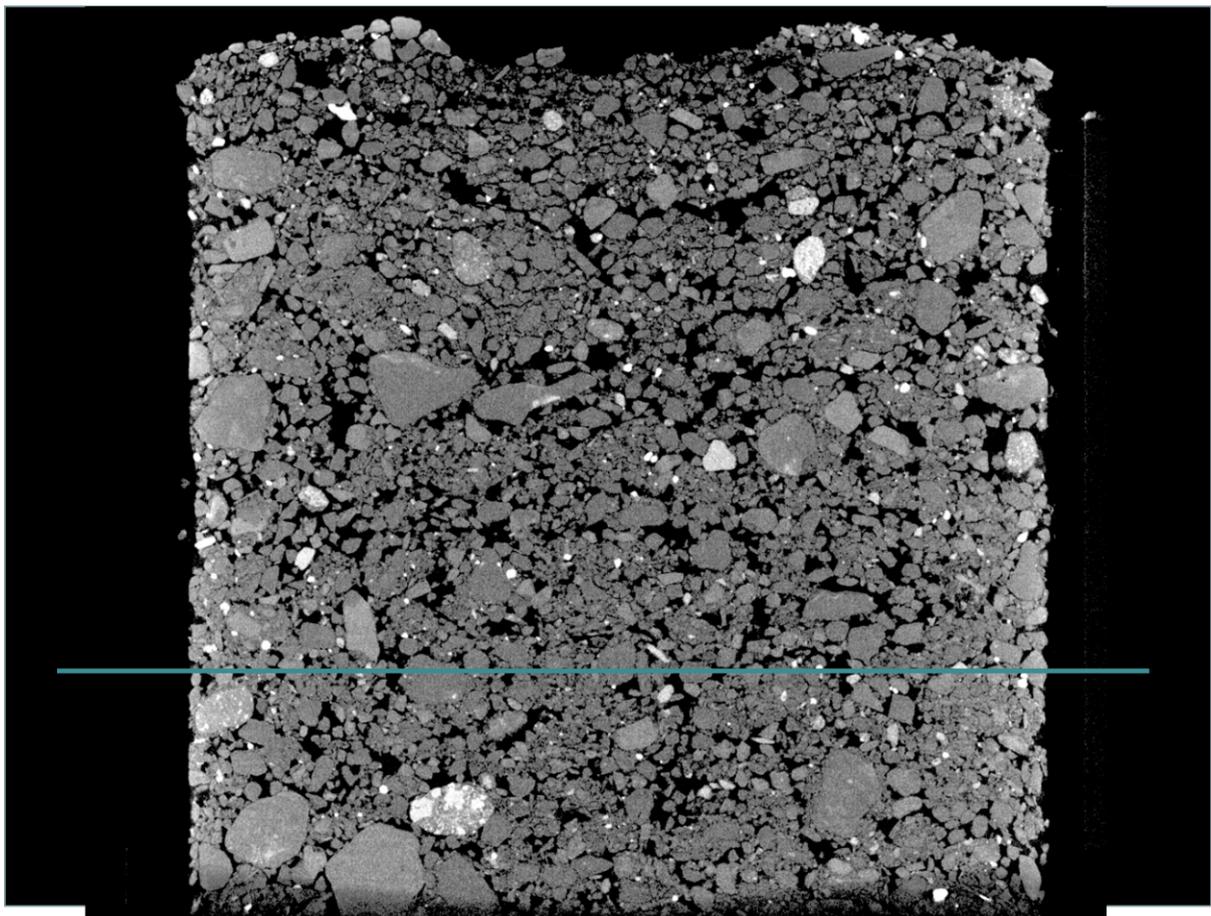


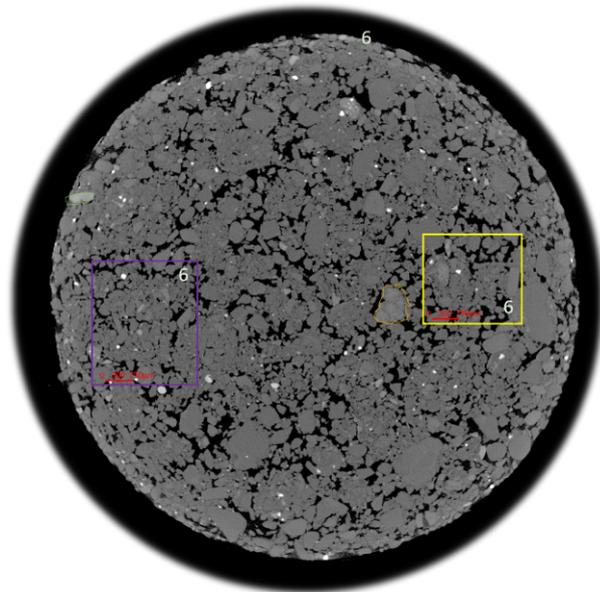
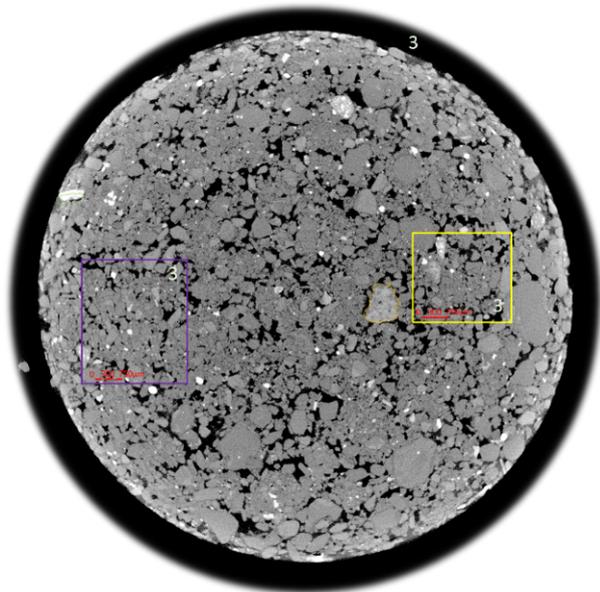
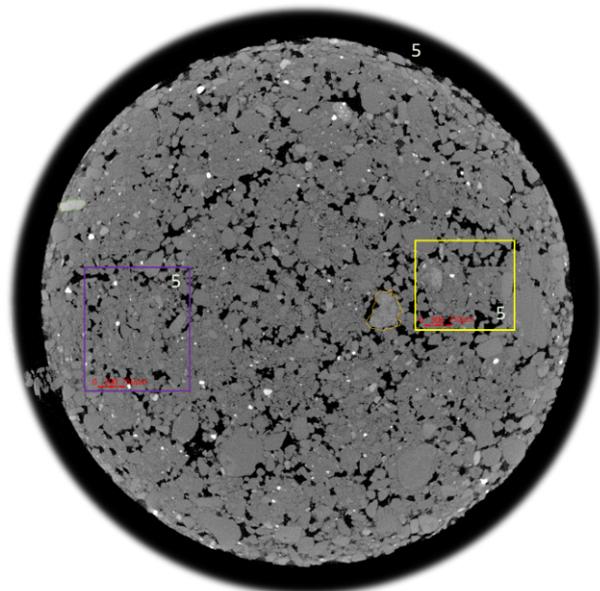
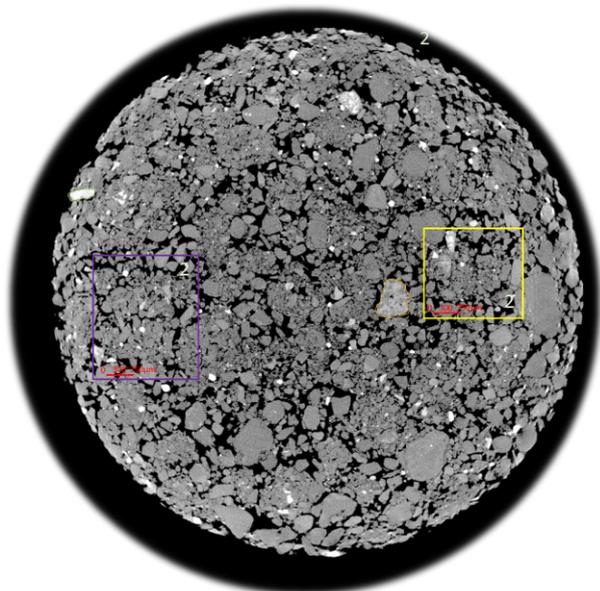
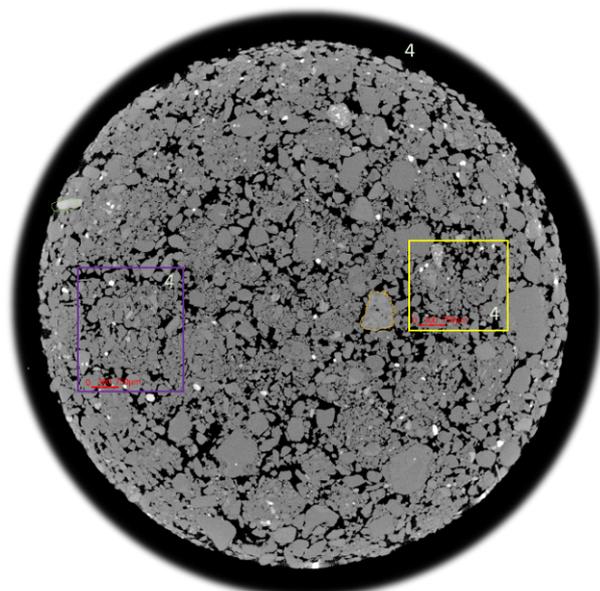
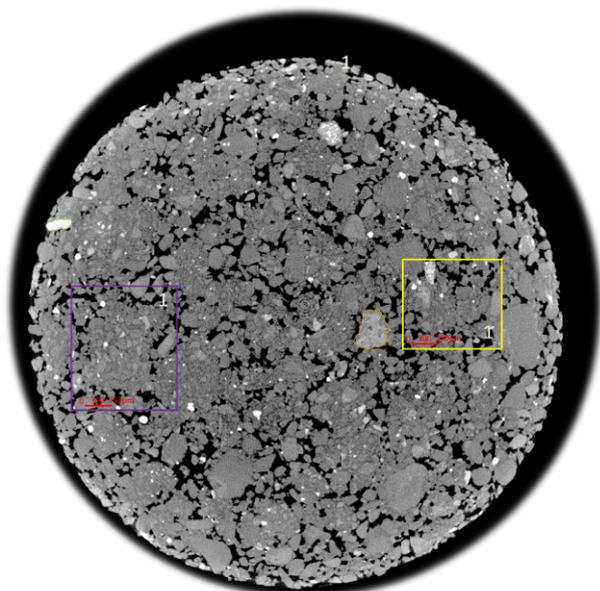


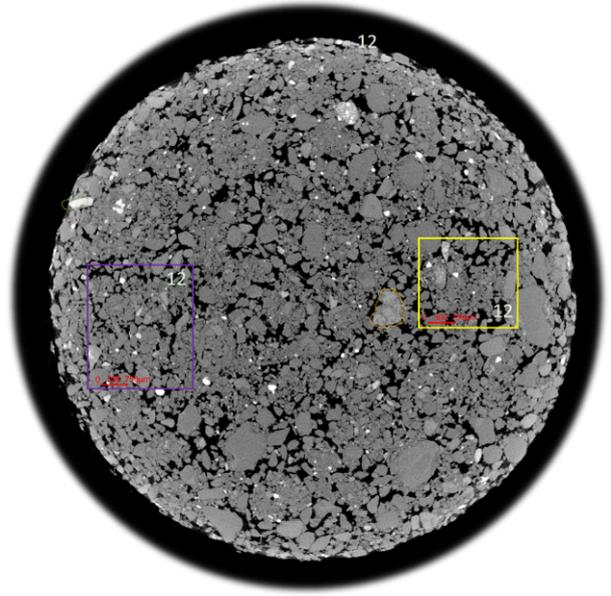
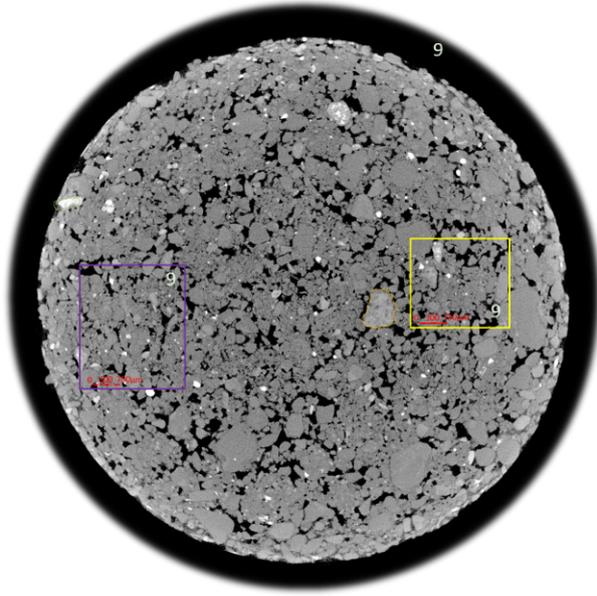
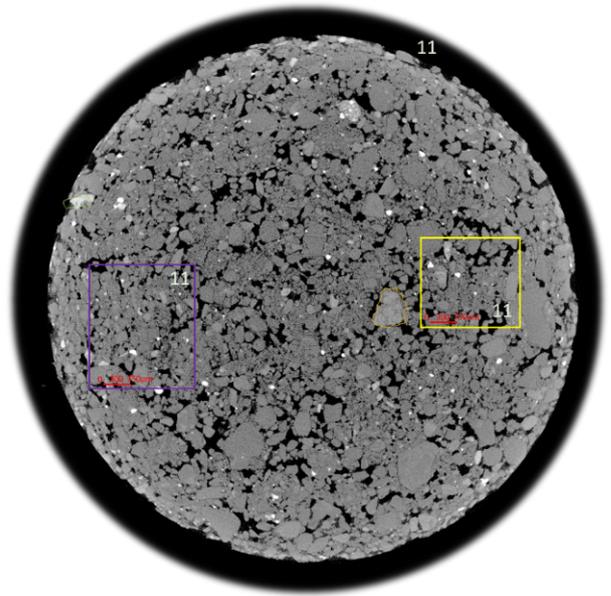
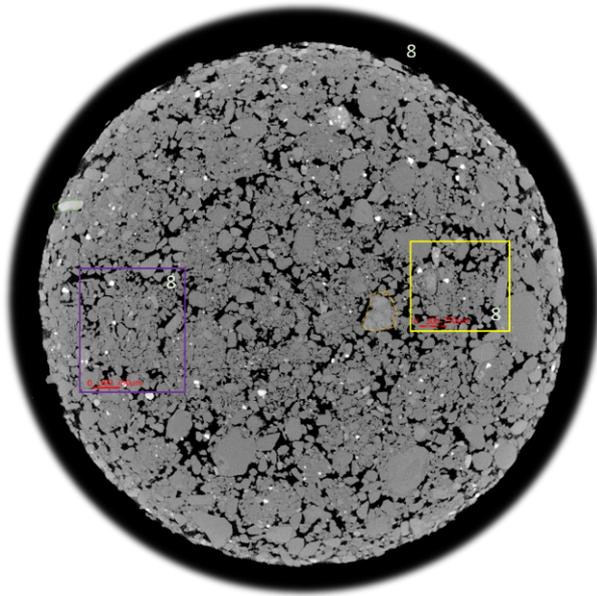
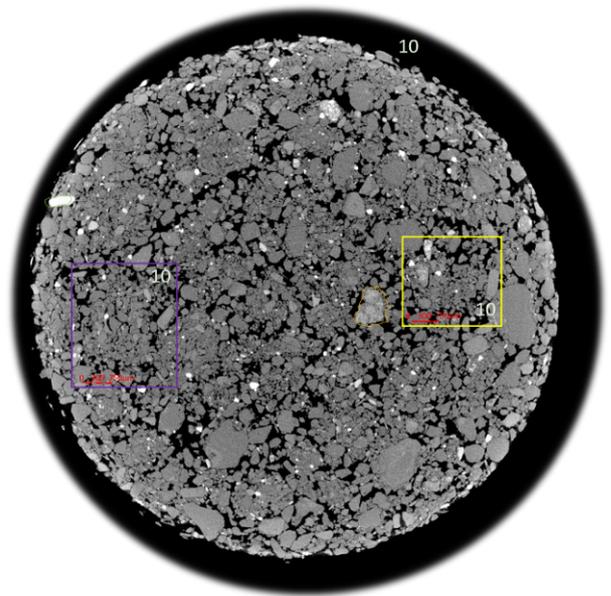
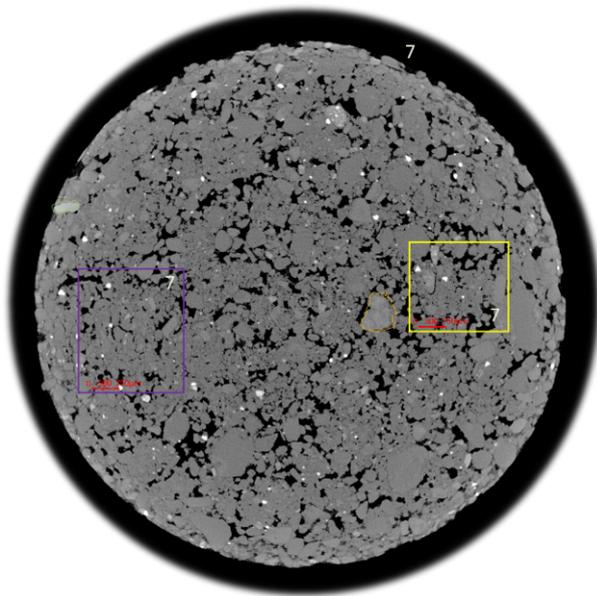


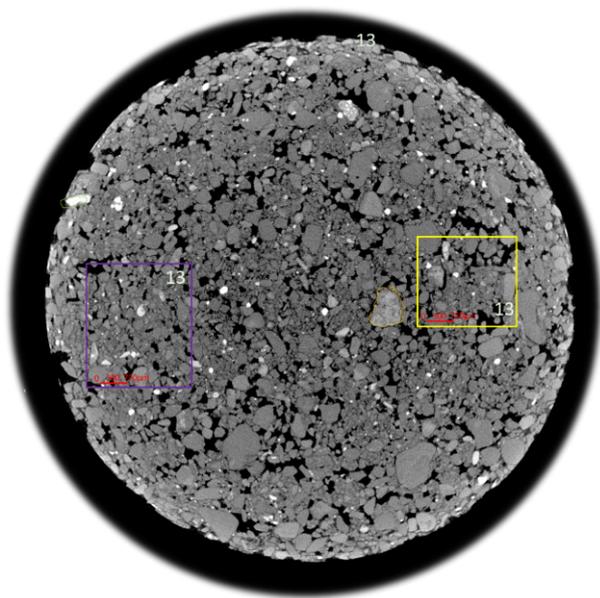
Images de la section dite du Bas

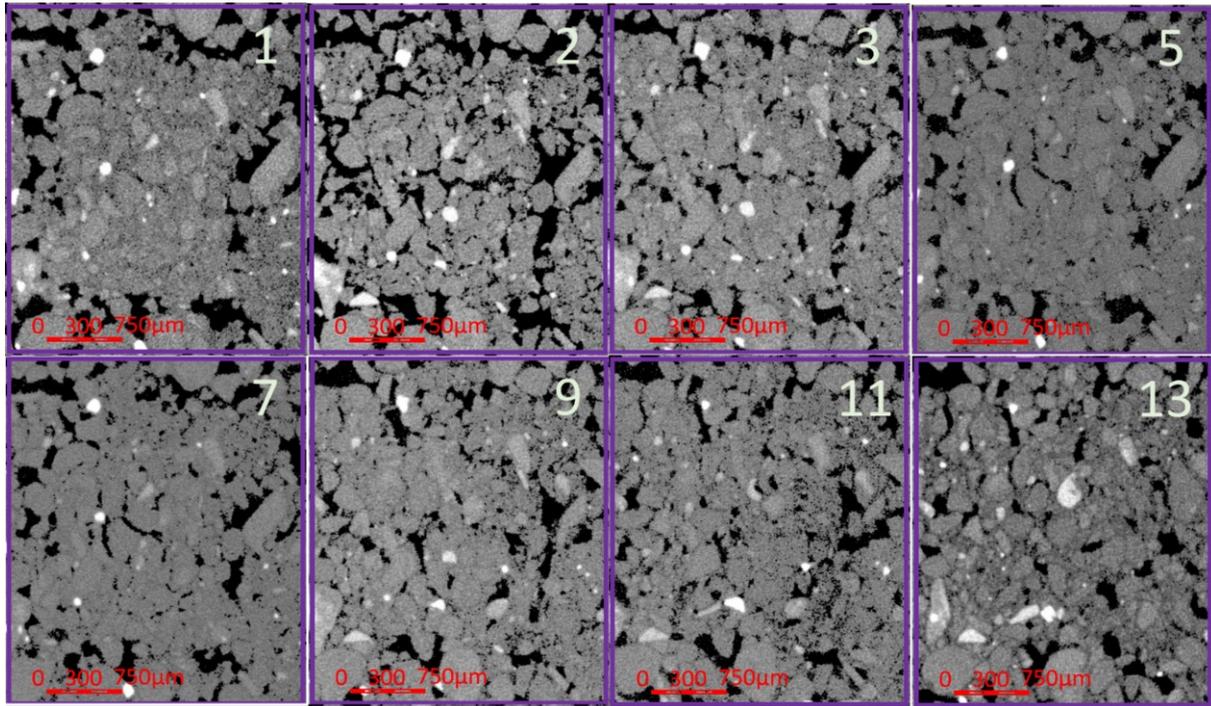
Localisation de la section sur l'éprouvette à environ à 1/3 du bas. L'éprouvette mesure 1,5 cm de diamètre et 2 cm de hauteur.



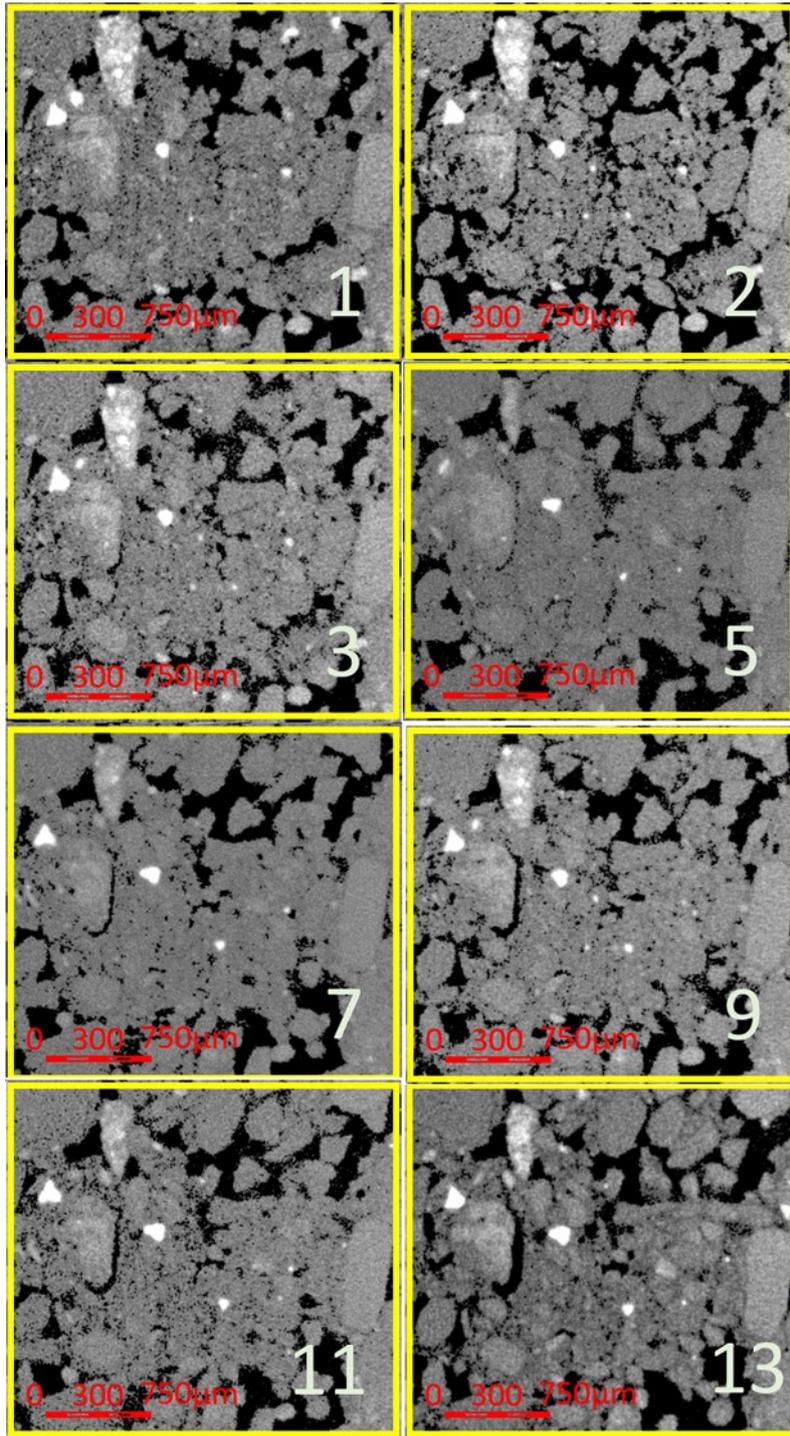








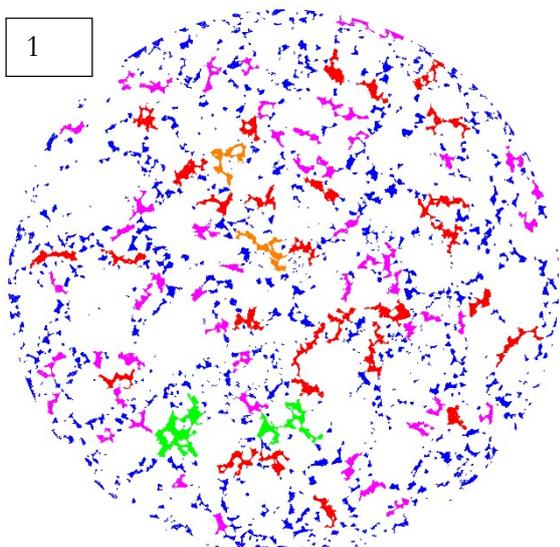
Examen de détail de l'évolution d'un agrégat dans la section du Bas



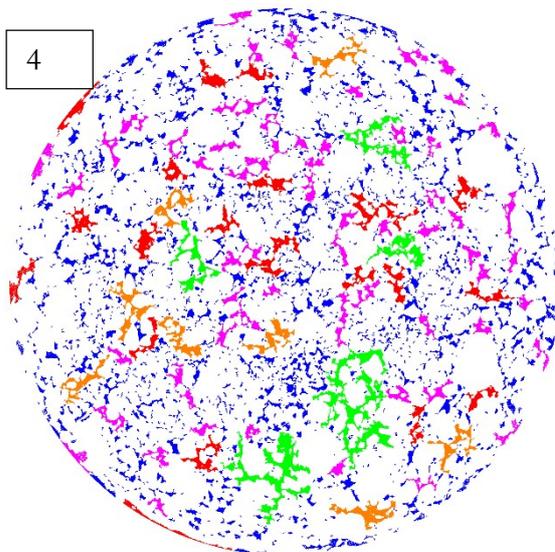
Examen de détail dans la section BAS à différentes étapes

Analyse de la porosité segmentée par classe de diamètre de pores sur la section du Bas :

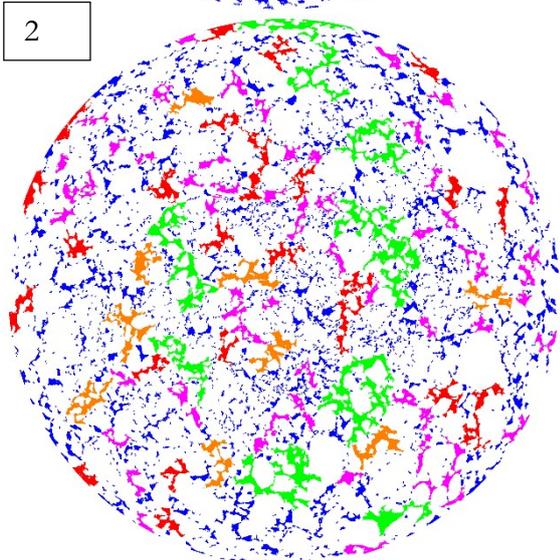
1



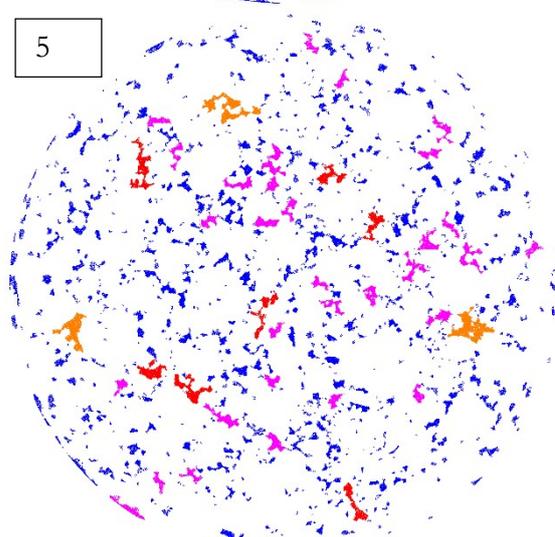
4



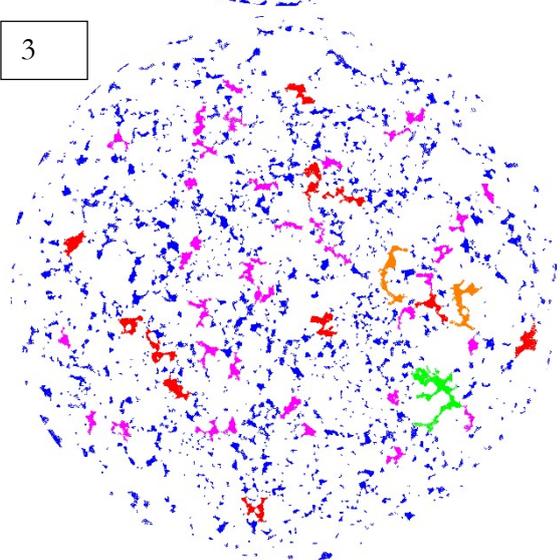
2



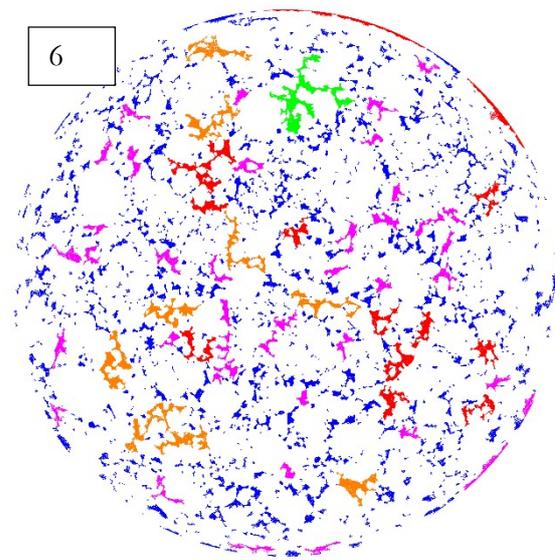
5



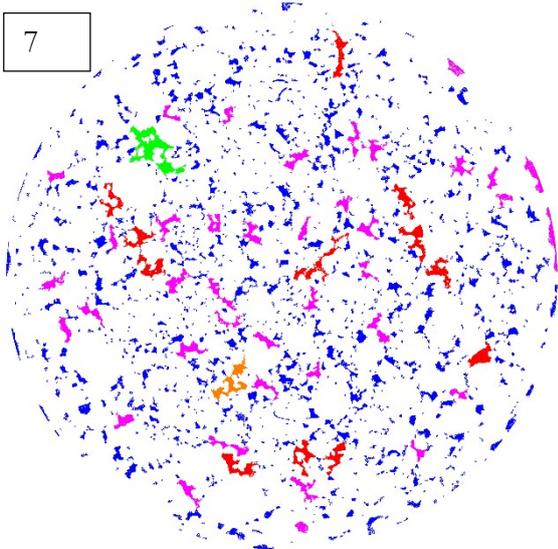
3



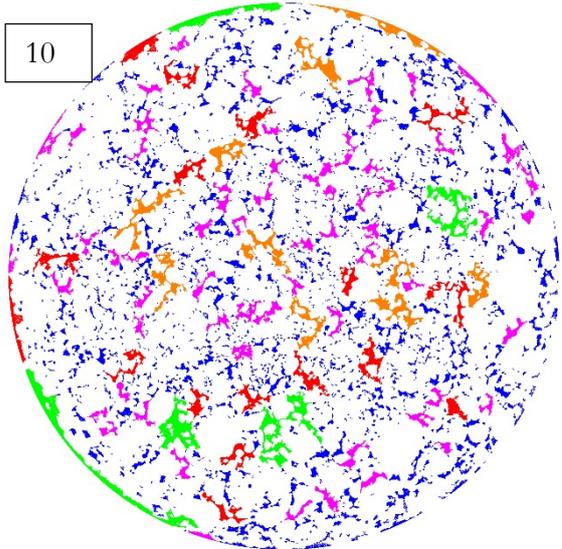
6



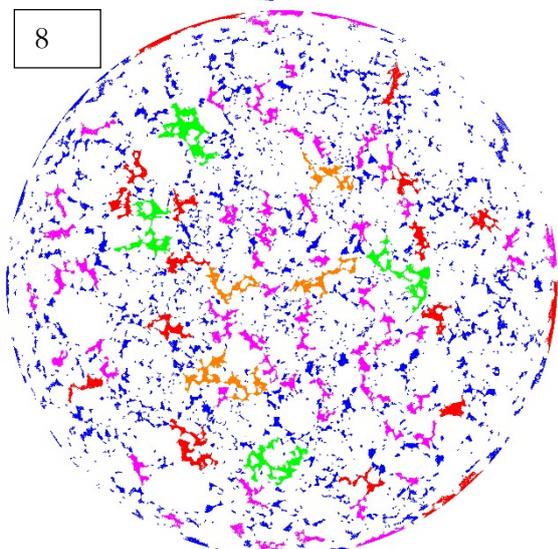
7



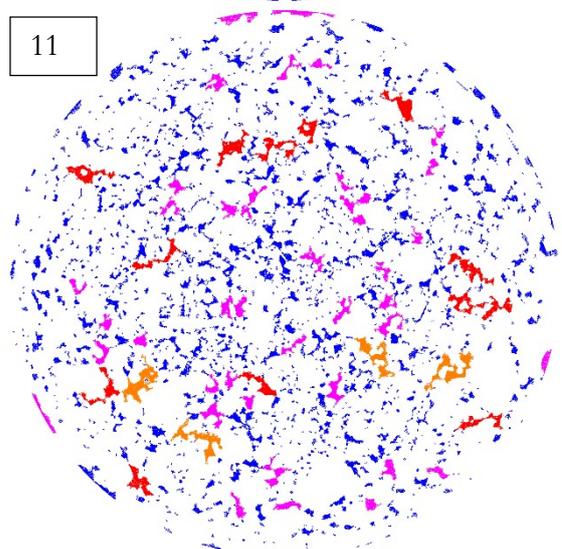
10



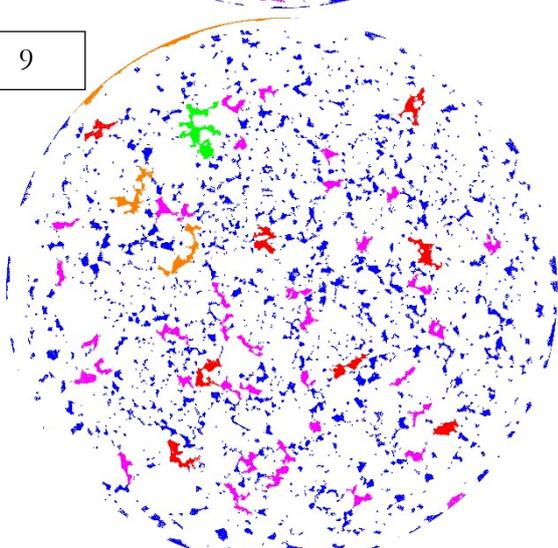
8



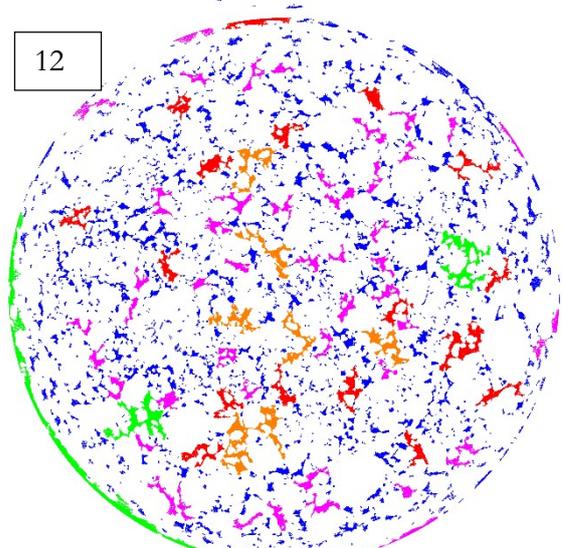
11



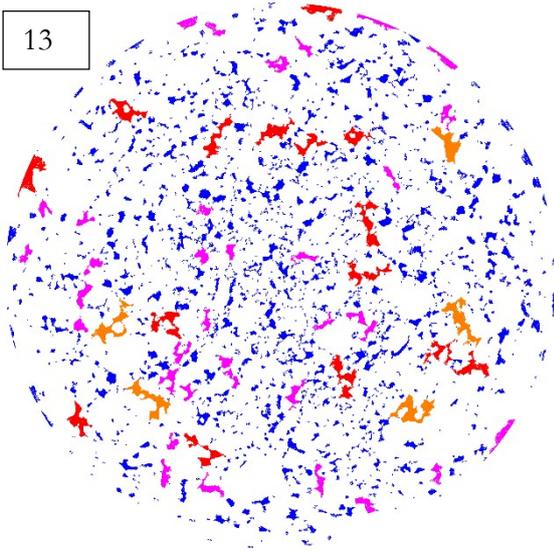
9



12



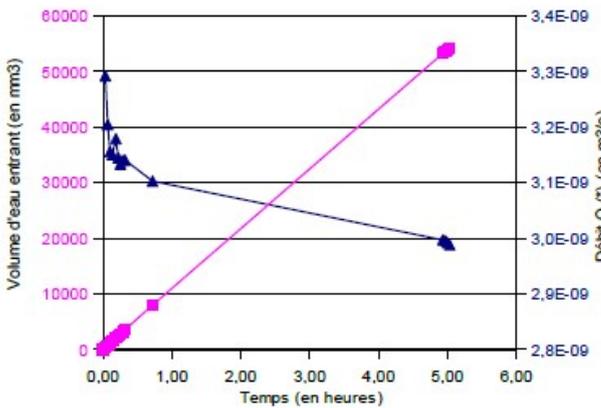
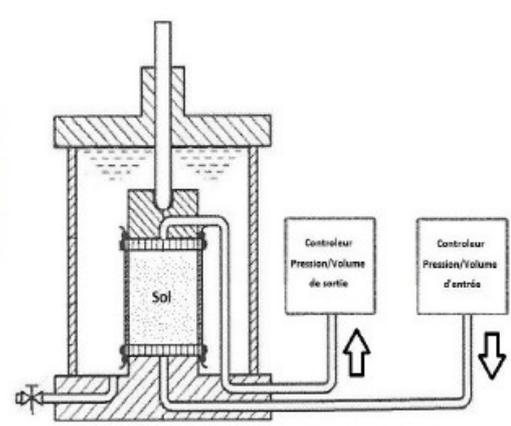
13



code couleur pour le diamètre des pores :

	$100 < d < 1000 \mu\text{m}$
	$80 < d < 100 \mu\text{m}$
	$60 < d < 80 \mu\text{m}$
	$40 < d < 60 \mu\text{m}$
	$0 < d < 40 \mu\text{m}$

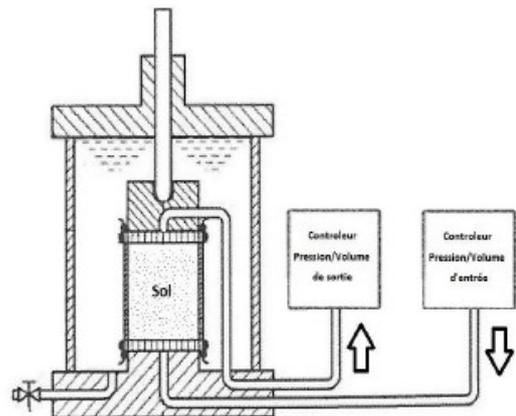
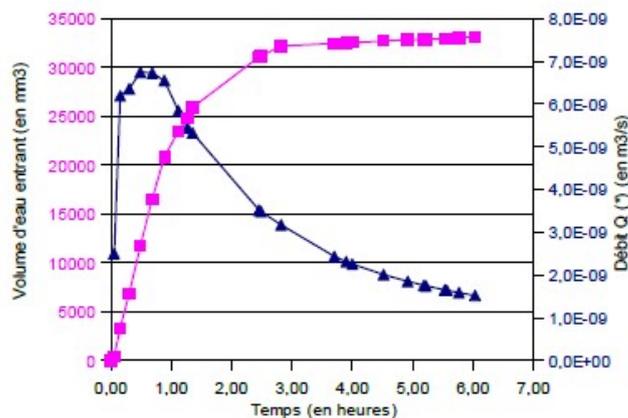
ANNEXE 4
Compte-rendu d'essais de perméabilité
Suivi des degrés de saturation

		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques		<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>			
		N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil				Nature du sol		épr. 5x10 12,2 % statique	
Date du prélèvement		30/12/99		Date de l'essai		15/03/2017	
Profondeur (m)				Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette							
Diamètre (m)		0,050		Section A (m ²)		1,97E-03	
Hauteur totale l ₀ (m)		0,101		Volume total (m ³)		1,98E-04	
Masse initiale (g)		411,7		Y _n initial (kN/m ³)		20,8	
Masse finale (g)		418,2		Y _n final (kN/m ³)		21,1	
w initiale (%)		11,5%		w finale (%)		13,3%	
e initial		0,44		e final		0,44	
Contrainte en entrée (kPa)		30		Contrainte en sortie (kPa)		10	
Température (°C)		20		Facteur de température α		0,771	
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00	0	0:43:00	8005	0:17:00		--	
0:02:00	395	4:56:00	53228	0:19:00		--	
0:04:00	769	0:00:00	53568	0:43:00		--	
0:06:00	1136	0:02:00	53858	4:56:00		--	
0:08:00	1512	0:04:00	54145	4:58:00		--	
0:11:00	2098	0:06:00		5:00:00		--	
0:13:10	2484	0:08:00		5:02:00		--	
0:15:00	2820	0:11:00		--		--	
0:17:00	3203	0:13:10		--		--	
0:19:00	3580	0:15:00		--		--	
							
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés				Débit Q retenu (m ³ /s)		3,10E-09	
				Charge hydraulique h (m)		2	
				Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)		7,9E-08	
				Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		6,1E-08	

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KA1-12,2 %-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	10/05/2017
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m²)	1,98E-03				
Hauteur totale l_0 (m)	0,104	Volume total (m³)	2,06E-04				
Masse initiale (g)	421,2	Y_n initial (kN/m³)	20,4				
Masse finale (g)	422,9	Y_n final (kN/m³)	20,5				
w initiale (%)	13,6%	w finale (%)	14,1%				
e initial	0,49	e final	0,49				
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10				
Température (°C)	21	Facteur de température α	0,753				
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00	0	2:27:00	31059	1:16:00	32921	--	--
0:03:00	450	2:29:00	31161	1:21:00	32934	--	--
0:09:00	3344	0:00:00	32192	2:27:00	33016	--	--
0:18:00	6865	0:03:00	32445	2:29:00	33117	--	--
0:29:00	11738	0:09:00	32531	2:49:00		--	--
0:41:00	16546	0:18:00	32542	3:42:00		--	--
0:53:00	20821	0:29:00	32703	3:54:00		--	--
1:07:00	23493	0:41:00	32806	--		--	--
1:16:00	24843	0:53:00	32834	--		--	--
1:21:00	25892	1:07:00	32873	--		--	--



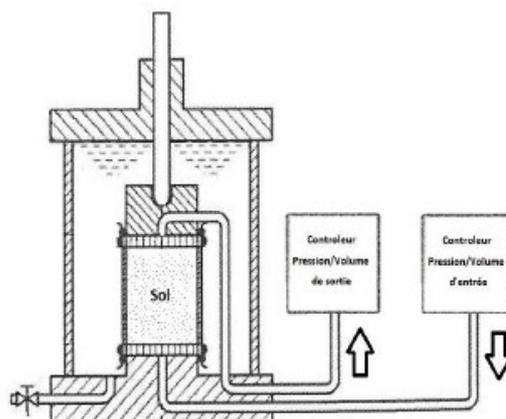
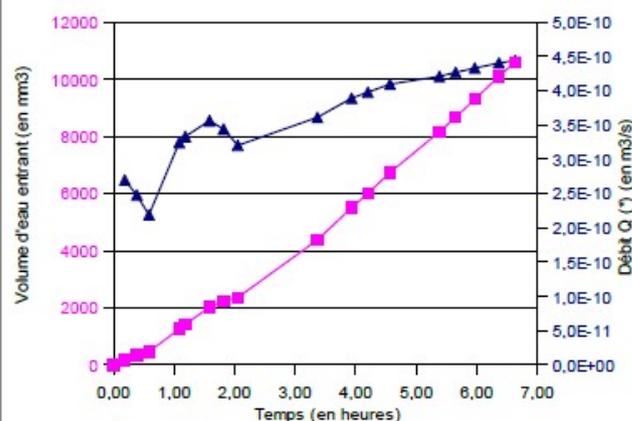
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m³/s)	3,90E-09
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	1,0E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	7,7E-08

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KB1-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	16/05/2017
Profondeur (m)		Opérateur	YB

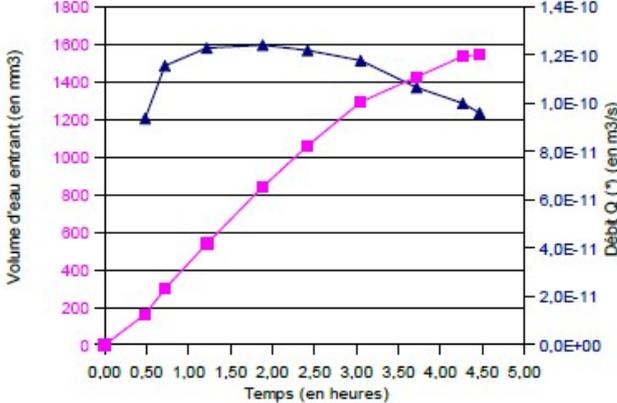
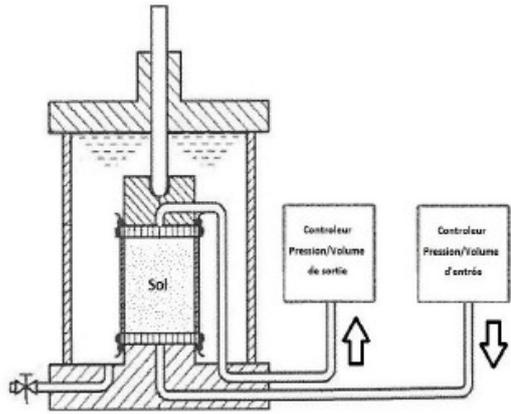
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

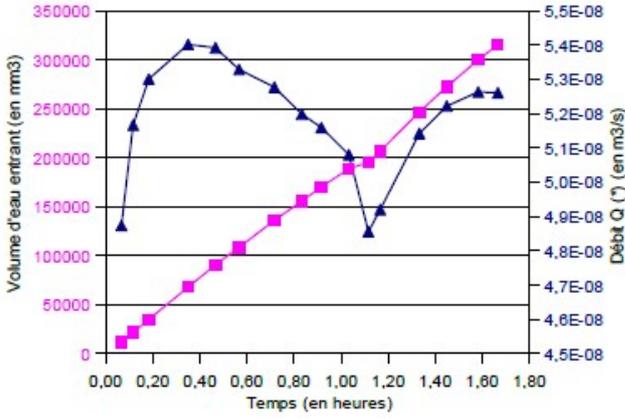
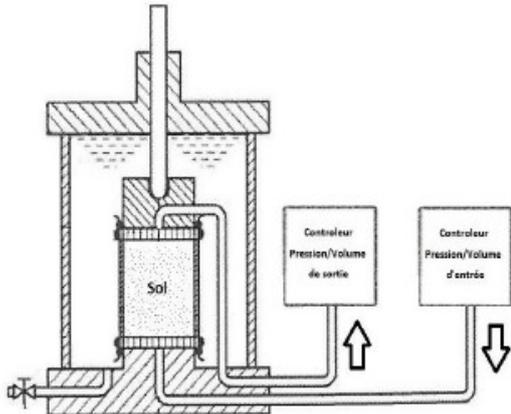
Diamètre (m)	0,050	Section A (m ²)	1,99E-03
Hauteur totale l ₀ (m)	0,102	Volume total (m ³)	2,03E-04
Masse initiale (g)	419,7	Y _n initial (kN/m ³)	20,7
Masse finale (g)	423,6	Y _n final (kN/m ³)	20,9
w initiale (%)	12,6%	w finale (%)	13,7%
e initial	0,46	e final	0,46
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00	0	3:56:00	5508	2:03:00		--	
0:11:00	178	4:12:00	6014	3:22:00		--	
0:23:00	342	0:00:00	6732	3:56:00		--	
0:35:00	460	0:11:00	8158	4:12:00		--	
1:05:00	1266	0:23:00	8680	4:34:00		--	
1:11:00	1420	0:35:00	9303	5:23:00		--	
1:35:00	2031	1:05:00	10100	5:39:00		--	
1:49:00	2250	1:11:00	10603	--		--	
2:03:00	2365	1:35:00		--		--	
3:22:00	4377	1:49:00		--		--	



Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m ³ /s)	3,36E-10
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)	9E-09
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)	7E-09

		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale (selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>		
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil		Nature du sol		KI1-12,2%-100 %	
Date du prélèvement		Date de l'essai		16/05/2017	
Profondeur (m)		Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette					
Diamètre (m)	0,050	Section A (m ²)		1,96E-03	
Hauteur totale l ₀ (m)	0,100	Volume total (m ³)		1,96E-04	
Masse initiale (g)	434,6	Y _n initial (kN/m ³)		22,1	
Masse finale (g)	424,9	Y _n final (kN/m ³)		21,6	
w initiale (%)	17,2%	w finale (%)		14,6%	
e initial	0,42	e final		0,42	
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)		10	
Température (°C)	21	Facteur de température α		0,762	
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00	0	--	--	4:16:00	--
0:29:00	163	--	--	4:28:00	--
0:43:00	298	0:00:00	--	--	--
1:13:00	538	0:29:00	--	--	--
1:53:00	841	0:43:00	--	--	--
2:25:00	1060	1:13:00	--	--	--
3:03:00	1292	1:53:00	--	--	--
3:43:00	1425	2:25:00	--	--	--
4:16:00	1535	3:03:00	--	--	--
4:28:00	1543	3:43:00	--	--	--
					
Commentaires:		Débit Q retenu (m ³ /s)		9,84E-11	
* Débit calculé avec les volumes cumulés		Charge hydraulique h (m)		2	
* Mise en saturation, difficile car matériau saturé au départ, surpression interstitielle corrélée avec la pression de confinement		Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)		2,5E-09	
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		1,9E-09	

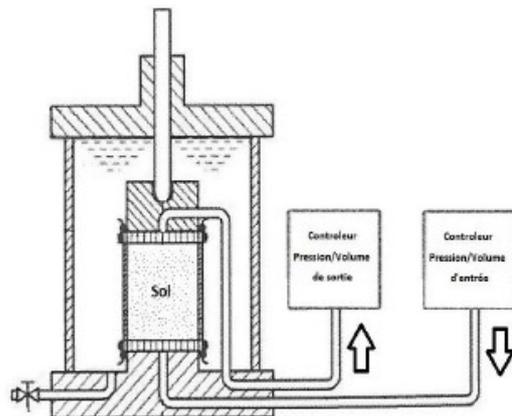
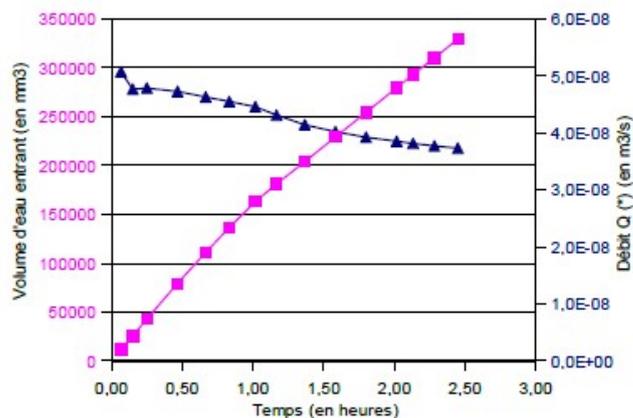
		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>		
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil		Nature du sol		KB3-12,2%-100 %	
Date du prélèvement		Date de l'essai		18/09/2017	
Profondeur (m)		Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette					
Diamètre (m)	0,052	Section A (m²)		2,15E-03	
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)		2,19E-04	
Masse initiale (g)	413,2	Y_n initial (kN/m³)		18,9	
Masse finale (g)	431,4	Y_n final (kN/m³)		19,7	
w initiale (%)	10,7%	w finale (%)		15,6%	
e initial	0,58	e final		0,58	
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)		10	
Température (°C)	20	Facteur de température α		0,771	
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00		1:02:00	188991	0:50:00	--
0:04:00	11697	1:07:00	195206	0:55:00	--
0:07:00	21702	0:00:00	206652	1:02:00	--
0:11:00	34990	0:04:00	246838	1:07:00	--
0:21:00	68072	0:07:00	272614	1:10:00	--
0:28:00	90595	0:11:00	300032	1:20:00	--
0:34:00	108720	0:21:00	315681	1:27:00	--
0:43:00	136163	0:28:00	633002	--	--
0:50:00	155963	0:34:00		--	--
0:55:00	170273	0:43:00		--	--
					
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés		Débit Q retenu (m³/s)		5,20E-08	
		Charge hydraulique h (m)		2	
		Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$		1,2E-06	
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)		9,5E-07	

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	SB3-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	18/09/2017
Profondeur (m)		Opérateur	YB

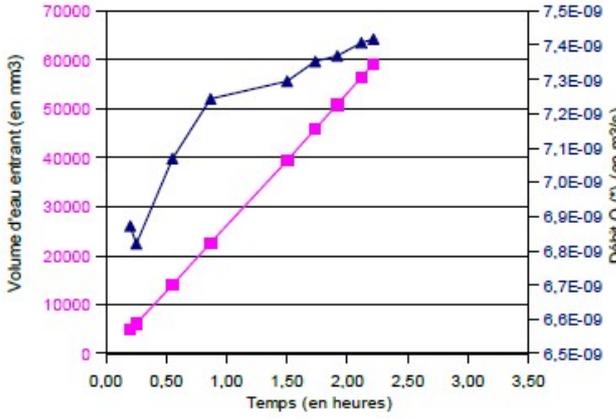
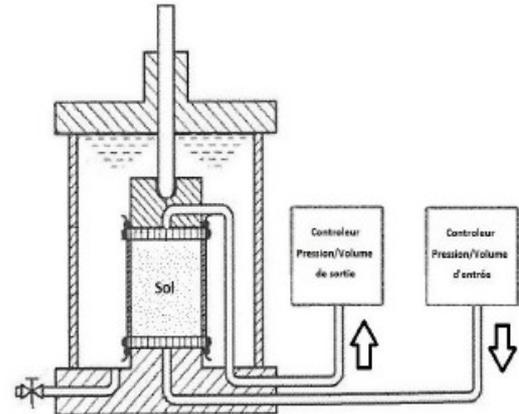
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

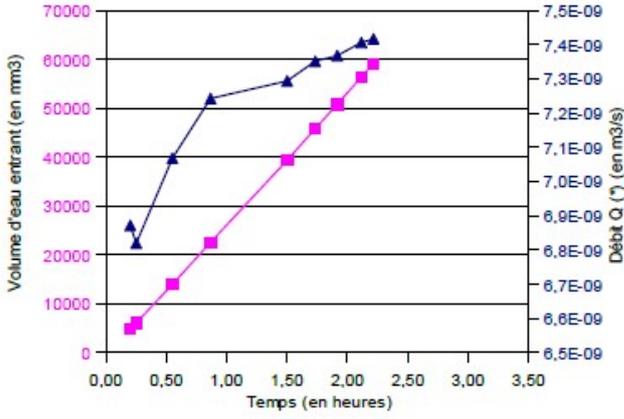
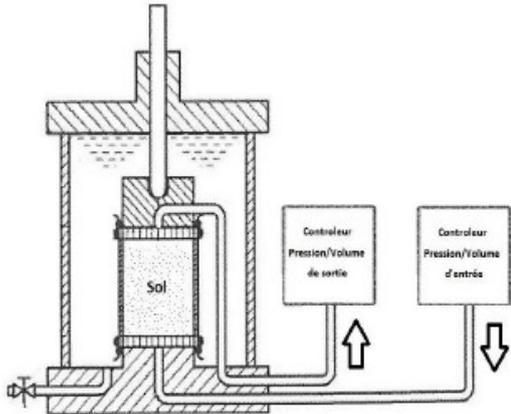
Diamètre (m)	0,052	Section A (m ²)	2,15E-03
Hauteur totale l ₀ (m)	0,102	Volume total (m ³)	2,19E-04
Masse initiale (g)	419	Y _n initial (kN/m ³)	19,1
Masse finale (g)	431,6	Y _n final (kN/m ³)	19,7
w initiale (%)	12,1%	w finale (%)	15,5%
e initial	0,57	e final	0,57
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		1:35:00	229126	1:10:00		--	
0:04:00	12171	1:48:00	254290	1:22:00		--	
0:09:00	25731	0:00:00	279556	1:35:00		--	
0:15:00	43058	0:04:00	292901	1:48:00		--	
0:28:00	79384	0:09:00	309953	2:01:00		--	
0:40:00	111042	0:15:00	329100	2:08:00		--	
0:50:00	136449	0:28:00	658200	2:17:00		--	
1:01:00	163133	0:40:00	658200	--		--	
1:10:00	181085	0:50:00		--		--	
1:22:00	203799	1:01:00		--		--	



Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m ³ /s)	4,10E-08
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)	9,7E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)	7,5E-07

		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>		
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil		Nature du sol		KI3-12,2%-100 %	
Date du prélèvement		Date de l'essai		19/07/2017	
Profondeur (m)		Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette					
Diamètre (m)	0,051	Section A (m ²)		2,01E-03	
Hauteur totale l ₀ (m)	0,103	Volume total (m ³)		2,06E-04	
Masse initiale (g)	429,4	Y _n initial (kN/m ³)		20,8	
Masse finale (g)	423,6	Y _n final (kN/m ³)		20,6	
w initiale (%)	15,3%	w finale (%)		13,8%	
e initial	0,49	e final		0,49	
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)		10	
Température (°C)	24	Facteur de température α		0,702	
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		3:04:00		2:07:00	--
0:12:00	4948	3:09:00		2:13:00	--
0:15:00	6138	0:00:00		3:04:00	--
0:33:00	13996	0:12:00		3:09:00	--
0:52:00	22599	0:15:00		--	--
1:30:00	39391	0:33:00		--	--
1:44:00	45878	0:52:00		--	--
1:55:00	50842	1:30:00		--	--
2:07:00	56438	1:44:00		--	--
2:13:00	59192	1:55:00		--	--
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;">  </div> <div style="width: 45%;">  </div> </div>					
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés		Débit Q retenu (m ³ /s)		7,17E-09	
		Charge hydraulique h (m)		2	
		Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$		1,8E-07	
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		1,3E-07	

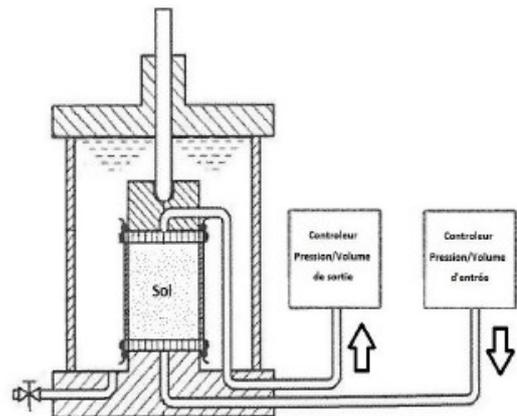
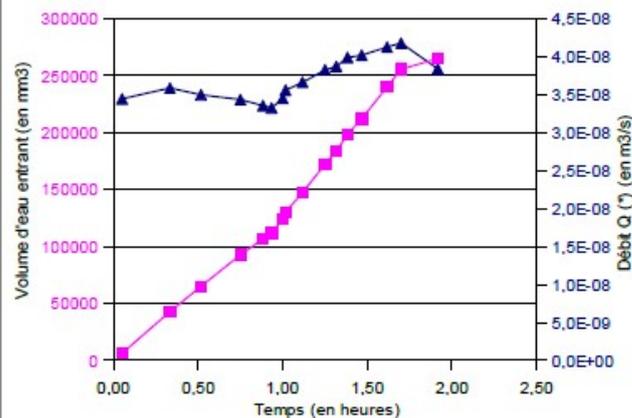
		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>		
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil		Nature du sol		SI3-12,2%-100 %	
Date du prélèvement		Date de l'essai		18/07/2017	
Profondeur (m)		Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette					
Diamètre (m)		0,052	Section A (m ²)		2,15E-03
Hauteur totale l ₀ (m)		0,102	Volume total (m ³)		2,19E-04
Masse initiale (g)		428,7	Y _n initial (kN/m ³)		19,6
Masse finale (g)		425,2	Y _n final (kN/m ³)		19,4
w initiale (%)		15,1%	w finale (%)		14,1%
e initial		0,58	e final		0,58
Contrainte en entrée (kPa)		30	Contrainte en sortie (kPa)		10
Température (°C)		24	Facteur de température α		0,702
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		3:04:00		2:07:00	
0:12:00	4948	3:09:00		2:13:00	
0:15:00	6138	0:00:00		3:04:00	
0:33:00	13996	0:12:00		3:09:00	
0:52:00	22599	0:15:00		--	
1:30:00	39391	0:33:00		--	
1:44:00	45878	0:52:00		--	
1:55:00	50842	1:30:00		--	
2:07:00	56438	1:44:00		--	
2:13:00	59192	1:55:00		--	
					
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés		Débit Q retenu (m ³ /s)		7,17E-09	
		Charge hydraulique h (m)		2	
		Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*l)/(A*h)		1,7E-07	
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		1,2E-07	

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KB6-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	16/10/2017
Profondeur (m)		Opérateur	YB

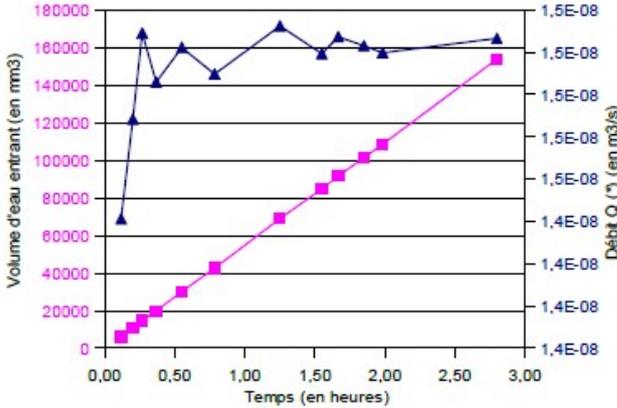
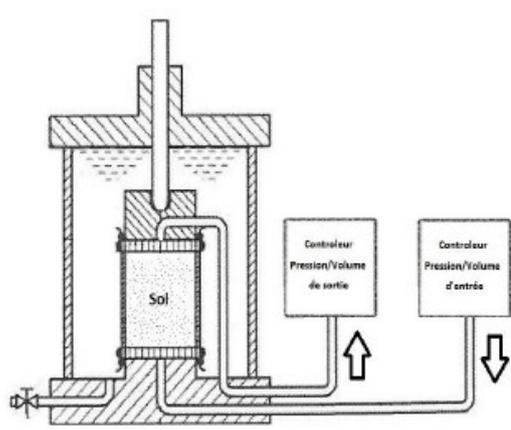
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,052	Section A (m²)	2,15E-03
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)	2,19E-04
Masse initiale (g)	423	Y_n initial (kN/m³)	19,3
Masse finale (g)	428,8	Y_n final (kN/m³)	19,6
w initiale (%)	13,5%	w finale (%)	15,1%
e initial	0,58	e final	0,58
Contrainte en entrée (kPa)	40	Contrainte en sortie (kPa)	20
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00		1:15:00	172001	1:01:00		--	
0:03:00	6191	1:19:00	183221	1:07:00		--	
0:20:00	42991	0:00:00	198421	1:15:00		--	
0:31:00	64991	0:03:00	211971	1:19:00		--	
0:45:00	92641	0:20:00	239821	1:23:00		--	
0:53:00	106541	0:31:00	255421	1:28:00		--	
0:56:00	111541	0:45:00	264571	1:37:00		--	
1:00:00	123991	0:53:00	529151	--		--	
1:01:00	130081	0:56:00		--		--	
1:07:00	147081	1:00:00		--		--	



Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m³/s)	3,70E-08
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	8,8E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	6,8E-07

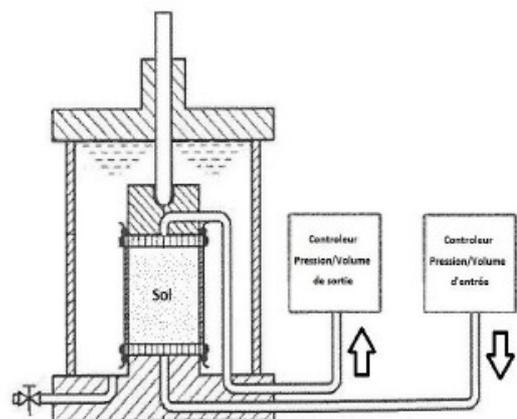
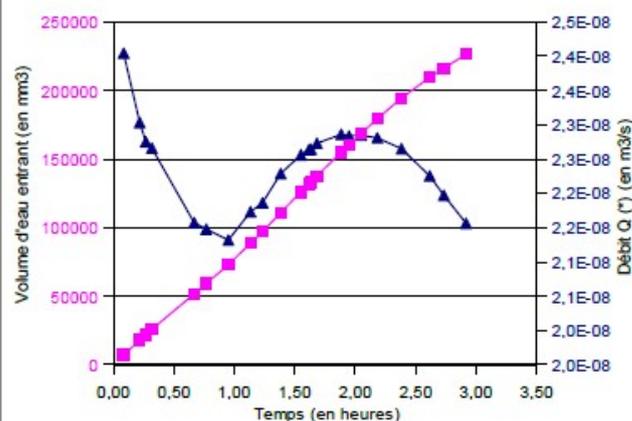
		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques		<i>Détermination de la perméabilité d'un sol Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale (selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>			
		N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire			
N° de profil				Nature du sol		SB6-12,2%-100 %	
Date du prélèvement				Date de l'essai		16/10/2017	
Profondeur (m)				Opérateur		YB	
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette							
Diamètre (m)		0,052		Section A (m ²)		2,15E-03	
Hauteur totale l ₀ (m)		0,102		Volume total (m ³)		2,19E-04	
Masse initiale (g)		421,4		Y _n initial (kN/m ³)		19,3	
Masse finale (g)		428,6		Y _n final (kN/m ³)		19,6	
w initiale (%)		12,8%		w finale (%)		14,8%	
e initial		0,57		e final		0,57	
Contrainte en entrée (kPa)		36		Contrainte en sortie (kPa)		28	
Température (°C)		20		Facteur de température α		0,771	
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		1:51:00	101436	1:33:00		--	
0:07:00	6053	1:59:00	108510	1:40:00		--	
0:12:00	10716	0:00:00	153872	1:51:00		--	
0:16:00	14679	0:07:00	307744	1:59:00		--	
0:22:00	19877	0:12:00	307744	2:48:00		--	
0:33:00	30140	0:16:00	307744	--		--	
0:47:00	42572	0:22:00	307744	--		--	
1:15:00	68956	0:33:00	307744	--		--	
1:33:00	84777	0:47:00		--		--	
1:40:00	91639	1:15:00		--		--	
							
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés				Débit Q retenu (m ³ /s)		1,51E-08	
				Charge hydraulique h (m)		0,8	
				Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)		9,0E-07	
				Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		6,9E-07	

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KI6-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	03/04/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m²)	1,98E-03
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)	2,02E-04
Masse initiale (g)	428,1	Y_n initial (kN/m³)	21,2
Masse finale (g)	421,5	Y_n final (kN/m³)	20,9
w initiale (%)	14,8%	w finale (%)	13,0%
e initial	0,45	e final	0,45
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10
Température (°C)	18	Facteur de température α	0,810

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00		1:23:00	110989	1:08:00	209619	--	--
0:05:00	7213	1:33:00	125886	1:14:00	216200	--	--
0:13:00	17965	0:00:00	131756	1:23:00	226401	--	--
0:16:00	21840	0:05:00	133141	1:33:00		--	--
0:19:00	25832	0:13:00	137750	1:37:00		--	--
0:40:00	51769	0:16:00	154989	1:38:00		--	--
0:46:00	59278	0:19:00	160305	1:41:00		--	--
0:57:00	72907	0:40:00	168617	--		--	--
1:08:00	88659	0:46:00	179279	--		--	--
1:14:00	97066	0:57:00	194351	--		--	--



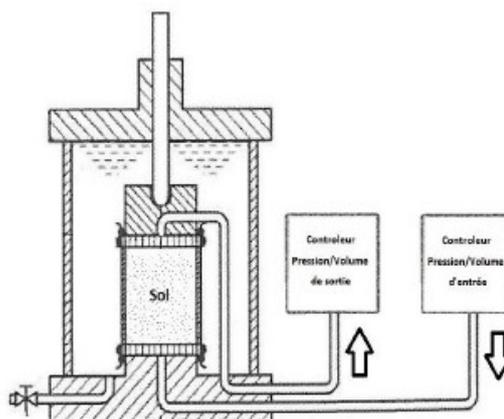
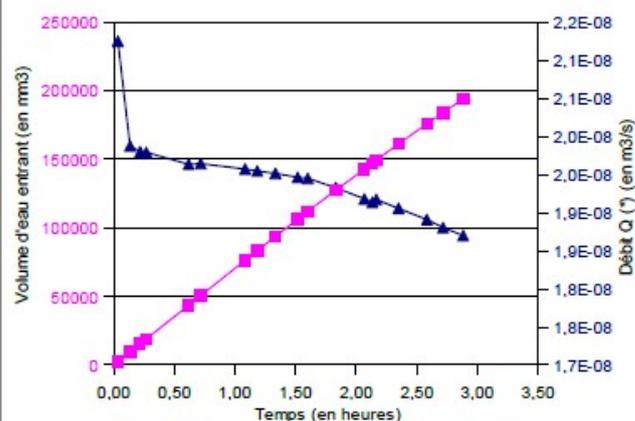
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m³/s)	2,24E-08
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	5,8E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	4,7E-07

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	SI6-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	03/04/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m²)	1,98E-03
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)	2,03E-04
Masse initiale (g)	431,2	Y_n initial (kN/m³)	21,3
Masse finale (g)	420,2	Y_n final (kN/m³)	20,7
w initiale (%)	15,8%	w finale (%)	13,8%
e initial	0,48	e final	0,48
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10
Température (°C)	18	Facteur de température α	0,810

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00		1:31:00	106270	1:11:00		--	
0:02:00	2550	1:36:00	112030	1:20:00		--	
0:08:00	9540	0:00:00	127555	1:31:00		--	
0:13:00	15444	0:02:00	142700	1:36:00		--	
0:16:00	19000	0:08:00	146970	1:50:00		--	
0:37:00	43590	0:13:00	149550	2:04:00		--	
0:43:00	50680	0:16:00	161205	2:08:00		--	
1:05:00	76330	0:37:00	175850	--		--	
1:11:00	83270	0:43:00	183900	--		--	
1:20:00	93670	1:05:00	194106	--		--	



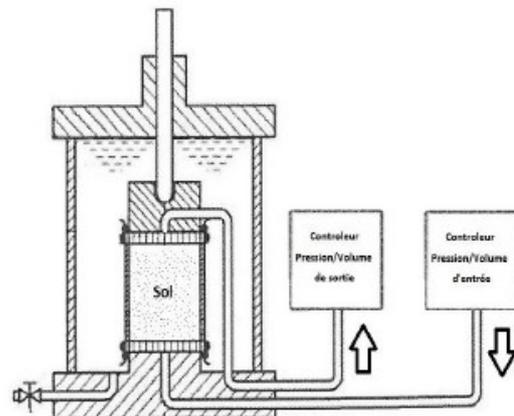
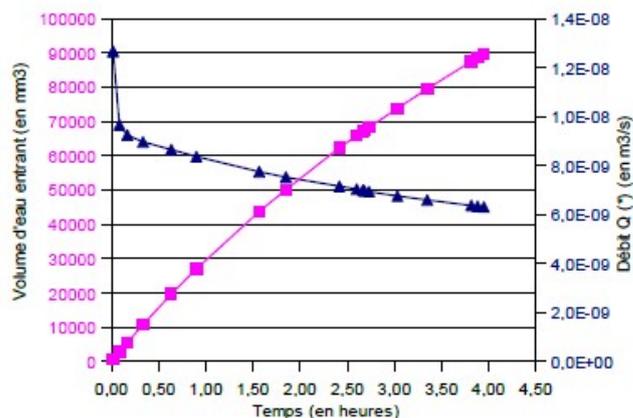
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés	Débit Q retenu (m³/s)	1,94E-08
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	5,0E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	4,1E-07

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KB9-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	25/06/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m ²)	1,99E-03
Hauteur totale l ₀ (m)	0,102	Volume total (m ³)	2,03E-04
Masse initiale (g)	419,8	Y _n initial (kN/m ³)	20,7
Masse finale (g)	424,9	Y _n final (kN/m ³)	21,0
w initiale (%)	12,5%	w finale (%)	13,8%
e initial	0,46	e final	0,46
Contrainte en entrée (kPa)	27	Contrainte en sortie (kPa)	12
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		2:36:00	65940	1:51:00	179694	--	
0:01:00	760	2:40:00	67225	2:25:00	179694	--	
0:05:00	2900	0:00:00	67328	2:36:00	179694	--	
0:10:00	5550	0:01:00	68325	2:40:00		--	
0:20:00	10770	0:05:00	73864	2:41:00		--	
0:38:00	19746	0:10:00	79589	2:44:00		--	
0:54:00	27130	0:20:00	87609	3:02:00		--	
1:34:00	43754	0:38:00	88731	--		--	
1:51:00	50159	0:54:00	89847	--		--	
2:25:00	62330	1:34:00	179694	--		--	



Commentaires:

* Débit calculé avec les volumes cumulés entrants seulement

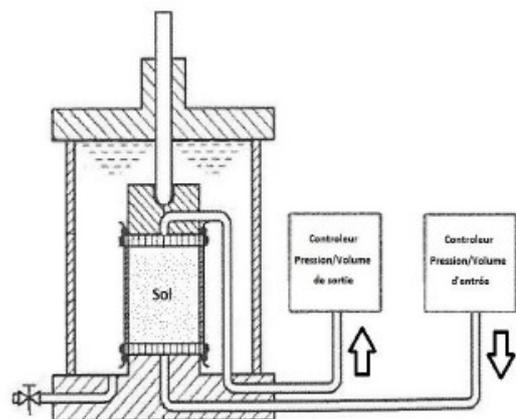
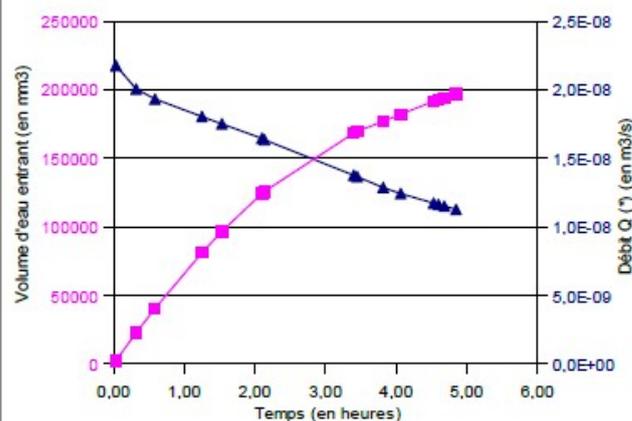
Débit Q retenu (m ³ /s)	7,54E-09
Charge hydraulique h (m)	1,5
Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)	2,6E-07
Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)	2,0E-07

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	SB9-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	22/06/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m²)	1,99E-03
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)	2,04E-04
Masse initiale (g)	417,3	Y_n initial (kN/m³)	20,5
Masse finale (g)	424,6	Y_n final (kN/m³)	20,8
w initiale (%)	12,4%	w finale (%)	14,4%
e initial	0,48	e final	0,48
Contrainte en entrée (kPa)	27	Contrainte en sortie (kPa)	12
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
0:00:00		3:27:00	169850	2:08:00	393964	--	--
0:02:00	2614	3:49:00	177059	3:24:00	393964	--	--
0:19:00	22881	0:00:00	182250	3:27:00	393964	--	--
0:35:00	40604	0:02:00	191728	3:49:00		--	--
1:15:00	81274	0:19:00	193043	4:04:00		--	--
1:32:00	96770	0:35:00	194326	4:32:00		--	--
2:06:00	124536	1:15:00	196982	4:36:00		--	--
2:06:00	124536	1:32:00	393964	--		--	--
2:08:00	125791	2:06:00	393964	--		--	--
3:24:00	168584	2:06:00	393964	--		--	--



Commentaires:

* Débit calculé avec les volumes cumulés entrants seulement

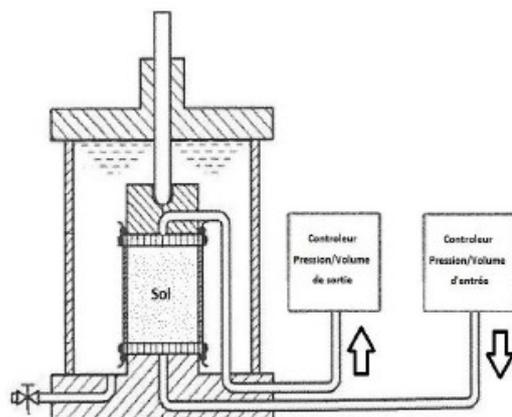
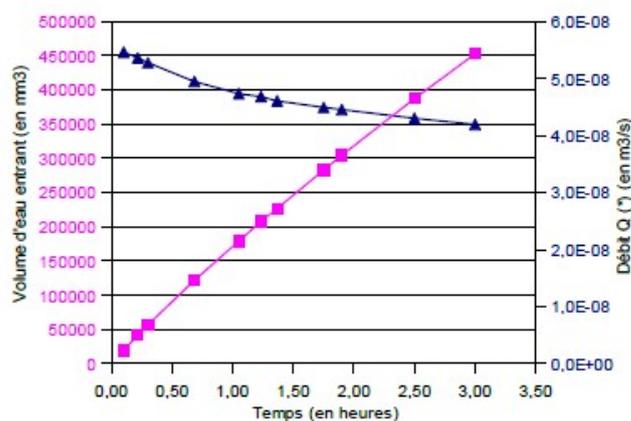
Débit Q retenu (m³/s)	1,53E-08
Charge hydraulique h (m)	1,5
Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	5,2E-07
Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	4,0E-07

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	KI9-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	05/06/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

Diamètre (m)	0,050	Section A (m ²)	1,99E-03
Hauteur totale l ₀ (m)	0,102	Volume total (m ³)	2,03E-04
Masse initiale (g)	426,5	Y _n initial (kN/m ³)	21,0
Masse finale (g)	421	Y _n final (kN/m ³)	20,7
w initiale (%)	15,6%	w finale (%)	14,2%
e initial	0,48	e final	0,48
Contrainte en entrée (kPa)	27	Contrainte en sortie (kPa)	12
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

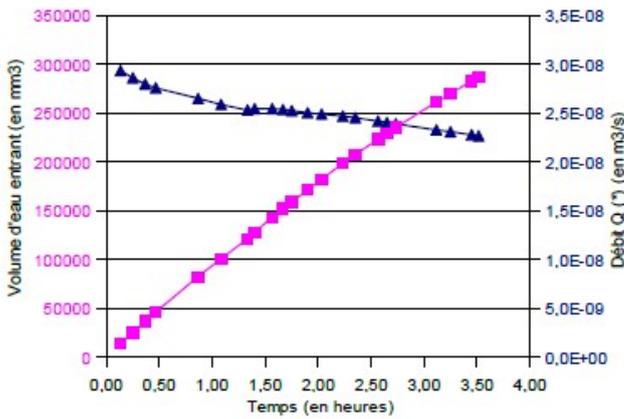
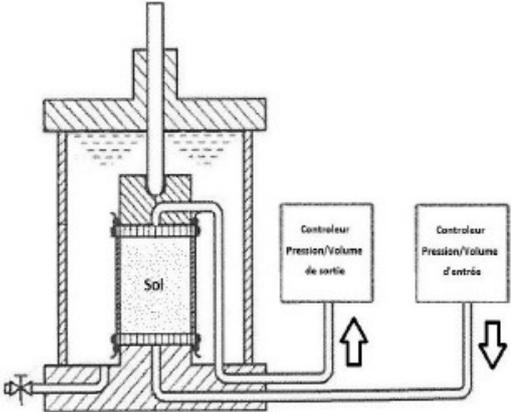
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		2:30:00	387216	1:45:00	905832	--	--
0:06:00	19658	3:00:00	452916	1:54:00	905832	--	--
0:13:00	41820	0:00:00	905832	2:30:00	905832	--	--
0:18:00	56991	0:06:00	905832	3:00:00		--	--
0:41:00	121718	0:13:00	905832	--	--	--	--
1:03:00	178994	0:18:00	905832	--	--	--	--
1:14:00	207900	0:41:00	905832	--	--	--	--
1:22:00	226648	1:03:00	905832	--	--	--	--
1:45:00	283025	1:14:00	905832	--	--	--	--
1:54:00	304621	1:22:00	905832	--	--	--	--

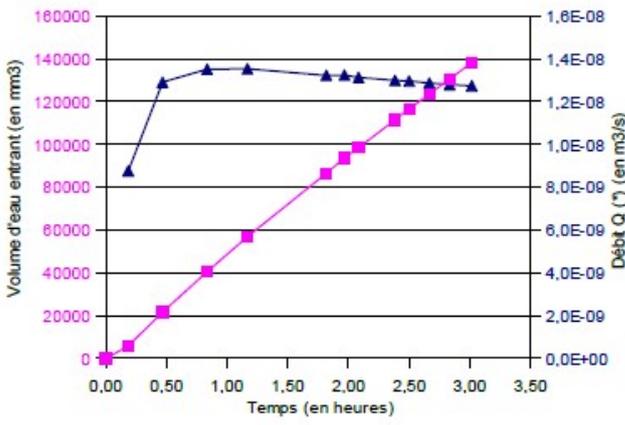
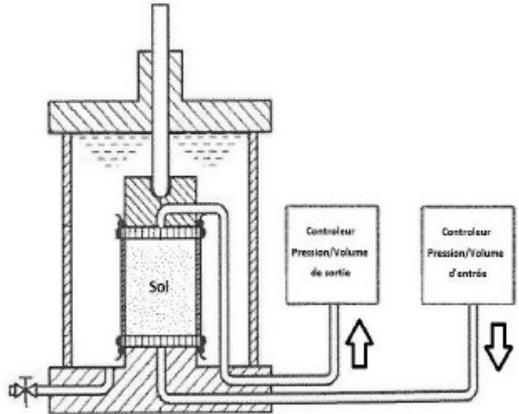


Commentaires:

* Débit calculé avec les volumes cumulés entrants seulement

Débit Q retenu (m ³ /s)	4,77E-08
Charge hydraulique h (m)	1,5
Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)	1,6E-06
Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)	1,3E-06

		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>				
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire					
N° de profil		Nature du sol		SI9-12,2%-100 %			
Date du prélèvement		Date de l'essai		05/06/2018			
Profondeur (m)		Opérateur		YB			
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette							
Diamètre (m)		0,050	Section A (m ²)		1,98E-03		
Hauteur totale l ₀ (m)		0,102	Volume total (m ³)		2,03E-04		
Masse initiale (g)		427,6	Y _n initial (kN/m ³)		21,1		
Masse finale (g)		423,6	Y _n final (kN/m ³)		20,9		
w initiale (%)		15,6%	w finale (%)		14,5%		
e initial		0,47	e final		0,47		
Contrainte en entrée (kPa)		29	Contrainte en sortie (kPa)		11		
Température (°C)		20	Facteur de température α		0,771		
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		1:40:00	152226	1:24:00	270165	--	
0:08:00	14090	1:45:00	159112	1:34:00	282920	--	
0:15:00	25750	0:00:00	171310	1:40:00	286987	--	
0:22:00	36930	0:08:00	182289	1:45:00		--	
0:28:00	46350	0:15:00	198500	1:54:00		--	
0:52:00	82674	0:22:00	207530	2:02:00		--	
1:05:00	100950	0:28:00	223430	2:14:00		--	
1:20:00	121500	0:52:00	229410	--		--	
1:24:00	128300	1:05:00	235270	--		--	
1:34:00	143550	1:20:00	261388	--		--	
							
Commentaires:		Débit Q retenu (m ³ /s)		2,52E-08			
* Débit calculé avec les volumes cumulés		Charge hydraulique h (m)		1,8			
		Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*l)/(A*h)		7,2E-07			
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		5,6E-07			

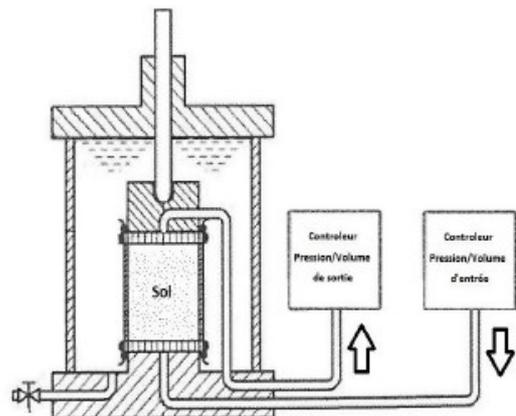
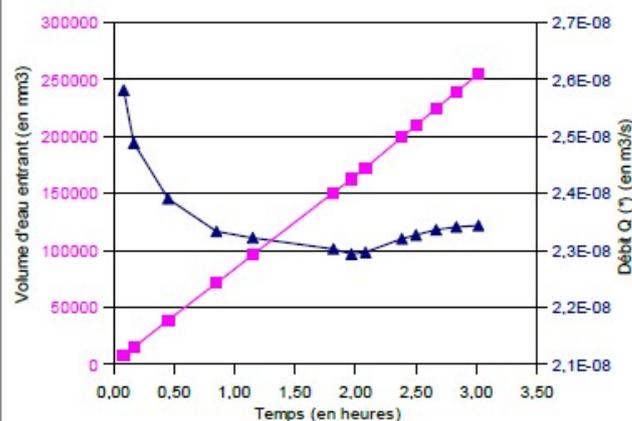
		CEREMA NC (BLOIS) ----- Groupe Environnement et Risques	<i>Détermination de la perméabilité d'un sol</i> <i>Méthode d'essai à charge constante avec une cellule d'essai triaxiale</i> <i>(selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11)</i>				
N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire					
N° de profil		Nature du sol	KB12-12,2%-100 %				
Date du prélèvement		Date de l'essai	26/10/2018				
Profondeur (m)		Opérateur	YB				
Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette							
Diamètre (m)	0,050	Section A (m ²)	1,98E-03				
Hauteur totale l ₀ (m)	0,102	Volume total (m ³)	2,03E-04				
Masse initiale (g)	421,42	Y _n initial (kN/m ³)	20,8				
Masse finale (g)	424,74	Y _n final (kN/m ³)	20,9				
w initiale (%)	12,9%	w finale (%)	13,8%				
e initial	0,46	e final	0,46				
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10				
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771				
Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm ³)
0:00:00		2:40:00	123506	2:23:00	276578	--	
0:11:00	5780	2:50:00	130507	2:30:00	276578	--	
0:28:00	21680	0:00:00	138289	2:40:00	276578	--	
0:50:00	40540	0:11:00	276578	2:50:00		--	
1:10:00	56830	0:28:00	276578	3:01:00		--	
1:49:00	86516	0:50:00	276578	--		--	
1:58:00	93687	1:10:00	276578	--		--	
2:05:00	98463	1:49:00	276578	--		--	
2:23:00	111420	1:58:00	276578	--		--	
2:30:00	116615	2:05:00	276578	--		--	
							
Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés entrants		Débit Q retenu (m ³ /s)		1,29E-08			
		Charge hydraulique h (m)		2			
		Coefficient de perméabilité k (m/s) k = (Q*I)/(A*h)		3,3E-07			
		Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k _{ref} (m/s)		2,6E-07			

N° de l'affaire		Intitulé de l'affaire	
N° de profil		Nature du sol	SB12-12,2%-100 %
Date du prélèvement		Date de l'essai	26/10/2018
Profondeur (m)		Opérateur	YB

Caractéristiques du dispositif et de l'éprouvette

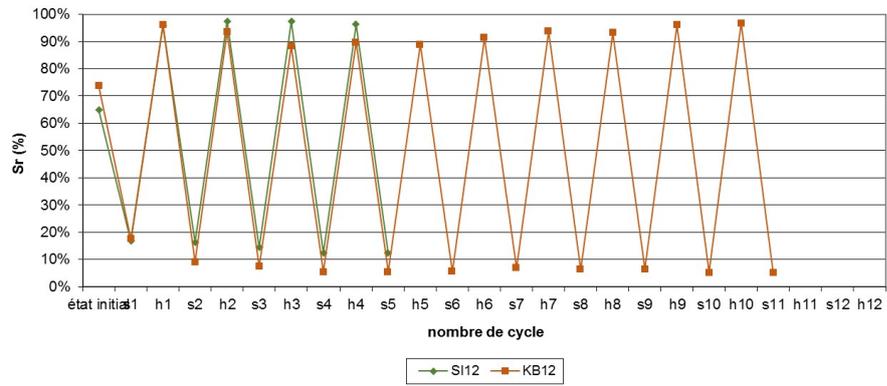
Diamètre (m)	0,050	Section A (m²)	1,98E-03
Hauteur totale l_0 (m)	0,102	Volume total (m³)	2,02E-04
Masse initiale (g)	417,6	Y_n initial (kN/m³)	20,7
Masse finale (g)	424,6	Y_n final (kN/m³)	21,1
w initiale (%)	11,9%	w finale (%)	13,8%
e initial	0,45	e final	0,45
Contrainte en entrée (kPa)	30	Contrainte en sortie (kPa)	10
Température (°C)	20	Facteur de température α	0,771

Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)	Durée de l'essai (hh:mm:ss)	Volume entrant (mm³)
--		2:30:00	209413	2:05:00	509022	--	
0:05:00	7742	2:40:00	224266	2:23:00	509022	--	
0:10:00	14927	--	238789	2:30:00	509022	--	
0:27:00	38728	0:05:00	254511	2:40:00		--	
0:51:00	71398	0:10:00	509022	2:50:00		--	
1:09:00	96127	0:27:00	509022	3:01:00		--	
1:49:00	150577	0:51:00	509022	--		--	
1:58:00	162383	1:09:00	509022	--		--	
2:05:00	172255	1:49:00	509022	--		--	
2:23:00	199090	1:58:00	509022	--		--	

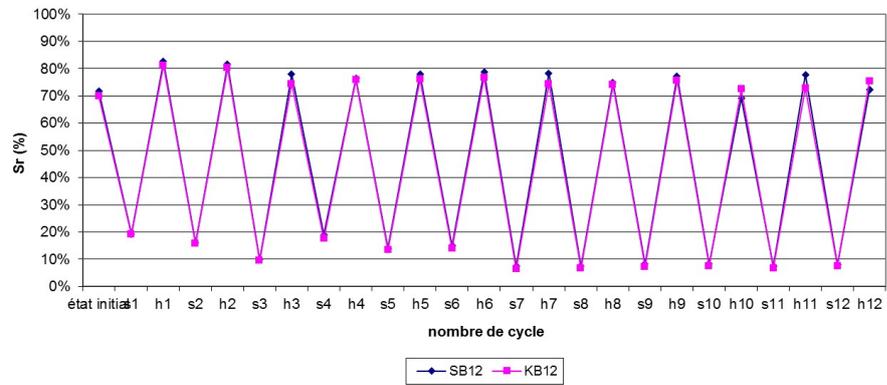


Commentaires: * Débit calculé avec les volumes cumulés entrants	Débit Q retenu (m³/s)	2,34E-08
	Charge hydraulique h (m)	2
	Coefficient de perméabilité k (m/s) $k = (Q \cdot l) / (A \cdot h)$	6,0E-07
	Coefficient de perméabilité de référence à 10 °C k_{ref} (m/s)	4,6E-07

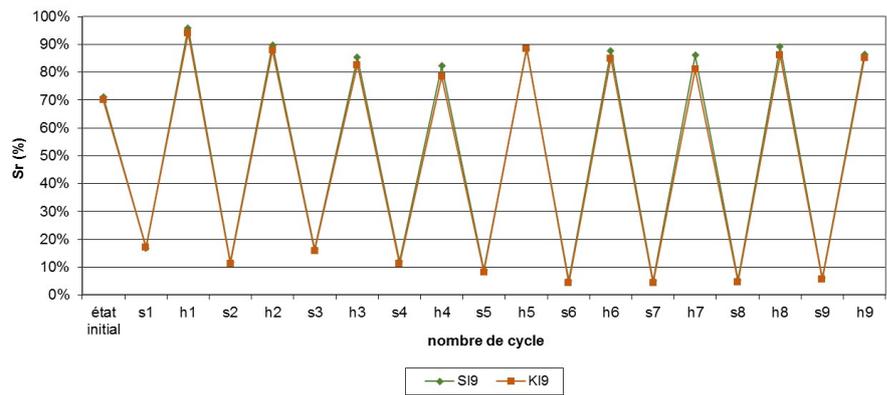
évolution de la saturation



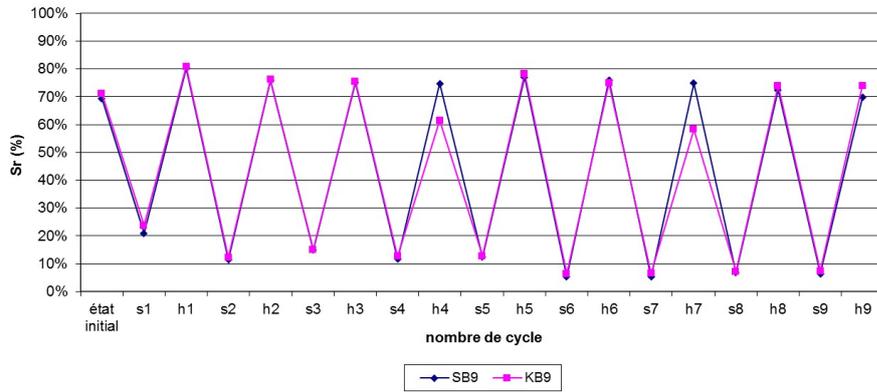
évolution de la saturation



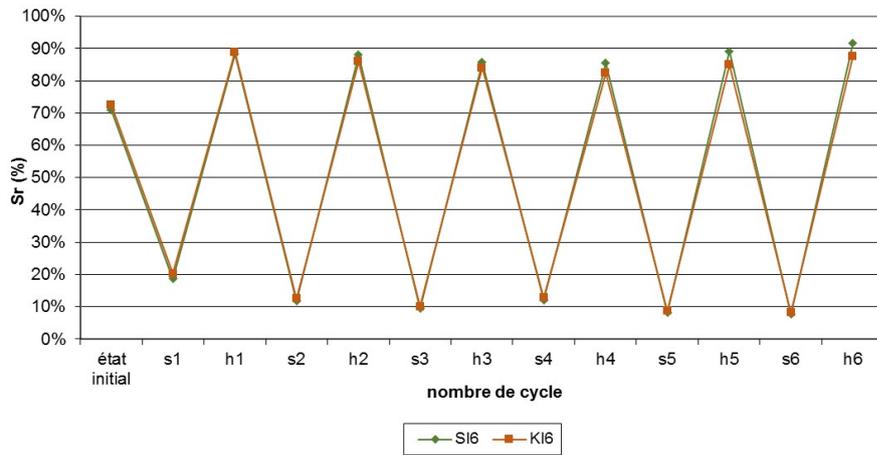
évolution de la saturation



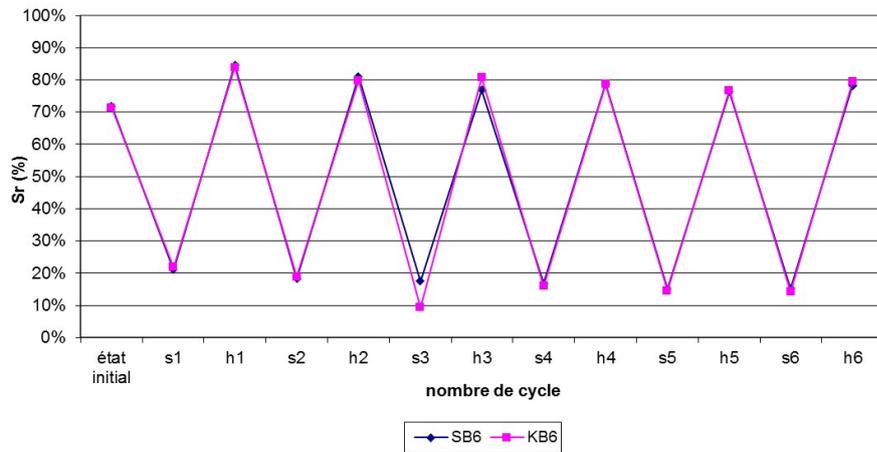
évolution de la saturation



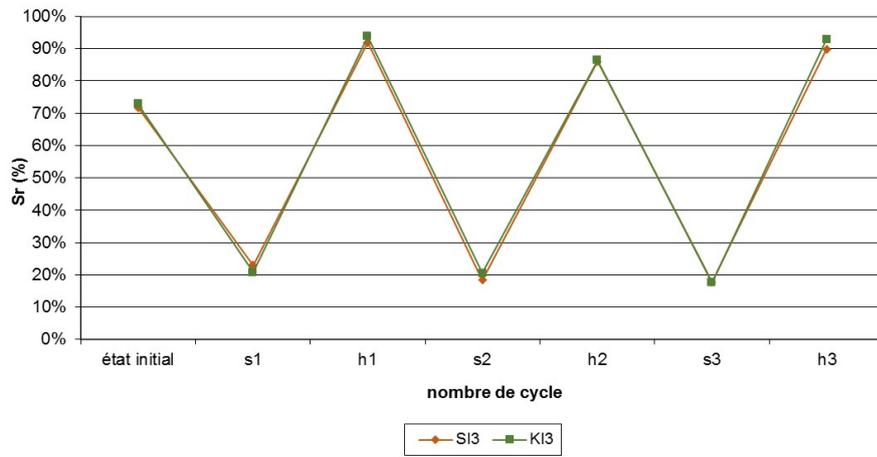
évolution de la saturation



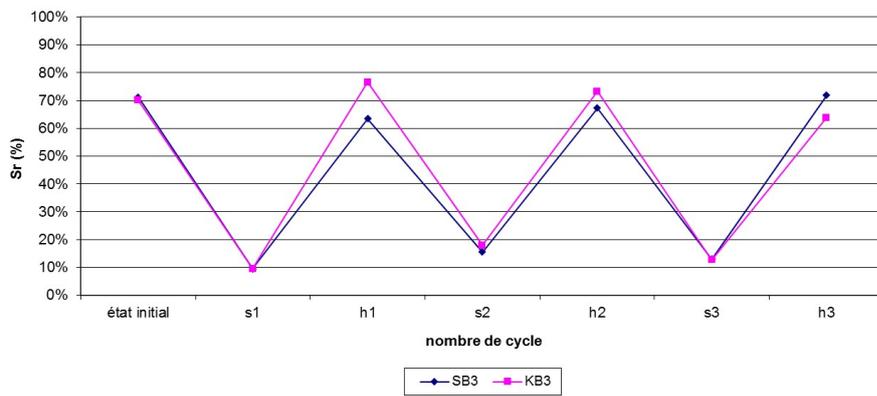
évolution de la saturation



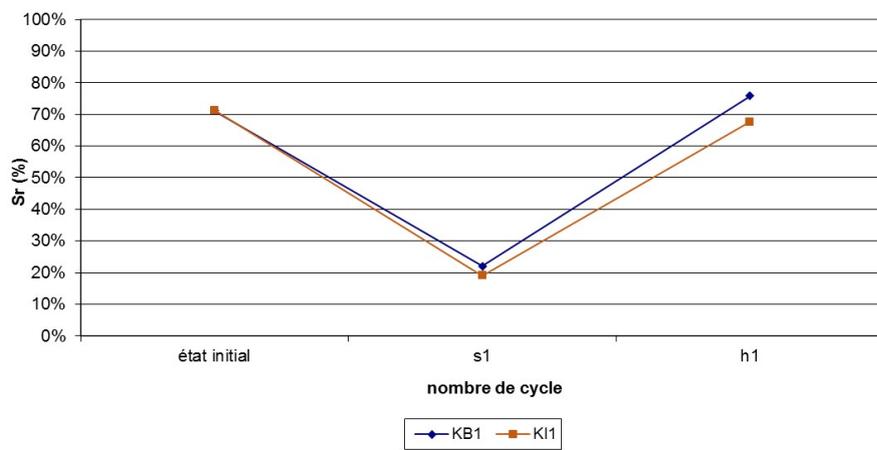
évolution de la saturation



évolution de la saturation



évolution de la saturation



ANNEXE 5

Profils Géostudio

Analyse à la crue de retour 500 ans à 0, 1, 3, 12 et 500 ans – en régime permanent

- des pressions interstitielles
- de la charge hydraulique dans l'ouvrage
- des flux d'eau traversant
- de la stabilité mécanique au glissement

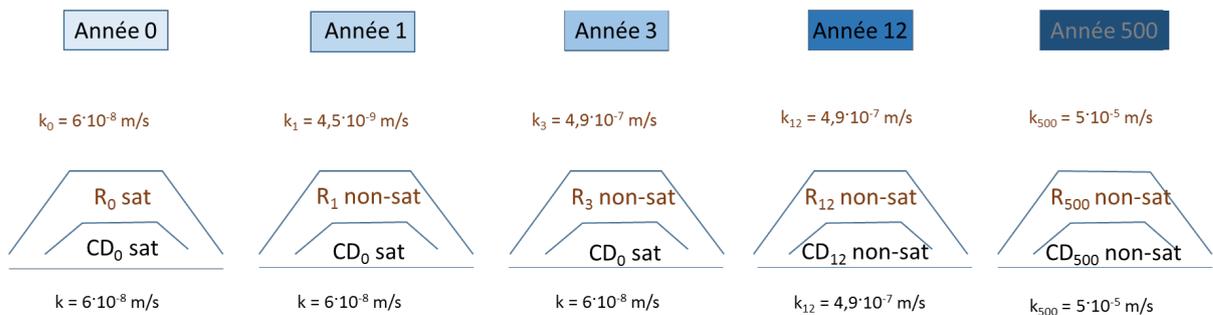
Analyse à la crue de retour 500 ans à 0, 1, 3, 12 et 500 ans – en régime transitoire

- 5 jours après le début de la crue
- 6 jours après le début de la crue
- 8 jours après le début de la crue (pic de crue)

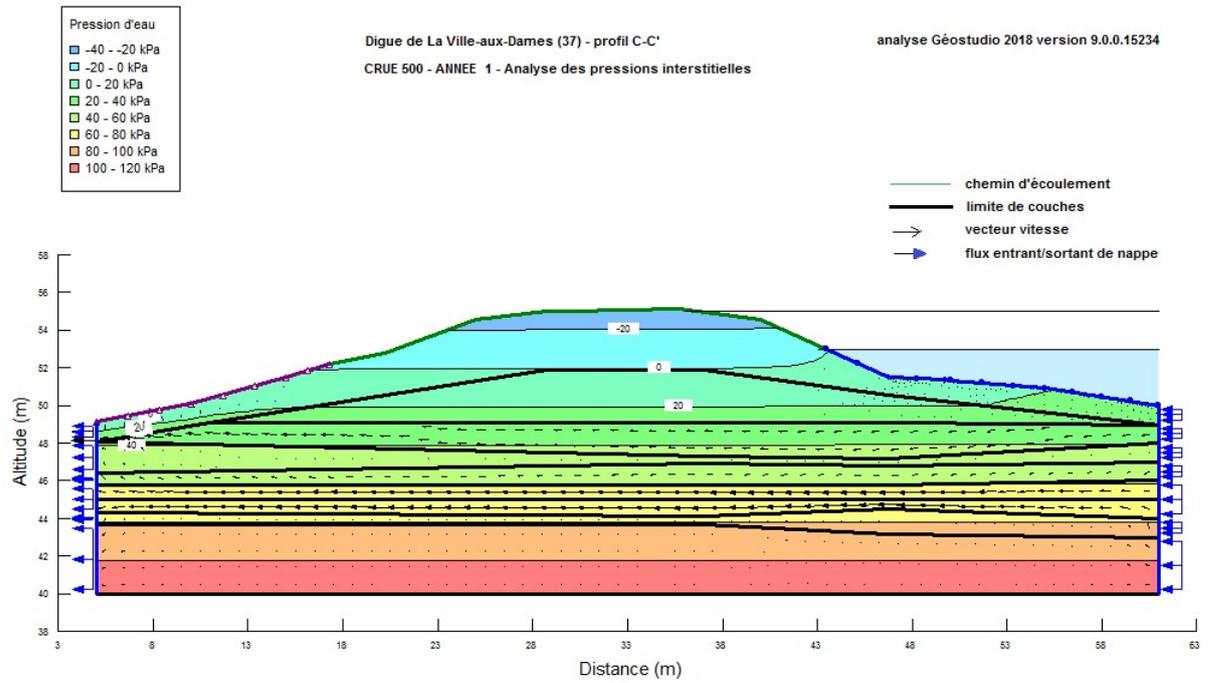
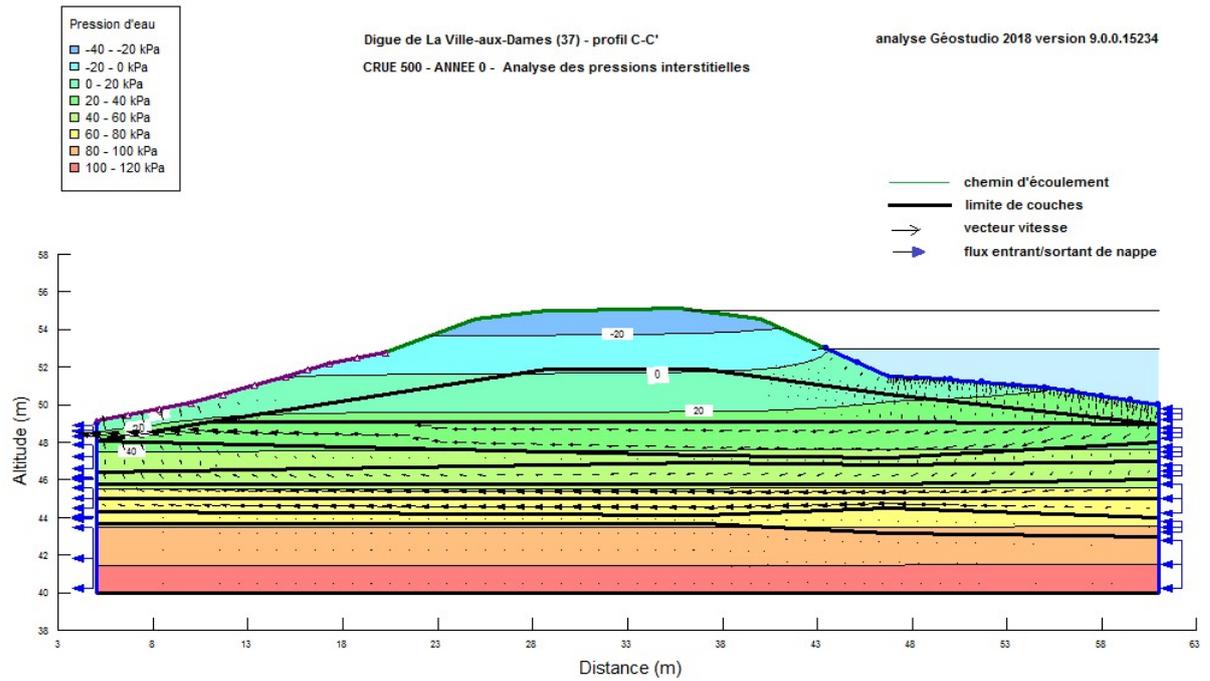
Analyse à la crue de retour 1000 ans à 0, 1, 3, 12 et 500 ans – en régime permanent

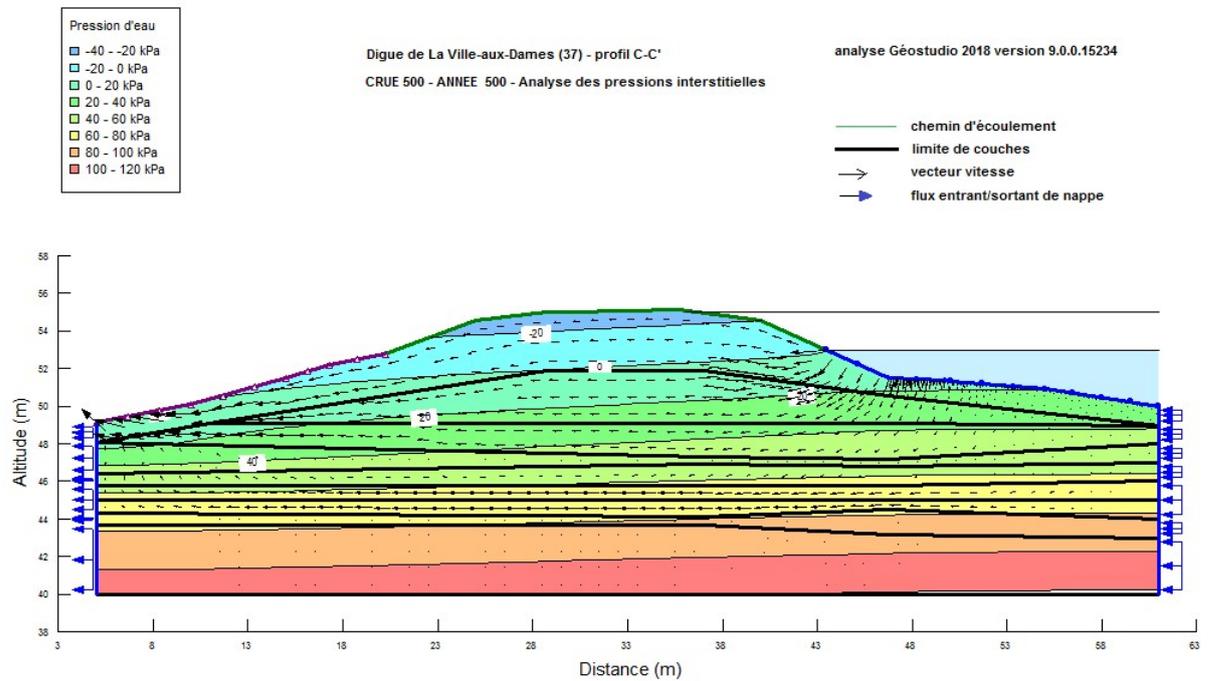
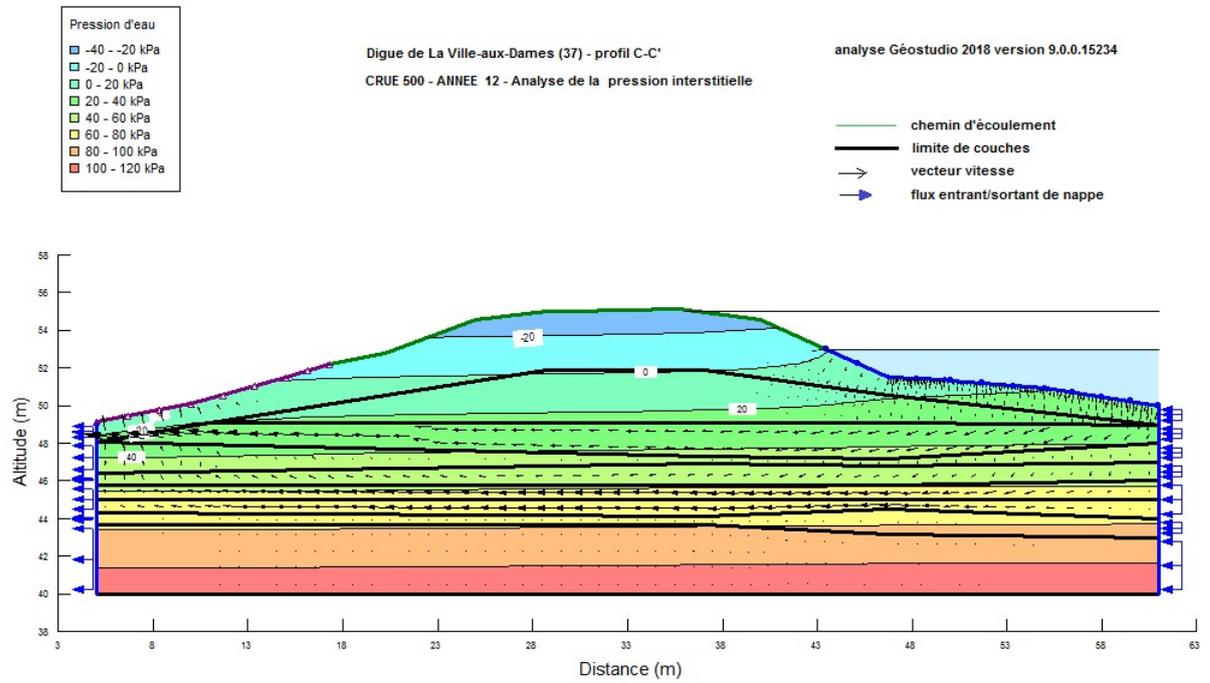
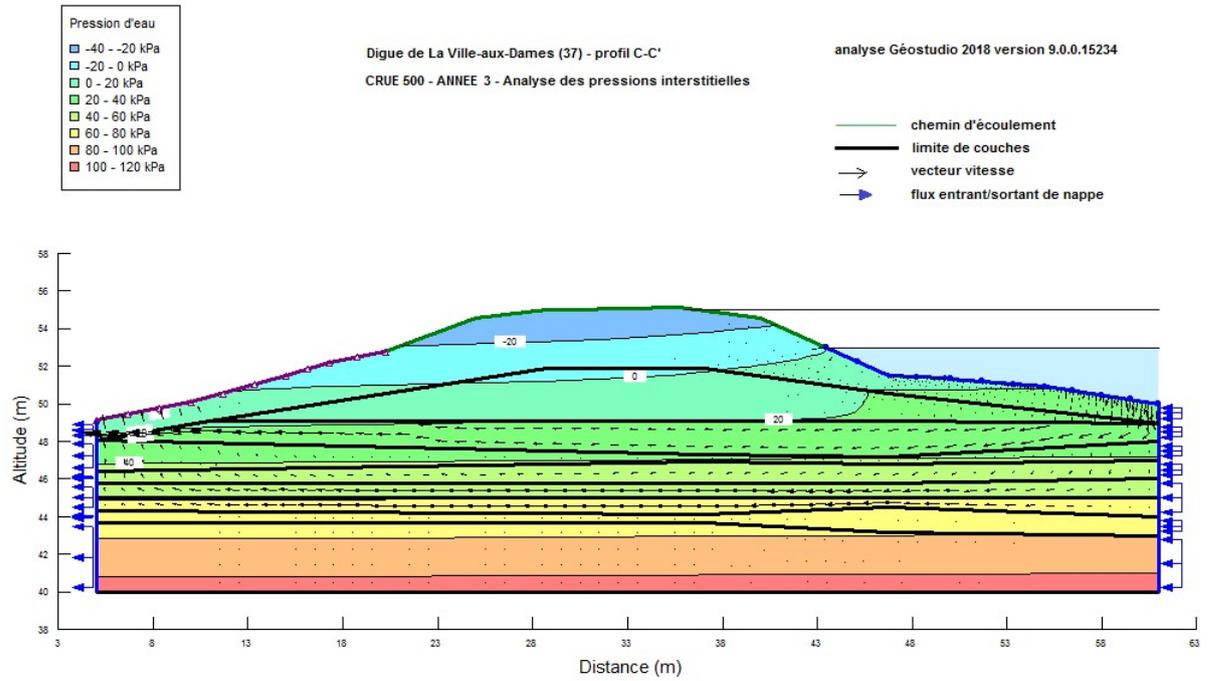
- des pressions interstitielles
- de la charge hydraulique dans l'ouvrage
- des flux d'eau traversant
- de la stabilité mécanique au glissement

Rappel des conditions de variations de la perméabilité dans le temps :

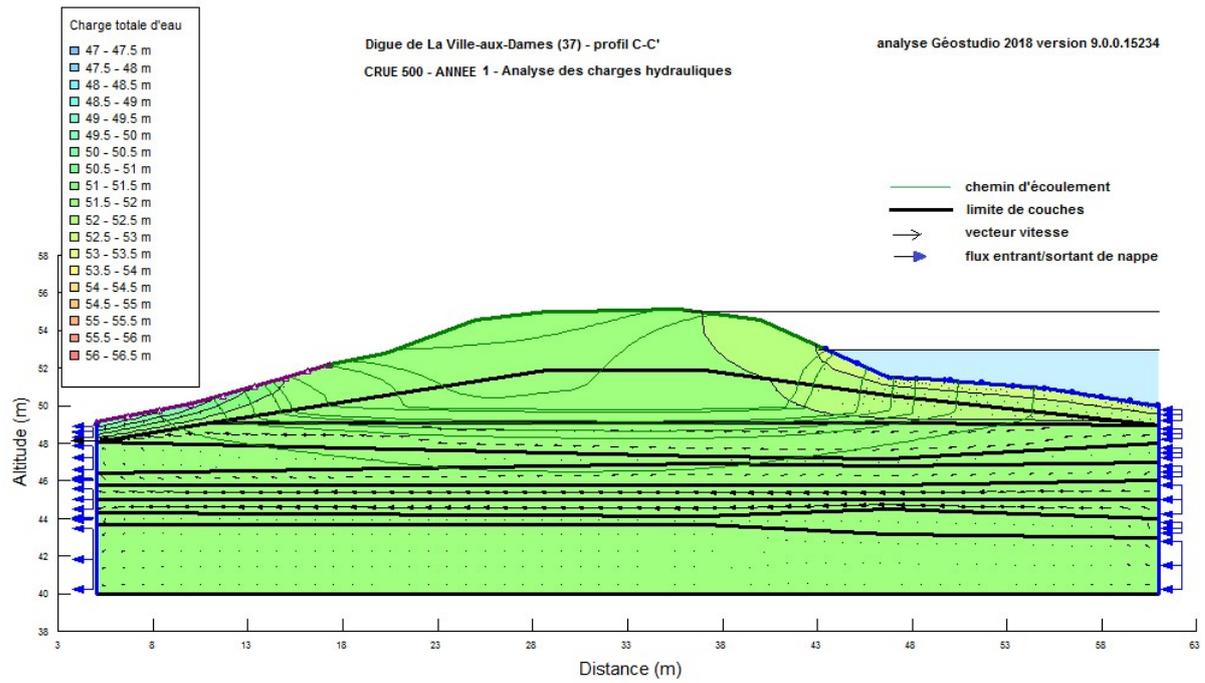
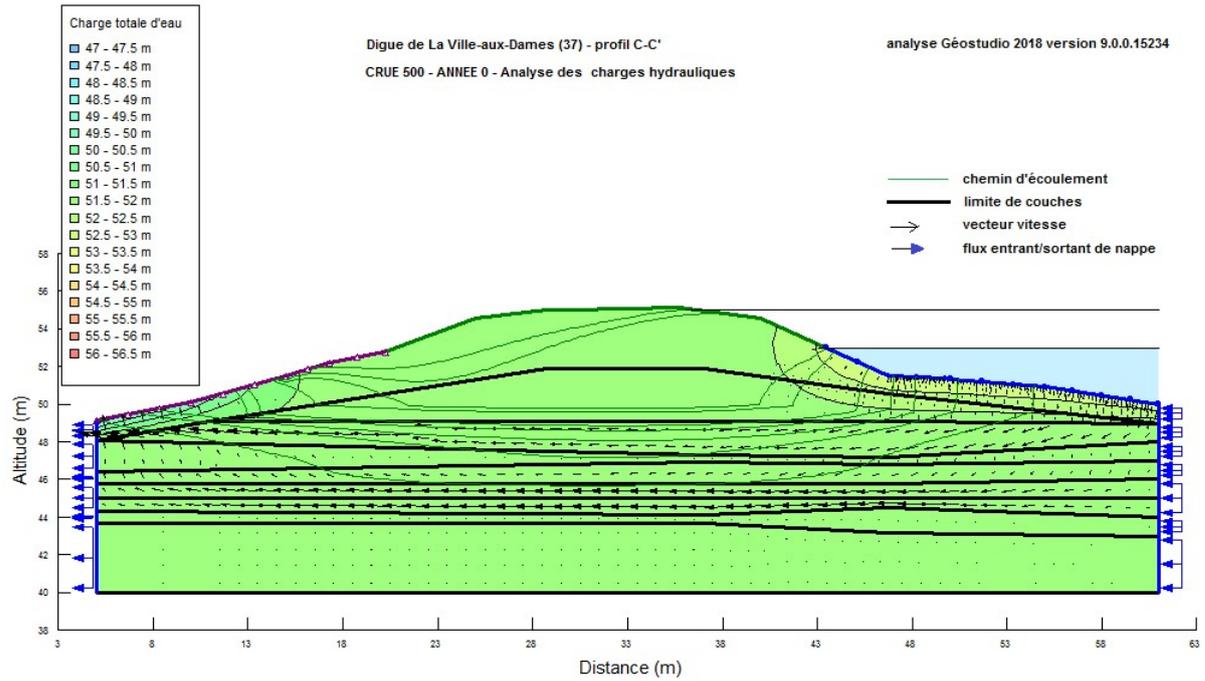


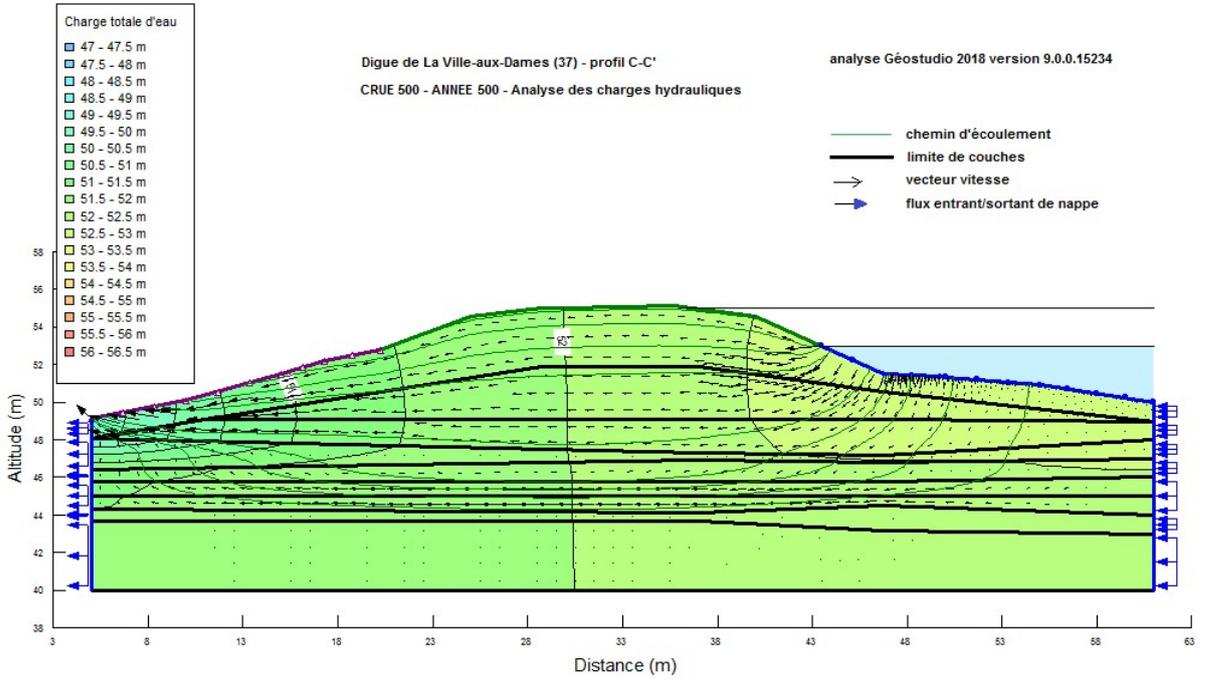
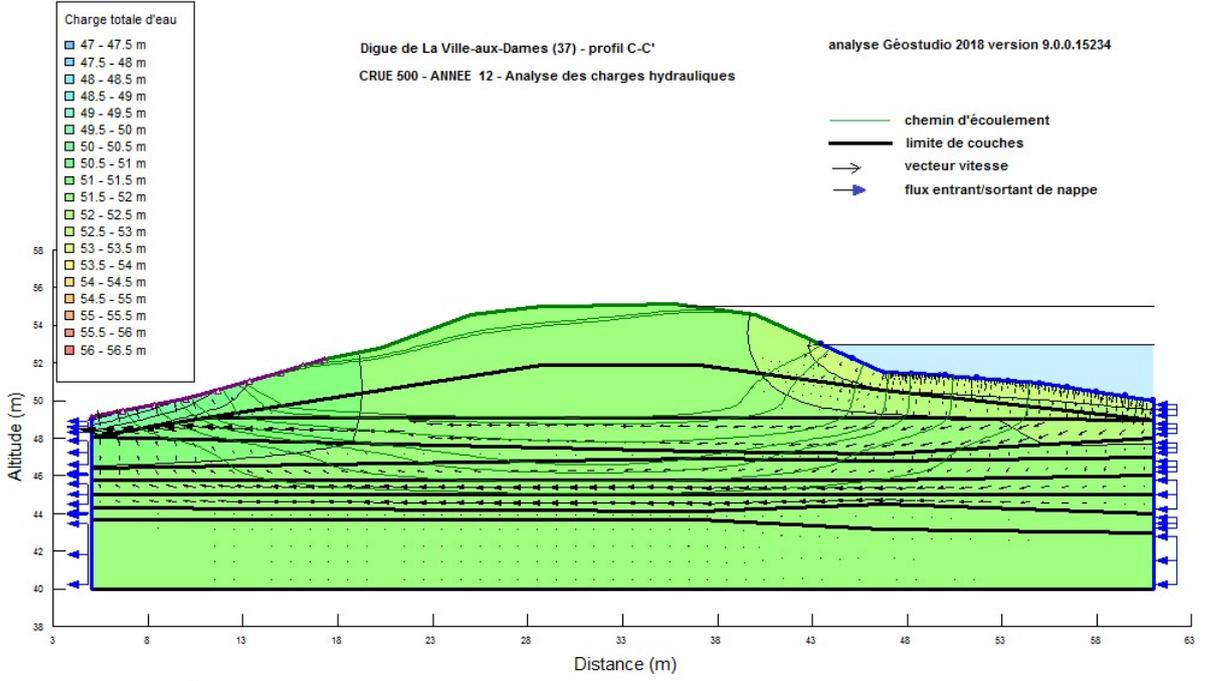
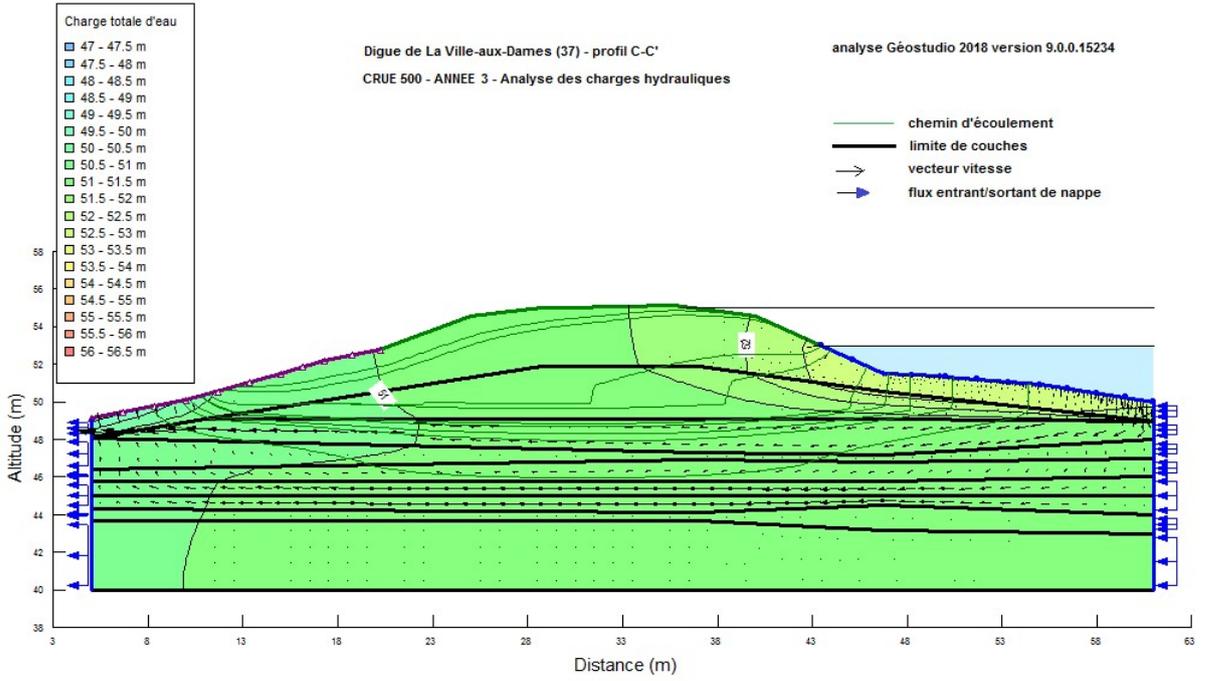
Q500 évolution des pressions interstitielles en régime permanent



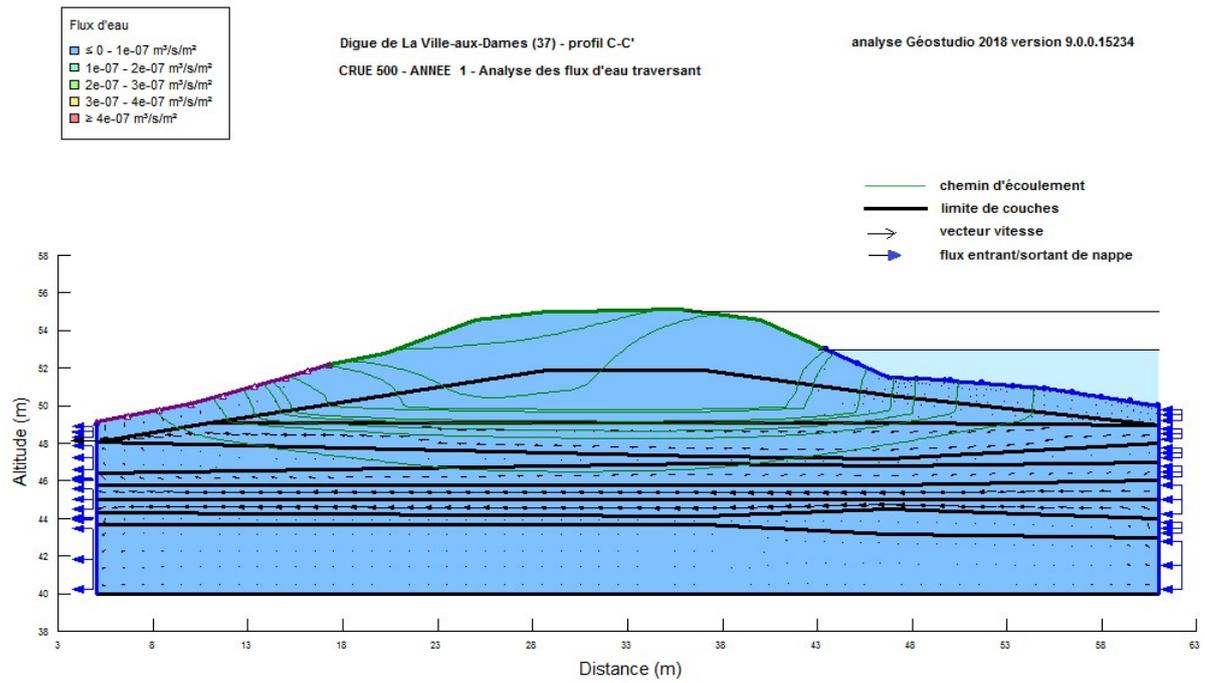
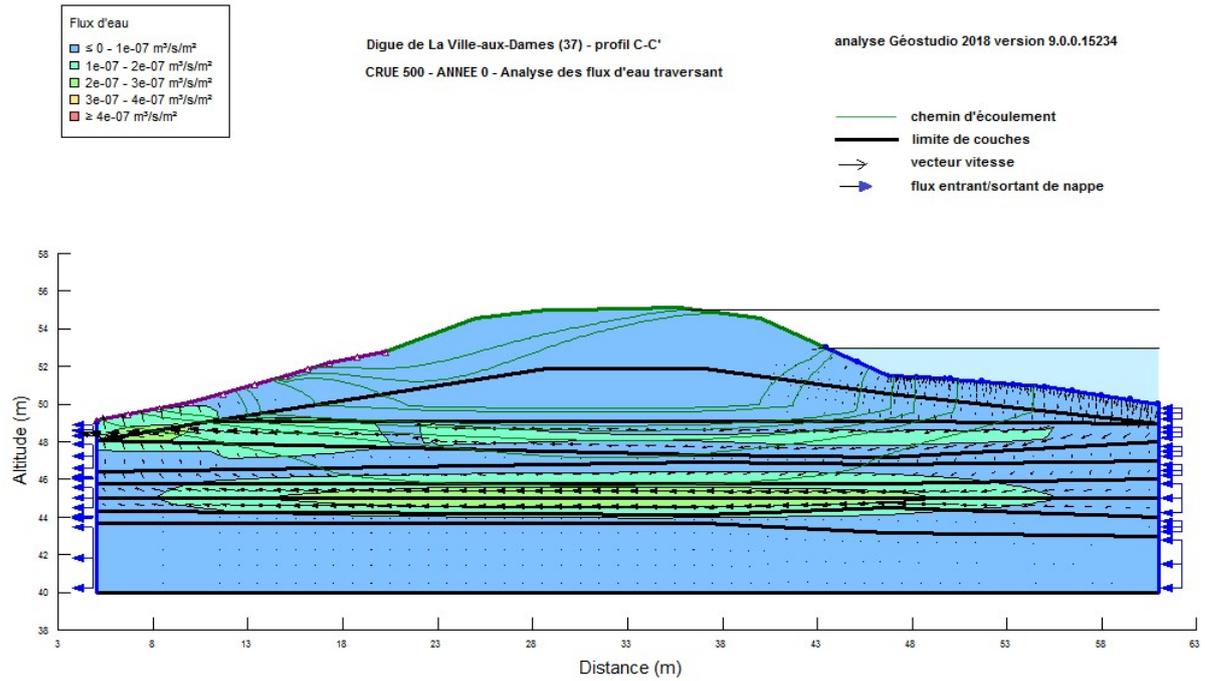


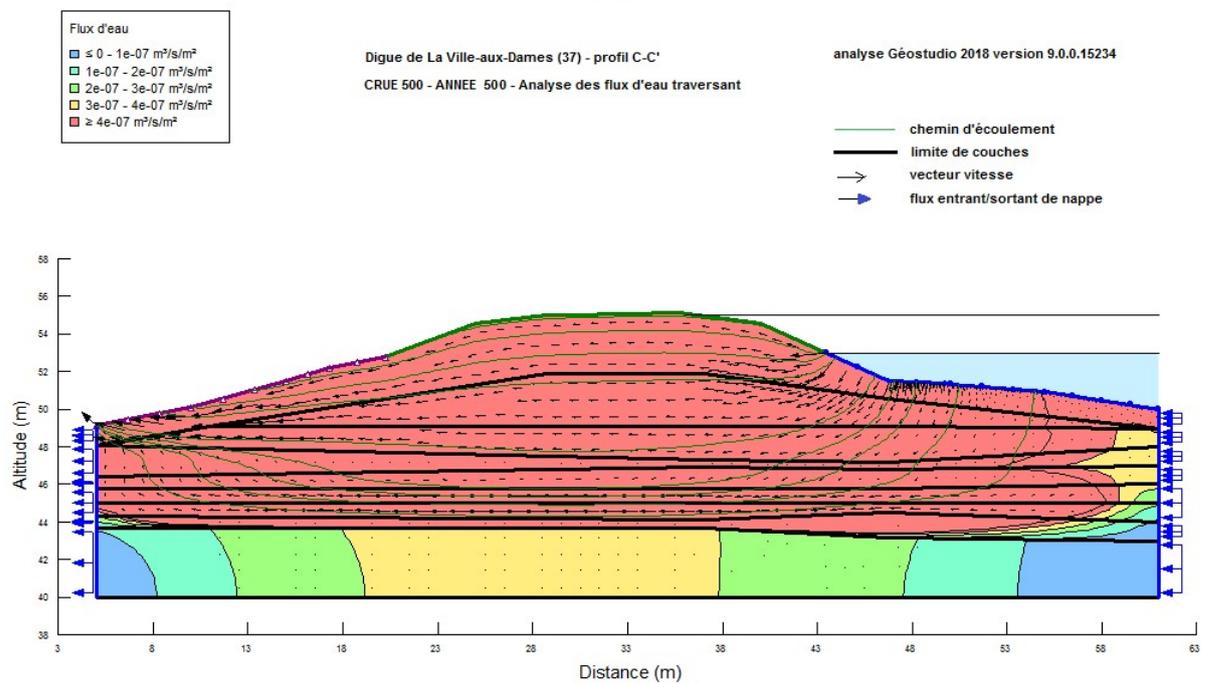
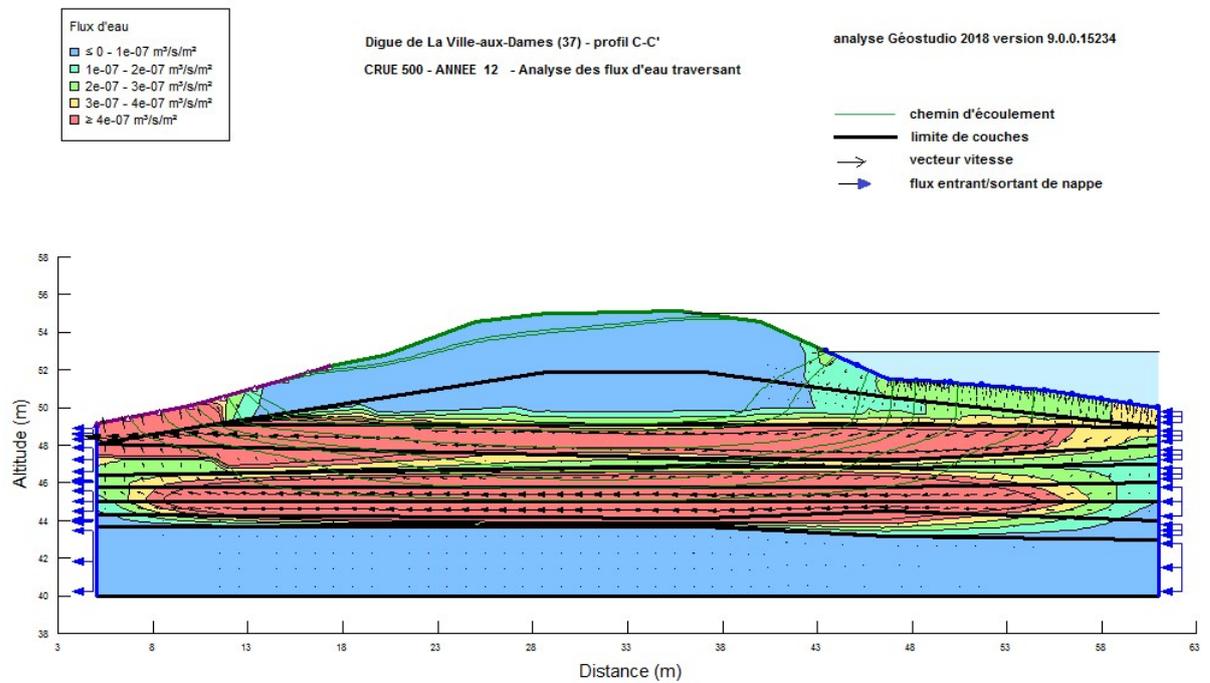
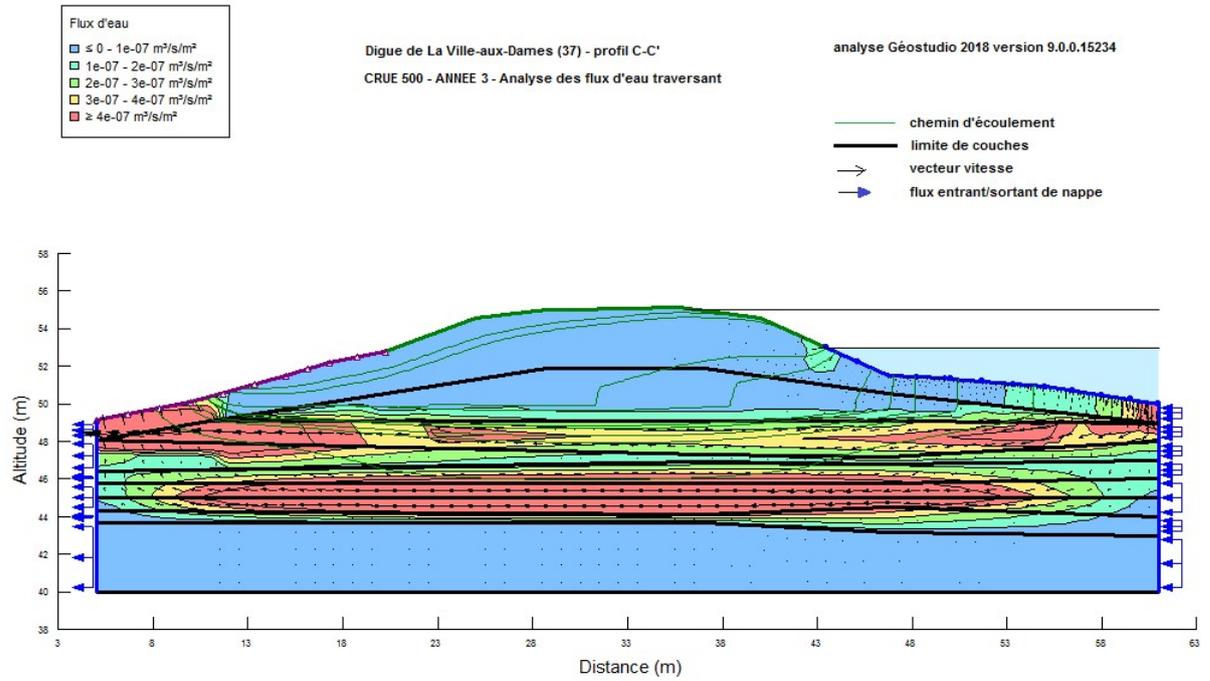
Q500 évolution des charges hydrauliques en régime permanent



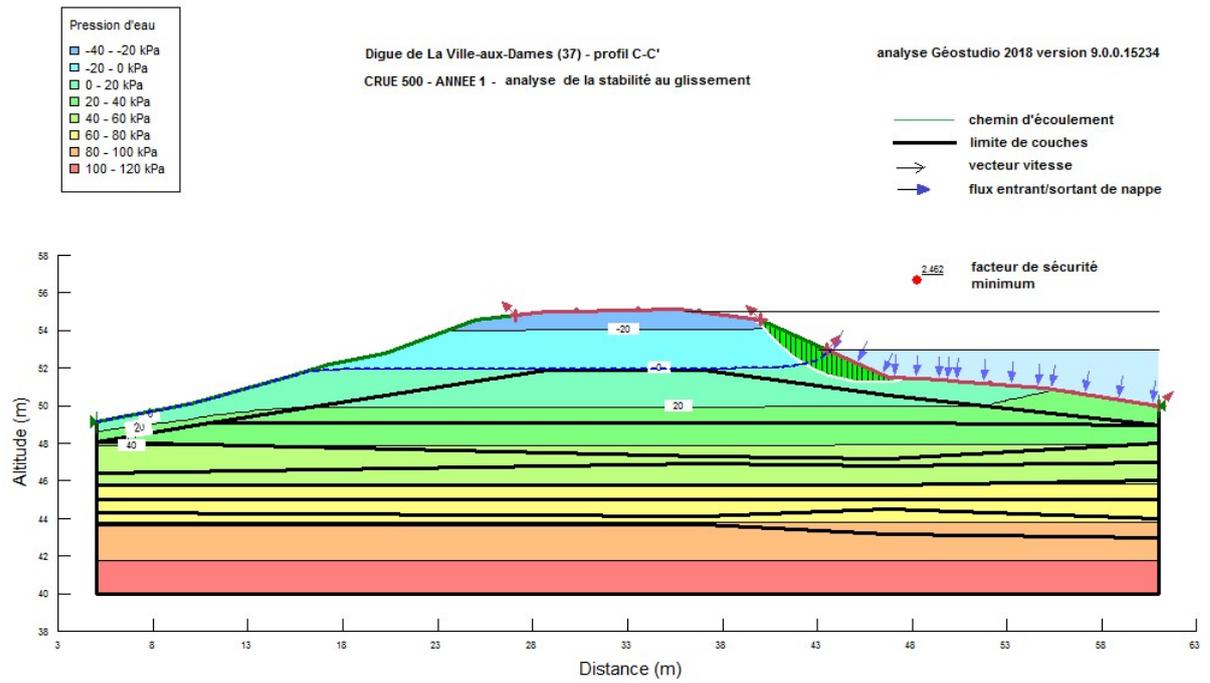
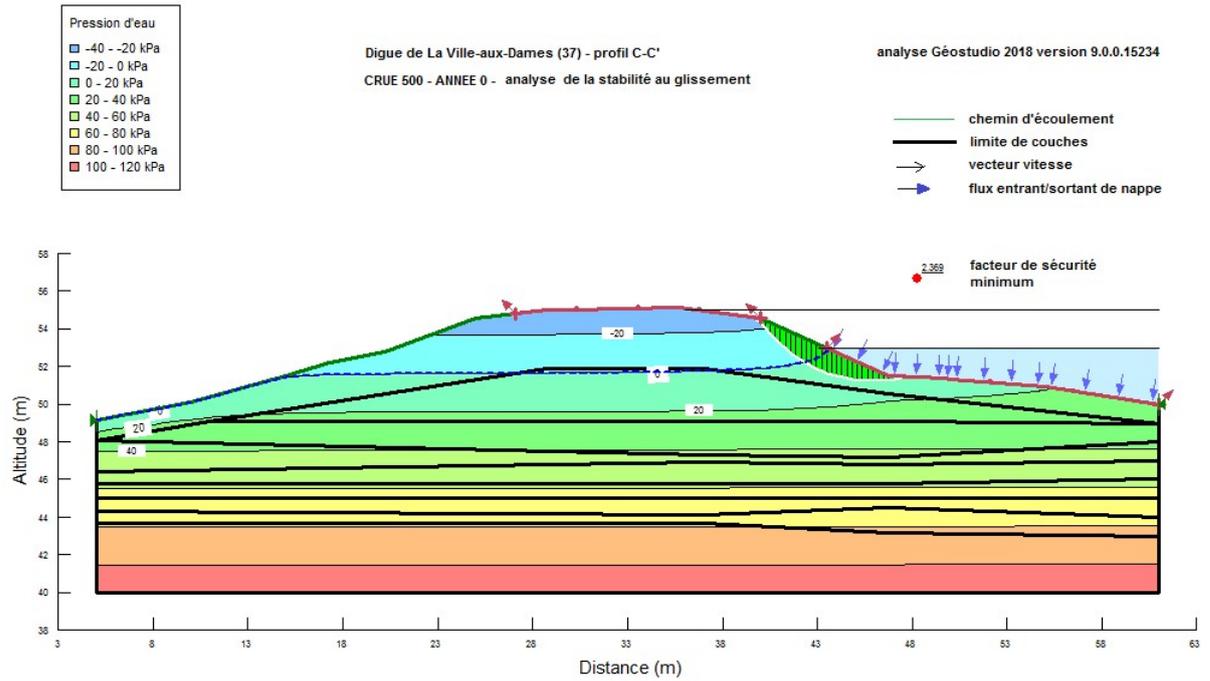


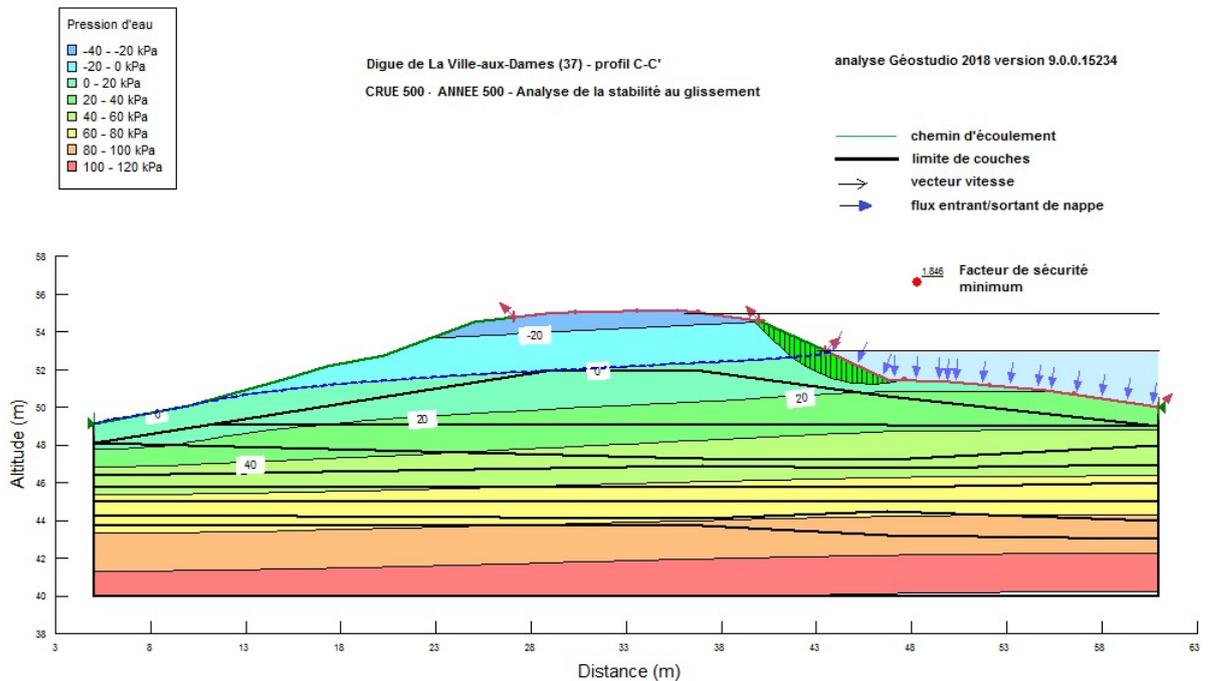
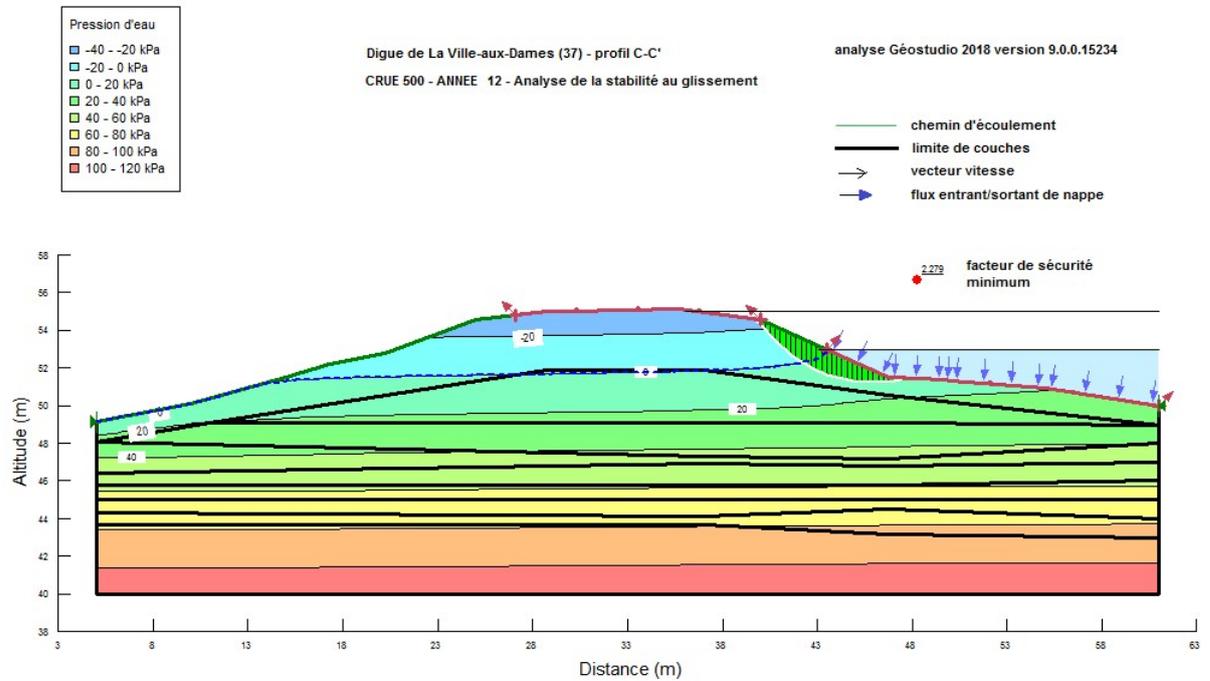
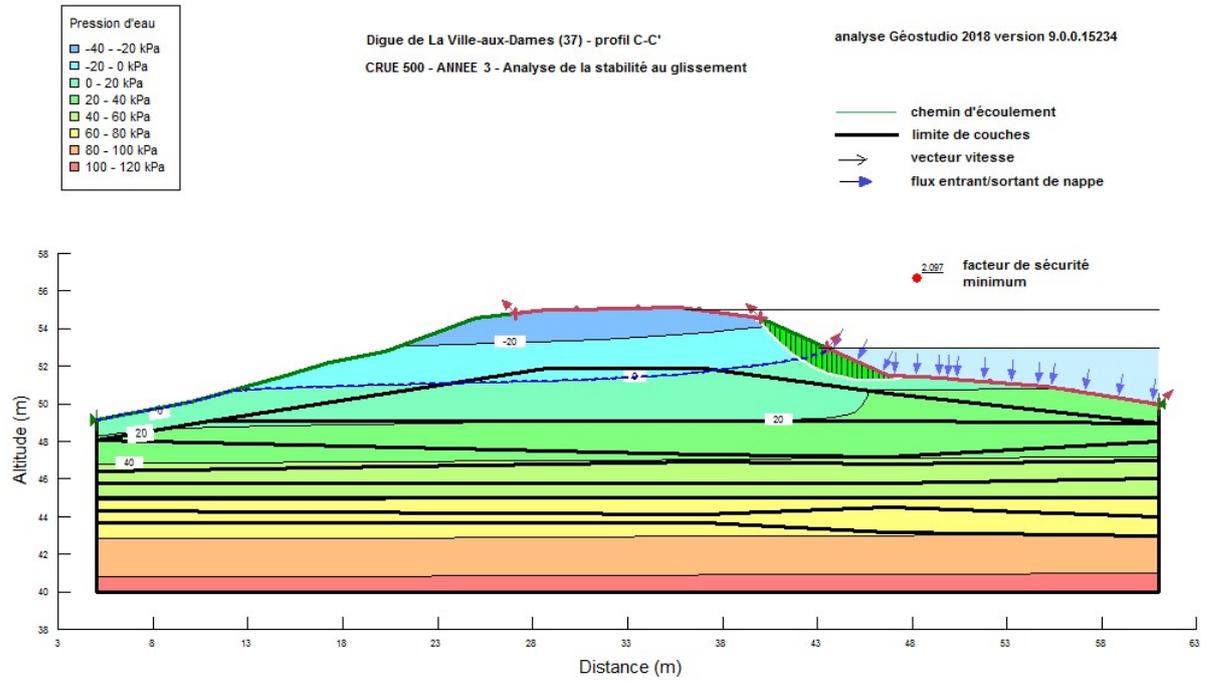
Q500 évolution des flux d'eau traversant en régime permanent



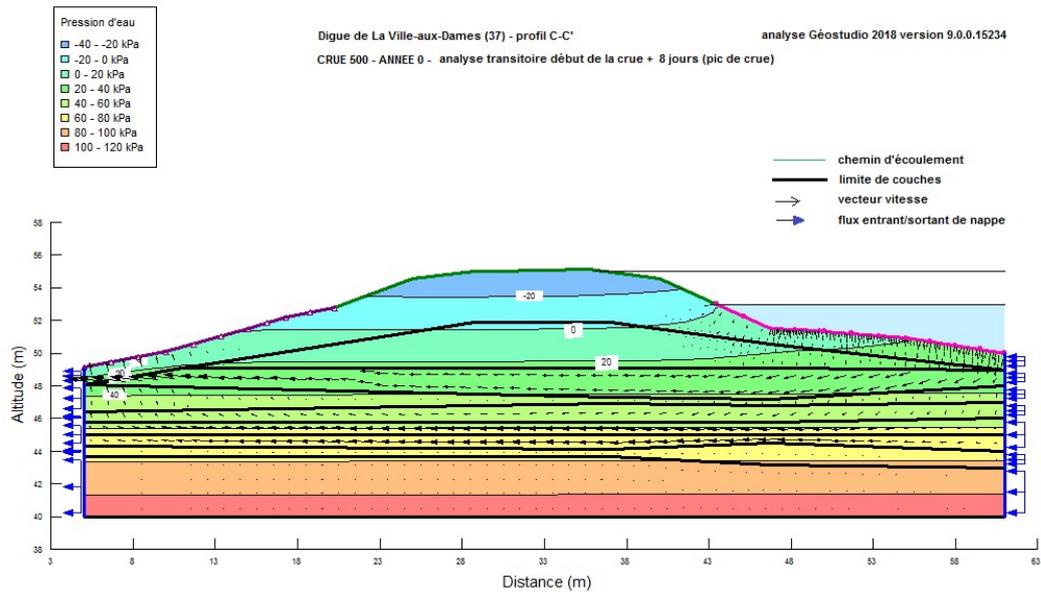
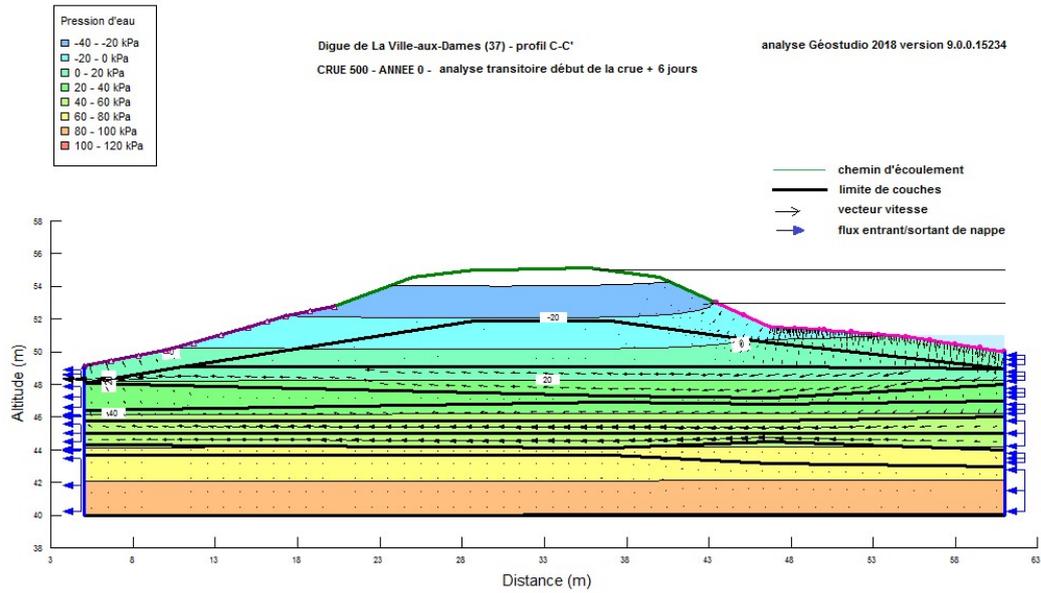
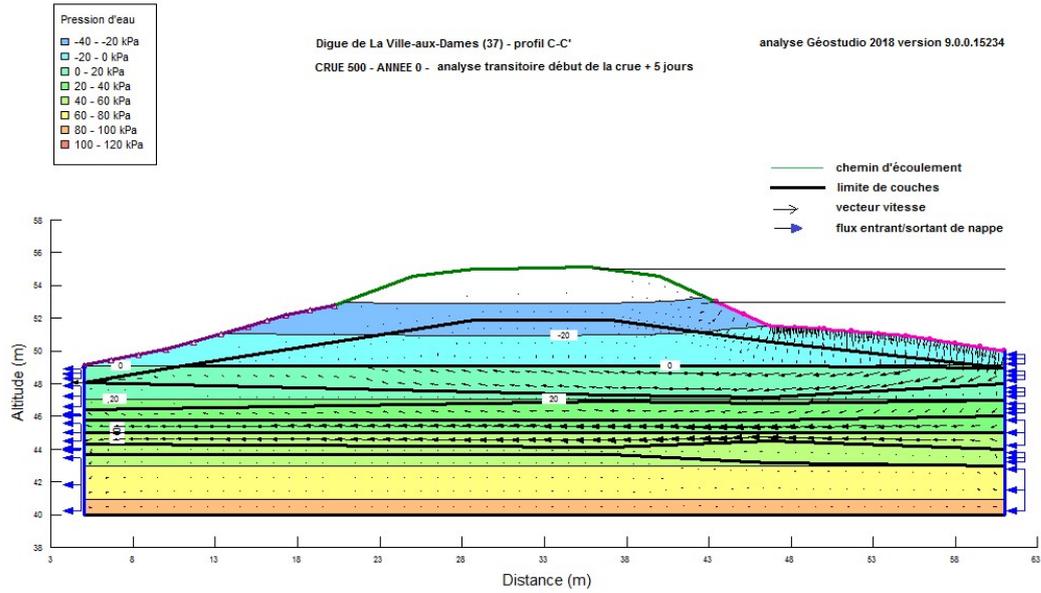


Q500 évolution de la stabilité au glissement en régime permanent

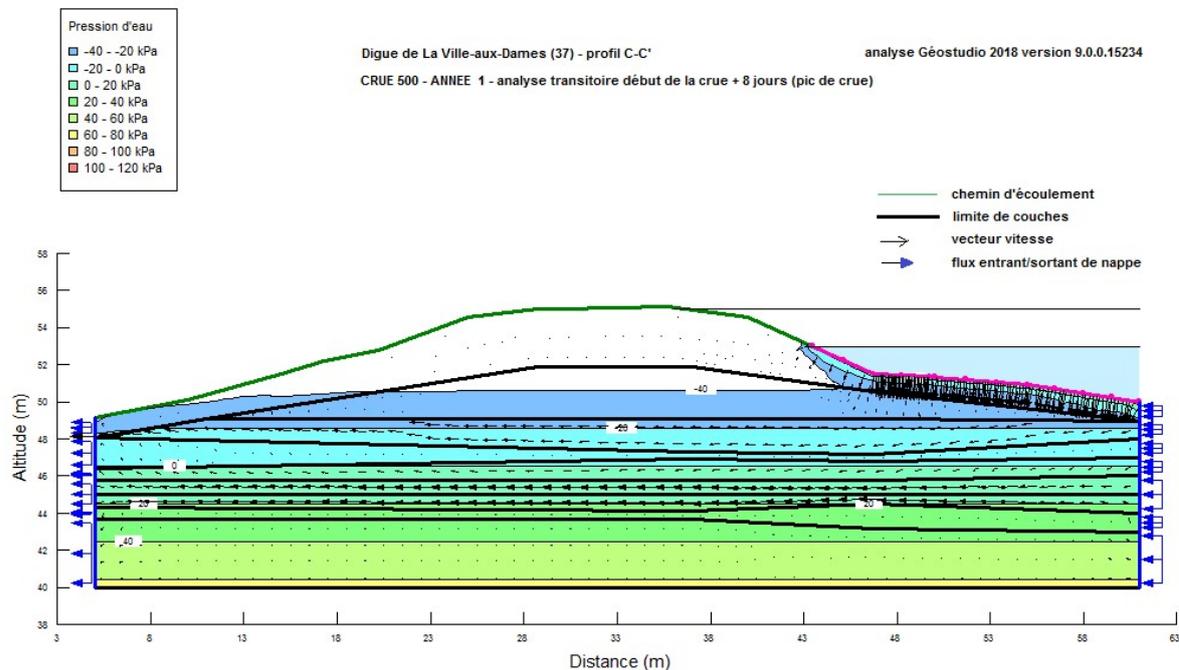
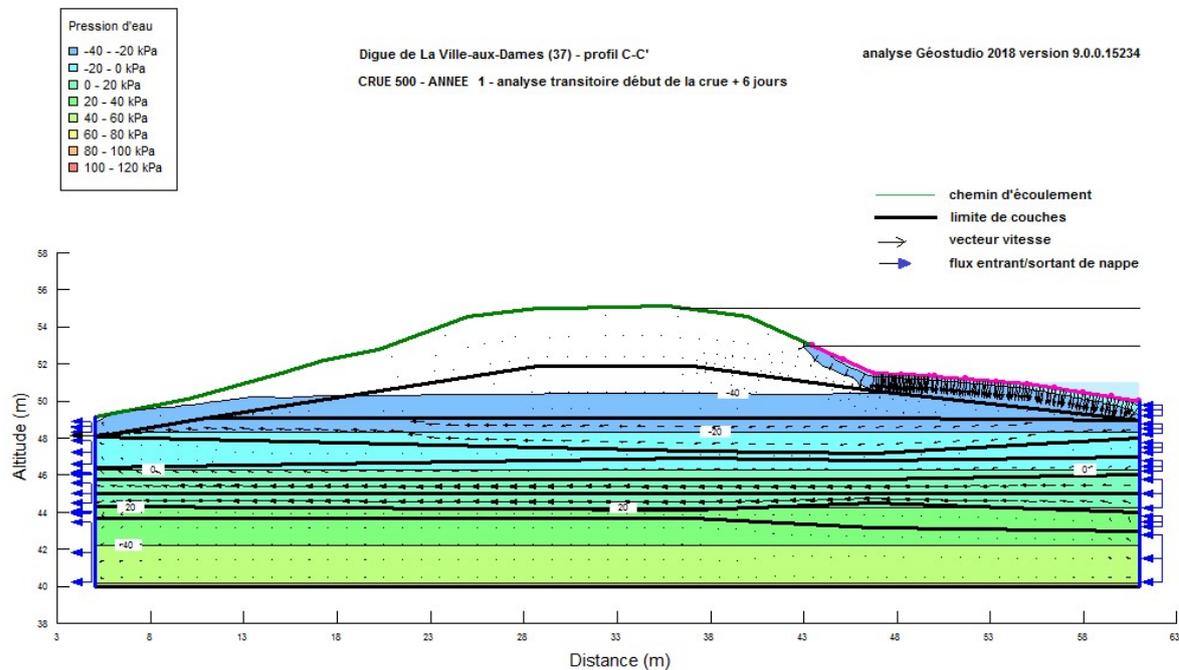
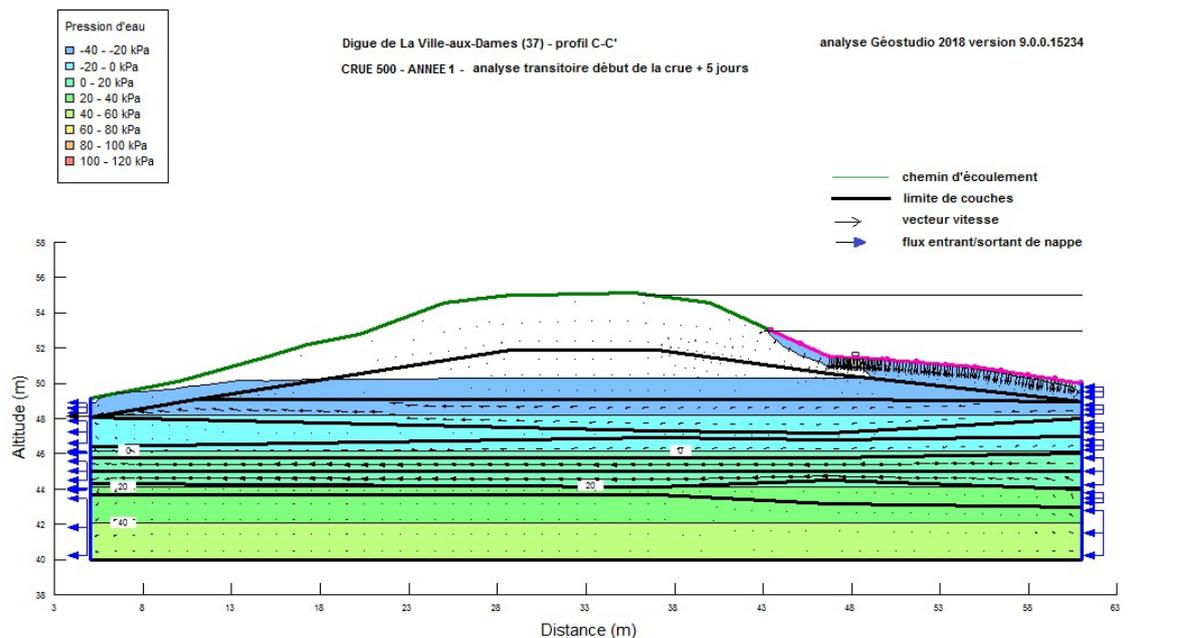




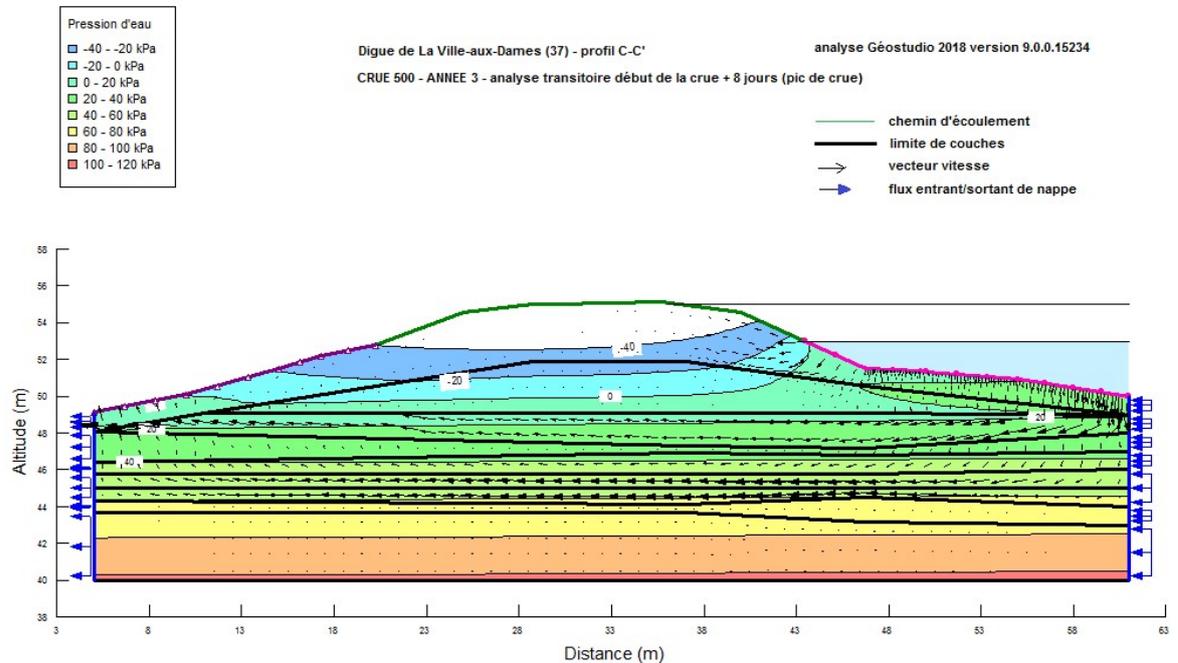
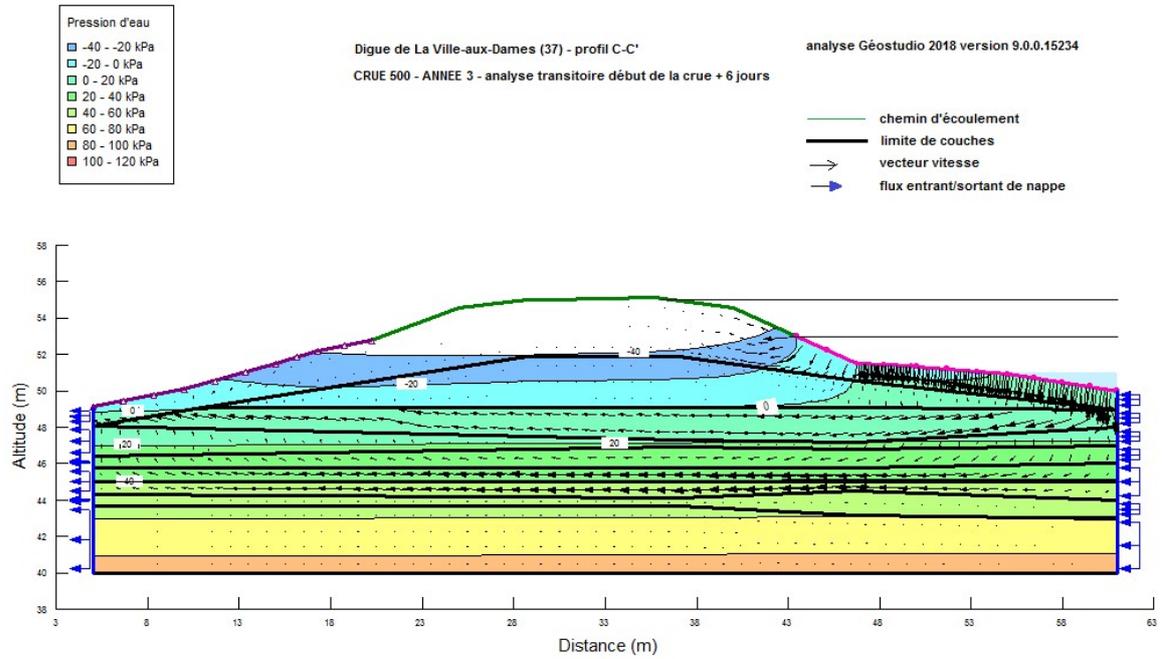
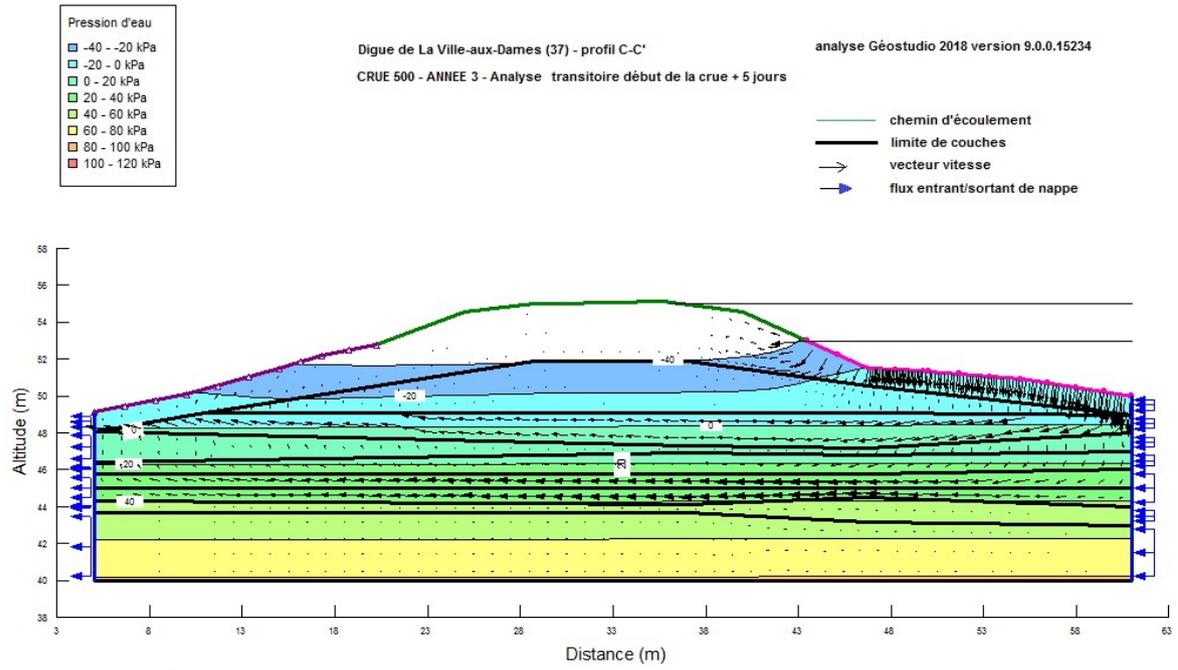
Q500 évolution des pressions interstitielles en régime transitoire année 0



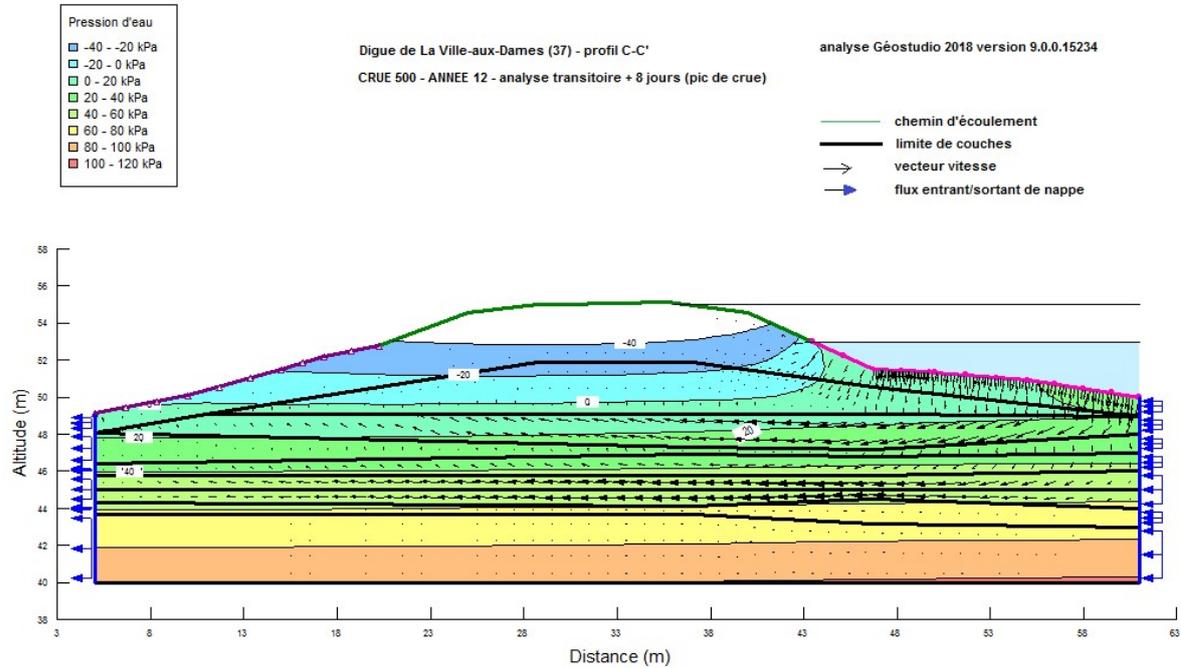
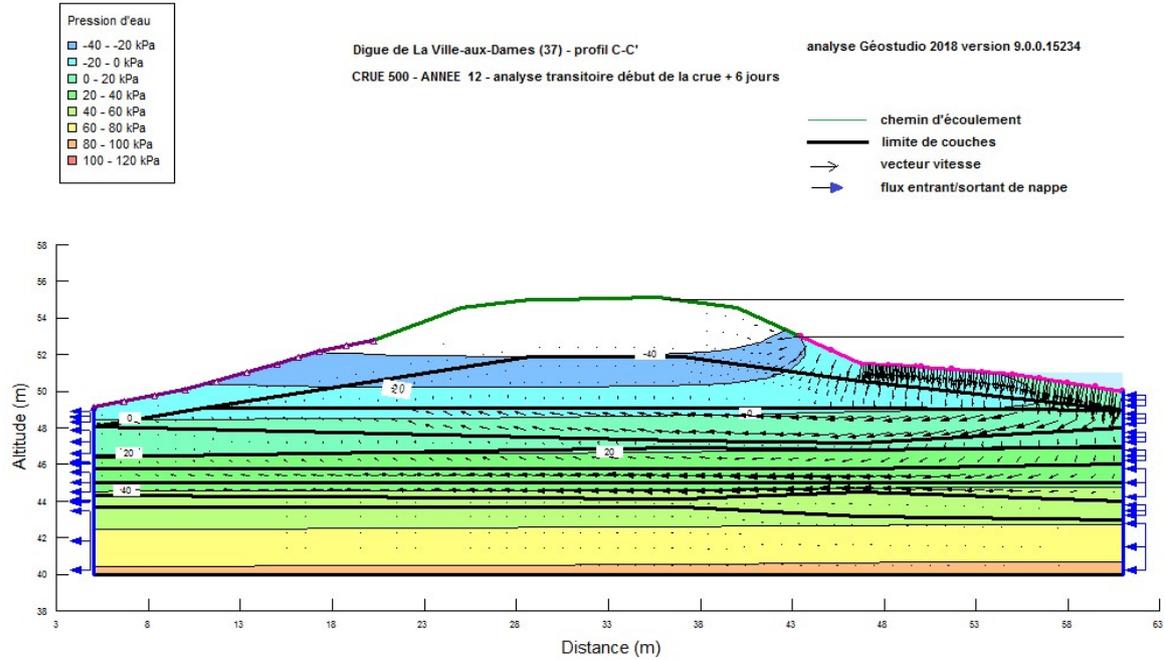
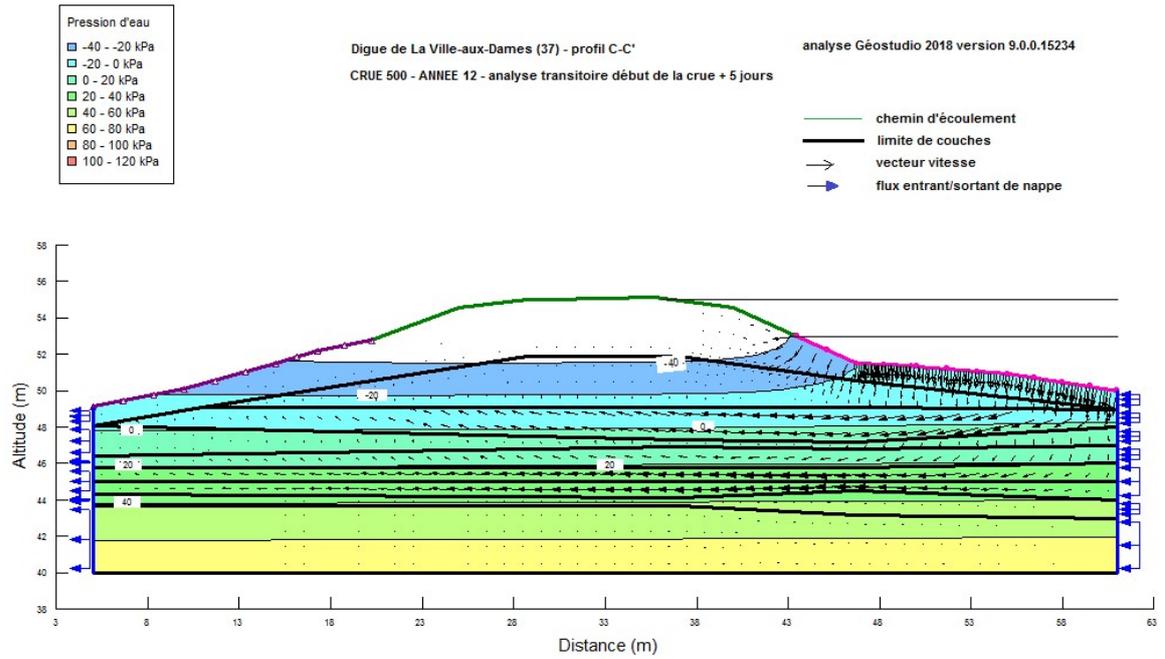
Q500 évolution des pressions interstitielles en régime transitoire année 1



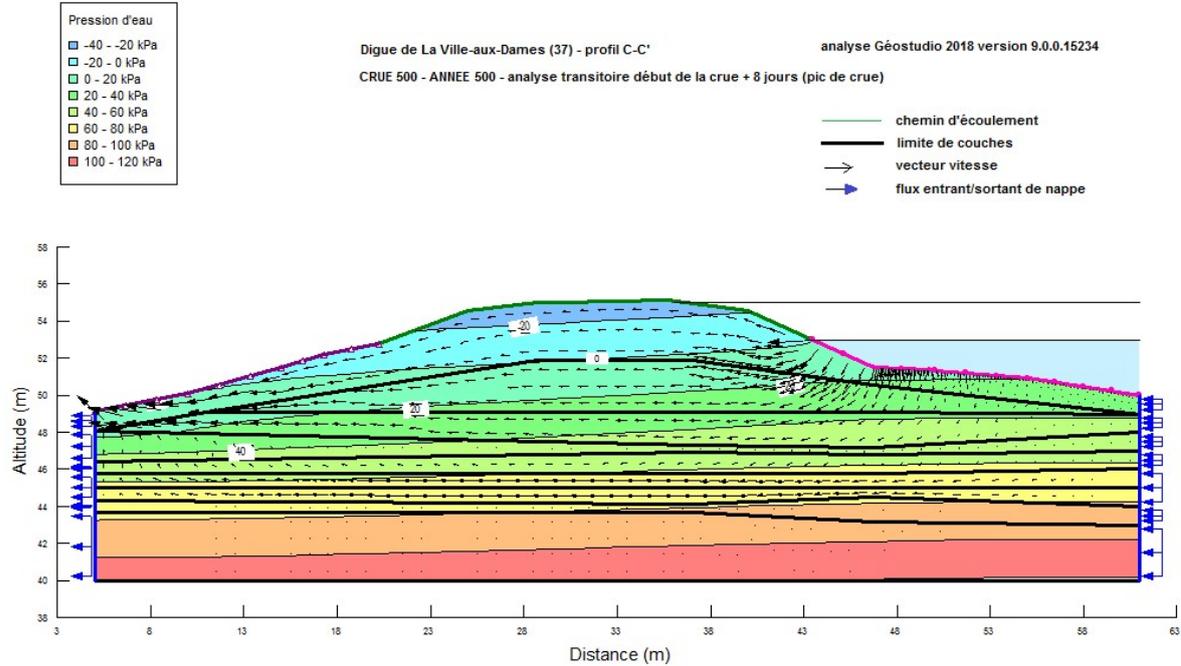
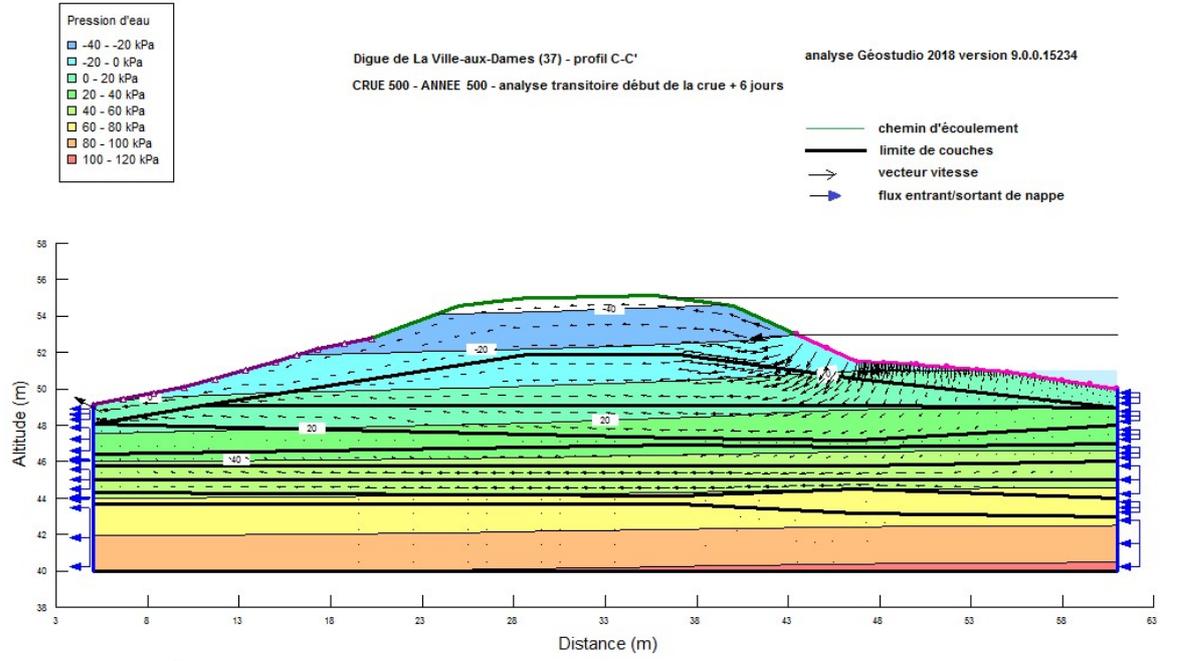
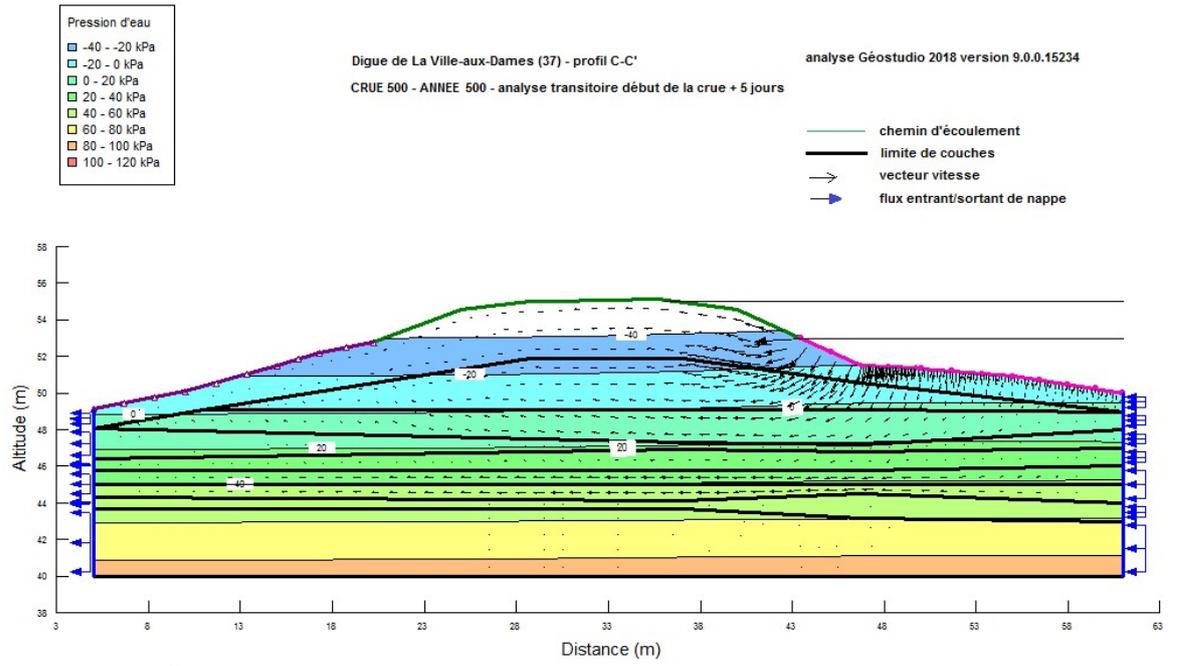
Q500 évolution des pressions interstitielles en régime transitoire année 3



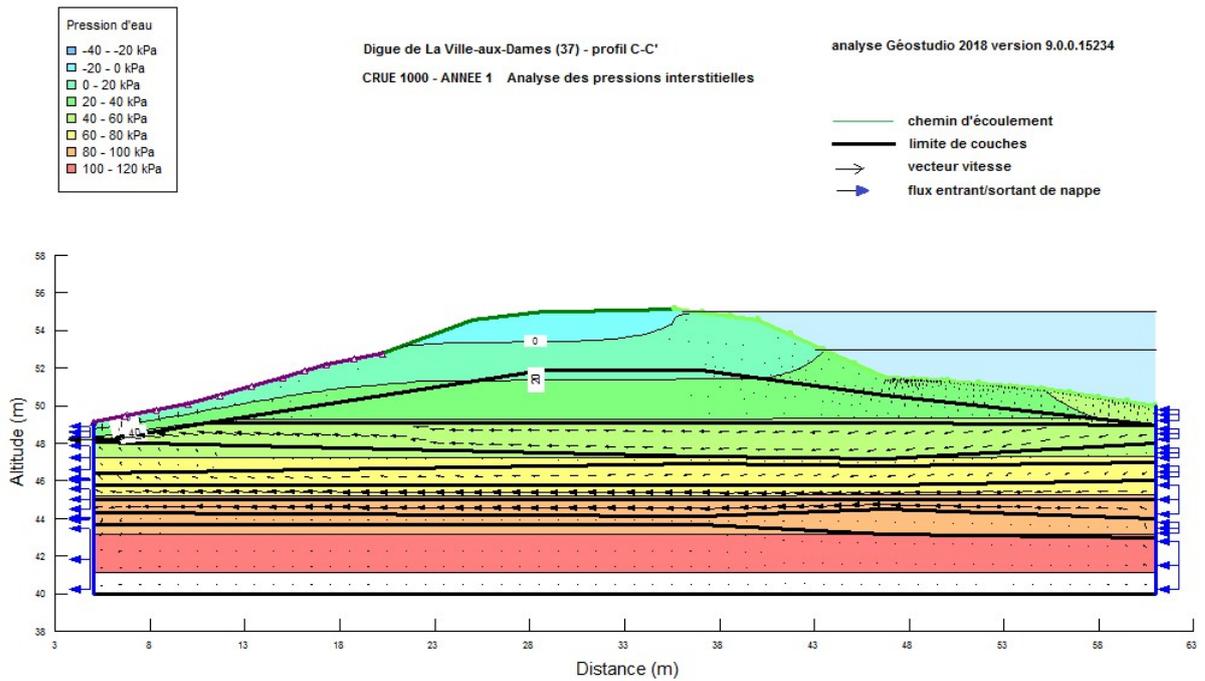
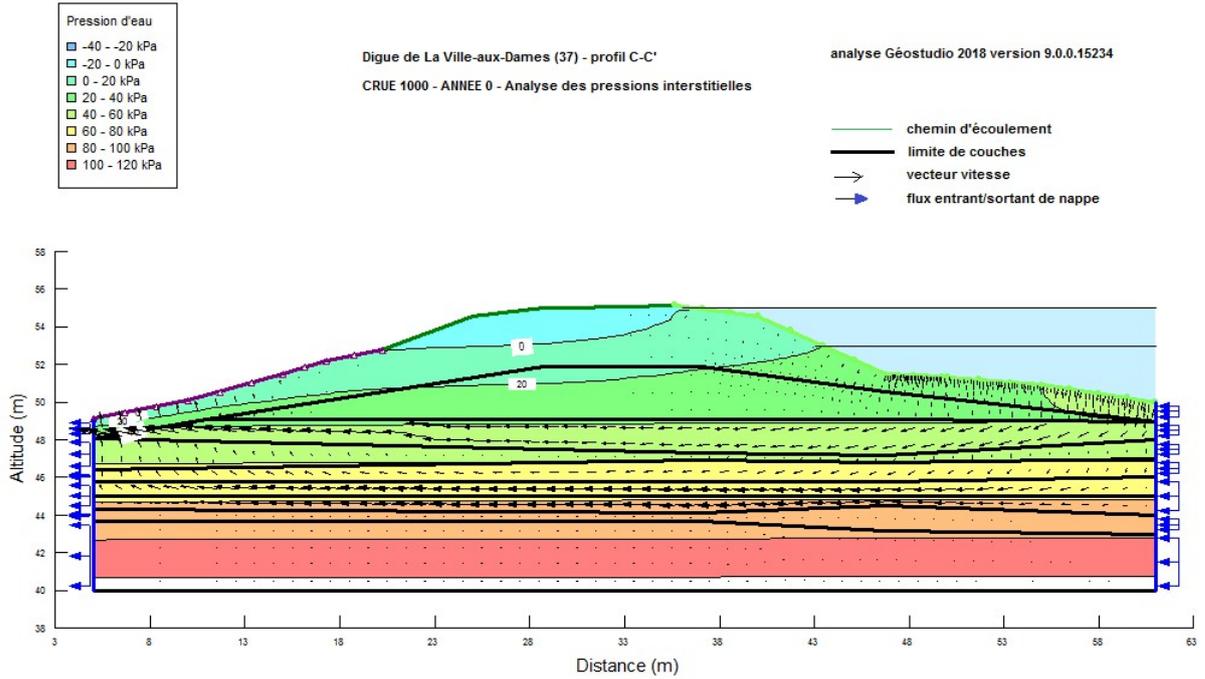
Q500 évolution des pressions interstitielles en régime transitoire année 12

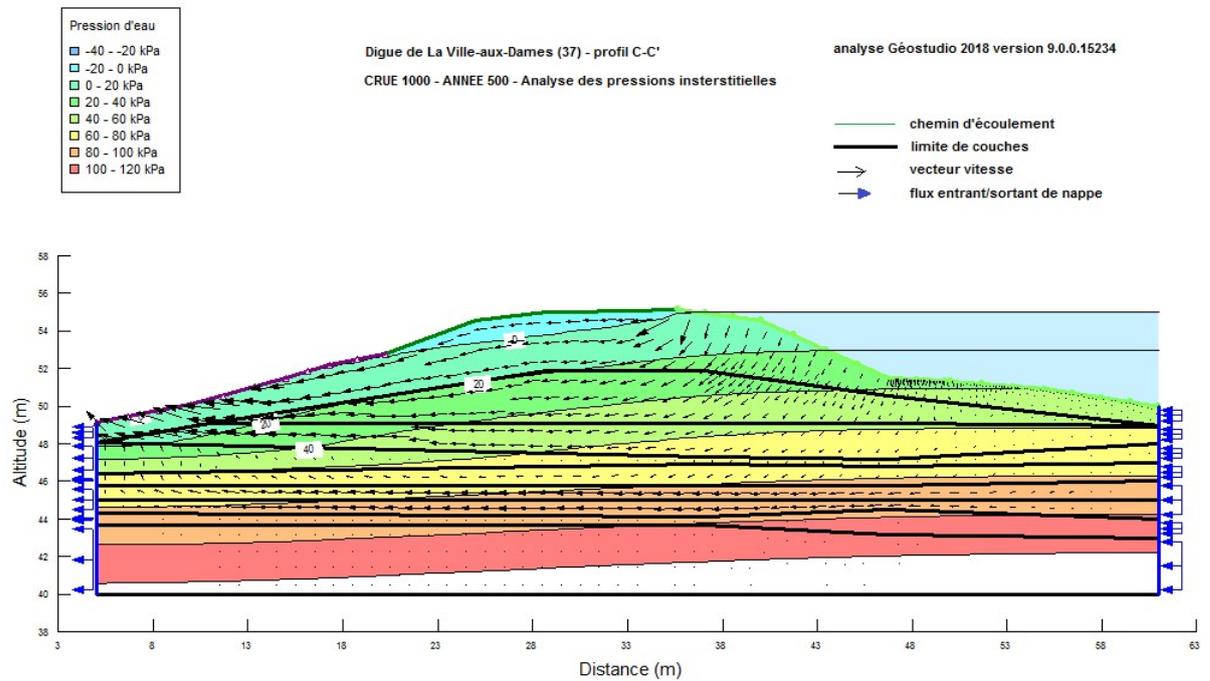
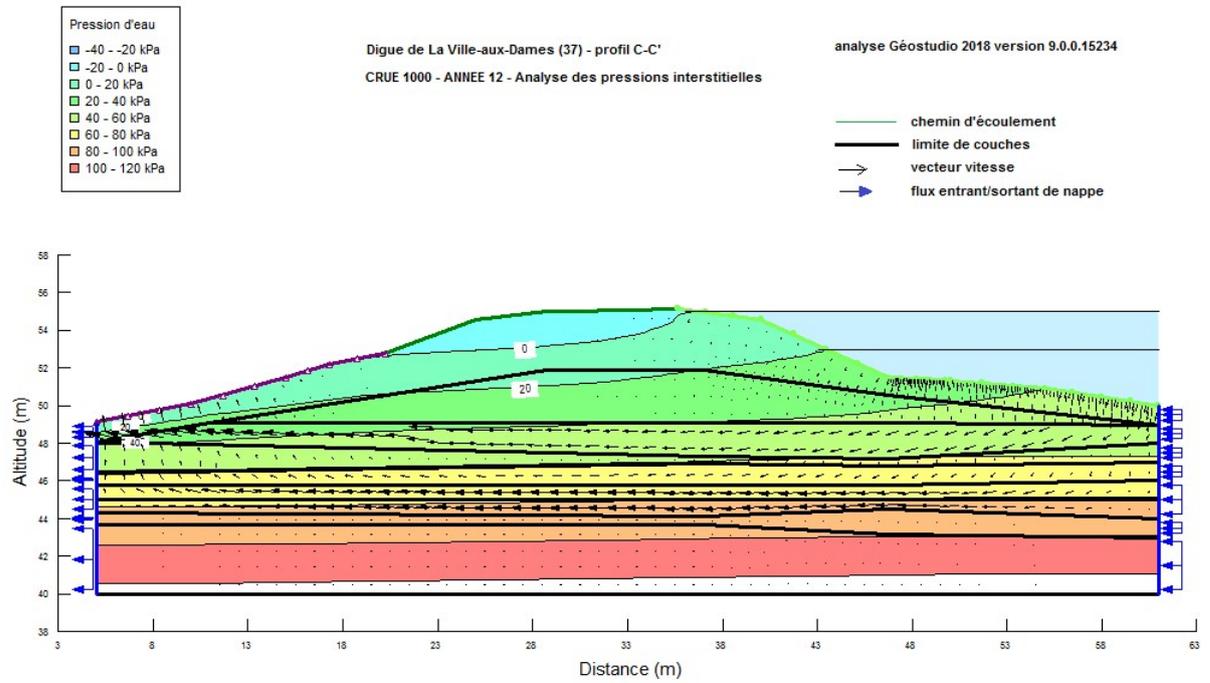
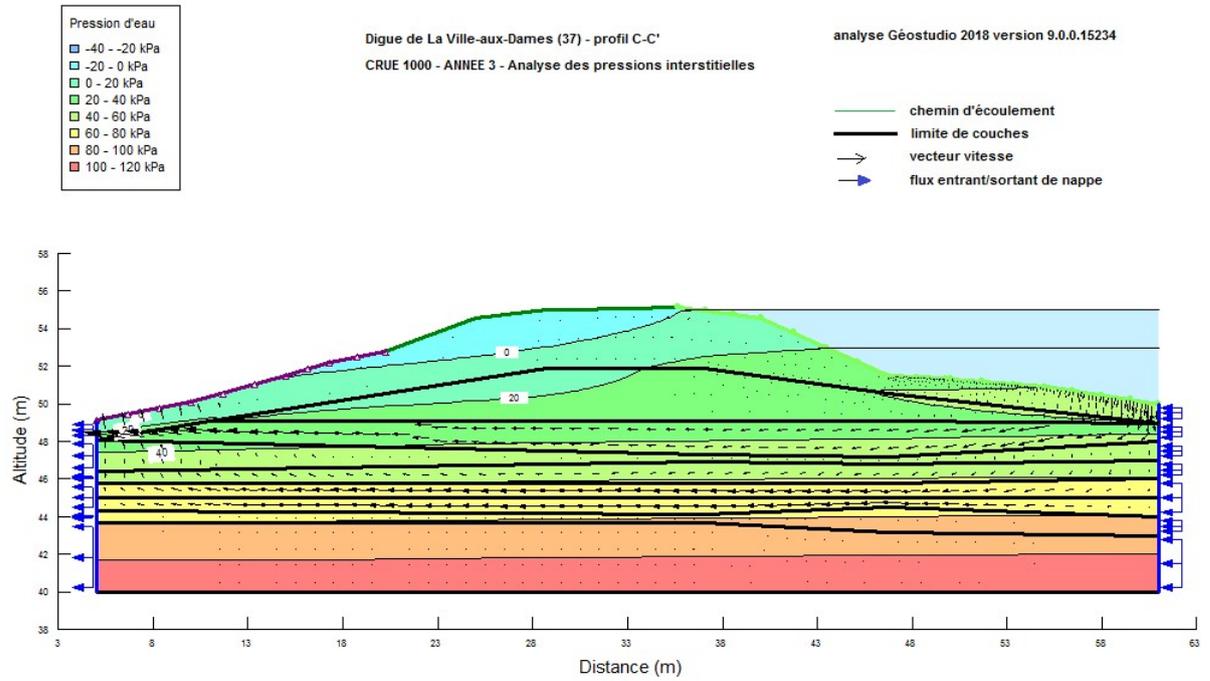


Q500 évolution des pressions interstitielles en régime transitoire année 500

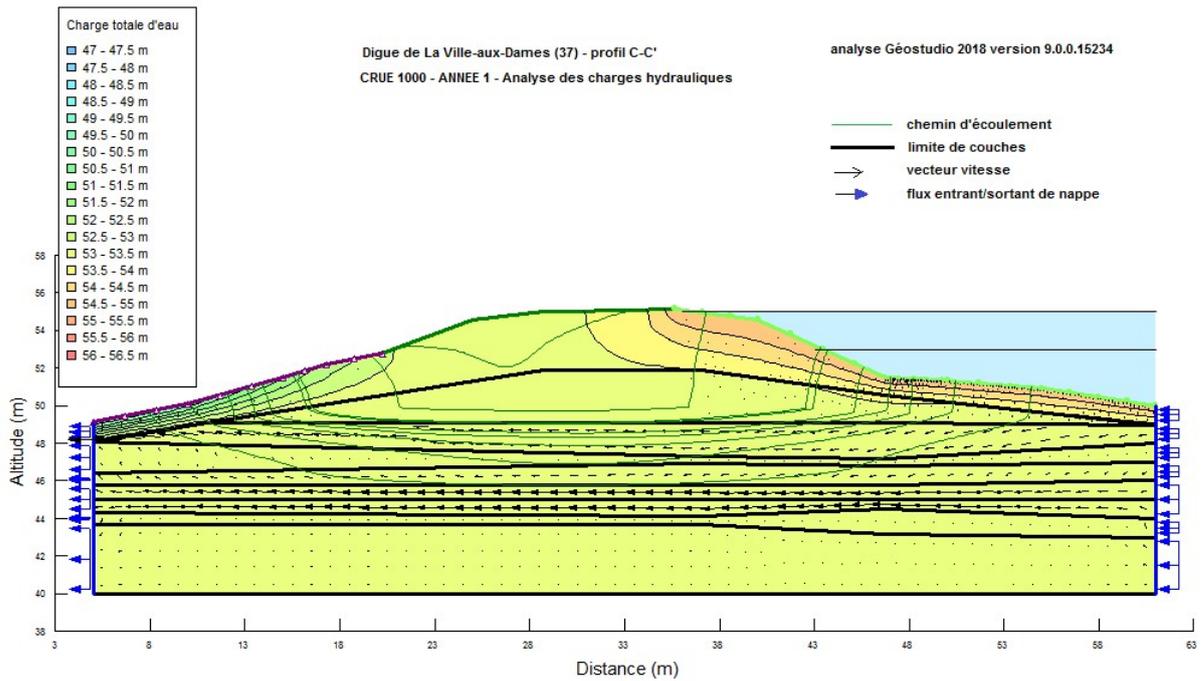
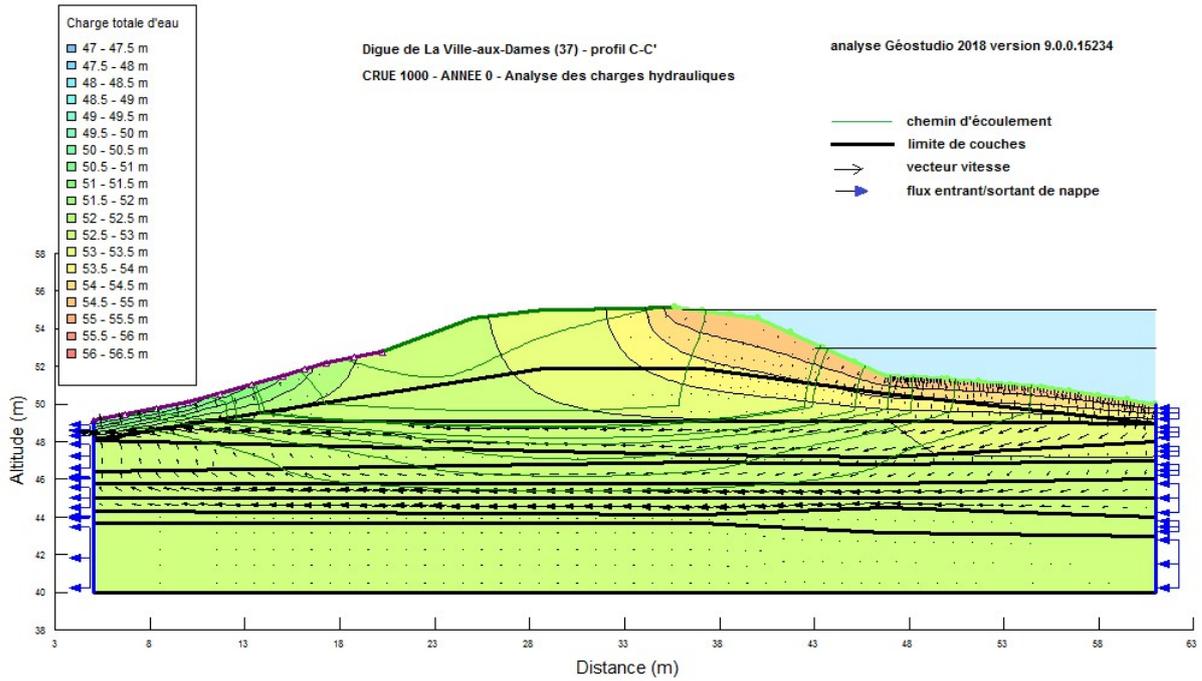


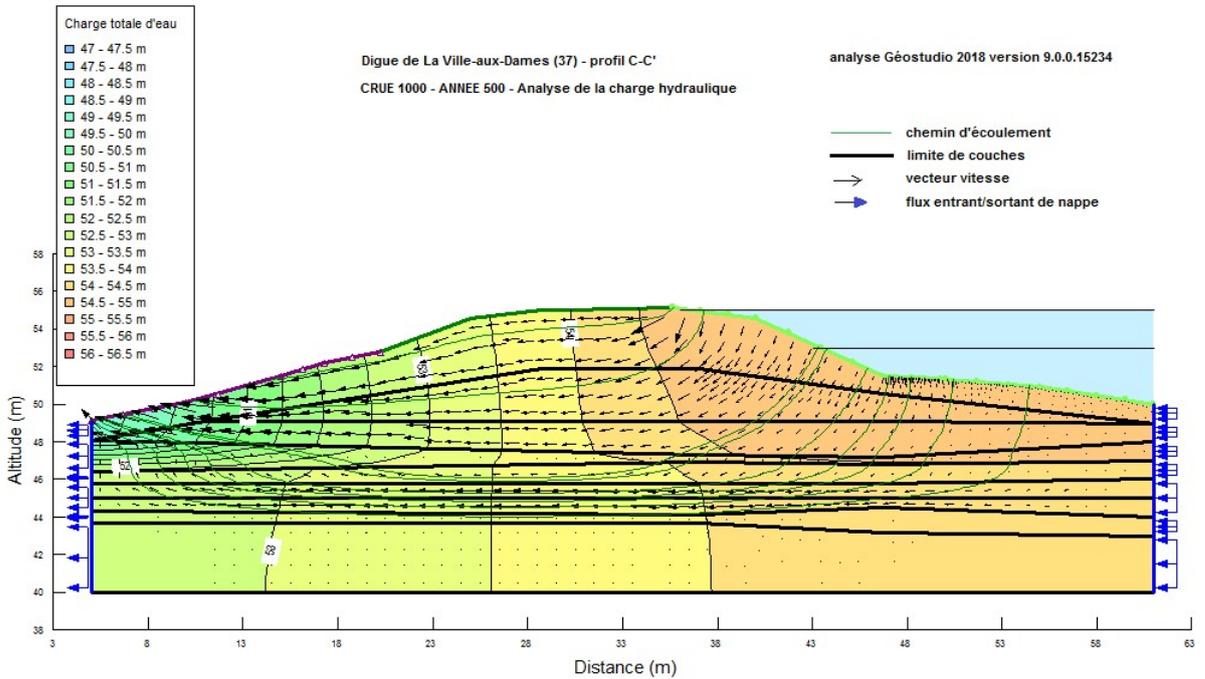
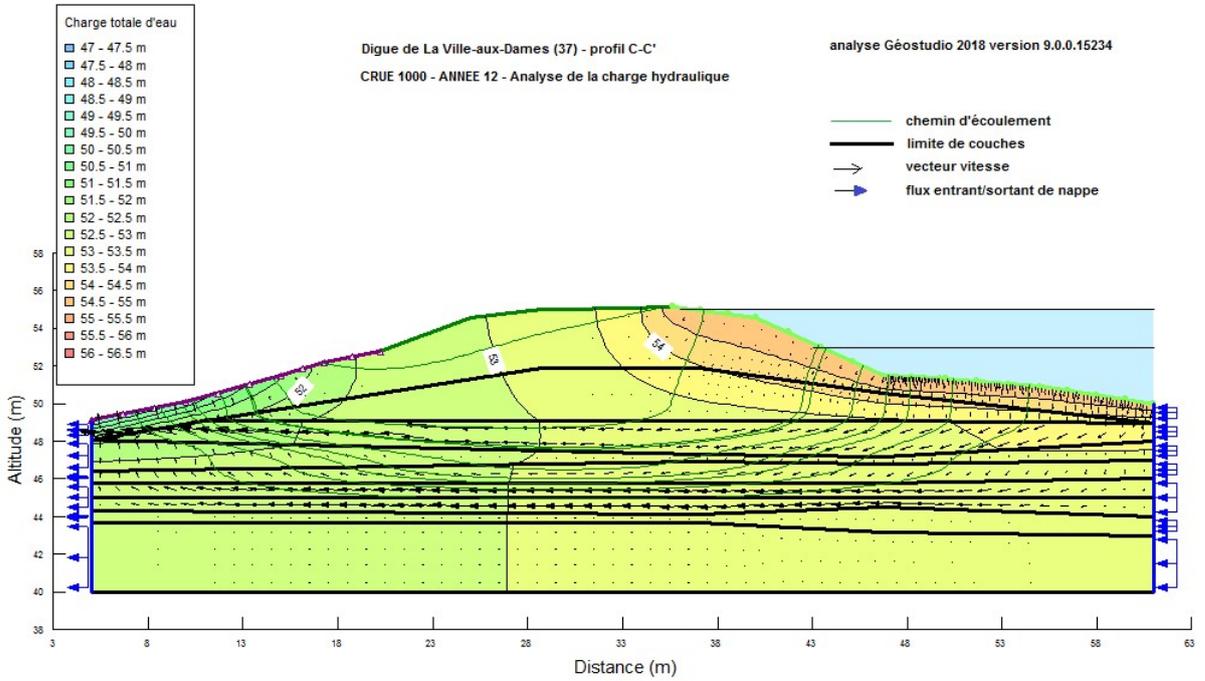
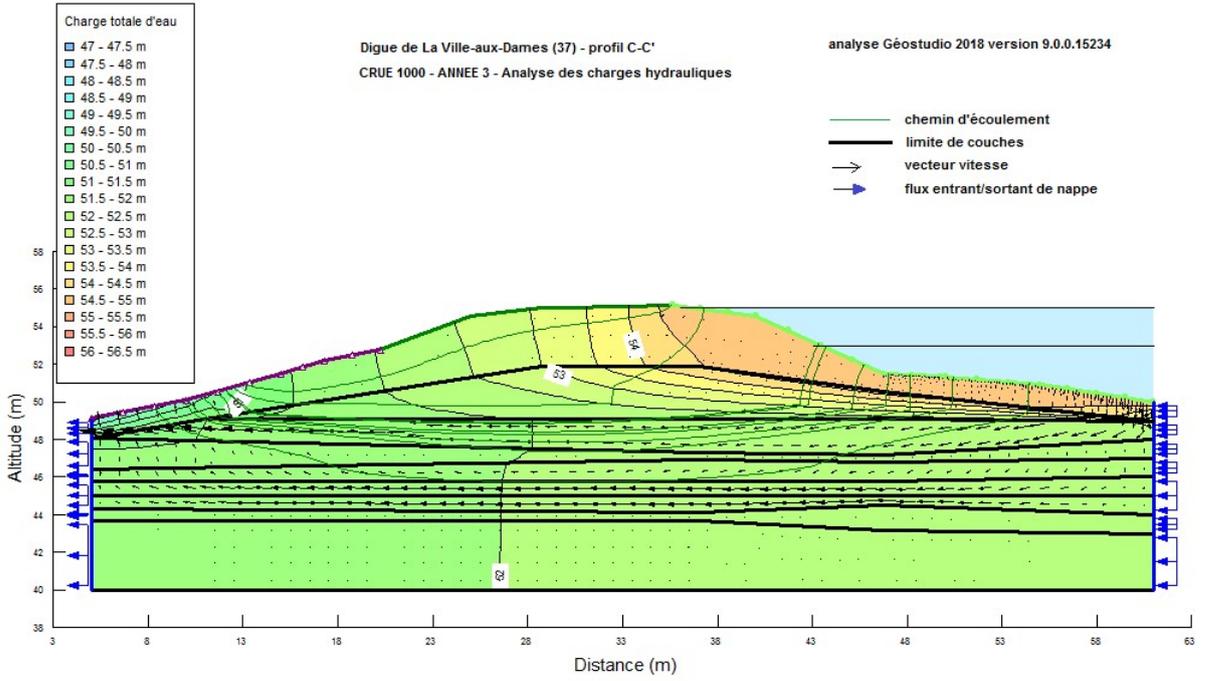
Q1000 évolution des pressions interstitielles en régime permanent





Q1000 évolution de la charge hydraulique dans l'ouvrage en régime permanent





Q1000 évolution de la stabilité mécanique en régime permanent

