HAL
archives-ouvertes.fr

HYDROGEOBAT : Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti: analyse, mesure, simulation, prévention. Rapport final

Roger Cojean, Benoît Deffontaines, Emmanuel Ledoux, P. Combes, Michel Deveughèle, D. Diarrassouba, Bénédicte Fruneau, Patrick Goblet, Frédéric Kaveh, A. Levassor, et al.

To cite this version:

Roger Cojean, Benoît Deffontaines, Emmanuel Ledoux, P. Combes, Michel Deveughèle, et al.. HYDROGEOBAT : Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti: analyse, mesure, simulation, prévention. Rapport final. 2009. <hal-00584476>

HAL Id: hal-00584476

https://hal-mines-paristech.archives-ouvertes.fr/hal-00584476

Submitted on 12 Feb 2014

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

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

Centre de Géosciences

en coopération avec

Equipe Observation de la Terre
et Information Géographique

et avec la participation de

INSPECTION GÉNÉRALE
DES CARRIÈRES

HYDROGEOBAT

Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti: analyse, mesure, simulation, prévention

réalisé avec le soutien de l'ANR

Projet ANR-O5-BLAN-0402-01
N° du projet : NT05-4_43337

Rapport final.
Annexe scientifique et technique

Coordonnateur du projet : ARMINES / Mines ParisTech - Centre de Géosciences - Unités GIG : Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique (équipe ex-Armines - CGI)
Partenaires : ARMINES / Mines ParisTech - Centre de Géosciences Unité SHR : Systèmes Hydrologiques et Réservoirs (équipe ex-Armines - CIG)
UPE-MLV / OTIG (Université Paris Est – Marne-la-Vallée / Equipe Observation de la Terre et Information Géographique)

Cojean R., Deffontaines B., Ledoux E., Combes P., Deveughèle M., Diarrassouba D., Fruneau B., Goblet P., Kaveh F., Levassor A., Magalhaes S., Salim M., Zokimila P.

Juin 2009

Mines ParisTech – Centre de Géosciences
Equipe Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique
35, rue Saint-Honoré, 77305 Fontainebleau Cedex – France
Tél. 01 64 69 49 21/Sec 49 31
Fax 01 64 69 49 51

ARMINES : 60, Boulevard Saint-Michel – 75272 Paris Cedex 06 – France

Référence: Cojean R., Deffontaines B., Ledoux E., Combes P., Deveughèle M., Diarrassouba D., Fruneau B., Goblet P., Kaveh F., Levassor A., Magalhaes S., Salim M., Zokimila P. (2009). Rapport final du projet HYDROGEOBAT (Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti: analyse, mesure, simulation, prévention) – Projet ANR-05-BLAN-0402-01. Annexe scientifique et technique. Rapport Armines (Géosciences) en partenariat avec UPE-MLV (OTIG). 285 p., 231 ill., 2 ann.

Remerciements

L'équipe de recherche constituée pour la réalisation du projet HYDROGEOBAT adresse ses remerciements à l'ANR, programme Blanc, pour le soutien accordé.

De plus, elle remercie les Institutions ou organismes qui ont contribué à ce projet, soit par la mise à disposition de données et fichiers, soit par des échanges scientifiques et techniques au cours de diverses rencontres, et plus particulièrement : Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières, MEEDDAT-DPPR (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques du Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire), Préfecture de Police de Paris (Cellule Inondation Gestion de crise), DIREN Ile-de-France (Service Risques naturels, hydrométrie et annonce des crues), Préfecture de Paris - DULE (Direction de l'Urbanisme, du Logement et de l'Equipement), SNCF – Direction de l'Ingénierie, RATP (Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces), Assemblée Nationale (Cellule Crue), BURGEAP.

Ce rapport est illustré par divers documents ou images, provenant pour certains de ces organismes que nous remercions.

SOMMAIRE

Rédacteurs :
Partenaire 1 (ARMINES / Mines ParisTech - Centre de Géosciences - Unité GIG : Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique (équipe ex-Armines - CGI)) : Chapitres 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9 (Annexe 1) et 10 (Annexe 2).
Partenaire 2 (ARMINES / Mines ParisTech - Centre de Géosciences Unité SHR : Systèmes Hydrologiques et Réservoirs (équipe ex-Armines - CIG)) : Chapitre 4.
Partenaire 3 (UPE-MLV / OTIG (Université Paris Est – Marne-la-Vallée / Equipe Observation de la Terre et Information Géographique)) : Chapitre 7.

Résumé ……3

Abstract ……...5

1. Mémoire de synthèse du projet. Présentation de la problématique et des travaux réalisés 7
1.1 Introduction : Enjeux et problématique 7
1.2 Matériels et méthodes 8
1.3 Présentation synthétique des résultats 8
1.3.1 Identification de situations types sur la ville de Paris (Tâche 2) 8
1.3.2 Synthèse technique de la problématique (Tâche 1) 9
1.3.3 Modélisation hydrodynamique à l'échelle des nappes présentes dans Paris intra-muros (Tâche 3)..... 9
1.3.4 Analyses paramétriques de situations hydrogéologiques et géomécaniques caractéristiques (Tâches 3 et 4) 10
1.3.5 Caractérisations des déplacements au sol par méthodes interférométriques radar satellitaires (Tâche 5) 11
1.4 Discussion sur le degré de réalisation des objectifs initiaux, les verrous restant à franchir, les perspectives ouvertes par le projet, l'impact scientifique, industriel ou sociétal des résultats. 12
1.5 Conclusions et recommandations sur l'exploitation et la dissémination des résultats. 12

2. Le projet HYDROGEOBAT dans le contexte de la ville de Paris et du PPR Inondations 17
2.1 Introduction 17
2.2 Le contexte de la crue de 1910, le PPR Inondations et le PSSI Zonal 18
2.2.1 La crue de 1910 18
2.2.2 Le Plan de Prévention des Risques Inondation (PPRI) 24
2.2.3 Le Plan de Secours Spécialisé Inondations Zonal (PSSIZ) 27
2.2.4 L'établissement d'un document de travail par l'IGC – Ville de Paris pour une analyse de la propagation de la crue par les aquifères alluviaux 31

3. Contexte hydrogéologique de l'Ile-de-France et de la ville de Paris 41
3.1 Les grands systèmes aquifères du bassin de Paris 41
3.2 Les nappes d'eau souterraine de l'Ile-de-France et de Paris 41

4. Modélisation numérique hydrogéologique à l'échelle des nappes présentes dans Paris. Simulation de la propagation d'une crue de la Seine 49
4.1 Constitution de la base de données 49
4.1.1 Données géologiques 49
4.1.2 Données hydrogéologiques 51
4.1.3 Données hydrologiques 52
4.2 Eléments historiques sur les crues de la Seine 53
4.3 Hydrogéologie de Paris 55
4.3.1 Généralités 55

4.3.2 Le sous-sol parisien 56
4.3.3 Représentation synthétique du système aquifère parisien 59
4.3.4 Comportement des piézomètres en fonction de leur distance par rapport à la Seine 60
4.4 Propagation d'une onde de crue de la Seine : modélisation bidimensionnelle 66
4.4.1 Géométrie du domaine modélisé 66
4.4.2 Paramètres hydrogéologiques 67
4.4.3 Conditions initiales et aux limites 68
4.4.4 Résultats 68
4.5 Conceptualisation du système aquifère et simulation quasi 3D 73
4.5.1 Structure du système aquifère 73
4.5.2 Maillage 74
4.5.3 Paramètres du modèle 75
4.5.4 Simulations exploratoires à l'aide du modèle quasi-3D 76
4.6 Système d'Information Géographique : base de données géologiques et hydrogéologiques 83
4.6.1 Données raster 83
4.6.2 Données vecteur 83

5. Analyse et simulations numeriques des interactions eau et ouvrages souterrains, du point de vue de l'hydraulique souterraine 87
5.1 Approche analytique de l'interaction entre écoulement et obstacle souterrain 87
5.1.1 Introduction 87
5.1.2 Modèle conceptuel simplifié et solution analytique approchée 88
5.2 Simulations numériques réalisées à partir du code Modflow 93
5.2.1 Le code Modflow 93
5.2.2 Nappe captive 93
5.2.3 Nappe libre 98
5.2.4 Conclusion 102
5.2.5 Références 103

6. Analyse des interactions eau et ouvrages souterrain, du point de vue hydro-géomécanique. Etude des situations types 107
6.1 Présentation du logiciel Flac 107
6.2 Analyse de quelques contextes simplifiés et comparaison des résultats obtenus avec le code Flac 108
6.2.1 Introduction 108
6.2.2 Nappe drainée par un cours d'eau 108
6.2.3 Nappe avec écoulement modifié par un obstacle (galerie circulaire ou carrée) 112
6.2.4 Analyse des pressions interstitielles développées aux limites de l'obstacle 114
6.2.5 Analyse des relations hydro-mécaniques entre rabattements de nappe et tassements ou montée de nappe et gonflement 115
6.2.6 Cas du bicouche et du multicouche 119
6.3 Analyses paramétriques à partir de situations types 121
6.3.1 Présentation 121
6.3.2 La situation type de la tranchée couverte des Invalides 123
6.3.3 La situation type du tunnel de Malaquais-Conti Grands-Augustins 138
6.3.4 Comparaisons avec les données piézométriques SNCF 161

7. Mesure des déformations du sol par méthodes interférométriques radar satellitaires (DINSAR et PSI) et caractérisations sur le terrain 167
7.1 Apports de l'étude terrain : cartographie des faibles déformations observées sur les bâtiments et ouvrages de la ville de Paris. 167
7.1.1 Objets structuraux caractéristiques des déformations en milieu urbain 167
7.1.2 Grand Palais – Invalides 168
7.1.3 Quai Saint-Bernard 172
7.2 Principe de l'interférométrie Radar (DINSAR et PSI) 176

7.2.1 Interférométrie DINSAR 176
7.2.2 Interférométrie PSI 185
7.2.3 Résultats obtenus sur les zones test 187
7.3 Analyse et interprétations 219
7.3.1 Confrontation des résultats interférométriques et terrain 219
7.3.2 Interprétation des phénomènes 224
7.4 Conclusions et perspectives 230

8. Conclusion générale 233

9. Annexe 1 : Présentation du projet HYDROGEOBAT. International Symposium AIH 2006/ May 30-June 1, Dijon, France 239

10. Annexe 2 : Synthèse des processus physico-chimiques, hydro-mécaniques et géotechniques en rapport avec les interactions de l'eau souterraine et des ouvrages 243
10.1 Introduction 243
10.2 Lois de l'hydraulique souterraine 243
10.3 Paramètres hydrodynamiques des aquifères, fonctions des aquifères 245
10.4 Processus physico-chimiques et hydro-mécaniques relatifs aux interactions de l'eau souterraine et des ouvrages souterrains 246
10.4.1 Rôle du degré de saturation des terrains sur les propriétés physiques et géotechniques des matériaux de type sols ou roches tendres 246
10.4.2 Potentiel et pression de gonflement des sols argileux 247
10.4.3 Rôle mécanique de la force hydrostatique et des forces d'écoulement sur les fondations d'immeubles et ouvrages souterrains 252
10.4.4 Rôle des écoulements sur les processus d'entraînement de fines et les processus de suffosion 256
10.4.5 Rôle des écoulements sur les processus de dissolution des roches carbonatées ou salines présentes dans le sous-sol et sur les précipitations chimiques 257
10.4.6 Rôles mécanique de l'eau sur la stabilité au glissement en situation de pente 260
10.4.7 Analyse du vieillissement des matériaux géologiques, des interfaces terrain de fondation/structure et des ouvrages, en réponse aux sollicitations cycliques hydriques et mécaniques 261
10.5 L'eau et les ouvrages souterrains 262
10.5.1 Données générales, dossier géotechnique et DCE, modèles conceptuels géologiques et hydrogéologiques, coupe géologiques et hydrogéologiques prévisionnelles 262
10.5.2 L'eau, en phase travaux : pressions, débits, mobilité des matériaux de type sol 266
10.5.3 Modification des conditions hydrogéologiques résultant du creusement d'une galerie 277
10.5.4 Eau souterraine et surveillance des ouvrages 280
10.6 Références bibliographiques 282

1. Résumés

Mémoire de synthèse du projet

Présentation de la problématique et des travaux réalisés

Résumé

En contexte de plaine alluviale, l'hydrodynamique des nappes d'eau souterraines joue un rôle important dans le processus d'inondation. De plus, dans un environnement urbain, les conditions d'occupation du sous-sol : parkings souterrains, galeries diverses, etc. modifient considérablement les conditions d'écoulement, constituant généralement des obstacles. Le principal objectif du projet HYDROGEOBAT a été l'analyse des divers impacts géotechniques sur les constructions (fondations de bâtiments et ouvrages souterrains) qui résultent de fluctuations des niveaux piézométriques, spécialement en contexte d'inondation. Les applications réalisées concernent la ville de Paris.

La méthodologie mise en œuvre, de caractère transdisciplinaire, peut être décrite en cinq étapes. Dans une première étape, une synthèse portant sur les différents processus impliqués dans les interactions entre eaux souterraines et ouvrages a été réalisée. Les processus sont, par exemple, les impacts des fluctuations de niveaux piézométriques sur les caractéristiques physico-chimiques, hydro-mécaniques et géotechniques des sols, la modification de la stabilité interne de matériaux granulaires soumis aux forces d'écoulement, le gonflement ou le retrait de sols argileux, la réactivation de fontis, etc.
Dans une deuxième étape, on a choisi un ensemble de situations types dans Paris, avec des contextes variés sur le plan géologique et hydrogéologique, et sur le type de structures souterraines, leurs positions par rapport à la Seine et leurs interactions avec les eaux souterraines.
Puis, dans une troisième étape, des simulations numériques hydrogéologiques variées, prenant en compte diverses conditions hydrauliques aux limites, différents scénarios de crue, différentes positions de structures souterraines, ont été réalisées grâce à plusieurs types d'outils de modélisation. L'objectif a été d'analyser les réponses de systèmes hydrogéologiques (incluant les modifications anthropiques des aquifères, telles que des obstacles représentés par des structures linéaires : galeries et tunnels) à différentes sollicitations hydrauliques associées à des contextes de crue. Des analyses paramétriques ont permis de souligner le rôle des conditions aux limites, l'influence des aménagements souterrains, les interactions entre le contexte géologique originel et les modifications apportées par l'homme. Les résultats des approches hydrogéologiques ont été utilisés pour les simulations géomécaniques dans une quatrième étape. Ces simulations numériques ont permis d'illustrer les conséquences sur le plan mécanique des fluctuations de niveaux piézométriques dans un environnement urbain, en contexte de crue. Puis, dans une cinquième étape, les analyses et mesures d'impacts passés sur les constructions, en rapport avec des situations de crue, ont été étudiés grâce aux techniques interférométriques radar. Les faibles déplacements de surface ont été mesurés par l'interférométrie différentielle radar satellitaire DinSar et l'interférométrie PSI (Persistent Scatterer Interferometry). Pour cette application, des images SAR d'archive sélectionnées pour différentes dates depuis 1992 ont été utilisées, mais la technique PSI est apparue la plus intéressante compte tenu de la présence de nombreux réflecteurs radar en milieu urbain. Les données hydrogéologiques fournies par IGC-Ville-de-Paris ont été utilisées pour l'analyse des différents résultats obtenus soit par les simulations numériques, soit par les techniques interférométriques.

Finalement, le projet HYDROGEOBAT a permis d'étudier plusieurs facettes du sujet, très ouvert, concernant les impacts des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti. Les rôles et les limites de la modélisation ont été précisés au travers de différentes approches. Le champ d'application des techniques interférométriques (méthode PSI) pour les mesures des faibles déplacements a été cerné. Quelques difficultés qu'il convient de surmonter doivent être soulignées : 1) un réseau piézométrique de qualité, renforcé par rapport à l'actuel, est nécessaire à Paris et en banlieue ; 2) une base de données relative aux éléments naturels et artificiels constituant le sous-sol de Paris doit être élaborée sous SIG ; 3) un modèle hydrogéologique de Paris et sa banlieue, plus élaboré, est nécessaire ; 4) de nouveaux instruments satellitaires bientôt disponibles devraient permettre d'améliorer notre analyse des faibles déplacements au sol, en rapport spécialement avec les mouvements de nappe phréatique.
Ainsi, le projet HYDROGEOBAT a permis d'apporter une contribution aux objectifs annoncés et d'améliorer de ce fait nos techniques de prévention concernant le risque d'inondation. L'approche pluridisciplinaire a permis de renforcer le savoir-faire des équipes concernées qui prévoient de poursuivre cette coopération.

Abstract

In the context of alluvial plains, hydrodynamics of groundwaters plays a significant role in the flooding process. Moreover, in the urban environment, man-caused underground conditions: car-parks, galleries, etc., considerably modify the underground flows, generally as obstacles. The main objective of the HYDROGEOBAT project was the analysis of the various geotechnical impacts on constructions (foundations of buildings and underground structures) that result from the fluctuations of the piezometric surfaces, especially in a flooding context. Applications are related to the city of Paris

The transdisciplinary methodology that was implemented can be described through 5 stages.
In a first stage, a synthesis related to the various processes concerning the interactions between groundwaters and underground structures was conducted. The processes are, for example, the impacts of fluctuations in groundwater levels related to physico-chemical, hydro-mechanical and geotechnical characteristics of soils, the modification of internal stability of granular materials subjected to seepage forces, the swelling and shrinkage of clayey materials, the reactivation of sinkholes, etc.
In a second stage, it was chosen a selection of standard situations in the city of Paris, with contrasting conditions related to the geological and hydrogeological contexts, the types of the underground structures, their locations by reference to the river Seine and their interactions with the groundwaters.
Then, in a third stage, numerical hydrogeological simulations, taking into account different hydraulic boundary conditions, different flood conditions, different locations of underground structures were implemented through various modelling tools. The objective was to investigate the response of hydrogeological systems (including anthropic modifications of the aquifers, such as underground obstacles corresponding to linear galleries and tunnels) to different hydraulic loadings associated to flood conditions. Parametric analyses have allowed to highlight the role of boundary conditions, the influence of underground urban amenities, the interactions between the original geological context and man-made modifications.
The results of the hydrogeological approaches were used for the subsequent geomechanical simulations in a fourth stage. These numerical simulations have allowed to illustrate the mechanical consequences of fluctuations of a groundwater table in a urban environment, in a flood context.
Then, in a fifth stage, the analyses and measurements of past impacts on constructions resulting from floods were investigated thanks to the techniques of radar interferometry. Small surface displacements have been monitored by classical Synthetic Aperture Radar interferometry (DINSAR) and Permanent Scatterers Interferometry (PSI). For this application, archive SAR images achieved for different dates since 1992 have been used, but the PSI technique appeared to be the most interesting technique, considering the numerous radar reflectors in a urban environment.
The hydrogeological data base from Ville-de-Paris / IGC have been used for the analysis of the different results obtained through the numerical simulations and the interferometric techniques.

Finally, the HYDROGEOBAT project has allowed to investigate several aspects of the large subject of geological and geotechnical impacts of groundwater movements on constructions and underground structures. The roles and limits of modelling were specified through different approaches. The application field of small displacement monitoring based on interferometric techniques (PSI method) was specified. Some difficulties to overcome were illustrated: 1) a piezometric network of high quality, enhanced by reference to the existing one, is necessary in Paris and the suburbs; 2) a data bank related to natural and artificial elements making up the soil and sub-soil in Paris is necessary, with à GIS support ; 3) an improved hydrogeological model for Paris and the suburbs is necessary ; 4) new satellite instruments that will be soon available will allow to improve the monitoring of small displacements corresponding in particular to the movements of phreatic levels.
So, the HYDROGEOBAT project has allowed to bring a contribution to the announced objective and then to improve our prevention techniques concerning the flood hazard and risk. The transdiciplinary approach has allowed to strengthen the skill of the teams involved in the project. They intend to carry on with this type of cooperation.

1. MEMOIRE DE SYNTHESE DU PROJET. PRESENTATION DE LA PROBLEMATIQUE ET DES TRAVAUX REALISES

1.1 INTRODUCTION : ENJEUX ET PROBLEMATIQUE

Le projet HYDROGEOBAT : « Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti : analyse, mesure, simulation, prévention » a démarré avec 3 partenaires, 2 d'entre eux étant par la suite rassemblés dans un même centre de recherche, à savoir le Centre de Géosciences de Armines / Mines ParisTech, l'autre partenaire étant l'Equipe OTIG (Observation de la Terre et Informations Géographiques) de l'Université Paris-Est : UPEMLV. L'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris a manifesté son intérêt dès la construction du projet, tout spécialement en donnant accès à ses fichiers de données et en suivant l'évolution des travaux de recherche durant les 3 années du projet Hydrogéobat.

Le projet s'intéresse aux impacts des fluctuations de niveaux piézométriques, en rapport avec les contextes d'inondation en plaine alluviale, actuellement mal pris en compte dans les PPRI : Plans de Prévention du Risque Inondation. La dynamique des nappes alluviales, accompagnant les écoulements de surface, joue un rôle dans le processus d'inondation lui-même et, plus insidieusement, les fluctuations piézométriques correspondantes ont des conséquences fortes sur le plan géotechnique, conséquences relatives aux impacts sur le bâti : fondations d'immeubles et ouvrages souterrains. Le projet s'intéresse précisément au contexte de la ville de Paris, qui connaît un développement de l'urbanisme souterrain particulièrement fort. Le PPRI de Paris a été établi en 2003, prenant en compte les PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) relatives à la crue de 1910, sans cependant analyser le rôle des écoulements souterrains dans la propagation d'une crue. Or la transformation du milieu souterrain à Paris, depuis 1910, de même que l'évolution du bassin versant de la Seine, doivent conduire à une certaine prudence dans l'utilisation des données de la crue de 1910. Le PSSIZ : Plan de Secours Spécialisé Inondations Zonal a été établi en 2006. Le projet HYDROGEOBAT a donc été conçu dans le cadre de cette actualité du risque inondation à Paris, avec un objectif scientifique précis : comment mieux prendre en compte le rôle des écoulements souterrains dans la propagation d'une crue, en contexte de plaine alluviale, spécialement dans le cadre d'un fort urbanisme souterrain ? Comment en analyser et en suivre les impacts sur le bâti (fondations) et les ouvrages souterrains ? Les enjeux, sur les plans humains et économiques sont considérables. Ils sont rappelés dans ce « Rapport final : Annexe scientifique et technique ».

L'impact des aménagements souterrains sur la transmission des ondes de crues dans le sous-sol doit donc été analysé et modélisé. Ces aménagements constituent généralement des obstacles, mais diverses conduites des réseaux souterrains (égouts) peuvent aussi jouer le rôle de drains, chenalisant parfois artificiellement les écoulements. Une prise en compte du caractère artificialisé des aquifères, dans une vue tridimensionnelle est donc nécessaire. Dans ces différentes configurations, l'eau interagit avec les sols et les ouvrages enterrés, sur le plan mécanique en particulier, suivant un ensemble de processus d'une grande variété. Plusieurs de ces processus sont mal connus. Seuls certains d'entre eux sont accessibles à la modélisation numérique. A ces sollicitations hydrauliques et mécaniques correspondent des réponses des ouvrages qui se répercutent en surface par des déplacements d'ordre millimétrique à centimétrique. Les techniques satellitaires actuelles, l'interférométrie radar en particulier, permettent de suivre ces déplacements en théorie, nécessitant cependant un ensemble de traitements, de contrôles au sol et d'analyse critique des différentes causes possibles des faibles déplacement observés en surface, tant les relations de cause à effet peuvent être délicates à établir.
Le cas de la ville de Paris est comparable à de nombreuses autres grandes métropoles, de par le monde, ce qui donne au projet HYDROGEOAT une grande généralité.

1.2 MATERIELS ET METHODES

L'équipe, réduite mais transdiciplinaire (sciences hydrologiques et hydrogéologiques, sciences géomécaniques, sciences géographiques étant représentées) a mis en œuvre un ensemble de méthodes éprouvées ou en cours de développement pour les applications visées : 1) analyses naturalistes d'un contexte géologique anthropisé, 2) développement de modélisations numériques relatives à l'hydrogéologie de Paris et aux relations entre nappes et rivière, 3) simulations numériques des rôles d'obstacles représentés par des ouvrages linéaires, avec diverses approches paramétriques, 4) simulations numériques de plusieurs scénarios de crue de la Seine sur les fluctuations de niveaux piézométriques et les conséquences du point de vue de l'hydraulique souterraine et de la géomécanique (soulèvement ou affaissement des terrains), 5) analyse des performances de deux méthodes interférométriques (DinSar et PSI) pour suivre dans le temps les faibles déplacements au sol et identifier les causes possibles, le cas échéant en rapport avec les fluctuations de niveaux piézométrique. Les aller-retour entre ces différentes approches, le retour d'expérience issu des archives de la crue de 1910, les contrôles terrain, les échanges avec plusieurs Institutions concernées par le risque inondation à Paris (en particulier l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris, la SNCF et la RATP) ont constitué un fil conducteur tout au long du projet. Cette démarche représente un élément important de la méthodologie développée durant les 3 ans du projet HYDROGEOBAT.

1.3 PRESENTATION SYNTHETIQUE DES RESULTATS

Le projet de recherche HYDROGEOBAT a permis d'explorer la problématique relative aux « Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti : analyse, mesure, simulation, prévention ». Il se conclut par un ensemble de résultats et des perspectives importantes tant le sujet était initialement très ouvert. Ce « Rapport final : Annexe scientifique et technique » rend compte dans le détail des résultats obtenus.

1.3.1 Identification de situations types sur la ville de Paris (Tâche 2)

La nature du projet a impliqué une importante mobilisation (durant les six premiers mois) pour faire connaître le projet HYDROGEOBAT aux multiples Institutions et organismes concernés par le risque inondation à Paris : Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières, MEDD-DPPR (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable) devenu MEEDDAT, Préfecture de Police de Paris (Cellule Inondation Gestion de crise), DIREN Ile-de-France (Service Risques naturels, hydrométrie et annonce des crues), Préfecture de Paris - DULE (Direction de l'Urbanisme, du Logement et de l'Equipement), SNCF – Direction de l'Ingénierie, RATP (Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces), Assemblée Nationale (Cellule Crue), BURGEAP. Dans le même temps ces réunions et contacts ont permis de prendre connaissance dans le détail de tout un ensemble de situations types (tâche 2 du projet) sur lesquelles le projet s'est appuyé pour certaines simulations numériques et analyses interférométriques radar. Ces contacts ont mis aussi en évidence l'importance de tout un ensemble d'archives, sous forme papier pour la plupart, qu'il serait utile de transcrire sous forme de bases de données et d'intégrer dans des systèmes d'information géographique prenant en compte l'occupation des sols et du sous-sol.
Le projet a conduit ensuite à analyser en détail les conditions de crues exceptionnelles à Paris et plus particulièrement le scénario de la crue de 1910. Le Plan de la Commission des Inondations, comme les cartes des PHEC à Paris et en région parisienne ont été analysés. L'étude du rapport de la Commission des inondations de 1910 ainsi que la documentation photographique ont permis de mettre en évidence le rôle des réseaux souterrains (égouts en particulier) sur la propagation, rapide, de la crue dans la plaine alluviale de la Seine. Enfin, les documents de travail établis par l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris relatifs aux relations possibles entre la Seine et les aquifères alluviaux ainsi que les remblais ont été analysés. Ces éléments ont été rassemblés durant la première année du

projet et ont donné lieu à une synthèse présentée dans ce « Rapport final : Annexe scientifique et technique ».

1.3.2 Synthèse technique de la problématique (Tâche 1)

L'ensemble des processus physico-chimiques, hydro-mécaniques et géotechniques en rapport avec les interactions de l'eau souterraine et les ouvrages a été passé en revue. Cette analyse qui s'est développée durant les deux premières années du projet, du moins pour sa mise en forme définitive, a fait l'objet d'une synthèse présentée en Annexe 2 de ce « Rapport final : Annexe scientifique et technique ». Il s'agit de la tâche 1 du projet. Cette synthèse a permis de souligner la multitude des processus en cause et de rappeler que seul un nombre limité de ceux-ci est accessible à la simulation numérique. Ce constat, sans décourager les approches quantifiées des modélisations et simulations numériques, doit néanmoins conduire à la prudence dans les mises en correspondance entre simulations numériques et mesures réelles de niveaux piézométriques et de déplacements et déformations des terrains.

1.3.3 Modélisation hydrodynamique à l'échelle des nappes présentes dans Paris intra-muros (Tâche 3)

Le projet s'est ensuite intéressé (tâche 3) à l'analyse de la propagation d'une crue dans le sous-sol parisien. L'Atlas géologique de la ville de Paris, constitué de quatorze cartes à l'échelle 1/5 000, a été utilisé pour la construction d'un modèle hydrogéologique conceptuel, prenant en compte les informations produites par les travaux de Delesse (1856), Diffre (1976), Mégnien (1986). Cependant une vision détaillée et actualisée des circulations d'eau souterraine sous la capitale n'est guère disponible, tant le réseau piézométrique, mis à jour par l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris, est très limité. Les développements de simulations numériques, qui nécessitent toujours des calages, s'en trouvent difficiles.
Deux approches ont été mises en œuvre. Des simulations bidimensionnelles sur des coupes transversales à la Seine ont permis de montrer que le comportement du système aquifère est complexe et ne peut être décrit, au voisinage de la Seine, que par une modélisation prenant en compte la structure tridimensionnelle du milieu. Les difficultés pour relier les résultats de simulations numériques aux mesures piézométriques ont permis de souligner qu'un dispositif de mesure piézométrique n'a d'utilité que si les niveaux captés sont clairement identifiés. Ces simulations ont permis aussi de montrer, comme on pouvait s'y attendre, que la réponse du système aquifère à une crue est très différente selon que celle-ci entraîne ou non un débordement du lit de la Seine. En l'absence de débordement, les surpressions se propagent en effet horizontalement et s'atténuent avec la distance, alors qu'en cas de débordement, la surpression se propage verticalement, sur des distances beaucoup plus courtes, et donc beaucoup plus brutalement.
Une deuxième approche a consisté à construire un premier modèle hydrogéologique multicouche à l'échelle de Paris. Ainsi, le modèle élaboré comporte six couches. L'espace discrétisé est un rectangle qui encadre le boulevard périphérique. C'est évidemment une coupure artificielle qui délimite un domaine suffisamment étendu pour inclure la zone fortement perturbé par la crue de 1910 à Paris. La discrétisation des différentes couches utilise un maillage comportant six tailles de mailles. Les plus grandes font 250 m de côté, les plus petites environ 15 m. La taille des mailles croît avec la distance à la Seine. Le modèle global comporte 210 000 mailles. On calcule une charge hydraulique dans chaque maille, avec un pas de temps journalier. La principale hypothèse est que la loi de Darcy est applicable, ce qui est discutable dans les parties ouvragées du sous-sol de Paris. L'application du principe de superposition permet de calculer directement la variation de la charge hydraulique attribuable à la seule variation du niveau de la Seine, imposée comme condition aux limites dans le modèle.
Les résultats des simulations montrent que l'influence de la Seine se transmet surtout dans les zones d'aquifères libres, à savoir les alluvions ou la craie affleurant à l'ouest de Paris. On constate également une empreinte piézométrique verticale dans toutes les couches à la verticale de la Seine, qui s'atténue

avec la profondeur. Ce signal se propage latéralement à partir des rives, de manière plus sensible dans les couches les plus perméables. Néanmoins l'impact de la crue sur le système aquifère reste limité à une centaine de mètres au-delà des berges de la Seine sur la majorité du parcours amont du fleuve. La disparition, sous l'effet de l'érosion, des Argiles plastiques à l'ouest sur le parcours aval, a par contre un effet important sur la propagation à distance de la crue par l'intermédiaire de la nappe de la craie.
Ces résultats peuvent paraître en contradiction avec les observations effectuées lors de la crue de 1910 qui rapportent des inondations à des distances notables de la Seine. Mais il faut rappeler le rôle joué par le réseau d'égouts dans la propagation de l'inondation, particulièrement en rive droite de la Seine, comme l'attestent différents documents historiques présentés dans ce « Rapport final : Annexe scientifique et technique ». Il faut aussi rappeler l'importance des transferts d'eau par les seuls débordements de surface.

1.3.4 Analyses paramétriques de situations hydrogéologiques et géomécaniques caractéristiques (Tâches 3 et 4)

Les modélisations présentées ci-dessus n'ont pu prendre en compte le caractère fortement artificialisé du sous-sol par les différentes structures et ouvrages souterrains, linéaires ou non. C'est pourquoi ce sujet, important, a été abordé à une échelle plus locale, à la fois sur le plan de l'hydraulique souterraine et de la géomécanique (tâches 3 et 4). Le sujet de l'impact d'un ouvrage linéaire orienté perpendiculairement aux lignes d'écoulement d'une nappe phréatique (le cas de la ligne A du RER en rive droite de la Seine ou de la ligne C en rive gauche, par exemple) sur l'écoulement de cette nappe a été étudié suivant une approche analytique, puis comparée à des simulations numériques avec le code Modflow. Ce travail a donné lieu à publication. Différentes approches paramétriques ont été réalisées quant à la forme de l'obstacle, sa profondeur dans l'aquifère ou le contexte de nappe libre ou captive. Le code Flac permettant d'analyser à la fois les aspects hydrauliques et mécaniques a été ensuite mis en œuvre, suivant différentes approches paramétriques portant sur l'analyse du rôle de l'anisotropie de perméabilité des terrains, de la position d'un obstacle dans l'aquifère et de l'état de contraintes dans les sols résultant de différentes fluctuations de niveaux piézométriques. L'approche analytique de ce dernier sujet a été présentée. Le logiciel Flac est apte à rendre compte des couplages hydro-mécaniques correspondant aux processus étudiés : phénomènes de tassement ou de soulèvement du sol en réponse aux variations de niveaux piézométriques.
Les analyses paramétriques de situations hydrogéologiques et géomécaniques caractéristiques présentées et les conclusions de la modélisation hydrodynamique ont permis d'orienter les simulations numériques portant sur les interactions eau et ouvrages souterrains vers deux situations types bien caractérisées, concernant le RER C, présentées en détail dans ce « Rapport final. Annexe scientifique et technique ». Dans les deux cas la réponse du milieu aux sollicitations hydrauliques est analysée en termes de champ de contraintes, de répartition de charges hydrauliques, de vitesses d'écoulement dans les différentes couches, de champ de déplacements. Les sollicitations hydrauliques, apportées par la Seine correspondent à différents scénarios de crue, jusqu'au scénario de crue de type 1910. La première analyse détaillée, utilisant le code Flac, a porté sur la tranchée couverte des Invalides. Différents scénarios de crue ont été simulés et les résultats numériques comparés à des approches analytiques simplifiées. Le code répond bien par rapport à ce qui est attendu numériquement pour le comportement « pseudo-élastique » du terrain qui enregistre un soulèvement consécutif à la montée de la surface piézométrique. Ce soulèvement, dans le cas traité (avec présence des Fausses Glaises à faible profondeur, sous les alluvions de Seine et les remblais) est d'ordre pluricentimétrique pour des conditions qui peuvent être qualifiées de réalistes. La deuxième analyse détaillée a porté sur le tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins. Dans ce cas aussi le code donne bien la réponse « pseudo-élastique » du terrain qui enregistre toujours un soulèvement en réponse à la montée de la surface piézométrique. Ce soulèvement, dans le cas traité (avec présence du Calcaire grossier à faible profondeur sous les alluvions de Seine et les remblais) est d'ordre plurimillimétrique à centimétrique pour des conditions qui peuvent être caractérisées de réalistes. Dans les deux cas, l'effet de barrage hydraulique représenté par les ouvrages est mis en évidence au niveau des répartitions des charges hydrauliques, écoulements et déplacement en résultant. Pour le cas du tunnel de Malaquais Conti –

Grands-Augustins, l'effet de consolidation et d'étanchement des terrains de fondation par des injections de ciments sous forme de colonnes de « jet-grouting » est également mis en évidence en comparant deux situations, avec ou sans ces confortements. Plusieurs types de contrôles des simulations numériques par des approches analytiques ont été possibles. Les conditions de calcul, nécessairement simplifiées par rapport aux conditions réelles, sont rappelées. Il est aussi souligné que n'entrent pas dans le champ de la simulation numérique des processus tels que les processus d'érosion souterraine (suffosion) ou de débourrage de remblais qui peuvent avoir pour effet, par exemple même dans un contexte de montée de niveau piézométrique induisant à grande échelle des phénomènes de soulèvement, d'entraîner localement des phénomènes d'affaissement.
La comparaison avec quelques suivis piézométriques disponibles au droit des zones étudiées conforte l'analyse faite sur le plan de l'hydraulique souterraine (en particulier, rôle de barrage des ouvrages parallèles à la Seine).

1.3.5 Caractérisations des déplacements au sol par méthodes interférométriques radar satellitaires (Tâche 5)

Enfin, le projet se proposait de définir le champ d'application des techniques satellitaires de suivi des faibles déplacements au sol par interférométrie radar (méthodes DinSar et PSI). La première démarche développée a consisté à mettre en place une base de données avec intégration des données géologiques, images de télédétection (images radar amplitude), données topographiques numériques MNT (calcul du MNT de Paris a partir de données de la ville de Paris et optimisation du MNT IGN BdTopo, le tout dans une base géoréférencée sous le SIG ArcGIS9.
Plusieurs apports majeurs résultent du travail mené dans le domaine de l'interférométrie radar. La méthode d'interférométrie différentielle (DINSAR) a permis d'individualiser régionalement des zones qui enregistrent des déplacements (Invalides-Grand Palais, ou bien Saint-Lazare) mais n'a pas permis d'apporter réellement un suivi temporel détaillé de ces deux zones d'étude.
Les apports méthodologiques principaux concernent la pertinence de la méthode interférométrique PSI (Persistent Scatterer Interferometry) qui individualise une multitude de coins radar fortement rétrodiffusant permettant de mesurer leurs faibles déplacements au cours du temps. Ainsi les cartes des vitesses moyennes des réflecteurs radar permettent de mettre en évidence des déplacements aux échelles régionales et locales sur de larges zones où la cohérence est forte. Les profils temporels PSI permettent quant à eux de mettre en évidence et de suivre les déplacements plus localisés (à l'échelle du bâtiment) susceptibles de correspondre à des déformations sur le bâti comme cela est illustré dans le « Rapport final : Annexe scientifique et technique ».

Ainsi la mesure de ces points permet de reprendre précisément les différentes hypothèses expliquant des faibles mouvements de terrain et affectant les surfaces urbaines (soulèvements ou affaissements correspondant à des fluctuations de niveaux piézométriques, retrait ou gonflement d'argiles en fonction de leur teneur en eau, évolution et venue au jour de fontis, dissolutions souterraines et affaissements de terrain, compaction de niveaux argileux ou tourbeux dans les anciens méandres de la Seine, glissements de terrain, etc…).
A l'issue de ce projet, il n'a pu être mis en évidence, de façon certaine, des relations significatives entre d'une part, les fluctuations de la Seine et des niveaux piézométriques des nappes les plus superficielles et d'autre part, les déplacements observés en surface. La raison doit venir d'une fréquence insuffisante des acquisitions à l'échelle des crues. Cette limitation pourra vraisemblablement être levée grâce au satellite TERRASAR-X (avec une acquisition de données tous les 11 jours et une bien meilleure résolution de 2,5 m voire 1 m). Ceci permet d'entrevoir les développements encore à engager pour le suivi de ce type de déplacements, avec de très fortes perspectives en termes de mise en correspondance avec des travaux de modélisation et de simulation des faibles déplacements et déformations des terrains.

1.4 DISCUSSION SUR LE DEGRE DE REALISATION DES OBJECTIFS INITIAUX, LES VERROUS RESTANT A FRANCHIR, LES PERSPECTIVES OUVERTES PAR LE PROJET, L'IMPACT SCIENTIFIQUE, INDUSTRIEL OU SOCIETAL DES RESULTATS.

La caractérisation des différents processus hydro-mécaniques intervenant dans les interactions eau et ouvrages souterrains a permis de mettre en lumière la diversité de ces processus, dont on sait que seuls certains d'entre eux sont accessibles à la modélisation numérique, comme l'analyse de la propagation d'une onde de crue ou le soulèvement « pseudo-élastique » des terrain en réponse à une montée des niveaux piézométriques (ou le tassement en réponse à une baisse des niveaux piézométriques). Cependant, d'autres processus, tels que l'érosion souterraine (suffosion), la dissolution, les comportements d'interfaces, jouent aussi un rôle majeur dans les déplacements et déformations des terrains en réponse à des sollicitations hydrauliques. Les modélisations et simulations numériques réalisées ont permis de quantifier des effets de barrage hydraulique correspondant à la présence d'ouvrages souterrains (ouvrages linéaires orientés perpendiculairement aux directions d'écoulement d'un nappe) et de mettre en évidence les modes de propagations d'ondes de crue, au moins en milieu non artificialisé. Le projet HYDROGEOBAT a donc permis de montrer l'apport important mais aussi les limites des démarches de modélisations et de simulations numériques et de mieux définir le champ d'application d'une technique de suivi de faibles à très faibles déplacements au sol qu'est l'interférométrie radar (méthode PSI).

Les impacts scientifiques et industriels correspondent principalement à : 1) la mise en évidence du rôle de la nappe phréatique dans la propagation des crues en situation de plaine alluviale, 2) la mise en évidence du rôle des ouvrages souterrains dans cette propagation, 3) l'illustration numérique des impacts de la crue sur les ouvrages souterrains, 4) une meilleure définition des domaines d'application des techniques d'interférométrie radar pour le suivi de faibles déplacements au sol, en milieu urbanisé, en particulier pour un suivi des déplacements au sol résultants de fluctuations de niveaux piézométriques.

Les différentes approches de cette question, conduites dans le cadre du projet HYDROGEOBAT, ont permis de mieux cerner les « conditions du problème » et les verrous techniques à franchir. 1) nécessité d'un réseau piézométrique à Paris et en banlieue, bien plus dense que celui existant (meilleure couverture géographique, plus grande fréquence de mesures), et mieux renseigné quant aux caractéristiques techniques des piézomètres ; 2) nécessité d'établir une banque de données 3D sous SIG relative au sous-sol parisien, intégrant tous les éléments naturels et anthropiques qui le caractérisent ; 3) nécessité de construire un véritable modèle hydrogéologique tridimensionnel de Paris et sa banlieue, reportant suffisamment au large les conditions aux limites sur le plan hydrogéologique, s'intéressant principalement aux nappes les moins profondes et intégrant les conditions d'occupation du sous-sol parisien ; 4) nécessité, par l'apport de nouveaux instruments satellitaires, d'améliorer le suivi des faibles déplacements au sol, grâce aux techniques interférométriques, à l'évidence très prometteuses. Sous ces conditions, on pourra significativement améliorer notre connaissance des interactions eaux et ouvrages souterrains à Paris et améliorer nos techniques de prévention face à des scénarios du type de la crue de la Seine en 1910.

1.5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS SUR L'EXPLOITATION ET LA DISSEMINATION DES RESULTATS.

Les résultats acquis, même si leur caractère opérationnel reste limité, seront communiqués aux diverses Institutions et organismes contactés au début du projet, si ce n'est déjà fait : Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières, MEEDDAT (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques), Préfecture de Police de Paris (Cellule Inondation Gestion de crise), DIREN Ile-de-France (Service Risques naturels, hydrométrie et annonce des crues), Préfecture de Paris - DULE (Direction de l'Urbanisme, du Logement et de l'Equipement), SNCF – Direction de l'Ingénierie, RATP

(Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces), Assemblée Nationale (Cellule Crue), BURGEAP.

La mise en œuvre du programme de recherche a permis d'atteindre en partie l'objectif annoncé, et dans le même temps d'identifier les principaux verrous. L'équipe transdisciplinaire constituée est déjà engagée dans des développements des outils et méthodes mises en œuvre dans le projet, avec d'une part, un démarrage de thèse sur la construction d'un véritable modèle hydrogéologique de Paris et sa banlieue, intégrant les conditions d'occupation du sous-sol parisien et d'autre part, la perspective de pouvoir utiliser les données du satellite TERRASAR-X (avec une acquisition de données tous les 11 jours et une bien meilleure résolution de 2,5 m voire 1 m) sur différentes applications.

2. Le projet HYDROGEOBAT dans le contexte de la ville de Paris et du PPR Inondations

2. LE PROJET HYDROGEOBAT DANS LE CONTEXTE DE LA VILLE DE PARIS ET DU PPR INONDATIONS

2.1 INTRODUCTION

Les partenaires se sont engagés, durant les 6 premiers mois du projet, dans un nombre important de consultations auprès des Institutions parisiennes en charge de la problématique « Inondation de type crue 1910, Ville de Paris » avec 2 objectifs : i) faire connaître le projet HYDROGEOBAT et ii) identifier des situations-types sur la Ville de Paris en vue des simulations hydrogéologiques et géomécaniques prévues au projet, tout en rassemblant les informations techniques nécessaires, le travail interférométrique sur les images radar correspondantes devant en parallèle contribuer au calage des modèles.
Les Instituions suivantes ont été contactées, avec réunions de présentation du projet Hydrogeoat et, suivant les cas, collecte de documentation technique utile au projet et/ou échanges sur la problématique du projet mise en rapport avec les préoccupations techniques de ces Institutions, par référence principalement au PPRI (Plan de Prévention du Risque Inondation) :

- Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières *;*
- MEDD-DPPR (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable) *;*
- Préfecture de Police de Paris (Cellule Inondation Gestion de crise ;
- DIREN Ile-de-France (Service Risques naturels, hydrométrie et annonce des crues *;*
- Préfecture de Paris - DULE (Direction de l'Urbanisme, du Logement et de l'Equipement) *;*
- SNCF – Direction de l'Ingénierie *;*
- RATP (Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces) *;*
- Assemblée Nationale (Cellule Crue) *;*
- BURGEAP.

Parmi ces nombreux contacts, les suivants ont été entretenus tout au long du projet, car ils se sont avérés directement utiles, avec :

- SNCF – Direction de l'Ingénierie : pour le dossier RER C qui comporte un ensemble de contextes variés : la Tranchée Saint-Bernard (entre Austerlitz et Pont de Sully, avec alluvions modernes épaisses, Seine et Bièvre, substrat : Calcaire Grossier), les Tunnels Voltaire-Malaquais (en amont du Musée d'Orsay, avec alluvions anciennes, substrat : Calcaire Grossier), le secteur Invalides - Alma (alluvions anciennes, substrat : Fausses Glaises). Les situations types particulièrement intéressantes : Tranchée Invalides et Tunnel Malaquais-Conti Grands Augustins ont fait l'objet d'investigations détaillées (simulations numériques tout spécialement, interférométrie radar).
- RATP - Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces : pour plusieurs situations types analysées.
- Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières : pour des échanges sur nos travaux. Il faut rappeler que Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières n'est pas partenaire du projet mais nous a donné son accord, dès l'origine, pour participer à nos travaux, nous donnant accès à ses banques de données et nous communiquant son expertise relative en particulier à l'hydrogéologie du sous-sol parisien.

Les secteurs Assemblée Nationale, Saint-Lazare, Les Halles et Grande Bibliothèque, apportant des contextes différents des précédentes zones, ont fait l'objet de diverses investigations, avec collecte de documentation technique relative au sous-sol et analyse des zones correspondantes par interférométrie radar.

2.2 LE CONTEXTE DE LA CRUE DE 1910, LE PPR INONDATIONS ET LE PSSI ZONAL

Les contacts établis ont permis de rassembler des données générales ou spécialisées sur le thème des scénarios de crue de type 1910 et de mettre en évidence l'importance des inondations par venues d'eau depuis les sous-sols, directement par un processus de remontée naturelle de la nappe phréatique, et pour certaines zones aidé par une « chenalisation » artificielle des écoulements souterrains par les réseaux enterrés (égouts en particulier). Il est utile de rappeler le contexte de la crue de 1910, le retour d'information issu principalement du rapport Picard de la « Commission des Inondations », les approches actuelles de prévention ou de gestion de crise avec le PPRI (Plan de Prévention du Risque Inondation) et le PSSIZ (Plan de Secours Spécialisé Inondation Zonal).

2.2.1 La crue de 1910

Le retour d'expérience de la crue de 1910 est évidemment précieux, même si les conditions d'occupation des sols dans le bassin versant de la Seine se sont très fortement transformées en un siècle, avec une extension considérable de l'habitat en région parisienne et un développement de l'urbanisme souterrain dans Paris intra muros. Ces éléments nouveaux contribuent à modifier significativement le bilan hydrologique du bassin versant et à modifier, dans Paris, les conditions d'écoulement de la nappe phréatique et les relations entre les écoulements de surface et les eaux souterraines (propagation de l'onde de crue perturbée par les obstacles souterrains dans l'aquifère de la nappe phréatique, voire de nappes plus profondes).

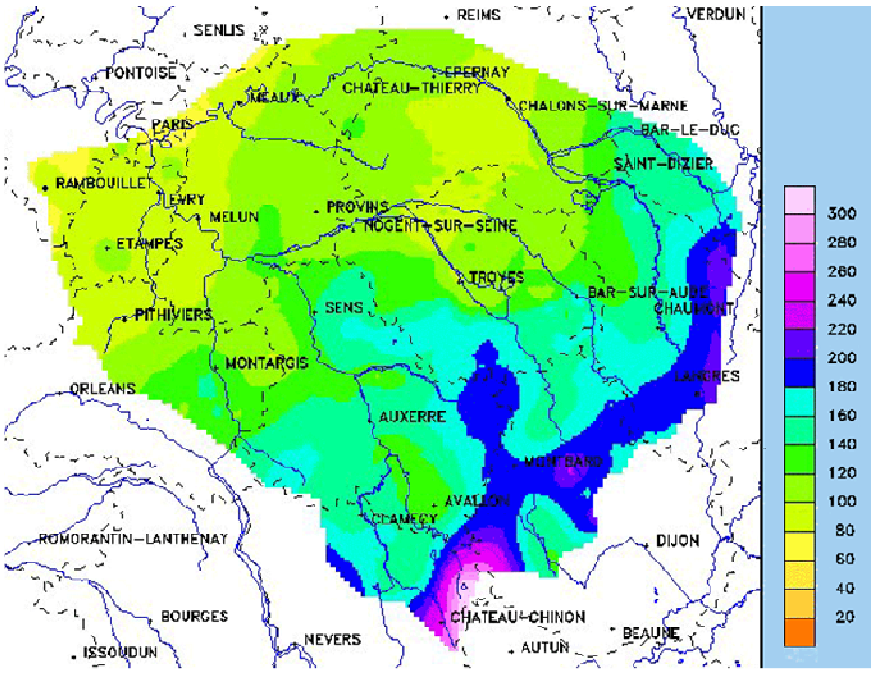


Figure 1 : Genèse de la crue de 1910. Cumul pluviométrique (en mm) du mois de janvier 1910.

La genèse de la crue de 1910 (*Figure 1*) correspond à l'arrivée sur le bassin de la Seine, après un cumul pluviométrique automnal double de la normale (400 mm), d'une dépression décomposée en trois vagues de 5 à 7 jours, espacées de 5 à 6 jours, avec des précipitation sur des sols gelés en certaines partie du bassin versant. Les 28 et 29 janvier 1910, on enregistrait une hauteur de 8,62 m à l'échelle d'Austerlitz, soit 34,54 mNGF69 (*Figure 2*, *Figure 3*, *Figure 4* et *Figure 5*). La Seine est restée 28 jours au-dessus de la cote d'alerte (3,2 m à l'échelle d'Austerlitz, soit 29,12 mNGF69). Le rythme de montée a été de 0,56 m par jour. La vitesse d'écoulement au paroxysme était de 2,2 m/s.

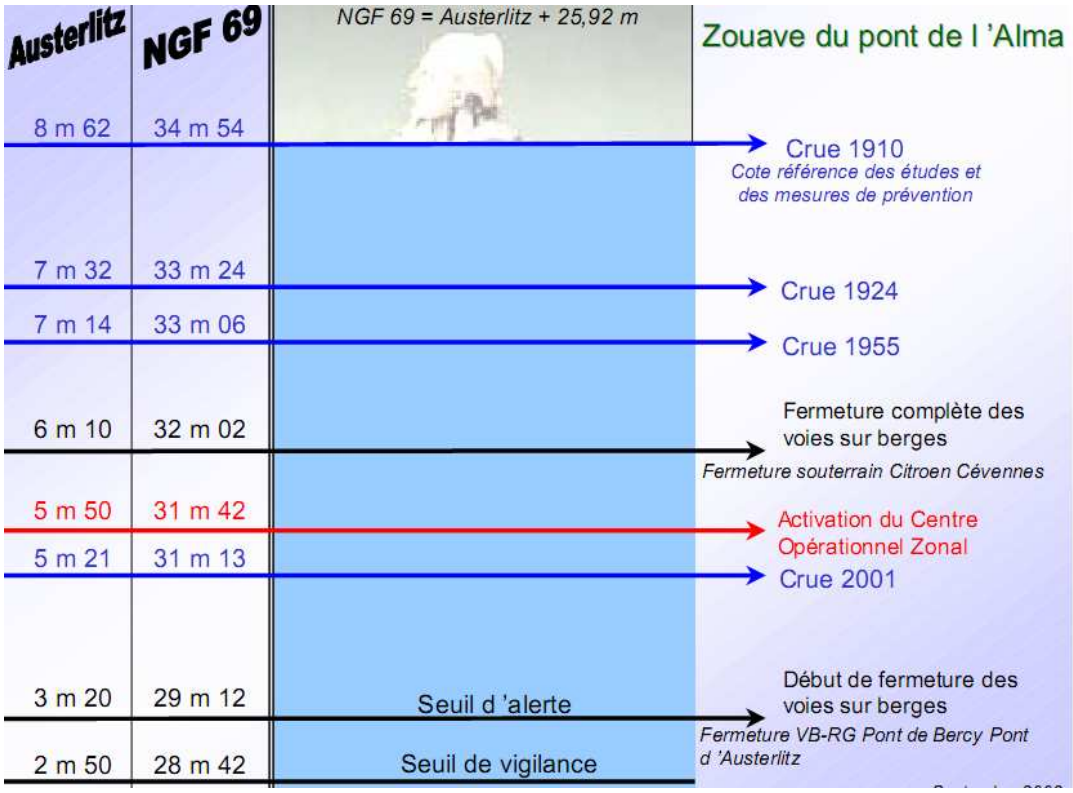


Figure 2 : Hauteurs au Pont d'Austerlitz et cotes de référence pour différentes crues et seuils d'alerte. Commentaires : 0,82 m : niveau de Seine moyen ; 4,30 m : arrêt de la navigation et de l'activité portuaire ; 5,50 m : début d'inondation de sous-sols d'habitations ; 6 m : début d'inondation du RER C ; 7,95 m : rails submergés à la gare d'Austerlitz ; 8,96 m : hauteur de la crue de 1658.

Figure 3 : Esplanade des Invalides. Photo emblématique de l'inondation de 1910 (photo site internet).

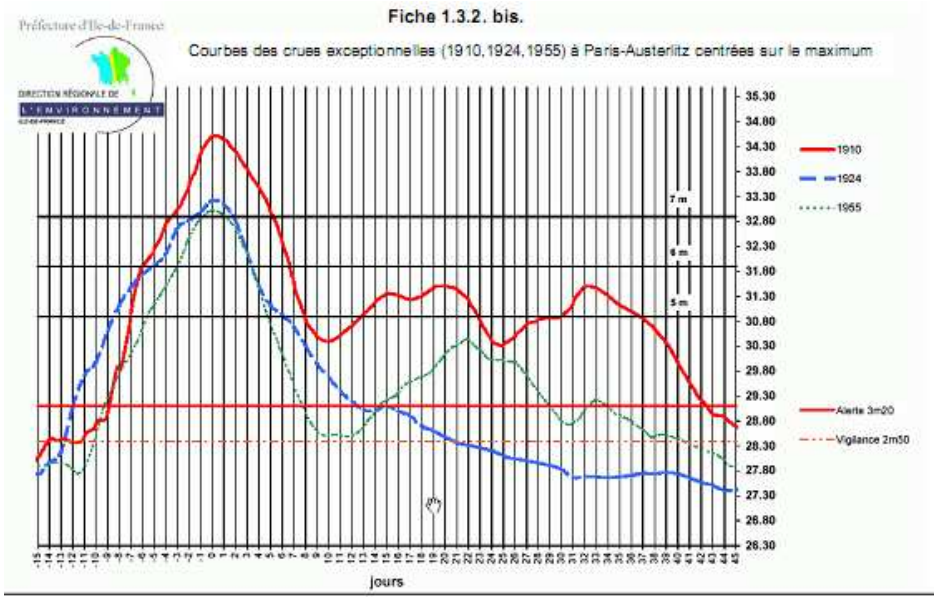


Figure 4 : Courbes des crues exceptionnelles (1910, 1924, 1955) à Paris-Austerlitz, centrées sur le maximum (d'après DIREN Ile-de-France)

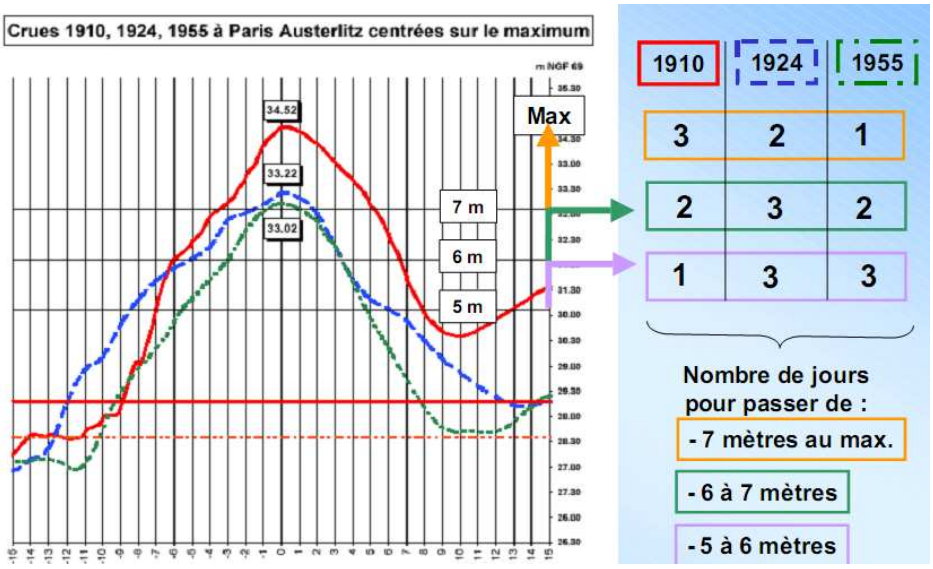


Figure 5 : L'onde de crue de 1910, comparée à celle de 1924 et celle de 1955. Durée de maintien des niveaux élevés maximum (d'après DIREN Ile-de-France et IGC-Ville de Paris)

La crue peut être décrite comme suit : la montée des eaux commence vraiment le 10 janvier et la situation devient critique le 20 janvier. Le 21 janvier, les banlieues est et ouest sont envahies ainsi que les 13ème, 15ème et 7ème arrondissements. Des monuments tels que la gare d'Orsay commencent à être submergés par les eaux. Le 22 janvier, les premières évacuations de parisiens ont lieu. L'eau continue de monter et envahit les boulevards intérieurs, le quartier de Bercy, la gare d'Austerlitz et le Jardin des Plantes. Le 23 janvier, il neige ce qui aggrave l'inondation qui s'étend alors jusqu'à la place de Rome.
Le 24 janvier, les évacuations concernent Ivry, Charenton, Alfortville. Le 25 janvier, tous les arrondissements en bordure de la Seine sont inondés d'une manière plus ou moins importante (le 1er est entièrement touché par exemple). Du 26 au 28 janvier, la crue se poursuit et touche la gare Saint-Lazare, les chantiers du métro et les immeubles vétustes de Grenelle. Le 29 janvier correspond au plus

fort de la crue : ce jour-là, l'eau atteint 8,62m à l'échelle d'Austerlitz. Dès le 30 janvier, la décrue s'amorce : à 8h, ce jour-là, l'eau est redescendue à 8,35m. Entre le 29 janvier et le 15 mars, il y a encore deux autres crues secondaires et il y aura d'autres inondations à Paris jusqu'en novembre de la même année.

Les photos d'époque rendent compte des surfaces concernées par l'inondation de même que de phénomènes en rapport avec les écoulements au travers des aquifères alluviaux et des remblais ainsi qu'au travers des infrastructures souterraines telle que les égouts (*Figure 7* et *Figure 8*). La carte issue du rapport Picard de la « Commission des Inondation » (plan Boreux) montre l'étendue des zones concernées par l'inondation (*Figure 6*).

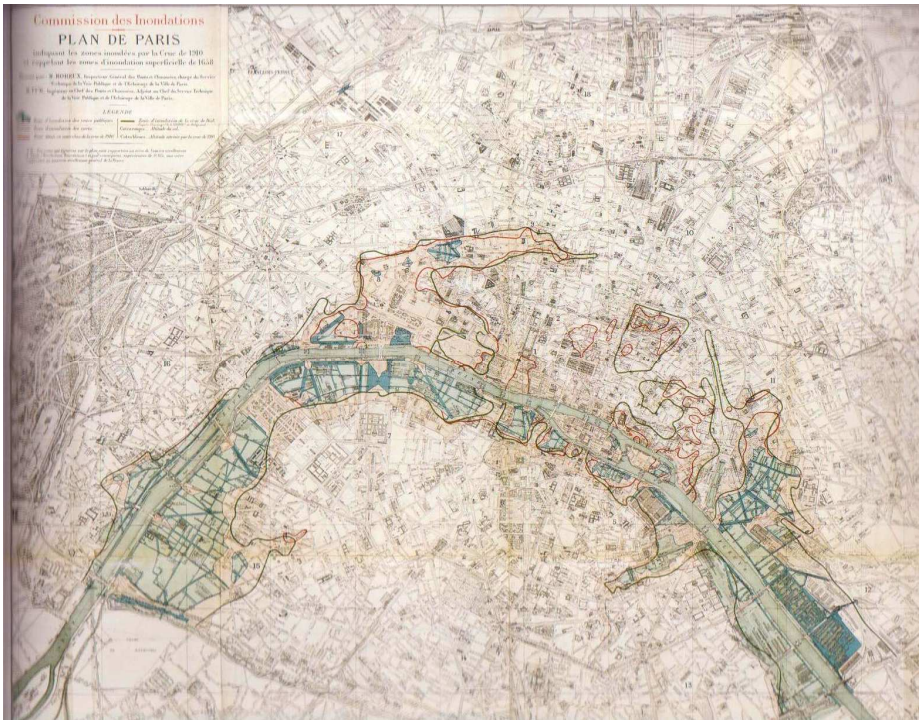


Figure 6 : Plan de la Commission des Inondations. Plan de Paris indiquant les zones inondées par la crue de 1910 et rappelant les zones d'inondation superficielle de 1658. Service Technique de la Voie Publique et de l'Eclairage de la Ville de Paris

Les conséquences socio-économiques furent considérables et le retour à la normale n'intervint qu'en mars ou même en avril pour le métropolitain, soit deux à trois mois après le début de la crue. Par la suite, les autorités décidèrent la construction de grands lacs réservoirs capables d'écrêter les crues annuelles mais dont l'effet sur les crues centennales reste très limité. Les quais furent surélevés, le lit de la Seine approfondi au niveau de Paris. Le gouvernement donna à la DIREN (Direction Régionale de l'Environnement d'Ile-de-France) la responsabilité de la surveillance des crues.

Sur la région Ile-de-France, près de 900 000 personnes seraient directement concernées et plus de 2 000 000 le seraient indirectement. Sur Paris près de 256 000 personnes seraient touchées et parmi elles environ 54 000 personnes de plus de 60 ans. Des dommages s'élevant à plus de 12 milliards d'euros (estimation GLS hors réseaux, 1998) seraient comptabilisés.

Pont de l'Alma (7ème-8ème/16ème)

Rue de Beaune (7ème)

Quai de la Tournelle et rue de Bièvre (5ème)

Assemblée nationale. Cour du Palais Bourbon (7ème)

Porte d'Ivry (13ème)

Gare Saint-Lazare. Cours de Rome (8ème)

Figure 7 : La crue de 1910 au travers des photos d'époque. La gare Saint-Lazare est à environ 1500 m de la Seine (en limite de l'ancien méandre rive droite de la Seine) (photos sites internet)

Effondrement de chaussée, après le retrait des eaux. Boulevard Haussmann et rue Pasquier (8ème-9ème)

Voûte d'égout effondrée. Boulevard Haussmann (8ème-9ème)

Effondrement de chaussée. Rue Saint-Honoré (1er)

Effondrement de chaussée. Cour du Hâvre (9ème)

Effondrement de chaussée. Boulevard Saint-Germain

Effondrement. Cours de Rome (8ème)

Figure 8 : Les effondrements en chaussée, au droit des égouts, ou au niveau de fondations de bâtiments, trouvant leur origine, soit dans le processus de remontée générale de la nappe phréatique (crue) ou de baisse de cette nappe (décrue), soit dans des processus plus localisés d'écoulements naturels chenalisés avec érosion souterraine dans des remblais ou des alluvions modernes, soit dans des processus d'écoulement souterrains dans les réseaux enterrés (égouts) avec phénomène de mise en pression par exemple (photos sites internet)

Les surfaces concernées par le risque inondation à Paris sont estimées à 2 138 ha (sur 10 403 ha). Seraient concernées des administrations publiques (Présidence de la République, Assemblée Nationale), des ministères, la Cour des Comptes, le Conseil d'Etat, le Conseil Supérieur de l'Audiovisuel, la Commission des Opérations de Bourse, des ambassades, 384 monuments historiques, 17 musées, 16 bibliothèques, le POPB, des hôpitaux : l'Hôpital européen Georges Pompidou, la Pitié Salpétrière, les Quinze-Vingts, l'Hôtel-Dieu, 18 établissements de soins, 16 hébergements pour personnes âgées, 16 hébergements pour personnes handicapées.
Sur la région Ile-de-France, de nombreux hôpitaux seraient concernés (15 950 lits, soit 20% de la capacité totale), ainsi que des maisons de retraite ou pour personnes handicapées (9500 lits, soit 6% de la capacité totale). Les activités économiques seraient fortement compromises, avec 112 sites industriels arrêtés.
Les réseaux de transport : SNCF (gare Saint-Lazare, gare de Lyon, gare d'Austerlitz), RATP, ADP (Héliport) seraient fortement touchés. Les réseaux de distribution AEP, d'assainissement, de gaz, d'électricité, de chauffage et de climatisation seraient touchés. Plusieurs opérateurs de télévision : France 2, France 3 et Canal Plus, de même que Radio France seraient concernés.
Les dommages économiques sont estimés entre 600 et 1800 M€ pour l'habitat, entre 550 et 1200 M€ pour les équipements (hors réseaux), entre 2000 et 7000 M€ pour les activités, entre 100 et 400 M€ pour les transports routiers, entre 1000 et 2000 M€ pour les autres réseaux.

2.2.2 Le Plan de Prévention des Risques Inondation (PPRI)

Le PPRI intègre la prise en compte des risques d'inondation dans les documents réglementant l'occupation des sols. Ce document vaut servitude d'utilité publique, est annexé aux documents d'urbanisme et constitue un document de prévention. Il est composé d'une Note de présentation, d'un règlement et de cartes d'aléas, des enjeux et du zonage réglementaire. Il vise à interdire les implantations humaines dans les zones où la sécurité des personnes ne peut être garantie et les limiter dans les autres zones inondables, à préserver les capacités d'écoulement des eaux et d'expansion des crues, à délimiter les zones d'expansion des crues à préserver, à délimiter les zones d'aléas les plus forts (hauteurs d'eau atteintes par la plus forte crue connue de fréquence au moins centennale).

Le PPRI prend appui sur la cartographie des PHEC (Plus Hautes Eaux Connues).

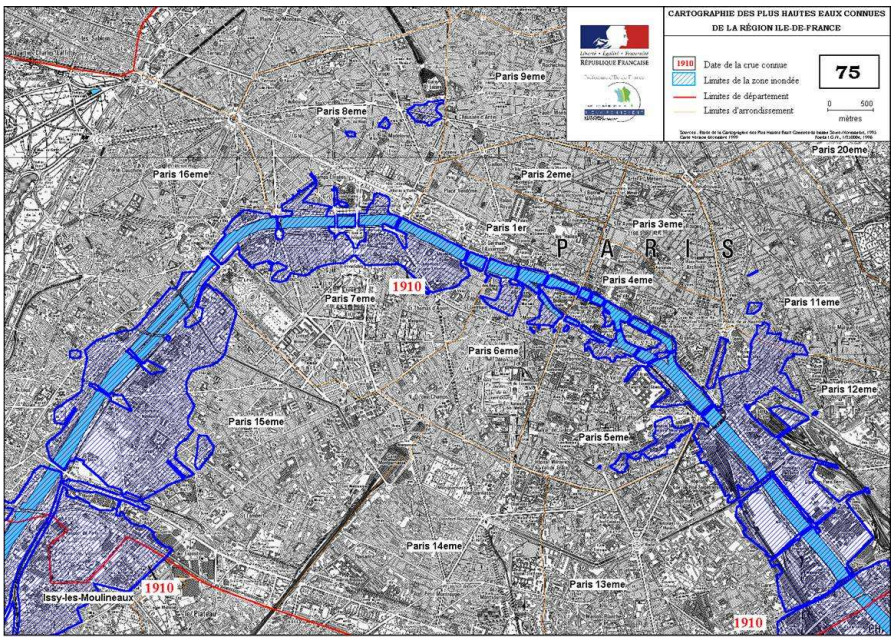


Figure 9 : Carte des PHEC de Paris. L'importance des surfaces de plaine alluviale concernées doit être notée (d'après DIREN Ile-de-France).

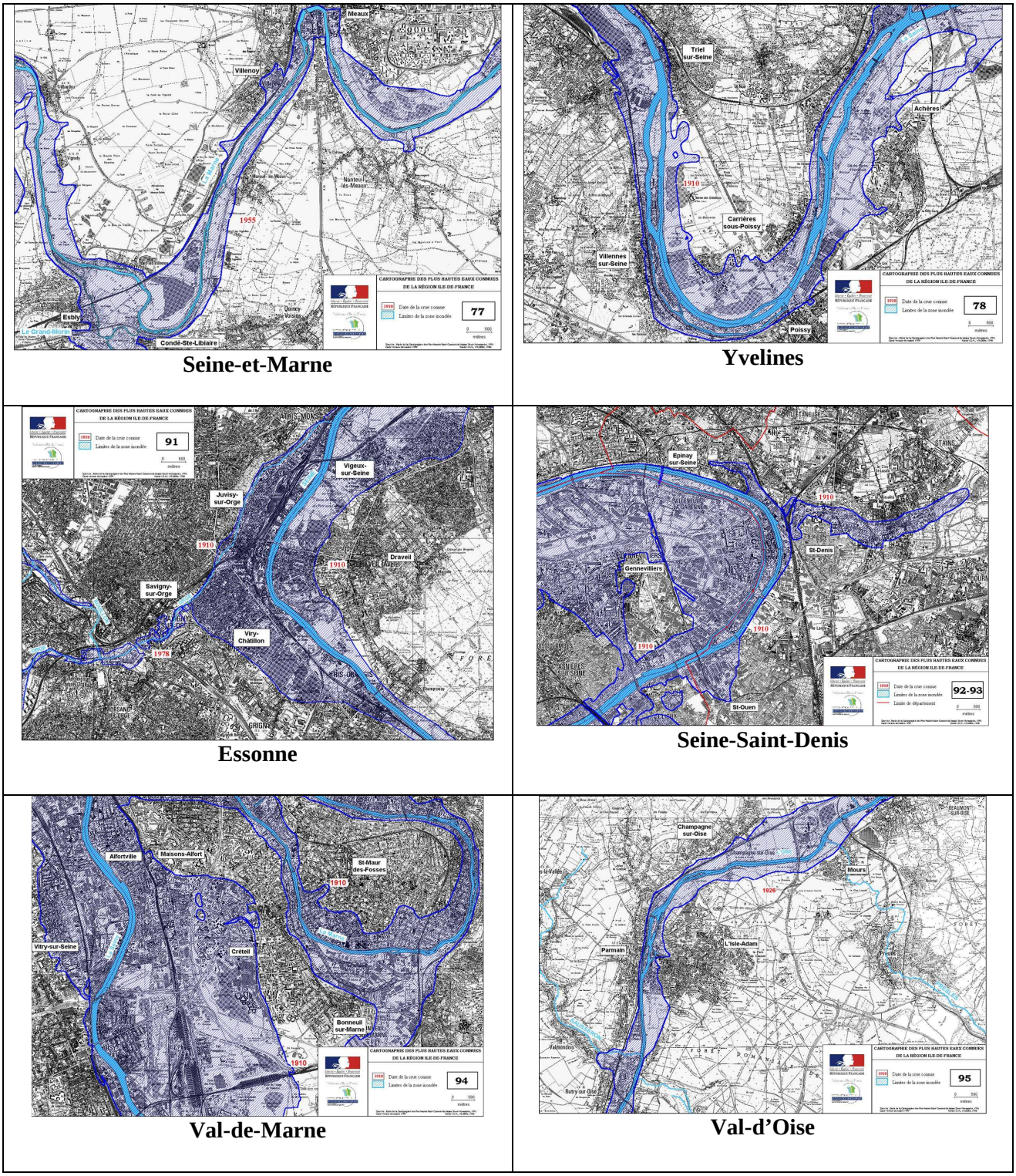


Figure 10 : Atlas des PHEC (extraits) des départements de Seine-et-Marne, Yvelines, Essonne, Seine-Saint-Denis, Val-de-Marne et Val-d'Oise. L'importance des surfaces de plaine alluviale doit être notée (d'après DIREN Ile-de-France)

Le PPRI de Paris a été prescrit le 17 juin 1998, approuvé le 15 juillet 2003 (PRIF). La carte de zonage comporte 3 zones : une zone verte d'expansion des crues (espaces verts, Boulogne, parc Citroën), une

zone rouge d'écoulement de la crue (quais bas, bassin de l'Arsenal) et une zone bleue pour le centre urbain inondable, avec 2 niveaux de risque (bleu clair et bleu foncé).
Dans la zone verte, toute construction nouvelle est interdite à l'exception des constructions liées au fonctionnement des terrains de loisirs ou de sport, aux parcs et jardins, aux campings (celui du Bois de Boulogne en particulier), aux parkings. Les planchers des éventuels logements neufs doivent se trouver au-dessus des PHEC de 1910. Enfin, dans cette zone, il est interdit d'imperméabiliser le sol plus qu'il ne l'est déjà. Il faut noter que la zone verte de Paris représente une toute petite partie de la zone verte de la région parisienne (avec la boucle de Gennevilliers et celle de Saint-Maur en particulier).
La zone rouge est destinée à rester libre de tout obstacle pour permettre le libre écoulement de la Seine en cas de crue. Elle correspond au lit habituel du fleuve, aux quais bas et à certains axes parallèles au fleuve et situés sous le niveau des PHEC. Cette zone contient en particulier les infrastructures liées à l'activité portuaire, à l'exploitation de la voie d'eau, aux transports de personnes ou de marchandises et au tourisme des bords de Seine. Les seuls travaux admis dans cette zone sont la reconstruction de bâtiments déjà existants, la construction d'infrastructures liées à l'exploitation du fleuve ou aux activités présentes dans cette zone. Il est en outre interdit : de construire des bâtiments avec des planchers sous les PHEC ou qui sont susceptibles de gêner l'écoulement du fleuve, de stocker des produits polluants ou de grandes valeurs en particulier sous le niveau des PHEC. Enfin, tout bâtiment permanent devra être construit avec des matériaux pouvant résister à une crue de l'ampleur de celle de 1910.

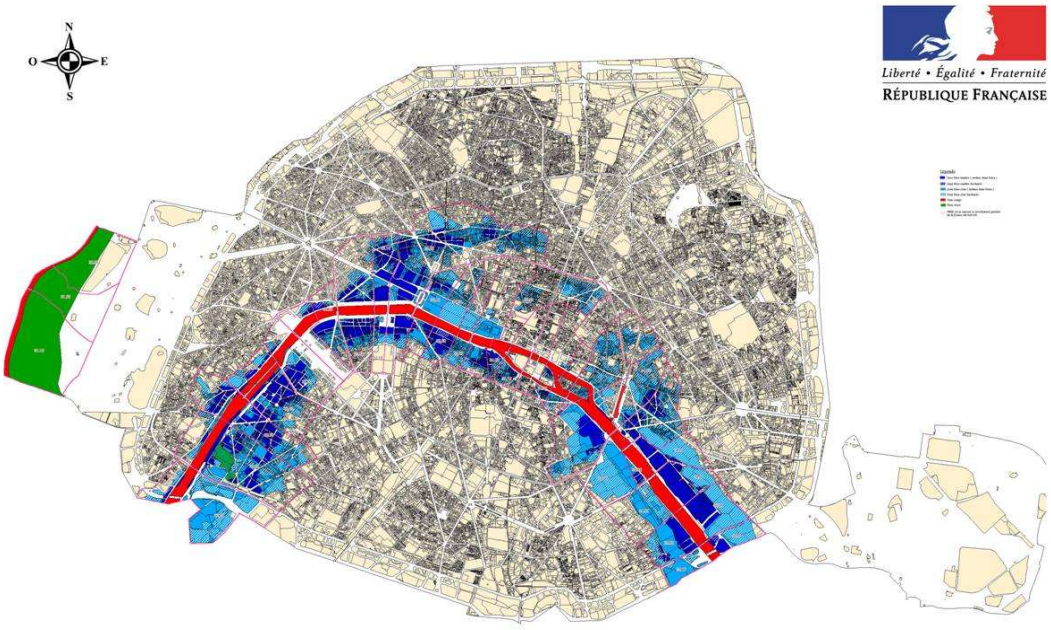


Figure 11 : Carte du zonage réglementaire du PPRI de Paris

La zone bleue correspond aux centres urbains situés en zone inondable. Les zones bleu foncé sont les secteurs de bâtis importants exposés à des niveaux de submersions potentiellement supérieurs à 1m. Les zones bleu clair sont les secteurs de bâtis importants exposés à des niveaux de submersions inférieurs à 1m. Les zones bleues hachurées sont obtenues par extension des zones bleu clair et bleu foncé. Dans ces zones bleues, pour tous les quartiers en général, la protection des produits polluants ou de grande valeur est obligatoire. De plus, les bâtiments doivent cuveler leurs fondations en fonction des niveaux de PHEC. Cette zone contenant la majorité des infrastructures économiques, politiques et sociales, il existe des dispositions particulières pour ces types de bâtiments de grande importance. Ainsi les quartiers parisiens sont classés selon que les bâtiments qu'ils contiennent ont une importance sociale, politique ou économique. Selon le type d'activité dans ces quartiers, des règles sont prévues pour limiter au maximum les conséquences d'une crue importante : par exemple pour que les moyens de communication (téléphone…), l'électricité, le gaz fonctionnent encore malgré la submersion de ces

zones. De plus, le PPR prescrit l'établissement de plans de protection contre les inondations pour les centres de soins aux personnes, les réseaux de distribution, les établissements culturels et les administrations.

2.2.3 Le Plan de Secours Spécialisé Inondations Zonal (PSSIZ)

Le PSSIZ est un plan zonal de coordination des actions ou plan de gestion des risques, destiné à limiter les effets des inondations, pour les 8 départements de la région Ile-de-France, avec une centaine d'acteurs impliqués, parmi lesquels : Préfectures, SIACED, DRE, DDE, DIREN, IIBRBS, SNS, DRIRE, Ministère de l'Intérieur, Ministère de la Défense, Mairie de Paris, BSPP, SNCF, RFF, RATP, EDF, RTE, GDF, France-Télécom, Compagnie Parisienne de Chauffage Urbain, Traitement Industriel des Résidus Urbains, Syndicat Intercommunal de Traitement des Ordures Ménagères, Assistance Publique Hôpitaux de Paris. Des scénarios de montée de crue sont établis pour identifier les zones qui seraient progressivement touchées et organiser en conséquence la gestion du risque.
Le PSSIZ prend appui évidemment sur le PPRI. La *Figure 12* montre l'importance des surfaces qui seront concernées, l'inondation par seul débordement étant prise en compte sur ce document.

Figure 12 : D'après Plan de Secours Spécialisé Inondations Zonal. PSSI Zonal. Préfecture de Police, Secrétariat général de la Zone de Défense de Paris. (∗ par débordement direct)

Le PSSIZ contient une description du déroulement d'une crue, une analyse des conséquences sur les différents réseaux d'Ile-de-France (transports, électricité, téléphone…), les mesures préventives et post-crises mises en œuvre par ces réseaux pour la sauvegarde des installations pour permettre un retour à la normale rapide. Le plan a pour but de coordonner les actions de l'ensemble des intervenants, de prévoir et d'organiser les secours en cas de crue majeure. Le PSSIZ n'a pas de valeur réglementaire contrairement au PPRI mais incite les entreprises à prendre les mesures de précaution nécessaires car, en cas de crue, tous les moyens de secours des pouvoirs publics seront réservés pour la sauvegarde des personnes.
Le plan est composé de deux tomes intitulés « Description du risque crues » et « Analyse et conséquences des crues ». Dans le premier tome, la Préfecture de Police de Paris présente le déroulement et les causes des grandes crues de la région parisienne et explique ensuite comment se déroulerait une crue majeure de type 1910 en soulignant que le risque de crue évolue avec la

transformation du bassin versant et le développement des installations humaines. Dans le deuxième tome, chaque catégorie de services (réseaux de transport, distribution d'électricité…) est analysée pour montrer quelles conséquences aurait une crue majeure sur ces services et quelles solutions peuvent éventuellement être apportées. A titre d'exemple, les recommandations relatives au réseau de transports RATP sont présentées au niveau des principes. En premier lieu, le plan fait un inventaire des parties du réseau qui seront mises en danger par la crue (*Figure 13*). Les mesures préventives à appliquer pour contrôler l'envahissement du réseau par l'eau, pour évacuer les eaux, pour mettre le matériel à l'abri sont énumérées. Un organigramme type d'organisation des procédures à mettre en œuvre est proposé. Un ensemble d'entreprises et d'institutions doivent fournir de tels plan de gestion, suivant les recommandations du PSSIZ.

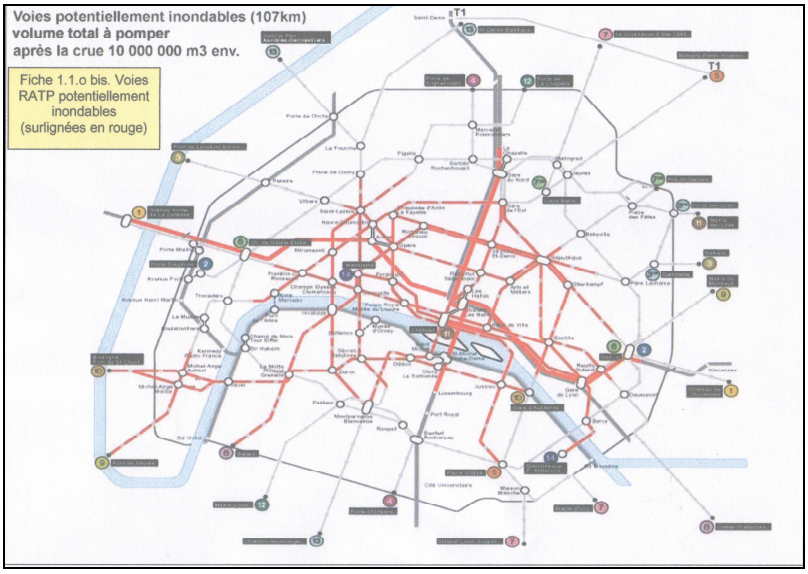


Figure 13 : Dommages sur le réseau RATP. Les parties du réseau RATP susceptibles d'être inondées sont surlignées en rouge.

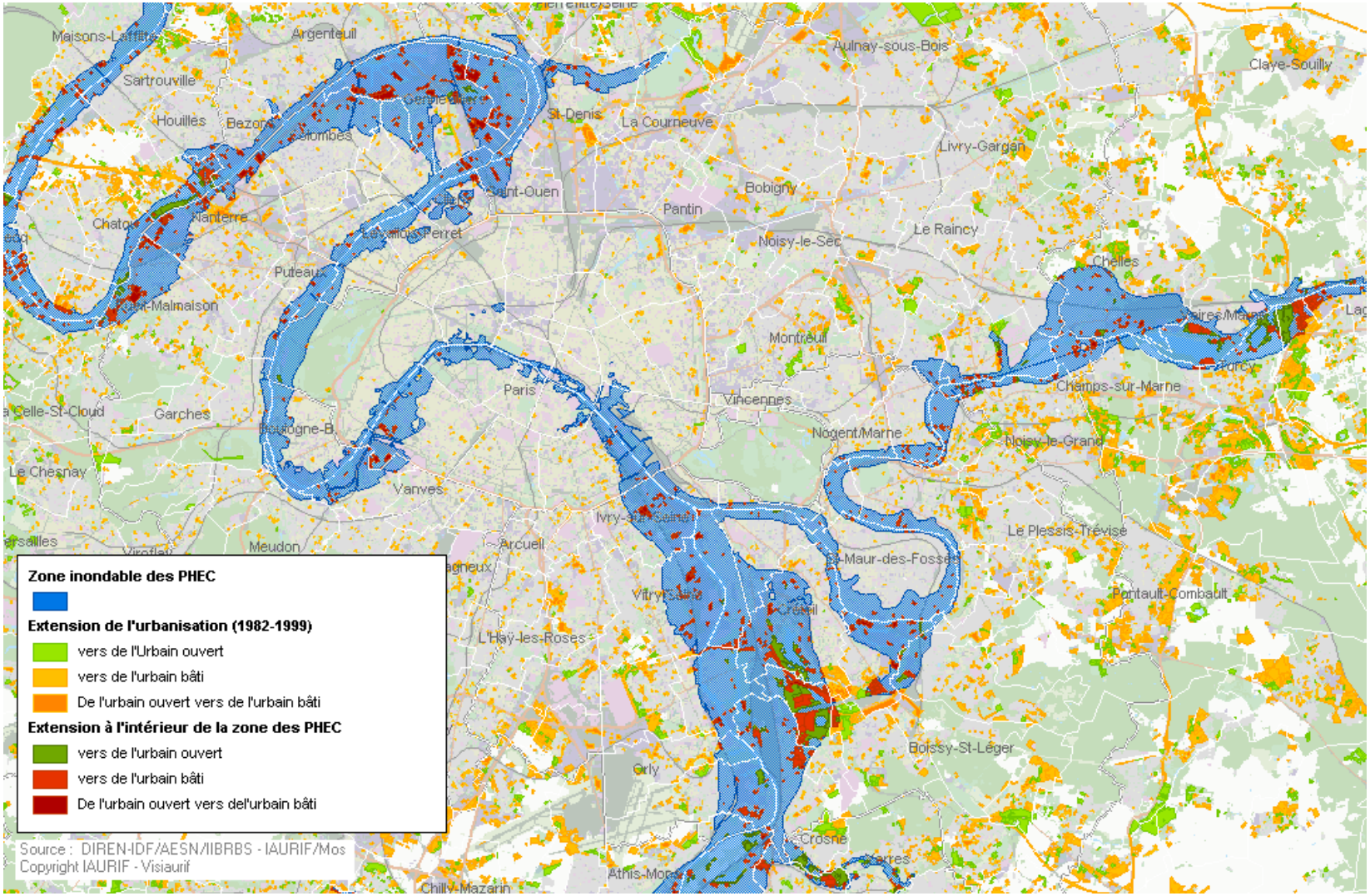


Figure 14 : Zones inondables des PHEC, scénario crue 1910 (d'après DIREN-IDF, IAURIF/Mos)

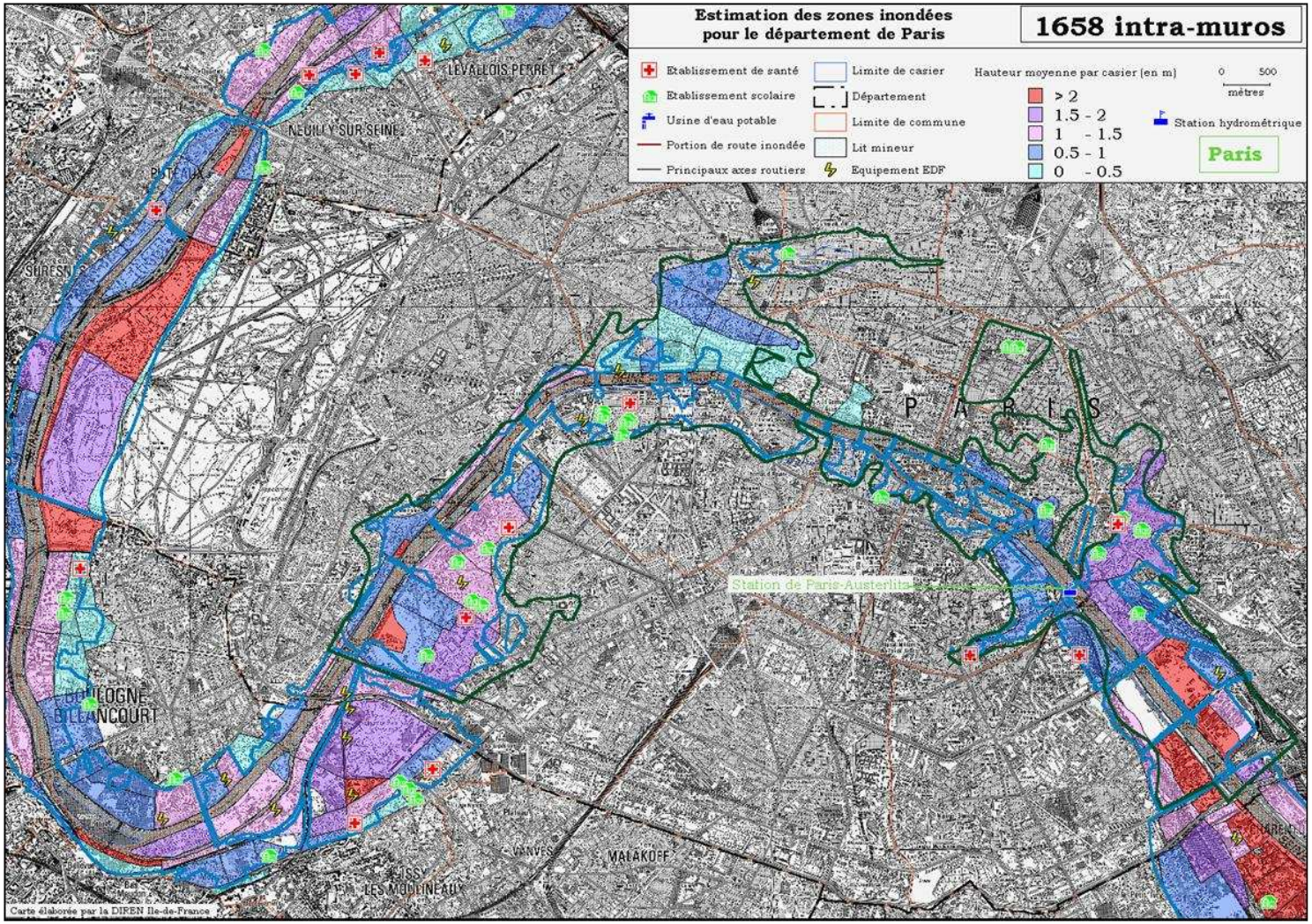


Figure 15 : Carte de synthèse du dernier scénario de montée de la Seine, avec représentation des différents « casiers hydrauliques » submergés (d'après DIREN Ile-de-France)

2.2.4 L'établissement d'un document de travail par l'IGC – Ville de Paris pour une analyse de la propagation de la crue par les aquifères alluviaux

Dans le cadre des études générales relatives au PPRI et au PSSIZ, l'IGC s'est particulièrement intéressé à définir les relations entre Seine et nappe alluviale, recherchant comment l'onde de crue peut se propager dans le sous-sol, naturellement au travers des alluvions et remblais principalement, contrariée par les obstacles des murs de quai et des ouvrages de l'urbanisme souterrain ou aidée par les canalisations souterraines non étanches ou connectées à la Seine (égouts, …). L'un des objectifs du projet HYDROGEOBAT consistait précisément à étudier ces processus par différentes approches analytiques et simulations numériques. Ces premiers travaux de l'IGC ont donc constitué une base de réflexion pour le projet, avec un enjeu important, considérant que le PPRI de la Ville de Paris ne prenait pas en compte explicitement la submersion des surface par remontée de la nappe phréatique, même si le recours à la carte d'inondation de la crue de 1910, de fait, l'intégrait en partie dans les analyses.

La crue de nappe vécue dans la vallée de la Somme en 2000-2001 permet de rappeler l'importance de la nappe phréatique ou de nappes plus profondes dans le processus de submersion de terrains en plaine alluviale (*Figure 16*).

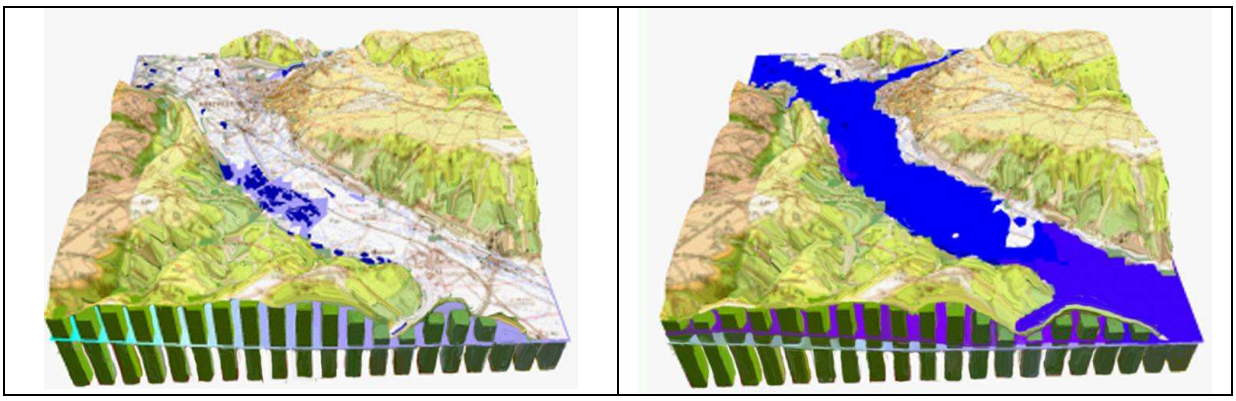


Figure 16 : La Somme en amont d'Abbeville : a) 1997, situation de moyennes eaux, avec quelques zones humides permanentes. B) 2000-2001, situation de hautes eaux, crue de nappe (d'après T. Pointet, BRGM, 2007)

Dans le cas de Paris, on a une connaissance assez détaillée de la structure de la plaine alluviale de Paris, depuis les travaux de P. Diffre (1969) et C. Mégnien (1979). P. Diffre a établi, grâce aux nombreux sondages disponibles à Paris, une carte structurale de la base des alluvions (*Figure 17*). Il faut noter l'existence de trois paléothalwegs principaux : a) un cours ancien établi à 1,5 km au nord de la Seine actuelle (ancien méandre) depuis Bercy jusqu'à la Bourse et rejoignant le cours récent à la Concorde ; b) un deuxième cours, recoupant le premier et érodant le substratum à une cote plus basse, (avec un dénivelé de 5 m au parking Georges V, et de 7 m rue des Vinaigriers au sud de la gare de l'Est) se développant depuis l'actuel canal Saint-Martin, la Bastille, passant par la République, puis entre l'Opéra et la gare saint-Lazare, puis le Rond-Point des Champs-Elysées pour rejoindre le cours actuel au pont de l'Alma ; c) un cours proche de l'actuel lit de la Seine, méandriforme. Ces thalwegs anciens sont recouverts en surface par des alluvions modernes épaisses et correspondent à de légères dépressions topographiques empruntées par la Seine lors de ses inondations (*Figure 17* et descriptions C. Magnien, 1979).

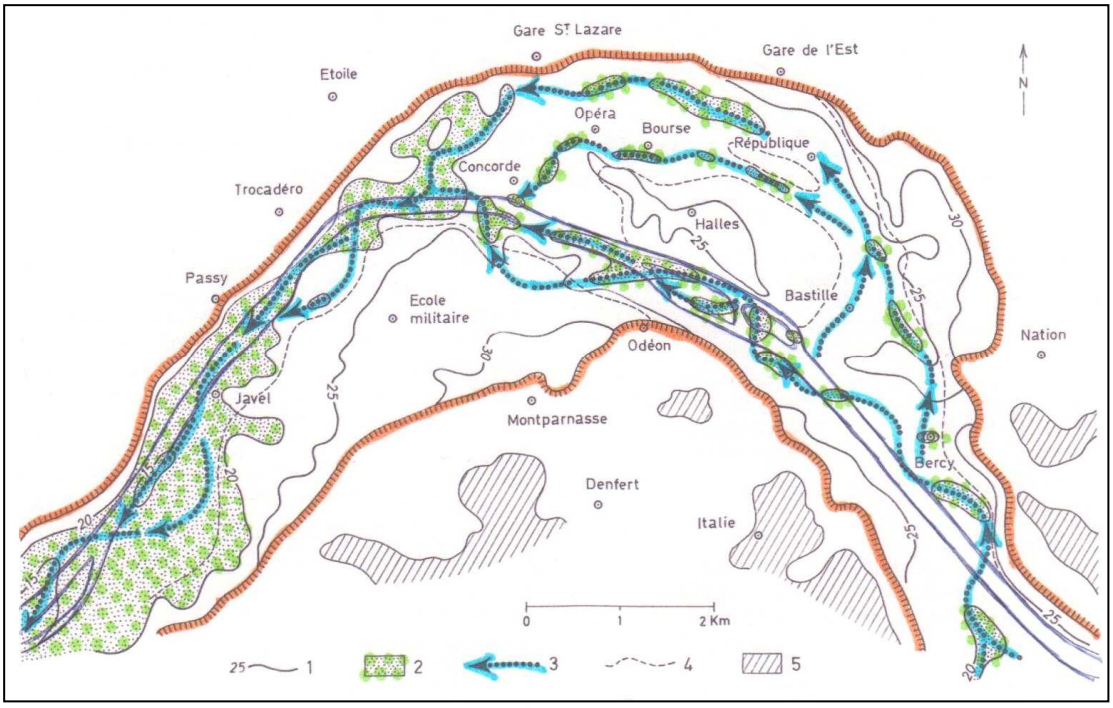


Figure 17 : Plaine alluviale de la Seine à Paris (d'après P. Diffre, 1969, in C. Mégnien, 1979). 1) courbes isohypse du substratum des alluvions ; 2) zones où le substratum est inférieur à +20m ; 3) axes des paléothalwegs würmiens ; 4) limites des moyennes terrasses ; 5) hautes terrasses

En situation d'inondation, on estime que l'arrivée d'eau dans les sous-sols peut avoir de 10 jours à 3 semaines de retard sur l'inondation de surface, retard fonction de la distance de la nappe alluviale à la Seine. La circulation de l'eau dans les remblais reposant sur les alluvions modernes peut être plus rapide. Ainsi il faudra 15 jours à 3 semaines pour que l'eau arrive dans les sous-sols à Saint-Lazare, alors que l'on commencera à observer une décrue sur les quais. Du fait des forts contrastes de perméabilité entre les remblais et les alluvions anciennes, l'eau inondera rapidement à l'horizontale les sous-sols des bâtiments dans les remblais, mais sera plus lente à remonter à la verticale, dans les sous-sols construits dans les alluvions anciennes. Il faut noter que les alluvions modernes (nettement moins perméables que les alluvions anciennes et les remblais) ralentiront les écoulements entre les alluvions anciennes et les remblais.

On peut retirer de ces analyses, de la cartographie des différentes formations géologiques en plaine alluviale et des retours d'expérience de la crue 1910, un ensemble de cartes donnant des représentations approchées de scénarios de crue moyenne ou majeure, à considérer comme des documents de travail, décrivant les conséquences d'un phénomène naturel historique non reproductible à l'identique (*Figure 18*, *Figure 19* et *Figure 20*, d'après IGC-Ville de Paris et PSSIZ, 2006). Ces cartes sont à rapprocher de la connaissance géologique et hydrogéologique de la plaine alluviale de Paris.

Rappelons enfin l'importance de l'urbanisme souterrain à Paris, résultant de l'existence de multiples réseaux enterrés, de constructions profondes (parkings, galeries marchandes), de fondations profondes constituant autant de barrages hydrauliques pour les écoulements souterrains. Par ailleurs, il ne faut pas méconnaître les traitements de sols (injections de coulis de ciments, colonnes de jet-grouting) réalisés autour de nombreux ouvrages ou sous leurs fondations.

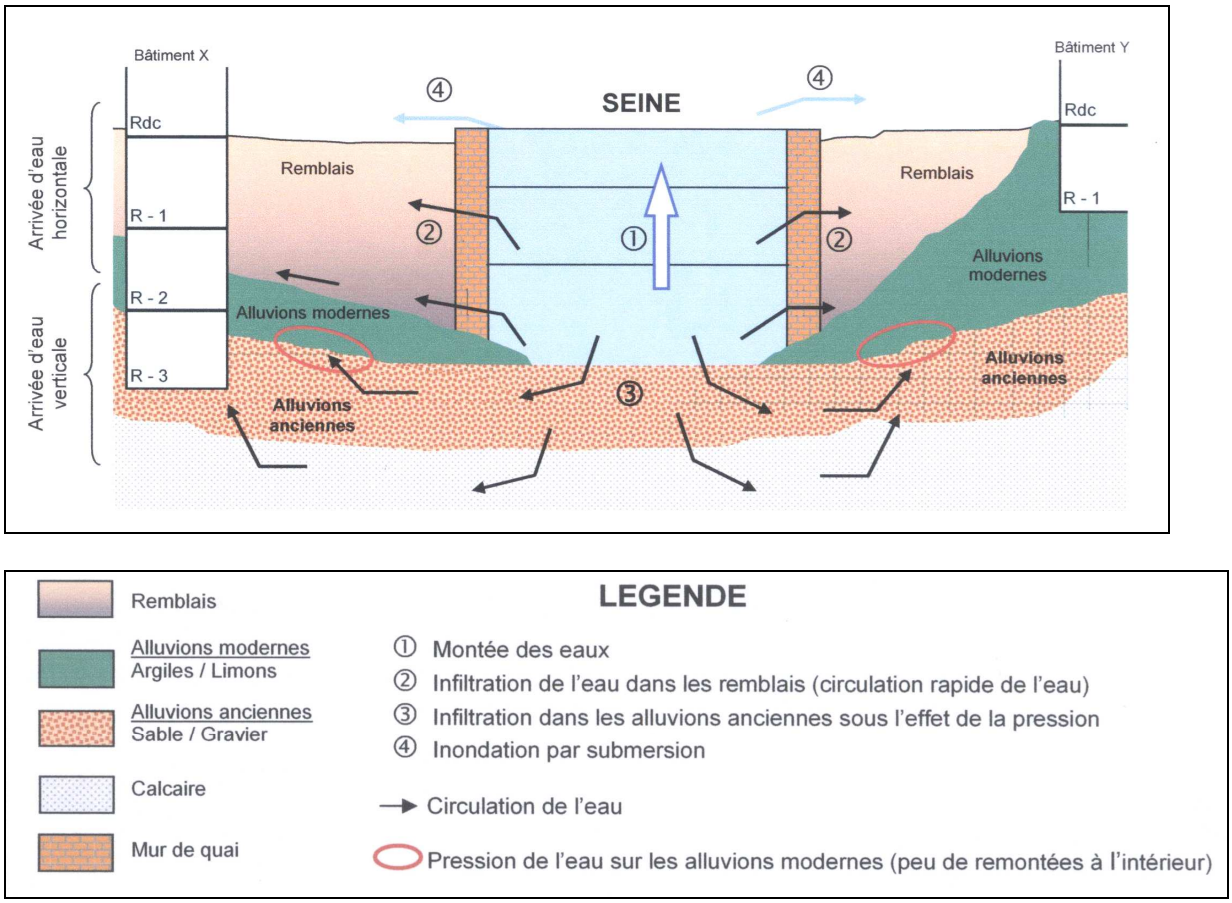


Figure 18 : Représentation schématique des différentes relations hydrauliques entre la Seine et les aquifères subordonnés (d'après IGC-Ville de Paris et PSSIZ, 2006 : Les eaux souterraines à Paris, Fiche 1.5.1)

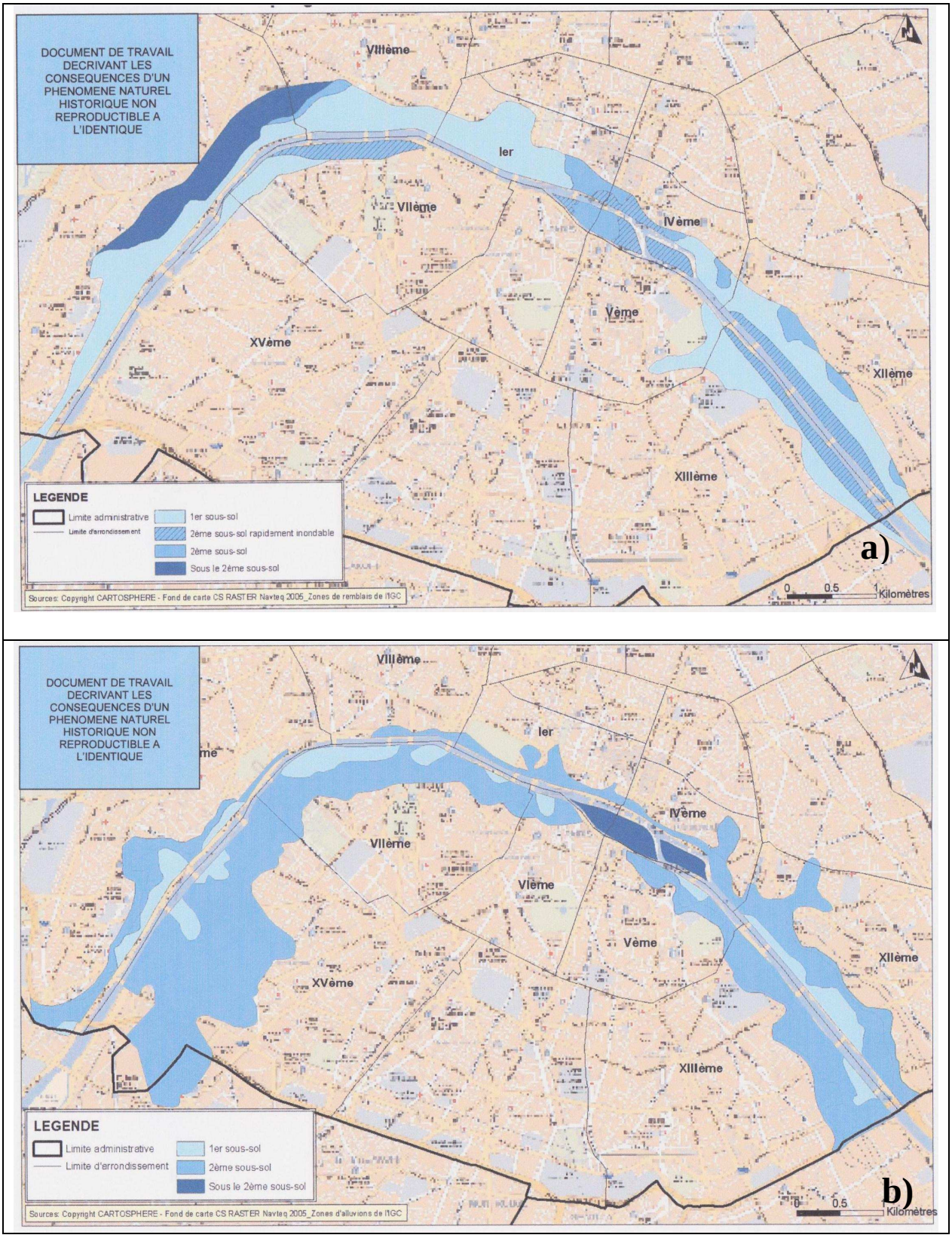


Figure 19 : Conséquences d'une crue moyenne a) dans les zones de remblais (sous-sols progressivement saturés ou inondés horizontalement) et b) dans les zones d'alluvions anciennes (sous-sols progressivement saturés ou inondés verticalement). (d'après IGC-Ville de Paris et PSSIZ, 2006 : Les eaux souterraines à Paris, Fiches 1.5.3 et 1.5.5)

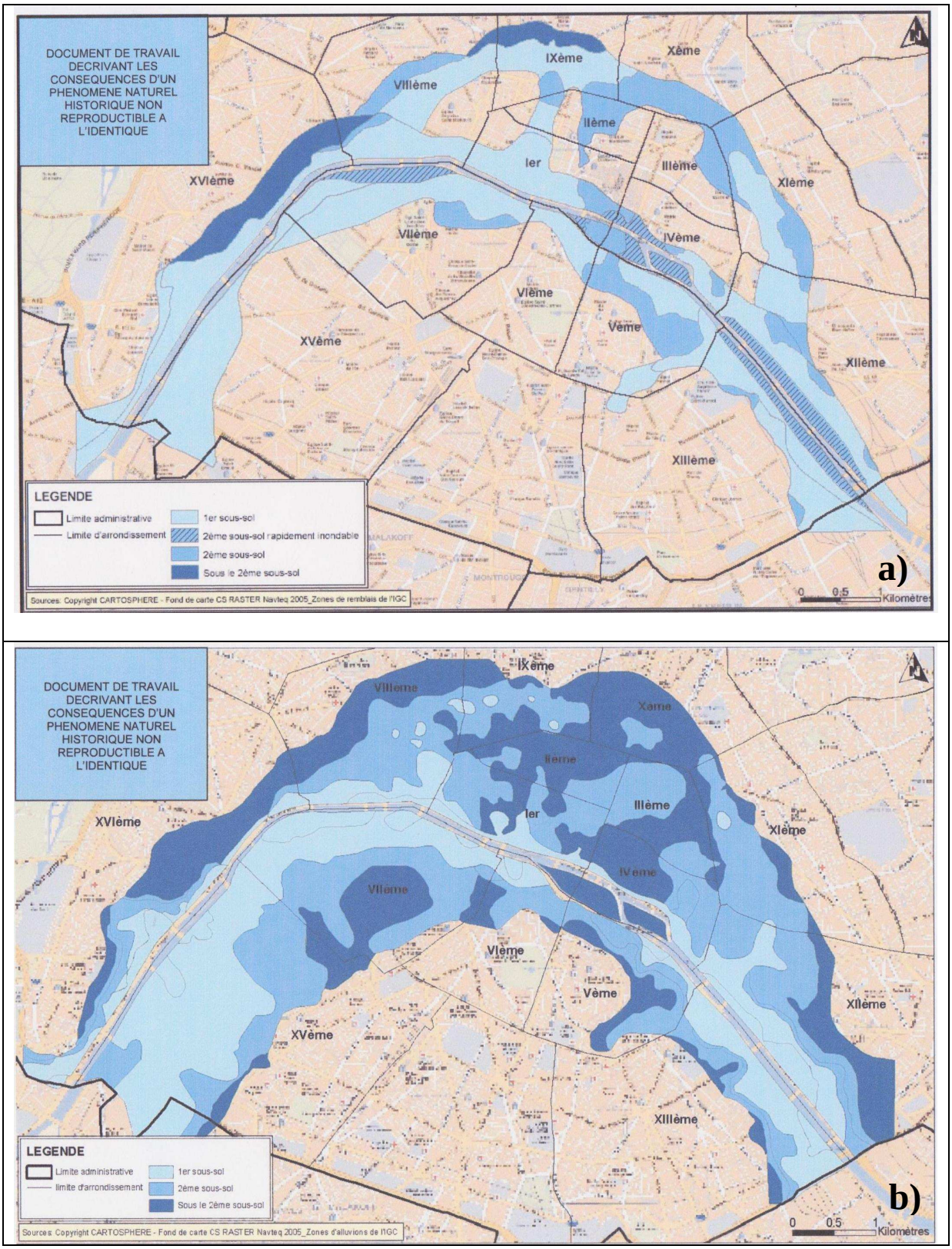


Figure 20 : Conséquences d'une crue majeure a) dans les zones de remblais (sous-sols progressivement saturés ou inondés horizontalement) et b) dans les zones d'alluvions anciennes (sous-sols progressivement saturés ou inondés verticalement). (d'après IGC-Ville de Paris et PSSIZ, 2006 : Les eaux souterraines à Paris, Fiches 1.5.4 et 1.5.6)

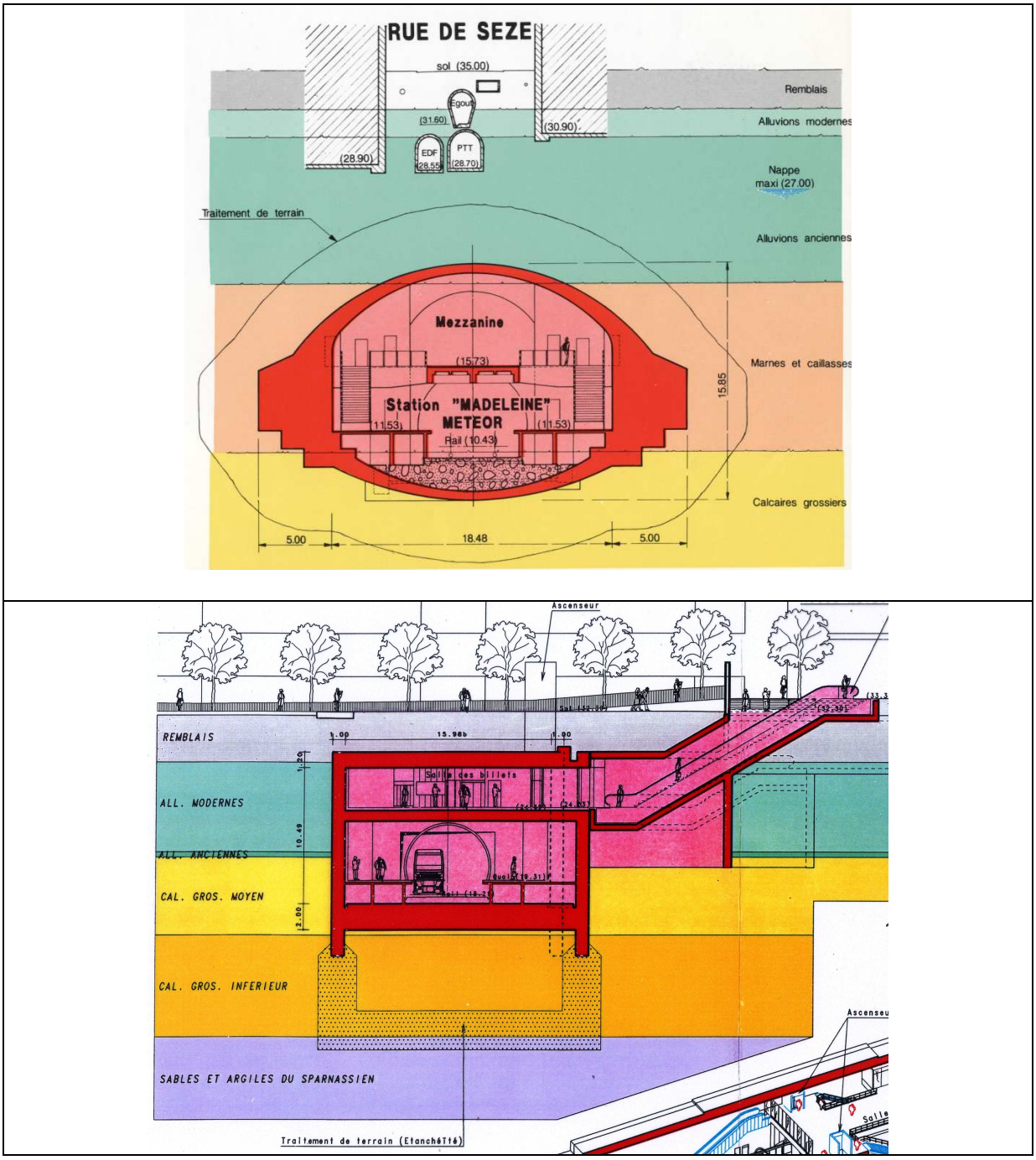


Figure 21 : Exemple d'occupation du sous-sol parisien. A) station Madeleine, chantier Météor, ligne 14. Noter l'importance de la couronne de terrains injectés au coulis de ciment ; b) station Dijon, chantier Météor, ligne 14. Noter l'importance de l'ouvrage et de son lest obtenu par injection des terrains sous-jacents (d'après documents RATP)

Références bibliographiques

De Smedt S., 2005. *Prévention des inondations en Ile-de-France*. Conférence DIREN Ile-de-France à l'Ecole des Mines de Paris.

De Smedt S., 2007. *Prévention des inondations en Ile-de-France*. Conférence DIREN Ile-de-France à l'Ecole des Mines de Paris.

Goubet, A., 1997. *Les crues historiques de la Seine à Paris*. La Houille Blanche, no 345, p. 23-27.

Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris, 2005. *Démarche « crue »*. Document de travail. 30 p., avec cartes.

IIBRBS (Institution interdépartementale des barrages-réservoirs du bassin de la Seine), 1998. *Système de protections locales en région parisienne. Évaluation hydraulique et définition des besoins de renforcement*.

Pointet T., 2007. *Les crues lentes*. Conférence BRGM à l'Ecole des Mines de Paris.

Préfecture de Police de Paris, 2003. *Le risque inondation en Ile-de-France. Le Plan de Secours Spécialisé Inondations -PSSI Zonal-*.

Préfecture de Police de Paris, 2006. *Le risque inondation en Ile-de-France. Le Plan de Secours Spécialisé Inondations -PSSI Zonal-*.

Préfecture de Police de Paris, 2009. *Le risque inondation en Ile-de-France. Le Plan de Secours Spécialisé Inondations -PSSI Zonal-*.

SHF (Société Hydrotechnique de France), 1997. *Le risque de crue en région parisienne. Le retour de la crue de 1910 de la Seine à Paris est-il possible ?*. Colloque d'hydrotechnique, 155ème session du comité scientifique et technique, 17 et 18 septembre 1997, Paris.

Villion, G., 1997. *Rôle des lacs-réservoirs en amont : les grands lacs de la Seine*. La Houille Blanche, no 345, p. 51-56.

Vogler, J.-P., 1997. *Évolution de l'occupation des sols sur le bassin versant de la Seine à l'amont de Paris. Conséquences sur la genèse des crues*. La Houille Blanche, no 345, p. 45-48.

Autres sources :

Archives et documentations de l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris.

Atlas des PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) de la région Ile-de-France.

Colloque d'Hydrotechnique, 1997. *Le risque de crue en région parisienne*. Paris.184 p.

Sites internet de l'Agence de l'eau Seine-Normandie, de la DIREN Ile-de-France, de l'IIBRBS, de la Mairie de Paris (PPRI), du MEEDDAT, de la Préfecture de Police de Paris (PSSIZ), de la RATP, de la Région Ile-de-France, de la SNCF.

3. Contexte hydrogéologique de l'Ile-de-France et de la ville de Paris

3. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE DE L'ILE-DE-FRANCE ET DE LA VILLE DE PARIS

Nota : La présentation qui suit prend appui sur Diffre (1969, 1980), Diffre et Pomerol (1979), Mégnien (1979), Margat (1980), Prunier Leparmentier (1988) et Alcaydé (1989).

3.1 LES GRANDS SYSTEMES AQUIFERES DU BASSIN DE PARIS

Le bassin de Paris comporte un grand nombre de systèmes aquifères au sens défini par Margat (1980), systèmes présentés dans la notice explicative de la Carte hydrogéologique de la France au 1 / 1 500 000 :

- Aquifères libres étendus, à capacité moyenne ou grande, bien alimentés mais avec irrégularité saisonnière et interannuelle, drainés par les cours d'eau dont ils entretiennent en général le débit d'étiage. Il peut s'agir d'aquifères continus monocouches à nappe libre, d'aquifères multicouches à nappe supérieure libre ou d'aquifères discontinus à surface libre. Dans cette catégorie, on trouve la plupart des aquifères de domaines d'interfluve, tels que les aquifères de la craie ou des calcaires tertiaires.
- Aquifères libres locaux, subordonnés à des cours d'eau (nappes alluviales principalement), à capacité faible, à échange nappe/rivière (limite à condition de potentiel) prédominants vis-à-vis des apports naturels. Il peut s'agir d'aquifères alluviaux indépendants, emboîtés dans des formations non aquifères et subordonnés à un cours d'eau ou d'aquifères alluviaux emboîtés dans un aquifère libre étendu. Dans cette catégorie, on trouve la plupart des aquifères alluviaux de vallées fluviales (basses terrasses), emboîtés ou non dans des aquifères étendus (vallées de la Seine et affluents).
- Aquifères libres de faible ou moyenne extension, emboîtés dans des formations semi-perméables mais capacitives plus étendues, vis-à-vis desquelles ils constituent des drains naturels.
- Aquifères semi-captifs, se présentant dans des systèmes multicouches d'aquifères libres étendus, ou sous couverture semi-perméable à alimentation naturelle faible (par drainance), à capacité moyenne à faible. Dans cette catégorie, on trouve par exemple l'aquifère du Soissonnais du nord de l'Ile-de-France.
- Aquifères captifs, à alimentation naturelle faible à négligeable, à capacité faible, fortement accrue cependant en cas de dénoyage. Dans cette catégorie on trouve, en particulier, l'aquifère des Sables verts de l'Albien.

La structure du bassin de Paris fait alterner en surface, en auréoles successives, des aquifères libres et des zones de couverture d'aquifères captifs. Les apports (pluviométrie efficace) décroissent de la périphérie (300 à 150 mm) vers le centre du bassin où ils sont inférieurs à 100 mm en Ile-de-France. Le réseau hydrographique du bassin de la Seine découpe les aquifères libres en plusieurs systèmes plus ou moins indépendants qu'il draine le plus souvent et alimente parfois. Ces aquifères libres contribuent, malgré des alimentations souvent modestes, à régulariser beaucoup les cours d'eau du bassin. Les aquifères profonds captifs sont relativement peu alimentés par leurs bordures, mais du fait de leur grande extension, les couches de faible perméabilité qui les séparent rendent possibles, par drainance, des échanges d'eau qui contribuent principalement à leur alimentation ou a leur décharge suivant les zones.

3.2 LES NAPPES D'EAU SOUTERRAINE DE L'ILE-DE-FRANCE ET DE PARIS

Les formations géologiques du bassin de Paris peuvent être différenciées, du point de vue hydrogéologique, en couches perméables, couches semi-perméables et couches « imperméables »

(mais non étanches). A l'échelle des systèmes hydrogéologiques, on peut distinguer des aquifères (conducteurs et capacitifs), des aquitards (peu conducteurs et capacitifs) et des aquicludes (très peu conducteurs et peu capacitifs).

Les nappes profondes, telles que la nappe du Dogger et la nappe de l'Albien, seront ici seulement citées.

Pour les nappes peu profondes, considérant les épaisseurs des différentes formations aquifères, les niveaux plus ou moins imperméables et les surfaces piézométriques observées, il est convenu de distinguer : la nappe de la craie, la nappe des sables yprésiens, la nappe des calcaires lutétiens, la nappe des Sables de Beauchamp, la nappe du Calcaire de Saint-Ouen, la nappe du Calcaire de Champigny, la nappe du Calcaire de Brie, la nappe des Sables de Fontainebleau et la nappe des alluvions.
Cependant, seules l'Argile plastique du Sparnacien et les Argiles vertes du Sannoisisen sont fortement imperméables et représentent nettement un mur de nappe pour les formations aquifères qui les surmontent, avec respectivement la nappe des sables yprésiens et la nappe du Calcaire de Brie. Les autres formations, où les variations de faciès lithologique sont courantes, constituent soit des aquifères véritables, ou sont intégrées dans des multicouches formant des aquitards. Lorsqu'il n'existe pas de différences de niveaux piézométriques nettes entre plusieurs de ces nappes superposées, ces « multicouches » peuvent être souvent considérés comme un système hydrogéologique unique. Les modélisations hydrogéologiques présentées en 5 prennent en compte ce contexte.

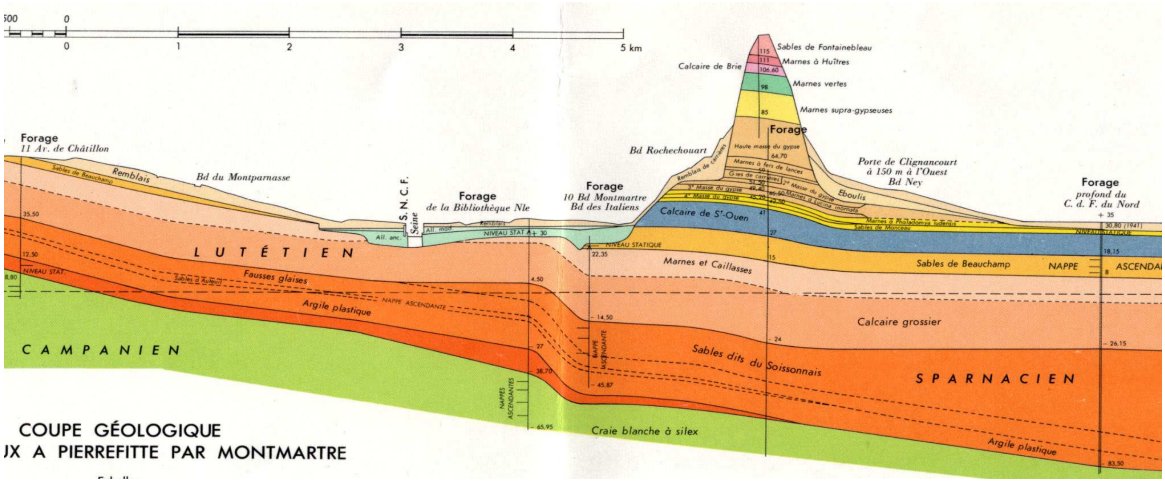


Figure 22 : Coupe litho-stratigraphique SSW-NNE, perpendiculaire à l'axe anticlinal de Meudon (d'après BRGM, 1973)

Dans le domaine des nappes peu profondes, au cœur de l'Ile-de-France, on peut donc distinguer les nappes suivantes (Cf *Figure 22* pour la série lithostratigraphique de Paris) :

– <u>Nappe de la craie (Crétacé supérieur) :</u>
La craie campanienne n'affleure qu'en étroites bandes sur les coteaux de la rive gauche de la Seine en aval de Paris, à Rueil-Malmaison, à Saint-Cloud, Sèvres, Meudon et Issy-les-Moulineaux. Sous les alluvions quaternaires, elle apparaît en large boutonnière ouverte par la Seine dans l'anticlinal de Meudon, du Pont de Grenelle jusqu'à Suresnes. Sous Paris, la craie blanche a 300 m d'épaisseur en moyenne et présente une partie supérieure souvent altérée et fissurée. Il s'agit d'une surface d'érosion, datée du début du Paléogène, qui fut ensuite recouverte par les dépôts tertiaires.
Sous les alluvions (méandre de Boulogne, plaine de Grenelle), les eaux de la partie supérieure de la craie sont en équilibre avec celles des alluvions et constituent un nappe à écoulement quasi horizontal qui se maintient au niveau de la Seine. En certains secteurs de bordure de Seine, la nappe de la craie est plus basse, vraisemblablement pour cause de pompages. Sous

recouvrement tertiaire, les eaux de la craie ne remontent pas au-dessus du niveau de la Seine. En rive gauche de la Seine (6ème et 13ème arrondissements), le niveau se maintient au-dessous de +20 m, plus bas que le niveau de la nappe libre du calcaire grossier (Lutétien). Dans ces secteurs, la nappe de la craie semble assez bien séparée des eaux de l'Eocène par l'Argile plastique, étant alimentée en grande partie par des écoulements sub-horizontaux depuis les secteurs où la craie est sous les alluvions.

- Nappe des sables yprésiens (Eocène inférieur) :

  Les sables yprésiens ou Sables supérieurs constituent la partie supérieure d'un multicouche surmontant la craie du campanien et constitué par les calcaires et marnes de Meudon, les Argiles plastiques, les Sables d'Auteuil et les Fausses Glaises de l'Yprésien. Ces sables yprésiens sont des sables moyens à grossiers sur le plan granulométrique, parfois surmontés par les Sables de Cuise de granulométrie plus fine. L'épaisseur totale des sables yprésiens (sables d'Auteuil, sables supérieurs et sables de Cuise) est fonction de leur position structurale : dans la fosse de Saint-Denis, au nord de Paris, ils peuvent dépasser 30 m, mais ils n'existent plus sur l'anticlinal de Meudon, au sud d'une limite passant par Rueil, Saint-Cloud, Vanves, Montparnasse, les Gobelins, Ivry (à la fin du Cuisien, une période d'érosion a sans doute précédé, à Paris, les dépôts du Lutétien inférieur).

  La nappe des sables yprésiens, appelée aussi nappe du Soissonnais, est une nappe libre à proximité des affleurements (Auteuil, Passy, quartier de Croulebarbe, Porte de Vanves, Rueil-Malmaison). Elle s'écoule par quelques sources anciennement connues à Passy et Auteuil. Lorsque l'aquifère s'enfonce sous le Lutétien, la nappe devient captive. Elle est particulièrement importante en zone synclinale, sous les communes de Blanc-Mesnil, la Courneuve, Aubervilliers, Villeneuve-la-Garenne et Argenteuil. Les courbes hydro-isohypses indiquent une dépression centrée sur les communes industrielles de la banlieue nord de Paris, avec dans ces secteurs une alimentation de la nappe par la Seine, à l'inverse de ce qui se réalise ailleurs dans Paris.

- Nappe des calcaires lutétiens (Eocène moyen) :

  En partie inférieure, le Lutétien est constitué par le Calcaire grossier inférieur (Lutétien marin) représenté par un niveau sableux et glauconieux, surmonté de différents bancs de calcaire grossier et par le Calcaire grossier supérieur (Lutétien marin à saumâtre) représenté par des bancs de calcaires plus fins. L'épaisseur cumulée du Calcaire grossier est de l'ordre de 20 m. En partie supérieure, le Lutétien est constitué par les Marnes et Caillasses (Lutétien laguno-continental), d'épaisseur 7 à 20 m. Les Marnes et Caillasses se présentent en alternances de marnes blanches magnésiennes, de bancs de dolomie et de bancs de calcaires coquillers, avec dans les quartiers nord de Paris des niveaux gypseux. Les niveaux marneux prédominent à 75% dans la partie supérieure des Marnes et Caillasses.

  La nappe des calcaires lutétiens est présente presque partout sous Paris et sa banlieue. L'épaisseur mouillée varie suivant les quartiers (20 m sous la place du Panthéon, 6 m sous l'Etoile). Lorsque la nappe est libre elle peut donner lieu à quelques sources (13ème arrondissement, Vanves, Issy-les-Moulineaux). En certains secteurs, les calcaires lutétiens peuvent être dénoyés, comme à Ivry-sur-Seine, Porte de Vanves, Rueil-Malmaison, le quartier de Croulebarbe (13ème), dans le 16ème. Sous les alluvions et les sables de Beauchamp, la nappe du Lutétien devient captive. Sous les alluvions, elle est en charge de chaque côté de la Marne et de la Seine à Champigny, Saint-Maur, Maison-Alfort et à Paris dans les 12ème, 8ème et 7ème arr., à Levallois, Colombes et Bezons. Sous les alluvions les niveaux piézométriques sont voisins de ceux des alluvions. Sous les sables de Beauchamp, en zone synclinale, le Lutétien est mouillé sur toute son épaisseur (jusqu'à 50 m d'épaisseur sous Montmartre, les Buttes Chaumont et sous les communes de Blanc-Mesnil, Aubervilliers et la Courneuve.

- Nappe des sables de Beauchamp (Eocène supérieur) :

  Les sables de Beauchamp sont des sables quartzeux fins, comportant des niveaux argileux ou gréseux, quelques bancs de calcaire et de gypse. Leur épaisseur varie de 10 à 20 m dans les

quartiers nord de paris, de 8 m environ en rive droite, de 3 m au droit de l'anticlinal de Meudon. En rive droite de la Seine, les niveaux argileux peuvent représenter jusqu'à 30% de l'épaisseur de la formation, surtout en partie inférieure.
Les sables de Beauchamp sont aquifères sur de vastes surfaces au nord de Paris, surtout au droit de la fosse synclinale de Saint-Denis, sous le méandre de Gennevilliers, sous la butte Montmartre et sous les collines de Belleville-Montreuil jusqu'au Perreux.

- Nappe du calcaire de Saint-Ouen :
  Le Calcaire de Saint-Ouen est une formation laguno-lacustre, d'épaisseur moyenne 12 m, constituée d'une alternance de bancs calcaires et de marnes avec des passées d'argiles magnésiennes. On y trouve des bancs de gypse au nord de Paris (18ème, 19ème, 9ème et 10ème arr.) ainsi qu'à Argenteuil, Saint-Denis, Dugny, Aubervilliers, Pantin, Romainville, Montreuil, Bagneux, Alfortville.
  Le Calcaire de Saint-Ouen constitue l'aquifère de la première nappe libre dans le 18ème arr., à Aubervilliers, la Courneuve, Pantin, Drancy. Au NE de Paris, la nappe du calcaire de Saint-Ouen donne lieu à quelques émergences à Aulnay-sous-Bois et Dugny. Le Calcaire de Saint-Ouen est également aquifère sous les alluvions à Saint-Maur, Bonneuil, Créteil, Maison-Alfort, Alfortville, Vitry et sous le méandre de Gennevilliers. Au droit de l'anticlinal de Meudon, entre Rueil-Malmaison et Villejuif, cette formation, peu épaisse en cette zone, semble être hors d'eau. Elle est à nouveau aquifère à Vitry sous le plateau de Villejuif.

- Nappe du calcaire de Champigny :
  Le calcaire de Champigny correspond au faciès calcaire du Ludien, présent entre les Marnes à Pholadomies sous-jacentes et les Marnes bleues d'Argenteuil sus-jacentes. Il peut atteindre 40 m d'épaisseur. On y trouve des intercalations marneuses. A partir de la vallée de la Marne, il s'étend sur toute la Brie jusqu'à Provins. Le passage des Masses et Marnes du Gypse, présentes à Rosny-sous-Bois, au calcaire de Champigny, présent à Champigny, est assez brutal.
  La nappe du calcaire de Champigny se limite aux zones de faciès calcaire du Ludien, c'est-à-dire à la Brie et à la Bièvre, à l'est et au sud de Paris. En Brie cette nappe est généralement libre. L'écoulement se réalise vers la vallée de l'Yerres. En rive gauche de la Seine (Bièvre surtout), la nappe est captive sous les marnes supra-gypseuses, l'écoulement se réalisant vers la vallée de la Seine.

- Nappe du calcaire de Brie :
  Dans Paris, la formation de Brie est constituée, au droit de la Butte Montmartre, par une alternance de bancs calcaires et de marnes de moins de 5 m d'épaisseur. A Belleville, la formation a une épaisseur de 5 à 6 m.
  La nappe du calcaire de Brie, dont le mur est représenté par les Argiles vertes de Romainville, est peu épaisse (maximum : 6 m) et peu étendue aux environs immédiats de Paris. Elle est présente sur le plateau de Villejuif. S'écoulant vers le sud elle donne lieu à quelques sources à Vitry et Cachan. En rive droite on la retrouve en partie supérieure de la colline de Belleville-Les Lilas-Montreuil. Les sources du Pré-Saint-Gervais et de Belleville (sources du nord), captées dès le Moyen Age ont alimenté pendant longtemps des fontaines dans Paris.

- Nappe des sables de Fontainebleau :
  Les sables de Fontainebleau sont des sables fins quartzeux, parfois argileux. Dans Paris, ils sont présents au sommet de la butte Montmartre (avec une épaisseur de 13,5 m) et sur les hauteurs de Belleville (avec une épaisseur de 18 m). Sous les plateaux de Meudon-Clamart ils atteignent 60 m d'épaisseur.
  La nappe libre des sables de Fontainebleau, dont le mur est représenté par les Marnes à Huîtres, est présente au sommet des buttes oligocènes autour de Paris et au sommet de la butte Montmartre. Elle s'étend surtout dans la région de Versailles et de Rambouillet. Dans la

proche banlieue elle est présente sous le plateau de Meudon-Clamart (épaisseur mouillée des sables : 15 m au maximum). Elle donne lieu à de nombreuses émergences de sources.

- Nappe des alluvions :
  En situation de terrasses élevées (sous le Panthéon par exemple), on trouve des alluvions anciennes sablo-graveleuses. Soyer a identifié une Haute terrasse en rive droite de la Seine, entre Daumesnil et la Porte de Vincennes, avec une base des alluvions entre les cotes 42 à 50 m, et en rive gauche au niveau des quartiers de la Place d'Italie – Porte de Choisy (cotes de base : 48 à 59 m), du Panthéon (cotes de base : 46 à 53 m), de Montparnasse-Montrouge (cotes de base : 45 à 66 m). La Basse terrasse recouvre en rive droite le quartier de Bercy, les 1er, 2ème, 3ème et 4ème arr. (cotes de base des alluvions grossières : 18 à 33 m) et en rive gauche la partie basse du quartier latin, le 7ème et le 15ème arr. (cotes de base : 22 à 41 m).
  Les terrasses d'alluvions quaternaires présentes sur une grande partie du site de Paris sont aquifères dans la partie basse de la vallée de la Seine. L'épaisseur mouillée peut atteindre 10 m : au centre de Paris RG (quartier de la Monnaie), à Issy-les-Moulineaux, Gennevilliers, Nanterre. Elle est plus souvent de 5 m. Cette nappe libre est en relation hydraulique étroite avec la Seine. Dans Paris, en rive droite et en certaines zones de banlieue (Villeneuve-la-Garenne), la nappe des alluvions a considérablement baissé depuis un siècle (en particulier dans le centre de Paris, entre Saint-Merri, le faubourg Montmartre et la gare Saint-Lazare) par suite du développement du réseau d'assainissement, des pompages dans les ouvrages souterrains et de l'effet de drainance par les nappes sous-jacentes exploitées de manière intensive. Depuis un vingtaine d'années, on assiste à une lente remontée des niveaux piézométriques. Dans d'autres quartiers les écoulements restent très importants, comme à Billancourt par exemple. Les alluvions des terrasses élevées sont généralement sèches comme dans le bois de Vincennes, à Maison Alfort-Créteil et dans Paris en rive gauche au Kremlin-Bicêtre, à Malakoff, dans le bois de Boulogne, à Neuilly-Levallois, la Garenne-Colombes.

- Relation entre les différentes nappes :
  A l'exception des nappes du calcaire de Brie et du sable de Fontainebleau, perchées au sommet des reliefs oligocènes, l'enveloppe générale de ces nappes que l'on peut appeler nappe phréatique, peut passer horizontalement d'un aquifère à l'autre. Ainsi, dans Paris, la nappe du Lutétien prolonge celle des alluvions. Il n'y a discontinuité que lorsque les argiles de l'yprésien affleurent. Les eaux de niveaux moins perméables que les principaux aquifères présentés peuvent contribuer aux circulations souterraines (de même que tout un ensemble de fuites des réseaux). La chimie des eaux peut révéler ces relations (eaux parfois séléniteuses dans les alluvions grossières du fait d'apport d'eaux ayant traversé les formations gypseuses du Ludien).

Références bibliographiques

Alcaydé G., 1989. *Principaux aquifères du Bassin parisien.* Bull. Inf. Géol. Bass. Paris, (1989) Vol. 26, N°4, p. 38-52.

Diffre P., 1969. *Hydrogéologie de paris et de sa banlieue*. Thèse de doctorat. 345p. 2 Annexes. 11 Planches.

Diffre P., 1970. Carte hydrogéologique au 1/50 000, feuille Paris XXIII-14, réédition BRGM Notice explicative, 23p.

Diffre P. et Pomerol, 1979. *Paris et ses environs. Les roches, l'eau, les hommes*. Masson. Guides géologiques régionaux. 115p.

Diffre P., 1980. *Carte géologique. Paris et sa proche banlieue à 1/25 000. Notice explicative*. 31 p.

Margat J., 1980. *Notice explicative de la carte hydrogéologique de la France à 1/500 000. Systèmes aquifères*. BRGM. 36p.

Marvy, 1986. *Les problèmes posés par les nappes phréatiques à Paris*. 62p. Plans et cartes (incluant les cartes hydrogéologiques de Delesse, 1862).

Mégnien C., Diffre P., Rampon G., Turland M., Villalard P., coll. Berger G., Lauverjat J., Marquet G., Rambert B., 1970. *Atlas des nappes aquifères de la région parisienne*. Notice explicative, 120 p. Ed. BRGM.

Mégnien C., 1979. *Hydrogéologie du centre du Bassin parisien*. Thèse de doctorat d'état. Mémoire BRGM n°98. 532 p.

Pomerol C. et Feuguer L., 1986. *Bassin de Paris, Ile-de-France, pays de Bray*. Masson. Guides géologiques régionaux. 222p.

Prunier Leparmentier A-M., 1988. *Les problèmes géologiques et géotechniques de la ville de Paris*. Thèse de doctorat. Paris. 244p. et annexes.

Prunier Leparmentier A-M., 1989. *Surveillance et évolution de la nappe phréatique à Paris.* Bull. Inf. Géol. Bass. Paris, (1989) Vol. 26, N°4, p. 3-7.

Roux J-C. (sous la direction de), 2006. *Aquifères et eaux souterraines en France*. BRGM Editions. Tomes 1 et 2. 944p.

Soyer R., 1953. Géologie de Paris. Mém. Serv. Carte géol. Fr., 1 vol. in-4°, 610 p., 46 fig., tabl., 6 pl. et 5 cartes.

Soyer R. et Cailleux A., 1964. *Géologie de la région parisienne*. PUF. Que sais-je ?.128p.

4. Modélisation numérique hydrogéologique à l'échelle des nappes présentes dans Paris. Simulation de la propagation d'une crue de la Seine

4. MODELISATION NUMERIQUE HYDROGEOLOGIQUE A L'ECHELLE DES NAPPES PRESENTES DANS PARIS. SIMULATION DE LA PROPAGATION D'UNE CRUE DE LA SEINE

4.1 CONSTITUTION DE LA BASE DE DONNEES

Ce travail préliminaire au projet de recherche a consisté à construire une base de données la plus complète possible et bien organisée concernant la géologie et l'hydrogéologie de la ville de Paris. Les données de base que nous avons utilisées proviennent essentiellement de l'Inspection Générale des Carrières (IGC), du BURGEAP, de la RATP et de la SNCF. Elles existaient généralement sous forme papier et ont dû subir un traitement assez avancé pour être incorporées dans le système d'information géographique (SIG) ArcGis commercialisé par ESRI. Les données existant déjà sous format numérique ont dû être homogénéisées puis retraitées pour s'insérer dans un système de projection unique.

4.1.1 Données géologiques

Les données géologiques sont constituées des documents cartographiques en format papier dont certains étaient disponibles sous forme numérique scannée. L'ensemble représente une quinzaine de feuilles géologiques, une dizaine de coupes géologiques et quelques plans SNCF qui couvrent les lignes RER.

4.1.1.1 Cartes géologiques

Quinze feuilles géologiques ont été traitées :

- la carte géologique 1-2-3-4 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 5-6 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 7-8 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 9-10 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 11 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 12 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 13 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 14 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 15 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 16 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 17 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 18 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 19 arrondissement, Echelle : 1/5 000
- la carte géologique 20 arrondissement, Echelle : 1/5 000

L'ensemble de ces cartes couvre la ville de Paris intra-muros et décrit la topographie, la planimétrie, les limites des formations géologiques et les coupes synthétiques des sondages qui ont servi à l'établissement des cartes.
Ces cartes sont projetées dans l'ancien système géodésique de la ville de Paris qui nous est inconnu. Nous avons donc recalé les cartes dans un système de coordonnées modernes (Lambert II étendu) à partir de la localisation des sondages par rapport à des points caractéristiques de la planimétrie tels que les carrefours de rues.

Pour avoir une vision plus large de la géologie régionale, nous avons utilisé la carte géologique détaillée de la région parisienne (Cf. *Figure 23*) :

Carte géologique détaillée de France au 1/50 000 superposée sur un fond topographique, feuille de Paris XXIII-14, 2ème édition (1966) issue de la 1ère établie en 1953, réédition sans modification en 1973, Service géologique national, Editions BRGM France :

- Projection conique conforme de Lambert, Ellipsoïde de Clarke 1880
- Altitudes : Nivellement Général de la France, équidistance des courbes 10m
- Méridien origine : Paris, Système Géodésique Français NTF, unité grades
- Zone : Latitude : 48°46'48'' à 48°57'36'' (20 km),

  Longitude : 2°9'26'' à 2°31'2'' (30 km)

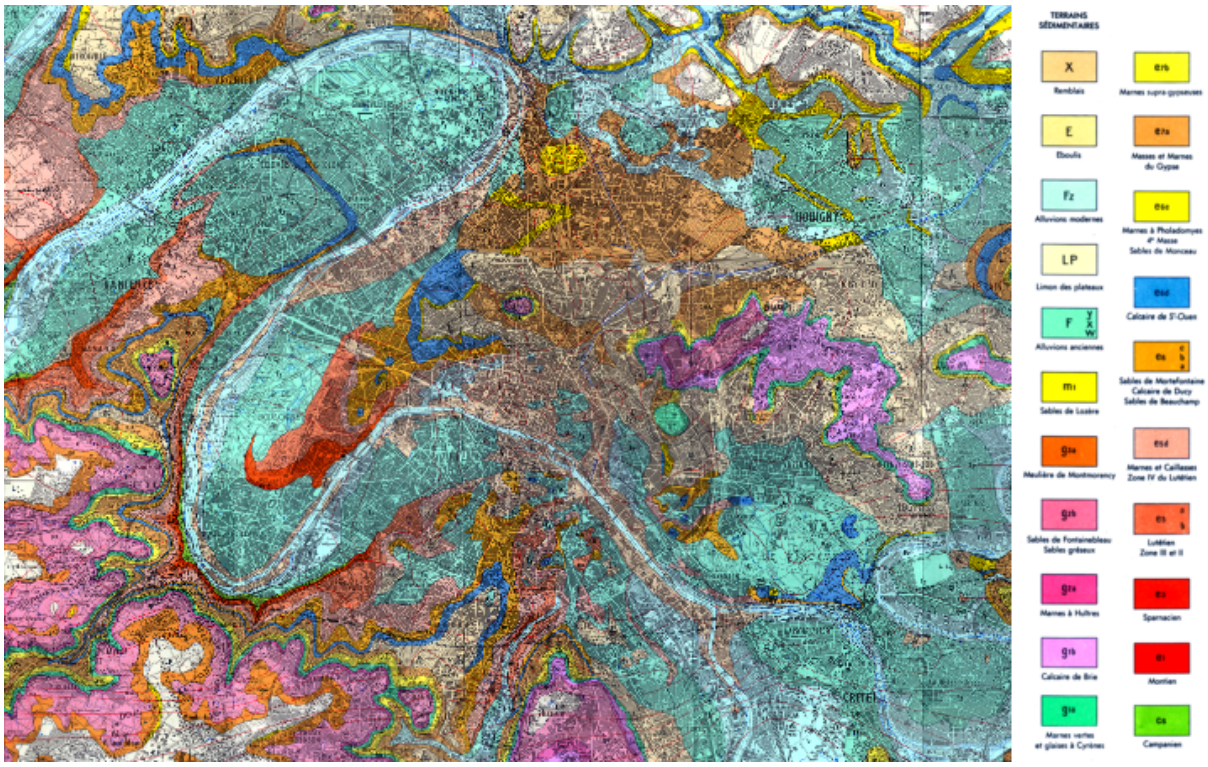


Figure 23 : Carte géologique de la région parisienne d'après document BRGM au 1/50000

Ce document permet de recaler les formations géologiques décrites sur les cartes au 1/5000 dans le contexte régional des environs de Paris afin de servir de cadre au modèle hydrogéologique conceptuel qui sera élaboré ci-dessous.

4.1.1.2 Fichier des sondages

Les données concernant les forages ont été extraites des 15 cartes géologiques au 1/5000 citées ci-dessus. Nous en avons retenu actuellement 10037. Ces derniers sont répartis de façon très homogène dans Paris *intra muros* et renseignent de manière assez précise sur la lithologie des couches géologiques et par conséquent sur les propriétés aquifères ou non des différents horizons. Nous avons attribué manuellement un numéro à chaque forage, qui a été inscrit sur la carte correspondante et sert d'identificateur dans notre base de données. Ces informations seront géoréférencées pour des développements futurs.

Au stade actuel, nous n'avons référencé que les forages qui nous ont été utiles. Il conviendra de poursuivre ce travail d'enrichissement de la base de données au fur et à mesure des besoins. Vu le

nombre important de forages, des erreurs peuvent subsister dans la base, il est conseillé de vérifier, le numéro, la position, et les altitudes des toits des couches sur les cartes, avant chaque utilisation.

4.1.1.3 Coupes géologiques

Ces coupes existent en format papier pour la plupart. Celles dont nous disposons ont été réalisées par Terrasol (bureau d'ingénieurs-conseils en géotechniques) ou par notre équipe (SHR, Centre de Géosciences, Mines ParisTech).
Les Figure 24 et Figure 25 illustrent les deux coupes dont nous disposons et qui traversent la ville de Paris du nord au sud.
Ces coupes décrivent avec beaucoup de précision la stratigraphie du domaine étudié et leur utilisation était bien adaptée pour renseigner le modèle 2D et le modèle quasi 3D.

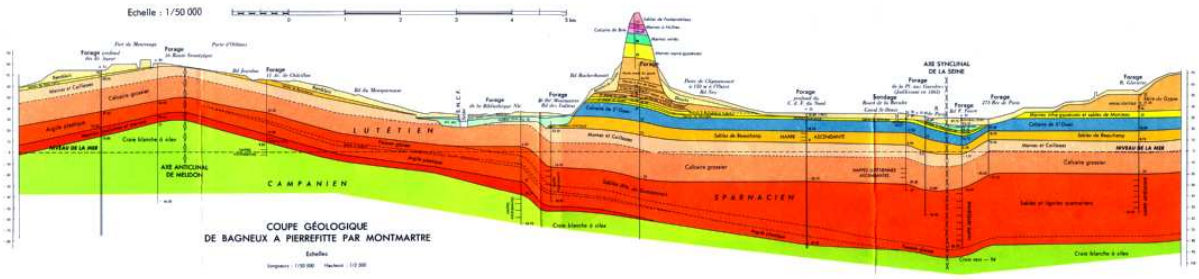


Figure 24 : Coupe géologique de Bagneux à Pierrefitte passant par Montmartre (d'après BRGM, document original au 1/50000)

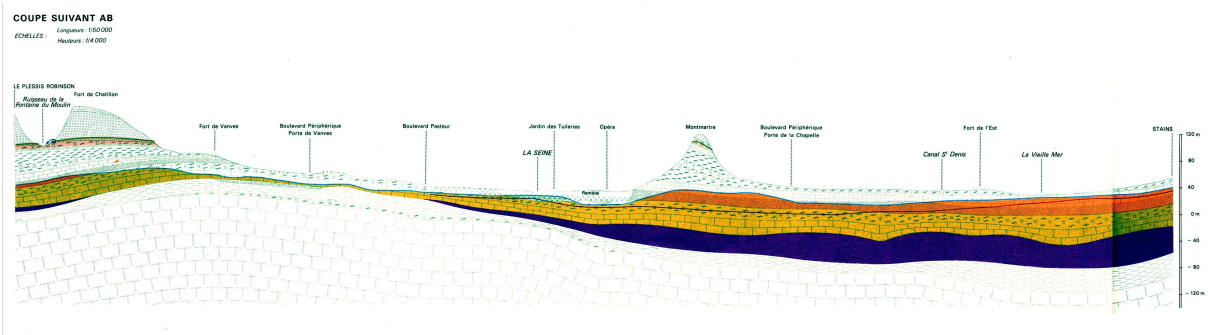


Figure 25 : Coupe géologique de la Porte de Vanves à la Porte de la Chapelle passant par Montmartre (d'après BRGM, document original au 1/50000 en horizontal et 1/4000 en vertical)

4.1.2 Données hydrogéologiques

Les données hydrogéologiques consistent essentiellement en des altitudes de niveaux de nappes dans des piézomètres captant un aquifère donné du sous-sol de Paris. La majeure partie des données disponibles sont gérées par la Ville de Paris et ont été mises à disposition de l'étude par l'IGC. Des données complémentaires ont également été obtenues auprès de la RATP, de la SNCF, de BURGEAP et autres bureaux d'études. Après un inventaire sans doute proche de l'exhaustif de l'existant, il apparaît que, à l'exception des suivis réalisés par l'IGC, Paris ne dispose pas d'un réseau piézométrique homogène surveillé en continu avec une fréquence de mesure élevée. Les piézomètres de la Ville de Paris sont en général l'objet de mesures mensuelles, certains, en très petit nombre, sont

suivis au pas de temps horaire ; pour les autres, il s'agit de mesures limitées dans le temps concentrées dans l'espace, réalisées à l'occasion de travaux.

Après rassemblement des informations disponibles, la base de données comportait 388 piézomètres bien répartis sur les deux rives de la Seine, dont 67 ne sont accompagnés d'aucune mesure. Pour 53 autres, le positionnement géographique fait défaut. Le nombre de piézomètres exploitables restant est ainsi de 268 dans Paris intra-muros. Généralement, les relevés piézométriques sont mensuels, ils couvrent la période de janvier 1992 à janvier 2006, avec beaucoup de lacunes. Des mesures journalières dans quelques piézomètres proches de la Seine sont également disponibles sur la période de janvier 1991 à avril 2004, pendant laquelle le niveau de la Seine en certains ponts a été observé au moyen d'échelles limnimétriques.

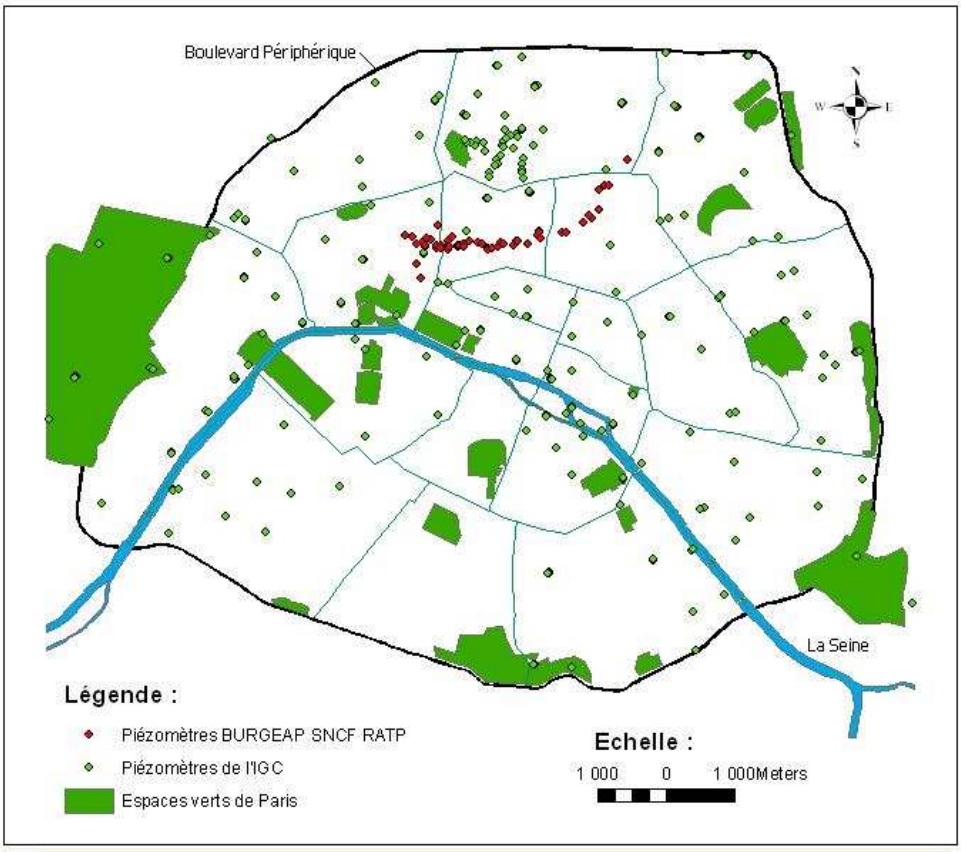


Figure 26 : Implantation des piézomètres disponibles sur la ville de Paris (en vert, piézomètres suivis par l'IGC, en rouge, piézomètres RATP ou SNCF)

La *Figure 26* présente l'implantation des piézomètres dont nous disposons à Paris. Les piézomètres représentés en vert appartiennent à la Ville de Paris et sont suivis par l'IGC. Ceux, représentés en rouge proviennent du BURGEAP, de la SNCF et de la RATP. Ces derniers ont été miss en place occasionnellement pour suivre le comportement de la nappe phréatique, suite aux pompages liés aux travaux de réalisation du tunnel à la gare Saint-Lazare-Haussmann. Les observations ont duré entre octobre 1993 et novembre 1998.

4.1.3 Données hydrologiques

Ces données consistent essentiellement en des altitudes du fil d'eau de la Seine en divers points : pont National, pont d'Austerlitz, pont Royal, pont de la Tournelle et pont du Garigliano.

La crue de 1910 nous servira de crue de référence pour la modélisation. Cette crue majeure, si elle n'est cependant pas la plus importante de toutes celles dont les archives conservent la mémoire, est la mieux documentée, notamment par des cartes précises d'extension de la zone inondée au maximum de la crue.

4.2 ELEMENTS HISTORIQUES SUR LES CRUES DE LA SEINE

Durant le dernier siècle, en 1910, en 1924 et en 1955, la Seine a connu trois crues dites majeures. Ce genre de crue cause d'importants dégâts, généralement matériels, sur les deux rives. Une figure classique publiée par la Préfecture de Paris résume les niveaux des crues exceptionnelles historiques repérés par rapport à la statue emblématique du zouave du Pont de l'Alma (Cf. Figure 28).

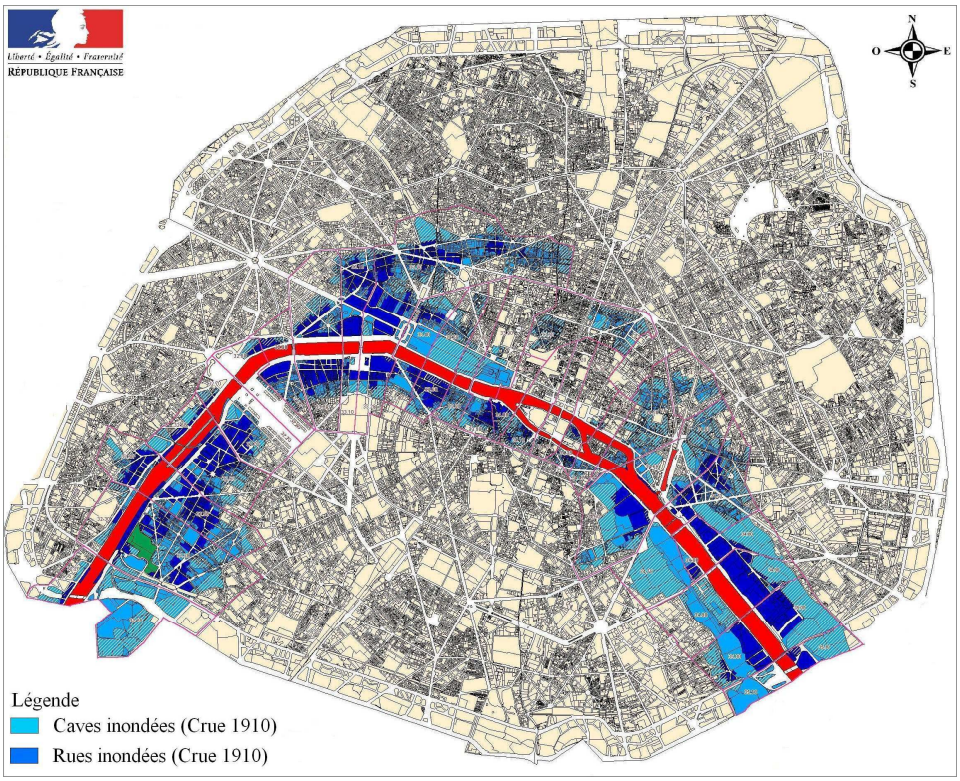


Figure 27 : Carte des zones inondables à Paris lors d'une crue exceptionnelle de type 1910 (d'après document Préfecture de Paris)

Dans notre étude, nous simulerons la crue la plus importante et la mieux renseignée, celle de janvier 1910. L'ampleur de la crue a tellement marqué les esprits, que la population a gardé sa mémoire sous forme d'inscriptions urbaines (gravure dans la pierre, peintures ou sur des plaques). La Préfecture de Paris s'est basée sur ces marques pour l'établissement des PPRI (Plan de Prévention des Risques Inondation). Plusieurs cartes des zones inondées suite à cette crue, sont publiées sur son site. La *Figure 27* présente l'une de ces cartes.

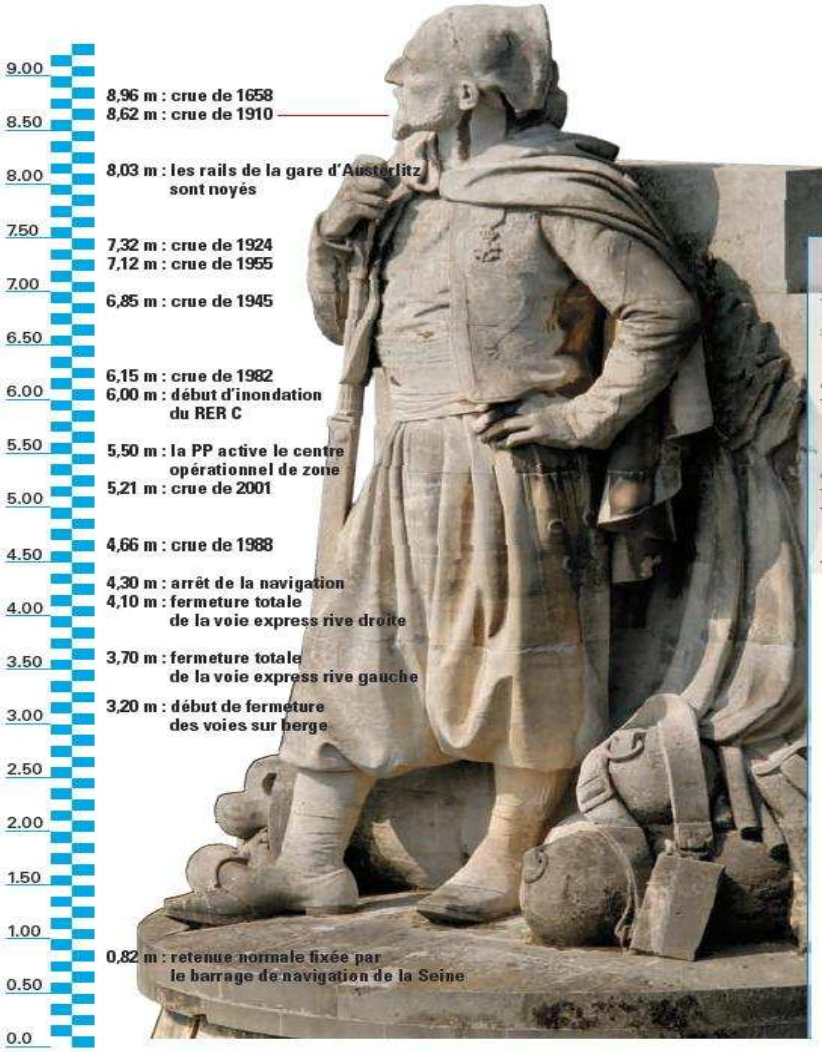


Figure 28 : Les niveaux des crues exceptionnelles de la Seine repérés sur la statue du zouave du Pont de l'Alma (d'après document Préfecture de Paris)

Après une fin d'année 1909 particulièrement pluvieuse, le 9 janvier 1910 commença une nouvelle vague de précipitations. Cette dernière, associée à la fonte des neiges apportée par les affluents, a accentué la montée des eaux dans la Seine. Comme le montre la *Figure 29*, Paris a subi pleinement cette crue qualifiée de centennale, le fil d'eau a atteint son maximum de 8,62 m le 28 janvier, mesuré sur l'échelle hydrométrique installée sous le pont d'Austerlitz.
La montée des eaux s'est faite en une quinzaine de jours, tandis que la décrue a demandé environ 35 jours.

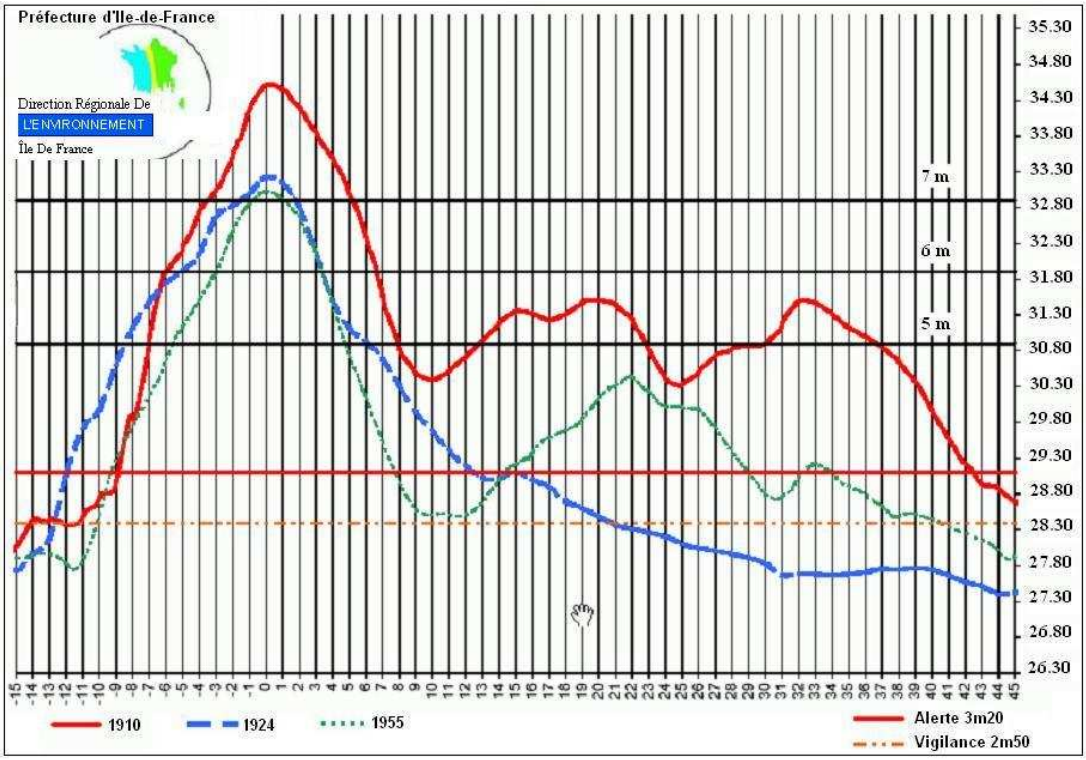


Figure 29 : Hydrogrammes des crues exceptionnelles (1910, 1924, 1955) observés à Paris-Austerlitz, synchronisés sur la date du maximum (d'après document Préfecture de Paris)

Depuis 1910, la population a notablement évolué à Paris rendant les enjeux socio-économiques d'une crue particulièrement considérables. Une éventuelle crue du type 1910 causerait, certainement, d'importants dommages à l'économie régionale. Par exemple, la détérioration inévitable des lignes du métro et du RER, paralyserait complètement les mouvements dans la capitale et les travaux de réhabilitation dureraient plusieurs années.

4.3 HYDROGEOLOGIE DE PARIS

L'hydrogéologie du sous-sol parisien est complexe, en premier lieu du fait de la diversité des formations lithologiques qui le composent et, en second lieu du fait des nombreux aménagements de l'espace souterrain. Ces discontinuités du milieu jouent un rôle particulier dans la propagation des ondes de crues engendrées à partir du fleuve. Dans ce chapitre nous examinerons de manière synthétique la situation géologique avec l'objectif de dégager les bases du fonctionnement hydrogéologique.

4.3.1 Généralités

La description des différentes nappes libres ou captives de Paris, demande une connaissance assez avancée de la succession des couches géologiques. Dans ce chapitre, nous décrivons les caractéristiques lithologiques des différentes formations du sous-sol parisien avec comme objectif d'en réaliser une synthèse hydrogéologique. Nous considèrerons successivement, en utilisant la terminologie consacrée : la Craie blanche, les Marnes de Meudon, les Argiles plastiques, les Fausses Glaises, le Calcaire grossier, le sable du Soissonnais, les Marnes et Caillasses, le sable de Beauchamp, le calcaire de Saint-Ouen et les alluvions.

Le seul document décrivant la piézométrie de Paris dont nous disposons, est une carte hydrogéologique détaillée au 1/50 000 superposée sur un fond topographique, feuille de Paris XXIII-14, réédition BRGM France, année 1970. L'ancienneté de la carte (1964) et son étendue sur toute la région parisienne, limitent son utilisation à des considérations générales sur la structure de l'écoulement souterrain et à une appréciation comparative entre la situation de 1964 et l'actuel.

4.3.2 Le sous-sol parisien

La géologie du sous-sol parisien s'inscrit dans la géologie du bassin de Paris. Dans ce chapitre, nous ne décrivons que les formations géologiques présentes à Paris intramuros impliquées dans l'écoulement de la nappe phréatique.
Nous décrirons ainsi de bas en haut (Cf. *Figure 30*) :

La Craie blanche à silex (Crétacé supérieur) :

La craie campanienne est formée essentiellement de restes d'organismes microscopiques (des Coccolites, des Pithonelles et des Nannococus) dévoilant un dépôt dans une mer assez chaude et peu profonde, moins de 200m. Son épaisseur moyenne, est estimée à 300 mètres sous Paris et varie fortement par endroit. Sa partie supérieure souvent altérée contient des bancs de silex très durs.
Compris entre deux formations imperméables, le Campanien, présent sous tout Paris, forme un aquifère captif pour l'essentiel de son extension, à l'exception du sud-ouest de Paris, dans les 15ème et 16ème arrondissements, où la craie affleure ou bien se trouve directement surmontée par les alluvions et par conséquent acquiert les caractéristiques d'une nappe libre. La partie inférieure n'a pas subi d'altération météorique et est réputée être très peu perméable. L'eau circule dans des réseaux très complexes de fissuration.

Marnes de Meudon (Montien) :

La formation dite des Marnes de Meudon présente des faciès très variés : marnes argileuses, crayeuses, calcaires durs. Les lentilles sableuses y sont abondantes. Elles sont présentes presque dans toute la région parisienne et leur épaisseur est très variable (jusqu'à 15 m). Ayant des caractéristiques hydrodynamiques comparables à la craie et une épaisseur relativement négligeable, elles apparaissent en continuité avec cette formation et nous l'avons intégrée à l'aquifère de la craie dans notre modélisation.

Argiles plastiques (Yprésien) :

La base de l'horizon des Argiles plastiques est riche en lignites ; viennent ensuite des argiles grises, jaunes et bariolées, souvent de couleur lie de vin. L'épaisseur moyenne est de 12 m d'épaisseur et peut dépasser 20 m par endroit. Dans le 15eme arrondissement de Paris, l'argile se trouve directement sous les alluvions de la Seine.

Sables d'Auteuil (Yprésien) :

Ces sables sont composés de grains de quartz, parfois ferrugineux, souvent grossiers ; ils renferment des organismes d'eau saumâtre ou marine qui témoignent donc d'une communication avec la mer proche. Leur épaisseur est faible et atteint un maximum de 2 m à Auteuil.

Fausses Glaises (Yprésien):

Il s'agit d'argiles brunes ou noires contenant des lignites et des bancs sableux. Les Fausses Glaises renferment des fossiles lacustres à leur base et saumâtres à la partie supérieure. Leur épaisseur est régulière dans Paris : 10 m dans le centre, sous l'ancienne Bibliothèque nationale, 11 m sous le campus de l'UPMC, 10 m sous la gare Saint-Lazare, 6 m sous Ménilmontant, 6 à 10m dans le 15ème arrondissement. A Auteuil, elles se caractérisent par la présence de 4 m d'argile plastique gris-bleu.
La similitude des paramètres hydrodynamiques des Fausses Glaises, des Sables d'Auteuil et des Argiles Plastiques, nous a incités à les regrouper dans une même unité hydrogéologique qualifiée de semi-perméable "aquitard". Cet horizon semi-perméable est pratiquement présent dans tout le sous-sol

de Paris, à l'exception d'une relativement petite plage d'érosion sous la partie aval de la plaine alluviale de la Seine.

Sables du Soissonnais (Yprésien) :

Ils sont appelés aussi sables supérieurs. Ils sont constitués de grains de quartz grossiers, blancs ou grisâtres, peu roulés, transparents ou à éclat gris; la granulométrie évoque des dépôts fluviatiles. Ces sables renferment une faune saumâtre analogue à celle des Fausses Glaises. On les trouve sous les quartiers de la rive droite et leur épaisseur varie entre 10 et 40 m. Considérés comme un aquifère facile à exploiter sous Paris, cet horizon a été atteint par de nombreux forages.
Les sables yprésiens, souvent grossiers, ont une perméabilité d'interstices importante mais la présence de nombreuses lentilles argileuses stratiformes favorise la circulation horizontale par rapport à la circulation verticale.

Calcaire Grossier (Lutétien) :

D'un point de vue géologique, on distingue le Calcaire grossier inférieur (Lutétien marin) et le Calcaire grossier supérieur (Lutétien marin à saumâtre) ; chaque niveau est représenté par une dizaine de faciès s'individualisant en bancs de roches massives et en inter-bancs marneux. Dans le cadre de cette étude, purement hydrogéologique, nous regroupons les deux niveaux de bancs dans une même entité. La base du Calcaire grossier est reconnaissable par un niveau de sable quartzeux grossier qui indique un dépôt de mer transgressive. Son toit est constitué de calcaire gris, dur, riche en Milioles avec quelques *Potamides lapidum* qu'on retrouve fréquemment dans les parapets de Seine.
Le Calcaire Grossier est présent sous tout Paris, à l'exception d'une importante plage d'érosion sous la partie aval de la plaine alluviale de la Seine au niveau de l'anticlinal de Meudon. Sa partie inférieure sableuse et l'abondance des fissures dans les bancs de calcaires, lui confèrent une perméabilité semblable à celle des sables du Soissonnais. Nous avons ainsi considéré une continuité hydraulique entre les sables du Soissonnais et le Calcaire grossier qui présentent des perméabilités voisines. De ce fait, dans notre modèle, nous avons intégré ces deux formations dans la même unité hydrogéologique.

Marnes et Caillasses (Lutétien) :

Cette entité est décrite par une alternance de marnes blanches magnésiennes, de bancs de dolomies beiges et de bancs de calcaires coquilliers. Dans les quartiers nord de Paris, elle contient des niveaux gypseux. Les faciès rencontrés indiquent un dépôt laguno-continental.
Les bancs calcaire sont relativement plus importants dans la partie inférieure, leur épaisseur est très variable (7 à 20 m). Le premier de ces bancs, de couleur grise, appelé Rochette (0,3 à 1 m) marque la base des Marnes et Caillasses, il est fortement imprégné des empreintes de Potamides et de Corbula. Les niveaux marneux prédominent à 75 % dans la partie supérieure.
A Paris même, les Marnes et Caillasses ont subi une érosion par la Seine. L'épaisseur est ainsi très réduite à l'aplomb du fleuve, au centre de Paris.
Dans la notice explicative de l'atlas des nappes aquifères de la région parisienne éditée en 1970 par le BRGM, les observations faites décrivent une circulation d'eau facile parmi les bancs de caillasses et de marnes parallèlement à leur stratification et également dans les fractures perpendiculaires. Les circulations aquifères peuvent donc s'y produire horizontalement et verticalement.
Le bureau d'ingénieurs-conseils en géotechnique, TERRASOL souligne que la caractérisation hydraulique des Marnes et Caillasses est difficile à cause de son hétérogénéité et de sa forte anisotropie.
Dans notre modèle hydrodynamique, nous attribuons à l'aquifère des Marnes et Caillasses une perméabilité moyenne.

Les sables de Beauchamp (Bartonien) :

Les sables de Beauchamp sont des sables quartzeux fins, verts-bleus ou jaunes, avec des niveaux argileux ou gréseux ; ils contiennent aussi des bancs calcaires plus ou moins gréseux et des niveaux de gypse en disposition très irrégulière.

Le Calcaire de Saint-Ouen (Bartonien) :

Cet horizon est constitué d'une alternance de bancs calcaires parfois siliceux et de marnes avec passées d'argiles magnésiennes. Les calcaires sont blancs, crèmes ou rosés. Des bancs de gypse sont fréquents dans les arrondissements du nord (18e, 19e, 9e, 10e). Ils atteignent 5 m sous le boulevard de la Chapelle. D'origine laguno-lacustre, le Calcaire de Saint-Ouen a une épaisseur moyenne de 12 m, dont 50% de calcaire dur.

Le calcaire de Saint-Ouen et les sables de Beauchamp ont tout les deux une faible extension dans Paris intra-muros. Ils sont scindés en deux parties sous l'effet de l'incision par la Seine. L'absence de niveau semi-perméable entre les deux formations et la similitude de leurs caractéristiques hydrodynamiques, conduisent à les regrouper dans le même aquifère.

Les alluvions et les remblais :

Les alluvions constituent le lit majeur de la Seine et occupent une bande de largeur variable de part et d'autre du fleuve. Elles sont le résultat des variations du régime fluvial de la Seine et occupent ainsi les anciens bras d'un système méandriforme. On distingue deux types d'alluvions :

- Les alluvions anciennes sont des roches généralement non consolidées de granulométrie très variable : argiles rouges, sables fins argileux, sables grossiers, graviers, cailloux et blocs volumineux. A Paris, leur épaisseur ne dépasse guère 4 m. La rareté des fossiles a rendu leur datation difficile, mais étant encadrées par des formations bien datées, les géologues proposent un âge Riss pour l'ensemble.
- Les alluvions modernes sont composées des sables fins jaunes, d'argiles sableuses grises, d'argile grise ou tourbeuse et de tourbe. A Paris, leur épaisseur varie de 3 à 4 m sur la rive gauche (4 m sous le Jardin des Plantes) et de 2 à 5m sur la rive droite. Ces alluvions sont la conséquence du remblayage par la Seine du fond de la vallée creusée à la fin du Würm. Elles sont presque partout recouvertes de remblais. Ces derniers constituent une véritable formation géologique dans Paris, mais dans notre modèle hydrogéologique, ils seront regroupés avec les alluvions anciennes et les alluvions modernes, pour former une couche unique dite des alluvions.

Grace à sa perméabilité importante et sa relation franche et permanente avec la Seine dans Paris, l'aquifère des alluvions joue un rôle hydrogéologique très important. On note en effet que, d'après les observations enregistrées par la Préfecture de Paris pendant la crue de 1910, les zones inondées correspondent bien à l'extension des alluvions de part et d'autre de la Seine.

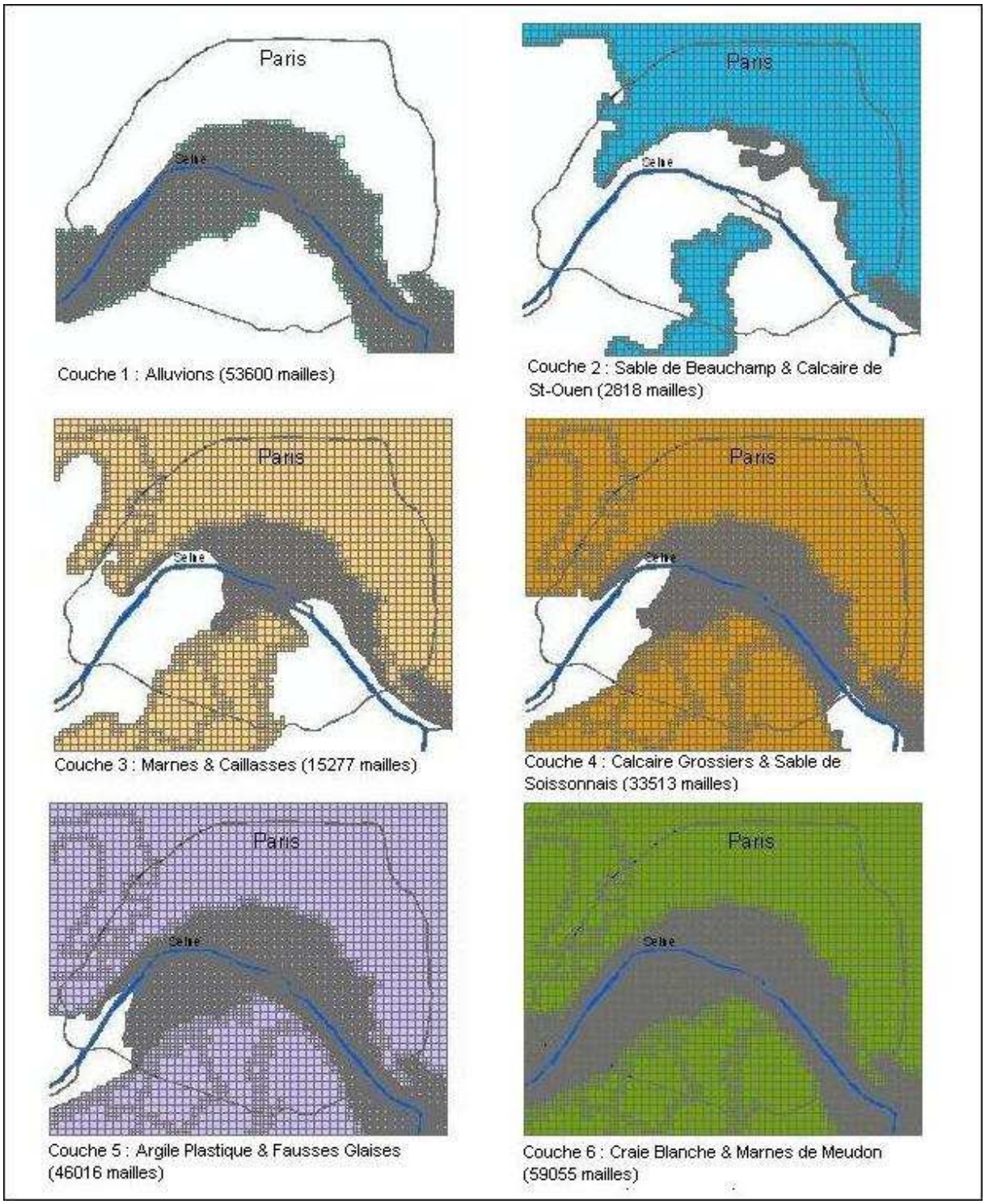


Figure 30 : Extension des formations géologiques constituant les entités hydrogéologiques dans Paris intra-muros

4.3.3 Représentation synthétique du système aquifère parisien

A partir des informations disponibles et en vue de la modélisation hydrogéologique, nous avons produit la carte géologique synthétique de la Figure 31. Les formations postérieures au calcaire de Saint-Ouen (Gypse, Marnes gypseuses, Travertins de Brie et Sables de Fontainebleau) n'ont pas été représentées sur cette carte car ces formations contiennent des nappes perchées qui n'ont pas de connexion hydraulique avec la Seine.

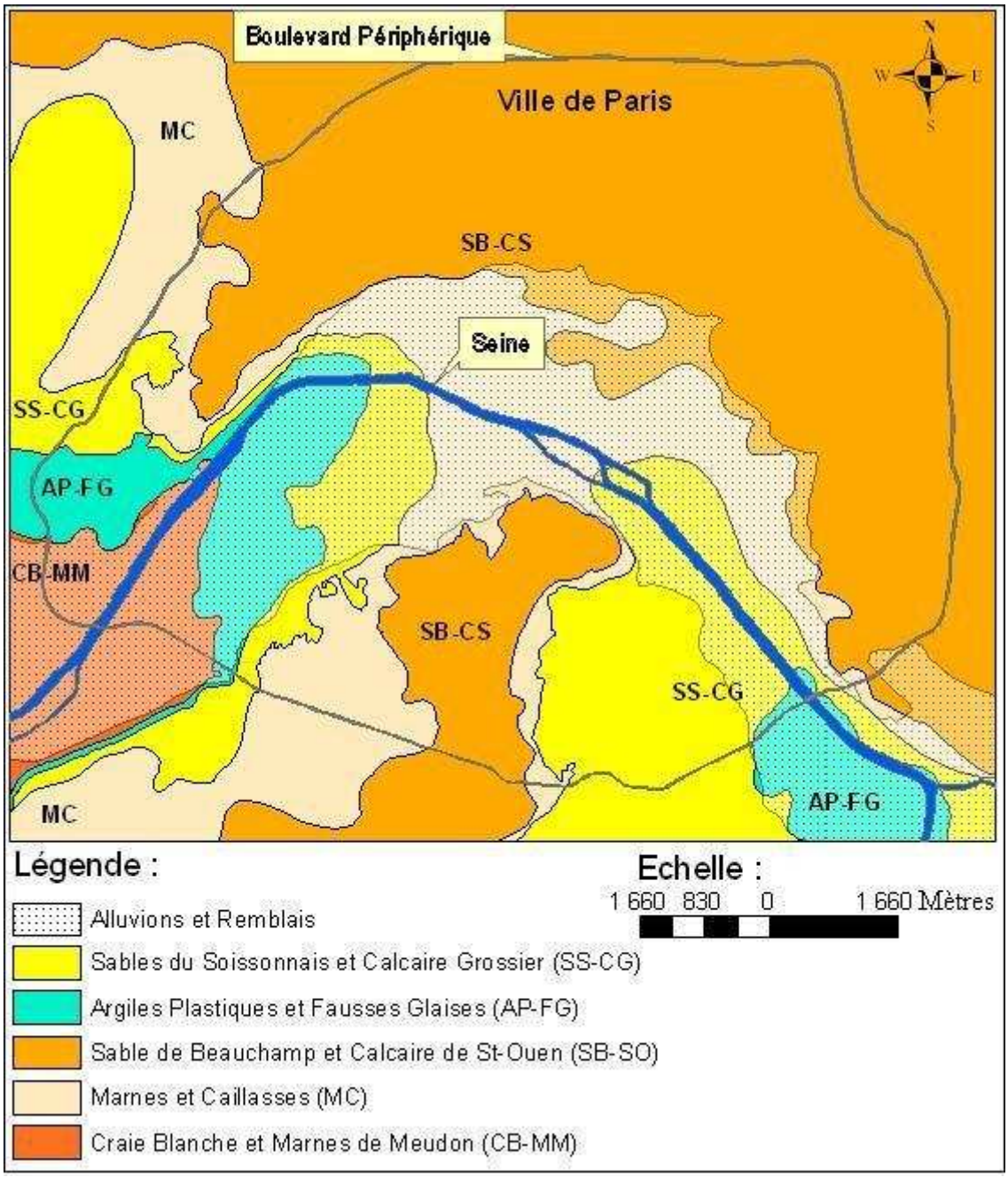


Figure 31 : Carte géologique synthétique de Paris intra-muros ; les formations postérieures au Calcaire de Saint-Ouen n'ont pas été représentées ; l'extension des alluvions correspond à la surcharge en pointillé.

4.3.4 Comportement des piézomètres en fonction de leur distance par rapport à la Seine

Les relations hydrodynamiques entre la Seine et le système aquifère parisien sont actuellement fortement compliquées par l'artificialisation du lit de la Seine d'une part et par la multiplicité des ouvrages souterrains susceptibles d'avoir un impact sur les écoulements en nappes d'autre part. Dans cette étude, nous avons d'abord choisi d'ignorer ces complications et nous considérons donc un Paris dans un état vierge, tel que l'on peut l'imaginer à l'époque de Lutèce.

L'étude des relations entre la Seine et les aquifères à Paris est basée sur l'observation simultanée des niveaux d'eau dans la Seine et dans des piézomètres. Les *Figure 32* à *Figure 36* montrent la totalité de l'information sur laquelle on peut actuellement baser une telle analyse. Sur ces cinq figures présentées ci-dessous, trois seulement montrent une nette relation entre les cotes de Seine et les cotes des nappes.

4.3.4.1 Relation Seine – aquifère à Paris

La mise en évidence de la relation entre le niveau d'eau dans la Seine et les aquifères de Paris peut se révéler difficile. Effectivement, durant les années à faibles crues, l'influence de la Seine sur les aquifères avoisinants ne se fait guère ressentir. Pour exposer ce phénomène, nous avons pris l'exemple de deux années à faibles crues en 1994 et 1995.

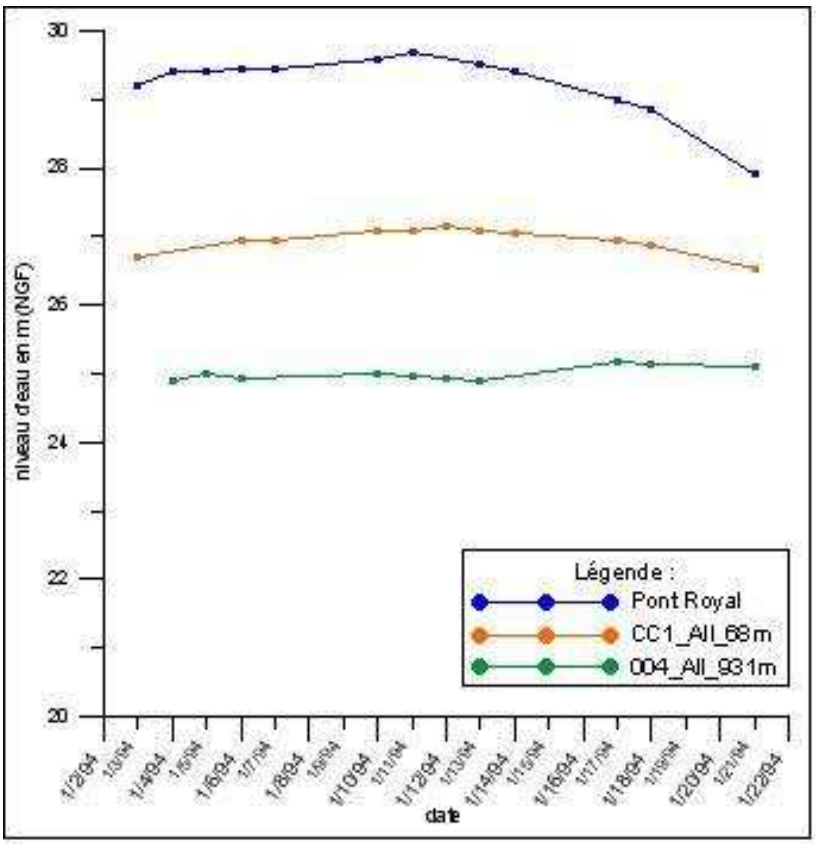


Figure 32 : Crue 1994. Evolution du niveau d'eau de la Seine (pont Royal) et dans des piézomètres implantés en rive gauche

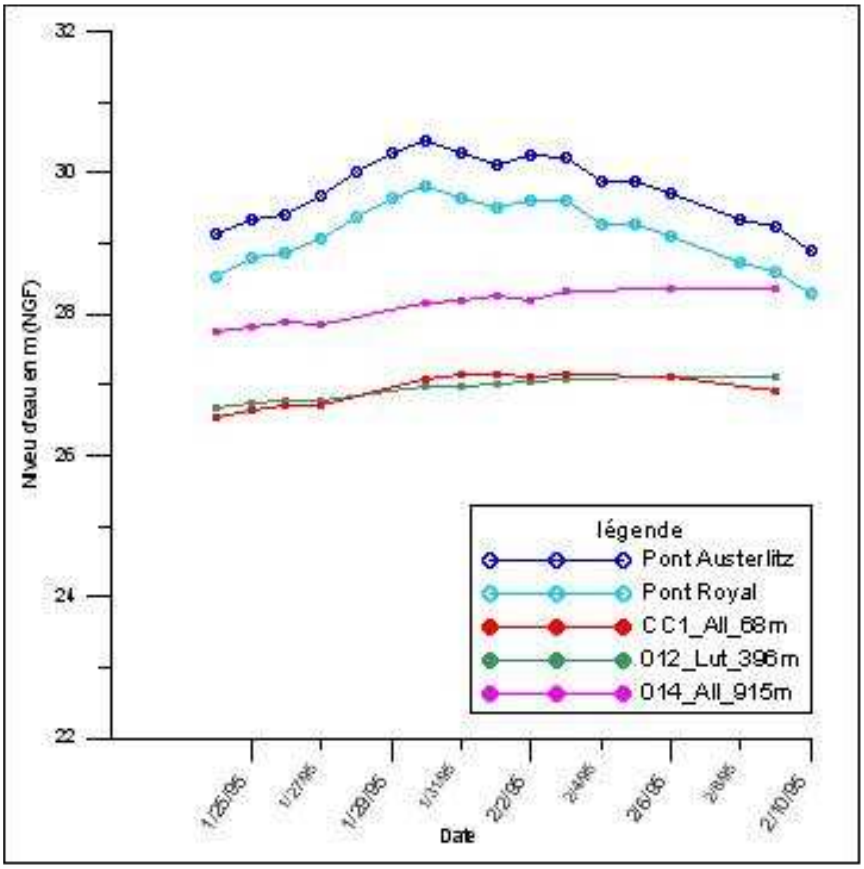


Figure 33 : Crue 1995. Evolution du niveau d'eau de la Seine (pont Royal et pont d'Austerlitz) et dans des piézomètres implantés en rive gauche

La *Figure 32* et la *Figure 33* illustrent respectivement, les faibles crues de 1994 et 1995, et par conséquent le peu d'information apportée par les données enregistrées dans quelques piézomètres malgré leur continuité et leur abondance. Ces informations ne nous sont pas utiles pour une interprétation hydrodynamique.

Les *Figure 34*, *Figure 35* et *Figure 36* montrent l'évolution du niveau d'eau dans des piézomètres implantés en rive gauche durant les crues de janvier 2000, février-mars 2001 et en 2002. On remarque que tous les piézomètres sont crépinés dans les alluvions à l'exception du piézomètre 159 crépiné dans le Lutétien (Figure 34).

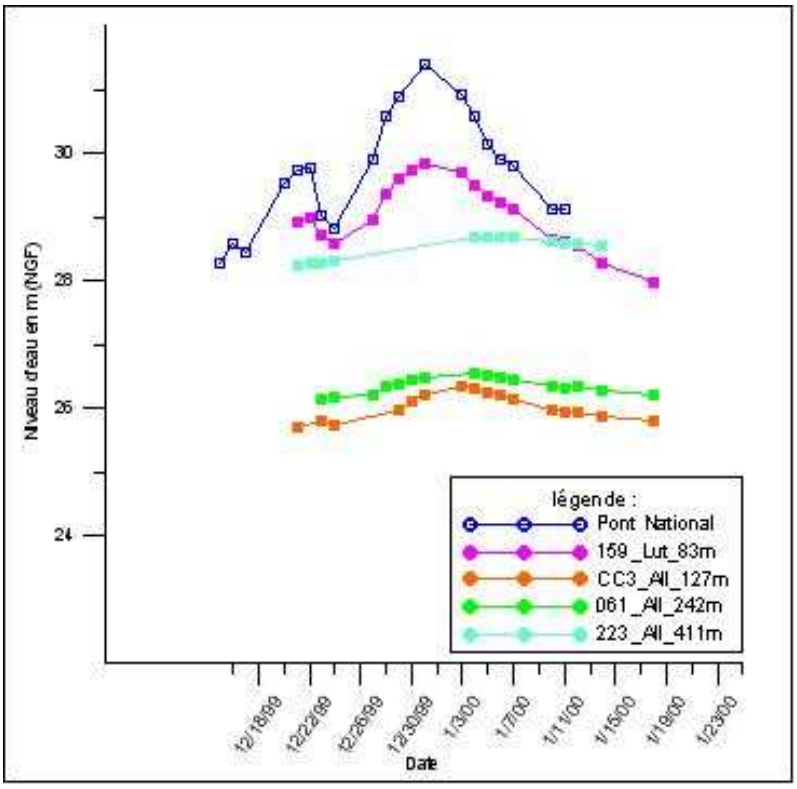


Figure 34 : Crue décembre 1999 – janvier 2000. Evolution du niveau d'eau de la Seine (Pont National) et dans des piézomètres implantés en rive gauche

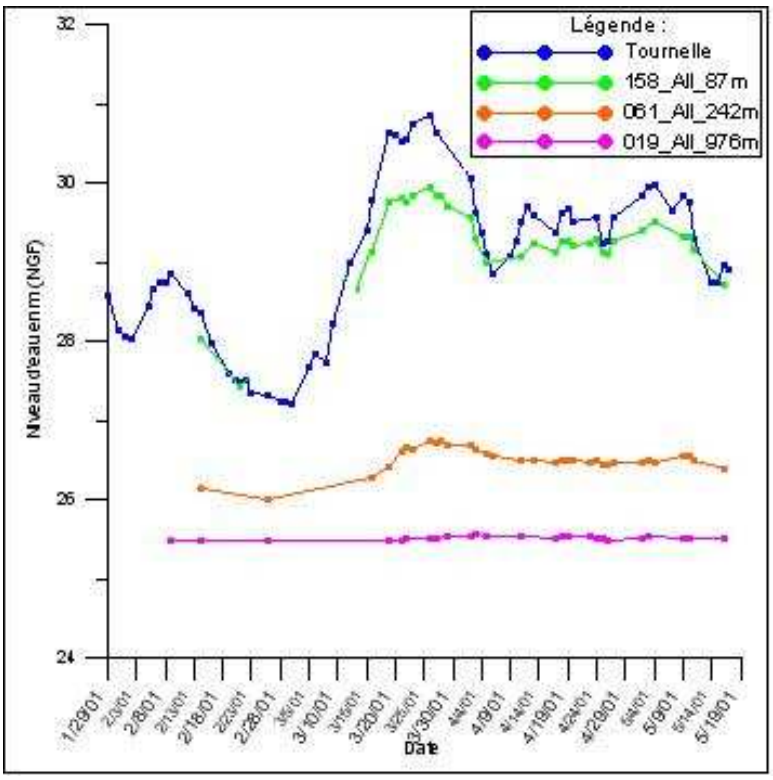


Figure 35 : Crue 2001. Evolution du niveau d'eau de la Seine (Pont Tournelle) et dans des piézomètres implantés en rive gauche

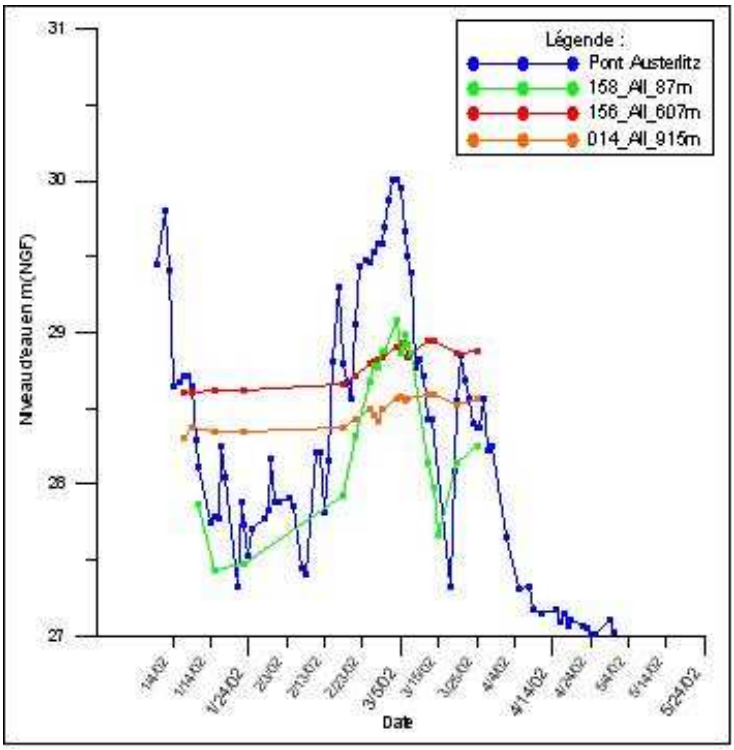


Figure 36 : Crue 2002. Evolution du niveau d'eau de la Seine (Pont Austerlitz) et dans des piézomètres implantés en rive gauche

La réponse des piézomètres varie clairement en fonction de leur distance par rapport à la Seine. En effet, les piézomètres les plus proches de la Seine enregistrent une montée d'eau plus importante, tandis que les plus lointains enregistrent une faible élévation du niveau d'eau. Cette observation est valable quel que soit l'aquifère. Donc l'effet de la crue diminue en s'éloignant de la Seine, il devient quasi nul à environ 900 m de la Seine.
A l'issue de ces observations, nous pouvons considérer que la zone la plus influencée par les montées d'eau dans la Seine, est celle des alluvions.

4.3.4.2 Relation entre les aquifères

L'absence de niveaux franchement imperméables sous Paris incite, dans la mesure du possible, à vérifier les éventuelles continuités hydrauliques entre les aquifères. Les données disponibles nous ont permis de comparer le comportement des alluvions et du Lutétien d'une part et celui du Lutétien et de l'Yprésien d'autre part.

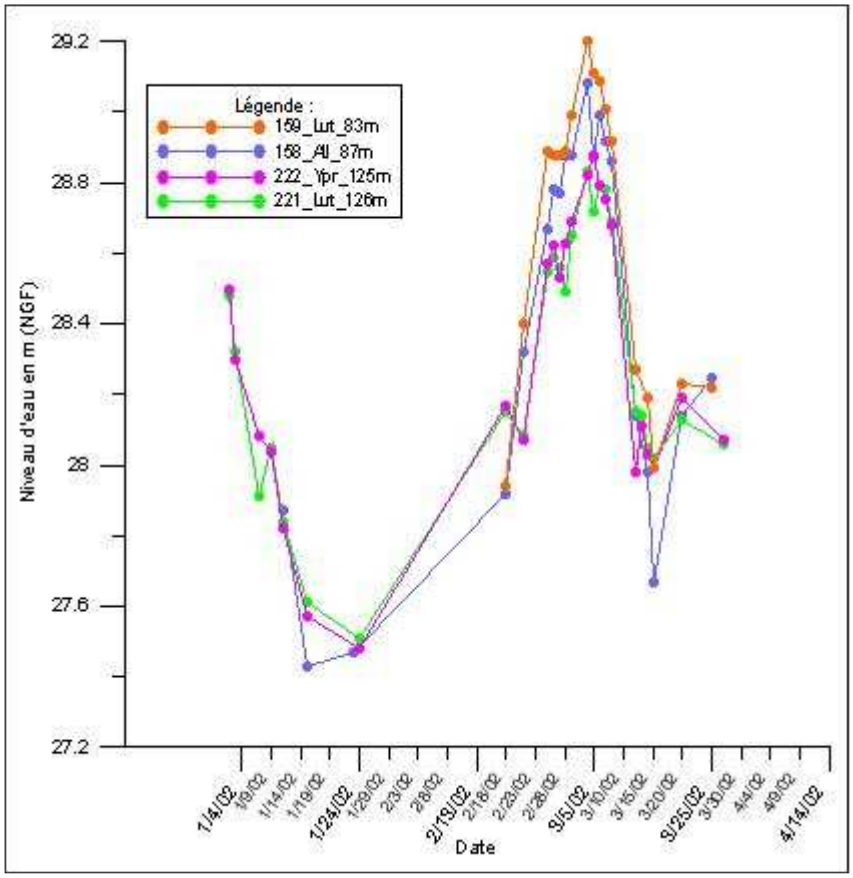


Figure 37 : Crue 2002. Variations de la charge hydraulique dans des piézomètres situés à la même distance de la Seine et crépinés dans trois formations différentes

La *Figure 37* renseigne sur le comportement des piézomètres situés à une même distance de la Seine et captant deux aquifères différents. A 85 mètres de la Seine le niveau d'eau réagit de la même façon dans les alluvions et le Lutétien, ceci atteste d'une bonne communication hydraulique, au moins locale, entre les deux aquifères. De la même façon, à 125 m de la Seine, les piézomètres 221 et 222 captant respectivement le Lutétien et l'Yprésien enregistrent un comportement identique des deux aquifères. Vu la complexité du sous-sol, ces observations ne peuvent cependant pas être généralisées.

4.4 PROPAGATION D'UNE ONDE DE CRUE DE LA SEINE : MODELISATION BIDIMENSIONNELLE

La réponse du système aquifère à une onde de crue est liée à la structure des niveaux perméables, à leurs propriétés, ainsi qu'à la présence éventuelle d'obstacles à la propagation de l'eau. Afin de mettre en évidence ces différents mécanismes, nous avons effectué une modélisation détaillée des échanges horizontaux et verticaux le long d'une coupe perpendiculaire à l'axe de la Seine. La zone retenue pour la modélisation se situe le long de la rue Cuvier dans le 5ème arrondissement. Elle s'étend de l'axe de symétrie de la Seine jusqu'à l'angle formé par la rue Larrey (*Figure 38*).

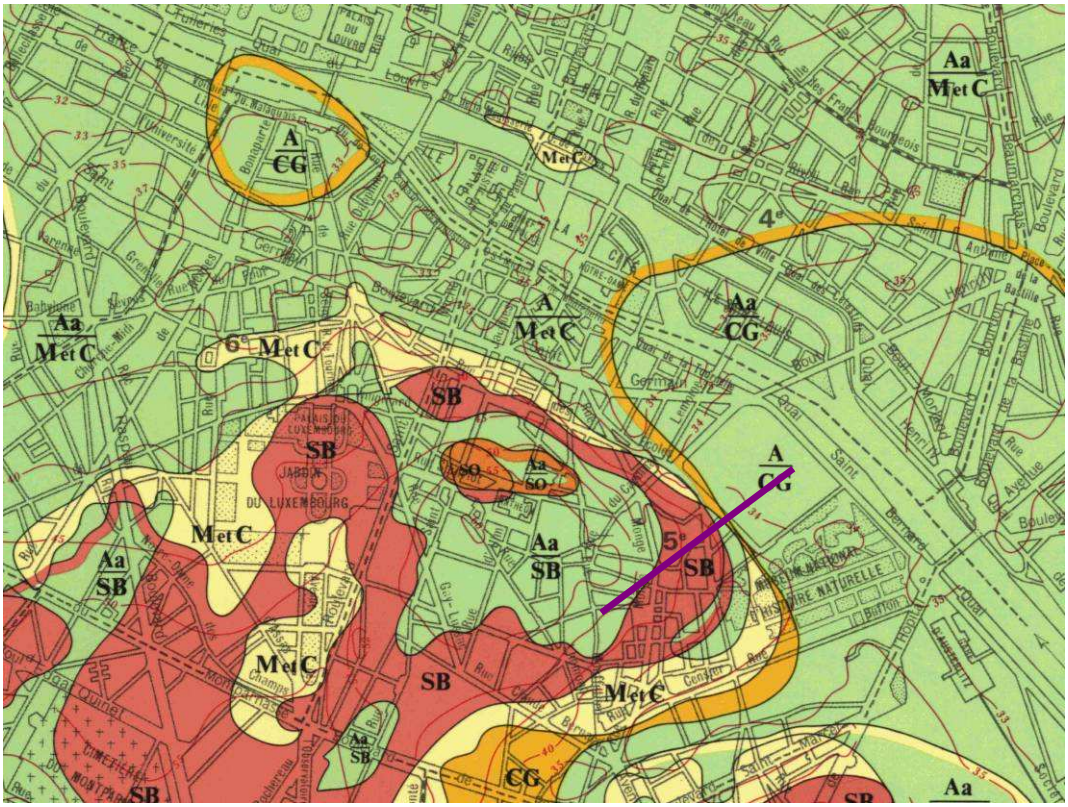


Figure 38 : Situation de la coupe verticale de la rue Cuvier

4.4.1 Géométrie du domaine modélisé

La coupe modélisée s'étend sur une distance horizontale de 845m, et verticalement sur 42 m dans la partie la plus épaisse. La section de la tranchée du RER C est représentée de manière schématique. Etablie à partir des données de forages, cette coupe concerne, de haut en bas, les niveaux suivants (*Figure 39*):

- Remblais
- Alluvions modernes
- Alluvions anciennes
- Sables de Beauchamp
- Marnes et Caillasses
- Calcaire grossier
- Sables du Soissonnais
- Fausses Glaises

Deux matériaux de construction sont en outre pris en compte : le béton de la tranchée RER et le mur de bordure de la Seine (*Figure 40*).

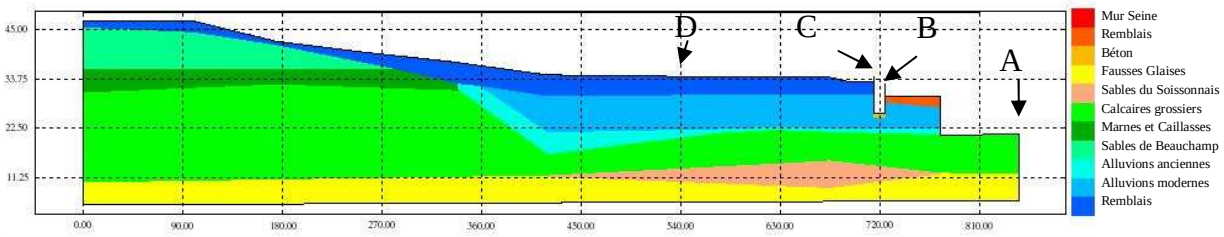


Figure 39 : Coupe verticale de la rue Cuvier, détail des matériaux géologiques pris en compte (dilatation verticale x 4) et position des points de contrôle

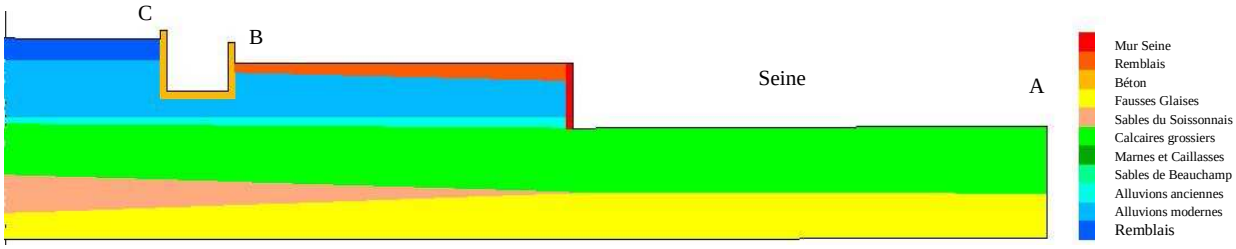


Figure 40 : Coupe verticale de la rue Cuvier, détail au voisinage de la Seine et de la tranchée du RER C

Les simulations d'écoulement sont effectuées au moyen du code METIS, développé par le Centre de Géosciences. Ce code résout l'équation d'écoulement (équation de la diffusivité) par la méthode des éléments finis. Les simulations ont été effectuées sur un maillage constitué de 63485 triangles.

4.4.2 Paramètres hydrogéologiques

Les perméabilités et coefficients d'emmagasinement spécifiques retenus pour les différents matériaux sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Matériau	Perméabilité (m/s)	Emmagasinement (m^{-1})
Remblais	10^{-5}	10^{-2}
Alluvions modernes	10^{-4}	$5\ 10^{-2}$
Alluvions anciennes	10^{-4}	$5\ 10^{-2}$
Sables de Beauchamp	$5\ 10^{-3}$	$3\ 10^{-2}$
Marnes et Caillasses	$5\ 10^{-5}$	10^{-2}
Calcaire grossier	$5\ 10^{-5}$	10^{-2}
Sables du Soissonnais	$5\ 10^{-5}$	10^{-2}
Fausses Glaises	10^{-8}	10^{-3}
Béton	10^{-9}	10^{-5}
Paroi Seine	10^{-9}	10^{-5}

4.4.3 Conditions initiales et aux limites

L'état initial du système est décrit comme statique, avec une hauteur piézométrique de 27 m. Cet état initial permet de représenter directement l'influence de l'onde de crue comme une perturbation.
La limite inférieure de la zone représentée, qui est située dans les Fausses Glaises, est traitée comme une limite imperméable. La limite verticale la plus éloignée de la Seine est considérée comme n'étant pas atteinte par les perturbations (ce que le calcul permettra de vérifier). On lui impose donc un potentiel constant de 27 m. Enfin, la limite représentant le contact avec la Seine est traitée comme une hauteur piézométrique imposée qui varie selon l'hydrogramme de crue relevé au Pont d'Austerlitz au cours de la crue de 1910 (*Figure 41*). Il va de soi que l'imposition de ce régime de crue dans une géométrie du milieu qui comporte des éléments actuels comme la tranchée du RER ne vise pas à reproduire une situation réelle, mais seulement à mettre en évidence des mécanismes qui sont d'autant plus marqués que l'amplitude de la crue choisie est plus grande. Un aspect intéressant est la simulation du débordement : nous avons décrit ce phénomène grâce à une condition limite évolutive : la hauteur d'eau de la Seine à un instant donné est imposée sur toute la portion du contour du domaine comprise entre le bord de la Seine et le premier point dont la cote est égale à cette hauteur.

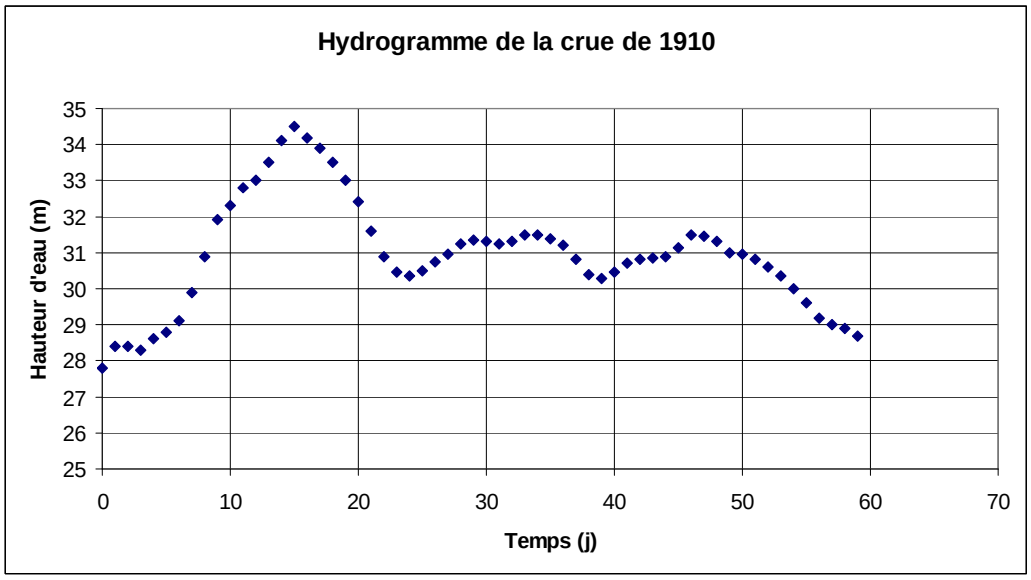


Figure 41 : Crue de 1910, hauteurs d'eau au pont d'Austerlitz

4.4.4 Résultats

Nous allons discuter plusieurs aspects des simulations : propagation de la crue en surface, effet du relief et de l'obstacle créé par la tranchée du RER, comparaison entre les réponses à diverses profondeurs.

4.4.4.1 Evolution piézométrique en surface

La *Figure 42* montre l'évolution temporelle de la hauteur piézométrique en 4 points particuliers situés en surface du sol, dont la position est indiquée sur les *Figure 39* et *Figure 40*.

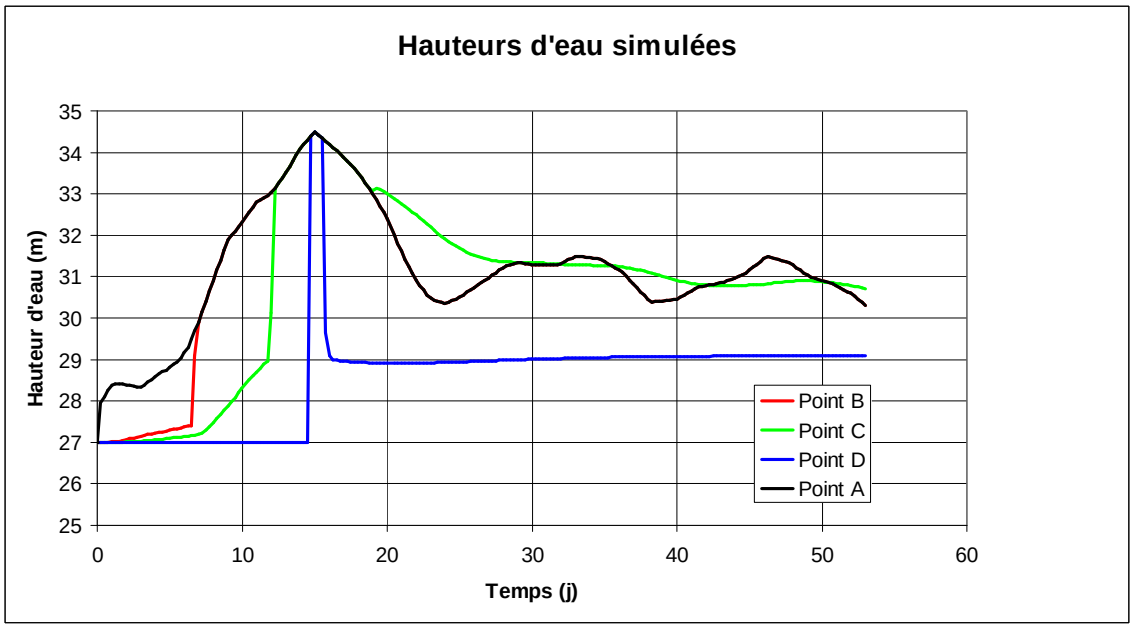


Figure 42 : Crue de 1910, hauteurs d'eau simulées en surface

On peut faire les remarques suivantes :

- L'évolution de la hauteur au point A traduit directement la variation du niveau de la Seine.
- La hauteur au point B évolue plus lentement pendant 6,7 jours environ. Pendant cette phase, la charge hydraulique se transmet par l'intermédiaire de la structure aquifère, essentiellement par la couche superficielle des remblais. La hauteur devient égale à celle de la Seine lorsque le débordement atteint le point considéré. Les courbes A et B sont ensuite confondues car le niveau de la Seine reste constamment supérieur à la cote du point.
- Le niveau du point C monte en trois étapes : la première étape, de pente faible, correspond à la transmission de l'onde de pression depuis la berge de la Seine jusqu'au point, par les niveaux aquifères. Elle s'achève après 6,7 jours environ. Le lit de la Seine ayant alors envahi la berge jusqu'au point B, la transmission de l'onde de pression se poursuit en contournant la tranchée RER, plus rapidement puisque la limite à hauteur imposée s'est fortement rapprochée. Cette phase se poursuit jusqu'à 12 jours environ. Durant cette période, la tranchée RER est inondée, mais ceci ne se traduit pas par un effet visible en C. Enfin, à 12 jours, le niveau de la Seine atteint le point C, dont la hauteur suit alors celle de la Seine. Lorsque le niveau de la Seine redescend au-dessous de 33 m (après 19 jours), le muret qui sépare la Seine de la tranchée RER supprime le contact direct, et le niveau au point C évolue uniquement sous l'effet de l'écoulement dans les aquifères. Il reproduit alors de façon fortement atténuée et déphasée les variations de niveau de la Seine.
- Enfin, le point D est trop éloigné de la Seine pour subir l'onde de pression par l'intermédiaire des aquifères. La hauteur d'eau augmente donc seulement de manière brutale lorsque le lit de la Seine atteint le point (après 15 j environ) et diminue également très rapidement lorsque celle-ci se retire, pour revenir à un niveau de 29m, intermédiaire entre le niveau imposé de 27 m sur la limite gauche et le niveau moyen de 30 m de la Seine en fin de simulation.

La *Figure 43* montre les cartes de potentiel hydraulique calculées à 4 dates : 6,75 j (montée du lit de la Seine jusqu'au point B), 12 j (montée jusqu'au point C), 15 j (montée jusqu'au point D) et 19 j (retrait de la Seine en deçà du point C). Ces cartes illustrent la propagation préférentielle de la crue par les niveaux superficiels, et le rééquilibrage plus lent en profondeur. Ce point sera discuté dans le paragraphe suivant.

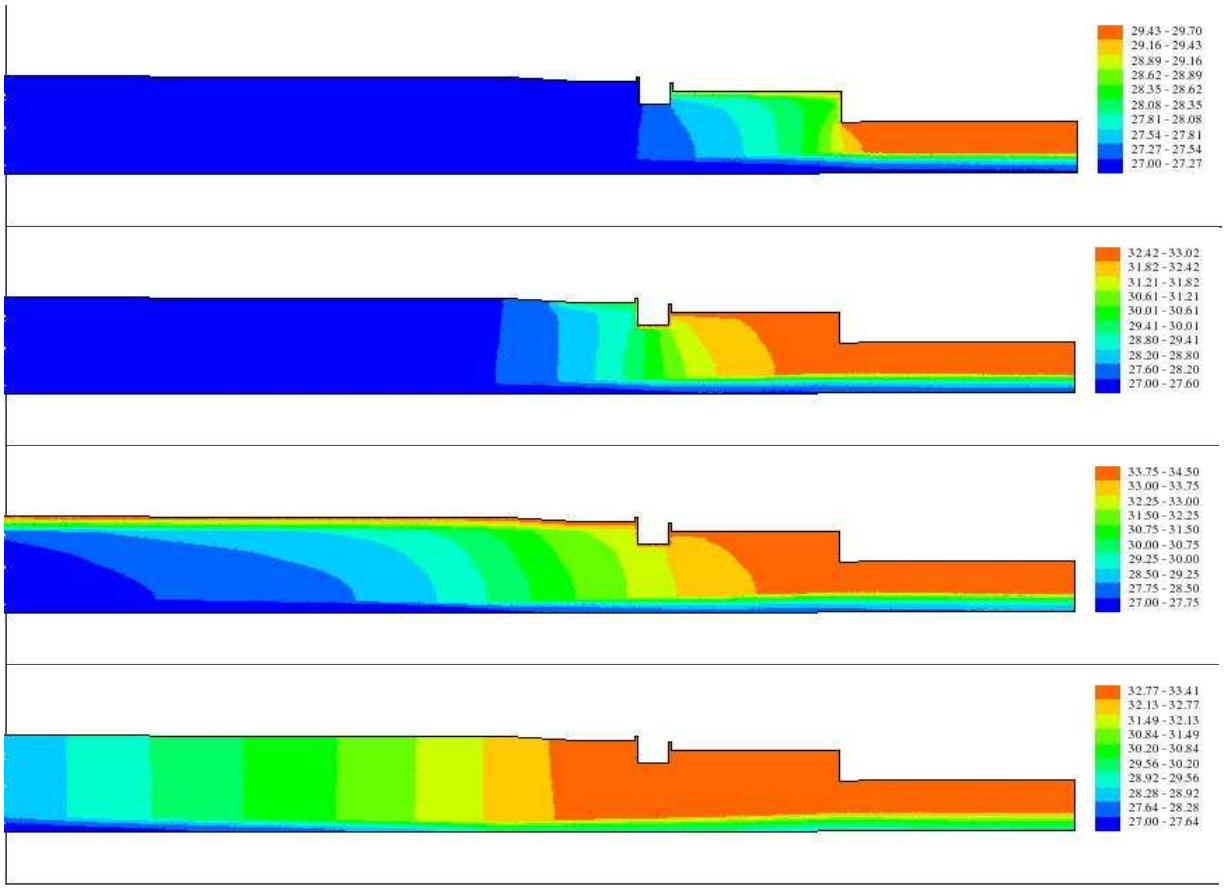


Figure 43 : Crue de 1910 – Cartes de potentiel hydraulique après 6,75-12-15 et 19 jours

4.4.4.2 Evolution piézométrique en profondeur, échanges verticaux

Les *Figures 44, 45, 46, 47* montrent les profils de potentiel calculés au droit des points A, B, C, D pour 7 dates : début de la crue, 6,5 j, 12 j, 15 j, 19 j, 34 j, 50 jours. On observe des réponses bien différenciées, dues aux influences successives des différentes couches :

- Au point A, la valeur de potentiel imposée par la Seine se transmet de manière quasi instantanée sur une profondeur de 10 m correspondant aux Calcaires grossiers. Plus bas, l'évolution dans les Fausses Glaises beaucoup moins perméables est plus lente. Au bout de 34 jours, le profil est presque uniforme, et après 50 j s'amorce une inversion, le potentiel dans les Calcaires grossiers devenant très légèrement inférieur au potentiel dans les Fausses Glaises. On peut en déduire que l'écoulement sous la Seine est descendant pendant une quarantaine de jours, puis devient ascendant.
- L'évolution au point B est un peu plus différenciée : pendant la phase de montée du potentiel en surface (jusqu'à 15 jours), on observe une variation assez rapide au passage des remblais aux alluvions, puis une variation quasi linéaire jusqu'aux Calcaires grossiers où le profil reste quasiment constant. L'évolution dans les Fausses Glaises est, comme en A, beaucoup plus lente.
- Le même type d'évolution apparaît au point C. La propagation de l'onde de pression est toutefois légèrement plus rapide dans les Calcaires grossiers que dans les alluvions bien que celles-ci soient un peu plus perméables. Ceci est dû à l'obstacle que constitue la tranchée RER.
- Enfin, le profil au point D montre une absence d'évolution pendant les 12 premiers jours (les profils sont confondus). Le débordement du lit de la Seine provoque une montée brutale, maximale après 15 jours, mais limitée aux 3 premiers mètres. L'écoulement est alors essentiellement vertical descendant. Le profil se rééquilibre ensuite pour tendre vers une valeur constante.

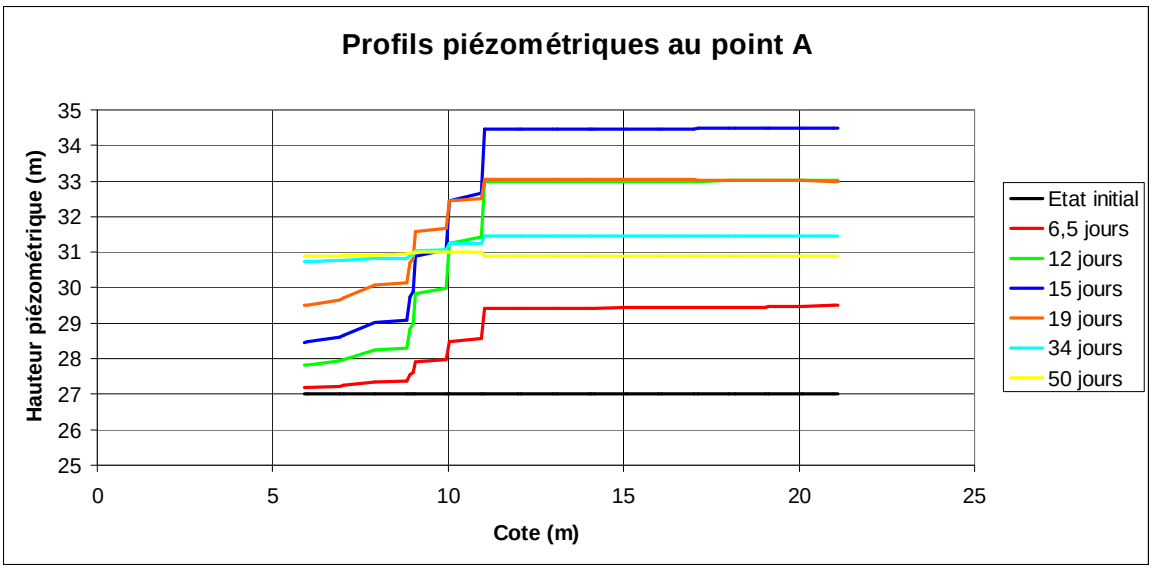


Figure 44 : Crue de 1910 – Profils de potentiel après 6,75 j, 12 j, 15 j, 19 j, 34 j et 50 j à la verticale du point A

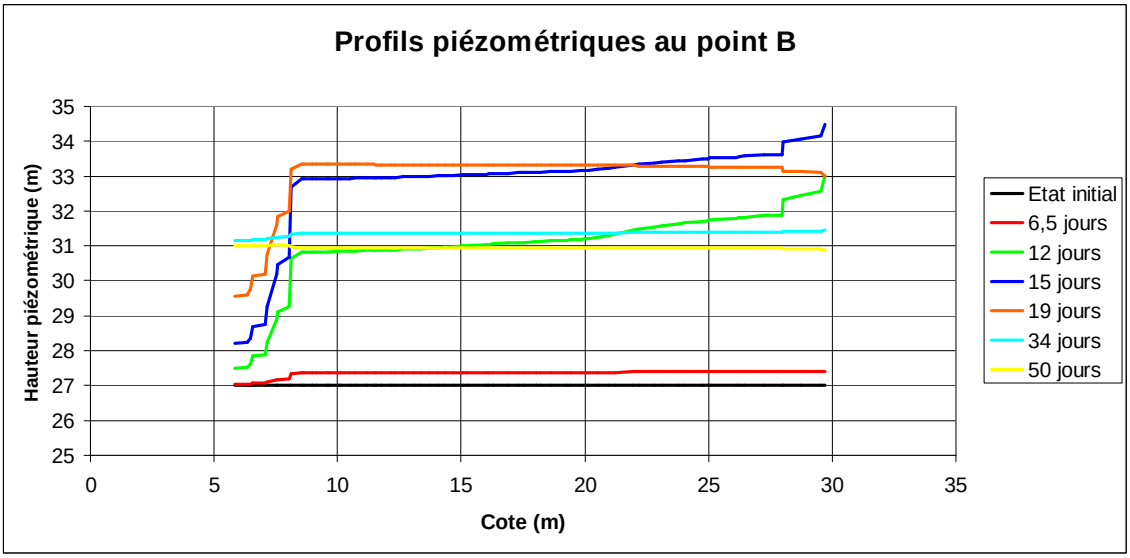


Figure 45 : Crue de 1910 – Profils de potentiel après 6,75 j, 12 j, 15 j, 19 j, 34 j et 50 j à la verticale du point B

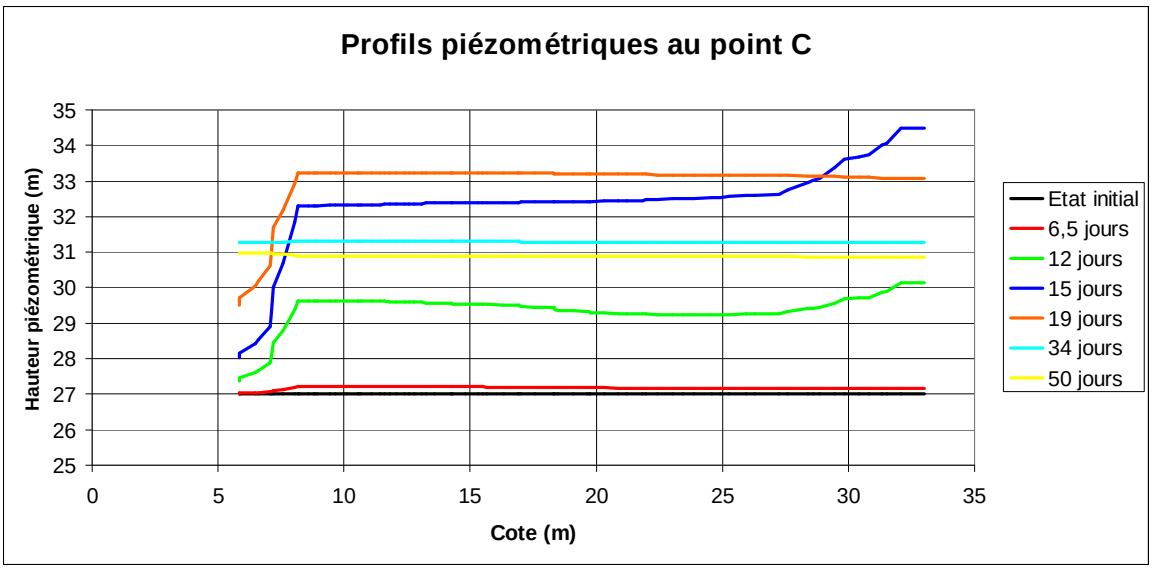


Figure 46 : Crue de 1910 – Profils de potentiel après 6,75 j, 12 j, 15 j, 19 j, 34 j et 50 j à la verticale du point C

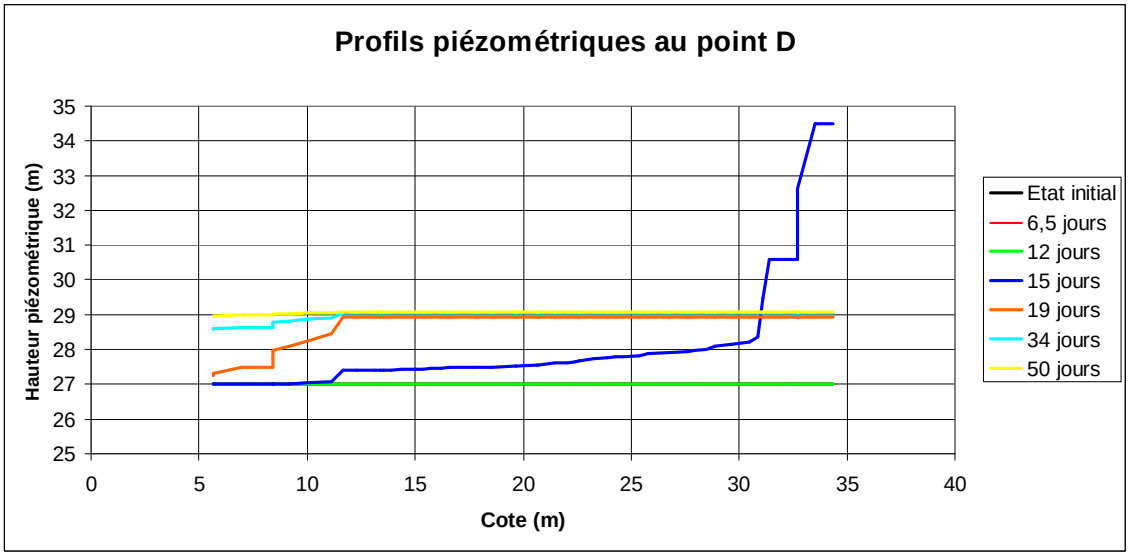


Figure 47 : Crue de 1910 – Profils de potentiel après 6,75 j, 12 j, 15 j, 19 j, 34 j et 50 j à la verticale du point D

4.4.4.3 Evolution piézométrique en fonction de la distance à la Seine

La *Figure 48* montre l'évolution de la hauteur piézométrique en 4 points situés dans les Calcaires grossiers, à des distances de 125, 250 et 400 m à l'axe de la Seine. On peut observer :

- Le décalage et l'atténuation progressive du signal au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la Seine. Ce comportement est à rapprocher des observations faites sur les piézomètres.
- La montée brutale à la distance 250 m, due à l'inondation de la Seine en surface, alors que la variation à la distance 400 m, qui n'est pas atteinte par le lit en débordement, reste beaucoup plus progressive.

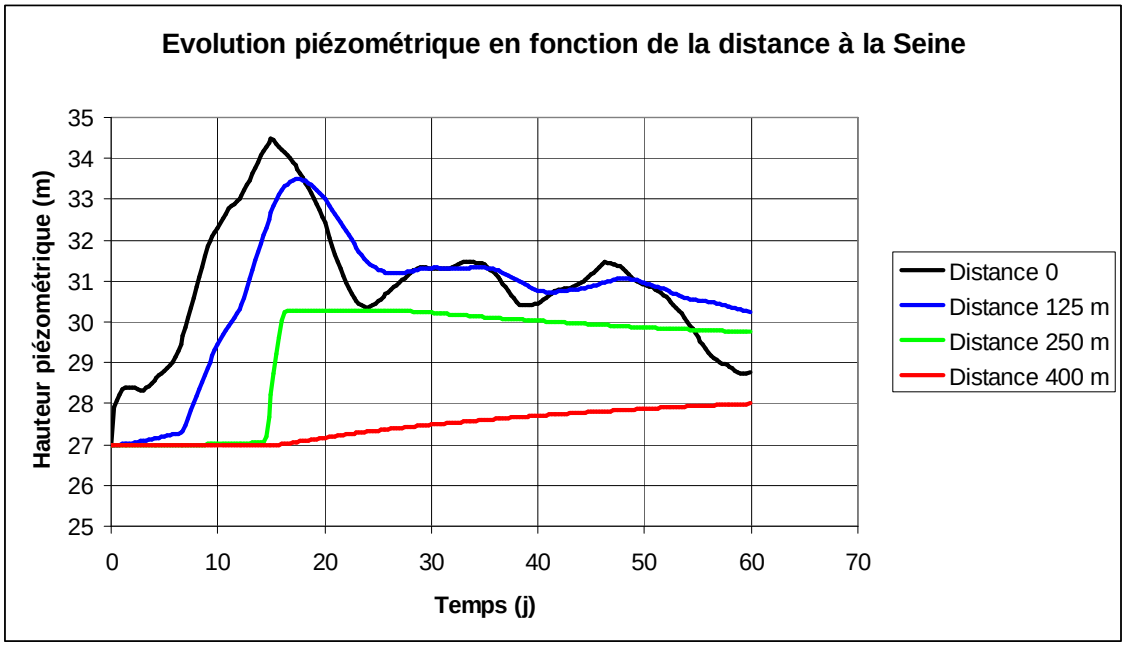


Figure 48 : Crue de 1910 – Historiques de potentiel à 0-125-250 et 400 m de l'axe de la Seine

4.4.4.4 Conclusion

Ces simulations bidimensionnelles montrent que le comportement du système est complexe et ne peut être décrit, au voisinage de la Seine, que par une modélisation prenant en compte la structure tridimensionnelle du milieu. Elles montrent également qu'un dispositif de mesure piézométrique n'a d'utilité que si les niveaux captés sont clairement identifiés. Enfin, on constate, comme on pouvait s'y attendre, que la réponse du système aquifère à une crue est très différente selon que celle-ci entraîne ou non un débordement du lit de la Seine. En l'absence de débordement, les surpressions se propagent en effet horizontalement et s'atténuent avec la distance, alors qu'en cas de débordement, la surpression se propage verticalement, sur des distances beaucoup plus courtes, et donc beaucoup plus brutalement.

4.5 CONCEPTUALISATION DU SYSTEME AQUIFERE ET SIMULATION QUASI 3D

4.5.1 Structure du système aquifère

Comme nous l'avons décrit dans le chapitre précédent, le sous-sol parisien est constitué d'une superposition de couches montrant d'importantes variations latérales de faciès qui jouent un rôle sur la distribution du champ de perméabilité. Les formations les plus récentes sont les alluvions du lit majeur de la Seine. La plus ancienne formation affleurant dans Paris est la craie campanienne. La plupart des formations ont une perméabilité suffisante pour constituer des aquifères. La principale exception est constituée par l'ensemble Fausses Glaises, Sables d'Auteuil et Argile Plastique que l'on peut considérer comme formant un horizon semi-perméable.
Cette conceptualisation aboutit à un schéma comportant six couches. Ce schéma est directement exploité par le modèle hydrogéologique.

Les six couches sont, du haut vers le bas :

- Alluvions : aquifère
- Calcaire de Saint-Ouen et Sable de Beauchamp : aquifère
- Marnes et Caillasses : aquifère peu perméable
- Calcaire Grossier et Sables du Soissonnais : aquifère

- Fausses Glaises, Sables d'Auteuil et Argile Plastique : semi-perméable
- Marnes de Meudon et Craie Blanche : aquifère

Cette subdivision est cohérente avec les principales unités hydrogéologiques classiquement individualisées du sous-sol de Paris. Les différentes couches listées ci-dessus ont des extensions géographiques différentes résultant du modelé de la morphologie sous l'effet du bombement de l'anticlinal de Meudon et de l'érosion au niveau du corridor fluvial de la Seine.
Les relations topologiques entre la Seine et les différents composants du système aquifère se sont révélées très complexes, ce qui justifie la construction d'un modèle mathématique quasi-3D pour essayer de les représenter de manière aussi réaliste que possible. Cette représentation ne peut résulter que d'un compromis entre la résolution des structures de petite et moyenne échelle d'une part et la nécessité d'aboutir à un outil de simulation maniable.

4.5.2 Maillage

La structure du modèle mathématique d'écoulement (Figure 49) s'est basée essentiellement sur la synthèse cartographique représentée en Figure 31. Le modèle est composé de 217074 mailles réparties dans sept couches superposées, du haut vers le bas :

1)	Seine :	6795 mailles
2)	Alluvions :	53600 mailles
3)	Saint-Ouen –Beauchamp :	2818 mailles
4)	Marnes et Caillasses :	15277 mailles
5)	Calcaire Grossier :	33513 mailles
6)	Argiles Plastiques :	46016 mailles
7)	Craie Blanche :	59055 mailles

Selon la sensibilité hydraulique des zones étudiées et en prévision de la prise en compte ultérieure des ouvrages souterrains pouvant affecter l'écoulement, la taille des mailles est de 250, 125, 62.5, 31 ou 15 mètres. Les mailles de 15 m se situent dans les anciens méandres de la Seine représentés dans la couche des alluvions et par conséquent sur ses deux berges actuelles. La particularité de ce modèle réside dans le nombre très élevé de mailles (217074 mailles) qui permet de s'adapter aux géométries complexes des aquifères et ultérieurement des aménagements qui les perturbent.

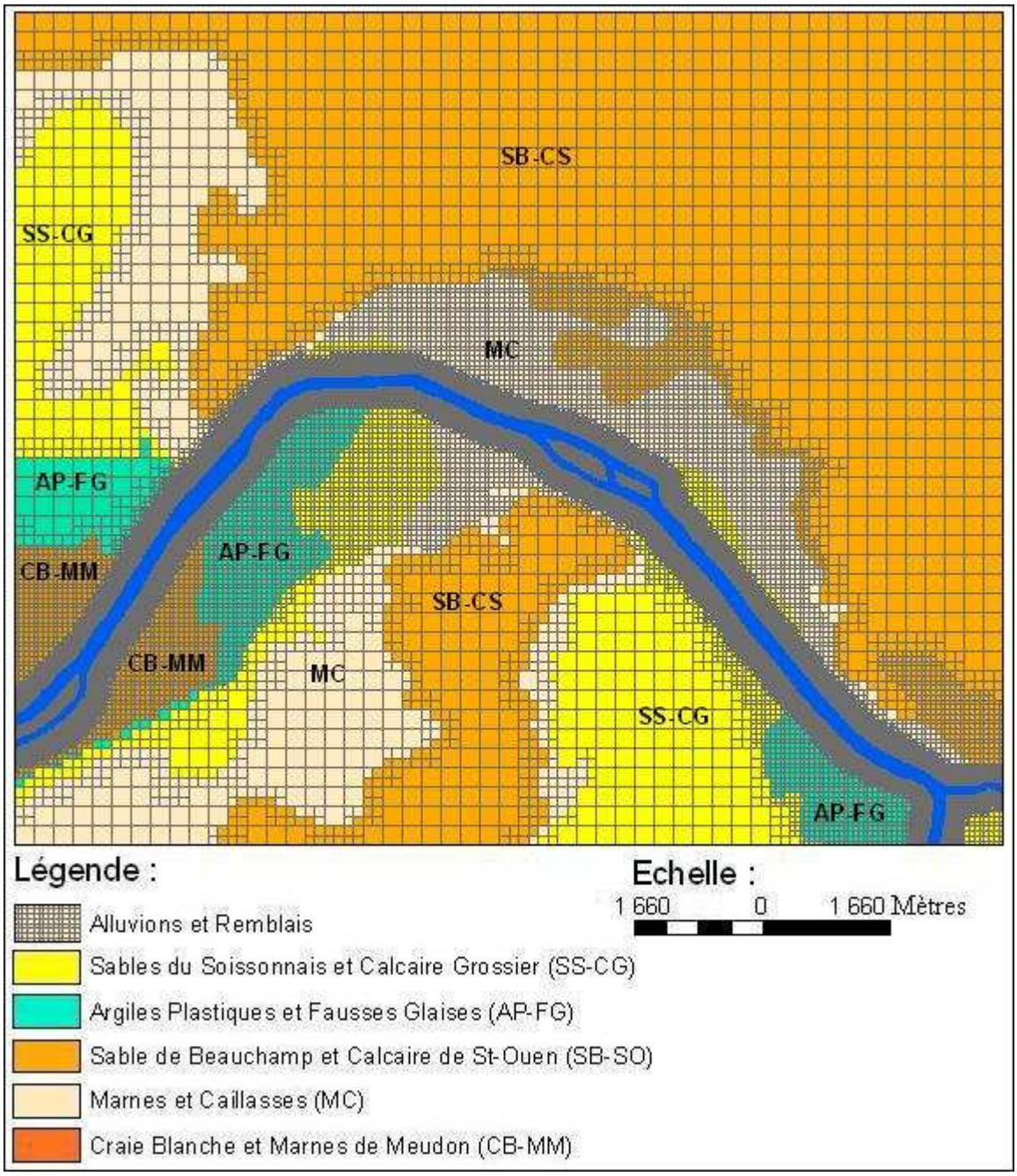


Figure 49 : Schéma du maillage du modèle hydrodynamique quasi-3D au regard de la carte hydrogéologique synthétique

4.5.3 Paramètres du modèle

Paramétrer de manière réaliste le modèle est une étape délicate. Afin de renseigner le plus fidèlement possible notre modèle, nous avons utilisé de façon minutieuse l'intégralité des documents mis à notre disposition. Les épaisseurs attribuées aux couches sont estimées à partir des données de forages et des coupes géologiques de Paris. Les paramètres hydrodynamiques tels que les perméabilités ont été extraites du document N°1994.118AE/01 réalisé par la société Terrasol. A priori les ordres de grandeur de perméabilités annoncés, sont basés sur l'expérience de nombreux chantiers parisiens. Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des paramètres physiques et hydrodynamiques utilisés dans nos simulations.

Tableau.1 : Les paramètres physiques et hydrodynamiques des six couches du modèle quasi-3D.

Couches	Epaisseur moyenne	Conductivité Hydraulique	Coefficient d'emmagasinement	Nombre de mailles
Alluvions	5 m	1.10^{-4} m/s	5.10^{-2}	53600
Calcaire de Saint-Ouen Sables de Beauchamp	10 m	5.10^{-3} m/s	3.10^{-2}	2818
Marnes & Caillasses	15 m	5.10^{-6} m/s	1.10^{-2}	15277
Calcaire Grossier Sables du Soissonnais	40 m	5.10^{-5} m/s	1.10^{-2}	33513
Fausses Glaises Sables d'Auteuil Argile Plastique	30 m	1.10^{-8} m/s	1.10^{-3}	46016
Marnes de Meudon Craie Blanche	50 m	5.10^{-3} m/s	3.10^{-2}	59055

4.5.4 Simulations exploratoires à l'aide du modèle quasi-3D

La simulation fournit une estimation numérique de la charge hydraulique dans chaque maille du modèle qui permet de tracer des cartes piézométriques et des évolutions des niveaux d'eau en fonction du temps pour des points particuliers. Les simulations sont effectuées au moyen du code NEWSAM (développé par le centre de Géosciences). NEWSAM est un programme de simulation des écoulements souterrains dans des systèmes hydrogéologiques complexes (multicouches). Les aquifères et les semi-perméables sont schématisés par des empilements de couches bidimensionnelles sur lesquelles sont résolues par la méthode des différences finies les équations de l'écoulement en milieu poreux en deux dimensions. Des échanges hydrauliques monodimensionnels entre les couches simulent les communications entre nappes.

Afin d'étudier le comportement relatif des différentes nappes du modèle, nous simulons une onde de crue observée dans la Seine. Cette crue est simulée en imposant une charge hydraulique variable dans les mailles de la Seine pendant la durée de la crue et de la décrue qui s'en suit. Ces valeurs imposées sont recalées sur les observations relevées sur les ponts National, Austerlitz, Tournelle, Royal et Garigliano.

Dans le cadre de cette étude, nous avons réalisé plusieurs simulations exploratoires de crues majeures se déroulant sur des périodes assez variables (de quelques jours à quelques semaines). Nous présenterons ici des résultats correspondant à une crue de type 1910, considérés comme les plus riches en enseignements de par le caractère exceptionnel de cet événement, en examinant la réaction à la crue des différents niveaux aquifères.

Selon les observations faites en 1910, la montée des eaux dans la Seine s'est faite en 13 jours pour atteindre son maximum alors que la décrue a pris 45 jours.

Les résultats présentés sous forme de cartes de perturbation piézométrique correspondent au jour J du maximum de la crue.

4.5.4.1 La nappe des alluvions

La *Figure 50* montre la carte piézométrique dans la nappe des alluvions au jour J. On observe le passage de l'onde de crue dans les mailles représentant la Seine, avec des variations du niveau d'eau supérieures à 7 m. La nappe des alluvions montre une réaction quasi instantanée à la montée des eaux dans la Seine. Effectivement, au jour "J" le niveau de la nappe est monté de plus de 4,5 m tout le long des berges de la Seine. La réponse de la nappe alluviale est particulièrement étendue en aval de Paris dans les 15 et 16ème arrondissements ; ceci s'explique par l'absence de la couche semi-perméable des Argiles plastiques-Fausses Glaises qui amène la craie à l'affleurement sous la Seine. La nappe de la craie qui possède une forte diffusivité à cause de sa forte perméabilité et du fait qu'elle se trouve rapidement captive lorsque l'on s'éloigne de la Seine transmet ainsi rapidement l'onde de crue à distance.

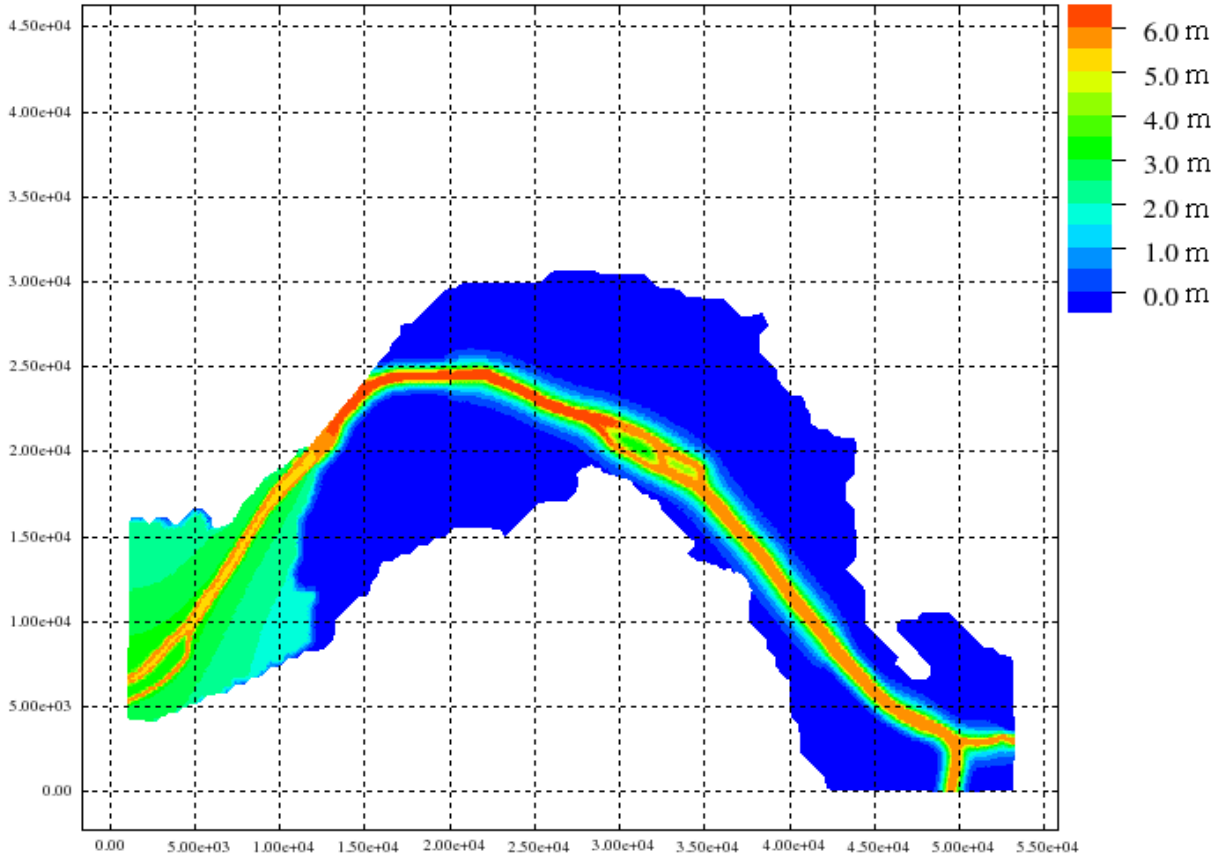


Figure 50 : Perturbation piézométrique simulée dans la nappe des alluvions au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.2 La nappe des sables de Beauchamp et du calcaire de Saint-Ouen

La *Figure 51* montre que sur les 60 jours de simulation, l'aquifère du Calcaire de Saint-Ouen-Sables de Beauchamp n'a enregistré aucune réaction vis-à-vis de l'exceptionnelle crue de 1910. Nous expliquons ces résultats par la forte distance qui le sépare de la Seine.

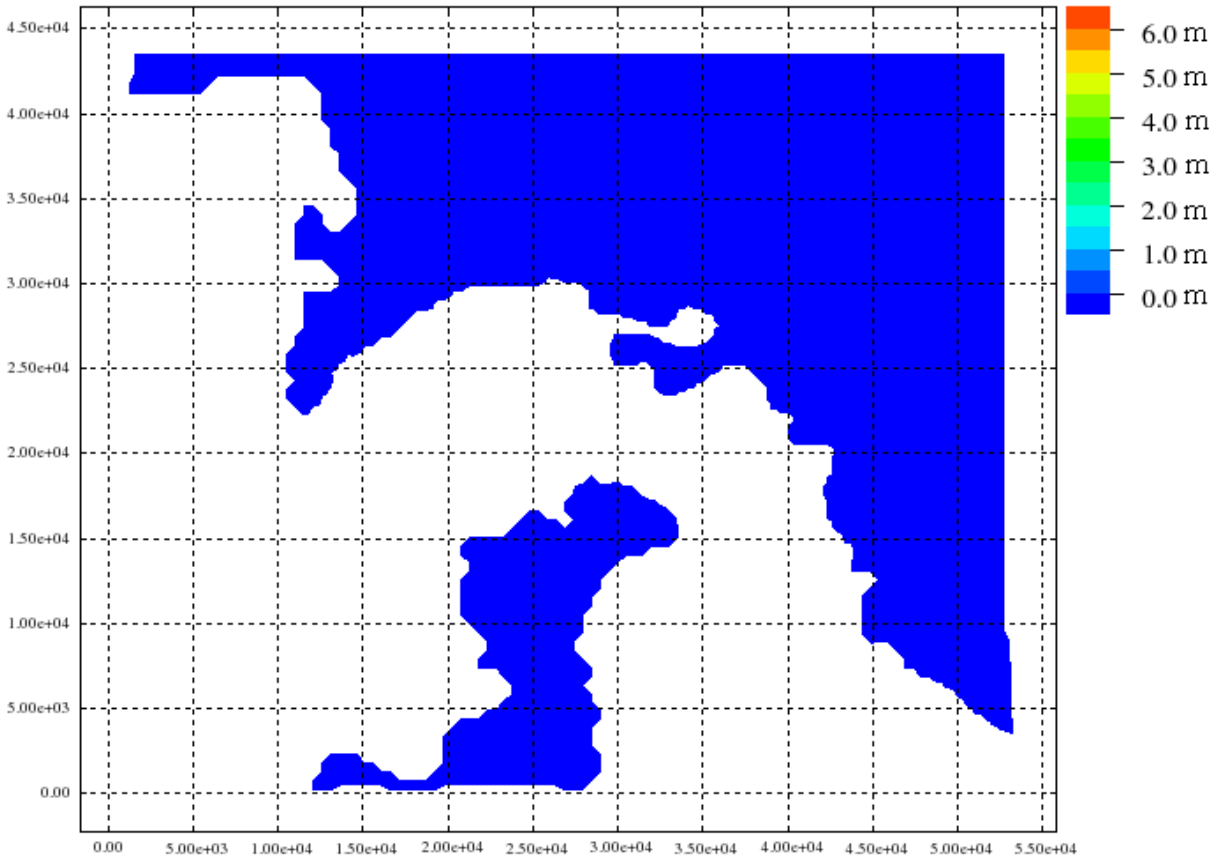


Figure 51 : Perturbation piézométrique simulée dans la nappe des Calcaires de Saint-Ouen-Sables de Beauchamp au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.3 La nappe des Marnes et Caillasses

La *Figure 52* montre une variation piézométrique de l'ordre de 4 m maximum, limitée à la zone située immédiatement au-dessous de la Seine. Ceci est dû à la faible transmissivité de cette couche.

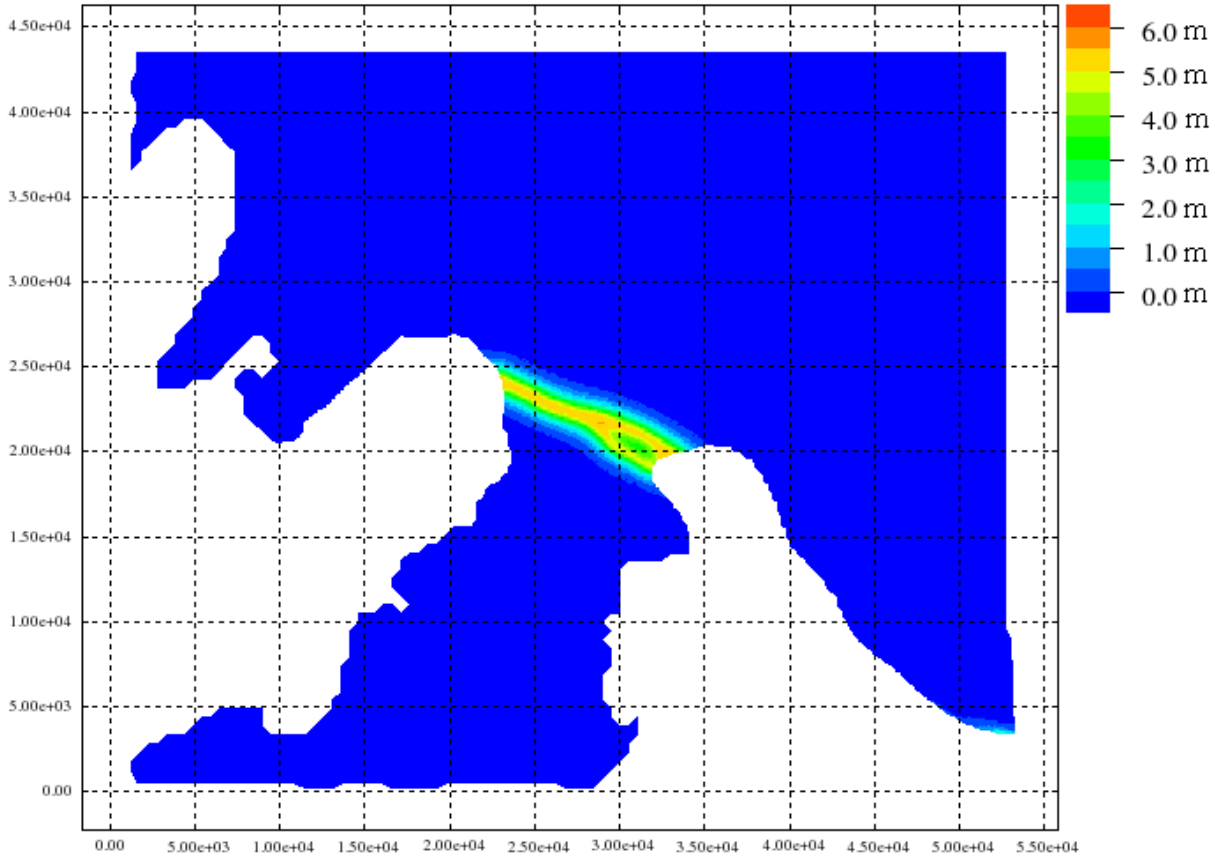


Figure 52 : Perturbation piézométrique simulée dans la nappe des Marnes et Caillasses au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.4 La nappe des Sables du Soissonnais et des Calcaire grossiers

La *Figure 53* montre une variation piézométrique du même type de celle qui se produit dans la couche supérieure des Marnes et Caillasses, mais atténuée du fait de la plus grande distance verticale par rapport au fond de la Seine. L'extension horizontale est légèrement plus grande, du fait que cette couche est plus perméable.

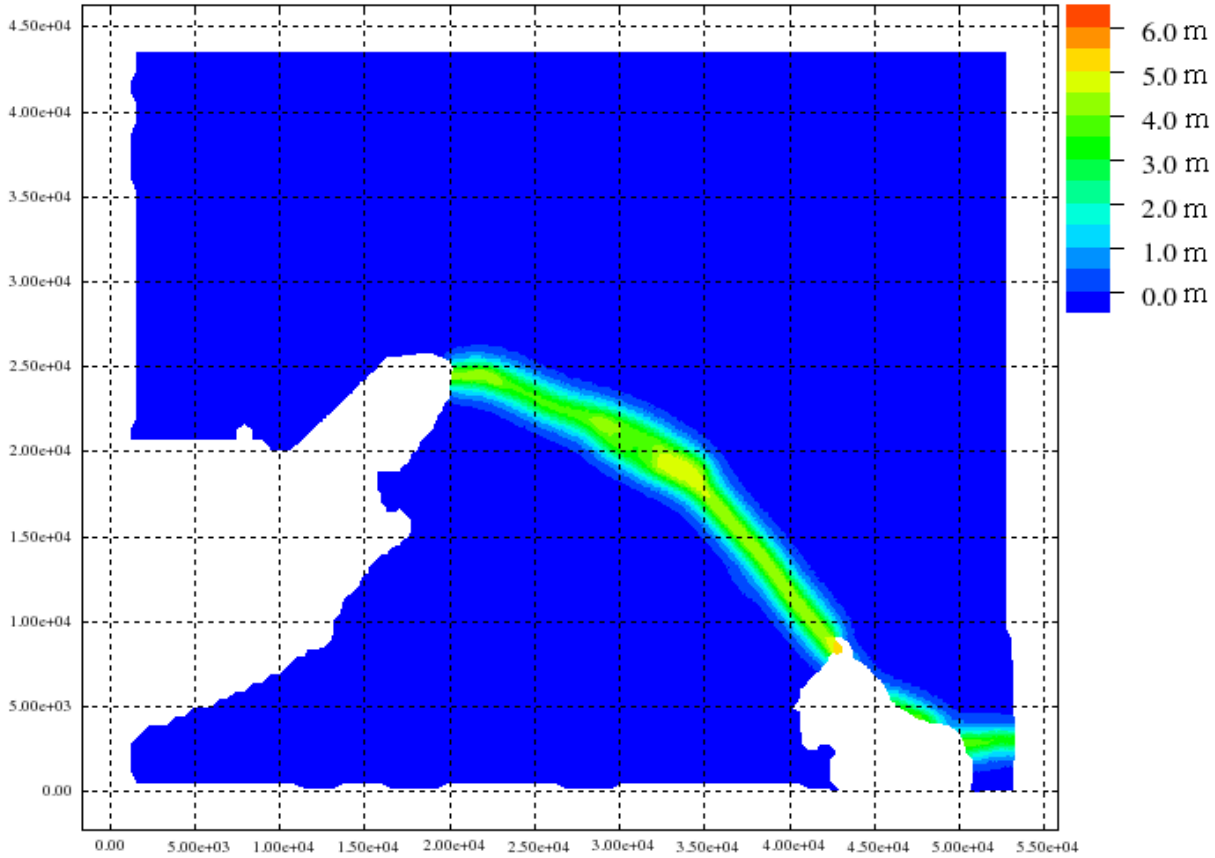


Figure 53 : Perturbation piézométrique simulée dans la nappe des Calcaires grossiers et des Sables du Soissonnais au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.5 Le semi perméable des Argiles plastiques et des Fausses Glaises

La *Figure 54* montre une variation piézométrique nulle dans cette couche très peu perméable, à la date du maximum de la crue. Ceci est la conséquence de la très faible perméabilité de cette formation qui interdit toute propagation horizontale de l'onde de crue ; seule est possible une propagation verticale, mais avec un long temps de réponse. La conséquence est une protection efficace de l'influence de la crue des couches sous-jacentes.

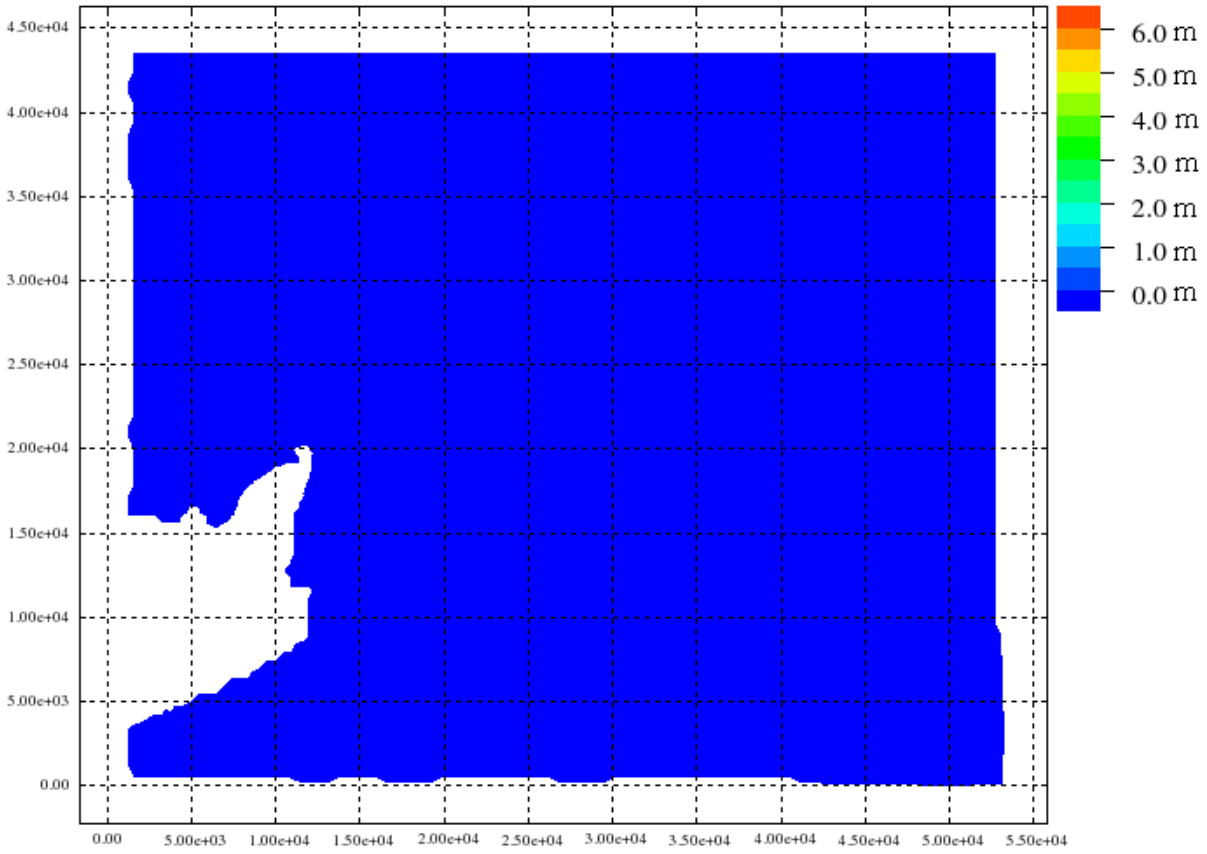


Figure 54 : Perturbation piézométrique simulée dans le semi-perméable Argiles plastiques-Fausses Glaises au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.6 *La nappe de la Craie blanche et des Marnes de Meudon*

La *Figure 55* montre une réaction instantanée de la Craie blanche sur tout le sud-ouest du domaine modélisé. Ceci est dû au fait que la craie se trouve en continuité directe avec la couche des alluvions dans ce secteur. L'influence de la crue est par contre nulle sur la craie en amont sous l'effet de la protection hydraulique offerte par le semi-perméable des Argiles plastiques. On note clairement une tendance à la progression de l'onde de crue dans la craie vers l'est sous l'effet de la recharge aval.

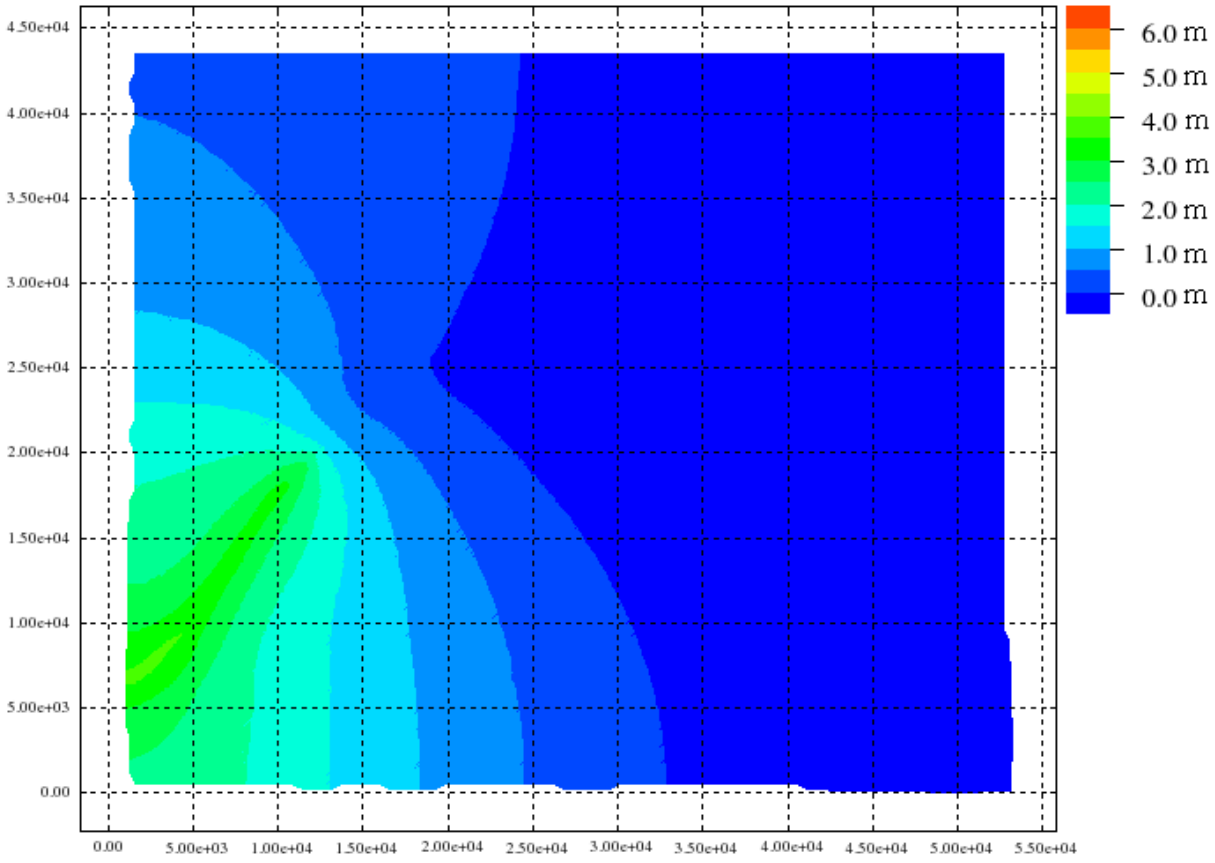


Figure 55 : Perturbation piézométrique simulée dans la nappe de la Craie-Marnes de Meudon au maximum d'une crue de type 1910

4.5.4.7 *Synthèse : fonctionnement du système aquifère*

Les résultats des simulations montrent que l'influence de la Seine se transmet surtout dans les zones d'aquifères libres, à savoir les alluvions ou la craie affleurant à l'ouest de Paris. On constate également une empreinte piézométrique verticale dans toutes les couches à la verticale de la Seine, qui s'atténue avec la profondeur. Ce signal se propage latéralement à partir des rives, de manière plus sensible dans les couches les plus perméables. Néanmoins l'impact de la crue sur le système aquifère reste limité à une centaine de mètres au-delà des berges de la Seine sur la majorité du parcours amont du fleuve. La disparition, sous l'effet de l'érosion, des Argiles plastiques à l'ouest sur le parcours aval, a par contre un effet important sur la propagation à distance de la crue par l'intermédiaire de la nappe de la craie.

Ces résultats peuvent paraître en contradiction avec les observations effectuées lors de la crue de 1910 qui rapportent des inondations à des distances notables de la Seine. Nous interprèterons cette constatation en avançant que l'essentiel de l'inondation des quartiers a été provoqué par des transferts

d'eau dans les réseaux du sous-sol ou par des débordements et non pas par des remontées de nappe. Cette interprétation est cohérente avec les résultats des simulations bidimensionnelles effectuées sur l'exemple de la coupe de la rue Cuvier.

4.6 SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE : BASE DE DONNEES GEOLOGIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES

L'ensemble des données utilisées pour les modélisations ainsi que les résultats obtenus ont été rassemblées sous un Système d'Information Géographique au moyen du logiciel ArcGis.

4.6.1 Données raster

Les données rasters sont le résultat de la numérisation des cartes thématiques (en format papier) déjà existantes. Les données qui renfermaient des informations géographiques ont été converties sous ENVI dans le système géodésique RGF (Référence Géodésique Française) pour être intégrables et superposables dans le SIG. Pour le reste des données, notre intervention s'est résumée dans leur géoréférencement à l'aide du logiciel Arc-Gis. Nous énumérons ci-dessous les différentes couches intégrées dans notre base de données :

- La carte géologique détaillée de France au 1/50 000 superposée sur un fond topographique, feuille de Paris XXIII-14, 2ème édition (1966) ;
- La carte hydrogéologie détaillée de France au 1/50 000 superposée sur un fond topographique, feuille de Paris XXIII-14, établie de 1964 à 1968 ;
- La carte géologique détaillée de la ville de Paris au 1/20 000, carte simplifiée issue de l'atlas géologique par arrondissement au 1/5 000, Inspection Générale des Carrières, 1975-1976).

4.6.2 Données vecteur

La totalité des fichiers vecteurs a été produite au sein de l'équipe SHR (partenaire 2). Les données vecteurs sont enregistrées sous un format léger et surtout modifiable appelé Shapefile ou "fichier de formes". Ces derniers contiennent toute sorte d'information liée à la géométrie des objets décrits (des points, des lignes et des polygones). La plupart de nos fichiers renferment des informations géométriques polygonales à l'exception du fichier contenant les positions des piézomètres décrites par des points.
L'intégralité des couches du modèle quasi-3D est sauvegardée dans la Base de données vectorielle:

- Couche de la Craie blanche et des Marnes de Meudon ;
- Couche des Argiles plastiques, sables d'Auteuil et Fausses Glaises ;
- Couche des Sables du Soissonnais et Calcaires Grossiers ;
- Couche des Marnes et Caillasses ;
- Couche des Sables de Beauchamp et Calcaire de Saint-Ouen ;
- Couche des alluvions anciennes, alluvions moderne et remblais.

5. Analyse et simulations numériques des interactions eau et ouvrages souterrains, du point de vue de l'hydraulique souterraine

5. ANALYSE ET SIMULATIONS NUMERIQUES DES INTERACTIONS EAU ET OUVRAGES SOUTERRAINS, DU POINT DE VUE DE L'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

5.1 APPROCHE ANALYTIQUE DE L'INTERACTION ENTRE ECOULEMENT ET OBSTACLE SOUTERRAIN

5.1.1 Introduction

Le projet Hydrogeobat se proposant d'analyser les interactions entre les mouvements des nappes phréatiques et le bâti et ses fondations, ainsi que les ouvrages souterrains, dans un environnement fortement anthropisé de grande métropole, il est apparu intéressant de se concentrer dans un premier temps sur des approches analytiques de problèmes relativement simples. Dans cette optique, on a analysé la modification de la surface piézométrique d'une nappe, initialement en écoulement uniforme, liée à la présence d'un ouvrage linéaire étanche d'axe horizontal perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Ce cas peut correspondre, sur la ville de Paris à diverses configurations de galeries de métro ou RER, et particulièrement au cas de la ligne A du RER, en rive droite de la Seine, au cœur de Paris.

Lorsqu'ils s'intéressent aux interactions entre les eaux souterraines et un tunnel, ou tout autre ouvrage souterrain de génie civil, les ingénieurs se préoccupent, le plus souvent, de l'évolution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage et de l'écoulement souterrain vers les parties non étanches de celui-ci. Il s'agit, notamment, de prévoir les débits d'exhaure à attendre et les répercussions géomécaniques de l'écoulement sur l'ouvrage, les terrains sus-jacents et la surface. L'évolution de la surface piézométrique de la nappe n'est pas généralement considérée en elle-même, car elle est supposée, le plus souvent, ne pas avoir, a priori, d'incidence préjudiciable sur les ouvrages et activités de surface. Des solutions analytiques peuvent être établies pour des modèles de géométrie simple, le tunnel rectiligne dans une formation géologique sous la mer, en particulier (par exemple : M. Rat, 1973). La position de la surface piézométrique de la nappe y est généralement considérée comme invariante, ce qui se traduit par l'existence d'une limite à charge hydraulique imposée. Les modèles numériques permettent d'étudier des cas plus variés et de répondre à des applications pratiques moins schématiques.

Beaucoup moins d'études concernent les aquifères libres ou captifs peu profonds dans lesquels sont implantés à relativement faible profondeur des ouvrages plus ou moins étanches d'une certaine ampleur. L'obstacle à l'écoulement de la nappe que constitue un tel ouvrage se traduit par une variation locale du niveau piézométrique de la nappe et du gradient hydraulique de l'écoulement, dont les conséquences géotechniques sur la stabilité des formations sus-jacentes et sur les ouvrages qui y sont implantés peuvent être plus ou moins importantes en fonction de l'amplitude de cette variation. S'appuyant sur une étude paramétrique réalisée à l'aide d'un modèle numérique par éléments finis, Marinos et Kavvadas (1997) ont proposé pour un tunnel rectiligne d'axe horizontal un modèle analytique simplifié donnant la hausse du niveau piézométrique en fonction du gradient hydraulique initial uniforme de l'écoulement, du diamètre du tunnel et de la profondeur de la crête du tunnel sous la surface piézométrique initiale. Ils concluaient que, dans la gamme des gradients hydrauliques régionaux usuels (0,5 à 5%), la hausse du niveau piézométrique est de l'ordre de 1 à 10% de la hauteur du tunnel lorsqu'il est situé immédiatement sous la surface libre, mais plus faible lorsqu'il est plus profond ou qu'il n'est que partiellement submergé.

Dans cette analyse nous proposons une autre approche du problème de l'influence d'un tunnel rectiligne d'axe horizontal perpendiculaire à la direction de l'écoulement de la nappe. Nous nous attachons à estimer, par différents moyens et dans différents contextes, la perte de charge

supplémentaire (c'est-à-dire s'ajoutant à celle résultant de l'écoulement régional) Δh_s introduite par la présence du tunnel.

Dans un premier temps nous nous plaçons dans le contexte d'un aquifère captif horizontal et d'un tunnel « idéalisé » de section circulaire ou carrée. Pour une géométrie simple, le tunnel étant au centre de l'aquifère, nous montrons qu'une analogie peut être établie avec un écoulement au droit d'un seuil hydraulique résultant d'un exhaussement du mur de l'aquifère. Une solution analytique approchée est établie, fonction du gradient hydraulique régional uniforme i_0, du rayon R du tunnel et du rapport $a = \frac{R}{B}$ de ce rayon R à l'épaisseur B de l'aquifère. Nous utilisons ensuite un modèle numérique par différences finies largement répandu (le code Modflow) pour réaliser une étude paramétrique plus générale. En milieu isotrope, nous étudions plus particulièrement la relation entre Δh_s et i_0 ainsi que la largeur d'influence du seuil. Nous étudions ensuite l'influence du rapport d'anisotropie $\alpha = \frac{K_H}{K_V}$ des conductivités hydrauliques horizontale et verticale.

Nous nous plaçons dans un deuxième temps dans le contexte d'un aquifère libre à mur incliné et étudions le cas d'un tunnel totalement submergé (situé sous la surface libre de la nappe) et celui d'un tunnel partiellement émergé.

5.1.2 Modèle conceptuel simplifié et solution analytique approchée

5.1.2.1 Modèle conceptuel simplifié

On considère un aquifère captif horizontal d'épaisseur $2B$. En l'absence d'obstacle, la nappe captive est en écoulement horizontal uniforme caractérisé par un gradient hydraulique i_0.

On considère un obstacle étanche sous la forme d'un cylindre ou d'un prisme droit dont l'axe est horizontal, situé dans le plan médian de l'aquifère et perpendiculaire à la direction de l'écoulement (*Figure 56a*). La longueur de l'obstacle parallèlement à la direction de l'écoulement et sa hauteur sont toutes deux égales à $2R$. En pratique, trois sections sont considérées : un cercle de diamètre $2R$, un carré de côté $2R$ et un carré de côté $R\sqrt{2}$, dont une diagonale (de longueur $2R$) est parallèle à la direction de l'écoulement. La présence de l'obstacle se traduit par une réduction locale de la section mouillée de l'aquifère et, en conséquence, par une perte de charge supplémentaire que nous déterminons. Le plan vertical est rapporté au repère Oxz.

Compte tenu de la symétrie du problème tel qu'il est posé, sa solution est aussi celle du problème du seuil hydraulique constitué par une remontée locale du mur d'un aquifère captif horizontal d'épaisseur B (*Figure 56b*). Aux trois cas considérés précédemment correspondent des seuils respectivement circulaire, rectangulaire et triangulaire, de longueur $2R$ et de hauteur R. C'est ce problème que nous considérerons dans un premier temps. On peut remarquer incidemment que le problème du seuil permet aussi d'appréhender celui d'une fondation d'un ouvrage superficiel pénétrant un aquifère captif.

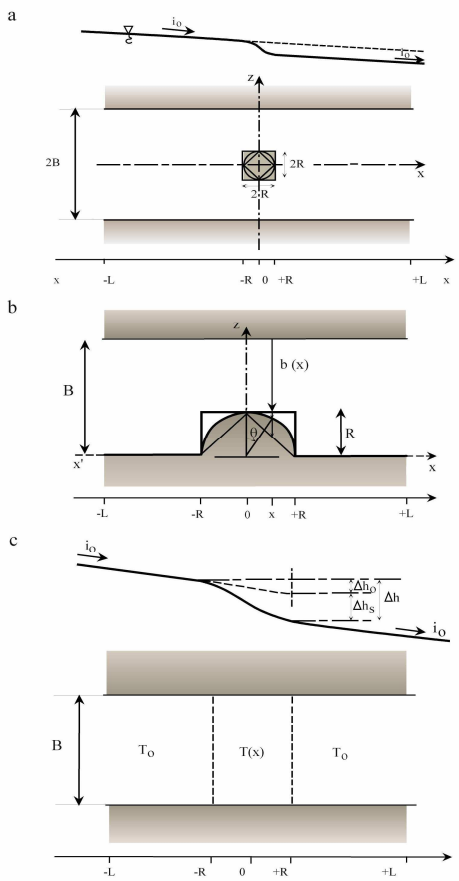


Figure 56 : Modèle étudié : (a) galerie rectiligne dans un aquifère captif, (b) seuil hydraulique par remontée du mur d'un aquifère captif, (c) modèle retenu pour une solution approchée (tranche verticale d'aquifère de transmissivité variable).

5.1.2.2 Solution approchée

Une solution approchée peut être obtenue en considérant que l'écoulement demeure essentiellement horizontal et que la perturbation apportée par le seuil ne se traduit donc que par une réduction de la transmissivité de l'aquifère, qui est strictement liée à la réduction de l'épaisseur mouillée b. On est alors amené à considérer le modèle équivalent présentant un aquifère sans obstacle mais comportant une tranche verticale de longueur $2R$, entre les verticales d'abscisses $-R$ et $+R$, de transmissivité variable $T(x)$, fonction de x (*Figure 56c*).

La transmissivité de l'aquifère est :

- $T_0 = K_H \cdot B$ pour $x < -R$ et $x > R$,
  K_H étant la conductivité hydraulique horizontale du milieu ;
- $T(x) = K_H \cdot b(x)$ pour $-R \le x \le +R$,
  $b(x)$ étant la section mouillée à la verticale de l'abscisse x.

Selon la forme du seuil, on a (*Figure 56b*) :

- pour un seuil rectangulaire : $b(x) = B - R$;
- pour un seuil triangulaire : $b(x) = B - (R + x)$ pour $-R \le x \le 0$, et
  $b(x) = B - (R - x)$ pour $0 \le x \le +R$;

- pour un seuil circulaire : $b(x) = B - R \cdot \cos\theta$ pour $-\frac{\pi}{2} \le \theta \le \frac{\pi}{2}$.

Le débit transitant dans l'aquifère par unité de largeur dans la direction horizontale perpendiculaire à l'écoulement est :

- pour $x \le -R$ et $R \le x$, $q_0 = K_H \cdot B \cdot i_0$;
- pour $-R \le x \le +R$, $q(x) = -K_H \cdot b(x) \cdot \frac{dh}{dx}$,
  h étant la charge hydraulique sur la verticale d'abscisse x.

La conservation du débit ($q_0 = q(x)$) conduit à : $dh = -B \cdot i_0 \cdot \frac{dx}{b(x)}$

On peut alors déterminer la perte de charge Δh correspondant à la traversée de la zone à transmissivité réduite. Elle est donnée par :

$$\Delta h = \int_{-R}^{+R} -dh = B \cdot i_0 \cdot \int_{-R}^{+R} \frac{dx}{b(x)} = 2B \cdot i_0 \cdot \int_{-R}^{0} \frac{dx}{b(x)}$$

Dans les trois configurations étudiées, on obtient les équations suivantes :

- pour le seuil rectangulaire : $\Delta h = 2B \cdot i_0 \cdot \int_{-R}^{0} \frac{dx}{B-R}$
- pour le seuil triangulaire : $\Delta h = 2B \cdot i_0 \cdot \int_{-R}^{0} \frac{dx}{B-R-x}$
- pour le seuil circulaire : $\Delta h = 2B \cdot i_0 \cdot \int_{-\frac{\pi}{2}}^{0} \frac{R \cdot \cos\theta \cdot d\theta}{B - R \cdot \cos\theta}$

Après intégration et en posant $\Delta h_0 = 2R \cdot i_0$ (perte de charge sur une distance égale à la longueur du seuil dans un aquifère sans seuil – Fig. 1c) et $a = \frac{R}{B}$ ($0 < a < 1$), on obtient :

- pour le seuil rectangulaire : $\frac{\Delta h}{\Delta h_0} = \frac{1}{1-a}$
- pour le seuil triangulaire : $\frac{\Delta h}{\Delta h_0} = \frac{1}{a} \cdot \ln\left(\frac{1}{1-a}\right)$
- pour le seuil circulaire : $\frac{\Delta h}{\Delta h_0} = \frac{1}{a} \cdot \left(-\frac{\pi}{2} + \frac{2}{\sqrt{1-a^2}} \cdot Arc\tan\left(\frac{1+a}{\sqrt{1-a^2}}\right)\right)$

La perte de charge supplémentaire introduite par la présence du seuil est égale à :

$$\Delta h_s = \Delta h - \Delta h_0 .$$

5.1.2.3 *Résultats et conclusions*

On a tracé sur la *Figure 57* les fonctions $\frac{\Delta h - \Delta h_0}{\Delta h_0} = \frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0} = f(a)$. En se limitant à des valeurs réalistes de a, correspondant par exemple à $R \leq \frac{B}{2}$, on peut observer que l'influence de l'obstacle reste limitée. Ainsi l'augmentation relative de la perte de charge est inférieure à 50% (respectivement à 20%) dès que la hauteur de l'obstacle est inférieure au tiers (respectivement au sixième) de celle de l'aquifère. On peut également observer que le cas du seuil circulaire est encadré par ceux des seuils triangulaire et rectangulaire auxquels correspondent des formules simples, qui peuvent d'ailleurs facilement être étendues au cas où la hauteur du seuil est différente de la moitié de sa longueur. Enfin on remarque que la perte de charge supplémentaire introduite par l'obstacle Δh_s est proportionnelle au gradient hydraulique i_0, soit aussi au débit transitant dans l'aquifère q_0. Les gradients des écoulements régionaux étant en général relativement modestes, les perturbations devraient l'être également

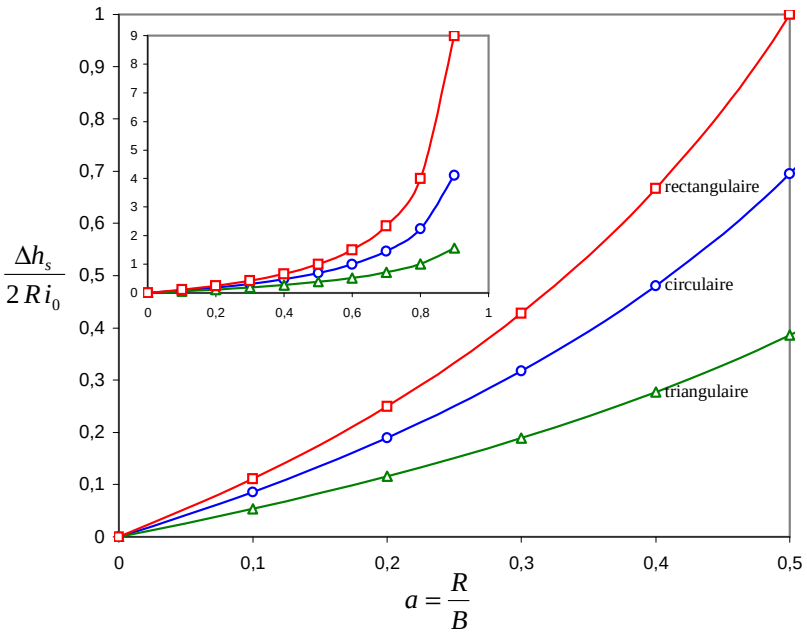


Figure 57 : Évolution de la variation relative de la perte de charge au droit de l'obstacle $\frac{\Delta h - \Delta h_0}{\Delta h_0} = \frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0}$ ***en fonction du rapport*** $a = \frac{R}{B}$ ***de la hauteur et demi-longueur*** R ***du seuil à l'épaisseur*** B ***de l'aquifère, pour les trois géométries de seuil***

Cette première approche du problème général, qui a le mérite de bien identifier l'importance du rapport $a = \frac{R}{B}$, reste toutefois limitée, même si, par exemple, l'hypothèse de la position médiane de l'obstacle dans l'aquifère peut facilement être levée. Concrètement, l'hypothèse d'horizontalité de l'écoulement est assez forte, pour les valeurs de a les plus grandes notamment. Négliger une composante verticale de l'écoulement revient à considérer une valeur infinie pour la conductivité hydraulique verticale K_V du milieu. Or on sait qu'en règle générale le rapport d'anisotropie des

conductivités hydrauliques $\frac{K_H}{K_V}$ est plutôt supérieur à 1 et qu'il ne tend donc pas vers 0. Avec cette hypothèse également, la perte de charge supplémentaire liée à la présence de l'obstacle est concentrée à sa verticale et aucune perturbation n'intervient à l'amont et à l'aval de celui-ci. Or on sait que la perturbation concerne en pratique des distances de plusieurs fois la largeur de l'obstacle. Le recours à un modèle numérique est donc indispensable pour une analyse plus approfondie. La solution approchée pourra être utile à son calibrage.

5.2 SIMULATIONS NUMERIQUES REALISEES A PARTIR DU CODE MODFLOW

5.2.1 Le code Modflow

Le code Modflow, développé par l'U.S. Geological Survey, simule des écoulements souterrains à trois dimensions en utilisant la méthode des différences finies à mailles centrées. Depuis la publication de la version originale en 1988 (Mac Donald et Harbaugh, 1988) et d'une version corrigée en 1996 (Harbaugh et Mc Donald, 1996 a et b), le code a été enrichi par de nombreux contributeurs. Pour notre part, nous avons utilisé le code PMWIN (Chiang and Kinzelbach, 2001). L'accès facile et gratuit à ce code et sa très grande diffusion lui confèrent une valeur pédagogique certaine. A priori plutôt conçu pour l'étude des écoulements à une échelle régionale, il peut toutefois être utilisé pour des écoulements à une échelle locale, pourvu que la géométrie du problème puisse s'accommoder d'un maillage parallélépipédique. Dans le cadre du modèle conceptuel proposé, son utilisation est donc envisageable. Nous en testerons les potentialités et les limites, d'abord pour l'étude du modèle conceptuel en nappe captive présenté ci-dessus, puis pour un modèle en nappe libre.

5.2.2 Nappe captive

5.2.2.1 Présentation du modèle et des simulations

Nous avons simulé l'écoulement plan vertical dans le cas du modèle de seuil hydraulique en nappe captive horizontale présenté précédemment (*Figure 56b*), d'abord en se plaçant dans un milieu isotrope ($K_H = K_V$), puis en introduisant une anisotropie de la conductivité hydraulique (rapport d'anisotropie : $\alpha = \frac{K_H}{K_V}$).

Les dimensions géométriques retenues pour les simulations sont les suivantes :

- longueur de l'aquifère : $2L = 55m$;
- épaisseur de l'aquifère : $B = 10m$;
- longueur du seuil : $2R = 5m$ (hauteur du seuil : $R = 2{,}5m$, soit $a = \frac{R}{B} = 0{,}25$).

La conductivité hydraulique horizontale est prise égale à : $K_H = 10^{-5} m.s^{-1}$, correspondant, par exemple, à un aquifère sableux.

Dans le plan horizontal, le modèle utilisé pour le calcul comporte une seule rangée de mailles de largeur w égale à $0{,}5m$. Dans le plan vertical, les mailles sont carrées, de côté c. Après plusieurs tests, une valeur du côté c de la maille égale à $0{,}5m$ a été retenue. Les géométries de seuil rectangulaire et triangulaire sont correctement prises en compte, la géométrie circulaire l'étant de façon plus approchée.

Pour l'étude du problème posé, c'est-à-dire la détermination de la perte de charge supplémentaire introduite par la présence du seuil dans un contexte d'écoulement régional uniforme de gradient hydraulique i_0, les conditions aux limites amont et aval de l'aquifère sont déterminées de la façon précisée ci-après.

A la limite amont ($x = -L$), la charge hydraulique est imposée (h_{amont}), identique dans toutes les mailles. Le débit entrant par la face amont et sortant par la face aval du modèle pour une valeur donnée i_0 du gradient hydraulique est égal à $Q_0 = K_H \cdot w \cdot B \cdot i_0$. C'est cette valeur qui est imposée

comme débit sortant par la face aval ($x = +L$) et qui est répartie uniformément sur toutes les mailles de la limite aval, qui sont au nombre de $\frac{B}{c}$.

Comme résultat de la simulation, on extrait la charge hydraulique à la limite aval h_{aval}, en vérifiant qu'elle est sensiblement la même dans toutes les mailles qui constituent cette limite. La perte de charge entre la limite amont et la limite aval est alors égale à $\Delta h = h_{amont} - h_{aval}$. En l'absence de seuil elle serait, pour un écoulement uniforme, égale à $2 \cdot L \cdot i_0$. La perte de charge supplémentaire introduite par la présence du seuil est donc égale à $\Delta h_s = \Delta h - 2 \cdot L \cdot i_0$.

5.2.2.2 Milieu isotrope (K_H=K_V, α=1)

Perte de charge supplémentaire liée à la présence du seuil

Un certain nombre de simulations ont été réalisées dans le cas isotrope pour différentes valeurs du gradient hydraulique i_0, dans une gamme de 0,5 à 10%, et pour les trois géométries de seuil envisagées (*Figure 58*).

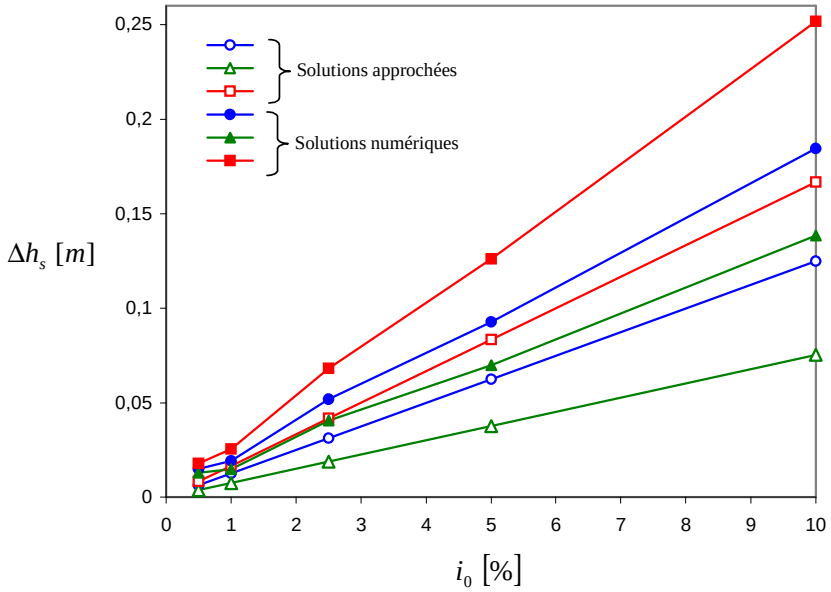


Figure 58 : Évolution de la perte de charge supplémentaire Δh_s introduite par l'obstacle en fonction du gradient hydraulique régional i_0, pour les trois géométries et comparaison avec les solutions approchées correspondantes (pour $a = \frac{R}{B} = 0{,}25$)

Comme pour la solution approchée, on peut observer :

- la linéarité de la relation entre Δh_s et i_0, mais avec des valeurs du rapport $\frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0}$ différentes et plus élevées tout en restant du même ordre de grandeur (Tab. 1) ;
- le caractère intermédiaire de la perturbation engendrée par le seuil circulaire.

Tableau 1 : Valeurs du rapport $\frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0}$ pour la solution approchée et la simulation numérique en milieu isotrope pour différentes géométries de seuil

Solution	Seuil		
	triangulaire	Circulaire	rectangulaire
approchée ($\alpha = \frac{K_H}{K_V} \to 0$)	0,15	0,25	0,33
numérique ($\alpha = \frac{K_H}{K_V} = 1$)	0,27	0,37	0,50

<u>*Longueur d'influence du seuil*</u>

Contrairement au modèle correspondant à la solution approchée, l'influence du seuil n'est pas ici limitée à la tranche d'aquifère située à sa verticale. L'examen des réseaux d'écoulement dans le plan vertical (*Figure 59, par exemple*) montre toutefois qu'au-delà d'un certaine distance L_i des limites du seuil (limites correspondant à $x = \pm R$), les équipotentielles sont quasiment des droites verticales et que l'écoulement est par conséquent horizontal et uniforme et n'est par perturbé par la présence du seuil. Cette distance varie a priori en fonction de la nature du seuil et du gradient hydraulique régional i_0.

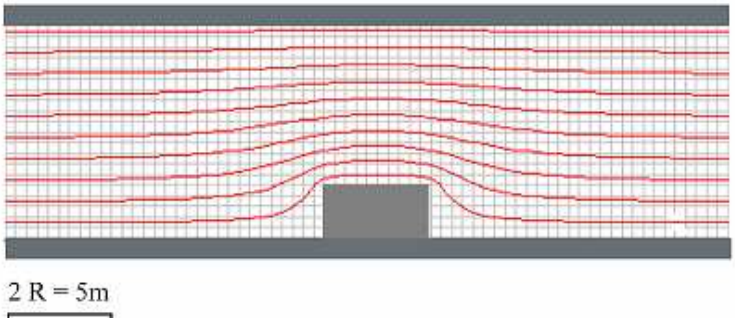


Figure 59 : Exemple de réseau d'écoulement en nappe captive (seuil rectangulaire ; $i_0 = 5\%$)

Pour fixer cette limite L_i, on peut se référer à l'amplitude $\Delta h_V(x)$ de la variation de la charge hydraulique sur une verticale d'abscisse x, qui peut être comparée, par exemple, à la perte de charge supplémentaire introduite par le seuil Δh_s, ainsi qu'au gradient hydraulique vertical correspondant $i_V(x) = \frac{\Delta h_V(x)}{B}$, qui peut être comparé au gradient i_0. La limite L_i est déterminée sur la base de valeurs limites pour Δh_V (et le i_V correspondant), pour lesquelles on peut considérer que l'écoulement est horizontal, fixées arbitrairement ou comme un pourcentage de Δh_s.

La simulation numérique permettant d'accéder à la valeur de la charge hydraulique dans toute maille, on peut aisément calculer des valeurs discrètes de la fonction $\Delta h_V(x)$, que ce soit pour $|x| > R$ ou au droit de l'obstacle, en calculant, pour une colonne verticale la différence de la valeur de la charge hydraulique entre la maille au contact du toit de l'aquifère et celle au contact du mur ou de l'obstacle.

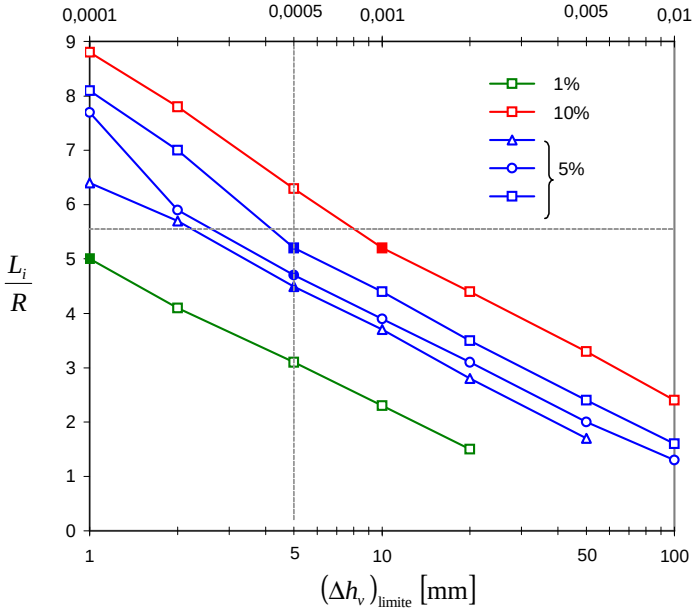


Figure 60 : Évolution du rapport $\frac{L_i}{R}$ (de la largeur d'influence L_i du seuil à sa hauteur et demie longueur R) en fonction de la valeur limite $(\Delta h_V)_{\lim}$ retenue pour la variation de la charge sur une verticale, pour les trois géométries de seuil et pour différentes valeurs du gradient hydraulique i_0 (les figurés en plein correspondent à une valeur limite de $\frac{i_V}{i_0} = 1\%$)

La *Figure 60* présente, l'évolution de $\frac{L_i}{R}$ en fonction de la valeur limite $(\Delta h_V)_{\lim}$ retenue pour Δh_V (ou de la valeur du gradient hydraulique correspondant i_V) :

- pour les trois configurations géométriques étudiées, pour un même gradient $i_0 = 5\%$; dans ce cas on constate que pour une valeur $(\Delta h_V)_{\lim} = 5mm$, soit $\frac{i_V}{i_0} = 0{,}01$, on a dans les trois cas $L_i < 5{,}5 \cdot R$, à comparer à $L = 11 \cdot R$. On peut ainsi vérifier que la longueur retenue pour le modèle est satisfaisante ;
- pour le seuil rectangulaire, pour trois valeurs du gradient $i_0 = 1$, 5 et 10 % ; pour la même valeur limite $\frac{i_V}{i_0} = 0{,}01$ que précédemment on obtient trois valeurs voisines de L_i, de l'ordre de $5 \cdot R$, pour les trois valeurs de i_0 (ces valeurs correspondent aux figurés rectangulaires pleins sur la figure 5). Le gradient hydraulique a donc peu d'influence sur la longueur d'influence du seuil.

Le *Tableau 2* donne les valeurs de $\frac{L_i}{R}$ pour les trois géométries considérées, pour un gradient hydraulique $i_0 = 5\%$ et pour différentes valeurs de $\frac{\Delta h_V}{\Delta h_s}$. Pour une valeur donnée du rapport $\frac{\Delta h_V}{\Delta h_s}$, il n'y a pas d'influence de la géométrie du seuil sur la longueur d'influence du seuil. Selon ce critère, la valeur de $5 \cdot R$ pour L_i, identifiée précédemment comme pertinente, apparaît pour $\Delta h_V = 5\% \cdot \Delta h_s$.

Tableau 2 : Valeurs de $\frac{L_i}{R}$ pour les trois géométries de seuil, pour un gradient hydraulique régional $i_0 = 5\%$ et pour différentes valeurs de $\frac{\Delta h_V}{\Delta h_s}$

$\frac{\Delta h_V}{\Delta h_s}$ (en %)	Seuil		
	triangulaire	Circulaire	rectangulaire
10	4	4,2	4,1
5	4,9	4,8	5,0
1	8,1	6,8	7,7

5.2.2.3 Milieu anisotrope ($K_H \neq K_V$)

Des courbes $\Delta h_s = f(i_0)$ analogues à celles de la ***Figure 58*** ont été établies pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie des conductivités hydrauliques $\alpha = \frac{K_H}{K_V}$. Compte tenu de leur linéarité, on a pu en extraire les valeurs du rapport $\frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0}$ comme une fonction de α pour les trois géométries étudiées. Les résultats sont présentés sur la *Figure 61*. On a également indiqué sur cette figure les valeurs obtenues pour la solution approchée qui constitue une asymptote des courbes tracées quand $\alpha \to 0$. On observe que pour des valeurs de α inférieures à 1, soit pour K_V supérieur à K_H, les courbes sont irrégulières mais proches de la valeur asymptotique et qu'en conséquence la solution approchée donne un ordre de grandeur correct, légèrement sous-estimé, de la perturbation. Pour les valeurs de α supérieures à 1, soit pour K_H supérieur à K_V, ce qui est en pratique le cas le plus courant, l'existence d'une anisotropie augmente de manière significative la perturbation et doit donc impérativement être prise en considération.

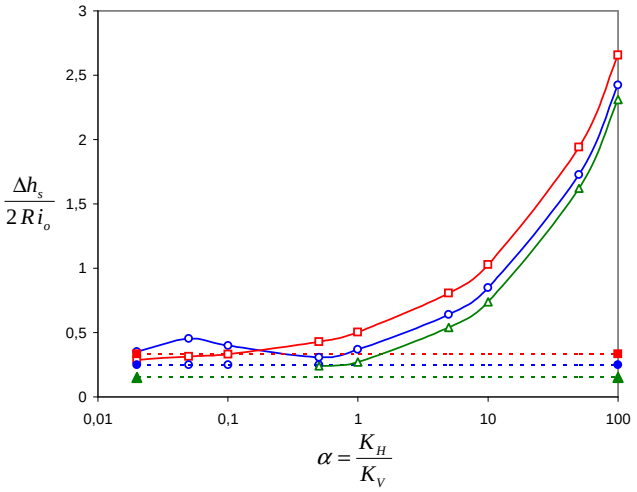


Figure 61 : Evolution du rapport $\frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0}$ en fonction du rapport d'anisotropie de conductivité hydraulique $\alpha = \frac{K_H}{K_V}$, pour les trois géométries

5.2.3 Nappe libre

5.2.3.1 Présentation du modèle et des simulations

On considère un aquifère libre dont le mur est un plan incliné de pente p_0 parallèle au gradient hydraulique régional. L'obstacle étanche est un cylindre droit de diamètre $D = 2 \cdot R$ et d'axe parallèle à une horizontale de ce plan incliné. On étudie l'écoulement bidimensionnel dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe de l'obstacle. Ce plan vertical est rapporté au repère *Oxz* indiqué sur la *Figure 62*. Le modèle a une longueur $2L$ ($-L \leq x \leq +L$). L'horizontale prise comme origine des cotes et des charges hydrauliques correspond à la cote du mur au niveau de la section aval ($x = +L$). Nous ne traiterons pas ici explicitement le cas d'un obstacle partiellement encastré dans le mur de l'aquifère. L'épaisseur e d'aquifère sous la base de l'obstacle est imposée et significative. La cote de l'axe horizontal C de l'obstacle ($x = 0$, $z = z_C$) est, de ce fait, fonction de la pente p_0 du mur : $z_C = L \cdot p_0 + e + R$

Les dimensions géométriques fixes retenues pour les simulations sont les suivantes :

- longueur de l'aquifère : $2L = 85m$;
- diamètre de l'obstacle : $2R = 5m$;
- épaisseur d'aquifère sous l'obstacle : $e = 5m$.

On ne traite que le cas d'un milieu isotrope de conductivité hydraulique $K = 10^{-5} m.s^{-1}$.

On impose au niveau de la limite aval ($x = +L$) une charge hydraulique h_{aval}, et à celui de la limite amont une charge hydraulique $h_{amont} = h_{aval} + 2 \cdot L \cdot p_0$. En l'absence d'obstacle, l'épaisseur mouillée étant $h_m = h_{aval}$, la surface libre de la nappe serait un plan P de pente p_0 égale à celle du mur de l'aquifère. On désigne par d_0 la différence de cote entre ce plan P et le sommet de l'obstacle : $d_0 = (h_{aval} + L \cdot p_0) - (z_C + R)$. Cette quantité peut être positive ou négative, mais supérieure à $-2 \cdot R$.

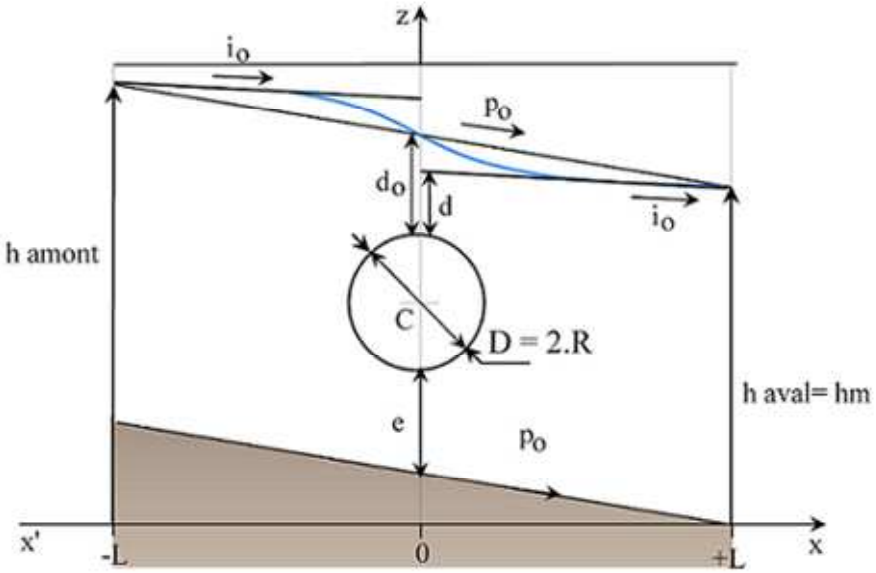


Figure 62 : Modèle étudié en nappe libre

Les caractéristiques des mailles sont analogues à celles du modèle utilisé pour l'étude de la nappe captive, c'est-à-dire des mailles cubiques ($w = 0{,}5m$; $c = 0{,}5m$). En raison de ce choix de maillage, le mur de l'aquifère se présente en marches d'escalier et la géométrie circulaire de l'obstacle n'est qu'approchée. Toutes les mailles situées au dessus de la cote h_{aval} sont des mailles convertibles, en ce sens qu'elles peuvent passer d'un état saturé à un état partiellement ou totalement désaturé.

En fonction des contextes de simulation, deux cas sont à considérer selon que l'obstacle est entièrement submergé ou non. Dans le second cas la nappe est localement « captive » sous l'obstacle.

La position de la surface libre de la nappe est donnée par la valeur de la charge hydraulique dans la maille de cote la plus élevée non totalement désaturée. Cette surface est située au dessus de la droite de pente p_0 joignant h_{amont} à h_{aval} à l'amont de l'obstacle et en dessous de celle-ci à l'aval. On peut calculer le gradient hydraulique régional i_0, pour une simulation donnée, à partir des cotes du niveau de la surface libre au voisinage des limites amont et aval du modèle, en vérifiant qu'on obtient des valeurs sensiblement identiques dans les deux cas. On en déduit la valeur de la perte de charge supplémentaire introduite par la présence de l'obstacle :
$\Delta h_s = (h_{amont} - h_{aval}) - 2 \cdot L \cdot i_0 = 2 \cdot L \cdot (p_0 - i_0)$, qui correspond à la surélévation de la surface libre au dessus de sa position originelle à l'amont de l'obstacle. On peut calculer également la hauteur d'eau de référence d de l'écoulement régional au dessus ou au dessous du sommet de l'obstacle avant que celui-ci ne soit implanté :

$$d = (h_{aval} + L \cdot i_0) - (z_C + R) = h_m - (e + 2 \cdot R) - L \cdot (p_0 - i_0) = d_0 - \frac{\Delta h_s}{2}.$$

d est donc inférieur à d_0 d'une quantité égale à $\frac{\Delta h_s}{2}$, la différence étant donc d'autant plus faible que Δh_s l'est.

Des simulations ont été effectuées pour différentes valeurs de la pente du mur p_0 (0,5%, 1%, 2,5%, 5% et 10%) et différentes valeurs de $z_0 = z_C + R + d_0$, dont ont découlé des valeurs de d_0 et de $h_m = h_{aval}$. Le *Tableau 3* donne ces valeurs et les valeurs extraites du calcul : i_0, d et Δh_s.

Tableau 3 : Résultats fournis par les simulations effectuées en nappe libre (h_m, d_0, d et Δh_s en m) - p_0 : pente du mur de l'aquifère ; h_m : hauteur mouillée au niveau des limites aval et amont ; $d_0 = h_m - (e + 2R)$; i_0 : gradient hydraulique au niveau des limites aval et amont ;

$$d = (h_m - L \cdot i_0) - (L \cdot p_0 + e + 2 \cdot R) = d_0 - \frac{\Delta h_s}{2} \;;\; \Delta h_s = 2 \cdot L \cdot (p_0 - i_0)$$

p_0	h_m	d_0	i_0	d	Δh_s
0,005	17,29	7,29	0,0049	7,28	0,013
0,005	14,79	4,79	0,0049	4,78	0,009
0,005	12,29	2,29	0,0046	2,27	0,037
0,005	9,79	-0,21	0,0049	-0,22	0,008
0,01	17,08	7,07	0,0097	7,06	0,023
0,01	14,58	4,57	0,0096	4,56	0,031
0,01	12,08	2,07	0,0092	2,04	0,070
0,01	9,58	-0,42	0,0098	-0,43	0,019
0,025	16,44	6,44	0,0242	6,40	0,071
0,025	13,94	3,94	0,0241	3,90	0,080
0,025	11,44	1,44	0,0230	1,35	0,173
0,025	8,94	-1,06	0,0244	-1,09	0,049
0,05	15,38	5,38	0,0476	5,27	0,201
0,05	12,88	2,88	0,0472	2,76	0,235
0,05	10,38	0,38	0,0453	0,18	0,398
0,05	7,88	-2,13	0,0480	-2,21	0,173
0,1	15,25	5,25	0,0921	4,91	0,674
0,1	13,25	3,25	0,0912	2,87	0,751
0,1	10,75	0,75	0,0868	0,19	1,126
0,1	8,25	-1,75	0,0911	-2,13	0,754

5.2.3.2 Cas d'un obstacle totalement submergé ($d_0 > 0$ et $d > 0$)

Les valeurs calculées de i_0 sont inférieures à celles de p_0, mais la variation relative est inférieure à 10%, chiffre qui n'est approché que pour les plus fortes valeurs de la pente du mur p_0 combinées avec de faibles valeurs de la submersion d_0. La même constatation concerne la submersion d comparée à d_0. Des surélévations significatives de la surface libre ne sont obtenues que pour les plus fortes pentes du mur (5 et 10%). Elles augmentent quand la submersion d diminue. Sauf dans le cas ($p_0 = 10\%$, $d = 0{,}19m$), la surélévation est très inférieure à $\frac{h_m}{10}$. Elle est en pratique négligeable, inférieure à 10 cm, pour les plus faibles pentes (0,5%, 1%, voire 2,5%). Dans ces conditions, il est vraisemblable que les résultats obtenus pour une nappe captive, de transmissivité $T = K \cdot h_m$, soient transposables aux simulations effectuées ici pour la nappe libre.

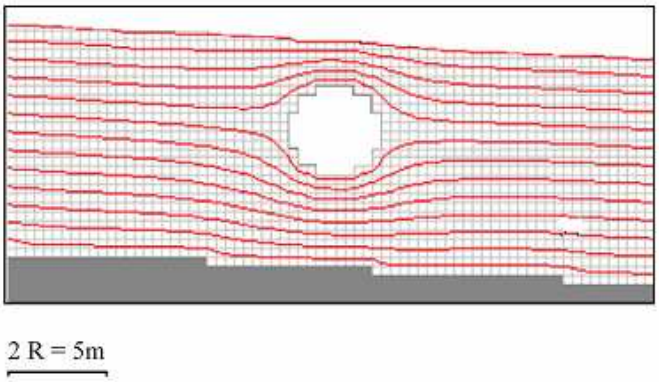


Figure 63 : Exemples de réseaux d'écoulement en nappe libre. Cas de l'obstacle totalement submergé ($p_0 = 5\%$; $d_0 \approx R$)

L'observation des réseaux d'écoulement, celui de la *Figure 63*, par exemple, obtenu pour $p_0 = 5\%$ et $d_0 \approx R$, suggère que le plan de pente p_0 passant par le centre C de l'obstacle constitue une limite de partage des eaux souterraines. Seule donc une partie q_0' du débit total q_0 transitant dans l'aquifère contribue à la surélévation de la surface libre. Le débit total est $q_0 = K \cdot h_m \cdot i_0$ et le débit effectif $q_0' = K \cdot (R + d_0) \cdot i_0 = q_0 \cdot \dfrac{R + d_0}{h_m}$.

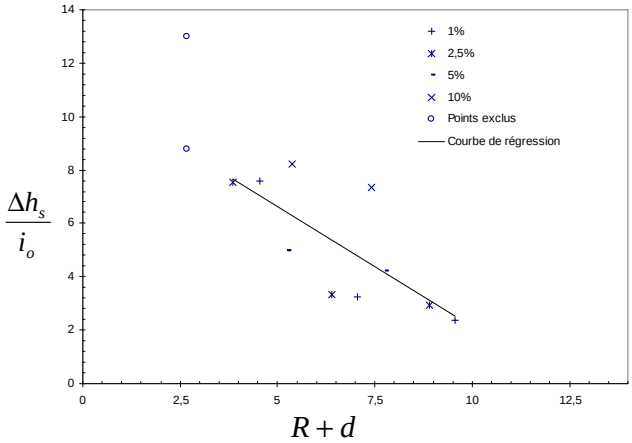


Figure 64 : Evolution du rapport $\dfrac{\Delta h_s}{i_0}$ en fonction de $(R + d)$

Par analogie avec la nappe captive, on peut postuler que Δh_s varie linéairement en fonction de $(R + d_0) \cdot i_0$. Sur la *Figure 64*, on a reporté $\dfrac{\Delta h_s}{i_0}$ en fonction de $(R + d)$, et non de $(R + d_0)$ qu'on ne connaît pas a priori, pour les différentes valeurs de p_0. Le fait de substituer d à d_0 sous-estime la valeur portée en abscisse d'une valeur $L \cdot (p_0 - i_0)$, qui n'est significative que pour les faibles valeurs de d_0. Deux points seront à ce titre exclus de l'analyse. On remarquera aussi qu'en procédant ainsi, on néglige dans la valeur de Δh_s un terme égal à $L \cdot i_0^2 \cdot (\dfrac{p_0}{i_0} - 1)$, inférieur à 4 cm pour toutes les simulations effectuées. Sur la figure 9, on vérifie la linéarité supposée, l'équation de la droite de

régression obtenue étant $\frac{\Delta h_s}{i_0} = 0{,}90 \cdot (R+d) + 11{,}15$. La limite verticale d'influence de l'ouvrage est identifiée pour $\Delta h_s = 0$ ($R + d = 12{,}5 = 5 \cdot R$) et est de l'ordre de $d = 4 \cdot R$.

5.2.3.3 Cas d'un ouvrage partiellement émergé ($d_0 < 0$ et $d < 0$)

La nappe est localement « captive » sous l'ouvrage. Une seule configuration a été testée pour les différentes valeurs de la pente du mur envisagée. L'observation des réseaux d'écoulement obtenus (*Figure 65, par exemple*) et des valeurs du rapport $\frac{\Delta h_s}{h_m}$ (*Tableau 3*), suggère qu'une première approche peut être menée en se plaçant dans le contexte d'un seuil hydraulique affectant un aquifère captif d'épaisseur h_m. Seule la simulation correspondant à $p = 5\%$ ($i_0 = 4{,}8\%$) et $d_0 = -2{,}13$ ($d = -2{,}21$) peut être comparée à l'analyse développée au paragraphe 1 conduisant à la solution approchée en nappe captive dans la mesure où la hauteur du seuil, $R' = 2R - |d| = 2{,}8\,m$, est sensiblement la moitié de sa longueur, $2R = 5m$.

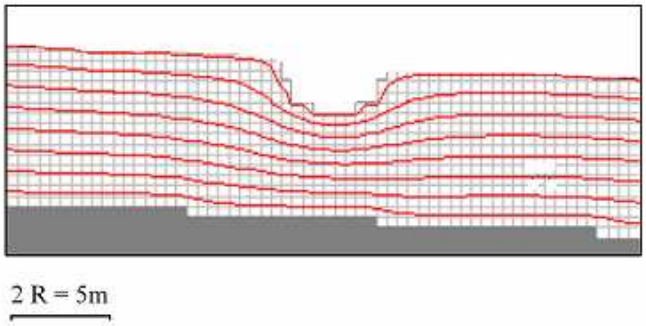


Figure 65 : Exemples de réseaux d'écoulement en nappe libre. Cas de l'obstacle partiellement émergé ($p_0 = 5\%$; $d_0 \approx -R$)

Pour un rapport $a' = \frac{R'}{h_m} = 0{,}35$, on obtient avec la solution approchée $\frac{\Delta h_s}{2 \cdot R \cdot i_0} = 0{,}4$ (cf. *Figure 57*). La simulation donne pour ce même rapport une valeur de 0,72. Ceci est conforme avec les rapports qu'on peut tirer du tableau 1 et confirme que l'approche proposée peut être réalisée. Le cas de l'obstacle encastré dans le mur de l'aquifère libre peut relever d'une approche similaire.

5.2.4 Conclusion

Cette analyse a permis d'établir les modifications de la surface piézométrique d'une nappe, initialement en écoulement uniforme, résultant de la présence d'un ouvrage linéaire d'axe horizontal perpendiculaire à la direction de l'écoulement de la nappe. Plus précisément, on évalue la perte de charge supplémentaire introduite par la présence de l'ouvrage.

Dans le contexte d'une nappe captive, on a établi, pour une géométrie particulière, une analogie avec l'écoulement au droit d'un seuil hydraulique créé par une variation locale de l'épaisseur de l'aquifère. On a proposé alors des solutions analytiques approchées liant la perte de charge supplémentaire au gradient hydraulique régional et aux caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage en rapport avec celles de l'aquifère. Elles montrent que la perte de charge supplémentaire est proportionnelle au gradient hydraulique régional et fonction du rapport de la dimension de l'ouvrage à celle de l'aquifère,

mais qu'elle demeure relativement faible tant que ce rapport n'est pas trop proche de un (l'ouvrage constituant alors un barrage souterrain). Des simulations numériques menées à l'aide du code Modflow dans le même contexte ont permis de vérifier la linéarité entre la perte de charge supplémentaire et le gradient hydraulique régional. Elles ont aussi permis d'établir que, dans le cas d'un milieu isotrope, la largeur d'influence de l'ouvrage, vers l'amont et l'aval, était inférieure à deux à trois fois le diamètre de l'ouvrage (ou de la largeur et demie hauteur du seuil). Dans le cas d'un milieu anisotrope, on a mis en évidence l'importance du rapport d'anisotropie des conductivités hydrauliques horizontale et verticale, lorsqu'il est supérieur à un et que les solutions analytiques proposées constituent une valeur asymptotique pour le cas isotrope.

Dans le contexte d'une nappe libre à mur incliné de pente voisine du gradient hydraulique régional, on a mis en évidence que, dans le cas d'un ouvrage de section circulaire entièrement submergé, une perturbation significative, mais cependant assez faible, de la position de la surface libre de la nappe n'intervient que pour des valeurs relativement élevées du gradient hydraulique régional, supérieures à 5%, et lorsque la crête de l'ouvrage est proche de la surface libre. La perte de charge supplémentaire est alors proportionnelle au gradient hydraulique régional et à la somme du rayon de l'ouvrage augmenté de la hauteur d'eau au dessus de la crête de celui-ci. Enfin, on a mis en évidence que la perturbation apportée par un ouvrage partiellement immergé est faible, là encore tant que l'ouvrage ne constitue pas un barrage souterrain, et que ce cas peut être approché numériquement par des solutions établies pour une nappe captive.

En conclusion de cette analyse, on peut retenir que la perturbation du niveau piézométrique d'une nappe liée à la présence d'un ouvrage linéaire d'axe horizontal perpendiculaire à la direction de l'écoulement régional n'est significative que lorsque les dimensions de l'ouvrage font qu'il constitue un réel barrage à l'écoulement souterrain et que, dans ce cas, il est fortement influencé par le rapport d'anisotropie des conductivités hydrauliques horizontale et verticale.

5.2.5 Références

McDonald M.G. and Harbaugh A.W. (1988) – MODFLOW, a modular three dimensional finite difference groundwater model flow model, U.S. Geological Survey, open-file report 83-875, Chapter A1

Harbaugh A.W. and McDonald M.G. (1996a) – User's documentation for MODFLOW-96, an update to the U.S. Geological Survey modular finite difference groundwater flow model, USGS open-file report 96-485

Harbaugh A.W. and McDonald M.G. (1996b) – Programmer's documentation for MODFLOW-96, an update to the U.S. Geological Survey modular finite difference groundwater flow model, USGS open-file report 96-486

Chiang W.S. and Kinzelbach W. (2001) – 3D-Groundwater Modeling with PMWIN, 2nd corrected printing. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 346 p

Marinos P.G. and Kavvadas M.J. and. (1997) –Rise of the groundwater table when flow is obstructed by shallow tunnels. In: Chilton et als (eds) Groundwater in the Urban Environment: Problems, Processes and Management. Balkema, Rotterdam, pp 49-54

Rat M. (1973) Ecoulement et répartition des pressions interstitielles autour des tunnels Bull. Liaison Labo. P. et Ch 68 : 109-124

6. Analyse des interactions eau et ouvrages souterrains, du point de vue hydro-géomécanique

Etude des situations types

6. ANALYSE DES INTERACTIONS EAU ET OUVRAGES SOUTERRAIN, DU POINT DE VUE HYDRO-GEOMECANIQUE. ETUDE DES SITUATIONS TYPES

6.1 PRESENTATION DU LOGICIEL FLAC

Le code Flac (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Cundall & Itasca, 1993) a été développé pour simuler le comportement de structures construites dans les sols, les roches ou d'autres types de matériaux, qui peuvent présenter un comportement élastique, visco-élastique ou élasto-plastique. Les matériaux sont représentés par des éléments, ou zones, qui forment une grille ajustée de sorte qu'elle s'adapte au mieux à l'objet à modéliser.
Le programme Flac dispose de plusieurs lois de comportement prédéfinies qui permettent en particulier la simulation de réponses hautement non linéaires et irréversibles, de façon réaliste pour des matériaux géologiques. Les principaux modèles sont les suivants : le modèle élastique linéaire isotrope, le modèle élastique transversalement isotrope, le modèle élastique parfaitement plastique (Mohr-Coulomb), le modèle des joints ubiquistes, le modèle de Cam-Clay. Un comportement élastique linéaire peut être introduit par l'intermédiaire des paramètres K (module de compressibilité) et G (module de cisaillement). Dans le cas d'un comportement élasto-plastique, une fonction de charge $f = 0$ définit le critère de plasticité. Une fonction de potentiel plastique $Q = 0$ définit la loi d'écoulement plastique.
Des interfaces peuvent être utilisées pour représenter une discontinuité structurale, un contact lithologique ou pour relier deux zones de maillages différents. Le comportement de ces interfaces est défini par des raideurs normale K_n et tangentielle K_t, une résistance à la traction T, une cohésion C et un angle de frottement interne φ.
La formulation de base du code de calcul implique un état bi-dimensionnel de déformations planes. Il utilise une méthode de résolution explicite à l'aide de différences finies. Le milieu étant discrétisé en éléments de forme simple définissant un maillage, une solution du problème est recherchée pour le solide déformable considéré, en tenant compte des conditions aux limites. Dans le cas d'une formulation en grands déplacements, les coordonnées des nœuds sont mises à jour à chaque pas de calcul en fonction des déplacements.

Une nappe phréatique peut être mise en place dans le modèle par l'intermédiaire de sa surface piézométrique. Ou bien des conditions hydrauliques aux limites étant définies, le logiciel établit de lui-même le champ de pressions interstitielles correspondant.

Des éléments structuraux peuvent être mis en place dans le modèle, dans le but de représenter soit des renforcements mécaniques, soit des structures particulières.

Le maillage doit être construit de telle façon que les mailles soient peu déformées et adaptées à la topographie et à la stratigraphie. Elles doivent être d'autant plus petites que les zones modélisées et les processus simulés sont précis. Les mailles doivent être le plus carrées possible. De plus la taille du modèle et les conditions imposées aux limites doivent être choisies de sorte que les résultats recherchés soient peu influencés par les limites du modèle.

Dans la pratique, pour l'analyse des mouvements de terrain, le modèle géométrique étant construit, on procède à une « consolidation » dans le but de définir un état de contraintes initiales. La gravité est appliquée, ayant augmenté les paramètres mécaniques des matériaux pour éviter l'apparition de déformations plastiques à ce stade de constitution du modèle, afin de partir d'un état d'équilibre. L'état de contraintes ainsi obtenu représente l'état initial des contraintes du massif.

La « consolidation » terminée, les matériaux reçoivent leurs véritables paramètres mécaniques et divers processus peuvent être simulés. Pour les applications traitées, les effets hydro-mécaniques de la montée ou de l'abaissement d'une surface piézométrique ont été analysés.
Le suivi de l'évolution des caractéristiques du champ de contraintes et du champ de déformations dans le massif, à chaque étape d'un processus particulier, est possible. Le suivi de l'apparition d'indicateurs de plasticité et leur localisation le long d'une ou plusieurs surfaces particulières permet de visualiser le phénomène de « localisation des déformations », l'apparition de surfaces de rupture et le développement éventuel d'un processus de rupture progressive. Des coefficients de sécurité locaux peuvent être calculés en tout point. Ils témoignent des processus de déformation et rupture progressives dont le caractère général est aujourd'hui bien établi dans le domaine de l'analyse de stabilité des versants. Les lignes d'écoulement souterrain peuvent être visualisées, de même que les pressions interstitielles résultant des conditions d'écoulement, que l'écoulement soit naturel ou modifié par des obstacles souterrains.

6.2 ANALYSE DE QUELQUES CONTEXTES SIMPLIFIES ET COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS AVEC LE CODE FLAC

6.2.1 Introduction

Dans le but de valider l'utilisation du code Flac pour les applications traitées, nous avons étudié la réponse du code Flac pour quatre contextes particuliers :

- Le cas d'une nappe à l'équilibre avec un cours d'eau (condition de charge imposée), susceptible de représenter une situation de plaine alluviale. Il peut correspondre au cas de la plaine alluviale de la Seine à Paris. Le rôle de l'anisotropie des terrains (du point de vue des perméabilités) sur la hauteur de la zone de suintement a été étudié.
- Le cas d'une nappe avec écoulement modifié par un obstacle (galerie circulaire ou carrée).
- Le cas de l'analyse des pressions interstitielles développées aux limites de l'obstacle.
- Le cas de l'abaissement ou de la montée d'une surface piézométrique et ses conséquences sur les états de contraintes dans les terrains a été étudié.

6.2.2 Nappe drainée par un cours d'eau

Les conditions d'analyse sont les suivantes : un aquifère homogène et isotrope, limité latéralement par deux parements verticaux, repose sur un aquiclude suivant une limite horizontale (*Figure 66*). La nappe est drainée par un cours d'eau.

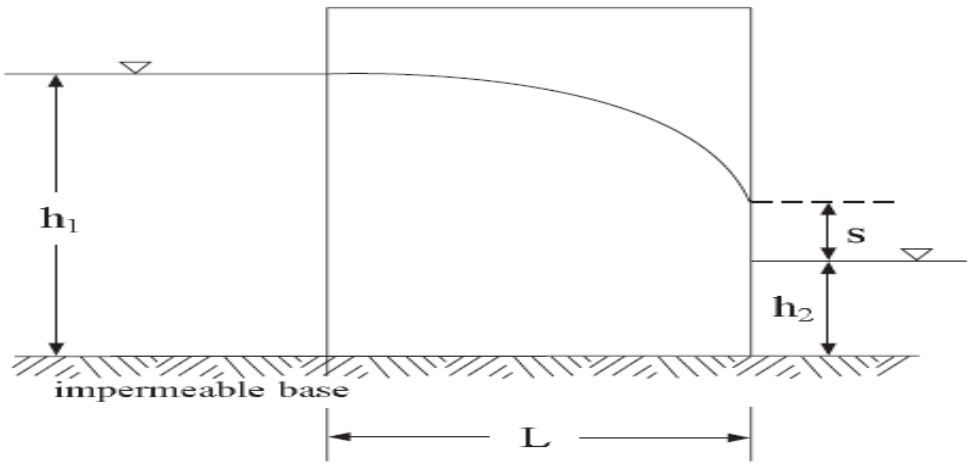


Figure 66 : Contexte géométrique et hydraulique de l'analyse paramétrique

L'utilisation du code Flac est testée en diverses situations différentes :

- L'aquifère est initialement sec et les deux faces latérales sont soumises instantanément à des conditions de charge imposée ;
- L'aquifère est initialement saturé, puis les deux faces latérales sont soumises instantanément à des conditions de charge imposée.
- Les charges hydrauliques initiales sont les mêmes sur les deux faces latérales, puis un rabattement instantané est imposé sur la face correspondant au cours d'eau.
- Ces différentes situations sont étudiées, de façon paramétrique, par rapport à la taille du modèle, au maillage, aux paramètres hydromécaniques, à l'anisotropie de perméabilité (K_H/K_V = 0,01 ; 0,1 ; 1 ; 10 ; 100).
- Les différentes hauteurs de suintements, variables suivant le degré d'anisotropie de perméabilité sont comparées aux valeurs dérivées des abaques de Polubarinova-Kochina (1962).

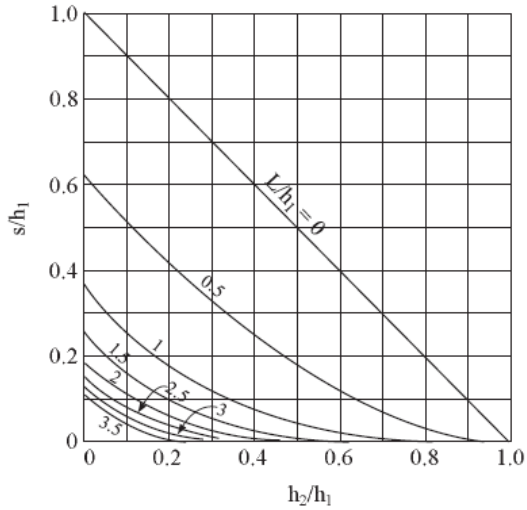


Figure 67 : Abaque de Polubarinova-Kochina (Polubarinova-Kochina P. Ya., 1962. " Theory of ground water movement". Princeton University Press, Princeton, N. J.)

A l'équilibre, la valeur du débit transitant dans l'aquifère est donnée par la formule de Dupuit, par unité de largeur du modèle, soit :

$$Q = k(Flac)\gamma_w \frac{h_1^{\,2} - h_2^{\,2}}{2L}$$

Avec : $k(Flac).\gamma_w = K$
Soit : $k(Flac) = 10^{-4}K$

Différentes conditions géométriques et hydrauliques ont été analysées (*Tableau 4*).

Tableau 4 : Paramètres et conditions de calcul réalisés dans le cadre des tests du code Flac

		1	2	3
Perméabilité : k(Flac) = 10^{-4}.K (m.s^{-1})	k(Flac) [m^2/(Pa.s)]	10^{-9}		
Poids volumique du sol sec	γ_d [N/m^3]	18.10^3		
Niveau d'eau 1	h1 [m]	30	40	45
Niveau d'eau 2	h2 [m]	5	10	20
Longueur du modèle	**L [m]**	**100**		
Débit Q (Dupuit)	Q [m^3.s^{-1}.m^{-1}]	0,000043	0,000075	0,000081
	h2/h1	0,17	0,25	0,44
	L/h1	3,33	2,50	2,22
Polubarinova-Kochina (abaque)	s/h1	0,02	0,02	0
Hauteur de suintement	s [m]	0,6	0,8	0

Longueur du modèle	**L [m]**	**10**		
Débit Q (Dupuit)	Q [m^3.s^{-1}.m^{-1}]	0,00044	0,00075	0,00081
	h2/h1	0,17	0,25	0,44
	L/h1	0,33	0,25	0,22
Polubarinova-Kochina (abaque)	s/h1	0,6	0,57	0,38
Hauteur de suintement	s [m]	18	22,8	17,1

Ces analyses ont montré que les conditions initiales de saturation ou non saturation jouaient un rôle sur le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre, mais pas sur l'équilibre hydrodynamique lui-même. Les hauteurs de suintement, variables suivant la longueur du modèle, sont par ailleurs largement contrôlées par l'anisotropie de perméabilité. Plus le rapport K_H/K_V est élevé, plus la surface de suintement est importante, conformément à des résultats antérieurement établis. Ce rapport d'anisotropie joue par ailleurs un rôle sur le temps de calcul nécessaire pour atteindre l'équilibre. Plus ce rapport est élevé, plus le temps de calcul est court.
Les figures suivantes illustrent quelques configurations de calcul obtenues avec le code Flac, pour ces tests de validation.

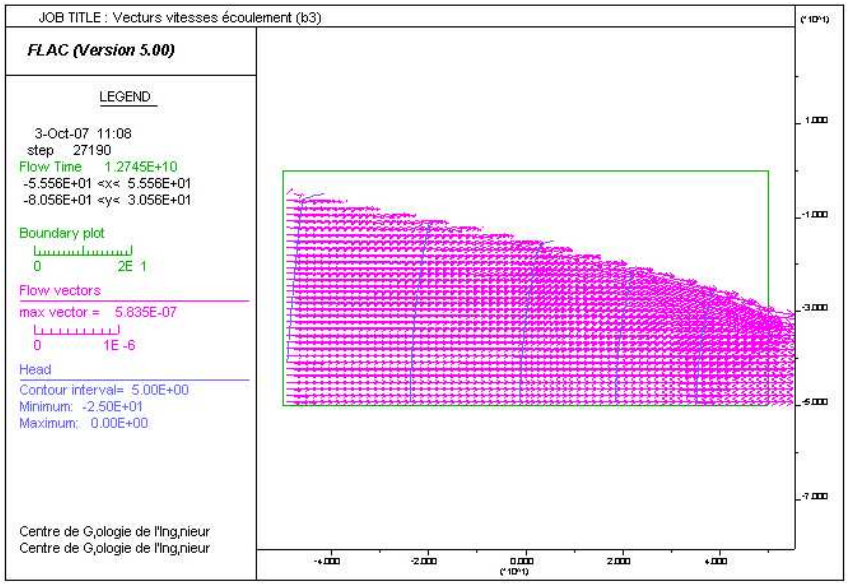


Figure 68 : Cas 3-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. Vecteurs vitesse d'écoulement.

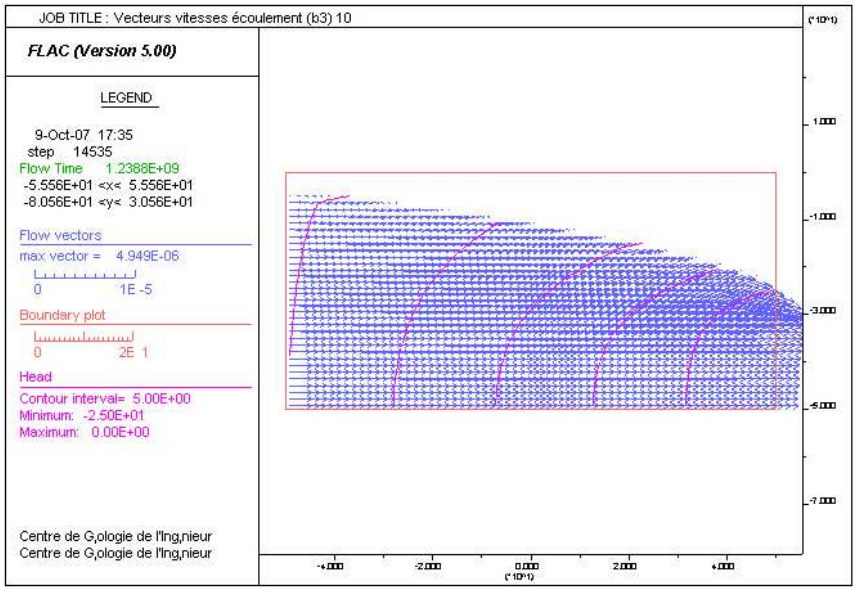


Figure 69 : Cas 3-2 (L=100 m). K_H/K_V =10. Vecteurs vitesse d'écoulement

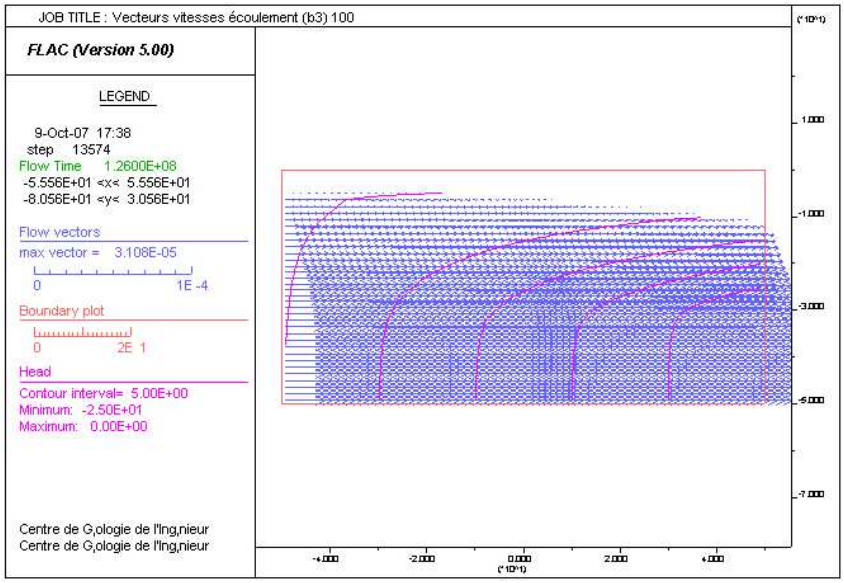


Figure 70 : Cas 3-3 (L=100 m). K_H/K_V =100. Vecteurs vitesse d'écoulement

La détermination du temps caractéristique nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre du système numérique est possible dans les simulations hydrodynamiques Flac. Il est donné par l'expression :

$$t_c = \frac{L_c^{\,2}}{c}$$

où L_c est la longueur caractéristique du modèle et c est la diffusivité, avec :

$$c = \frac{k(Flac)K_w}{n}$$

où k(Flac) est la perméabilité Flac ($m^2.Pa^{-1}.s^{-1}$)

K_W est le module de compressibilité de l'eau

n est la porosité

6.2.3 Nappe avec écoulement modifié par un obstacle (galerie circulaire ou carrée)

La présence d'un obstacle, de type galerie d'axe perpendiculaire à l'écoulement, et de section circulaire (*Figure 71*, *Figure 72* et *Figure 73*) ou carrée (*Figure 74*, *Figure 75* et *Figure 76*), modifie les caractéristiques de l'écoulement, comme l'illustrent les planches de calcul suivantes, avec 3 conditions différentes de charges hydrauliques amont et aval imposées en limite du modèle. Le milieu géologique a une perméabilité $K=10^{-6}m.s^{-1}$, la structure béton ayant une perméabilité théorique de $10^{-16}m.s^{-1}$.

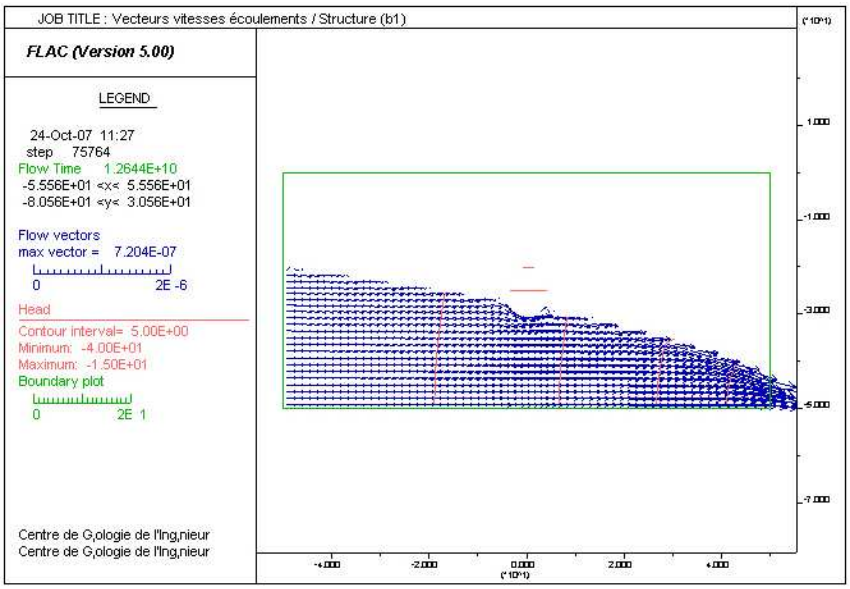


Figure 71 : Cas 1-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=30 m, h_2 =5 m. Obstacle circulaire centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

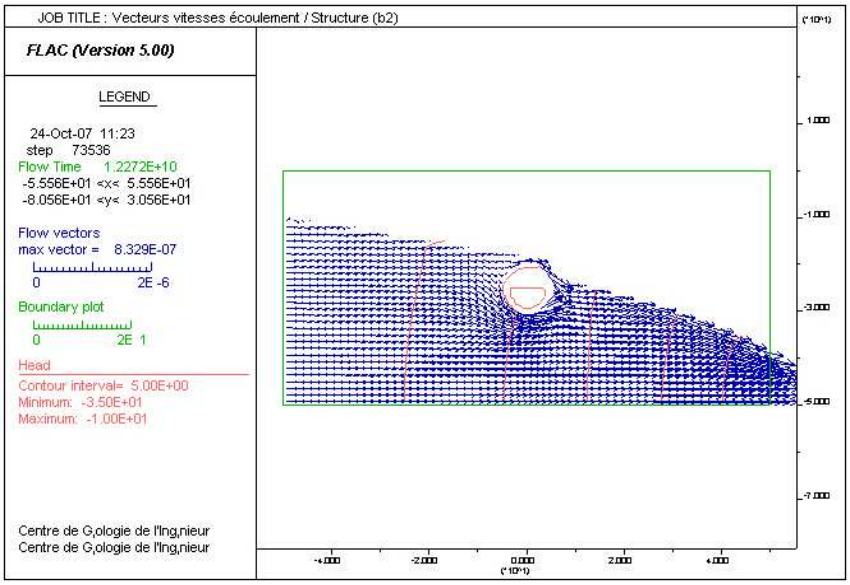


Figure 72 : Cas 2-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=40 m, h_2 =10 m. Obstacle circulaire centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

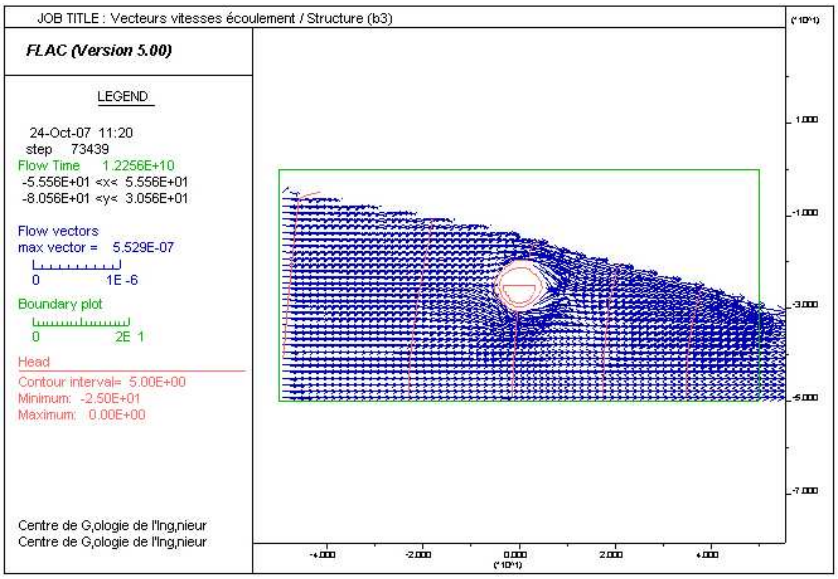


Figure 73 : Cas3-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=45 m, h_2 =20 m. Obstacle circulaire centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

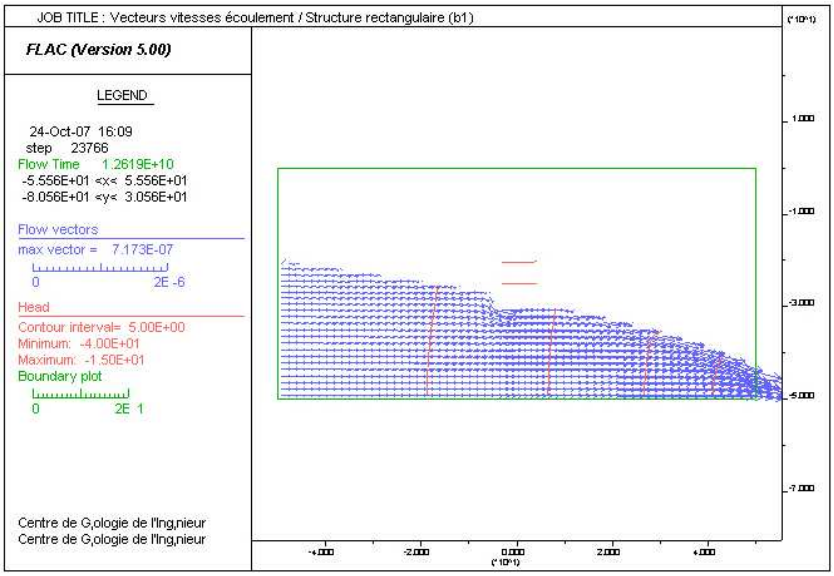


Figure 74 : Cas 1-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=30 m, h_2 =5 m. Obstacle carré centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

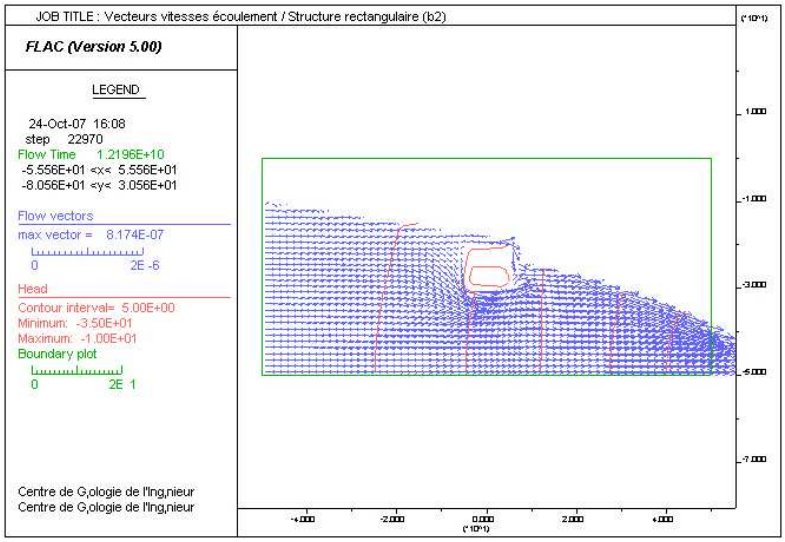


Figure 75 : Cas 2-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=40 m, h_2 =10 m. Obstacle carré centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

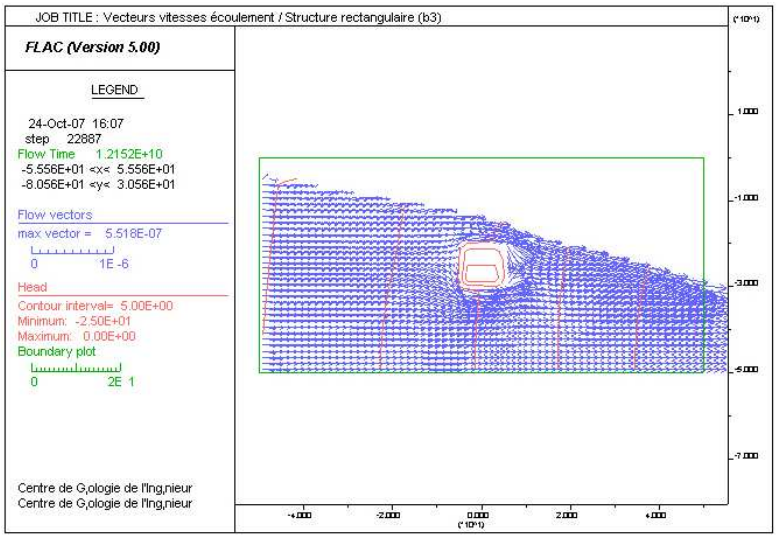


Figure 76 : Cas3-1 (L=100 m). K_H/K_V =1. h_1=45 m, h_2 =20 m. Obstacle carré centré à la cote 27 m. Vecteurs vitesse d'écoulement

6.2.4 Analyse des pressions interstitielles développées aux limites de l'obstacle

L'analyse de la répartition des pressions interstitielles développées en limites de l'obstacle permet de vérifier que la réponse du code Flac est conforme à ce qui est attendu dans des cas simples tels que ceux présentés. Les profils de pressions interstitielles établis sont en rapport avec les modifications de la surface piézométrique d'une nappe libre au-dessus de l'obstacle. Ces profils représentent l'évolution de la pression interstitielle suivant un parcours de direction générale verticale, mais contournant l'obstacle (fictif pour le cas de l'écoulement sans obstacle, réel pour le cas de l'écoulement avec obstacle), à l'amont ou à l'aval. L'abscisse représentant les numéros des cellules, il est normal que le profil des pressions ne soit pas une fonction linéaire de la profondeur. La cellule n°1 se situe au niveau de la surface piézométrique, la cellule n°24 au niveau du mur de la nappe. Les cellules n°7 à n°17 sont en contact avec l'obstacle, à l'amont ou à l'aval. Un seul profil (*Figure 77*) est

représenté, pour une galerie circulaire de caractéristiques D/H = 0,4 et $d_0/D = 1$ (notations de la *Figure 62*, avec $H = d_0 + D + e$).

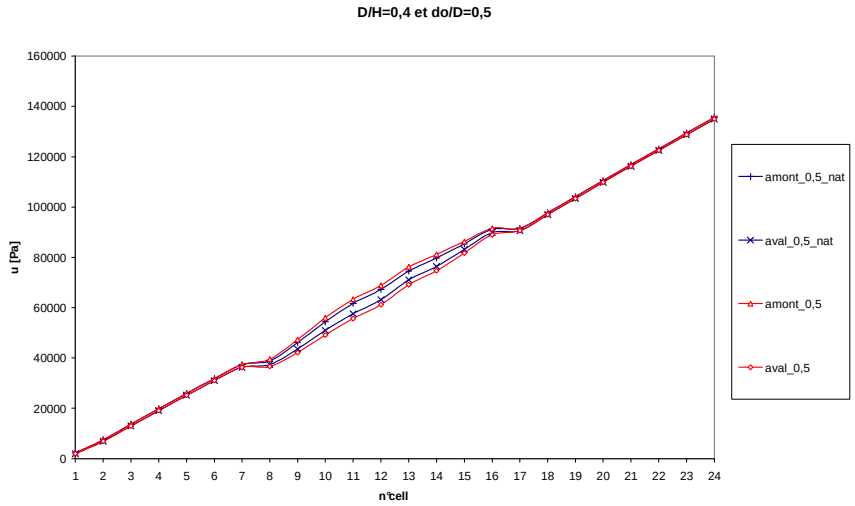


Figure 77 : Profils de pressions interstitielles suivant un parcours de direction générale verticale, mais contournant l'obstacle (fictif pour le cas de l'écoulement sans obstacle, réel pour le cas de l'écoulement avec obstacle).Voir texte explicatif.

Il faut noter autour de l'obstacle (comparaison entre réel et fictif), comme il est normal d'après les résultats présentés en 5.2, une légère augmentation de la pression interstitielle en amont de l'obstacle et une légère baisse de la pression interstitielle en aval de l'obstacle.

6.2.5 Analyse des relations hydro-mécaniques entre rabattements de nappe et tassements ou montée de nappe et gonflement

La réponse du code Flac a été analysée dans le cas du demi-espace infini représenté par un sol homogène et portant une nappe de surface piézométrique horizontale. La réponse mécanique du terrain aux fluctuations de niveau piézométrique est étudiée.

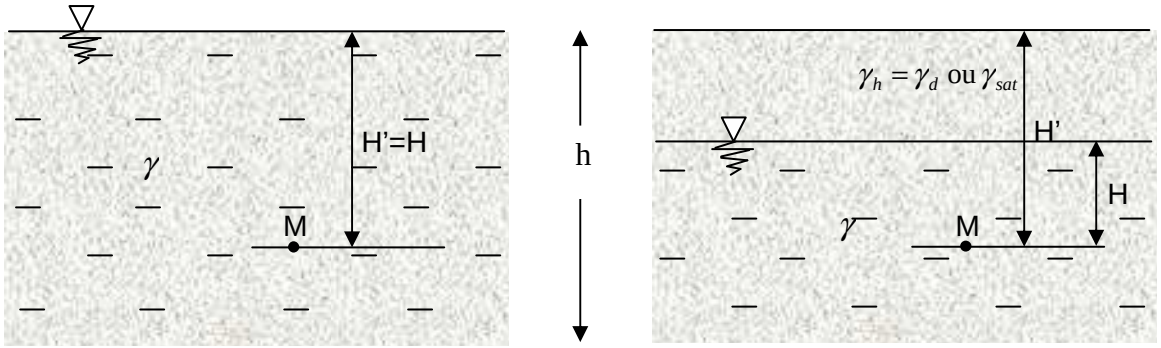


Figure 78 : Conditions géométrique et géomécanique de l'analyse

Ce sujet peut être résolu simplement, de façon analytique.

Nous définissons :
$\sigma_v(M)$: la contrainte totale sur une facette horizontale au point M
$\sigma_v'(M)$: la contrainte effective sur une facette horizontale au point M
u : la pression interstitielle au point M
γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé

γ_d : le poids volumique du sol sec
γ_h : le poids volumique du sol au-dessus de la surface piézométrique
γ_w : le poids volumique de l'eau

Il faut rappeler que :
1) la relation de Terzaghi relie contraintes totales, contraintes effectives et pression interstitielle :
$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \delta_{ij} \cdot u$
2) la réponse en déformation d'un sol est commandée par le tenseur des contraintes effectives et non pas le tenseur des contraintes totales.

Il suffit, pour le cas du demi-espace infini avec une nappe horizontale, de considérer les contraintes σ_v et σ'_v, pour montrer, avec z_0 la cote du terrain naturel, z_1 la cote de la surface piézométrique et z la cote du point M, que :
$\sigma_v = \gamma_h (z_0-z_1) + \gamma_{sat} (z_1-z)$
$u = \gamma_w (z_1-z)$
$\sigma'_v = \gamma_h (z_0-z_1) + (\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot (z_1-z)$
D'où :
$\Delta\sigma'_v = (\gamma_{sat}-\gamma_w-\gamma_h) \Delta z_1 = (\gamma'-\gamma_h) \Delta z_1$

Avec: $\gamma' = \gamma_{sat}-\gamma_w$

La frange capillaire (au sens large, incluant la zone saturée par capillarité et la zone non saturée) qui s'établit au-dessus de la surface piézométrique peut être complexe. Elle dépend de la nature du terrain et aussi de l'historique des sollicitions hydriques. Néanmoins, le poids spécifique du terrain γ_h au-dessus de la surface piézométrique peut être encadré par les valeurs extrêmes γ_d (sol sec) et γ_{sat} (sol saturé).

On établit simplement que le facteur $(\gamma_{sat}-\gamma_w-\gamma_h)$ est toujours négatif, quelle que soit la valeur de γ_h.
En effet, dans la frange capillaire, on peut écrire :

$$\gamma_h = \frac{\gamma_s + S.e.\gamma_w}{1+e} = \frac{1+w}{1+e}\gamma_s \quad \text{et} \quad \gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e.\gamma_w}{1+e}$$

Avec, dans la « frange capillaire » :
e : indice des vides du sol ;
w : teneur en eau moyenne du sol ;
S : degré de saturation moyen du sol.

ce qui conduit à :

$$\gamma_{sat} - \gamma_w - \gamma_h = -\frac{(1+S.e)\gamma_w}{1+e} < 0$$

et donc, en cas de rabattement ($\Delta z_1<0$), à $\Delta\sigma_V' > 0$

Si S = 0, $\gamma_h = \gamma_d$ (sol sec au-dessus de la surface piézométrique)

$$\gamma'-\gamma_h = -\frac{\gamma_w}{1+e} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_v' = -\frac{\gamma_w}{1+e}\Delta z_1 > 0$$

Si S = 1, $\gamma_h = \gamma_{sat}$ (sol saturé, par capillarité, au-dessus de la surface piézométrique)

$$\gamma'-\gamma_h = -\gamma_w \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_v' = -\gamma_w \Delta z_1 > 0$$

En conclusion, un rabattement de nappe ($\Delta z_1<0$) se traduit toujours par une augmentation des contraintes effectives ($\Delta\sigma_V'>0$), et donc par une possibilité de tassement des sols d'autant plus forte

qu'il s'agit de sols compressibles (tourbes, argiles, limons,…). Les phénomènes physiques explicatifs résultent simplement du fait que la tranche de terrain hors nappe, après le rabattement, transmet au squelette solide sous-jacent des efforts mécaniques qui résultent du poids de cette tranche (suivant les cas : sol sec : $\gamma_h = \gamma_d$; sol saturé par capillarité : $\gamma_h = \gamma_{sat}$; sol humide : $\gamma_h = \gamma_s$ (1 + w)/(1 + e)), efforts plus importants dans tous les cas que ceux transmis lorsque cette tranche était sous nappe, efforts résultant alors du poids déjaugé de la tranche : $\gamma_{sat}-\gamma_w = \gamma'$.

La remontée de nappe est un phénomène symétrique.

Pour l'application numérique traitée, on compare les résultats de l'approche analytique avec les résultats obtenus par le code Flac. L'hypothèse d'un comportement élastique des terrains est faite, avec E = 10 MPa et ν = 0,3.

L'application présentée donne, pour un rabattement de nappe (ou une élévation de niveau piézométrique) : l'évolution des contraintes totales, des contraintes effectives et de la pression interstitielle ainsi que le tassement (ou le gonflement). Les deux cas extrêmes : sol sec ou sol saturé dans la frange capillaire sont traités. Avec les notations de la *Figure 78*, les calculs sont réalisés pour H' = 15 m, h = 25 m. La fluctuation du niveau piézométrique est suivie par le paramètre (H + 10)/h, H variant de 15 m à 5 m. L'état des contraintes (σ_v, σ_v' et u) est suivi au point de profondeur H' = 15 m. Le tassement Δh est le tassement de la tranche de sol d'épaisseur h = 25 m.
L'analyse du tassement Δh ou gonflement (de type oedométrique) conduit aux formules suivantes :

- Cas du sol sec au-dessus de la surface piézométrique :

$$\Delta h = \frac{(1-n)\gamma_w}{2E_{oed}}[h^2 - (H+10)^2]$$

- Cas du sol saturé au-dessus de la surface piézométrique :

$$\Delta h = \frac{\gamma_w}{2E_{oed}}[h^2 - (H+10)^2]$$

avec :
n : porosité du sol, sachant que : n = e/(1+e)
E_{oed} : module de déformation oedométrique

$$E_{oed} = K + \frac{4}{3}G$$

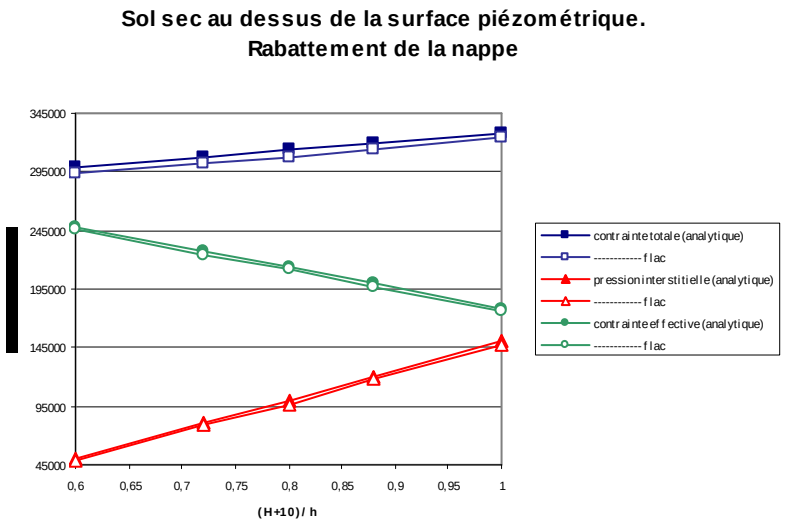
avec :
K : module de compressibilité volumique du sol ;
G : module de cisaillement du sol.

ou :

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)\cdot(1-2\nu)}E$$

avec :
E : module d'Young,
ν : coefficient de Poisson

On observe une concordance très bonne entre les résultats analytiques et les calculs par le code Flac, qu'il s'agisse des contraintes ou des tassements.



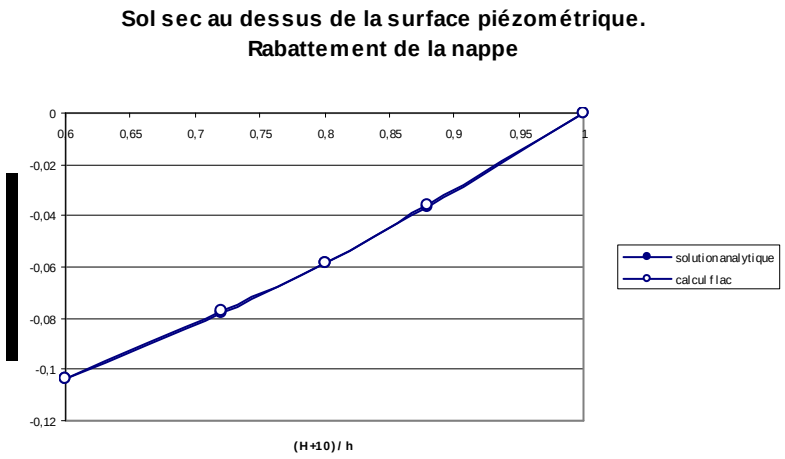


Figure 79 : Evolution des contraintes et du tassement (ou gonflement) d'un sol en fonction du rabattement (ou de l'élévation) de la surface piézométrique. Sol supposé sec dans la frange capillaire (au sens large, incluant la zone saturée par capillarité et la zone non saturée)

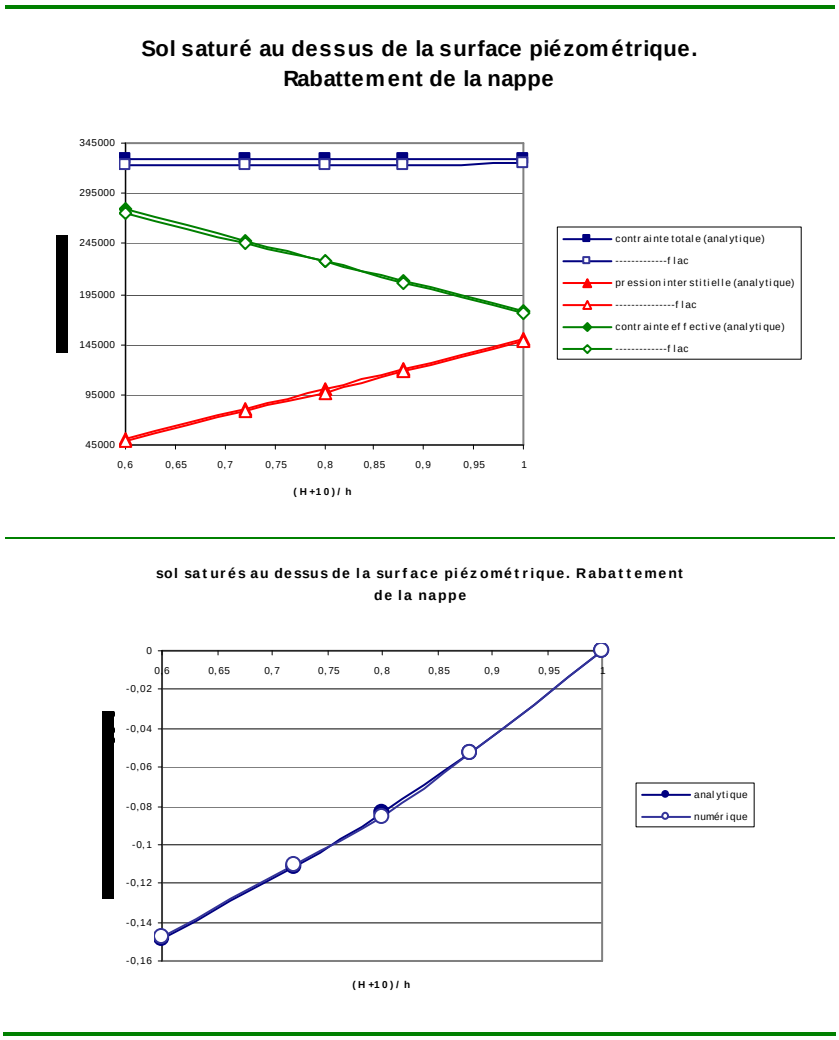


Figure 80 : Evolution des contraintes et du tassement (ou gonflement) d'un sol en fonction du rabattement (ou de l'élévation) de la surface piézométrique. Sol supposé saturé dans la frange capillaire (au sens large, incluant la zone saturée par capillarité et la zone non saturée)

6.2.6 Cas du bicouche et du multicouche

Ces résultats peuvent être étendus au cas du bicouche (*Figure 81*). On considère une superposition de deux couches d'épaisseurs h_1 et h_2, une variation de niveau piézométrique, des cotes z_1 à z_2, ne concernant que la couche 1 supérieure. Une analyse du même type que celle précédemment présentée conduit au calcul du tassement total (ou gonflement total) du bicouche.
Les sols sont supposés saturés (saturation par capillarité dans la tranche de battement de la surface piézométrique). Sinon, il suffirait de remplacer le facteur γ_w par : $\frac{(1+S\cdot e)\times\gamma_w}{(1+e)}$, avec e l'indice des vides et S le degré de saturation moyen dans la tranche de battement de la surface piézométrique.

Calcul du tassement (ou gonflement) de la couche 1 résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h_1 = \frac{\gamma_w}{2E_{oed1}}[z_1^{\,2} - z_2^{\,2}] = \frac{\gamma_w}{E_{oed1}}[z_1 - z_2]\times\frac{z_1+z_2}{2}$$

Cas particulier où $z_1 = h_1$ et $z_2 = 0$: $\Delta h_1 = \dfrac{\gamma_w \times h_1^{\,2}}{2E_{oed1}}$

Calcul du tassement (ou gonflement) de la couche 2 résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h_2 = \frac{\gamma_w}{E_{oed2}}[z_1 - z_2] \times h_2$$

Calcul du tassement total (ou gonflement) du bicouche résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{\gamma_w}{2E_{oed1}}[z_1^{\,2} - z_2^{\,2}] + \frac{\gamma_w}{E_{oed2}}[z_1 - z_2] \times h_2$$

Cette expression s'étend simplement au cas du multicouche.

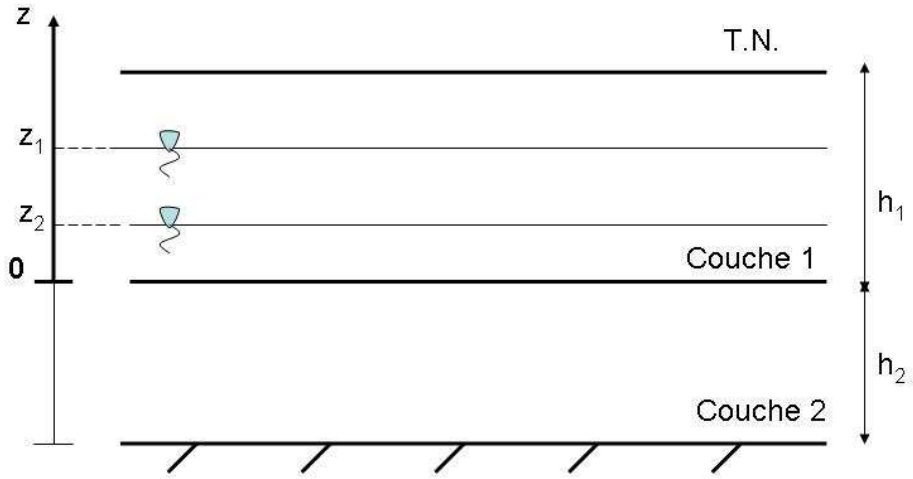


Figure 81 : Cas du bicouche

6.3 ANALYSES PARAMETRIQUES A PARTIR DE SITUATIONS TYPES

6.3.1 Présentation

Après analyse de différentes configurations possibles de situations types, nous avons retenu deux situations bien « renseignées », relative au cas du RER C, longeant la Seine en rive gauche et soumis annuellement à différentes sollicitations hydrauliques en rapport avec les variations de niveau et crues de la Seine.
La ligne RER C ou Ligne Transversale Rive Gauche (TRG) se situe sous la chaussée des quais de Seine, rive gauche, entre la gare de Paris-Austerlitz et le Saut de Mouton du Champ de Mars, ce qui représente un linéaire de 7 km. Elle est caractérisée par une diversité de structures d'ouvrages.

- Entre les gares d'Austerlitz et du Musée d'Orsay, on a :
  - 2,3 km de tunnels à double voie (tunnel Valhubert, tunnel de Montebello, tunnel Malaquais-Conti et tunnel Voltaire-Malaquais) ;
  - 1 km de tranchées avec divers ouvrages de couverture (tranchée St. Bernard et tranchée des Grands Augustins).
- Entre les gares de Musée d'Orsay et de Paris-Invalides, on a :
  - un tunnel en béton armé fondé sur fondations profondes ;
- Entre les gares de Paris-Invalides et de Champs de Mars, on a :
  - 2,4 km de tranchée couverte (tranchée Invalides-Alma).

Ces ouvrages ont été construits sur des radiers reposant directement sur les alluvions de la Seine, parfois sur des remblais, à une profondeur de 0,50 à 1,70 m sous le niveau d'étiage de la Seine.
Le substratum est constitué en partie ouest de la TRG, par le Calcaire Grossier du Lutétien, recouvert localement par les Marnes et Caillasses et en partie est, par les Fausses Glaises du Sparnacien, du fait de la lente remontée des terrains vers l'est (anticlinal de Meudon).
De nombreux désordres ont affecté certains de ces ouvrages qui font l'objet d'une réhabilitation, en particulier par des travaux de renforcement du sous-sol et réalisation d'injections de ciment et travaux de jet-grouting (SNCF, 2008).

Pour chacune des configurations retenues : Tranchée couverte des Invalides et Tunnel de Malaquais Conti Grands-Augustins, nous avons pris en compte un ensemble de paramètres géologiques et géotechniques, précisés dans le *Tableau 5*. Les sols sont supposés saturés (par capillarité) au-dessus de la surface piézométrique.

Tableau 5 : Valeurs des paramètres utilisés dans les calculs par le code Flac

	Poids volumique sec γ_d (kN.m^{-3})	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Porosité n	Perméabilité K (m.s^{-1})
Remblais	19	20	0,35	0,40	10^{-5}
Alluvions modernes	20	10	0,30	0,40	10^{-7}
Alluvions anciennes	22	50	0,35	0,30	10^{-3}
Calcaire Grossier	23	15000	0,25	0,01	5.10^{-6}
Fausses Glaises	20	2	0,20	0,40	10^{-9}
Béton ouvrage	24	30000	0,20	0,01	10^{-16}
Maçonneries quai	24	15000	0,25	0,05	10^{-9}
Sol traité au jet-grouting :					
Dense dans alluv. mod.	22	10000	0,20	0,10	2.10^{-8}
Lâche dans Alluv. mod.	22	10000	0,20	0,10	5.10^{-8}
Lâche dans Alluv. anc.	22	10000	0,25	0,10	$5.10^{-4.}$

Différents scénarios hydrogéologiques ont été considérés (*Figure 85* et *Figure 112*) :

- Scénario de niveau de base (cote Seine : 27 m NGF) ;
- Scénario de crue fréquente (cote Seine : 28 m NGF) ;
- Scénario de crue cinquantenaire (cote Seine : 29,7 m NGF) ;
- Scénario de crue de type 1910 (cote Seine : 32 m NGF).

Il faut bien noter que, dans tous les scénarios, en limite amont du modèle (côté opposé à la Seine), la cote de la surface piézométrique est gardée constante, égale à 27 m NGF.

Il faut noter que les documents de départ font référence à des cotes NGF orthométriques, correspondant au système NGVP (Nivellement Général de la Ville de Paris), avec la conversion suivante :
NGVP = NGF (IGN69) – 0,33 m
Par ailleurs la cote NGF de la crue de la Seine, au pont d'Austerlitz, est de 34,52 m. Malgré cela, nous avons nommé « crue de type 1910 », un niveau de Seine à la cote 32 m NGF, considérant que le niveau maximum de 34,52 m de la crue de 1910 ne s'était pas maintenu suffisamment longtemps pour qu'il puisse servir de référence comme condition aux limites sur le plan hydraulique à imposer pour la nappe phréatique. Ce même raisonnement a été tenu pour les autres scénarios. Certes, ce point de vue peut être discuté.
Enfin, dans les figures présentées, il faut noter que l'origine des cotes des modèles correspond à la base des modèles, ce qui conduit à la correspondance :
cote du modèle = cote NGF – 13 m
Par exemple, à une cote NGF de la Seine de 27 m correspond une cote de 14 m et une charge hydraulique de 14 m.

Sur le plan mécanique, les conditions aux limites correspondent à des déplacements horizontaux empêchés le long des limites verticales aval (côté Seine) et amont (côté opposé à la Seine) du modèle et des déplacements verticaux empêchés le long de la limite horizontale inférieure du modèle. Sur le plan hydrogéologique, les conditions aux limites correspondent à des surfaces imperméables le long des limites verticales aval du modèle (donc au niveau des murs de quai), une surface perméable le long de la limite verticale amont du modèle, des surfaces perméables le long des limites horizontales supérieures du modèle (lit de la Seine, sommets des Remblais, sauf structures béton) et une surface imperméable le long de la limite horizontale inférieure du modèle.

Le code Flac est utilisé suivant un déroulement d'étapes qui comportent :

- La phase de « consolidation » du modèle numérique sous l'effet de la gravité ;
- L'annulation des déplacements correspondants ;
- La mise en place de la nappe en situation de niveau de base ;
- Le calcul des déplacements résultant de la mise en place de la nappe ;
- La réactualisation de la nappe en situation de crue fréquente ;
- Le calcul des déplacements en résultant, cumulés à partir de la situation zéro ;
- La réactualisation de la nappe en situation de crue cinquantenaire ;
- Le calcul des déplacements en résultant, cumulés à partir de la situation zéro ;
- La réactualisation de la nappe en situation de crue type 1910 ;
- Le calcul des déplacements en résultant, cumulés à partir de la situation zéro.

Pour chaque situation type, un ensemble de figures sont établies et présentées pour la plupart, avec :

- Le modèle de calcul ;
- Le maillage ;
- La répartition des charges hydrauliques ;
- Les vecteurs écoulement, avec zooms dans certains cas ;
- La contrainte principale maximale ;

- La contrainte principale minimale ;
- La contrainte XY de cisaillement ;
- Les vecteurs de déplacement, avec zooms dans certains cas ;
- Les composantes X de déplacement horizontal ;
- Les composantes Y de déplacement vertical.

Les deux situations types traitées se distinguent par les contextes géologiques et hydrogéologiques ainsi que par les caractéristiques de l'ouvrage, incluant ou non un traitement du sous-sol par jet-grouting. Il s'agit d'une part de la tranchée couverte des Invalides et d'autre part du tunnel de Malaquais Conti - Grands Augustins.

6.3.2 La situation type de la tranchée couverte des Invalides

6.3.2.1 Caractéristiques du modèle numérique

La *Figure 82* présente la coupe géologique au droit de la tranchée couverte des Invalides, (RER C ou TRG, pk 0.410) ayant servi de référence pour la construction du modèle numérique. La *Figure 83* présente le modèle numérique correspondant, de dimension 70 m de largeur et 20 m de hauteur, avec les quatre unités géologiques, de bas en haut : Fausses Glaises, Alluvions anciennes, Alluvions modernes et Remblais. Les perméabilités Flac sont indiquées (en $Pa^{-1}.m^2.s^{-1}$) en *Figure 83*, avec la correspondance k(Flac) = 10^{-4}K, avec K, conductivité hydraulique, en $m.s^{-1}$. Le mur de quai est pris en compte, prenant appui sur les Fausses Glaises. La structure béton de la tranchée couverte est prise en compte, mais l'appui aval a dû être simplifié. La *Figure 84* présente le maillage du modèle numérique. Les scénarios de crues de Seine sont illustrés en *Figure 85*.

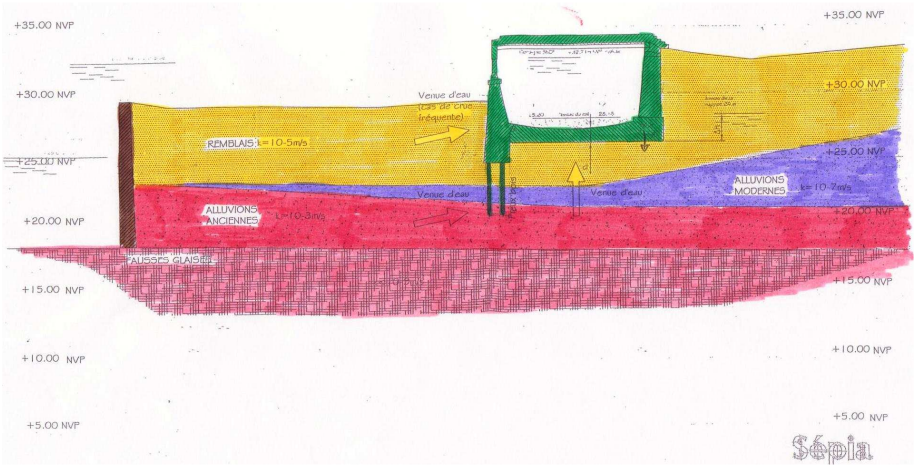


Figure 82 : Coupe géologique au droit de la tranchée couverte des Invalides (d'après SNCF)

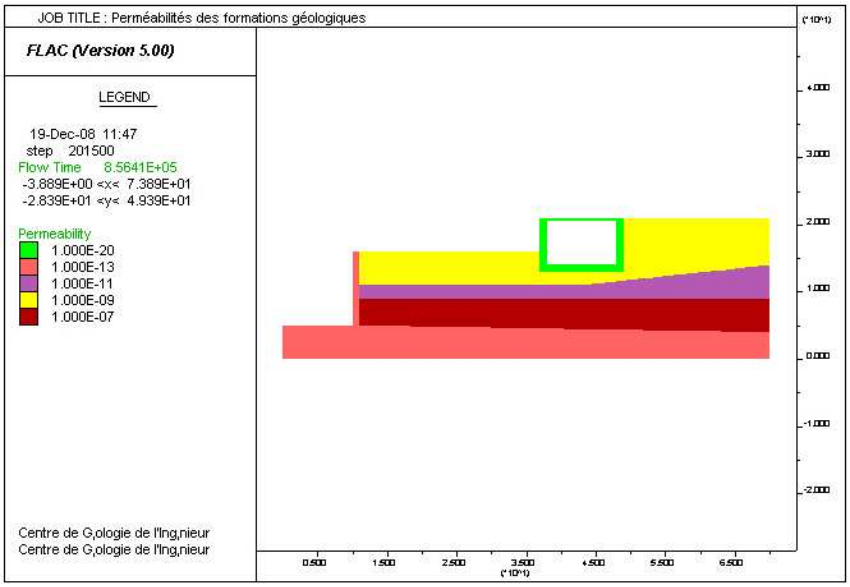


Figure 83 : Modèle numérique de la tranchée couverte des Invalides. Unités géologiques et perméabilités Flac

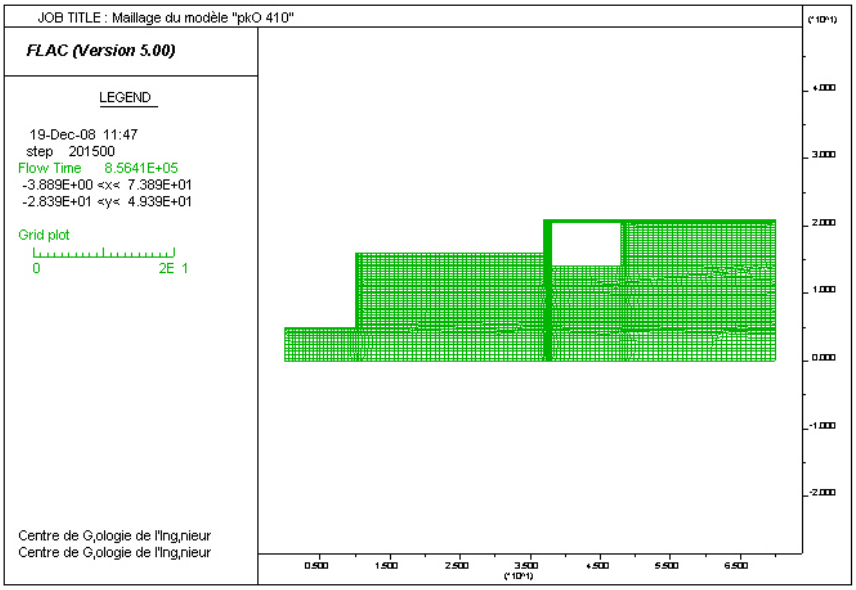


Figure 84 : Maillage du modèle numérique

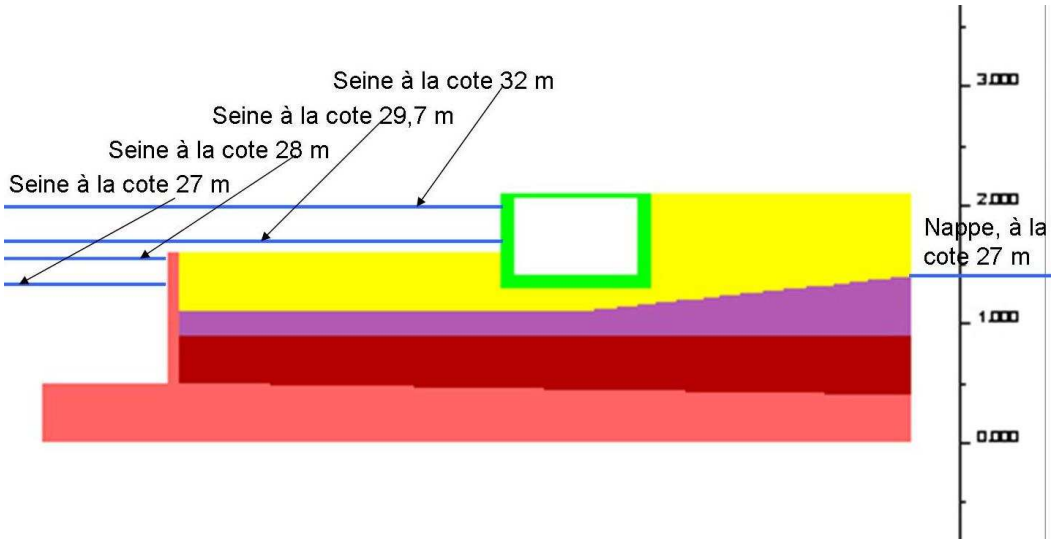


Figure 85 : Scénarios des cotes de la Seine (côté aval du modèle) et niveau de nappe constant (côté amont du modèle)

6.3.2.2 Scénario 1, de niveau de base (cote Seine : 27 m NGF, cote modèle : z = 14 m)

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 27 m NGF, dénommé niveau de base ou étiage. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique est également à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). La charge hydraulique est imposée par l'intermédiaire des pressions interstitielles imposées dans les mailles du modèle. C'est à partir de ces pressions que la répartition des charges s'impose au modèle, contrôlant les conditions d'écoulement. Il peut donc s'en suivre quelques irrégularités de détail par rapport à un schéma théorique initial. Les contrastes de perméabilité entre couches génèrent aussi des irrégularités, de détail, si l'on se réfère aux courbes d'iso-valeurs de charges hydrauliques présentées. Dans la *Figure 86* on peut observer que, vu les conditions aux limites imposées, une charge constante de 14 m devrait apparaître uniformément dans le modèle, car le repérage des cotes du modèle fait qu'à une cote NGF de la Seine de 27 m il correspond dans le modèle une charge hydraulique de 14 m, l'origine des cotes pour le calcul des charges hydrauliques étant prise à la base du modèle. Pour les raisons invoquées, cette charge varie entre 13,8 m et 14,3 m.

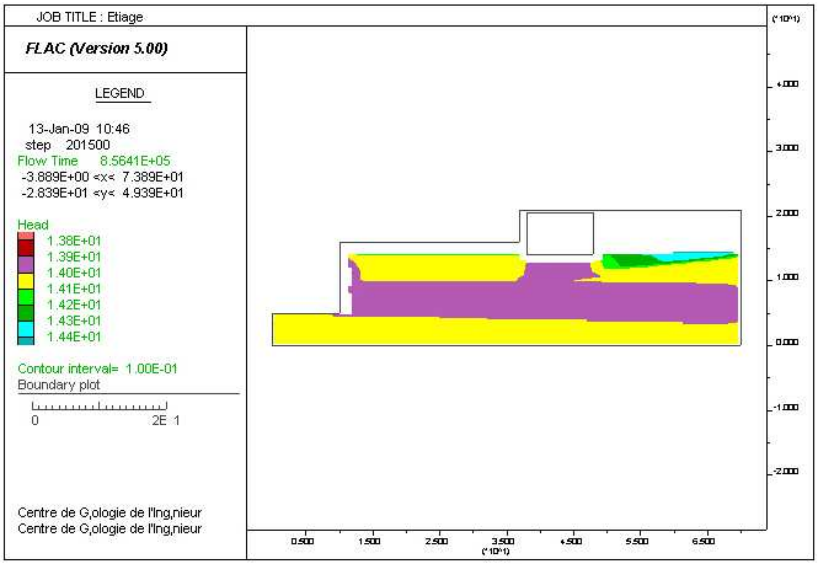


Figure 86 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 27 m)

L'état de contraintes du milieu peut être précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (compression, signe négatif), correspondant approximativement au poids des terres en limite amont du modèle, soit environ 4.10^5Pa à la base du modèle, en accord avec les poids spécifiques des matériaux et les dimensions du modèle (*Figure 87*).

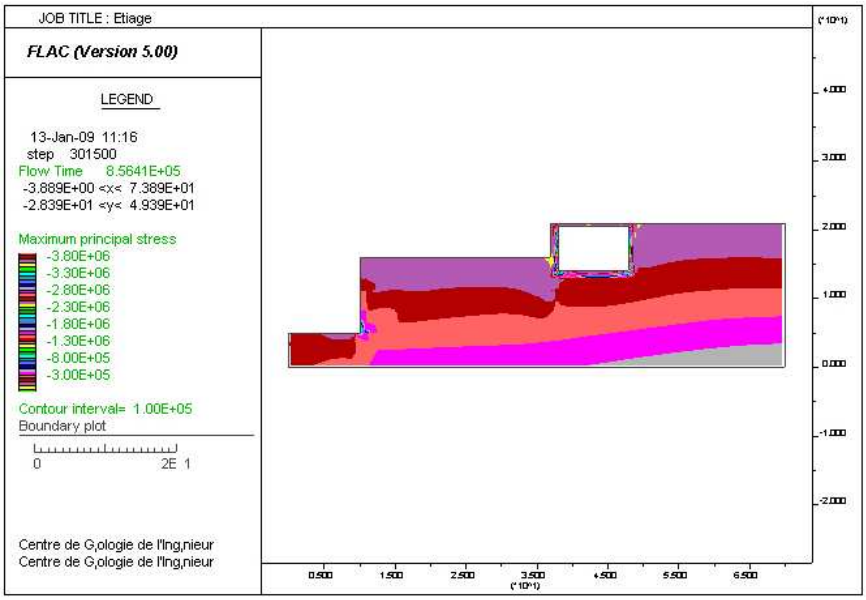


Figure 87 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum sont en accord avec les contraintes principales maximum et les valeurs des coefficients de Poisson choisies (*Figure 88*).

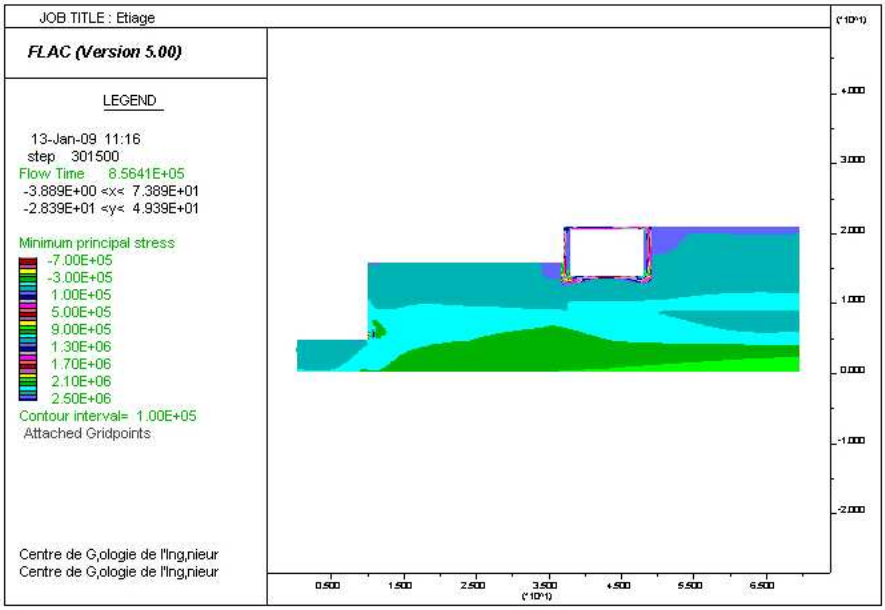


Figure 88 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

A ce stade, les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique (*Figure 89* et *Figure 90*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont « théoriques ». Ils s'expliquent principalement par le passage des Fausses Glaises (la couche la plus déformable) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Le calcul du gonflement correspondant, en se plaçant dans une

situation de sollicitation oedométrique, proche de la réalité, donne, avec l'analyse présentée en 6.2.6 une valeur de gonflement de Δh = 0,269 m, alors que le déplacement vertical maximal donné par le modèle est de Δh = 0,317 m. Considérant la petite anomalie liée au maillage en partie gauche du modèle, il faut plutôt retenir comme valeur donnée par le modèle (*Figure 90*) : Δh = 0,280 m. Il y a donc une bonne concordance. Le calcul montre aussi que la contribution des seules Fausses Glaises est de Δh = 0,259 m. La différence résulte de la contribution des Alluvions anciennes (Δh = 0,003 m), Alluvions modernes (Δh = 0,006 m) et des Remblais (Δh = 0,001 m), bien moins déformables que les Fausses Glaises et, pour les Remblais, moins fortement sollicités.

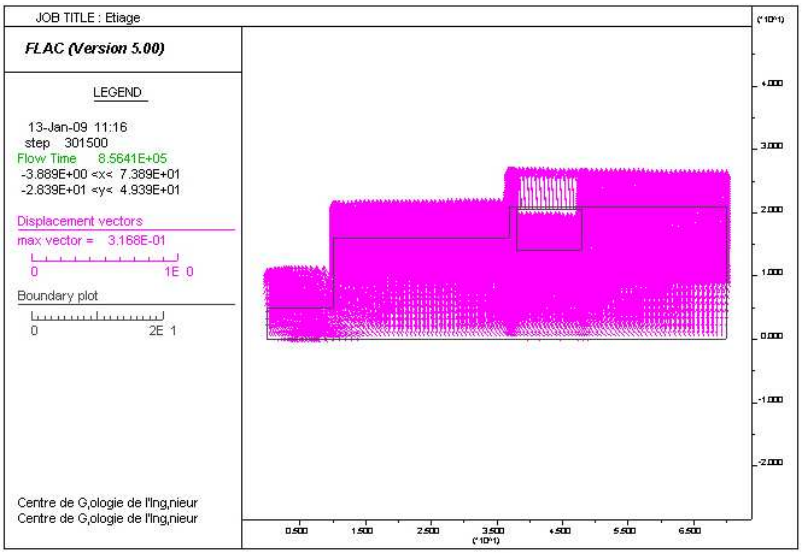
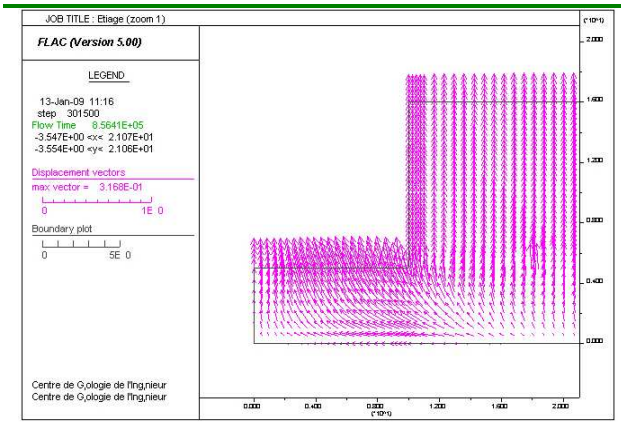
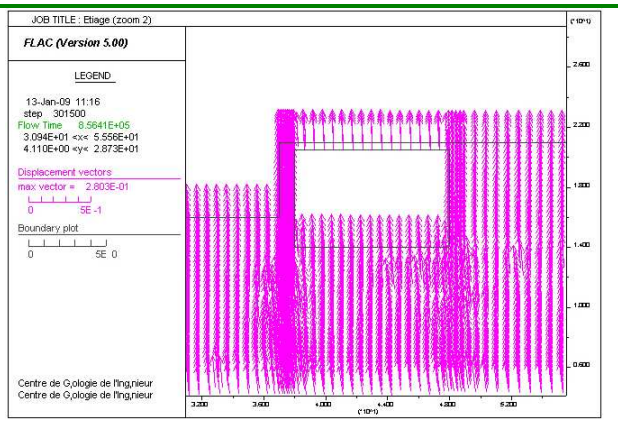


Figure 89 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,317 m)



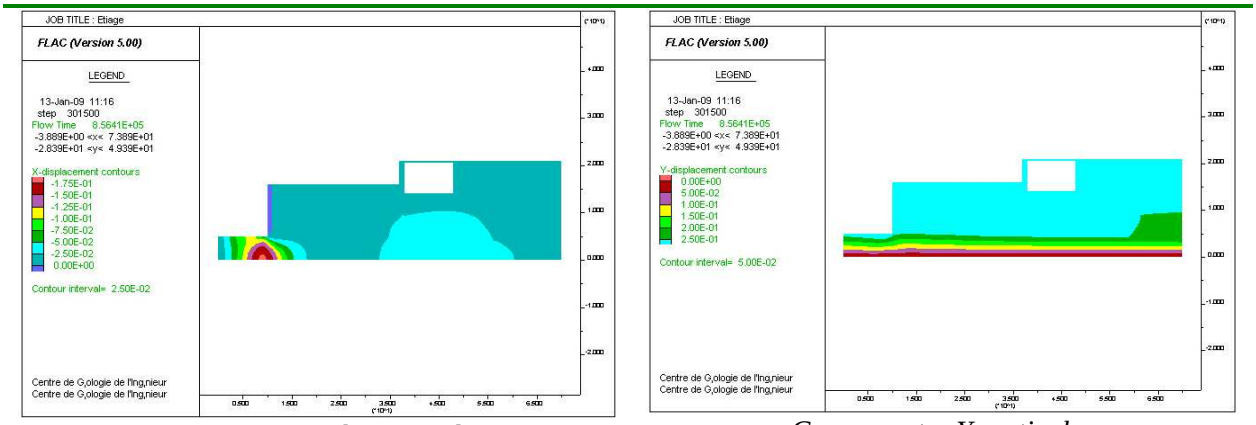
Vecteurs de déplacement en partie aval (valeur max : 0,317 m)



Vecteurs de déplacement au droit de l'ouvrage (valeur max : 0,280 m)

Figure 90 : Zoom sur les vecteurs de déplacement en partie aval et au droit de l'ouvrage

Les courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 91*). En pied de quai apparaît une petite anomalie, liée au maillage et à l'angularité du contact entre la base du mur de quai et les Fausses Glaises, surtout visible dans la composante horizontale des vecteurs de déplacement.



Composantes X horizontales *Composantes Y verticales*

Figure 91 : Courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.2.3 Scénario 2, de crue fréquente (cote Seine : 28 m NGF, cote modèle : z = 15 m)

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 28 m NGF, dénommé niveau de crue fréquente. Ce niveau ne passe pas au-dessus du mur de quai. En conséquence, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système reste très dépendante de l'écoulement au travers des Fausses Glaises dans la partie aval du modèle (depuis la surface horizontale). Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 92* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 15 m au sommet des Fausses Glaises en partie aval du modèle (un zoom, non présenté, le montre bien). Le niveau de la Seine ne dépassant pas le mur de quai très peu perméable, l'essentiel des pertes de charge se fait au travers de la partie supérieure des Fausses Glaises, la répartition des charges hydrauliques étant peu changée dans le reste du modèle.

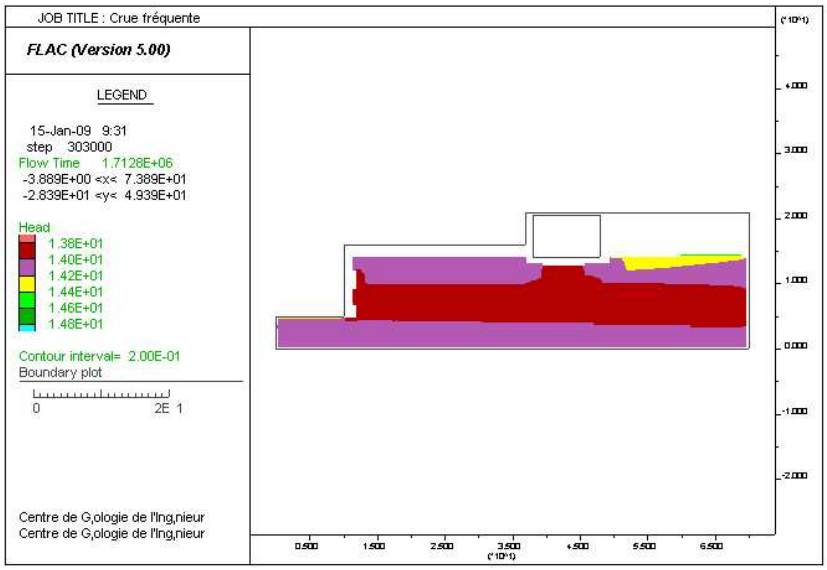


Figure 92 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 28 m)

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 93*). Il est voisin de celui obtenu dans la simulation précédente.

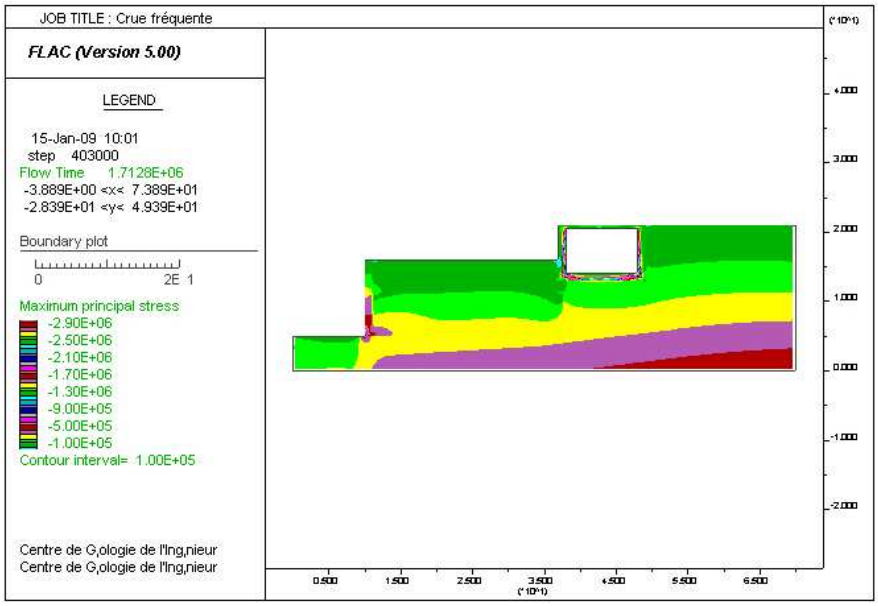


Figure 93 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 94*) sont voisines de celles obtenues dans la simulation précédente.

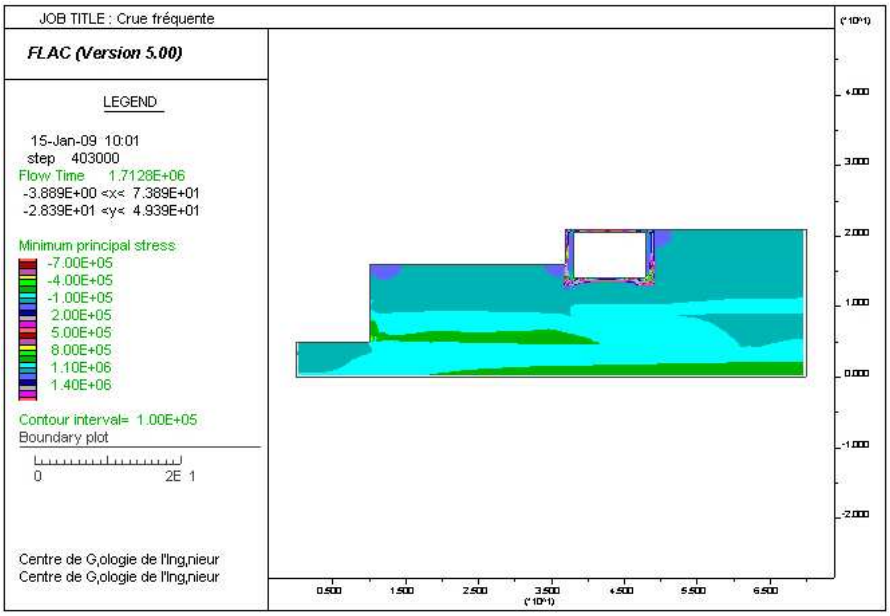


Figure 94 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 28 m (*Figure 95*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils résultent toujours principalement du comportement des Fausses Glaises. Le calcul du gonflement correspondant, en se plaçant dans une situation de sollicitation oedométrique, encore proche de la réalité, donne une valeur de gonflement de Δh = 0,295 m, alors que le déplacement vertical maximal donné par le modèle est de Δh = 0,289 m. Il aurait dû être légèrement supérieur à celui obtenu pour la Seine à la cote 27 m, soit : 0,317 m. Sans doute l'explication réside-t-elle dans les causes de légère imperfection du modèle invoquées en 6.3.2.2.

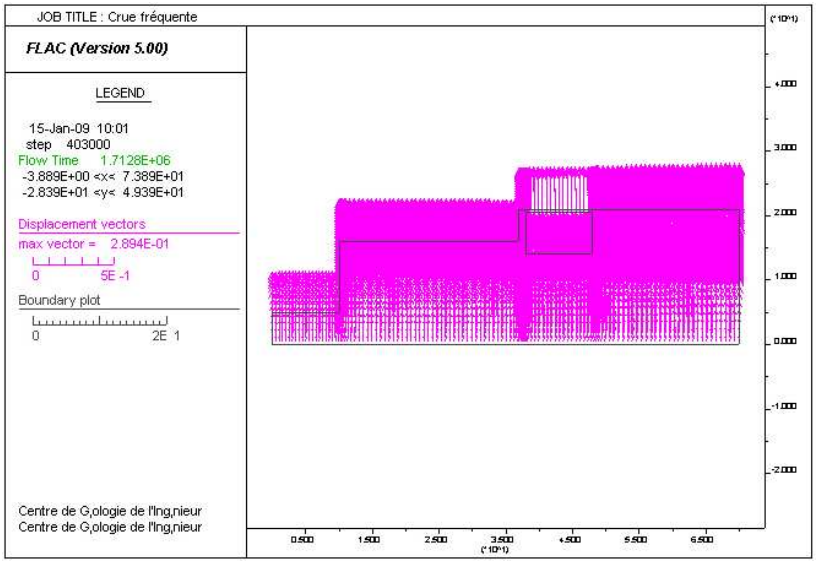
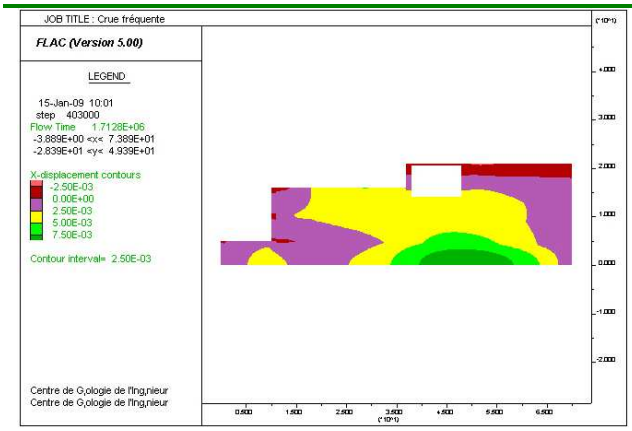
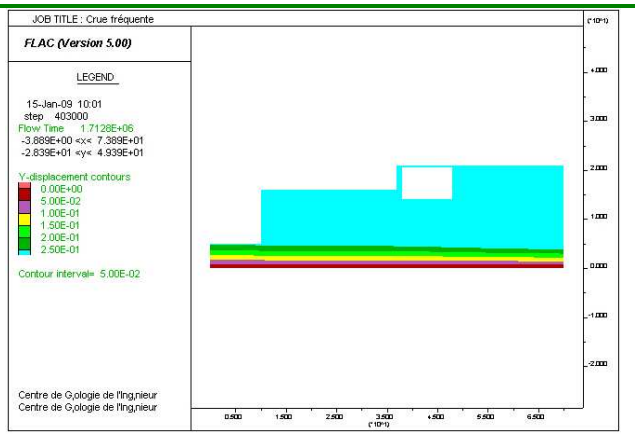


Figure 95 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,289 m)

Les courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 96*).



Composantes X horizontales



Composantes Y verticales

Figure 96 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.2.4 Scénario 3, de crue cinquantenaire (cote Seine : 29,7 m NGF, cote modèle : z = 16,7 m)

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 29,7 m NGF, dénommé niveau de crue cinquantenaire. Ce niveau passe au-dessus du mur de quai et recouvre donc les remblais à gauche de l'ouvrage. En conséquence, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système se réalise par l'écoulement au travers des Fausses Glaises dans la partie aval du modèle (par la surface horizontale du lit de Seine), mais surtout par l'écoulement au travers des Remblais (limite supérieure), en partie gauche du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 97* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 16,7 m au sommet des Fausses Glaises en partie aval du modèle, de même qu'au sommet des Remblais, à gauche de l'ouvrage les zooms le montrent bien en *Figure 98*.

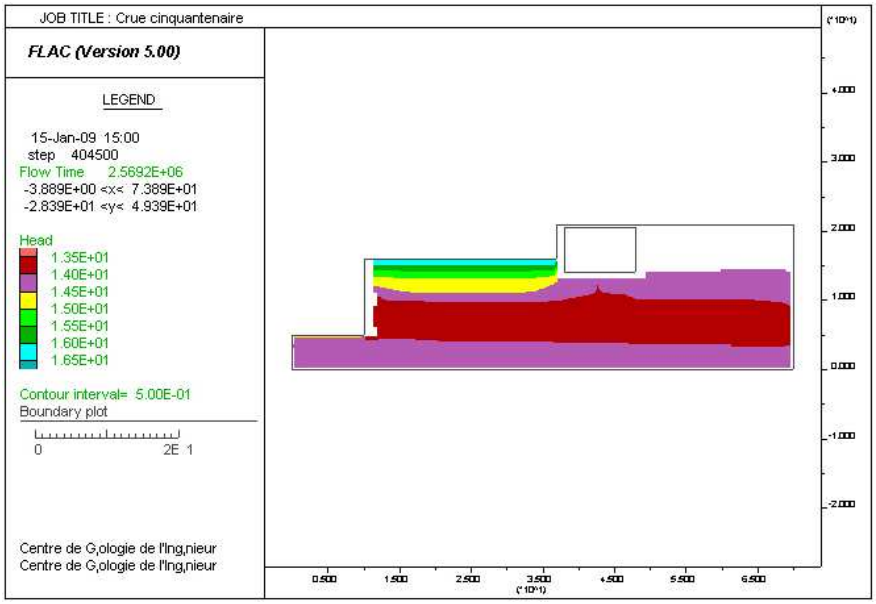
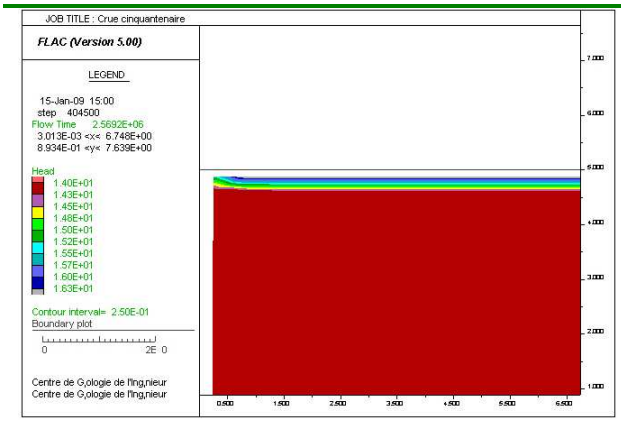
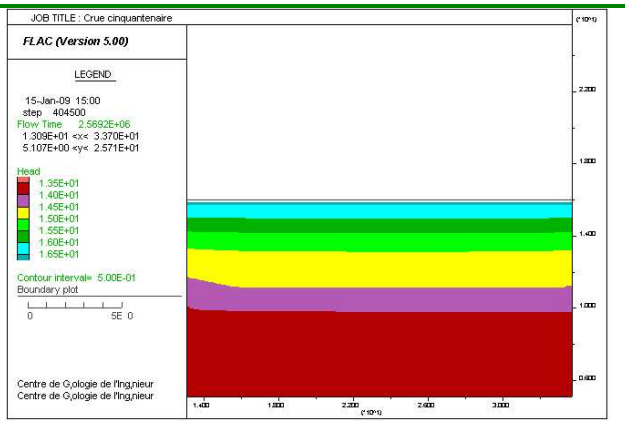


Figure 97 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 29,7 m)



Zoom au niveau des Fausses Glaises, en partie gauche du modèle, au pied du mur de quai



Zoom au niveau des remblais, à gauche de l'ouvrage

Figure 98 : Zooms sur les courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 99*). Il est proche de celui obtenu dans les simulations précédentes, tout spécialement en limite amont du modèle (côté opposé à la Seine) où il faut rappeler que le niveau piézométrique est gardé constant à la cote 27 m..

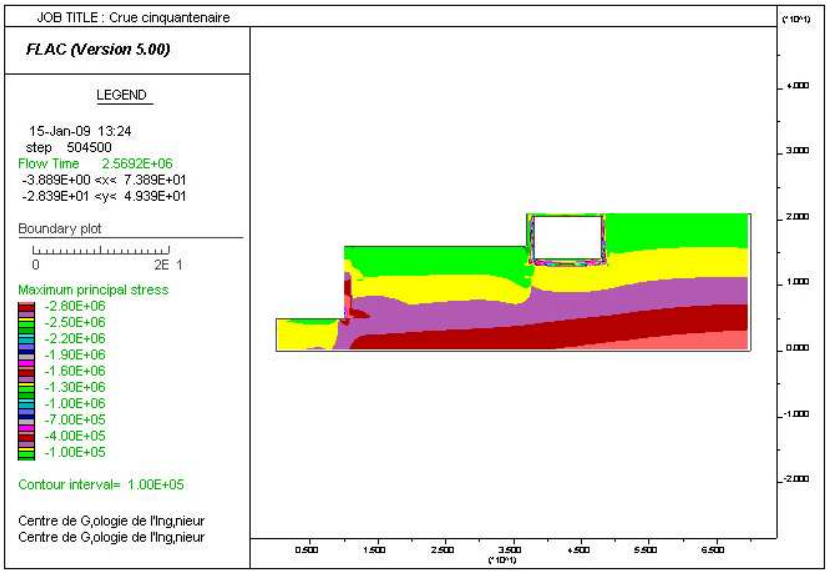


Figure 99 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 100*) sont proches de celles obtenues dans les simulations précédentes.

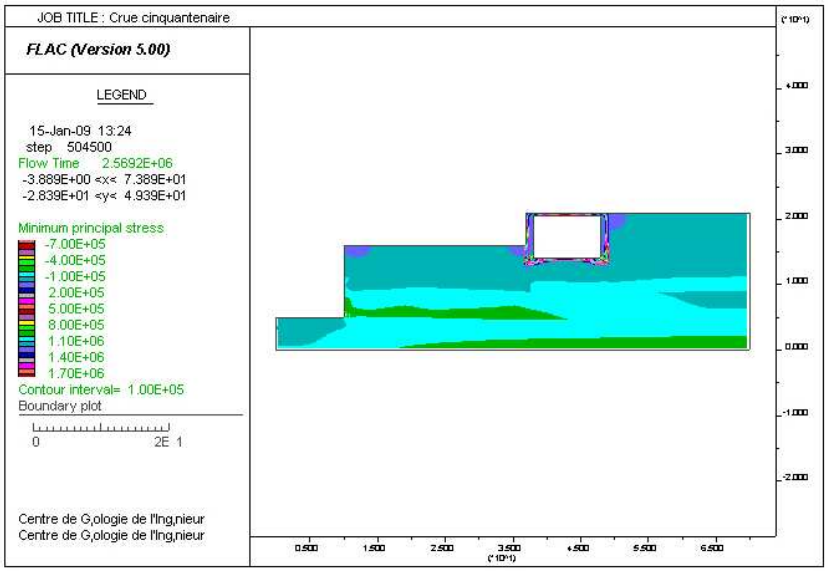


Figure 100 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 29,7 m (*Figure 101*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils résultent toujours principalement du comportement des Fausses Glaises (la couche la plus déformable). Le calcul du gonflement correspondant, en se plaçant encore dans une situation de sollicitation oedométrique (encore proche de la réalité du côté aval du modèle, moins du côté amont), donne une valeur de gonflement de Δh = 0,321 m, alors que le déplacement vertical maximal donné par le modèle est de 0,291 m. Il est légèrement supérieur à celui obtenu pour la Seine à la cote 28 m, qui était de 0,289 m.

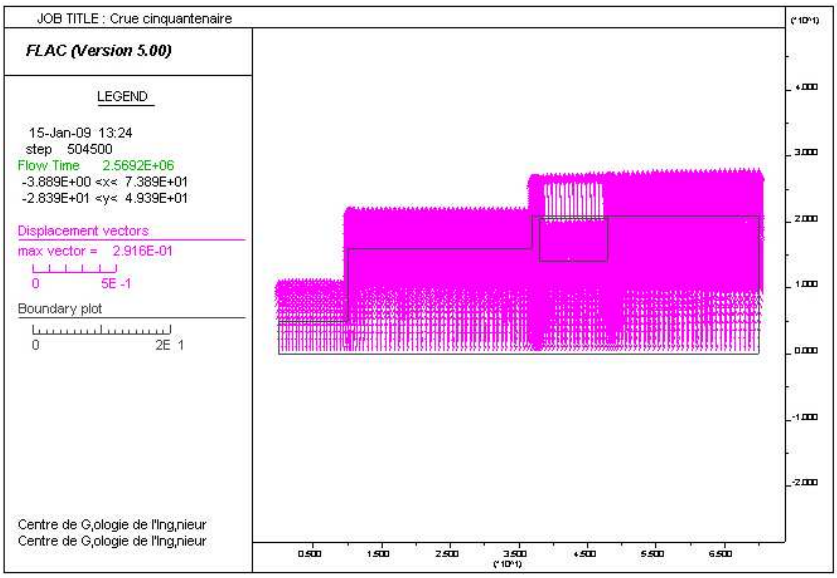
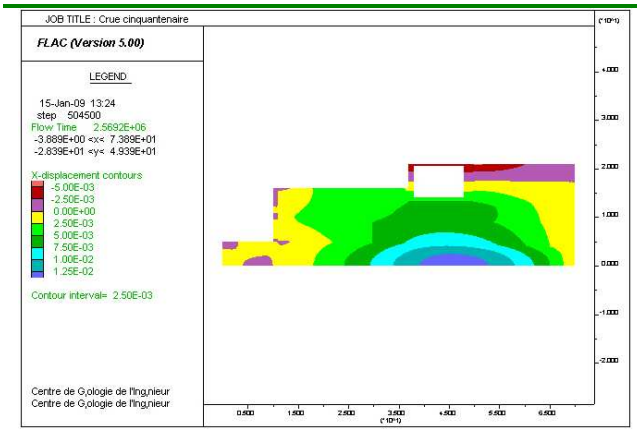
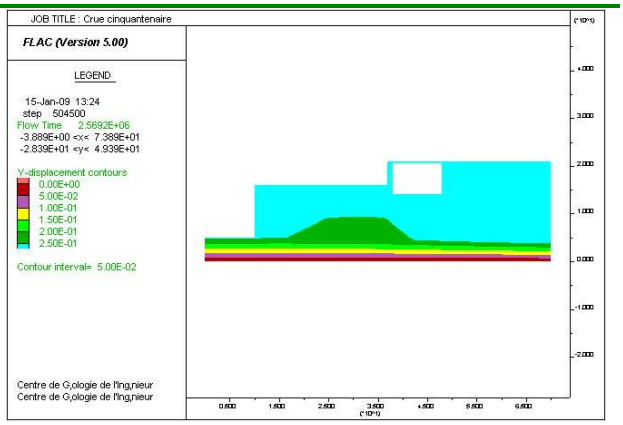


Figure 101 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,291 m)

Les courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 102*).



Composantes X horizontales



Composantes Y verticales

Figure 102 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.2.5 Scénario 4, de crue 1910 (cote Seine : 32 m NGF, cote modèle : z = 19 m)

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 32 m NGF, dénommé niveau de crue 1910. Ce niveau passe au-dessus du mur de quai, comme précédemment, sans recouvrir l'ouvrage. En conséquence, comme précédemment, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système se réalise par l'écoulement au travers des Fausses Glaises dans la partie aval du modèle, mais surtout par l'écoulement au travers des Remblais (limite supérieure), en partie gauche du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 103* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 19 m au sommet des Fausses Glaises en partie aval du modèle, de même qu'au sommet des Remblais, à gauche de l'ouvrage (les zooms, non présentés, le montrent bien).

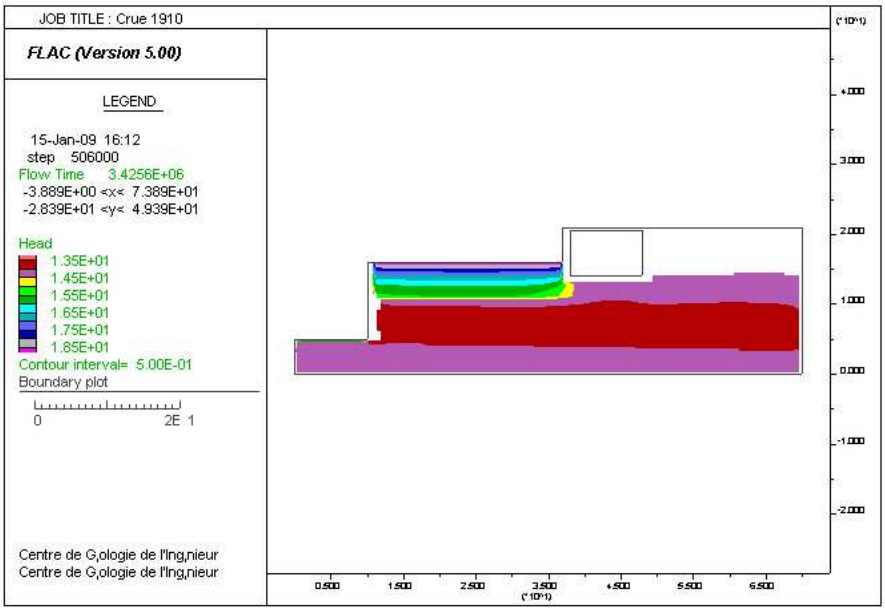


Figure 103 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 32 m)

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 104*). Il est à nouveau proche de ceux obtenus dans les simulations précédentes.

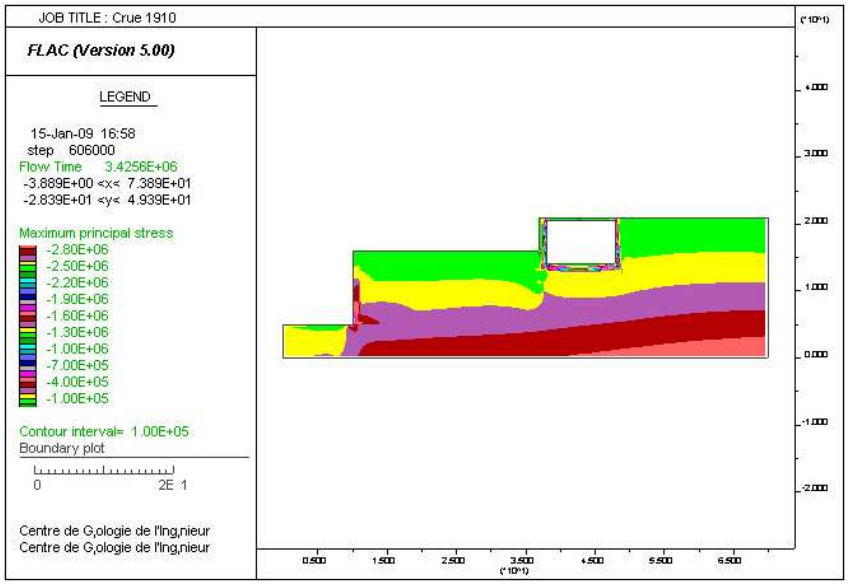


Figure 104 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 105*) sont à nouveau proches de celles obtenues dans les simulations précédentes.

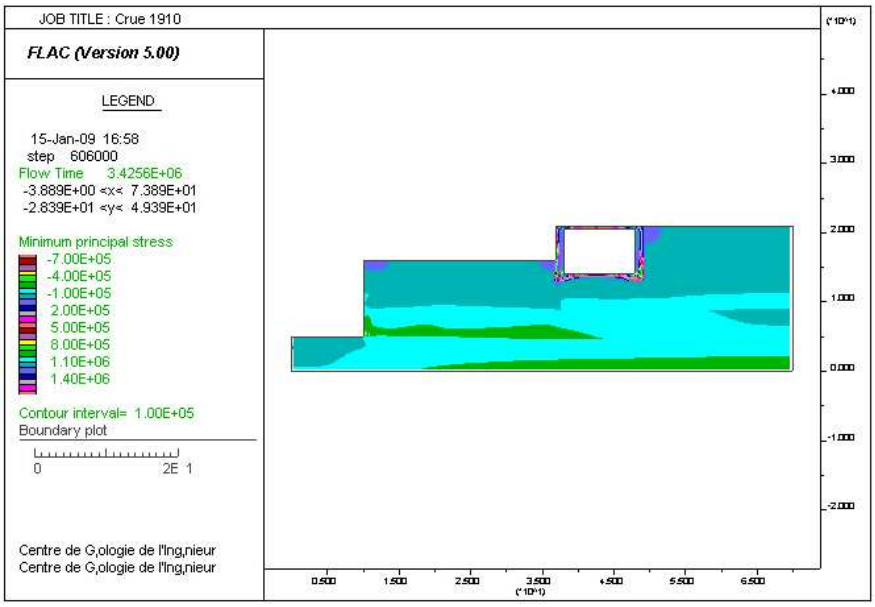


Figure 105 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 32 m (*Figure 106* et *Figure 107).* Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils résultent toujours principalement du comportement des Fausses Glaises (la couche la plus déformable). Le déplacement vertical maximal est de 0,292 m. Il est légèrement supérieur à celui obtenu pour la Seine à la cote 29,7 m, qui était de 0,291 m. En effet, par comparaison avec le scénario précédent, les conditions de sollicitation mécanique sont identiques en partie aval (côte Seine) du modèle (recouvert comme précédemment par une lame d'eau simplement plus haute, ce qui ne modifie pas les contraintes effectives du milieu, seules responsables des déformations des terrains) et côté amont, du fait de la condition aux limites imposée à la nappe (27 m pour tous les scénarios), la répartition des charges hydraulique est assez peu modifiée dans cette partie du modèle.

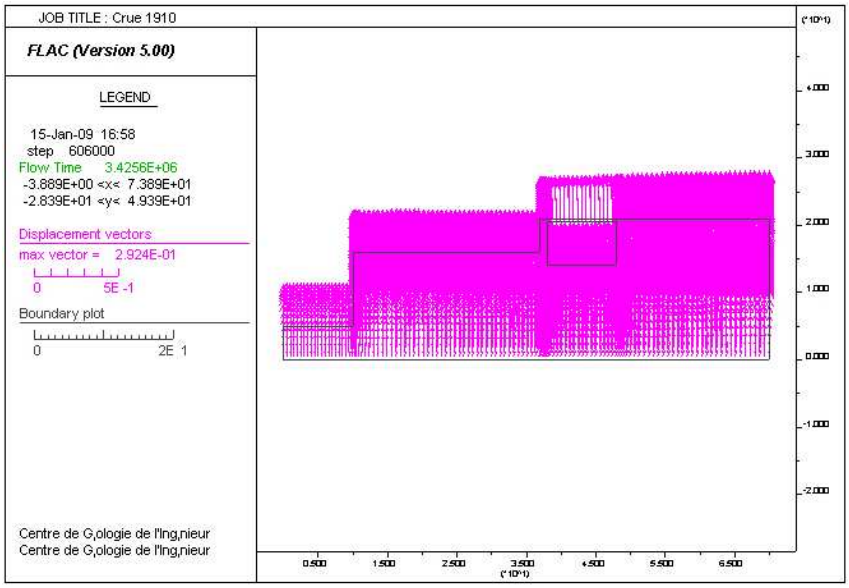
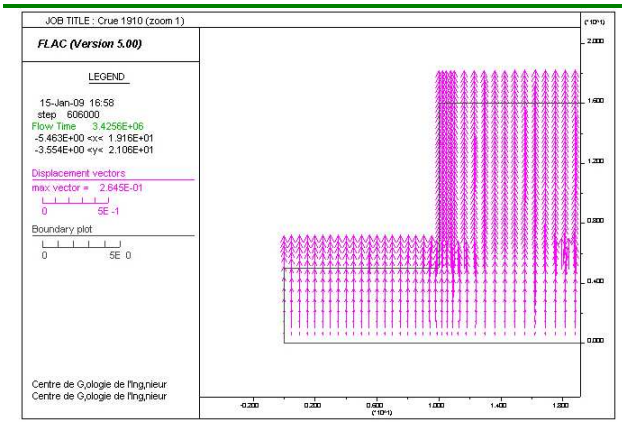
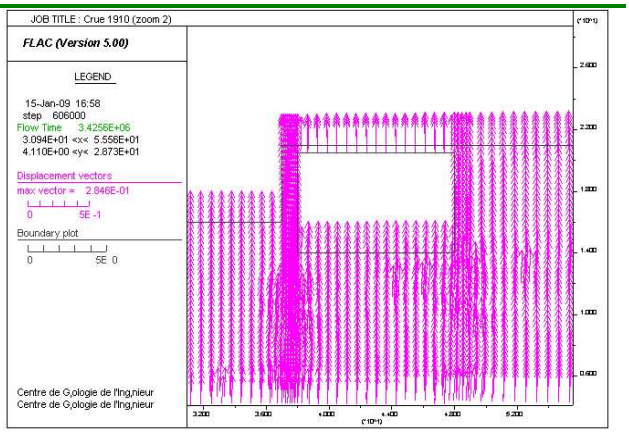


Figure 106 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,292 m)



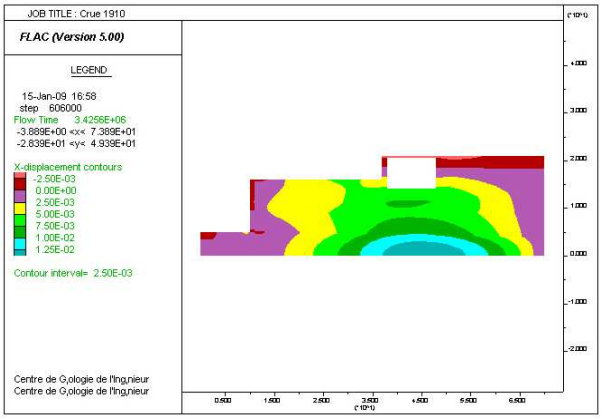
Vecteurs de déplacement en partie aval (valeur max : 0,264 m)



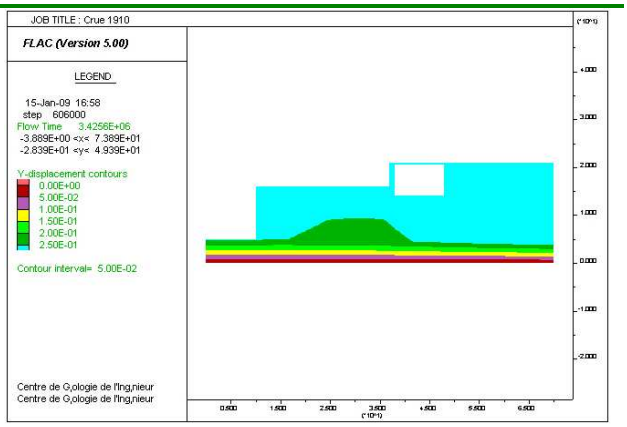
Vecteurs de déplacement au droit de l'ouvrage (valeur max : 0,285 m)

Figure 107 : Zoom sur les vecteurs de déplacement en partie aval et au droit de l'ouvrage

Les courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 108*).



Composantes X horizontales



Composantes Y verticales

Figure 108 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

Les conditions aux limites sur le plan hydraulique (Seine à la cote 32 m et nappe en limite amont du modèle à la cote 27 m) et l'augmentation d'épaisseur de Remblais soumis à saturation plus importante en partie amont du modèle que du côté Seine sont cohérentes avec des vecteurs de déplacement à composante Y verticale légèrement croissante vers la droite du modèle.

6.3.2.6 Conclusion

Des comparaisons sont possibles, au niveau des déplacements, entre les résultats obtenus pour ces différents scénarios, en particulier entre le scénario 1 et le scénario 4. Il est rappelé que les résultats de déplacement présentés sont des déplacements « théoriques », résultant du passage d'une situation sans nappe à une situation avec nappe. Pour connaître les déplacements résultant d'*une variation* de niveau de la Seine et des niveaux piézométriques correspondants de la nappe phréatique, il faut donc soustraire les déplacements théoriques antérieurs de ceux obtenus dans le nouveau scénario.

En partie gauche du modèle, la légère anomalie signalée ne permet pas de comparaison pour cette partie du modèle. Par contre, on peut comparer les vecteurs de déplacement, dans la partie centrale du modèle, au droit de l'ouvrage, entre le scénario 1 (Seine à la cote 27 m NGF) et le scénario 4 (Seine à la cote 32 m NGF). Entre ces deux scénarios, on pourrait penser que c'est principalement la situation d'une tranche de Remblais de 5 m d'épaisseur, à droite de l'ouvrage, passant d'une situation hors nappe à une situation sous nappe, qui changerait et entraînerait le gonflement de la colonne de terrain sous-jacente. Un tel calcul (réalisé pour le cas d'un demi-espace infini, c'est-à-dire le cas d'une sollicitation oedométrique) donnerait un gonflement Δh = 0,122 m. En fait, dans les conditions de calcul du modèle, la différence de gonflement entre les scénarios 1 et 4 résulte quasiment de la seule variation de niveau piézométrique de la cote 27 m à la cote 29 m (limite supérieure des Remblais à gauche du modèle (côté Seine). En effet, la répartition des charges hydrauliques, pour les différents scénarios, varie très peu du côté amont du modèle (à droite) à cause de la structuration des terrains et de la condition aux limites amont imposée (nappe à la cote 27 m). Le calcul suggéré donne alors un gonflement Δh = 0,048 m. Il est encore plus élevé que celui donné par le code Flac : soit la différence des gonflements entre le scénario 1 et le scénario 4 au droit de l'ouvrage, 0,285 m – 0,280 m = 0,005 m. Il faut certainement considérer que l'hypothèse de la sollicitation oedométrique est assez éloignée du contexte mécanique et aussi que l'ouvrage, fortement encastré dans les Remblais joue un rôle en limitant ces gonflements.

Si l'on reprend la coupe géotechnique du cas d'étude, en tant que demi-espace infini (sollicitation oedométrique), en prenant l'entièreté de la coupe en amont du modèle, l'analyse présentée en 6.2.6 conduit aux résultats suivants :

Tableau 6 : Tassement ou gonflement résultant d'une variation de niveau piézométrique entre la cote 27 m et la cote considérée, pour un demi-espace correspondant à la coupe géologique suivante (partie amont du modèle) : Remblais (e=7 m), Alluvions modernes (e=5 m), Alluvions anciennes(e=5 m), Fausses Glaises (e=4 m)

Cote de la nappe	28 m	29 m	30 m	31 m	32 m	33 m	34 m
Tassement ou gonflement	0,022 m	0,045 m	0,068 m	0,092 m	0,115 m	0,140 m	0,164 m

Ces résultats doivent être considérés comme réalistes pour les conditions de calculs définies qui, rappelons le, sont très éloignées du cas traité par la simulation numérique.

Il faut évidemment noter que les gonflements (ou tassements) calculés ou résultant des simulations numériques ne correspondent qu'à la réponse élastique ou pseudo-élastique du milieu, tout en prenant bien en compte les caractéristiques de déformabilité, réalistes, choisies (*Tableau 5*). Ils ne sauraient cependant rendre compte d'autres processus de déformation, résultant en particulier de déformation irréversible, voire de processus d'érosion interne. Notons aussi que les processus de tassement et de gonflement réels ne sauraient être réversibles suivant le modèle élastique. De plus, tous les calculs (calculs analytiques ou simulations numériques) sont réalisés dans le cadre d'un demi-espace supposé infini, ce qui évidemment amplifie les effets des variations de contraintes appliquées au système. Dans ce cas il n'y a pas de notion de bulbe des contraintes induites et d'atténuation des contraintes avec la profondeur, ce qui serait à prendre en compte en réalité, même pour des contextes de fluctuation de niveaux de nappes phréatique.

Il faut même rajouter que, dans le cas de la montée du niveau de la Seine et de la surface piézométrique de la nappe phréatique, au soulèvement d'ensemble peuvent se surimposer des tassements localisés, résultant de processus particuliers tels que des compactions de remblais mis sous eau ou des processus d'érosion souterraine générés par la saturation des terrain et la mise en place d'écoulements plus ou moins chenalisés.

6.3.3 La situation type du tunnel de Malaquais-Conti Grands-Augustins

6.3.3.1 Caractéristiques du modèle numérique

La *Figure 109* présente la coupe géologique au droit du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins, (RER C ou TRG, pk E.670) ayant servi de référence pour la construction du modèle numérique. La *Figure 110* présente le modèle numérique correspondant, de dimension 50 m de largeur et 20 m de hauteur, avec les quatre unités géologiques : Calcaire Grossier, Alluvions anciennes, Alluvions modernes et Remblais. Les perméabilités Flac sont indiquées (en $Pa^{-1}.m^2.s^{-1}$) en *Figure 110* avec la correspondance k(Flac) = 10^{-4}K avec K, conductivité hydraulique en $m.s^{-1}$. Un mur de quai, en deux parties, est pris en compte. Le mur de quai le plus aval (côté Seine) est vertical pour simplifier le maillage. Il repose sur les Alluvions anciennes, elles-mêmes sur le Calcaire Grossier. La section du tunnel a été schématisée pour simplifier le maillage.
Le contexte hydrogéologique est très différent de celui analysé pour la tranchée couverte des Invalides. La structure béton du tunnel est prise en compte, de même que le traitement par jet-grouting des Alluvions modernes et des Alluvions anciennes sous le tunnel, et suivant deux niveaux de traitements différents. Pour cela des paramètres de perméabilité variables ont été donnés aux formations géologiques concernées : sans traitement, avec traitement lâche ou avec traitement dense. La plus ou moins grande section de terrain fermée à l'écoulement par ces traitements (dans une vue tridimensionnelle) a été considérée pour définir ces paramètres de perméabilité donnés au *Tableau 5*. Une comparaison, avec ou sans ces traitements de jet-grouting, est réalisée. La *Figure 111* présente le maillage du modèle numérique. Les scénarios de crues de Seine sont illustrés en *Figure 112*.

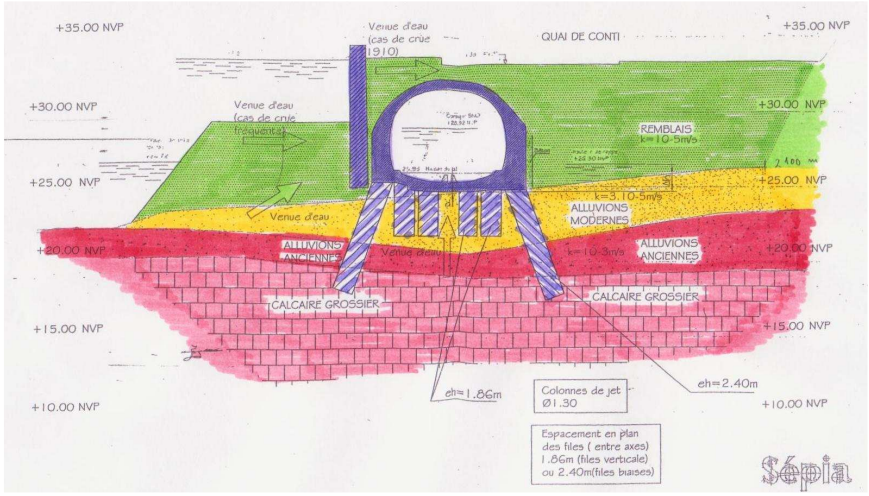


Figure 109 : Coupe géologique au droit du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins (d'après SNCF)

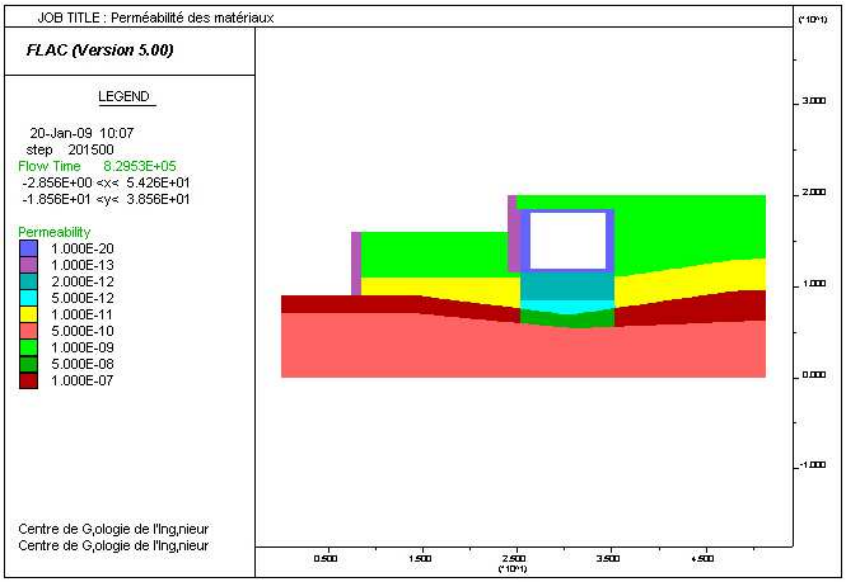


Figure 110 : Modèle numérique du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins, avec traitement des terrains au jet-grouting. Unités géologiques et perméabilités Flac

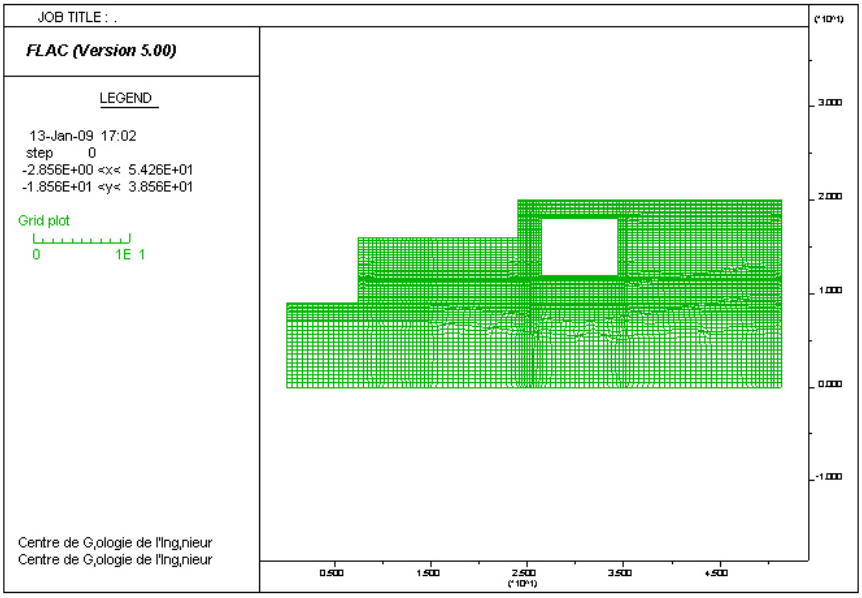


Figure 111 : Maillage du modèle numérique

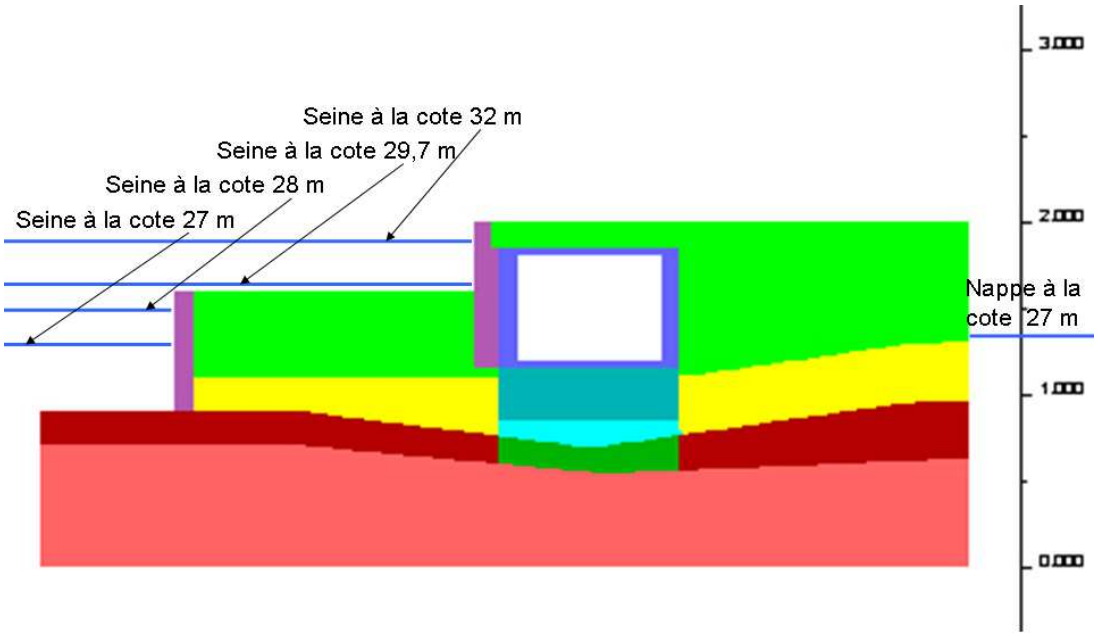


Figure 112 : Scénarios des cotes de la Seine (côté aval du modèle) et niveau de nappe constant (côté amont du modèle)

6.3.3.2 Scénario 1, de niveau de base (cote Seine : 27 m NGF, cote modèle : z = 14 m), avec jet-grouting sous l'ouvrage

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 27 m NGF, dénommé niveau de base ou étiage. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique est également à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Comme pour le modèle précédent, la charge hydraulique est imposée par l'intermédiaire des pressions interstitielles imposées dans les mailles du modèle. C'est à partir de ces pressions que la répartition des charges s'impose au modèle, contrôlant les conditions d'écoulement. Il peut donc s'en suivre quelques irrégularités de détail par rapport à un schéma théorique initial. Les contrastes de perméabilité entre couches génèrent aussi des irrégularités, de détail, si l'on se réfère aux courbes d'iso-valeurs de charges hydrauliques présentées. Dans la *Figure 113* on peut observer que, vu les conditions aux limites imposées, une charge constante de 14 m devrait apparaître uniformément dans le modèle, le repérage des cotes du modèle faisant que, pour une cote NGF de la Seine de 27 m, il correspond dans le modèle une charge hydraulique de 14 m, l'origine des cotes pour le calcul des charges hydrauliques étant prise à la base du modèle. Pour les raisons invoquées, cette charge varie enter 13,8 m et 14,2 m.

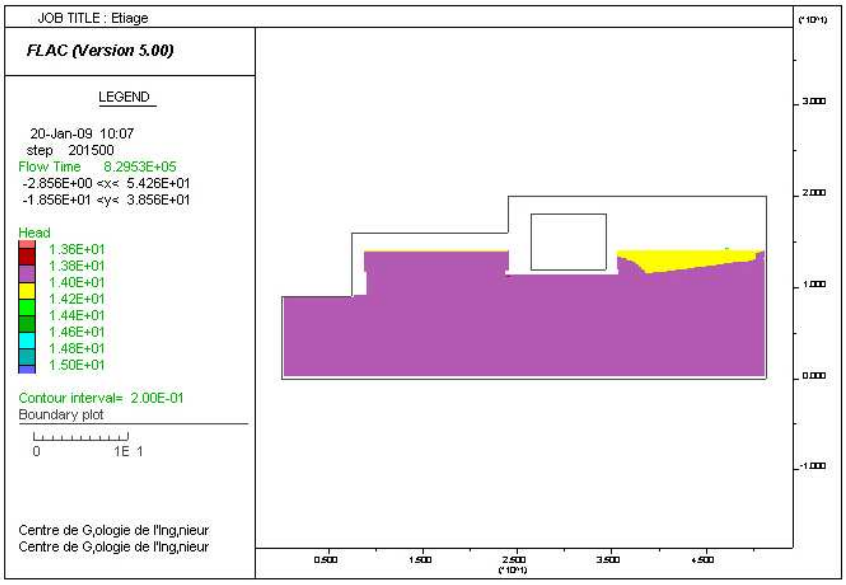


Figure 113 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 27 m)

L'état de contraintes du milieu peut être précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (compression, signe négatif), correspondant approximativement au poids des terres en limite amont du modèle, soit environ 4.10^5Pa, à la base du modèle, en accord avec les poids spécifiques des matériaux et les dimensions du modèle (*Figure 114*). La particularité de structure des terrains traités au jet-grouting sous l'ouvrage se traduit par un dessin plus complexe des courbes d'iso-valeurs de contraintes.

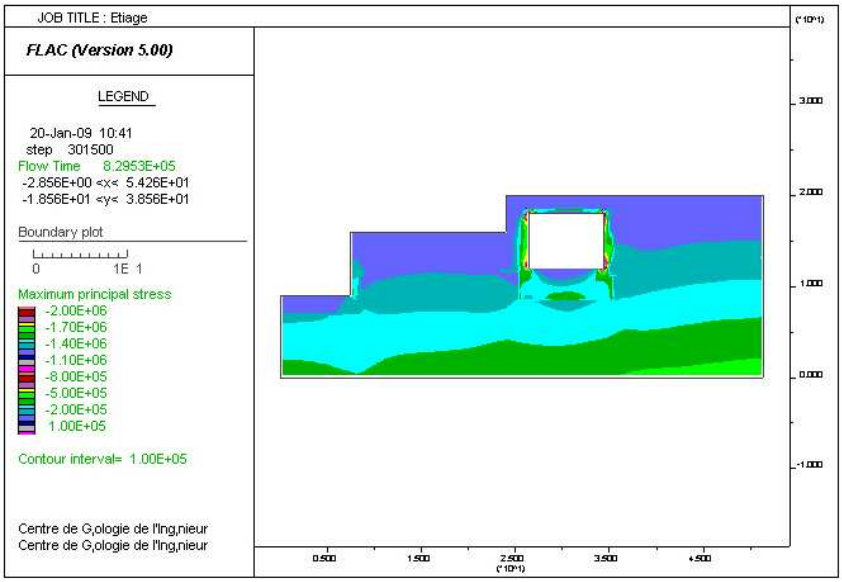


Figure 114 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum sont en accord avec les contraintes principales maximum et les valeurs des coefficients de Poisson choisies (*Figure 115*).

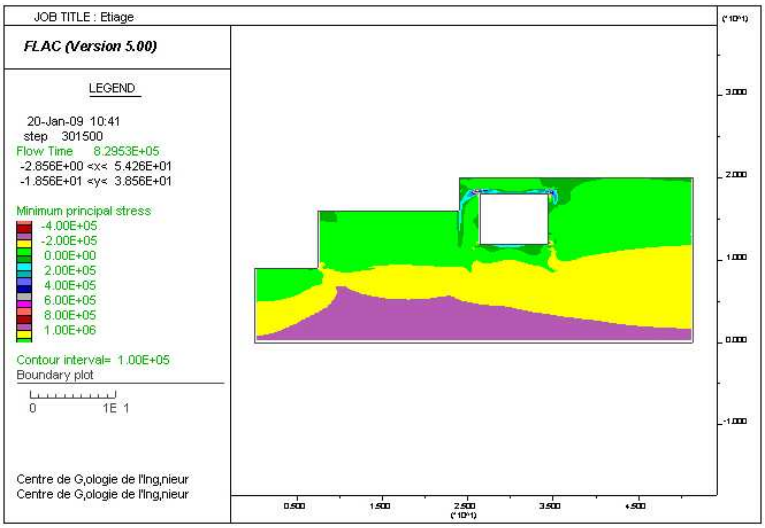


Figure 115 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

A ce stade, comme pour l'étude de cas précédente, les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique (*Figure 116* et *Figure 117*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont « théoriques ». Ils s'expliquent principalement par la réponse du passage des Alluvions modernes et une partie des Remblais (les couches les plus déformables) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Les Alluvions anciennes (nettement moins déformables) participent très peu à cette réponse, le Calcaire Grossier pas du tout. Le calcul du gonflement correspondant, en se plaçant dans une situation de type sollicitation oedométrique, assez proche de la réalité, donne, avec l'analyse présentée en 6.2.6 : Δh = 0,0110 m en partie aval (côté Seine) du modèle et Δh = 0,0115 m en partie amont (côté opposé à la Seine) du modèle. Le déplacement vertical maximal, donné par le code Flac et qui se réalise à droite de l'ouvrage, est de 0,017 m. Les amplitudes de déplacement sont bien moindre que dans le cas précédent du fait des caractéristiques géomécaniques des sols en présence. L'écart entre les calculs analytiques et la simulation numérique est significatif mais pas considérable.

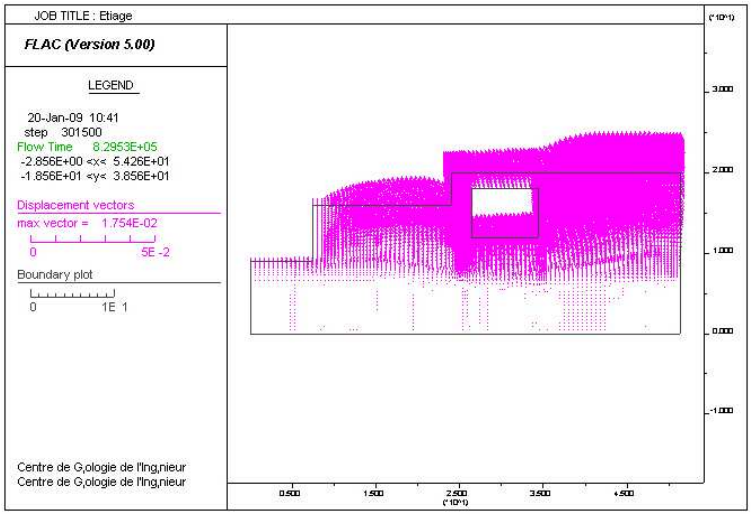
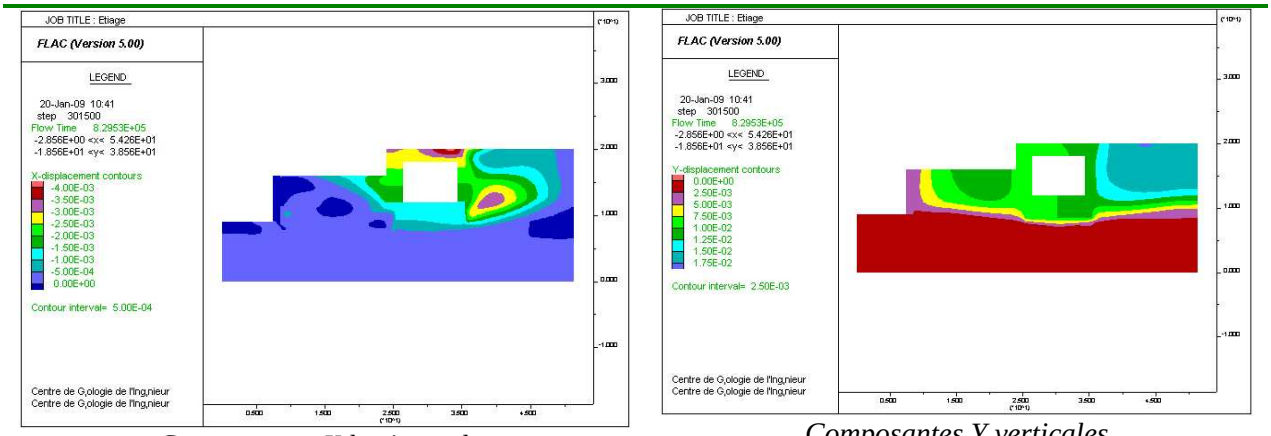


Figure 116 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,017 m)

Les courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 117*). En partie droite de l'ouvrage apparaît une petite anomalie, difficile à expliquer, surtout visible dans la composante

horizontale des vecteurs de déplacement. La comparaison avec le modèle présenté en *Figure 110* permet de comprendre la répartition des composantes verticales des vecteurs de déplacement (épaisseur plus importante d'Alluvions modernes en partie droite de l'ouvrage) et la contribution quasi nulle du Calcaire Grossier à ces déplacements.



Composantes X horizontales *Composantes Y verticales*

Figure 117 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.3.3 Scénario 2, de crue fréquente (cote Seine : 28 m NG, cote modèle : z = 15 m), avec jet-grouting sous l'ouvrage

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 28 m NGF, dénommé niveau de crue fréquente. Ce niveau ne passe pas au-dessus du mur de quai. En conséquence, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système résulte principalement d'un écoulement proche de l'horizontale au travers des Alluvions anciennes, très perméables, du côté Seine vers la partie amont du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 118* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques, traduisant un écoulement au travers des Alluvions anciennes (avec traitement lâche au jet-grouting : $K = 5.10^{-4} m.s^{-1}$) et du Calcaire Grossier ($K = 5.10^{-6} m.s^{-1}$), alors que les autres formations géologiques peu perméables ne contribuent guère à l'écoulement.
On a bien une charge de 15 m au sommet des Alluvions anciennes en partie aval du modèle. Le niveau de la Seine ne dépasse pas le mur de quai très peu perméable.
Les pertes de charge au travers des Alluvions anciennes (et du Calcaire Grossier, où les pertes de charges sont contrôlées par celles se réalisant dans les Alluvions anciennes) sont plus fortes sous l'ouvrage (courbes plus resserrées, environ deux fois plus) qu'en amont ou aval, du fait du traitement des terrains au jet-grouting sous l'ouvrage. Cette augmentation de gradient hydraulique résulte de la diminution de la transmissivité de la couche, le débit restant constant.
Les vecteurs de vitesses d'écoulement (*Figure 119*) permettent de bien visualiser l'écoulement au travers des Alluvions anciennes. Considérant cet écoulement qui se réalise avec un gradient hydraulique moyen i = (28-27)/50 = 1/50 sur une distance de 50 m, on peut en déduire une vitesse d'écoulement moyenne dans les Alluvions anciennes, en prenant pour la perméabilité $K = 5.10^{-4} m.s^{-1}$, correspondant aux Alluvions anciennes traitées au jet-grouting (Elles sont en effet traitées sur toute leur épaisseur et ce volume se trouve « en série » par rapport aux autres volumes, non traités, en aval et en amont de l'écoulement). D'après la loi de Darcy, on obtient : v = K.i, soit : $v = 1.10^{-5} m.s^{-1}$, valeur cohérente avec la valeur maximum relevée en *Figure 119*, $v = 4{,}8.10^{-5} m.s^{-1}$ (valeur en réalité « surestimée » du fait d'un point singulier au pied du mur de quai, voir en 6.3.3.5). On peut aussi observer que le débit est bien conservé, dans le passage des Alluvions anciennes non traitées aux Alluvions anciennes traitées, puisque le rapport des perméabilités (perméabilité des Alluvions anciennes non traitées 2 fois plus forte que celle des Alluvions anciennes traitées) est l'inverse du

rapport des gradients hydrauliques (gradient hydraulique dans les Alluvions anciennes non traitées 2 fois plus faible que dans les Alluvions anciennes traitées).

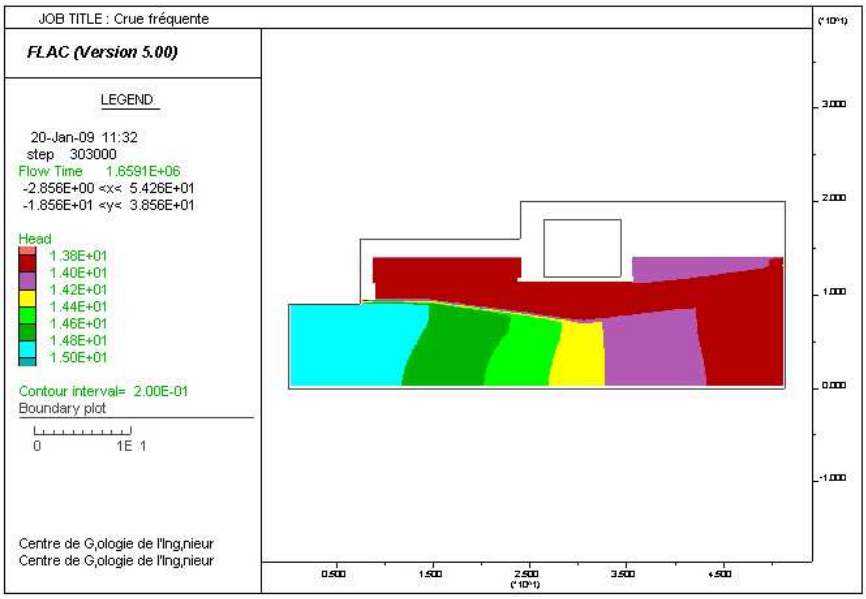


Figure 118 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 28 m)

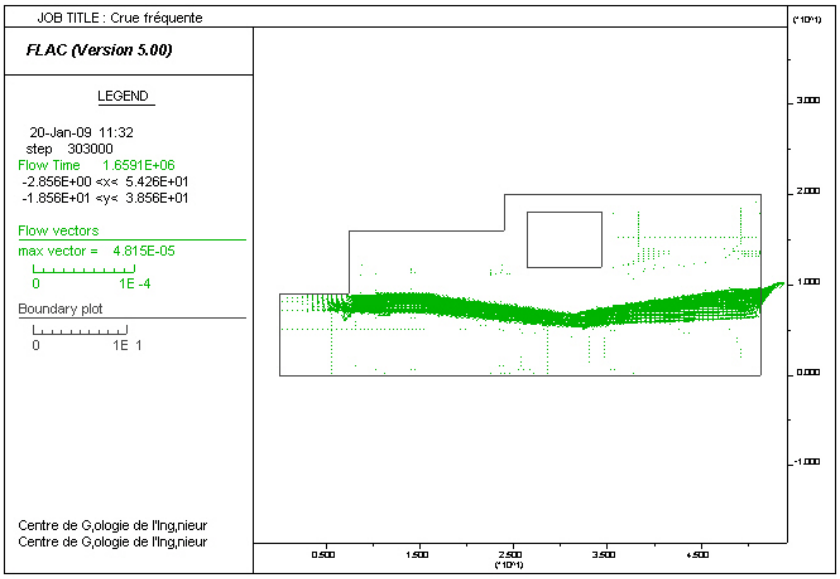


Figure 119 : Vecteurs vitesses écoulement (valeur max : v = 4,8.10^{-5}m.s^{-1})

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 120*). Il est voisin de celui obtenu dans la simulation précédente (code de couleur différent). La particularité de structure des terrains traités au jet-grouting sous l'ouvrage se traduit aussi par un dessin plus complexe des courbes d'iso-valeurs de contraintes.

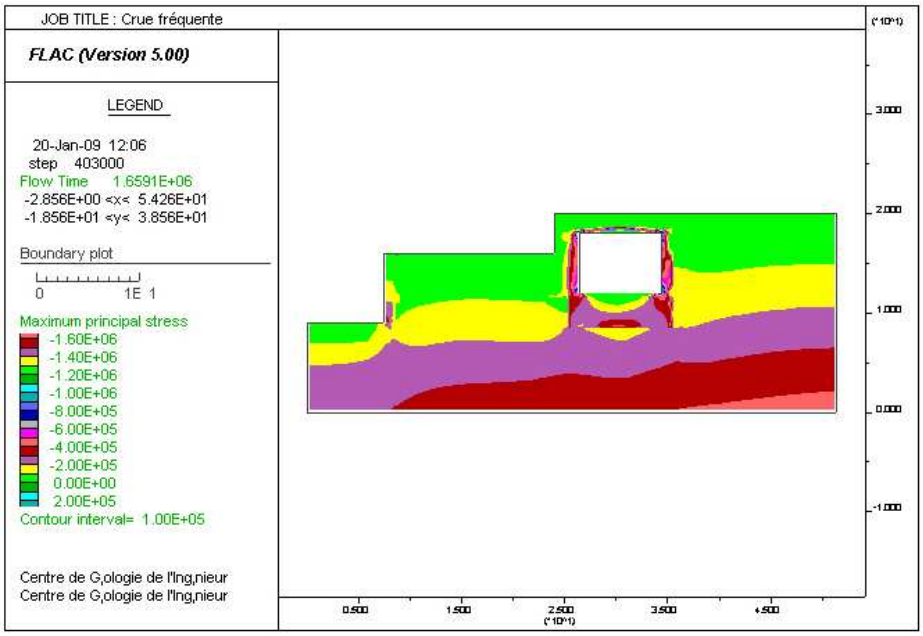


Figure 120 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 121*) sont voisines de celles obtenues dans la simulation précédente.

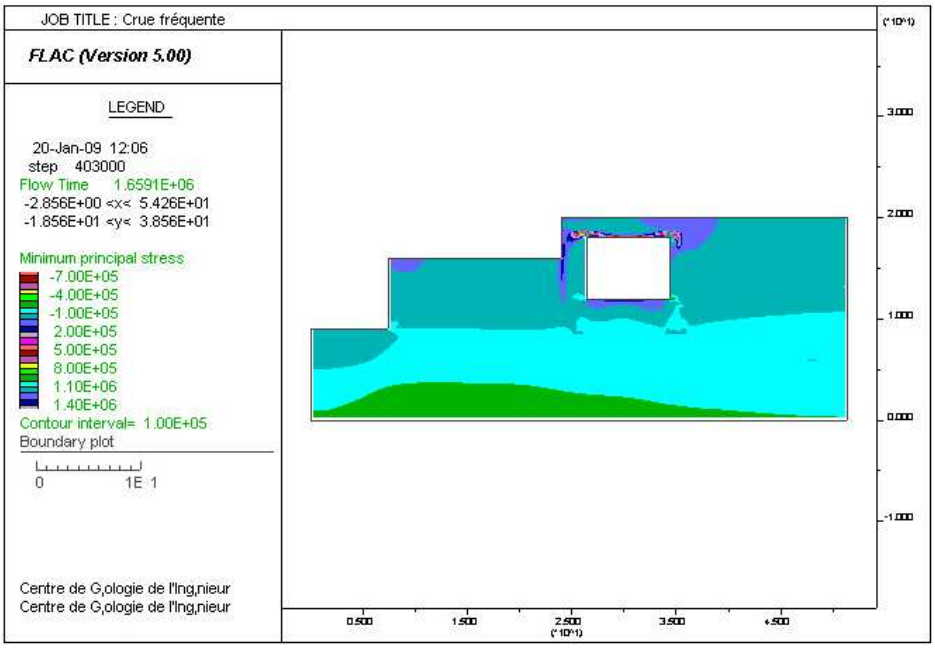


Figure 121 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 28 m (*Figure 122* et *Figure 123*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils s'expliquent principalement, comme précédemment, par la réponse des Alluvions modernes et d'une partie des Remblais (les couches les plus déformables) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Les Alluvions anciennes (moins déformables) participent très peu à cette réponse, le Calcaire Grossier pas du tout. Le déplacement maximal obtenu est de 0,020 m.

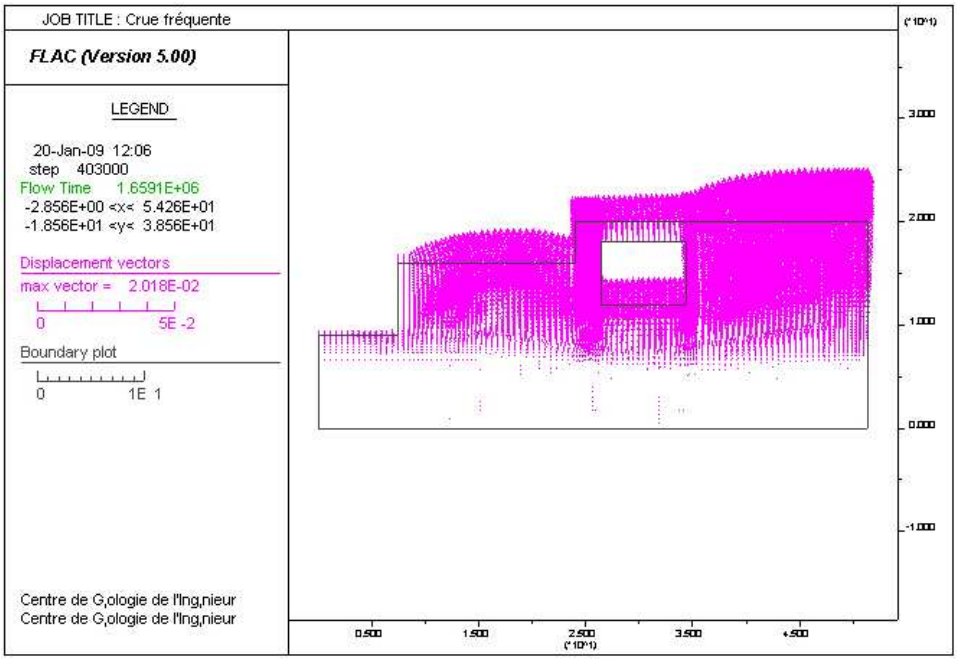
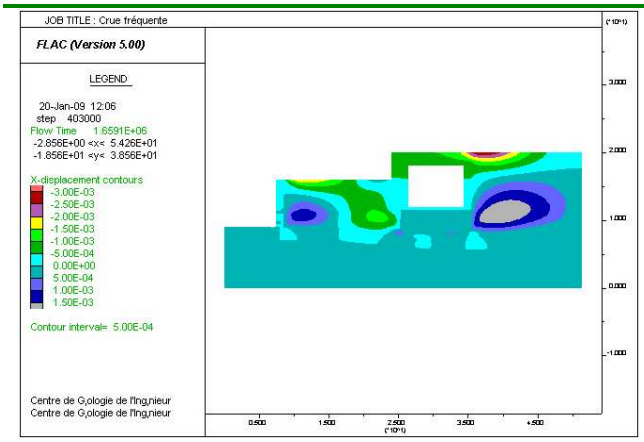
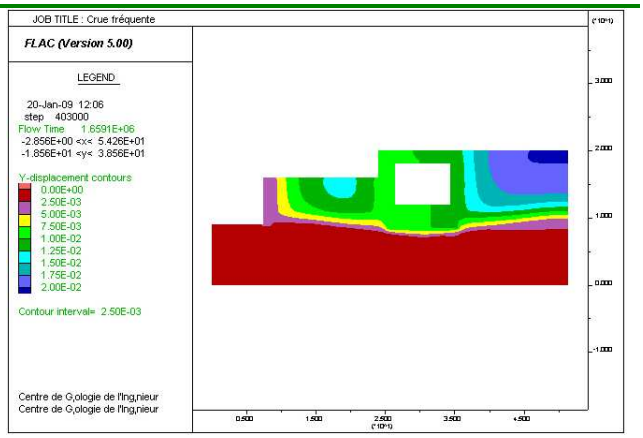


Figure 122 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,020 m)

Les courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 123*). Les conditions aux limites sur le plan hydraulique (Seine à la cote 28 m et nappe en limite amont du modèle à la cote 27 m, sont cohérentes avec des vecteurs déplacement à composante X horizontale positive (orientées vers la droite du modèle) dans la plus grande partie du modèle et des vecteurs déplacement à composante Y verticale légèrement croissante vers la droite du modèle, du fait d'une épaisseur plus importante d'Alluvions modernes à droite de l'ouvrage. La composante verticale maximum du vecteur de déplacement est de 0,020 m, supérieure aux 0,017 m du scénario précédent, ce qui est normal.



Composantes X horizontales



Composantes Y verticales

Figure 123 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.3.4 Scénario 3, de crue cinquantenaire (cote Seine : 29,7 m NGF, cote modèle : z = 16,7 m), avec jet-grouting sous l'ouvrage

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 29,7 m NGF, dénommé niveau de crue cinquantenaire. Ce niveau passe au-dessus du mur de quai et recouvre donc les Remblais à gauche de l'ouvrage. En conséquence, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système se réalise par l'écoulement au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier depuis la partie aval du modèle, mais aussi par l'écoulement au travers des Remblais (limite supérieure), en partie gauche du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 124* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 16,7 m au sommet des Alluvions anciennes en partie aval du modèle, de même que dans les Remblais, à gauche de l'ouvrage.
Les pertes de charge se font régulièrement au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier.
Les courbes d'iso-valeurs de charges hydrauliques, pour une simple raison graphique, ne mettent pas bien en évidence que les pertes de charge au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier sont plus fortes sous l'ouvrage que de part et d'autre. Ceci est bien réel dans le modèle et résulte du traitement des terrains au jet-grouting sous l'ouvrage.
Les vecteurs de vitesses d'écoulement (*Figure 125*) permettent de bien visualiser l'écoulement au travers des Alluvions anciennes. L'écoulement vertical descendant au travers des Remblais à gauche de l'ouvrage est visible. Les Alluvions modernes, l'ouvrage et le volume de terrain traité au jet-grouting constituent cependant un obstacle à l'écoulement. Dans les alluvions anciennes, l'écoulement se réalise avec un gradient hydraulique moyen i = (29,7-27)/50 = 2,7/50 sur une distance de 50 m. On peut en déduire une vitesse d'écoulement moyenne dans les Alluvions anciennes (en prenant pour la perméabilité $K = 5.10^{-4} m.s^{-1}$, correspondant aux Alluvions anciennes traitées au jet-grouting), d'après la loi de Darcy v = K.i, soit : $v = 2,7.10^{-5} m.s^{-1}$, valeur cohérente avec la valeur maximum relevée en *Figure 125*, $v = 11,7.10^{-5} m.s^{-1}$ (valeur en réalité « surestimée » du fait d'un point singulier au pied du mur de quai, voir en 6.3.3.5).

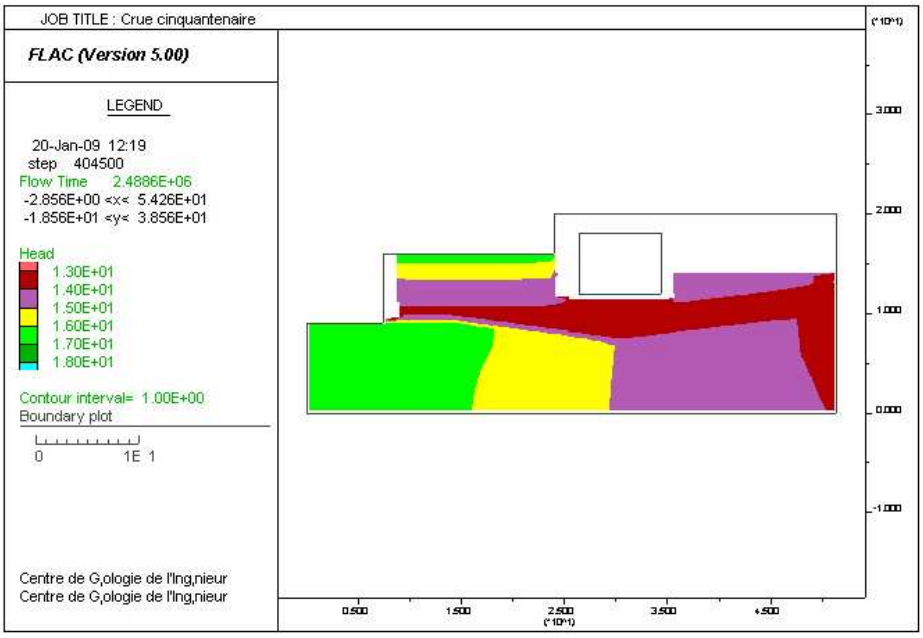


Figure 124 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 29,7 m)

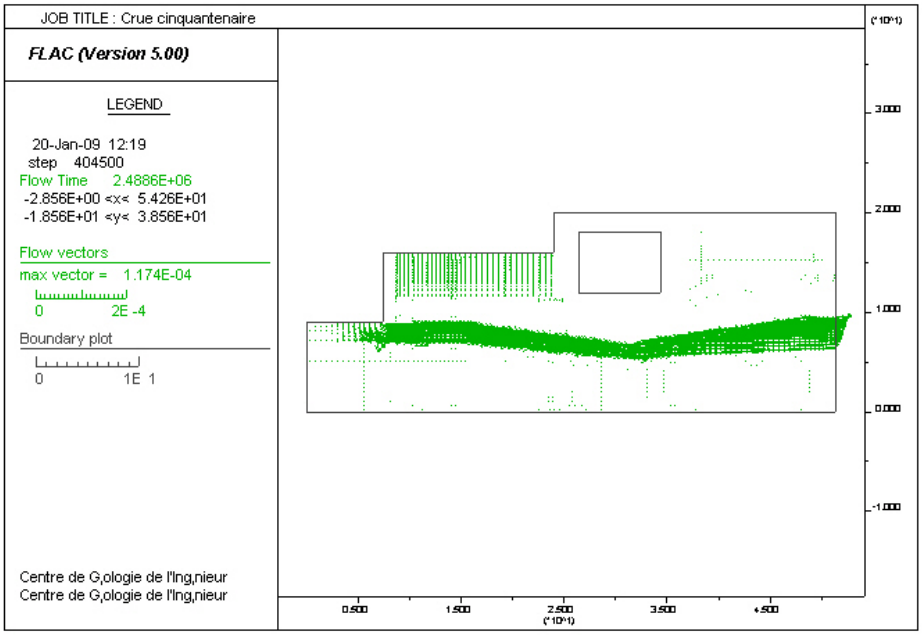


Figure 125 : Vecteurs vitesses d'écoulement (valeur max : v = 11,7.10^{-5}m.s^{-1})

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 126*). Il est très proche de celui obtenu dans la simulation précédente. La particularité de structure des terrains traités au jet-grouting sous l'ouvrage se traduit toujours par un dessin plus complexe des courbes d'iso-valeurs de contraintes.

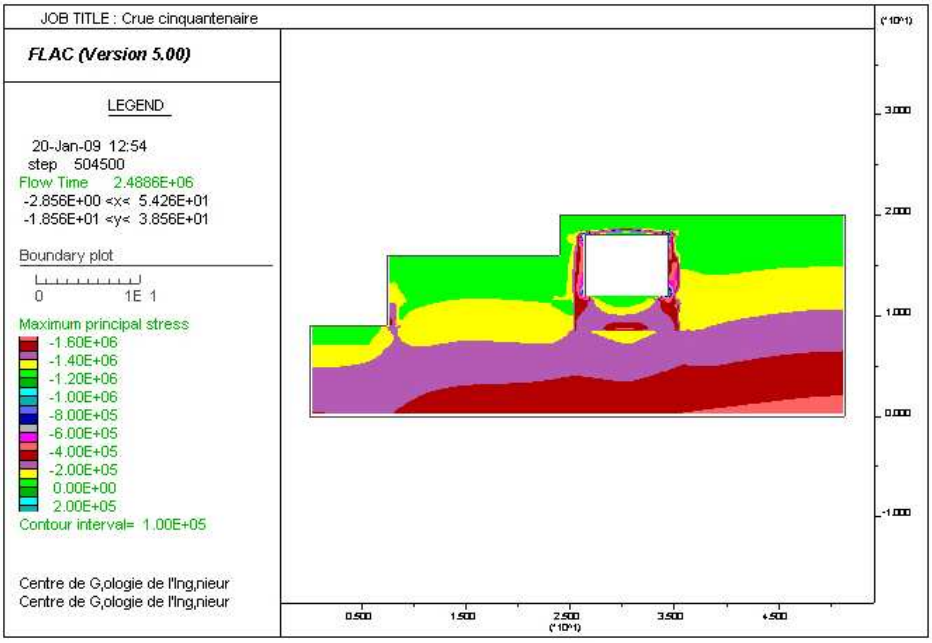


Figure 126 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 127*) sont proches de celles obtenues dans la simulation précédente.

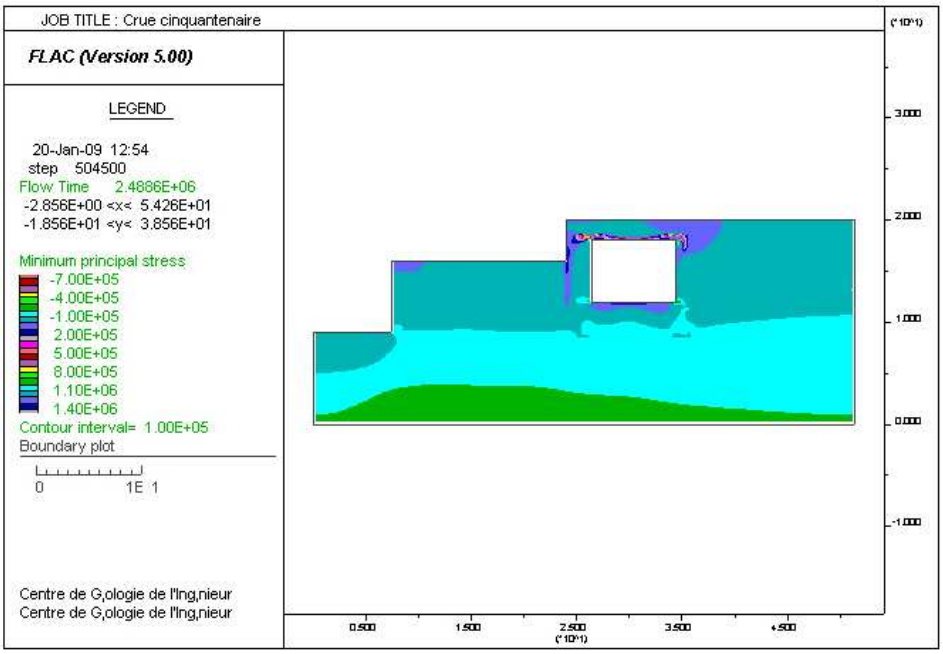


Figure 127 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 29,7 m (*Figure 128* et *Figure 129*). Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils s'expliquent principalement, comme précédemment, par la réponse des Alluvions modernes et d'une partie des Remblais (les couches les plus déformables) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Les Alluvions anciennes (moins déformables) participent très peu à cette réponse, le Calcaire Grossier pas du tout. Le déplacement maximal obtenu est de 0,021 m.

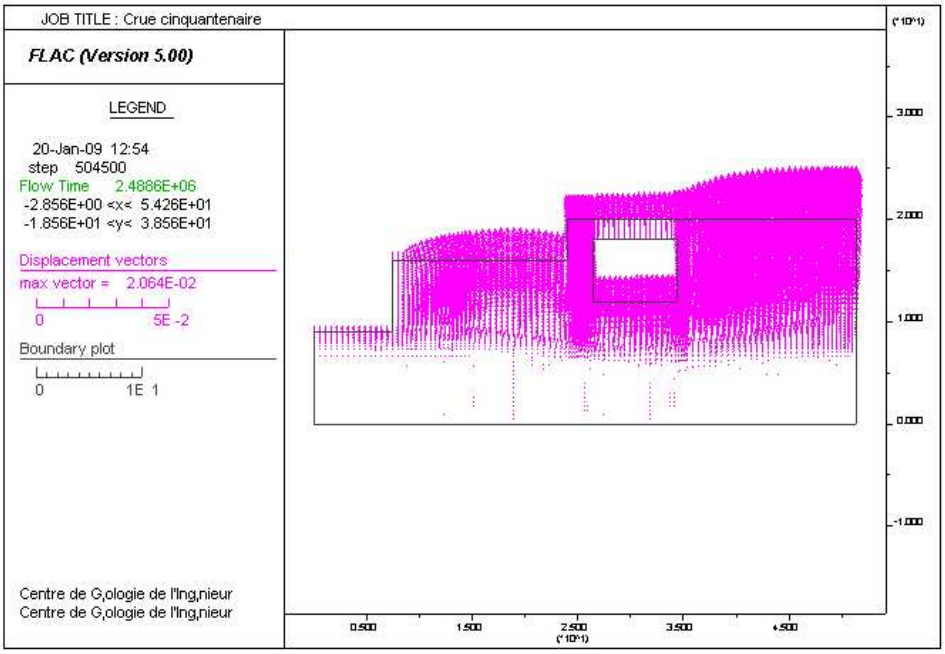
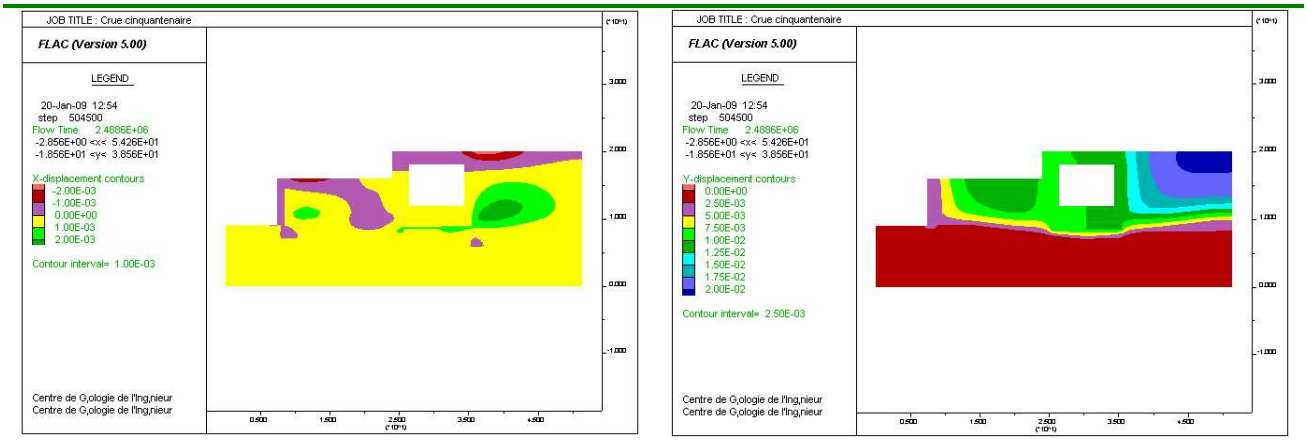


Figure 128 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,021 m)

Les courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 129*). Les conditions aux limites sur le plan hydraulique (Seine à la cote 29,7 m et nappe en limite amont du modèle à la cote 27 m) sont cohérentes avec des vecteurs de déplacement à composante X horizontale positive (orientées vers la droite du modèle) dans une grande partie du modèle et des vecteurs déplacement à composante Y verticale légèrement croissante vers la droite du modèle du fait d'une épaisseur plus importante d'Alluvions modernes à droite de l'ouvrage. La composante verticale maximum du vecteur déplacement est de 0,021 m, supérieure aux 0,020 m du scénario précédent, ce qui est normal.



Composantes X horizontales *Composantes Y verticales*

Figure 129 : Courbes d'isovaleurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

6.3.3.5 Scénario 4, de crue 1910 (cote Seine : 32 m NGF, cote modèle : z = 19 m), avec jet-grouting sous l'ouvrage

Dans ce scénario, le niveau de la Seine est à la cote 32 m NGF, dénommé niveau de crue 1910. Ce niveau passe au-dessus du mur de quai, comme précédemment, sans recouvrir l'ouvrage. En conséquence, comme précédemment, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système se réalise par l'écoulement au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier depuis la partie aval du modèle, mais aussi par l'écoulement au travers des Remblais (limite supérieure), en partie gauche du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique reste à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine). Dans la *Figure 130* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 19 m au sommet des Alluvions anciennes en partie aval du modèle, de même que dans les Remblais, à gauche de l'ouvrage.

Les pertes de charge au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier sont plus fortes sous l'ouvrage (courbes plus resserrées) que de part et d'autre, du fait du traitement des terrains au jet-grouting sous l'ouvrage.

Les vecteurs de vitesses d'écoulement (*Figure 131* et *Figure 132*) permettent de bien visualiser l'écoulement au travers des Alluvions anciennes. L'écoulement vertical descendant au travers des Remblais à gauche de l'ouvrage est visible. Les Alluvions modernes, l'ouvrage et le volume de terrain traité au jet-grouting constituent cependant un obstacle à l'écoulement. Dans les alluvions anciennes, l'écoulement se réalise avec un gradient hydraulique moyen i = (32-27)/50 = 1/10 sur une distance de 50 m. On peut en déduire une vitesse d'écoulement moyenne dans les Alluvions anciennes (en prenant pour la perméabilité $K = 5.10^{-4} m.s^{-1}$, correspondant aux Alluvions anciennes traitées au jet-grouting), d'après la loi de Darcy v = K.i, soit : $v = 0,5.10^{-4} m.s^{-1}$, valeur cohérente avec la valeur maximum relevée en *Figure 131*, $v = 2,1.10^{-4} m.s^{-1}$. Cette valeur peut être décrite comme « surestimée » du fait d'un point singulier au pied du mur de quai, bien visible en *Figure 132*. La valeur numérique la plus réaliste correspond plutôt à celle obtenue en partie droite du modèle : $v = 6,3.10^{-5} m.s^{-1}$, soit : $v = 0,6.10^{-4} m.s^{-1}$, très proche de celle obtenue analytiquement.

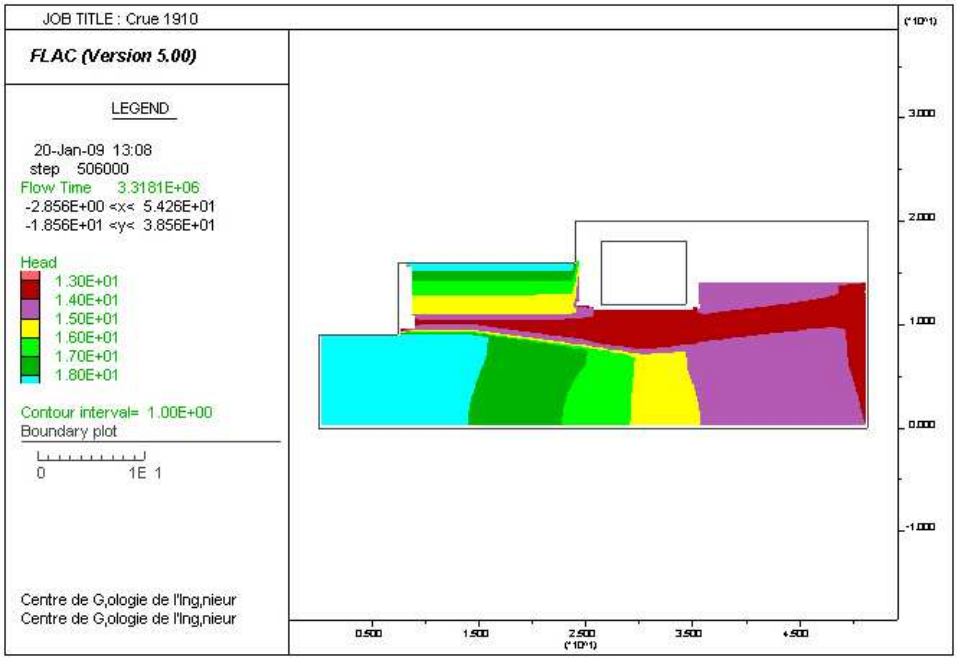


Figure 130 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 32 m)

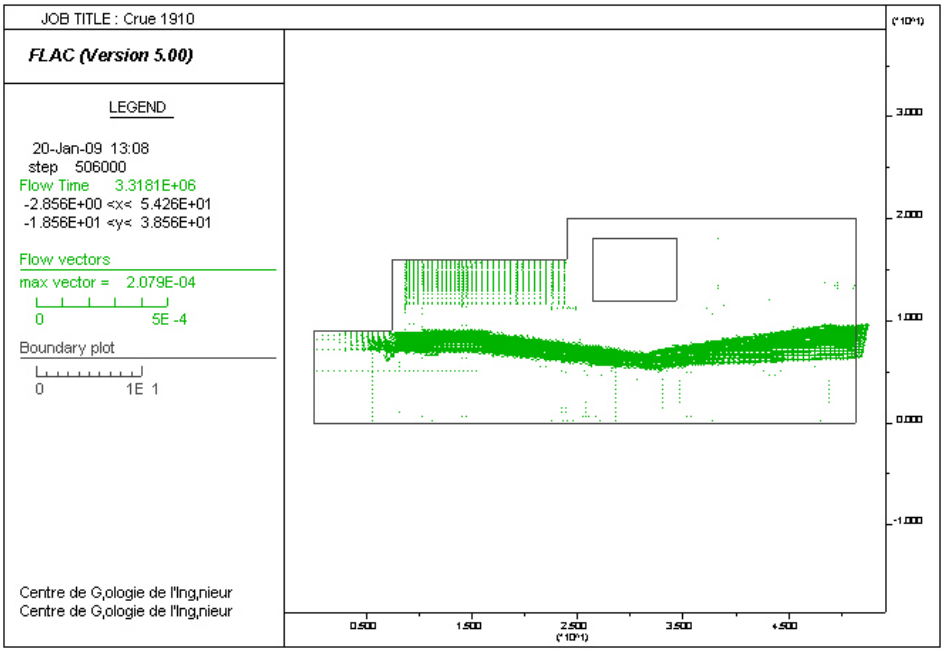
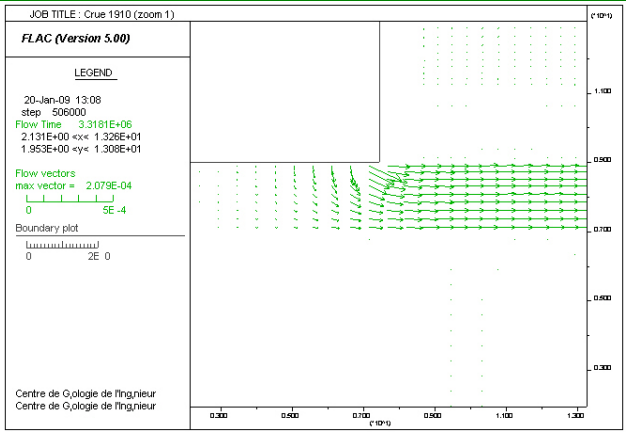
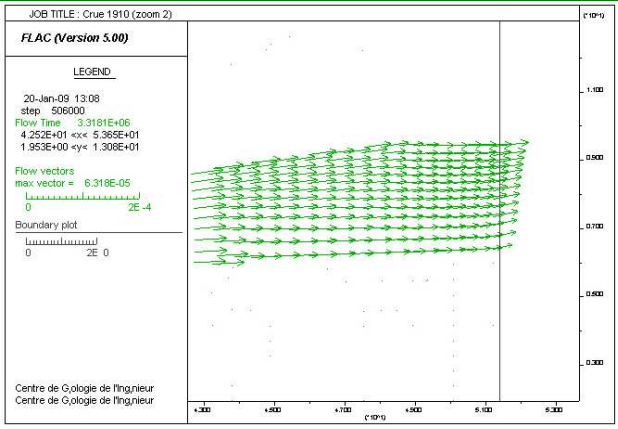


Figure 131 : Vecteurs vitesses d'écoulement (valeur max : v = 2,1.10^{-4}m.s^{-1})



Vecteurs vitesses d'écoulement en partie gauche du modèle (valeur max : v = 2,1.10^{-4}m.s^{-1}, en un point singulier, à l'angle du mur de quai reposant sur les Alluvions anciennes)



Vecteurs vitesses d'écoulement en partie droite du modèle (valeurs max : v = 6,3.10^{-5}m.s^{-1}, au niveau de la section la plus étroite dans les Alluvions anciennes)

Figure 132 : Zooms sur les vecteurs de vitesses d'écoulement au travers des Alluvions anciennes, en parties gauche et droite du modèle

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 133*). Il est à nouveau proche de ceux obtenus dans les simulations précédentes. La particularité de structure des terrains traités au jet-grouting sous l'ouvrage se traduit toujours par un dessin plus complexe des courbes d'iso-valeurs de contraintes.

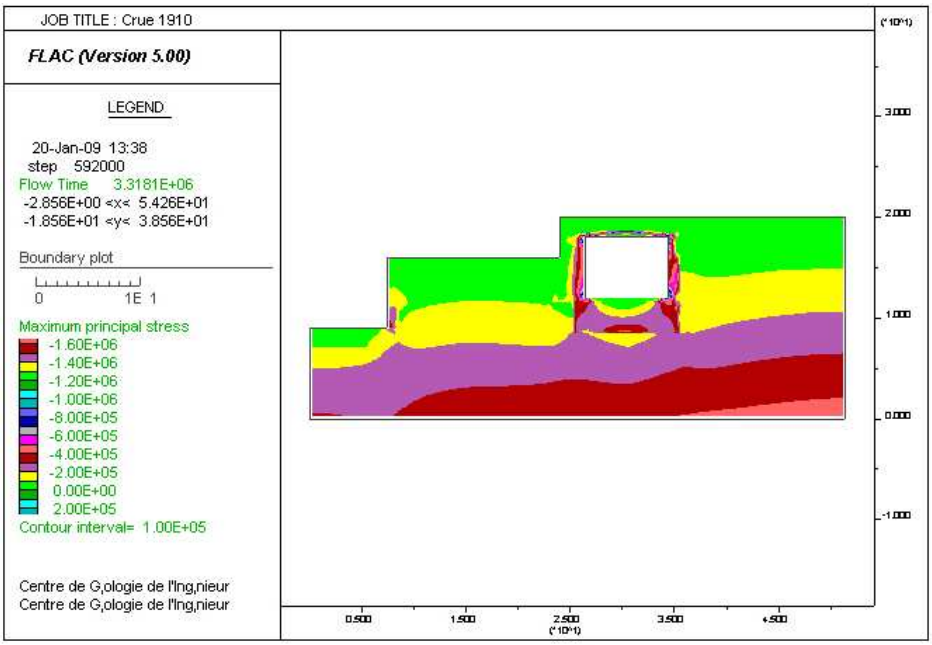


Figure 133 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 134*) sont à nouveau proches de celles obtenues dans les simulations précédentes.

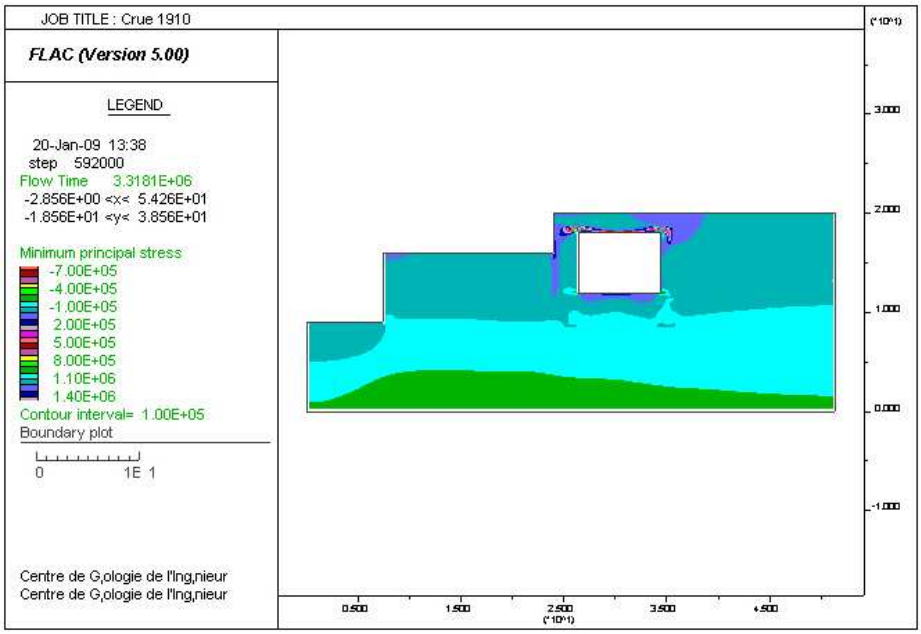


Figure 134 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 32 m (*Figure 135* et *Figure 136).* Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils s'expliquent principalement, comme précédemment, par la réponse des Alluvions modernes et d'une partie des Remblais (les couches les plus déformables) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Les Alluvions anciennes (moins déformables) participent très peu à cette réponse, le Calcaire Grossier pas du tout. Le déplacement maximal obtenu est de 0,021 m, très légèrement supérieur à celui obtenu dans le scénario précédent.

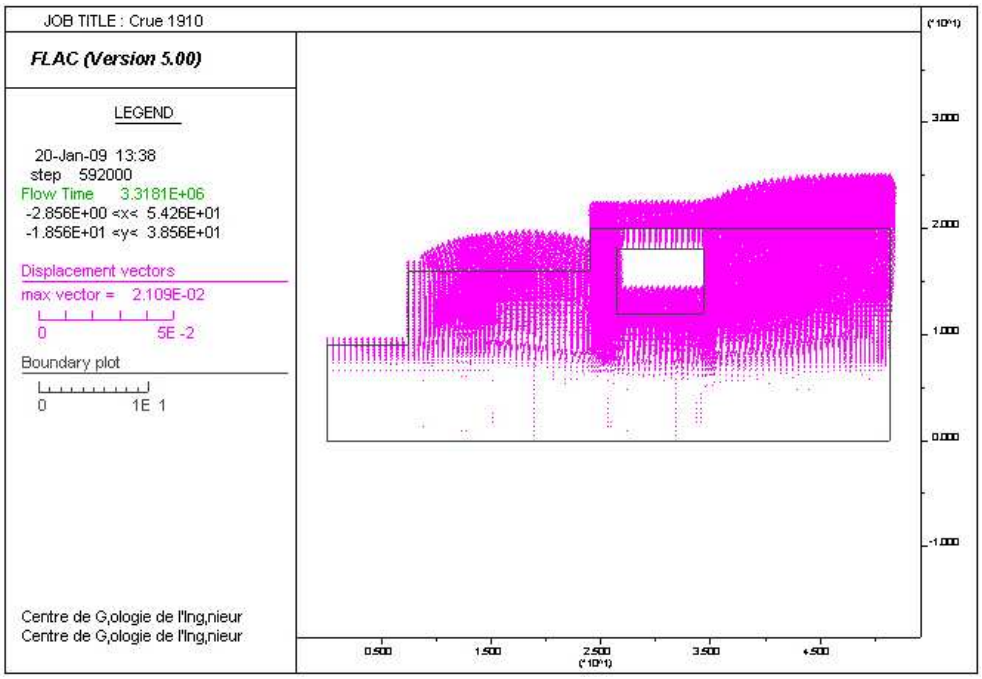
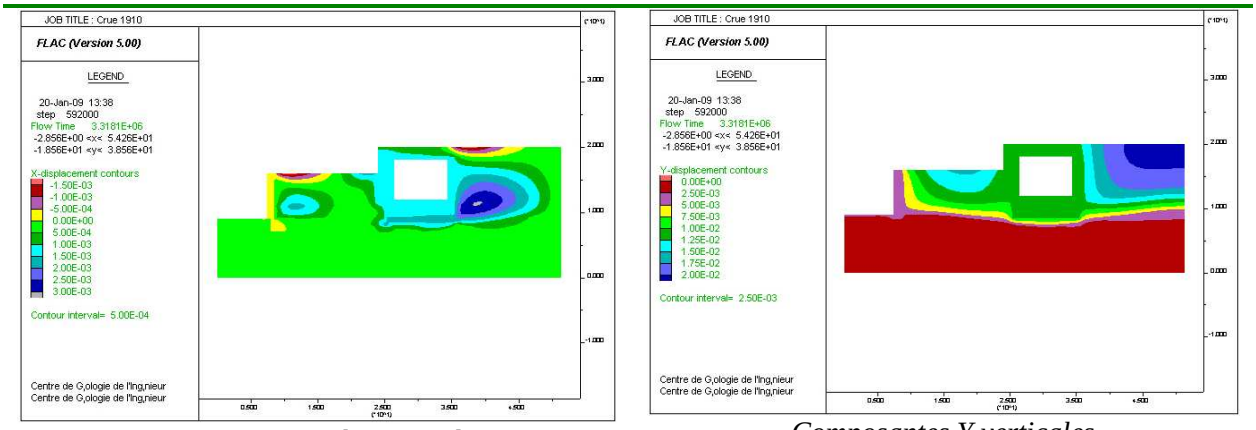


Figure 135 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,021 m)

Les courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 136*).



Composantes X horizontales *Composantes Y verticales*

Figure 136 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

Les conditions aux limites sur le plan hydraulique (Seine à la cote 32 m et nappe en limite amont du modèle à la cote 27 m) sont toujours cohérentes avec des vecteurs de déplacement à composante X horizontale positive (orientées vers la droite du modèle) et des vecteurs de déplacement à composante Y verticale légèrement croissante vers la droite du modèle, du fait de la structure des terrains.

Comme dans le cas de la tranchée des Invalides, il y a assez peu de différence entre les scénarios 3 et 4, du point de vue des déformations et déplacements. En effet, les conditions de sollicitation mécanique sont identiques en partie aval (côte Seine) du modèle (recouvert par une lame d'eau de hauteur variable, ce qui ne modifie pas les contraintes effectives du milieu, seules responsables des déformations des terrains) ainsi que côté amont, du fait de la condition aux limites imposée à la nappe (27 m pour tous les scénarios), ce qui fait que la répartition des charges hydraulique est assez peu modifiée dans cette partie du modèle.

6.3.3.6 Scénario 5, de crue 1910 (cote Seine : 32 m NGF, cote modèle : z = 19 m), sans jet-grouting sous l'ouvrage

Le scénario avec niveau de la Seine à la cote 32 m NGF, dénommé niveau de crue 1910, a été repris sans jet-grouting sous l'ouvrage afin de mettre en évidence plus clairement l'effet de ce traitement des terrains. Le modèle correspondant est présenté en *Figure 137*, à comparer au modèle précédent présenté en *Figure 110*. Dans ce nouveau modèle, les terrains antérieurement traités au jet-grouting ne feront plus obstacle aux écoulements. Il s'agit des Alluvions modernes sous l'ouvrage qui présentent maintenant une perméabilité $K = 10^{-7}$ m.s^{-1} (au lieu de $K = 2.10^{-8}$ m.s^{-1} pour la zone traitée au jet-grouting, section de traitement dense, ou $K = 5.10^{-8}$ m.s^{-1} pour la zone traitée au jet-grouting, section de traitement lâche) et surtout des Alluvions anciennes sous l'ouvrage qui présentent maintenant une perméabilité $K = 10^{-3}$ m.s^{-1} (au lieu de $K = 5.10^{-4}$ m.s^{-1} pour la zone traitée au jet-grouting, section de traitement lâche, sachant que toute l'épaisseur des Alluvions anciennes était antérieurement traitée au jet-grouting).

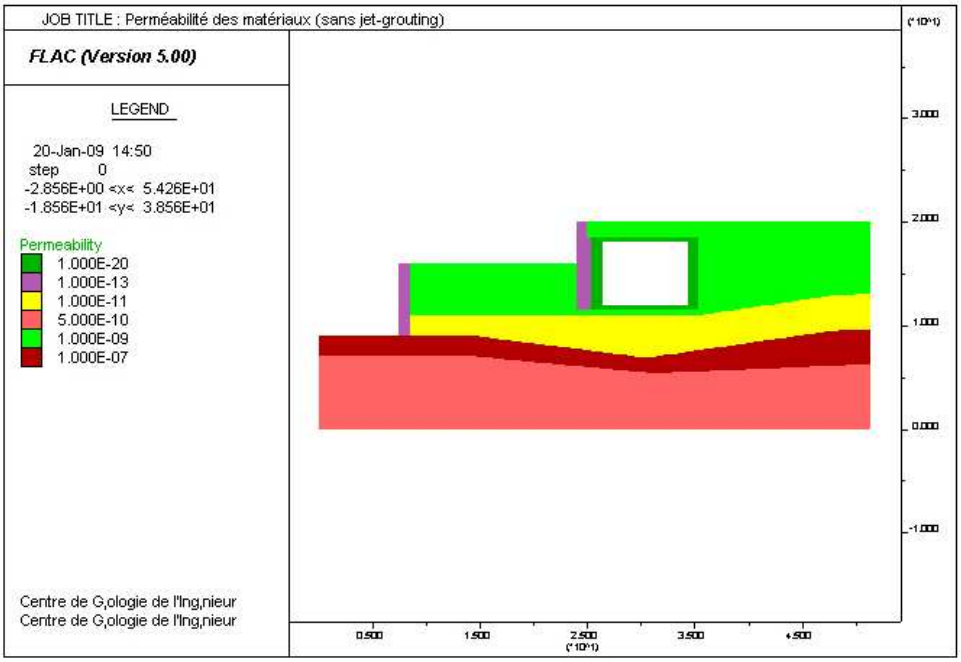


Figure 137 : Nouveau modèle numérique du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins, sans traitement des terrains au jet-grouting. Unités géologiques et perméabilités Flac

Comme pour le scénario précédent, avec jet-grouting, la mise à l'équilibre hydrodynamique du système se réalise par l'écoulement au travers des Alluvions anciennes et du Calcaire Grossier depuis la partie aval du modèle, sans être contrarié par la section traitée au jet-grouting, mais aussi par l'écoulement au travers des Remblais (limite supérieure), en partie gauche du modèle. Le niveau piézométrique de la nappe phréatique est toujours à la cote 27 m en amont (côté du modèle opposé à la Seine).

Dans la *Figure 138* on peut observer la nouvelle répartition des charges hydrauliques. On a bien une charge de 19 m au sommet des Alluvions anciennes en partie aval du modèle, de même que dans les Remblais, à gauche de l'ouvrage. La comparaison avec la *Figure 130* (avec jet-grouting) montre que l'on a maintenant une perte de charge plus régulièrement répartie au travers des alluvions anciennes (et du Calcaire Grossier). C'est l'effet direct de la suppression du traitement au jet-grouting.

Les vecteurs de vitesses d'écoulement (*Figure 139* et *Figure 140*) permettent de bien visualiser l'écoulement au travers des Alluvions anciennes et montrent des vitesses plus importantes. L'écoulement vertical descendant au travers des Remblais à gauche de l'ouvrage est visible. Dans les Alluvions anciennes, le volume de terrain, cette fois non traité au jet-grouting, ne constitue plus un obstacle à l'écoulement. Dans les Alluvions anciennes, l'écoulement se réalise toujours avec un gradient hydraulique moyen i = (32-27)/50 = 1/10 sur une distance de 50 m. On peut en déduire une vitesse d'écoulement moyenne dans les Alluvions anciennes (en prenant cette fois pour la perméabilité $K = 10^{-3} m.s^{-1}$, correspondant aux Alluvions anciennes non traitées au jet-grouting). D'après la loi de Darcy v = K.i, on obtient : $v = 1.10^{-4} m.s^{-1}$, valeur cohérente avec la valeur maximum relevée en *Figure 139*, $v = 2,6.10^{-4} m.s^{-1}$, sachant que dans le cas traité cette vitesse maximum se présente cette fois sous l'ouvrage, où les Alluvions anciennes ne sont pas traitées au jet-grouting et où la section d'écoulement est localement la plus faible (voir *Figure 137*). La vitesse $v = 1.10^{-4} m.s^{-1}$ peut être considérée comme la vitesse de base en amont et aval de l'ouvrage. Sous l'ouvrage, la section des Alluvions anciennes est pratiquement diminuée de moitié, ce qui donne du fait de la conservation des débit une vitesse locale $v = 2.10^{-4} m.s^{-1}$, soit une vitesse très proche de celle donnée par le modèle numérique, dans cette partie du modèle.

On peut observer aussi, en partie gauche du modèle, en comparant les *Figure 138* et *Figure 130*, que la répartition des charges hydraulique est légèrement différente, avec des charges légèrement plus élevées (et donc des pressions interstitielles légèrement plus élevées) dans le cas sans jet-grouting, par

rapport au cas avec jet-grouting. On observe là aussi l'effet de « barrage » apporté par le traitement au jet-grouting. Cet effet semble limité en allant vers la droite du modèle. Néanmoins, il faut souligner que le modèle est peu étendu vers la droite de l'ouvrage et qu'il impose une condition hydraulique aux limites, à savoir un niveau piézométrique de la nappe phréatique à la cote 27 m (côté du modèle opposé à la Seine). Cette condition aux limites contrôle fortement la répartition des charges hydrauliques à droite de l'ouvrage. Dans la réalité on peut donc s'attendre à une influence plus lointaine de l'effet de barrage, résultant du traitement au jet-grouting, sur les charges hydrauliques et les pressions interstitielles.

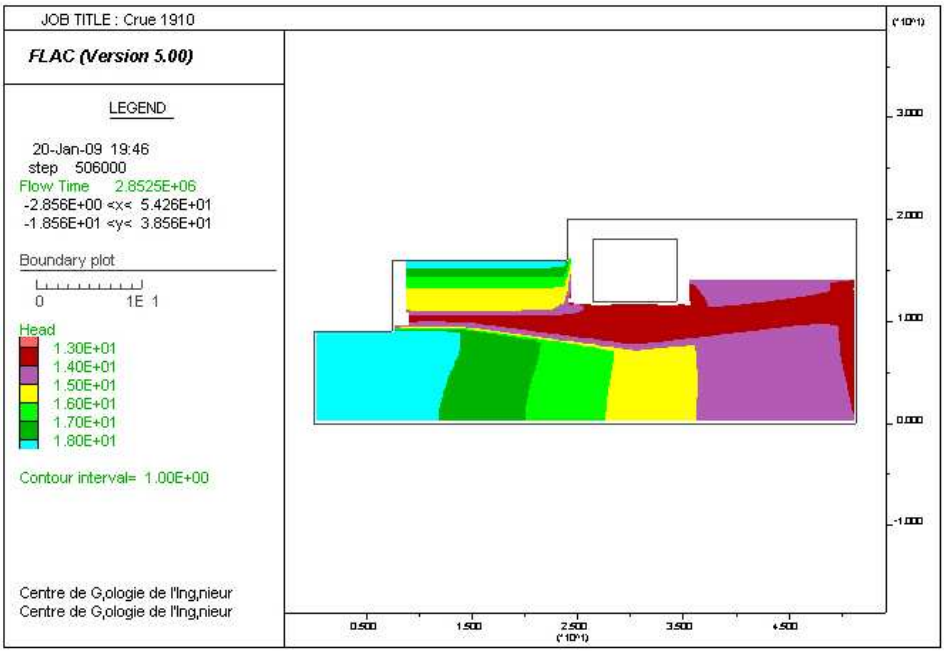


Figure 138 : Courbes d'iso-valeurs des charges hydrauliques dans le modèle (Seine à la cote 32 m)

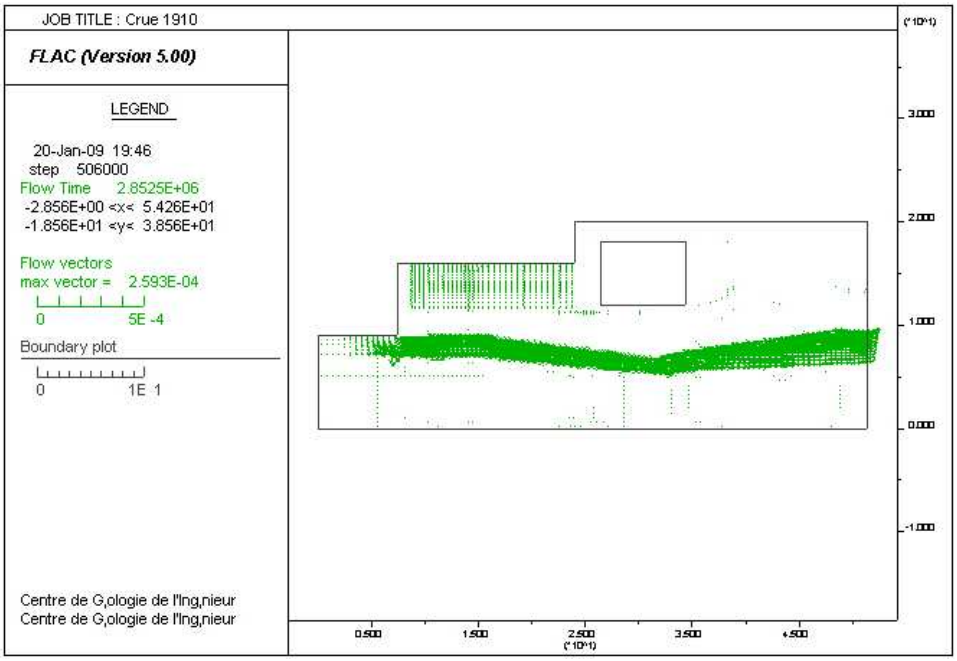
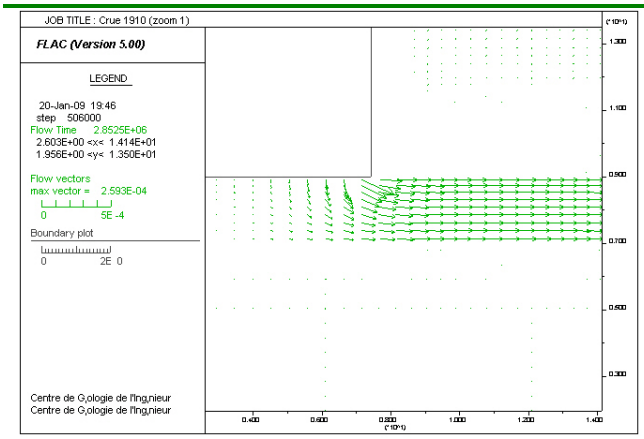
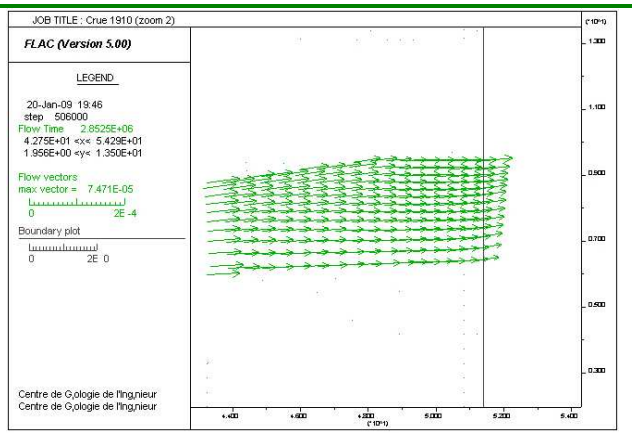


Figure 139 : Vecteurs vitesses d'écoulement (valeur max : v = 2,6.10^{-4}m.s^{-1})



Vecteurs vitesses d'écoulement en partie gauche du modèle (valeur max : v = 2,1.10^{-4}m.s^{-1}, en un point singulier, à l'angle du mur de quai reposant sur les Alluvions anciennes)



Vecteurs vitesses d'écoulement en partie droite du modèle (valeurs max : v = 6,3.10^{-5}m.s^{-1}, au niveau de la section la plus étroite dans les Alluvions anciennes)

Figure 140 : Zooms sur les vecteurs vitesses d'écoulement au travers des Alluvions anciennes, en parties gauche et droite du modèle

L'état de contraintes du milieu est précisé par les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum (*Figure 141*). Il est à nouveau proche de ceux obtenus dans les simulations précédentes. Mais, il n'y a plus la particularité de structure des terrains sous l'ouvrage et de ce fait les courbes d'iso-valeurs de contraintes sont plus régulières (comparer *Figure 141* et *Figure 133*).

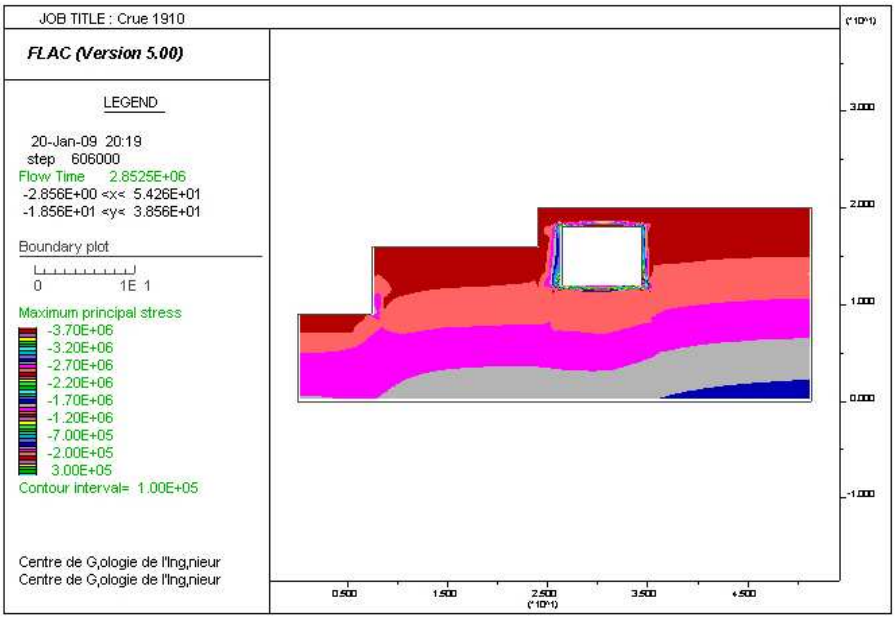


Figure 141 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales maximum

De même les courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum (*Figure 142*) sont à nouveau proches de celles obtenues dans les simulations précédentes.

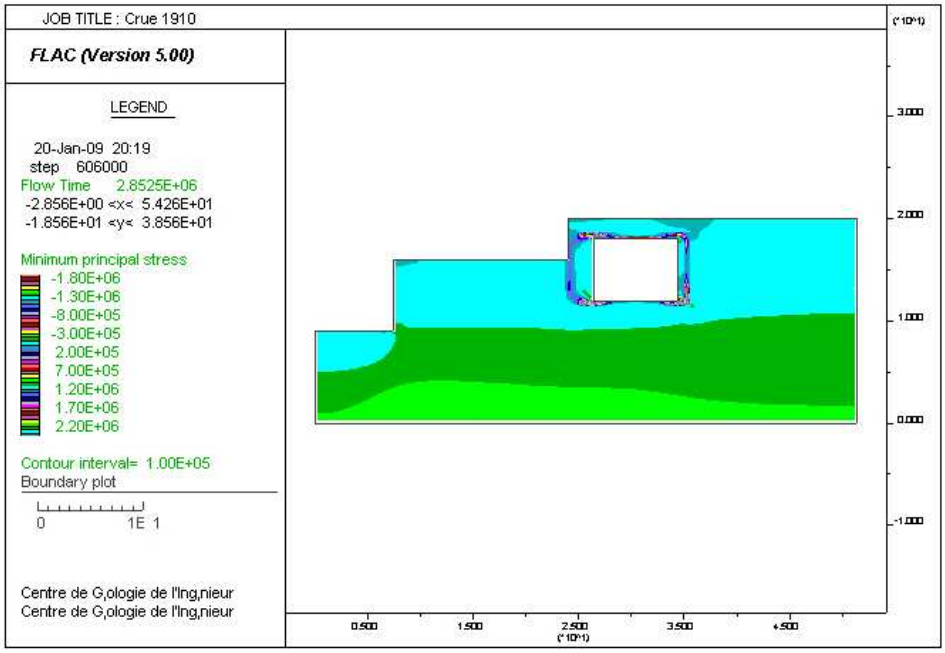


Figure 142 : Courbes d'iso-valeurs des contraintes principales minimum

Les vecteurs de déplacement obtenus résultent de la mise en place de la nappe phréatique en réponse aux nouvelles conditions aux limites apportées par la Seine à la cote 32 m (*Figure 143* et *Figure 144).* Cette mise en place et les déplacements en résultant sont à nouveau « théoriques ». Ils s'expliquent principalement, comme précédemment, par la réponse des Alluvions modernes et d'une partie des Remblais (les couches les plus déformables) d'un état sans nappe à un état sous nappe. Les Alluvions anciennes (moins déformables) participent très peu à cette réponse, le Calcaire Grossier pas du tout. Cependant le volume de matériaux non traités cette fois au jet-grouting, présente une plus grande déformabilité et contrarie moins les déplacements d'ensemble des terrains. Le déplacement maximal obtenu est de 0,022 m, un peu supérieur aux 0,021 m obtenu dans le cas avec terrains traités au jet-grouting. On peut observer aussi que les vecteurs déplacements sont plus importants au droit de l'ouvrage et dans son voisinage immédiat, par comparaison au cas avec terrains traités au jet-grouting (comparer *Figure 143* et *Figure 135*).

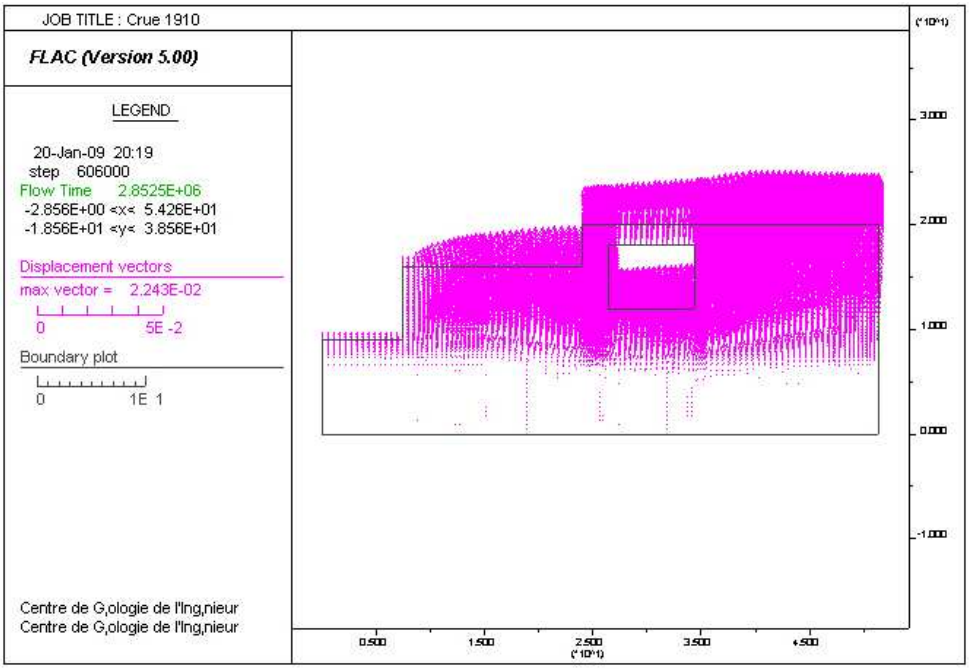
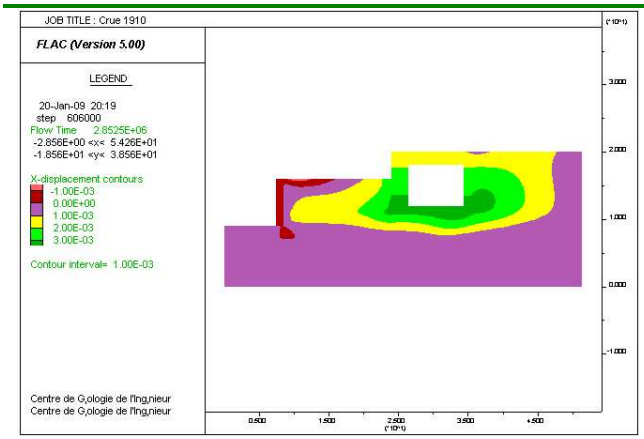
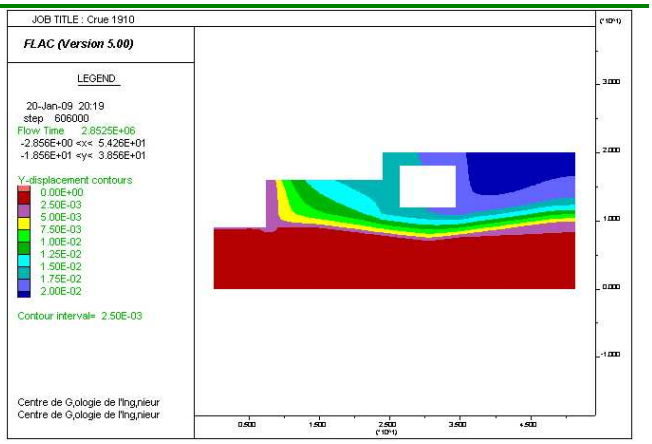


Figure 143 : Vecteurs de déplacement, résultant de la mise en place « théorique » de la nappe phréatique (valeur max : 0,022 m)

Les courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement permettent de visualiser d'une autre façon ces déplacements (*Figure 144*). Elles montrent aussi un comportement d'ensemble des terrains plus régulier, non contrarié par le volume de terrain traité au jet-grouting (comparer *Figure 144* et *Figure 136*).



Composantes X horizontales



Composantes Y verticales

Figure 144 : Courbes d'iso-valeurs des composantes X horizontales et Y verticales des vecteurs de déplacement

Les conditions aux limites sur le plan hydraulique (Seine à la cote 32 m et nappe en limite amont du modèle à la cote 27 m) sont toujours cohérentes avec des vecteurs de déplacement à composante X horizontale positive (orientées vers la droite du modèle) et des vecteurs déplacement à composante Y verticale légèrement croissante vers la droite du modèle, du fait de la structure des terrains présentant une plus grande épaisseur de terrains de forte déformabilité à droite du modèle.

6.3.3.7 Conclusion

Des comparaisons sont possibles, au niveau des déplacements, entre les résultats obtenus pour les différents scénarios, en particulier entre le scénario 1 et le scénario 4.
Il est rappelé à nouveau que les résultats de déplacement présentés sont des déplacements « théoriques », résultant du passage d'une situation sans nappe à une situation avec nappe. Pour connaître les déplacements résultant d'*une variation* de niveau de la Seine et des niveaux piézométriques correspondants de la nappe phréatique, il faut donc soustraire les déplacements théoriques antérieurs de ceux obtenus dans le nouveau scénario.
Des comparaisons sont possibles entre les résultats obtenus pour les différents scénarios étudiés. On obtient ainsi, en prenant comme référence le scénario 1 correspondant à un de niveau de base (cote Seine : 27 m NGF), avec jet-grouting sous l'ouvrage, les résultats suivants :

- Effet du scénario 2 (crue fréquente, cote Seine : 28 m NGF, cote nappe en amont du modèle : 27 m NGF, avec jet-grouting sous l'ouvrage) : soulèvement des terrains de :
  0,02018 -0,01754 = 0,00264 m = 2,6 mm.
- Effet du scénario 3 (crue cinquantenaire, cote Seine : 29,7 m NGF, cote nappe en amont du modèle : 27 m NGF, avec jet-grouting sous l'ouvrage) : soulèvement des terrains de :
  0,02064 -0,01754 = 0,00310 m = 3,1 mm.
- Effet du scénario 4 (crue 1910, cote Seine : 32 m NGF, cote nappe en amont du modèle : 27 m NGF, avec jet-grouting sous l'ouvrage) : soulèvement des terrains de :
  0,02109 -0,01754 = 0,00355 m = 3,5 mm.
- Effet du scénario 5 (crue 1910, cote Seine : 32 m NGF, cote nappe en amont du modèle : 27 m NGF, sans jet-grouting sous l'ouvrage) : soulèvement des terrains de :
  0,02243 -0,01754 = 0,00489 m = 4,9 mm.

Ces valeurs peuvent paraître faibles. Elles sont cependant bien en rapport avec les caractéristiques de déformabilité des terrains, réalistes, prises en compte dans le modèle numérique. Nous trouvons les mêmes ordres de grandeur que pour le cas de la tranchée couverte des Invalides.

Il faut rappeler cependant que, le long de la Seine, on peut trouver des structures de terrain, au niveau des alluvions modernes et des remblais, localement de plus grande déformabilité, avec des modules d'Young plus faibles d'un facteur 10. Dans ce cas, les soulèvements des terrains seraient multipliés par ce facteur 10 et l'on peut donc s'attendre aussi à des soulèvements de l'ordre de quelques cm et non plus de l'ordre de quelques mm, mais, sans doute sur des zones plus limitées.

Ces mêmes ordres de grandeur sont à attendre, cette fois en affaissement, en cas d'abaissement du niveau de la Seine et de rabattement de la surface piézométrique de la nappe phréatique.

Si l'on reprend la coupe géotechnique du cas d'étude, en tant que demi-espace infini (sollicitation oedométrique), en prenant la totalité de la coupe en amont du modèle, comme on l'a fait pour le cas de la tranchée des Invalides, l'analyse présentée en 6.2.6 conduit aux résultats suivants :

Tableau 7 : Tassement ou gonflement résultant d'une variation de niveau piézométrique entre la cote 27 m et la cote considérée, pour un demi-espace correspondant à la coupe géologique suivante (partie amont du modèle) : Remblais (e=8 m), Alluvions modernes (e=4 m), Alluvions anciennes(e=3 m), Calcaire grossier (e=6 m)

Cote de la nappe	28 m	29 m	30 m	31 m	32 m	33 m	34 m
Tassement ou gonflement	0,004 m	0,008 m	0,012 m	0,017 m	0,022 m	0,028 m	0,033 m

Ces résultats doivent être considérés comme réalistes pour les conditions de calculs définies qui, rappelons-le, sont très éloignées du cas traité par la simulation numérique. Ils sont différents du cas de la tranchée Invalides, du fait de la présence des Fausses Glaises dans ce cas, très déformables, sous les Alluvions anciennes alors que pour le cas du Tunnel de Malaquais-Conti, on a le Calcaire grossier quasi indéformable sous les Alluvions anciennes.

Il faut évidemment noter que les gonflements (ou tassements) calculés ou résultant des simulations numériques ne correspondent qu'à la réponse élastique ou pseudo-élastique du milieu, tout en prenant bien en compte les caractéristiques de déformabilité, réalistes, choisies (*Tableau 5*). Ils ne sauraient cependant rendre compte d'autres processus de déformation, résultant en particulier de déformations irréversibles, voire de processus d'érosion interne. Notons aussi que les processus de tassement et de gonflement réels ne sauraient être réversibles suivant le modèle élastique. De plus tous les calculs (calculs analytiques ou simulations numériques) sont réalisés dans le cadre d'un demi-espace supposé infini, ce qui évidemment amplifie les effets des variations de contraintes appliquées au système. Dans ce cas il n'y a pas de notion de bulbe des contraintes induites et d'atténuation des contraintes avec la profondeur, ce qui serait à prendre en compte en réalité, même pour des contextes de fluctuation de niveaux de nappes phréatique.

Il faut même rajouter que, dans le cas de la montée du niveau de la Seine et de la surface piézométrique de la nappe phréatique, au soulèvement d'ensemble peuvent se surimposer des tassements localisés, résultants de processus particulier tels que des compactions de remblais mis sous eau ou des processus d'érosion souterraine générés par la saturation des terrains et la mise en place d'écoulements plus ou moins chenalisés.

6.3.4 Comparaisons avec les données piézométriques SNCF

Les résultats présentés sont confrontés à une étude réalisée par SNCF (25-02-2008) relative au RER C.

Le constat est fait de nombreux désordres affectant beaucoup de ces ouvrages. Différents types de confortement ont dû être réalisés (*Tableau 8*).
L'objectif principal de cette étude était de mettre en évidence le rôle éventuel des travaux de confortement par jet-grouting dans la modification des écoulements de la nappe phréatique, avec « effet de barrage » possible, notamment en période de crue ou de décrue de la Seine.

La nappe phréatique est représentée, en rive gauche de la Seine et non loin de la Seine, par la nappe des Alluvions anciennes, plus ou moins bien connectée, en partie inférieure, à l'aquifère du Calcaire Grossier et l'aquitard des Marnes et Caillasses et, en partie supérieure, à l'aquitard des Alluvions modernes et des Remblais.
En rive gauche de la Seine, l'alimentation de la nappe phréatique provient de différents apports :

- drainage amont, lointain, depuis l'anticlinal de Meudon ;
- infiltrations depuis l'impluvium du bassin versant (en hiver : 5 $L.s^{-1}.km^{-2}$, selon C. Diffre, 1969) ;
- apports depuis la Seine, en période de crue ;
- fuites de canalisations et ouvrages de drainage.

Il est observé que les fluctuations des niveaux piézométriques de la nappe phréatique suivent celles de la Seine, avec un décalage dans le temps de quelques jours à plusieurs mois et sont sensibles sur des distances à la Seine de l'ordre de 700 à 1000 m.
Pour les différents scénarios de crues, les valeurs de pic de la cote de la Seine sont les suivantes :

- crues fréquentes : 28 à 30 m NGF (+1,5 à 3,5 m au-dessus du niveau d'étiage de la Seine au Pont Saint-Michel : 26,5 m NGF) ;

– crue cinquantenaire : 32 m NGF (+5,5 m au-dessus du niveau d'étiage de la Seine au Pont Saint-Michel) ;
– crue de type 1910 : 34 m NGF (+7,5 m au-dessus du niveau d'étiage de la Seine au Pont Saint-Michel).

L'étude SNCF a permis de comparer les variations de niveaux de la Seine aux moyennes des niveaux de la nappe mesurés dans les piézomètres implantés au droit des ouvrages, à l'extérieur des ouvrages côté Seine et à l'extérieur des ouvrages côté riverains.

La *Figure 145* montre l'allure de la surface piézométrique, transversalement à la Seine, à partir de valeurs moyennées de relevés piézométriques. Le changement de pente de la surface piézométrique au passage de l'ouvrage résulte de l'effet de barrage (diminution de la transmissivité) dû à l'ouvrage et aux travaux de confortement par jet-grouting. Ce phénomène est particulièrement sensible en période de crue quand tous les niveaux piézométriques sont surélevés.

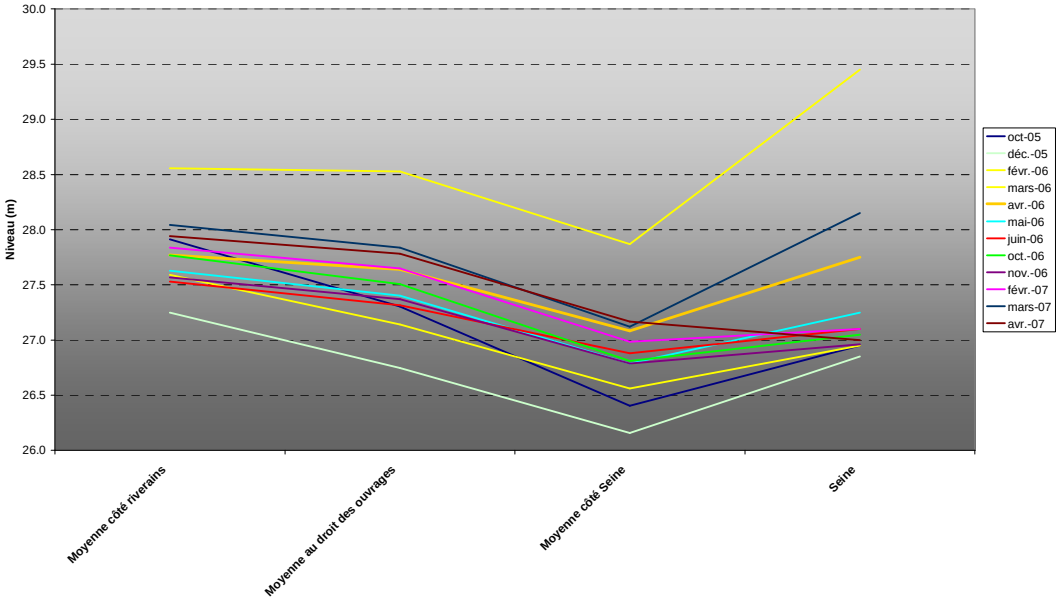


Figure 145 : Variation des moyennes des niveaux piézométriques et du niveau de la Seine pour 12 ensembles de relevés (d'après SNCF, 2008)

La *Figure 146* permet une autre lecture, au niveau de la tranchée Saint-Bernard, en présentant l'évolution du niveau de la Seine (entre octobre 2005 et avril 2007), comparée à l'évolution des niveaux piézométriques pour les piézomètres implantés au droit des ouvrages, à l'extérieur des ouvrages côté Seine et à l'extérieur des ouvrages côté riverains (et en enlevant les piézomètres du secteur de la vallée de la Bièvre où se présente un contexte hydrogéologique particulier).

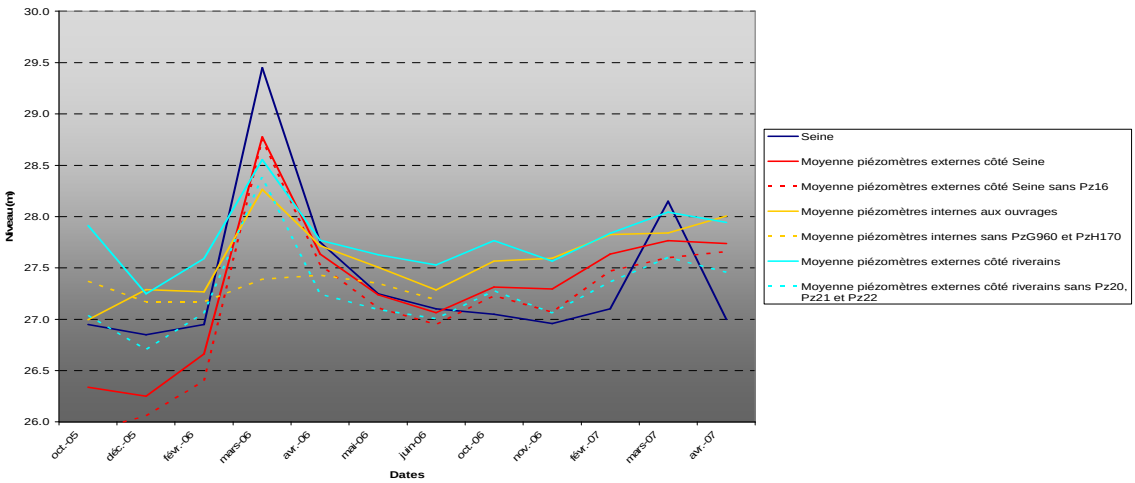


Figure 146 : Comparaison des niveaux de Seine et des moyennes de différents niveaux piézométriques, au droit de la tranchée Saint-Bernard, avec des piézomètres internes à l'ouvrage, externes côté Seine ou externes côté riverains (d'après SNCF, 2008)

Il apparaît qu'en cas de crue exceptionnelle, les niveaux moyens de la nappe côté Seine (courbe rouge) sont plus élevés que niveaux côté riverain et au droit des ouvrages : la seine alimente la nappe, mais cette alimentation est contrariée au-delà de l'ouvrage, côté riverain, l'ouvrage jouant un rôle de barrage hydraulique. En période d'étiage, les niveaux moyens de la nappe au droit de l'ouvrage (courbe jaune) deviennent plus élevés que les niveaux moyens de la nappe côté riverains (courbe bleu clair). Dans ce cas en effet l'ouvrage draine la nappe côté riverains, tout en jouant un rôle de barrage pour l'écoulement vers la Seine.

On peut retenir de cette étude que l'effet de barrage hydraulique des ouvrages confortés par jet-grouting est constaté expérimentalement par les suivis des niveaux piézométriques. L'analyse de ces relevés reste délicate comme pour toute approche expérimentale en conditions réelles de grande complexité (variabilité des paramètres hydrodynamiques des aquifères concernés, occupation complexe de l'espace souterrain, etc.). Les situations analysées étant par ailleurs certainement caractérisées par un contexte d'écoulement transitoire, la comparaison avec les simulations numériques (conditions d'écoulement permanent) n'en est que plus difficile. Néanmoins, dans les deux cas : suivi expérimental et simulations numériques, l'effet de barrage hydraulique représenté par les confortements par jet-grouting apparaît significatif.

Tableau 8 : Types de désordres affectant les ouvrages de la TRG et méthodes de confortement (d'après SNCF, 2008)

Désordres	Causes	Conséquences	Mesures de confortement
– Fracturations, dislocations et enfoncement du radier – Ecoulement d'eau ascendant dans les ouvrages avec entraînement de fines (pumping) et création de vides sous le radier	– Mauvaise qualité des terrains d'assise : sols hétérogènes et présence de sols fins, métastables (thixotropie) sous l'effet des vibrations – Radier en dessous du niveau normal de la nappe	– Tassements différentiels et sous-pressions. Situation critique en période de crues	– Renforcement des fondations : soutien du radier et des piedroits par jet-grouting – Régénération de la maçonnerie pour obtenir un radier étanche – Création d'un système de drainage pour empêcher la mise en sous-pression du radier – Renforcement des voûtes par injections internes, coques en béton, reconstruction par plots
	– Caractère très agressif des eaux de la nappe, chargée en nitrates, hydrocarbures, ammonium, sulfites et surtout sulfates, sulfures, chlorures et acides	– Réduction de la résistance du radier facilitant la fissuration	
	– Faible épaisseur de ballast – Augmentation constante de la fréquence des circulations (charges dynamiques et vibrations croissantes)	– Modifications de structure des terrains d'assise	
– Fissurations et fractures en voûte, en piedroits et en radier	– Mauvaise conception et tenue des ouvrages (voûtes très aplaties en clé) – Très faible hauteur de couverture et circulation routière intense – Poussées dissymétriques sur les ouvrages : pas de poussée des terres côté Seine	– Poussées différentielles – Ecartement des piedroits – Traction dans le radier – Rotation des piedroits – Mouvement général des ouvrages vers la Seine	

7. Mesure des déformations du sol par méthodes interférométriques radar satellitaires (DINSAR et PSI) et caractérisations sur le terrain

7. MESURE DES DEFORMATIONS DU SOL PAR METHODES INTERFEROMETRIQUES RADAR SATELLITAIRES (DINSAR ET PSI) ET CARACTERISATIONS SUR LE TERRAIN

Ce chapitre vise à localiser, caractériser et quantifier les déformations du sol par deux techniques interférométriques (DINSAR et PSI). Nous présentons dans une première partie l'étude de terrain, qui a permis d'établir une cartographie des désordres observés sur le terrain. Dans la seconde partie, nous exposons les résultats obtenus en interférométrie, après un bref rappel des deux techniques utilisées. Cette étude a été appliquée sur deux sites tests : la zone du Grand Palais-Invalides et le Quai Saint-Bernard à Paris.

7.1 APPORTS DE L'ETUDE TERRAIN : CARTOGRAPHIE DES FAIBLES DEFORMATIONS OBSERVEES SUR LES BATIMENTS ET OUVRAGES DE LA VILLE DE PARIS.

En vue d'analyser et d'interpréter les faibles déformations susceptibles d'être détectées par les méthodes interférométriques nous avons effectué une analyse structurale de terrain sur les zones d'étude afin de s'assurer des déformations réelles des bâtiments. Pour cela, nous avons transposé les méthodes de géologie structurale et notamment l'étude des joints tectoniques et des failles visibles sur les façades.

Le travail de cartographie détaillée de terrain, basé sur des méthodes de géologie structurale appliquées aux bâtiments permettant de localiser et de caractériser les déformations, a été effectué annuellement entre les années 2003 et 2009, afin de visualiser l'évolution temporelle des faibles déformations dans le temps. Pour ce faire, deux sites tests de la zone d'étude ont été choisis : Il s'agit en rive gauche des quais Saint-Bernard qui s'étendent de la gare d'Austerlitz à l'Institut du Monde Arabe (suite à une demande de la SNCF et de la RATP qui ont observé des désordres dans la tranchée du RER C) et d'autre part du secteur Grand Palais – Invalides, de part et d'autre de la Seine.

Ces données cartographiques sont ensuite intégrées dans un Système d'Information Géographique 2D (sous ArcGIS 9), afin de localiser les déformations pour pouvoir les comparer avec 1) les données de vitesse obtenues par interférométrie en vue de leur interprétation et 2) d'autres types de données (MNT, Géologie, Occupation du sol, données historiques, etc).

Au cours de cette cartographie, de nombreuses photographies et des schémas synthétiques explicatifs sont effectués pour mieux comprendre les déformations et leurs mécanismes.

Dans un futur proche, nous souhaitons intégrer toutes les données au sein d'un SIG 3D afin de mieux comprendre les évolutions dans l'espace et dans le temps des faibles déformations observées et mesurées.

7.1.1 Objets structuraux caractéristiques des déformations en milieu urbain

Lorsqu'un bâtiment, un ouvrage ou une infrastructure est soumis à des contraintes, ou à des différences de contraintes, susceptibles de provoquer sa déformation, une fissuration organisée répondant à un tenseur de contrainte va se développer en façade utilisant plus particulièrement les zones de faiblesse (par exemple les ouvertures de façades telles que les portes ou les fenêtres pour les bâtiments, les grilles d'évacuations, etc.), où le seuil de rupture est minimal. Sur certains bâtiments, les fractures et fissures sont aussi soulignées par des modifications d'alignements de fenêtres, et/ou à la jointure de deux bâtiments distincts.

Les critères utilisés pour déterminer cette déformation sont basés sur la densité de fracturation (nombre de joints tectoniques par unité de surface), l'orientation, la longueur, l'ouverture minimale, moyenne et maximale des fissures et leur régularité ou leur sinuosité. Leur chronologie est aussi importante afin de déterminer les réactivations dans le temps. Nous avons distingué aussi les failles (fissures avec déplacement des épontes), les fentes en échelon (fissures centimétriques à décimétriques

avec une ouverture millimétrique à centimétrique alignées et groupées en famille de même orientation) et les joints ou diaclases (cassures sans rejet).
Dans certains cas, il est possible de dresser une chronologie des déformations grâce aux relations entre les tectoglyphes qui peuvent être schématisés comme suit (*Figure 147*) :

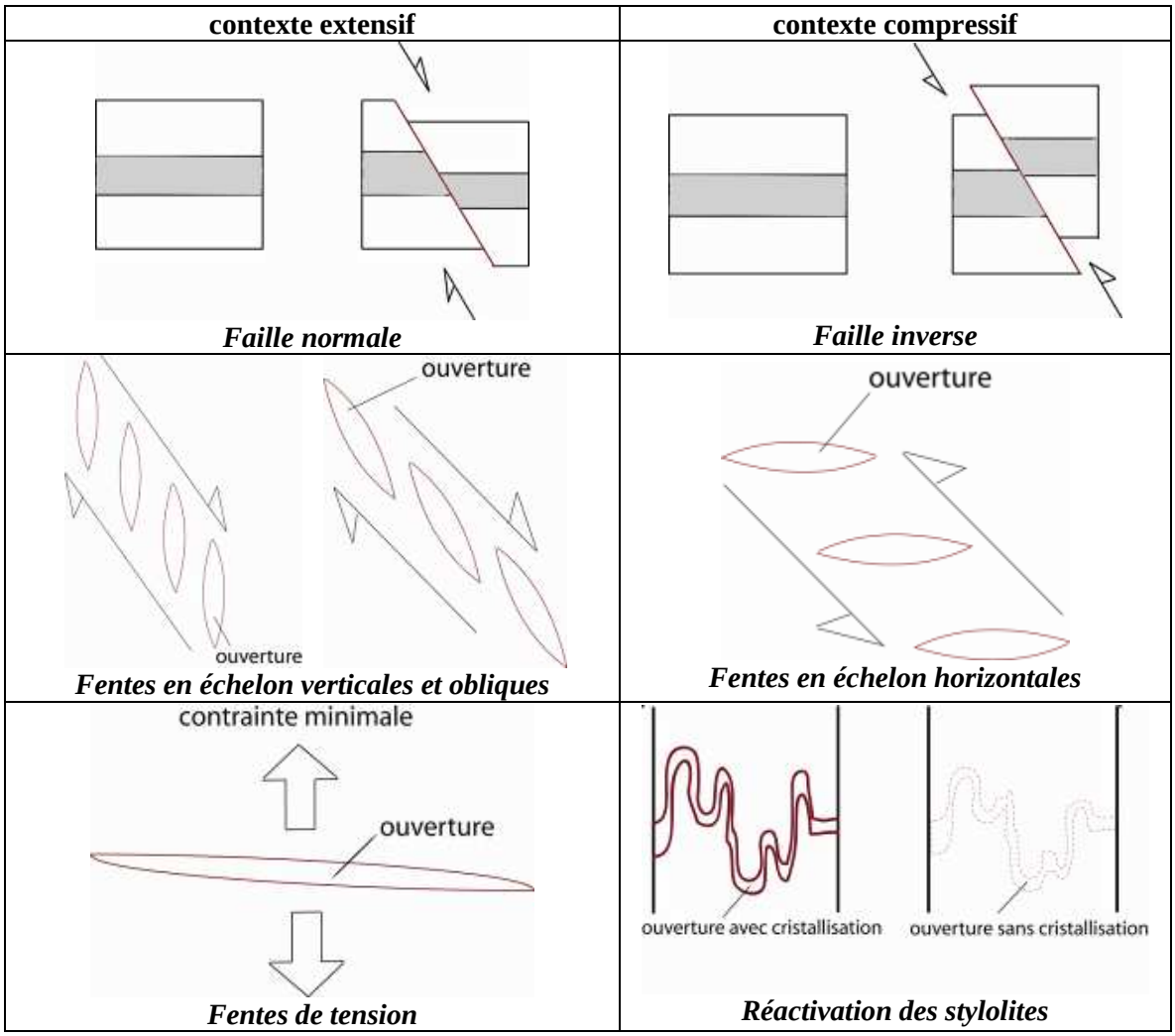


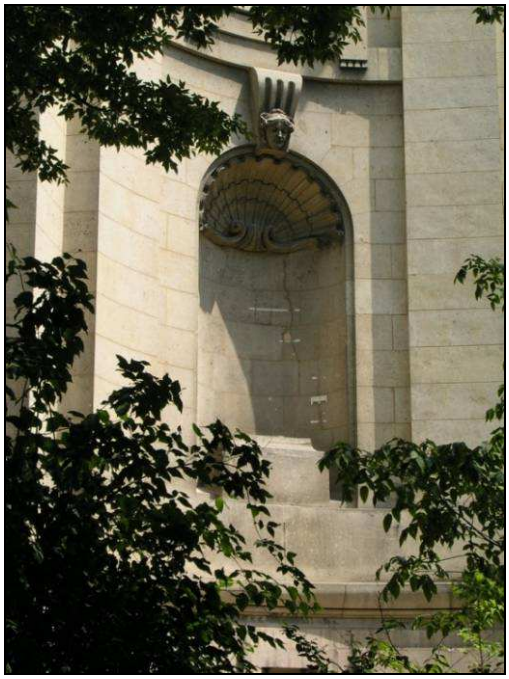
Figure 147 : Indices de déformation

L'analyse structurale de la disposition des joints tectoniques permet de comprendre le régime de contrainte ayant déformé le bâtiment et donc d'inverser la déformation. Il est par conséquent possible de déduire la géométrie de la source de cette déformation. L'analyse détaillée de ces faibles déformations va permettre très utilement de localiser, de caractériser les déformations directement sur le terrain. Une confrontation entre les résultats de cette approche et ceux de l'approche interférométrique (détaillée plus loin) est faite en fin de partie.

Nous évoquerons ci-dessous les faibles déformations visibles sur le terrain sur les deux sites d'étude : le Grand Palais – Invalides et le Quai Saint-Bernard.

7.1.2 Grand Palais – Invalides

Nous avons effectué deux cartographies des déformations visibles en façade en juin 2003 et en mars 2009. Les photographies ci-dessous révèlent l'intensité de ces déformations.



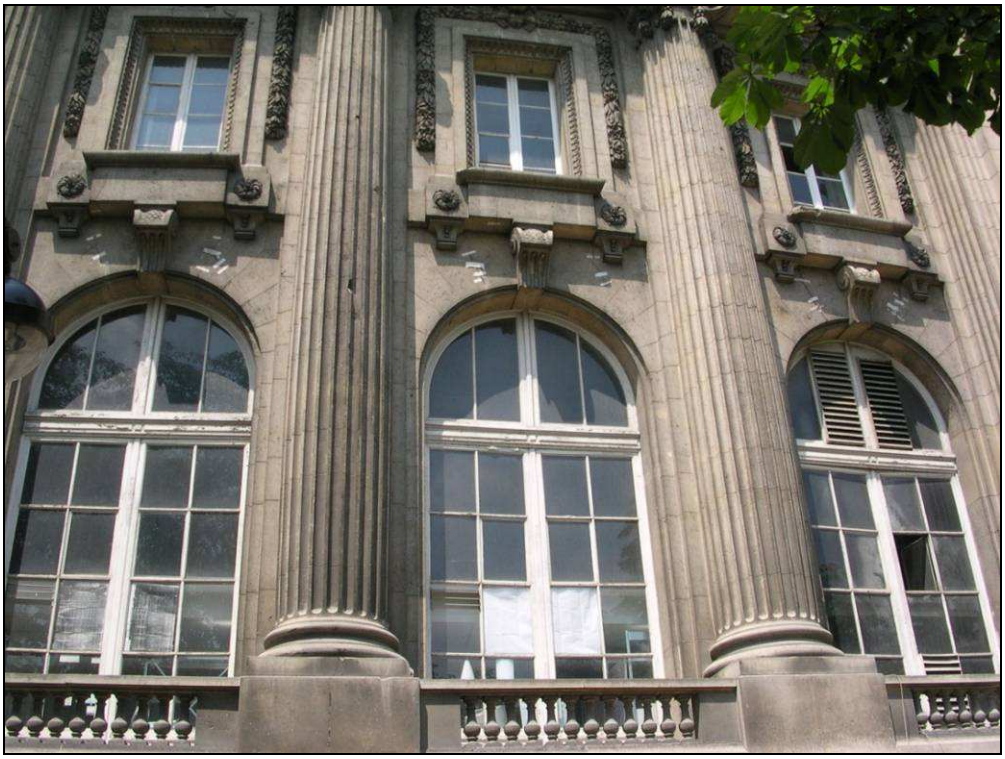


Figure 148 : Quelques exemples de déformations du Grand Palais en rive droite de la Seine. Les barres blanches correspondent aux témoins au plâtre des fissures affectant les fenêtres du Grand Palais.

Figure 149 : Indicateur de déformation anté-ravalement (Rue Jean Goujon) : à gauche fente de tension ravalée et à droite joint de dilatation entre deux bâtiments refaits.

Le Grand Palais et son environnement sont affectés par ces déformations. Les raisons invoquées par les experts pour les déformations visibles sur le Grand Palais tiennent à la destruction progressive des pieux en bois maintenant l'infrastructure, suite aux battements de la nappe phréatique, en liaison directe avec les crues de la Seine.
Les comparaisons de nivellement effectuées par les travaux spéciaux (IGN) ne démontrent pas de relations directes avec les crues de la Seine ni de modifications et de tendance significatives sur du long terme (comparaison des données de nivellement en 1968 et nouveau nivellement effectué en juin 2003). Aucune conclusion significative n'a été proposée en 2003 dans le cadre du projet RESUM.

La cartographie géologique de terrain proposée ci-dessous (*Figure 150*) permet de localiser et de caractériser les bâtiments déformés en soulignant aussi les bâtiments où la déformation n'est pas visible et enfin les bâtiments non observés suite à des ravalements ou bien masqués pour différentes raisons. On voit bien ici tout l'intérêt de ce type de cartographie pour établir un état des lieux à un temps t des déformations affectant les ouvrages de la Ville de Paris.

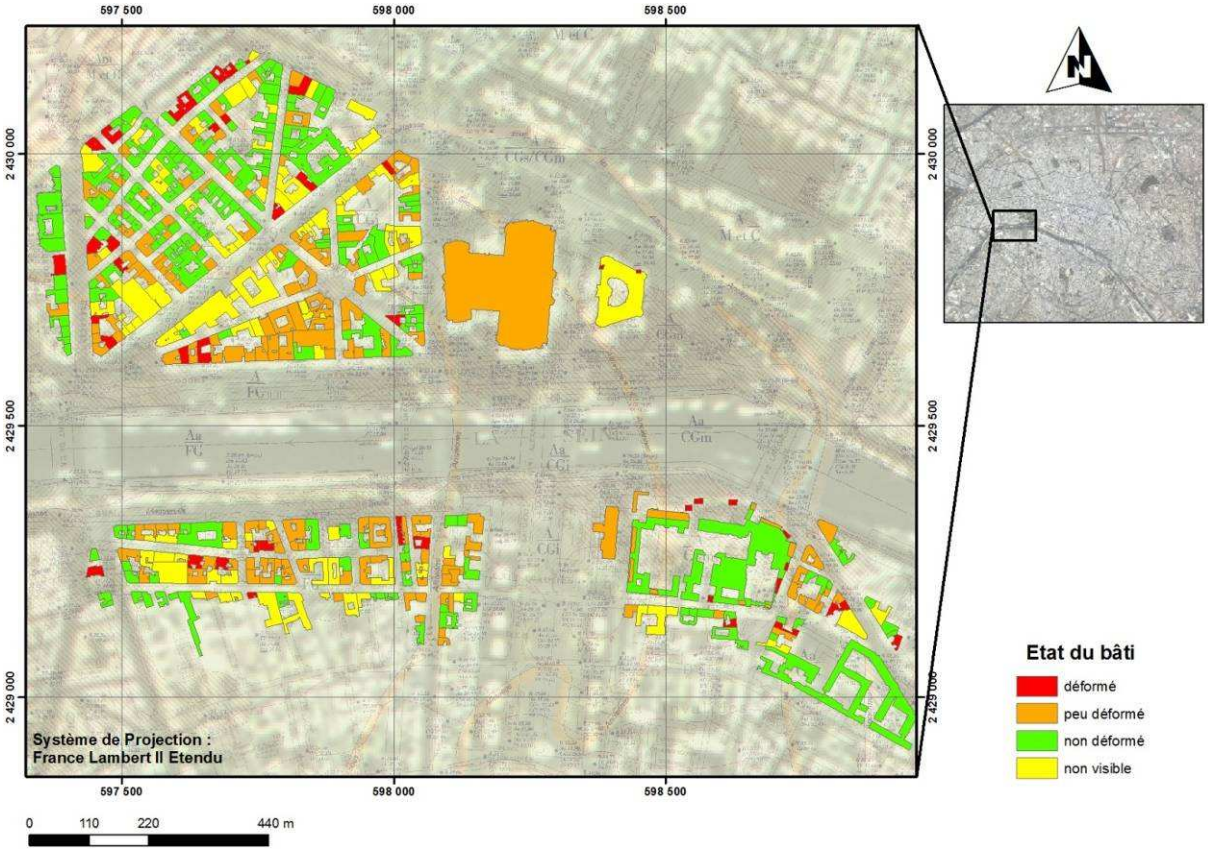


Figure 150 : Cartographie géologique de terrain de la zone Invalides – Grand Palais : en vert absence de déformation visible en façade ; en jaune impossible d'observer la façade ; en orange faible déformation ; en rouge déformation de façade plus importante.

La rive gauche est aussi affectée par des faibles déformations : le ministère des Affaires étrangères et l'Assemblée nationale en sont de bons exemples, les déformations y sont bien visibles en façades.

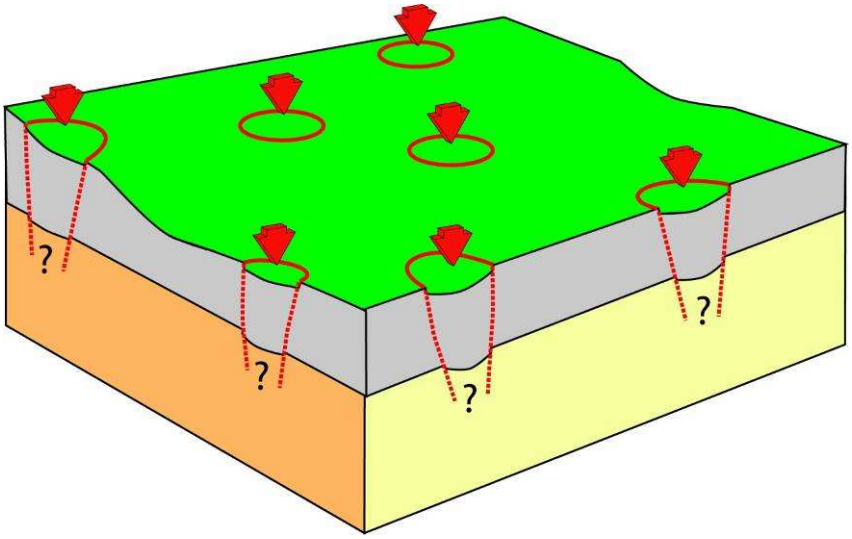


Figure 151 : Schéma préliminaire illustrant l'origine potentielle des désordres observés sur le terrain : zone Grand-Palais-Invalides.

Les déformations de façade plus importantes (rouge *Figure 150*) observées sur les bâtiments sont localisées et généralement symétriques suggérant un affaissement circulaire (à elliptique). Les déplacements sont généralement (pluri)centimétrique(s) et l'ordre de grandeur des déplacements est bien compatible avec les mesures issues des méthodes interférométriques.

Sur la zone d'étude, l'approche de géologie de terrain a permis de vérifier les faibles déformations affectant non seulement les bâtiments du Grand Palais mais aussi de son environnement, révélant certes des dysfonctionnements liés à la technique de construction (bâtiments construits sur pieux en bois putrescents) mais aussi liés à d'autres processus que nous présentons dans la partie interprétation.

7.1.3 Quai Saint-Bernard

Le deuxième secteur d'étude se situe en amont sur la rive gauche de la Seine, quai Saint-Bernard, entre le pont Henry IV (Institut du Monde Arabe) et le pont d'Austerlitz. Sur cette zone, une tranchée SNCF a été creusée pour faire rouler les trains sur la rive gauche de la Seine entre la Gare d'Austerlitz à l'Est et le boulevard Victor à l'ouest et est utilisée actuellement pour le passage du RER C (environ 380 000 voyageurs empruntent chaque jour cette ligne).
La SNCF nous a contacté, il y a quelques années pour évoquer les nombreux désordres dont fait l'objet la tranchée du RER C. Nous avons donc focalisé notre attention plus particulièrement sur cette zone.
La déformation attendue était une déstabilisation des berges de la Seine suite à l'affouillement de la base des quais de Seine (*Figure 152*).

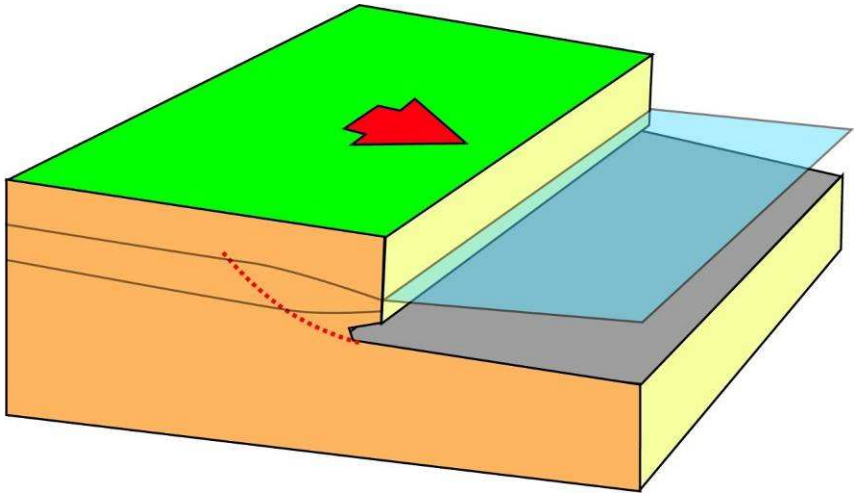


Figure 152 : Déformation attendue des berges de la Seine le long des quais Saint-Bernard (entre la gare d'Austerlitz et l'Institut du Monde Arabe). La déformation prévisible est liée à l'affouillement des berges construites par le courant et une déstabilisation de type mouvements rotationnels en amont. En gris, le niveau de la seine et à gauche, les deux lignes grises matérialisent les variations de la nappe phréatique.

Nous avons donc établi plusieurs cartographies des désordres avec un suivi annuel de la zone sur le terrain pour permettre de mieux contraindre les moteurs à l'origine de ces déformations. Le but était de recenser les désordres observables sur les murs de soutènement et ouvrages annexes le long de la voie du RER C et le long des quais de Seine. Les observations de déformations ont été photographiées et reportées sur une carte pour une localisation précise, en vue de les comparer avec celles qui sont obtenues par interférométrie.

Nous avons été surpris de constater de nombreux désordres affectant le jardin Tino Rossi mais aussi la tranchée du RER C. La cartographie détaillée a permis de souligner les zones invisibles, les zones non, faiblement et fortement déformées (*Figure 153*). Le même exercice, effectué en juin 2003, juin 2004, 2005, 2006, 2007 et 2008, permet de constater la constance des déformations mais ne permet pas vraiment de voir une évolution nette des phénomènes. Cependant la cartographie détaillée des désordres révèle l'organisation systématique des désordres de part et d'autre de toutes les passerelles, de part et d'autre de la tranchée. Il semble donc y avoir une organisation de la déformation. Les fractures sont observables tout le long du tracé sur le mur de soutènement, principalement en partie haute, ainsi que dans les murets que l'on trouve dans le parc Tino Rossi. La plupart découpent les éléments de mur selon les joints.
Les ponts constituent des appuis rigides, fixes, ne pouvant pas être affectés par les déplacements du mur de soutènement.

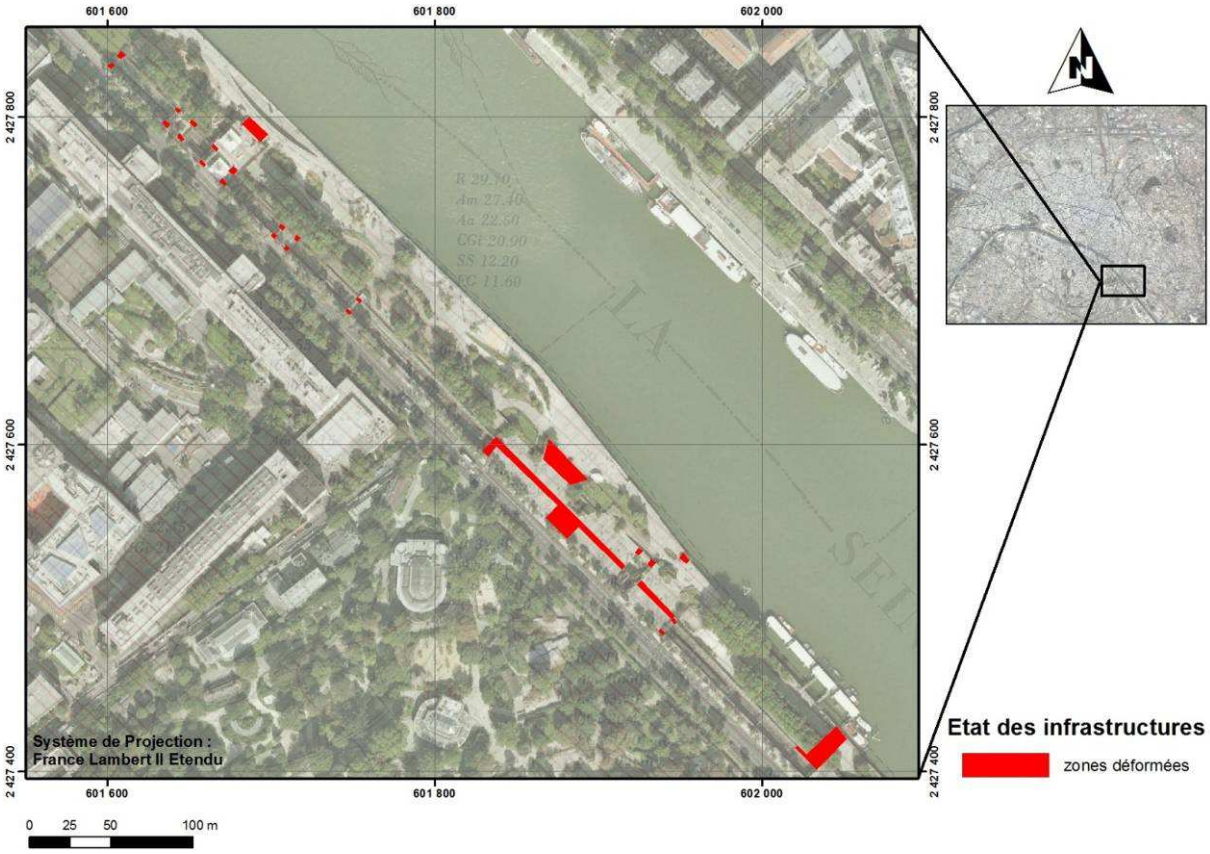


Figure 153 : Cartographie géologique de terrain de la zone Quai Saint-Bernard : en rouge déformation marquée des infrastructures.

Sur la zone Quai Saint-Bernard l'approche de géologie de terrain a permis de localiser les faibles déformations affectant non seulement la tranchée du RER C mais aussi de son environnement.

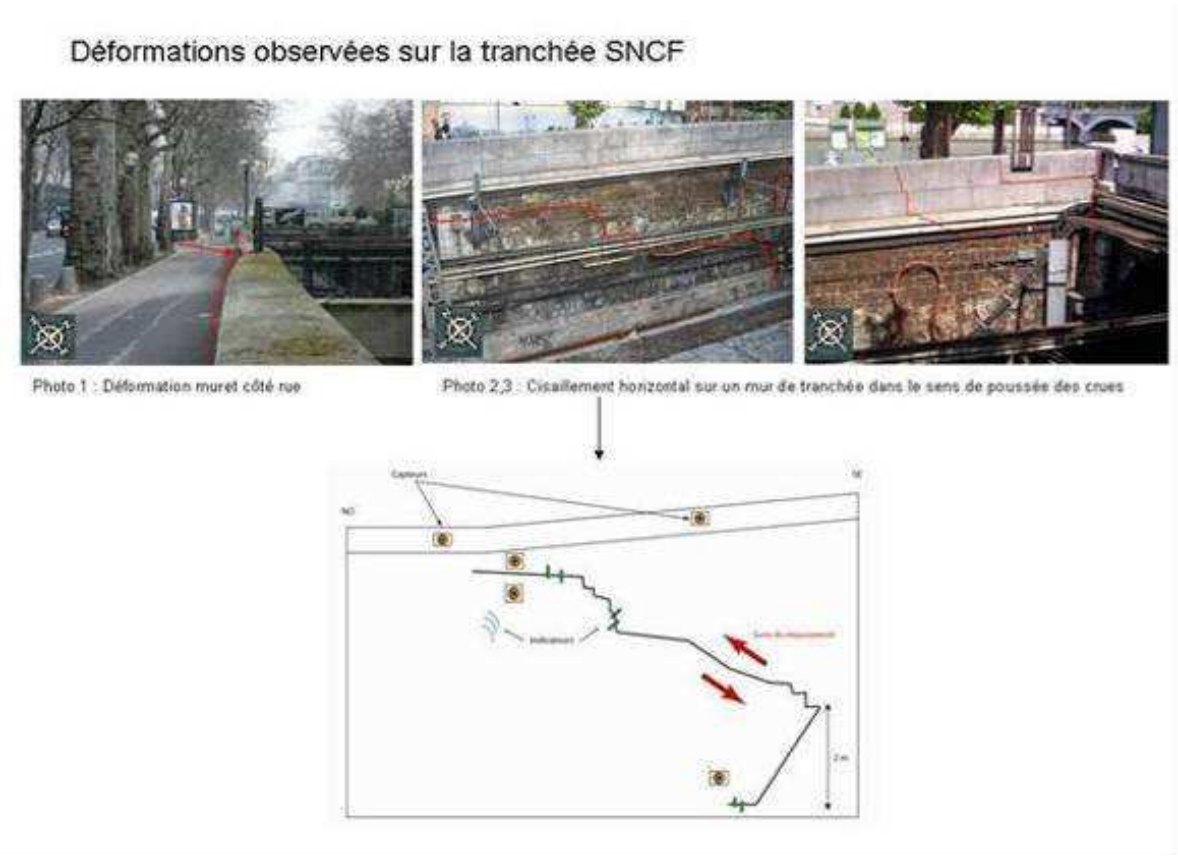


Figure 154 : Quelques exemples de déformations situées sur la zone du quai Saint-Bernard.

En conclusion, les études de terrain effectuées sur les deux zones d'études révèlent effectivement une déformation non nulle. Les méthodes traditionnelles de géodésie (nivellement, …) sont peu utilisées sur ces zones. Il est donc tout à fait opportun de tester les méthodes interférométriques DINSAR et PSI afin de localiser, caractériser et quantifier ces faibles déplacements.

7.2 PRINCIPE DE L'INTERFEROMETRIE RADAR (DINSAR ET PSI)

Avec les satellites actuels, en théorie, un déplacement fini du sol entre deux dates d'acquisition peut être mesuré si son gradient spatial n'est ni trop fort, ni trop faible et s'il a une extension spatiale suffisante.
L'interférométrie différentielle radar satellitaire (DINSAR) est un outil de choix pour l'étude de certains types de déformations, notamment les déformations tectoniques, co-sismiques et intersismiques, les déformations de volcan, les déplacements de glacier, etc.., mais également les mouvements de terrains, et en particulier, les subsidences en zone urbaine grâce à la couverture spatio-temporelle, la densité et la précision de la mesure (Fielding *et al.*, 1998 ; Amelung *et al*., 1999; Fruneau et Sarti, 2000; Tesauro *et al.*, 2000; Hoffmann *et al*., 2001; Le Mouelic *et al*., 2002; Pathier et al. 2003 ; Fruneau *et al*., 2004 et 2005, …).
Pour plus de détails sur la technique et sur ses différentes applications nous renvoyons le lecteur à des ouvrages de référence sur le sujet comme par exemple Massonnet et al. (1998) et Hanssen et al. (2001).
Cette méthode requiert l'utilisation d'images de radar à synthèse d'ouverture acquises sur une même zone à différentes dates, qui sont combinées par deux pour construire des cartes de déplacements selon la ligne de visée du satellite.
Nous présentons dans une première partie la technique interférométrique différentielle classique (DINSAR), ses résultats et ses limites, et dans une seconde partie la technique PSI (Persistent Scatterer Interferometry) et les résultats obtenus sur les deux secteurs d'étude.

7.2.1 Interférométrie DINSAR

7.2.1.1 Méthode

Cette méthode requiert l'utilisation d'images satellitaires provenant d'un radar à synthèse d'ouverture (Synthetic Aperture Radar en anglais) acquises sur une même zone à différentes dates, qui sont combinées par deux pour construire des cartes de déformations.
Un radar à synthèse d'ouverture embarqué sur satellite permet de créer des images de la surface terrestre en émettant, au moyen d'une antenne, des impulsions de micro-ondes perpendiculairement à la trajectoire du porteur (axe des distances). Après réflexion sur le terrain, l'écho d'une impulsion est recueilli par la même antenne, permettant d'engendrer une ligne de l'image, dans laquelle les différents réflecteurs sont localisés en fonction de leur éloignement (temps de propagation aller-retour). La répétition des impulsions le long de la trajectoire assure la deuxième dimension. La géométrie de prise de vue est représentée sur la *Figure 155*.
Une image radar à synthèse d'ouverture (SAR) ainsi obtenue est une image complexe, comportant en chaque pixel, de taille environ 4x20m², une valeur d'amplitude et de phase. L'amplitude est liée à la quantité d'énergie rétrodiffusée par le sol ; la phase correspond à une superposition de plusieurs contributions : celle liée à la distance géométrique entre le satellite et le sol lors de l'acquisition ; une phase résultant de la propagation de l'onde dans l'atmosphère, et une phase correspondant à la contribution des multiples réflecteurs contenus dans le pixel (phase propre du pixel). Seule l'information de la longueur de chemin parcouru par l'onde est utile pour la détection de mouvement du sol entre deux acquisitions radar. Pour exploiter cette contribution il faut s'affranchir en particulier de la réponse propre du sol. Par différence de phase pixel à pixel de deux images radar acquises dans des conditions de prise de vue similaires, cette contribution interne de chaque pixel peut-être éliminée. Ceci repose sur l'hypothèse que cette phase propre soit stable entre les deux prises de vue successives

du satellite (bien qu'elle soit aléatoire, elle se conserve d'une prise de vue à l'autre sous certaines conditions, dont la conservation de la géométrie d'acquisition).
L'image obtenue après différence de phase pixel à pixel de deux images radar est appelée interférogramme : elle est constituée de franges d'interférence, la phase n'étant connue qu'à $2k\pi$ près (avec k entier). Dans cet interférogramme se trouve à la fois une information sur la topographie du terrain, et sur le déplacement qui a eu lieu entre les deux prises de vue. On peut alors envisager d'isoler cette information de mouvement. Les franges de topographie se mélangeant aux franges liées aux déplacements, il est nécessaire de les éliminer, à l'aide par exemple d'une connaissance a priori de la topographique grâce à un Modèle Numérique de Terrain. C'est le principe de *l'interférométrie différentielle*.
Un interférogramme différentiel consiste alors en une carte des contours de la projection des vecteurs de déplacement sur la ligne de visée radar-sol, à $2k\pi$ près. Chaque frange de cet interférogramme correspond à un déplacement selon la ligne de visée d'une demi longueur d'onde (π / 2), soit 2,8 cm pour les images acquises avec les satellites ERS-1 et 2, et Envisat.

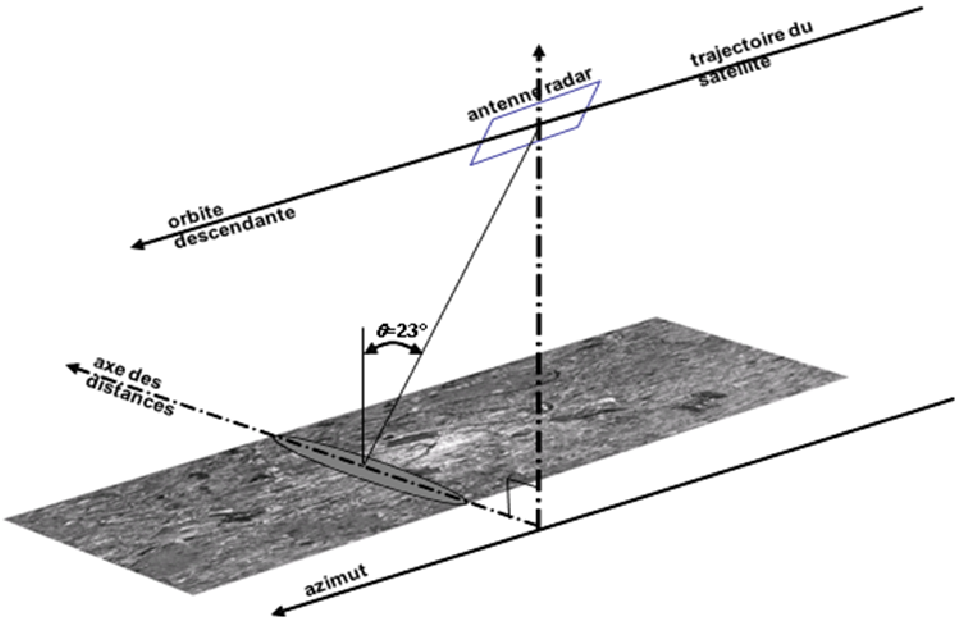


Figure 155 : Géométrie de prise de vue du radar en mode descendant (avec une visée à droite et l'angle d'incidence de visée du satellite θ=23°)

Une première limitation de cette technique est la perte de cohérence temporelle, liée aux modifications de l'état de surface entre les 2 images, qui doit rester faible pour obtenir des interférogrammes exploitables, et donc une mesure fiable. Le changement entre les deux prises de vue des nombreuses cibles qui composent chaque pixel (rochers ou végétation) cause la variation de la contribution interne de chaque pixel.
Lorsque cette variation est trop importante à cause d'un changement même du sol (par exemple, un champ labouré entre deux dates d'acquisition), on parle de "décorrélation temporelle". Cet effet se traduit par une dégradation de la qualité des interférogrammes lorsque leur intervalle de temps augmente : le "bruit" introduit rend certains pixels de l'interférogramme inexploitables. Autrement dit, la mesure faite en chaque pixel de l'interférogramme ne peut plus être interprétée en terme de changement du temps de trajet aller-retour de l'onde radar entre le satellite et la portion du sol représentative du pixel. Ce phénomène peut être très rapide dans les zones à fort couvert végétal mais, en général, reste plus lent en zone urbaine. L'avantage d'étudier des zones urbaines comme Paris est

que la cohérence y est préservée sur de longues durées, permettant ainsi l'utilisation de couples d'images séparées d'une durée importante et donc de surveiller des mouvements lents.
Ce phénomène de décorrélation peut également provenir de la géométrie d'acquisition même des images, lorsque les orbites sont trop éloignées l'une de l'autre : le sol sera vu sous une différence d'angle trop importante, et sa réponse sera différente. Cette condition entraîne une restriction sur les couples utilisables, pour lesquels l'écart de position du satellite lors des deux prises de vue doit être inférieur à 1 km, dans le cas du capteur ERS.
Il existe également d'autres limitations à cette technique, en particulier celle liée aux différences d'atmosphères aux dates d'acquisitions.
Les artefacts atmosphériques, introduits par les variations de l'atmosphère (variations de l'indice de réfraction du milieu de propagation de l'onde radar) entre les 2 acquisitions d'images radar, viennent également perturber la mesure des déplacements, et constituent la principale limitation de l'InSAR en milieu urbain (Goldstein, 1995; Zebker *et al*., 1997; Hanssen *et al.*, 1999). Ces franges atmosphériques peuvent être ainsi faussement interprétées comme du déplacement dans le cas de l'interférométrie différentielle (l'ordre de grandeur des erreurs atmosphériques est en effet le même que celui des déformations à mesurer).

7.2.1.2 Résultats relatifs au suivi de déplacements sur les zones d'étude et limites de la méthode

Images disponibles – Interférogrammes différentiels calculés sur Paris

Nous disposons actuellement de la plupart des images radar acquises sur la ville de Paris durant la période 1992- 2007, provenant de l'archive particulièrement riche des satellites ERS-1, ERS-2 et ENVISAT. Il s'agit de données acquises en orbite montante et en orbite descendante, à savoir : 60 images en orbites montantes (du 23/11/1993 au 29/12/2006) et 160 images en orbites descendantes (du 29/04/1992 au 20/05/2006). Ces images ont permis de calculer pour cette étude plus de 440 interférogrammes différentiels en orbites descendantes, et 140 en orbites montantes.
Dans ces interférogrammes, la contribution topographique a été éliminée en utilisant un modèle numérique de terrain au pas de 25 m, fourni par l'IGN.

Sélection des images

- *Cohérence temporelle*

Une première limitation de l'interférométrie différentielle est la perte de cohérence temporelle, liée aux modifications de l'état de surface entre les 2 images, qui doit rester faible pour obtenir des interférogrammes exploitables, et donc une mesure fiable. Ce phénomène peut être très rapide dans les zones à fort couvert végétal mais, en général, reste plus lent en zone urbaine : la cohérence y est préservée sur de longues durées, permettant ainsi l'utilisation de couples d'images séparées d'une durée importante et donc de surveiller des mouvements lents.
Dans la ville de Paris, la cohérence reste élevée pour une très large part, et sur des intervalles de temps longs. En revanche, elle y est faible sur les parcs et jardins, et zones arborées.

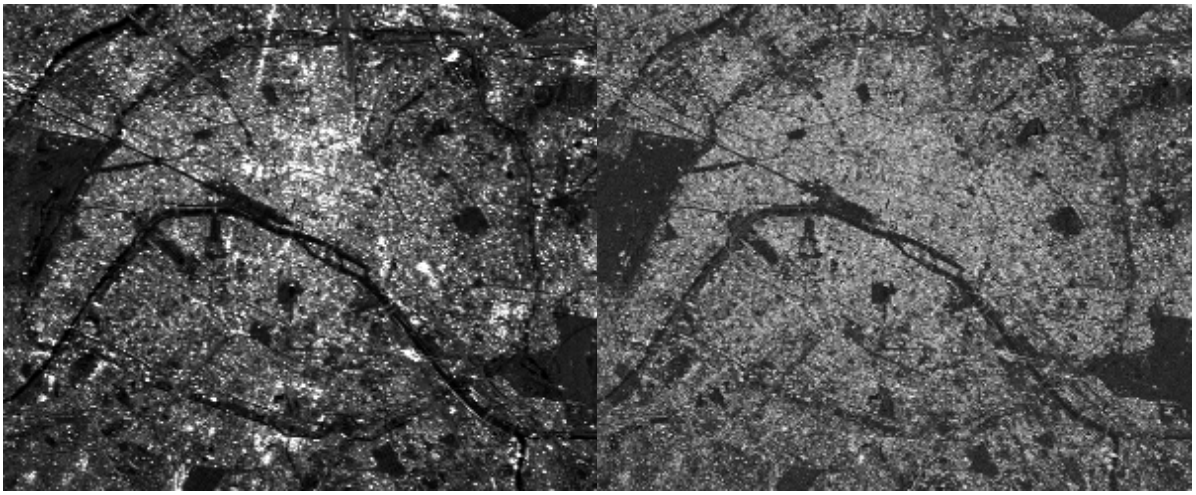


Figure 156 : a) Image d'amplitude sur la ville de Paris- b) Image de cohérence moyenne calculée à partir de l'ensemble des interférogrammes.

Nous présentons ici une image d'amplitude (*Figure 156*a), ainsi que diverses images de cohérence : une image pour une période de temps relativement courte (*Figure 157*a), et une pour une durée de plus de 7 ans (*Figure 156*b), sur laquelle on observe une cohérence encore élevée. La cohérence moyenne (*Figure 157*b), calculée sur les différents couples d'images, permet bien de distinguer les zones de bâti des zones végétalisées ou d'eau (Seine, canaux..).

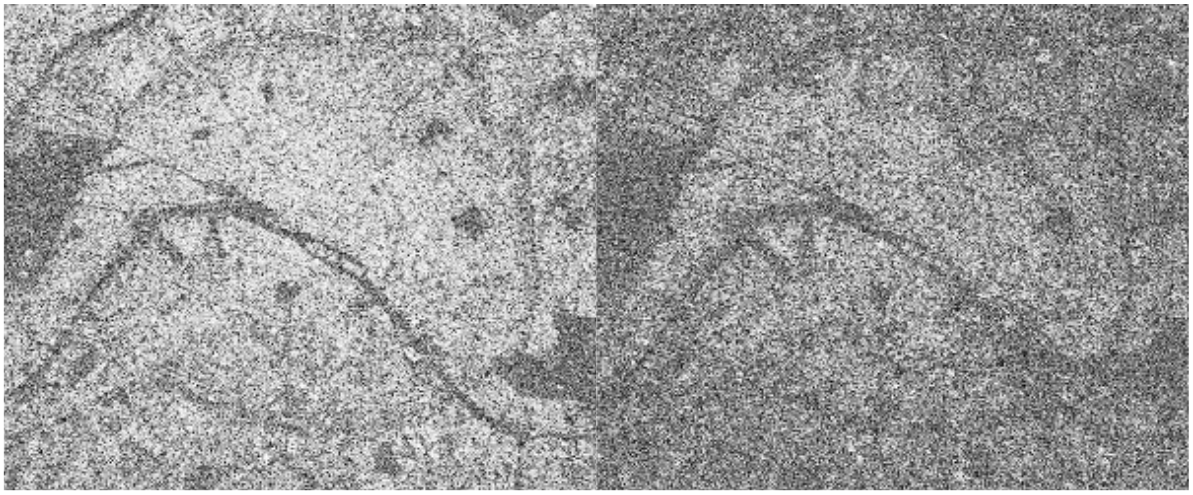


Figure 157 : a) Cohérence du couple 24368-24869 (1,16 mois) - b) Cohérence du couple 5621-45043 (7,54 ans)

- *Cohérence géométrique*

Le phénomène de décorrélation peut également provenir de la géométrie d'acquisition même des images, lorsque les orbites sont trop éloignées l'une de l'autre : le sol sera vu sous une différence d'angle trop importante, et sa réponse sera différente. Cette condition entraîne une restriction sur les couples utilisables : l'écart de position du satellite lors des deux prises de vue doit être faible, en théorie inférieur à 1 km, dans le cas du capteur ERS. Afin de garantir une faible décorrélation géométrique, les couples ont été sélectionnés en fonction de leur ligne de base perpendiculaire : ils ont tous une ligne de base inférieure à 150 m.

<u>Sélection des interférogrammes</u>

Nous avons vu qu'une des limitations principales de l'interférométrie différentielle est la variation des conditions atmosphériques entre les deux dates d'acquisitions, qui peut entraîner des

variations de phase importantes sur les interférogrammes résultants, pouvant être faussement interprétées comme de la déformation.
Différents phénomènes peuvent engendrer des fluctuations spatiales et temporelles du taux d'humidité suffisamment importantes pour créer des déphasages visibles sur les interférogrammes : les fortes pluies locales, la formation de nuages (principalement les cumulus), les turbulences atmosphériques.
Dans le cadre de cette étude de Paris, nous avons souvent été confrontés à ces phénomènes, de nombreux interférogrammes faisant apparaître des bulles atmosphériques (*Figure 158*).

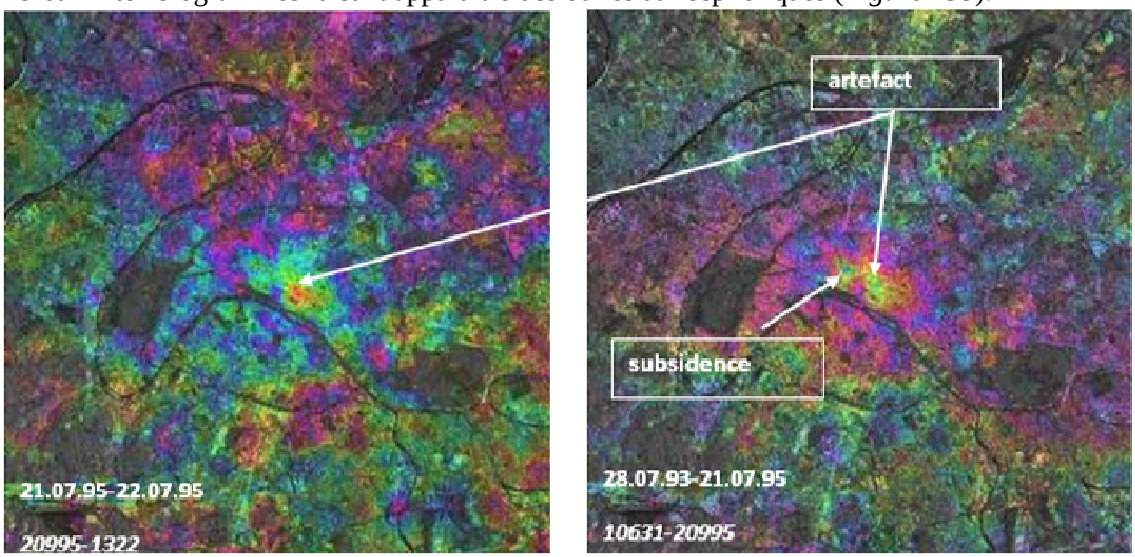


Figure 158 : Interférogrammes différentiels. La présence de bulles et de franges liées aux effets atmosphériques empêchent l'interprétation objective des images (ici une image commune aux couples (21.07.95) est défectueuse, on retrouve le phénomène sur les 2 interférogrammes construits avec cette image)

Cet effet est d'autant plus gênant qu'il est parfois du même ordre de grandeur que les déplacements que nous souhaitons observer, tant pour leur étendue spatiale que pour leur amplitude.
Cependant, grâce au nombre important d'images disponibles sur Paris, nous avons ici la possibilité d'éliminer les couples avec des artefacts troposphériques importants, facilement identifiables par leurs motifs caractéristiques, et ne conserver que ceux contenant peu d'artefacts, c'est-à-dire ceux pour lesquels l'atmosphère reste stable entre les deux acquisitions.
Cette élimination se base également sur des comparaisons entre couples indépendants et non-indépendants (c'est-à-dire avec des images en communs ou non). L'atmosphère est en effet totalement aléatoire d'une date à l'autre : les structures atmosphériques sont décorrélées dans le temps, et varient donc d'une image à l'autre, alors que les déformations du sol se retrouvent spatialement au même endroit.

Nous avons donc au final sélectionné **45 interférogrammes** parmi les moins perturbés par les artefacts atmosphériques, et les moins bruités.
Tous les interférogrammes ont ensuite été filtrés.

Une première analyse rapide des interférogrammes calculés sur la ville de Paris révèle qu'un grand nombre d'entre eux font apparaître des variations de phase significative sur la zone de la gare Saint-Lazare, sur la butte Montmartre, et pour certains, au niveau du Grand Palais (*Figure 159*). En revanche, rien de significatif ne peut être observé sur le quai Saint-Bernard.
Nous présentons divers exemples d'interférogrammes sur lesquels on observe ces variations de phase (variations de couleur) (*Figure 160*, *Figure 161* et *Figure 162*).

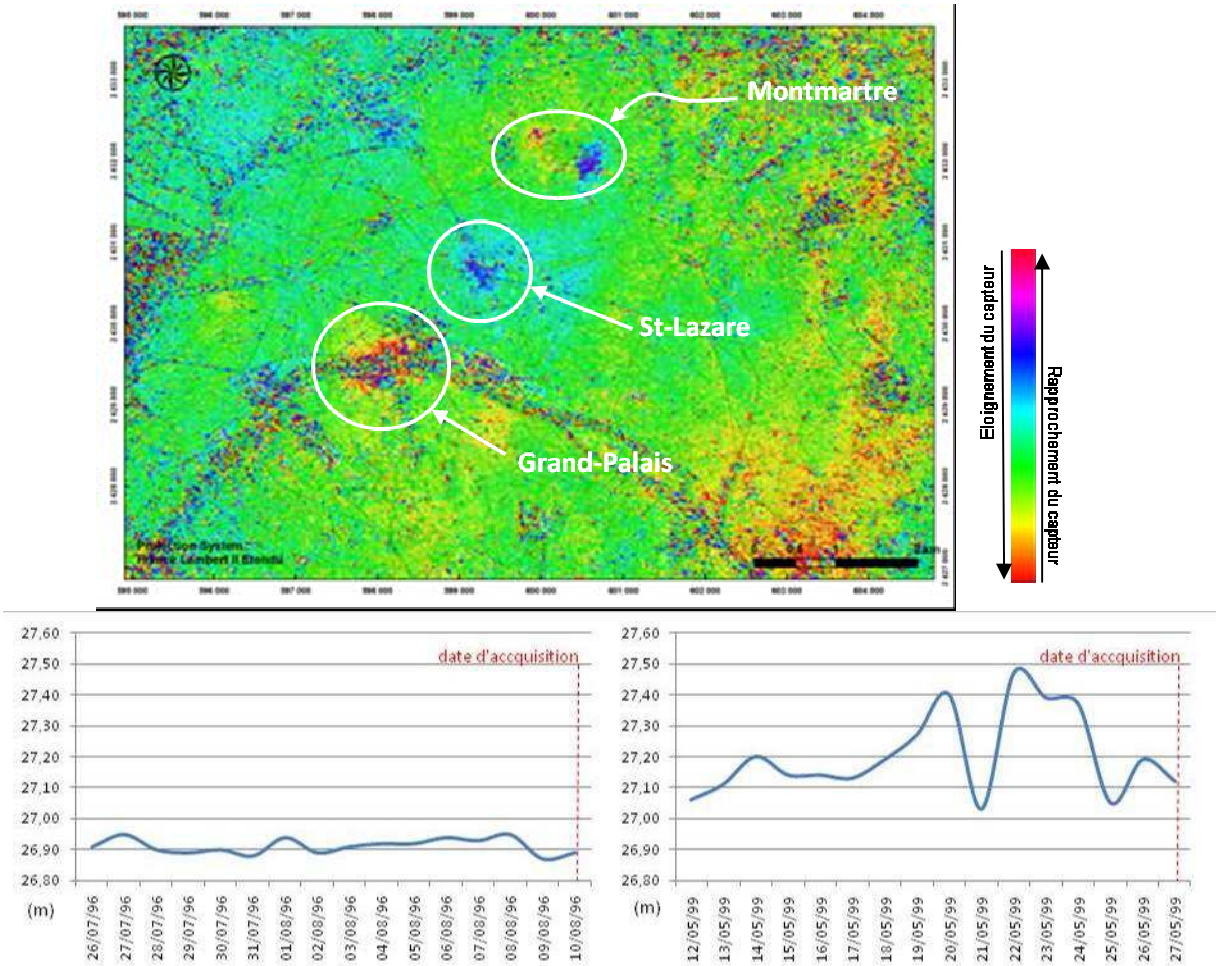


Figure 159 : Interférogramme différentiel 6833-21362 (10/08/96-22/05/99 ; Δt=33,83 mois) sur la ville de Paris et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

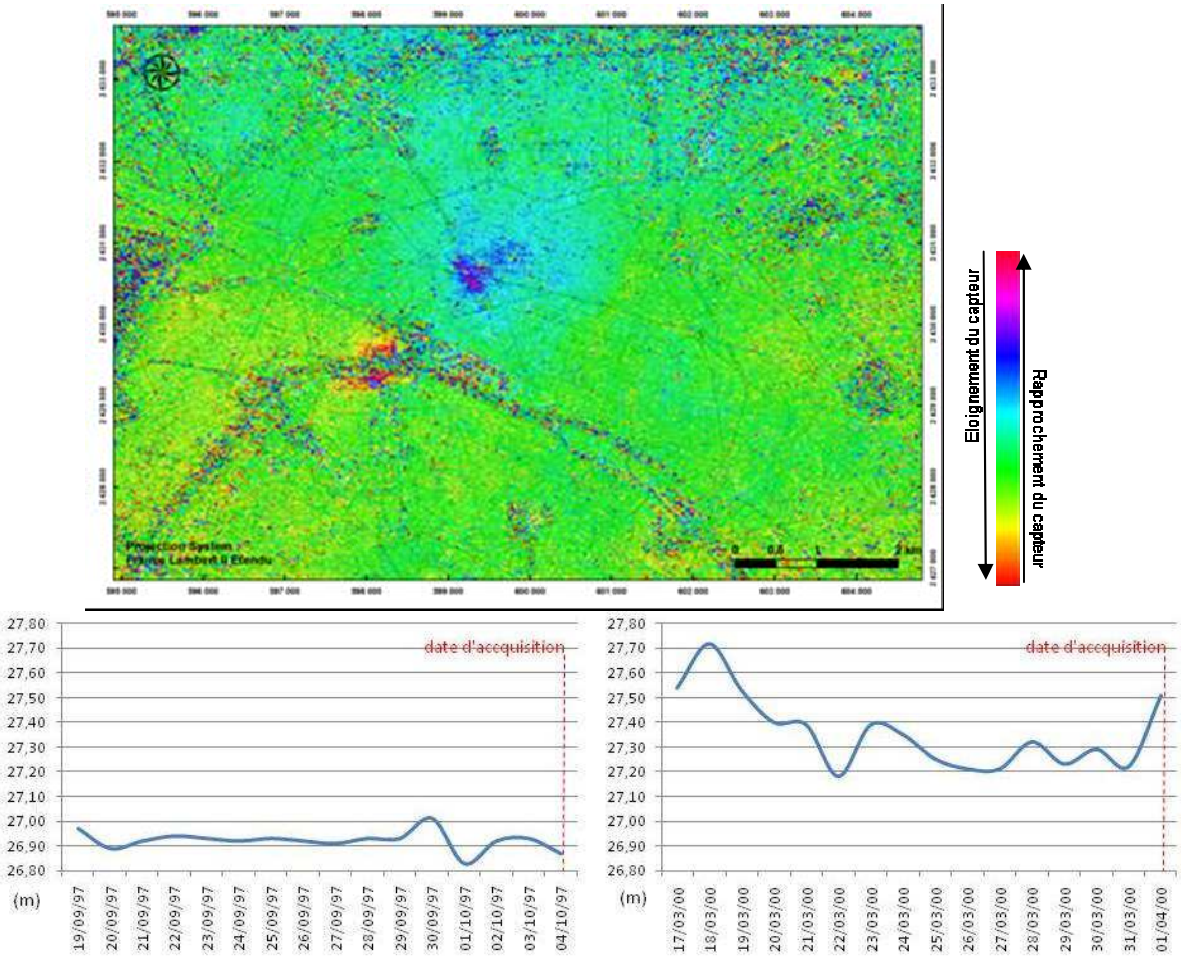


Figure 160 : Interférogramme 12845-25871 (04/10/97 - 01/04/00 ; Δt=30,33 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

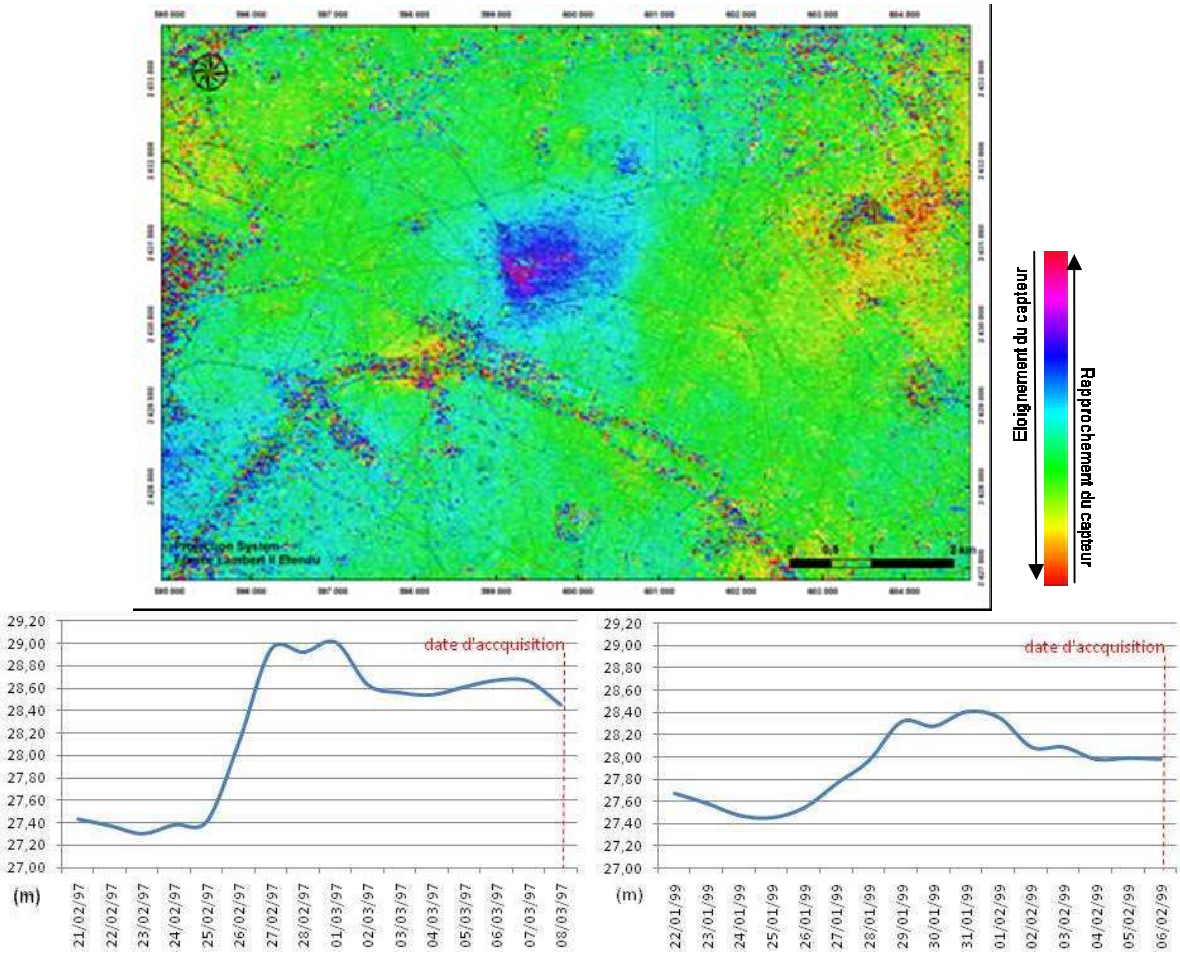


Figure 161 : Interférogramme 9839-19859 (08/03/97 - 06/02/99 ; Δt=23,33 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

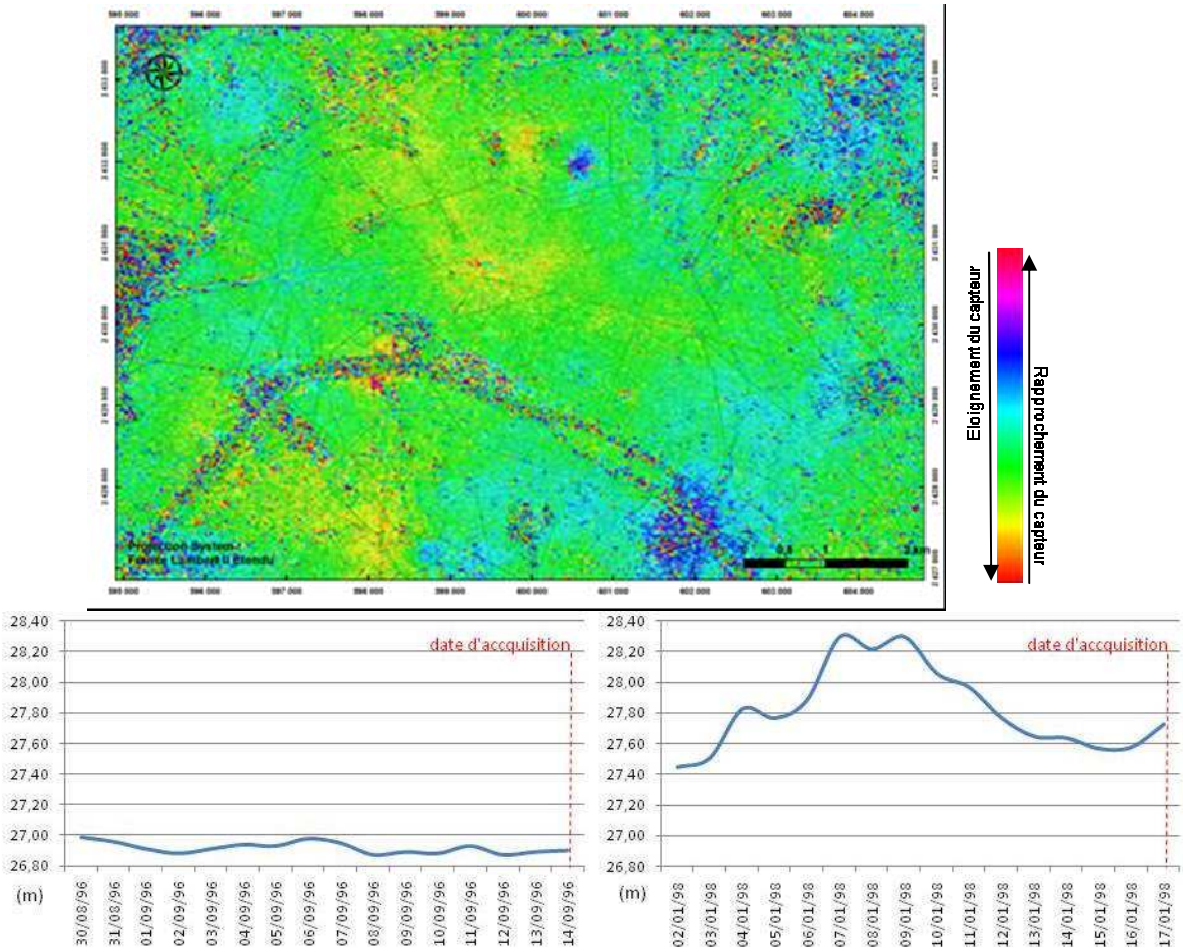


Figure 162 : Interférogramme différentiel 7334-14348 (14/09/96 - 17/01/98 ; Δt=16,33 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

Un cycle complet de couleur (une frange) sur un interférogramme différentiel représente 2.8 cm (une demi-longueur d'onde) de déplacement le long de la ligne de visée du satellite. Le sens de variation de la phase (une augmentation ou une diminution vers le centre de la zone concernée) nous renseigne sur le type de déformation : un déphasage croissant indique un éloignement du sol dans la ligne de visée du satellite ; un déphasage décroissant indique un rapprochement vers le capteur.
Il est donc important de noter que seule la composante projetée sur la ligne de visée est accessible.
Il s'agit là aussi d'une limitation de la technique interférométrique, qui ne permet pas d'avoir accès aux 3 composantes du vecteur déplacement.
Dans un grand nombre de cas, une connaissance a priori du type de déplacements permet de s'affranchir de cette limite. Ainsi, en milieu urbain, les déplacements sont très fréquemment de type subsidence ou surrection, et donc purement verticaux. Il est alors facile de remonter à la composante verticale : une frange équivaut à 3.1 cm de déplacement vertical.
Tous les interférogrammes sélectionnés ont été déroulés afin de se ramener à des valeurs continues de phase et obtenir ainsi les cartes de déplacements selon la ligne de visée.
Afin d'identifier les différentes déformations et d'en comprendre les moteurs nous avons effectué une analyse spatio-temporelle des interférogrammes, qui sera présentée au paragraphe 7.2.3.

7.2.2 Interférométrie PSI

Les limites de l'interférométrie radar empêchent d'utiliser la totalité des données disponibles. La technique des *Permanent Scatterers* développée au POLIMI (Milan, Italie) permet exploiter toutes les données radar, et sur de longues périodes. La technique interférométrique PSI (pour *Persistent Scatterer Interferometry*) vise à s'affranchir des limitations de l'interférométrie précédemment mentionnées, à savoir les problèmes de décorrélation temporelle et géométrique, ainsi que les artefacts atmosphériques. L'interférométrie PSI sélectionne des points particuliers, les réflecteurs permanents, appelés PS, dont la réponse radar est suffisamment forte et stable sur tout le jeu de données. Cela assure la sélection de points dont la phase reste stable dans le temps, donc non affectés par la décorrélation temporelle et géométrique, et permet également la sélection de points isolés. Si ce réseau de points est suffisamment dense, les contributions de topographie, de déformation et d'atmosphère peuvent être alors séparées et estimées, en exploitant leur différence de comportement spatio-temporel. Les mesures de déplacements sont ainsi obtenues sur la base de points, dont on peut suivre l'évolution dans le temps, avec un échantillonnage temporel correspondant aux dates d'acquisition des images. Par ailleurs, la composante atmosphérique étant éliminée, la précision de la mesure s'en trouve ainsi nettement améliorée par rapport à l'interférométrie différentielle DINSAR.
Le domaine urbain, offrant de nombreux « points d'accroche », est très favorable à cette technique et permet d'obtenir un réseau dense de points *PS*.
Dans notre étude, nous avons utilisé la chaîne SPN (Stable Point Network) d'Altamira Information (Arnaud, 2003).

En sortie de la chaîne SPN, chaque PS sera caractérisé par :

- ses coordonnées et son altitude précise (déduite de l'erreur de MNT) ;
- sa vitesse de déplacement le long de la ligne de visée ;
- un suivi de l'évolution de son déplacement dans le temps, avec un mesure pour chaque date d'acquisition disponible ;
- une valeur de cohérence, indiquant la qualité de la mesure de vitesse de déplacement.

Les PS dont la cohérence est supérieure à 0.8 présentent des comportements linéaires dans le temps, et sur lesquels une estimation fiable de la vitesse peut être obtenue, avec une précision de ~1 mm/an. (% de points limitation)
Les PS dont la cohérence est comprise entre 0.5 et 0.8 donnent des estimations fiables (précision de l'ordre de ~1-3 mm/an), avec un certain taux de bruit sur les profils temporels (~5 mm d'erreur sur les mesures de déplacements).
Les PS présentant une cohérence entre 0.2 et 0.5 ont soit un comportement fortement non linéaire (qui ne peut donc être extrait correctement avec un modèle linéaire), ou bien ont des séries temporelles avec un bruit important, qui peut être dû à un problème d'aliasing (apparu lors d'un mauvais déroulement de phase).
Les PS de cohérence inférieure à 0.2 ne sont pas exploitables.

Pour cette technique, nous avons fait une sélection d'images sur différents critères qui ne seront pas détaillés dans le présent rapport. Au final nous avons sélectionné, 50 images en mode ascendant, qui ont permis de mettre en évidence pour une cohérence supérieure ou égale à 0,4 (cohérence calculée pour une vitesse de déformation constante = modèle linéaire de déformation) plus de 720 000 points stables rétrodiffusant sur la ville de Paris, et 152 images en mode descendant, qui ont permis de mettre en évidence plus de 650 000 points ayant une cohérence supérieure à 0,4. La densité de points stable est d'environ 100 par km².

Nous présentons les deux cartes de vitesse moyenne sur les PS, obtenues à partir des images acquises en orbite montante, et en orbite descendante (*Figure 163*).

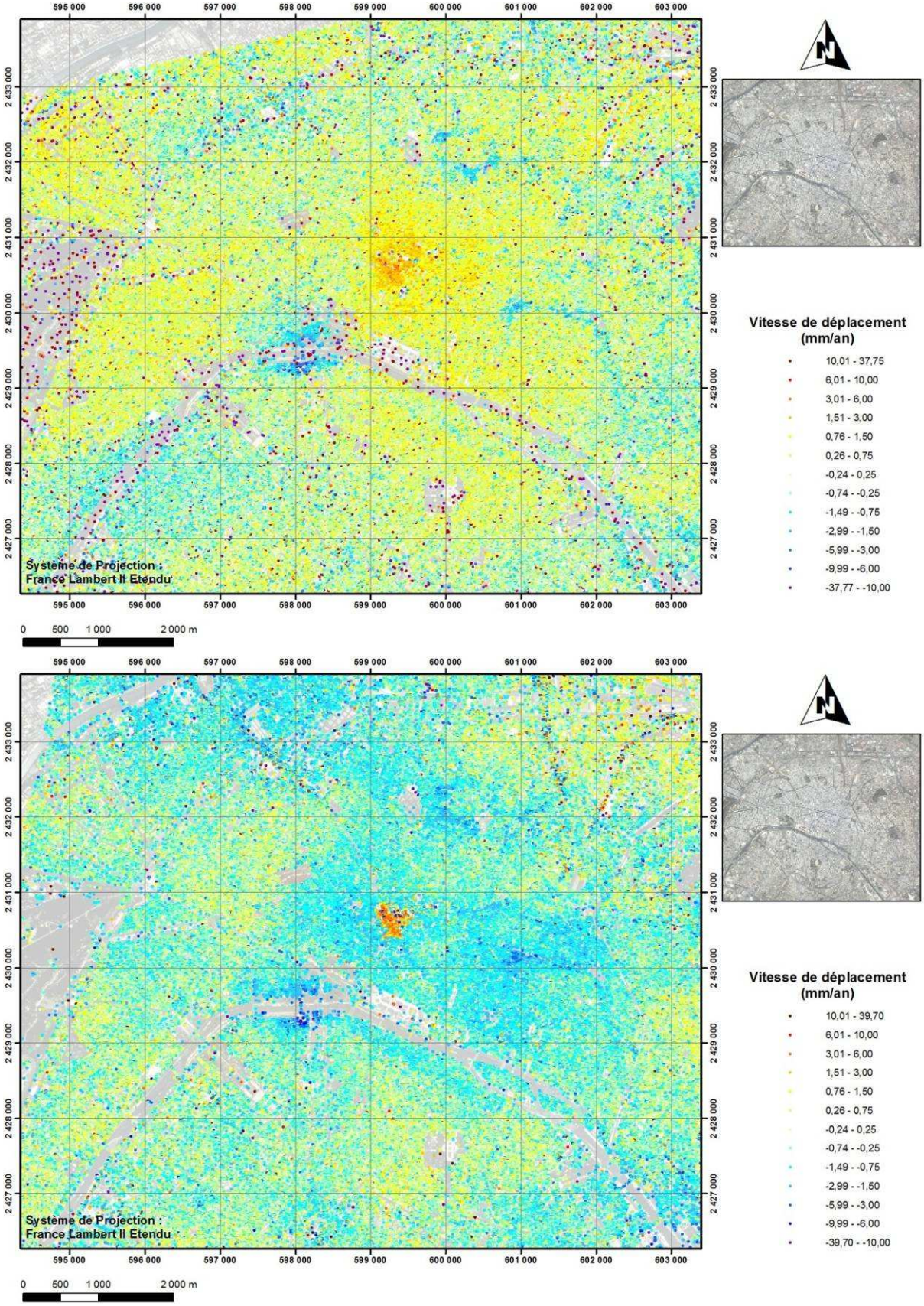


Figure 163 : Cartes des vitesses moyennes de déplacements des Points Stables ((a)orbites montantes, (b) orbites descendantes) sur la ville de Paris

7.2.3 Résultats obtenus sur les zones test

Dans cette partie, nous présentons à la fois les résultats obtenus en interférométrie DINSAR et en interférométrie PSI. Sur les deux zones test que sont Grand-Palais – Invalides et Quai Saint-Bernard

7.2.3.1 Invalides – Grand Palais

1) Résultats DINSAR

Les 45 interférogrammes sélectionnés font clairement apparaître des variations de phase sur la zone Invalides – Grand Palais.

Sur ces interférogrammes sélectionnés, l'on distingue un comportement prédominant, pour des dates allant de juin 1992 à octobre 2000.
En effet, la majorité des interférogrammes (30) présentent des déplacements s'éloignant du satellite sur des périodes de temps plus ou moins courtes.
Pendant cette même période 10 d'entre eux mettent en évidence une « stabilité » apparente de la zone, puisqu'aucun mouvement n'est détecté par le satellite.

- Périodes de « stabilité apparente ».

Concernant les interférogrammes présentant une stabilité apparente (*Figure 164* à *Figure 168*), les périodes de temps sont comprises entre 1 mois et 3 ans 9 mois.
Il est intéressant de noter que sur ces interférogrammes, qui affichent un déplacement sur d'autres zones de Paris (Montmartre, Saint-Lazare – Haussmann), aucune variation de phase suffisamment importante en magnitude ou en extension géographique n'est détectée sur la zone Invalides – Grand Palais.
Les périodes de stabilité apparente sont les suivantes :

- Mars 1993 – décembre 1996
- Juin 1995 – décembre 1996
- Juillet 1995 – janvier 1996
- Aout 1996 – mars 1997
- Janvier 1998 – mars 1999
- Novembre 1998 – mars 1999
- Février 1999 – mai 1999
- Mai 1999 – décembre 1999
- Décembre 1999 – janvier 2000

Pendant ces périodes, les variations de phase sont très faibles, voire nulles. Cela peut provenir d'un déplacement du sol très faible, voire nul entre les deux dates d'acquisitions des couples interférométriques. Mais cela peut également résulter d'un phénomène de compensation ; c'est-à-dire qu'entre les deux dates de prise de vue le sol peut avoir eu un déplacement se rapprochant du satellite suivi d'un mouvement s'éloignant du satellite, et inversement, avec un retour à la position initiale du sol. Il est donc très difficile de considérer ses périodes comme totalement stables.

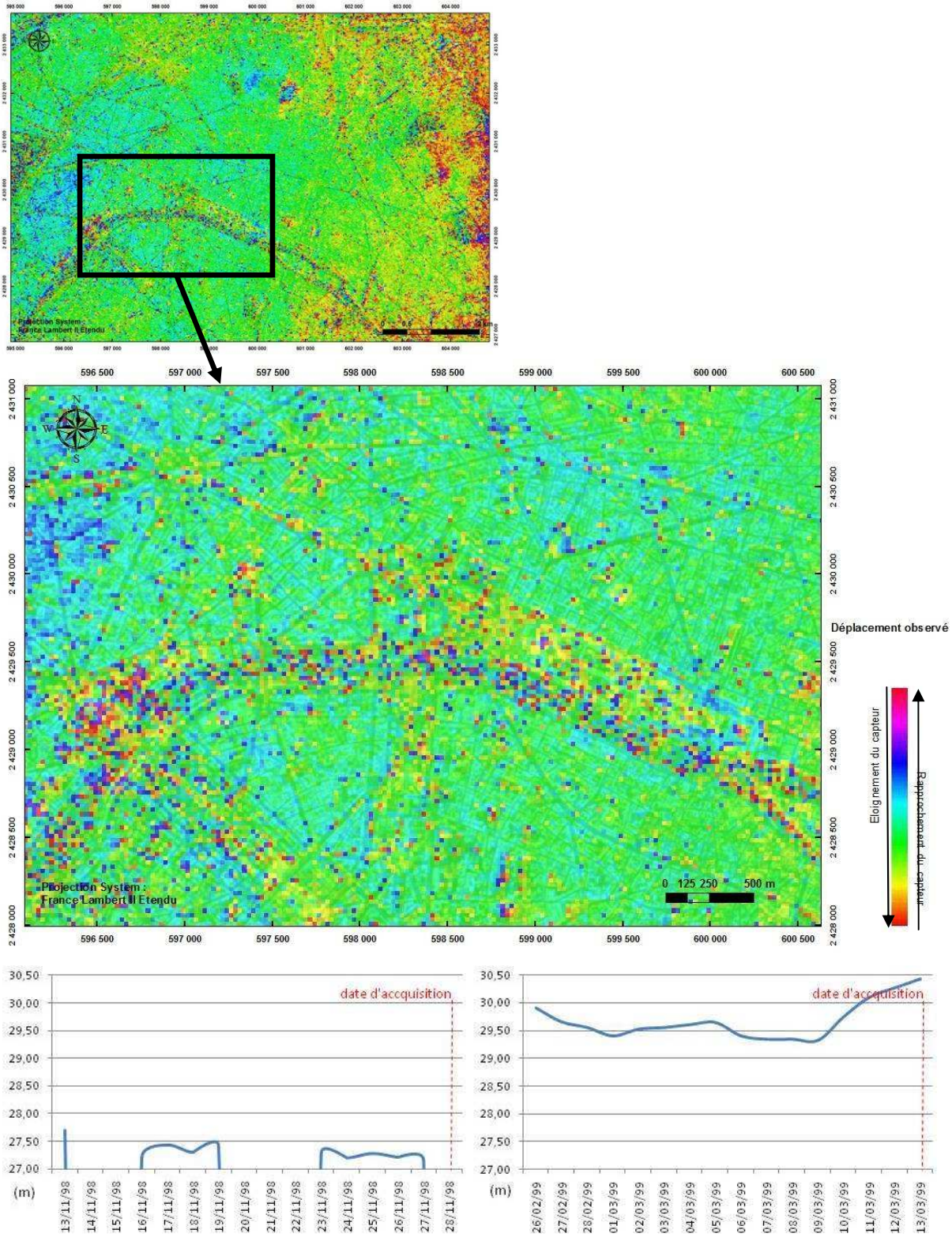


Figure 164 : Interférogramme différentiel 18857_20360 (28/11/1998 - 13/03/1999; Δt=3,5 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

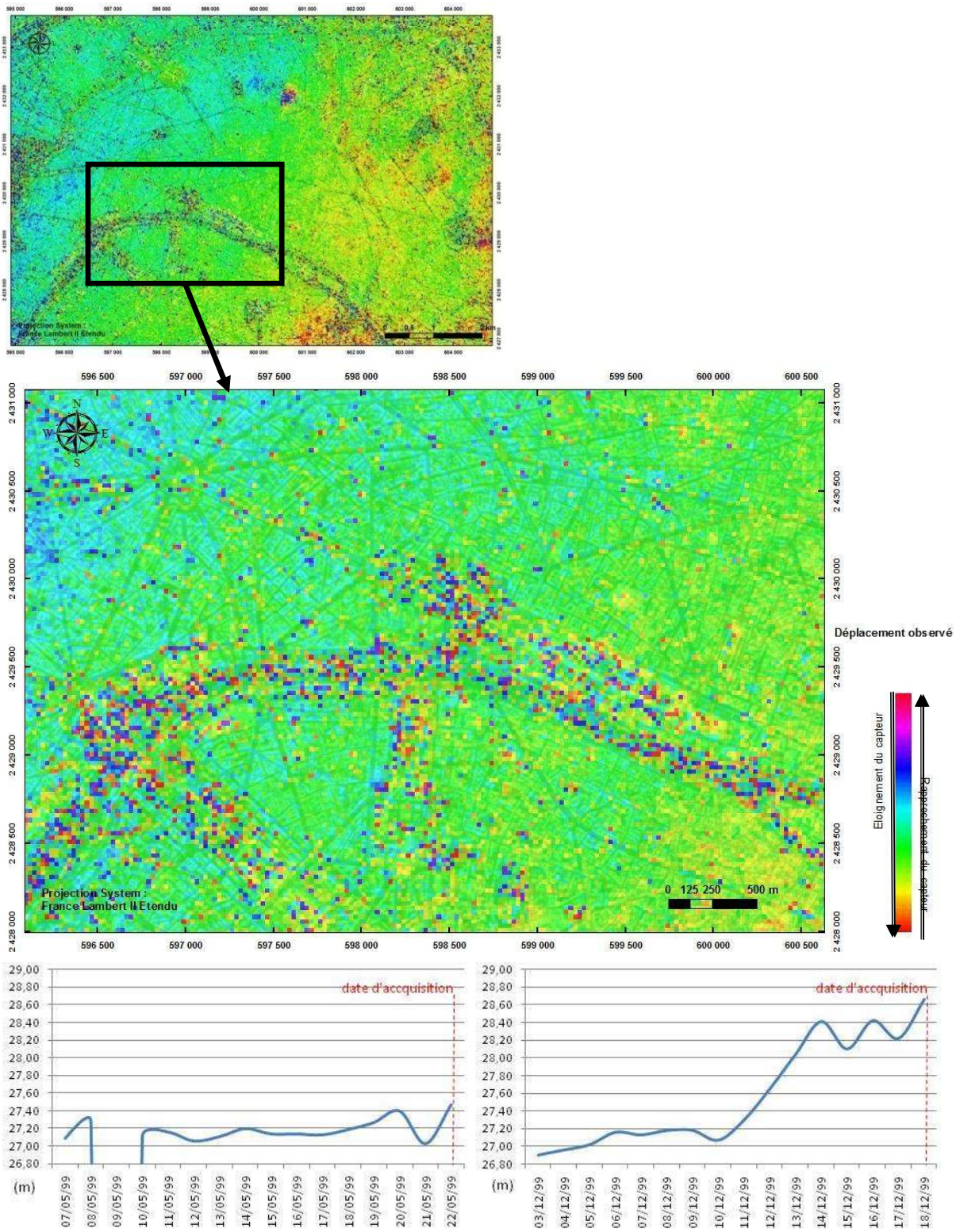


Figure 165 : Interférogramme différentiel 21362_24368 (22/05/1999 - 18/12/1999; Δt=7 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

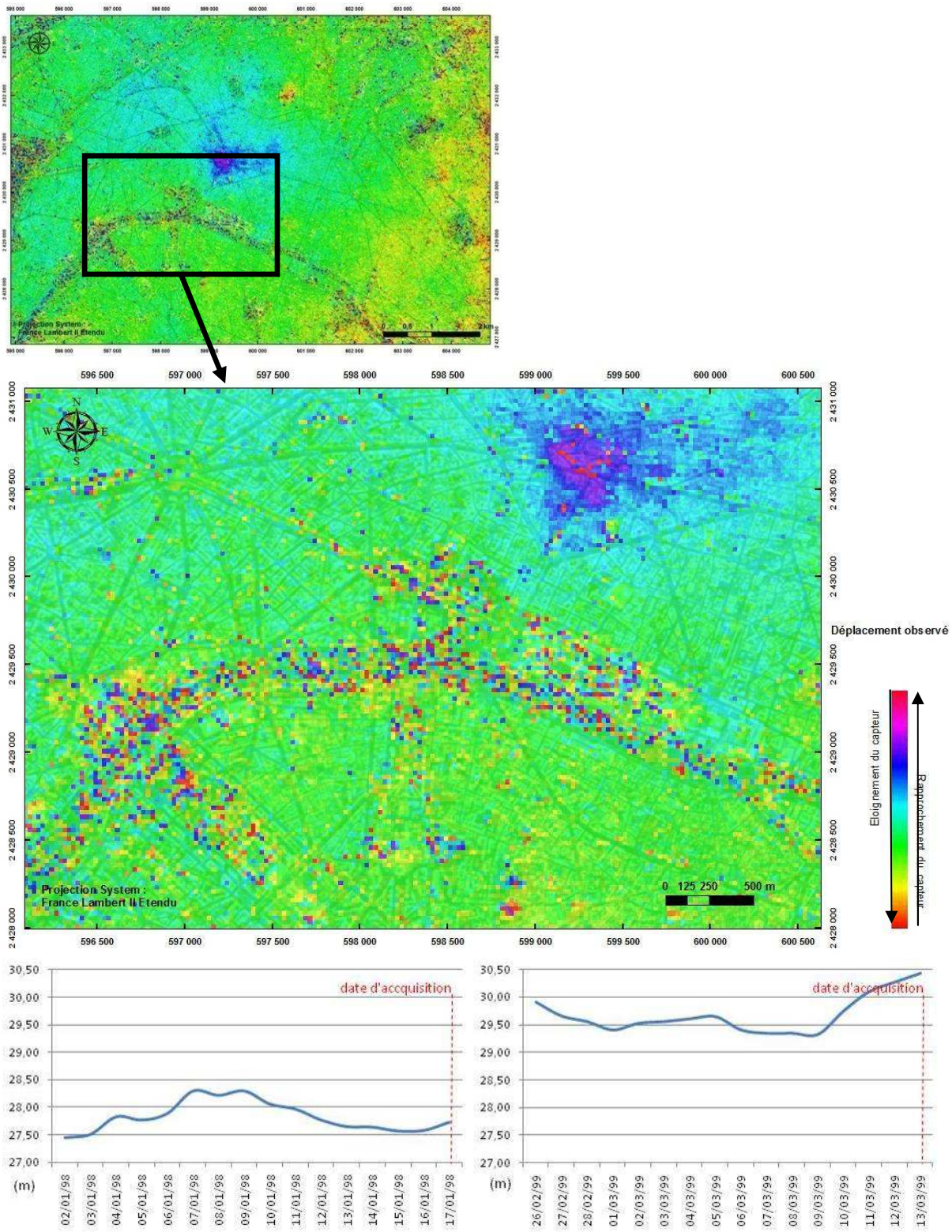


Figure 166 : Interférogramme différentiel 14348_20360 (17/01/1998 - 13/03/1999; Δt=14 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

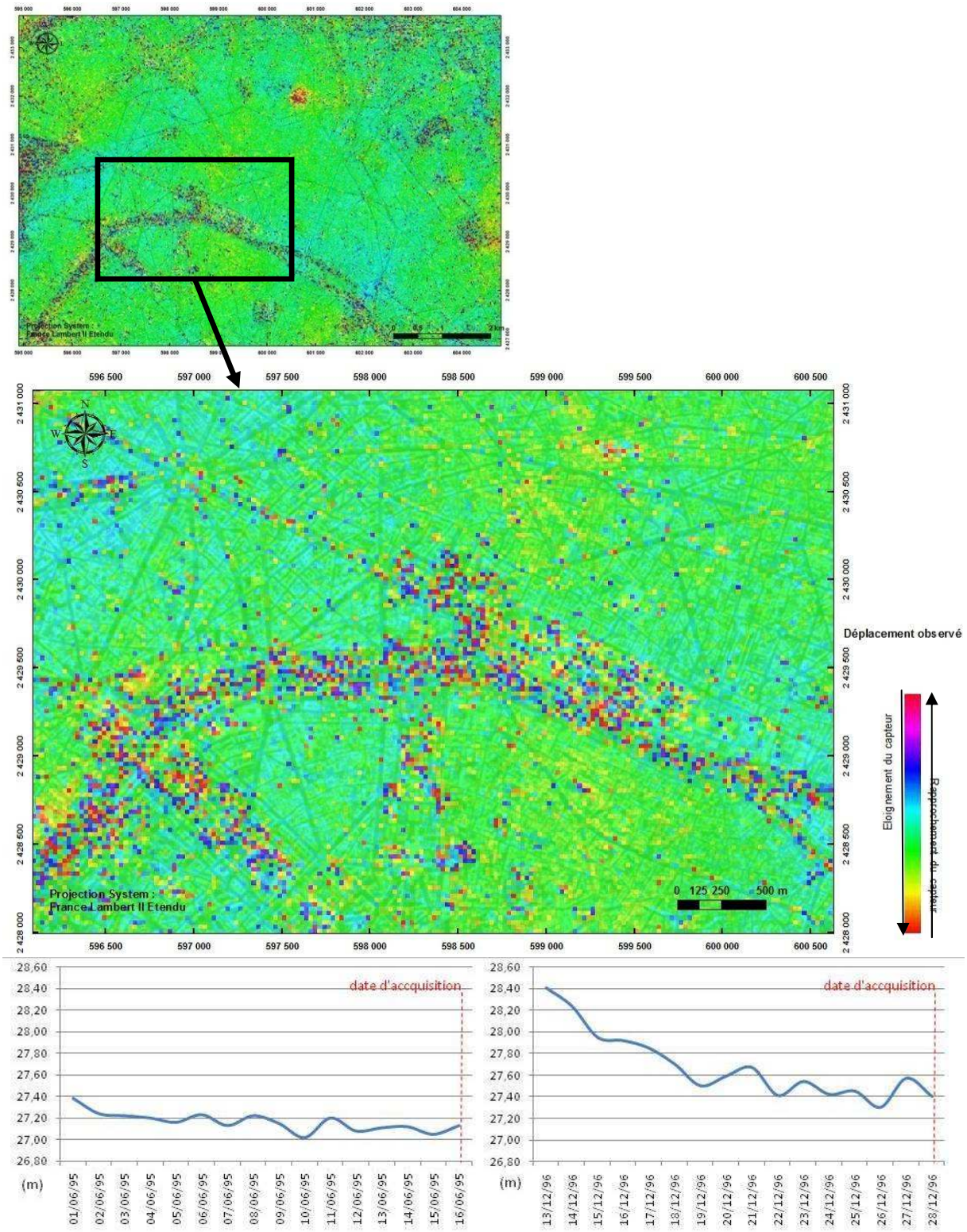


Figure 167 : Interférogramme différentiel 20494_8837 (16/06/1995 - 28/12/1996; Δt= 18,7 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

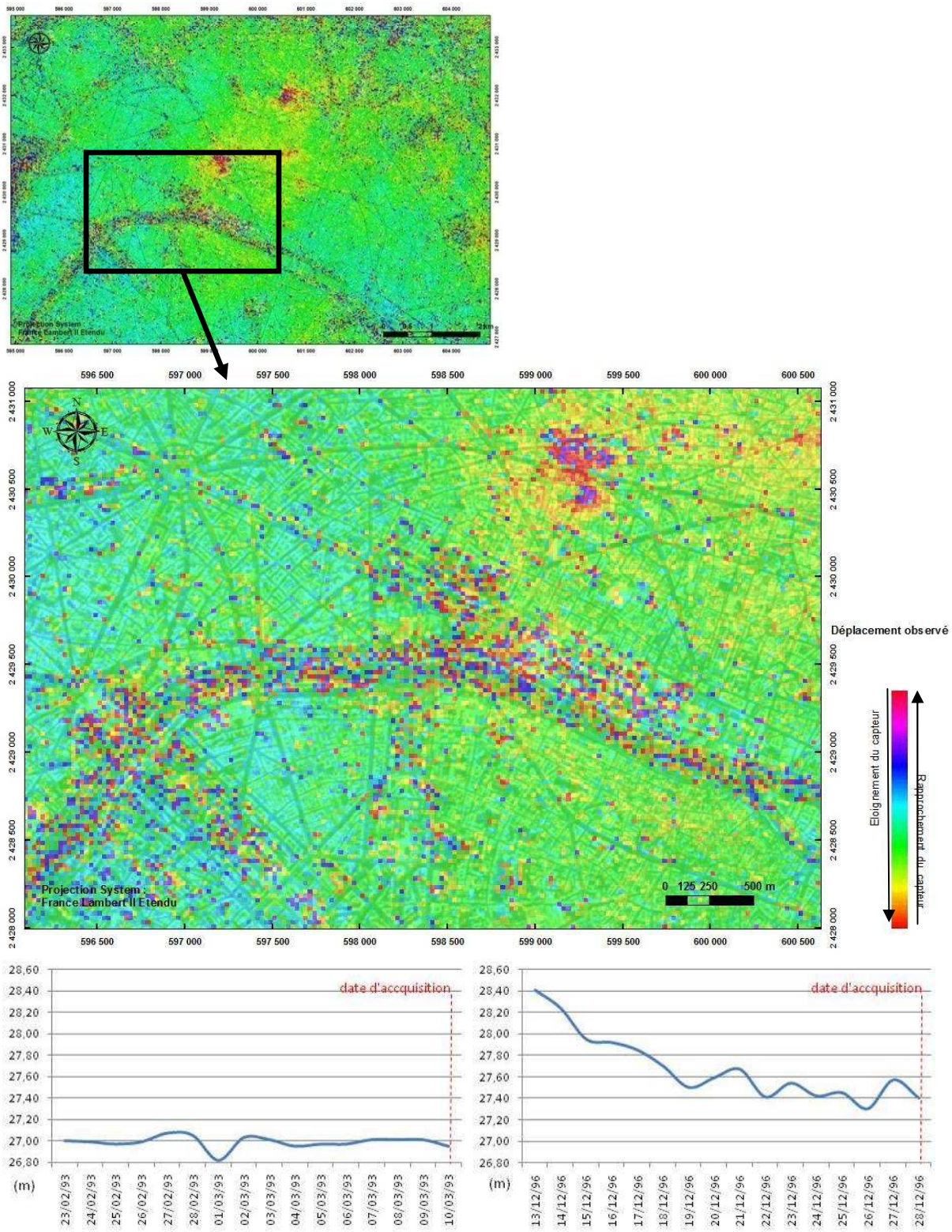


Figure 168 : Interférogramme différentiel 8627_8837 (10/03/1993 - 28/12/1996; Δt= 46,3 mois) et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

- Périodes d'affaissements

Sur les interférogrammes sélectionnés présentant des variations de phase indiquant un déplacement s'éloignant du satellite, l'on peut distinguer 2 zones situées de part et d'autre de la Seine. Nous remarquons que les rives gauche et droite de la Seine ont un comportement différent selon la période considérée.
Quant à l'étendue spatiale et l'amplitude des déplacements, elles varient en fonction de la période de temps considérée.

Déplacements Rive Gauche – Rive Droite :

Couples 20494_44542 (16/06/1995 – 21/01/2000 / Δt=4,6 ans) et 6833_24869 (10/08/96 – 22/01/2000 / Δt=3,5 ans) (*Figure 169* et *Figure 170*).
La zone en évolution est localisée de part et d'autre de la Seine. La forme générale de la zone de déformation est une ellipse d'axe E-O. Cette ellipse présente des variations de teintes : la déformation n'est donc pas constante sur l'ensemble du secteur, il existe un gradient de déformation. La zone de déformation maximale est située sur le Grand Palais (rive droite). Le déplacement observé pour les deux couples se fait en s'éloignant du satellite avec une amplitude maximale comprise entre 1,5 et 1,9 cm. Concernant l'étendue spatiale, on peut remarquer que le déplacement observé couvre une zone d'environ 900 m de large sur 1050 m de long.

Déplacement en Rive gauche :

Couples 8837_15350 (28/12/1996 – 28/03/1998 / Δt=1,2 ans) et 10841_15350 (17/05/1997 – 28/03/1998 / Δt=0,8 ans) (*Figure 171*).

La zone montrant une variation de phase est située uniquement en rive Gauche à l'ouest de l'esplanade des Invalides. Le déplacement observé couvre une zone de 200 à 250 m de large sur 350 à 450 m de long. Le déplacement observé pour les deux couples se fait en s'éloignant du satellite avec une amplitude maximale comprise entre 1 et 1,2 cm. Il est intéressant de noter que la zone de déformation maximale est plus étendue sur le couple 8837_15350.
Les deux couples ayant la même image esclave (15350), l'on peut faire une première remarque concernant l'évolution du déplacement, puisque sur le couple 10841_15350 certaines zones ont un déplacement peu marqué ou nul alors que sur le couple 8837_15350 ces mêmes zones les déplacements sont présent ou plus marqués. Le maximum de déplacement semble donc avoir eu lieu entre fin décembre 1996 et mi-mai 1997.

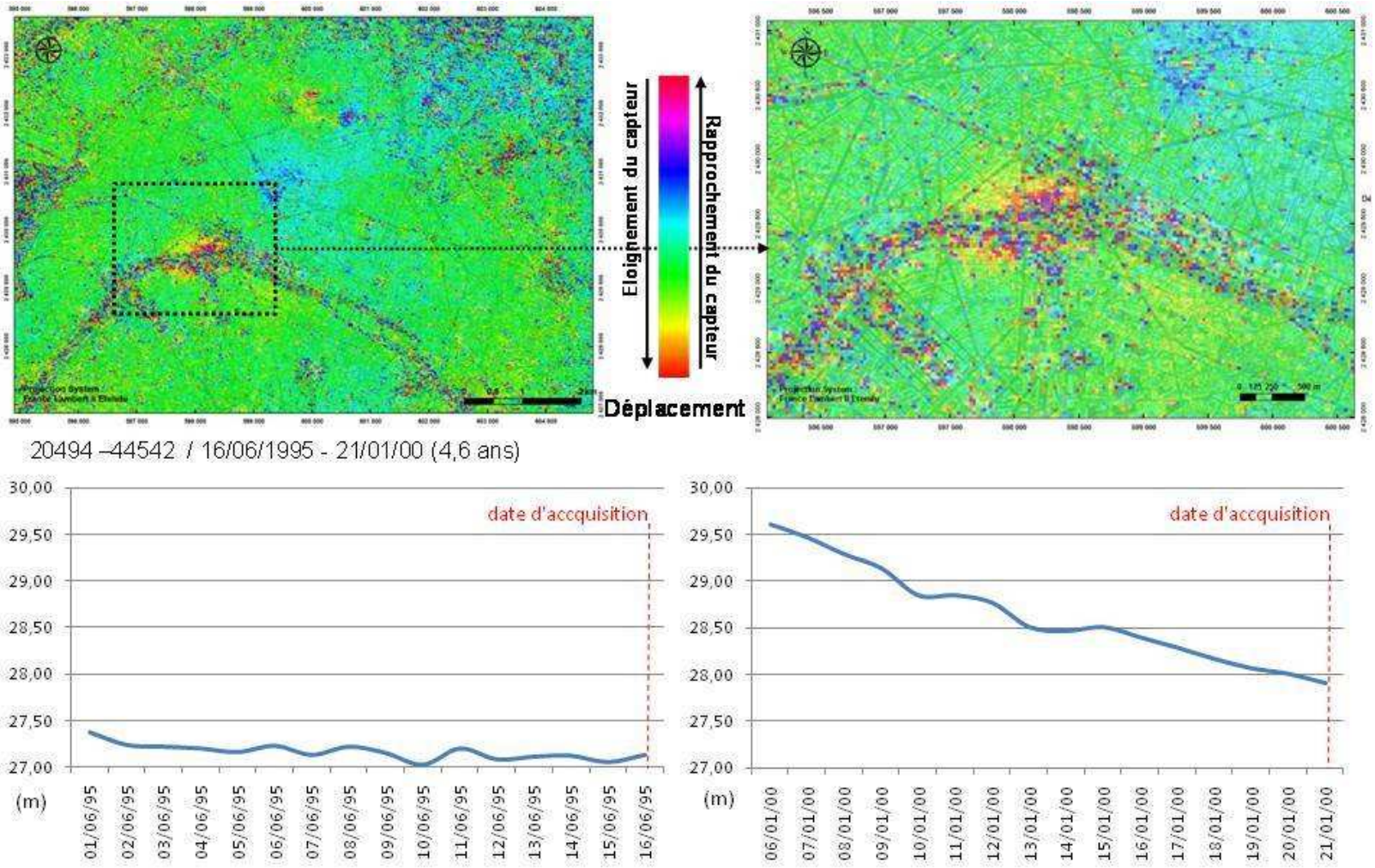


Figure 169 : Carte des déplacements pour les couples indépendants 20494_44542 (16/06/1995 - 21/01/2000), montrant des déplacements sur la zone Invalides – Grand Palais pour des périodes de temps relativement longues et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

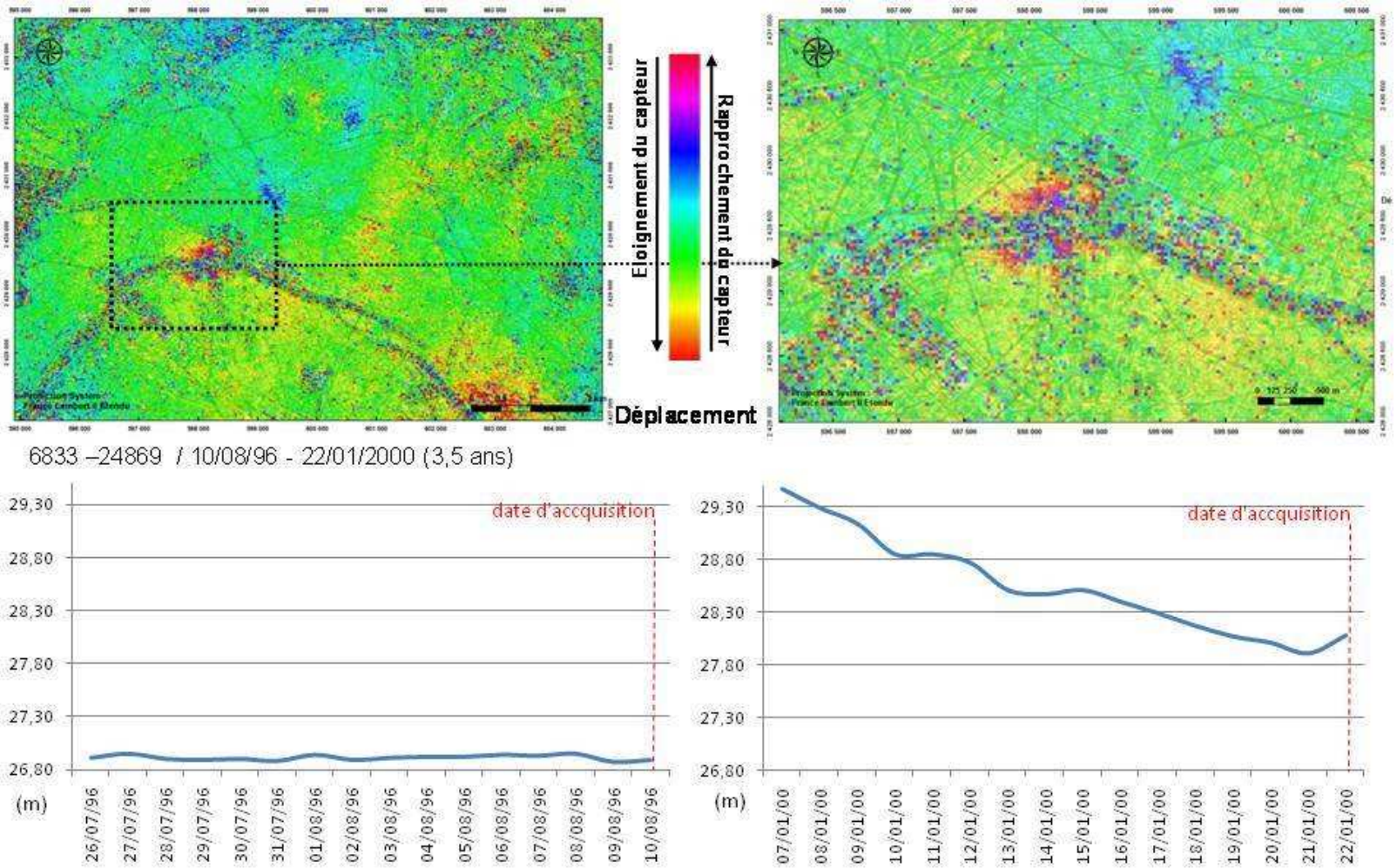


Figure 170 : Carte des déplacements pour les couples indépendants 6833_24869 (10/08/96 - 22/01/2000), montrant des déplacements sur la zone Invalides – Grand Palais pour des périodes de temps relativement longues et hauteurs de la Seine sur une période de 15 jours précédent les dates d'acquisitions des deux images.

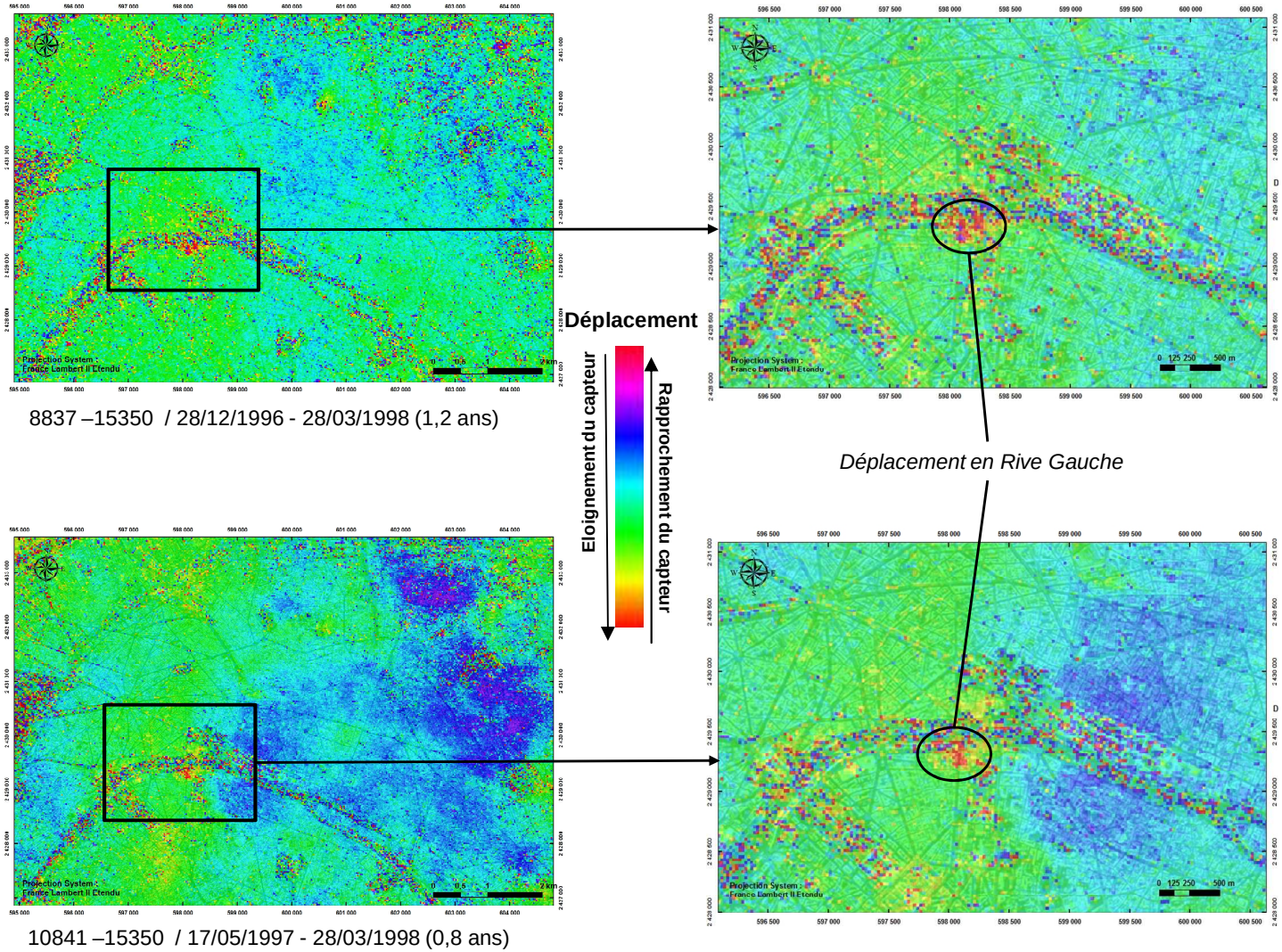


Figure 171 : Carte des déplacements pour les couples 8837 –15350 (28/12/1996 - 28/03/1998) et 10841 –15350 (17/05/1997 - 28/03/1998), montrant des déplacements uniquement en Rive Gauche, à l'ouest de l'esplanade des Invalides.

- Evolution temporelle

Comme indiqué précédemment, les déformations observées évoluent également selon les périodes de temps considérées (*Figure 172* et *Figure 173*). Ainsi, des variations de phase indiquant un déplacement vers le satellite sur certains intervalles de temps, n'affichent aucun déplacement sur d'autres intervalles.
Les couples 7334 – 8837 (14/09/1996 au 28/12/1996 / Δt = 3,5 mois), 7334 – 14348 (14/09/1996 au 17/01/1998 / Δt = 16,3 mois) et 7334 – 18857 (14/09/1996 au 28/11/1998 / Δt = 26,8 mois) ayant la même image maîtresse datant du 14/09/1996, permettent d'illustrer cette évolution de la déformation dans le temps. En effet, pour une période de 3,5 mois aucune déformation selon la ligne de visée du satellite n'est observable, alors que pour les périodes de 16,3 et 26,8 mois on observe un déplacement s'éloignant du satellite (atteignant au maximum 1,8cm au bout de 16,3 mois et 2,6cm pour 26,8 mois, en Rive Gauche / atteignant au maximum 1,5cm au bout de 16,3mois et 2cm pour 26,8 mois, en Rive Droite).
Il faut noter que la période de temps représentée par le couple 7334 – 8837 est incluse dans les périodes de temps des deux autres couples (même image maîtresse), cela indique donc que le déplacement débute le 28/12/1996 puisque sur le couple 7334 – 8837 aucun déplacement n'est observable. Si l'on considère les déplacements cumulés sur la période du 14/09/1996 et le 28/11/1998 on obtient une amplitude maximale de déplacement de l'ordre de 3,1 cm le long de la ligne de visée du satellite.

Les couples 6833 – 9839 (10/08/1996 au 08/03/1997 / Δt = 7 mois), 6833 – 15350 (10/08/1996 au 28/03/1998 / Δt = 20 mois), 6833 – 21362 (10/08/1996 au 22/05/1999 / Δt = 34 mois) et 6833 – 24869 (10/08/1996 au 22/01/2000 / Δt = 42 mois) Pour la période du 10/08/1996 au 08/03/1997 aucune déformation selon la ligne de visée du satellite n'est observable, alors que pour les périodes suivantes des déplacement s'éloignant du satellite apparaissent de manière croissante avec une atténuation sur la dernière carte de déplacements (atteignant au maximum 3,1cm au bout de 20 mois et 4,5cm pour 34 mois, en Rive Gauche / atteignant au maximum 2,5cm au bout de 20 mois et 3,8cm pour 34 mois, en Rive Droite).
L'analyse de ces quatre couples permet de dire que : du 10/08/1996 au 08/03/1997 la zone présente une stabilité, du 08/03/1997 au 28/03/1998 la zone s'éloigne du satellite (maximum d'amplitude d'environ 2cm), du 28/03/1998 au 22/05/1999 la zone continue à s'éloigner du satellite et du 22/05/1999 au 22/01/2000 la zone est stable.

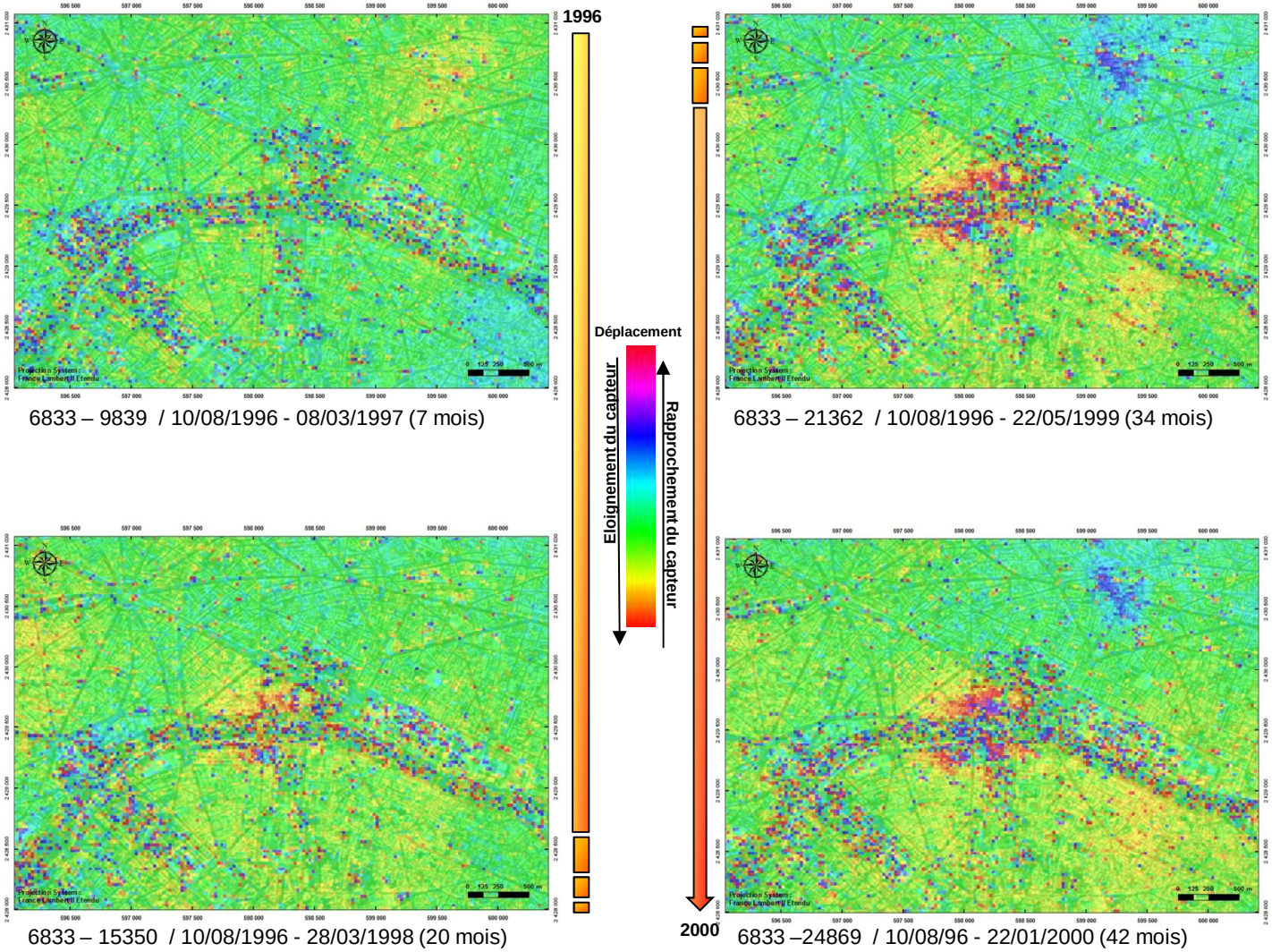


Figure 172 : Evolution temporelle des déformations suivant la ligne de visée. Carte des déplacements.

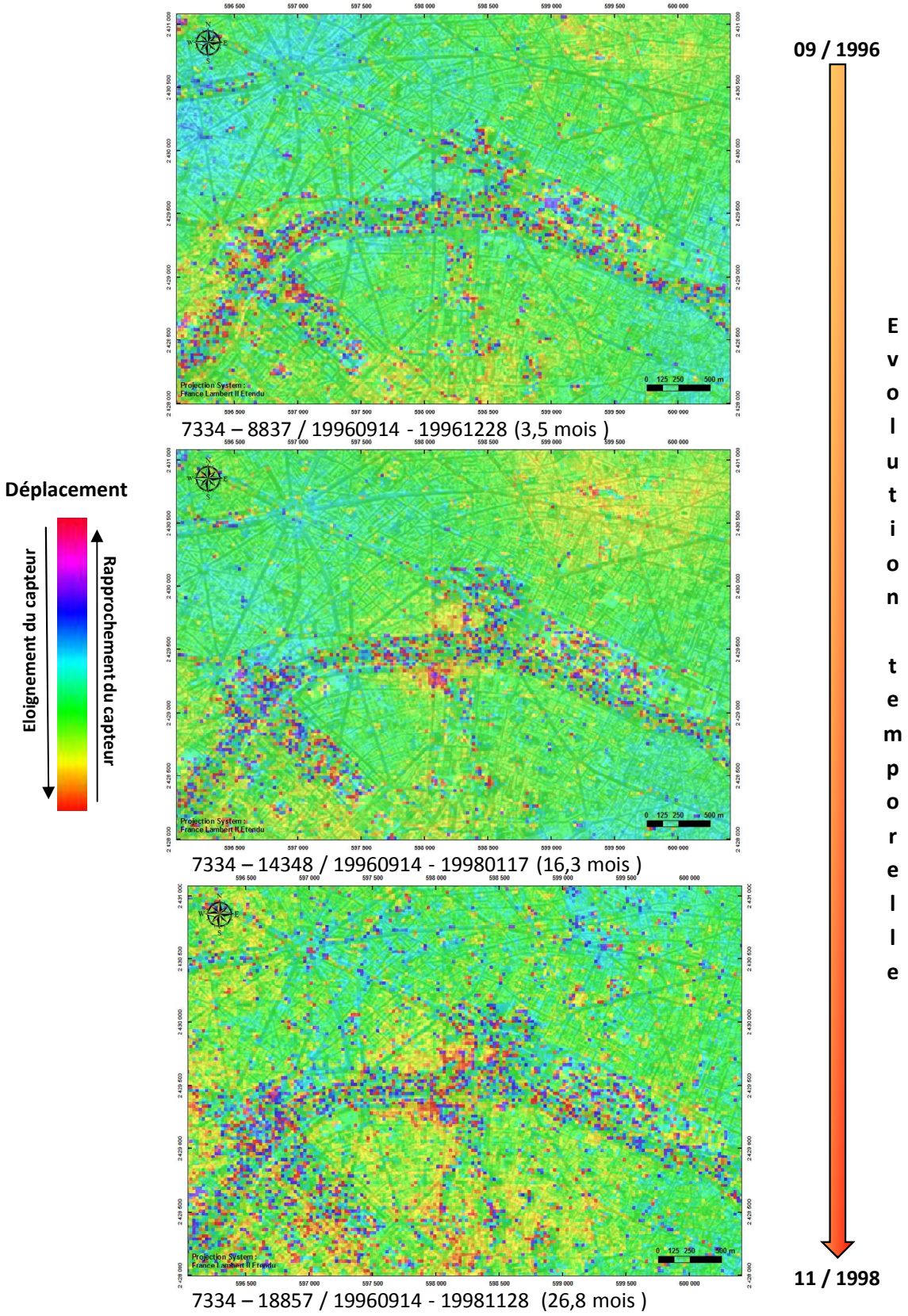
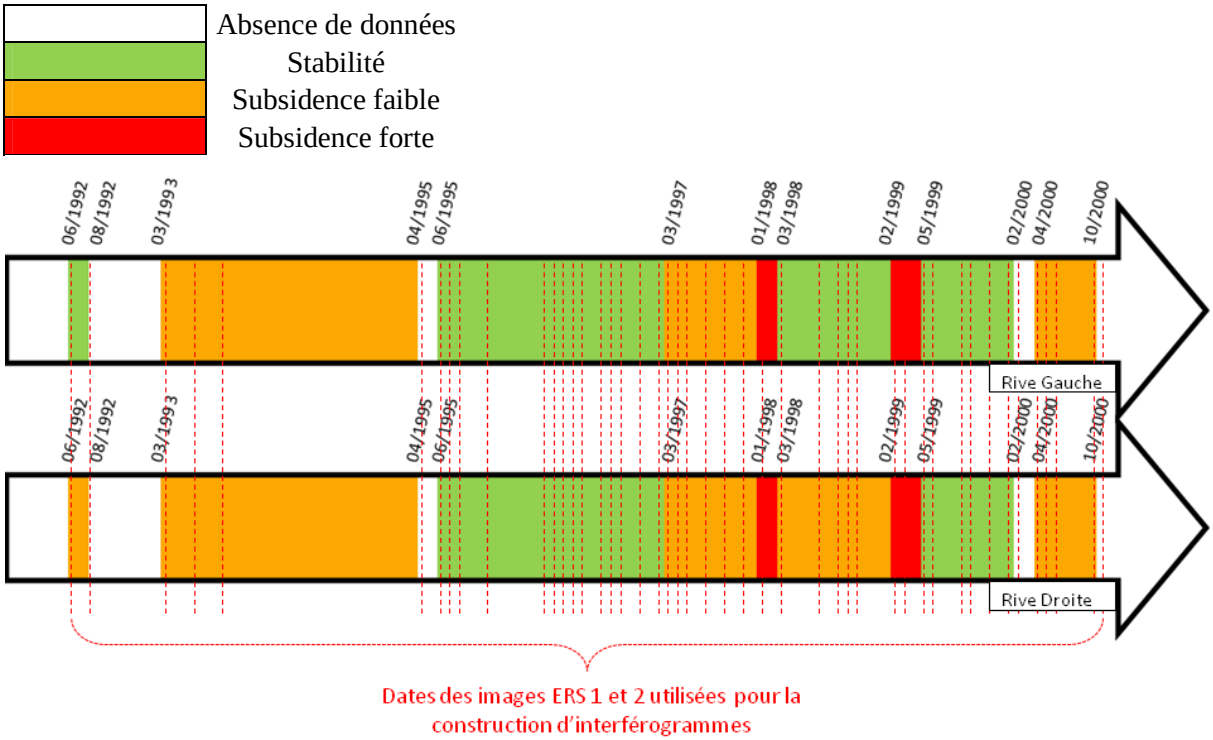


Figure 173 : Evolution temporelle des déformations suivant la ligne de visée. Carte des déplacements.

Grâce à cette méthodologie (comparaison de toutes les cartes de déplacement entre elles), nous avons effectué une chronologie du déplacement. Cette chronologie a été effectué à la fois sur la rive Gauche et la rive Droite.



Remarques : 1) Toutes les images ne peuvent être combinées deux à deux afin de construire des interférogrammes exploitables pour des raisons techniques. 2) Il existe plusieurs périodes pour lesquelles peu d'images existent, c'est les cas de l'année 1994, période pour laquelle les satellites ne fonctionnaient pas sur la zone d'étude.

Relation entre niveau de la Seine et mesures interférométriques DINSAR :

Deux approches ont été effectuées. Une première méthode consiste à repérer une crue importante et à rechercher un ou plusieurs interférogrammes « englobant cette crue ». Une deuxième approche consiste à sélectionner des interférogrammes présentant ou non des déplacements et de vérifier si une relation existe avec les variations de hauteur d'eau.

- Impact d'une crue sur les déplacements observés

Afin de mettre en évidence un déplacement consécutif à une montée de la Seine, il est nécessaire d'utiliser une première acquisition radar en début d'évènement et une deuxième acquisition en fin.
La crue qui a été prise en compte est celle de fin décembre 1999 – début janvier 2000, puisque celle-ci peut être « encadrée » par deux acquisitions radar (image 24368 du 18/12/1999 et 24869 du 22/01/2000).
La carte de déplacement tirée du couple 24368_24869 (Δt = 35 jours) (*Figure 174*) ne présente aucune variation significative de phase sur la zone Invalides – Grand Palais.
Malheureusement cette observation était prévisible car le pas de temps entre les deux prises de vues radar est relativement important. En effet, il est fort probable que la nappe ait eu le temps nécessaire pour retrouver son niveau bas puisque le pic de crue se situe aux alentours du 31/12/1999. D'autre part, il est également possible de supposer que les mouvements induits par la nappe en surface aient été de très faible amplitude et par conséquent non détectables par l'interférométrie radar. Il est intéressant de noter, que sur ce même interférogramme, des déplacements sont observés sur la zone de la Butte Montmartre.

- Corrélation entre déplacements observés et niveau de la Seine

Pour chaque interférogramme sélectionné sur la zone d'étude, les variations de la hauteur de la Seine sur une période de 15 jours précédent les deux dates d'acquisition (dates des deux images utilisées pour le calcul de chaque interférogramme) sont analysés afin d'observer une éventuelle influence de ces variations de hauteurs d'eau.

Trois cas sont observés :

- Déplacement observés en interférométrie DINSAR et augmentation du niveau d'eau entre la première date d'acquisition et la deuxième (*Figure 159*, *Figure 160*, *Figure 161*, *Figure 162*, *Figure 169* et *Figure 170*). Ces augmentations de hauteurs d'eau sont comprises entre 30 cm (*Figure 159*) et 1,5 m (*Figure 169* et *Figure 170*). Les interférogrammes associés présentent des déplacements non négligeables, correspondrant à un éloignement du satellite donc à une subsidence alors qu'avec l'augmentation de hauteur d'eau l'on s'attendrait plutôt à une remontée des terrains.
- Déplacement observés en interférométrie DINSAR et diminution du niveau d'eau entre la première date d'acquisition et la deuxième (*Figure 161*). La différence de hauteur d'eau est de l'ordre de 50 cm. L'interférogramme présente un déplacement en subsidence ce qui peut coïncider avec une diminution de la hauteur de la Seine.
- Aucun déplacement observé en interférométrie DINSAR et augmentation du niveau d'eau entre la première date d'acquisition et la deuxième (*Figure 164*, *Figure 165*, *Figure 166*, *Figure 167* et *Figure 168*). Ces augmentations de hauteurs d'eau sont comprises entre 50 cm (*Figure 167*) et 2 m (*Figure 164*). Malgré des différences importantes de niveau de la Seine sur les 15 jours précédents les dates d'acquisition des images aucun déplacement n'est observé sur les interférogrammes.

Cette méthode est appliquée au diagramme chronologique des déplacements en Rive Droite et en Rive Gauche.

Pour les deux périodes en subsidence marquée (janvier 98 à mars 98 et février 99 à mai 99) l'on observe bien des variations importantes des hauteurs d'eau (*Figure 174*) Il reste cependant difficile de mettre en relation étroite les périodes de déplacement observées en DINSAR et les hauteurs d'eau de la Seine. En effet, pour les périodes de crues importantes (février/ mars 1994 – mars/mai 1995 – fin décembre 1999), les déplacements mis en évidences sur la chronologie sont faibles ou inexistants (cela peut s'expliquer par le manque d'images sur ces périodes).

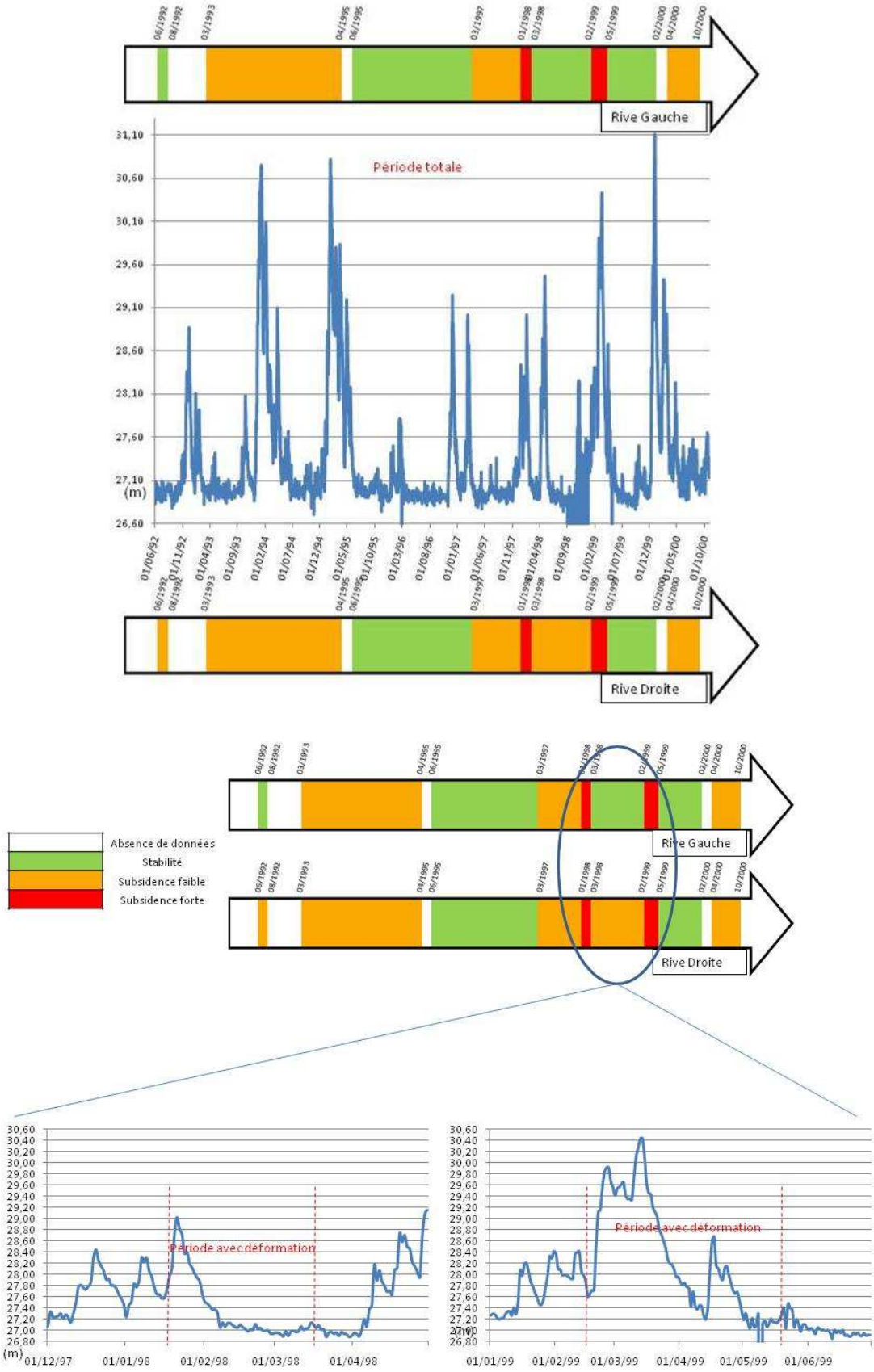


Figure 174 : Corrélation entre périodes de déplacements mesurées à partir de la méthode DINSAR et les hauteurs de la Seine.

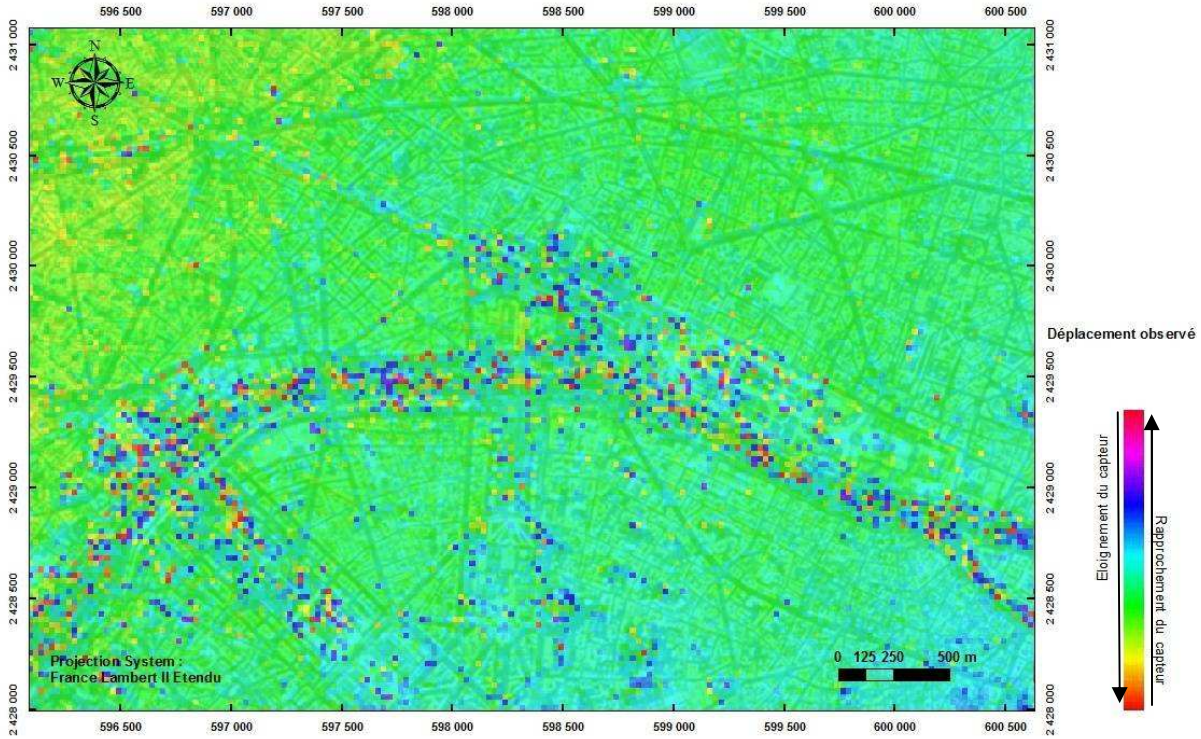


Figure 175 : Interférogramme différentiel 24368_24368 (18/12/1999 - 22/01/2000; Δt=21 jours), ne présentant aucune variation de phase significative sur la zone Invalides – Grand Palais

L'interférométrie différentielle (DINSAR) permet de mettre en évidence des déplacements non négligeables sur la zone Invalides – Grand Palais à différents dates. Ces mouvements sont tous des déplacements s'éloignant du satellite, donc en subsidence puisque l'on se trouve dans une zone exempte de relief. L'extension géographique de ces zones en mouvement et l'amplitude de ces déplacements varient suivant la période de temps considérée. En effet, nous avons pu montrer que les rives Gauche et Droite avaient un comportement différent. Les périodes de janvier 1998 à mars 1998 et février 1999 à mai 1999 présentent une subsidence marquée en rive Gauche et rive Droite. Les périodes de mars 1993 à avril 1995, mars 1997 à janvier 1998 et avril 2000 à octobre 2000 présentent une subsidence moins marquée que les périodes précédentes en rive Gauche et Droite. Avec deux périodes en plus, rive Droite, présentant une subsidence, de juin 1992 à aout 1992 et mars 1998 à février 1999.
Cette analyse détaillée des interférogrammes n'a pas permis de mettre en évidence une relation entre les déplacements observés par interférométrie DINSAR et les crues.
Ceci est dû tout d'abord, aux limitations de l'interférométrie DINSAR, énumérées précédemment, puis à une répétitivité d'acquisition (35 jours) trop faible pour la problématique posée. Nous pouvons également ajouter le fait que la déformation n'est pas régulière dans le temps donc augmentant considérablement la complexité d'interprétation.

2) Résultats PSI

La méthode PSI nous permet d'obtenir plusieurs types de résultats. Les premiers résultats sont les cartes des vitesses moyennes de déplacement sur les PS. Que ce soit en mode ascendant ou descendant (*Figure 176*), ces premiers résultats montrent qu'il y a des déplacements significatifs sur ce secteur. En effet, les résultats obtenus avec les deux modes d'acquisition présentent un affaissement du sol pour les périodes de temps allant d'avril 1992 à janvier 2001. Les vitesses moyennes de déplacement les plus importantes sont situées dans une zone comprise de part et d'autre de la Seine, délimitée par les ellipses rouges sur la figure suivante. Plus on s'éloigne de cette zone et plus les vitesses de déplacement semblent diminuer.

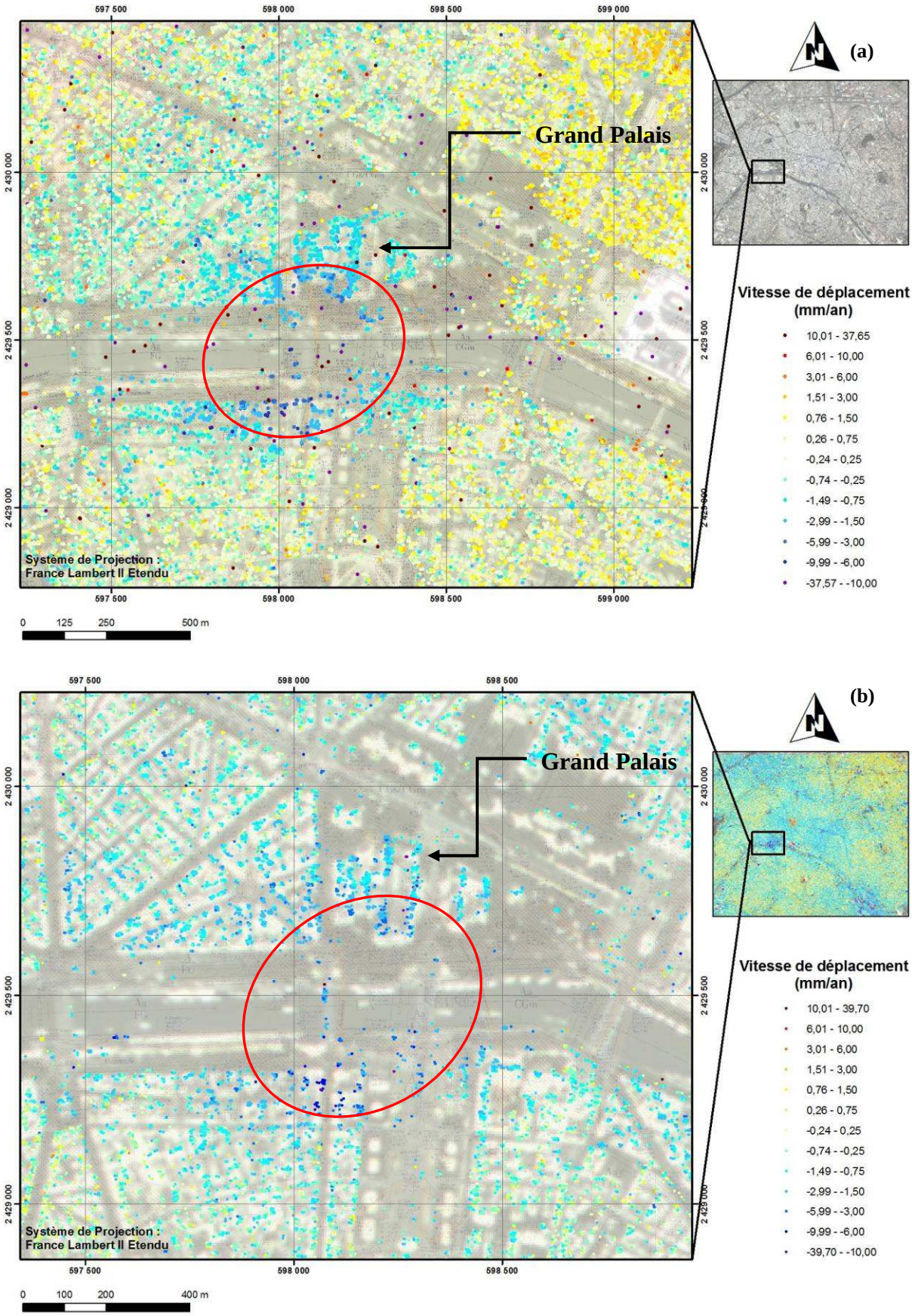


Figure 176 : Cartes des vitesses moyennes de déplacements des Points Stables ((a)orbites montantes, (b) orbites descendantes) sur la zone Grand Palais – Invalides

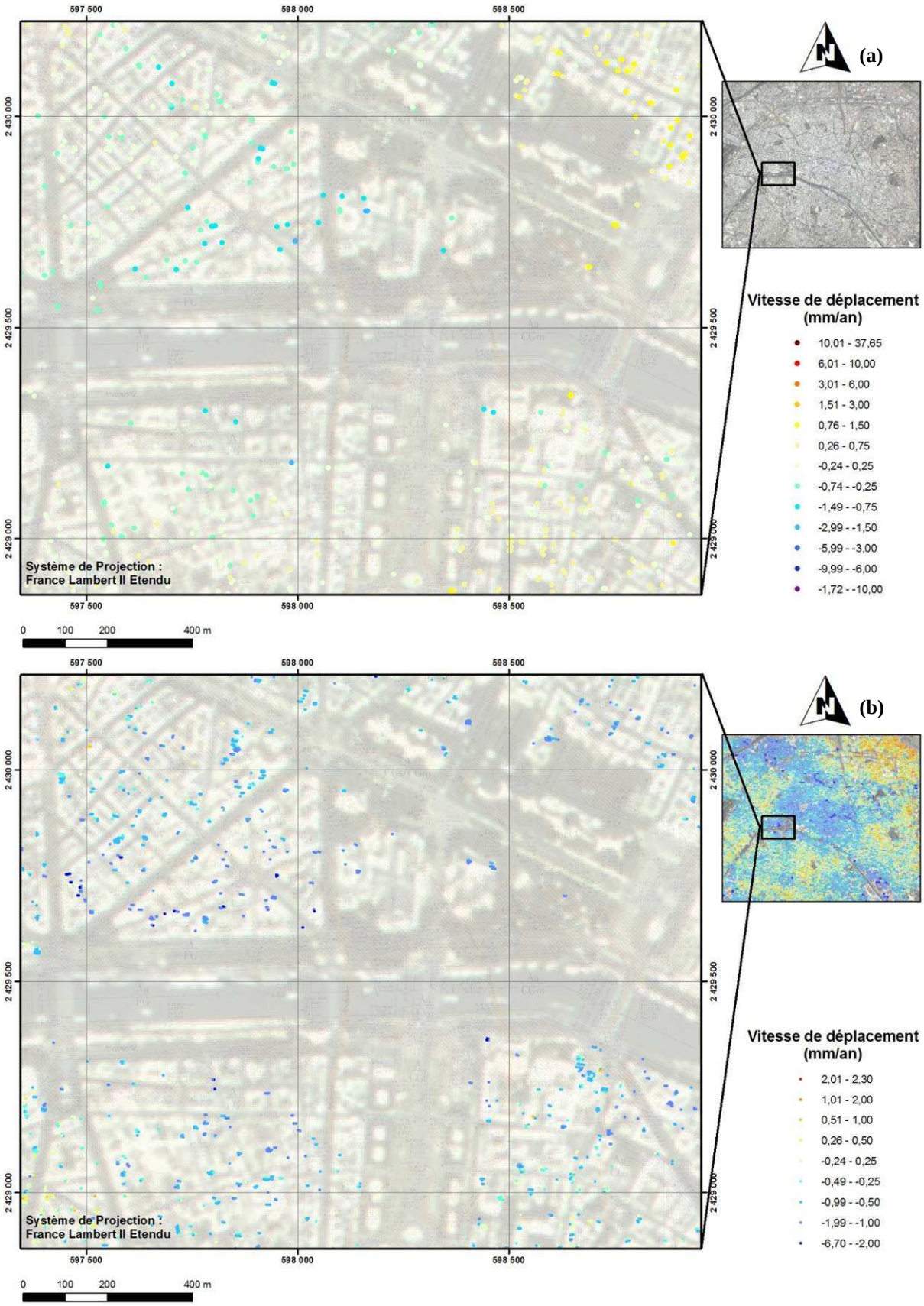


Figure 177 : Cartes des vitesses moyenne de déplacements des Points Stables pour une cohérence supérieure ou égale à 0,8 ((a)orbites montantes, (b) orbites descendantes)

La *Figure 176* présente les points stables ayant une cohérence supérieure ou égale à 0,8, ce qui correspond donc à des points présentant des déplacements linéaires dans le temps. Il est important de noter que pour une cohérence ≥ 0,4 en mode ascendant, 27049 points stables peuvent être identifiés alors que lorsque la cohérence est augmentée à 0,8 il ne reste plus que 1288 points. Ce premier résultat nous indique que la plupart des points ont un comportement non linéaire dans le temps et donc que leur vitesse de déplacement n'est pas constante.

L'analyse des cartes des vitesses moyennes de déplacement permet donc de mettre en évidence des déformations de la surface topographique qui semblent être liées à la présence de la Seine, puisque plus l'éloignement de la Seine est important et plus les vitesses semblent décroître.

La technique PSI permet également d'obtenir les courbes d'évolution temporelle des déplacements sur les PS. Grâce à ce type de résultat, nous avons observé le comportement de Points Stables de part et d'autre de la Seine pour la période décembre 1999 – janvier 2000, afin de mettre en évidence une éventuelle corrélation entre les crues (variations des hauteurs de la Seine) et les déplacements observés en surface. Ce que nous laisse penser l'interprétation des cartes des vitesses moyennes.

Dans un premier temps nous avons analysé les PS situés sur le Grand Palais :
Une première analyse des profils des PS situés sur le Grand Palais permet de mettre en évidence un affaissement généralisé et continu de l'édifice pour la période 1992 – 2001, avec des vitesses moyennes de déplacement légèrement plus importantes sur sa partie sud.
Les PS sélectionnés (*Figure 177*) n'ayant pas tous le même comportement, nous les avons regroupés suivant leur évolution dans le temps (coefficient de corrélation ≥ 0,8). Nous avons pu ainsi créer 4 familles en orbite montante et 4 familles en orbite descendante (annexe 1).

Pour la période considérée les profils de déplacements associés semblent montrer une légère stabilité voire une légère subsidence, à la fois en orbite montante et descendante.
En ce qui concerne la corrélation entre le niveau d'eau et les déplacements des PS, elle n'est pas évidente car plusieurs configurations sont observées :

- Un léger pic de déplacement quelques temps après le pic de crue (1 mois cf. famille 1 et 4, orbites descendantes) => Pic de déplacement pouvant être mis en relation avec le pic de crue même si la réponse ne semble pas liée à la hauteur de crue (cf famille 2, orbites descendantes, pour laquelle la réponse est plus importante pour une crue moins importante)
- Un léger pic de déplacement longtemps après le pic de crue (3 à 4 mois cf. famille 1, orbite montantes) => Ce pic de déplacement n'est vraisemblablement pas dû au pic de crue car trop éloigné dans le temps
- Pas de déplacement significatif après le pic de crue (majorité des cas)

Les profils des PS situés sur le Grand Palais ne permettent pas de mettre en évidence significativement une corrélation entre les variations de la Seine et les déplacements observés par interférométrie, pour la période donnée.

<u>Remarque :</u>
Les données acquises en orbite montante ne sont pas a priori pertinentes dans le cas d'une mise en évidence d'une corrélation entre le niveau d'eau et le déplacement des PS pour la crue étudiée car le laps de temps entourant les deux acquisitions pour la date de la crue de décembre 1999 est beaucoup trop important. En effet les données satellites disponibles entourant la date du 31 décembre 1999 sont le 25/11/1999 et le 04/02/2000, ce qui correspond à un intervalle de temps d'environ 3 mois, alors que la réponse attendu se fait au maximum dans le mois qui suit le pic de crue.
En revanche, en orbite descendante, ce laps de temps est déjà plus court avec deux acquisitions les 18/12/1999 et 21/01/2000 et donc mieux adapté, même si cela n'est pas encore l'idéal.

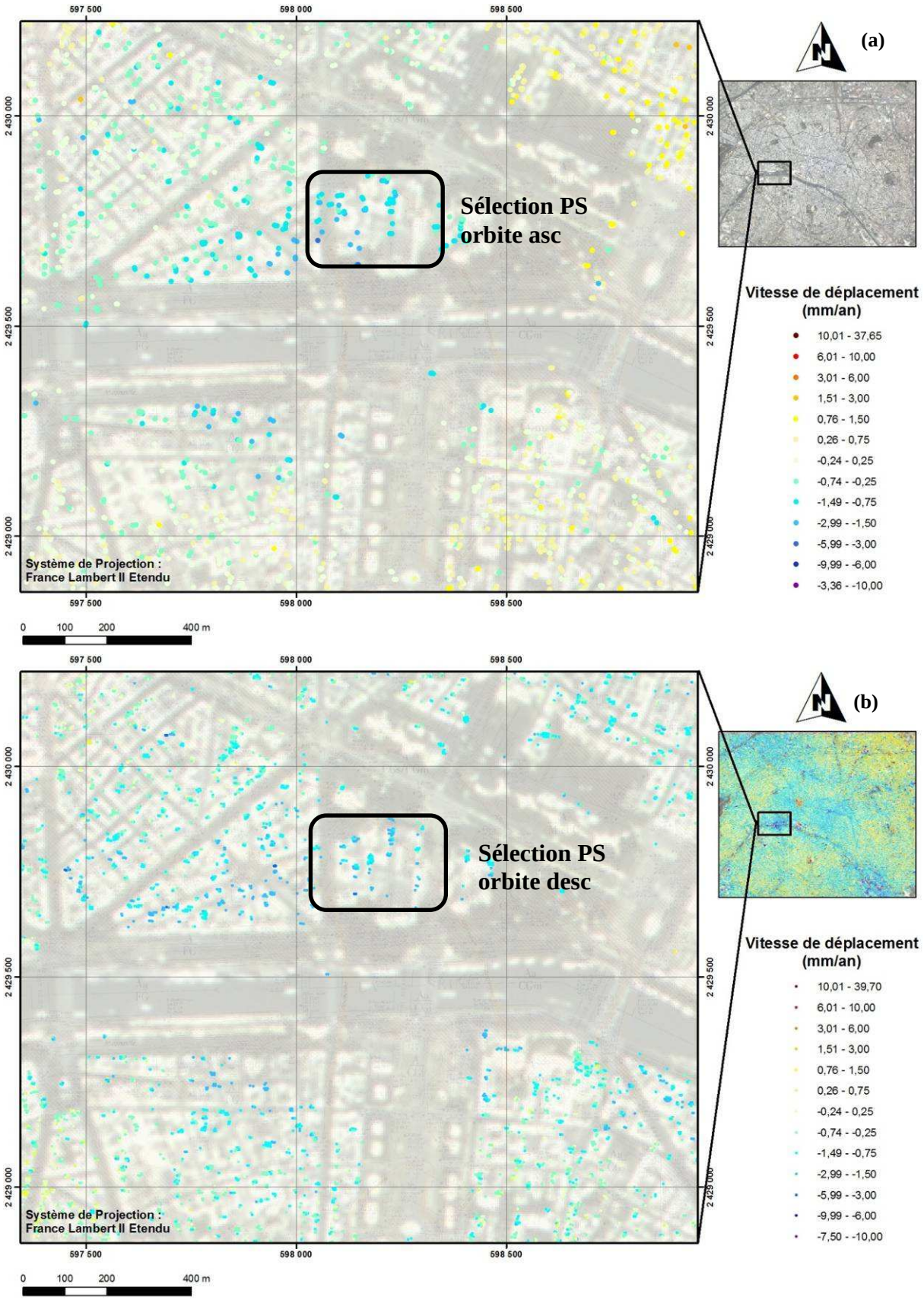


Figure 178 : Sélection de PS pour le suivi temporel des déplacements pour la période correspondant à la crue de décembre 1999 – janvier 2000 sur le Grand Palais, avec une cohérence ≥ 0,7 ((a)orbites montantes, (b) orbites descendantes)

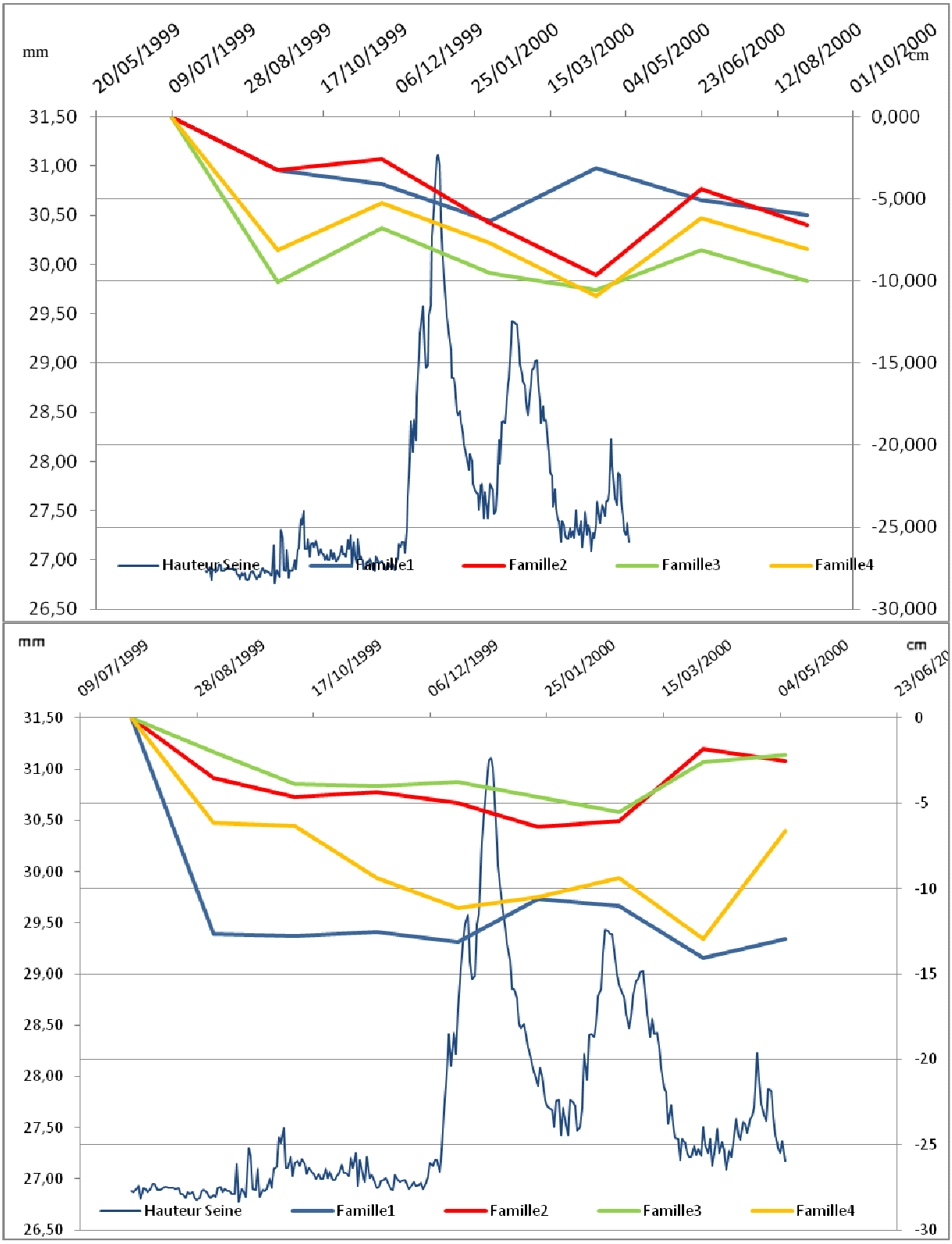


Figure 179 : Comparaison des moyennes des profils PS et des hauteurs de Seine pour la période 1999-2000 (orbites montantes, orbites descendantes)

Ces premiers résultats localisés ne montrant pas de relation significative entre les petites variations de la Seine et les déplacements observés nous avons effectué une analyse des profils à plus grande échelle sur la zone d'étude. Pour cela, nous avons analysé les PS en fonction de leur distance à la Seine afin de mettre en évidence une éventuelle déformation en surface due à une propagation « d'onde de crue souterraine » engendrée par une crue de la Seine.

Nous avons regroupé les PS ayant une cohérence ≥ 0,8 en 4 « classes », en fonction de leur distance à la Seine :

- Classe 1, de 0 à 100 mètres
- Classe 2, de 100 à 200 mètres
- Classe 3, de 200 à 300 mètres
- Classe 4, de 300 à 400 mètres

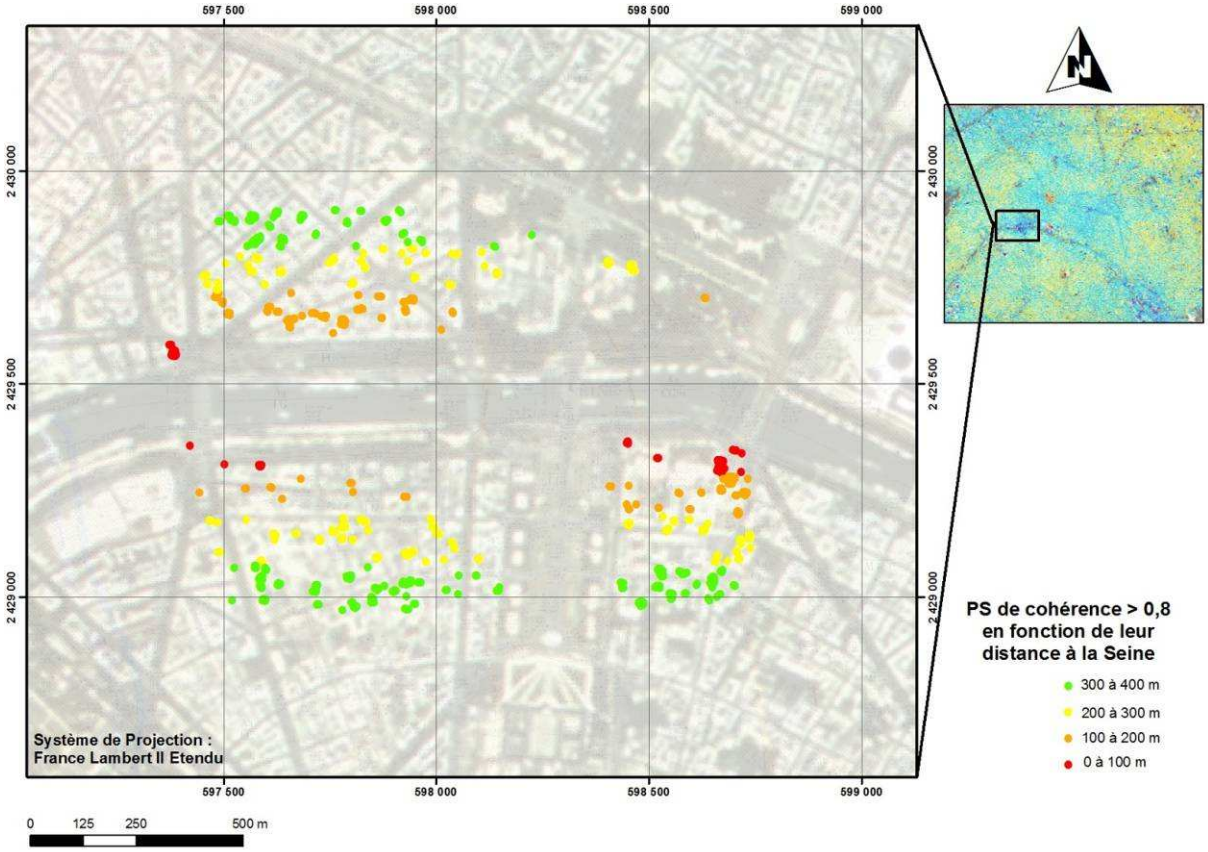


Figure 180 : Représentation des PS de cohérence ≥ 0,8 (mode descendant) en fonction de leur distance à la Seine

En Rive Droite :

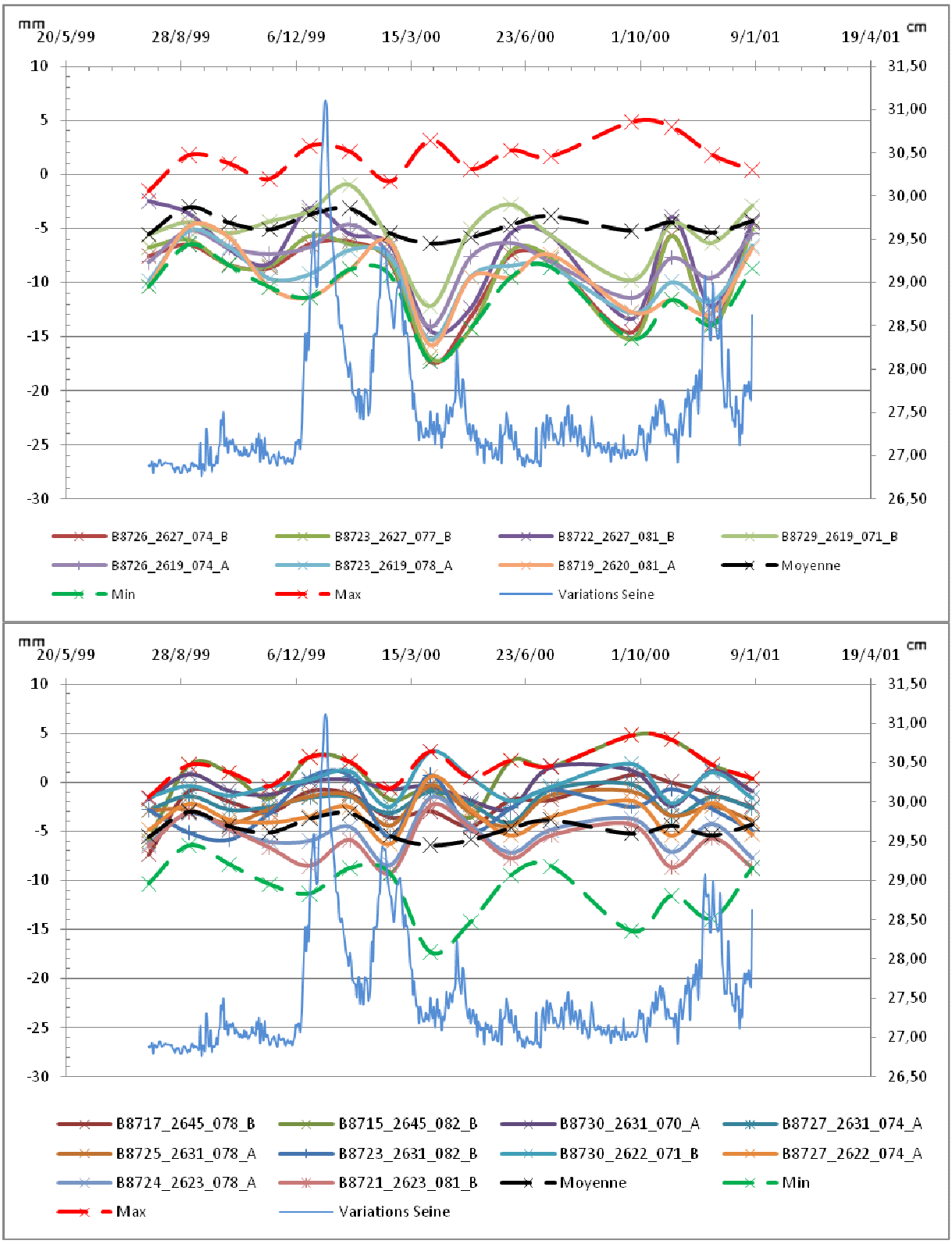


Figure 181 : Exemple de corrélation de profils PS situés en Rive Droite à une distance de la Seine comprise entre 0 et 100 m

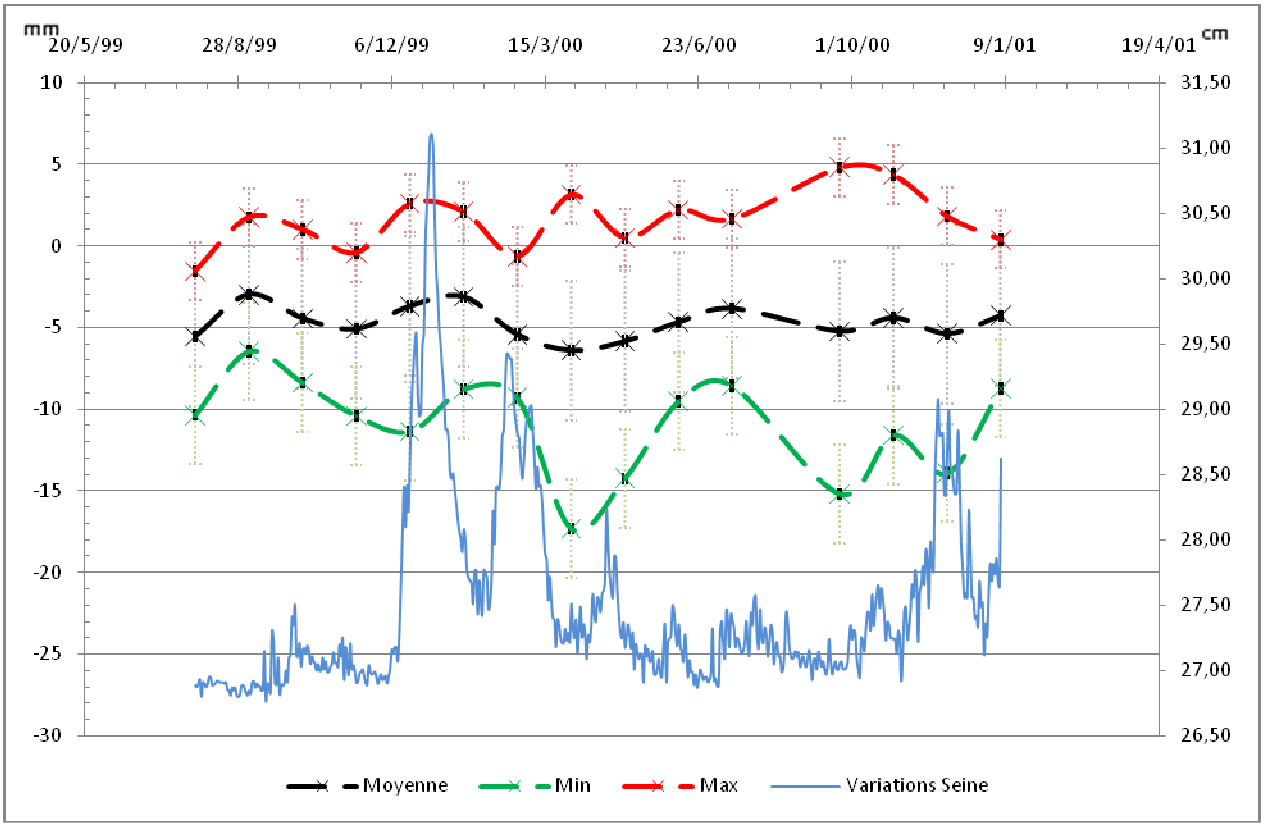


Figure 182 : Courbes représentatives des moyenne, minimum et maximum de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 situés entre 0 et 100m (classe 1) de la Seine

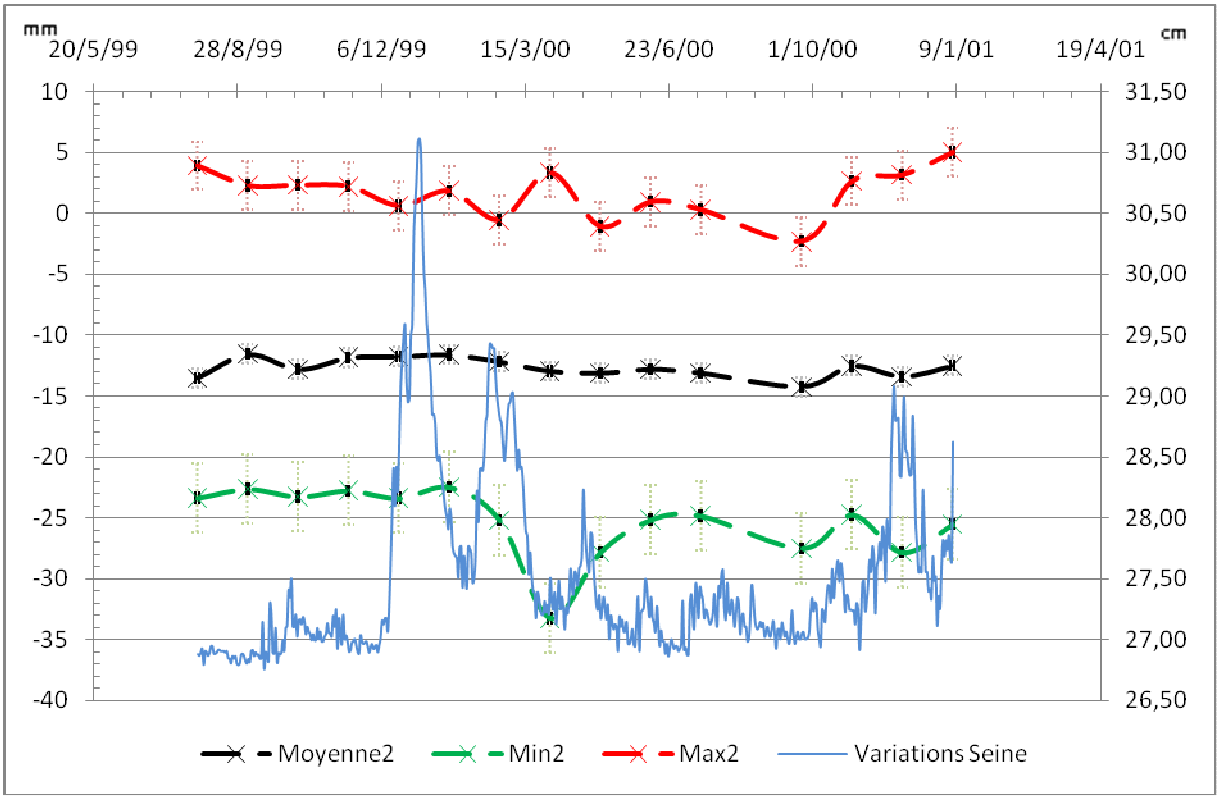


Figure 183 : Courbes représentatives des moyenne, minimum et maximum de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 situés entre 100 et 200m (classe 2) de la Seine

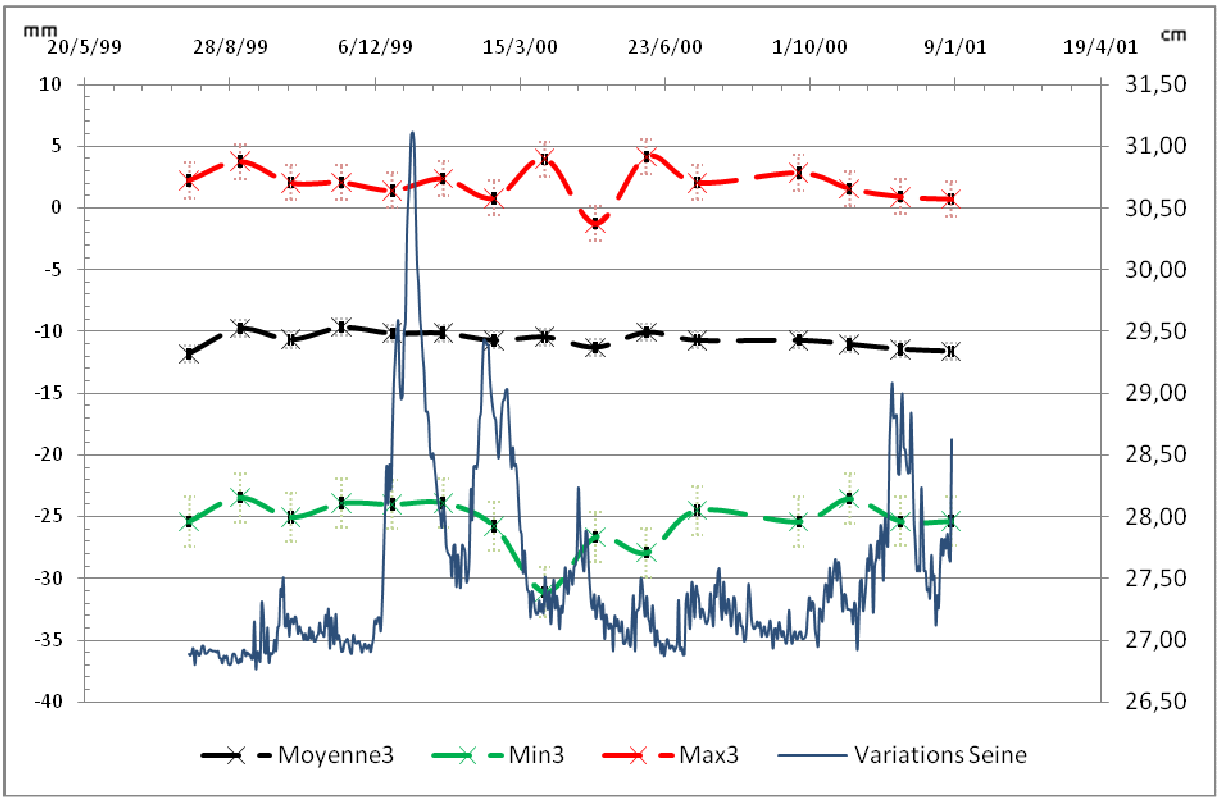


Figure 184 : Courbes représentatives des moyenne, minimum et maximum de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 situés entre 200 et 300m (classe 3) de la Seine

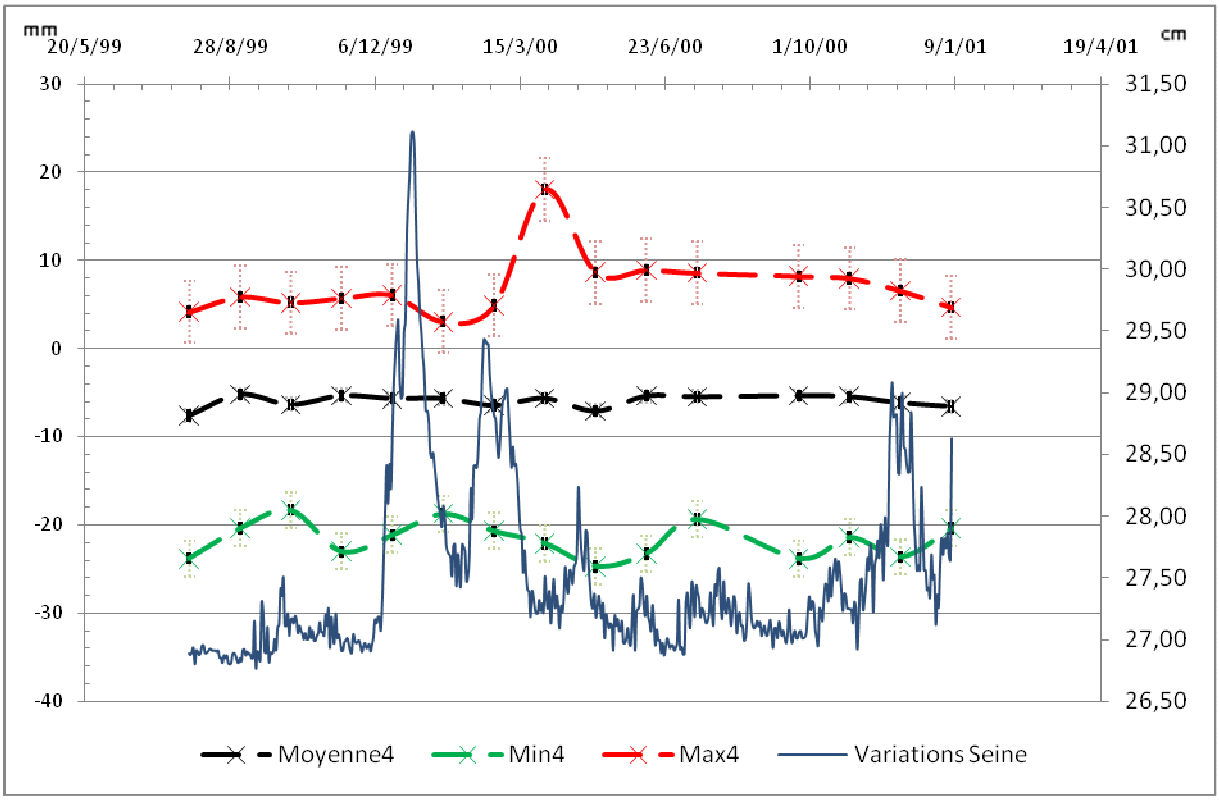


Figure 185 : Courbes représentatives des moyenne, minimum et maximum de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 situés entre 300 et 400m (classe 4) de la Seine

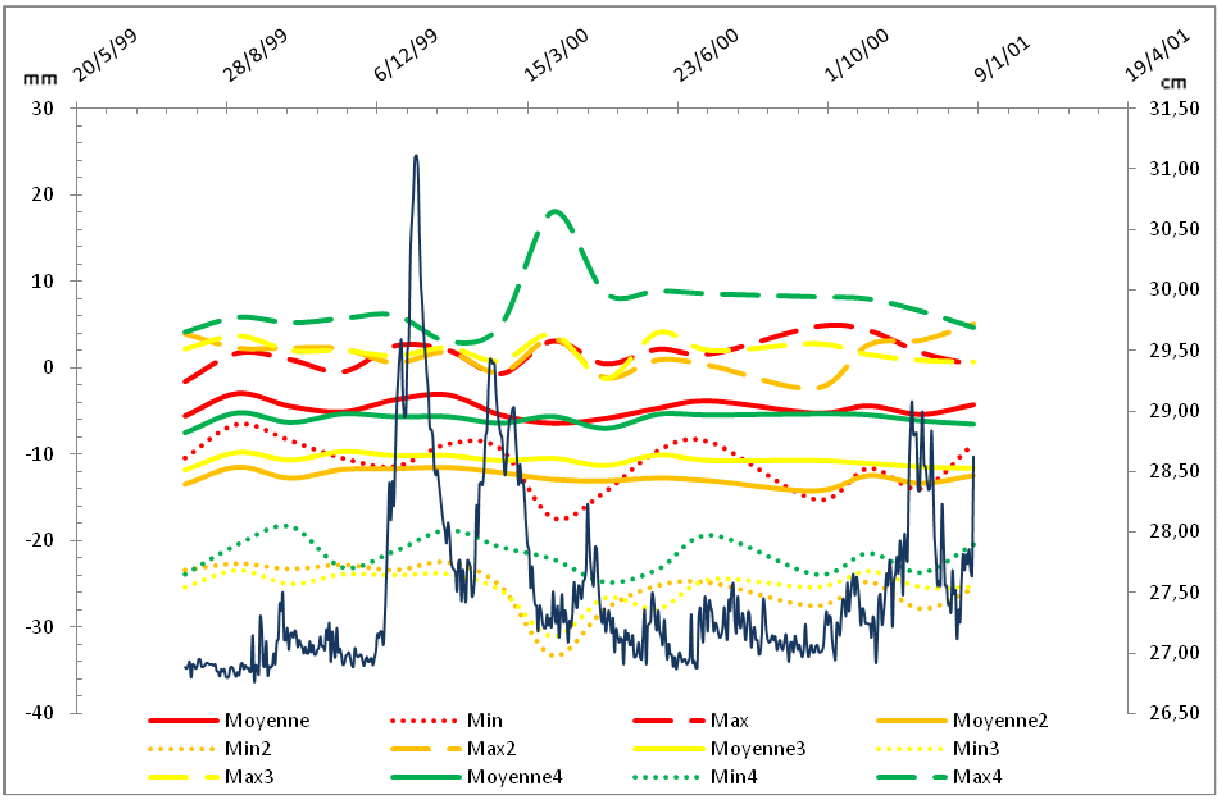


Figure 186 : Superposition des courbes représentatives de chaque classe avec les hauteurs de Seine, Rive Droite

<u>En Rive Gauche :</u>

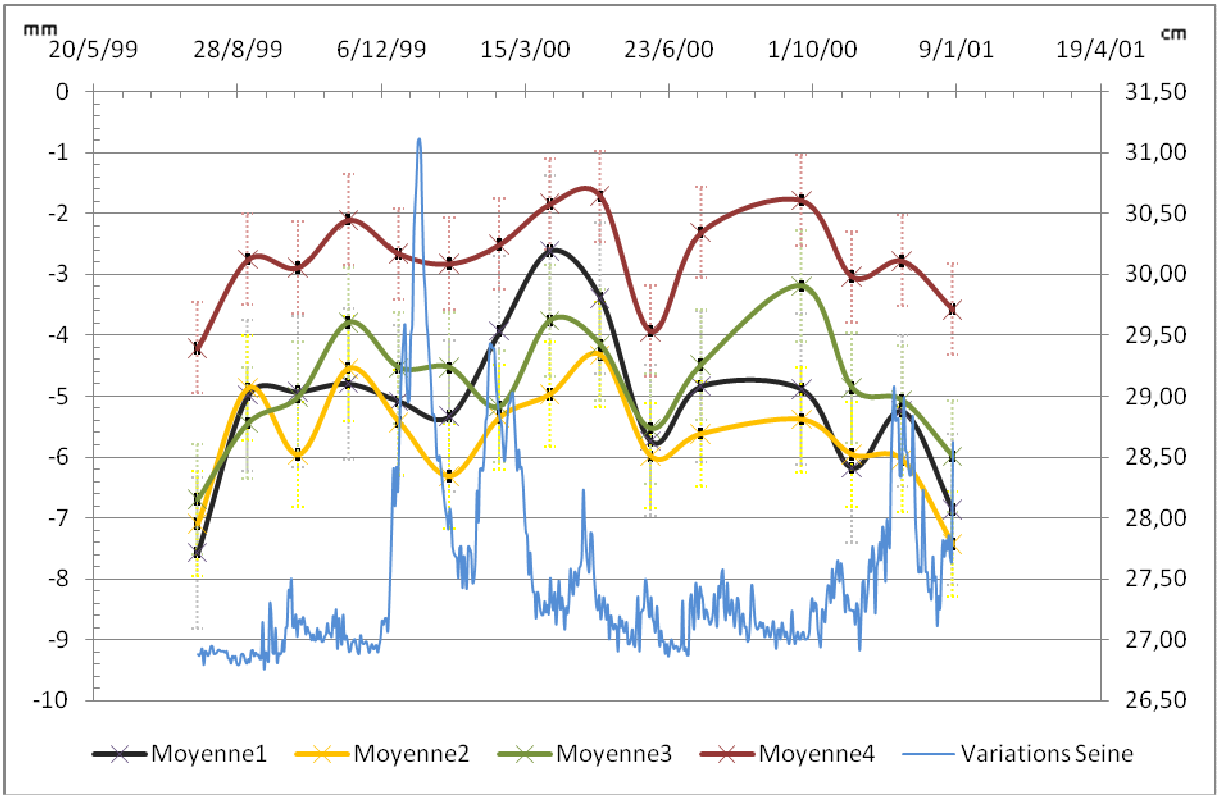


Figure 187 : Courbes représentatives des moyennes de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 pour les classes 1,2,3 et 4 superposées avec les hauteurs de Seine

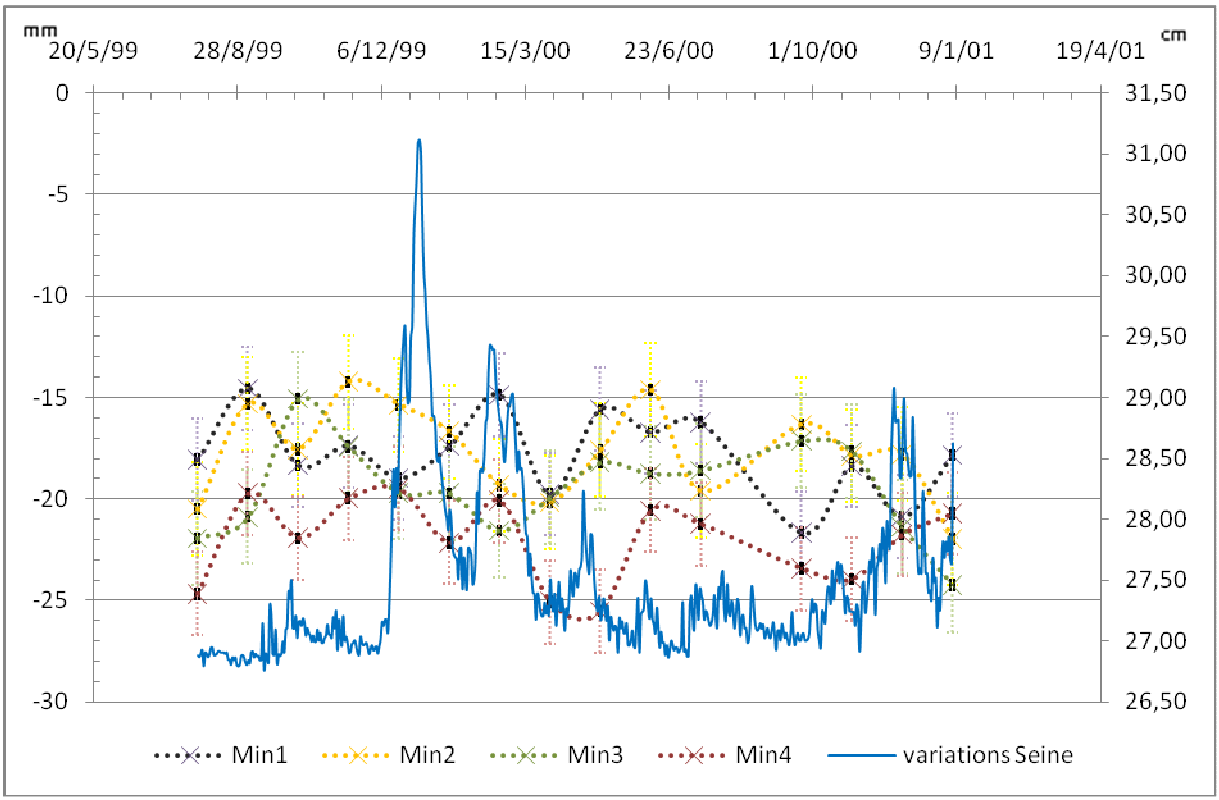


Figure 188 : Courbes représentatives des minima de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 pour les classes 1,2,3 et 4 superposées avec les hauteurs de Seine

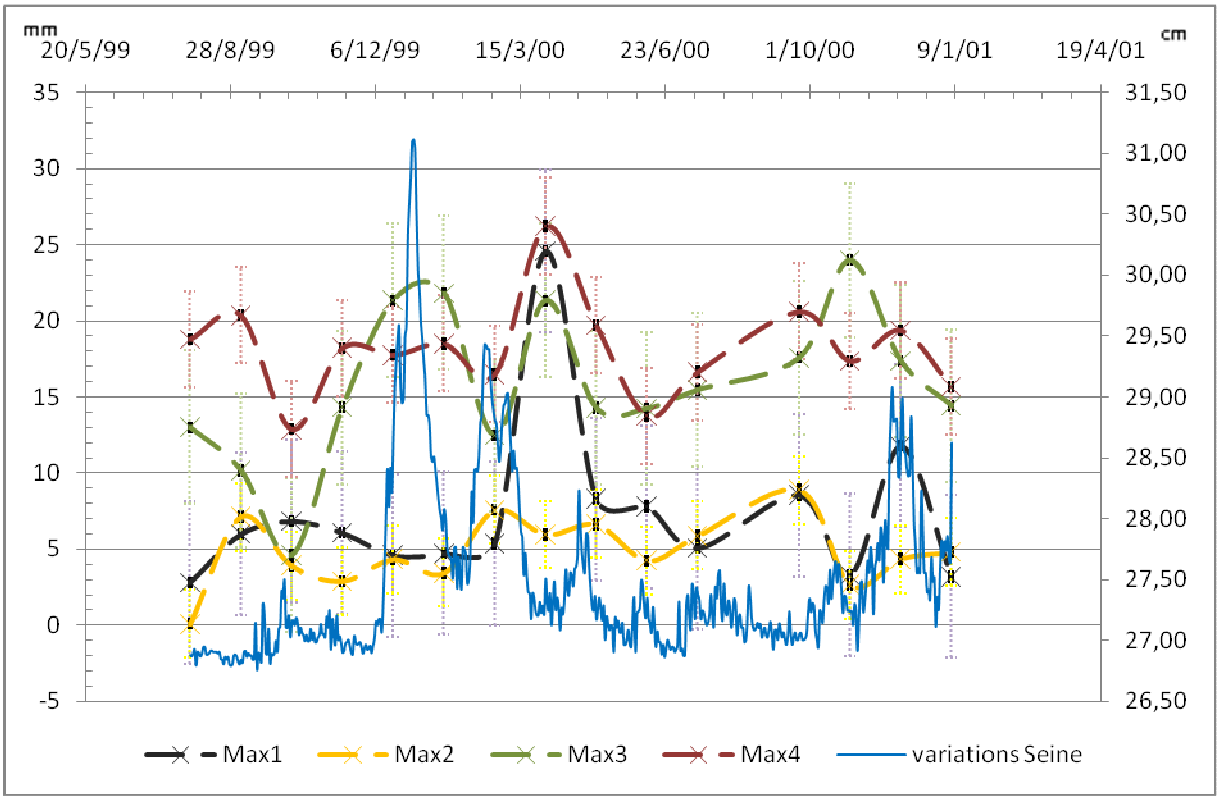


Figure 189 : Courbes représentatives des maxima de l'ensemble des PS de cohérence ≥ 0,8 pour les classes 1, 2, 3 et 4 superposées avec les hauteurs de Seine

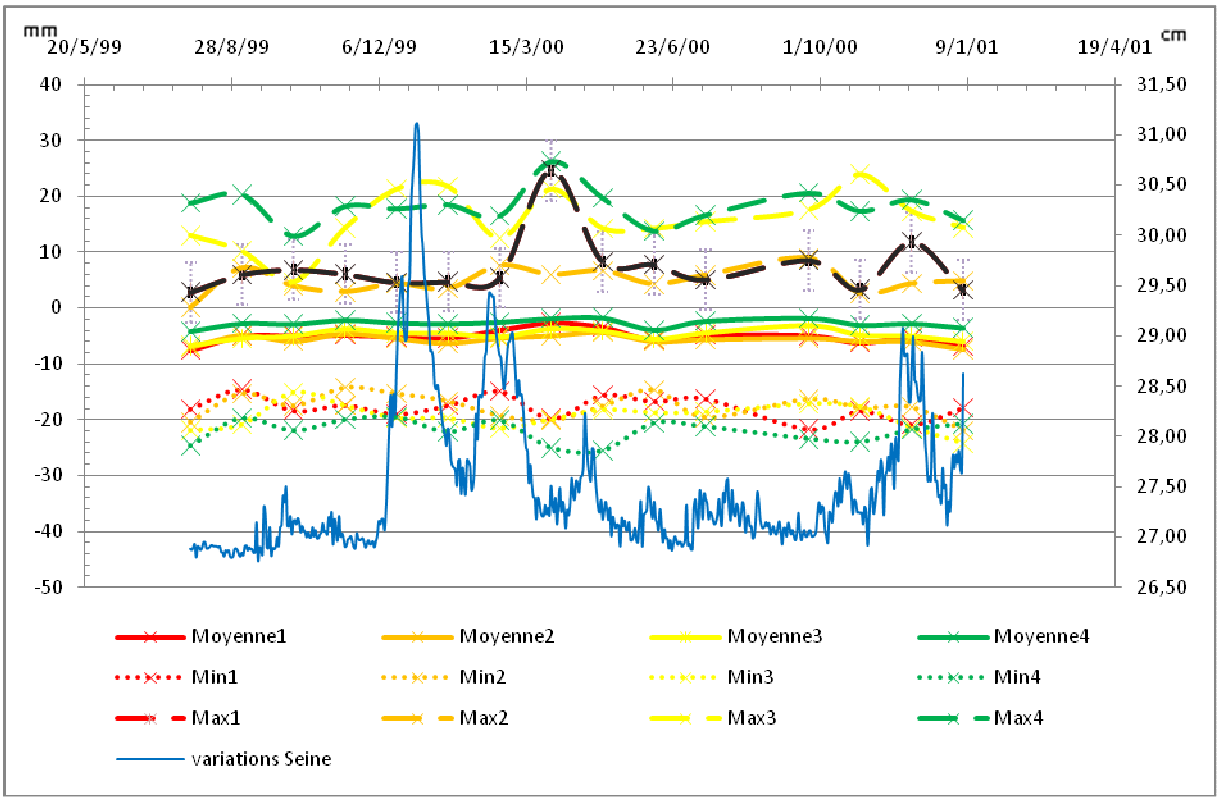


Figure 190 : Superposition des courbes représentatives de chaque classe avec les hauteurs de Seine, Rive Gauche

Encore une fois il s'est avéré difficile de mettre en évidence une relation étroite entre les variations de la hauteur de la Seine et les déplacements visibles (que ce soit en Rive Droite ou en Rive Gauche) sur les profils PS.
Ce que nous pouvons dire c'est que les seuls déplacements visibles sur les profils PS qui pourraient être corrélés avec les mouvements de la Seine sont situés sur la partie la plus proche en Rive Droite (classe 1) puisqu'il semble qu'un pic de crue soit suivi d'un pic de déplacement (courbes rouges *Figure 184*). Ces déplacements auraient une amplitude comprise entre 1 et 4 mm. Dans les autres cas, les pics de déplacements ne correspondent pas aux pics de crues (trop éloignés dans le temps, etc.)

7.2.3.2 Quai Saint-Bernard

1) Résultats DINSAR

La méthode DINSAR a montré ses limites pour l'étude de la zone du Quai Saint-Bernard. En effet la cohérence temporelle liée à l'état de surface est très faible, puisqu'il y a très peu de bâtiments sur la zone étudiée. Les interférogrammes calculés montrent une perte de cohérence sur la zone empêchant toute déformation du sol d'être visible.

2) Résultats PSI

La zone d'étude présente peu de Points Stables (PS) pour les raisons indiquées au paragraphe précédent. Par ailleurs, il y a très peu de points avec une cohérence PS ≥ 0,8 (*Figure 191*).

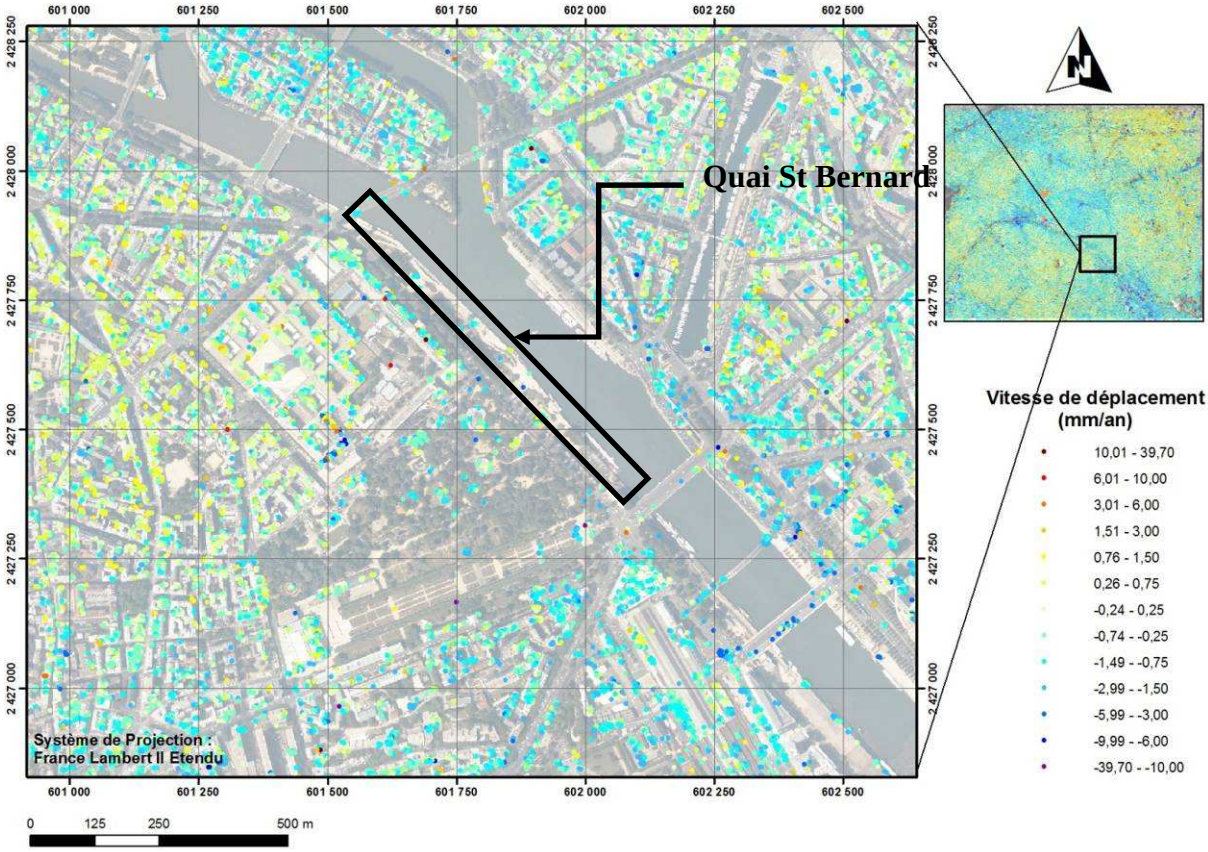


Figure 191 : Cartes des vitesses moyennes de déplacements des Points Stables (orbites descendantes) sur la zone Quai Saint-Bernard

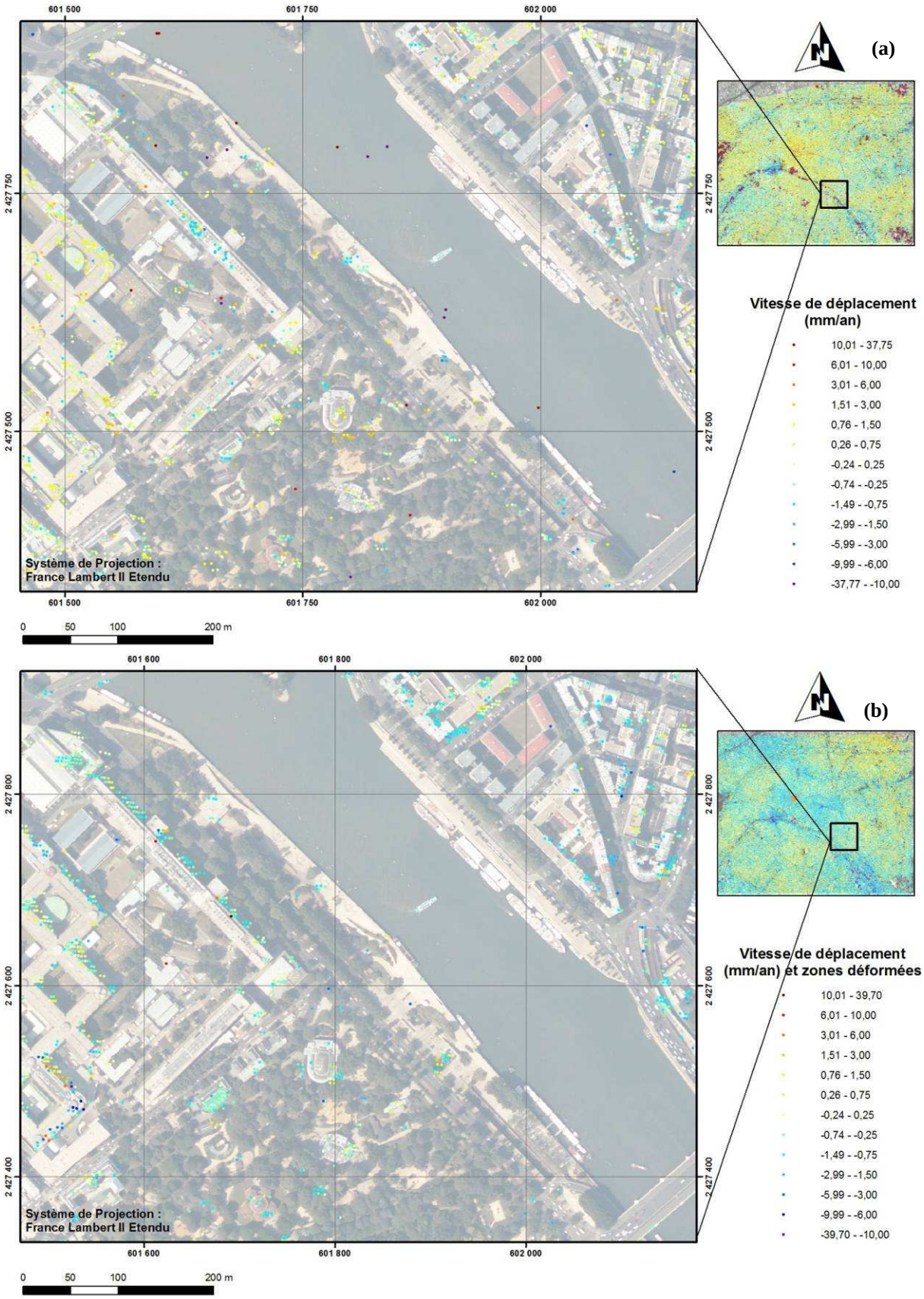


Figure 192 : Cartes des vitesses moyennes de déplacements des Points Stables ((a) orbites montantes, (b) orbites descendantes) sur la zone Quai Saint-Bernard

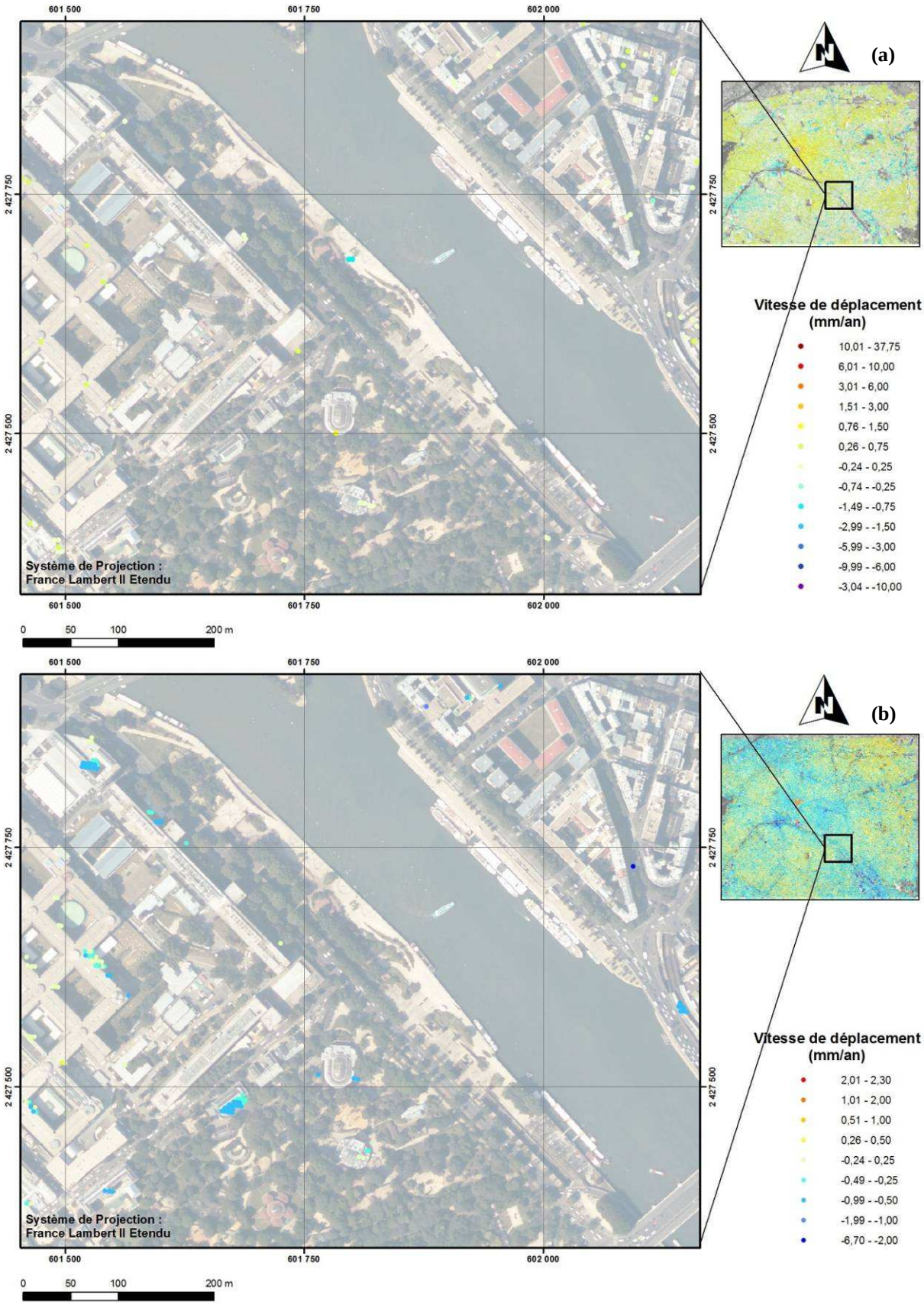


Figure 193 : Cartes des vitesses moyenne de déplacements des Points Stables pour une cohérence supérieure ou égale à 0,8 ((a)orbites montantes, (b) orbites descendantes)

L'analyse des PS permet de mettre en évidence une tendance générale à la subsidence sur la zone quai Saint-Bernard.
Le suivi temporel de chaque PS permet de visualiser les déformations très localisées (voir paragraphe confrontation des résultats interférométriques et terrain).
Tout comme pour la zone Grand-Palais – Invalides il n'a pu être mis en évidence de relation significative entre les variations de la Seine et les déplacements observés par la méthode.

7.3 ANALYSE ET INTERPRETATIONS

7.3.1 Confrontation des résultats interférométriques et terrain

La confrontation des résultats terrains avec les résultats interférométriques s'est avérée révélatrice de phénomènes particuliers localisés. En effet, plusieurs ouvrages présentant une déformation sur le terrain ont une réponse significative en interférométrie.

Les exemples suivant sur les deux zones d'étude montrent bien la corrélation existant entre les résultats PS et terrain.

Zone Grand-Palais – Invalides :

Figure 194 : Carte des vitesses moyennes de déplacement des PS sur fond de cartographie des déformations observées en 2009

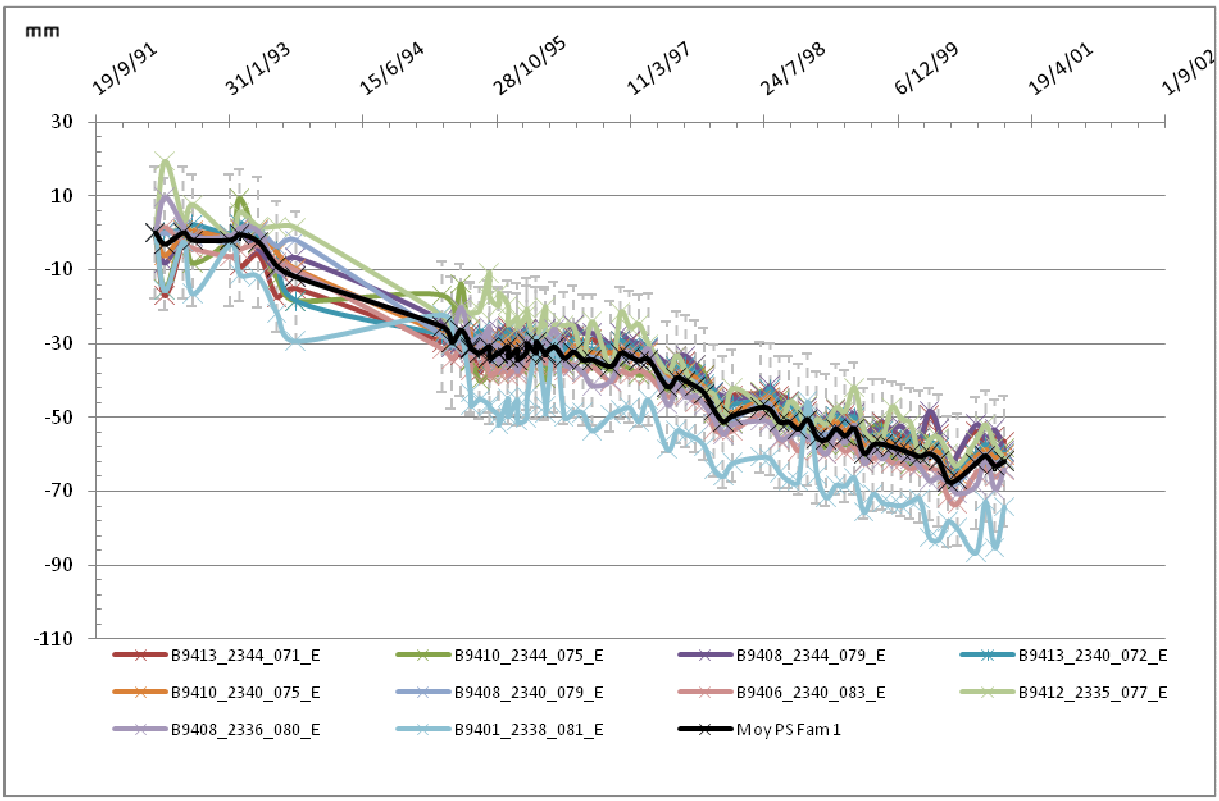


Figure 195 : Profils temporels des PS présents sur le bâtiment déformé (mode descendant)

La cartographie géologique de terrain a permis de mettre en évidence une déformation significative sur un bâtiment du boulevard de la Tour-Maubourg. Ce même bâtiment possède plusieurs PS (directement sur lui ou dans son voisinage proche, 5m) qui présentent une évolution temporelle significative d'un déplacement en subsidence important (entre -5cm et -9cm) pour la période 1992 – 2001.

Zone Quai Saint-Bernard :

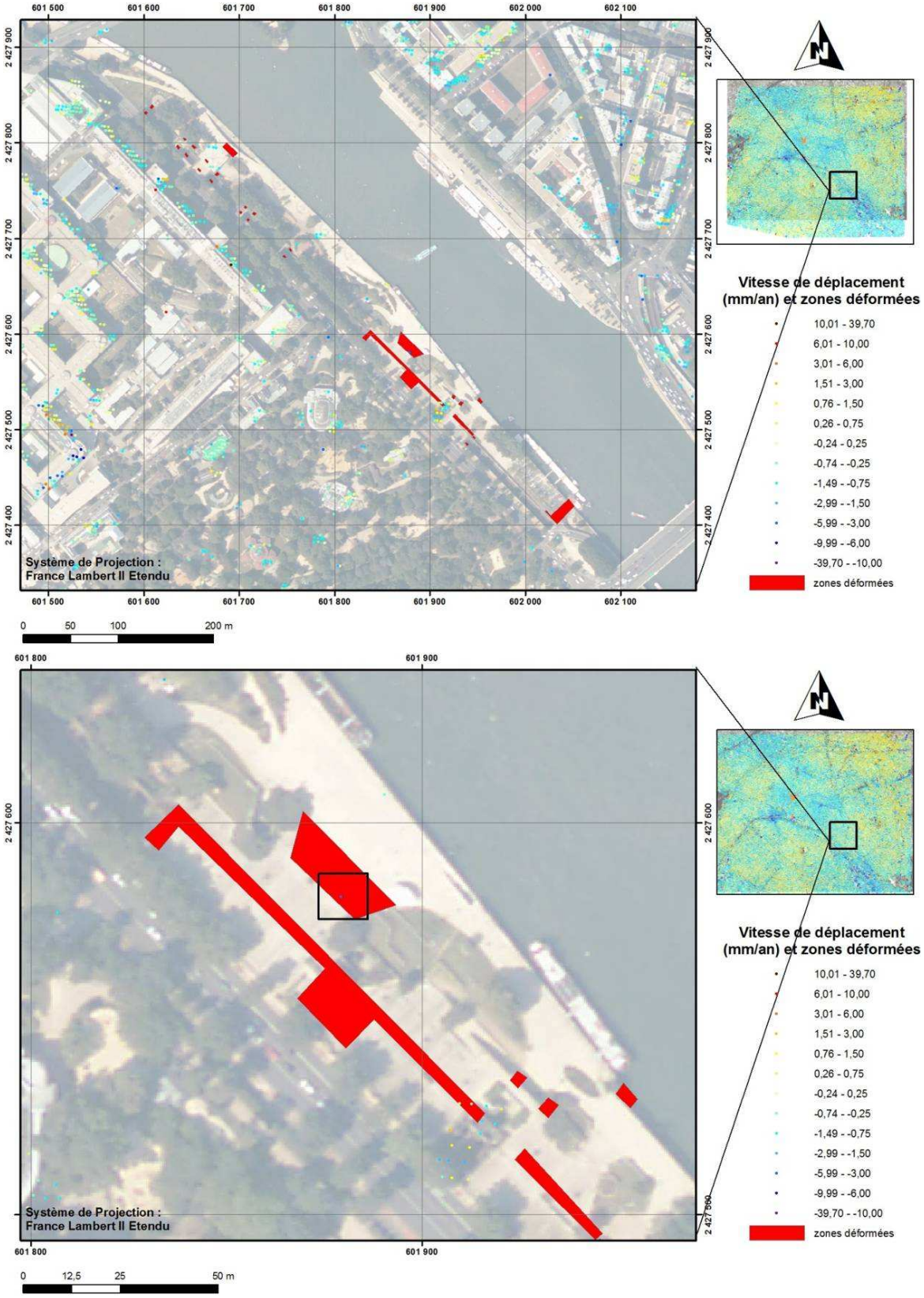


Figure 196 : Carte des vitesses moyennes de déplacement des PS sur fond de cartographie des déformations observées en 2009

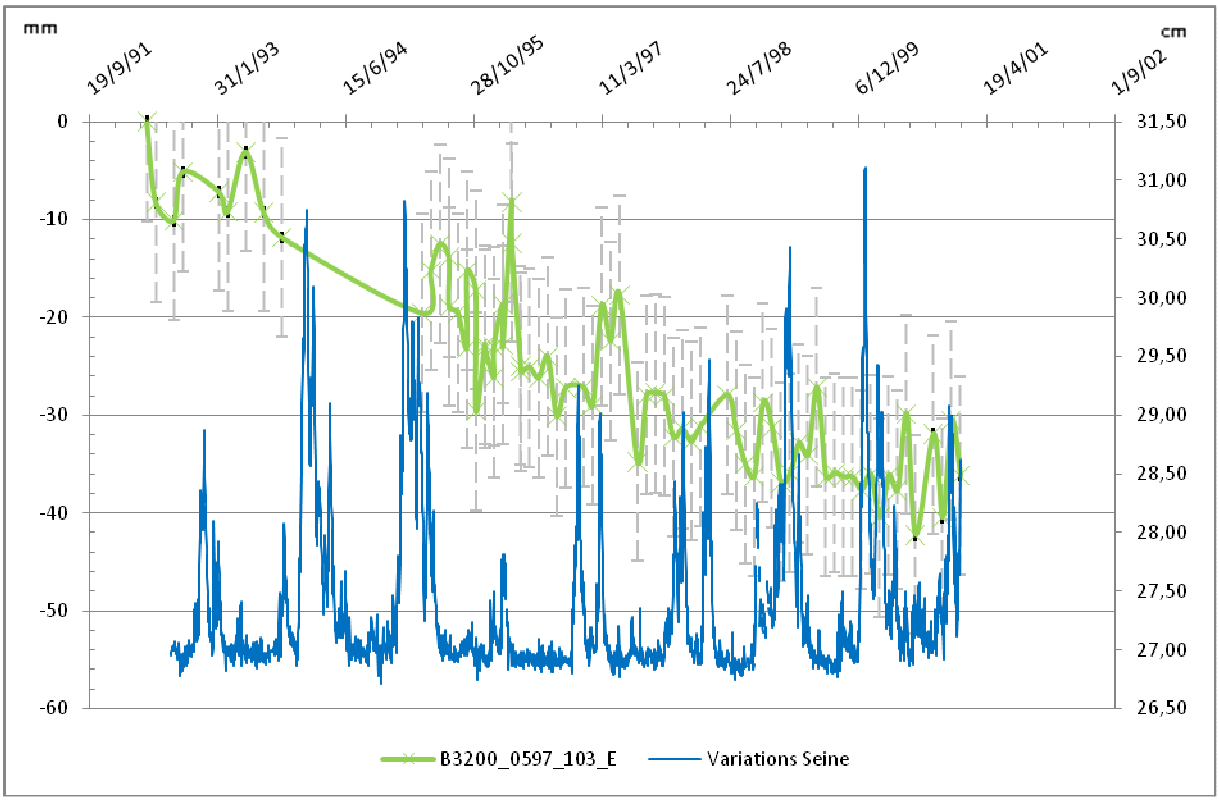


Figure 197 : Profil temporel du PS présent sur les escaliers du square Tino Rossi (mode descendant)

Comme pour la zone Grand-Palais – Invalides, nous avons pu mettre en évidence la corrélation entre les observations effectuées sur le terrain et les résultats PS, comme en témoigne le profil temporel du PS B3200_0597_103_E. Sur la période 1992 – 2001 le profil montre que la zone présente une subsidence marquée (de l'ordre de -4cm) ce qui correspondrait aux déformations observées sur les escaliers du square.

7.3.2 Interprétation des phénomènes

Afin de mieux comprendre les différents résultats obtenus en analyse structurale et en interférométrie nous avons tenté d'analyser les différents contextes géologiques, géotechniques et historiques des deux zones d'étude.

Ces premières interprétations seront confrontées aux résultats des autres partenaires et affinées dans le chapitre discussion.

7.3.2.1 Zone Grand Palais – Invalides

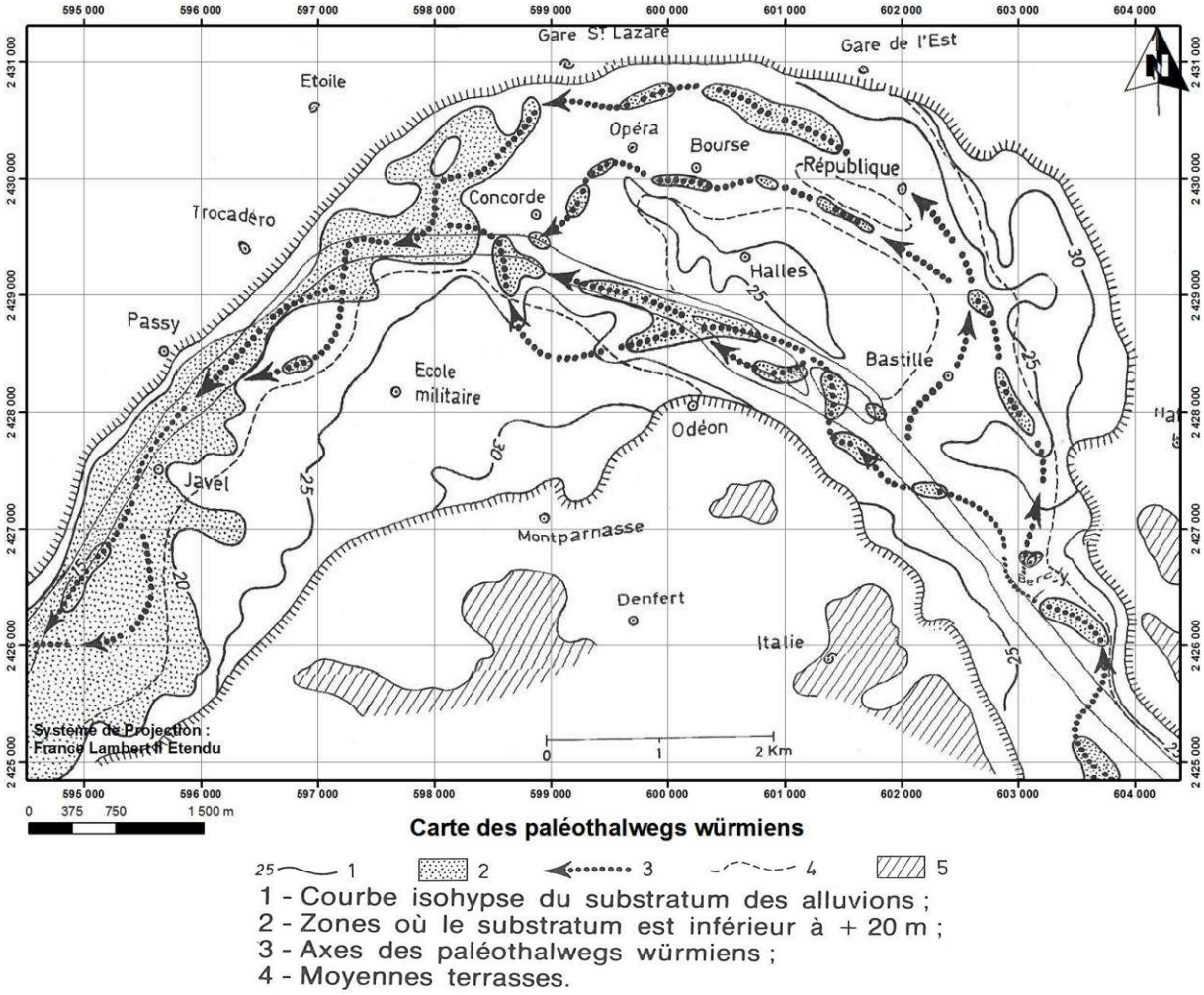


Figure 198 : Carte représentative de l'emplacement d'anciens bras de Seine (d'après P. Diffre, 1969)

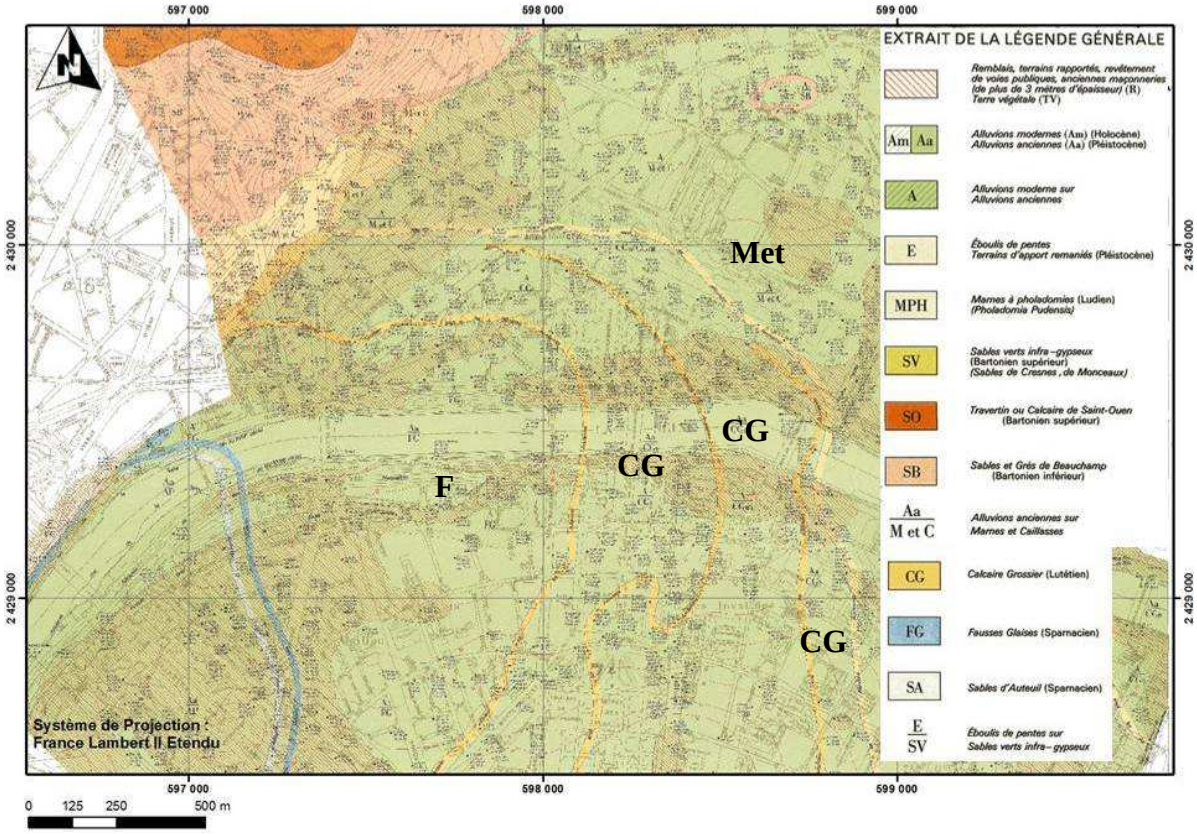


Figure 199 : Extrait de la carte atlas géologique de la Ville de Paris, feuille 7ème et 8ème arrondissement au 1/5000 (d'après l'Inspection Générale des Carrières), FG Fausses Glaises ; CGi : Calcaire Grossier Inférieur ; CGm : Calcaire Grossier moyen ; CGs : Calcaire Grossier supérieur ; M et C : Marnes et Caillasses.

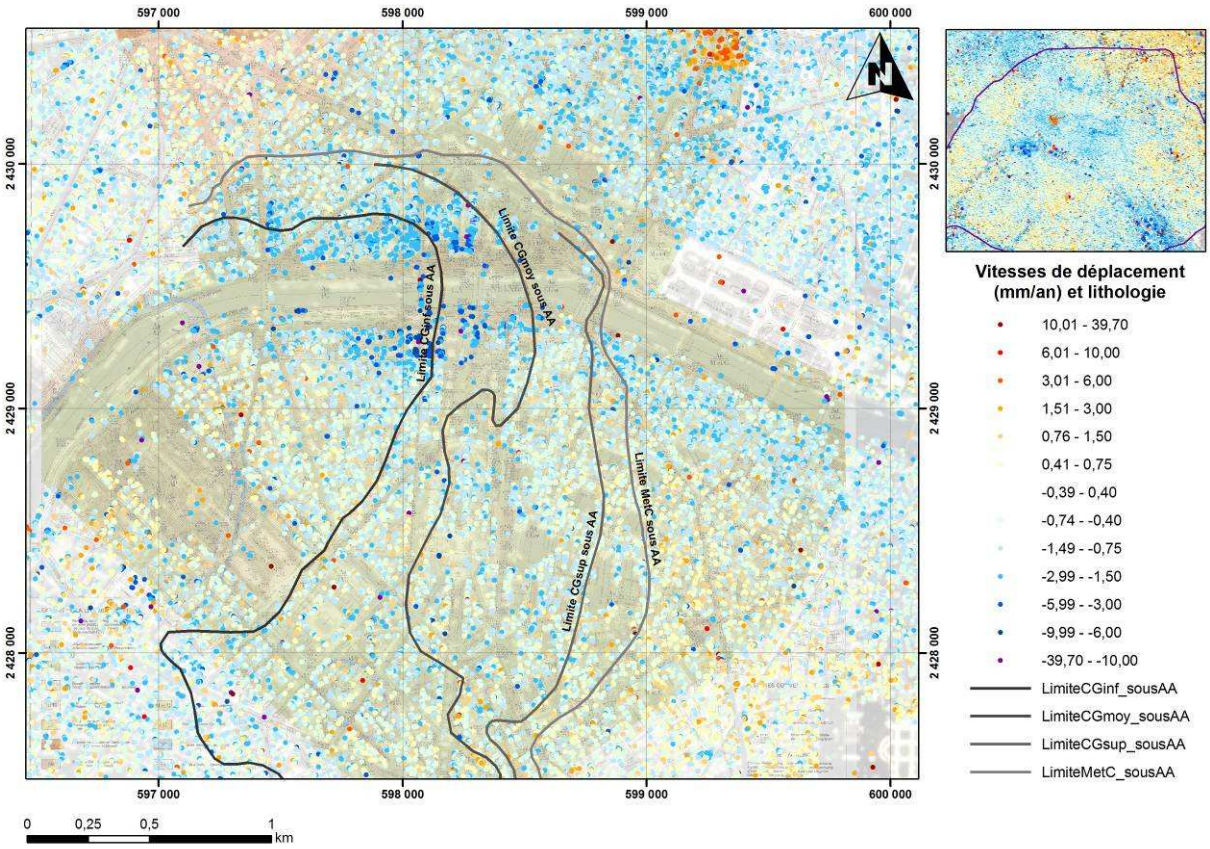


Figure 200 : Extrait des vitesses moyennes des PSI en orbite descendantes combinées avec la carte géologique de l'IGC. On constate que les vitesses de déplacement déduites de l'interférométrie ne sont pas directement en relation avec le substrat et les formations superficielles sus-jacentes. En effet les déplacements ne sont pas cantonnés aux limites géologiques. Il semble toutefois que les alluvions modernes ainsi que les remblais sont susceptibles d'engendrer des déplacements (compaction) et donc des déformations (potentiellement amplifiées par le sursol).

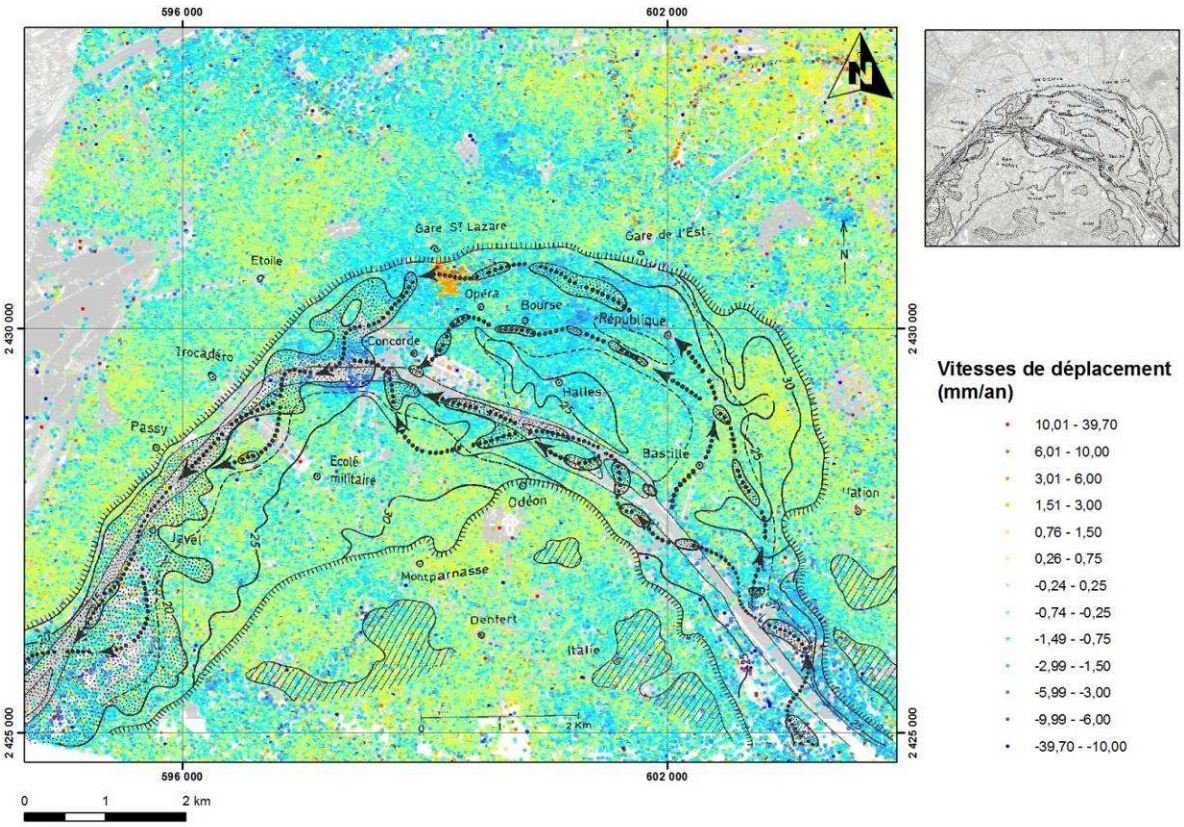


Figure 201 : Superposition de la carte des vitesses moyennes de déplacements en mode descendant (Coh 0,2) et de la carte représentative des anciennes circulations de la Seine.

Suite à la comparaison des résultats avec la carte géologique détaillée de l'IGC (*Figure 199*) et la carte représentative de la structure du substratum de la plaine alluviale de Paris (*Figure 198*), il apparaît une corrélation intéressante entre les déplacements et les anciens bras de la Seine tant en rive droite qu'en rive gauche. La granulométrie, et la rhéologie des alluvions récentes de la Seine en sont très probablement la raison essentielle. Filliat et Duvauchelle (1981) soulignent dans le chapitre 29 du livre « La pratique des sols et fondations », que les alluvions récentes se présentent sous forme de lentille de matériel souvent sablo-limoneux mais aussi vaseux et tourbeux. Ces deux derniers matériaux sont très peu propices aux constructions immobilières à cause du fort coefficient de compaction et la mauvaise tenue de ces lithologies dans le temps. Par ailleurs, la présence importante d'eau dans ces alluvions récentes généralement noyées et la perméabilité variable sont aussi des éléments à prendre en compte.

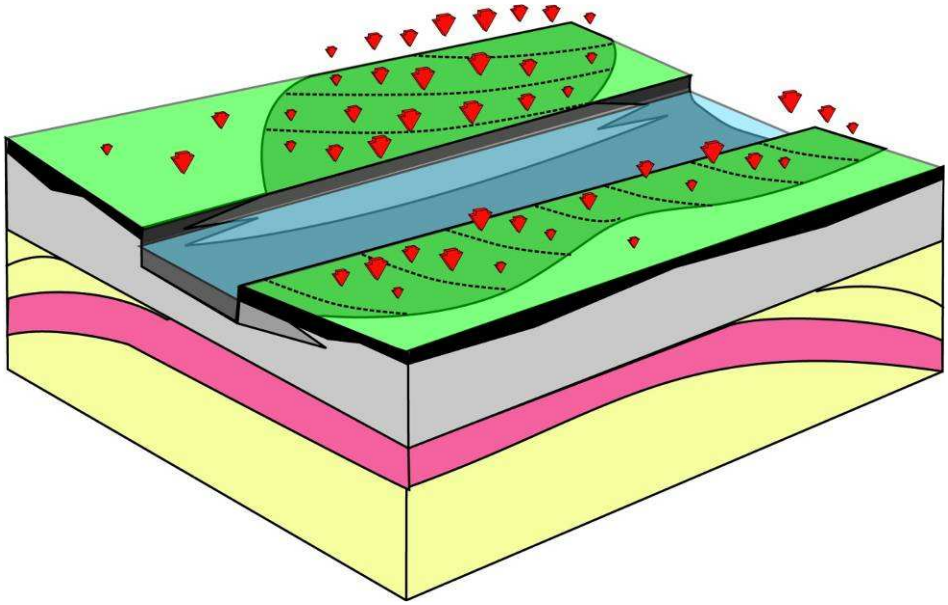


Figure 202 : Schéma interprétatif des analyses structurales observées dans la région Grand-Palais-Invalides combinées avec la géologie issue des données IGC et des déplacements acquis par les PSI.

En violet : les Fausses Glaises, au dessus les Calcaires Grossiers inférieurs et moyens sont légèrement plissés vers l'est et le nord-ouest. Ces formations géologiques sont recouvertes par des alluvions anciennes (gris clair), des alluvions modernes (gris foncé) et des remblais anthropiques (noir). Les alluvions modernes sont composées pour partie de vases et de tourbes (Filliat-Duvauchelle, 1981), ces formations superficielles à épaisseur variables sont compactables et sont susceptibles d'entraîner un tassement à long terme des bâtiments sus-jacents. Les flèches rouges soulignent la magnitude de la subsidence locale.

Les déformations observées révèlent certes des dysfonctionnements liés à la technique de construction (bâtiment du Grand Palais construit sur pieux en bois putrescents) mais aussi à l'importance des remblais, et des alluvions modernes de la Seine, disparates en terme de lithologie, alternant matériel résistant et non compactable (sables) et surtout des tourbes et des vases (matériel compactable, évolutif dans le temps et donc susceptible d'engendrer des faibles déformations en surface) (*Figure 201*).

7.3.2.2 Zone Quai Saint-Bernard

Il y aurait plusieurs explications possibles à ces désordres : nous pensons que la présence d'eau en période d'inondation pourrait expliquer le comportement de digue de barrage du mur côté Seine de la tranchée qui s'enfoncerait sous l'action du sur-poids de l'eau (isostasie) mais aussi pénétration au sein de la tranchée. Une fatigue de l'ouvrage existe impliquant une déformation permanente de l'ouvrage vers la tranchée. La SNCF est consciente de l'aléa et effectue en deux endroits un levé très régulier avec un distance-mètre automatique (échelle métallique en bord de tranchée).

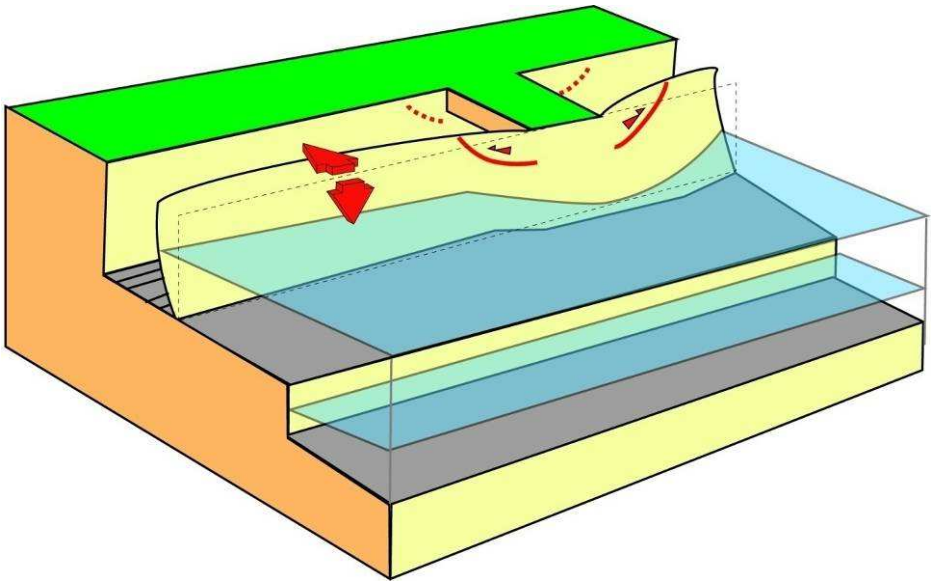


Figure 203 : Schéma explicatif proposé des désordres observés quai Saint Bernard :

A l'étiage la Seine est chenalisée dans le lit mineur. Lors de la crue la Seine déborde, envahit les quais et appuie sur le mur de soutènement côté quai et agit comme une digue de barrage. Un phénomène de subsidence et d'enfoncement dans la tranchée se développe. La cyclicité de ce phénomène entraîne une fatigue de l'ouvrage qui, avec la multitude des cycles, ne revient pas à la géométrie initiale. Les passerelles enjambant la tranchée agissent comme des points d'ancrage soumis à de fortes déformations où des failles inverses (trait rouge plein) se développent de part et d'autres. Remarquons que les déformations sont moindres (pointillés) sur le coté boulevard de la tranchée. Les flèches matérialisent les déplacements potentiels à l'origine des désordres observés.

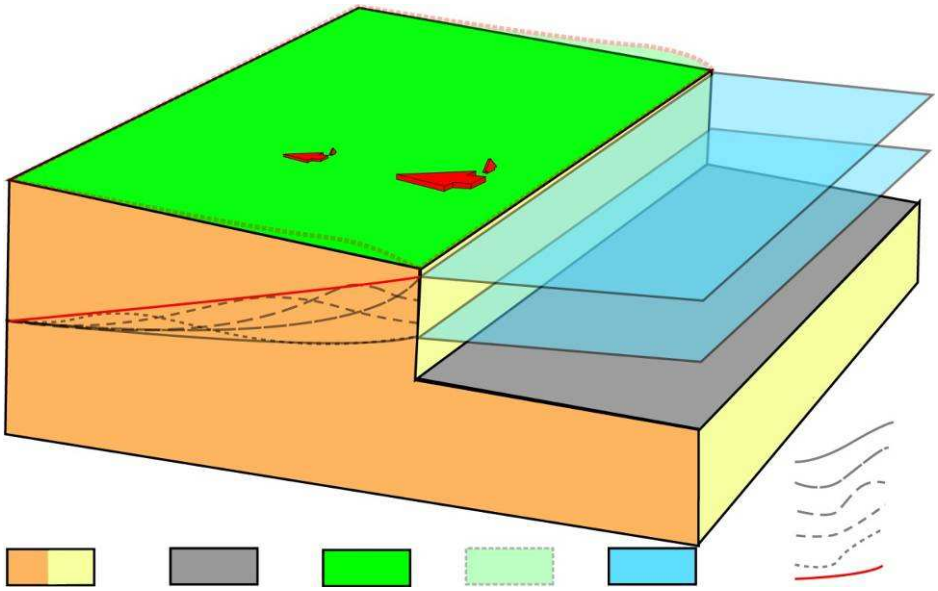


Figure 204 : Effet d'une crue sur la surface topographie, mode de propagation de l'onde de crue dans le sous-sol.

7.4 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Plusieurs apports majeurs apparaissent au cours de ce travail de recherche porté par l'ANR Hydrogéobat (2005) en ce qui concerne le volet interférométrique.

La méthode interférométrie différentielle (DINSAR) si elle a permis d'individualiser régionalement des zones qui se déplacent (Invalides-Grand Palais, ou bien Saint-Lazare) n'a pas permis d'apporter réellement un suivi fin et détaillé des deux zones d'études dans le temps.

Les apports méthodologiques principaux concernent la pertinence de la méthode interférométrique PSI qui individualise une multitude de coins radar fortement rétrodiffusant permettant de mesurer leurs faibles déformations dans le temps. Ainsi les cartes des vitesses moyennes des PSI permettent de mettre en évidence des déplacements aux échelles régionales et locales sur de larges zones où la cohérence est forte. Les profils temporels PS permettent quant à eux de mettre en évidence et de suivre les déformations plus localisées (à l'échelle du bâtiment) susceptibles d'engendrer les déformations sur le bâti comme nous l'avons présenté.

Ainsi la mesure de ces points nous permet de reprendre précisément les différentes hypothèses engendrant des faibles mouvements de terrain affectant les surfaces urbaines (retrait-gonflement d'argile, évolution et mise à jour de fontis, dissolutions, compactions, anciens méandres de la Seine, glissements de terrain, etc…).

Actuellement nous n'avons pas réussi à trouver les relations significatives entre les fluctuations de la Seine et les déplacements observés en surface, à cause d'une répétitivité insuffisante des acquisitions à l'échelle des crues. Cette limitation pourra vraisemblablement être levée grâce TERRASAR-X (acquisition tous les 11 jours) et avec une bien meilleure résolution 2,5 m voire 1m. Ceci permet d'entrevoir les développements encore à faire pour le suivi de ce type de déformations qui présentent de très fortes perspectives en termes de modélisation et de simulation des faibles déformations.

8. Conclusion générale

8. CONCLUSION GENERALE

Le projet de recherche Hydrogeobat a permis d'explorer la problématique relative aux « Impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti : analyse, mesure, simulation, prévention ». Il se conclut par un ensemble de résultats et des perspectives importantes tant le sujet était initialement très ouvert.
Il faut rappeler que le projet s'est intéressé aux contextes de plaine alluviale, insérée dans un système aquifère multicouche, en considérant le cas de Paris et la perspective d'événements du type de la crue de 1910. Il était initié par le constat que le PPRI (Plan de Prévention du Risque Inondation) et le PSSIZ (Plan de Secours Spécialisé Inondation Zonal) ne considéraient par de scénario d'inondation avec une contribution de la nappe alluviale, même si le retour d'expérience issu des données de la crue de 1910 pouvait prendre en compte cette contribution implicitement. Néanmoins, depuis un siècle, les modifications de l'occupation des sols sur le bassin versant de la Seine et le développement de l'urbanisme souterrain à Paris et en banlieue impliquent une démarche spécifique relative à l'eau souterraine. Potentiellement le projet s'adresse à de multiples situations de grandes métropoles dans des contextes géologiques et hydrogéologiques proches de celui de Paris.

La nature du projet a impliqué une importante mobilisation (durant les six premiers mois) pour faire connaître le projet Hydrogeobat aux multiples Institutions concernées par le risque inondation à Paris : Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières, MEDD-DPPR (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable) devenu MEEDDAT, Préfecture de Police de Paris (Cellule Inondation Gestion de crise), DIREN Ile-de-France (Service Risques naturels, hydrométrie et annonce des crues), Préfecture de Paris - DULE (Direction de l'Urbanisme, du Logement et de l'Equipement), SNCF – Direction de l'Ingénierie, RATP (Département Projets et Ingénierie des Lieux et Département Maintenance des Equipements et Systèmes des Espaces), Assemblée Nationale (Cellule Crue), BURGEAP. Dans le même temps ces réunions et contacts ont permis de prendre connaissance dans le détail de tout un ensemble de situations types (tâche 2 du projet) sur lesquelles le projet s'est appuyé pour certaines simulations numériques et analyses interférométriques radar. Ces contacts ont mis aussi en évidence l'importance de tout un ensemble d'archives, sous forme papier pour la plupart, qu'il serait utile de transcrire sous forme de bases de données et d'intégrer dans des systèmes d'information géographique prenant en compte l'occupation des sols et du sous-sol.

Le projet a conduit ensuite à analyser en détail les conditions de crues exceptionnelles à Paris et plus particulièrement le scénario de la crue de 1910. Le Plan de la Commission des Inondations, comme les cartes des PHEC à Paris et en région parisienne ont été analysés. L'étude du rapport de la Commission des inondations de 1910 ainsi que la documentation photographique ont permis de mettre en évidence le rôle des réseaux souterrains (égouts en particulier) sur la propagation, rapide, de la crue dans la plaine alluviale de la Seine. Enfin, les documents de travail établis par l'Inspection Générale des Carrières de la Ville de Paris relatifs aux relations possibles entre la Seine et les aquifères alluviaux ainsi que les remblais ont été analysés. Ces éléments, rassemblés durant la première année du projet, ont fait l'objet de la synthèse présentée dans ce rapport.

L'ensemble des processus physico-chimiques, hydro-mécaniques et géotechniques en rapport avec les interactions de l'eau souterraine et les ouvrages a été passé en revue. Cette analyse qui s'est développée durant les deux premières années du projet, du moins pour sa mise en forme définitive, a fait l'objet d'une synthèse présentée en Annexe 2 de ce rapport. Il s'agit de la tâche 1 du projet. Cette synthèse a permis de souligner la multitude des processus en cause et de rappeler qu'un nombre limité de ceux-ci est accessible à la simulation numérique. Ce constat, sans décourager les approches quantifiées par modélisations et simulations numériques, doit néanmoins conduire à la prudence dans les mises en correspondance entre simulations numériques et mesures réelles de niveaux piézométriques et de déplacements et déformations des terrains.

Le projet s'est ensuite intéressé (tâche 3) à l'analyse de la propagation d'une crue dans le sous-sol parisien, suivant deux approches. Des simulations bidimensionnelles sur des coupes transversales à la Seine ont permis de montrer que le comportement du système aquifère est complexe et ne peut être décrit, au voisinage de la Seine, que par une modélisation prenant en compte la structure tridimensionnelle du milieu. Les difficultés pour relier les résultats de simulations numériques aux mesures piézométriques ont permis de souligner qu'un dispositif de mesure piézométrique n'a d'utilité que si les niveaux captés sont clairement identifiés. Ces simulations ont permis aussi de montrer, comme on pouvait s'y attendre, que la réponse du système aquifère à une crue est très différente selon que celle-ci entraîne ou non un débordement du lit de la Seine. En l'absence de débordement, les surpressions se propagent en effet horizontalement et s'atténuent avec la distance, alors qu'en cas de débordement, la surpression se propage verticalement, sur des distances beaucoup plus courtes, et donc beaucoup plus brutalement.
Une deuxième approche a consisté à construire un premier modèle hydrogéologique multicouche à l'échelle de Paris. Les résultats des simulations montrent que l'influence de la Seine se transmet en priorité dans les zones d'aquifères libres en communication directe avec le fleuve, à savoir les alluvions ou la craie affleurante à l'ouest de Paris. On constate également une empreinte piézométrique verticale dans toutes les couches à la verticale de la Seine, qui s'atténue avec la profondeur. Ce signal se propage latéralement à partir des rives, de manière plus sensible dans les couches les plus perméables. Néanmoins l'impact de la crue sur le système aquifère reste limité à une centaine de mètres au-delà des berges de la Seine sur la majorité du parcours amont du fleuve. La disparition, sous l'effet de l'érosion, des Argiles plastiques à l'ouest sur le parcours aval, engendre, par contre, un effet important sur la propagation à distance de la crue par l'intermédiaire de la nappe de la craie.
Ces résultats peuvent paraître en contradiction avec les observations effectuées lors de la crue de 1910 qui rapportent des inondations à des distances notables de la Seine. Mais il faut rappeler le rôle joué par le réseau d'égouts dans la propagation de l'inondation, particulièrement en rive droite de la Seine, comme l'attestent différents documents historiques présentés dans ce rapport. Il faut aussi rappeler l'importance des transferts d'eau par les seuls débordements de surface. Cette interprétation est cohérente avec les résultats des simulations bidimensionnelles effectuées sur l'exemple de la coupe de la rue Cuvier.

Les modélisations présentées ci-dessus n'ont pas pu prendre en compte le caractère fortement artificialisé du sous-sol par les différentes structures et ouvrages souterrains, linéaires ou non. C'est pourquoi ce dernier sujet a été abordé à une échelle plus locale, à la fois sur le plan de l'hydraulique souterraine et de la géomécanique (tâches 3 et 4). Le sujet de l'impact d'un ouvrage linéaire orienté perpendiculairement aux lignes d'écoulement d'une nappe phréatique (le cas de la ligne A du RER en rive droite de la Seine ou de la ligne C en rive gauche, par exemple) sur l'écoulement de cette nappe a été étudié suivant une approche analytique, puis comparée à des simulations numérique avec le code Modflow. Ce travail a donné lieu à publication. Différentes approches paramétriques ont été réalisées quant à la forme de l'obstacle, sa profondeur dans l'aquifère ou le contexte de nappe libre ou captive. Le code Flac permettant d'analyser à la fois les aspects hydrauliques et mécaniques a été ensuite mis en œuvre, suivant différentes approches paramétriques portant sur l'analyse du rôle de l'anisotropie de perméabilité des terrains, la position d'un obstacle dans l'aquifère, l'état de contraintes dans les sols résultant de différentes fluctuations de niveaux piézométriques. L'approche analytique de ce dernier sujet a été présentée. Enfin deux situations types représentatives du RER C, ouvrage parallèle à la Seine, ont été étudiées en détail, suivant des coupes perpendiculaires à la Seine : le cas de la tranchée couverte des Invalides et le cas du tunnel de Malaquais-Conti Grands Augustins. Les réponses des systèmes à différents scénarios de crue, incluant le cas d'une crue du type de la crue de 1910 ont été étudiés. Les résultats des simulations numériques permettent de préciser les réponses de ces systèmes en termes d'états de contraintes, de répartition des charges hydrauliques, de vitesses d'écoulement, de champs de déplacement. Les contributions des différentes couches géologiques aux écoulements et aux déformations sont précisées. Le rôle d'obstacle des ouvrages étudiés est mis en évidence. L'influence de travaux de reprise en sous-œuvre par colonnes de jet-grouting est mis en évidence à la

fois sur le rôle d'obstacle aggravé qui en résulte et sur les déplacements des terrains. Suivant les cas traités, les déplacements (soulèvements en cas de montée de niveau piézométrique, affaissement en cas de baisse de niveau piézométrique) sont d'ordre pluri-millimétrique à centimétrique ou pluri-centimétrique à décimétrique. Plusieurs types de contrôles des simulations numériques par des approches analytiques ont été possibles. Les conditions de calcul, nécessairement simplifiées par rapport aux conditions réelles, sont rappelées. Il est aussi souligné que n'entrent pas dans le champ de la simulation numérique des processus tels que les processus d'érosion souterraine (suffosion) ou de débourrage de remblais qui peuvent avoir pour effet, par exemple même dans un contexte de montée de niveau piézométrique induisant *à grande échelle* des phénomènes de soulèvement, d'entraîner *localement* des phénomènes d'affaissement.
La comparaison avec quelques suivis piézométriques disponibles au droit des zones étudiées conforte l'analyse faite sur le plan de l'hydraulique souterraine (en particulier, rôle de barrage des ouvrages parallèles à la Seine).

Enfin, le projet se proposait de définir le champ d'application des techniques satellitaires de suivi des faibles déplacements au sol par interférométrie radar (méthodes DinSar et PSI). Plusieurs apports majeurs résultent du travail mené dans ce domaine. La méthode d'interférométrie différentielle (DINSAR) a permis d'individualiser régionalement des zones qui se déplacent (Invalides-Grand Palais, ou bien Saint-Lazare) et de connaître l'amplitude maximum de ces faibles déplacements (quelques centimètres), mais n'a pas permis d'apporter réellement un suivi temporel détaillé de ces deux zones d'étude. Les apports méthodologiques principaux concernent la pertinence de la méthode interférométrique PSI (Persistent Scatterer Interferometry) qui individualise une multitude de coins radar naturels fortement rétrodiffusant permettant de mesurer leurs faibles déplacements au cours du temps. Ainsi les cartes des vitesses moyennes des PSI permettent de mettre en évidence des déplacements aux échelles régionales et locales sur de larges zones où la cohérence est forte. Les profils temporels PS permettent quant à eux de mettre en évidence et de suivre les déplacements plus localisés (à l'échelle du bâtiment) susceptibles de correspondre à des déformations sur le bâti comme cela est illustré dans ce rapport.
Ainsi la mesure de ces points permet de reprendre précisément les différentes hypothèses expliquant des faibles mouvements de terrain et affectant les surfaces urbaines (soulèvements ou affaissements correspondant à des fluctuations de niveaux piézométriques, retrait ou gonflement d'argiles en fonction de leur teneur en eau, évolution et venue au jour de fontis, dissolutions souterraines et affaissements de terrain, compactions de niveaux argileux ou tourbeux dans les anciens méandres de la Seine, glissements de terrain, etc…).
A l'issue de ce projet, il n'a pu être mis en évidence, de façon certaine, des relations significatives entre d'une part, les fluctuations de la Seine et des niveaux piézométriques des nappes les plus superficielles et d'autre part, les déplacements observés en surface. La raison doit venir d'une répétitivité insuffisante des acquisitions à l'échelle des crues. Cette limitation pourra vraisemblablement être levée grâce au satellite TERRASAR-X (avec une acquisition de données tous les 11 jours et une bien meilleure résolution de 2,5 m voire 1 m). Ceci permet d'entrevoir les développements encore à engager pour le suivi de ce type de déplacements, avec de très fortes perspectives en termes de mise en correspondance avec des travaux de modélisation et de simulation des faibles déplacements et déformations des terrains.

Comme on peut le voir, le projet Hydrogéobat, dans une démarche transdisciplinaire associant des spécialistes de l'hydrogéologie, de l'hydraulique souterraine, de la géomécanique et des techniques satellitaires d'interférométrie radar, a permis d'explorer plusieurs facettes du vaste sujet des impacts géologiques et géotechniques des mouvements de nappes phréatiques sur le bâti. Il a permis de montrer l'apport important mais aussi les limites des démarches de modélisations et de simulations numériques, de mieux définir le champ d'application d'une technique de suivi de faibles à très faibles déplacements au sol qu'est l'interférométrie radar (méthode PSI). Des obstacles à surmonter sont mieux définis : 1) nécessité d'un réseau piézométrique à Paris et en banlieue, bien plus dense que celui existant, et mieux renseigné quant aux caractéristiques techniques des piézomètres ; 2) nécessité d'établir une banque de données 3D sous SIG relative au sous-sol parisien, intégrant tous les éléments

naturels et anthropiques qui le caractérisent ; 3) nécessité de construire un véritable modèle hydrogéologique de Paris et sa banlieue, reportant suffisamment au large les conditions aux limites sur le plan hydrogéologique, s'intéressant principalement aux nappes les moins profondes (de la craie au calcaire de Saint-Ouen) et intégrant les conditions d'occupation du sous-sol parisien ; 4) nécessité, par l'apport de nouveaux instruments satellitaires d'améliorer le suivi des faibles déplacements au sol, grâce aux techniques interférométriques, à l'évidence très prometteuses. A ces conditions, on pourra significativement améliorer notre connaissance des interactions eaux et ouvrages souterrains à Paris et améliorer nos techniques de prévention face à des scénarios du type de la crue de la Seine en 1910. Le projet Hydrogeobat espère avoir apporté sa contribution à cet objectif de longue haleine.

---

9. Annexe 1

Poster de présentation du projet HYDROGEOBAT au Symposium international AIH 2006 / May 30-June 1, Dijon, France

9. ANNEXE 1 : PRESENTATION DU PROJET HYDROGEOBAT. INTERNATIONAL SYMPOSIUM AIH 2006/ MAY 30-JUNE 1, DIJON, FRANCE

International Symposium AIH 2006 / May 30 – June 1, Dijon, France

Analysis of geotechnical impacts resulting from fluctuations of a groundwater table in the urban environment and the flooding context of an alluvial plain

Roger COJEAN(1) and the HYDROGEOBAT team(2)

roger.cojean@ensmp.fr

(1)Ecole des Mines de Paris – Centre de Géosciences, (2) HYDROGEOBAT: ANR Project N° ANR-05-BLAN-0402-01
Scientific partners: Ecole des Mines de Paris – Centre de Géosciences, Université Marne-La-Vallée – Equipe Observation de la Terre et Information: Géographiques, Ville de Paris – Inspection Générale des Carrières

MINES PARIS — UNIVERSITÉ de Marne-la-Vallée — MAIRIE DE PARIS INSPECTION GÉNÉRALE DES CARRIÈRES

HYDROGEOBAT ANR PROJECT

Presentation and methodology

In alluvial aquifers, hydrodynamics of groundwaters plays a significant role in the flooding process. Moreover, in the urban environment, man-caused underground conditions: car-parks, galleries, etc. , considerably modify the underground flows, generally as obstacles.

The main objective of the Hydrogeobat project is the analysis of the various geotechnical impacts on constructions: foundations of buildings and underground structures, that result from the fluctuations of the piezometric surfaces, especially in a flooding context. Applications are related to the city of Paris.

Methodology:

1st stage: synthesis related to the various processes in relation with the interaction between groundwaters and underground structures;

2d stage: selection of standard situations in the city of Paris, with contrasting conditions related to the geological and hydrogeological contexts, the types of the underground structures, their location by reference to the river Seine and their interaction with the groundwaters;

3rd stage: numerical simulations of various hydrogeological conditions, taking into account different hydraulic boundary conditions, different flood conditions and connections between the river banks, river beds and the aquifers, location of underground structures and possible pumpings;

4th stage: numerical simulation of mechanical impacts of different scenarios of groundwater levels and flows;

5th stage: analysis and measurements of past impacts on constructions resulting from floods, thanks to the techniques of radar interferometry;

Conclusion: related to natural hazard management in the urban environment in general, in a context of an alluvial plain. Application to the flood hazard map of the city of Paris.

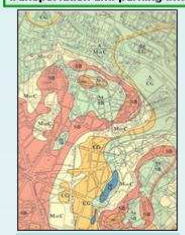
Physico-chemical, hydro-mechanical and geotechnical processes at work

1st stage: The following processes and impacts on constructions: foundations of buildings and underground structures, are analysed:

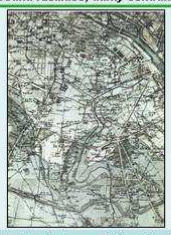
- *Impacts of fluctuations in groundwater levels, corresponding to physico-chemical, hydro-mechanical and geotechnical processes ;*
- *Uplift water pressures on foundations and buried structures ;*
- *Leakage of waters in underground structures and building basements ;*
- *Specific impacts of capillary rises in soils ;*
- *Specific impacts of saturation of materials that exhibit poor mechanical properties ;*
- *Impacts of cyclic hydraulic loadings and resulting settlement of poorly compacted fills ;*
- *Modification of internal stability of granular materials subjected to seepage forces ;*
- *Suffosion processes and associated ground collapses ;*
- *Swelling and shrinkage of clayey materials ;*
- *Reactivation of sinkholes ;*
- *Physico-chemical impacts of water on ancient foundation materials ;*
- *Impacts of seepage forces on ground/structure interfaces (utility conduits, subway, etc.).*

The city of Paris context

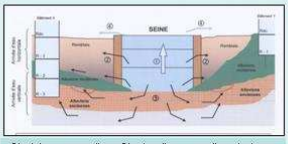
2d stage: Typical standard situations are selected, with reference to:
- the geological, geomorphological, hydrogeological and geotechnical contexts ;
- the underground structures and infrastructures: urban underground amenities, transportation and parking underground facilities, utility conduits.



Geological map of Paris, extract, Ville-de-Paris / IGC



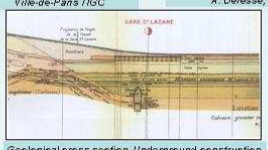
Hydrological map of Paris, extract, A. Delesse, 1862



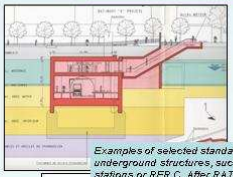
Sketch cross-section of hydraulic connections between the river Seine, the fills and the alluvial aquifer (after A-M. Prunier Leparmentier, Ville-de-Paris/IGC, 2005)

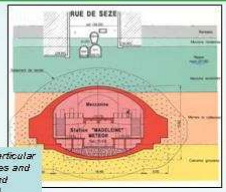
Consequences of a major flood (after A-M. Prunier Leparmentier, Ville-de-Paris / IGC, 2005)
Upper map: in the fill zone – Basements are mainly horizontally flooded;
Lower map: in the alluvial sands and gravels – Basements are mainly vertically flooded.

3rd and 4th stages: Hydrogeological numerical simulations related to the selected local contexts are developed. The objective is to investigate the response of hydrogeological systems (including anthropic modifications of the aquifers, such as punctual underground obstacles or linear galleries and tunnels) to different hydraulic loadings associated to flood conditions. Parametric analyses will allow to highlight the role of boundary conditions, the influence of underground urban amenities, the interaction between the original geological context and man-made modifications.
Results of hydrogeological simulations will be used for the subsequent geomechanical simulations. These numerical simulations will allow to illustrate the mechanical consequences of fluctuations of a groundwater table in a urban environment, in a flood context.



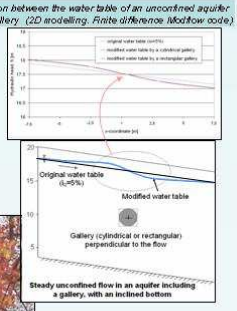
Geological cross-section. Underground construction, A. Dollot, between 1902 and 1918



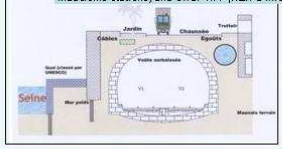


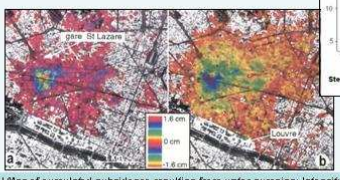
Examples of selected standard contexts with particular underground structures, such as Météor galleries and stations or RER C. After RATP (Météor: Dijon and Madeleine stations) and SNCF-RFF (RER C line)

Interaction between the water table of an unconfined aquifer and a gallery (2D modelling. Finite difference Modflow code)



Consequence of a major flood in Paris – Zone of flooded basements in 1910, after PSSIZ, Préfecture de Police de Paris, 2005





a) Map of cumulated subsidence resulting from water pumping: Intensity-Hue-Saturation composition using an aerial photograph of IGN (©IGN Paris 2001. Poster Paris ISSN BD Ortho®);
b) Map of cumulated uplift resulting from the cessation of pumping and the slow recharge of the nappe (same IHS composition) after Fruneau B., Deffontaines B., Rudant J-P and Prunier Leparmentier A-M , 2005

5th stage: Small surface displacements will be monitored by classical Synthetic Aperture Radar interferometry (DINSAR) and Permanent Scatterers Interferometry (PSI). A few years ago, important results were obtained in the area of Saint-Lazare-Condorcet (Eole project), where subsidence and uplift of ground were monitored and relationship with the pumping operations well established.
For this application, archive SAR images achieved for different dates since 1992 will be used. The hydrogeological data base from Ville-de-Paris / IGC will be used for the analysis of results.

Scientific partners: Roger Cojean, Pierre Combes, Benoît Deffontaines, Michel Deveughèle, Jean-Alain Fleurisson, Bénédicte Fruneau, Emmanuel Ledoux, André Levassor, Anne-Marie Prunier Leparmentier, Pierre Zokimila

Acknowledgements: This research is being carried out within the framework of the HYDROGEOBAT ANR Project N° ANR-05-BLAN-0402-01 (30-12-2005 / 30-12-2008). Data are available thanks to Ville-de-Paris / IGC, RATP, SNCF.

10. Annexe 2

Synthèse des processus physico-chimiques, hydro-mécaniques et géotechniques en rapport avec les interactions de l'eau souterraine et des ouvrages

10. ANNEXE 2 : SYNTHESE DES PROCESSUS PHYSICO-CHIMIQUES, HYDRO-MECANIQUES ET GEOTECHNIQUES EN RAPPORT AVEC LES INTERACTIONS DE L'EAU SOUTERRAINE ET DES OUVRAGES

10.1 INTRODUCTION

Cette Annexe 2 présente un ensemble de données, références ou études de cas relatives aux processus hydro-mécaniques en rapport avec les écoulements souterrains, en particulier en milieux anthropisés. Ces éléments sont directement en rapport avec les objectifs poursuivis par le projet Hydrogeobat et se rapportent à la tâche 1. Ils sont introduits par quelques données générales relatives à l'hydraulique souterraine et aux paramètres des aquifères. Puis, les processus physico-chimiques et hydro-mécaniques concernant les interactions entre eau souterraine et ouvrages sont présentés.

10.2 LOIS DE L'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

Quelques concepts de base de l'hydraulique souterraine, utiles à la suite de l'exposé, sont rappelés par un ensemble de définitions commentées :

– **Vitesse d'écoulement**, vitesse de filtration ou vitesse apparente : la vitesse d'écoulement *v* décrit le processus physique d'écoulement. Elle est définie comme le rapport du débit *Q* (en $m^3.s^{-1}$) traversant une section *A* (en m^2) perpendiculaire aux lignes d'écoulement. v = Q/A.
En tout point de l'écoulement, un **vecteur vitesse d'écoulement** peut être défini, tangent à une **ligne d'écoulement**.

– **Charge hydraulique** : en tout point de l'écoulement, une charge hydraulique peut être définie. La charge hydraulique *h(x,y,z)* correspond à l'énergie par unité de poids de la masse d'eau qui percole dans l'aquifère (énergie de pression, énergie potentielle et énergie cinétique). Elle s'écrit :
$h = u/\gamma_w + z + v^2/2g$
avec : u, pression interstitielle, γ_w : poids spécifique de l'eau, z : cote du point considéré, v : vitesse d'écoulement, g : accélération de la pesanteur.
Pour la plupart des applications cette expression se simplifie en :
$h = u/\gamma_w + z$
L'expression de la charge hydraulique est définie à une constante près, liée à l'origine des cotes, l'axe z étant nécessairement orienté vers le haut.

– **Gradient hydraulique** : En mécanique des fluides, selon le théorème de Bernoulli, la charge hydraulique est constante le long d'une ligne de courant pour un écoulement permanent, isotherme d'un fluide incompressible, non visqueux. Cependant, dans les écoulements souterrains, les très importantes surfaces de contact entre l'eau et le sol ou la roche hôte font que, par frottement visqueux, il se réalise une perte d'énergie et donc une perte de charge hydraulique de la masse d'eau qui percole au travers du milieu solide. La perte de charge hydraulique *dh* par unité de longueur *ds*, le long d'une ligne de courant, est mesurée par le gradient hydraulique *i.*
$i = - dh/ds$
La charge hydraulique, *h(x,y,z)*, fonction des coordonnées du point considéré, permet de définir un **vecteur gradient hydraulique** :
$$\vec{i} = -\vec{grad}(h)$$
Il s'en suit la définition de **surfaces équipotentielles**, caractérisées par h = Cste et vérifiant :
$$\vec{t}.\vec{grad}(h) = 0$$

avec $\vec{t}$, vecteur tangent à la ligne équipotentielle.

– **Loi de Darcy** : Cette loi, établie expérimentalement, permet de relier la vitesse d'écoulement $\vec{v}$ et le gradient hydraulique $\vec{i}$ en faisant intervenir la perméabilité *K* du milieu. Elle s'écrit :

$$\vec{v} = K.\vec{i} = -K.\vec{grad}(h)$$

dans l'hypothèse d'un sol homogène et isotrope du point de vue des perméabilités.
Dans cette hypothèse, il en résulte que :

$$\vec{v}.\vec{t} = -K.\vec{t}.\vec{grad}(h) = 0$$

Ainsi, dans un sol homogène et isotrope, les lignes de courant sont perpendiculaires aux lignes équipotentielles.

Dans le cas d'un sol anisotrope, il est nécessaire de considérer un tenseur des perméabilités $\overline{\overline{K}}$. Dans le cas du multicouche horizontal, en formation sédimentaire, chaque couche présentant une épaisseur e_i et une perméabilité K_i, on peut démontrer que ce milieu hétérogène est équivalent à un milieu homogène anisotrope, de type orthotrope, présentant une perméabilité horizontale K_h, et une perméabilité verticale K_v, définies par :

$$K_h = \sum_{i=1}^{n}(e_i.K_i) / \sum_{i=1}^{n} e_i$$

$$K_v = \sum_{i=1}^{n} e_i / \sum_{i=1}^{n}(e_i / K_i)$$

Un tel milieu anisotrope peut être ramené, par une affinité horizontale de rapport λ, à un milieu isotrope de perméabilité K_e, avec :

$$\lambda = \sqrt{K_v / K_h}$$

et $K_e = \sqrt{K_h.K_v}$

– **Réseau d'écoulement** : L'écoulement souterrain peut être représenté par deux familles de lignes (ou de surfaces) se recoupant perpendiculairement dans le cas d'un milieu isotrope. Les lignes (ou surfaces) de courant représentent les trajectoires moyennes d'écoulement de l'eau dans l'aquifère. Les lignes (ou surfaces) équipotentielles représentent des ensembles de points d'égale charge hydraulique. Le réseau d'écoulement peut être visualisé en plan (c'est le cas en général pour la représentation des cartes hydrogéologiques) ou en coupe (c'est le cas en général pour la représentation des écoulements autour des ouvrages enterrés, sous des barrages ou à travers des ouvrages en terre).

– **Pressions interstitielles, force hydrostatique, force d'écoulement :** Rappelons qu'en hydrostatique, la résultante des pressions interstitielles aux limites d'un système matériel est représentée par une force de volume : la poussée d'Archimède $\vec{F}_A$ ou force hydrostatique. En hydrodynamique, la résultante des pressions interstitielles aux limites d'un système matériel est représentée par deux forces de volume : la poussée d'Archimède $\vec{F}_A$ et une force directement liée à l'écoulement : la force d'écoulement $\vec{F}_E$. Ces deux forces, définies par unité de volume, s'écrivent :

$$\vec{F}_A = \vec{k}.\gamma_w$$

avec : $\vec{k}$: vecteur unitaire ascendant.

$$\vec{F}_E = \vec{i}.\gamma_w$$

avec $\vec{i}$: vecteur gradient hydraulique et γ_w poids spécifique de l'eau.

L'écoulement se réalise au travers de l'aquifère avec une perte de charge hydraulique (ou d'énergie) pour la masse d'eau qui percole, par frottement visqueux de l'eau sur les surface de grains ou de fissures (action des éléments solide sur l'eau). Par application du principe d'action et réaction, il en résulte une action de l'eau sur les éléments solides. Cette action spécifique, en rapport avec l'écoulement, est la *force d'écoulement* $\vec{F}_E$ **.** Elle se rajoute donc à la *force hydrostatique ou poussée d'Archimède* $\vec{F}_A$**.**

Ainsi, les questions d'hydraulique souterraine relatives à un système matériel défini peuvent être résolues en prenant en compte l'action de l'eau, soit comme équivalente à deux forces de volume s'exerçant sur le système matériel considéré : la force hydrostatique et la force d'écoulement, soit comme équivalente à la résultante des pressions interstitielles s'exerçant aux limites du système matériel considéré.

– **Régime permanent. Formalisme mathématique :**

En régime permanent et milieu isotrope, la charge hydraulique *h(x,y,z)* est solution de l'équation de Laplace :

$\Delta h = 0$ ou $\partial^2 h/\partial x^2 + \partial^2 h/\partial y^2 + \partial^2 h/\partial z^2 = 0$ (Δ représentant la fonction laplacien)

Les conditions au sein de l'écoulement et les conditions aux limites les plus communes sont les suivantes (avec n : vecteur unitaire orientée vers l'extérieur de la surface considérée, par rapport à la zone d'écoulement) :

Types de surfaces	Définition	Commentaires
Surface équipotentielle	h = Constante (condition de Dirichlet)	Cas particulier : surface de contact avec une masse d'eau libre (rivière, canal, retenue de barrage
Surface de courant	$\partial h/\partial n = 0$ (condition de Neumann)	Cas particulier : surface de contact avec une zone imperméable, une géomembrane, des éléments de structure : béton, palplanches), etc.
Surface libre ou surface piézométrique	u = 0 ou h = z ; et $\partial h/\partial n = 0$	Surface d'équilibre de l'eau dans un piézomètre ouvert
Surface de suintement	u = 0 ou h = z ; et $\partial h/\partial n < 0$	Surface avec suintements sur un talus, lignes de sources sur un versant

10.3 PARAMETRES HYDRODYNAMIQUES DES AQUIFERES, FONCTIONS DES AQUIFERES

On distingue trois fonctions jouées par un aquifère, à la fois réservoir, conducteur et échangeur de matière et d'énergie entre l'eau et le sol ou la roche hôte.

– **Fonction capacitive** ou fonction de stockage : cette fonction correspond à l'aptitude de l'aquifère à libérer de l'eau sous l'effet d'une charge hydraulique. Elle est contrôlée par le **coefficient d'emmagasinement S**, rapport du volume d'eau libéré par unité de surface d'aquifère, sous une charge hydraulique unitaire. En nappe libre, le processus physique correspondant est la vidange gravitaire des pores et le coefficient d'emmagasinement S correspond à la **porosité efficace n_e**, variable de 0,01 à 0,2 dans les aquifères poreux ou fissurés. En nappe captive, le processus physique correspondant est la décompression de l'eau. Le coefficient d'emmagasinement S est alors variable de 0,0001 à 0,001. Dans l'aquifère multi-couche de l'Albien, S = 0,2 dans la partie en nappe libre, S = 0,004 dans la partie en nappe captive.

La fonction capacitive est directement en rapport avec la notion de réserves exploitables.

– **Fonction conductrice** : cette fonction correspond à l'aptitude de l'aquifère à laisser s'écouler l'eau souterraine (transfert de matière) au travers des pores, fissures ou chenaux, depuis les zones d'infiltration (ou de recharge de l'aquifère) jusqu'aux exutoires naturels ou artificiels (sources, rivières, puits, etc.). Elle est contrôlée par la **conductivité hydraulique** ou **perméabilité K,** définie expérimentalement par la loi de Darcy et correspondant au débit *Q* (en $m^3.s^{-1}$) traversant une section *A* (en m^2), perpendiculaire aux lignes de courant, sous l'effet d'un gradient hydraulique unitaire *i*.
On a donc la relation :
$Q = v.A = K.i.A$
avec : v, vitesse d'écoulement.
Ce paramètres étant très dépendant des variations latérales et verticales de faciès lithologiques et donc très sensible aux *effets d'échelle*, on lui préfère souvent un paramètre plus intégrateur : **la transmissivité T** qui représente le débit traversant un aquifère sur toute son épaisseur, par unité de largeur et sous un gradient hydraulique unitaire.
On a donc la relation :
$T = K.e$
avec : e, épaisseur mouillée de l'aquifère (épaisseur totale en nappe captive).
La diffusivité T/S contrôle la propagation des influences dans l'aquifère (transfert d'énergie, de charge ou de pression : effets de séismes, propagation d'onde de crue d'une rivière à sa nappe alluviale).
La fonction conductrice est directement en rapport avec la notion de rendement d'un pompage, de vulnérabilité à la pollution, de périmètres de protection de pompages.

– **Fonction d'échange** ou d'interaction physico-chimique eau - sol hôte ou eau - roche hôte. Il s'agit d'échanges thermiques, de processus géochimiques de dissolution ou précipitation, d'échanges ioniques, de processus hydrobiologiques (bactériologiques, etc.).
La fonction d'échange est directement en rapport avec les notions de vulnérabilité à la pollution, d'auto-épuration, de barrières anti-pollution.

10.4 PROCESSUS PHYSICO-CHIMIQUES ET HYDRO-MECANIQUES RELATIFS AUX INTERACTIONS DE L'EAU SOUTERRAINE ET DES OUVRAGES SOUTERRAINS

10.4.1 Rôle du degré de saturation des terrains sur les propriétés physiques et géotechniques des matériaux de type sols ou roches tendres

La teneur en eau et le degré de saturation des sols et terrains meubles en général jouent un rôle sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance.

Pour les sols fins argileux ou silteux, on observe que la teneur en eau d'un sol remanié conduit à des consistances variables. Quatre états sont distingués : état liquide, état plastique, état solide avec retrait, état solide sans retrait. Les limites d'Atterberg, teneurs en eau conventionnellement définies par des essais en laboratoire, séparent ces états : la limite de liquidité w_L sépare état liquide et état plastique ; la limite de plasticité w_P sépare état plastique et état solide avec retrait ; la limite de retrait w_R sépare état solide avec retrait et état solide sans retrait. L'indice de plasticité est défini par : $I_P = w_L - w_P$. L'indice de consistance est défini par $I_C = (w_L – w)/I_P$ où w est la teneur en eau naturelle du matériau intact.
L'indice de plasticité I_P permet de définir le degré de plasticité du sol :
$0 < I_P < 5$: sols non plastiques ;
$5 < I_P < 15$: sols moyennement plastiques ;
$15 < I_P < 40$: sols plastiques ;
$I_P > 40$: sols très plastiques.
L'indice de consistance I_C permet de définir le degré de consistance du sol :
$I_C < 0$: consistance liquide ;

$0 < I_C < 0,25$: consistance pâteuse ou très molle ;
$0,25 < I_C < 0,50$: consistance molle ;
$0,50 < I_C < 0,75$: consistance ferme ;
$0,75 < I_C < 1$: consistance très ferme ;
$I_C > 1$: consistance dure.

Le degré de saturation et l'indice de consistance sont directement liés aux caractéristiques de déformabilité et de résistance des sols, spécialement pour les sols argileux. Les processus de retrait-gonflement des sols argileux, générateurs de tassements différentiels et de dommages au bâti et aux ouvrages, trouvent leur origine dans des facteurs de prédisposition relatifs à la *composition minéralogique* et la *microstructure* des sols concernés. Ces facteurs résultent de l'histoire géologique des sols argileux - sédimentation, diagenèse, altération - et des sollicitations hydriques, thermiques et mécaniques correspondantes, passées et actuelles. Cependant, *l'état de référence des sols superficiels* joue un rôle très important sur ces processus. Il est très variable suivant *le contexte climatique zonal*. Dans le cas des pays de climats tempérés océaniques ou continentaux, où l'état de référence des sols est le plus souvent un état de sol humide, la sollicitation hydrique à l'origine des dommages est un assèchement des sols en surface, sollicitation d'origine climatique ou liée à l'action de la végétation, génératrice de processus de *retrait* des sols argileux. A l'inverse, dans le cas des pays de climats tropicaux secs (régions désertiques ou semi-désertiques) et méditerranéens, où l'état de référence des sols est généralement un état de sol sec ou de faible teneur en eau la plus grande partie de l'année, la sollicitation hydrique à l'origine des dommages est très souvent représentée par un apport d'eau inhabituel, générateur de processus de *gonflement* des sols argileux.

10.4.2 Potentiel et pression de gonflement des sols argileux

10.4.2.1 Définitions

Les processus de gonflement des sols en présence d'eau sont appréhendés par les notions de *pression de gonflement* et de *potentiel de gonflement*. La *pression de gonflement* est la force extérieure par unité de surface qu'il est nécessaire d'appliquer à un sol gonflant pour l'empêcher de gonfler. Cette pression de gonflement dépend de l'état initial du sol (état de densité initiale, teneur en eau initiale). Des pressions de gonflement inférieures à 20kPa correspondent à des sols peu gonflants. Le *potentiel de gonflement* est l'amplitude de gonflement (soulèvement) d'un sol qui absorbe de l'eau. Ce potentiel de gonflement est fonction de l'état initial du sol (état de densité initiale, teneur en eau initiale) et des conditions de chargement mécanique appliqué. Ces paramètres peuvent être directement mesurés par des tests oedometriques spéciaux effectués en laboratoire ou indirectement par des indices géotechniques des sols (Delage P. et Cui Y. J., 2000).

10.4.2.2 Protocoles de mesure des potentiels de gonflement et des pressions de gonflement

La teneur en eau initiale et l'indice des vides initial de l'échantillon doivent être tout à fait représentatifs du sol intact (in-situ) car ces paramètres contrôlent très fortement les pressions de gonflement et les potentiels de gonflement. Dans certains cas où l'on doit tester des sols remaniés, ceux-ci doivent être compactés dans un moule Proctor, suivant des normes précises destinées à reconstituer le sol comme il se présentera ensuite sur chantier.
La pression de gonflement et le potentiel de gonflement peuvent être déterminés de plusieurs façons (Serratrice J-F et Soyez B., 1996).

<u>Méthode A</u>

On applique une faible contrainte (au moins 1 kPa) sur l'échantillon placé dans l'oedomètre. Lorsque les faibles déformations liées à cette mise en place sont terminées, l'échantillon est immergé et il peut gonfler verticalement dans l'oedomètre. La courbe type est composée de trois parties : un gonflement initial dû au gonflement de la macrostructure, puis un gonflement primaire important et un gonflement secondaire faible, tous deux attribués au gonflement à l'échelle micro-structurale.

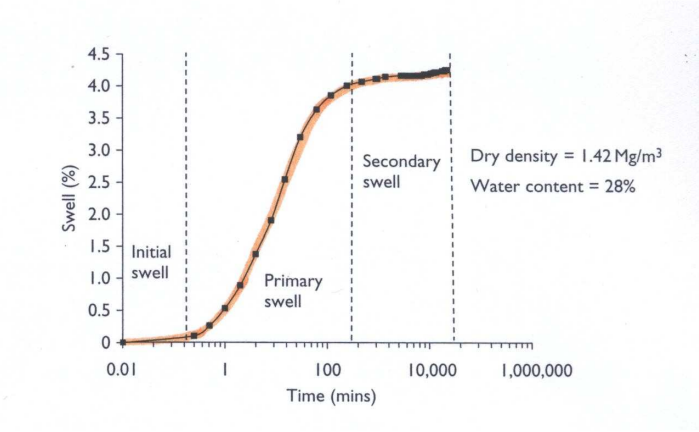


Figure 1 : Caractéristiques d'une courbe de gonflement dans un essai oedométrique

Différents auteurs (Vayssade, 1978 ; Parcevaux, 1980, …) ont montré qu'une loi hyperbolique représentait bien la cinétique de gonflement : loi donnant l'évolution du taux de gonflement ($\varepsilon_v = \Delta h/h_0$) en fonction du temps : $\frac{\Delta h}{h_0} = \varepsilon_v = \frac{t}{a+bt}$

Parcevaux (1980) a proposé d'écrire cette relation : $\frac{\Delta h}{h_o} = G\frac{t}{B+t}$

G désigne alors le taux de gonflement final $(\Delta h/ho)_f$, obtenu pour un temps théoriquement infini. B représente le temps de demi-gonflement par rapport au gonflement final.
Après stabilisation du gonflement (ou simplement après fin du gonflement primaire), on peut donc mesurer le potentiel de gonflement.

A la fin du gonflement primaire, l'échantillon est soumis à des charges croissantes appliquées suivant des règles précises. Ce chargement est poursuivi tant que l'échantillon n'a pas retrouvé son état initial (hauteur initiale, donc indice des vides initial). La pression extérieure nécessaire pour retrouver l'indice des vides initial e_0 définit la pression de gonflement de l'échantillon.

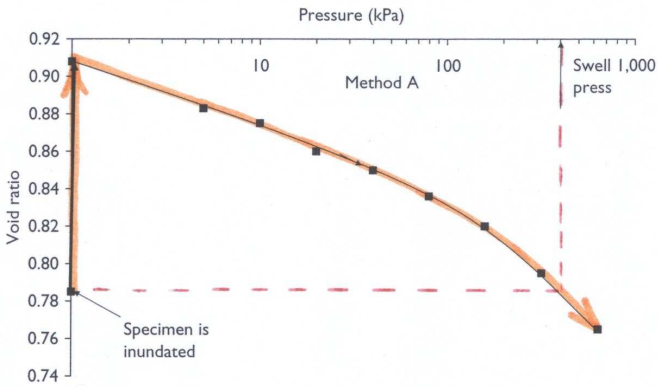


Figure 2 : Mesure de potentiel de gonflement et de pression de gonflement (méthode A) (dans cet exemple : e_0 = 0,782 et pression de gonflement mesurée : 400 kPa)

Cette méthode permet donc de mesurer un potentiel de gonflement et une pression de gonflement.

Comme on a, dans le moule oedométrique, la relation : $\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$

On peut écrire le potentiel de gonflement, en % : $\frac{\Delta h_f}{h_0} = \frac{e_f - e_0}{1+e_0} \times 100$

Méthode B

Dans ce cas une pression plus importante que la pression de mise en place précédente est appliquée à l'échantillon dans l'oedomètre. Cette pression est habituellement la pression correspondant au poids des terres in situ (σ_{v0}). (parfois le chargement induit par la structure de surface est rajouté au poids des terres)

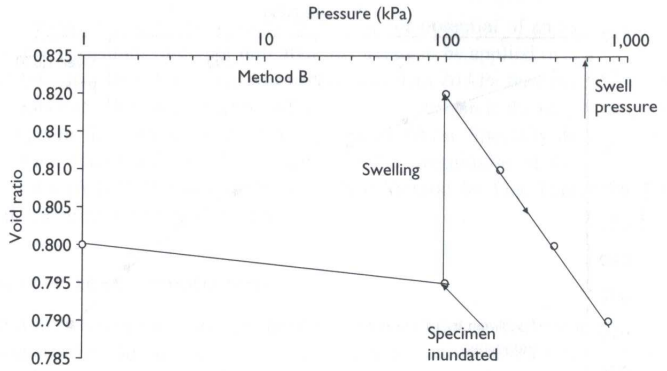


Figure 3 : Mesure de potentiel de gonflement et de pression de gonflement (méthode B) (dans cet exemple : e_0 = 0,795 et pression de gonflement mesurée : 600 kPa)

Après stabilisation des déformations axiales sous la contrainte appliquée, l'échantillon est immergé et les déformations de gonflement du sol sont enregistrées jusqu'à ce que le gonflement primaire soit terminé. Puis, l'échantillon est progressivement chargé jusqu'à ce que l'indice des vides initial avant immersion (e_{v0}) correspondant à la pression verticale σ_{v0}, soit retrouvé. La pression correspondante définit la pression de gonflement de l'échantillon. Cette méthode d'essai mesure la pression de gonflement pour un chargement mécanique correspondant à la pression des terrains in situ.
Très semblable à la précédente, cette méthode permet aussi de mesurer un potentiel de gonflement et une pression de gonflement.

Dans ce cas de chargement, Le potentiel de gonflement s'écrit, en % : $\frac{\Delta h_f}{h_0} = \frac{e_f - e_{v0}}{1+e_{v0}} \times 100$

Méthode C

Dans cette méthode, une pression verticale (σ_1) équivalente à la pression verticale in situ est appliquée à l'échantillon dans l'oedomètre. Après stabilisation des déformations, l'échantillon est immergé. Des chargements supplémentaires sont alors progressivement appliqués pour éviter tout gonflement. La pression verticale pour laquelle l'échantillon ne montre plus de tendance au gonflement définit la pression de gonflement du sol.

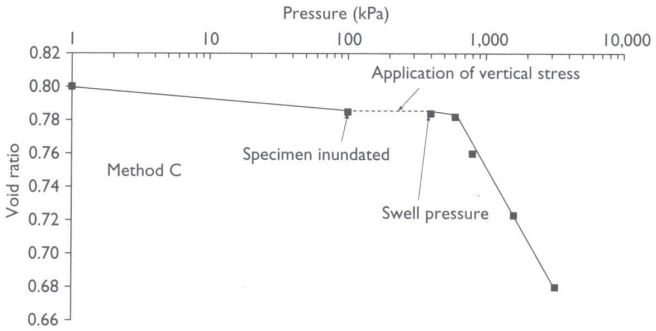


Figure 4 : Mesure de pression de gonflement (méthode C) (dans cet exemple : $e_0 = e_f = 0{,}782$ et pression de gonflement mesurée : 400 kPa)

<u>Méthode D :</u>

Dans cette dernière méthode plusieurs échantillons (parfaitement identiques) sont préparés dans plusieurs moules oedométriques.

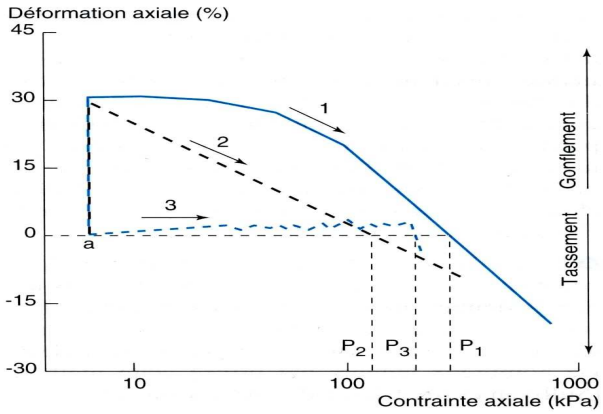


Figure 5 : Représentation de principe des différentes méthodes de mesure des potentiels de gonflement et pressions de gonflement (Courbe 1 : méthodes A et B ; Courbe 2 : méthode D ; Courbe 3 : méthode C). Normes ASTM pour les méthodes A, B et C. (d'après Serratrice J. F. et Soyez B., 1996)

Chaque échantillon est chargé sous une charge préalablement définie, puis immergé. Suivant le chargement appliqué on observe un gonflement ou un tassement des échantillons.
On peut alors représenter dans un diagramme le gonflement ou tassement en fonction de la charge appliquée. La courbe correspondante coupe l'axe des charges appliquées (point de gonflement ou tassement nul) en un point représentant la pression de gonflement, selon ce protocole d'essai.

A partir de résultats d'essais de gonflement obtenus par essais oedométriques, Holtz et Gibbs (1956) et Seed *et al* (1962) ont défini des aptitudes au gonflement des sols. La classification de Holtz et Gibbs est basée sur le potentiel de gonflement d'échantillons intacts soumis à une pression de 7 kPa et immergés. Le critère de Seed *et al* est basé sur le potentiel de gonflement d'échantillons remaniés, compactés avec la valeur de teneur en eau optimum conduisant à la valeur de densité sèche maximum suivant les normes de l'essai Proctor normal, puis soumis à une pression de 7 kPa et immergés. Le Tableau 1 donne les catégories d'expansion proposées par ces chercheurs.

Tableau 1 : Classification des sols gonflants d'une part d'après Holtz et Gibbs (1956), d'autre part d'après Seed et al (1962)

Degree of expansion	Holtz and Gibbs' (1956) classification of percent swell	Seed et al's (1962) classification of percent swell
Low	0–10	0–1.5
Medium	10–20	1.5–5
High	20–35	5–25
Very high	>35	>25

10.4.2.3 Limites de retrait

En cas de diminution de teneur en eau on peut observer un retrait des sols gonflants, caractérisé par une courbe de retrait qui donne la variation volumique du matériau (ou la variation d'indice des vides) en fonction de la variation de teneur en eau (définie dans la Figure 6 de façon volumique). La courbe, qu'il faut suivre de droite à gauche, montre la variation volumique du sol qui reste saturé dans un premier temps, puis le point d'entrée d'air et la diminution de volume beaucoup plus lente. La limite de retrait (teneur en eau) est définie au point d'intersection des deux parties linéaires de la courbe.

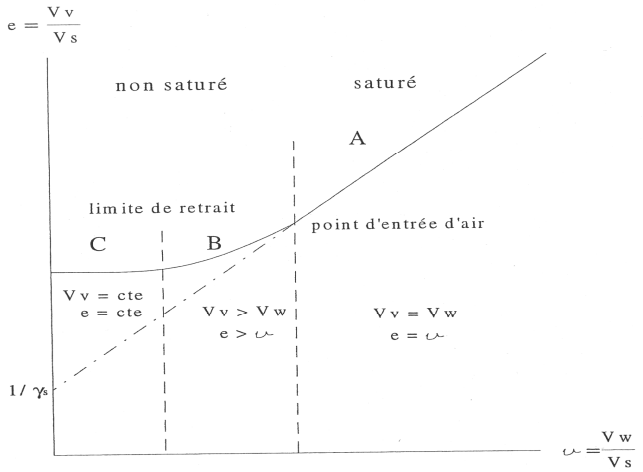


Figure 6 : Courbe de retrait d'une argile (d'après Tessier, 1984)

10.4.2.4 Classification des sols gonflants par méthodes indirectes

A partir d'un ensemble de mesures de potentiels de gonflement et de pressions de gonflement, et considérant les relations établies entre ces valeurs et divers paramètres d'identification géotechnique, il apparaît possible d'estimer l'aptitude au gonflement de sols argileux à partir de leurs seuls paramètres d'identification géotechnique.

Ainsi, le US Bureau of Reclamation utilise les critères du Tableau 2 pour définir l'aptitude au gonflement de sols argileux.

Tableau 2 : Aptitude au gonflement des sols argileux, d'après USBR

Colloid content (%)	Plasticity index (%)	Shrinkage limit (%)	Degree of expansion	Probable expansion (% total volume change)
<15	<18	<10	Low	<10
13–23	15–28	10–20	Medium	10–20
20–31	25–41	20–30	High	20–30
>28	>35	>30	Very high	>30

Source: After Holtz and Gibbs, 1956.

De même, Van Der Merwe (1964) définit l'aptitude au gonflement de sols argileux PE (potential expansiveness) à partir de l'indice de plasticité PI (plasticity index) et du pourcentage d'argile (< 2 µm) (Figure 7).

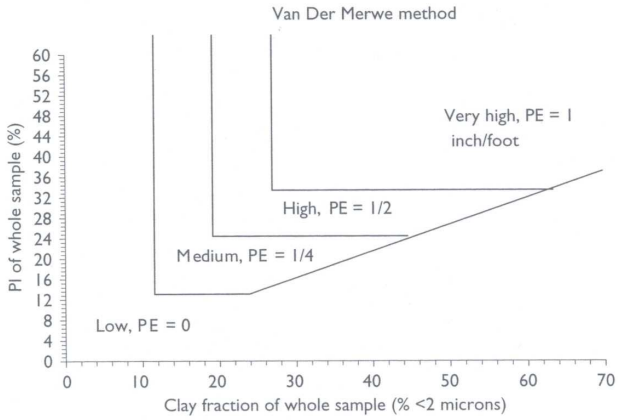


Figure 7 : Classification de l'aptitude au gonflement de sols argileux, d'après Van Der Merwe (1964)

10.4.2.5 Conclusion

Le potentiel de gonflement et la pression de gonflement dépendent de plusieurs facteurs : la teneur en argiles (< 2µm), les types de minéraux argileux présents, la densité sèche initiale (ou l'indice des vides initial), la teneur en eau initiale, la minéralisation de l'eau interstitielle et le type de cations échangeables présents, la pression des terrains, les cycles passés d'humidification et dessication du sol (Gillott, 1968, Mitchell, 1976, Chen, 1998, Rao S. M., 2006). L'aptitude au gonflement des sols argileux peut être estimée à partir des paramètres d'identification géotechnique des sols. Cependant les mesures de potentiel de gonflement et de pressions de gonflement restent les méthodes les plus rigoureuses. Elles doivent être mises en œuvre en précisant les conditions expérimentales qui doivent correspondre au mieux aux conditions du terrain : contexte géotechnique et chargements mécaniques en rapport avec les projets de construction.

10.4.3 Rôle mécanique de la force hydrostatique et des forces d'écoulement sur les fondations d'immeubles et ouvrages souterrains

10.4.3.1 Introduction

En hydrostatique, la résultante des pressions interstitielles aux limites d'un système matériel est représentée par une force de volume : la poussée d'Archimède $\vec{F}_A$ ou force hydrostatique. En hydrodynamique, la résultante des pressions interstitielles aux limites d'un système matériel est représentée par deux forces de volume : la poussée d'Archimède $\vec{F}_A$ et une force directement liée à

l'écoulement : la force d'écoulement $\vec{F}_E$. Ces deux forces, définies par unité de volume, s'écrivent :

$\vec{F}_A = \vec{k}.\gamma_w$

avec : $\vec{k}$: vecteur unitaire ascendant.

$\vec{F}_E = \vec{i}.\gamma_w$

avec $\vec{i}$: vecteur gradient hydraulique et γ_w poids spécifique de l'eau.

Ainsi, les questions d'hydraulique souterraine relatives à un système matériel défini peuvent être résolues en prenant en compte l'action de l'eau, soit comme équivalente à deux forces de volume s'exerçant sur le système matériel considéré : la force hydrostatique et la force d'écoulement, soit comme équivalente à la résultante des pressions interstitielles s'exerçant aux limites du système matériel considéré.

Rappelons aussi que l'état de contraintes dans un sol est défini en tout point par un tenseur des contraintes $\overline{\overline{\sigma}}$. Sur une facette d'orientation donnée, un vecteur contrainte $\vec{f}$ peut être défini, avec une composante normale à la facette notée σ : effort de compression ou de traction, et une composante tangente à la facette notée τ : effort de cisaillement. Cet état de contraintes, dit total, se répartit entre d'une part, le « squelette solide » du sol représenté par l'assemblage des particules et agrégats et d'autre part, l'eau interstitielle. La relation de Terzaghi permet de séparer le tenseur des contraintes totales en la somme du tenseur des contraintes intergranulaires ou effectives et la pression interstitielle : $\overline{\overline{\sigma}} = \overline{\overline{\sigma}}' + u.\overline{\overline{I}}$, ce qui donne pour les composantes du vecteur contrainte $\vec{f}$:

Contraintes normales : σ = σ' + u
Contraintes tangentielles : τ = τ'

10.4.3.2 Cas du monocouche

Considérons le cas d'un demi-espace infini, représenté par un sol homogène et portant une nappe de surface piézométrique horizontale. La réponse mécanique du terrain aux fluctuations de niveau piézométrique (situation de type oedométrique) est étudiée.

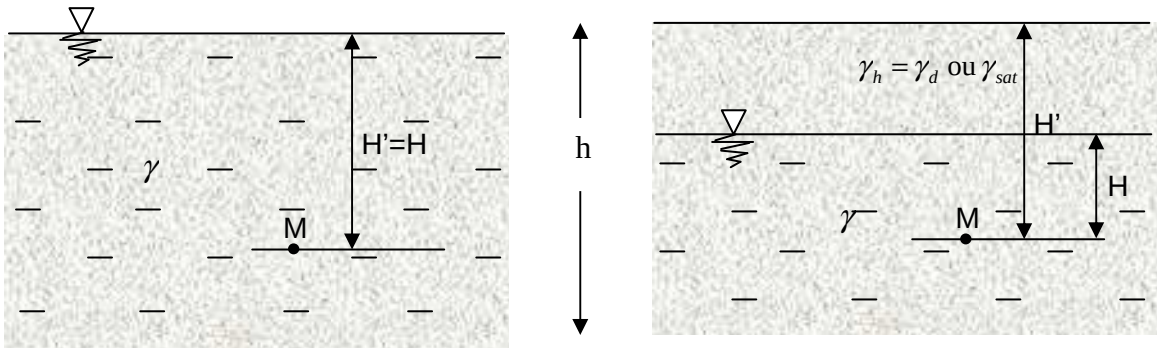


Figure 8 : Conditions géométrique et géomécanique de l'analyse

Ce sujet peut être résolu simplement, de façon analytique.

Nous définissons :
σ_v(M) : la contrainte totale sur une facette horizontale au point M
σ_v'(M) : la contrainte effective sur une facette horizontale au point M
u : la pression interstitielle au point M

γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé
γ_d : le poids volumique du sol sec
γ_h : le poids volumique du sol au-dessus de la surface piézométrique
γ_w : le poids volumique de l'eau

Il faut rappeler que :
1) la relation de Terzaghi relie contraintes totales, contraintes effectives et pression interstitielle comme suit :
$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \delta_{ij} \cdot u$
2) la réponse en déformation d'un sol est commandée par le tenseur des contraintes effectives et non pas le tenseur des contraintes totales.

Il suffit, pour le cas du demi-espace infini avec une nappe horizontale, de considérer les contraintes σ_v et σ'_v, pour montrer, avec z_0 la cote du terrain naturel, z_1 la cote de la surface piézométrique et z la cote du point M, que :
$\sigma_v = \gamma_h (z_0-z_1) + \gamma_{sat} (z_1-z)$
$u = \gamma_w (z_1-z)$
$\sigma'_v = \gamma_h (z_0-z_1) + (\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot (z_1-z)$
D'où :
$\Delta\sigma'_v = (\gamma_{sat}-\gamma_w-\gamma_h) \Delta z_1 = (\gamma'-\gamma_h) \Delta z_1$

Avec: $\gamma' = \gamma_{sat}-\gamma_w$

La frange capillaire (au sens large, incluant la zone saturée par capillarité et la zone non saturée) qui s'établit au-dessus de la surface piézométrique peut être complexe. Elle dépend de la nature du terrain et aussi de l'historique des sollicitions hydriques. Néanmoins, le poids spécifique du terrain γ_h au-dessus de la surface piézométrique peut être encadré par les valeurs extrêmes γ_d (sol sec) et γ_{sat} (sol saturé).

On établit simplement que le facteur $(\gamma_{sat}-\gamma_w-\gamma_h)$ est toujours négatif, quelle que soit la valeur de γ_h.
En effet, dans la frange capillaire, on peut écrire :

$$\gamma_h = \frac{\gamma_s + S.e.\gamma_w}{1+e} = \frac{1+w}{1+e}\gamma_s \quad \text{et} \quad \gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e.\gamma_w}{1+e}$$

avec :
e : indice des vides du sol ;
w : teneur en eau du sol ;
S : degré de saturation du sol.

ce qui conduit à :

$$\gamma_{sat} - \gamma_w - \gamma_h = -\frac{(1+S.e)\gamma_w}{1+e} < 0$$

et donc, en cas de rabattement ($\Delta z_1<0$), à $\Delta\sigma_V' > 0$

Si S = 0, $\gamma_h = \gamma_d$ (sol sec au-dessus de la surface piézométrique)

$$\gamma'-\gamma_h = -\frac{\gamma_w}{1+e} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_v' = -\frac{\gamma_w}{1+e}\Delta z_1 > 0$$

Si S = 1, $\gamma_h = \gamma_{sat}$ (sol saturé, par capillarité, au-dessus de la surface piézométrique)

$$\gamma'-\gamma_h = -\gamma_w \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_v' = -\gamma_w \Delta z_1 > 0$$

En conclusion, un rabattement de nappe ($\Delta z_1<0$) se traduit toujours par une augmentation des contraintes effectives ($\Delta\sigma_V'>0$), et donc par une possibilité de tassement des sols d'autant plus forte qu'il s'agit de sols compressibles (tourbes, argiles, limons,…). Les phénomènes physiques explicatifs résultent simplement du fait que la tranche de terrain hors nappe, après le rabattement, transmet au squelette solide sous-jacent des efforts mécaniques qui résultent du poids de cette tranche (suivant les cas : sol sec : $\gamma_h = \gamma_d$; sol saturé par capillarité : $\gamma_h = \gamma_{sat}$; sol humide : $\gamma_h = \gamma_s$ (1 + w)/(1 + e)), efforts plus importants dans tous les cas que ceux transmis lorsque cette tranche était sous nappe, efforts résultant alors du poids déjaugé de la tranche : $\gamma_{sat}-\gamma_w = \gamma'$.

La remontée de nappe est un phénomène symétrique.

L'analyse du tassement Δh ou gonflement (de type oedométrique) conduit aux formules suivantes :

- Cas du sol sec au-dessus de la surface piézométrique :

$$\Delta h = \frac{(1-n)\gamma_w}{2E_{oed}}[h^2 - (H+10)^2]$$

- Cas du sol saturé au-dessus de la surface piézométrique :

$$\Delta h = \frac{\gamma_w}{2E_{oed}}[h^2 - (H+10)^2]$$

avec :
n : porosité du sol, sachant que : n = e/(1+e)

$$E_{oed} = K + \frac{4}{3}G$$

avec :
K : module de compressibilité volumique du sol ;
G : module de cisaillement du sol.

10.4.3.3 Cas du bicouche et du multicouche

Considérons le cas d'un demi-espace infini constitué d'un bicouche. Les résultats pourront être étendus au cas du bicouche (Figure 9). On considère une superposition de deux couches d'épaisseurs h_1 et h_2, une variation de niveau piézométrique, des cotes z_1 à z_2, ne concernant que la couche 1 supérieure. Une analyse du même type que celle précédemment présentée conduit au calcul du tassement total (ou gonflement total) du bicouche.

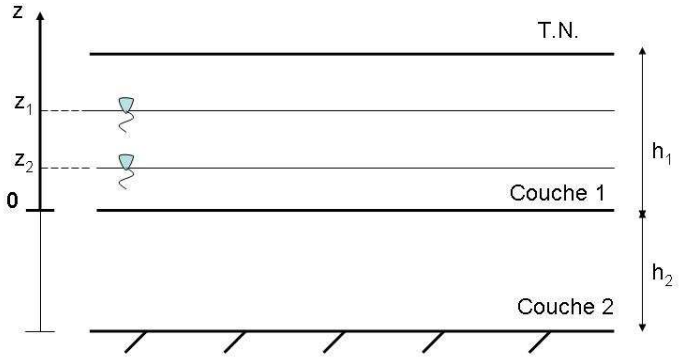


Figure 9 : Cas du bicouche

Les sols sont supposés saturés (saturation par capillarité dans la tranche de battement de la surface piézométrique). Sinon, il suffirait de remplacer le facteur γ_w par : $\frac{(1+S\cdot e)\times\gamma_w}{(1+e)}$, avec e l'indice des vides et S le degré de saturation moyen dans la tranche de battement de la surface piézométrique.

Calcul du tassement (ou gonflement) de la couche 1 résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h_1 = \frac{\gamma_w}{2E_{oed1}}[z_1^{\,2} - z_2^{\,2}] = \frac{\gamma_w}{E_{oed1}}[z_1 - z_2] \times \frac{z_1 + z_2}{2}$$

Cas particulier où $z_1 = h_1$ et $z_2 = 0$: $\Delta h_1 = \dfrac{\gamma_w \times h_1^{\,2}}{2E_{oed1}}$

Calcul du tassement (ou gonflement) de la couche 2 résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h_2 = \frac{\gamma_w}{E_{oed2}}[z_1 - z_2] \times h_2$$

Calcul du tassement total (ou gonflement) du bicouche résultant de la fluctuation du niveau piézométrique de z_1 à z_2 (au sein de la couche 1) :

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{\gamma_w}{2E_{oed1}}[z_1^{\,2} - z_2^{\,2}] + \frac{\gamma_w}{E_{oed2}}[z_1 - z_2] \times h_2$$

Cette expression s'étend simplement au cas du multicouche.

10.4.4 Rôle des écoulements sur les processus d'entraînement de fines et les processus de suffosion

Il a été rappelé qu'un écoulement se traduit par l'existence d'une force de volume spécifique : la force d'écoulement qui se rajoute à la force hydrostatique ou poussée d'Archimède. L'équilibre macroscopique d'un système matériel peut ainsi être étudié en considérant les actions hydrauliques comme représentées par deux forces de volumes : la poussée d'Archimède et la force d'écoulement ou bien représentées par la résultante des forces de pression aux limites du système matériel.

Cependant, il faut aussi considérer les lignes d'écoulement à l'échelle des contacts entre grains et agrégats, au niveau des efforts de frottement visqueux entre l'eau et les particules solides. A cette échelle la stabilité locale peut ne pas être assurée si la force d'écoulement, fonction du gradient hydraulique local, est capable d'affecter l'agencement granulaire, de déplacer les particules les plus fines au sein du milieu poreux et de les entraîner vers un aval hydraulique. Il peut se réaliser un conduit de suffosion, affaiblissant le milieu par entraînement de matière solide. De tels conduits de suffosion peuvent donner lieu à formation de cavités susceptibles de générer un développement de fontis se propageant verticalement vers le haut, éventuellement guidés par des éléments de structure naturels ou artificiels. Dans le cas où le phénomène s'initie en partie aval d'un remblai, la cavité ouverte au jour prend le nom de « renard ». Le phénomène étant déclenché par un excès de gradient hydraulique, contrôlé par un niveau de charge hydraulique amont et le point aval, il ne peut ensuite que s'auto-accélérer car la cavité fait remonter vers l'amont le point d'émergence des filets liquides et de ce fait le gradient local au niveau du renard augmente encore. Ce scénario est à l'origine de quelques ruptures catastrophiques de barrages en terre de par le monde, comme le barrage en terre de Teton (Idaho, USA) en 1976.
L'aptitude à la suffosion des terrains n'est pas complètement connue. Cependant il semble que les critères d'aptitude à la liquéfaction sous sollicitation séismique représentent une bonne approche de l'aptitude à la suffosion. Ainsi les sols granulaires fins, mal gradués et de faible densité sont particulièrement sensibles à ces phénomènes.

Dans certaines situations, le caractère soluble des matériaux présents peut accentuer la cinétique du phénomène. C'est le cas en présence de gypse non massif et de sols gypseux où l'écoulement, favorisant la division du matériau et l'augmentation des surfaces spécifiques, génère une accélération de la solubilisation et facilite d'autant l'exportation de matière, à l'état dissous cette fois, au-delà de la zone soumise à la suffosion. Il faut signaler de plus que cette solubilisation est d'autant plus active que les eaux percolant au travers du matériau ne sont pas saturées en sulfates. Ce sera le cas si cet écoulement est généré par une action anthropique (pompage, réalisation d'un ouvrage jouant un rôle de drain ou accélérant un processus naturel d'écoulement) qui remplace une eau stagnante dont la minéralisation est généralement à l'équilibre avec l'environnement immédiat.

Le projet IREX a proposé de retenir une typologie de l'érosion interne, considérant d'une part les processus d'arrachement de particules et d'autre part les processus de transport de ces particules :
1°) Phénomènes d'arrachement :

- La boulance : correspondant à des situations où les forces hydrauliques (poussée d'Archimède et force d'écoulement) équilibrent les forces de gravité. Dans ce cas, la pression interstitielle annule les contraintes effectives. Le sol se transforme en une suspension.
- La suffusion ou suffosion : l'érosion interne entraîne le mouvement de grains de petite taille lorsque la vitesse d'écoulement, à l'échelle des grains est trop forte. On distingue la suffosion interne lorsque la granularité du matériau ne peut assurer une autofiltration, la suffosion surfacique à l'interface de deux matériaux, la suffosion externe à l'interface d'un matériau et d'une masse fluide.
- L'érosion régressive : lorsque depuis un point aval une érosion se développe vers l'amont, avec suivant les cas déchaussement progressif des matériaux ou formation de conduits.
- Le débourrage : correspondant à un entraînement brutal de matériaux sous l'effet d'une pression hydraulique trop forte.
- La dissolution.
- La dispersion ou défloculation : concernant les argiles dispersives qui, perdant de leur cohésion, deviennent facilement érodables.
- L'entraînement : de particules le long d'un conduit déjà formé.
- L'exsolution : phénomène particulier d'apparition de micro-bulles d'air dans l'eau interstitielle dans des zones de faible pression, ce qui entraîne une diminution de la perméabilité du terrain, une augmentation des pressions interstitielles et des risques d'érosion interne.

2) Phénomènes de transport :

- Transport concentré dans des conduits formés.
- Transport diffus dans l'espace poreux intergranulaire.

Il faut signaler qu'au droit des revêtements de tunnels se présentent des interfaces entre terrain et systèmes drainants à l'origine d'une focalisation des filets liquides au niveau des drains dont la constitution doit être étudiée afin que le phénomène de suffosion ne puisse se réaliser.

10.4.5 Rôle des écoulements sur les processus de dissolution des roches carbonatées ou salines présentes dans le sous-sol et sur les précipitations chimiques

Dans un milieu saturé, l'eau imprégnant l'aquifère présente une minéralisation en rapport avec l'équilibre chimique qui résulte de la période de contact et d'échange prolongé entre les phases minérales présentes dans l'aquifère et la phase aqueuse. Mais en situation hydrodynamique, c'est une eau *a priori* en déséquilibre chimique avec les phases minérales de l'aquifère qui s'écoule. La fonction d'échange de l'aquifère joue alors complètement suivant une cinétique variable, fonction de la minéralisation de l'eau qui s'écoule, des conditions de pH et de Eh, de la température, etc. L'eau, sans cesse renouvelée, garde un pouvoir de dissolution et, dans certains cas, de précipitation chimique.

Si les processus de dissolution sont prépondérants, comme ce sera généralement le cas pour des écoulements au travers de formations carbonatées (calcaires, dolomie, etc) ou salines (gypse, sel, etc.), alors l'écoulement a la capacité de générer un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du sol relatives à sa déformabilité et sa résistance par entraînement de matière mise en solution. Il faut noter que la fonction d'échange de l'aquifère est contrôlée par un ensemble de processus relevant de la physico-chimie des surfaces et que, de ce fait, plus la surface spécifique développée par le sol ou la roche constituant l'aquifère est grande, plus le potentiel de dissolution est important. Ainsi des matériaux très poreux ou finement divisés seront plus sensibles à ces processus. Par ailleurs, toutes situations conduisant à focaliser les lignes de l'écoulement souterrain sur des zones particulières, voire à accélérer les vitesses d'écoulement dans ces zones seront des situations à fort potentiel de dissolution. Ce sera le cas des situations d'interface entre le sol et une structure enterrée, pour lesquelles il est impératif de traiter ces interfaces en constituant des zones d'interface instaurant une variation progressive des caractéristiques de perméabilité entre le sol et la structure.

Dans certains contextes, les processus de précipitation chimique peuvent devenir prépondérants, lorsque les conditions physico-chimiques viennent à changer rapidement, comme au niveau de structures drainantes et dans ce cas il peut se réaliser un colmatage progressif de matériaux jouant le rôle de filtre et de drains, limitant ou contraignant fortement les fonctions de drainage. Dans ce cas il d'en suit une modification des caractéristiques d'écoulement et une augmentation des pressions interstitielles. Seuls des dispositifs de suivi de pressions interstitielles peuvent identifier de telles situations. En cas de dispositif de drainage particulièrement important pour une structure donnée, il est judicieux d'installer des piézomètres ou des cellules de mesure de pression interstitielle spécifiquement au niveau de ces organes de drainage.

Les cas de l'anhydrite et du gypse

Les cas de l'anhydrite et du gypse méritent d'être commentés. On peut rappeler que l'anhydrite ($CaSO_4$) et le gypse ($CaSO_4$, $2H_2O$) sont des roches salines ou évaporitiques. Les minéraux d'anhydrite et de gypse présentent des densités respectivement de 2,92 et 2,32 et des solubilités dans l'eau à 20°C et à la pression atmosphérique respectivement d'environ 2,9 $g.L^{-1}$ et 2 $g.L^{-1}$. Ces deux minéraux sont très solubles « en conditions naturelles », moins que la halite (sel gemme), mais bien plus que les carbonates (calcite, dolomite, …). Ces solubilités sont par ailleurs très variables suivant la minéralisation des eaux qui percolent à leur contact et spécialement suivant leur degré de saturation en sulfates.

Mise en présence d'eau, l'anhydrite se transforme en gypse, avec en milieu ouvert (eau apportée de l'extérieur du système, ce qui est le cas le plus courant) un gonflement relatif théorique de 61% et la possibilité de développer de fortes pressions de gonflement en milieu confiné. En cas d'apport d'eau fortement renouvelée, il y a solubilisation de l'anhydrite, sans même passer par la formation de gypse, ce qui peut conduire à l'élargissement de fractures par dissolution, voire au développement de karst dans l'anhydrite elle-même. Dans ce même type de condition, le gypse aussi est l'objet de karstifications importantes, avec formations de cavités plus fragiles que pour l'anhydrite car la résistance mécanique du gypse (et des massifs gypseux) est plus faible que celle de l'anhydrite (et des massifs d'anhydrite, du moins s'agissant de masses d'anhydrite saine et pure). Il peut s'en suivre des remontées de cloches de fontis, des affaissements en surface ou parfois des venues au jour plus ou moins brutales de fontis, en forme « d'entonnoirs » ou de « puits ».

Pour analyser le comportement du gypse et de l'anhydrite en milieu naturel, du point de vue des processus de dissolution et de gonflement, il faut prendre en compte les conditions de « gisement » de ces matériaux à différentes échelles : texture de la roche, porosité, fissuration, présence d'impuretés, présence d'autres matériaux associés : argiles et schistes, zones de fractures, surfaces exposées à l'air et à l'eau, minéralisation de l'eau, possibilité de circulation et de renouvellement de l'eau qui les traverse. A une échelle locale (celle de l'échantillon décimétrique à métrique) on peut observer que la transformation de l'anhydrite en gypse par apport d'eau a tendance à colmater les fissures (du fait de l'augmentation de volume) et à contrarier l'arrivée de l'eau vers des zones plus profondes ou plus

confinées. De ce fait, des masses d'anhydrites pures, compactes et non fissurées peuvent être considérées comme des roches non gonflantes. A une échelle moins locale (celle du massif rocheux et des ouvrages comme un tunnel), il faut prendre en compte tous les types de surfaces de contacts possibles entre d'une part le gypse ou l'anhydrite, et d'autre part l'eau disponible : eau atmosphérique (rappelons les forts degrés hygrométriques parfois constatés en tunnel), eau apportée de l'intérieur du massif, eau circulant au niveau des interfaces des revêtements de tunnels et dans les différents dispositifs de captage pas toujours étanches. C'est plus souvent cette situation à l'échelle du massif qu'il convient de prendre en compte pour gérer les questions de dissolution de gypse et d'anhydrite et de gonflement de l'anhydrite. On conçoit en particulier qu'il faut une très bonne connaissance du massif pour définir un dispositif de captage adapté au contexte géologique et hydrogéologique.

10.4.5.1 L'eau, paramètre de dimensionnement pour des ouvrages peu profonds : mobilisation d'une résistance au soulèvement par ancrages profonds, par colonnes ballastées, par jet grouting, par injections et formation d'un lest

Les deux forces de volume : force hydrostatique et force d'écoulement, ou les pressions hydrauliques s'exerçant aux limites du système peuvent être à l'origine d'efforts mécaniques difficilement supportables par un ouvrage enterré ou partiellement enterré.
Parmi les techniques employées pour compenser ou limiter ces efforts mécaniques, on connaît :

- La mise en œuvre de techniques d'ancrages de l'ouvrage, par des tirants d'ancrage mobilisant une réaction d'appui au niveau d'une couche géologique en profondeur, suffisamment résistante (alluvions de sables et graviers, niveau calcaire, etc.). En situation de reprise en sous-œuvre il peut s'avérer nécessaire de renforcer la fondation de la structure qui recevra les têtes des tirants.
- La constitution d'un lest de la fondation de l'ouvrage par des techniques d'injection de coulis de ciment destinées à rendre solidaire de l'ouvrage un certain volume de sol ou de roche imperméabilisé par les injections. Dans l'hypothèse hydrostatique, ce lest est lui-même soumis à la poussée d'Archimède (« volume d'eau déplacé », poids spécifique $\gamma_w = 10 kN.m^{-3}$), mais présentant un poids spécifique $\gamma \approx 20 kN.m^{-3}$, le bilan est positif pour la fonction de lest.
- Le renforcement général de la fondation et sa reprise en sous œuvre par des systèmes de colonnes de jet-grouting.

10.4.5.2 L'eau, paramètre de dimensionnement pour des ouvrages profonds :

Pour les ouvrages profonds, il faut prendre en compte dans la stabilité de l'ouvrage et du revêtement des pressions hydrostatiques parfois considérables en relief montagneux sous plusieurs centaines de mètres de terrains, voire plus de 1000m, à raison de 10bars (1 MPa) pour une hauteur de 100 m d'eau. Dans de tels contextes, le revêtement du tunnel ne saurait résister à de telles pressions. Il faut donc, dans ces situations aussi, « aider le terrain à se soutenir lui-même » et par des travaux d'injections de coulis de ciment reporter, au-delà de la paroi de la galerie au niveau d'un anneau de terrain résistant et étanché, la zone d'équilibre des pressions hydrauliques.

Des dispositifs d'étanchement spécifiques sont indispensables en phase de travaux pour traverser des zones de failles majeures, des zones de karts ou des remplissages de torrents sous-glaciaires fossiles. Dans ce cas il s'agit de se prémunir à la fois contre les pressions, les débits et les risques de débourrage. Le passage de telles zones doit être programmé à l'avance grâce aux reconnaissances géologiques de projet. Ces zones doivent être reconnues à l'avancement du chantier grâce à des sondages à l'avancement.

10.4.6 Rôles mécanique de l'eau sur la stabilité au glissement en situation de pente

L'eau joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes. Ce rôle peut être caractérisé en considérant le cas d'une pente infinie, les résultats pouvant être facilement extrapolés à toute autre situation.

On peut ainsi établir que pour une pente inclinée d'un angle β, constituée d'un sol homogène de poids spécifique saturé γ_{sat} (sous la surface piézométrique et dans la partie saturée du front d'infiltration), de poids spécifique moyen γ dans les autres situations, de cohésion C et d'angle de frottement interne φ, soumis à un écoulement plan uniforme parallèle à la pente (m : facteur de position de la surface piézométrique), un front d'infiltration régulier pénétrant dans le sol (n : facteur de position du front d'infiltration) (Figure 10), l'état de stabilité de cette pente par rapport à un processus de glissement plan au niveau d'une interface inférieure (profondeur z) est caractérisé par un coefficient de sécurité, rapport des forces résistantes sur les forces motrices, égal à :

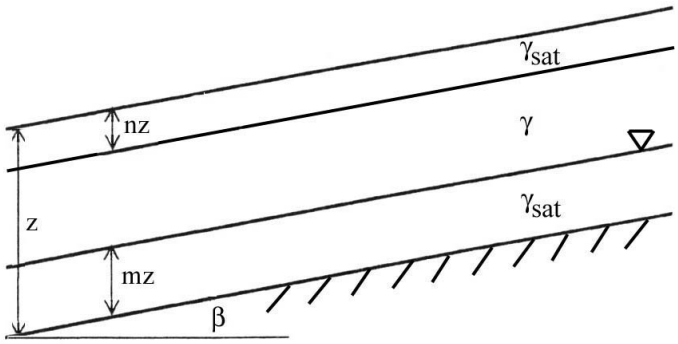


Figure 10: Cas de la pente indéfinie et de l'écoulement plan uniforme parallèle à la pente

$$F = \frac{C + \left[(1-m-n)\cdot\gamma + (m+n)\cdot\gamma_{sat} - m\cdot\gamma_w\right]\cdot\tan(\varphi)\cdot z\cdot\cos^2\beta}{\left[(1-m-n)\cdot\gamma + (m+n)\cdot\gamma_{sat}\right]\cdot z\cdot\cos\beta\cdot\sin\beta}$$

Les influences respectives d'une montée de la surface piézométrique ou d'une descente du front d'infiltration peuvent être étudiées à partir de cette équation. Mais il suffit de considérer les deux situations extrêmes a et b :

<u>Situation a:</u> pas de nappe et pas de front d'infiltration (m = 0, n = 0, poids spécifiques du sol : γ)

$$F_a = \frac{C + \gamma\cdot\tan(\varphi)\cdot z\cdot\cos^2\beta}{\gamma\cdot z\cdot\cos\beta\cdot\sin\beta} = \frac{C}{\gamma\cdot z\cdot\cos\beta\cdot\sin\beta} + \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

<u>Situation b :</u> surface piézométrique de la nappe au niveau de la surface du sol (m = 1, n = 0, poids spécifiques du sol : γ_{sat})

$$F_b = \frac{C + (\gamma_{sat} - \gamma_w)\cdot\tan(\varphi)\cdot z\cdot\cos^2\beta}{\gamma_{sat}\cdot z\cdot\cos\beta\cdot\sin\beta} = \frac{C}{\gamma_{sat}\cdot z\cdot\cos\beta\cdot\sin\beta} + \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)}{\gamma_{sat}}\cdot\frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

On peut donc observer le rôle très négatif de l'écoulement, même en le comparant à une situation ou le sol serait saturé par capillarité (situation a, avec dans ce cas : $\gamma = \gamma_{sat}$).
Pour un sol sans cohésion (C = 0), avec γ_{sat} = 20kN.m^{-3} et γ_w = 10kN.m^{-3}, on obtient F_b/F_a = 0,5. Le coefficient de sécurité est divisé par 2, ce qui explique le rôle essentiel des procédures de drainage sur la stabilité des pentes et l'importance à bien les maintenir fonctionnelles.

10.4.7 Analyse du vieillissement des matériaux géologiques, des interfaces terrain de fondation/structure et des ouvrages, en réponse aux sollicitations cycliques hydriques et mécaniques

Actions de corrosion des revêtements

Les eaux souterraines peuvent être acides. La mise en contact des terrains avec l'oxygène peut conduire à l'oxydation de sulfures, H_2S s'oxydant en acide sulfurique peut rendre très corrosive des eaux percolant au contact du béton ou d'éléments métalliques.

Actions de colmatage des systèmes de drainage

Les eaux souterraines percolant au travers des dispositifs de drainage peuvent précipiter des sels minéraux. Il est classique de voir des forages ou des drains s'incruster de dépôts de tufs calcaires, quand des eaux carbonatées rencontrant un milieu plus aéré, avec une pression partielle de CO_2 faible, précipite leurs carbonates par déplacement de l'équilibre chimique suivant la réaction :

$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \leftrightarrow Ca^{++} + 2HCO^-_3$

Dans d'autres contextes géochimiques, on peut voir des drains colmatés par des dépôts gypseux. Parfois des depôts constitués de gels de bactéries viennent obstruer des organes de drainage. Il est très difficile de prévoir par avance la durée de vie d'un dispositif de drainage. Il faut donc que le dispositif de surveillance soit conçu pour identifier une montée de pressions interstitielles, réponse à un colmatage partiel ou total.

10.5 L'EAU ET LES OUVRAGES SOUTERRAINS

10.5.1 Données générales, dossier géotechnique et DCE, modèles conceptuels géologiques et hydrogéologiques, coupe géologiques et hydrogéologiques prévisionnelles

10.5.1.1 Données générales

Les dossiers de consultation des entreprises prennent en compte de façon détaillée toutes les interactions possibles entre eau et ouvrages souterrains, tout spécialement dans des contextes de creusement de galerie. Les problèmes posés par l'eau souterraine en tunnels ou galeries sont en effet multiples :

- pressions exercées aux parements et au front de l'excavation ;
- venues d'eau brutales susceptibles de noyer un chantier, à la traversée de zones faillées, de vallées alluviales fossiles ou non, de zones karstiques ;
- débourrages de matériaux meubles ;
- remontées de cloches de fontis vers la surface pour les tunnels peu profonds ;
- formation de hors-profils dans des formations hétérogènes de perméabilité variable ;
- développement de pressions de gonflement dans certains types de roches brutalement mise en contact avec l'eau (anhydrite, sols argileux gonflants) ;
- actions de corrosion du béton et armatures par certaines eaux fortement minéralisées ;
- actions de colmatage de drains par précipitations chimiques ;
- rabattements durables de nappes susceptibles d'entraîner le tarissement de sources et éventuellement le tassement de sols superficiels compressibles.

Si la conception du projet conduit à passer au travers de telles zones, il faut prévoir des dispositifs spéciaux de creusement (bouclier à pression de boue, à air comprimé) éventuellement associés à des traitements des terrains à l'avancement (drainages, injections de coulis de ciment, préconfinement des terrains).

L'ouvrage en service, il faut considérer les forces hydrauliques auxquelles il sera soumis : pression hydrostatique et force d'écoulement éventuellement ainsi que les débits à évacuer par les dispositifs de drainage. Le dimensionnement de l'ouvrage lui-même et la conception du revêtement doivent prendre en compte le rôle de l'eau.

10.5.1.2 Dossier géotechnique et DCE

Les Recommandations AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) relatives à la « Prise en compte des risques géotechniques dans les dossiers de consultation des entreprises pour les projets de tunnels » (Tunnels et ouvrages souterrains. N°185. septembre/octobre 2004. pp. 316-327) précisent la démarche à suivre pour constituer les dossiers géotechniques inclus dans le DCE (dossier de consultation des entreprises), avec pour objectif de :

- fournir l'état des connaissances disponibles sur les terrains qui seront excavés ;
- décrire les risques géotechniques, notamment ceux liés à l'eau, qui ont été identifiés au stade du projet ;
- préciser les méthodes d'exécution prévues.

Les Recommandations précisent que le terme « géotechnique » recouvre tous les aspects géologiques, hydrogéologiques et géomécaniques des projets de tunnels. L'eau constitue un élément omniprésent, directement ou indirectement, dans ces Recommandations.
Le maître d'œuvre, rédacteur du DCE, doit veiller à ce que le dossier géotechnique :

- donne à l'entreprise une description complète et synthétique des terrains attendus en cours d'excavation ;

- avertisse l'entreprise des aléas géotechniques prévisibles, estime la nature, les intensités et probabilités d'occurrence de ces aléas ainsi que les risques qui en découlent au niveau des travaux ;
- expose les raisons ayant conduit à définir les dispositions retenues pour la réalisation de l'ouvrage en zone courante, la répartition des profils types et le délai d'exécution globale envisagé ;
- prévoit les dispositions techniques adaptées pour traiter les zones singulières identifiées.

Les Recommandations proposent d'organiser les pièces constituant le Dossier géotechnique du DCE en 3 parties ou cahiers : Le Recueil des données factuelles (Cahier A), le Mémoire de synthèse géotechnique (Cahier B) et le Mémoire de conception (Cahier C). Le Cahier C permet de faire la liaison entre les données géotechniques et les prescriptions du CCTP (Cahier des Clauses techniques particulières).

Le plan type proposé pour le Mémoire de synthèse géotechnique (Cahier B) comporte les rubriques suivantes :

- Objet du Mémoire de synthèse.
- Rappel des données de base : références initiales (cartes géologiques, études antérieures, …) et reconnaissance géotechniques spécifiques au projet (levés de terrain, sondages carottés ou non, prospections géophysiques, essai en laboratoire ou *in situ*, galerie de reconnaissance, …).
- Synthèse géologique et hydrogélogique, avec modèle géologique conceptuel et coupes géologiques prévisionnelles.
- Synthèse géotechnique, passant en revue les thèmes suivants : matrice rocheuse, discontinuités, état de contrainte et hydrogéologie du massif rocheux, partition du terrain en sous-ensembles avec notations RMR de Bieniawsky ou Q-system de Barton, particularités géotechniques des zones de tête. La synthèse géotechnique doit se conclure par un profil en long géotechnique prévisionnel.
- Zones singulières et autres risques géologiques et géotechniques.

Le plan-type proposé pour le Mémoire de conception (Cahier C) comporte les rubriques suivantes :

1. Objet et contenu du Mémoire de conception.
2. Paramètres déterminants pour le choix des méthodes d'excavation et de soutènement (prenant appui sur les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques).
3. Définition des procédés d'excavation et de soutènement.
4. Principes d'adaptation des procédés d'excavation/soutènement et suivi géologique et géotechnique.
5. Prise en compte des risques géologiques listés dans le Mémoire de synthèse géotechnique, différentiant incertitudes de type 1 (liées à la variabilité naturelle des caractéristiques des terrains) et incertitudes de type 2 (liées à l'existence de zones singulières : failles, roches broyées au sein de roches dures, karst, argiles ou roches gonflantes, présence de gaz) et précisant les moyens de prévention, de détection et de traitement devant être mis en œuvre.

L'Annexe 1 de ces Recommandations AFTES donne une liste indicative des risques liés au sous-sol et de la gravité des risques potentiels pour un projet de tunnel en fonction des méthodes d'exécution. On notera l'importance du facteur eau, soit directement sous la rubrique « origine hydrogéologique », soit indirectement dans la plupart des autres rubriques. Cette Annexe est reproduite dans le tableau 9.

Tableau 3 : Liste indicative des risques liés au sous-sol et de la gravité des risques potentiels pour un projet de tunnel en fonction des méthodes d'exécution (d'après Recommandations AFTES, TOS 185).

Type d'aléa	**Fréquence**		**Gravité du risque**		
	Roches sédimentaires	**Roches magma-tiques ou métamorphiques**	**Creusement conven-tionnel**	**Bouclier à pression**	**TBM**
Origine lithologique					
Variation d'épaisseur des couches	*	–	++	+	+
Variation latérale de faciès	**	*	++	+	++
Faciès pulvérulents dans formations cohérentes (lentilles sableuses dans argiles, sables dans grès, quartzites ou dolomies, etc.)	**	–	++	+	++
Hétérogénéités lithologiques (silex dans craie, chailles dans calcaires, boulders dans alluvions, tunnels de lave, etc.)	**	–	–	++	+
Gonflement ou délitage après excavation (marnes pyriteuses, schistes-cartons, anhydrite, etc.)	*	–	++	+	+
Abrasivité particulière de la roche	*	**	–	++	++
Production forte de poussières siliceuses	*	*	++	–	+
Origine géomorphologique					
Vallées fossiles, canyons sous-glaciaires	*	*	++	–	++
Approfondissement anormal du front d'alté-ration, profil d'altération avec alternance de roches saines et de roches altérée	**	**	++	+	++
Glissements profonds ou décompression en pied de versant	**	**	+	+	+
Chutes de blocs, instabilité des têtes	**	**	++	+	+
Origine tectonique					
Failles	**	**	++	++	++
Couloirs de fractures faiblement espacées	*	**	+	–	+
Filons de roche très dure (ou très altérées)	–	**	+	–	++
Disposition imprévue des couches (en rapport avec le rejet d'une faille, des replis, etc.)	*	–	+	–	+
Ecaillage brutal dû à l'excès de contrainte	*	*	+	ns	++
Convergence décimétrique ou plus due à l'excès de contrainte	*	*	+	ns	+
Origine hydrogéologique					
Nappe anormalement élevée	*	*	+	–	+
Venues d'eau supérieures aux prévisions	**	**	++	–	++
Débourrage hydraulique de matériaux meubles (boulance)	*	*	++	+	++
Karst	**	–	++	++	++
Agressivité des eaux souterraines	*	*	+	–	+
Inondation des têtes de tunnel	*	*	+	+	+
Venue de gaz nocifs (CH_4, H_2S, CO_2), asphyxie	*	*	+	–	+
Explosion de grisou	*	–	++	–	++
Origine anthropique					
Anciennes fondations, pieux, palplanches	*	–	–	++	+
Cavités oubliées (caves, galeries, puits, carrières, etc.)	**	–	+	++	+
Fossés, douves ou thalwegs remblayés par l'homme)	*	–	+	–	+
Bombes	*	–	++	++	++
Pollution du sol	*	*	+	+	+

Fréquence de l'aléa : – non concerné, * ,rare ** fréquent
Gravité du risque : – négligeable, + faible, ++ fort, ns : non significatif

10.5.1.3 Modèles géologiques et hydrogéologiques conceptuels, coupes géologiques et hydrogéologiques prévisionnelles

Le dossier géotechnique inclus au DCE doit comporter la présentation d'un modèle géologique conceptuel, illustré par des coupes géologiques prévisionnelles. Pour des ouvrages où l'eau souterraine peut jouer un rôle déterminant, il peut être opportun de concevoir un modèle hydrogéologique conceptuel qui vise à donner une représentation multi-échelle des eaux souterraines et de leurs interactions possibles avec la construction d'un ouvrage souterrain.

A titre d'illustration, le modèle hydrogéologique conceptuel établi pour le tracé du tunnel ferroviaire Lyon-Turin est présenté, d'après Dematteis A. et al (2005). S'appuyant sur un modèle géologique conceptuel préliminaire, le modèle hydrogéologique se fixe comme objectif de caractériser les différents « complexes hydrogéologiques » le long du tracé afin de prévoir et quantifier les principaux risques hydrogéologiques : débits d'exhaure susceptibles d'être rencontrés lors du percement des tunnels et risques potentiels de tarissement des sources. Les complexes hydrogéologiques sont définis à partir de grandes unités lithologiques aux caractéristiques hydrogéologiques peu variables. Douze complexes hydrogéologiques, sur plus de 50km de longueur, ont été définis :

- (1) Cargneules et roches associées, de forte perméabilité ;
- (2) Roches carbonatées, de perméabilité moyenne ;
- (3) Calcschistes marmorés, de perméabilité faible à moyenne ;
- (4a) Quartzites, de perméabilité faible à moyenne ;
- (4b) Métabasites et roches vertes, de perméabilité faible à moyenne ;
- (4c) Zones mylonitiques principales, de perméabilité très faible à faible ;
- (5) Micaschistes et gneiss, de perméabilité faible ;
- (6) Calcschistes et flyschs, de perméabilité très faible à faible ;
- (7) Zone houillère, de perméabilité faible ;
- (8a) Zone d'anhydrites et gypses, de perméabilité très faible ;
- (8b) Dolomies, marbres dolomitiques et anhydrite, de perméabilité faible à moyenne ;
- (Q) Dépôts quaternaires (graviers, sables et limons), de perméabilité moyenne à forte.

Par ailleurs, les contextes particuliers suivants sont pris en compte :

- Forte fracturation des massifs rocheux, résultant de processus de dissolution des roches ou de mouvements gravitaires de grande ampleur, avec augmentation correspondante de la perméabilité, pour les unités 4a, 4c, 6 et 7.
- Zones de cisaillement, failles et couloirs de fracturation. Les zones de cisaillement ductile ont été identifiées, avec mylonites présentes (roche broyées avec recristallisations), sans fracturation associée. En général très peu perméables, ces zones ne devraient pas donner lieu à des venues d'eau dans le tunnel. A l'inverse les zones de cisaillement fragile, avec produits cataclastiques de remplissage et formation de kakirites (brèches de failles non cimentées) ont été bien repérées, car il leur correspond des fortes à très fortes perméabilité. Plus particulièrement, les zones de failles verticales, connectées aux secteurs de recharge des nappes souterraines profondes, ont été identifiées. Elles pourraient être à l'origine de venues d'eau importantes et durables au niveau de tunnel, avec des impacts sur les sources et aquifères superficiels.
- Zones karstiques. Ces zones sont présentes à l'intérieur des unités de roches carbonatées (cargneules, calcaires, dolomies, marbres) ou de roches sulfatées (gypses, anhydrites) et sont particulièrement actives au droit des contacts tectoniques faillés. Spécialement au niveau de ces failles, des arrivées d'eau importantes sont attendues. A l'inverse, des secteurs d'anhydrite massive, non fracturées, peuvent s'avérer très peu perméables.
- Ecoulements dans les versants. Ces écoulements sont contrôlés par la position d'un niveau de base local, correspondant au réseau hydrographique. Mais il faut noter la particularité des

vallées alpines, surcreusées par les glaciers de vallée sur de grandes profondeurs pouvant dépasser 300m, avec des remplissages fluvio-glaciaires de forte à très forte perméabilité. Le comportement hydrogéologique des versants doit être analysé en considérant la topographie de ces fonds de vallées fossiles.

Pour des tunnels profonds, tels que tunnel ferroviaire Lyon-Turin, avec souvent plus de 1000m de couverture, il faut aussi considérer les interactions des circulations d'eaux souterraines avec le flux géothermique. Il apparaît qu'un gradient géothermique de 15 à 20°C/km, cas fréquent, correspond à des écoulements descendants alimentés par les aquifères superficiels qui refroidissent les terrains en profondeur. Un gradient géothermique de 25°C/km environ, mesuré dans les zones plus profondes et peu perméables du tracé, correspond à une absence d'écoulements significatifs. Un gradient géothermique de 30°C/km environ, doit être associé à des circulations hydrothermales profondes et ascendantes. Ces différentes zones ont été identifiées le long du tracé du tunnel ferroviaire Lyon-Turin.

Le modèle hydrogéologique ainsi conçu doit permettre de préciser les débits d'exhaure possibles en phase d'excavation (régime transitoire) puis en régime permanent ainsi que les impacts possibles sur les eaux de surface.

10.5.2 L'eau, en phase travaux : pressions, débits, mobilité des matériaux de type sol

10.5.2.1 Introduction

Il est intéressant de considérer les différentes actions de l'eau en phase travaux car un retour d'expérience très important est disponible et permet de bien illustrer ces actions et d'en retirer des conclusions à valeur générale quant aux interactions eau et ouvrages souterrains.

En phase travaux, l'eau dans le terrain présente plusieurs types de risques ou contraintes, liés aux pressions hydrauliques à équilibrer, aux débits à évacuer, aux pressions de gonflement développées par certains matériaux (argiles gonflantes, anhydrite, …), à l'entraînement de matériaux granulaires (altérites, remplissages argileux de faille, roches cataclastiques granulaires, remplissages alluviaux d'anciens lits épigéniques ou de torrents sous-glaciaires fossiles). L'eau apporte donc des contraintes majeures dans le choix des méthodes de creusement et soutènement.

Les Recommandations AFTES relatives aux « Choix des techniques d'excavation mécanisée » (Tunnels et ouvrages souterrains. N°157. janvier/février 2000. pp. 7-31) présente bien l'influence des contextes hydrogéologiques sur le choix des méthodes et matériels de creusement mécanisé. Les fonctions de base : abattage ; soutènement et maîtrise de la charge hydrostatique et des venues d'eau potentielles, marinage sont rappelées. Seules les techniques de soutènement actif, dit « à pression de confinement », peuvent permettre de maîtriser correctement la charge hydrostatique et les venues d'eau. Les paramètres hydrogéologiques apparaissent déterminants pour le choix de la méthode d'excavation mécanisée, pour les machines n'assurant pas de soutènement (machines à attaque ponctuelle, aléseurs et tunneliers à appui latéral), pour les machines assurant un soutènement latéral (bouclier mécanisé ouvert à appui latéral, bouclier mécanisé ouvert à appui longitudinal), pour les machines assurant un soutènement latéral et frontal (bouclier mécanisé à soutènement mécanique, bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé, bouclier mécanisé à confinement de boue, bouclier mécanisé à confinement de terre), que l'on, considère les fonctions d'abattage ou de soutènement de la machine.

En effet, la connaissance des paramètres hydrogéologiques a pour objectif de s'assurer de la stabilité à court terme du massif. Ainsi, la présence de charges d'eau et/ou de débits importants avec entraînement possible de matériaux, interdit l'utilisation des machines à attaque ponctuelle, des

tunneliers ouverts ou à soutènement mécanique, à moins de mettre en oeuvre des techniques d'accompagnement, telles que traitement des terrains ou rabattement de nappe.

La charge hydraulique est déterminante aussi dans le cas de franchissements de failles ou zones de cisaillement perméables, remplies ou non de matériaux meubles (brèches de failles, mylonites perméables, kakirites). La charge hydraulique et la perméabilité des terrains sont également déterminantes pour les boucliers mécanisés à confinement d'air comprimé, de boue ou de terre. Pour les boucliers à confinement d'air comprimé, les paramètres hydrogéologiques peuvent conduire à rejeter le choix de ce type de machine. Pour les boucliers à confinement de terre, ces paramètres sont particulièrement déterminants dans le cas où des variations brutales de perméabilité sont à craindre. Enfin, pour les boucliers à confinement de boue, le fait que l'on utilise un fluide de marinage atténue l'importance des paramètres hydrogéologiques.

Il faut rappeler aussi que la maîtrise du confinement, et des venues d'eau potentielles, est un défi majeur pour un contrôle des tassements des terrains, plus spécialement pour les ouvrages peu profonds et en site urbanisé.

Les exemples suivants permettent d'illustrer les risques liés à l'eau souterraine en phase de travaux.

10.5.2.2 Eau et remplissages de failles ou zones broyées

Des dispositifs d'étanchement spécifiques sont indispensables en phase de travaux pour traverser des zones de failles majeures. Il faut se prémunir à la fois contre les pressions, les débits et les risques de débourrage. Le passage de telles zones doit être programmé à l'avance grâce aux reconnaissances géologiques de projet. Ces zones doivent être reconnues à l'avancement du chantier grâce à des sondages à l'avancement. Plusieurs études de cas sont présentées ci-après.

<u>Galerie du Mont-Cenis. Zone du Suffet (EDF)</u>

G. Marin (1978) et J-L. Giafferi (1996) rapportent sur le passage de la zone broyée du Suffet dans la galerie d'amenée du Mont-Cenis, au PM 2560 (Figures 11 et 12). Alors que le rapport géologique indiquait des passages de terrain laminés pouvant libérer de forts débits, l'augmentation de ceux-ci conduisit à stopper l'avancement au PM 2548. Trois sondages de reconnaissances (183 m au total) identifièrent un passage de cargneules broyées entre deux massifs de quartzite. Une pression d'eau de 20 bars était mesurée. La zone broyée concernait 20 m de galerie.

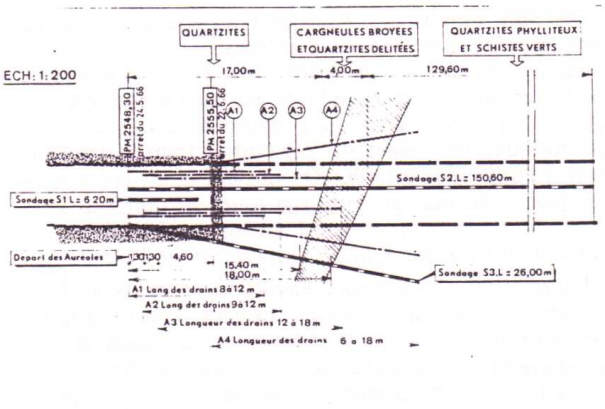


Figure 11 : Passage de cargneules broyées au PM 3560. Galerie du Mont-Cenis (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

L'opération de drainage fut réussie : la pression fut rabattue à 1,9 bars, le débit drainé passant par un maximum de 320 L/s pour décroître ensuite rapidement et se stabiliser à 100 L/s. Le drainage a comporté 98 forages de Φ 57 mm, d'une longueur cumulée de 1150 m.

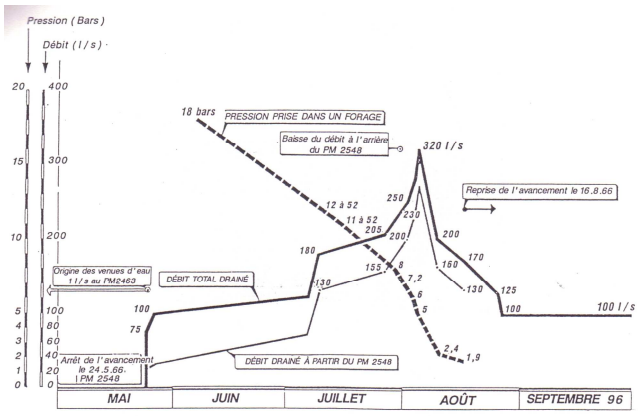


Figure 12 : Drainage de la zone broyée au PM 2560. Evolution du débit drainé et de la pression hydrostatique (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

Galerie du Mont-Cenis. Zone de Sainte-Anne (EDF)

De même, G. Marin (1978) et J-L. Giafferi (1996) rapportent sur le passage de la zone broyée de Sainte-Anne, pour cette même galerie du Mont-Cenis (Figure 13). Après une progression de la galerie dans les terrains de la nappe des schistes lustrés, le redressement progressif des pendages annonçait l'approche d'écailles tectoniques triasiques. Une venue d'eau de 30 L/s très fortement chargée en sulfate se présenta. Des sondages de reconnaissance montrèrent alors à 23 m du front l'entrée dans une zone de terrains triasiques gypseux et calcaires avec débourrages de graviers. La poussée sur l'outil de perforation dépassait 65 bars. Un traitement de silicatisation et cimentation fut nécessaire après avoir au préalable fait chuter la pression hydraulique par des opérations de drainage.

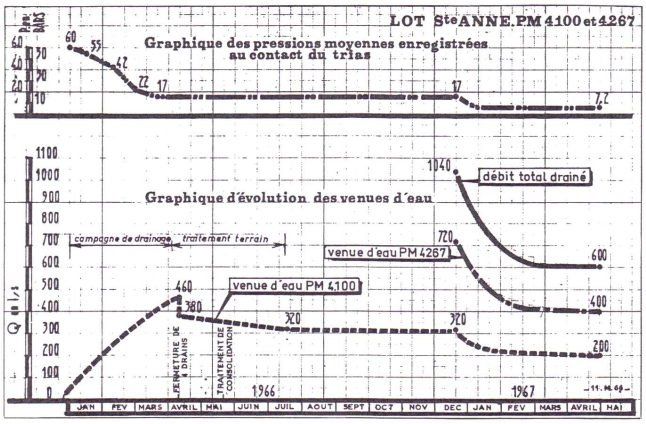


Figure 13 : Passage de la zone d'écaille triasique au PM 4100 de Sainte-Anne. Galerie du Mont Cenis. Evolution des débits drainés et de la pression au-delà du traitement de consolidation (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

Pour creuser la galerie, une opération de drainage de grande envergure fut nécessaire (37 drains), avec une longueur cumulée de drains de 1450 m. A partir du 24ème drain, le débit soutiré est arrivé à 460 L/s et la pression à 17 bars. Un traitement de consolidation par silicatisation et cimentation fut réalisé à l'abri de la couronne drainante. Quelques jours après la reprise du creusement, la libération au PM 4267 d'une venue d'eau de débit initial de 1 m^3/s a brusquement déprimé la nappe, faisant passer la pression de 17 bars à 7 bars, au toit de la zone consolidée. Cette arrivée d'eau s'est stabilisée à 350 L/s. Concentrée au droit d'un cheminement karstique, elle a pu être captée.

Galerie Belledonne Arc-Isère (EDF)

G. Marin (1978) et J-L. Giafferi (1996) rapportent également sur la traversée de gneiss mylonitisés sur l'attaque de Belledonne (Arc-Isère). Cette attaque fut forée par un tunnelier Wirth de diamètre 6 m, sous une couverture rocheuse atteignant 2000 m. Au PM 2701, le tunnelier s'est trouvé bloqué au contact d'une zone de gneiss broyés, avec venues d'eau, les soutènements métalliques ployant sous la convergence des terrains (Figures 14 et 15).

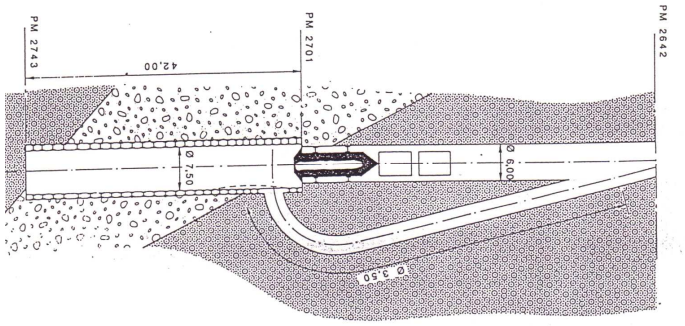


Figure 14 : Galerie sous Belledonne (Arc-Isère). Traversée de l'accident du PM 2701 de l'attaque aval (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

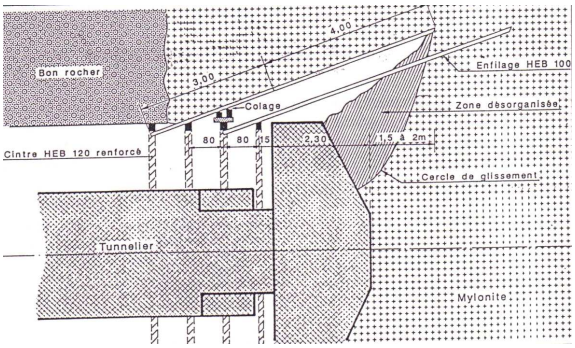


Figure 15 : Détail de la traversée des passages de mylonites par enfilages longs (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

Il fut nécessaire de creuser une bretelle de contournement du tunnelier pour le débloquer. Il fut arrêté 4,5 mois. Une nouvelle difficulté du même type se présenta au PM 4960, qui fut résolue de la même façon. Le tunnelier fut arrêté 2 mois.

Galerie de Roselend. Accident de la Grande Combe (EDF)

De même G. Marin (1978) et J-L. Giafferi (1996) rapportent sur le passage de l'accident de la Grande Combe à Roselend. Le passage difficile se situe dans les schistes houillers aquifères au PM 720 de l'attaque aval de Chornais. Le passage de cette zone ne fut possible qu'au prix de traitements de silicatisation et cimentation des terrains (Figures 16 et 17). Dans un premier temps, des essais de drainage se sont avérés infructueux. Le passage difficile se présentait entre deux massifs cristallins et était constitué par 24 m de schistes houillers, 45 m de calcaires triasiques broyés et de nouveau 4 m de schistes houillers. Dans les calcaires broyés, une nappe présentait une charge hydrostatique variable de 14 à 19,5 bars, d'aval en amont. Le traitement a été effectué en deux phases de 45 m et 40 m de longueur, à partir d'une solution de silicate de soude et de bicarbonate de soude solide (réactif). La pression maximum d'injection a atteint 120 bars pour le silicate et 150 bars pour le coulis de ciment. Le traitement a nécessité 6600 m de forage, 35000 m de reforage, 4600 m^3 de gel de silice, 1800 t de ciment CLK.

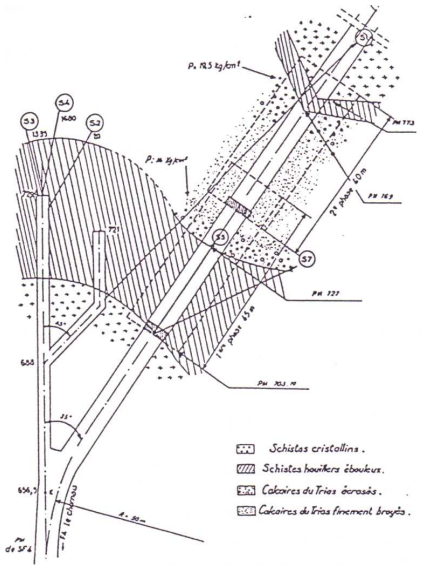


Figure 16 : Accident de la Grande Combe (Roselend). Reconnaissance et plan d'ensemble de la traversée (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

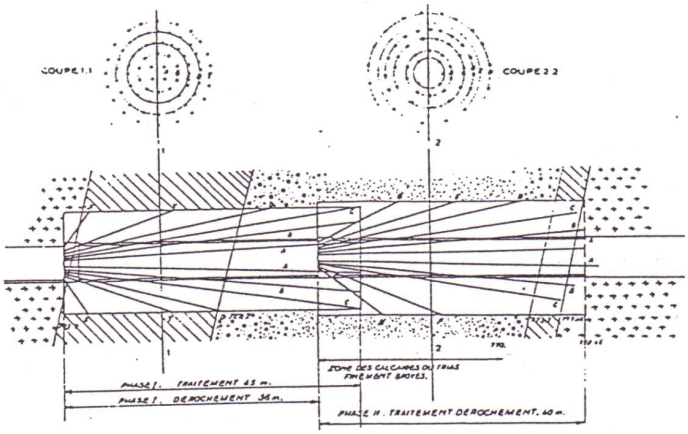


Figure 17 : Accident de la Grande Combe (Roselend). Schéma de traitement (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

<u>Galerie du Mont d'Or (EDF)</u>

De même G. Marin (1978) et J-L. Giafferi (1996) rapportent, dans l'aménagement de la galerie du mont d'Or (Φ 2,50 m) le passage d'un secteur de 57 m de longueur, constitué de cargneules broyées et gorgées d'eau, sous 11 bars de pression. Les essais de drainage, puis d'injection étant infructueux, il fallut se lancer dans une opération de congélation des terrains (Figure 18). Trois phases successives de traitement de 38, 48 et 42 m de longueur, nécessitant chacune 40 à 50 forages furent nécessaires. La galerie fut excavée après une « mise à froid » de 4 à 6 semaines. L'entretien de la gaine de glace pendant le creusement fut nécessaire. Un blindage métallique collé au rocher par coulis de ciment fut disposé, puis un revêtement intérieur en béton armé mis en place. Chacune des trois phases a pris 4 mois.

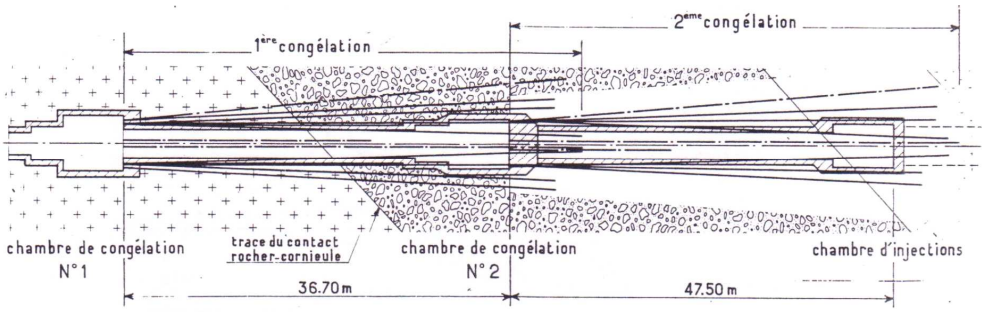


Figure 18 : Galerie du Mont d'Or. Traitement par congélation (d'après G. Marin, 1978 ; J-L. Giafferi, 1996)

Galerie Cleuson-Dixence

A. Parriaux (2006) rapporte le creusement par tunnelier de la galerie hydraulique de Cleuson-Dixence (Valais, Suisse) dans des gneiss, quartzites et miscaschistes, qui a dû faire face à la traversée d'une zone de faille se présentant sous l'aspect d'une roche meuble intensément fracturée (roche cataclastique) de la famille des kakirites (par différence avec d'autres roches cataclastiques cimentées de la famille des mylonites). Le tunnelier est brusquement rentré dans cette zone broyée, avec de l'eau sous pression. Une cloche ou chapelle d'effondrement s'est constituée, avec venues d'eau, au front d'attaque du tunnelier (Figure 19). Le chantier fut arrêté pendant plusieurs mois.

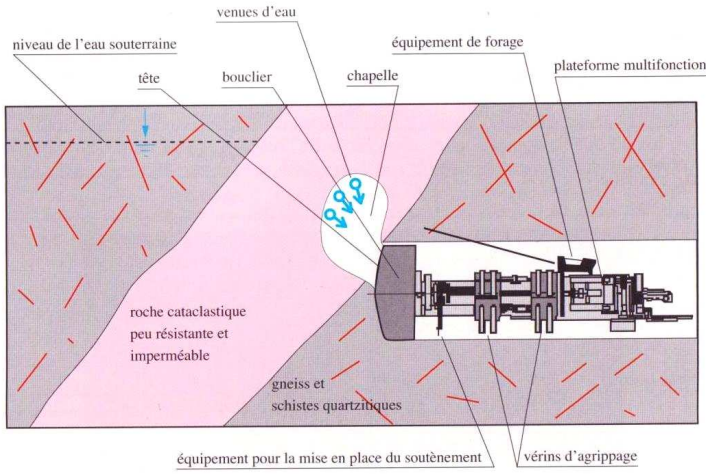


Figure 19: Traversée de roches cataclastiques par un tunnelier. Galerie de Cleuson-Dixence (Valais, Suisse), in A. Parriaux (2006)

Tunnel du Loetschberg

Le tunnel de base du Loetschberg a dû faire face, en particulier, à la traversée d'une écaille tectonique de Lias, constituée de calcaires argileux, de grès et schistes, pincée dans le massif cristallin de l'Aar : l'écaille du Jungfraukeil. Une pression de 100 bars (10 MPa) était attendue au passage de ce secteur et il fallait ne pas rabattre la nappe, même pendant les travaux à cause d'une relation hydraulique suspectée avec des eaux thermale de la région. Le tunnel a été creusé à l'abri de cônes d'injection imbriqués (Figure 20).

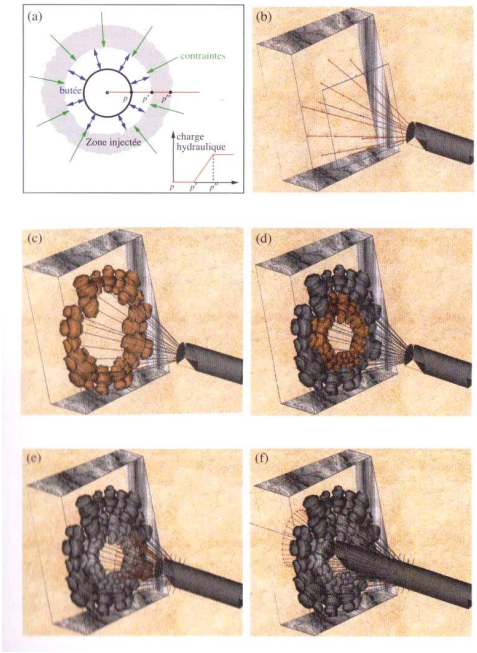


Figure 20 : Tunnel du Loetschberg. Etanchement du rocher avant le percement de l'écaille tectonique du Jungfraukeil (d'après A. Parriaux, 2006)

Les injections devaient être suffisamment efficaces pour que toute la perte de charge hydraulique se fasse au travers de l'anneau injecté. L'opération s'est déroulée de la façon suivante. Après arrêt du chantier à une distance de 30 m du panneau aquifère, une série de forages est réalisée depuis le front sous la forme d'un cône ouvert, la pression d'eau étant maintenue dans le massif. Les injections sont réalisées par mise en pression de coulis dans les forages. Une deuxième série de forages est réalisée sous forme d'un cône moins ouvert à l'intérieur du premier cône pour vérifier les résultats de la première injection. Si nécessaire, on procède à une deuxième injection au niveau de cette deuxième série de forages. Des forages dans l'axe du tunnel sont ensuite réalisés pour vérifier l'efficacité des injections pour le panneau à creuser. Le front d'attaque est avancé de 10 m. On réalise un cône de forages drainants à l'intérieur de la zone injectée pour ramener les pressions interstitielles à la pression atmosphérique. Le creusement peut alors être réalisé au travers de l'écaille aquifère, à l'abri de la zone injectée. Des forages drainants sont réalisés au-delà de la zone aquifère pour poursuivre le creusement.

10.5.2.3 Galeries et pressions hydrauliques

<u>Accident de Penly : nappe captive des Sables verts de l'Albien, galerie creusée dans les argiles du Gault (EDF)</u>

J-L. Giafferi (1996) rapporte sur l'expérience d'EDF dans le franchissement des accidents géologiques, en particulier lors de l'accident du puits de Penly. La centrale de Penly comporte des ouvrages de rejet en mer (2 galeries et 5 puits verticaux). Le puits de service est l'ouvrage de plus grand diamètre (diamètre excavé : 9 m). Au droit du puits de service (Figure 21), on trouve : 9 m de remblai crayeux, surmontant 45 m de craie du Cénomanien, puis 2 m de grès glauconieux (Albien inférieur), puis les Argiles du Gault, fortement plastiques, puis les Sables vert de l'Albien. Du point de vue hydrogéologique, deux nappes principales concernent les ouvrages de rejet :

- La nappe de la craie, de type fissural ;
- La nappe des sables verts de l'Albien, captive sous les Argiles du Gault (niveau statique à la cote + 38 m NGF).

Le calage topographique des galeries a malheureusement conduit à se rapprocher trop près de la limite Argiles du Gault/ sables verts de l'Albien, de sorte que le creusement du puits de service, malgré

diverses précautions prises, conduisit à l'accident : une rupture de la base du puits, avec remontée de 2 m du stross, puis arrivée d'eau chargée de sable et augmentation des débits jusqu'à 1000 m^3/h. Un bouchon fut réalisé rapidement et le débit fut stabilisé à 80 m^3/j. par pompage. Il fallut avoir recours à des injections pour reconstituer l'étanchéité des Argiles du Gault.

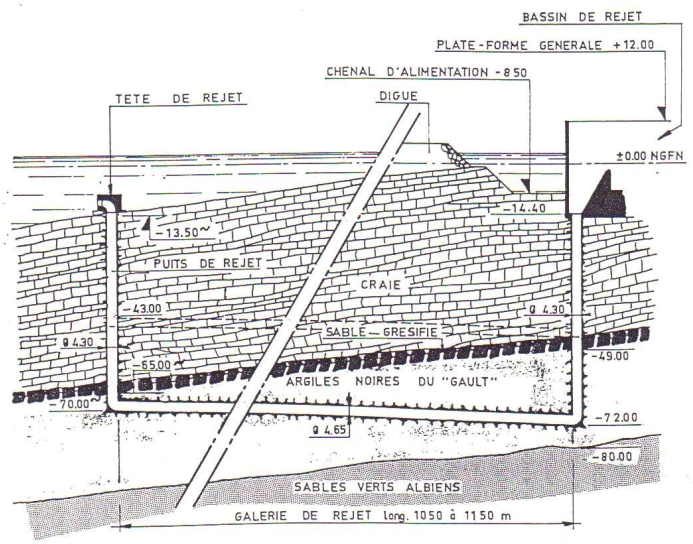


Figure 21 : Contexte géologique des galeries de rejet et du puits de service de la centrale de Penly (d'après Giafferi, 1996)

10.5.2.4 Eau et aquifères karstiques

Le cas du tunnel de Braus

Le tunnel ferroviaire du col de Braus se situe dans les Alpes-Maritimes. Sur la ligne Nice-Breil sur Roya, il se développe entre les PK 25,336 et PK 31,275, avec une longueur de 5939 m et un recouvrement maximum d'environ 700 m. Il traverse un relief appartenant au chaînon subalpin de l'Arc de Nice, ensemble géologique constituée de plusieurs unités de couvertures sédimentaires, décollées d'un socle ancien (massif du Mercantour) et charriées vers le sud-ouest sur des terrains plus récents lors des dernières phases de l'orogénèse alpine (Figure 22).

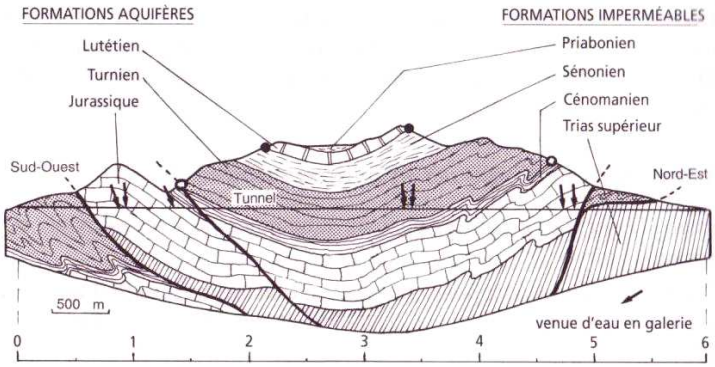


Figure 22 : Le cas du tunnel de Braus. Structure géologique et profil rn long du tunnel (d'après E. Gilli et al, 2004)

Le relief du Col de Braus est constitué d'une série stratigraphique comportant des formations du Trias, du Jurassique, du Crétacé et du Cénozoïque (Nummulitique ou Tertiaire). Cet ensemble se présente en structure synclinale, orientée NW/SE et déversée et charriée vers le sud-ouest.

Le front de charriage (côté Escarène) est constitué par une écaille tectonique fortement faillée (écaille de La Graye) constituée de terrains du Jurassique moyen-supérieur reposant sur du Crétacé supérieur. Ce contact anormal a été observé en tunnel au niveau d'une « faille d'étirement » au PM 820.

Le tunnel traverse ensuite, du PM 820 au PM 4820, les formations du Jurassique moyen-supérieur, du Crétacé, puis à nouveau du Jurassique moyen-supérieur. Le cœur du synclinal, constitué de terrains du Crétacé est affecté de diverses déformations tectoniques et de fractures.
Puis, au PM 4820, le tunnel rentre dans une zone de cisaillement majeur, correspondant à la surface de décollement basal et de charriage côté Sospel, établie à ce niveau dans les gypses et anhydrites du Trias. L'épaisseur de cette « faille de chevauchement», argileuse, est estimée de 3 à 12 m au niveau du tunnel. Du PM 4820 au PM 5880, le tunnel traverse un ensemble triasique de gypse et d'anhydrite qui doit participer de la zone de cisaillement, incluant vraisemblablement diverses écailles secondaires d'entraînement. Gypse, anhydrite et schistes noirs du Trias, semblent constituer cette zone de cisaillement basale des terrains charriés. Ces formations (gypse, anhydrite et schistes), très plastiques, ont pu être l'objet de bourrage tectonique avec formation de diapirs et de surépaisseurs. Le gypse y apparaît associé à l'anhydrite, avec suivant les analyses une forte proportion de gypse ou au contraire une forte proportion d'anhydrite.
Du PM 5880 au PM 5937, le tunnel traverse des formations de pente.

La complexité des structures rend délicat l'identification d'aquifères et de nappes bien individualisés. Au vu de la description des terrains on peut cependant considérer plusieurs ensembles aquifères.

- Les formations du Trias (gypse, marnes, anhydrite) sont réputées imperméables. Cependant en contexte de zone de cisaillement, et à la faveur de dissolution du gypse, il peut s'établir des écoulements karstiques chenalisés, dans la formation elle-même.
- En d'autres secteurs, au niveau du tunnel côté Sospel, ce Trias imperméable peut constituer le mur d'une nappe imprégnant la porosité de fissure ou de fractures des formations carbonatées sus-jacentes du Jurassique moyen (en particulier les calcaires et dolomies du Bajocien-Bathonien).
- De même, au niveau du tunnel côté Escarène, les marno-calcaires du Crétacé peuvent constituer le mur d'une nappe imprégnant la porosité de fissures ou de fractures des formations carbonatées sus-jacentes du Jurassique moyen (en particulier les calcaires et dolomies du Bajocien-Bathonien) formant l'écaille tectonique de La Graye, de plus fortement faillée.
- Au sein du Jurassique, le niveau de calcaire marneux ou de marno-calcaire du Callovo-Oxfordien peut aussi constituer le mur d'une nappe imprégnant la porosité de fissure des calcaires massifs sus-jacents de l'ensemble Rauracien-Séquanien, Kimméridgien, Portlandien.
- L'ensemble des formations du Crétacé est à dominante marno-calcaire ou marneuse. Par contraste de perméabilité, il peut cependant s'établir des nappes dans les niveaux les moins marneux des ces formations, en particulier les grès glauconieux de l'Albien et les calcaires en petits bancs du Turonien.
- Les formations du Cénozoïque, constituées de conglomérats, de calcaires compacts ou gréseux et de marnes constituent un ensemble aquifère, reposant sur les marno-calcaires du Sénonien. La source de Pissaour, non loin du col de Braus, draine ces terrains.

Ce schéma hydrogéologique peut être rendu plus complexe par le développement de réseaux karstiques dans certaines des formations carbonatées ou gypseuses.

Le contexte tectonique peut aussi rendre plus complexe les conditions d'écoulements des eaux souterraines. D'une part, il faut considérer le voisinage de la zone de charriage basal où la fracturation des matériaux peut être très forte, avec d'éventuels problèmes de dissolution de gypse. D'autre part il faut considérer l'état de contrainte tectonique des terrains, avec au cœur de la structure synclinale et sous forte couverture, des terrains a priori comprimés et donc une fissuration fermée et une faible

perméabilité. Cependant, à ce schéma général peut se surimposer le passage de quelques failles majeures qui, suivant le type de remplissage (roche broyée peu argilisée ou au contraire argile) peuvent jouer le rôle de drain ou au contraire de zone étanche, compartimentant alors les écoulements dans l'ensemble du massif traversé.

Les points suivants doivent être soulignés :

1. Des venues d'eaux importantes ont été observées lors du creusement du tunnel, côté Escarène, au niveau de l'écaille tectonique de La Graye, dans des calcaires fissurés du Jurassique moyen, après le passage de la « faille d'étirement » au PM 820, c'est-à-dire au niveau du front de charriage. L'analyse initiale du contexte géologique et hydrogéologique devait conduire à des prévisions de venues d'eaux importantes qui ont donc bien été observées.
   Cette dernière description, bien que peu détaillée, semble plus réaliste et introduit l'idée que les venues d'eaux importantes constatées proviendraient certes des calcaires au-dessus de la faille de chevauchement (présentée comme un passage de terrains argileux de 3 à 12 m d'épaisseur au droit du tunnel), mais peut-être aussi de certaines zones du Trias, voire des « éboulis de pente ».
2. Des venues d'eaux importantes ont été observées au PM 3344, issues des calcaires à petits bancs du Turonien (Crétacé supérieur) et d'origine karstique.
3. De « nouvelles » venues d'eaux importantes: au PM 3844 (80 $L.s^{-1}$), et en particulier dans les « éboulis de pente », côté Sospel. Un fontis est observé en surface, côté Sospel, sans doute en rapport avec des processus de dissolution du gypse. Des circulations d'eau ont lieu en plateforme dans l'anhydrite et/ou le gypse.
4. Les processus de dissolution affectant l'anhydrite et le gypse et les processus de gonflement affectant l'anhydrite lors de sa transformation en gypse se poursuivent comme l'attestent les dernières mesures et observations.

10.5.2.5 Eau et remplissages de torrents sous-glaciaires

Les tunnels d'Aiguebelle et des Hurtières (d'après P. Hingant et P. Bienfait, 1998)

Dans la section Aiton-Sainte-Marie-de-Cuisne, l'autoroute de Maurienne devait franchir en tunnel deux épaulements de la vallée de l'Arc. La morphologie des versants de cette vallée, modelé dans des schistes briovériens du Paléozoïque, de faciès séricito-schistes quartzeux à schistes graphiteux, est clairement héritée des périodes froides du Quaternaire.

Les reconnaissances géologiques, comportant de nombreux sondages avaient permis de bien identifier le tracé complexe en plan et la profondeur irrégulière d'un sillon sous-glaciaire au droit du premier épaulement. Ce sillon, rempli de matériaux fluvio-glaciaires présentait une profondeur moyenne de 25 m. Le tracé des deux tubes du tunnel d'Aiguebelle, passant au droit de ce premier épaulement, fut ajusté pour rester à une distance suffisante des parements de ce sillon glaciaire, une cloison rocheuse de 2 à 7 m d'épaisseur séparant les parements du tunnel des parois du sillon ou en un autre point une cloison rocheuse de 3 m d'épaisseur séparant le fond de la gorge du sillon de la clé du tunnel. Le creusement des deux tubes, d'une longueur de 901 m et 924 m, a été réalisé à l'explosif et principalement en pleine section, sans incident particulier.

Les reconnaissances géologiques du deuxième épaulement n'avaient pas permis de soupçonner la présence d'un sillon sous-glaciaire. L'excavation du tunnel des Hurtières débuta en peine section, également en bi-tube. Au PM 310, au niveau du tube Ouest, deux débourrages brutaux se produisirent, constitués de matériaux meubles : un cône de sables et de galets propres sortaient d'une fenêtre de quelques mètres carrés, en partie haute du front (Figure 23).

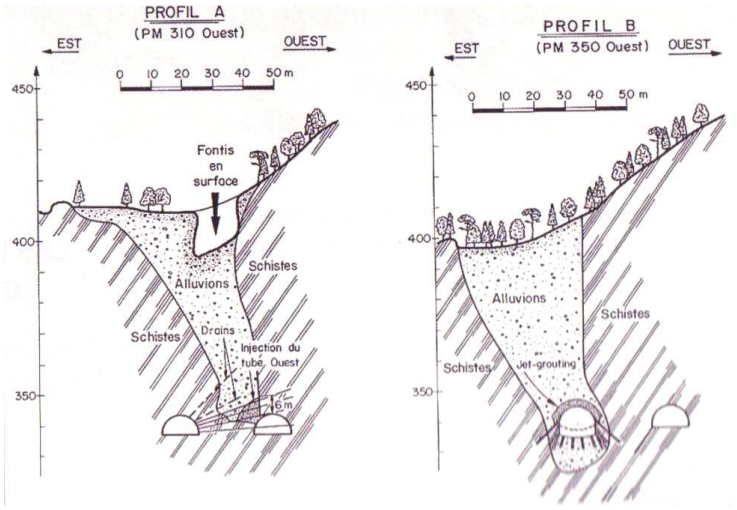


Figure 23: Tunnel des Hurtières. Coupes transversales au droit du tube Ouest (Profil A) et du tube Est (Profil B)

L'excavation venait de toucher la base d'un sillon sous-glaciaire, sous environ 70 m de couverture de terrain. Un volume de 3000 m^3 envahit la galerie sur une centaine de mètres. Un fontis remonta en surface. Le chantier arrêté, une nouvelle campagne de reconnaissance à maille très serrée permit de définir en 3 dimensions la morphologie complexe de ce sillon sous-glaciaire, large seulement de 6 à 12 m, présentant des parois tortueuses et des surplombs, entièrement rempli de matériaux fluvio-glaciaires.

Pour le tube ouest, considérant que le tracé du tunnel restait tangent au sillon, la solution technique de franchissement consista en une consolidation par injection d'une couronne de 6 m d'épaisseur d'alluvions au contact du tube. Le tube est tout proche, à 18 m de distance et entièrement dans le rocher permit de réaliser ces injections. Sans rentrer dans tous les détails du chantier d'injection, il faut souligner qu'il fut nécessaire de procéder en plusieurs étapes : drainage systématique de la cheminée du fontis, injections solides de mortier pour fermer la fenêtre de débourrage, injections de bentonite ciment basse pression (15 bars) pour remplir les vides résiduels, injections de gel de silicate à moyenne pression (40 bars) pour imprégner et consolider les matériaux les plus fins, injections de bentonite ciment haute pression (70 bars) pour consolider le terrain par claquage. Ces travaux furent réalisés avec succès et le creusement put reprendre 4 mois après l'incident.

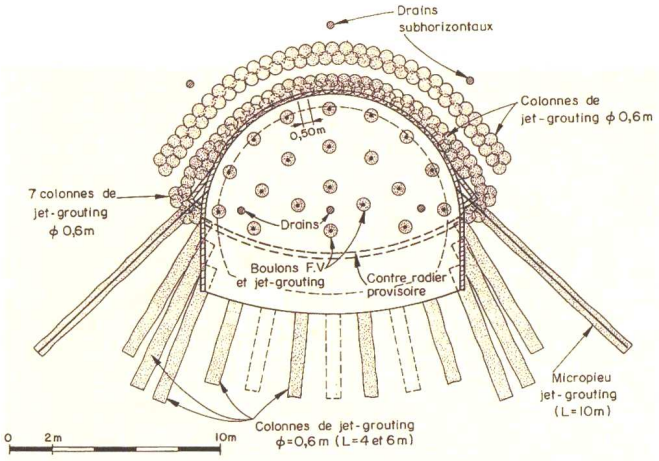


Figure 24: Coupe type du traitement par jet-grouting dans le tube Est

Les reconnaissances géologiques avaient cependant montré que le tube Est allait rencontrer un peu plus loin le sillon sous-glaciaire, sur une distance d'une cinquantaine de mètres, en pleine section sur 15 m, environ au PM 350. Après étude comparée de diverses solutions, il fut décider de franchir le

sillon par une technique de jet-grouting en créant une voûte parapluie à l'avancement, avec une excavation par sections divisées, voûte, stross et contre voûte (Figures 23 et 24).

En demi-section supérieure la voûte parapluie a été constituée de colonnes subhorizontales jointives de diamètre 60 cm, armées de tubes métalliques de diamètre 90 mm. Chaque volée de jet-grouting comportait 60 à 80 colonnes de 15 m de longueur, les volées se recouvrant sur la moitié de leur longueur. Le front était consolidé par des colonnes horizontales armées de boulons en fibre de verre. L'excavation était réalisée par une machine à attaque ponctuelle, un soutènement lourd par cintres HEB suivant la progression du chantier. L'avancement se réalisait par cycle de 7 m en alternance avec les volées de jet-grouting. En stross les piedroits étaient confortés par colonnes jointives, pentées de 45° à 60°. La rangée externe, armée d'un tube métallique travaillait en micropieux, reprenant les descentes de charges de soutènement de demi section supérieure. En radier des colonnes jointives subverticales de diamètre 60 cm, de longueur 24 m, suivant une maille de 2,50 m×2,50 m assuraient la fondation de la contre voûte définitive. Ces travaux ont duré environ 9 mois.

10.5.3 Modification des conditions hydrogéologiques résultant du creusement d'une galerie

Suivant les contextes hydrogéologiques et la constitution des ouvrages, l'ouvrage une fois réalisé peut jouer le rôle de drain ou barrière hydraulique ; généralement, les ouvrages anciens joueront le rôle de drain, les ouvrages modernes le rôle de barrage hydraulique. Il y a cependant des exceptions.

En phase de travaux, l'ouvrage constitue généralement un drain pour le milieu géologique traversé, sauf si le creusement se réalise à l'abri d'un préconfinement basé sur une technique d'injection avec auréoles complètes formant un cône isolant la galerie du reste du massif.
Lorsque l'eau est rencontrée au cours du creusement, une technique classique consiste à évacuer l'eau au travers du radier. En cas de milieu perméable (et donc des débits rencontrés importants), il s'en suit un rabattement des niveaux piézométriques supérieurs, avec un rayon d'action qui peut être très grand. Ce rabattement peut entraîner un tarissement de sources situées dans la zone d'influence. Il peut générer également le tassement de terrains compressibles suivant le scénario classique du tassement lié au rabattement de nappe, que ce rabattement soit volontaire ou induit.

Différents types de perturbations peuvent se présenter au cours du creusement d'une galerie, fonction du contexte hydrogéologique régional et local. En particulier, la traversée d'un massif rocheux aquifère cloisonné peut conduire à la mise en relation hydraulique d'unité originellement indépendante, avec rééquilibrage de pressions et écoulements favorisés par la galerie creusée. Parriaux (2006) cite quatre configurations rencontrées dans le domaine alpin (Figure 25) :

a) Une galerie traversant un panneau aquifère, enserré entre deux unités imperméables, génère un rabattement rapide du niveau piézométrique du panneau aquifère ;
b) Une galerie hydraulique d'amenée non étanchée peut recharger un panneau aquifère limité par deux unités imperméables ;
c) Une galerie, même après travaux et mis en place d'un revêtement étanche, peut établir une relation hydraulique au travers de la zone fracturée autour de la galerie suite au creusement, si cette zone est significativement perméable et continue ;
d) Une galerie creusée à l'abri d'auréoles d'injection des terrains, peut conduire à la coupure d'une relation hydraulique, en particulier dans des aquifères fissurés, jouant alors un effet de barrage et non de drain.

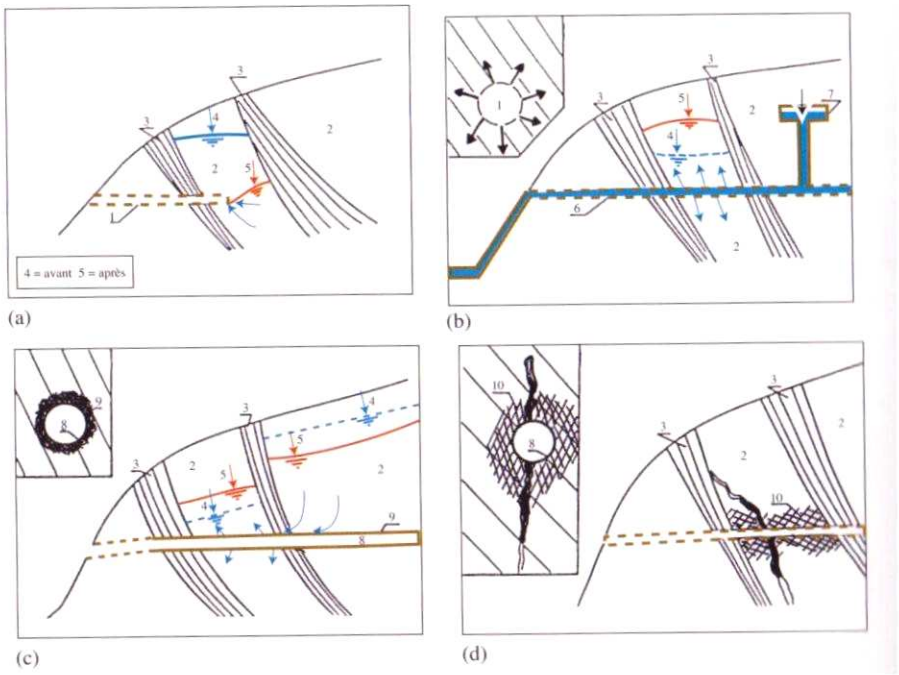


Figure 25 : Perturbations hydrauliques associées au creusement d'une galerie en contexte d'aquifères cloisonnés. a) : 1 : galerie, 2 : panneaux aquifères, 3 : unités imperméables, rabattement du niveau piézométrique de 4 en 5 ; b) : 6 : galerie d'amenée non étanche et 7 : cheminée d'équilibre, relèvement du niveau piézométrique de 4 à 5 ; c) : by-pass entre panneaux aquifères 2 par la zone fracturée 9 au pourtour de la galerie 8, rééquilibrage des niveaux piézométriques de 4 à 5 ; d) : Injections du rocher en 10 ainsi que d'une fracture majeure, formation d'un barrage hydraulique souterrain (d'après A. Parriaux, 2006).

Parriaux (2006) cite Vulliet et al (2003) au sujet du creusement du tunnel de base du Loetschberg qui a généré un rabattement important des eaux du versant droit de la vallée du Rhône, au passage de calcaires aquifères du Lias. Ce rabattement a concerné une importante masse rocheuse glissée sur laquelle le village de Saint-Germain (Haut-Valais suisse) est construit, occasionnant le tarissement d'une source importante qui alimentait le village ainsi que le tassement de terrains tourbeux accumulés au pied de cette source (Figure 26).

Afin de bien identifier les relations de cause à effet concernant les tarissements de sources, il est donc primordial de disposer d'un état initial relatif aux sources présentes à l'aplomb d'un projet de galerie et sur une aire d'influence potentielle, au minimum couvrant une année hydrologique.

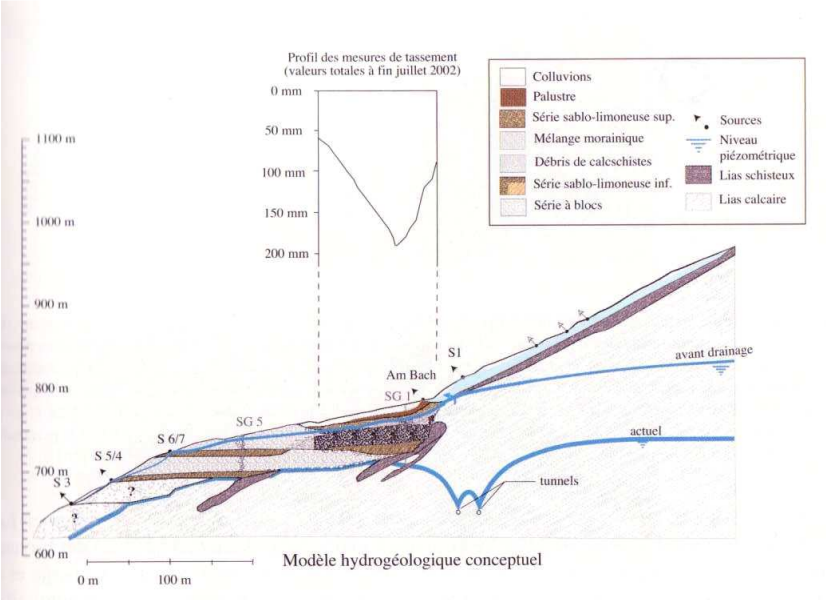


Figure 26: Impact du creusement du tunnel du Loetschberg sur le contexte hydrogéologique : rabattement de la nappe, tarissement de la source de AM Bach durant l'été 2001 au-dessus du village

La Figure 27 présente la coupe géologique au droit du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins, (RER C ou TRG, pk E.670) ayant servi de référence pour la construction du modèle numérique présenté dans le projet Hydrogeobat. Le modèle numérique réalisé prend en compte les quatre unités géologiques : Calcaire Grossier, Alluvions anciennes, Alluvions modernes et Remblais. Un mur de quai, en deux parties, est pris en compte. Le mur de quai le plus aval (côté Seine) est vertical pour simplifier le maillage. Il repose sur les Alluvions anciennes, elles-mêmes sur le Calcaire Grossier. La section du tunnel a été schématisée pour simplifier le maillage.
La structure béton du tunnel est prise en compte, de même que le traitement par jet-grouting des Alluvions modernes et des Alluvions anciennes sous le tunnel, et suivant deux niveaux de traitements différents. Pour cela des paramètres de perméabilité variables ont été donnés aux formations géologiques concernées : sans traitement, avec traitement lâche ou avec traitement dense. La plus ou moins grande section de terrain fermée à l'écoulement par ces traitements (dans une vue tridimensionnelle) a été considérée pour définir ces paramètres de perméabilité donnés.

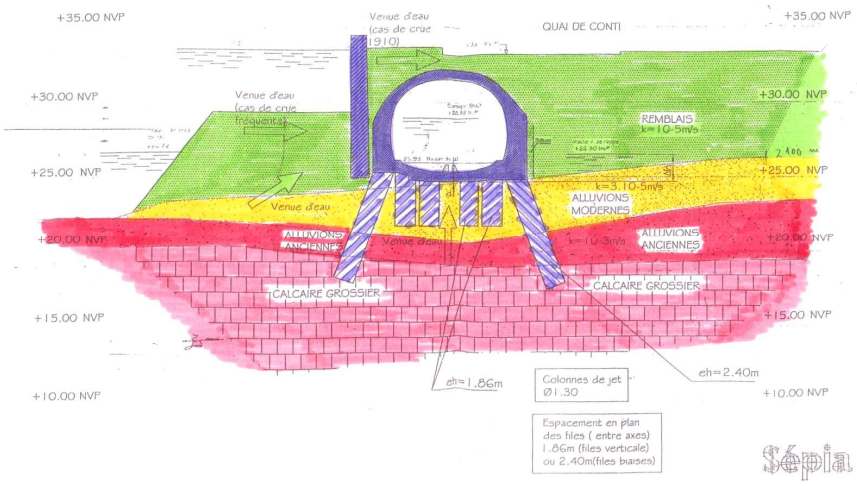


Figure 27 : Coupe géologique au droit du tunnel de Malaquais Conti – Grands-Augustins

Une comparaison, avec ou sans ces traitements de jet-grouting, a été réalisée. La simulation numérique rend bien compte de la modification des répartitions de charges hydrauliques, des vitesses

d'écoulement, des amplitudes de déplacement par soulèvement d'ordre centimétrique en cas de scénario de crue.

10.5.4 Eau souterraine et surveillance des ouvrages

Systèmes de surveillance, réseaux piézométriques

Les Recommandations AFTES relatives à « L'organisation de l'auscultation des tunnels » (Tunnels et ouvrages souterrains. N°149. septembre/octobre 1998. pp. 397-418) et aux « Méthodes d'auscultation des ouvrages souterrains » (Tunnels et ouvrages souterrains. N°187. janvier/février 2005. pp. 10-47) présentent la façon d'organiser l'auscultation d'un tunnel en construction, définissant un sous-projet « Auscultation » à conduire en bonne concordance avec le projet de génie civil. La correspondance entre ces deux projets est illustrée par le Tableau 4. Le rôle de l'eau est bien mis en évidence.

L'auscultation est destinée à se renforcer à l'avenir à cause d'une exigence de sécurité maximum pour le personnel de chantier et de la nécessité de contrôler et limiter les désordres dans l'environnement de l'ouvrage. De plus, du fait du développement de techniques permettant une auscultation en temps réel, il devient possible d'adapter des dispositions constructives à la réponse des terrains (exemple : injections de compensation en rapport avec des tassements de terrains).
L'auscultation s'intéresse aux interactions ouvrage-terrain et prend largement en compte tous les aspects liés à l'eau souterraine. Néanmoins, on ne saurait séparer les actions spécifiques liées à l'eau des autres actions mécaniques et c'est tout un ensemble de paramètres physiques et mécaniques qu'il convient de mesurer.

Tableau 4 : Correspondance entre les phases de génie civil et celles de l'auscultation

Projet de génie civil	Sous-projet « Auscultation »	
Avant-projet	Phase A :	– Conception générale de l'auscultation, compte tenu des difficultés particulières du projet et des intentions du maître d'ouvrage
Projet DCE	Phase B :	– Organisation pratique de l'auscultation (types et nombre d'appareils, budget, personnel, procédures) – Cahier des charges de l'auscultation (établi par le maître d'œuvre)
Construction de l'ouvrage	Phase C :	– Rédaction du Plan Assurance Qualité Auscultation (par le prestataire de mesures) – Installation du système de mesure
	Phase D :	– Mesures pendant les travaux (« auscultation opérationnelle »)
	Phase E :	– Interprétation des mesures et actions sur le génie civil
Exploitation de l'ouvrage	Phase F :	– Reconfiguration du système de mesure pour l'exploitation – Bilan des 2-3 premières années, puis suivi à long terme

Notons que, dès la Phase A, il faut considérer, en fonction des méthodes de creusement envisagées, différents processus relatifs à l'interaction ouvrage-terrain :

- Risques d'instabilités locales (écaillage, chute de blocs) ou générale ;
- Risques de convergence excessive ;
- Déformations à court terme et à long terme ;
- Gonflements ;
- Instabilités dues aux forces d'écoulement ;
- Venues d'eau ;
- Déformations du massif et tassements dus au creusement ou au rabattement de nappe.

L'analyse des principaux paramètres à mesurer pour quatre configurations types de tunnels permet de mettre l'accent sur l'importance des paramètres liés à l'eau (Tableau 5).

Tableau 5 : Principaux paramètres à mesurer pour quatre configurations types de tunnels. a) Tunnel creusé dans des marnes (H ≈ 20m), méthode conventionnelle ; b) Tunnel en terrain meuble et aquifère (site urbain), tunnelier à confinement ; c) Tunnel profond, sous forte couverture ($\sigma_c/\gamma.h < 4$), tunnelier au rocher ; d) Tunnel en service, dans un terrain à comportement différé (H ≈ 100m).H : hauteur de recouvrement au-dessus de l'ouvrage

	a) Tunnel creusé dans des marnes, méthode conventionnelle, (H ≈ 20m)	b) Tunnel en terrain meuble et aquifère (site urbain), tunnelier à confinement	c) Tunnel au rocher, sous forte couverture ($\sigma_c/\gamma.h < 4$), tunnelier	d) Tunnel en service, dans un terrain à comportement différé (H ≈ 100m)
1. Observations visuelles, au front et en paroi	+++		+++	+++
2. Paramètres géométriques				
– Abscisse du front ;	+++	+++	+++	
– Tassements en surface ;	+++	+++		
– Rotation en surface ;	++	++		
– Déplacements en forage (extensométrie, inclinométrie) ;	++	++	+	+
– Convergence de la paroi ;	+++		+++	+++
– Evolution des fissures de revêtement ;	++	+	+++	+++
– Déformation du revêtement définitif.	+		++	+++
3. Paramètres mécaniques				
– Forces (pieds de cintres, tirants, boulons etc.)	+++		+++	+
– Contraintes dans le terrain ;			++	++
– Contraintes dans le soutènement et le revêtement.	++	+	+++	++
4. Paramètres hydrauliques				
– Débits d'exhaure ;	++		+++	++
– Pluviométrie en surface ;	+		++	+
– Piézométrie des terrains ;	+++	+++	+++	+++
– Température des venues d'eau.			++	+
5. Paramètres complémentaires				
– Température du terrain ;			+++	
– Température de l'air du tunnel ;		++	+++	+
– Pression de l'air du tunnel ;		+	+	
– Hygrométrie du tunnel ;	+	+	++	++
– Le temps (dates et heures) ;	+++	+++	+++	+++
– Vibrations dues aux tirs de mine.	+++		+	

Légende : + : paramètre en général secondaire, ++ : paramètre souvent important ; +++ : paramètre indispensable, à mesurer dans tous les cas.

Les principales méthodes d'auscultation peuvent être résumées par le Tableau 6. Il faut noter, pour ce qui concerne les paramètres hydrauliques, que trois catégories de mesures peuvent être définies :

- Les mesures de pression interstitielle régnant au sein du terrain, mesurées directement au point étudié par l'appareil de mesure ou déduites de la mesure d'un niveau hydrostatique en forage ;
- Les mesures de débit en canal d'exhaure ou en conduite noyée ;
- Les mesures de perméabilité des terrains, réalisées en général lors des reconnaissances des terrains (par essais de pompage) et non en phase d'auscultation.

Tableau 6 : Principales méthodes d'auscultation

Déplacements et rotations en surface	Nivellement topographique classique ; Mesures optiques sur bâtiments ; Téléniveau hydraulique ; Nivelle à vis micrométrique ; Electronivelle ; Inclinomètre à servo-accéléromètre ; Positionnements par GPS.
Déplacements en forage	Extensomètre manuel à tiges ; Extensomètre à tiges avec capteurs ; Extensomètres à capteurs inductifs ; Chaîne inclinométrique en place ; Extensomètre démontable ; Sonde inclinométrique, à servo-accéléromètre ; Tassomètre magnétique.
Déplacements et déformations à la paroi	Convergence optique ; Distancemètre à fil invar ; Extensomètre à corde vibrante ; Fissuromètre à corde vibrante ; Fissuromètre à capteur électrique ; Fissuromètre mécanique.
Paramètres mécaniques	Dynamomètre (boulon, pie de cintre) ; Jauge de contrainte sur corps en acier ; Cellule hydraulique à corde vibrante ; Extensomètre à corde vibrante ; Cellule hydraulique de pression totale ; Mesure de contrainte par surcarottage ; Borehole-slotter ; Vérin plat ; Mesure de vibrations.
Paramètres hydrauliques	Tube piézométrique ouvert, ponctuel ; Piézomètre fermé, à corde vibrante ; Mesure de débit en canal ouvert ; Débitmètre électro-magnétique sur conduite noyée ; Débitmètre ultrasonique sur conduite noyée

Le plan d'auscultation doit être conçu pour couvrir chacun des sous-ensembles géotechniques de l'ouvrage, avec environ une section de mesure équipée tous les 20 à 30 m et un suivi spécifique de points singuliers. L'auscultation doit commencer dès le début de chantier afin de vérifier la conformité du comportement des terrains aux hypothèses des études et ainsi permettre, si nécessaire, à l'entreprise d'optimiser ses méthodes. La périodicité des mesures doit être adaptée aux à la vie du système d'auscultation : phase d'installation des appareils, phase des mesures initiales, phase des mesures courantes prenant en compte l'évolution présumée de la grandeur mesurée. Pour les ouvrages en service, il faut programmer d'une part, le rythme initial des mesures en fonction du cycle des saisons (pour les tunnels peu profonds), avec une mesure tous les 2 à 3 mois pour déceler les éventuelles variations saisonnières de comportement et d'autre part, des bilans périodiques entre maître d'ouvrage et opérateur de mesure, tous les ans ou plus suivant les cas de figure, afin d'analyser les résultats et adapter les périodicités de mesure ultérieures.

10.6 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFTES. Recommandations relatives à la « Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains ». GT1. Tunnels et ouvrages souterrains. N°177. mai/juin 2003. pp. 138-186.

AFTES. Recommandations relatives au « Choix des techniques d'excavation mécanisée ». Tunnels et ouvrages souterrains. N°157. janvier/février 2000. pp. 7-31.

AFTES. Recommandations relatives à l'« Etanchéité et le drainage des ouvrages souterrains ». Tunnels et ouvrages souterrains. N°159. mai/juin 2000. pp. 159-177.

AFTES. Recommandations relatives à l'« Intégration environnementale d'un chantier souterrain en site urbain ». Tunnels et ouvrages souterrains. N°186. novembre/décembre 2004. pp. 374-379.

AFTES. Recommandations relatives à la « Maîtrise des coûts et contractualisation en travaux souterrains ». GT25. Tunnels et ouvrages souterrains. N°201. mai/juin 2007. pp. 128-168.

AFTES. Recommandations relatives aux « Méthodes d'auscultation des ouvrages souterrains » Tunnels et ouvrages souterrains. N°187. janvier/février 2005. pp. 10-47.

AFTES. Recommandations relatives à l'« Organisation de l'auscultation des tunnels ». Tunnels et ouvrages souterrains. N°149. septembre/octobre 1998. pp. 397-418.

AFTES. Recommandations relatives à la « Prise en compte des risques géotechniques dans les dossiers de consultation des entreprises pour les projets de tunnels ». Tunnels et ouvrages souterrains. N°185. septembre/octobre 2004. pp. 316-327.

Arnould M. & Ledru P. edit., 2005. Géologie et ouvrages linéaires. Symposium international Geoline 2005. Lyon.

Ballan A., André D., 2005. La prise en compte des aléas géologiques dans la construction du tunnel Eole. 6p. in CDRom Symposium international Geoline 2005 : Géologie et ouvrages linéaires. Lyon, 23-25 mai 2005. Arnould M. & Ledru P. edit.

Cassan M., 1986. Aide-Mémoire d'Hydraulique Souterraine. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 193p.

Castany G., 1982. Principes et méthodes de l'hydrogéologie. Dunod. 238p.

CETU, 1998. Dossier pilote des tunnels. Génie civil. Section 1 : Introduction. Section 2 : Géologie, hydrogéologie, géotechnique. Section 3 : Conception et dimensionnement. Section 4 : Procédés de creusement et dimensionnement. Section 5 : Etanchement et revêtement. Section 6 : Génie civil lié aux équipements et à l'exploitation. Section 7 : Assainissement, drainage et réseaux divers. Section 8 : Chaussées.

Chery L., edit. 2006. Qualité naturelle des eaux souterraines. Guide technique. 238p.

Cojean R., Deveughèle M., Audiguier M., Fleurisson J-A., 2002. Géologie de l'ingénieur, géotechnique et tunnels. Tome 1, 128p., Tome 2, 120p. Journées Formation Continue. Ecole des Mines de Paris.

Darmendrail X., Brino L., Monin L., Parisi M.E. 2005. Nouvelle liaison ferroviaire Lyon-Turin : contraintes géologiques et différentes phases d'étude de la partie commune franco-italienne. 7p. in CDRom Symposium international Geoline 2005 : Géologie et ouvrages linéaires. Lyon, 23-25 mai 2005. Arnould M. & Ledru P. edit.

Delage P. & Cui Y-J., L'eau dans les sols non saturés. Techniques de l'ingénieur. Traité de construction. C301. 20p.

Delage P. & Cui Y-J., Comportement des sols non saturés. Techniques de l'ingénieur. Traité de construction. C302. 19p.

Dematteis A., Perello P., Delle Piane L., Torri R., Thiery M., Darmendrail X., Venturini G., 2005. Tunnels profonds et impacts des aquifères : l'exemple du tunnel ferroviaire Lyon-Turin. in CDRom Symposium international Geoline 2005 : Géologie et ouvrages linéaires. Lyon, 23-25 mai 2005. Arnould M. & Ledru P. edit.

Duffaut P. 2005. La ligne droite est rarement le meilleur chemin d'un point à un autre. in CDRom Symposium international Geoline 2005 : Géologie et ouvrages linéaires. Lyon, 23-25 mai 2005. Arnould M. & Ledru P. edit.

Egger P., 1989. Ground improvement measures for crossing a large, heavily water-bearing fault zone. Tunnels and water. J.M. Serrano Ed. Madrid. Volume 2, pp 985-990.

Eraud J., 1989. L'eau dans l'exploitation : les tunnels ferroviaires. Tunnels and water. J.M. Serrano Ed. Madrid. Volume 1 pp 33-40.

Giafferi J-L. & Bozonnet J-P., 1990. Expérience d'EDF en matière de creusement de galerie au tunnelier en terrain rocheux difficile. Mém. Soc. Géol. France. N.S. N°157. pp197-204.

Giafferi J-L., 1996. L'expérience d'EDF dans le franchissement des accidents géologiques. 26p. Journées CEIFICI. Résolution d'incidents de creusement de tunnels en conditions géologiques difficiles. 21-22 novembre 1996, Paris.

Gilli E., Mangan C., Mudry J., 2004. Hydrogéologie. Objets, méthodes, applications. Dunod. 303p.

Hingand P. & Bienfait P., 1998. Deux tunnels à l'entrée de la vallée de la Maurienne : les tunnels d'Aiguebelle et des Hurtières. Travaux N°745. septembre 1998. pp 52-57.

Izard P., 1989. L'expérience de rénovation des tunnels ferroviaires en France. Cinq exemples de remise en état de tunnels ayant subi des avaries importantes dues à l'eau. Tunnels and water. J.M. Serrano Ed. Madrid. Volume 3, pp 1407-1417.

Launay J., 1996. Résolution d'incidents de creusement de tunnels en conditions géologiques difficiles. Tunnels et ouvrages souterrains. N°138. novembre/décembre 1996. pp. 341-348.

Letourneur J. & Michel R., 1971. Géologie du génie civil. A. Colin. 728p.

Magnan J-P., L'eau dans le sol. Techniques de l'ingénieur. Traité de construction. C212. 22p.

Marin G., 1978. Le franchissement des accidents géologiques. Tunnels et ouvrages souterrains. N°29. pp. 215-225.

Marinos P. G. & Kavvadas M. J., 1997. Rise of groundwater table when flow is obstructed by shallow tunnels. Groundwater in the Urban Environment: Problems, processes and management. Chilton Ed. Pp 49- 54.

Marsily G. De, 1994 ; Hydrogéologie : comprendre et estimer les écoulements souterrains et le transport de polluants. Cours de l'Ecole des Mines de Paris. 243p.

Mestat P. & Prat M., 1999. Modélisation des écoulements dans les massifs de sol. Chapitre 6 in Ouvrages en interaction. Hermes Science. 934p.

Morrison P. R. J. & Taylor R. N., 1994. Foundations in a rising groundwater environment. Groundwater problems in urban areas. Pp 342-354.

Parriaud A., 2006. Géologie. Bases pour l'ingénieur. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 517p.

Rat M., 1973. Ecoulement et répartition des pressions interstitielles autour des tunnels. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N°68 ; pp109-124.

Roux J-C. coord. 2006. Aquifères et eaux souterraines en France. Tomes 1 et 2, 944p.

Schneebelli G., 1966. Hydraulique souterraine. Eyrolles. 362p.

Serratrice J-F., Soyez B., 1996. Les essais de gonflement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 204. juillet-août 1996. pp. 65-85.

Vignat P., 1998. Gares souterraines d'Eole. Jet grouting et rabattement. Systématisation et limites d'utilisation de ces méthodes dans les grands projets souterrains en site urbain. Tunnels et ouvrages souterrains. N° 145. janvier/février 1998. pp. 33-44 .

Ziegler H-J., 2005. Tunnel de base du Lötschberg : géologie et reconnaissance à l'avancement. 7p. in CDRom Symposium international Geoline 2005 : Géologie et ouvrages linéaires. Lyon, 23-25 mai 2005. Arnould M. & Ledru P. edit.