

### Editorial

La diversification des mandats de GeoMod s'est poursuivie en 2008. Après avoir traité de la dynamique en 2006 (viaducs) et 2007 (barrage), c'est une première étude dans le domaine de la géothermie que nous avons pu mener à bien cette année.

Nous avons ainsi le plaisir de vous présenter quelques mandats réalisés en 2008 dans ce fascicule :

- l'étude du rendement d'un stockage saisonnier de chaleur souterrain
- la vérification du comportement d'un bassin de compensation, suite à la construction d'un dépôt de matériaux d'excavation
- l'analyse d'un massif de fondation pour une conduite forcée
- la modélisation du comportement d'une pile de pont dans une pente en reptation



### Dimensionnement d'un stockage saisonnier de chaleur souterrain

*Maître d'ouvrage : ScanE, Genève*  
*En collaboration avec : Bonnard et Gardel, Base Consultants et Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana*

Dans le cadre d'un projet de logements à Genève, nous avons participé à l'étude de la faisabilité d'un stockage de chaleur dans des limons argileux, afin de stocker l'énergie solaire reçue en été et la restituer en hiver.

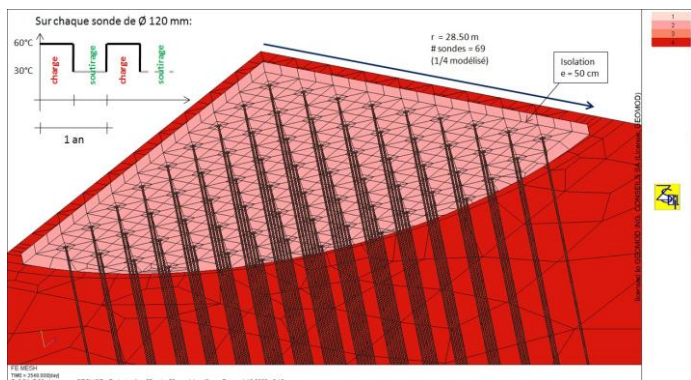


Figure 1. Vue des sondes composant le stock (1/4 modélisé)

En vue d'optimiser le projet, deux bâtiments publics situés dans les environs seront également reliés au système panneaux solaires – stock en terre. Le modèle 3D illustré en Figure 1 est utilisé afin d'estimer le rendement du stock souterrain, à savoir le rapport entre l'énergie fournie en été et l'énergie soutirée en hiver au moyen de sondes géothermiques. La profondeur du stock est limitée par la présence d'une nappe aquifère à - 35 m environ. En plan, son implantation s'effectue au milieu des parcelles concernées par le projet. Les différentes contraintes font que le diamètre du stock peut varier entre 30 et 50 m. Le modèle numérique doit donc contribuer à répondre à ces questions :

- quel est le rendement du stock en fonction de son diamètre et de la distribution spatiale des sondes ?
- quelle est l'influence de la présence d'une couche isolante située au toit du stock, de son épaisseur et d'un débord latéral?

Les sondes géothermiques d'un diamètre de 120 mm sont distribuées selon une maille de 3 x 3 m. Leur résistivité a été déterminée au moyen d'un test in situ. Le modèle EF fonctionne sur 7 ans, avec un pas de temps d'une semaine. Au stade de l'avant-projet, une courbe de température simplifiée est utilisée comme condition de bord : durant 6 mois, on fournit au stock de l'eau à 60 °C, puis durant 6 mois on soutire de l'eau à 30 °C. La Figure 2 illustre le champ de température dans le domaine après soutirage et après charge.

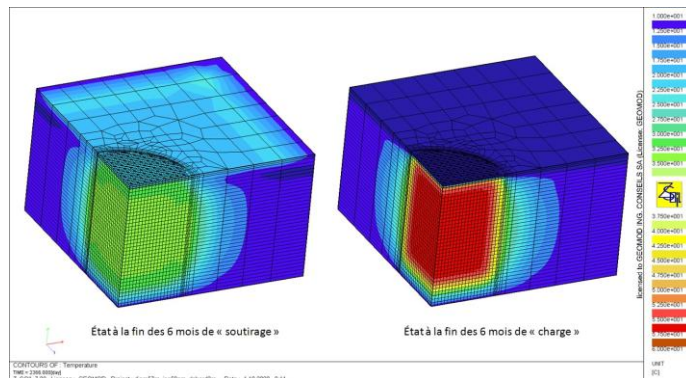


Figure 2. Distribution du champ de température

Le calcul du rendement du stock (énergie soutirée/énergie fournie) s'effectue par intégration sur la surface des sondes présentes dans le modèle, pour chaque année. La figure 3 montre l'évolution du rendement au cours des années pour 3 cas et appelle les commentaires suivants :

- le passage d'un stock de 30 à 50 m de diamètre avec la même densité de sondes permet un gain de l'ordre de 30 % de rendement
- l'isolation au toit du stock permet de gagner environ 10% de rendement

La suite de l'étude permettra d'affiner le calcul du rendement (courbe de température réelle, avec un pas de temps d'un jour) et d'introduire celui-ci dans le modèle global du système énergétique, avec à la clé le calcul d'un coût du kWh le plus exact possible.

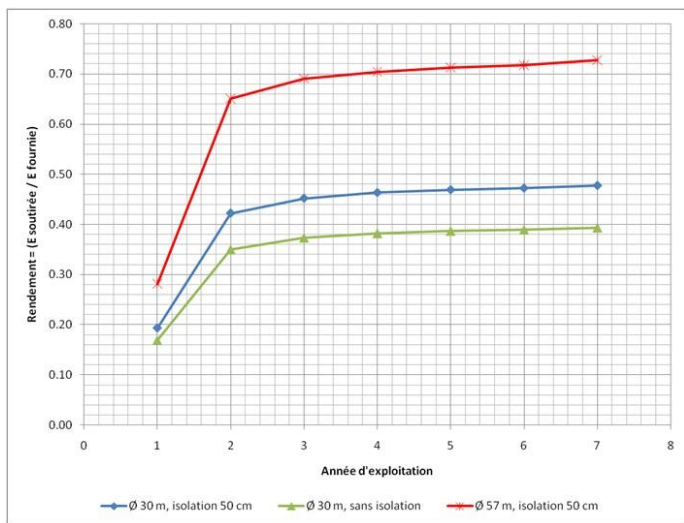


Figure 3. Evolution du rendement des variantes étudiées

### Bassin de Châtelard. Calcul de tassements vérification de la stabilité du remblai

Maître d'ouvrage : CFF Infrastructures-Energie SA, Zollikofen

Dans le cadre de l'aménagement de pompage-turbinage Nant-de-Drance, un dépôt réalisé avec les matériaux d'excavation est prévu dans la vallée située à l'aval du bassin de retenue de Châtelard. Nous avons créé plusieurs modèles numériques afin de quantifier l'influence de ce dépôt sur la digue du bassin de retenue, l'usine et la ligne CFF, et d'évaluer la stabilité du nouveau remblai mis en place.

Le modèle 3D (Figure 4) est construit à partir des données topographiques et géologiques. Il reproduit les étapes de construction de la décharge. Un modèle 2D auxiliaire (coupe longitudinale A-A) permet d'étudier l'effet de la taille de la maille et de l'influence de différents paramètres. Les calculs sont couplés hydromécaniquement.

La Figure 5 illustre les déplacements absolus issus du modèle tridimensionnel, dans une coupe longitudinale. Les Figures 6 et 7 montrent les mécanismes associés aux études de stabilité du nouveau remblai, en 2D et en 3D. Le modèle 3D permet ainsi de vérifier la stabilité des remblais à chaque étape de réalisation.

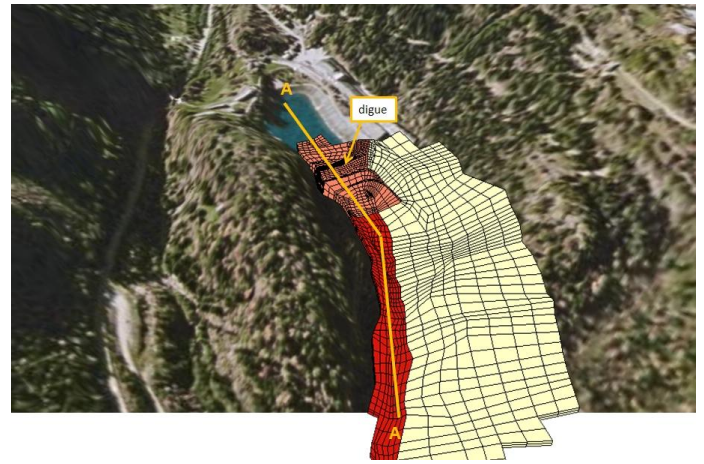


Figure 4. Situation et maillage partiel avant remblayage

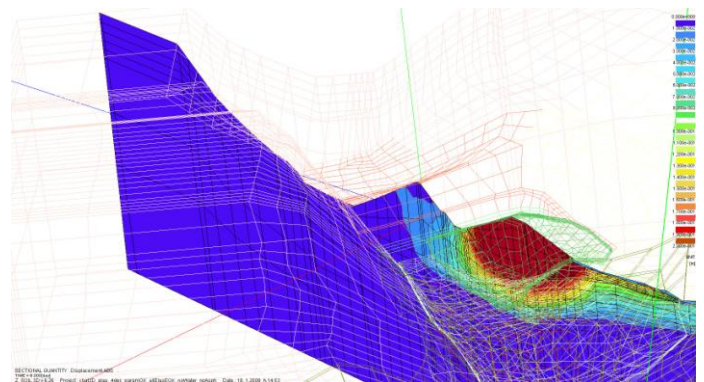


Figure 5. Déplacements absolus - coupe A-Adu modèle 3D

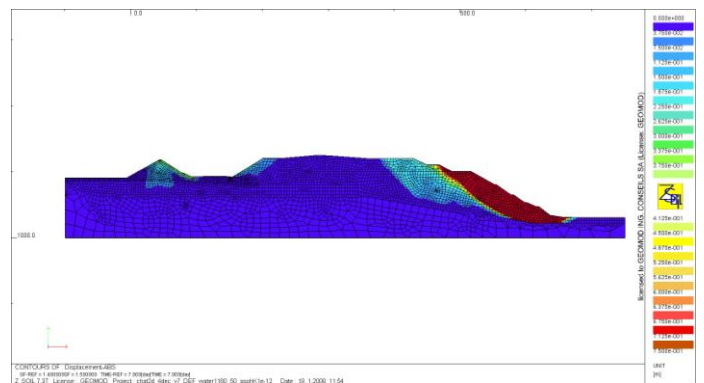


Figure 6. Mécanisme associé à l'étude de stabilité en 2D

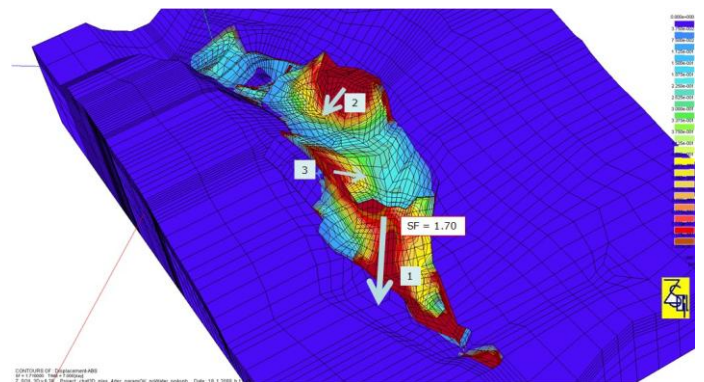


Figure 7. Mécanismes associés à l'étude de stabilité en 3D



## Modélisation des fondations d'un massif d'appui pour une conduite forcée

Maître d'ouvrage : EDF-CIH, Chambéry (F)

En collaboration avec : Bonnard et Gardel

Un modèle tridimensionnel aux éléments finis a été créé afin de vérifier le dimensionnement du massif d'appui en béton d'une conduite forcée.

En effet, le remplacement de la conduite existante est rendu nécessaire du fait d'une augmentation substantielle des charges d'eau de service à reprendre.

L'un des objectifs principaux de l'étude est de se prononcer sur la nécessité ou non d'armer l'ancien béton.

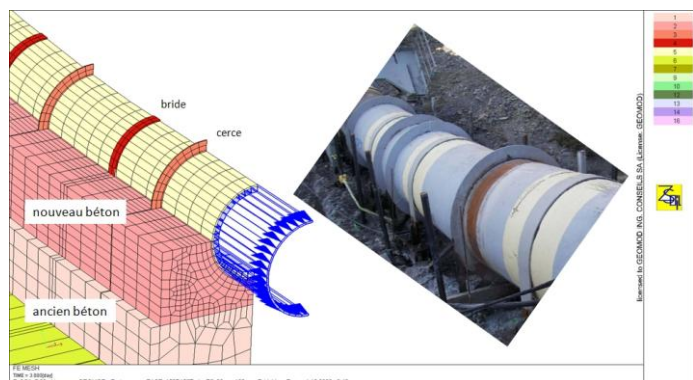


Figure 8. Maillage 3D de la conduite et du massif d'appui

Le maillage de la demi-conduite est illustré en Figure 8.

Les éléments de la conduite (conduite, cerces, brides) et le massif (ancien et nouveau béton) sont modélisés à l'aide d'éléments volumiques.

Les tirants précontraints (ancrant le massif au rocher en place) et les ancrages des brides sont introduits dans le modèle à l'aide d'éléments de barres. La précontrainte est appliquée au niveau de la longueur libre de l'ancrage, et le tirant est subdivisé en plusieurs éléments au niveau du scellement.

Les éléments de montage soutenant la conduite durant sa construction sont introduits à l'aide d'éléments de poutre, répartissant l'effort sur l'ancien béton).

Des éléments de contact sont introduits au droit de trois interfaces: béton-rocher, béton-acier et conduite-brides. L'interface ancien béton-nouveau béton est considérée comme continue grâce aux armatures de couture présentes à cet endroit.

La qualité de la solution numérique au voisinage des éléments d'interface – en particulier entre les cerces et le béton – dépend de la limitation de la pénétration entre les éléments. Les caractéristiques des éléments de contact sont ainsi optimisées de manière à minimiser cette pénétration, tout en permettant la convergence des calculs non-linéaires. Afin de quantifier l'influence de la pénétration cerces-béton, un calcul auxiliaire a été mené en forçant la compatibilité des déplacements lors de l'application des charges de température du côté comprimé, ce qui évite la pénétration.

Le cas de charge de service étudié correspond à une combinaison d'actions comprenant:

- le poids propre
- la précontrainte des tirants
- la charge de température (dilatation de la conduite libre) appliquée aux limites du modèle
- la pression intérieure et l'effet de Poisson appliqué aux limites du modèle

La distribution des déplacements absolus sous l'effet du cas de charge précité est illustrée en Figure 9.

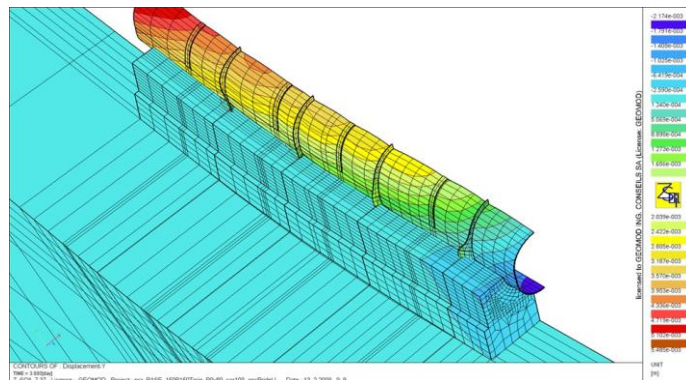


Figure 9. Déplacements absolus de la structure

La Figure 10 montre le champ de contraintes principales en traction au droit d'une cerce, et au droit d'une bride.

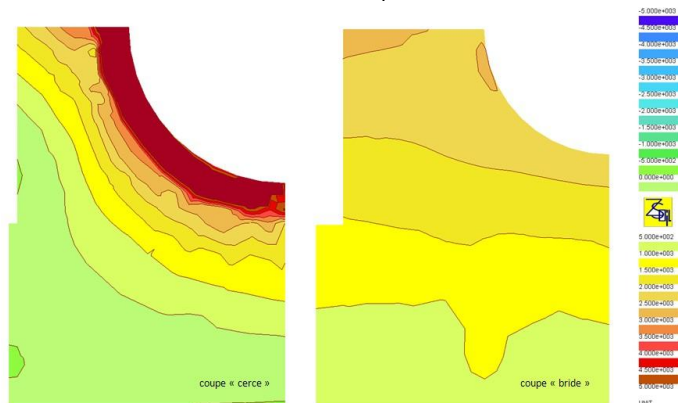


Figure 10. Champ de contraintes principales en traction dans deux coupes, sous l'effet du cas de charge étudié

Les contraintes dans l'acier sont également vérifiées en les comparant avec le critère de Von Mises (Figure 11).

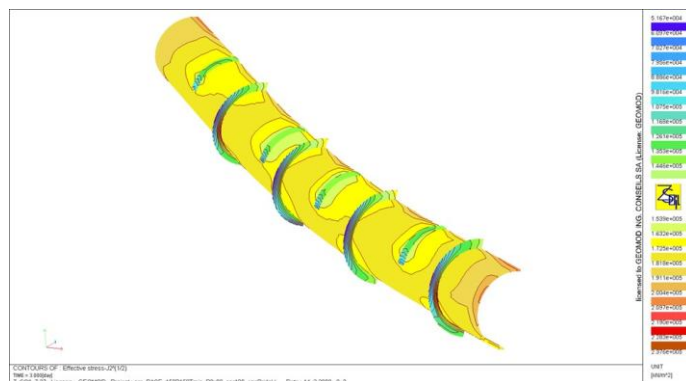


Figure 11. Champ de contraintes  $\sqrt{J_2}$  dans l'acier sous l'effet du cas de charge étudié

## Comportement des fondations d'une pile de pont dans une pente en reptation

Maître d'ouvrage : Etat de Vaud, Service des routes SR-RN  
En collaboration avec : De Cérenville Géotechnique

Dans le cadre de la surveillance d'un pont fondé sur pieux dans une pente, des mouvements réguliers du terrain de l'ordre de 5mm/an sont mesurés à proximité immédiate des piles. Ainsi, selon les estimations des différents intervenants du projet, depuis la construction, les pieux pourraient avoir subi des déplacements horizontaux de l'ordre de 15 cm.

D'un point de vue géologique, on estime que la pente flue lentement, probablement sous l'effet de surpressions d'eau dans les varves sableuses du sol prises en « sandwich » dans des couches de sols fins.

Le but de la modélisation consistait à reproduire ces mouvements et à évaluer les incidences d'un tel déplacement pour les fondations du pont

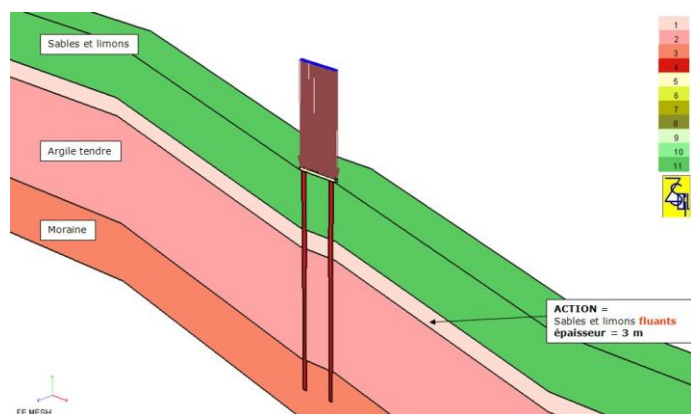


Figure 12. Vue générale du problème étudié

Plusieurs méthodes ont été testées pour reproduire les mouvements lents de la pente. Finalement, un modèle avec fluage progressif d'une couche située à l'interface entre deux formations géologiques a été retenu (géométrie voir Figure 12). Les paramètres de fluage ont été obtenus par calcul à rebours par rapport aux observations.

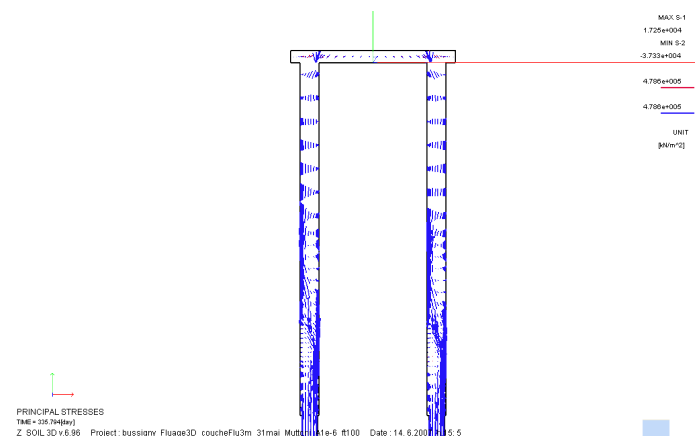


Figure 13. Contraintes principales correspondant à un déplacement horizontal de 15 cm

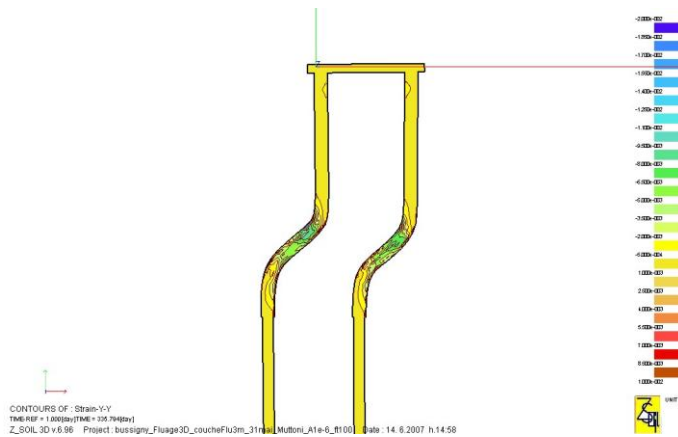


Figure 14. Déformations axiales correspondant à un déplacement horizontal de 15 cm

Les pieux en béton armé sont modélisés explicitement avec un comportement élastique parfaitement plastique par des éléments volumiques pour le béton et des éléments de poutre pour chaque barre d'armature

Avec ces hypothèses, on observe l'apparition de rotules plastiques pour des déplacements de l'ordre de 10 cm déjà. Toutefois, les déformations axiales dépassent les seuils usuels admis pour le béton.

Pour tenir compte de la probable fissuration du béton, un second modèle avec une résistance nulle à la traction du béton a été proposé. Les Figures 13 et 14 illustrent les contraintes et déformations pour ce cas. Les rotules plastiques y sont plus localisées et il en ressort qu'un écrasement du béton dans la zone la plus comprimée est d'ores et déjà probable pour les déformations observées à ce jour, et qu'il y a risque de rupture brusque en cisaillement.

Ainsi, avec des taux de déformations prédits au-delà de ceux admis usuellement dans la conception de structures en béton, et donc des phénomènes de type post-rupture, on atteint les limites de l'approche continue des éléments finis. Ce modèle a néanmoins permis de se faire une bonne idée de l'état actuel possible des pieux pour les scénarios considérés.

En complément nous avons recouru à un modèle auxiliaire, très conservateur, pour évaluer la réserve de portance des pieux, en considérant qu'il y eu rupture du pieu au niveau des rotules plastique.

Ultérieurement, le modèle par éléments finis a été repris pour évaluer le comportement au cours du temps pour une solution de confortation des fondations avec des micropieux.



GeoMod ingénieurs conseils SA  
Av. des Jordils 5  
CH-1006 Lausanne  
T : +41 21 311 34 30  
F : +41 21 311 34 29  
www.geomod.ch  
info@geomod.ch