

La fouille de la tour Odéon à Monaco : les quatre éléments remarquables de sa conception

The Deep Excavation of the Odéon Tower in Monaco: The four outstanding elements in its design

Baghery S.

Tractebel Engineering (France)/Coyne et Bellier, Gennevilliers (92), France

RÉSUMÉ : La construction de la tour Odéon à Monaco nécessite la réalisation d'une fouille profonde au sein d'un versant très pentu, dans des terrains de caractéristiques médiocres. Le soutènement en a été rendu possible par quatre options remarquables prises par le concepteur, à savoir (1) une construction « top-down » à l'aide d'appuis pré-fondés, (2) la constitution d'une voûte élastique dans le sol côté montagne, ceci par modulation de l'effort de pré-charge par tirants d'ancrage, (3) le fretage du sol au pied des parois à l'aide de clous verticaux en fibre de verre et (4) la prise en compte des effets du déchargement du sol sur les appuis pré-fondés.

ABSTRACT: The construction of the 180-meters-tall Odéon skyscraper building in Monaco calls for a 72-meters-deep excavation to be dug in a steep hillside. The design of the retaining system for this excavation was made possible by Tractebel Engineering (France)/Coyne et Bellier making four unique design choices, namely (1) a "top-down" construction method, (2) the mobilization of an elastic arch in the foundation soil on the upstream side of the works, (3) reinforcing by fibre glass nails the soil below the deepest elements of the foundation, and (4) taking into account the effects, on the supports, of the sequence of construction.

KEYWORDS: Retaining walls, top-and-down construction, vault effect, soil reinforcement, heaving

MOTS-CLÉS: Soutènement, Construction en taupe, Top-Down, Effet de voûte, renforcement de sol, gonflement de sol.

1 INTRODUCTION

Avec une hauteur totale de 180 mètres, la tour Odéon, actuellement construite à Monaco sous la maîtrise d'ouvrage de la SCI-Odéon, restera pour un certain temps la plus haute tour de la Principauté. Alexandre Giraldi en est l'architecte. Elle est construite par l'entreprise Vinci, avec la contribution de Soletanche-Bachy pour les travaux de la fouille.

La réalisation de cet ouvrage nécessite l'excavation d'une fouille atteignant 72 mètres dans la partie la plus profonde (Figure 1). Alors que de nombreuses constructions sensibles situées au voisinage doivent être maintenues intactes, les travaux d'excavation exigent la conception de solutions originales, à la hauteur de ce projet audacieux.

tour, en tant qu'éléments de contreventement et raidisseurs parasismiques. Tractebel Engineering (France)/Coyne et Bellier a assuré la conception de ces deux parties du projet.

Lorsque les profondeurs d'une excavation dépassent les valeurs critiques eu égard aux caractéristiques du sol, le concepteur est confronté à un déficit intrinsèque de butée dans le sol. Il doit alors adopter des mesures innovantes. C'est grâce à de telles mesures que la réalisation d'une fouille avec une profondeur rarement atteinte dans des terrains de telles caractéristiques a été possible. Des études et investigations très poussées ont été nécessaires en amont des phases de contractualisation. Elles ont notamment comporté des modélisations tridimensionnelles des travaux, du massif et des constructions environnantes.

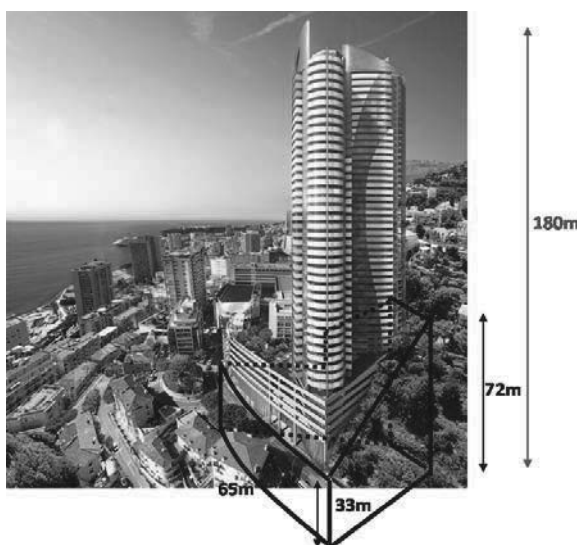


Figure 1: Le site, la tour et sa fouille

La conception du soutènement a été étroitement associée à la méthode et au phasage de construction de la tour, à la géométrie de la fouille et à la topographie du site. Les ouvrages de soutènement remplissent eux-mêmes un rôle structurel pour la

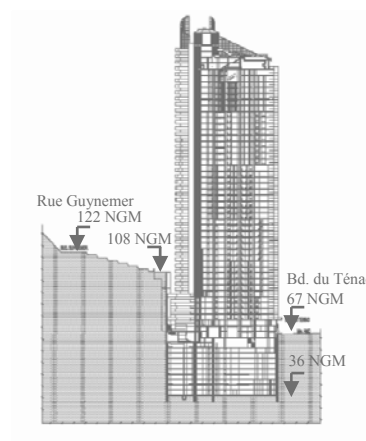


Figure 2: Versant en terrasse, le dénivelé, nivellement

2 LE SITE

Il s'agit d'un site très exigu, sur un versant en terrasses. Le dénivelé du terrain naturel entre l'amont et l'aval de la tour est de l'ordre de 40 mètres (Figure 2).

Les profils géotechniques indiquent une couche supérieure de remblai et d'éboulis sur une épaisseur qui atteint 25 mètres en amont, tandis qu'en aval, cette épaisseur varie fortement du fait des constructions récentes. Sous cette couche superficielle, on rencontre une couche marno-calcaire avec des poches plus

ou moins altérées vers les profondeurs 35-50 NGM. La couche marno-calcaire repose sur un substratum calcaire profond. Le toit du calcaire dessine une surface chaotique et variable. Il se situe en général sous la cote 30 NGM (Figure 3).

Le pendage général de la couche marno-calcaire (non représenté ci-dessous) est dirigé de l'amont vers l'aval. Il est donc favorable, lors de l'ouverture de la fouille, à la stabilité au glissement du massif soutenu côté montage.

Une grande partie des niveaux piézométriques varie entre 10 et 20 mètres sous le niveau du terrain naturel, avec des fluctuations importantes qui atteignent fréquemment 4 à 5 mètres. Il s'agit d'une nappe superficielle qui coule à la surface de la couche marno-calcaire. A cause de sa faible perméabilité, cette dernière sépare la nappe superficielle d'une nappe plus profonde qui baigne dans le calcaire avec un niveau piézométrique situé environ 40 mètres plus bas que celui de la nappe superficielle.

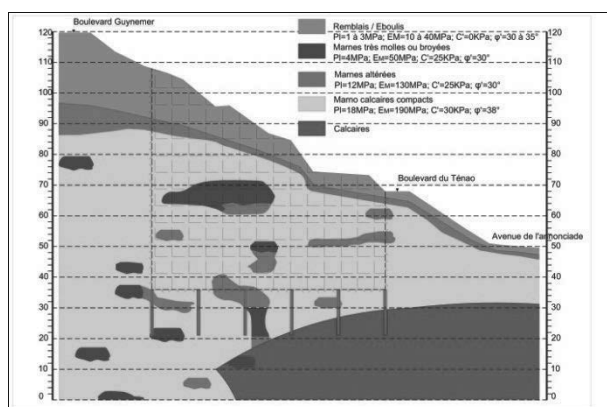


Figure 3: Coupe géologique, caractéristiques géotechniques

La bordure de la fouille est occupée par des bâtiments publics ou privés à des distances plus ou moins proches de la fouille. Compte tenu de la profondeur des excavations, un certain nombre d'entre eux se situe dans les zones d'influence des déplacements engendrés par les travaux d'excavation. Ce voisinage impose des contraintes d'exécution, notamment en termes du respect de déplacements admissibles.

3 OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT: LES QUATRE ÉLÉMENTS REMARQUABLES

Les dix niveaux d'infrastructure comportent des planchers « butonnants » confinés entre les parois de la fouille. Ces planchers n'ont pas de joints et peuvent donc transmettre entre parois opposées les efforts de poussée ou de butée. La superstructure se développe au-dessus du boulevard du Ténac sur environ cinquante niveaux supplémentaires.

Si la stabilisation des parois de soutènement sous le boulevard du Ténac peut être assurée au moyen d'un système de planchers butonnants, ce n'est pas le cas pour les parois situées au-dessus de ce boulevard, à cause de l'absence de terrain offrant butée en vis-à-vis. C'est pourquoi les parois poussant au vide ont été stabilisées à l'aide de tirants d'ancrage.

Par ailleurs, l'exiguïté et les contraintes d'accès au site ont donné lieu à une solution de soutènement étagé des parois. En effet, la configuration des lieux avant les premiers travaux n'était pas défavorable à l'utilisation d'engins lourds. Ainsi, la réalisation des premiers écrans de soutènement à l'aide d'engins de taille réduite permet la réalisation de plateformes pouvant recevoir des engins plus encombrants. C'est pourquoi les premiers écrans de soutènement sont de type « mini-berlinoise », passant ensuite à des écrans de type berlinoise, avant de voir apparaître des écrans en paroi-moulée.

3.1 Une construction "Top-Down"

Deux objectifs principaux nous ont conduit à adopter cette méthode de construction: a) Avantages offerts par des planchers butonnants (Figure 4) comme solution plus sûre d'équilibre des poussées en profondeur et dispositifs plus rigide pour limiter les déplacements des parois, et, b) Gain de temps dans la réalisation de la tour. En ce qui concerne ce dernier point, il a été considéré que dans le délai nécessaire à l'extraction des quelques 65 000 m³ de terre des niveaux de sous-sol et à la réalisation en « taupe » des 10 niveaux de plancher correspondants, on pourrait construire simultanément les 50 niveaux de superstructure. Pour atteindre cet objectif, il a fallu réaliser des appuis profonds de la tour avant le démarrage de sa construction. Il s'agit des barrettes de fondation d'épaisseur 1m, forées aux environs de la cote 70 NGM, après les travaux d'excavation et de soutènement de la partie tirantée des parois. Il est à noter que la contrainte de compression moyenne développée dans ces barrettes par la tour en phase d'exploitation s'approchera de la valeur de 10 MPa. Ce niveau de sollicitation aurait pu rendre la solution non-faisable sans l'évolution des textes réglementaires, évolution apparue avec la mise en vigueur de la norme NF94-282 en février 2010, au moment de l'élaboration de la conception.

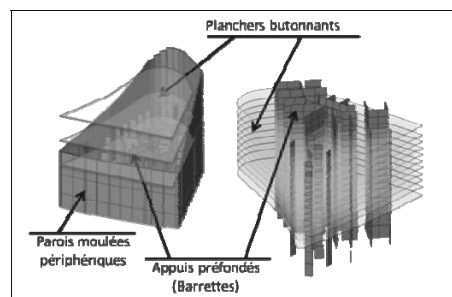


Figure 4 : Parois périphériques, barrettes et planchers butonnants

Au fur et à mesure de la construction des structures, les barrettes profondées reçoivent des charges gravitaires alors que les planchers de sous-sol, portés par les barrettes assurent le rôle simultané de diaphragmes dans la transmission des efforts horizontaux.

3.2 Une voûte en sol

La topographie et la géométrie de l'excavation ont été mises au service de la conception du soutènement de la paroi la plus profonde de la fouille, dans la zone où les poussées sont les plus importantes du fait de la profondeur et de la pente du versant. Mais la portée de la paroi dans cette même zone est plus courte, ce qui nous a encouragé à en profiter pour inscrire dans le terrain le funiculaire des poussées, évitant notamment de solliciter la paroi profonde et limitant ainsi les déplacements. On aurait pu penser, a priori, que ce funiculaire existait en soi par le fait de la géométrie ("effet de voûte"). Mais cette affirmation ne tient pas compte du trop grand déviateur des contraintes (tangentielle et radiale), qui amène le sol de la "voûte" à se déformer à l'état plastique. Pour profiter de l'effet bénéfique de la voûte il a fallu ramener le sol qui la constitue à l'état élastique.

Si la limite élastique dans le sol à l'arrière de la paroi n'est pas dépassée à l'état initial, ce n'est pas forcément le cas avec l'excavation des sols devant la paroi, qui augmente progressivement la contrainte tangentielle dans le sol arrière. Dans le cas où la contrainte radiale reste trop faible, le déviateur s'agrandit et "pousse" le sol dans la plasticité qui engendre à son tour des déplacements importants (Figure 5).

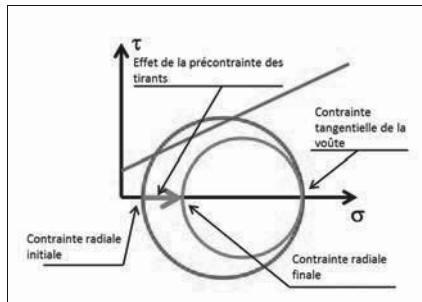


Figure 5 : État de contraintes de la voûte en sol

La solution réside donc dans l'augmentation de la précontrainte radiale à l'aide des tirants d'ancrage qui sont disposés dans la même direction en amont de la fouille.

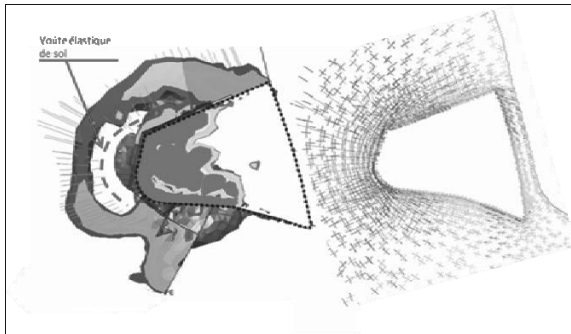


Figure 6: Voûte élastique dans le sol amont (gauche), cheminement des contraintes de la voûte vers les côtés latéraux de la fouille (droite)

La figure 6 (à gauche) montre une voûte en sol créée à l'arrière de la paroi amont, voûte qui redirige les poussées vers les côtés latéraux de la fouille (à droite), soulageant ainsi la paroi la plus profonde exposée à soutenir les charges les plus importantes.


 Figure 7: Etat d'avancement du chantier à $\approx 40\%$ des excavations

En revanche, on peut y remarquer les zones plastiques formées dans la zone des bulbes d'ancrage et à l'arrière des parois plus ou moins rectilignes. Elle illustre également le cheminement des contraintes dans le sol et l'efficacité de la voûte élastique inscrite dans le sol. La figure 7 montre l'état d'avancement du chantier (à environ 40%) de soutènement et des excavations.

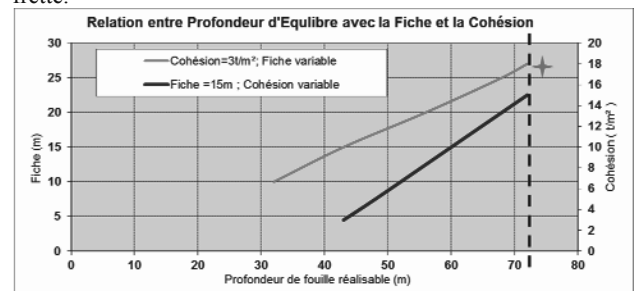
3.3 Frettage du sol

Lorsqu'une fouille dépasse 40 ou 50 mètres de profondeur dans des sols de cohésion faible à moyenne, deux solutions se présentent. La première consiste à mobiliser une masse très importante de sol en butée, ce qui nécessite une fiche de paroi très rigide et surtout très profonde. La seconde fait appel à une amélioration de la cohésion apparente du sol (Figure 8). Nous avons opté pour cette deuxième solution en frettant le sol au

pied des parois de grande profondeur à l'aide de clous verticaux en fibre de verre.

Notons que les barrettes de fondation réalisées par anticipation (appuis préfondés) contribuent, pour leur part, au frettage du sol. Néanmoins, il faudra tenir compte des sollicitations qu'elles encaissent par ailleurs. On vérifiera donc que l'accumulation des contraintes suivant les différents modes de fonctionnement (fondation, frette, inclusion soumise aux effets dus à l'expansion du sol –voir §3.4-) ne dépasse pas la résistance admissible de ces éléments.

L'évaluation de la cohésion apparente apportée par des frettes se fait en comparant la résistance (au glissement par exemple) du sol non-fretté, mais augmenté en cohésion, avec sa configuration frettée munie de la cohésion d'origine. Une analyse itérative des deux schémas aboutira à la valeur de la cohésion apparente qu'il faudra attribuer au sol d'origine pour être équivalent, en termes du critère de résistance choisie, avec le sol fretté.



✦ Dans ce terrain, l'équilibre des poussées exige, soit 28 mètres de fiche rigide avec la cohésion de base (3 t/m^2), soit une cohésion améliorée de 18 t/m^2 avec 15 mètres de fiche.

Figure 8: Profondeur d'équilibre poussées-butées en fonction de la profondeur de la fiche ou de la valeur de la cohésion

3.4 Effets du déchargement du sol sur les préfondés

Comme il a été rappelé plus haut (§3.1), des barrettes de fondation ont été conçues pour être réalisées à un stade où il reste encore à excaver 35 mètres de terrain. Comme fondations, elles supportent les charges de la tour au fur et à mesure de sa construction. De ce fait, elles sont soumises à des contraintes de cisaillement puisqu'elles s'enfoncent dans le sol encaissant. Dans ce schéma, la contrainte de cisaillement développée le long du fût d'une barrette est dans la même direction que le mouvement du sol par rapport au fût, du bas vers le haut. Autrement dit, l'action du sol sur le fût est une contrainte tangentielle (frottement) dans le sens ascendant. Nous lui attribuons le signe « + ». Ces contraintes de cisaillement varient d'une valeur minimale à la base du fût vers une valeur maximale à sa tête (figure 9-a). Si la limite de plasticité devait être atteinte, elle le serait d'abord dans la partie supérieure où la courbe des valeurs serait plafonnée à la valeur plastique.

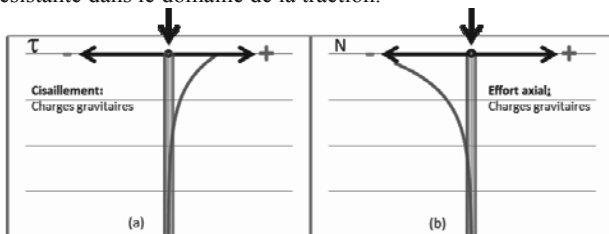
Par ailleurs, sous l'action des charges gravitaires, la valeur de l'effort de compression dans le fût diminue en profondeur, puisqu'une partie de cet effort est absorbée par le sol avec la mobilisation du cisaillement autour du fût (figure 9-b).

Avec l'excavation en présence des appuis préfondés, le sol encaissant autour de ces appuis (barrettes) se décharge et subit de ce fait une extension (gonflement), à l'opposé du phénomène de tassement, développant ainsi autour du fût des barrettes une deuxième catégorie de contraintes de cisaillement. Dans ce type de schéma (gonflement ou tassement du sol encaissant), et dans l'hypothèse d'un sol homogène doté d'un comportement linéaire, le bilan du cisaillement développé autour du fût est nul si l'effet sur le terme de pointe est négligé. La courbe de cisaillement à l'interface sol-fût, sous l'effet du gonflement du sol, possède un point d'inflexion (figure 10-a). Les contraintes de cisaillement changent de signe de part et d'autre de ce point. Dans le cas de gonflement du sol, les contraintes de cisaillement

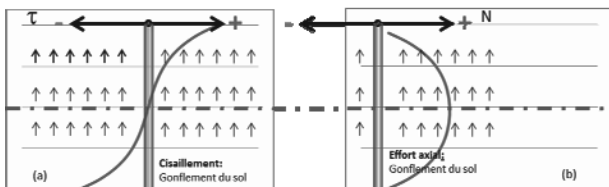
sur la partie située au-dessus du point d'inflexion sont du même signe que les cisaillements provoqués par les charges gravitaires. Dans cette partie, les cisaillements dus à ces deux phénomènes se cumulent (figure 11-a). Nous sommes donc, en cas de gonflement du sol encaissant, face à des contraintes majorées de cisaillement dans la partie supérieure du fût. Sur la partie située sous le point d'inflexion, le signe de la contrainte de cisaillement à l'interface sol-fût provoquée par le gonflement du sol est à l'opposé du signe des cisaillements dus aux charges gravitaires. Sur cette partie, les deux catégories de cisaillements se retranchent et les contraintes de cisaillement résultantes sont minorées.

L'effort axial dû au seul phénomène de gonflement du sol est une traction (figure 10-b) et sa courbe de variation le long du fût est une courbe pseudo-parabolique. Sa valeur maximale se situe au droit du point d'inflexion de la courbe de cisaillement provoqué par le gonflement. En l'absence d'effet sur le terme de pointe, c'est une force interne et elle se retranche de l'effort de compression engendré par les charges gravitaires (figure 11-b). C'est précisément cette valeur résultante qu'il convient de contrôler à chaque phase en mettant en parallèle la vitesse de la construction des structures (« Top » - compression des barrettes) avec la vitesse des excavations (« Down » - traction des barrettes). Le risque est bien l'apparition d'une traction excessive à une phase donnée des travaux, traction qui serait incompatible avec la résistance admissible de la section des barrettes. Ce risque est d'autant plus grand que l'effort de compression axial dû aux charges gravitaires n'est pas grand, le module du sol au déchargement est faible, la raideur axiale des appuis profonds est forte et la raideur au cisaillement du sol est élevée.

On peut conclure, ici, que le gonflement du sol réduit l'effort de compression dû aux charges gravitaires dans le fût. Sous certaines conditions il peut même l'annuler et pousser la section résistante dans le domaine de la traction.

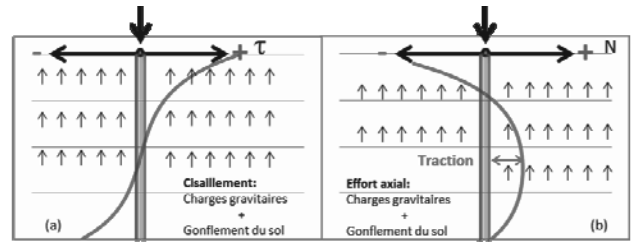


Figures 9(a,b): Cisaillement et effort axial dans les appuis profonds dus aux charges gravitaires (sans terme de pointe)

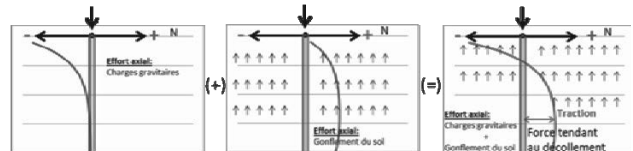


Figures 10(a,b): Cisaillement et effort axial dans appuis profonds dus au gonflement du sol encaissant (sans terme de pointe)

Il est à noter qu'en présence d'un terme de pointe à la base des appuis profonds, les contraintes de cisaillement et les efforts axiaux dus aux charges gravitaires ne se cumulent pas toujours linéairement. En effet, lorsqu'il devient prépondérant, le phénomène de gonflement peut totalement annuler le terme de pointe (effort de compression) dû aux charges gravitaires et créer ainsi une tendance au décollement de la pointe (figure 12). Dans ce cas, une analyse non-linéaire à chacune des phases de chargement où ce phénomène apparaît devient nécessaire.



Figures 11(a,b): Cisaillement et effort axial dans appuis profonds dus aux charges gravitaires + gonflement du sol encaissant (sans terme de pointe)



Figures 12: Cisaillement et effort axial dans appuis profonds dus aux charges gravitaires + gonflement du sol encaissant (avec terme de pointe) – Risque de décollement en pointe

Ce type d'analyse a été conduit sur l'ensemble des profonds (barrettes) de la tour Odéon. L'appréciation de l'amplitude du gonflement du sol dû aux excavations (déchargement) est un préalable à ce type d'analyse. Cela a été possible grâce aux études tridimensionnelles tenant compte du comportement non-linéaire du sol, englobant une large partie du massif et simulant les différentes phases de la construction. Toutes ces études complexes ont été conduites au stade de la conception, avant la contractualisation du marché d'entreprise.

4 CONCLUSIONS

La construction de la tour Odéon nécessite la réalisation d'une fouille de 72 mètres de profondeur au sein d'un versant très pentu, dans des terrains de caractéristiques médiocres et sur un site urbain majeur. Les travaux et leurs séquences de réalisation devaient être conçus de telle sorte que les mouvements de nombreuses constructions sensibles situées en bordure immédiate de la fouille restent dans des limites restreintes. Quatre éléments remarquables et innovants de la conception ont été développés dans cet article :

- a) : une construction « top-down » à l'aide d'appuis pré-fondés,
- b) : la constitution d'une voûte élastique dans le sol côté montage,
- c) : le fretage du sol en pied des parois les plus hautes,
- d) : la prise en compte des effets du déchargement du sol sur les appuis pré-fondés.

Le premier élément (a) permet de réduire d'un an le délai global de la construction, qui est de quatre ans. Le deuxième élément (b) transforme le sol en une structure en voûte pour réorienter les poussées qu'il génère. Les deux derniers éléments (c et d) rendent possible le choix technique indiqué en (a).

5 REFERENCES

- Baghery S., Bouvard A., Miszlai I. (2012). Conception et dimensionnement des ouvrages de soutènement de la fouille de la Tour Odéon à Monaco. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2012*—Bordeaux 4-6 juillet 2012.
- Gastbled O.J., Baghery S. (2010). 3D modeling of a deep excavation in a sloping site for the assessment of induced ground movements. *7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE)*, Trondheim, Norvège.