

Soutènements de grande hauteur soutenus par butons ou multi-ancrages à Monaco : de la modélisation au comportement réel

Retaining wall with struts or multi-anchored for a deep excavation in Monaco: from modeling to real behaviour

Utter N., Dervillé B.
Soletanche-Bachy, France

Beth M.
Soldata, France

RÉSUMÉ : La construction de l'immeuble Teotista comporte la réalisation d'un parking enterré de 6 sous-sols, donc d'une excavation profonde présentant toutes les particularités des projets monégasques, à savoir un environnement exigü, des ouvrages mitoyens sensibles, et la nécessité d'entailler une forte pente d'éboulis. La hauteur terrassée se trouve ainsi variable de 20 m côté aval à 30 m côté amont, nécessitant la mise en œuvre d'une paroi à contreforts prolongée par des micropieux dans le marno-calcaire rencontré en profondeur, et d'un butonnage fortement dissymétrique sur 5 niveaux, engendrant concentration d'efforts et mise en butée du terrain aval.

La complexité de la structure et du phasage, ainsi que la sensibilité de l'environnement, ont nécessité la mise en œuvre de différents types de modélisations (méthode des coefficients de réaction et méthode des éléments finis), et motivé la mise en œuvre d'une instrumentation qui a permis de confronter à la réalité ces différentes modélisations dans toutes les phases de construction.

Il a ainsi été possible de mettre en évidence la validité des calculs traditionnels dans leur domaine d'application, mais aussi de progresser dans l'appréhension correcte des frontières entre modèles de comportement et méthodes de calcul associées.

ABSTRACT: This paper aims at presenting the works carried out for the construction of the so-called Teotista building including a six floors underground parking requiring a deep excavation with all the specifications of the projects implemented in Monaco, i.e. a confined environment, sensitive structures in the vicinity, and the necessity to scrape a deep slope of taluses. The height thus excavated is at a range of 20 m on the downstream side to 30 m on the upstream side. This implies the implementation of buttresses with micropiles drilled in marl and limestone soil and to deal with very dissymmetrical forces transferred by five levels of inclined and pre-stresses struts.

The complexity of the structure itself, the phasing stages and the sensitive environment as well have required the implementation of several modeling systems (finite elements analysis and coefficient of subgrade reaction method), accurate monitoring system which provided a kind of reality check to ensure the assumptions made by modelling at all the stages of the construction.

By doing so, we demonstrated the validity of the traditional editing calculation notes and help advance in the right apprehension of borders between soil behaviour and associated methods for calculations.

MOTS-CLÉS : soutènement, butons, précontrainte, contreforts, méthode observationnelle

KEYWORDS: retaining wall, struts, pre-stress, buttresses, observational method

1 UN PROJET A FORTES CONTRAINTES

1.1 Une emprise limitée

Situé en Principauté de Monaco, le projet de la Tour Teotista comporte l'édification d'un immeuble de 20 étages dans un environnement particulièrement exigü. La surface au sol n'est que de 30 x 30 m et prend la forme d'un talus d'environ 25° dont la cote varie de 132 NGM à l'amont et 118 NGM à l'Aval.

1.2 Un voisinage dense

Le projet est situé dans un contexte urbain dense et bordé :

- au Sud par le bâtiment Garden House, immeuble R+7 fondé à 107 NGM.

- au Nord par la Villa Béatrice, habitation R+9 fondée sur semelle à 118 NGM à proximité immédiate du projet.

- à l'Ouest par l'Avenue Hector Otto Supérieure et particulièrement à proximité du Patio Palace, immeuble R+14 de 5 niveaux de sous sols.

- à l'Est par l'Avenue Hector Otto Inférieure donnant sur les Villas du Parc, bâtiment de 10 étages fondé à 108 NGM.

1.3 Un contexte géologique difficile

Les sondages font apparaître une stratigraphie constituée de remblais surmontant une épaisse couche d'éboulis et de colluvions à matrice argileuse. Une frange d'altération d'épaisseur variable surmonte un substratum compact constitué de formations marneuses et marno-calcaires d'âge crétacé.

La résistance élevée des couches profondes ($E_m = 250$ à 500 MPa) et la géométrie étriquée du chantier ont nettement orienté la technique de soutènement utilisée. Le projet a consisté en un soutènement mixte composé d'une paroi moulée prolongée par une fiche en micropieux à partir de 1 m sous le fond de fouille.

L'utilisation d'une hydrofraise était rendue impossible par l'emprise restreinte du chantier, et l'utilisation d'une benne preneuse n'aurait pas permis d'assurer entièrement l'excavation des couches compactes.

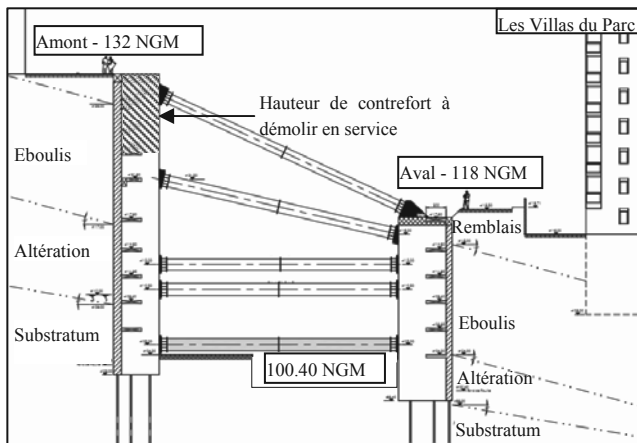


Figure 1. Coupe générale du projet

1.4 Des tolérances de déplacements strictes associées à une forte contrainte architecturale

Le projet comporte 6 niveaux de sous-sols et la cote du fond de fouille est située à 103,3 NGM à l'Amont et 100,4 NGM à l'aval. Dans ce contexte urbanisé très dense et suite aux désordres observés lors de la construction du Patio Palace mitoyen, les critères de déplacements imposés par le contrat sont très sévères : les soutènements ont été dimensionnés pour que le déplacement en tête de paroi amont ne dépasse pas 2 cm, là où pour un soutènement de 30 m, il est généralement admis que les déplacements observés seront de l'ordre du 1/1000^{ème} de la hauteur. Le tassement différentiel sous les immeubles avoisinants est limité à 0,8 pour mille.

En outre une contrainte architecturale forte qui impose dans la toute dernière phase des travaux, planchers de la tour construits, de détruire une partie des contreforts du soutènement amont afin d'obtenir une paroi en console sur 8 m de haut. La contrainte principale visait donc à réduire au maximum les déplacements de la paroi pendant les phases provisoires d'excavation pour garantir ce critère lors de la destruction des contreforts.

2 UN PHASAGE DE CONSTRUCTION COMPLEXE

Pour répondre à ces contraintes, il a fallu maîtriser l'espace réduit du chantier, gérer l'ensemble des techniques de travaux mis en jeu et combiner ainsi les multiples plateformes associées à chaque soutènement.



Figure 2. Vue générale du chantier en phase de forage

2.1 Soutènement Amont-Aval

La différence de hauteur entre le terrain naturel à l'amont et à l'aval induit une dissymétrie de poussée qu'il est nécessaire de maîtriser pour éviter tout basculement de l'ouvrage. La mise en

place de tirants longs ancrés dans le substratum étant interdite à l'amont, l'ensemble des efforts transite de l'amont vers l'aval par un système complexe de dalles, contreforts, butons et planchers.

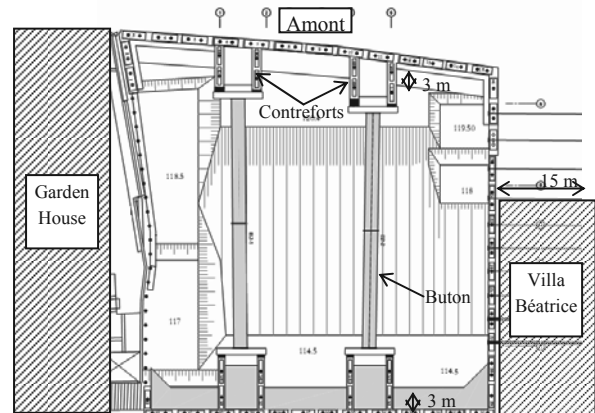


Figure 3. Vue générale des soutènements et des plateformes associées

En phase travaux, la paroi moulée amont de 0,82 m d'épaisseur s'appuie sur 9 niveaux de bandes de planchers réalisées en descendant. D'environ 3 m de large, elles permettent de transférer et concentrer les efforts au niveau des 4 contreforts de 3,75 x 0,50 m espacés tous les 12 m. Cinq lits de butons de gros diamètre, $\phi 1200$ mm (see Figure 10) équilibrant jusqu'à 10 000 kN chacun, retransmettent ensuite les efforts des contreforts amont aux contreforts aval. Ces butons sont précontraints afin de garantir le minimum de déplacements.

Les contreforts aval de 4,75 x 0,50 m retransmettent ensuite les efforts à la paroi moulée aval de 0,62 m d'épaisseur par l'intermédiaire des bandes de planchers. Elles transfèrent l'intégralité des efforts des contreforts aux parois puis ensuite au terrain en butée.

En phase service, la paroi moulée amont s'appuie sur les planchers et le noyau dur de la tour dont l'inertie est primordiale pour la stabilité globale de l'ouvrage. Les micropieux d'ancrage des parois sont par ailleurs sollicités pour reprendre les éventuels efforts de traction, au séisme notamment.

2.2 Soutènement Villa Béatrice

Le long de la Villa Béatrice, le soutènement exécuté est une paroi moulée de 0,62 m d'épaisseur maintenue en phase provisoire par 6 lits de tirants précontraints et en phase définitive par les planchers de la tour Teotista. La réalisation des tirants précontraints longs engage les tréfonds de la Villa Béatrice sur 15 m de longueur.

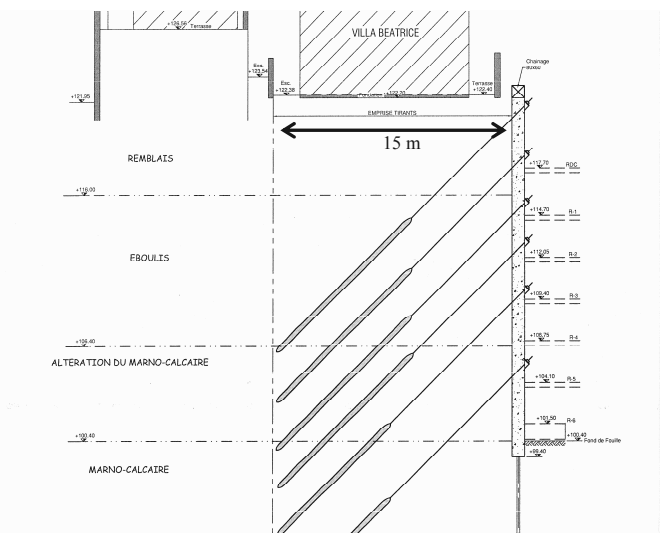


Figure 4. Coupe sur Villa Béatrice

2.3 Soutènement Garden House

Les fondations du Garden House se situant à 105 NGM soit environ à 4,60 m seulement du fond de fouille, il a été possible de réaliser une micro berlinoise constituée de tubes 177,8 ép 25 mm disposés tous les 1.30 m.

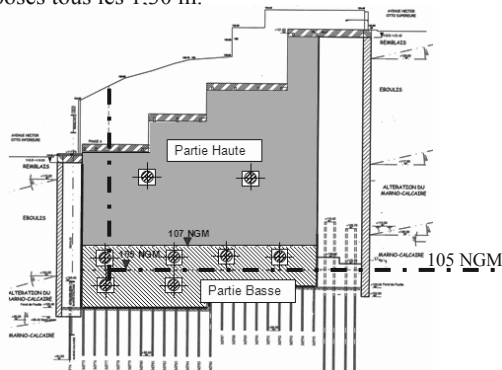


Figure 5. Elévation le long du Garden House

La partie haute du voile ne reprend aucun effort. Deux butons de principe sont cependant disposés à titre conservatoire.

3 DIMENSIONNEMENT

3.1 Modélisation et méthodes de calcul.

Afin d'estimer au mieux les déplacements du futur ouvrage, les calculs ont été effectués pour chaque soutènement au moyen du programme PARIS basé sur la méthode du coefficient de réaction (Schmitt 2009). Ce logiciel a permis de modéliser et dimensionner l'ensemble des parois, des butons, planchers et noyau central de la Tour. Le programme PLAXIS a permis, quant à lui, d'évaluer les tassements et d'appréhender le comportement global du massif.

Dans les deux modélisations, chaque paramètre a été choisi avec soin pour refléter au mieux les sollicitations réelles sur l'ouvrage. Les coefficients de poussée ont été déterminés à l'aide des tables de Kerisel Absi avec prise en compte du pendage moyen des terrains. Les coefficients de réaction sont estimés à l'aide de la formule semi-empirique de Schmitt (CNJOG 2009). Les circulations d'eau occasionnelles pouvant exister à l'interface entre les couches d'altération et du marnocalcaire compact ont été considérées sur toute la hauteur du substratum pour prendre en compte un éventuel effet barrage. Les calculs PLAXIS ont été réalisés en considérant une loi de comportement de type Hardening Soil Model (HSM), modélisant un comportement élasto-plastique des sols avec écrouissage, avec un module E_{50ref} de l'ordre de $3Em/\alpha$.

3.2 Interaction avec le Gros Œuvre

L'inertie de la tour joue un rôle essentiel dans les déplacements atteints lors de la construction, le démontage des butons et la destruction des contreforts. Les caractéristiques des éléments verticaux de l'infrastructure ont été communiquées par l'entreprise de Gros Œuvre et intégrées sous forme d'une baïonnette centrale dans l'ensemble des modélisations PARIS et PLAXIS.

En phase séisme, le Bureau d'études Structures a modélisé, l'ensemble du bâtiment en 3D à l'aide des caractéristiques d'interfaces terrain/paroi du projet, y compris les parois moulées et micro-berlinoises périmétrales. Le dimensionnement des soutènements a été effectué à l'aide des sollicitations sismiques transmises par le BET Structures. Une vérification PLAXIS a permis par ailleurs de contrôler que la butée aval obtenue était compatible avec le terrain en place.

3.3 Le rôle des soutènements latéraux

Les soutènements latéraux au droit de la Villa Béatrice et du Garden House ont une double fonction. Ils permettent bien évidemment de soutenir les terres mais aussi de re-transférer les efforts provenant de l'amont vers l'aval. Tout comme les butons mis en place il a été vérifié que ces soutènements étaient capables de reprendre les efforts mis en jeu.

Au droit de la Villa Béatrice, le ferrailage prévu pour les panneaux de paroi moulée a notamment été vérifié en considérant un cas de figure pénalisant où aucun frottement ne serait considéré pour la transmission des efforts entre la paroi et le sol et entre les parois au niveau des joints de panneaux.

La paroi moulée a donc été modélisée en considérant les panneaux comme indépendants et réagissant tels des « dominos » appuyés les uns sur les autres. Chaque panneau de paroi, modélisé comme un élément de poutre vertical, a ensuite été vérifié en flexion déviée.

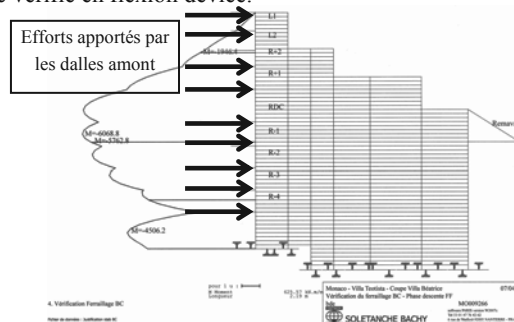


Figure 6. Modélisation PARIS – transmission des efforts Amont-Aval.

4 SUIVI DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

4.1 Dispositif de mesures

Le dispositif d'auscultation propre de la paroi comporte 7 inclinomètres et un ensemble de 20 cibles. L'instrumentation des avoisinants comprend 31 prismes, 8 capteurs de vibrations et 16 cibles réparties sur les différentes habitations jouxtant le chantier. Un ensemble de 16 extensomètres sur armatures ont été mis en place dans la paroi moulée amont. Les butons Amont-Aval sont équipés d'un système de précontrainte à perte compensée. La fréquence des mesures est continue pour l'ajustement de la précontrainte des butons et le suivi des capteurs de vibration. Le suivi topographique est hebdomadaire et bi-hebdomadaire pour les inclinomètres.

4.2 Suivi du soutènement Amont-Aval

La courbure des inclinomètres est globalement identique au calcul et les déplacements mis en jeu restent du même ordre de grandeur que ceux calculés. Le comportement réel de l'ouvrage est maîtrisé et aucune action corrective n'a été menée durant l'exécution des travaux.

Le déplacement maximal obtenu au fond de fouille est resté inférieur à 10 mm montrant qu'il est possible par l'application de précontrainte de garantir des déplacements exceptionnellement faibles pour une telle hauteur soutenue. Le graphique ci-dessous présente la comparaison entre déplacements mesurés et calculés. Les mesures à l'aval indiquent clairement que la transition entre l'inertie des contreforts et les micropieux se fait sur plusieurs mètres de hauteur. La modélisation du soutènement par l'association d'une part, d'un contrefort rigide, et d'autre part, de micropieux souples n'est donc pas tout à fait réaliste. Il conviendrait d'ajouter un élément intermédiaire d'inertie moyenne. Le comportement d'ensemble reste cohérent cependant.

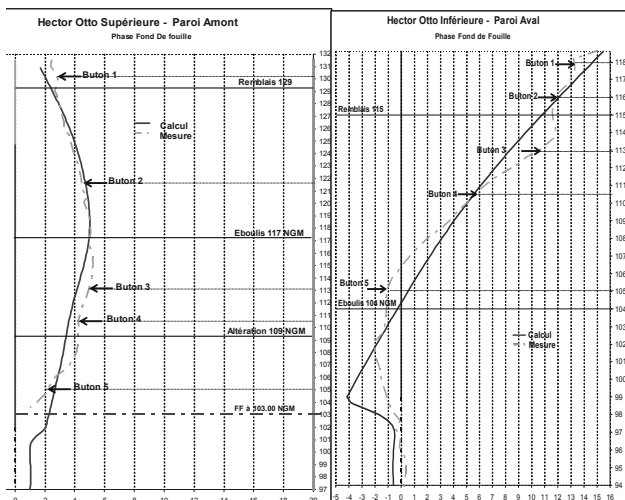


Figure 7. Comparaison des déplacements calculés et mesurés

4.3 Soutènement Villa Béatrice

Les mesures inclinométriques montrent que, si les déformées sont du même ordre de grandeur que celles estimées, la courbure est en revanche notablement différente de celle estimée par la méthode au coefficient de réaction, faisant apparaître un « mouvement d'ensemble ». Pourtant, la vérification de la stabilité de chaque massif d'ancrage par la méthode de Kranz fait apparaître des coefficients de sécurité largement satisfaisants (supérieurs à 1,5), voir la Figure 9. L'origine de cette déformée se trouve dans la déformation d'ensemble du massif de sol sollicité par les différents niveaux d'ancrage. La déformation théorique de ce « gabion » d'environ 15 mètres de large par 25 mètres de haut due au cisaillement induit par la poussée des terres, calculée par intégration des formules de Bresse, est en effet tout à fait comparable à celle mesurée (Bustamante et Gouvenot 1978)

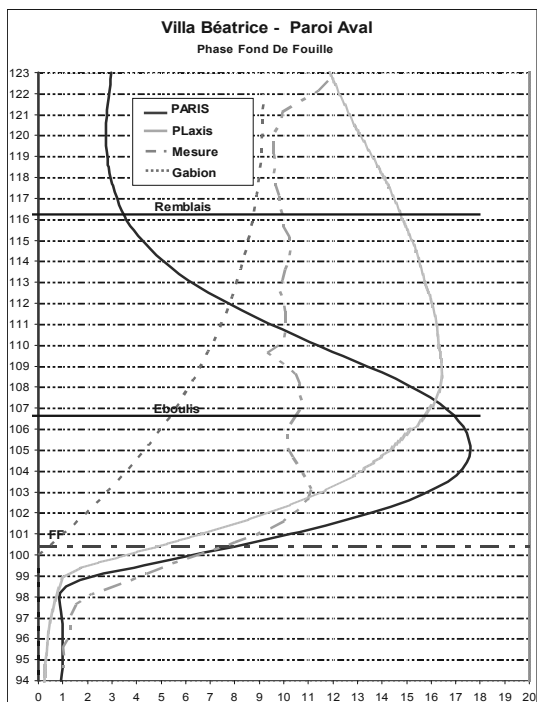


Figure 8. Comparaison des déplacements calculés et mesurés

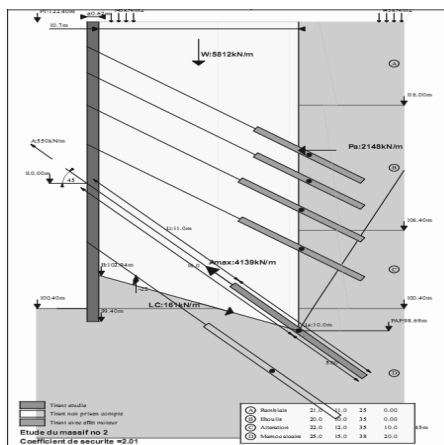


Figure 9. Vérification Kranz – Stabilité du massif d'ancrage

4.4 Optimisation du dimensionnement.

Après destruction des contreforts amont, les déplacements en tête de paroi moulée ont été moins prononcés que prévu. Il a donc été possible d'optimiser des places de parking en procédant au découpage des contreforts sur une hauteur supplémentaire de 2 niveaux entre le RDC et le R+2.



Figure 10. Vue du chantier – Phase réalisation du radier

5 CONCLUSION

L'auscultation du soutènement et des mitoyens a permis de réaliser un projet complexe en toute sécurité et de livrer au Maître d'Ouvrage un bâtiment conforme à ses spécifications. Le suivi observationnel a montré la remarquable aptitude du programme PARIS multiparois à simuler le comportement fortement interactif des parois amont et aval, et ce sans aucun recalage des paramètres géotechniques utilisés pour le projet: il faut y voir à la fois une validation du modèle de calcul lui-même, et le fruit d'une expérience antérieure du comportement des terrains monégasques et des paramètres de calcul associés.

Le suivi géotechnique a par ailleurs permis d'optimiser le soutènement d'une part, et de mettre en évidence d'autre part, la particularité des écrans avec multi-ancrage, dont l'étude ne saurait se limiter à celle de la stabilité des massifs d'ancrage, mais doit intégrer l'effet de la déformation d'ensemble.

6 REFERENCES :

CNJOG. 2009 Norme française NF P 94-282, Calcul géotechnique. Ouvrages de soutènement, AFNOR 2009.
 Schmitt P. 2009. De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Revue Française de Géotechnique. 126-127, 49-75.
 Bustamante M., Gouvenot D. 1978. Mesure in situ sur les ouvrages maritimes de soutènement. Annales de l'ITBTP n°375.