

現場計測結果に基づいた山留め設計法に関する一考察

山留め, 現場計測, 軟弱地盤

大阪市交通局 正会員 太田 拓, 伊藤博幸
 大阪市交通事業振興公社 柳川知道
 地域地盤環境研究所 正会員 ○譽田孝宏, 国際会員 橋本 正

1. はじめに 稠密化した都市部では, 地下空間の高度利用が都市発展のためには欠かすことができず, 今後益々地下深部まで掘削する必要性が増大するものと思われる. 安全かつ経済的に深い掘削をおこなうには, 適切な山留め設計が必要であり, 大阪市交通局ではこれまでに大阪地盤と地下鉄工事の特性に配慮した独自の山留めモデル^{1),2)}を提案してきた. 2006年12月に開業した大阪市地下鉄第8号線(以下, 8号線)工事の内, 開削工法を採用した各停留場(11停留場および車庫)においても, 文献1)に準拠して山留め設計を実施し, 施工管理用の現場計測を利用して情報化施工を進めた. ここでは, 山留め壁変位量に関する実測値と設計値を比較したが, 鋭敏な軟弱粘性土が分厚く堆積した数現場において, 実測値が設計値を上回る結果になったことから, その原因を含めて検討をおこなったので, 以下に報告する.

2. 工事概要および地質概要 8号線は, 大阪市域東部の井高野~今里を南北に結ぶ路線であり, 開削工法を用いた駅部では, 地表面沈下を抑制し, 周辺地盤環境に与える影響を極力抑えることを目的に, 全工区で山留め壁(大部分はソイルセメント壁)を被圧帯水層下の洪積粘性土層に根入れする遮水工法を採用した. ここでは, 寝屋川低地と呼ばれる沖積低地内において, 東大阪特有の軟弱な鋭敏沖積粘土($N=0$, $q_u=30\sim 100\text{kN/m}^2$, 液性指数 $I_L=1.0$ 程度)が15~20m堆積しているエリアに位置するA現場での事例について紹介する. なお, 沖積層下部には, 透水性が良く硬質な上部洪積層と, 硬質な大阪層群が存在している. A現場の横断面図を図1に, 土質パラメータを表1に示す.

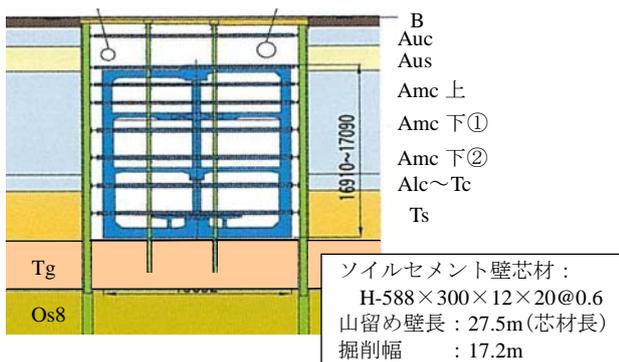


図1 横断面図(A現場)

表1 土質パラメーター一覧表(A現場)

土層	下端深度 (GL-m)	平均 N値	粘着力 c(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	E ₅₀ (MN/m ²)
B	0.8	2	0	19.9	—
Auc	2.0	0	27	0	2.2
Aus	4.0	2	0	19.9	—
Amc上	8.0	0	42	0	2.2
Amc下①	13.0	0	63	0	5.5
Amc下②	16.0	0	76	0	7.4
Alc	19.0	3	73	0	5.6
Tc	20.8	7	129	0	—
Ts	23.3	42	0	37.5	—
Tg	26.0	45	0	38.2	—
Os8	39.1	60	0	41.8	—

3. 大阪市交通局の山留めモデル 山留めモデルについては, 汎用性の高い土木学会のモデル(以下, JSCEモデル)³⁾などがあるが, 大阪市交通局の仮設構造物設計指針(案)¹⁾の特徴としては, 以下の内容が挙げられる.

- ①大阪地盤と地下鉄工事の特性を配慮している.
- ②有効主働側圧が掘削底面での主働側圧と山留め壁下端を結んだ三角形分布の側圧を想定している.
- ③砂質土も粘性土も土水分離として扱っている.
- ④覆工桁の支保効果を考慮している.
- ⑤掘削側水平地盤反力係数の設定方法が異なる.

大阪市交通局仕様の山留めモデルの概略を図2に示す. 浅い掘削でかつ背面に近接構造物などが無い場合には, 実績の多い慣用計算法を用いるが, 掘削深さが20~30mにおよぶ深い掘削の場合については, 図2に示す山留めモデルを用いることにしている.

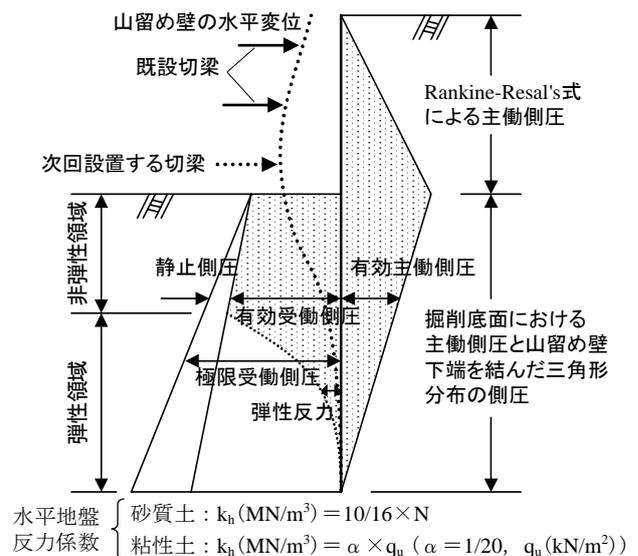


図2 大阪市交通局仕様の山留めモデルの概略

Consideration of Design Method for Bracing Excavation Based on Monitoring Results

Hiromu OOTA & Hiroyuki ITO (Osaka Municipal Transportation Bureau), Tomomichi YANAGAWA (Osaka transportation promotion corporation), Takahiro KONDA & Tadashi HASHIMOTO (Geo-Research Institute)

4. 山留め壁水平変位量に関する実測値と設計値の比較 4次掘削終了時および最終掘削終了時における山留め壁変位量に関する実測値と設計値の比較図を図3に示す。図3(a)については、山留め壁変位量の最大値が掘削底面付近に発生するなど、山留め壁変位モードは類似していたが、実測変位量は設計値の2倍程度であった。図3(b)については、山留め壁変位モードは異なり、実測変位量も設計値を上回る状態にあった。ただし、山留め壁の応力状態は、許容応力度内に収まっていることが確認されている。なお、JSCEモデルを用いた解析結果も合わせてプロットしているが、最終掘削終了時において、掘削底面以深の地盤が全塑性してしまい、山留め壁下端部が掘削側に大きく変位して、実測値と大きく異なる傾向にあった。図3には、文献4)を踏まえてAmc層掘削時に掘削底面下約5mの地盤を対象に設計強度を

75%に低減させた解析事例も合わせて示している。これは、吸水膨張に伴う強度低下が一つの原因として捉え、その影響を考慮した処置方法であり、これに連動して極限受働側圧が低下し、掘削側の地盤反力係数が75%に低減されている。しかし、この程度の処置では弾性領域内での挙動であるため、原設計値と大差がなく、解析値が実測値を適切に表現するまでには至らなかった。

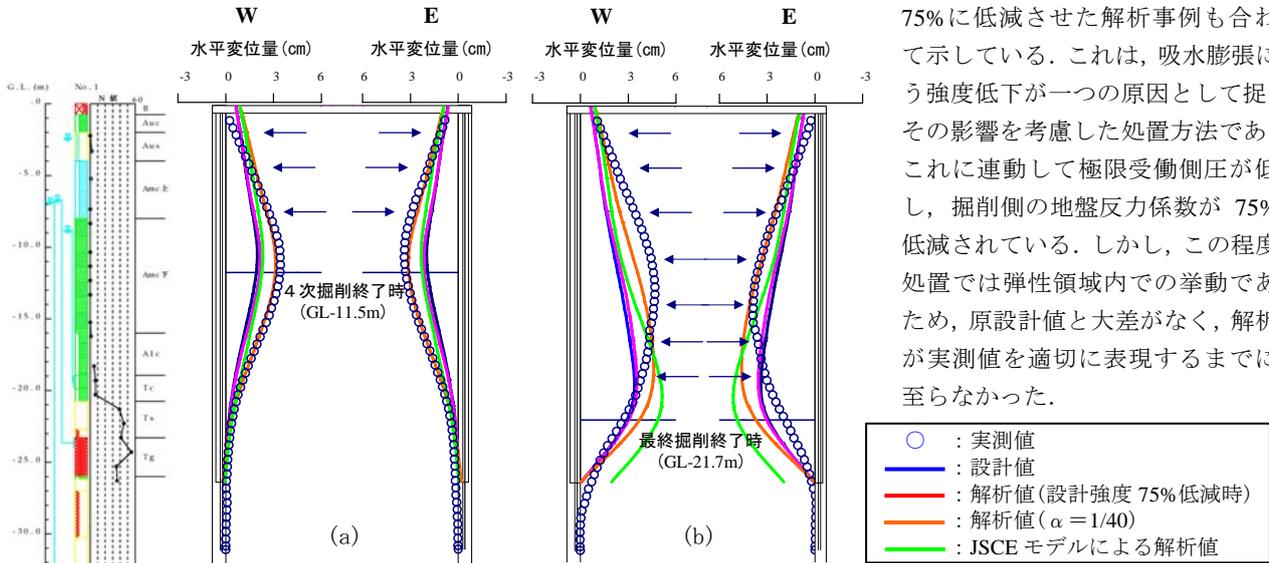


図3 山留め壁の変位量に関する実測値と解析値の比較図(A現場, (a): 4次掘削終了時, (b): 最終掘削終了時)

掘削側粘土地盤の水平地盤反力係数 k_h については、設計上、 $k_h(\text{MN}/\text{m}^3) = \alpha \times q_u$ ($\alpha = 1/20$, $q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$)に設定している。 k_h の設定方法については、文献5)を参照して山留め壁変位量が3cm程度の実測データから求められた経験式であり、変位量の進行に伴って k_h は低下することが指摘されている。このように実地盤における k_h については、地盤の力学特性や境界条件等の影響因子に支配されており、掘削進行に伴って刻々と変化することが知られている。共同溝設計指針⁶⁾では、 k_h の非線形性を考慮して、山留め壁変位量に依存した形で表現しているが、このような傾向は、図4に示すように今回の8号線での実績に基づいた検討結果からも裏づけられた。以上のことから、山留め壁変位量が增大して k_h が低下した場合を想定して、 $k_h(\text{MN}/\text{m}^3) = \alpha \times q_u$ ($\alpha = 1/40$, $q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$)を仮定し、再度解析を実施した結果を図3に示している。比較図からもわかるように、4次掘削終了時までは実測値と解析値で良い対応が得られたのに対して、最終掘削終了時の山留め壁変位モードについては依然差異があるものの、変位量については類似した量であることが確認できた。

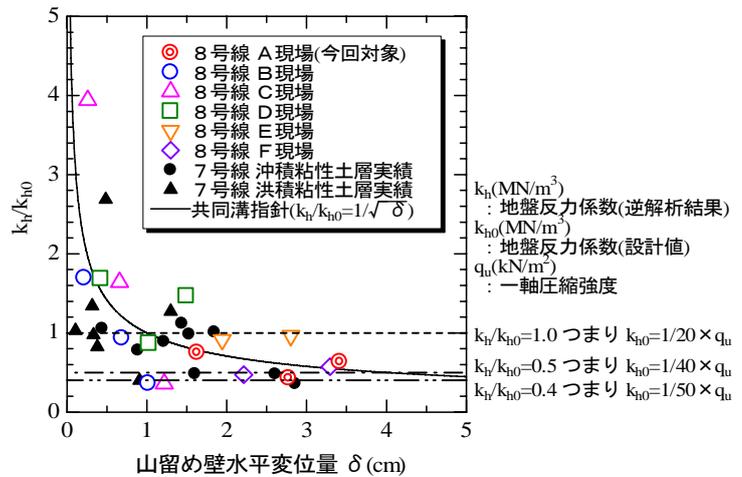


図4 水平地盤反力係数 k_h の変位依存性関係図(7)に加算)

5. おわりに 以上のことから、 $N=0\sim 2$ 程度の軟弱な(鋭敏)沖積粘土地盤が、分厚く(10~20m程度)堆積している現場で山留め設計をおこなう場合、掘削側地盤の水平地盤反力係数 k_h に関して、現状の設定方法も考慮しつつも、幅を持たせて $k_h(\text{MN}/\text{m}^3) = \alpha \times q_u$ ($\alpha = 1/20\sim 1/40$, $q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$)で慎重に検討することが望ましいと考えられる。

参考文献 1)大阪市交通局建設技術本部建設部：仮設構造物設計指針(案)，1993。 2)岸尾 他：掘削底面下における土留め壁に作用する設計土圧の考え方，土と基礎，Vol.45, No.10, pp.20-22, 1997。 3) (社)土木学会：トンネル標準示方書[開削工法]・同解説，pp.142-181, 2006。 4) Hashimoto T., et：Investigation of Strength Degrading due to Swelling of the Ground in Excavation, Proc. of the Int. Conf. on FOUNDATION FAILURES, pp.393-398, 1997。 5) 柳田 他：掘削土留め工の設計用側圧に関する研究(その2：掘削面側の側圧及び水平地盤反力係数)，第16回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1449-1452, 1981。 6) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986。 7) 岸尾 他：逆解析に基づく大阪地盤の土留め作用側圧と地盤反力係数，土木学会論文集，No.560, VI-34, pp.107-116, 1997。