

山留め壁の周辺地盤に与える影響とその対策

明伸建設コンサルタント株式会社 正会員 村上 慎治
明伸建設コンサルタント株式会社 正会員 ○田中 栄治
明伸建設コンサルタント株式会社 正会員 河上 隆大
山口大学工学部 正会員 山本 哲朗

1. はじめに

軟弱地盤における深い山留め掘削は、掘削による山留め架構の安定性のほかに周辺地盤の変状による近接構造物への影響についても検討しなければならない。当地区では深さ10m程度の根切り工事が計画されており、山留め壁の背後約5mの位置に家屋が近接している状況である。この家屋の基礎は、べた基礎形式であり、工事の進行に伴い生じる周辺地盤の沈下の影響による家屋の傾斜等の被害が懸念された。

本報文では、工事による近接家屋への影響を事前に弾塑性法¹⁾（拡張法）により予測し、さらに計測管理を行い、現地盤の把握及び次段階以降の変状予測を行いながら工事を進行させた事例を報告する。

2. 工事及び地質概要

当地区の地盤は、地表面よりGL-9.20mまでN値3～10程度の緩い砂質土で形成され、その下に軟弱な沖積粘土層が約20m分布する。図-1に山留め掘削の範囲と調査の対象とした家屋の位置を示す。

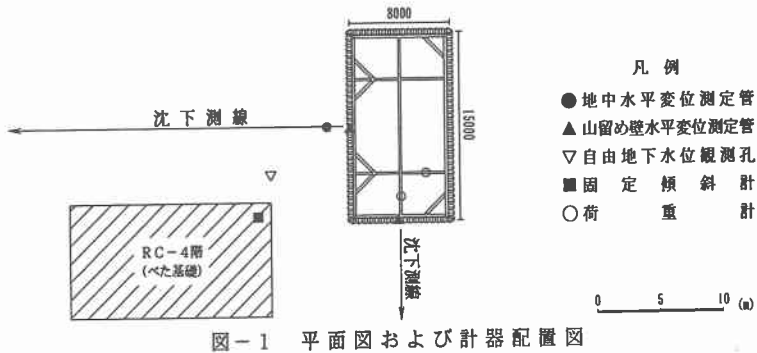


図-1 平面図および計器配置図

3. 事前検討

事前検討では、土留め壁を鋼矢板及びソイルセメント柱列壁（SMW）としたケースについて、弾塑性法（拡張法）による山留め解析を行った。解析にあたり、切梁プレロードの導入の有無及び地盤改良による底盤処理の有無の4パターンを考慮し、2ケース8パターンについて解析を実施した。また、背後地盤への影響の検討は以下に示す仮定に基づいて行った。

- ① 山留め壁のたわみ面積 A_d と背後地盤の沈下面積 A_s の近似
- ② 背後地盤の沈下影響範囲²⁾ B =山留め壁長 L
- ③ 背後地盤の沈下は三角形分布とする。
- ④ 背後地盤の傾斜角は $\theta = (\delta / B)$ δ : 沈下量
- ⑤ 近接家屋の傾斜は、地表面沈下に追従するものとし、
 $\theta = 1.0 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$ を許容傾斜角³⁾とする。

検討結果を総括し、表-1に示す。

この事前検討結果に基づいて、土留め壁をSMWとし、切梁プレロードの導入及び底盤改良を実施することによって許容傾斜角を満足することが分かり、この条件で施工を行った。

表-1 解析条件および解析結果に基づく影響評価

解 析 条 件	矢板	底盤処理	プレロード	山留め壁 たわみ面積 A_d (cm ²)	背後地盤の 傾斜角 θ ($\times 10^{-3}$ rad)	評価
鋼矢板 Ⅳ型	未改良	なし	なし	5900	3.8	×
	未改良	導入	なし	4700	3.0	×
	改 良	なし	なし	3300	2.1	×
	改 良	導入	なし	2800	1.8	×
S M W	未改良	なし	なし	4700	3.0	×
	未改良	導入	なし	3700	2.4	×
	改 良	なし	なし	2300	1.5	×
	改 良	導入	なし	1400	0.9	○

4. 計測管理及び解析結果

4-1 計測結果

計測管理は、工事の進行に伴う地盤の挙動を把握するとともに、事前解析で用いた諸定数を各施工段階で得られた計測値とフィッティングさせ、次段階以降の変状予測及び危険が予測された場合に講じる対策を明確にすることを目的として実施した。なお、各々の計器配置図は図-1に示したとおりである。

各施工段階における山留め壁のたわみ分布と背後地盤の水平変位及び沈下分布の計測結果を、図-2に示す。この結果から、山留め壁のたわみ分布は、事前の検討結果と同様に底盤改良区間でたわみが抑制されていることが伺える。背後地盤は、工事の進行に伴い増加する山留め壁のたわみによって沈下する挙動を示すものの、山留め壁のたわみ面積 A_d と背後地表面積 A_s の比は、事前の検討時で仮定した $A_s/A_d \div 1$ より小さく、完成後に $A_s/A_d = 0.8$ 程度であった。また、沈下影響範囲 B は最終的に30m程度にまで及んでおり、このため背後地盤の傾斜角は、 $\theta = 0.1 \sim 0.2 \times 10^{-3}$ (rad)に減少する結果となった。なお、近接家屋の傾斜角は $\theta_s = 0.05 \sim 0.15 \times 10^{-3}$ (rad)となり、べた基礎の有する剛性のために背後地盤の傾斜角より若干低い結果が得られた。

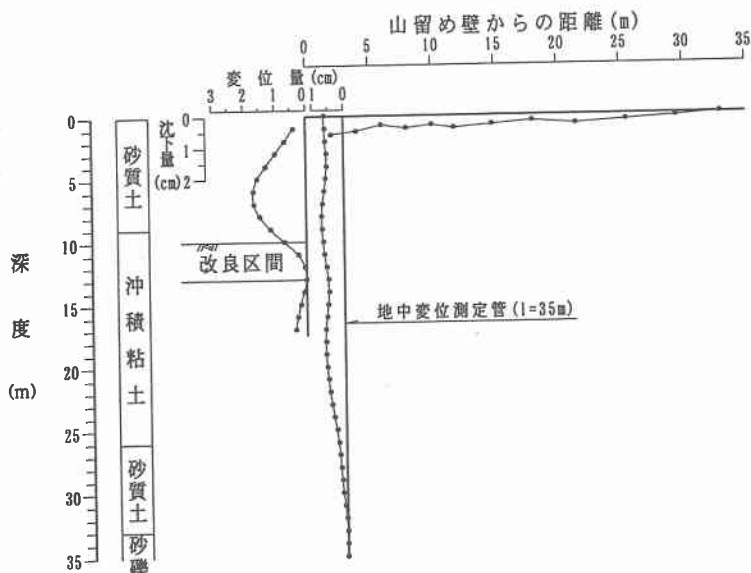


図-2 山留め壁のたわみと背後地盤の変形の最終計測結果

4-2 事前検討値との比較

事前検討では、背後地盤の沈下影響範囲を $B = 17.5$ mと仮定したものの、計測結果では、 $B = 30$ m程度にまで達した。

図-2に示す地中変位の測定結果より、背後地盤の挙動は、山留め壁下端以深で生じた地盤の回り込みに起因すると思われる側方変形の影響を受け、沈下の影響範囲が広がったものと推察される。この挙動は、ヒービングに至らないまでも掘削による荷重バランスが崩れることによって生じたものと考えられる。

5. おわりに

今回の山留め掘削工事は、弾塑性法で地盤の挙動の事前予測を行い、さらに計測管理により周辺地盤の挙動を監視しながら進行させた結果、無事に終了することができた。しかし、事前検討で仮定した条件と、実際の挙動とはいくつかの相違点がみられた。今回の事例では山留め壁下端以深でも側方変形が生じたため、この挙動を事前に予測するためには地盤全体の解析も必要となる。この問題に対しては、弾塑性法のほかに有限要素法を用いることも有効であると思われる。

今後、市街地における山留め掘削工事では、周辺地盤へ与える影響をより確実に予測できる解析手法の確立が望まれる。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，pp. 80～88.，1993.
- 2) 日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，pp. 240.，1991.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 159.，1991.