

III-544 プレキャストSRC切梁を用いた大規模山留めのシミュレーション（その1）

首都高速道路公団 正会員 長谷川和夫
 川崎航路トンネル作業所 正会員 山本 正治
 大成建設（株） 正会員 中野 謙
 ○大成建設（株） 正会員 清水 徹

1. はじめに

川崎航路トンネル浮島立坑では、図-1、表-1に示すようなプレキャストSRC切梁を用いた大規模山留め工事が行われた。プレキャストSRC切梁は高耐力であるため切梁間隔を大きくでき、また、切梁をスラブの中に埋め込むことにより撤去の必要がなく、大幅な工期の短縮が可能である。本報は、山留め掘削時の挙動のシミュレーション結果を示すものである。

2. シミュレーション方法

山留めシミュレーションは図-2に示すフローに従い、2次元弾塑性FEMによる全応力逐次解析により行った。土質条件を図-3に、シミュレーションに用いた解析モデルを図-4に示す。解析モデルでは、海側の形状および海水圧を考慮し、また、杭・連壁複合基礎を剛性の高い弾性面要素としてモデル化した。山留め壁、プレキャストSRC切梁および中間杭は弾性梁要素とした。また、山留め壁と地盤の間にはジョイント要素を設け、引張及びせん断剛性は零とした。切梁バネ値は表-2に示すように、掘削期間を実際の期間に合せてクリープ及び乾燥収縮を考慮して各掘削段階毎に低減した。

掘削面側の地盤物性値をパラメータとして、山留め壁の変形、曲げモーメント、切梁軸力および掘削面側の地盤反力のシミュレーションを行った。

3. シミュレーション結果

シミュレーションの結果得られた全体変形、山留め壁の曲げモーメント、地盤反力および切梁軸力をそれぞれ図-5、6、7及び表-3に示す。今回の山留め掘削工事において、以下の2つの特殊な要因が考えられたため、それらを考慮することによりシミュレーションが可能となった。尚、その他の地盤物性値は設計値通りであった。

① 地盤改良土の膨張圧

表-1 山留め部材仕様

	仕 様	鋼材降伏 応力度 f _{sy} (kgf/cm ²)	コンクリートの設計基準強度 f _{ck} (kgf/cm ²)
鋼製切梁	2H-400×400×13×21(SS400)	2400	—
B1切梁	1200 ^a ×1250 ^b H-400×200×8×13(SS400)	H型鋼 2400 鉄筋 3500	ア ^a 14+2部 300 交差部場所打部 300
B2切梁	1000 ^a ×750 ^b H-400×400×13×21(SS400)	H型鋼 2400 鉄筋 3500	ア ^a 14+2部 500 交差部場所打部 300
B3切梁	1000 ^a ×1000 ^b H-428×407×20×35(SS400)	H型鋼 2400 鉄筋 3500	ア ^a 14+2部 500 交差部場所打部 300
中間杭	□-400×400×19(SS400)	3200	—
鋼管矢板	φ1800×21t	2400	—
補強鋼管	φ1600×12t(TP-10.5-28.5m)	2400	—

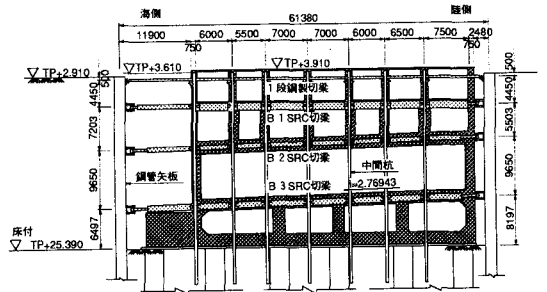


図-1 山留め支保工断面図

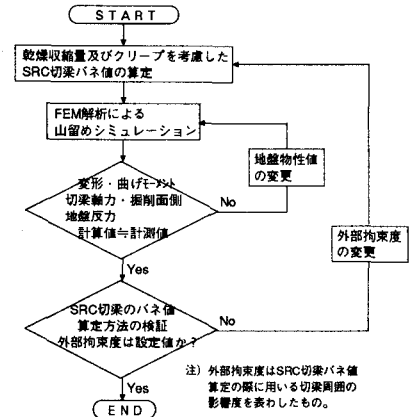


図-2 解析フロー

地 質	層 厚 (m)	単位体積重量 γ (t/m ³)	平均 粘着力 c (t/m ²)	平均 粘聚力 φ (°)	内 圧 係数 α	間 隙 率 e	山 留 面 高 度 (m)
Bc	10.5	1.4	0.4	0	0.3	0	30
Bg	3.1	1.9	0.9	18	0.0	31	1260
Bs	5.3	1.8	0.8	9	0.0	25	680
Ao-1	20.6	1.5	0.5	0	2.0	0	60
Ao-2	4.5	1.8	0.8	7	0.0	28	500
Do-1	13.0	1.6	0.6	6	6.0	0	420
Do-3	4.0	2.0	1.0	50	0.0	42	3500
Do-3	2.0	1.6	0.6	6	6.0	0.0	420
Do-4	2.5	2.0	1.0	50	0.0	42	3500
Do-3	7.0	1.6	0.6	6	6.0	0.0	420
Dtg	—	2.0	1.0	50	0.0	42	3500

注）ポアソン比は砂質土0.35、粘性土0.45とする。

図-3 土質条件

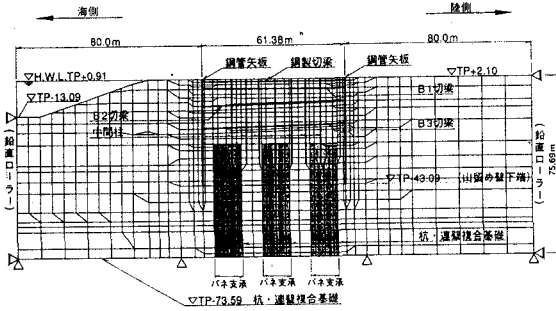


図-4 シミュレーション解析モデル

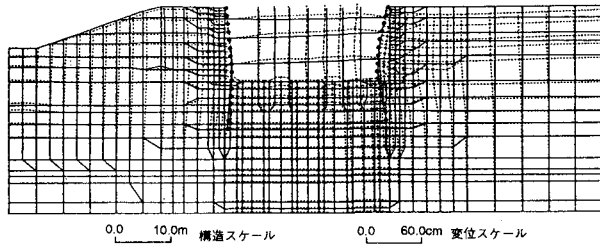


図-5 シミュレーション結果（全体変形図）

②山留め壁際の地盤改良土の物性値

山留め壁際の地盤改良はC.J.Gで行なわれた。シミュレーションの結果からは、このC.J.Gにより、膨張圧が山留め壁に作用していると推定される。そのため、掘削に伴い開放される応力が大きくなる。また、山留め壁際の地盤改良土物性値が一般部より小さく、そのため山留め壁の下端が変形していると考えられる。シミュレーションにより得られた山留め壁際地盤改良土物性値を表-4に示す。また、地盤改良の膨張圧は、現地盤の静止側圧の約20%となった。最近、山留め壁際の地盤改良に対し、より大きな改良径の新しい工法³⁾も提案されており、確実な改良を期待する方策として考えられる。

4. まとめ

1. 一部の特殊な項目を考慮することによって、2次元弾塑性FEMによる全応力逐次解析を用いて、粘性土が卓越した軟弱地盤における複雑な大規模山留めの挙動をシミュレートすることができた。
2. この解析手法は設計に対して有効な手段と考えられる。
3. 鋼管矢板による山留め壁際の地盤改良はバラツキが多く、これを確実にするためには、より大きな改良径の地盤改良工法により行うことも考えられる。

- (参考文献) 1) 久保田信雄ほか：埋立間もない地盤におけるSRC切梁を用いた大規模山留め工事，基礎工，1992.8
2) プレキャストSRC切梁を用いた大規模山留めのシミュレーション(その1)，土木学会第49回年次学術講演会
3) SWING-HIJET工法技術資料

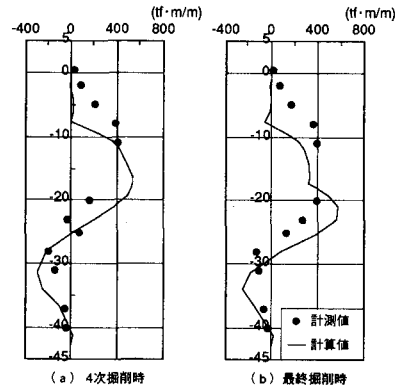


図-6 シミュレーション結果（山留め壁の曲げモーメント）

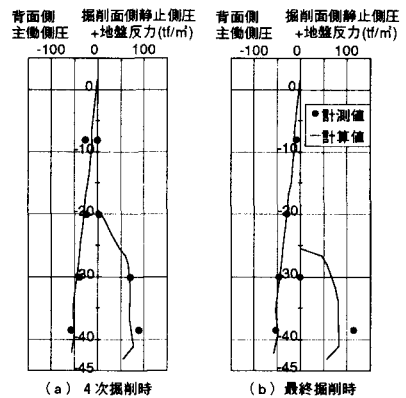


図-7 シミュレーション結果（側圧）

表-2 シミュレーションに用いた切梁バネ値

		切梁バネ値 (tf/m/m)
4次掘削時	B2切梁	14300
5次掘削時	B2切梁	13400
	B3切梁	20500

注) 切梁ピッチを5.5mとして算定

表-3 シミュレーション結果（切梁軸力、最終掘削時）

	シミュレーション P_i (tf/本)	計測値 P_o (tf/本)	P_i/P_o
B2切梁	766	824	0.93
B3切梁	914	953	0.96

表-4 シミュレーション結果（地盤改良土）

	弾性係数 E (kgf/cm²)	粘着力 c (kgf/cm²)
原地盤	6	0.2
一般部	544	2.0
山留め壁際	12	1.0