

北神戸線山田開削トンネルの設計

神戸建設部 設計課 水元 義久
同 部 同 課 是近 哲男
同 部 同 課 関本 宏

要 約

神戸市道高速道路北神戸線の山田開削トンネルは、路線と平行して走る山田断層付近の、地すべり地帯の急傾斜地中腹に位置している。しかも、北神急行トンネルならびに既設の地すべり抑止工に近接している。このような複雑な地形、地質条件下にあって開削トンネル、高架橋および土工工事が計画されているので、道路構造物の施工時および完成時において、特に、斜面安定に対する配慮が必要である。

本文は、地すべり力の大きさとその性状を吟味して、斜面安定を確保するための抑止工として深礎杭工ならびにロックアンカー工の併用工法を補助工法として道路構造物の設計を実施したのでその概要を報告する。

まえがき

北神戸線は、神戸市の西神地区と北神地区との地域相互間並びに市街地との円滑な連絡を図る目的で建設される道路である。その構造形式は地形上、全線のうち土工部が約5割、トンネル部が約2割を占めている。

六甲山系の背後にある箕谷出入路の東側は、山田断層と路線とが平行しており、しかも、地すべり地帯に位置する。加えて、山田開削トンネル付近(図-1参照)には、延長約250mの区間にわたって、開削トンネル、高架橋および土工を計画している。すなわち、当該工区の構造物の設計、施工にあたっては、次のような背景を十分に配慮することが必要である。

- (1) 地すべり地帯の急傾斜地における大規模な土工事であること。
- (2) 断層破碎帯が路線の近傍にほぼ並行して位置する。
- (3) 既設鉄道トンネルならびに先行して施工されている地すべり抑止工と近接している。

このため、道路構造物本体以外にも種々の補助工法の併用等、設計上の配慮が必要であり、ここにその概要を報告する。



図-1 位置図

1. 地形・地質の概要

当該地域は、断層の作用で隆起した帝釈山地と六甲山地に取り残された地域であり、山田川を中心として、東西に細長い平坦な盆地状地形を呈している。この平坦地形は、二つの代表的な断層（古々山断層・山田断層）を境にして急傾斜な山腹斜面へと変化し、両山地に連続している。

北神戸線は、図-2に示すように、南側斜面の中腹部に位置している。

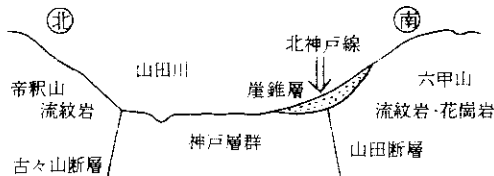


図-2 模式断面図

山田断層は南側地塊が隆起した逆断層であり、丘陵地（緩斜面部）と山地部（急斜面部）の境界部をほぼ東西に走向している。断層の南側には、有馬層群の流紋岩類および六甲花崗岩類が分布し、北側には、神戸層群が分布している。また、山腹斜面上には崖錐層が堆積している。

流紋岩類および花崗岩類は、中生代白亜紀後期

～新生代古第三紀に形成された火成岩であり、新鮮な岩盤は非常に硬質な岩質を示している。

神戸層群は、第三紀中新世に堆積した堆積岩類であり、主に砂岩・泥岩・礫岩・凝灰岩等の堆積岩から構成されている。堆積時代が比較的新しいため一般に軟岩に分類されている。

崖錐層は、神戸層群の岩石が崩落またはすべり等によって移動し堆積した土砂層より構成される。新期と古期のものがあり、部分的に厚く分布している。

山田断層は、第四紀に入ってから活動が認められる活断層であり、神戸層群はその動きに引きずられ、山田川近くでは緩く北側に傾斜するが、断層の近くでは北側に急傾斜する傾向を示している。

一方、当該地域には地すべりの徴候が認められるが、既存の調査結果によると地すべりは、主に崖錐層と基盤岩の境界部付近のすべり面によって発生するものと推定されている。

2. 斜面安定の検討

当該地域に先行して工事着手した北神急行の地すべり動態観測結果によると、次のようなことが確認され、この地域が、現状においても地すべりに対して既に限界状態にあると判断された。

(1) 抵抗側土塊の除去に伴い、即座に地すべり挙動が発生する。

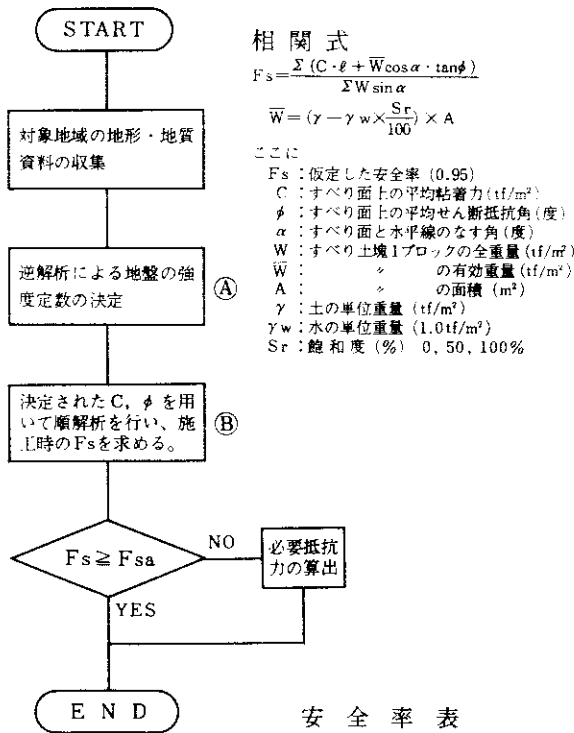
(2) すべり面は、ほとんどの地点において崖錐層下端付近と推定されるような挙動を示している。

そこで、道路構造物の設計に先立ち、事前に斜面崩壊、地すべり等の危険度およびその範囲の把握と構造物設計に対する適切な対策工の設置について検討した。

道路構造物の施工中および完成時の安定性を検討する手法としては、簡易安全率法を適用した。

この手法の考え方は、地すべり地帯と呼ばれるような地域において、現状でその挙動が認められたり、現在は停止しているが過去において認められたような斜面に対して、構造物構築等の外的因子による長期的な安定性を予測するものである。その手順を図-3に示す。

検討手順のフローチャート



相 関 式

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot \ell + \bar{W} \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha}$$

$$\bar{W} = (\gamma - \gamma_w) \times \frac{S_r}{100} \times A$$

ここに

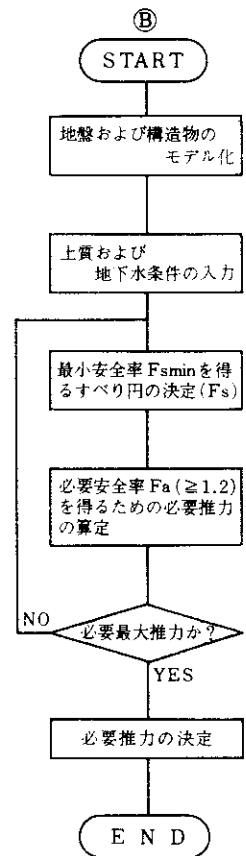
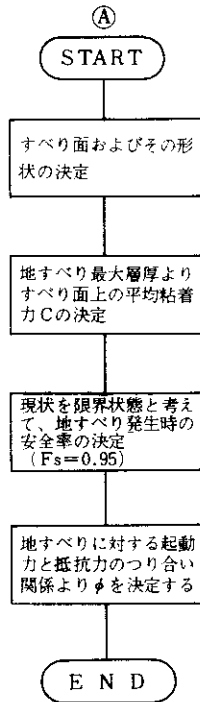
- Fs : 仮定した安全率 (0.95)
- C : すべり面上の平均粘着力 (tf/m²)
- φ : すべり面上の平均せん断抵抗角 (度)
- α : すべり面と水平線のなす角 (度)
- W : すべり土塊1ブロックの全重量 (tf/m²)
- \bar{W} : の有効重量 (tf/m²)
- A : の面積 (m²)
- γ : 土の単位重量 (tf/m³)
- γw : 水の単位重量 (1.0tf/m³)
- Sr : 飽和度 (%) 0, 50, 100%

安全率表

	末端閉鎖型		末端開放型	
	運 止 動 中	滑 動 中	運 止 動 中	滑 動 中
岩盤地すべり	1.10	0.99	1.10	0.99
風化岩地すべり	1.10	0.99	1.05	0.95
崩壊土すべり	1.05	0.95	1.03	0.93
粘質土すべり	1.03	0.93	1.00	0.90

「地すべり防止技術研修テキスト」上巻昭59.1

逆解析のフローチャート 順解析のフローチャート



地すべり層厚 (m)	C (t/m ²)
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

地すべりの最大垂直層厚と粘着力の関係

図-3 検討手順の流れ

2-1 地質条件の整理

対象区間における地形・地質の概要は、前項で述べたとおりであるが、既存の地質資料より推定

した地質条件を表-1に示す。また、計画ルート上における代表的な地質横断図を図-4に示す。

表-1 地質条件

STA	計画構造物	地すべり対象層		斜面平均勾配(度)	備考
		地質	最大層厚(m)		
192+40	開削トンネル	新・古期崖錐層	16.2	33	(1) 斜面勾配が大きく、地すべり対象層も大きいことから、斜面安定上最も危険な状態にあると思われる。
60	〃	〃	14.8	34	
80	〃	〃	23.7 (12.7)	30	
193+00	〃	〃	18.4	30~6	(2) 地すべり対象層厚は大きい、斜面勾配が斜面下部において小さくなっており、すべりに対する自立抵抗力は(1)に比べて比較的大きい。 ただし、構造物構築予定箇所が斜面勾配の変化点付近であるため、切土等の行為により構造物の上部斜面において、(1)と同様の危険性を持つ可能性がある。
20	高・架橋 (補強)	〃	16.4	30~5	
40	〃	〃	15.8	34~5	
60	〃	〃	18.5	30~3	
80	〃	新・古期崖錐層 第三紀層(泥砂岩)	21.4	30~3	
194+00	〃	新・古期崖錐層	11.0	24	(3) 斜面勾配が比較的大きいが、地すべり対象層厚が薄い状態にあるため、斜面全体のすべりに対しては、その危険性は小さいと推定される。
20	〃	〃	11.6	18	
40	土工	〃	6.0	19	
60	〃	〃	3.8	25	
80	〃	〃	2.5	19	

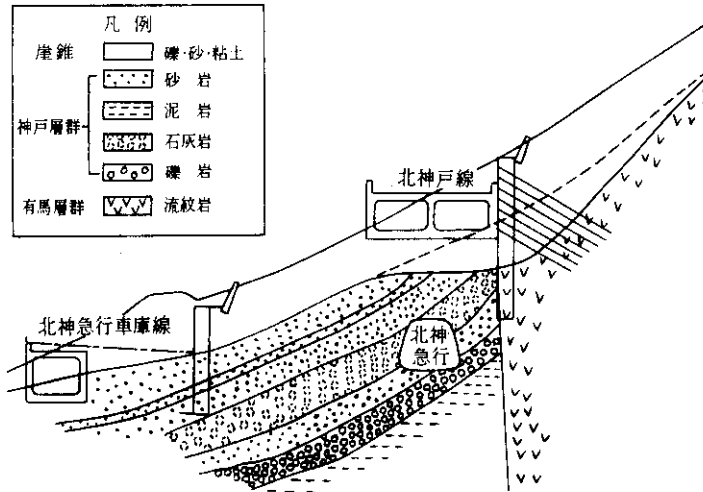


図-4 地質横断図

2-2 設計地盤定数の設定

斜面安定解析は次の条件を考慮して、設計地盤定数を設定して、図-3(A)に示した相関式の逆解析により実施することとした。

- (1) 対象地域に分布する土質は、サンプリングの難しい砂、砂礫である。
- (2) 安定解析に必要とされる土質は、すべり面全面に沿う平均的な値である。
- (3) 原位置で得られる地盤定数は、採取位置によってバラツキが大きく、ある位置からの土質サンプルについての試験値をもって全体を代表させることには危険性がある。

なお、飽和度（地下水条件）については、次のような設定を行っている。

- (1) 施行時： $S_r = 0\%$ の時の C 、 ϕ を用いて（逆解析） $S_r = 50\%$ で順解析する。
- (2) 完成時： $S_r = 50\%$ の時の C 、 ϕ を用いて（逆解析） $S_r = 100\%$ で順解析する。

この考え方は、地すべりを発生させる最も大きな要因である集中豪雨等による地下水の増大を考慮して、解析においてその増加分を飽和度として50%見込んだものである。

現在、対象地域においては地下水がほとんど無いことが確認されている。よって、短期的な施工時の地下水条件としては、飽和度が現状を0%と仮定し、設計時の飽和度を50%まで上昇させて解析を行った。また、完成時の地下水条件としては、構築物の構築による遮水作用等を考慮して、飽和度が50%の状態から100%の状態に変化する場合をも考慮したものである。

参考までに飽和度50%の場合の地盤定数を表-2に示す。

2-3 斜面安定の検討

斜面安定の検討は、次の2ケースについて実施した。

(1) 施工時

開削トンネルおよび高架橋区間における構築物構築前の土工（切土・盛土）完了時の状態。

(2) 構築物完成時

開削トンネルおよび高架橋区間においては、構

表-2 設計地盤定数

($S_r = 50\%$ の場合)

S T A	すべり面の半径 R (m)	すべり線の長さ ℓ (m)	最大すべり層厚 (m)	規尺すべりに対して不安定と 考えた場合の推定強度定数	
				C (tf/m ²)	φ (度)
192+40	131.7	136.8	16.2	1.62	32.6
+60	179.2	168.9	14.8	1.48	31.0
+80(1)	61.0	86.8	23.7	2.37	26.3
+80(2)	107.0	100.9	12.7	1.27	19.3
193+00	94.5	138.6	18.4	1.84	20.4
+20	74.5	123.5	16.4	1.64	14.0
+40	129.2	182.7	15.8	1.58	10.6
+60	47.0	102.1	18.5	1.85	9.8
+80	51.6	158.9	21.4	2.14	11.0
194+00	101.7	120.7	11.0	1.10	14.8
+20	146.7	147.2	11.6	1.16	13.5
+40		123.4	6.0	0.60	15.6
+60		119.1	3.8	0.38	18.1
+80		143.1	2.5	0.25	15.7

注) $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ (0%), $\gamma' = 1.3 \text{ tf/m}^3$ (50%)

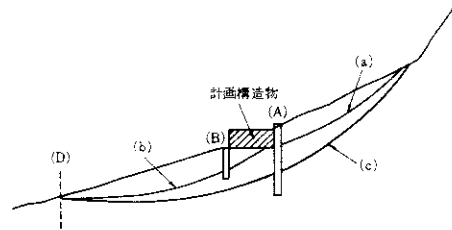


図-5 地すべり概念図

造物の自重（起動側に作用）を考慮した場合の状態。また、土工区間においては切土あるいは盛土完了時の状態。

また、各ケースとも地すべり発生箇所を図-5に示す(a)、(b)、(c)の3つのすべり面に適用することとした。

- (a) 構築物位置より上方のすべり面
- (b) 構築物位置より下方のすべり面
- (c) 構築物を含めた全体のすべり面

なお、(c)のすべり面については、既にD点に北神急行の抑止杭が北神戸線を包含した斜面全体の地すべりを対象として設置されているので、D点までのすべりのみを対象とした。

地すべり抑止工の設置位置は(A)・(B)点である。表-3に検討結果を示す。

表-3 斜面安定検討結果

S T A	計画 構造物	施工 段階	起 動 力 (tf/m)			安 全 率			F _s 表す すべり	必要抵抗力 F _{sa} =1.2			備 考
			斜面全体 (c)	斜面上方 (a)	斜面下方 (b)	斜面全体 (c)	斜面上方 (a)	斜面下方 (b)		斜面全体 (c)	斜面上方 (a)	斜面下方 (b)	
191+80	擁壁												地すべり対象となる土層(堆積層)が、非常に薄いあるいは存在しないこと 推定される区間であり、かつ計画構造物が構壁であるため、すべりを助長する 要因はないと判断される。
192+00	〃												この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+20	開 トンネル												この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+40	〃	A	434.6	191.5	0.660	1.1	1.307	234.7	19.2				この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+60	〃	A	457.6	282.8	0.600	1.1	1.125	274.6	24.0	28.3			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80(1)	〃	B	631.2	342.4	0.745	1.1	1.361	289.7	34.2				この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80(2)	〃	A	789.1		0.829	1.1		292.8					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80(2)	〃	B		272.8		1.1			27.3				この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80(2)	〃	A		338.4		1.1			33.8				この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
193+00	〃	A	642.0	303.0	0.692	0.612	3.991	326.1	178.2	15.4			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
193+00	〃	B	840.3	297.4	0.756	1.1		373.1		29.7			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+20	高架橋	A	431.5		0.791			194.1					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+20	高架橋	B	474.5		0.730			222.9					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+40	〃	A	420.2		0.793			171.0					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+40	〃	B	463.9		0.719			223.1					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+60	〃	A	292.1		0.821			110.7					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+60	〃	B	416.2		0.765			181.0					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80	〃	A	558.2		0.811			217.1					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80	〃	B	609.9		0.743			278.7					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
194+00	〃	A	300.9		0.795			126.2					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
194+00	〃	B	311.6		0.735			144.9					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+20	〃	A	450.2		0.727			212.9					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+20	〃	B	463.6		0.688			237.4					この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+40	土 工	A		134.8		0.991				28.2			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+40	土 工	B		151.9		0.801				60.6			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+60	〃	A		13.1		0.765				5.7			この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+60	〃	B											この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80	〃	A											この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面
+80	〃	B											この区間における地すべり対象は、地すべりの対象層が構造物により2分され るため、 ○構造物より上方斜面 ○下方斜面

A: 仮設時 B: 構造物構築時

3. 道路構造の設計

対象区間の道路構造は、地すべり地帯であることを考慮して、構造物の施工あるいは構築による斜面安定に対する新たな不安定要因を生じさせないように配慮した。平面図を図-6に、開削トンネル部および橋梁部の代表的な横断面図を図-7および図-8に示す。

開削トンネル部のトンネル躯体の設計において、地形、地質、立地条件等の制約より、次のような事項に留意した。

- (1) 当該区間においては、断層が交差する等、支持地盤が縦横断方向に不均一である。そこで、躯体の応力度を弾性床土上のラーメンとして解析を行い、照査した。
- (2) 支持地盤の不均一性より、躯体の横断方向に対して相対沈下(約10mm)および傾き(約 5×10^{-4} rad)が生じるので、地盤を置換えることとした。

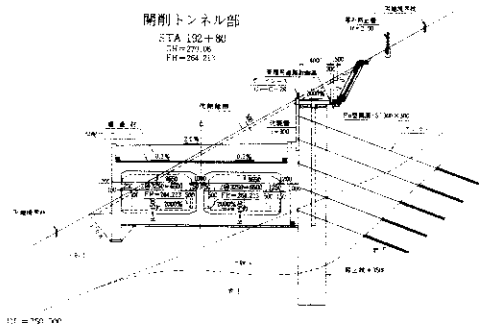


図-7 開削トンネル部横断面図

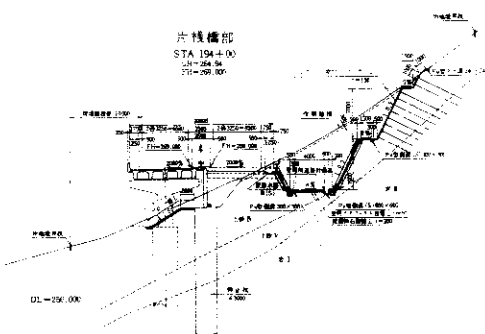


図-8 橋梁部横断面図

(3) 支持地盤が地すべり移動層(崖錐層)の影響を受けることになるので、地盤の洗掘等に対する保護のため、躯体底面に突起を設けた。

(4) 斜面上部よりの落石対策として、躯体頂版上に緩衝材としてサンドクッションを設けた。

4. 地すべり対策工の設計

地すべり対策工は、表-4に示すとおり、抑制工と抑止工に大別されるが、当該区間では、抑制工のみでは所定の計画安全率を確保しがたい。さらに、現地条件等より大規模な土工事を伴う抑制工は立案しがたいので、深礎杭を主体とした抑止工を採用した。

なお、地すべりは地下水に起因して発生したり、再発したりするケースが多いので、抑制工として、地下水排除工を併用する予定である。

表-4 地すべり対策工

	地表水排除工(水路工、キレシ補償工) 地下水排除工 浅層地下水排除工(暗きよ、明きよ) 深層地下水排除工(集水井、排水トンネル、横溝、ラング)
抑制工	地下水切断工・薬液注入、地下水水壁、深い暗きよ 擁土工 抑え盛土工 クレーン
抑止工	クレーン打ち込み形鋼管など クレーン打ち込みコンクリート管、鋼管など シェアード工(深礎など) アンカー工

4-1 開削トンネル部抑止工の設計

図-9に設計手順を示すが主な設計条件を次のように設定した。

4-1-1 地すべり力の設定

各断面ごとの地すべり力は、表-3に示すとおりであるが、地質・地層の変化が著しく、不明確な点も多いのでこれらの点を考慮して、設計上の地すべり力を次のように設定した。

- STA192+0~192+70付近
 - 仮設時 $P_{max}=287.2\text{tf/m}$
 - 完成時 $P_{max}=336.4\text{tf/m}$
- STA192+70~193+0付近
 - 仮設時 $P_{max}=326.1\text{tf/m}$
 - 完成時 $P_{max}=373.1\text{tf/m}$

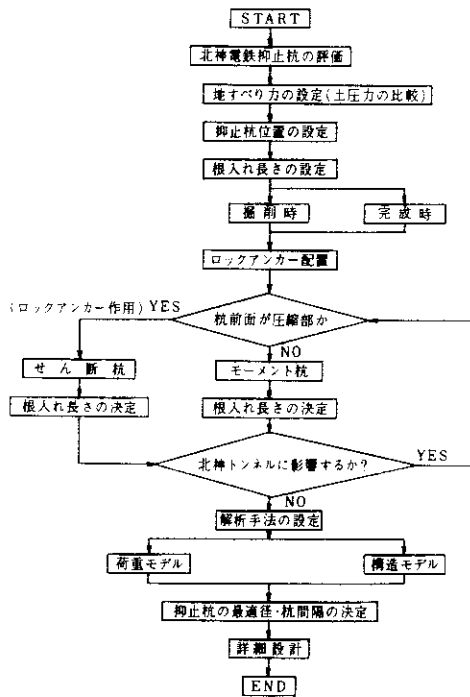


図-9 設計手順 (開削トンネル部抑止工)

4-1-2 抑止杭位置の設定

当該区間の抑止杭は、施工時および完成時に土留壁として兼用することとして、設置位置はトンネル躯体側壁より施工余裕幅として1.0mを確保する位置とした。

4-1-3 根入れ長さの設定

根入れ長さは抑止杭の特性をせん断杭、あるいはモーメント杭と考えるかによって大きく異なるが、当該区間においては、抑止杭計画位置に北神急行トンネルが交差している関係上、根入れ長さの設定に制約をうけるので(図-10参照)根入れ長さは次のように設定した。

- (1) 抑止杭施工直後は、谷側の北神急行抑止杭により地山全体が安定しているので、せん断杭として不動層内に杭全長の1/4程度挿入する。
- (2) 掘削時においては、杭前面抵抗に対応するロックアンカーを配置することにより、せん断杭としての機能を維持する。ただし、北神急行トンネル

交差部は、最終掘削面が不動層内に切り込まれるため、根入れ長さは不足するが、基礎岩盤の単体強度と地盤反力との比較により、安全度を確認する。

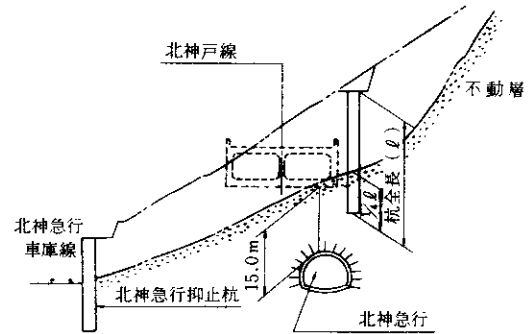


図-10 根入れ長概念図

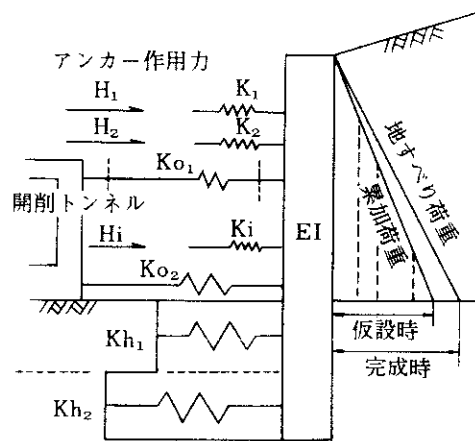


図-11 荷重および構造モデル図

表-5 抑止杭計算結果表

	施工時	完成時
最大曲げモーメント M (tm/本)	2663.7	2126.9
最大変位 δ (mm)	8.0	14.8
杭のコンクリート応力 σ_c (kgf/cm ²)	80.5	65.8
杭の鉄筋応力 σ_s (kgf/cm ²)	2523	2063
ロックアンカー反力 (t/本)	162.7	

(許容応力度の割増し 施工時:1.5 完成時:1.15)
(ただし、完成時にはロックアンカー上2段を無視している)

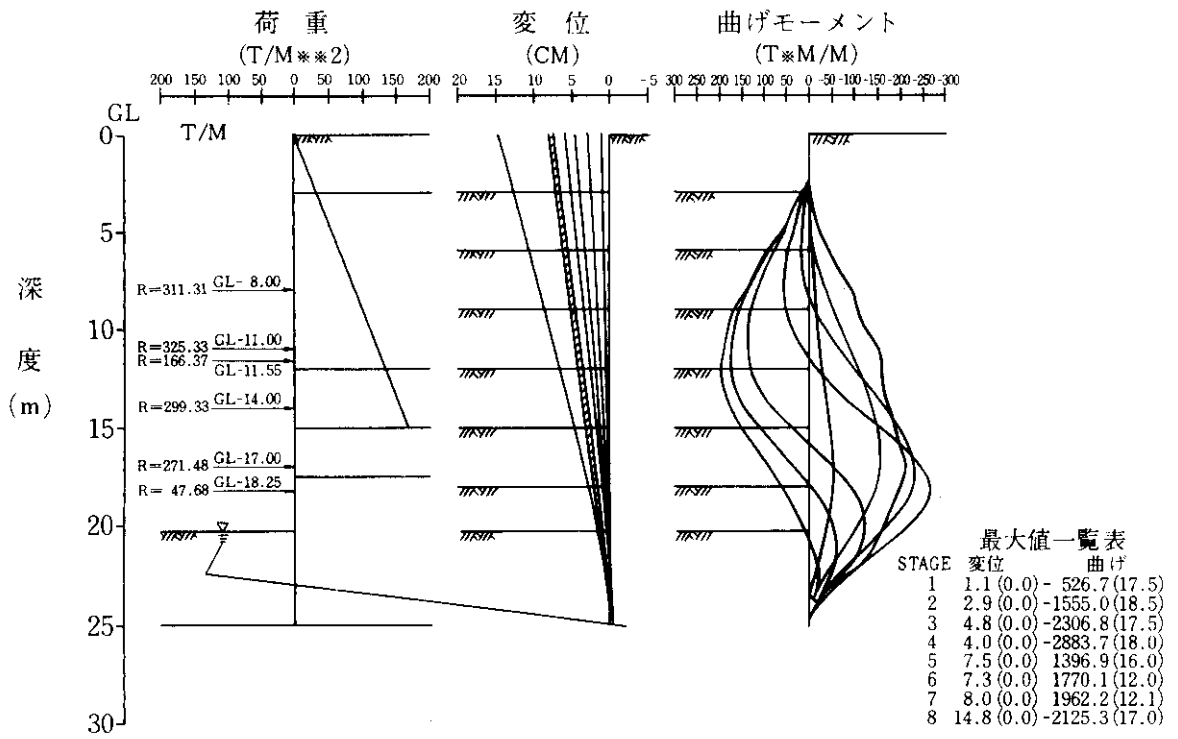


図-12 抑止杭計算結果

地すべり力
 $P_{max} = 144.9 \text{ t/m} \sim 278.7 \text{ t/m}$
 橋梁部範囲内
 設計地すべり力
 $P = 278.7 \text{ t/m}$
 を採用。
 $M \cdot H$ は土留杭に
 作用する静止土圧

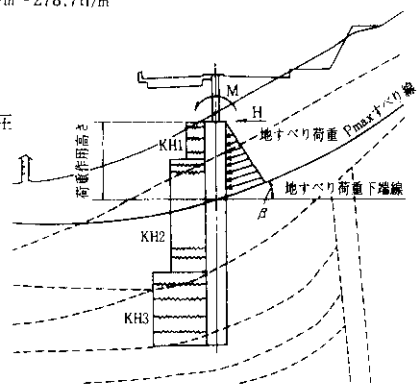


図-13 荷重および構造モデル

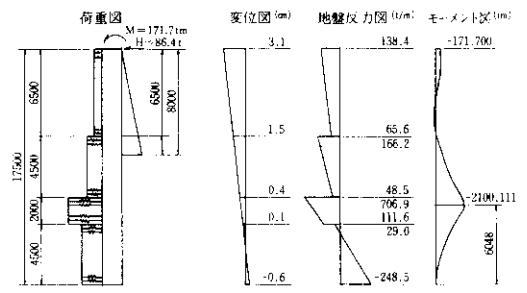


図-14 計算結果

4-1-4 解析手法の設定

荷重および構造モデルは図-11に示すが、次のように解析手法の設定を行った。

- (1) 地すべり力載荷形状は三角形分布荷重（崖錐層内の土砂のすべりであるので土圧がその分布形状に相似）とし、その作用位置はすべり面想定線から上方へ杭頭まで載荷する。
- (2) ロックアンカーによる初期プレストレスは、いわゆる待ち受け型アンカーとし、設計アンカー力の約20%を考える。
- (3) 構造モデルは、弾性床（地盤）および弾性支点（アンカー位置等）上の連続梁と考える。
- (4) 掘削段階でその杭変形を考慮した累加計算を行う。
- (5) ロックアンカーの初期プレストレスは杭変位を考慮し、そのバネ定数は支点反力により補正する。
- (6) 前面土の抵抗は、弾塑性域内で考える。
- (7) トンネル躯体による押え荷重の効果は、水平部位中心位置にバネ支点を設け、支点反力によりバネ強度を定める。

4-1-5 抑止杭の杭径、杭間隔の決定

地すべり荷重と杭の曲げ耐力および杭頭部変位量とのバランスより、杭径3.5m、杭間隔5.0mを採用した。計算結果を図-12、表-5に示す。

4-2 橋梁部抑止工の設計

橋梁部についても前項と同様の手順により抑止工の設計を行った。ただし、杭体前面土の抵抗が十分期待できるので、アンカー工を併用せずに、抑止杭を自立杭として評価した。設計上、特に留意した事項は次のとおりである。

- (1) 杭頭部の土留壁に作用する常時土圧は、杭頭部に静止土圧荷重として作用する。
- (2) 抑止杭は、前面抵抗側の地盤強度が深度方向に大きく異なることより、不均一弾性床上の梁として解析する。荷重および構造モデルを図-13に、計算結果を図-14に示す。

なお、抑止杭は杭径3.0m、杭間隔5.0mとした。

あとがき

山田開削トンネル付近の設計、特に、地すべり地帯内における道路構造物の設計についてその概要を紹介した。

この設計内容は、「北神戸線・2号線におけるトンネル技術委員会」（委員長柴田徹京都大学教授）にて審議され、抑止杭施工による北神急行トンネルへの影響度、断層破碎帯近傍へのアンカー定着の信頼度等、種々の問題点が指摘されている。今後は、工事施工に向けて、さらに詳細な調査、検討を進める予定である。

最後に、この設計にあたって御協力を賜りました関係者各位に感謝の意を表します。