

北神戸線における地滑りとその対策について

計 画 部 計 画 一 課 (元 神 戸 建 設 部 設 計 課

是 近 哲 男

神 戸 建 設 部 設 計 課

幸 左 賢 二

〃 〃

徳 林 宗 孝

要 約

本報告は阪神高速道路北神戸線において発生した神戸層群の地すべり4例について、その発生状況規模およびすべり強度等の特徴をまとめたものである。本地すべりの特徴として次の事が明かになった。①地すべりは、大規模地すべりの「風化岩、岩盤すべり」と盛土工に伴う「粘性度すべり」に区分できる。

②すべり面勾配が3～12°と通常の地すべりに比べて低角である。

③神戸層群で発生した τ （せん断応力）と σ （垂直応力）の関係を求めると

$$\tau = 0.46 + \sigma \cdot \tan 13.54^\circ$$

となり平均的な地すべりに比べてすべり面の粘着力が0.46 t/mとかなり小さい。

まえがき

阪神高速道路北神戸線は、第二神明道路の伊川谷を起点とし、五社（北区有町町）までの延長27.5kmの区間であり構造形式は大規模土工、橋梁およびトンネルから成り立っている。路線区域のうち、布施畑より箕谷までの区間を中心として神戸層群の擬灰岩が分布しており、現在までに“藍那第4工区”“原野第1工区”“原野第2工区”“花山工区”の4箇所において地すべり発生が認められ、調査工および対策工を実施している。本報告は、まずこれまでに発生した地すべりのうち代表例として藍那第4工区および原野第1工区を取り上げ、その発生経緯、調査結果および対策工について概説する。次にこれら4例の神戸層群

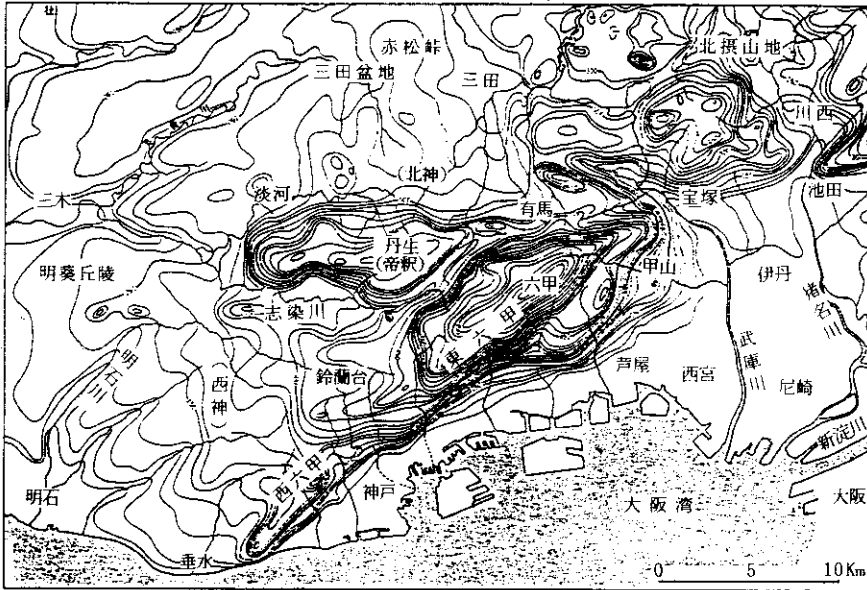
の地すべりが一段的な地すべりとどのような共通点あるいは相違点があるかを調べるために日本道路公団においてまとめられた全国的な地すべり発生状況と対比し、その結果明かになった神戸層群における地すべりの特徴について述べるものである。

1 北神戸線における地形、地質概要

1-1 地形概要

神戸市域の地形は、六甲山地や帝釈山地等の山地塊とその南側に広がる海岸平野に分類される。

図-1に六甲周辺の接峰面図を示すが六甲山地



図一 六甲周辺の接峰面図

の南側斜面は海岸平野にむかって数百メートルの急崖が連続している。

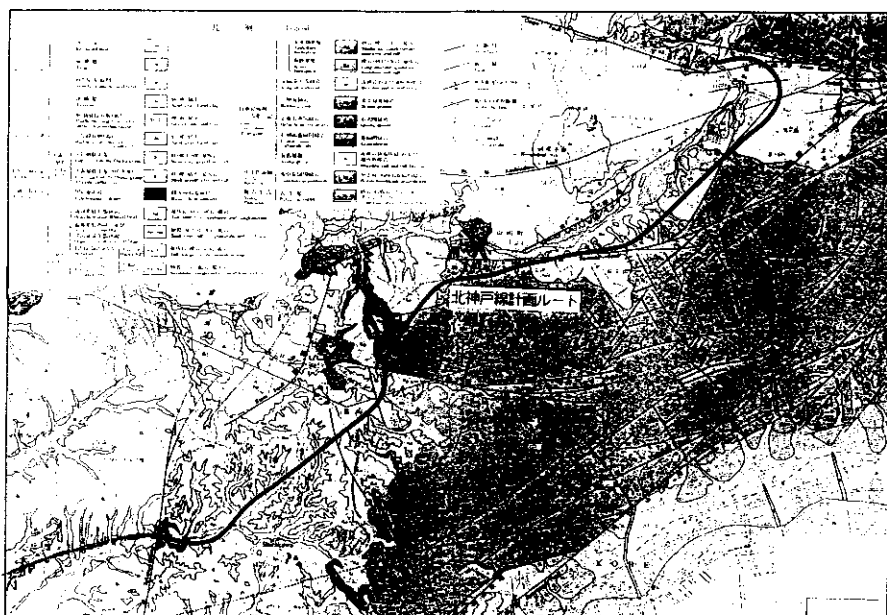
しかしながら北側や西側斜面は丘陵が続くなどらかな地形を示している。

この理由は、六甲山地は東に高く西に次第に低くなる傾動地塊であり、特に東南側は、多くの大断層で断たれて階段状の急崖を形成している為である。また六甲山周辺に発達する小起伏面は隆起準平面を表わしており、六甲花崗岩類をはじめ丹波層群等の基盤岩類により構成されている。

阪神高速道路北神戸線は、兵庫の西神地区（伊川谷）を起点として六甲山地と東西に伸びる帝釈山地の間の低地を通過し、有野町有野までの延長27.5kmである。地域は主として標高200～300mの定高性の丘陵地形を示した“浸食小起伏面”を形成している。これらの地形は第三紀中新世の堆積岩類である神戸層群より構成されている。この小起伏面の間を木見川、木津川、山田川等小河川が多数の支流とともに枝状に切り刻み全体として壮年期の地形を形成している。

1-2 地質概要

図-2に北神戸線周辺の地質平面図を示す。六甲山地の高い部分は図-2深成岩類である花崗岩の露出地でありこの地域の基盤岩となっている。また帝釈山地を構成している有馬層群の流紋岩も基盤的な性質をもっている。伊川谷から布施畑間は、未固結な砂礫層、砂層および粘土層を主体とする大阪層群からなっている。布施畑から箕谷地域までおよび花山地区においては、神戸層群が分布している。この地層は基盤の岩石を薄くおおっている被覆層である。神戸層群は新第三紀層の堆積岩で固結がかなり進み透水性も悪いが、構造物の基盤としては、いわゆる“岩盤”として扱ってよい場合が多い。しかし泥岩及び凝灰岩地域においては地すべり地形が多く分布している。これに対して、箕谷から上谷上にかけてと唐櫃以東においては有馬層群が分布している。有馬層群は中生代白亜紀火山岩類であり、主に凝灰角礫岩やデイサイト質溶岩から構成されている。これらの岩石は工学的には中硬岩に相当するとされることが多い。



図一 北神戸線周辺の地質平面図

2 発生地すべり例

2-1 概要

北神戸線は、神戸層群の凝灰岩地域を通過することから現在までに“藍那第4工区”“原野第1工区”“原野第2工区”“花山工区”において地すべりの発生が認められる。本章においては代表的地すべり発生例として、藍那第4工区、原野第1工区における地すべり発生状況を概説する。

2-2 原野第1工区地すべり

2-2-1 地すべり発生の経緯

地すべり発生経緯は、下記の5期に分類できる。各時期ごとのSTA155+80付近の断面図を図-3に示す。

(1) 開始期（昭和62年3月～8月）

切工施工開始にともない、徐々に工事地域の地層の乱れが著しいことが明らかとなってきたため、モルタル吹き付け工などの風化防止対策を実施した。

(2) 小規模地すべり発生期（STA155+60付近：62年9月）

本格的な切土施工を開始したところ、法面に

クラックが発生し掘削面に押し出しを生じた。そのため応急対策として押え盛土工を施工した。

(3) 小すべり上部の崩壊期（62年10月）

押え盛土により小すべりの変位は一時沈静化した。9月末の降雨により再び変位測定杭に変位がみとめられたので300m²の盛土を行なった。しかし10月8日小すべりの下部斜面で崩壊が発生した崩壊の範囲は本線方向で50m、横断方向で20mで土量約5000m³であった。

このため小崩壊が地すべり活動を助長させないように新たな法面崩壊防止の目的で押え盛土を実施した。

(4) 地すべりブロック拡大期（62年11月～63年3月）

10月後半の降雨により（累計130mm）小すべり地域以外にも大規模な地すべり（STA155+50～STA156+90）が発生し応急対策として押え盛土工を実施した。

(5) 地すべり再活動期（63年3月～5月）

一旦鎮静化した変動が3月中旬からの降雨（累計145mm）で再活動を開始し、日最大移動量30mmになるに至った。そこで再度応急対策として

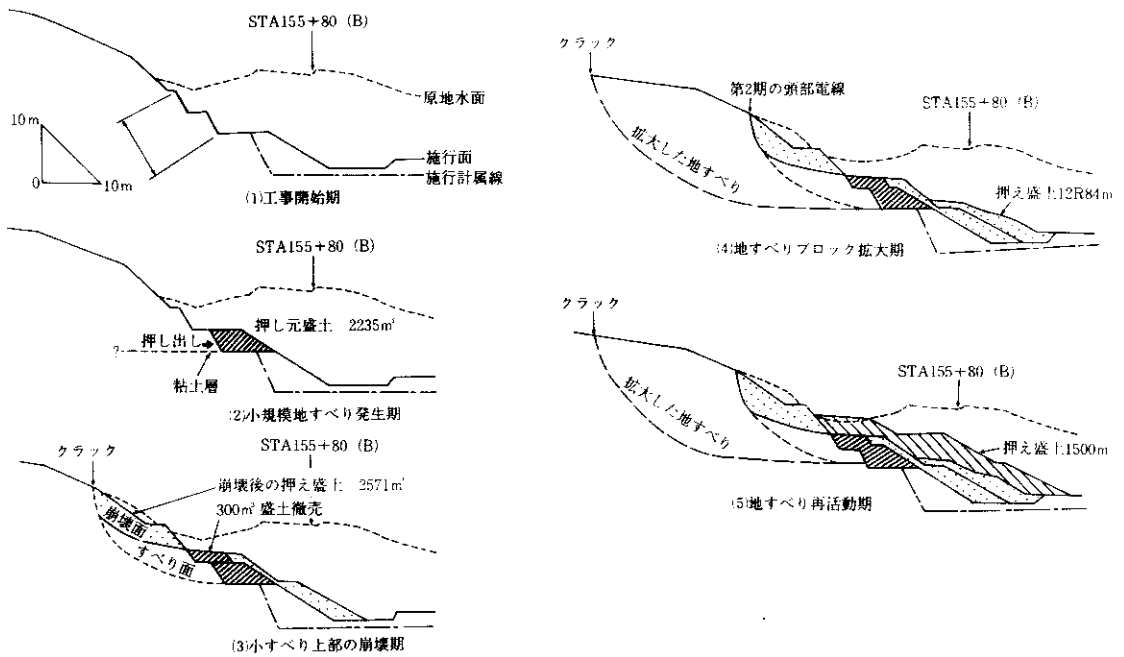


図-3 原野第1工区地すべり発生時期ごとの断面図

押し盛土工を実施した。

2-2-2 地すべり調査結果

(1) 地盤構成

図-4に地質断面図を示すが当地区に分布する地質は、下位より基盤岩類、神戸層群、被覆層で

構成される。神戸層群の新鮮なものは軟岩程度の固結度であるが、一部断層によって脆弱化している。特に凝灰岩はブロック状に破碎されていることが多く、地すべりはすべりの方向性から図-5に示すように2つのブロックに区分される。

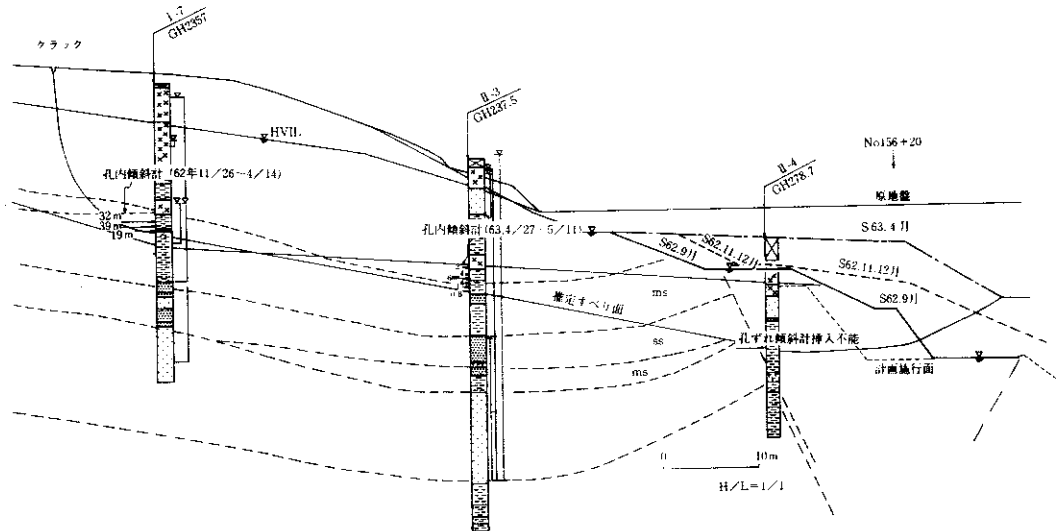


図-4 原野第1工区地すべり平面図

(2) 地すべり対策安定解析

地山強度は滑動初期、滑動中、再滑動期の3ケースについて算出した(表-1)。

表-1 地すべり対策安定解析結果

時期	鉛直力C/m	内部摩擦角φ°	算出方法
滑動初期	Aブロック:1.5 Bブロック:2.0	14.6° 18°	逆算法:C=最大値/10とL・C-φより、φを決定。
滑動中	Aブロック:1.5 Bブロック:0.5	18.93° 14.54°	逆算法:C、φは平均せん断応力~平均垂直力の関係を参考。
再滑動	0	—	地すべり粘土の物性(残留強度)を使用。

滑動初期のC、φについては逆算法によって求めた。しかし盛土実施にもかかわらず変状が認められたため、滑動によるすべり面せん断強度の低下が考えられた。このため、滑動中の地すべりのC、φについては次式に示す日本道路公団により実施された解析方法である、地すべり発生をセン断試験に見たて、簡便式によるすべり面平均せん断応力(τ)と平均有効垂直応力の(σ')の関係から求めたCの値を使い照査した。

$$F_s \cdot \Sigma W \sin \theta / \Sigma \ell = C' + \tan \phi' \cdot \Sigma (\cos \theta - u) / \Sigma \ell$$

ここに、

C' : すべり面の粘着力

φ' : すべり面の内部摩擦角

W : 重量、u : 間隙水圧、

ℓ : すべり面長、σ : すべり面角度

また

$$\zeta' = F_s \cdot \Sigma W \sin \sigma / \Sigma \ell$$

$$\delta' = \tan \phi' \cdot \Sigma (\cos \sigma - v) / \Sigma \ell$$

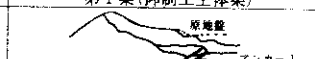
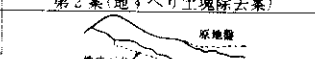

各種のせん断試験によるσ'、τ'を式に代入し最小2情報に拠り平均的なC'とtan φ'の値を求めるものである。

$$\frac{F_s \cdot \Sigma W \sin \theta}{\Sigma \ell} = C' + \tan \phi' \cdot \frac{\Sigma (\cos \theta - u)}{\Sigma \ell}$$

(3) 地すべり対策工

表-2に地すべり対策工の対比表を示す。本地すべりの様な切土が原因で発生したものに対しては抑制工として排土及び押え盛土工が、抑止工として一般に杭工がよく用いられている。抑制工のうち、押え盛土工は本線の位置、縦断勾配からみて実施が困難なため排土工が検討の主体となる。抑止工は杭工とアンカー工両方について考慮したが抑止工単独では必要抑止力が極めて大きくなり

表-2 地すべり対策工の対比表

対策工案	第1案(抑制工主体案)	第2案(地すべり土塊除去案)	第3案(抑止抑制案)
形状			
地質・地形	大規模・急速施工によるブロックの応力解放に伴う劣化が懸念されるため残留強度を使う長大法面では幅10mのステップを設けることにより大規模なすべりは避けられる。	長大法面での「新しいすべり」が予想されたが、幅20mのステップによって大規模なすべりの可能性は少なくなる。	土質による応力解放は少ないが、施工後地すべりの荷重が非常に抑止工に加わる。
抑制工	・地すべりブロック F _s =1.806 ・排土工+地下水低下工 残留強度でF _s =0.719 ・長大法面 ・法面工+地下水低下工 F _s =1.37	・地すべりブロック ・排土工で除去 ・長大法面 ・法面工+地下水低下工 F _s =1.269	・地すべりブロック ・排土工 F _s =0.560 ・長大法面 ・法面工+地下水低下工 F _s =0.863
抑止工	・地すべりブロック必要抑止力P=24t/m(F _s ≥1.0) ・本線法面アンカー工 L=25m, 2段 e4m 区間長240m 延3000m	抑止工は必要なし	・地すべりブロック必要抑止力P=172t/m(F _s ≥1.2) ・φ2m抑止杭 上段L=20m e5.5m 区間長180m 下段L=15m e5.5m 区間長180m 計6本 延1155m ・長大法面必要抑止力P=65.7 (F _s ≥1.2) ・アンカー工 L=90m 3段 e2m 区間長140m 延9900m
工期	土工 7.5ヶ月 法面補強土 3ヶ月	土工 11ヶ月	土工 3ヶ月、アンカー工 7.5ヶ月、杭工 6.5ヶ月
施工性	土工量がやや多い(切土184,994m ³)	土工量が多い(切土273,732m ³)	長大法面アンカー工に時間がかかる。 杭工の泥水の確保、遠送、振動による「すべり」への影響等に問題有り。
構造的性	長大法面の保護について要検討	長大法面の保護について要検討	長大法面のアンカー自由長が長いこと、及び定着部地山の剪断強度について要検討。 下段の杭の背面土圧が期待できるか否か要検討。
経済性	工事費(切土、アンカー、補強土、地下水低下)+用地費+諸経費(30%) 合計 1,162,809,000円	工事費(切土、補強土、地下水低下)+用地費+諸経費(30%) 合計 1,368,707,000円	工事費(切土+杭工+アンカー+補強土+地下水排除)+用地費+諸経費(30%) 合計 1,465,945,000円
考察	・長大法面の大規模すべりの可能性は少ないが、法面にどのような地層が露出し、新たな崩壊が発生するか否か切土範囲中の施工管理が必要。 ・抑止工が少ないので施工が行いやすい。 ・経済性でもやや有利。	・第1案と同様であるが長大法面の安定については不確定要素(特に地質)が多いので慎重な検討が必要。	・現在の地すべりと「新しいすべり」の2つの不安定要素を抑止工主体で残す。 ・長大法面のアンカー工の施工性・構造について未解決の問題が多い。 ・杭工の地質条件について調査検討が必要。
総合評価	他の2案よりも信頼性、工期、施工性、経済性ともに優れている。	土工量が多く、用地の確保が難しい。 長大法面の安定に不安が残る。	抑止工に長期にわたって常に地すべり荷重がかかる工期がかかる(実行して施工が出来ない)。

現実的ではないので抑制工の補助手段として位置づけた。

表-2のうち施工性、経済性等を勘案して、第3案(すべり土塊をできるだけ排土し法面にベンチ部設置)を採用し、対策工を実施した。

2-3 藍那第4工区地すべり

2-3-1 地すべり発生の経緯

図-6に地すべり発生日の地形を示す。西行本線からのOFFランプとONランプであるBランプは本線下で交差し、二重の函梁構造となっていた。この交差位置は図に示す「③の尾根」先端にあたり、Dランプ函梁が最深部で、元地形から約20mの掘削深さであった。③の尾根の本線粗造成後、Dランプ函梁は構造物掘削を行い、昭和58年4月より躯体構築に取りかかったが、床付完了後約1カ月半経過した5月27日に地すべりが突発的に発生した。この地すべりにより、構築した3スパンの函梁のうち、真ん中の1スパンはすべり土塊により頂部コンクリートが圧縮破壊され、主筋が曲がって露出した状態となった。地すべりはすぐに小康状態に至ったが、尾根背面の民間高盛土をすべり頭部とし、の尾根から②の尾根にわたり、巾約150~200m、奥行150m、面積30,000㎡⑤に及ぶ大規模なものであった。地すべり斜面上部には、旧鞍部の高盛土の位置に巾約30m、落

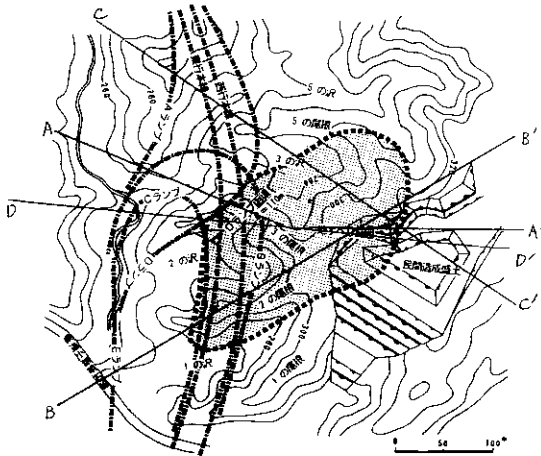


図-6 藍那第4工区地すべり発生地形

差約10mの大規模で直線的な帯状陥没地形が生じた。

この陥没地の斜面は約70°と急傾斜となっていた。すべり面は泥質岩中の泥岩と凝灰岩の層間に存在する亜炭層および粘土化部で形成され、ほぼ直線的な断面形状を呈していた。

2-3-2 地すべり調査結果

(1) 地質構成

調査の結果明らかになった代表的地層断面を図-7に示す。地すべり斜面内での地層の傾斜は、下部では3°とゆるく、上部では10°とやや急になっている。さらに斜面上部の陥没地では半ドーム状の地質構造が推定され、地層の傾斜は20°~30°と急傾斜となっている。また泥質岩中には凝灰岩との境界および泥岩内に亜炭層や粘土化部の存在が認められ、これがすべり面を形成している。参考に亜炭層の物理特性を表-3に示す。

(2) 複合円弧すべりによる安定解析

地すべり原因の検証および発生機構を明らかにするために、地すべり発生までの土工過程に従い安定計算を行った。解析断面は図-6に示した4

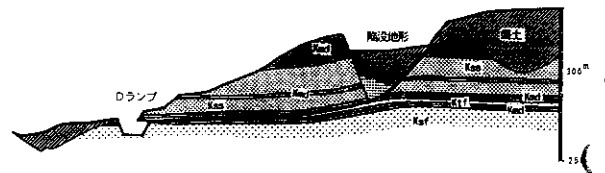


図-7 地質断面図(A-A'断面)

状態	条件	非排水条件		排水条件	
		粘着力 C (t/m ²)	せん断抵抗 角 φ (°)	粘着力 C (t/m ²)	せん断抵抗 角 φ (°)
初期		4.5	12.0°	2.5	14.5°
残留		1.5	9.4°	1.5	12.0°

表-3 亜炭層のせん断強度常数

断面、すなわちA-A', B-B', C-C', D-D'断面とした。すべり面は盛土部、砂岩部および亜炭層、粘土化部の3つに区分し、表-4に示すせん断強度定数を用いた。亜炭層粘土化部は一面せん断試験結果の中から非排水条件下の値($C = 4.5 \text{ t/m}^2$, $\phi = 12^\circ$)を、また砂岩部については、

地質	ケース	単位体積重量 (t/m^3)	粘着力 C (t/m^2)	せん断抵抗角 ϕ ($^\circ$)	備考
盛土部	case 1~3	1.95	$C_1 = 0.0$	$\phi = 20$	
	case 1	2.10	$C_1 = 20.0$	$\phi = 45$	健全
	case 2	2.10	$C_1 = 0.0$	$\phi = 37$	やや破碎
砂岩部	case 3	2.10	$C_1 = 4.5$	$\phi = 12$	粘土化
	亜炭層 粘土化部	case 1~3	—	$C_1 = 4.5$	$\phi = 12$

表-4 解析に用いたせん断強度定数

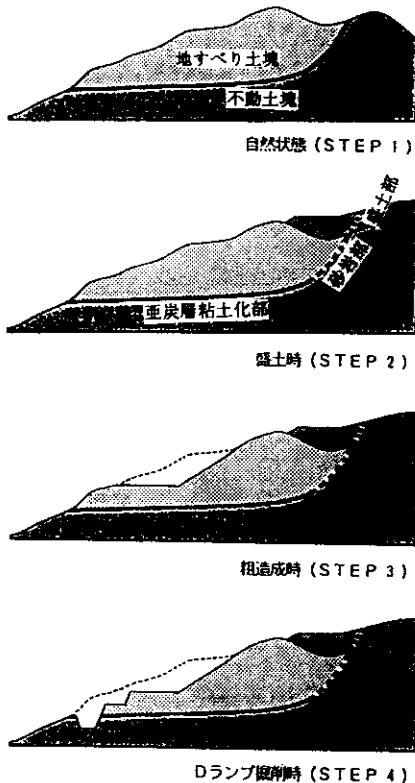


図-8 計算ステップ過程

断面	STEP	安 定 率		
		case 1	case 2	case 3
B B'の 尾根	-1	2.68	2.09	1.97
	-2	1.95	1.57	1.31
C C'の 沢	-1	2.77	1.66	1.25
	-2	2.35	1.46	0.99
D D'の 尾根	-1	2.30	1.71	1.62
	-2	1.96	1.46	1.29
	-3	1.97	1.44	1.25
	-4	1.80	1.25	1.05

表-5 安定解析結果

地山が健全、やや破碎、粘土化の3ケースについて検討した。計算はすべり面の形状により判断し、分割法による円弧と直線の組合せである複合円弧すべり近似させた、地すべり発生時までの土工過程を考慮し、図-8に示す計算ステップとした。

計算結果を表-5に示す。いずれの断面でも地山砂岩部のせん断強度定数を風化砂岩の初期強度や残留強度を採用した場合には、Dランプ掘削時(STEP 4)の安全率が大きく、すべり破壊に至らない。地山砂岩部のせん断強度定数を亜炭層の初期強度として、初めて安全率が1.0近くになる。このことは、半ドーム構造の付近に破碎帯等の脆弱線部が存在した可能性を示唆するものである。

D-D'断面の計算結果によれば、自然状態から、盛土時、粗掘削時、Dランプ掘削時と土工過程が進むにつれて安全率は低下しており、各土工過程が地すべり発生に寄与していることが明らかである。

(3) 有限要素法による解析

2次元平面ひずみ有限要素法により解析を行った。

解析のための境界条件は下記とした。

- (左側).....水平固定・鉛直ローラー
- (下方).....水平・鉛直ともに固定
- (右側).....土圧載荷($K = 0.5 \sim 1.0$)
水平固定・鉛直ローラー

地質については、凝灰岩、泥岩、砂岩および盛土の4種類に区分し土質試験から算出された物性値を用いた。現在の応力が破壊に対してどのような状態にあるかの目安としては局部安全率(現在

の応力状態／破壊時の応力状態)を用いた。解析例として盛土載荷時を図-9に示すが、凝灰岩内の局部安全率が1.0より低下するのが顕著となった。また、斜面の安定が失われた要因を明らかにするために掘削条件のみでの解析も行った。結果は掘削によって局部安全率が1.0以下になる要素

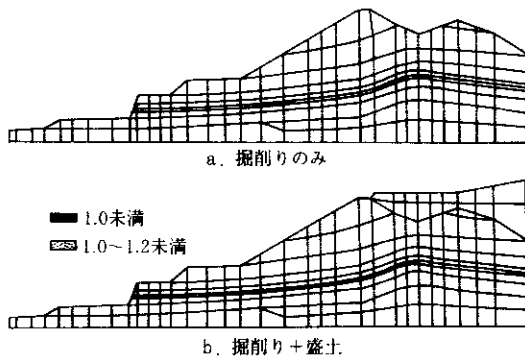


図-9 有限要素法による解析結果

は2ヶ所しかなく、盛土載荷がない場合掘削を行っても斜面の安定が失われることはないと考えられた。

(4) 対策工の概要

本地すべりでは、公団事業用地外の背面工盛土が最も大きな誘因となっていた。これを抑止工で対処することは莫大な工費を要するばかりでなく将来的な安定性の面でも確実性に欠けると考えられた。そこで用地外の排土工を対策の基本方針として、排土工で対処できない区域のみについて抑止工で対処することにした。

表-6に主な対策工事を示す、表-6のうち、抑止杭は工費、工期面で有利な鋼管杭とし、本地すべりの特性を考え、「モーメント杭」として設計した。

表-6 藍那第4工区における対策工

NO	対策工の種類	実施時期	数量	目的	備考
①	排土工 (切土)	S58.6~7	5.1万 ^m	地すべり再発防止の為の 応急処置。	仕上がり盤≒DL+312
②	排土工 (切土)	S59.1~2	1.1万 ^m	本線擁壁施工時の安全の為 の応急処置。	仕上がり盤≒DL+308
③	排土工 (切土)	S59.5~8	5.8万 ^m	地すべり頭部の盛土部法面 仕上げを含む恒久対策。	仕上がり盤 DL+300と306 (民地盛土の法面保護工 排水工も同時に実施)
④	抑止杭工 (鋼管杭)	S59.8~10	89本 (1829m)	「②の尾根」付近の恒久対策	
⑤	押え盛土工 (盛土)	S60.10~12	2.1万 ^m	「③の沢」付近の恒久対策。	仕上がり盤 DL+283

3 発生地すべりの特徴

3-1 地すべりの地質と形状

表-7は、北神戸線において発生した地すべりについて、その特徴を示したものであるが、すべて第三紀堆積岩類である神戸層群に関連した層により発生し、しかも $5^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の低角の流れ盤地域において発生していることがわかる地すべりタイプは切土工に伴う『風化岩・岩盤すべり』と盛土工に伴う『粘性土すべり』の2つに区分される。これら両者を比較すると、地すべり規模に大きな相違が認められる。つまり岩盤すべりである原野第1工区、藍那第4工区は切土工が誘因を考えられ、その規模は数十万 m^2 の土塊を有しているのに対し、原野第2工区、上谷上第3工区においては数万 m^2 と前者に比べて非常に小さいのが特徴である。また、地すべりの形状(巾、長さ、厚さ)を見ると、表-8に示された如くそれぞれの値が全国の地すべりのほぼ平均的な値を示している。

3-2 すべり面強度(C、 ϕ)

すべり面強度の決定は地すべり安定解析上最も重要な項目である。これら強度の決定にあたっては逆算法、土質試験等が用いられるが、一般に逆算法のみを使用している例が多い。北神戸線で発生した地すべり4例については逆算法、土質試験の両者を実施し、安全側の値を採用する手法がとられている。各地すべりについて得られた値を表-9に示す。これらすべり面強度について他すべりと比較するため、平均せん断応力(τ)と平均有効垂直応力(σ'_v)の関係を求め図-10に示した。図-10に示される如く神戸層群の τ と σ'_v の関係はほぼ直線に近似され

$$\tau = 0.46 + \sigma \cdot \tan 13.54^{\circ}$$

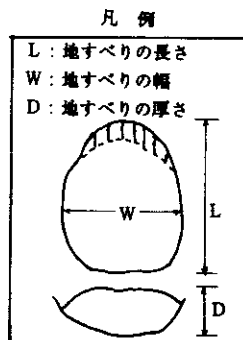
の関係が示された。この値は全国の地すべりから求められた平均値と比較するとやや小さ目の値が得られるが、新第三紀堆積岩類の平均値($C=2.0 t/m^2$, $\phi=12.5^{\circ}$)と比較すると内部摩擦角については類似した値がでると考えられる。

表-7 北神戸線で発生した地すべりの特徴

地名	平面形	断面形	ID	長さ	厚さ	厚さ	体積	地すべりタイプ	地質	地質構造
原野 I 工区	馬蹄形	舟底型	170m A 90m B 80m	75m	A 14m B 21m	20万 m^2		岩盤風化岩すべり	神戸層群 (泥岩・砂岩・凝灰岩)	断層 地盤 20° 流れ盤
原野 II 工区	馬蹄形	舟底型	60m	38m	8m	12万 m^2		粘性土すべり	神戸層群・盛土 崩壊土	5'前後の 流れ盤
藍那第4工区	馬蹄形	椅子型	150m 200m	150m	45m	44万 m^2		岩盤すべり	神戸層群 (泥岩・砂岩・凝灰岩)	8'の流れ 盤構造
上谷上第3工区	馬蹄形 ～沢型	階段型 ～舟底型	60m 70m	80m 150m	10m	5~9万 m^2		崩壊土 地すべり	神戸層群2次堆積物 土石混雑堆積物	約10'の 流れ盤

表-8 地すべりの形状係数

地区名	L/W	W/D	L/D
原野 I 工区	A 0.83 B 0.94	A 6.4 B 3.8	A 5.4 B 3.6
原野 II 工区	0.63	12 ~ 7.5	7.6 ~ 4.8
藍那 4 工区	0.75	4.4	3.3
上谷上 3 工区	0.83 ~ 1.50	6 ~ 7	8 ~ 15
平均(*)	0.84	8.32	6.14

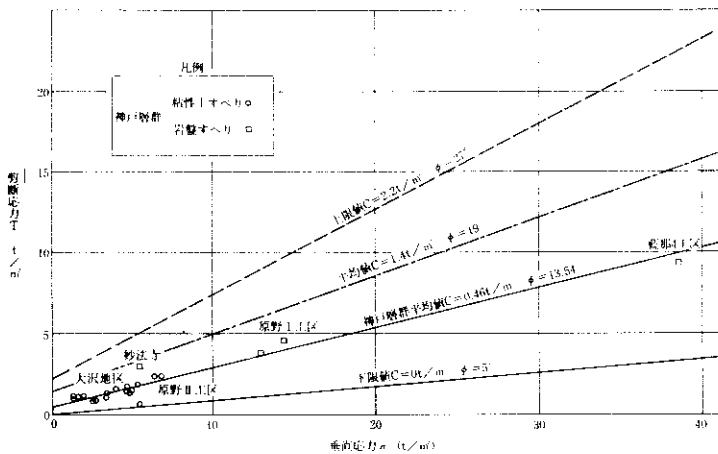


* 原野地区のA、Bは
ブロック区分による。

工区	対象土工	現状安全率	計画安全率	地すべり面強度係数 μ	発生定数 粘着係数 c / 内摩擦角 ϕ	必要掘削量 h	対策工法	備考
原野Ⅰ工区	切土	$F_s=0.99$	$F_s=1.2$	速算法	A:0.76 B:0.5-0.6	12.25 m 14.74 m	346 π /m	掘削後、地盤強度で $F_s=1.0$ 確保できるように設計
原野Ⅱ工区	盛土	$F_s=0.9$	$F_s=1.2$	速算法	0.55	16.38	28 π /m	掘削
藍那4工区	切土	$F_s=1.0$	$F_s=1.2$	1 質試験 2 速算法	1.5	12°	371 π /m	崩積土 - 崩積土
上谷上第3工区	盛土	$F_s=0.95$	$F_s=1.2$	1 質試験 2 速算法	0.2	10°	12.6 π /m - 50.91 π /m	崩積土

*注：①内は既設量

表一 北神戸線地すべりの安全率と対策



上限値、下限値、平均値については、日本道路調査会発行「1989」に転載された84のデータについて求めたものである

図一10 剪断応力と垂直応力の関係

3-3 すべり面の特徴

北神戸線で発生した地すべり面の特徴を表一10に示した。いずれにおいても、すべり面勾配が3°~12°と非常に低角であることが特徴的である。またすべり面の地質は、地すべりによりその構成が異なる。原野1工区、藍那4工区のような岩盤。風化岩すべりにおいては、泥岩層や亜炭層中にすべり面が発達している。これは神戸層群の中で泥

岩、亜炭層が他の岩種に比べて著しく力学的強度が低いことに起因しているとも考えられる。また、これらの泥岩、亜炭層はスレーキング、吸水膨張を生じやすくまた、切土の際、リバウンド等の誘因ともなりうる。原野2工区、上谷上第3工区の粘性土地すべりにおいては崩積土層中にすべり面が発達している。

工区名	すべり面の地質	すべり面勾配	地下水位(*)	移動速度(cm/min)
原野Ⅰ工区	泥岩~亜炭	4°~11°	12m~15m	10.5~1.04 * 10 ⁻⁴
原野Ⅱ工区	崩積土~強風化岩	12°	2.8m~3.2m	4.0~6.9 * 10 ⁻⁴
藍那4工区	亜炭	3°~8°	0m~3.0m	1.04~4.48 * 10 ⁻⁴
上谷上第3工区	崩積土~強風化岩	5°~10°	1.0m~8.0m	0~微妙

表一10すべり面の特徴

3-4 安全率

逆算法を使用し、諸定数を算出するにあたり現況安全率を想定する必要がある。北神戸線で発生した4例にすべり面強度と安全率を表-11に示し、標準的現況安全率考え方（地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書）と比較すると、藍那4工区を除いて上記に準じていると考えられる。また計画安全率については、いずれの地すべりでも $F_s = 1.2$ を目標としており、上記文献ならびに道路土工のり面斜面安定工指針に基づいている。

運動	分類	岩盤地すべり	風化岩地すべり	滑り土層地すべり	粘質土層地すべり
運動停止中		1.10	1.05~1.10	1.03~1.05	1.0~1.03
滑動中		0.99	0.97~0.99	0.93~0.95	0.9~0.93

表-11 状況の安全率の考え方

3-5 対策工

地すべり対策工は一般的に排土工、押え盛土工などの抑制工を基本として計画、設計される。しかしながら現地条件や抑制工のみで計画安全率が確保できない場合には、抑止工を実施する。表-9に北神戸線で実施された対策工を示す。藍那第四工区をはじめとして、切土に伴い発生した岩盤すべりの場合、地すべり規模が大きいことから排土工が実施されている。これは北神戸線の地すべりについては、地すべり面勾配が定傾斜であり地表面勾配よりも緩いという特徴による。つまり地すべり土塊上部を排土することが、安全率の向上にいちじるしく貢献する。このように現地条件に見合った形で、最大限に排土工を実施し、必要抑止力を低減させ、そのうえで補助的に杭工等の抑止工法を利用している。粘性土すべりについては盛土地形に生じていること、および小規模であることから抑止工により対応している。

4 まとめ

地すべりの機構はきわめて複雑である。素因的には地質構造や地殻運動が関係し、誘因としては降雨量、地下水位の変化、切盛土があげられる。

さらに、地すべり面を構成する土質のせん断特

性とその低下の経時変化も大きな要素である。今回北神戸線に発生した4例の地すべり発生状況および調査結果をまとめ、その発生機構およびすべり強度等の類似性について考察した。その結果明らかになった事項をまとめると以下ようになる。

1) 北神戸線で発生している地すべりは、「大規模地すべりの風化岩岩盤すべり」と盛土工に伴う比較的小規模な『粘性土すべり』に区分できる。

2) 神戸層群の τ と σ_v の関係を求めると

$$\tau = 0.46 + \sigma \cdot \tan 13.54^\circ$$

の関係が示される。この値を一般的な地すべり定数と比較すると、 C はかなり小さ目であるのに対して、 ϕ は類似した値を示す。

3) すべり面の特徴として、すべり面勾配が $3 \sim 12^\circ$ と通常の地すべりに比べて非常に低角である。

4) 対策工としては風化岩・岩盤すべりの場合、地すべり規模が大きいことから排土工を基本としている。これに対して粘性土すべりについては比較的小規模であることから抑止工により対応している。

参考文献

- 1) “地すべり地形の安定度評価に関する報告書” 高速道路調査会、1985年2月
- 2) “藍那第4工区地盤変状地質調査報告書” 阪神高速道路公団、昭和59年3月
- 3) “神戸層群における地すべり現象の研究” 阪神高速道路公団、昭和58年12月
- 4) “トンネル地盤調査技術委員会資料作成業務” 阪神高速道路公団、平成元年3月
- 5) “六甲山地とその周辺の地質” 藤田和夫；笠、間太郎；神戸市企画局 1971年3月
- 6) “地すべりの解析と防止対策” 藤原明敏；理工図書