

北神線建設工事における地すべり挙動の観測

Field Measurement Results of Landslide in Hokushin-Line Construction Work Site

堺 紘成* 吉田 利三**
Hiroshige Sakai Toshizō Yoshida
丹内 正利*** 石橋 貢****
Masatoshi Tannai Mitsugu Ishibashi

要 約

本工事は開削工法による鉄道トンネル建設工事である。工事区域が地すべり地内に位置していることから、地山挙動の監視を行いながら工事を進めていたところ、孔内傾斜計に顕著な地山変位が捉えられ、大規模な地すべり対策工を施工するに至った。本報告では、この地すべり動態観測結果について総括するとともに、これらのデータに基づき、地すべり動態のメカニズムについて若干の考察を加えている。当区域の地すべりは、まず地山の掘削によって掘削領域周辺に局所的な破壊領域が発生し、施工が進むにつれて破壊領域が徐々に進展するという、いわゆる進行性破壊の形態を示したことが明らかになった。また、進行性破壊を生じた素因として、当区域の地形的特性、すべり面を形成した神戸層群泥岩の物理的、力学的特性を挙げることができる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 本体工事の概要
- §3. 地形・地質の概要
- §4. 地すべり対策工事の概要
- §5. 施工中の地すべり動態観測
- §6. 地すべり発生のメカニズム
- §7. おわりに

§1. はじめに

北神急行電鉄北神線は東海道新幹線新神戸駅より六甲山直下を北上し、谷上に至る全長7.9kmの路線で、うち7.3kmは民鉄最長トンネルである北神トンネルとなっている。本工事はこの北神トンネルの谷上側坑口付近から

谷上駅に至る区間を開削工法により施工したものである。

六甲山系の北側には、地すべり地が多く分布しており、本工事においても工事中の地すべりの発生が懸念された。このため、事前に地すべり対策を講ずるとともに地山挙動の監視を行いながら施工を進めていたところ、予想を上回る規模の地すべりの徴候があり、地すべり対策工事を追加施工するなど多大な費用と労力を費やす結果となった。

なお、本工事における地すべり対策工事の一部については既に報告している¹⁾ので、合わせて参照されたい。

§2. 本体工事の概要

本工事は開削による函型隧道築造工事であり、土被り0～10mで、北神本線（複線）、北神車庫線（単線）、神戸電鉄線（複線）の3線のボックスカルバートを構築する工事である。ボックスカルバートの内空断面積は26～83m²である。

Fig. 1 に工事区域の平面図、Fig. 2 に断面図を示す。工事用敷地にほとんど余裕がないため、工事は1～3期

*関西(支)北神谷上(出)所長
**関西(支)阪急豊中(出)副所長
***土木設計部設計課課長
****土木設計部設計課

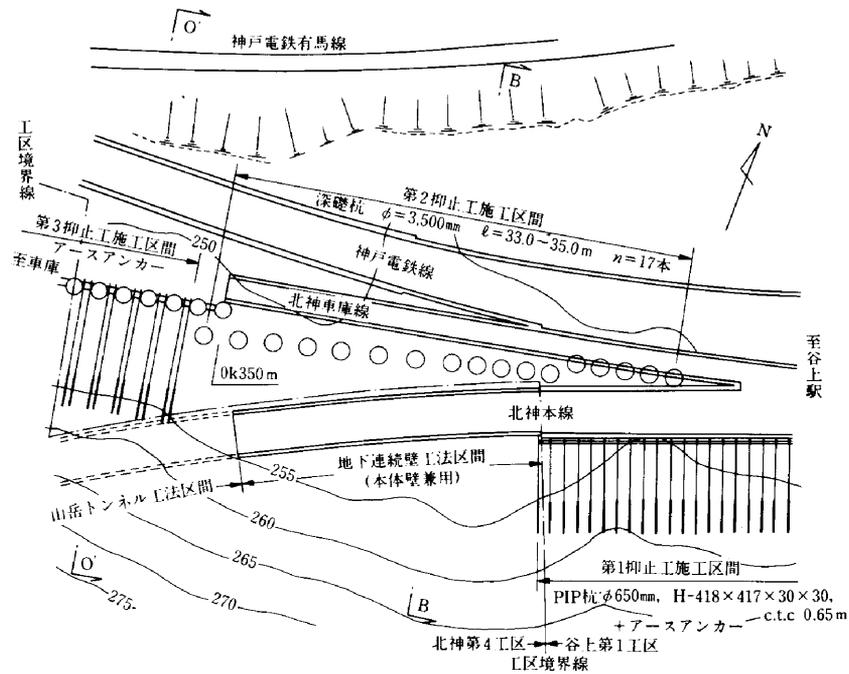


Fig.1 平面図

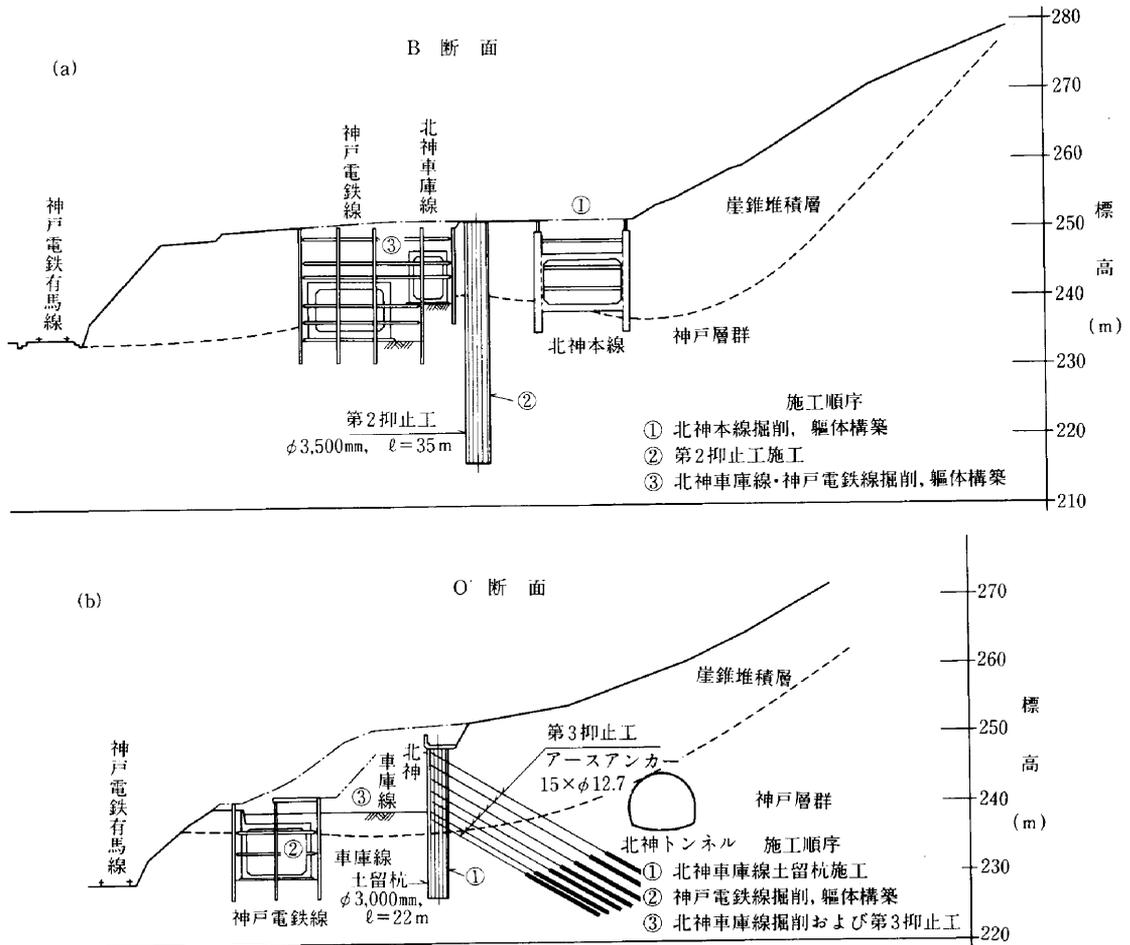


Fig.2 断面図 (a) B断面 (b) O'断面

工事に分割施工とした。1期工事では北神本線を施工し、完了後2、3期同時施工として北神車庫線および神戸電鉄線の施工を行った。

§ 3. 地形・地質の概要²⁾

3-1 地形

当地区は六甲山地とその北の金剛童子山地に挟まれた谷部にある。六甲山地および金剛童子山地は、断層で周囲を囲まれ、山腹斜面は急峻で、古くから災害の多い山である。谷部では山腹から流出した土砂が扇状地性の堆積層を形成し、緩傾斜の地形を示している。河川沿いには平坦な段丘面が多数形成されている。工事区域はこのような地形の六甲山地側の山麓部にあたり、背後には約40°の傾斜を有する山腹斜面をひかえ、前面には段丘が広がる緩やかな傾斜地となっている。

この付近には、山腹から山麓にかけて馬蹄形の崩壊跡が見られることや、付近の民家で昔からしばしば家屋が傾くなどの現象があったという証言から、工事に関わりなく地すべりあるいは地山表層付近のクリープ的な現象が緩やかに進行していたものと考えられる。

3-2 地質

工事区域の基盤岩は、新第三紀神戸層群で構成されており、砂岩、泥岩、礫岩、凝灰岩などが互層をなしている。神戸層群は山麓部を通る山田断層で有馬層群と接しており、断層付近では地質の擾乱が特に著しい。基盤岩を覆って厚い崖錐堆積層が山腹斜面から段丘面上に分布している。崖錐堆積層は、 N 値の大きさから、下位の古期崖錐層と上位の新期崖錐層に細分することができる。工事前の地すべり調査の段階では、新期崖錐層と古期崖錐層の境界面がすべり面となる可能性が最も高い³⁾という判断であった。しかし実際には古期崖錐層と神戸層群の境界面、さらには神戸層群内ですべり面が形成され、当初の想定とは大きく相違する結果となった。これが工事施工中に大規模な地すべり対策工が必要となったひとつの原因である。

§ 4. 地すべり対策工事の概要

本工事における主要な地すべり対策工事として第1抑止工、第2抑止工、第3抑止工の3つが挙げられる。

4-1 第1抑止工

第1抑止工は1期工事の北神本線築造のための土留工として施工したもので、PIP工法とアースアンカー工法の併用工法を採用している。第1抑止工は、地すべり挙動が発生する前から事前対策工として施工したものである。

4-2 第2抑止工

1期工事に並行して、隣接工区(北神第4工区)でも、地下連続壁工法(本体壁兼用)により北神本線が施工されていた。このとき、地すべりの徴候があり、支保工にも過大な荷重が作用していることが判明した。北神本線の谷側では、引き続いて当工区の2、3期工事を行う予定であったので、抜本的な地すべり対策工が必要となり、種々の検討を経て、抑止杭($\phi 3500\text{mm}$ 深礎杭、 $l = 33\sim 35\text{m}$, $n = 17$ 本)を施工した。

4-3 第3抑止工

北神車庫線の隧道は0 k 350mで終点となり、これより車庫側は切土区間となる。切土区間の土留壁として自立式深礎杭($\phi 3000\text{mm}$, $l = 22\sim 23\text{m}$)が施工されたが、設計荷重として地すべり荷重は考慮されていなかった。車庫線の切土工事に先行して、神戸電鉄線の築造工事を行ったが、掘削中に地山のすべり変動が顕著となり、土留杭にも変状が現れた。このため、急きよ、補強対策の検討を行ってアースアンカー工の採用を決定し、車庫線部切土時に7段の補強アンカーを施工した。

§ 5. 施工中の地すべり動態観測

5-1 計測項目と機器配置

地すべり地内で大規模な掘削工事を行う場合には、安全対策上、地山や構造物の挙動を監視しながら施工を進

Table 1 計測項目一覧

| 計測項目 | 計測方法 | 数量 | 備考 |
|------------|-------------|------|----------------------------|
| 地山変位 | 孔内傾斜計 | 22 孔 | 計測不能となった孔を含む |
| 杭変位 | 孔内傾斜計 | 6 孔 | 第2抑止工深礎杭、車庫線深礎杭の変位測定 |
| 杭頭変位・地表面変位 | 測距 | — | 車庫線深礎杭の杭頭変位、地表面変位を定点を設けて測量 |
| 地下水位変動 | 水位計 | 2 孔 | |
| 切梁軸力 | 荷重計 | 7箇所 | 神戸電鉄線、北神車庫線にて計測 |
| アンカー軸力 | センターホール型荷重計 | 11箇所 | 第3抑止工の補強アースアンカーの軸力測定 |

めることが重要である。本工事でも、工事着手前から地山の動態観測を実施するとともに、施工中においても、必要に応じて機器の増設、観測体制の強化を図り、早期に地山変動を察知するように努めた。Table 1 に主要な計測項目の一覧表を示す。計測は通常の場合1~2週間に1回とし、施工状況、変位状況に応じて適宜変更した。また、これらの計測機器の配置を Fig. 3 に示す。結果的には、わずか 100m×150m の範囲に約 30本の孔内傾斜計を設置するという非常に密度の高い観測孔の配置となった。

5-2 計測結果

第1抑止工区間については、特に目立った地すべり挙動は観測されなかったため、ここでは第2抑止工区間、第3抑止工区間での計測結果を中心に報告する。

(1) 地山変位の計測

Fig. 4 は第2抑止工区間のB断面内の各傾斜計について、地表面より0.5mの深度点の変位量を、横軸に時間軸をとって示したものである。図中にこの断面付近での工事施工工程の実績も合わせて示した。また、Fig. 5に

断面内の各傾斜計位置における深度方向の変位分布状況をI：北神本線掘削完了時、II：北神車庫線・神戸電鉄線掘削前、III：北神車庫線・神戸電鉄線掘削完了時の各施工段階について示した。両図から、以下に述べるように地山変位は地山掘削等の施工段階と極めて良く対応し

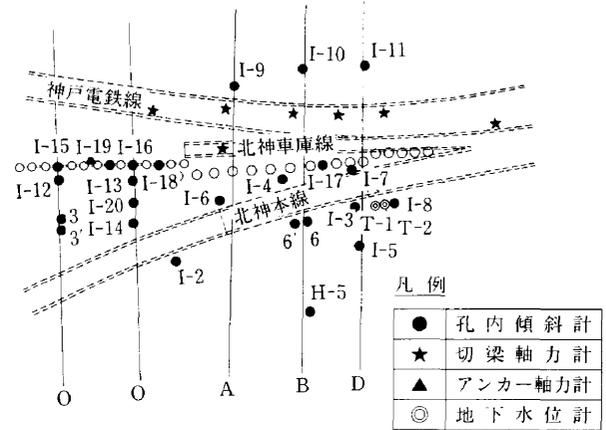


Fig.3 計測機器の配置平面図

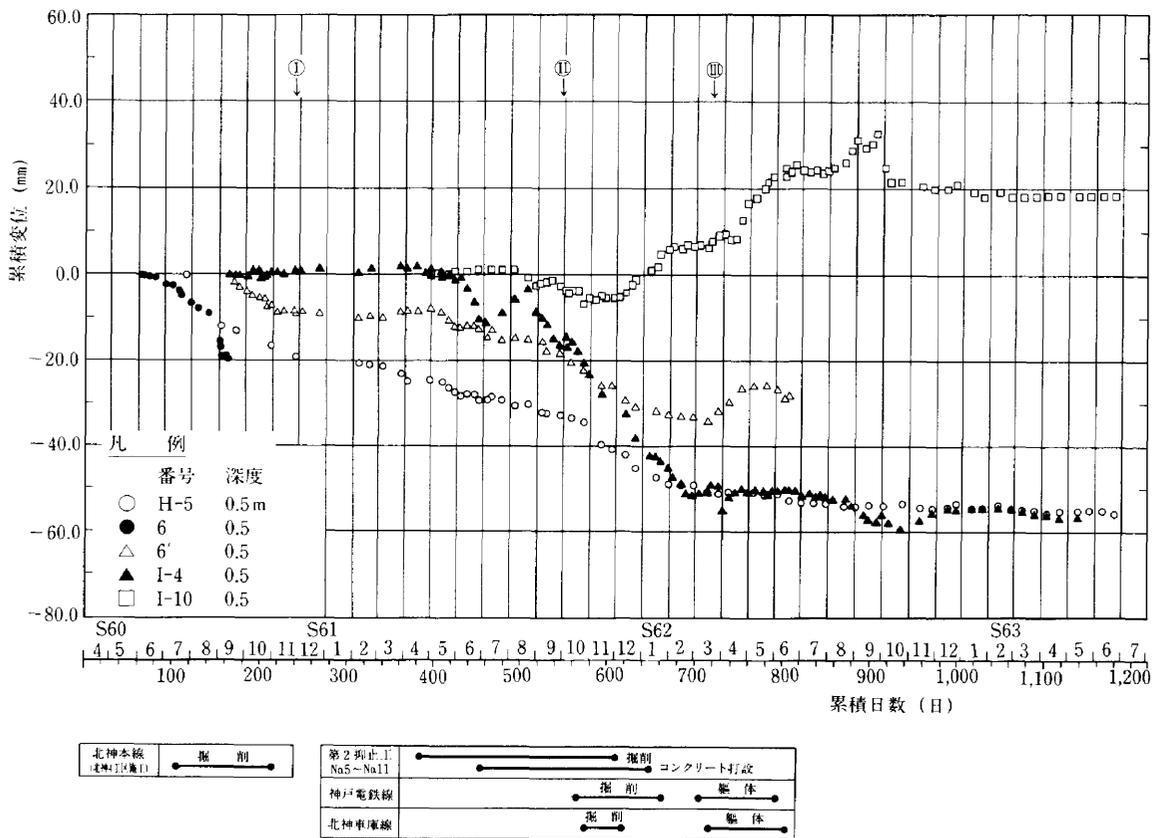


Fig.4 地表面付近の地山変位の経時変化(B断面)

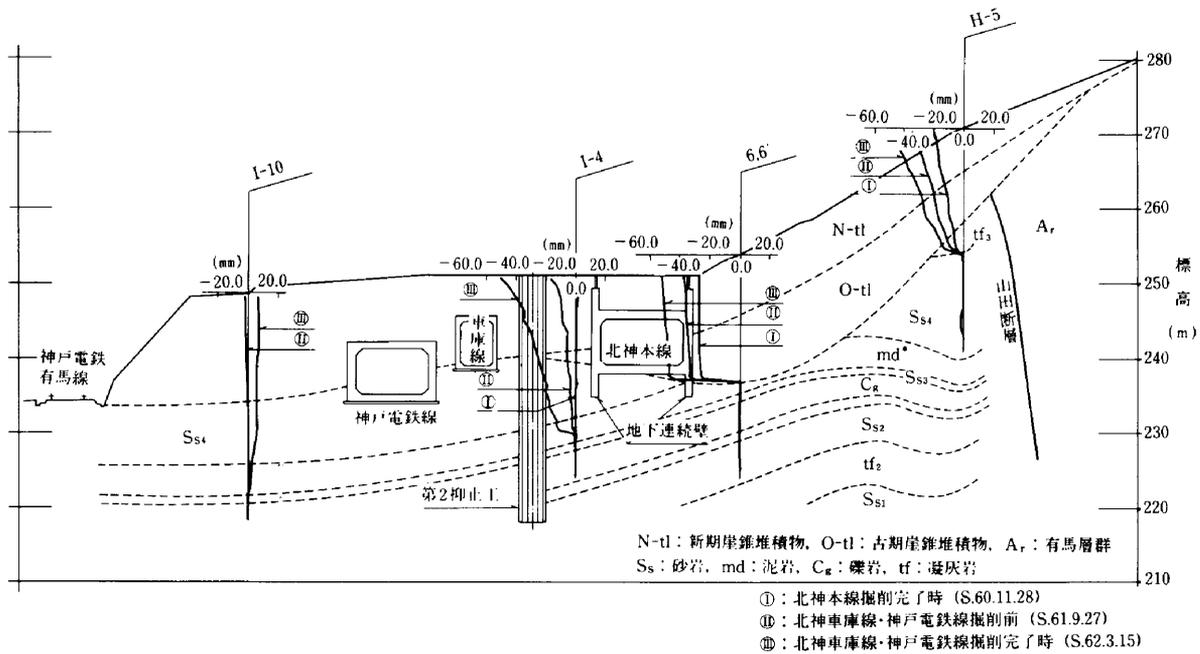


Fig.5 B断面内の各位置における地山変位

ていることがわかる。

まず北神本線施工時に着目すると、連壁直近の山側に設置されていたNa.6傾斜計には、掘削に伴い明瞭なすべり変位が現れ、すべり面での変位が約20mmに達した時点で計測不能となった。すべり面が形成された位置は古期崖錐層と神戸層群泥岩層の境界付近である。掘削位置からやや離れた山腹斜面にあるH-5傾斜計では、変位は生じているものの変位パターンはNa.6と若干異なっており、すべり変位よりも、むしろ崖錐堆積層のせん断変形、あるいは流動が卓越している。一方、連壁より谷側では北神本線の施工の影響はほとんど現れていない。以上の結果から、北神本線掘削完了時点ですべり面が形成されていたのは、北神本線連壁山側の比較的狭い範囲に限定されていたと考えられる。

2、3期工事の北神車庫線、神戸電鉄線施工時には、いずれの傾斜計にも掘削の影響と見られる変動が現れた。北神本線より山側のH-5、およびNa.6傾斜計(Na.6の代替として設置)で、変位速度の増加があり、H-5の変位パターンは流動型からすべり型へ移行する傾向を示した。掘削位置に近接したI-4傾斜計でも顕著な変動があり、すべり面が形成されるとともに移動土塊内部のせん断変形も増大した。一方、掘削領域の谷側にあるI-10傾斜計では変位方向が山側(掘削側)を向っており、またすべり型の変位も現れていないことから、地すべり領域の外側に位置しているものと判断される。以上の計測結果から、2、3期工事の掘削によって、北神

本線と北神車庫線に挟まれた地山に新たにすべり面が形成されるとともに、山腹側へもすべり領域の拡大があったと考えられる。

主要な土木工事がほぼ完了して、以降には大きな変動は認められず地山は安定を保っている。

他断面での計測結果については、ここでは割愛するが、上述のような施工過程と地山変位挙動との関係は、他の断面においてもおおむね同じような傾向を示している。

(2) 切梁軸力の計測

神戸電鉄線掘削時の切梁軸力計測結果のうち、第2抑止区間のB断面での結果を Fig. 6 に、第3抑止工区間のO断面での結果を Fig. 7 にそれぞれ示す。両図を比較するとO断面では、B断面に比べ掘削時の軸力増加が顕著である。この理由は、第2抑止工区間では、既に神戸電鉄線位置より山側で北神本線および第2抑止工が施工済みであり、これらによる地すべり荷重の分担があったと考えられるのに対して、第3抑止工区間では十分な抑止効果を有する構造物がなく、地すべり荷重の大部分が神戸電鉄線土留工に作用したことによると考えられる。換言すれば、第2抑止工の抑止効果が発揮されたというひとつの裏付けになっていると言えよう。

また、第3抑止工区間では、昭和61年12月に2段目切梁に約70tfの軸力低下が生じた(Fig. 7)が、これは第3抑止工のアースアンカー緊張時期に対応している。このことから、アースアンカーへの地すべり荷重の受け替えが有効に行われたことが推察できる。

(3) 地下水位変動と地すべり変位

地下水位観測結果によると、当該区域の地下水位はすべり面以下にあり、また地下水位の変動とすべり挙動の相関も認められない。この点、一般的な地すべりでのすべり発生機構と若干の差異があるようである。

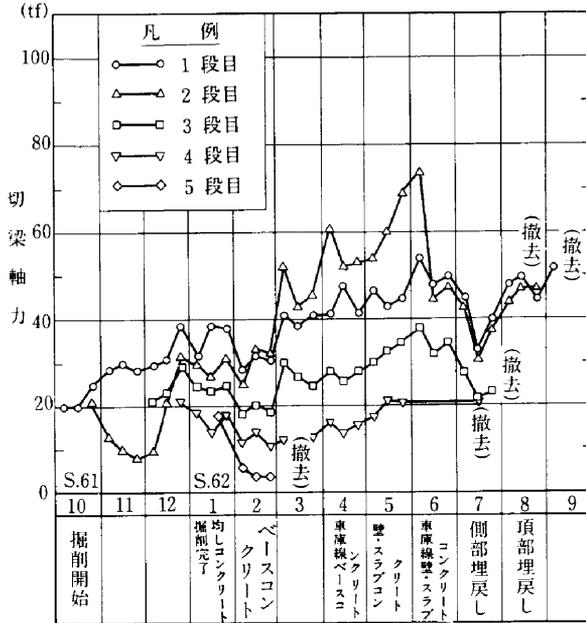
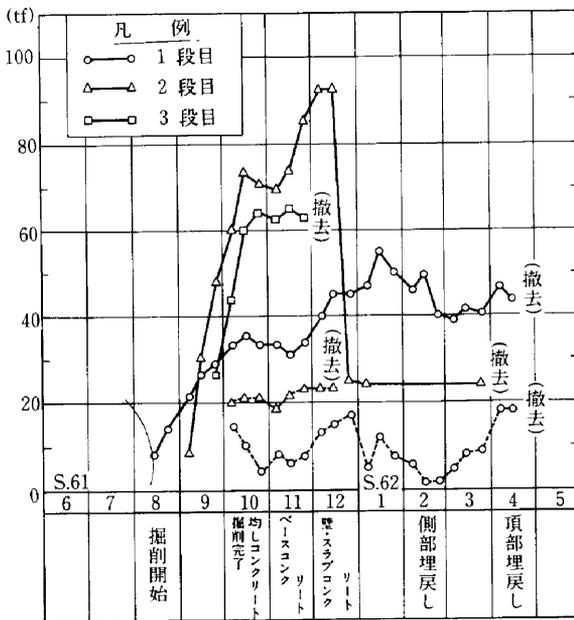


Fig.6 切梁軸力の経時変化(B断面)



図中の破線は補強梁を示す

Fig.7 切梁軸力の経時変化(O'断面)

§6. 地すべり発生メカニズム

6-1 当該地すべりの特徴

施工時の動態観測結果から当該区域で発生した地すべりの特徴をまとめると以下のようなことが言える。

- ① 地山の変形挙動は、工事の進捗と極めて良く対応している。掘削工事中には変位が増加するが、掘削を休止すると変位は速やかに停止する。
- ② 一般的に地すべりは再活動性が強く、過去に形成されたすべり面に沿って滑动する場合が多いのに対し、当該すべりでは初生すべりを含んでいる。その場合のすべり面は主として神戸層群中の泥岩層に形成されている。
- ③ 地山変位の経時変化から判断すると、掘削に伴ってまず掘削領域の近辺ですべり面の形成があり、その後山側にすべり領域が進展したと考えられる。
- ④ 当該すべりでは、地下水は地山の安定性には特に関与していない。

通常、地すべり解析では、地すべりの圧縮領域で排土を行うことによって土塊の平衡が破れ、潜在すべり面に沿って土塊が剛体的に滑动するというモデルが想定されているが、当該すべりの特徴から判断する限り、このようなモデルは明らかに成立していない。

6-2 神戸層群泥岩層の特性

本節では、神戸層群泥岩、特に md* と称している地層の特性と地すべり挙動の関係について考察する。

Fig. 8 は北神本線掘削時におけるD断面での掘削域周辺の地山挙動を示したものである。図に示すように、

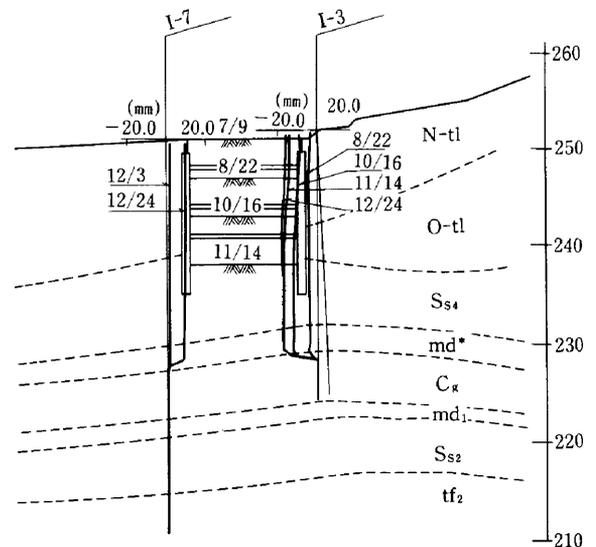
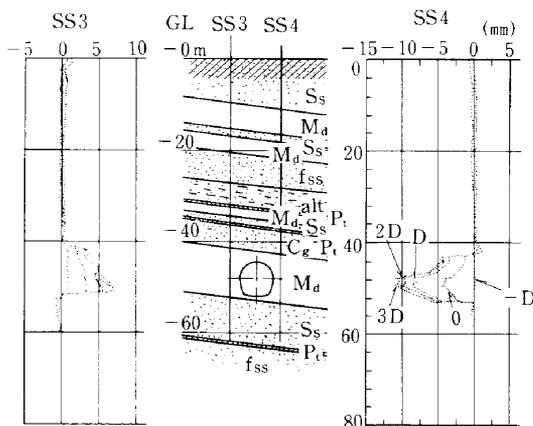


Fig.8 掘削領域周辺の地山挙動

掘削の谷側に位置する I-7 傾斜計は、地すべりの移動方向とは逆の山側への変位を示しており、しかも、明瞭なすべり型の変位を伴っている点、すべりが掘削底面よりもさらに10mも深い泥岩層で発生している点特徴的である。この挙動の解釈については後述するが、この観測事実から md*層が非常にすべりを生じ易い特性を有していることがわかる。Fig. 9 は当区域と同じく神戸層群中に建設された神戸市塩屋谷川放水路トンネル施工時のトンネル周辺地山の挙動の計測例⁴⁾を示したものである。図に見るように、泥岩層の上下層境界面で不連続な挙動を示しており、Fig. 8 とよく似た変位パターンを示している。ここに示した2つの事例から、層内や地層境界で滑動を生じやすいという特性は、神戸層群泥岩のある程度一般的な性質と考えてもよいであろう。

Table 2 は神戸層群泥岩のモンモリロナイト含有量の分析結果⁵⁾を示したものである。一般にモンモリロナイト含有量が20%を超えると膨潤性が顕著になるとき



図中の数値は計測位置とトンネル切羽の距離を示す。D:トンネル断面の直径

Fig.9 神戸市塩屋谷川放水路トンネルの挙動⁴⁾(一部改変)

れていることから、神戸層群泥岩についても著しい膨潤性を有していることが推定できる。したがって、掘削に伴う応力解放、吸水膨張により容易に強度劣化が進行すると予想される。このような神戸層群泥岩の膨潤特性が、先に示した特異な変位挙動を示すひとつの原因となっている可能性が高い。

6-3 すべりの発生メカニズム

本節では、前節までの考察をふまえて、進行性破壊の観点から当地すべりの発生メカニズムについて考察する。斜面の進行性破壊現象は Skempton(スケンプトン)によって指摘されたものであるが、地盤内での局所破壊が徐々に伝播して斜面の全般的な破壊に至るとするものである。その力学的な機構については Bjerrum(ビエラム)が考察している。ここではその詳細には触れないが、進行性破壊の観点から当該すべりを考えると、その発生メカニズムは概念的に Fig. 10 に示すようになる。まず①は工事着手前の状況である。当該区域では工事着手前から定常的なクリープ変位が生じていたことが確認されており、地形変換点にあたる工事区域には初期地圧として大きな水平応力が蓄積されていた可能性が高い。先に示した I-7 傾斜計の特異な挙動は、水平応力が卓越していること、すなわち掘削による解放力の大きさを反映した挙動であると解釈される。②は北神本線の掘削段階である。このとき大きな解放力が作用したため、掘削領域付近では泥岩層の膨潤による強度低下と相まってせん断破壊が生じ、局所的なすべり面が形成された。ただし終局的な破壊には至らず、弾塑性的な釣合い状態で安定した。③は神戸電鉄線、北神車庫線掘削段階を示している。この時も掘削領域近辺での局所破壊が生じ、すべり面は②の段階で形成されていたすべり面と連続した。また、掘削に伴う変位増加により山腹側へもすべり領域が拡大した。しかし、この段階でも弾塑性的なつりあい状

Table 2 神戸市北区大沢町の地すべり地域のモンモリロナイト含有量⁵⁾

| No. | 産 状 | X線回折による主な鉱物 | | | メチレンブルーの吸着量から推定したMon.の量 |
|-----|------------------|-------------|-----|------|-------------------------|
| | | Qz. | P1. | Mon. | |
| 1 | 地すべり地形のはじまる位置の泥岩 | +++ | ++ | + | 25 - 30 % |
| 2 | 地すべり粘土直下の凝灰質な泥岩 | | ++ | + | — |
| 3 | 地すべり地形内の泥岩 | | | | 25 - 30 % |
| 4 | 地すべり地塊中に含まれていた泥岩 | + | — | + | — |
| 5 | 地すべり地形内の泥岩 | | | | 25 - 30 % |
| 6 | 新鮮な泥岩 | +++ | +++ | + | — |
| 7 | 新鮮な泥岩 | | | | 15 - 20 % |
| 8 | 赤褐色の泥岩 | ++ | + | + | 10 - 15 % |

Qz.: 石英 P1.: 斜長石 Mon.: モンモリロナイト (一部改変)
 +++: 強いピークを示す ++: 中程度のピークを示す +: 弱いピークを示す

態は保持された。

進行性破壊が生じるか否かは、地形、地質条件に依存しているため、ここで示した地すべり発生メカニズムが必ずしも普遍的なものとは言えないが、当該地山における地すべり発生メカニズムとして進行性破壊現象を考察することによって、計測結果を合理的に説明することができる。ちなみに、北原⁹⁾は進行性破壊の生じる要因としてつぎの4つを挙げている。

- イ) 地圧の水平成分が大きいこと。
- ロ) 掘削規模（掘削深さ、斜面勾配）が大きくて、解放される応力、ひずみ量が大きいこと。
- ハ) 地盤のピークせん断強度と残留せん断強度との差が大きいこと（材料がぜい性的でひずみ能力に乏しい）。
- ニ) その他経時的な材料の強度低下を誘発する風化現象、地下水の流出現象など。

6-4 地すべり荷重の評価

現行の地すべり抑止工の設計体系では、地すべり荷重はすべり土塊の剛塑性的な釣合い状態を考慮して算定されている。これに対し、本事例のように進行性破壊が生じているような場合には弾塑性的な釣合い問題となるため、算定される地すべり荷重も異なった値となるであろう。

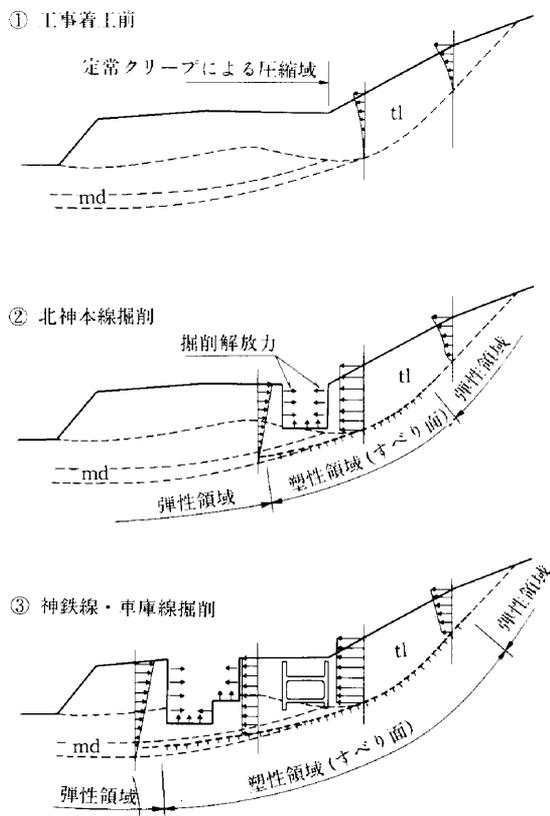


Fig.10 地すべり挙動のメカニズムを示す概念図

う。しかしながら、地すべり抑止工の設計においては、多くの場合、地山の終局的な安定のみに着目しており、そこに至るまでの荷重変化が問題とされるケースは少ない。この意味では、進行性破壊を生じるか否かにかかわらず、すべり面のせん断強度は残留強度にまで低下していることを仮定して、剛塑性釣合いから地すべり荷重を評価しておけば、抑止工の設計荷重としては一応安全側となり問題ないと考えられる。

ただし、地山形状の改変に伴うすべり荷重の変化を逐次追跡する必要のあるケースでは、弾塑性挙動を考慮して荷重を評価するのが望ましい。この方法として、数値解析法が有力であるが、地山の不連続性、ひずみ軟化特性という強い非線形性を扱わねばならないことから、解析技術として実務レベルには至っていないのが現状である。したがって、このようなケースでは数値計算だけに頼らず、観測施工により補完することが必要不可欠である。

§7. おわりに

工事施工に伴って発生した地すべり挙動の動態観測結果について報告するとともに、地すべり挙動のメカニズムについて若干の考察を加えた。検討の結果、本事例の場合、地山の開削によって、いわゆる進行性破壊を生じたと考えられる。計測結果を合理的に説明できることを指摘した。進行性破壊を生じた要因として、当区域の地形的特性、神戸層群泥岩の物理的、力学的特性が挙げられる。今後、同種の地盤条件下で工事を行う場合には十分な注意が必要である。

今回の計測は抑止工の挙動の把握を主眼としていなかったため、杭の挙動について十分な検討はできなかった。

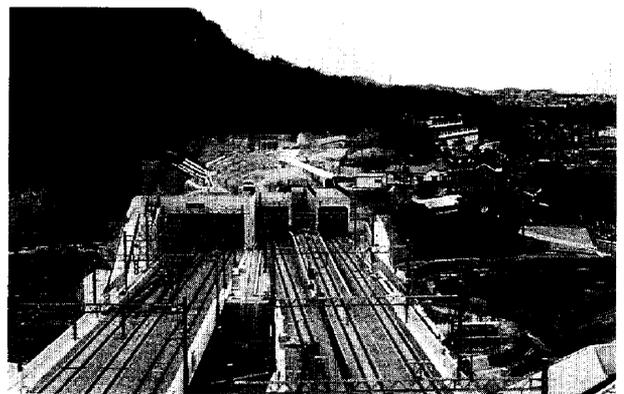


Photo 1 工事完成(左側より北神本線、北神車庫線、神戸電鉄線)

地すべり解析においては、地すべりメカニズムの解明とともに、抑止工の挙動に関する研究も重要なテーマであるので今後の研究課題としたい。

地すべり地を横断して線状構造物を施工するということがいかに困難なことであるかを、最終請負金額が当初金額のおよそ2.5倍に膨らんだという事実が如実に示しているように思う。このような条件下で、地山崩壊に至らしめることなく無事工事を完了できたのも、綿密な地山監視体制によるところ大であり、改めて動態観測の重要性を知らされる思いである（Photo 1）。

最後に、本工事の施工にあたり御指導、御尽力いただいた北神急行電鉄株式会社はじめ、関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 堺紘成, 吉田利三, 丹内正利, 石橋貢: 地すべり対策工としての深礎杭の計画と施工, 西松建設技報, Vol.10, 1987
- 2) 西松建設・フジタ工業共同企業体, 応用地質株式会社: 西丸山地区地山動態観測業務報告書, 1988
- 3) 応用地質株式会社, 西丸山地区地すべり調査業務報告書, 1983.3
- 4) 菅野利之, 船坂勝利, 重野彰, 末永清冬: NATMで市街地下にトンネルを施工, トンネルと地下, Vol.17, No.5, 1986
- 5) 建設コンサルタンツ協会近畿支部: 斜面安定研究委員会報告書(その2) 斜面安定に関する最近の話題, 1988.4
- 6) 北原義浩: 斜面の掘削時の安定について, 土と基礎, Vol.26, No.6, 1978