

日本道路公団高松建設局

松浦 聡

倉本 修

株式会社新井組 土木本店工事部

長田 嗣男

広島支店土木工事部 正会員○久保 健一

1. まえがき

当現場の施工区は、松山市の東方約15kmの位置にあり、国道11号線沿いに走る松山自動車道・桜三里パーキングエリア部となっている。地質構造は中央構造線の北側に当たり、最高標高450m程度の小山体と本谷川の間山の山腹に位置し、段丘状の地すべり地形を呈する個所が多く見受けられている。本谷川の対岸側には中央構造線系の川上断層および北方断層が分布している。地層は中生代白亜紀後期の和泉層群であり、岩質は砂岩頁岩互層で頁岩優勢層となっている。

松山自動車道においては、昭和60年から日本道路公団（JH）高松建設局の委託により、（財）高速道路技術センターの主催で地すべり対策検討委員会が組織され、地すべり危険地の抽出、地すべりの検討および地すべり対策方針の検討が行われている。

昭和63年当地区では自然地形での危険度合A、地形の状況として主きれつ（1次きれつ）が発生し現在も活動中と判断された個所が2箇所指摘され、地すべり対策工法として排土工法が採用されている。当現場においては、地すべり地区ということもあり、孔内傾斜計および伸縮計を設置し、地山の変動を観測しながら施工を行った。施工途中において、法面小崩壊、地すべりなどの異常が発生し、その都度対策工を検討し施工した。本報では、当現場で行った主要な地すべり、法面崩壊の検討と対策工の概略について述べる。図1に検討の対象とした測線を示す。

2. 船窪地区2（STA44付近

船窪 2-2 測線）の地すべりについて

2.1 工法の決定

STA44の切土について当地区は、当初設計では16段の長大法面となっており、開通後の維持管理に問題を残す地区であった。施工開始前に現地観測・調査を行ったが、クラックなどもなく動いている様子はなかった。切土断面の想定すべり面でのすべり計算では、排土工法により1次すべりの安全率は確保されている。排土上部の2次すべりの安定は、斜面上部における地盤調査データが少ないので、追加ボーリング調査を行い、JH松山工事事務所で再検討を行った。

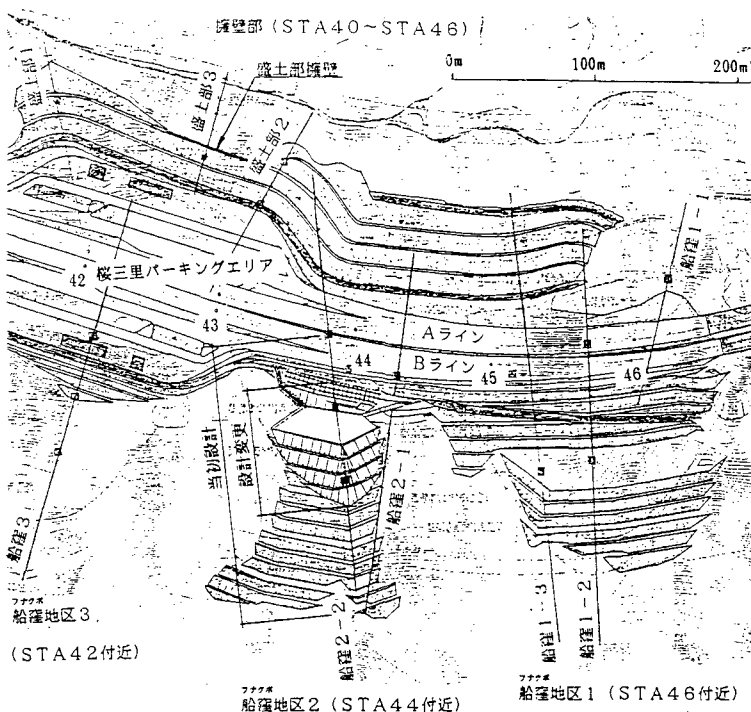


図1 松瀬川地区 施工検討平面図

Satosi MATUURA, Osamu KURAMOTO, Tuguo OSADA, Kenichi KUBO

その結果は、事務所の依頼でJH高松建設局管内の道路設計施工検討委員会により審議され、現地調査も含めて約1年間検討を重ねた結果、2次すべりの対策は設計上、当初どおりでよいと判断された。しかし、公団の法面維持管理から、地山をスライスカットして、16段もの法面を切土施工するのは、将来的に地山を不安定にすると考えられるので、想定2次すべりのスライスカットを少なくし、代わって下部に抵抗力を増すためのアンカー抑止工を施工するのがよいとの結論に達した。(図1、図2参照)

2.2 抑止力の決定

抑止工の安定解析の概略の流れ

- 1) 地すべり断面を決定する。
- 2) 地山の安全率と c を決定し ϕ を逆算で求める。
- 3) 地すべり断面に計画断面を入れる。
- 4) 計画安全率を決定する。
- 5) 4)を満足するように地すべり対策工法の概略を決定する。

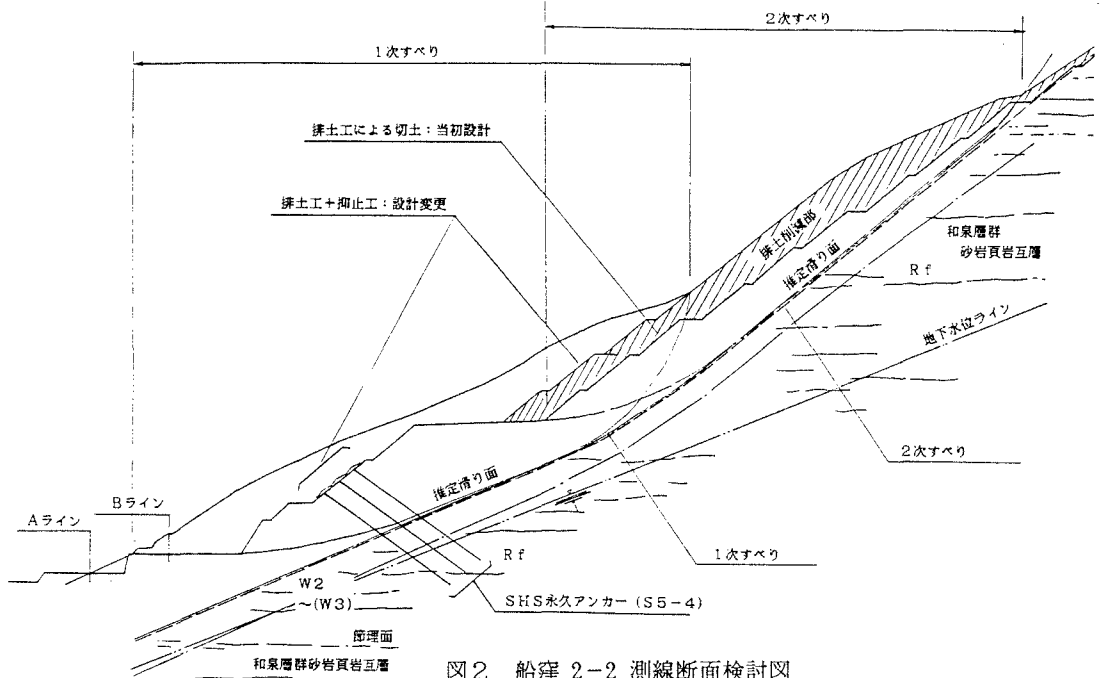


図2 船窓 2-2 測線断面検討図

原状の地山斜面の安全率 $F_s=1.00$ として土質常数を逆算すると $c=2.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=19.5^\circ$ となる。計画断面が、経済的かつ多段切土にならない計画安全率 $F_{sp}=1.20$ を確保する抑止力は $PR=37.5\text{tf/m}$ 必要となる。アンカー縦方向3.0m横方向3.0mに配置すると、アンカー1本当たりの引張力は43.3tfとなる。

2.3 抑止工法の検討

表1で検討した結果、第1案フレーム+永久アンカー工に決定した。

2.4 アンカーの施工

当該所では施工中に地すべりの誘発が考えられるため、逆まきで1段ずつ切土をしながら、アンカー力を有効に作用でき、受圧板として直ちに加圧可能なプレキャストPC法枠(KKEクロスビーム)を有するSHS永久アンカーが、採用された。

・SHS永久アンカーの諸元

(S5-4) 64本、設計アンカー力=43tf、アンカー長さL=24.5m~26.5m、総延長約1600m
・受圧板クロスビームの諸元 C-250S-4型 64基

表1 地すべり対策工法形式比較検討表

案	第1案	第2案	第3案
工 法	フレーム+永久アンカー	吹付法枠+永久アンカー	擁壁杭+吹付工法
概略図			
特 徴	○段階的な逆打ち工法が可能で、施工スピードも速く、現実ですべりを防止できる。 ○工場2次製品を使用するため、高品質・同一製品が利用できる。 ○2次製品を現場で1段ごとに据付けられ、(乾式工法) 早期にアンカーに導入力がかげられることから工期の短縮化が計れる。 ○据付け作業は少数人員で連続的にサイクル化できるため、労務管理が容易となる。 ○表面の仕上りの幾何学的模様がきれいであり外観性に富む。	△段階的な逆打ち方法が計れるが、難しい。 △吹付けの際、コンクリートが分離するため品質管理が難しく、強度変化に対し、適応性に劣る。 △複式工法であるため、コンクリートの養生期間中はアンカーに導入力がかげられないため施工スピードは落ち、工期もかかる。 △現場作業工程は長くなり多人数の労力が必要となる。	○段階的な逆打ち方法が計れる。 △土砂状の地質に対して杭間からの中抜けが懸念される。 ×杭工事の施工期間が長くなる。 ×検討案中最も高価となり、経済的に劣る。
安全性	○	○	△
施工性	○	△	△
信頼性	○	○	△
経済性	○	△	×
評価順位	1 検討案中最も安価で確実	2	3

2.5 アンカー施工に関する注意点

1) アンカー長 ボーリングデータが少ない場合は、設計定着長が確保できるかどうか、何点か試験掘後アンカー長を決定する。

2) 共上がり ケーシングを引抜きながらグラウト注入を行うが、その際、アンカー体が共上りしないように十分注意し施工する。

3) グラウト注入 注入時、定着部に亀裂などが多い場合いくら注入してもグラウト材が上らず、定着部にグラウト材が充分まわらない場合があるので、グラウト材が口元に溢れ出るのを確認する必要がある。

4) アンカーの緊張

・適性試験、確認試験は、設計能力を有するアンカーが施工されているかを判断するために行う。

〔適性試験〕引張試験は全数の5%程度行う。最大試験荷重はテンドン降伏荷重の0.9倍または、設計アンカー荷重の1.5倍とする。

〔確認試験〕全数引張試験を行う。最大試験荷重は、設計アンカー力の1.2倍以上とする。

・定着荷重とは最終的にアンカーに保持されている持続的な緊張状態の力である。

〔定着荷重〕定着荷重の緊張をする前にグラウト材の圧縮強度をテストピースで確認後、緊張する。

3. STA43付近(盛土部3測線)盛土部擁壁について

3.1 工法の検討

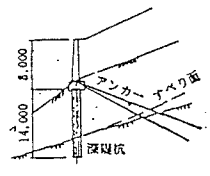
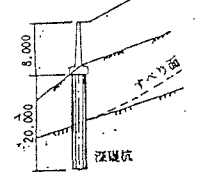
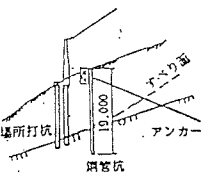
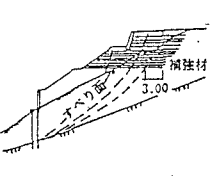
当初設計はベノト杭基礎の擁壁工であったが、施工前の追加ボーリングによる地盤調査を行った結果、谷部に層厚 1.0m 程度のゆるい粘土層（ N 値 ≈ 5 ）が分布しており、盛土完了断面で円弧すべりの安全率が 1.0 以下になり、不安定であることが判明したので、急きょ対策工法の検討をすることになった。その結果、擁壁工の基礎は深礎杭（ ϕ 2.5m）とし、その底版部に滑動防止アンカーを施工することに決定した。対策工法比較検討の内容を表 2 に示す。

3.2 深礎基礎擁壁工法（アンカー併用）の施工

擁壁工は延長 $L = 100\text{m}$ 、深礎杭 $\phi = 2.5\text{m}$ 、 $L = 13.0\text{m} \sim 16.0\text{m}$ 、 $n = 20$ 本、また V S L 永久アンカーは設計張力 120 t、削孔径 ϕ 146、 $L = 30\text{m} \sim 33\text{m}$ 、 $n = 24$ 本をそれぞれ施工した。

深礎杭施工時、GL-11.0 $\sim$ 12.0m 付近で層厚 0.5 $\sim$ 1.5m の褐灰色の粘土層を、また粘土層上部では地下水を現認した。アンカー施工削孔・注入工程に当たっては、粘土層転石層定着岩盤の悪さから作業効率がかたどらなかった。また、擁壁が完成しないと盛土ヤードがないということもあって、作業場の段取り替えが多く、工程的にゆとりがなかった。

表 2 対策工法比較検討表

案	工 法	概 略 図	工 法 の 概 要	特 徴 ・ 問 題 点	数 量	工 事 費	評 価
1	深礎基礎 擁壁工法 (アンカー併用)		擁壁の基礎とすべり抑止杭を兼ねる工法で、土圧力とすべり力の両方に対応する。水平抵抗力を補うためにアンカーを併用する。アンカーの位置は施工性を考慮して、壁のフーチング部とする。	水平力をアンカー張力で補うので、深礎工の径が小さくなり、不粘層への根入れ長も短くなる。	深礎工 $\phi = 2,500$ ($n=8$ 本) $L=14,000$ $c/c=5,000$ アンカー $n=24$ 本 $L=30.0\text{m}$ 上部工 $H=8,000$	深礎工 50 アンカー 26 上部工 24 掘削工 100 合 計 100 当工事費を 100 とする	◎
2	深礎基礎 擁壁工法 (自立工法)		1 案と同様に、擁壁基礎と抑止杭を兼ねる工法であるが、水平抵抗力を不動層の根入れ部分の抵抗力に頼る工法である。	深礎工の径が大きくなり不動層へ 4 D 程度の根入れが必要である。不動層の岩盤が 5 $\sim$ 10' の流れ盤であり、急激ななすので岩盤の水平抵抗力に不安が残る。	深礎工 $\phi = 4,000$ ($n=5$ 本) $L=20,000$ $c/c=8,000\text{m}$ 上部工 $H=8,000$	深礎工 94 上部工 28 掘削工 122 合 計 122	○
3	鋼管抑止杭工法		擁壁基礎工とは別に、独立した抑止杭工を設ける工法である。前面の抵抗力が小さいために、自立杭方式では不利であるのでアンカーを併用する。	自立杭方式に比べて杭の水平変位量が少ない。用地、施工性から場所打杭の背面に設けることになる。	鋼管杭 $\phi=500$ $t=54$ (SM50) $L=19,000$ $c/c=1.5\text{m}$ $n=27$ 本 アンカー SEE F130A $L=25.0\text{m}$ $n=14$ 本 $c/c=3.0\text{m}$ 頭部工 H300 $\times$ 300	鋼管杭 98 アンカー 12 頭部工 1 場所打杭 70 合 計 181	○
4	補強土工法		盛土中に補強材を設置し盛土のせん断抵抗力を補強する工法である。敷設長は $F_s < 1.2$ となるすべり面のすべり面より 3.0m 以上とする。	地山の強度が小さいために $F_s < 1.2$ のすべり面が盛土の奥まで及ぶ。したがって地山の一部を切土して補強材を敷設する必要がある。町道の付替えおよび埋設物 (NTT ケーブル) の移設が難しい。	$L=20\sim 34\text{m} \times 13$ 枚 $E_s=14640\text{m}^2$ 切土、盛土増加分 4320 m^2	補強材敷設 99 場所打杭 70 擁壁工 169 合 計 169	△

6. おわりに

当初より地すべり、法面崩壊の検討とその対応に悩まされ、一時期切土工中止という最悪の事態にも出くわした。しかし、本文で報じたような種々の検討と施工を経て、工事開始以来 3 年 7 ヶ月経過し、無事竣工を迎えることができた。

現場の種々の検討および施工に際しては、JH 松山工事事務所、愛媛大学工学部土木海洋工学科・八木則男教授・矢田部助教授をはじめとする JH 高松建設局管内道路設計施工検討委員会の皆様、ならびに徳島大学工学部建設工学科・山上拓男教授の適切なご指導をいただいた。