福井県の地盤災害事例と教訓

2020 年 8 月

NPO 福井地域地盤防災研究所
福井大学名誉教授　荒井 克彦

Ⅰ．本報告書の目的と内容

地盤災害は地盤の調査・設計・施工・維持管理に関する貴重な教訓を与えています。しかし、災害の教訓は災害調査に直接関わった担当者にしか伝承されない場合が多いようです。地盤災害は多種多様であり、教訓もまた個別の災害ごとに多様です。多数の災害に共通する教訓を抽出すると、技術的にみて当然の平凡な記述に終わる可能性が高くなります。そこで、原因調査や対策検討などに著者が直接関わった地盤災害の事例ごとに教訓を整理することを試みました。

各災害事例はそれぞれに複雑であり、正確に表現するためには詳細な記述が必要ですが、あまり詳細な記述では、読むために多くの努力が必要となり、本質的な教訓が伝わらなくなる恐れがあります。本報告書では文章をできるだけ少なくし、写真と図表を中心にまとめました。

本報告書の内容は、斜面・擁壁などの構造物の分類ごとに、災害事例から得られる教訓の項目に従って、各事例の調査結果・対策・教訓を簡潔にまとめました。どのような災害では、どのような調査や対策が実施され、教訓は何かという観点を中心としました。今後の地盤構造物の調査・設計・施工・維持管理の参考にしていただくことと、災害調査や対策の方針を立てる際の参考資料となることを目標としました。

本報告書で対象とした地盤災害は、調査委員会を設置するような大規模災害から、比較的小規模な災害まで多種多様です。規模に関係なく各災害事例の実態はそれぞれに複雑であり、どの事例についても、適切な調査結果を得ることは難しい課題でした。災害調査は発注者・コンサルタント・施工者・有識者などが協力して行うものであり、本報告書は、これらの方々の努力の成果をとりまとめたものに過ぎません。個人情報保護の観点から、本報告書でとりあげた災害調査に貢献された発注者・コンサルタント・施工者・有識者などのお名前・企業名などを割愛させていただきました。また、現時点でも計測管理などを実施している事例については割愛させていただきました。

災害事例を整理してみると、想定が困難であった事例も少なくないのですが、地盤の調査・設計・施工に関する技術の基本を守ることの大切さを改めて感じます。初期の事例では、斜面内の地下水処理など基本的な問題が目立ちますが、近年はこのような事例は少なく、地盤工学の発展・普及を実感しています。しかし、地盤調査をどのレベルまで実施するか、地盤構造物の安全性をどこまで追求するか、災害のデータベース作成、斜面の予防保全といった基本的な課題は残されたままです。全国的にさらに多数の事例を整理して、これらの課題に取り組むことが期待されます。

高度経済成長時代に建設された切土斜面の風化や、盛土斜面の排水機能低下など、地盤構造物の老朽化が顕著になっている状況の中で、地震や集中豪雨など自然災害の多発する時代を迎えて、地盤の防災は一層大きな課題となっています。本報告書が、今後の地盤防災に役立つことを期待します。

末尾ですが、本報告書でとりあげた災害調査に貢献された多数の方々と、多大の御支援をいただいた国土交通省近畿地方整備局福井河川国道事務所、福井県土木部・同土木事務所を始めとする国、多数の

自治体の方々、御支援をいただくとともに本報告書をホームページに掲載していただいた（公財）福井県建設技術公社の方々、同僚として支えていただいた NPO 福井地域地盤防災研究所メンバーと NPO を支援していただいた多数の方々に感謝の意を表します。

Ⅱ．事例の目次

１．切土・自然斜面

1-1 調査範囲・巨視的視点

1）切土斜面の調査ボーリング深度は法尻高さまでを原則 ・・・・・・・・・・・11

【事例 1-1①】1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・11

【事例 1-1②】1997 年 10 月、勝山市北谷町杉山地内 ・・・・・・・・・・・14

2）切土施工段階の小規模崩壊から斜面全体のすべりの可能性を検討 ・・・・・・・・・・・16

【事例 1-1①】1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・16

3）崩壊箇所近傍だけでなく周辺広範囲の巨視的・全体的調査を実施（小崩壊は大崩壊の警告）・16

【事例 1-1③】1999 年 6 月、国道 8 号 大谷第一トンネル ・・・・・・・・・・・16

【事例 1-1④】2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口 ・・・・・・・・・・・19

【事例 1-1⑤】2007 年 3 月、国道 8 号 敦賀市江良 ・・・・・・・・・・・21

4）切土施工段階で断層破砕帯を早期に把握し対策 ・・・・・・・・・・・24

【事例 1-1⑥】1996 年、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・24

5）斜面上部の見えにくい不安定岩塊の把握 ・・・・・・・・・・・26

【事例 1-1⑦】2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川 ・・・・・・・・・・・26

【事例 1-1⑧】2007 年 8 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川 ・・・・・・・・・・・32

1-2 地形

1）大規模切土では地すべり地形・過去の崩壊地形の判読が重要 ・・・・・・・・・・・34

【事例 1-1①】1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・34

【事例 1-2①】今立 ・・・・・・・・・・・34

2）活断層付近での地層調査には特に注意 ・・・・・・・・・・・35

【事例 1-1①】1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・35

3）道路横断方向だけでなく地形によっては縦断方向の安定性も検討 ・・・・・・・・・・・35

【事例 1-2②】2004 年 3 月、国道 162 号 小浜市田烏 ・・・・・・・・・・・35

【事例 1-2③】2011 年 3 月、桝谷ダム管理用道路 ・・・・・・・・・・・37

1-3 地質

1）調査ボーリングで膨張性の頁岩・泥岩に注意 ・・・・・・・・・・・38

【事例 1-1②】1997 年 10 月、勝山市北谷町杉山地内 ・・・・・・・・・・・38

【事例 1-3①】2013 年 9 月、国道 27 号 若狭町倉見 ・・・・・・・・・・・39

2）N 値からの強度推定は薄い弱層がある場合に問題、ボーリングコアの入念な観察を併用 ・・49

【事例 1-3②】 2014 年 11 月、永平寺大野道路 轟地係（その 1） ・・・・・・・・・・・49

3）変質帯がある場合は吸水膨張特性を調査 ・・・・・・・・・・・60

【事例 1-3③】 2015 年 1 月、永平寺大野道路 轟地係（その 2） ・・・・・・・・・・・60

4）軟岩が狭く鉛直に分布する場合は貫入岩脈の可能性、岩脈周辺の熱水変質帯を調査 ・・・64
【事例 1-3④】 永平寺大野道路 轟地係（その 3） ・・・・・・・・・・・64
1-4 地下水位
1）切土設計段階で斜面内地下水位の状況を十分に把握 ・・・・・・・・・・・75
【事例 1-4①】1992 年 6 月、福井市清水町島寺（ふくい健康の森） ・・・・・・・・・・・75
2）特に集水地形で緩勾配斜面の切土では斜面内地下水位に注意 ・・・・・・・・・・・76
【事例 1-4②】1988 年 2 月、福井市クリーンセンター ・・・・・・・・・・・76
3）施工段階でも地下水位の状況を十分に把握 ・・・・・・・・・・・78
【事例 1-4①】1992 年 6 月、福井市清水町島寺（ふくい健康の森） ・・・・・・・・・・・78
4）全体的に地下水がなくても降雨により局所的に地下水位が上昇する可能性・・・・・・・・78
【事例 1-4③】2002 年 7 月、大野郡和泉村 ・・・・・・・・・・・78
5）施工後の地下水位上昇を考慮して切土勾配を決定 ・・・・・・・・・・・81
【事例 1-4④】 1986 年 3 月、福井市本堂町 ・・・・・・・・・・・81
6）融雪水による地下水位上昇に注意 ・・・・・・・・・・・83
【事例 1-4②】1988 年 2 月、福井市クリーンセンター ・・・・・・・・・・・83
【事例 1-4④】1986 年 3 月、福井市本堂町 ・・・・・・・・・・・83
【事例 1-4⑤】1980 年 3 月、福井市清水町 ・・・・・・・・・・・83
【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区 ・・・・・・・・・・・83
1-5 表流水排水
1）斜面上部・法面の表流水排水設備の設置と維持管理 ・・・・・・・・・・・86
【事例 1-5①】1993 年 7 月、滋賀県大津市真野谷口町地先 ・・・・・・・・・・・86
【事例 1-5②】1999 年 8 月、国道 27 号 三方町気山地先 ・・・・・・・・・・・88
2）自然斜面は排水設備がなく集中豪雨時に表層崩壊が生じやすい ・・・・・・・・・・・92
【事例 1-5③】2004 年 7 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡 ・・・・・・・・・・・92
【事例 1-5④】2004 年 10、国道 27 号 小浜市上中町神谷地先、太興寺地先 ・・・・・・・・・94
3）集中豪雨の表流水が流れ込む沢地形斜面に特に注意 ・・・・・・・・・・・96
【事例 1-5⑤】2011 年 5 月、国道 27 号 小浜市青井 ・・・・・・・・・・・96
4）沢部からの土石流流出に注意 ・・・・・・・・・・・100
【事例 1-5⑥】2013 年 9 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎地先（旧道） ・・・・・・・・・・・100
5）強風による樹木の揺れと、表流水浸透による地層表面強度低下の複合作用 ・・・・・・・103
【事例 1-5⑦】2013 年 9 月、国道 8 号 杉津 ・・・・・・・・・・・103
6）崩壊箇所下部の地形により高含水比崩壊土砂の土石流化 ・・・・・・・・・・・110
【事例 1-5⑧】 1998 年 10 月、国道 365 号 梅浦トンネル東側 ・・・・・・・・・・・110
【事例 1-5⑨】2013 年 9 月、国道 27 号 金山バイパス金山地先 ・・・・・・・・・・・111
7）その他 ・・・・・・・・・・・115
1-6 吹付けモルタル斜面
1）吹付けモルタルの調査・点検頻度を高めた維持管理が必要 ・・・・・・・・・・・116
【事例 1-6①】1996 年 10 月、国道 27 号 小浜市青井地区 ・・・・・・・・・・・116

【事例 1-6②】2008 年 1 月、国道 27 号 敦賀市坂尻 ・・・・・・・・・・・118
【事例 1-6③】2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨 ・・・・・・・・・・・122
【事例 1-6④】2012 年 2 月、国道 8 号 南越前町大良地先 ・・・・・・・・・・・129
1-7 劣化と維持管理
1）斜面対策を行う箇所の優先順序付けと調査が必要 ・・・・・・・・・・・137
【事例 1-7①】1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先 ・・・・・・・・・・・137
2）点検・評価結果や過去の災害記録が利用されにくいのでデータベース作成が必要 ・・・・144
【事例 1-7①】1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先 ・・・・・・・・・・・144
【事例 1-7②】2000 年 3 月、国道 305 号 丹生郡越廼村大味～越前町午房ヶ平 ・・・・・・144
3）風化切土・自然斜面の点検維持管理の頻度向上と高度化が必要 ・・・・・・・・・・・147
【事例 1-1④】2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口 ・・・・・・・・・・・147
【事例 1-7③】1999 年 9 月、国道 8 号 大谷地区 ・・・・・・・・・・・147
【事例 1-7④】2001 年 10 月、福井大森河野線 福井市上一光、一光トンネル上一光側坑口部･148
4）斜面下部の空き地の堆積物を定期的に除去してポケット機能を維持 ・・・・・・・・・・・150
【事例 1-1⑦】2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川 ・・・・・・・・・・・150
5）小規模崩落の通報や維持管理における住民協力体制が重要 ・・・・・・・・・・・151
【事例 1-6③】2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨 ・・・・・・・・・・・151
6）劣化した法面対策工の評価・補修が必要 ・・・・・・・・・・・151
【事例 1-7⑤】2009 年 11 月、国道 8 号 敦賀市阿曽地内 ・・・・・・・・・・・151
7）橋梁点検において橋脚基礎地盤にも注意 ・・・・・・・・・・・153
【事例 1-7⑥】2008 年 6 月、国道 157 号 東山橋橋脚基礎部 勝山市北谷町東山 ・・・・・・153
8）花崗岩斜面の風化に注意、法枠間の被覆も重要 ・・・・・・・・・・・159
【事例 1-7⑦】2017 年 12 月、主要地方道武生美山線 福井市蔵作町 ・・・・・・・・・・・159
【事例 1-7⑧】2018 年 3 月、一般県道越前織田線 越前町道口 ・・・・・・・・・・・174
1-8 管理、計測管理
1）岩盤崩落の予測が困難なので計測管理を検討 ・・・・・・・・・・・182
【事例 1-7①】1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先 ・・・・・・・・・・・182
2）局所的なわずかな変状でも、抜き板などによる簡便な計測を採用 ・・・・・・・・・・・183
【事例 7-1⑤】2007 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・183
3）交通開放基準の参考例 ・・・・・・・・・・・183
【事例 1-1③】1999 年 6 月、国道 8 号 大谷第一トンネル ・・・・・・・・・・・183
【事例 1-5②】1999 年 8 月、国道 27 号 三方町気山地先 ・・・・・・・・・・・183
4）避難基準の参考例 ・・・・・・・・・・・183
【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区 ・・・・・・・・・・・183
【事例 3-3⑤】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場 ・・・・・・・・・・・183
【事例 1-8①】1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台） ・・・・・・・・・・・183
5）道路管理区域外の管理者との情報交換による斜面上部を含めた道路維持管理 ・・・・・・187
【事例 2-1①】 2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町 ・・・・・・・・・・・187

6）災害防止のための全ての関係者からなる対策検討と避難体制 ・・・・・・・・・・・187
【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区 ・・・・・・・・・・・187
【事例 1-8①】1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台） ・・・・・・・・・・・187
【事例 3-3③】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場 ・・・・・・・・・・・187
1-9 設計・施工
1）切土は標準勾配だけでなく土質試験や弾性波探査を実施して慎重に設計 ・・・・・・・・188
【事例 1-4④】1986 年 3 月、福井市本堂町 ・・・・・・・・・・・188
【事例 1-2③】2011 年 3 月、桝谷ダム管理用道路 ・・・・・・・・・・・188
【事例 1-2①】今立 ・・・・・・・・・・・188
【事例 1-9①】2000 年 1 月、丸岡町 上久米田採石場 ・・・・・・・・・・・188
2）調査・設計における道路安全性の客観的基準の確立 ・・・・・・・・・・・190
【事例 1-7①】1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先 ・・・・・・・・・・・190
3）景観保全と斜面安全性の両立 ・・・・・・・・・・・190
【事例 1-7①】1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先 ・・・・・・・・・・・190
【事例 1-5③】2004 年 7 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡 ・・・・・・・・・・・190
【事例 1-9②】2008 年 3 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡 ・・・・・・・・・・・190
4）計画断面だけでなく切土施工段階の安定性を考慮した施工 ・・・・・・・・・・・199
【事例 1-9③】1990 年 5 月、国道 162 号 福井県遠敷郡名田庄村納田終地係 ・・・・・・・・199
5）斜面下部の掘削による斜面崩壊に注意 ・・・・・・・・・・・201
【事例 1-8①】1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台） ・・・・・・・・・・・201
6）斜面上部のクラック・小規模崩落で、安定勾配で掘削するなどの対処 ・・・・・・・・・201
【事例 1-9①】2000 年 1 月、丸岡町 上久米田採石場 ・・・・・・・・・・・201
7）流れ盤での作業中の岩盤崩落に注意 ・・・・・・・・・・・201
【事例 1-9④】大野市 ・・・・・・・・・・・201
8）掘削土砂の置き場所に注意 ・・・・・・・・・・・202
【事例 1-9⑤】勝山市 ・・・・・・・・・・・202
1-10 対策工
1）押え盛土は地すべり対策として有効 ・・・・・・・・・・・202
【事例 1-1①】1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・202
【事例 3-3⑤】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場 ・・・・・・・・・・・202
2）排水ボーリングは位置の選定が重要 ・・・・・・・・・・・202
【事例 3-3⑤】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場 ・・・・・・・・・・・202
3）落石防護柵は小規模斜面崩壊にも有効 ・・・・・・・・・・・202
【事例 1-1④】2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口 ・・・・・・・・・・・202
【事例 1-1⑤】2007 年 3 月、国道 8 号 敦賀市江良 ・・・・・・・・・・・202
4）無人化ショベルは高価であるが作業能力は高い ・・・・・・・・・・・203
【事例 1-1⑦】2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川 ・・・・・・・・・・・203
5）斜面崩壊が生じた後の 2 次的な崩壊に注意 ・・・・・・・・・・・203

【事例 1-9①】2000 年 1 月、丸岡町 上久米田採石場 ・・・・・・・・・・・203
6）急傾斜の崩壊面での対策工の施工方法に注意 ・・・・・・・・・・・203
【事例 1-10①】2009 年 7 月、国道 158 号（旧道）福井市小和清水町 ・・・・・・・・・・・203
7）崩壊し残った不安定部分に対する調査・対策施工時の安全確保 ・・・・・・・・・・・206
【事例 1-6③】2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨 ・・・・・・・・・・・206
【事例 1-10①】2009 年 7 月、国道 158 号（旧道）福井市小和清水町 ・・・・・・・・・・・206
8）落石発生源対策と待ち受け対策のバランスで全体コストを最小化 ・・・・・・・・・・・206
【事例 1-1⑧】2007 年 8 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川 ・・・・・・・・・・・206
9）崩壊が上部へ進行しやすい場合の崩壊上部対策工の選定に注意 ・・・・・・・・・・・206
【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区 ・・・・・・・・・・・206

２．落石
2-1 調査、点検
1）簡便で精度の高い落石予知方法が必要 ・・・・・・・・・・・207
【事例 2-1①】2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町 ・・・・・・・・・・・207
2）近傍に他の道路がある場合はロックシェッド上に防護柵が必要 ・・・・・・・・・・・209
【事例 2-1②】2008 年 6 月、国道 8 号 赤萩ロックシェッド ・・・・・・・・・・・209
3）斜面上の浮石・転石などの点検頻度を高めて定期的に除去 ・・・・・・・・・・・211
【事例 2-1①】2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町 ・・・・・・・・・・・211
【事例 2-1③】2004 年 11 月、国道 303 号 遠敷郡上中町熊川地先 ・・・・・・・・・・・211
4）落石防護柵は法面への直高で 2m 以上を確保 ・・・・・・・・・・・213
【事例 2-1①】2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町 ・・・・・・・・・・・213
2-2 充実した調査の事例
1）詳細調査による対策工法の軽減事例 ・・・・・・・・・・・213
【事例 2-2①】1997 年 8 月、国道 8 号 敦賀市阿曽・黒崎地区 ・・・・・・・・・・・213
2）詳細調査による予防保全の実施例 ・・・・・・・・・・・221
【事例 2-2②】1997 年 7 月、国道 8 号 敦賀市杉津地区 ・・・・・・・・・・・221
3）部分的でなく場所全体を見た対策工法を検討 ・・・・・・・・・・・222
【事例 1-1④】2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口 ・・・・・・・・・・・222
【事例 2-2③】2004 年 3 月、南越前町糠 長嶋地区 ・・・・・・・・・・・223

３．盛土
3-1 基礎地盤の調査
1）仮設工事でも基礎地盤などの調査を確実に実施 ・・・・・・・・・・・231
【事例 3-1①】2002 年 5 月、高浜町高森地係 ・・・・・・・・・・・231
2）盛土の基礎地盤に軟弱な地層がある場合は側方変形を考慮 ・・・・・・・・・・・233
【事例 3-1②】2015 年 4 月、国道 8 号 丸岡町千田付近 五味川 ・・・・・・・・・・・233
3-2 地形・表流水排水

1）地すべり区域内部での盛土を避ける ・・・・・・・・・・・244
【事例 3-2①】1996 年 8 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・244
2）沢部盛土部への豪雨による表流水集中に注意 ・・・・・・・・・・・246
【事例 3-2②】2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区・・246
【事例 3-2③】2013 年 9 月、レインボーライン 5.2kp ・・・・・・・・・・・250
3）含水比の高い崩壊土砂の移動距離（土砂流）に注意 ・・・・・・・・・・・254
【事例 3-2②】2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区・・254
4）沢部では崩壊箇所を含む大規模なすべりに注意 ・・・・・・・・・・・254
【事例 3-2②】2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区・・254
5）豪雨で側溝の容量が不足し、溢れた水が危険箇所に流れる恐れ ・・・・・・・・・・・255
【事例 3-2④】2011 年 5 月、国道 27 号 福井県小浜市東勢 ・・・・・・・・・・・255
6）その他 ・・・・・・・・・・・256
3-3 地下水位
1）地下水集水箇所には十分な盛土内・基盤排水設備を設置して維持管理 ・・・・・・・・・・257
【事例 3-3①】1980 年 3 月、福井市清水町 ・・・・・・・・・・・257
2）長期間経過後の盛土下部排水機能の低下に注意 ・・・・・・・・・・・258
【事例 3-3②】2006 年 7 月、福井市三十八社町 杉ノ木台ゴルフ場 ・・・・・・・・・・・258
3）盛土内の地下水位に注意 ・・・・・・・・・・・261
【事例 3-3③】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場 ・・・・・・・・・・・261
3-4 盛土の劣化
1）堤防や河川敷の地層状況に注意 ・・・・・・・・・・・267
【事例 3-4①】1999 年 6 月、日野川右岸堤防 江端川合流点付近 ・・・・・・・・・・・267
【事例 3-4②】2012 年 11 月、日野川右岸堤防 10.6kp 付近 ・・・・・・・・・・・271
2）吸い出し防止のための水位変動を考慮して護岸を設計 ・・・・・・・・・・・272
【事例 3-4③】2003 年 11 月、九頭竜川下流部 山岸地区 片川左岸 ・・・・・・・・・・・272
3）長期間経過後の地下排水層・設備の目詰まりに注意 ・・・・・・・・・・・276
【事例 3-4④】1980 年 7 月、福井大学グラウンド ・・・・・・・・・・・276
4）側溝や排水管の点検頻度を上げて排水・通水能力の維持補修 ・・・・・・・・・・・277
【事例 3-2①】2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区・・277
【事例 3-3②】2006 年 7 月、福井市三十八社町 杉ノ木台ゴルフ場 ・・・・・・・・・・・277

４．擁壁
4-1 表流水
1）擁壁背後に水が流入すると水抜き孔があっても地下水圧が発生 ・・・・・・・・・・・278
【事例 4-1①】2006 年 5 月、国道 8 号 具谷地先 ・・・・・・・・・・・278
【事例 4-1②】2006 年 4 月、福井市西天田町 足羽川左岸 ・・・・・・・・・・・281
【事例 4-1③】2013 年 9 月、国道 27 号 美浜町佐田地先 ・・・・・・・・・・・286
2）護岸・擁壁の背後に上部からの水流入を防止する不透水層の設置 ・・・・・・・・・・・288

【事例 4-1④】2006 年 4 月、福井市西天田町 足羽川左岸 ・・・・・・・・・・・288
【事例 4-1⑤】1993 年 3 月、美山町道路 ・・・・・・・・・・・288
4-2 擁壁の劣化
1）擁壁背後の砕石排水層の目詰まりに注意 ・・・・・・・・・・・289
【事例 1-5①】1993 年 7 月、滋賀県大津市真野谷口町地先 ・・・・・・・・・・・289
2）主要構造物の付属構造物基礎の設計（支持力・沈下）に注意 ・・・・・・・・・・・289
【事例 4-2①】2007 年 10 月、国道 8 号 福井市成和地先 ・・・・・・・・・・・289

５．トンネル
5-1 維持管理
1）トンネル周辺の振動・衝撃荷重発生源の管理 ・・・・・・・・・・・295
【事例 5-1①】2002 年 8 月、国道 8 号 鞠山トンネル（敦賀市鞠山） ・・・・・・・・・295
2）トンネル周辺の地すべり状況の継続的な監視 ・・・・・・・・・・・301
【事例 5-1②】1996 年、国道 8 号 河野トンネル（南条郡河野村赤萩地先） ・・・・・・・301
3）トンネルの維持管理 ・・・・・・・・・・・307
【事例 5-1①】2002 年 8 月、国道 8 号 鞠山トンネル（敦賀市鞠山） ・・・・・・・・・・307
【事例 5-1③】2000 年 1 月、国道 8 号：新武生・武生・大谷第一・黒崎・鞠山トンネル・・307
4）計測管理の成功例 ・・・・・・・・・・・311
【事例 5-1④】1990 年 3 月～1992 年 12 月、国道 305 号 越前町 呼鳥門 ・・・・・・・・・311
5-2 設計・施工
1）乾燥しやすい環境での覆工コンクリート施工に注意 ・・・・・・・・・・・317
【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市） ・・・・・・・・317
2）偏圧を受けるトンネル設計・施工 ・・・・・・・・・・・325
【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市） ・・・・・・・・325
3）崩壊地形での坑口に注意 ・・・・・・・・・・・325
【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市） ・・・・・・・・325
4）覆工コンクリート施工管理の徹底 ・・・・・・・・・・・325
【事例 5-2②】 2000 年 9 月、小和清水トンネル、石生谷トンネル、田代第二トンネル・・325
5）発破振動計画・管理基準の参考例 ・・・・・・・・・・・331
【事例 5-2③】 1990 年 7 月～1992 年 3 月、国道 305 号 玉川トンネル 越前町玉川地先・・331
【事例 5-2④】 2000 年 5 月、国道 305 号 左右トンネル（越前町梨子ヶ平 2 号） ・・・・338

６．掘削・土留め
6-1 掘削・土留めの変状事例
1）工事前後の地下水位変化の調査 ・・・・・・・・・・・344
【事例 6-1①】1988 年 12 月、福井市朝六川 ・・・・・・・・・・・344
2）直接基礎直近で掘削を行う場合の土留め ・・・・・・・・・・・344
【事例 6-1②】1990 年、福井市順化 ・・・・・・・・・・・344

3）近接施工における止水などの注意深い配慮と対策 ・・・・・・・・・・・346
【事例 6-1③】1996 年 11 月、越前町梅浦 ・・・・・・・・・・・346
4）ボーリング調査をより深く行って地層状況・透水性を把握 ・・・・・・・・・・・349
【事例 6-1④】1996 年 11 月、鯖江市川去町 ・・・・・・・・・・・349
5）軟弱な有機質粘性土地盤での鋼矢板引抜きや土留め工法の検討 ・・・・・・・・・・・353
【事例 6-1⑤】1997 年、丸岡町里丸岡 ・・・・・・・・・・・353
6）鋼矢板底部の入念な止水 ・・・・・・・・・・・354
【事例 6-1⑥】1998 年 3 月、鯖江市吉川地区処理場工事 ・・・・・・・・・・・354
【事例 6-1⑦】2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場付帯工事 ・・・・・・・・・・・356
7）地下掘削工事における調査ボーリング孔の確実な閉塞 ・・・・・・・・・・・357
【事例 6-1⑧】2004 年 5～7 月、福井市大名町地下道 ・・・・・・・・・・・357
8）均一な細砂層での CJG 施工 ・・・・・・・・・・・359
【事例 6-1⑨】2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場 ・・・・・・・・・・・359
9）大規模な地下掘削工事での注意点 ・・・・・・・・・・・371
【事例 6-1⑩】2005 年 2 月～2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場 ・・・・・・・・・・・371
10）被圧した砂層への対処 ・・・・・・・・・・・389
【事例 6-1⑧】2004 年 5～7 月、福井市大名町地下道 ・・・・・・・・・・・389
【事例 6-1⑩】2005 年 2 月～2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場 ・・・・・・・・・・・389
11）地中状況の入念な事前調査と土留め工法の選択 ・・・・・・・・・・・389
【事例 6-1⑨】2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場 ・・・・・・・・・・・389
12）技術的に困難な工事では有識者を含む総合的な施工管理体制を設置 ・・・・・・・・・・・389
【事例 6-1⑨】2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場 ・・・・・・・・・・・389
13）掘削で酸欠事故に注意 ・・・・・・・・・・・389
【事例 6-1⑪】1993 年 1 月、勝山市旭町 ・・・・・・・・・・・389

７．沈下・陥没
7-1 基礎地盤の沈下
1）深い部分の地盤調査を省略した失敗例 ・・・・・・・・・・・394
【事例 7-1①】1986 年、丸岡町 平章小学校 ・・・・・・・・・・・394
2）盛土荷重による軟弱地盤の圧密沈下終了後に住宅を造る ・・・・・・・・・・・396
【事例 7-1②】1987 年 11 月、福井市 ・・・・・・・・・・・396
【事例 7-1③】1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町 ・・・・・・・・・・・400
3）宅地造成前の地形などの情報を宅地購入者に提供 ・・・・・・・・・・・402
【事例 7-1③】1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町 ・・・・・・・・・・・402
4）軟弱な沖積低地上での盛土の締固め不足 ・・・・・・・・・・・402
【事例 7-1③】1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町 ・・・・・・・・・・・402
5）橋脚基礎付近の河床洗掘深さの点検・監視 ・・・・・・・・・・・402
【事例 7-1④】2002 年 7 月、九頭龍川 中角橋 ・・・・・・・・・・・402

6）盛土と EPS などの異種材料での盛土の不同沈下に注意 ・・・・・・・・・・・403
【事例 7-1⑤】2007 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野 ・・・・・・・・・・・403
7）道路横断排水構造物の点検・管理、排水容量の確認 ・・・・・・・・・・・406
【事例 7-1⑥】2005 年 8 月、国道 8 号 敦賀市杉津 ・・・・・・・・・・・406
8）排水構造物の呑み口部での大量滞水に対する配慮 ・・・・・・・・・・・409
【事例 7-1⑥】2005 年 8 月、国道 8 号 敦賀市杉津 ・・・・・・・・・・・409
7-2 陥没
1）盛土内の巨石埋め込み防止と表流水浸透防止 ・・・・・・・・・・・409
【事例 7-2①】2008 年 4 月、九頭竜川左岸 23.0km+3m 坂路（国道 8 号 福井大橋付近） ・・409
2）大規模空洞の対策に関する法整備の必要性 ・・・・・・・・・・・413
【事例 7-2②】2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地 ・・・・・・・・・・・413
3）深い位置での空洞に電気探査や弾性波探査は限界、ボーリングは有効、
重力探査は空洞の可能性を探るうえで有効 ・・・・・・・・・・・432
【事例 7-2②】2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地 ・・・・・・・・・・・432
4）空洞の簡便な安定度評価方法 ・・・・・・・・・・・432
【事例 7-2②】2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地 ・・・・・・・・・・・432

1. 切土・自然斜面

1-1 調査範囲・巨視的視点

1）切土斜面の調査ボーリング深度は法尻高さまでを原則

【事例 1-1①】 1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

道の駅造成のために切土斜面掘削中に幅 150m・長さ 100m 程度の大規模な斜面崩壊が発生しかかった（写真-1～5）。地質：泥質混在岩・頁岩・メランジェ（複雑に入り乱れた地質構造）。平面図：図-1,4、断面図：図-2､3。**変状発生原因**：1）数万年以前に生じた初生すべり地形内部で大規模な切土掘削を行った（図-9､10：このことは、今回の変状後の調査で判明）。2）斜面内部に弱層があり、今回のすべり面となった（図-2､3：このことは、今回の変状後の深い鉛直ボーリング調査で判明）。3）切土掘削途中に斜面両側付近で小規模な崩壊が発生していたが､斜面全体のすべりとは認識しなかった｡4) 斜面内部の弱層、斜面直交の断層破砕帯については勾配 1：1.6 が必要であったが、この地層の存在が把握されていなかったため勾配 1：1.2 で切土が施工されていた（図-2）。5）変状として、斜面上部で段差（写真-5）、下部で割れ目・既設法枠の破損などが生じていた（写真-3､4）。6) 斜面下では道の駅施設が完成間近であった（写真-1､2）。**応急対策**：1）押え盛土（写真-6、図-2：昼夜作業で約 2 週間）。2）排水ボーリング（図-4）。3）伸縮計による監視（図-5､6）4）孔内傾斜計による監視（図-7）。5）地下水位の監視（図-8）。6）3）～5）の結果、押え盛土により斜面の移動はほぼ停止したと判断した。7）安全と押え盛土施工迅速化のため国道 8 号の交通止め約 2 週間（福井県の協力により河野海岸有料道路で代替）。8）押え盛土の完了・伸縮計数値の安定を条件として交通開放した。9）恒久対策完了までの管理（通常時：伸縮計・傾斜計のリアルタイム計測監視・変状監視、30mm 以上の予想降雨時：斜面上部クラック巡視・押え盛土の安定監視）。**恒久対策**（図-11）：1）上部排土工、2）グラウンドアンカー、3）当初設計切土断面の変更（最後の 1 段分の切土を止めて道路面を高くする）。上部排土工施工中にも断層破砕帯付近で小規模崩壊があり、法枠工を行った。**教訓**：1）調査ボーリングの深度は、法尻高さまでを原則とする。2）大規模切土を行う場合、地すべり地形の判読を入念に行う。3）切土途中段階の小規模崩壊から斜面全体のすべりの可能性を検討する。4）活断層付近での地層調査に注意する。5）押え盛土は地すべり対策として有効である。

写真-1　切土斜面の変状

写真-2　切土斜面・法枠の変状

写真-3　法枠の変状

写真-4　斜面下部の亀裂

写真-5　斜面上部の段差

図-1　地形（空中写真）

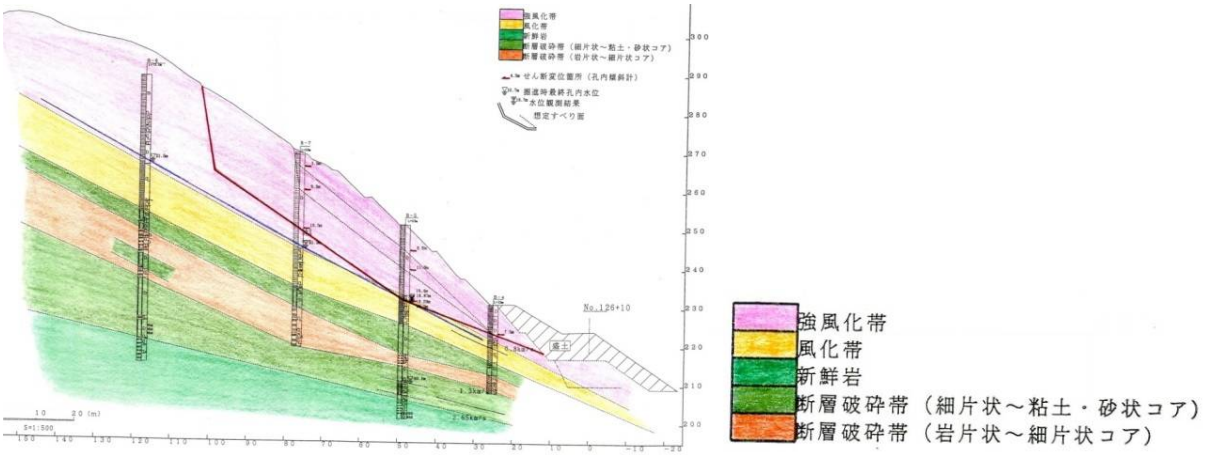


図-2　地層断面図、推定すべり面（赤）、押え盛土（応急対策）

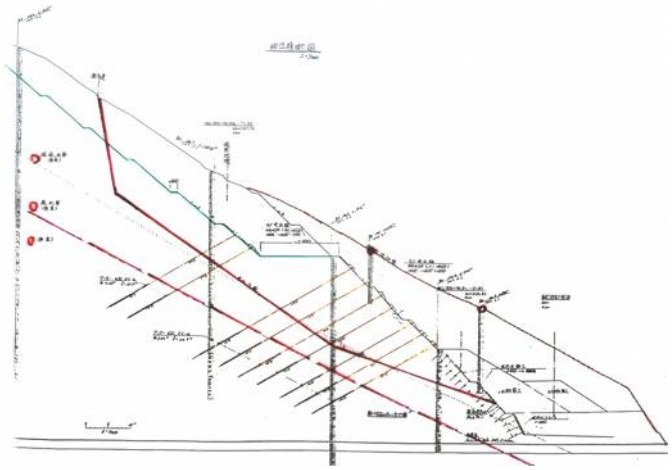


図-3　斜面変状前の浅いボーリング 2 本と、
変状後の深いボーリング 3 本
恒久対策工：グラウンドアンカー、上部排土工（緑）

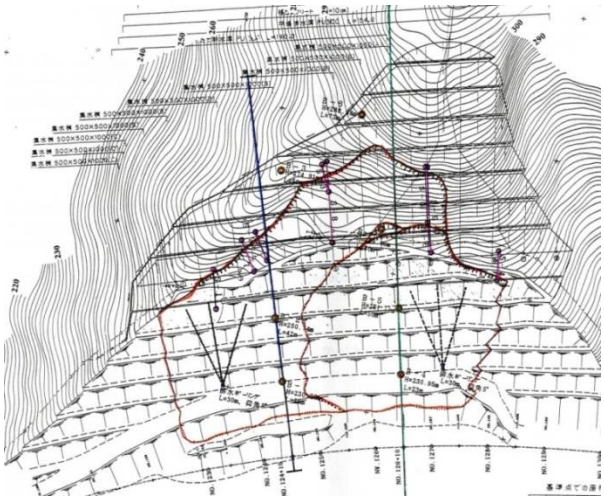


図-4　平面図（計画、赤：変状範囲、
橙：法面の変状範囲、上部：上部排土工）

写真-6　押え盛土の状況

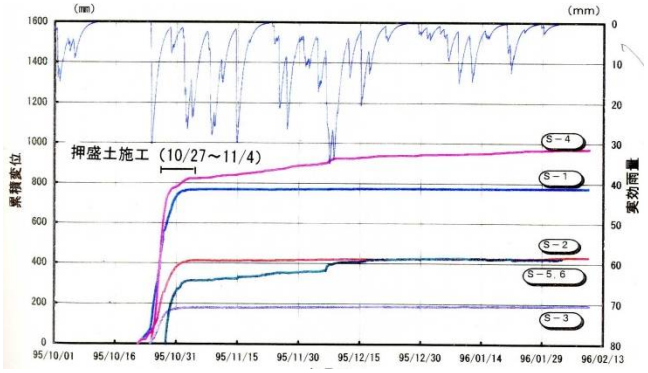


図-5　斜面の移動量（伸縮計による計測、
押え盛土施工による移動の停止）

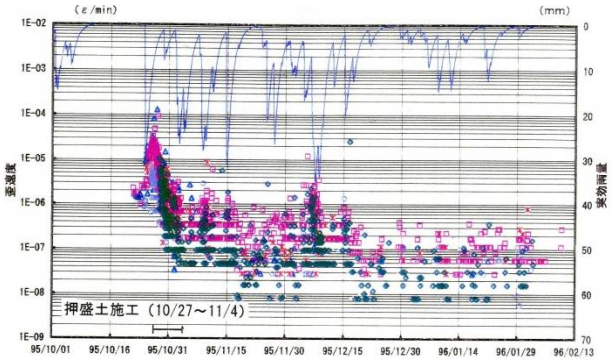


図-6　斜面の移動量（ひずみ速度による表現）

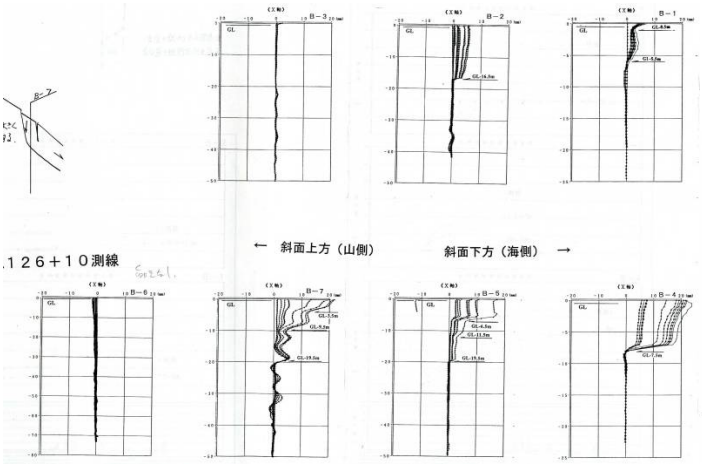


図-7　孔内傾斜計の計測結果

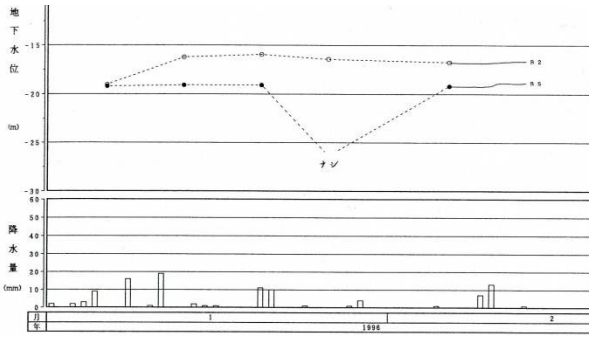


図-8　地下水位の経時変化

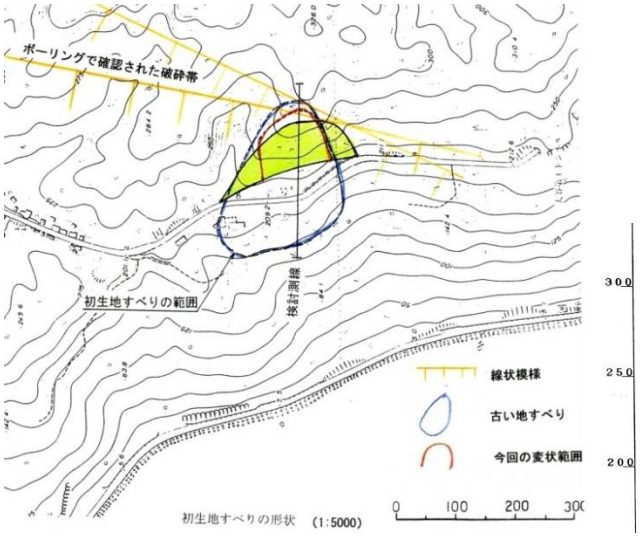


図-9　切土範囲（半月形）と
初生（旧）地すべり範囲（最外側）

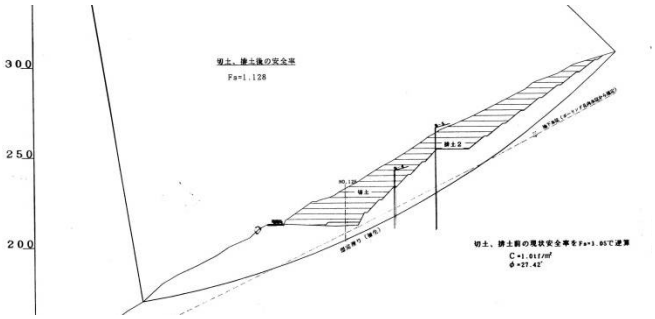


図-10　今回の切土（斜線部、上部は排土工）と
想定された旧地すべり面（実線）

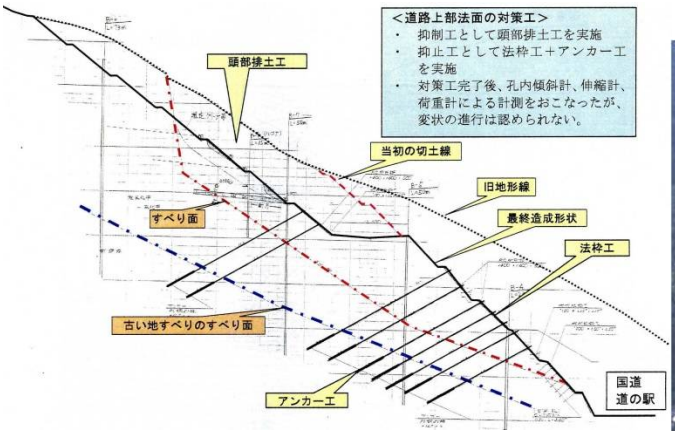


図-11　対策工（最終）

写真-7　完成後の道の駅河野（2000 年 8 月）

【事例 1-1②】 1997 年 10 月、勝山市北谷町杉山地内

1：0.5 勾配で切土掘削中の斜面が夜間に崩落した（写真-1､2)。地質：崖錐堆積物・砂岩・頁岩、平面図：図-1､2、断面図：図-3､4。**崩壊発生原因**：1）現地踏査とボーリング試料から、斜面下部の頁岩層で、

粘土に近いような軟らかい頁岩が分布することが判明した（図-3､4)。地下水は見られなかった。2）土質試験結果で、斜面下部の頁岩層の密度・P 波速度・圧縮強度・E_{50} は極めて低く、吸水膨張率が大きい。3）地山の P 波速度からみた安定勾配 1：0.9、下部頁岩層の吸水量増加率からみた安定勾配 1:1.2、地山の亀裂係数からみた安定勾配 1 : 0.9 である。切土前の原地形の平均的な勾配は 1:0.9 程度である。付近で 1:0.8 勾配の切土施工を無事に完了している（図-1、写真-3)。ボーリング調査で、この斜面には頁岩層が見られなかった。4）勾配 1:0.5 で切土した斜面全体が不安定な状態にあり、上部崖錐堆積物のグラウンドアンカー、上部頁岩層のロックボルトなどにより、かろうじて安定を保っていた。4 段目の掘削により下部頁岩層が表面に露出し、降雨による吸水膨張で劣化して下部の支えがなくなり、斜面全体が表層崩壊を起こしたと推定される。崩壊面はロックボルトの背面を通過している。5）通常の調査では、下部の軟弱な頁岩層の存在を把握できなかった。**対策**：1）勾配を 1:0.9 より緩くするか、対策工を行う。対策工の設計では、今回の崩落状況から逆算した強度定数を用いる。2）下部頁岩層の吸水膨張を抑制する工夫、グラウンドアンカー工などの頁岩層を緩めない工法を検討する（図-5)。**教訓**：1）法尻高さまでのボーリングを確実に実施する。2）1）で膨張性の頁岩・泥岩に注意する。

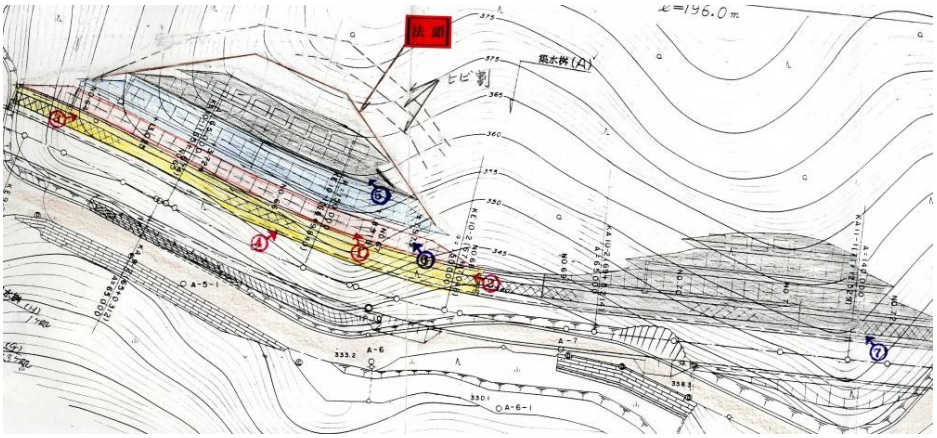


図-1　平面図（左斜面が崩壊、右斜面は崩壊なし）

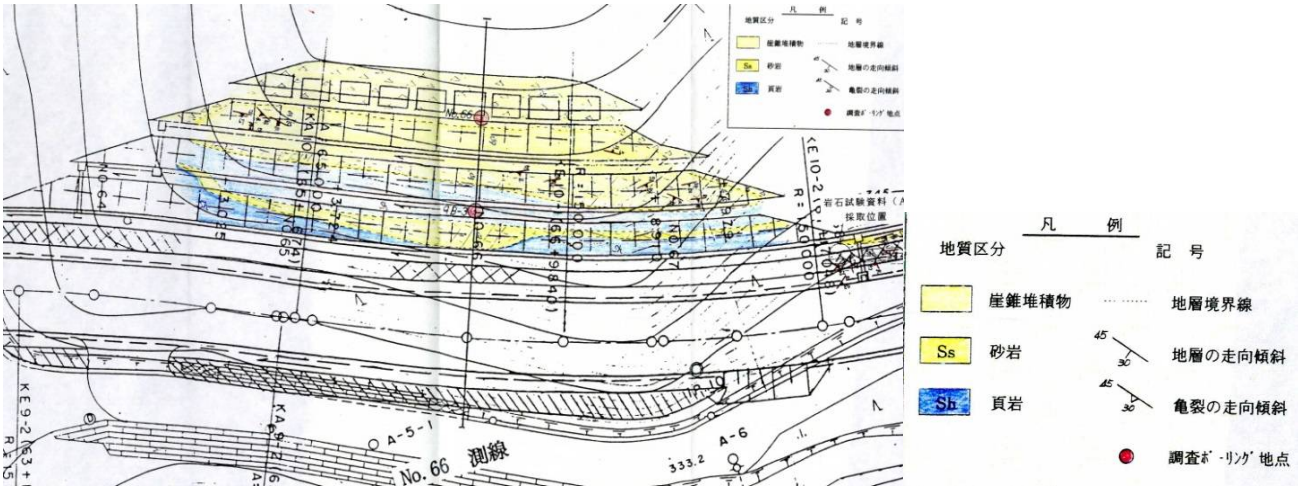


図-2　平面図：崩壊前のボーリング（上段）と崩壊後のボーリング（下段）

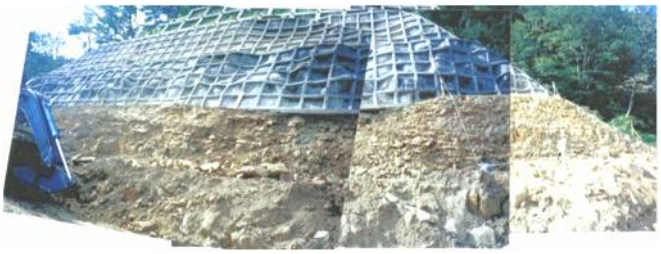


写真-1　崩壊前の状況

写真-2　崩壊後の状況

写真-3　隣接する崩壊しなかった斜面

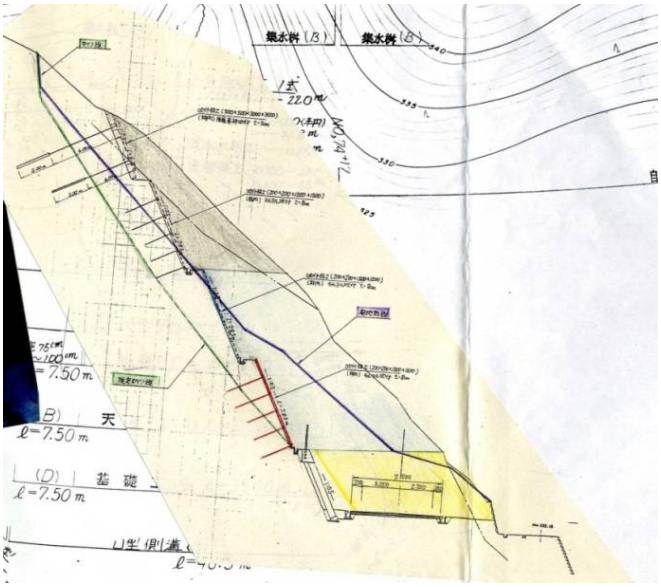


図-3　崩壊前の断面図

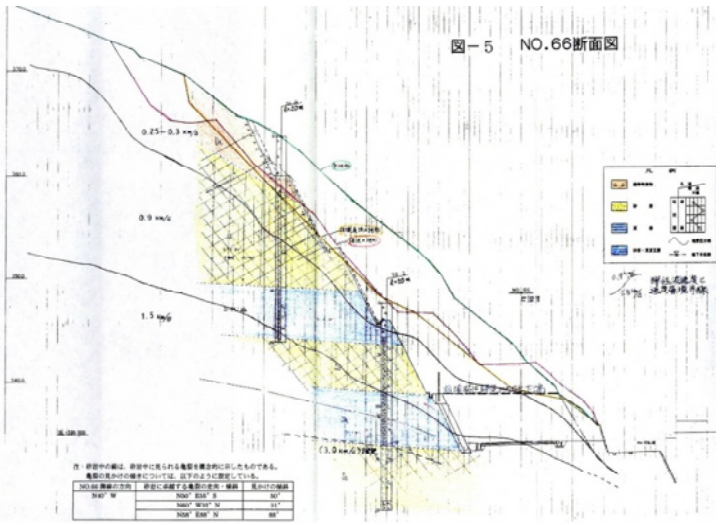


図-4　地層断面図：弾性波探査結果、崩壊前のボーリング（上段）と崩壊後（下段）

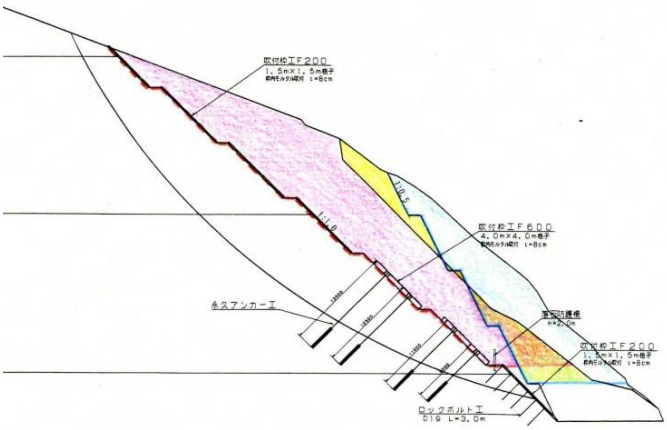


図-5　対策工断面図

2）切土施工段階の小規模崩壊から斜面全体のすべりの可能性を検討

【事例 1-1①】 1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

【事例 1-1①】で、切土施工中に斜面の両側付近で小規模な崩壊が発生していた。両側付近の小規模崩壊から斜面全体のすべりを検討しておく必要がある。

3）崩壊箇所近傍だけでなく周辺広範囲の巨視的・全体的調査を実施（小規模は大規模崩壊の警告）

【事例 1-1③】 1999 年 6 月、国道 8 号 大谷第一トンネル

地質：泥質混在岩・頁岩・安山岩、平面図：図-3、断面図：図-2。**変状発生原因**：1）トンネル覆工に連続した大亀裂・段差などの大きな変状が生じた（図-1）。2）当初は、基礎地盤の支持力不足によりトンネル端部が沈下していると推定された（基礎地盤のボーリング実施）。3）トンネル周辺の広範囲の踏査を行った結果、地すべり上端部などが把握され、地すべりの移動でトンネルが損傷していることが分かった。4）地すべりは、トンネル位置の安山岩と周辺の堆積岩の境界を通るように起きており、安山岩部分が地すべりに対する支えとなっていると推定された（図-2）。**応急対策**：1）道路建築限界内での H 型鋼支保工とモルタル吹付けによる覆工の補強。2）覆工基礎コンクリート亀裂の計測監視。**恒久対策**：1）大谷第一トンネル完成前の旧道を拡幅して迂回路として利用する（図-3）。迂回路完成後に、現トンネルは廃道とする。3）迂回路切土部斜面は風化が進んだ状態で、切土施工中にも安定性が問題となった。盛土部も地すべり区域内であり、新たな荷重を加えることに問題があった。**教訓**：変状箇所近傍の局所的調査だけでなく、周辺の広範囲の巨視的・全体的調査を実施する。

写真-1　大谷第一トンネル迂回路

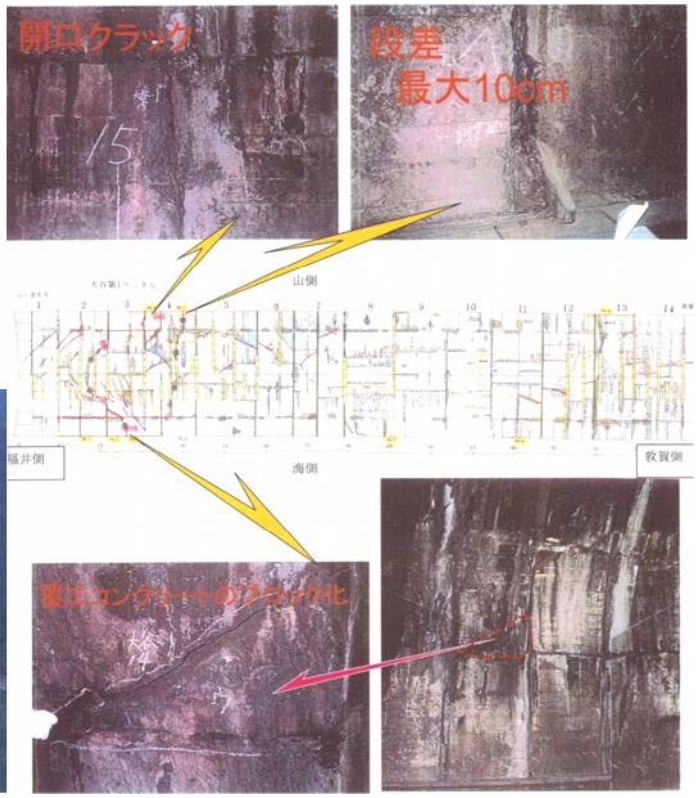


図-1　トンネル覆工の変状

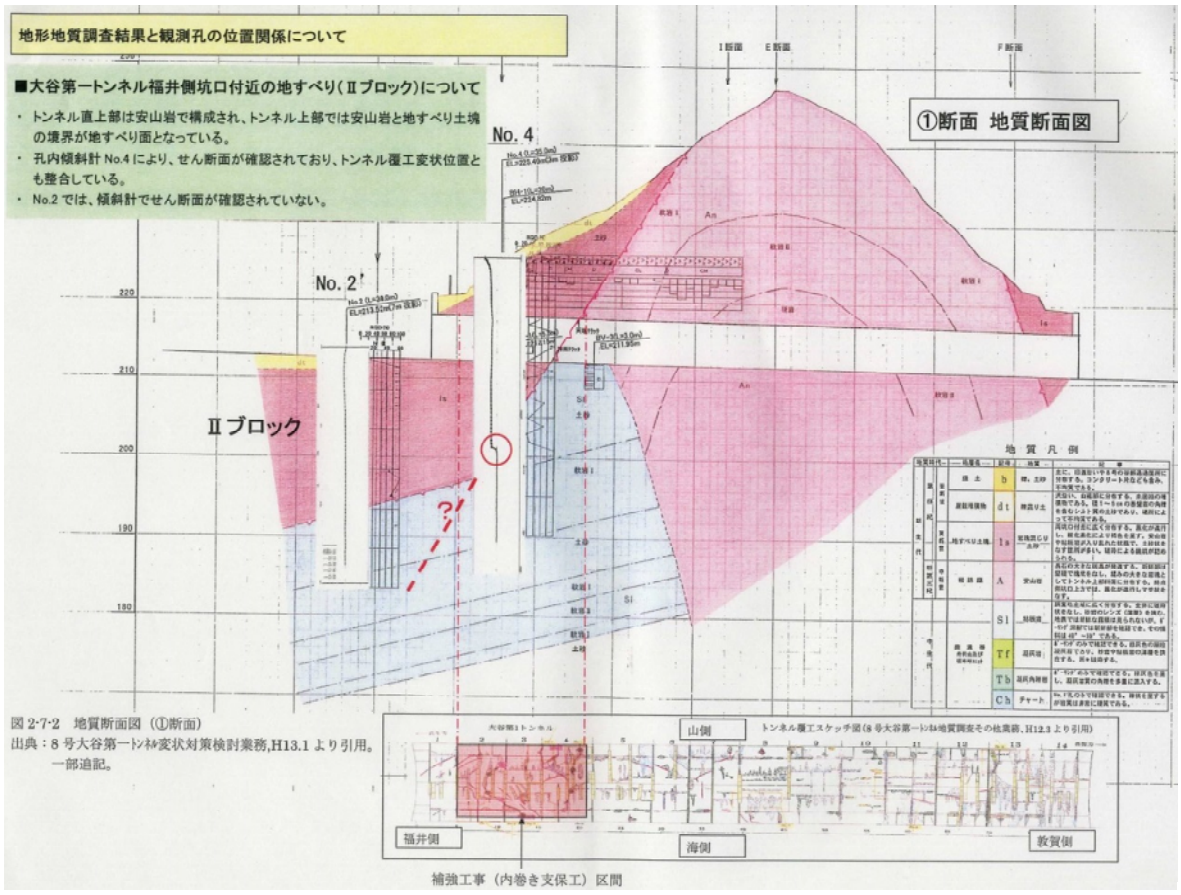


図 2-7-2　地質断面図（①断面）
出典：8 号大谷第一ﾄﾝﾈﾙ変状対策検討業務,H13.1 より引用。
一部追記。

図-2　断面図（地すべり面との関係）

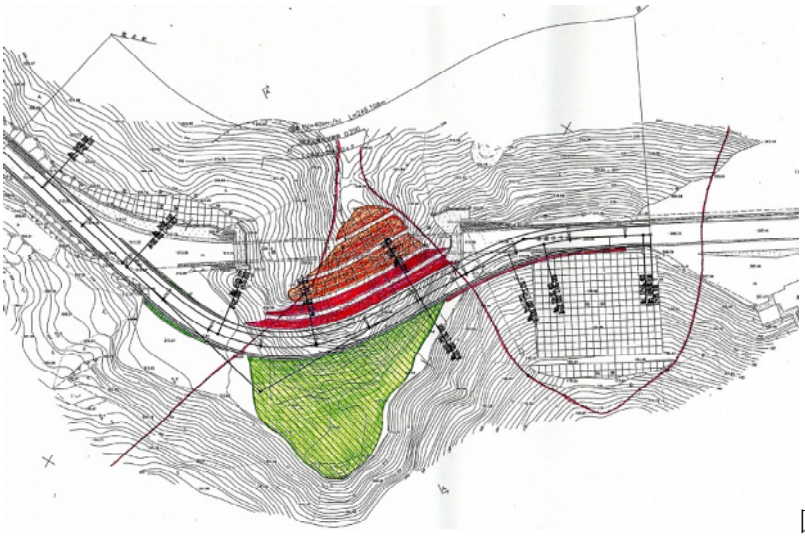


図-3　迂回路の切土と盛土

【事例 1−1④】 2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口

強風化マサ土砂面で幅約 17m・長さ約 14m・深さ約 1m の表層土砂崩壊が生じた（写真-1)。崩壊土砂は既設の落石防護柵で止まり、道路への流出はなく、片側交互通行とした。地質：風化花崗岩、断面図：図-1。崩壊**原因**：1）古い崩壊地内部の不安定土砂や強風化岩の経年的な風化の進行・緩みにより、土砂の強度低下が進行していた中で、梅雨末期の豪雨により表層崩壊した。**応急対策**：1）伸縮計による計測監視（1 年程度の長期計測でも、崩壊土砂部分のみの移動が観測された)。2）単管による既設落石防護柵の仮設嵩上げ。3）路肩部に H 型鋼と鋼矢板による仮設防護柵設置。**恒久対策**：1）吹付け法枠とロックボルト工。2）崩壊箇所周辺の広範囲の斜面に、崩壊地形や多数の浮石・転石があり、調査と対策が必要である（写真-2､3、図-2)。**教訓**：1）落石防護柵は表層崩壊程度の小規模斜面崩壊を止めることにも有効である。2）風化の進行する斜面の点検・維持管理。3）崩壊箇所周辺の広域的な調査を行う。

写真-1　斜面崩壊と応急対策の状況

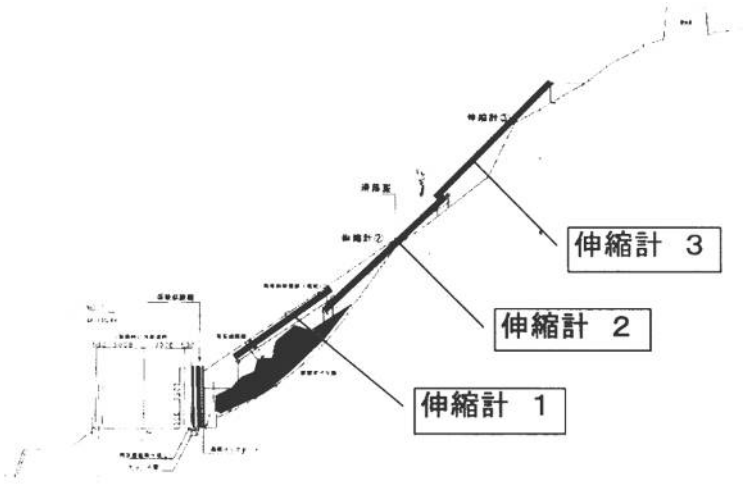


図-1　崩壊箇所の断面図

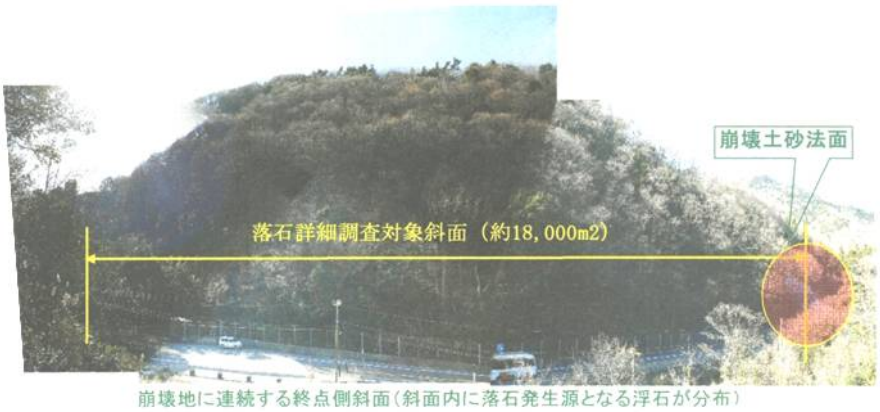


写真-2　崩壊箇所周辺の全景

H19. 9. 18現在　当該箇所

斜面上部

除去が困難な岩塊（浮石転石番号241）

除去が困難な岩塊（浮石転石番号2）

写真-3　周辺斜面の状況

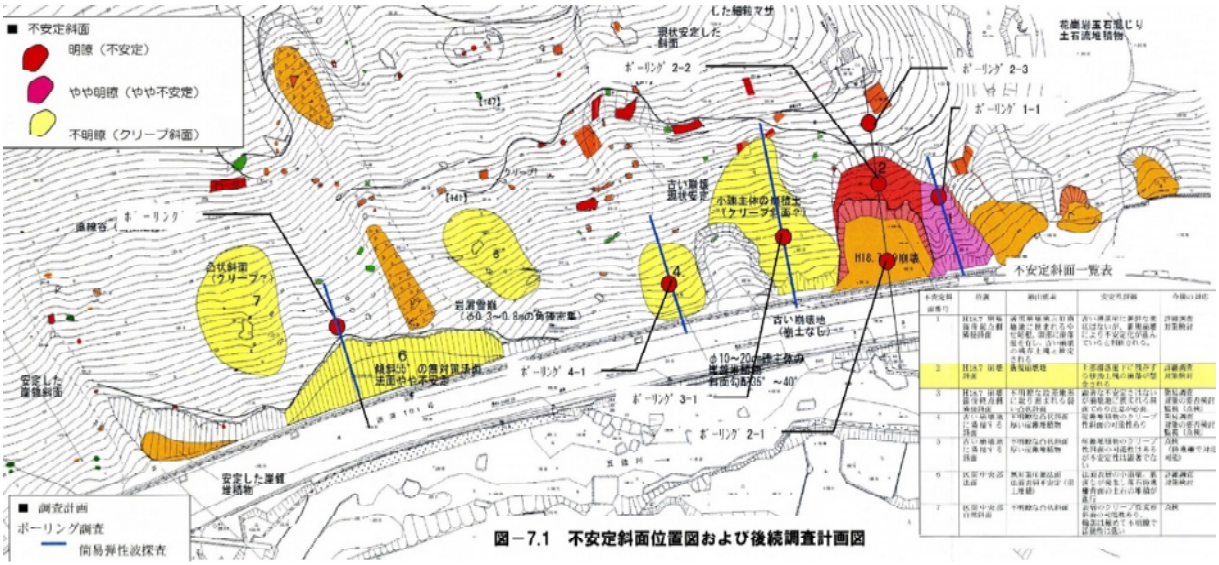


図-2　周辺斜面の不安定箇所の分布

【事例 1-1⑤】 2007 年 3 月、国道 8 号 敦賀市江良

モルタル吹付け斜面で幅約 5m、長さ約 14m、深さ約 2m の表層崩壊が発生した。崩壊土砂の大部分は斜面下部の落石防護柵で止まったが、一部が落石防護柵を越えて国道 8 号に流出した（写真-1～4）。このため、国道 8 号が全面通行止めとなった（約 1 日）。交通開放の判断が問題となった。恒久対策のための調査を行ったところ、斜面全体の風化が予想より大きく進んでおり、斜面上部には多数の浮石・転石も存在することで、対策工法の選定が問題となった（写真-5～8）。地質：砂岩､頁岩､ヒン岩（受け盤）、平面図：図-1、断面図：図-2。**崩壊原因**：吹付けモルタルが劣化し、多数の樹木の根がモルタル背後に侵入して吹付けモルタルをさらに不安定にしていた（写真-3）。このような状態で、樹木が強風に揺すられて根がモルタルを揺すったため、表層崩壊が生じたと推定された。**応急対策**：1）既設の落石防護柵は表層崩壊を対象としたものではないが、崩壊土砂の国道への流出を止めるために有効であり、損傷も見られなかった（写真-2~4）。2）今回の表層崩壊により既設落石防護柵の背後は崩壊土砂で埋まり、崩壊土砂の一部が国道に流出した。3）今回の崩壊部分の地形や状態から見て、直ちに大規模な崩壊が生じる可能性は小さいと判断した。4）国道 8 号の早急な交通開放が求められていることから、上記の 1）～3）を考慮して、既設落石防護柵の背後の崩壊土砂を除去して、新たな表層崩壊に対するポケットを造ること、単管による既設落石防護柵の仮設嵩上げ、落石検知システムの設置を行って交通開放とした。防護柵の背後の崩壊土砂を除去するにあたり、ブームの長いショベルが有効であった（写真-4）。**恒久対策**：1）ボーリング、弾性波探査結果（図-2）から、ヒン岩岩脈が分布するなど、地質構造が複雑であり、斜面全体の風化が相当進んだ状態であった（写真-5～8、図-1）。2）できるだけ工事費の少ない工法を検討したが、グラウンドアンカーとロックボルト工を基本とした（図-3､4）。3）斜面上部の浮石・転石対策として落石防護イージーネット。4）ボーリング調査結果によるグラウンドアンカーとロックボルト工の配置、長さなどの設計変更を行った。5）対策工部分に隣接する老朽化した吹付けモルタルへの対処を行う。6）グラウンドアンカー受圧板などの塩害を考慮する。**教訓**：1）落石防護柵は表層崩壊程度の小規模斜面崩壊を止めるためにも有効である。2）モルタル吹付け斜面の点検・維持管理。3）崩壊箇所周辺の広域的かつ詳細な調査（小規模崩壊は大規模崩壊の警告である）。

写真-1　崩落直後の全景

写真-2　崩落個所と落石防護柵による崩落土砂の流出抑止

写真-3　崩落面（樹根の状況）

写真-4　ブームの長いショベルでの崩落土砂の除去（ポケット確保）

写真-5　崩落個所上部（敦賀方向）ブルーシートが崩壊箇所

写真-6　斜面下部のヒン岩の横断

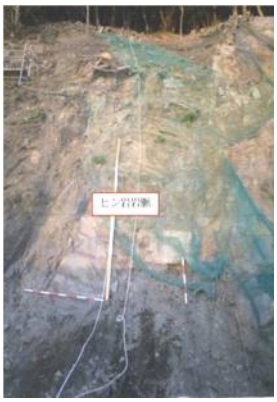


写真-7　ヒン岩岩脈

写真-8　上部吹付けモルタルの状況

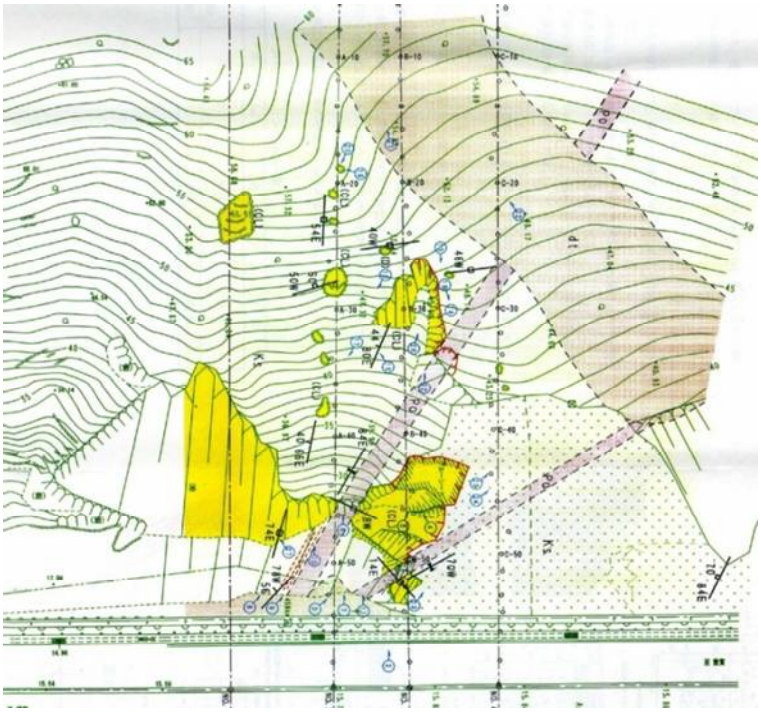


図-1　平面図と弾性波探査の測線（下部中央の黄色が崩落個所、ピンク色がヒン岩の貫入箇所）

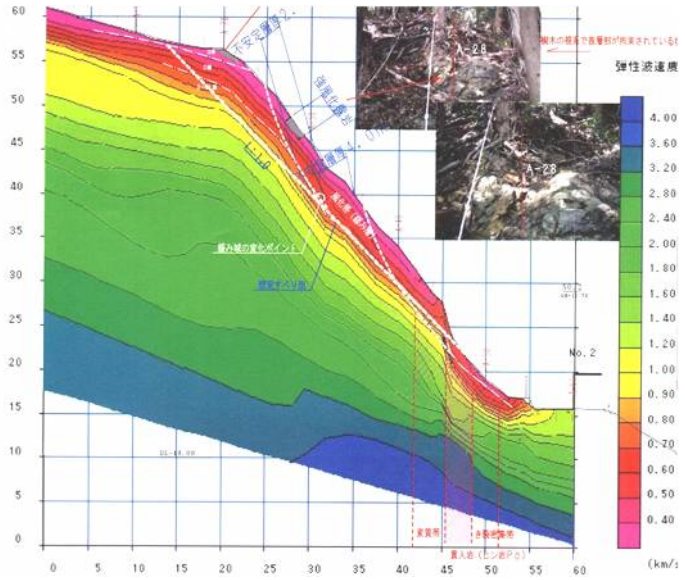


図-2　弾性波探査の結果（A 測線）

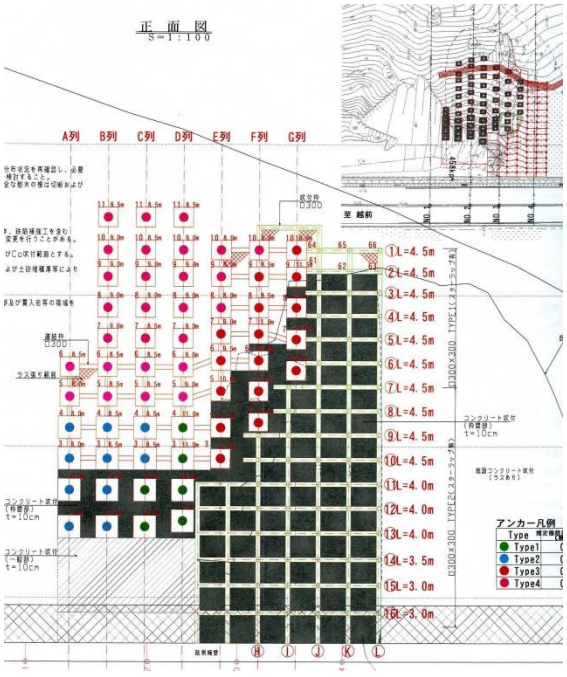


図-3　対策工の配置

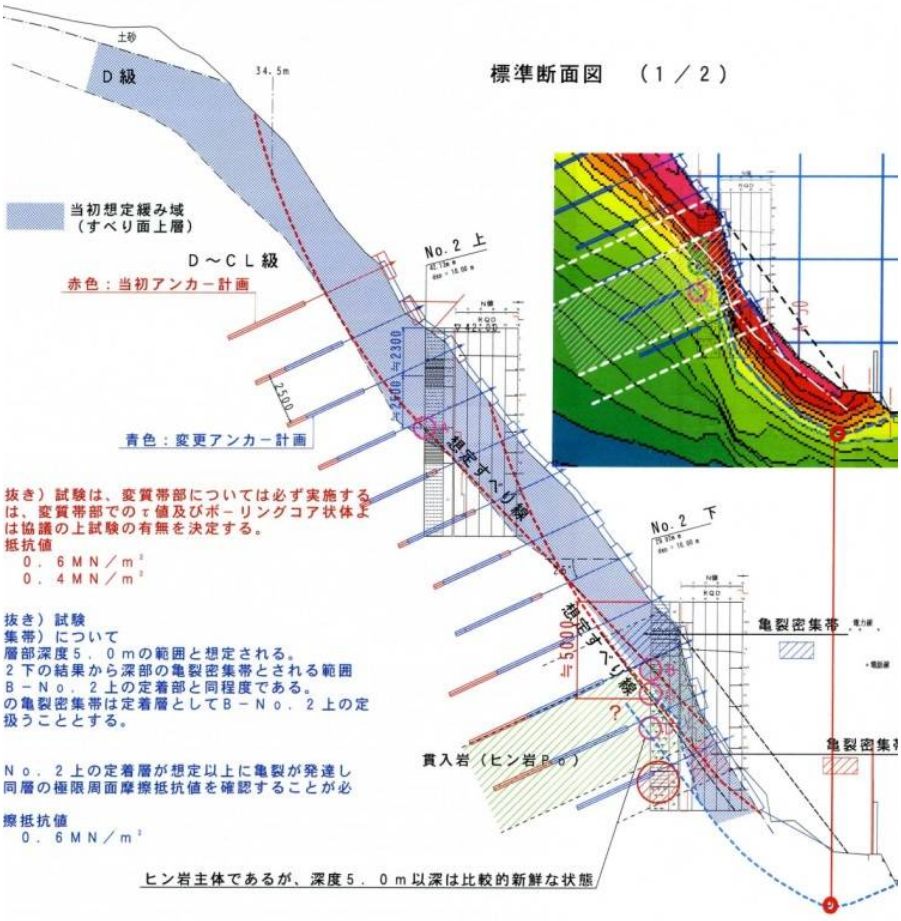


図-4　全体断面図とグラウンドアンカー工（右下白部分が崩壊箇所）

4）切土施工段階で断層破砕帯を早期に把握し対策

【事例 1-1⑥】 1996 年、国道 8 号 道の駅河野

【事例 1-1①】の対策工として、斜面上部の排土工を行った。【事例 1-1①】の経験に基づき、緩い勾配で切土したにもかかわらず、断層破砕帯の存在などにより表層崩壊が発生した（図-1､2)。地質：泥質混在岩・頁岩・メランジ（複雑に入り乱れた地質構造)、平面図：図-1､2、断面図：図-3～5。**変状発生原因**：1)【事例 1-1①】の経験に基づき、1：1.2 のやや緩い勾配で切土した。2）法面にほぼ直交する断層破砕帯が存在した（図-1､2、写真-1)。3）排水ボーリング時の採取試料から、破砕帯は法面から水平 6m まで粘性土層、その奥が軟岩破砕層、その奥が頁岩層である。4）断層破砕帯が土砂化しているため、地山側から供給される地下水が破砕帯で遮断されるか、あるいは集中して滞水する状況になり間隙水圧が発生した（地層状況・湧水量から、地下水が被圧している可能性はないと判断した)。5）排土工に伴う地山の膨張により強度が低下した。6）4)、5）の原因で表層崩壊が発生したと推定した。7）孔内傾斜計の計測で、すべり面は浅いことを確認した。8）断層破砕帯を掘削前に把握することは困難であり、当初の想定より、さらに弱い地層であった。**応急対策**：排水ボーリング（頁岩層までの 20m)、土のうなど。**恒久対策**：法枠とロックボルト工。**教訓**：1）切土施工中に断層破砕帯の早期の把握と対策を行う。2）切土施工中の湧水状況の把握と対策。3）地質が悪い部分での特に慎重な掘削。

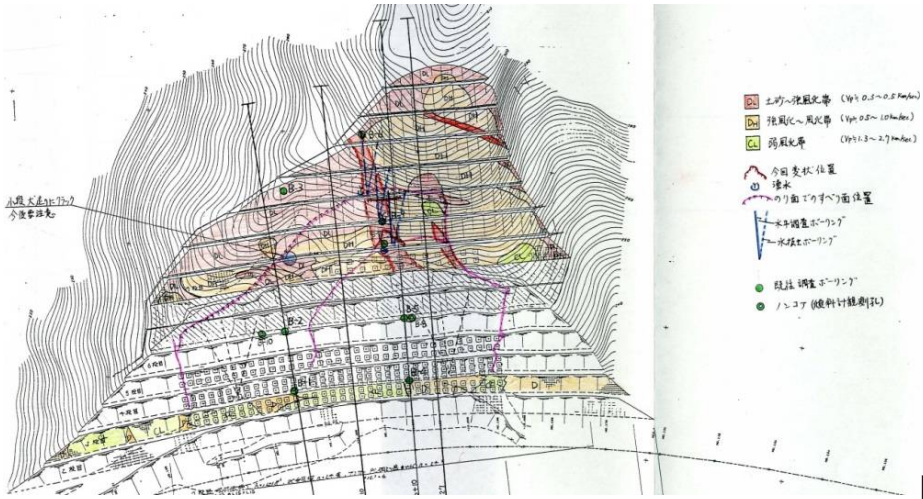


図-1　平面図（全体の状況）

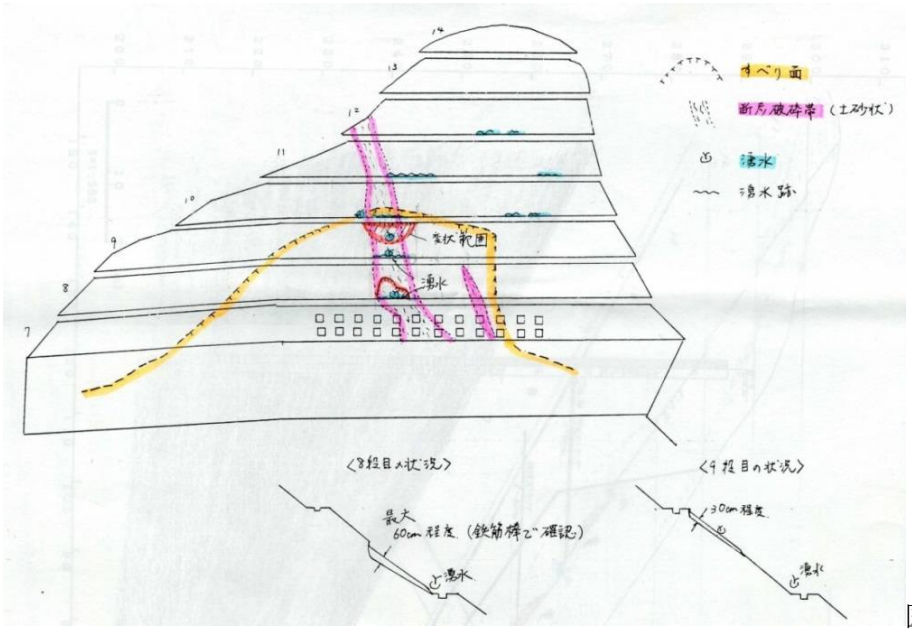


図-2　平面図（上部排土部分）

写真-1　鉛直方向の断層破砕帯

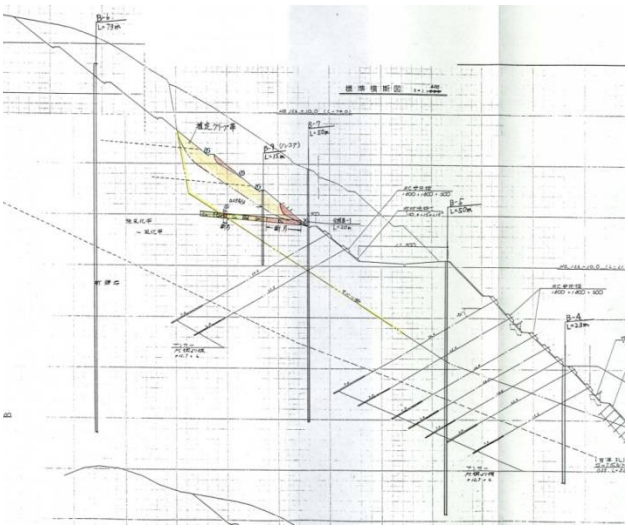


図-3　断面図（全体の状況）

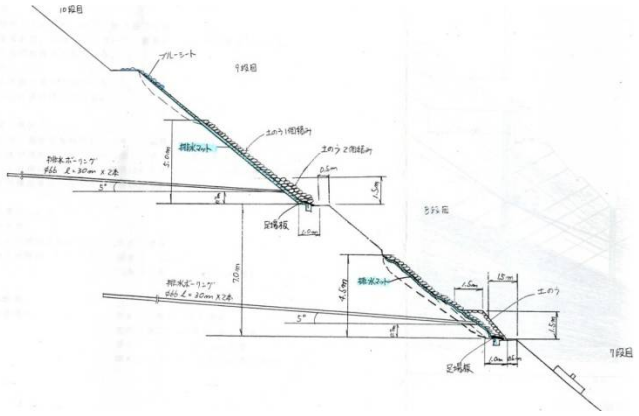


図-4　応急対策工

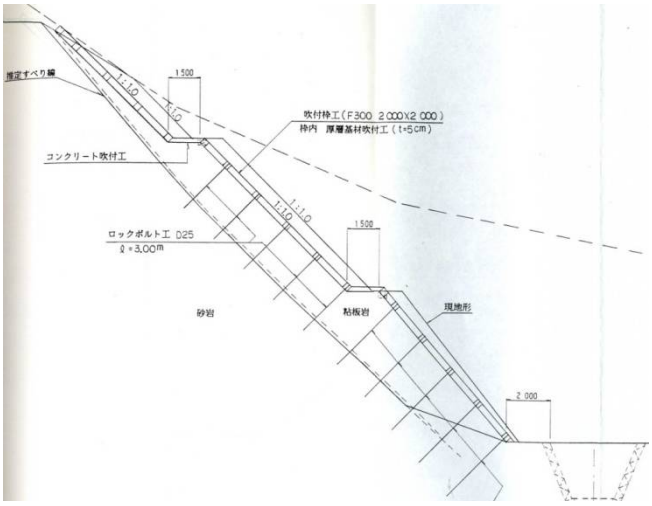


図-5　恒久対策工（法枠＋ロックボルト）

5）斜面上部の見えにくい不安定岩塊の把握

【事例 1−1⑦】 2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川

自然斜面の高さ約 50m の位置から、高さ約 10m・厚さ約 3～5mの岩盤が崩落した。最大寸法 3×1.4×1.8m の多数の落石が国道上に散乱した（写真-1、図-1）。斜面上部に多数の不安定岩塊が認められたため（写真-2、3）、国道が通行止めとされた。重要路線で観光シーズンでもあるため早期復旧・交通開放が要請された。地質：凝灰角礫岩、平面図：図-1、断面図：図-1、3。**崩壊発生原因**：1）不安定岩塊部分の下部亀裂が拡大して崩落した。斜面下部の崖錐堆積物上で止まらずに国道まで到達した（図-1）。**応急対策**：1）斜面下部の崖錐堆積物を無人化ショベルで除去してポケットを造った（図-3、写真-4、5）。2）1）の終了後、斜面上部に残る多数の不安定岩塊を岩塊破砕薬剤（ガンサイザー）と人力で除去した（写真-6）。落下させた岩石は写真-5 の崖錐堆積物上のポケットで停止して国道に出ることはなかった。3）1）,2）の処置の後、国道の中央線上に H 型鋼と横矢板で防護柵を造成した。防護柵完成時点で片側交通開放した。**恒久対策**：1）崩落箇所周辺の広い範囲で不安定箇所を把握した（図-4）。2）1）の状況と、応急対策 2）で不安定岩塊の完全な除去は困難だったので、斜面上部の対策と斜面下部での待ち受け対策が必要になった。3）DDA（不連続変形法）による落石シミュレーションで落石エネルギーや跳躍量を推定した（図-5）。4）3）に基づいて待ち受け対策工法の比較検討を行い（図-8、9）、最も経済的な繊維補強落石防護柵（ジオロックウォール）を採用した。5）斜面上部・中部にロープネットを敷設した（写真-7、8）。その後、斜面下部の崖錐堆積物を有人施工で完全に除去した。6）国道ぎわにジオロックウォールを造成した（写真-10）。7）上部転石除去、落石ネット、コンクリート根固めなどを施工した（写真-9）。8）調査中に、災害箇所北側斜面が極めて不安定なことが判明し、同時期の対策が必要になった。**教訓**：1）斜面下部にある空き地（ポケット）は斜面防災上で貴重な資源である。崖錐堆積物などを定期的に除去してポケットの機能を維持する。2）無人化ショベルは高価であるが、作業能力は高い。3）斜面上部の見えにくい不安定岩塊の把握と対策を行う。

写真-1 崩落状況

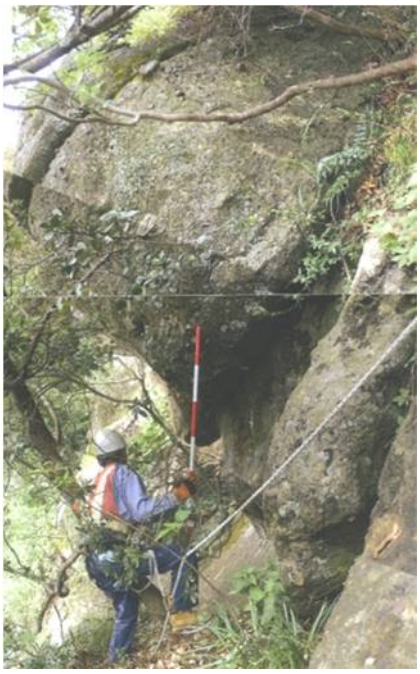


写真-2　崩落箇所付近の斜面状況

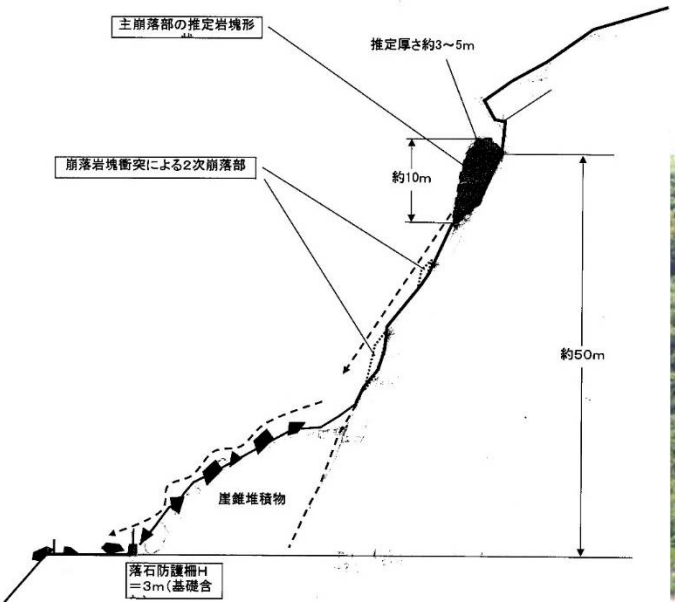


図-1　崩落経路の推定（崖錘の影響）

写真-3　崩落箇所付近の斜面状況

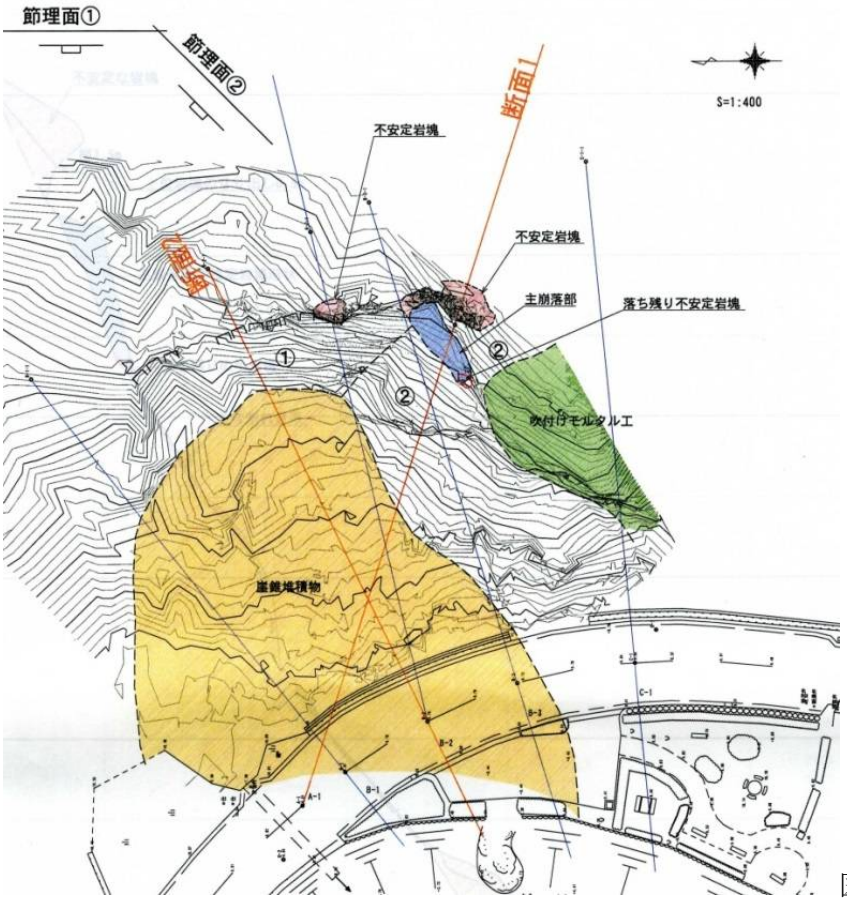


図-2　平面図

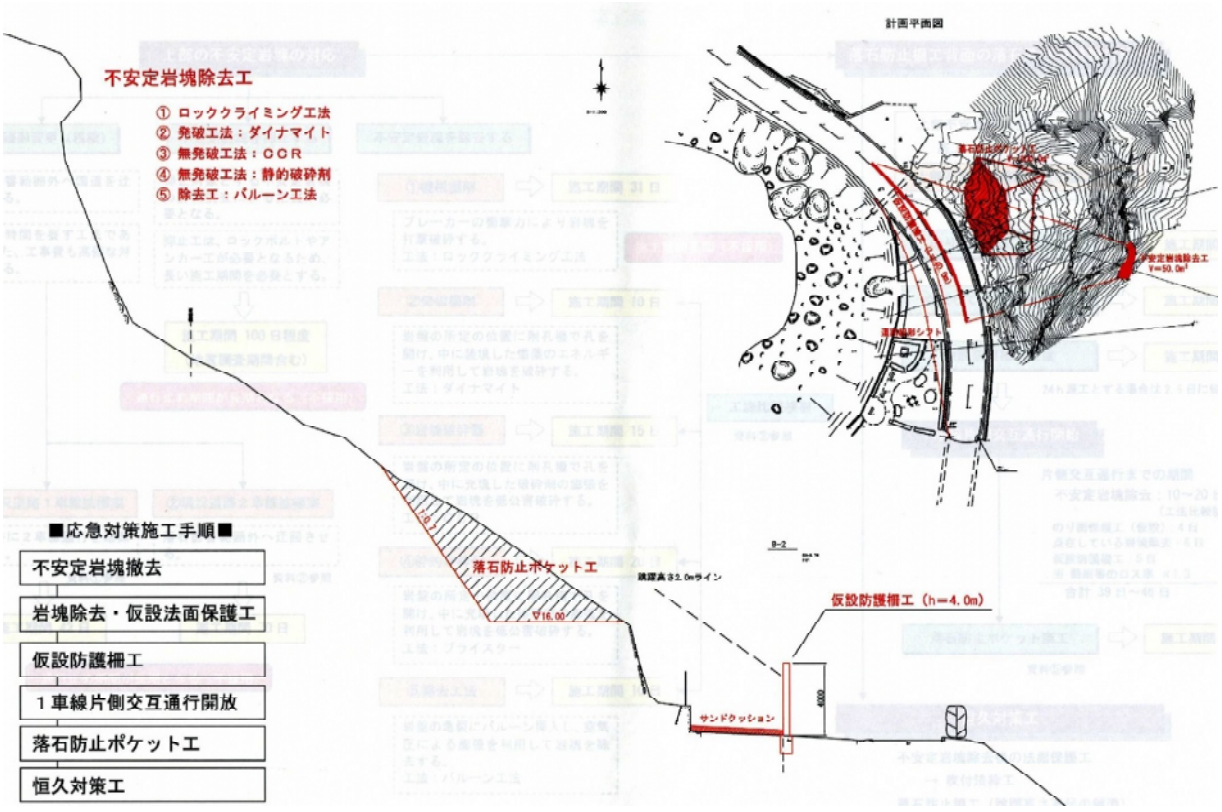


図-3　応急対策計画

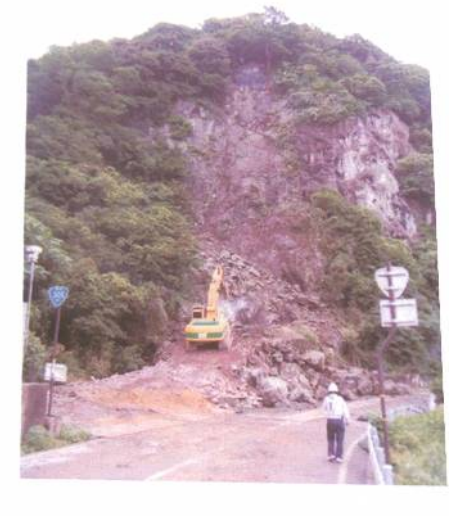


写真-4　無人化ショベルによる崖錘の除去

写真-5　崖錘除去と土のうによる下部対策（応急対策）

写真-6　斜面上部の不安定岩塊の除去（事前：左と事後：右）

図-4　崩落箇所周辺の状況

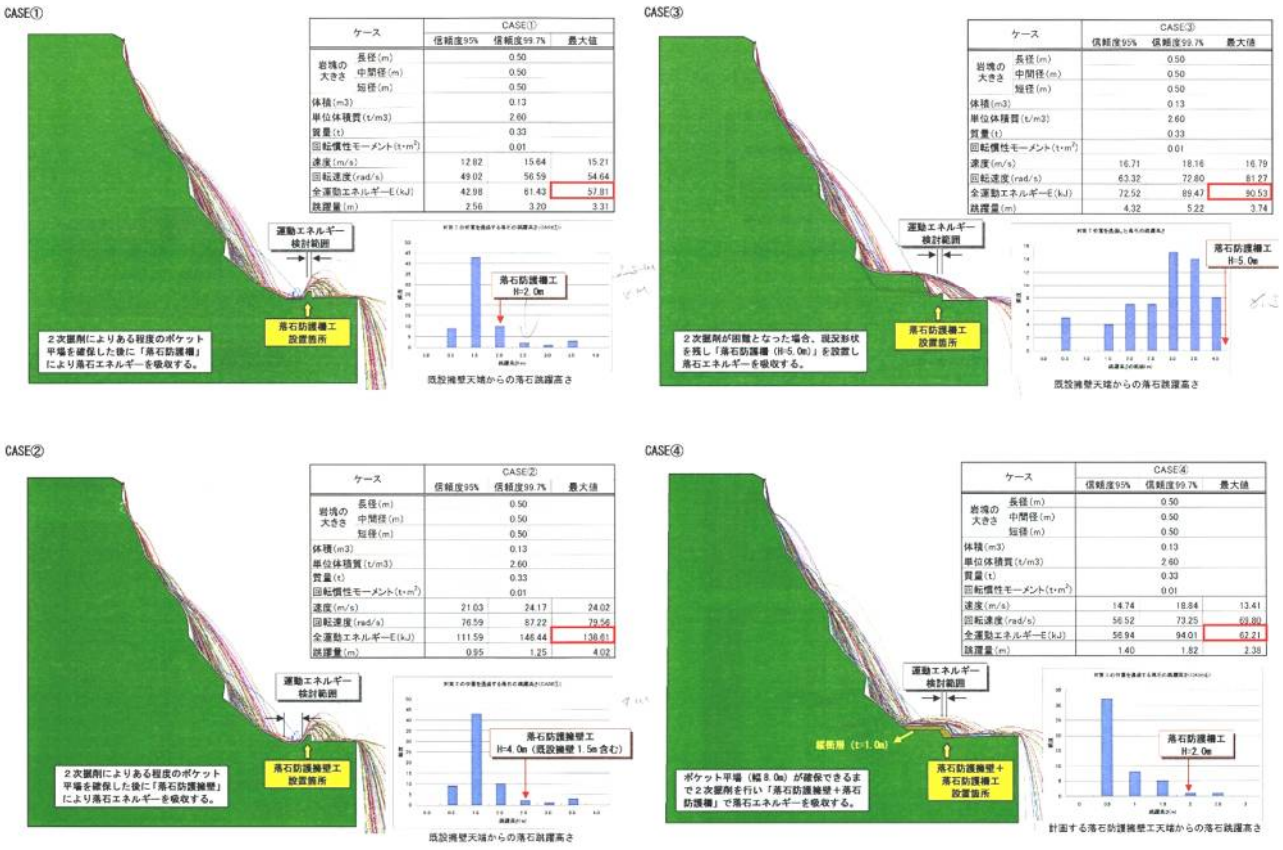


図-5　待ち受け対策工法選定のための DDA 解析

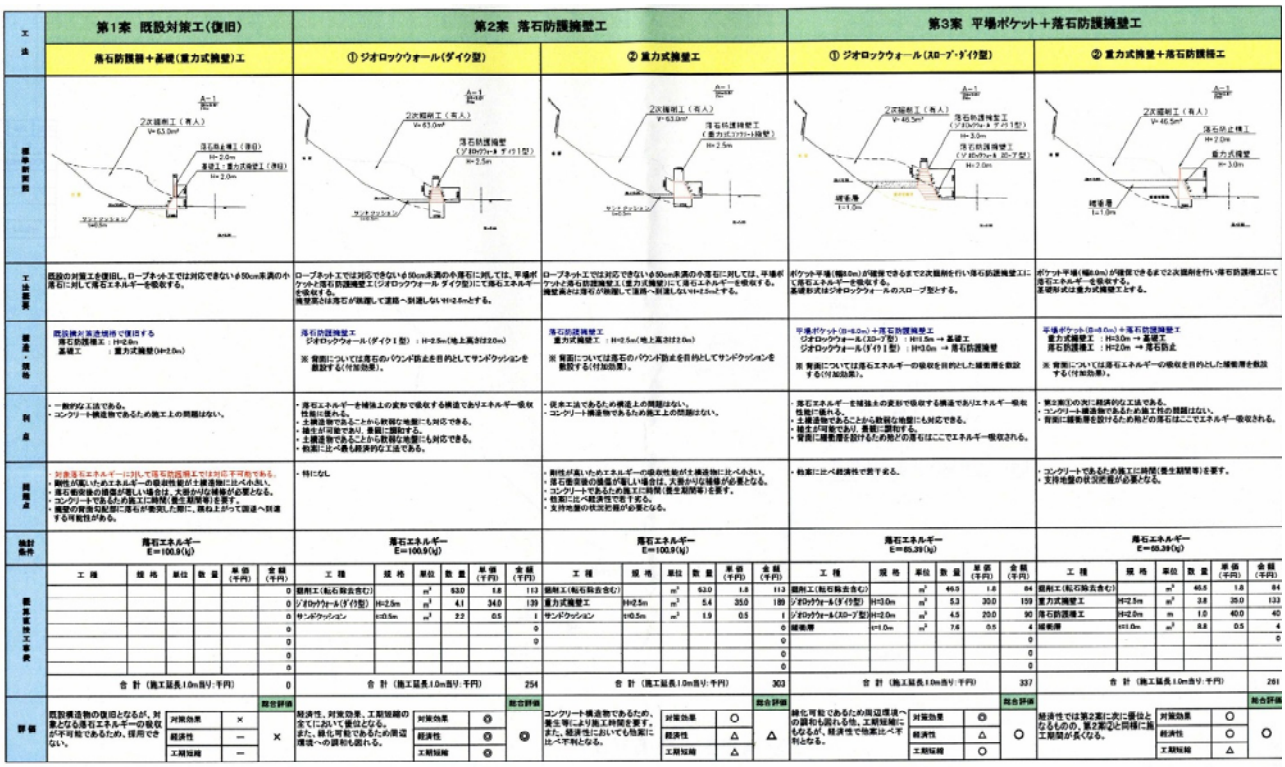


図-6　待ち受け対策工法の比較

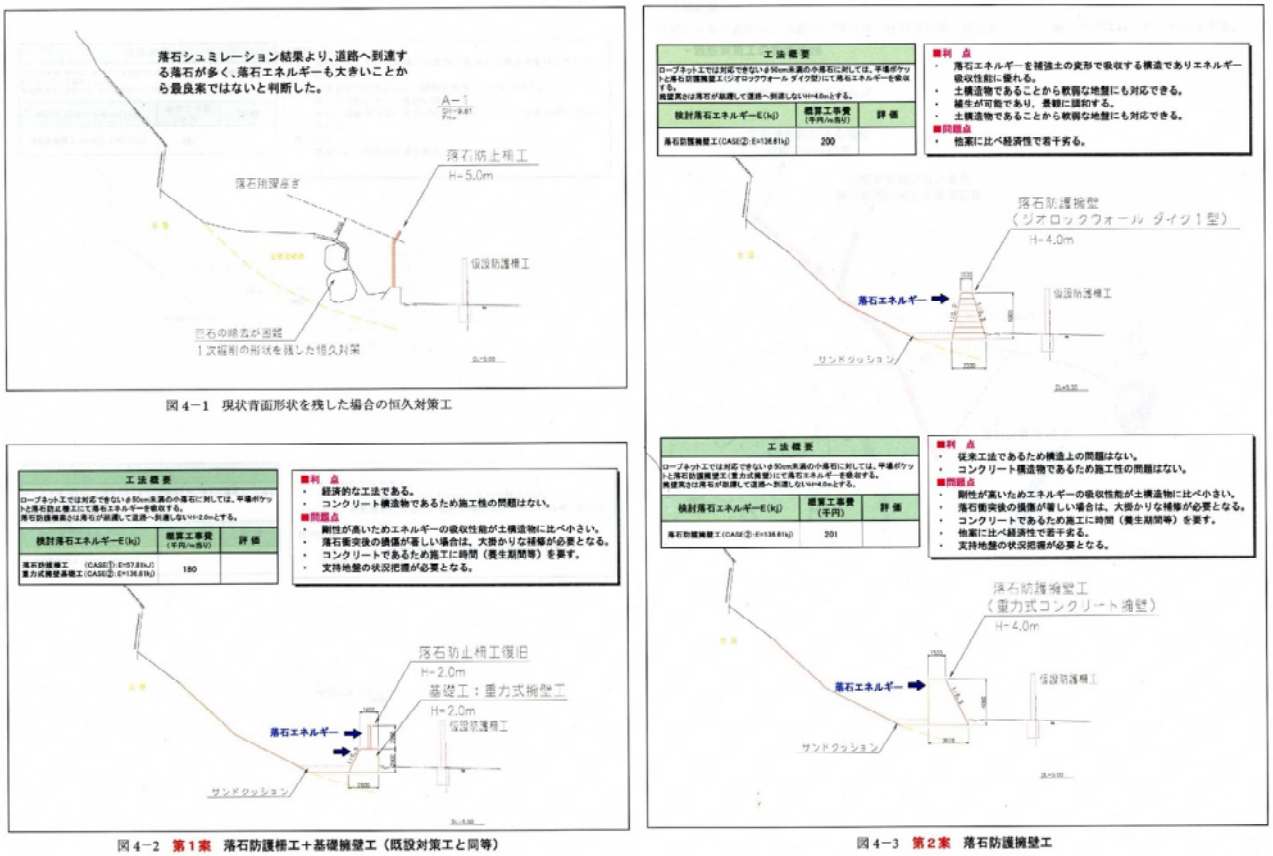


図4－1　現状背面形状を残した場合の恒久対策工

図4－2　**第1案**　落石防護柵工＋基礎擁壁工（既設対策工と同等）

図4－3　**第2案**　落石防護擁壁工

図-7　待ち受け対策工法の比較

写真-7　ロープネットによる上部対策　　写真-8　ロープネットによる中段対策

写真-9　コンクリート根固めによる下部対策　　写真-10　ジオロックウォールによる待ち受け対策

【事例 1-1⑧】 2007 年 8 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川

【事例 1-1⑦】調査中に、隣接北側の自然斜面で多数の不安定岩盤や浮石・転石の存在が把握された（写真-1～3）。斜面上の全ての不安定岩塊、浮石・転石を把握し（図-1）、除去・固定などの判定を行った。大規模岩盤崩落の可能性がある岩塊（写真-2）は、将来にグラウンドアンカー工などの対策を行うとし、それまでは伸縮計・玉コロ検知器・目視で計測管理を行う。除去できない大型岩塊はロープ固定工とした。浮石・転石は小割りして、できるかぎり除去することとした。除去できない浮石・転石について、道路線形迂回・ロックシェッド・落石対策工を比較して落石対策工を採用した。落石対策工として、ジオロックウォール・ワイヤーロープ伏せ工・高エネルギー吸収型落石防護ネット・高エネルギー吸収型落石防護柵（RSS 工法・HRF 工法）・高エネルギー吸収型ポケット式落石防護網を比較し、高エネルギー吸収型落石防護柵（RSS 工法）を採用した。法尻部ボーリングにより、高エネルギー吸収型落石防護柵の支持力に限界があることが判明し、防護柵の落石エネルギー吸収能力に制約が生じた。除去できない浮石・転石重量についてヒストグラムを作り（図-2）、落石シミュレーション（不連続変形法：DDA）を行って（図-3）、高エネルギー吸収型落石防護柵の落石エネルギー吸収能力と斜面上での固定工の組合せでの全体コストを最小にする防護柵規模を決定した（図-5､6）。植物が繁茂している時期には、斜面下部からの目視や斜面上部での現地踏査でも不安定岩塊の発見や評価は困難である。できるだけ現地に近づいた踏査が重要である。**教訓**：全体コストを最小にする、落石の発生源対策と待ち受け対策のバランスを検討する。

写真-1　斜面の全景（不安定な岩塊は見えない）

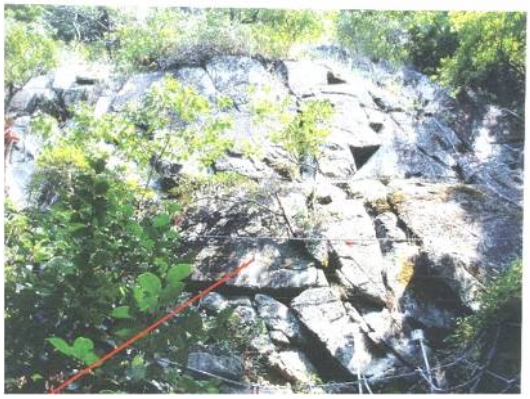


写真-2　不安定な岩盤の状況

写真-3　不安定な岩盤、岩塊の状況

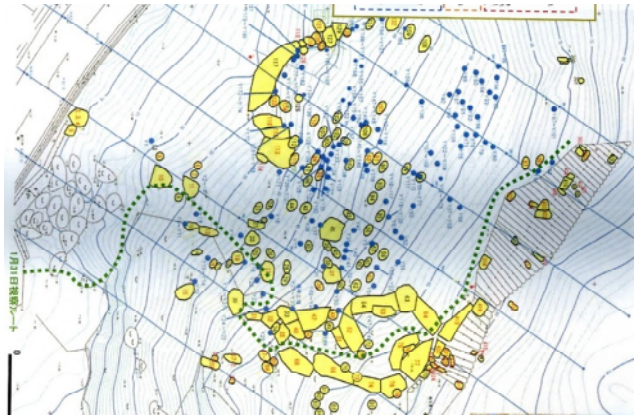


図-1　不安定な岩盤、岩塊の分布

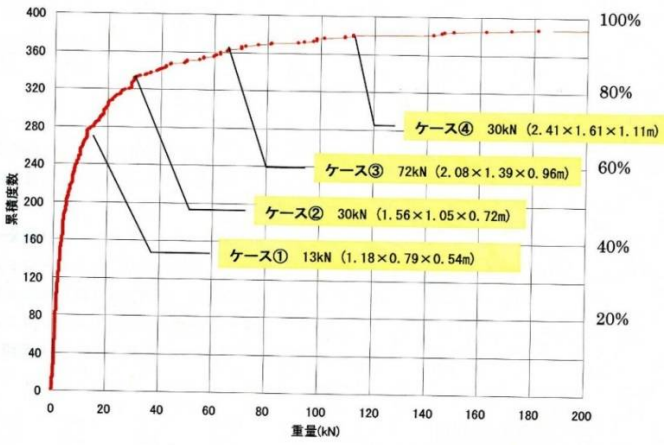
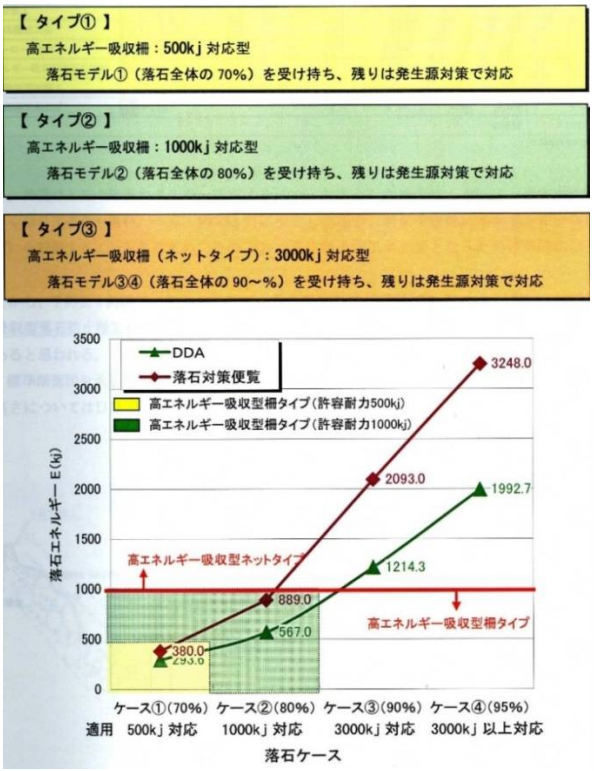


図-2　浮石・転石の累積度数

図-3　DDA による落石エネルギーの算出



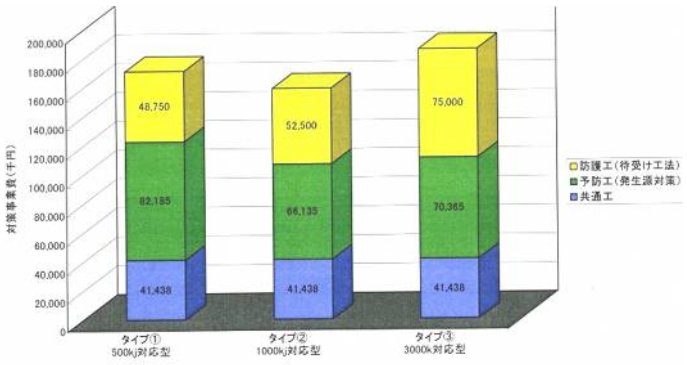


図-5　斜面下部での高エネルギー吸収柵の比較　図-6　発生源対策と待ち受け対策のバランス比較

1-2 地形

1）大規模切土では地すべり地形・過去の崩壊地形の判読が重要

【事例 1-1①】 1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

【事例 1-1①】の図-9､10 に示すように、過去の大規模な崩壊地形の内部での切土掘削を避ける。

【事例 1-2①】

道路のための切土掘削を行って下部擁壁を完成した後に､斜面の広い範囲で表層崩壊が生じた(写真-1)。過去の（比較的新しい）崩壊土砂の堆積部分を標準勾配で掘削したため、斜面の強度が不足した。**教訓**：1）地形図から、過去の崩壊地形であることは比較的容易に読み取られる地形であった。2）緩傾斜の土砂斜面の切土掘削を行う場合は、強度試験などを実施することが望ましい。

写真-1　崩壊状況

2）活断層付近での地層調査には特に注意

【事例 1-1①】 1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

【事例 1-1①】の位置は甲楽城断層（活断層、B 級）の近傍であり地層構成が複雑であった。活断層付近での地層調査には特に注意する必要がある。

3）道路横断方向だけでなく地形によっては縦断方向の安定性も検討

【事例 1-2②】 2004 年 3 月、国道 162 号 小浜市田烏

切土施工後 1 年 8 ヶ月後の斜面で最大長さ約 150m・最大幅約 100m（面積約 12,500m2）の道路縦断方向のすべりが生じて下部の道路面が隆起した（写真-1､2)。地質：下部からチャート・砂岩・凝灰岩・泥岩・崩積土、平面図：図-1,2、断面図：図-3。**当初の調査･設計･施工**：ボーリングは上・下段部の 2 本。ボーリング中に高い地下水位が観測されているが、切土施工中に湧水は観測されなかったので、地下水位については配慮していない。側部に小規模な竹林や崖錘が存在したが、地すべり地形などは認められず、道路縦断方向のすべりは想定しなかった。切土施工中に下段で小規模な表層剥離があった。**今回の調査結果**：弾性波探査では全体として風化層が厚く、混合層粘土の存在など、切土による応力解放の影響を受けやすい地層である（図-5)。岩石試料の吸水膨張特性はみられなかった。粘土鉱物の X 線分析で膨潤性粘土のモンモリロナイトは検出されなかった。すべり面付近で、膨潤性のある混合層粘土が少量ずつ検出された。ボーリング調査でも厚い風化層が確認された。パイプひずみ計によりすべり面位置が求められた。通常時の地下水位はすべり面位置から 4～5m 程度上である（図-4)。**地すべりの状況**：地下水位は短期間の降雨の影響はあまり受けないが、2 日程度以上継続する降雨に対しては数 m の上昇が観測されている（図-4)。この特性から、融雪時期には地下水位が上昇する可能性が高い。地すべり土塊の移動量は降雨の影響を受ける（図-4)。平成 14 年 7 月に切土が完了して、切土斜面は融雪時期を 2 回経験している。**地すべりの原因**：①風化層が厚く堆積しており、切土に伴う応力解放の影響を受けやすい地層であった。②今回の切土を行うことで、道路縦断方向のすべりに対する側面の抵抗が減少し、地層の傾斜方向もあり、3 次元的にみて不安定な地形となった。③継続的な降雨や融雪により地下水位の上昇が繰り返された可能性が強く、①と相俟って切土斜面の劣化を進行させた。④融雪に伴う地下水位の上昇が有効応力低下による地盤の強度低下をもたらし、今回の地すべりの直接の誘因となった可能性が強い。⑤切土を行った後、①～③の特性により地盤の劣化が時間とともに進行し、切土施工後 1 年 8 ヶ月を経過して④により今回の崩壊に至ったと推定される。**対策**：排土、グラウンドアンカーなどの工法が検討された。**教訓**：通常の道路横断方向の安定性だけでなく、地形によっては縦断方向の安定性も検討する。

写真-1　すべりブロック

写真-2　側面部での崩壊

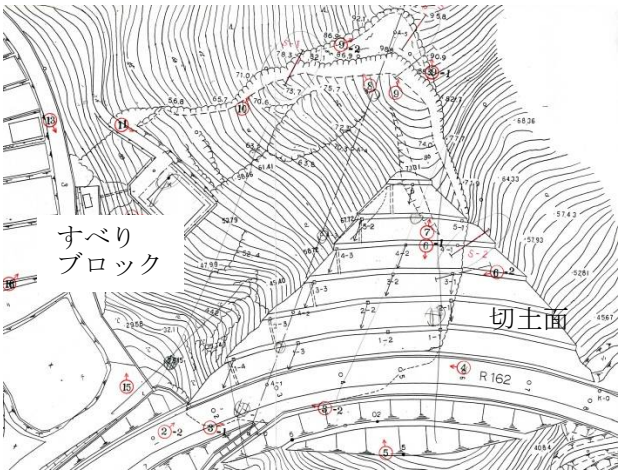


図-1　平面図

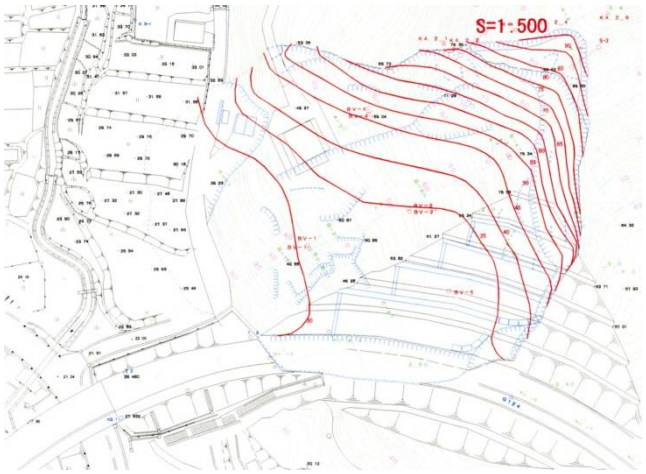


図-2　すべり面の等高線図

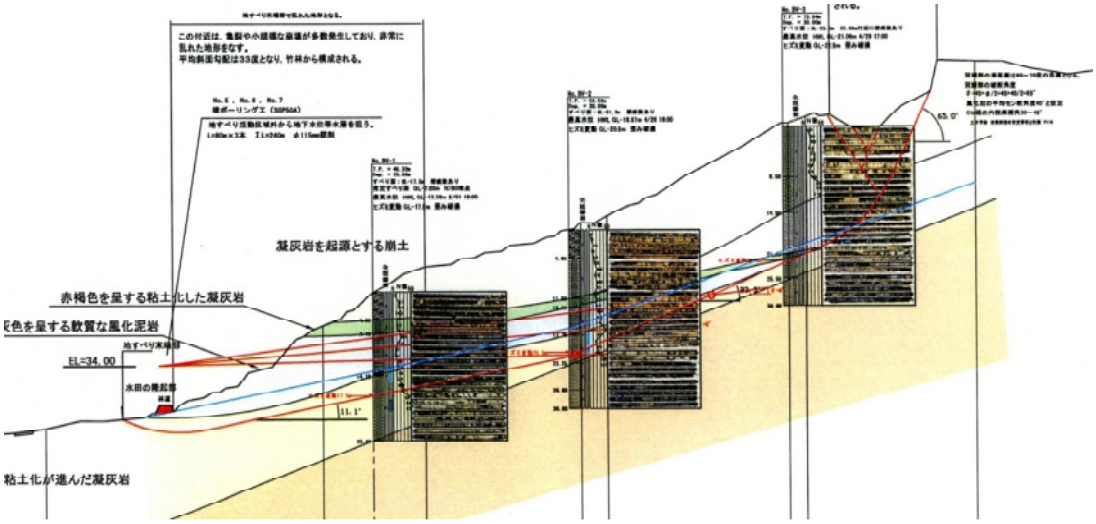


図-3　道路横断面図

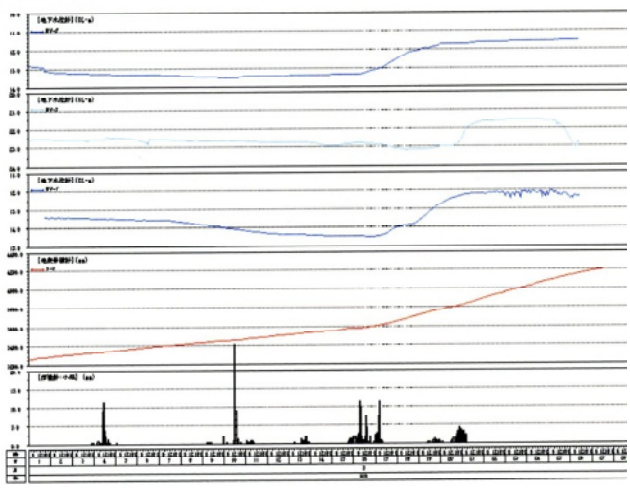


図-4　降雨、地下水位、伸縮計変位の関係

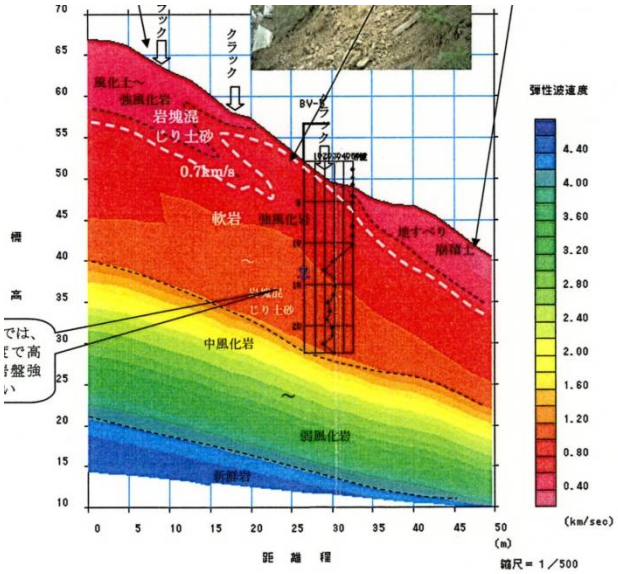


図-5　弾性波探査結果

【事例 1-2③】 2011 年 3 月、桝谷ダム管理用道路

切土施工後 17 年を経過した吹付けモルタル法面で斜面崩壊が発生し、切土設計の妥当性が問題となった（写真-1､2)。地質：砂岩（下部）・粘板岩。崩壊下部の崩壊箇所左側の下から 5 段目小段から右側の 1 段目小段にかけて吹付けモルタルに大きな亀裂（写真-1）があり、地山が砂岩と粘板岩の地層境界または破砕帯で直線的に数 10cm すべり移動したと推定した。4 段目小段などで、この亀裂からかなりの湧水がある。このすべり部分の下部に自由端がないので、極端に大きなすべり移動は発生しないと推定した。このすべり面の斜面奥行き方向の傾斜角度は不明であるが、道路縦断方向のすべり変位に比べて、道路横断方向（斜面直交方向）の変位が小さいことと、湧水が見られることから、斜面奥行き方向の傾斜角度は大きくないと推定した。崩壊上部の今回のすべり面は土砂で、局所的に軟岩層の露出が見られる（写真-2、湧水は見られない)。**崩壊原因**：切土施工後 17 年を経過して、上記の岩盤すべり面の亀裂が拡大してきた状態で、本年 3 月に融雪水などが岩盤すべり面に浸透して大きな地下水圧が生じた。この水圧により､岩盤すべり面のせん断強度が低下し､岩盤すべり面上部が道路縦断方向に数 10cm すべり移動した。この移動により、岩盤すべり面上部の急勾配の表土層（土砂）が緩んで強度が低下して崩壊したと推定した。切土前の弾性波探査（図-1）と今回実施した弾性波探査（図-2）の 2 つの弾性波探査結果と岩質区分を重ねた図（図-3）で、切土前と比べて現在の弾性波速度は、特に斜面の表面近くで大きく低下している。今回崩壊箇所では凍結融解の繰り返しによる岩盤の風化も考えられる。**当初設計･施工の評価**：図-1 の弾性波探査に基づいて岩質区分を判定し、道路土工指針の最急勾配で切土勾配を決定した。設計段階で中硬岩とした層が施工段階で軟岩Ⅱと判定され、ロックボルトを施工したと推定された（図-4、表層崩壊対策であり、今回の岩盤すべりに対する対策ではない)。当時の資料と現在の資料に基づくと、切土勾配の決定には技術的な面からやや無理があると判断されるが、今回の斜面崩壊は主に道路縦断方向の岩盤すべりに起因する特殊な現象である。切土勾配をやや緩く設計していたとしても、今回の崩壊メカニズムが生じた場合、上部土砂層の崩壊を避けることは困難と推定される。**対策**：1）斜面下部の岩盤すべりは地下水圧上昇により今後も継続する可能性が高く、斜面上部のみを修復しても、同じ崩壊が起きる可能性が高い。2）岩盤すべりが道路縦断方向であるため、グラウンドアンカーなどで固定できるかどうか不明である。3）不安定部分の除去量は相当大きくなる。4）崩壊上部の不安定箇所の整形と植生吹付けなどの最低限の対策を行い、道路に防護柵を設置して、斜面から離れた位置に道路線形を変える方法も考えられる。**教訓**：1）切土勾配の決定方法に注意が必要。2）道路縦断方向へのすべりに注意する。

写真-1　崩壊箇所全景

写真-2　崩壊箇所上部

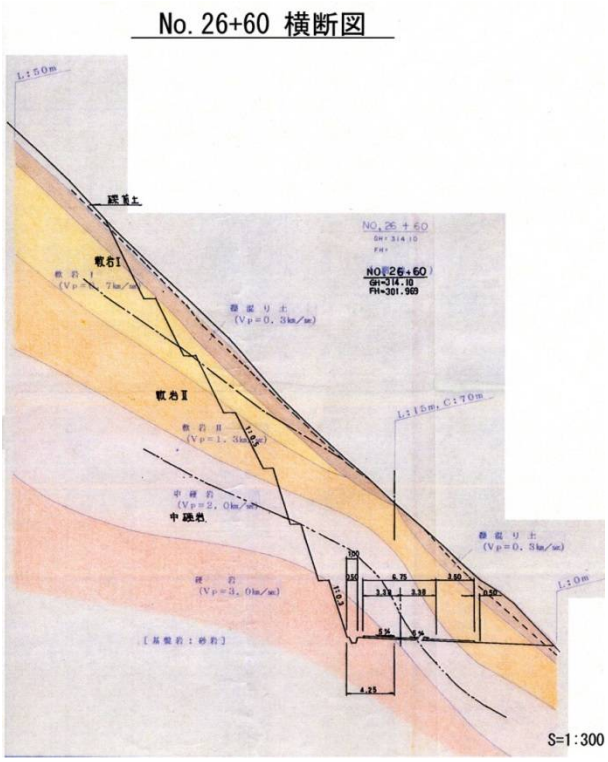


図-1　切土前の弾性波探査結果

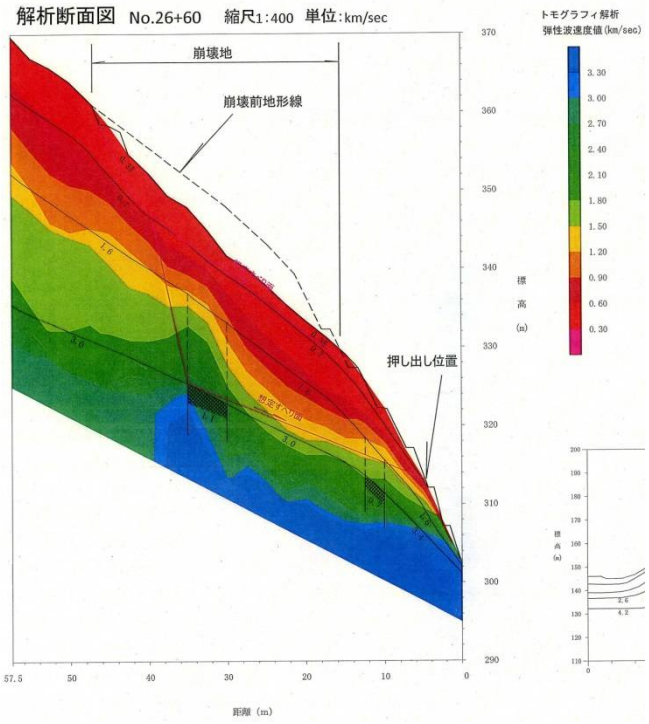


図-2　現時点での弾性波探査結果

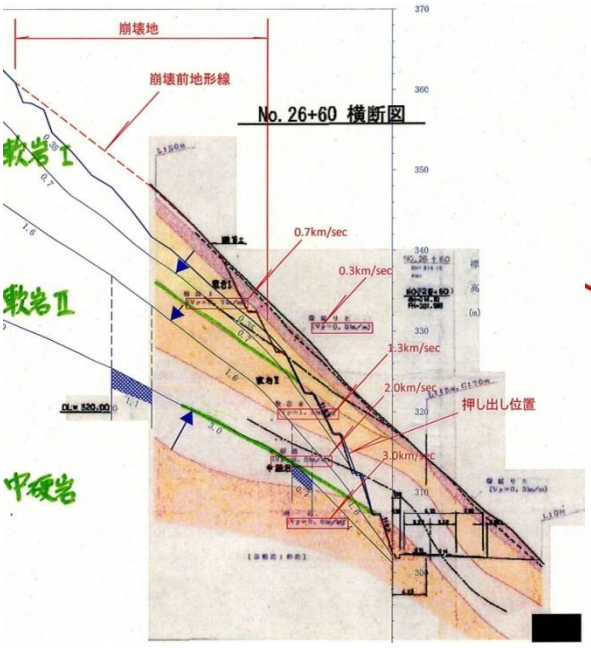


図-3　図-1､2 の重ね合わせ

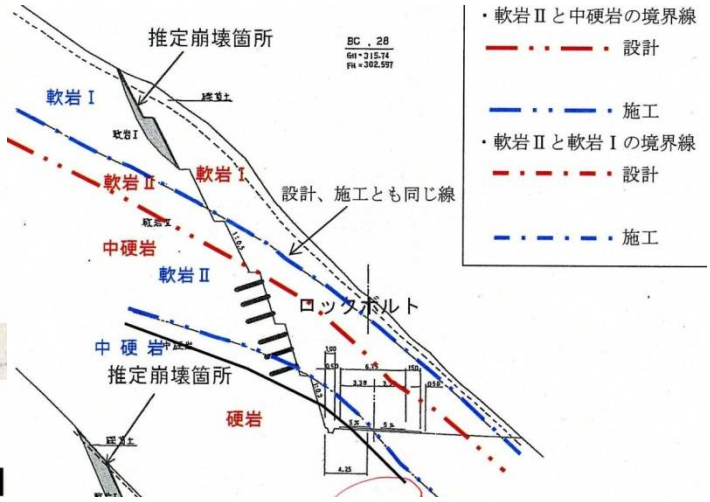


図-4　切土施工中の岩区分判定とロックボルト施工

1-3 地質

1）調査ボーリングで膨張性の頁岩・泥岩に注意

【事例 1-1②】 1997 年 10 月、勝山市北谷町杉山地内

【事例 1-1②】の図-4 に示したように、切土では調査ボーリングを法尻高さまで行うとともに、膨張性

の頁岩や泥岩がないかを確認する。

【事例 1-3①】 2013 年 9 月、国道 27 号 若狭町倉見

切土施工の最終段階の掘削部分で表層崩壊が発生した（図-2､3、写真-1～11）。斜面下部に局所的に分布する黒色泥岩（通称）の影響が問題となった。地質：混在岩、泥岩・頁岩・砂岩（図-1）、平面図：図-2、断面図：図-3、崩壊の特徴：図-7、写真-12～14。既往ボーリング結果の確認（図-14～17：ボーリングコアでは黒色泥岩は把握されていない）。**変状発生原因**：切土最下段に、固結が十分でなく吸水膨張性の高い黒色泥岩が分布している。掘削による応力開放と掘削面からの降雨水の浸透により、黒色泥岩が吸水膨張して強度が低下して崩落し、これに伴って上部の土砂部が崩落したと推定される。崩落箇所は今回の崩落前にも小規模な崩落を起こしたとのことで、黒色泥岩がやや広範囲に集中して分布していたようである。崩落前に降雨日が連続しており、崩落前日のまとまった降雨により吸水膨張が加速したことが直接の誘因となったと推定される。ボーリング結果では 2 月時点でも地下水位は低く、切土施工中に生じた湧水量も降雨によりほとんど変化しないとのことで、地下水位の上昇が誘因となった可能性は低い。崩落箇所付近で 2 本のボーリングが行われており、固結した頁岩は把握されているが、斜面表面の目視観察では、黒色泥岩の分布は局所的であり、点のデータであるボーリングでは黒色泥岩の存在を把握できなかったようである。設計で、切土面上部の土砂層に法枠と鉄筋挿入工が計画されているが、崩落時点では法枠と鉄筋挿入工は施工されていなかった。法枠と鉄筋挿入工を施工していたとしても、最下段の黒色泥岩の崩落を防止することはできなかったと推定される。**応急対策**：大型土のうによる押え（図-5､6）と、崩落土砂を用いた押え盛土が施工されており当面の問題はない。崩落箇所東側・西側の法面にも黒色泥岩が分布しており崩落の可能性がある。黒色泥岩の吸水膨張抑制のため斜面内部への降雨水の浸透を防止する必要があり、特に小段部分に注意してブルーシートを完全に敷設する。崩落箇所東側・西側でも崩落の可能性があるので、道路側部のスペースを利用して H 型鋼と横矢板による仮設防護柵を設置する。仮設防護柵が完成するまでの対処として、崩落箇所の東側・西側の法面最下段にもたれ形式で土のうを設置する。照明とビデオを準備して 24 時間の監視体制を実施する。伸縮計を 2 基設置して計測監視を行う。伸縮計の管理値は【事例 1-6④】を準用する。**調査試験**：黒色泥岩の分布を法面表面の目視で把握する。頁岩、泥岩の吸水膨張試験（2 種類）を実施する。試料は風化程度の異なるものを 3 種類程度採取して行う。**恒久対策**：基本計画（図-10､11）。黒色泥岩の強度 c、ϕ の逆算（図-13）。対策工法の比較（表-2、図-12）。①現在の切土形状を維持して上部は法枠と鉄筋挿入、黒色泥岩部分は法枠とグラウンドアンカーとする方法（法枠の間は雨水の浸透が防止できるモルタル吹付けなど）、②緩い勾配で切土を全面的にやり直すなどの案を比較検討する。参考事例として舞鶴若狭自動車道の舞鶴 IC では 1：1.8 を採用している。**教訓**：嶺南地域で頁岩に遭遇した場合には吸水膨張性を調べておく。施工中に吸水膨張性の高い泥岩に遭遇した場合は直ちに抜本的な対策工を検討する。

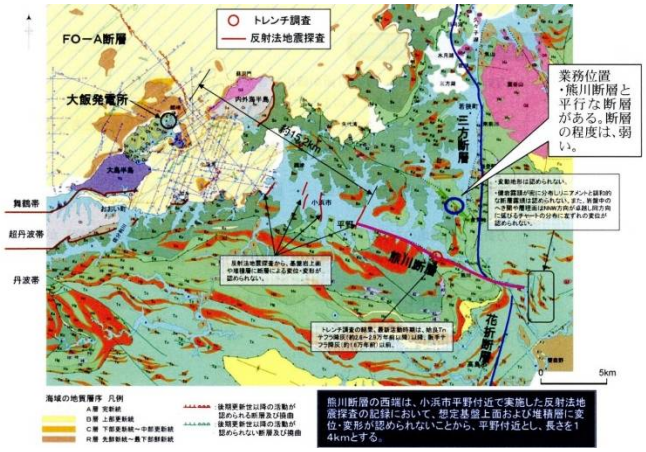


図-1　地質図（ネット）

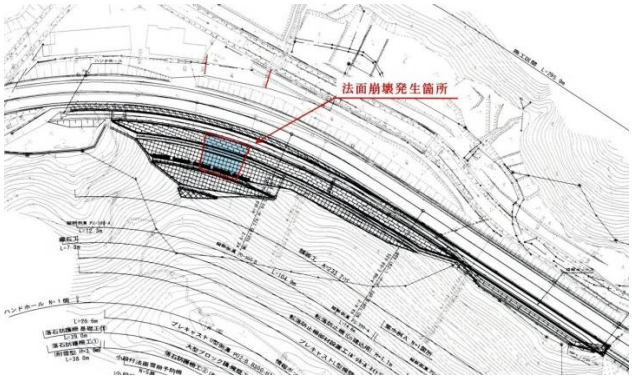


図-2　崩壊箇所平面図

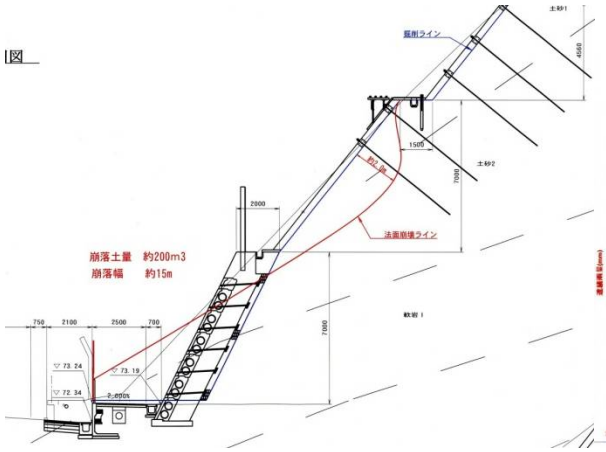


図-3　崩壊箇所断面図

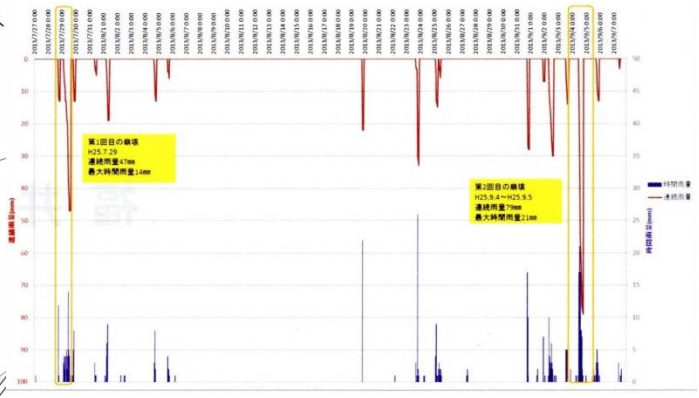


図-4　降雨状況テレメータ倉見

表-1　崩壊の経緯

日　付	時　間	状　況	添付資料
平成25年9月4日	PM5:00	・仮吹付けモルタルの剥離、クラックの発生を確認	添付資料-1
	PM7:00	・仮吹付けモルタルの剥離、クラックの拡大を確認	
平成25年9月5日	AM8:00	・仮吹付けモルタルの剥離、クラックの拡大、一部法面崩壊を確認	添付資料-2
	PM0:30～1:00	・法面崩落の拡大	添付資料-3
		小浜国道維持出張所　岡本所長　笠羽係長　瓜生技術員　藤崎技術員　法面崩落状況の確認	
	PM1:00～	・法面崩落応急処置の開始	
平成25年9月6日	～AM2:00	・法面崩落応急処置の終了	添付資料-4

写真-1　9/4 PM5：00

土砂部シート、凹部粘土層、湧水パイプ：降雨で湧水量変化なし

写真-2　9/4 PM7：00

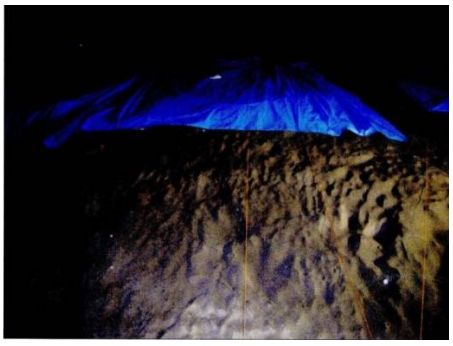
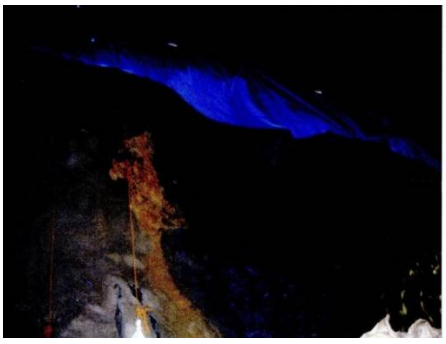



写真-3　9/4 PM7：00

写真-4　9/5 AM8：00

写真-5　9/5 AM8：00

写真-6　9/5 PM0：30～1：00

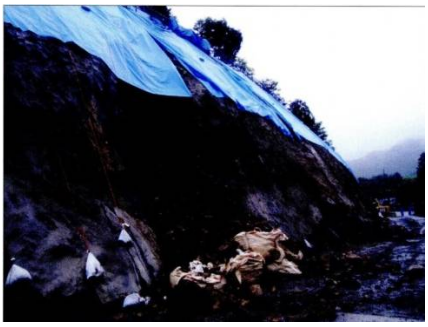


写真-7　9/5 PM0：30～1：00

写真-8　9/5 PM0：30～1：00

写真-9　9/5 PM0：30～1：00

写真-10　9/6 応急処置終了

写真-11　9/6 応急処置終了

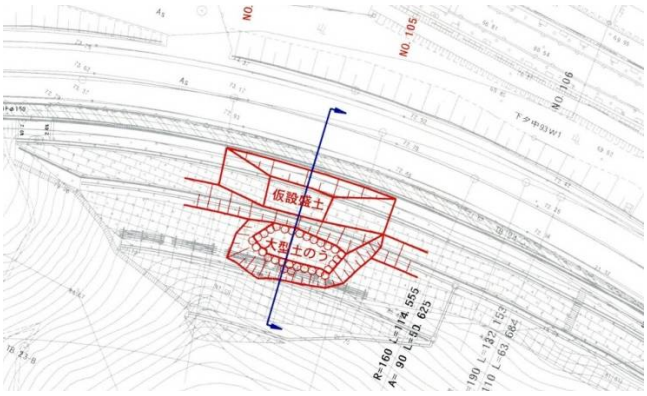


図-5　応急処置平面図

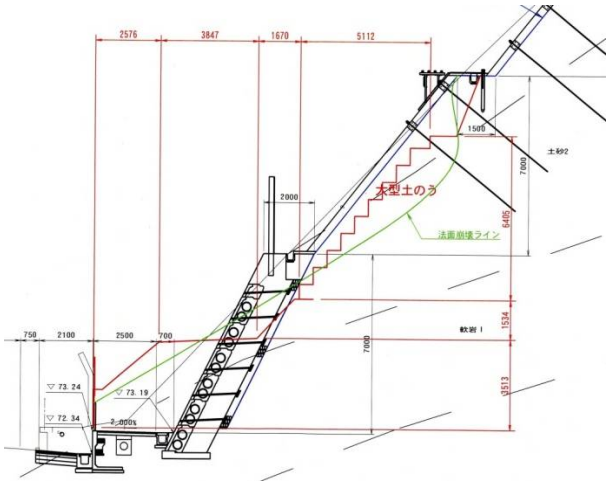
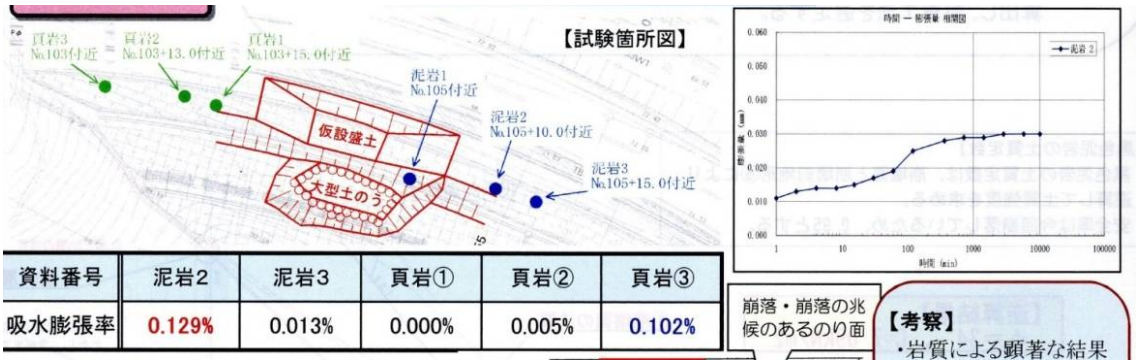


図-6　応急処置断面図

Point①；1：500の地形図を地形判読した結果、崩壊ブロックが読み取れるが、これらは、地すべりというより表層の崩壊と考えられる。
Point②；対象箇所の岩盤には、崩壊の素因となる3つの面（T面、R面、S面）の存在が確認できた。
Point③；崩壊地の左側法尻に黒色泥岩が見られる。【写真①参照】
Point④；切土工事は、計画面+0.5m程まで切り下がっており、そのすぐ脇にすべりの底部があると推察される。
Point⑤；崩壊地の左側岩盤に崩壊の素因となった面構造（T面、S面）が見える。この面構造は、粘土化しているようには見えない。【写真②参照】

図-7　崩壊の特徴



資料番号	泥岩2	泥岩3	頁岩①	頁岩②	頁岩③
吸水膨張率	0.129%	0.013%	0.000%	0.005%	0.102%

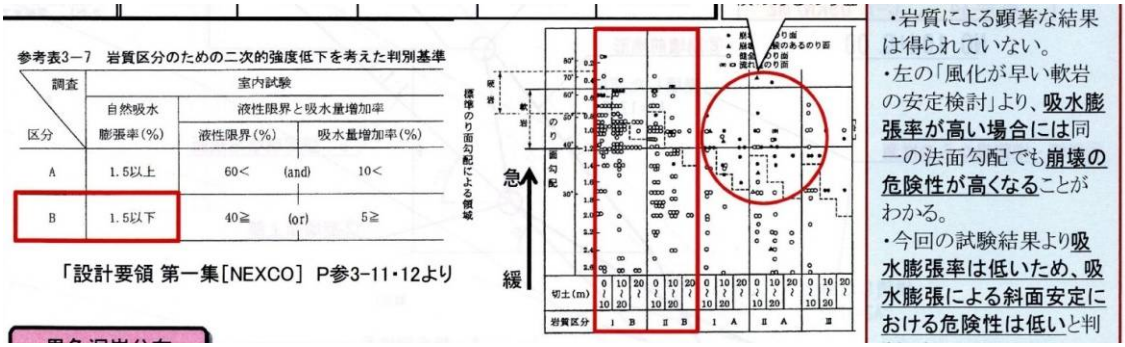


図-8　吸水膨張試験

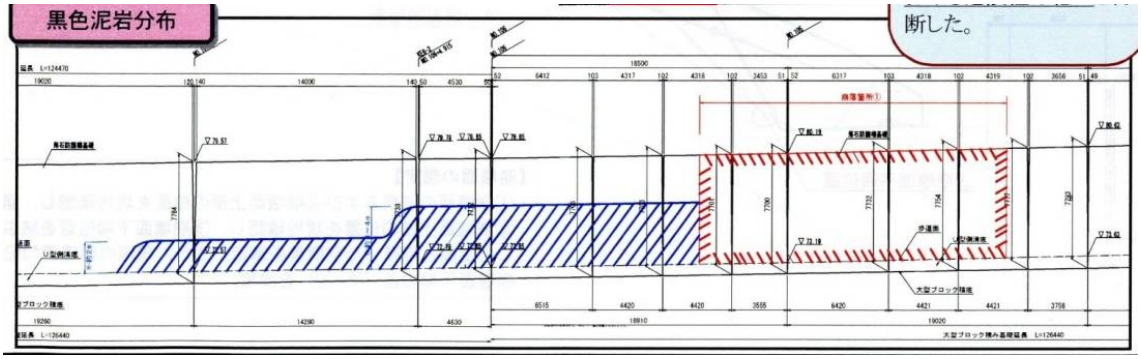


図-9　黒色泥岩の分布

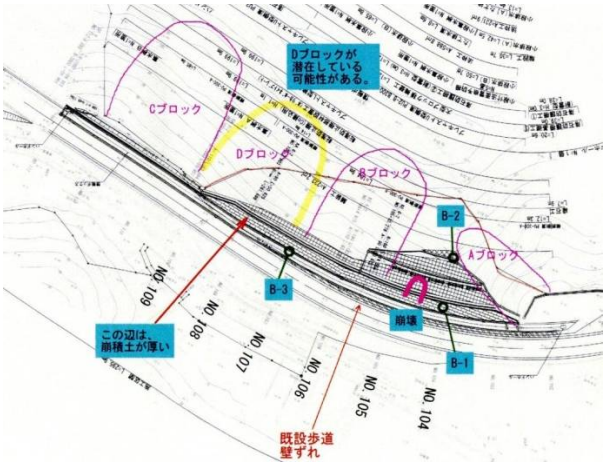


図-10　復旧計画全体平面図

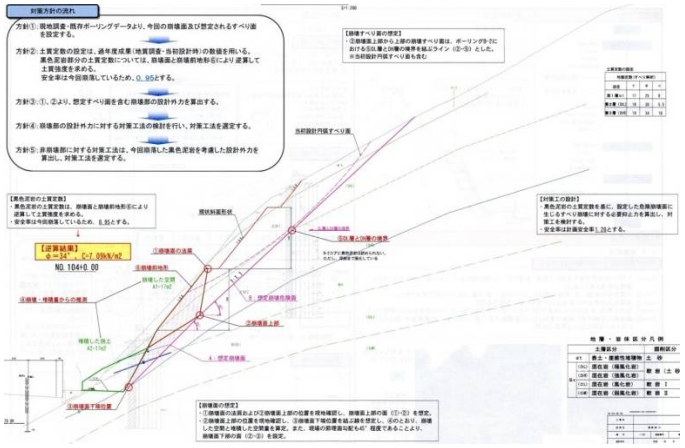
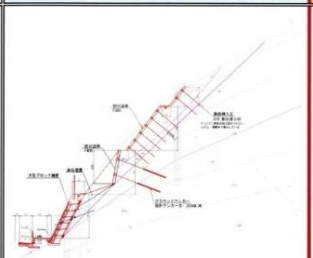
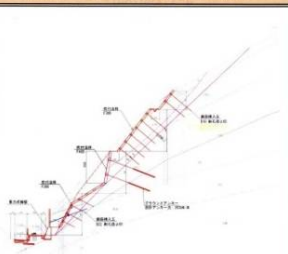
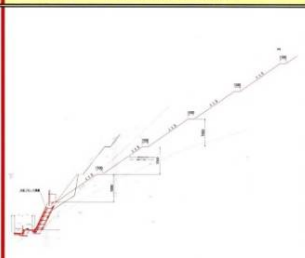
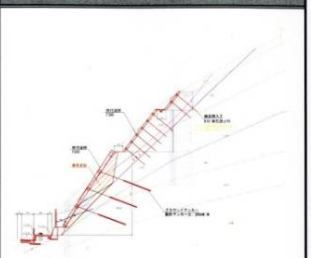


図-11　崩壊パターンと対策工

表-2　対策工法の比較

	第1案　アンカー工＋大型ブロック擁壁	第2案　アンカー工＋重力式擁壁	第3案　切土工＋重力式擁壁	第2案(非崩壊部) アンカー工＋重力式擁壁
概要図				
工法概要	・現在の切土状況を維持して対策を行う案。 ・想定すべり面に対し、滑落崖より上部は、アンカー工＋鉄筋挿入工、下部については大型ブロック擁壁を設置し、背面の土塊の安定を図る。 ・滑落崖より上部の必要抑止力203kN/m。 ・アンカー工より上部の円弧すべりは鉄筋挿入工で抑止。 ・枠内は斜面内部への降雨水の浸透を抑制するため、モルタル吹付とする。	・現在の切土状況を維持して対策を行う案。 ・想定すべり面に対し、滑落崖より上部は、アンカー工＋鉄筋挿入工、下部については擁壁背面の土塊を鉄筋挿入工で抑止した上で落石防護柵基礎の重力式擁壁を設置する。 ・滑落崖より上部の必要抑止力203kN/m。 ・アンカー工より上部の円弧すべりは鉄筋挿入工で抑止。 ・枠内は斜面内部への降雨水の浸透を抑制するため、モルタル吹付とする。	・用地幅を考慮して切土工を行う案。 ・標準切土勾配を(1:1.5～1.8)とした場合に用地内に収まらない。 ・斜面裾部からの切土とすることにより崩壊部の影響はなくなる。 ・枠内は斜面内部への降雨水の浸透を抑制するため、モルタル吹付とする。	・斜面上部において現在の切土状況を維持して対策を行う案 ・想定すべり面に対し、アンカー工＋鉄筋挿入工で抑止する。 ・想定すべり面における必要抑止力284kN/m。 ・黒色泥岩部およびその上部のすべり土塊全体をアンカー工により抑止し、表層崩壊を鉄筋挿入工で抑止。 ・斜面裾部は落石防護柵基礎の重力式擁壁を設置する。 ・枠内は斜面内部への降雨水の浸透を抑制するため、モルタル吹付とする。
施工性	・切土状況を維持するため、すぐに工事着手が可能。 ○	・切土状況を維持するため、すぐに工事着手が可能。 ・斜面裾部は重力式擁壁基礎となり、第2案に比べて規模が縮小するため施工性に優れる。 ○	・土羽法面の一般的な土工事であるが、切り直し量が大きくなり、切土全体面積も大きくなる。 ・バックホウを上げる為のパイロット道掘削時に注意が必要である。 △	・斜面上部は切土を維持するため、すぐに工事着手が可能。 ・斜面裾部は重力式擁壁基礎となり、第2案に比べて規模が縮小するため施工性に優れる。
安全性その他	・追加切土がないため残土は発生しない。 ・崩落部と非崩落部の擁り付けが必要となる。 ・崩落部を残した場合、集水地形となるため、別途排水対策を設ける必要がある。 △	・追加切土がないため残土は発生しない。 ・崩落部と非崩落部の擁り付けが必要となる。 ・崩落部を残した場合、集水地形となるため、別途排水対策を設ける必要がある。 △	・残土量が多い。 ・用地の追加買収が生じ、鉄塔への影響があるため採用できない。 ・黒色泥岩が出現する可能性があるため、恒久対策としては不安が残る。 ○	・追加切土がないため残土は発生しない。 ・吹付法枠等のため崩落部と非崩落部の擁り付けが容易であり、全体の施工性に優れる。
工事費	工種 / 規格 / 金額(千円) 土工 0 法面工 F300，F400(アンカー部) 1,697 大型ブロック積工 2,900 鉄筋挿入工 D22 L=4.5m 1,769 アンカー工 K5-3H(L=8.0m) 1,096 直接工事費 7,462 工事費(経費50%込み) 11,100 1.05 △	工種 / 規格 / 金額(千円) 土工 0 法面工 F300，F400(アンカー部) 3,166 重力式擁壁工 480 鉄筋挿入工 D22 L=4.5m, D19 L=3.5m 2,380 アンカー工 K5-3H(L=8.0m) 1,096 直接工事費 7,122 工事費(経費50%込み) 10,600 (1.00) ○	工種 / 規格 / 金額(千円) 土工 ― 法面工 ― 重力式擁壁工 ― 直接工事費 工事費(経費50%込み) ― ―	工種 / 規格 / 金額(千円) 土工 0 法面工 F300，F500(アンカー部) 3,100 重力式擁壁工 480 鉄筋挿入工 D22 L=4.5m 1,769 アンカー工 K5-3H(L=9.5m) 1,393 埋戻工 直接工事費 6,742 工事費(経費50%込み) 10,100
判定	△	○	×	―

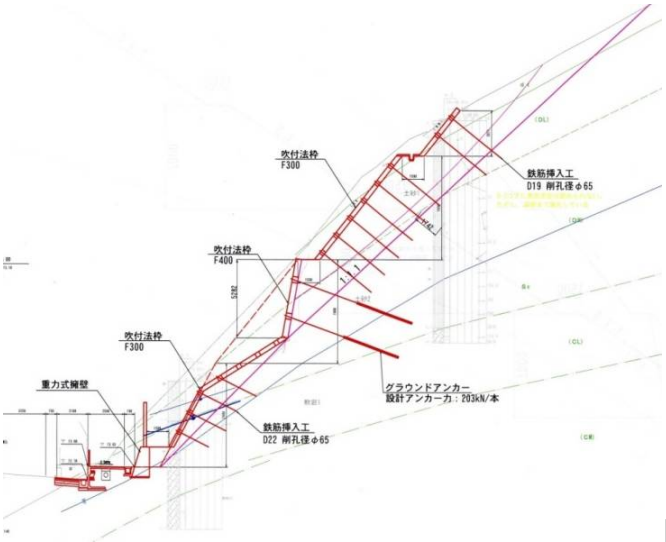
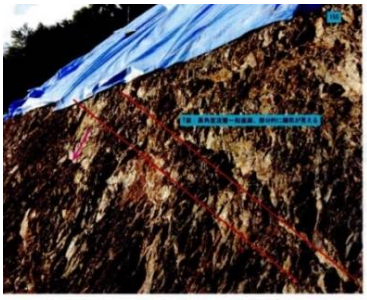
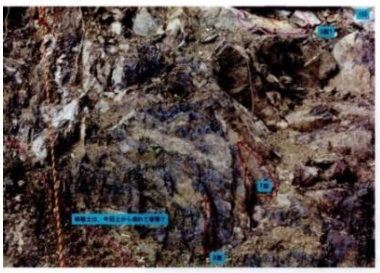


図-12　第２案（推奨案）



写真①-1
・崩壊地右側の岩盤
・高角度流盤（T 面）が卓越
・T 面の一部は、鏡肌のように見える。



写真①-4
・崩壊地左側の岩盤
・高角度流盤（T・R 面）の他に写真上端に流盤の S 面が見える。
この写真の S 面は、写真①-2 の S 面とは起因が異なる可能性があるが、T・R 面より低角度で、分離面を形成し得るものとして S 面とした。

写真①-2
・崩壊地左側の岩盤
・高角度流盤（T 面、R 面）と底面（S 面）の 3 方向の節理面の発達が見える。
・この位置の S 面は、水平に近い。

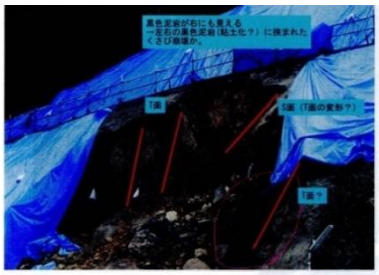
周囲と少し異なる岩塊が塊として内在している

写真①-5
・崩壊地左側の岩盤
・高角度流盤（T 面）がここでも見える。
・T 面の一部は、鏡肌のように見える

写真①-3
・崩壊地右側の岩盤
・写真左端に断層と推察される挟在層が見える。
・その他にも若干の破砕を伴う割れ目が見える。

写真①-6
・計画大型ブロックの終点付近。NO. 108 付近
・崩積土が厚い。

写真-12　崩壊面の特徴



写真②-1
・崩壊地滑落崖
・崩壊地の右端に黒色泥岩が見える、
・滑落崖に T 面の系列と推察される面が見える。これは、岩盤すべりの背面を形成することがよくある高角度流盤となっている。

写真②-4
押え盛土施工中
・切土工事は、計画面+0.5m程まで切り下がっていたようだ。

写真②-2
・崩壊全景
・この写真では、R 面と T 面で形成されたクサビ崩壊が示唆される。

写真②-5
・崩壊地右側の法尻にも黒色泥岩が見える。

左側の切土尻に黒色泥岩が見える。

写真②-3
・崩壊地右側
・右側にも黒色泥岩が挟在している。

写真②-6
・崩壊地左側の岩盤
・崩壊地の黒色泥岩ほど強度は低くないと推察するが、面構造が見える。

写真-13　崩壊面の特徴

写真-14　崩壊面の特徴

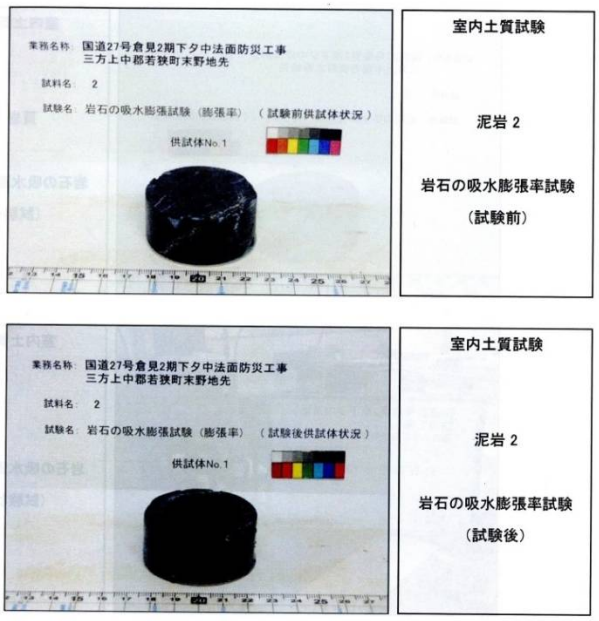
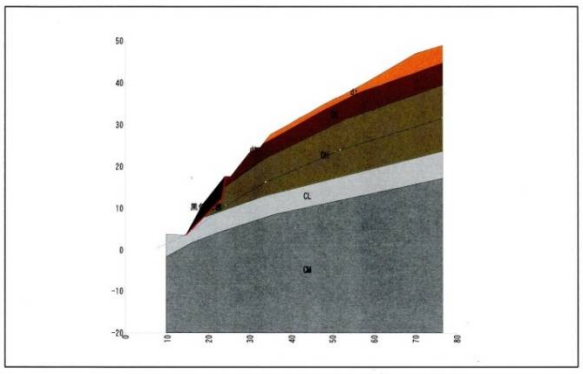


写真-15　吸水膨張試験

●黒色泥岩の土質定数設定

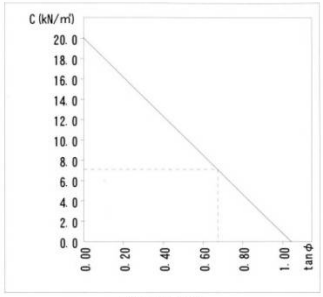
現　場　名
ケ　ー　ス　名　γ19
備　　考



土質定数

No	地層名	土質名	湿潤重量 γt (kN/m³)	飽和重量 γsat (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ (°)	内部摩擦角 tanφ	N値
1	dt		17.00	18.00	0.00	25.000	0.46630	10
2	DL		18.00	19.00	5.50	30.000	0.57735	50
3	dt		17.00	18.00	0.00	25.000	0.46630	10
4	DH		19.00	20.00	10.00	34.000	0.67450	50
5	CL		20.00	21.00	50.00	40.000	0.83910	50
6	黒色泥岩		19.00	20.00	7.09	34.000	0.67450	50
7	CM		20.00	21.00	100.00	44.000	0.96568	50

※水の単位体積重量 γw ＝ 9.80 (kN/m³)



C-tanφ関係図

以上から、C、φを次のように決定する。

C ＝ 7.09 (kN/m²)
tanφ ＝ 0.674509 (φ ＝ 34.0000 (°))

決定したC、φに基づいて、安全率を照査する。

$$Fs = \frac{\Sigma\{(N-U)\cdot\tan\phi + C\cdot l\}}{\Sigma T} = \frac{\Sigma(N-U)\cdot\tan\phi + C\cdot\Sigma l}{\Sigma T} = \frac{(341.01 - 0.63)\times 0.674509 + 7.09 \times 17.710}{373.89} = 0.950$$

図-13　強度定数 c、φの逆算

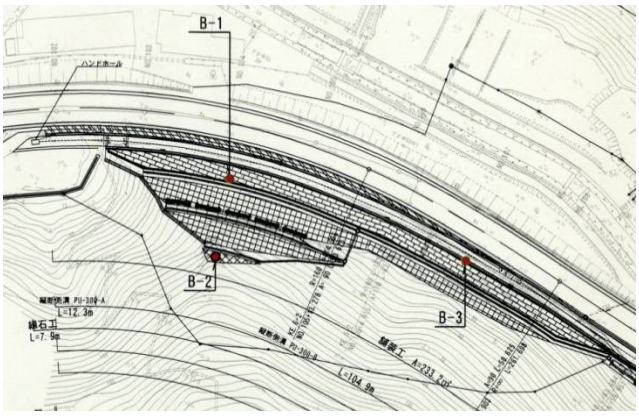


図-14　既往ボーリング位置

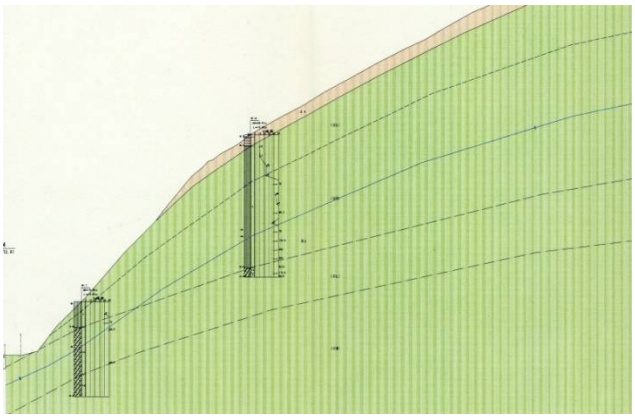


図-15　既往ボーリング結果

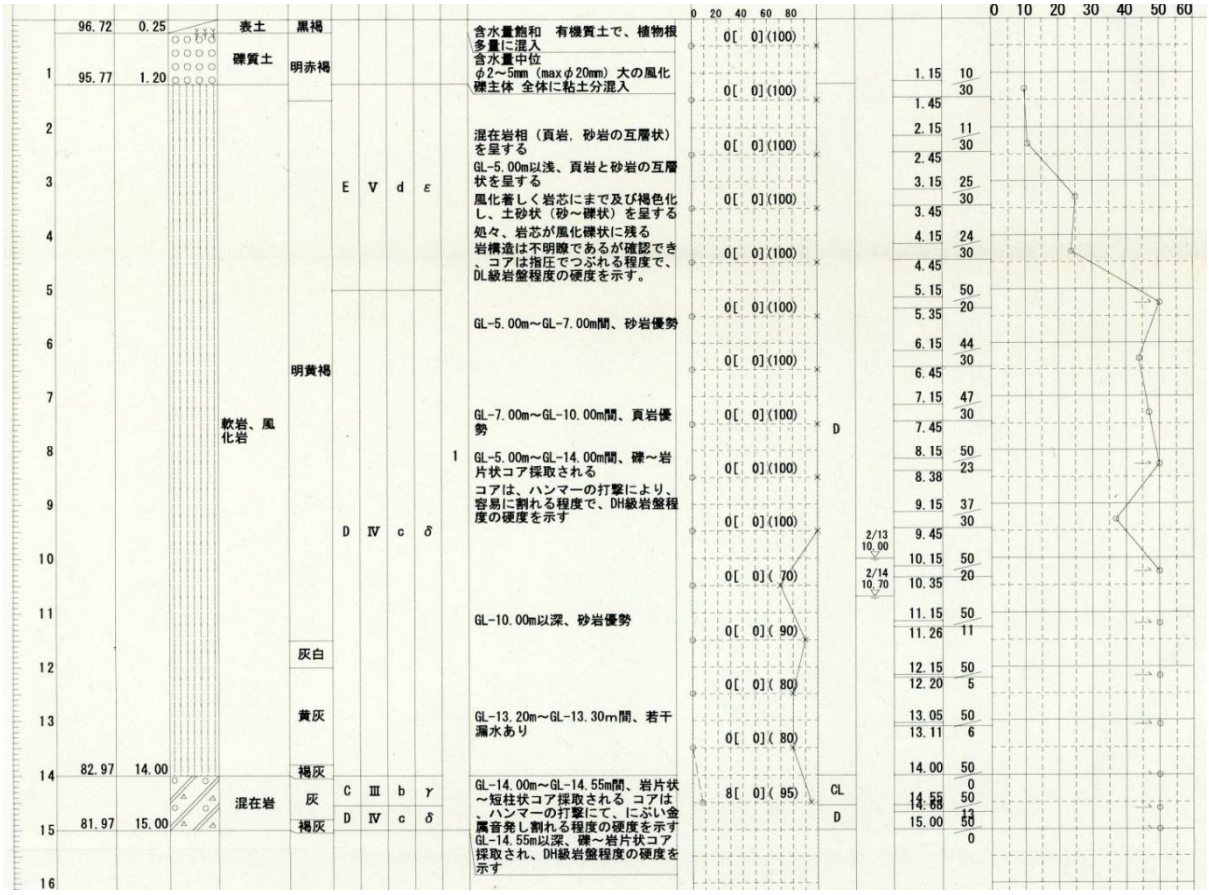


図-16　既往ボーリング結果 B-2

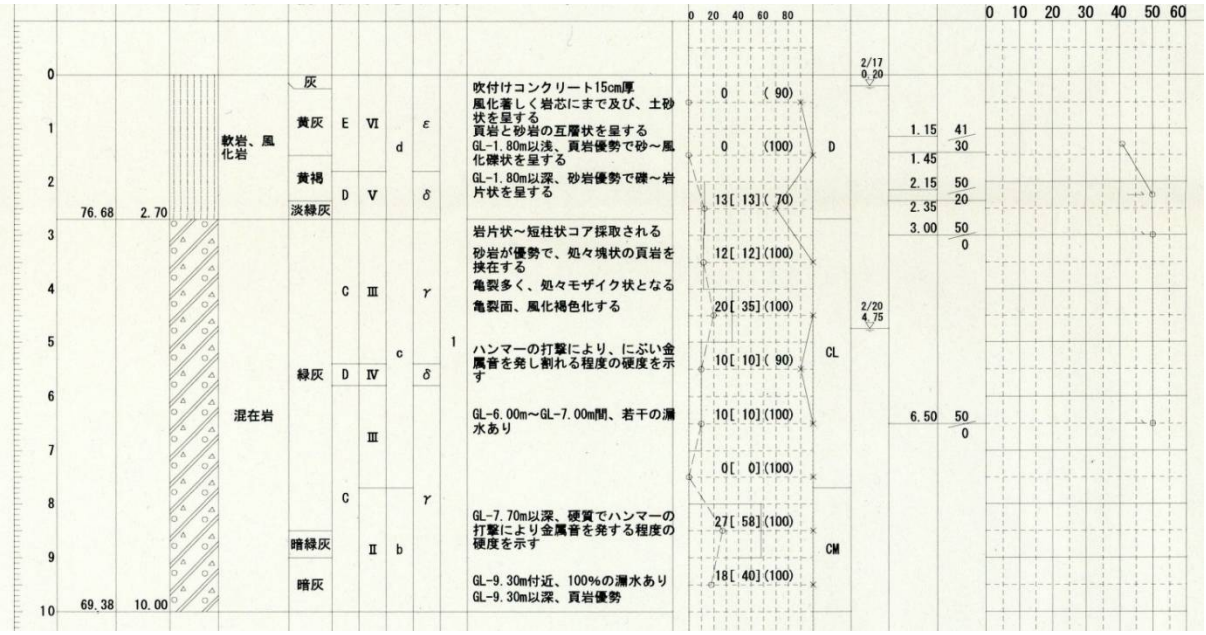


図-17　既往ボーリング結果 B-1

2）N 値からの強度推定は薄い弱層がある場合に問題、ボーリングコアの入念な観察を併用

【事例 1-3②】 2014 年 11 月、永平寺大野道路 轟地係（その 1）

切土斜面を施工中に法面の亀裂、小段コンクリートの亀裂、変位の進行などの変状が発生した（図-7、写真-1）。土質試験と N 値による地山強度推定では把握できない地山弱層の評価が問題となった。地質：安山岩、平面図：図-8、断面図：図-5。**変状発生原因**：1）元の設計（図-5）の根拠となる地山強度定数は土質試験、N 値、PS 検層結果を総合的に勘案して決定。DL 層は 3 軸圧縮試験結果を採用。DM 層、DH 層は N 値からの NEXCO 推定式に基づいて推定した粘着力（表-2）を、応力解放による強度低減（図-13）を考慮して 1/3 にした数値を設計に用いている（表-3）。2）今回想定したすべり面から逆算した DM 層、DH 層の粘着力は、元の設計で用いた数値より大幅に小さい。3）追加ボーリング（図-14、図-16～18）のコア観察により、DM 層、DH 層に厚さ数 10cm 前後の薄い弱層が把握された。当初の地盤調査（表-1、図-6）では、この薄い弱層が全く認識されていなかった。4）追加ボーリングで把握された弱層を考慮したすべり面で DM 層、DH 層の粘着力を逆算した（表-3）。5）当該個所は多数の変質帯が存在する地質的に揉まれた箇所であることは認識されていたが（図-3）、追加ボーリングで把握された DM 層、DH 層における薄い弱層は当初のボーリングコアでは認識されていなかった。N 値からの平均的な強度推定方法は、薄い弱層が存在する場合に問題がある。**応急対策**：1）最下段の盛土と第 4 段の大型土のうによる押え盛土の実施（写真-3、4）。この押え盛土により変位の進行はほぼ停止した（図-11、12）。2）変状発生原因を調べるため追加ボーリング実施（図-14）。3）他の箇所の施工作業を継続するため、当該斜面の下の道路で工事車両を通行させる必要があり、伸縮計と追加ボーリング中の孔内傾斜計で計測管理を実施（図-15）。押え盛土の効果により伸縮計と孔内傾斜計に大きな変化は生じなかった。4）弱層の性状を調べるためのスレーキング試験を実施（図-19、20）。弱層のスレーキング指数＝3。**恒久対策**（図-9～11）：1）追加ボーリングで把握された DM 層、DH 層における弱層を考慮した強度定数で、斜面安定対策工法を検討し、グラウンドアンカー工法を採用（表-4）。2）グラウンドアンカー施工段階における斜面の安定性を検

討し（図-21）、完工した（写真-5）。2）グラウンドアンカー緊張力が大きく受圧板の面積・構造が課題となった。3）グラウンドアンカー削孔が孔内傾斜計に当たって、孔内傾斜計の孔上部から削孔水が噴き出す事故があった。**教訓**：N 値からの平均的な強度推定方法は、薄い弱層が存在する場合に問題がある。ボーリングコアの入念な観察を併用する必要がある。

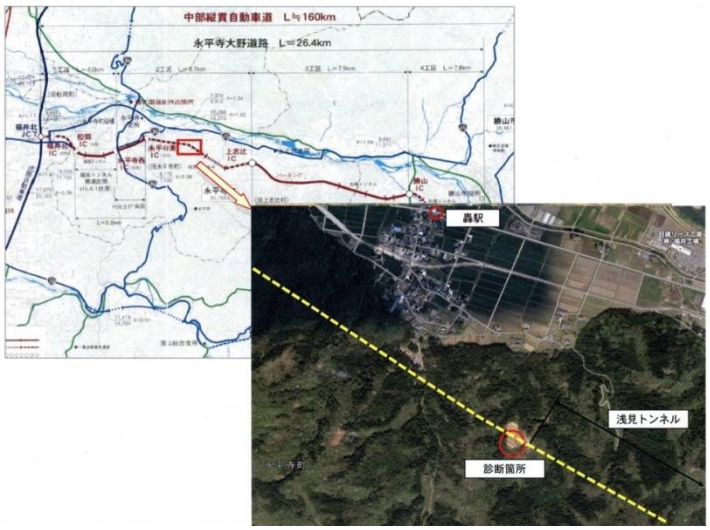


図-1　位置

図-2　地質

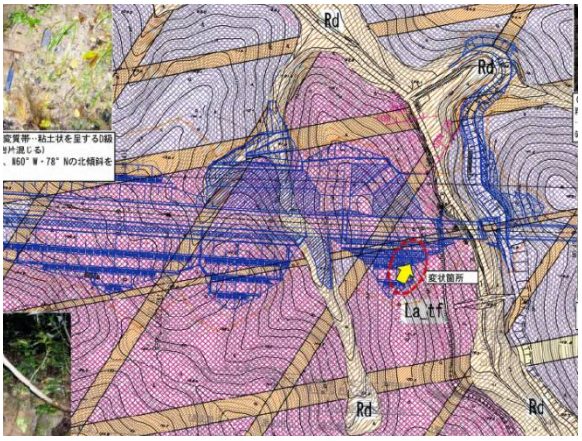


図-3　周辺の地質

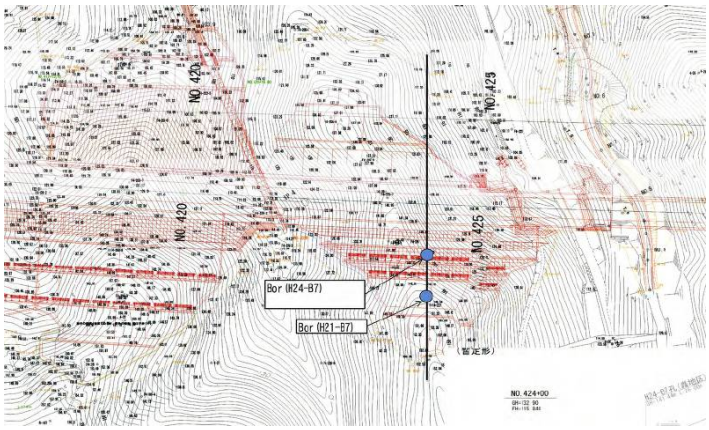


図-4　周辺の地形

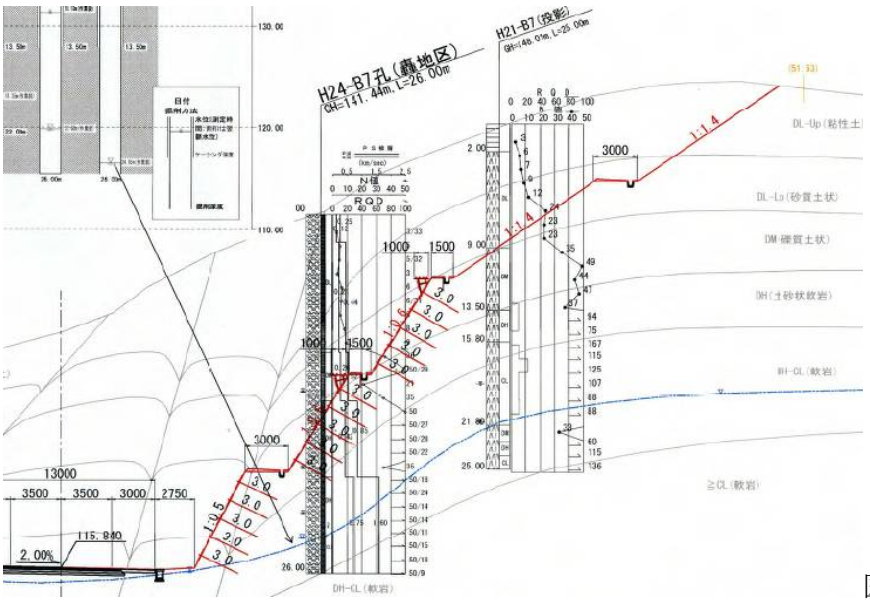


図-5　元の設計断面

測点No424+0.0・L=18.00部で実施。孔口標高: GH=141.44m

掘削深度 (G.L−m)	標 高 (m)	地質区分	岩線区分	コア形状・状態	N 値 (50以上は換算)	記 事
0〜7.70	〜 133.74	火山礫凝灰岩 (Lp-Tf)	DL	粘性土	2.7〜6	岩芯部まで著しい軟質化を受け、コア全体に砂質な粘土〜シルト状を呈する。 岩組織が概ね消失気味で、亀裂等の判別は困難。 含水状態は概ね少なく、粘性は小〜中位である。
〜18.00	〜 131.44			砂質土状	8〜9	コアは指圧砕容易で、全体に粘土〜シルト質な砂質土状。 全体に褐色味が薄く、淡緑色を帯びる。 岩組織は判別可能であり、岩内部には傾斜20°〜50°程で、格子状に内在亀裂が発達している。
〜23.50	〜 127.94		DM	礫質土状	21〜36(52)	全体的には指圧等で容易に崩れるが、所々に困難な硬質部が混在する。 全体にシルト混じりの礫質土状が主体で、全体に固結度が上位に増大傾向を呈する。 GL−11.5〜13m間、軟質化した流紋岩質の岩脈を挟む。
〜29.00	〜 122.44		DH	軟 岩	50〜68	コアは指圧等で崩れるが、区間全体に亀裂等の岩組織は明瞭である。 随所に高角度(70°〜80°)な岩脈、変質脈を挟む。これ沿いの軟質化が進み、GL−18m部で局所的に劣化する。
〜26.00	〜 115.44		DH〜(CL)		63〜107	指圧等で崩し難い硬質部が大幅に増加し、全体にコア長5cm以内の礫〜岩片状コアが主体を占める。 全体に高角度の亀裂や変質脈が密集、GL−24m付近から以深は傾斜45°〜60°の亀裂多(コア形状が低下する。 区間全体に亀裂質で、岩質は脆弱な印象を強く受ける。

表-1　元の地層判断

ボーリングデータ (No. H24B-7孔)

(No.H24-B7孔)

測点No424+0.0・L=18.00部で実施。孔口標高：GH=141.44m

掘削深度 (GL.-m)	標 高 (m)	地質区分	岩級区分	コア形状・状態	N 値 (50以上は換算)	記 事
0～7.70	～133.74	火山礫凝灰岩 (Lp-Tf)	DL	粘性土	2.7～6	岩芯部まで著しい軟質化を受け、コア全体に砂質な粘土～シルト状を呈する。 岩組織が概ね消失気味で、亀裂等の判別は困難。 含水状態は概ね少なく、粘性は小～中位である。
～10.00	～131.44			砂質土状	8～9	コアは指圧砕容易で、全体に粘土～シルト質な砂質土状。 全体に褐色味が薄く、淡緑色を帯びる。 岩組織は判別可能であり、岩内部には傾斜20°～50°程で、格子状に内在亀裂が発達している。
～13.50	～127.94		DM	礫質土状	21～36(52)	全体的には指圧等で容易に崩れるが、所々に固結な硬質部が混在する。 全体にシルト混じりの礫質土状が主体で、全体に固結度が上位に比べと更する。 GL-11.5～12m間、軟質化した流紋岩質の岩脈を挟む。
～19.00	～122.44		DH	軟岩	50～68	コアは指圧等で崩れるが、区間全体に亀裂等の岩組織は明瞭である。 随所に高角度(70°～80°)な岩脈、変質脈を挟む。これ沿いの軟質化が進み、GL-18m部で局所的に劣化する。
～26.00	～115.44		DH～(CL)		63～167	指圧等で崩し難い硬質部が大幅に増加し、全体にコア長5cm以内の礫～岩片状コアが主体を占める。 全体に高角度の亀裂や変質脈が発達、GL-24m付近から以深は傾斜45°～60°の亀裂多くコア形状が低下する。 区間全体に亀裂質で、岩質は脆弱な印象を強く受ける。

以下、各地質区分毎に分けて、本孔の特徴的な区間を抽出して示す。

■ 火山礫凝灰岩(Lp_Tf)強風化部　GL.-0.00～13.50m間

著しい風化を被り、全体に著しい軟質化の進んだ領域である。

本区間は全体にD_L～D_M級岩盤からなるが、GL-5m付近迄は特に劣化が著しく、固結度が極度に低い(N値<5)。この区間はコア自体も極めて脆く、試料整理で行うコア表面の洗浄時も、吸水等で容易に溶解する。また、GL-7.70m付近迄は全体に砂混じり粘土～シルト状を呈し、指圧等で容易に粉砕できる。これより下方、GL-10.00m付近迄の間は上位に比べ微妙に劣化が弱まり、全体に細粒土分を多く混じえた砂質土状となる。

(GL-0.00～7.70m付近の間；D_L級)

岩石固有の組織は消失気味で、コアは所々に砂分を混じえた、粘土～シルト状が主体である。

＜No.H24-B7孔；GL-1.00～3.00m間のコア状況＞

(GL-7.70～10.00m付近の間；D_L級)

風化による劣化が微妙に弱まり、各種の組織判別が容易となる。コアは指圧等で容易に崩れ、全体に粘土～シルト質な砂質土状を呈する。

＜No.H24-B7孔；GL-7.00～9.00m間のコア状況＞

(GL-10.00～13.50m付近の間；D_M級)

固結度が全体的に高まり、区間全体に粘土分混じりの礫質土状を呈する部分が主体となる。

コアは岩芯まで軟質化を被り、指圧等で容易に崩せるが、亀裂の分布状況や、鉱物粒子等の判別は容易である。

この領域では、区間中に分布する各種の岩脈(GL-11.50～11.90m間の流紋岩質凝灰岩等)や、網目状に細かく発達している熱水性の変質脈(下記写真中の、灰白～灰色部)等が明瞭に識別可能である。

＜No.H24-B7孔；GL-11.00～13.00m間のコア状況＞

■ 火山礫凝灰岩(Lp_Tf)風化部　GL.-13.50～26.00m間

本区間のボーリングコアは指圧等で崩れる部分が多いものの、地山状態では全体に高い固結度(N値≧50)を有している領域で、岩盤等級はD_H級岩盤が主体の領域と評価される。

当箇所の場合は特に、GL-17m付近～孔底までの間に渡って全体に数多くの岩脈、変質脈を挟在し、これに伴って全体に著しく亀裂質な状態にある。風化による劣化は、これら岩脈や内在亀裂に沿って深部までおよんでおり、区間全体に酸化汚染による褐色化が著しい。

＜No.H24-B7孔；GL-17.00～19.00m間のコア状況＞

GL-21m付近から以深では、全体に土砂状にまで軟質化した部分が深部に向かって徐々に減少し、GL-22m付近から以深は、総じて指圧等では崩し難い硬質な岩礫～岩片状コアが大半を占める(C_L級岩盤に相当)ようになる。

しかし、この区間においても亀裂沿いの砂状～細礫状化その他、風化による劣化現象は随所で確認される。岩片類はハンマー等による軽打で容易に分離する等、区間全体に渡って岩盤の脆弱性は明らかである。

＜No.H24-B7孔；GL-23.00～25.00m間のコア状況＞

図-6　元のボーリングコア判断

図-7　施工斜面の変状

写真-1　切土施工斜面の変状

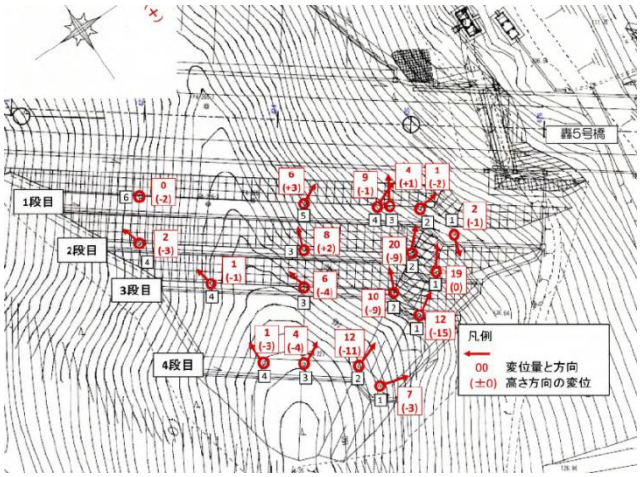


図-8　トータルステーションによる変位観測結果

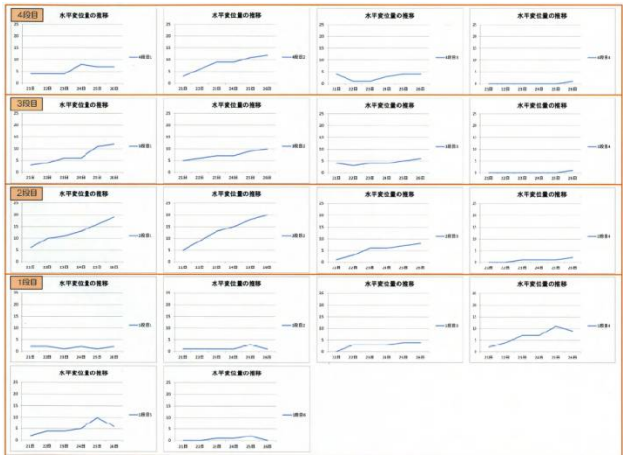


図-9　トータルステーションによる水平変位量

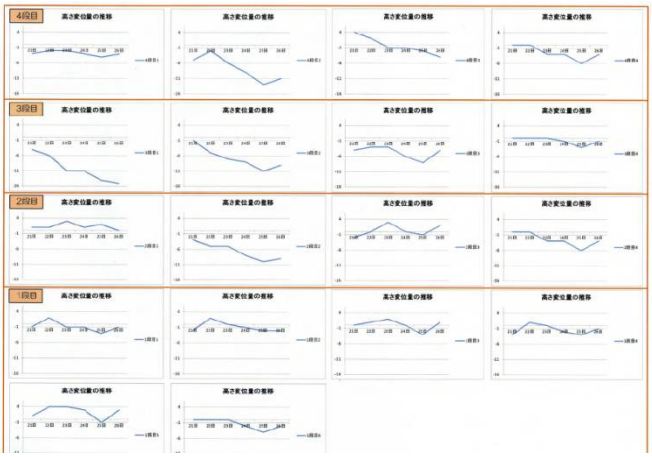


図-10　トータルステーションによる鉛直変位量

写真-2　すべり破壊領域の推定

写真-3　押え盛土（大型土のう）

写真-4　押え盛土（大型土のう）

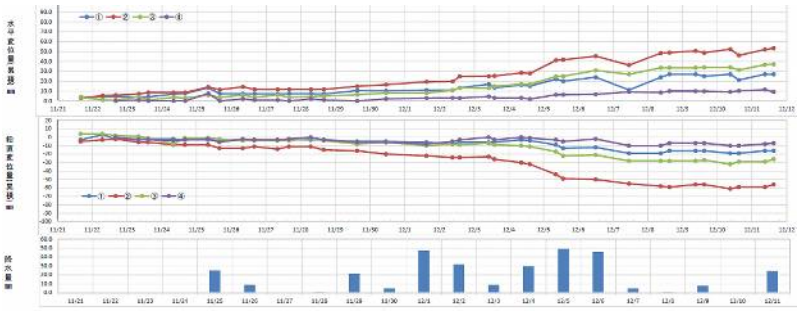


図-11　トータルステーションによる変位観測結果

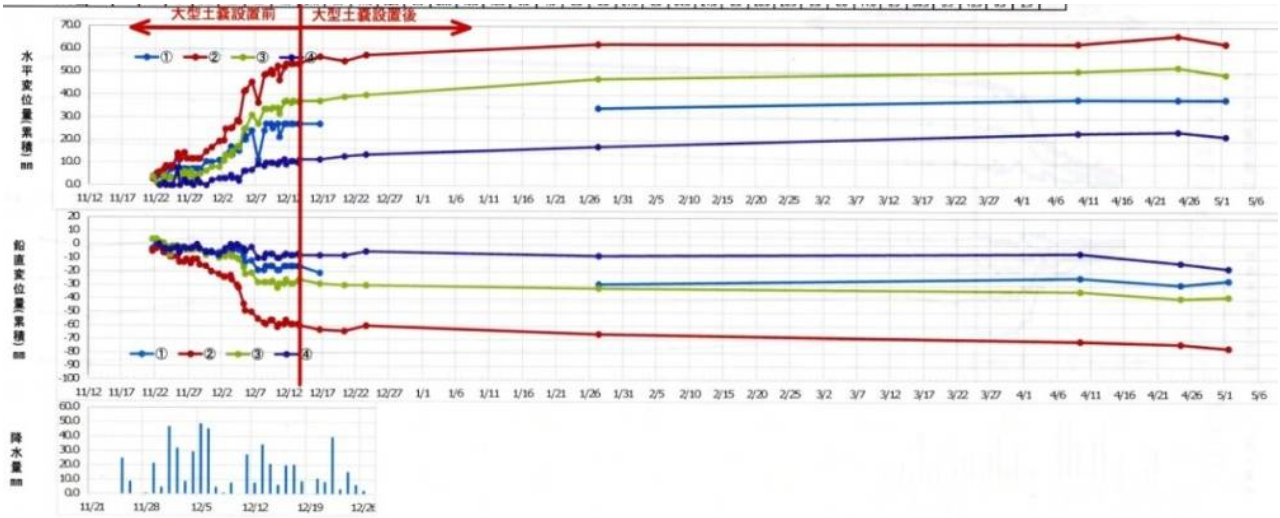


図-12　トータルステーションによる変位観測結果（施工者）

表-2　元の地山強度定数

表5.2.4（暮；切土計画区間)地盤定数の比較検討表

地区	地質	地山区分	調査区間における地山状態（土質・岩質状態）		代表N値（統計処理値）	物理特性 単位体積重量；γt(kN/m³) 表-5.2.1より	物理特性 単位体積重量；γt(kN/m³) 表-5.2.3の算定式より 下限値(−σ)	算定値	上限値(+σ)	物理特性 単位体積重量；γt(kN/m³) 三軸(UU)試験の結果より 試験値(最小)〜(最高)	(平均値)	剪断特性 粘着力；c(kN/m²) 表-5.2.2より	剪断特性 粘着力；c(kN/m²) 表-5.2.3の算定式より 下限値(−σ)	算定値	上限値(+σ)	剪断特性 粘着力；c(kN/m²) 三軸(UU)試験の結果より 試験値(最小)〜(最高)	(平均値)	剪断特性 内部摩擦角；φ(°) 表-5.2.2より	剪断特性 内部摩擦角；φ(°) 表-5.2.3の算定式より 下限値(−σ)	算定値	上限値(+σ)	剪断特性 内部摩擦角；φ(°) 三軸(UU)試験の結果より 試験値(最小)〜(最高)	(平均値)
島	火山礫凝灰岩	DL_Up	土砂	粘土・シルト	4	19	12 〜 14 〜 16			17.27 〜 18.30	17.77	19.2	3 〜 40 〜 78			49.1		30	18 〜 26 〜 34			0	
		DL_Lo	強風化岩	砂質土状	10		14 〜 15 〜 17			17.51 〜 18.85	17.78		17 〜 55 〜 92			52.9 〜 102.9	(中間値) 78		21 〜 28 〜 36			15.5 〜 28.1	(中間値) 22
		DM		礫質土状	30	21	15 〜 17 〜 19			成形不能(亀裂密集)		96.1	41 〜 79 〜 117			成形不能(亀裂密集)		35	24 〜 32 〜 39			成形不能(亀裂密集)	
		DH		軟岩（土砂状）	55	22	16 〜 18 〜 20			(未実施)		192.3	59 〜 97 〜 134			(未実施)		37.5	26 〜 33 〜 41			(未実施)	
		DH〜CL	風化岩	軟岩（土砂/硬質部混在）	80	—	17 〜 19 〜 21					—	72 〜 109 〜 147					—	27 〜 35 〜 42				
		CL		軟岩	225	24	19 〜 21 〜 23					288.4	117 〜 154 〜 192					40	30 〜 38 〜 45				

表-5.2.5（暮；切土計画区間)地盤定数の提案値

地区	地質	地山区分	調査区間における地山状態		代表N値	定数提案値(暫定) 単位体積重量 γt(kN/m³)	粘着力：C(kN/m²)	内部摩擦角 φ(°)	地山弾性波速度 Vp(km/sec)	備考(設定根拠等)		
島	火山礫凝灰岩	DL_Up	土砂	粘土・シルト	4	18	49	0	0.20〜0.40	（一般値、代表N値からの算定値等と比較検討の結果）		
		DL_Lo	強風化岩	砂質土状	10	18	78	22	0.40〜0.60	今回測定値(室内試験結果)の妥当性有りと評価し、室内試験結果の平均値(単位体積重量)、及び中央値(c、φ各値)を採用する。		
		DM		礫質土状	30	19	79	28	0.60〜0.80	DM級領域以降の定数設定根拠	(単位体積重量；γt)	DL級領域における三軸結果ー代表N値による算定値の関係より、安全側の判断として、各領域毎に代表N値による算定結果の上限値を採用する。
		DH		軟岩（土砂状）	55	20	97	30	0.85〜1.10		(粘着力　；C)	DL級領域における三軸結果ー代表N値による算定値の関係（室内試験の結果は、N値による算定値に近いと判断）を見合い、領域毎で代表N値による算定値を採用する。
		DH〜CL	風化岩	軟岩（土砂/硬質部混在）	80	21	109	31	1.60(前後)		(内部摩擦角；φ)	DL級領域における三軸結果ー代表N値による算定値の関係（室内試験の結果は、N値による算定値ー下限値の間に位置する）を基に、領域毎で代表N値による算定値ー標準偏差による下限値との間の平均値を採用する。
		CL		軟岩	225	23	154	34			(地山弾性波速度；Vp)	今回実施のPS検層結果より判定

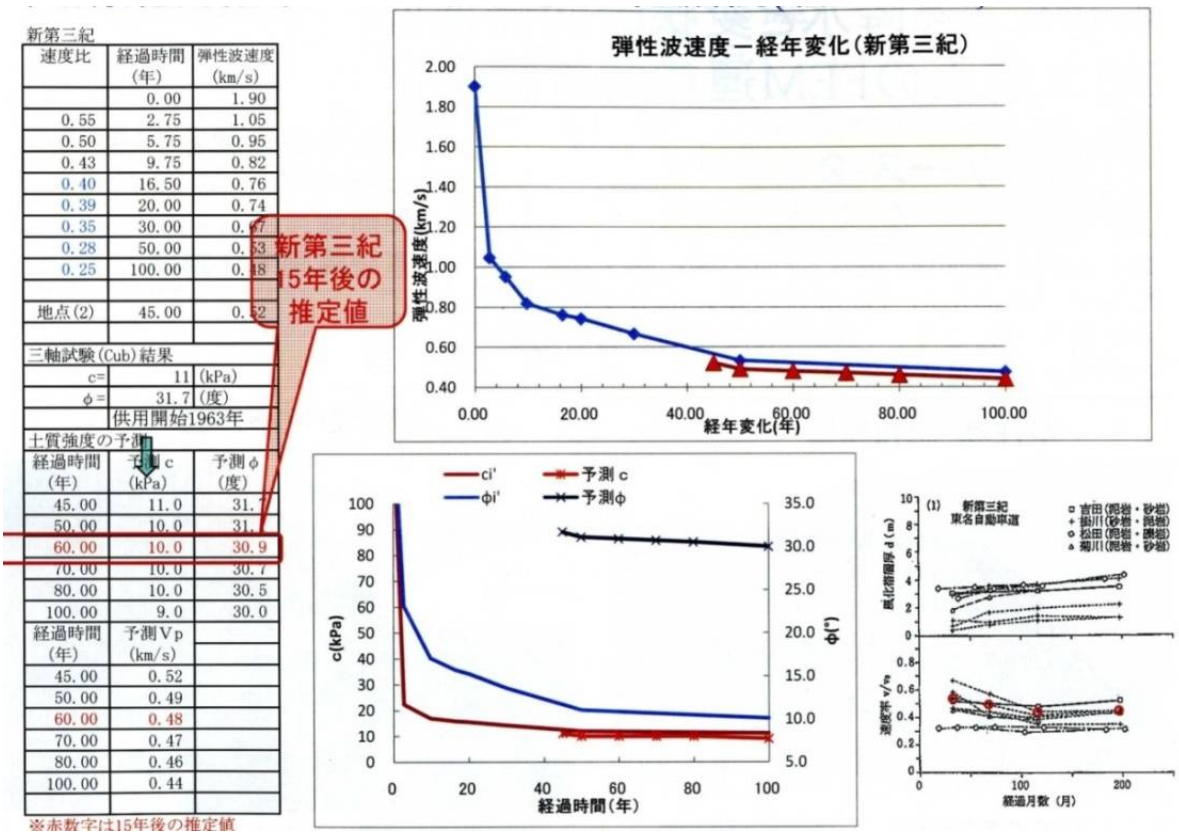


図-13　元の地盤強度定数推定のための強度低減

設計当初に用いた土質定数値

(1) 土質定数

記号	地層名	N値	湿潤重量 γt (kN/m³)	飽和重量 γsat※1 (kN/m³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C※2 (kN/m²)
DL-Up	粘土・シルト	4	18.0	19.0	0.0	14.7
DL-Lo	砂質土層	10	18.0	19.0	22.0	23.4
DM	礫質土	30	19.0	20.0	28.0	23.7
DH	軟岩(土砂状)	55	20.0	21.0	30.0	29.1
DH-CL	軟岩(土砂/硬質部混在)	80	21.0	22.0	31.0	32.7

※1 水の単位体積重量 γw=10.0kN/m³

※2 過年度設計で使用した提案値

打合せ時にご提示した粘着力の逆算結果

(2) 逆Cφ計算による粘着力C逆算結果

記号	粘着力C (kN/m²)※3		
	提案値	No. 424逆算	No. 425逆算
DL-Up	14.70	12.23(0.951)	25.56(0.950)
DL-Lo	23.40	4.62(0.950)	13.23(0.950)
DM	23.70	6.11(0.950)	19.73(0.950)
DH	29.10	15.51(0.950)	6.50(0.950)
DH-CL	32.70	8.61(0.950)	0.00※4

※3 ( )内は逆算値の安全率Fsを示す

※4 No. 425断面のDH-CL層は逆算粘着力Cの最大値がマイナスとなる為、C＝0kN/m2とする

今回修正した粘着力の逆算結果

(2) 逆Cφ計算による粘着力C逆算結果

記号	粘着力C (kN/m²)※3			備考
	提案値	No. 424逆算	No. 425逆算	
DL-Up	14.70			提案値を使用
DL-Lo	23.40			提案値を使用
DM	23.70	3.42(0.950)	16.25(0.950)	逆算値を使用
DH	29.10	13.29(0.950)	12.67(0.950)	逆算値を使用
DH-CL	32.70	8.46(0.950)	0.00※4	逆算値を使用

表-3　今回すべり面を考慮した地山強度定数逆算

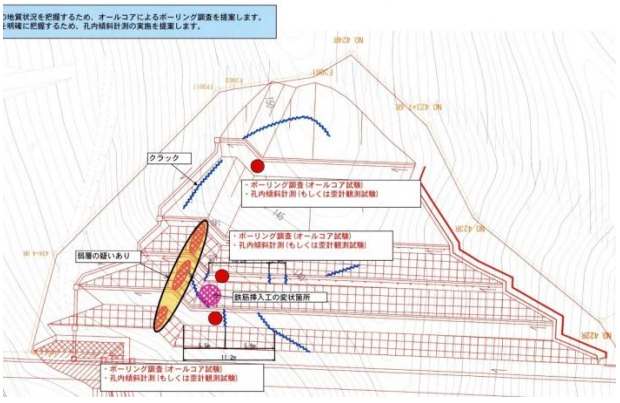


図-14　追加ボーリングの提案

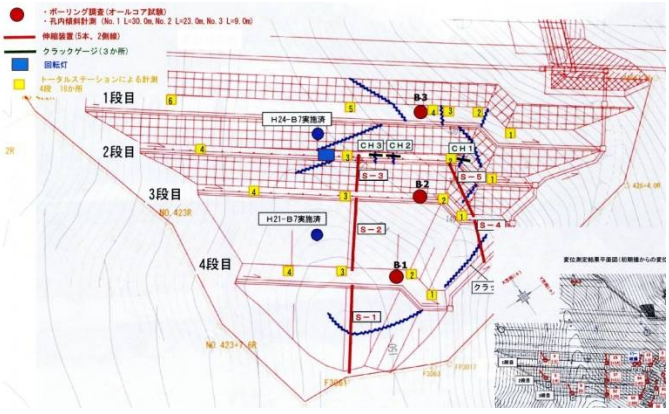


図-15　他の施工作業継続のための計測管理
(伸縮計、トータルステーション、クラックゲージ)

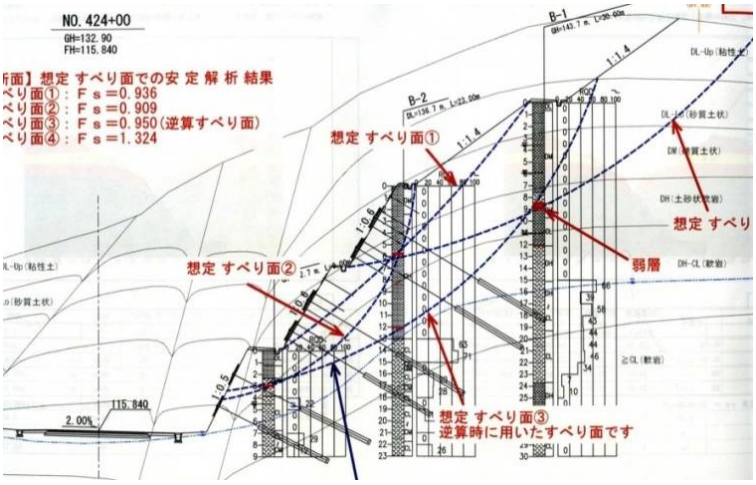


図-16　追加ボーリングによる弱層の発見と、それに基づく今回のすべり面の想定

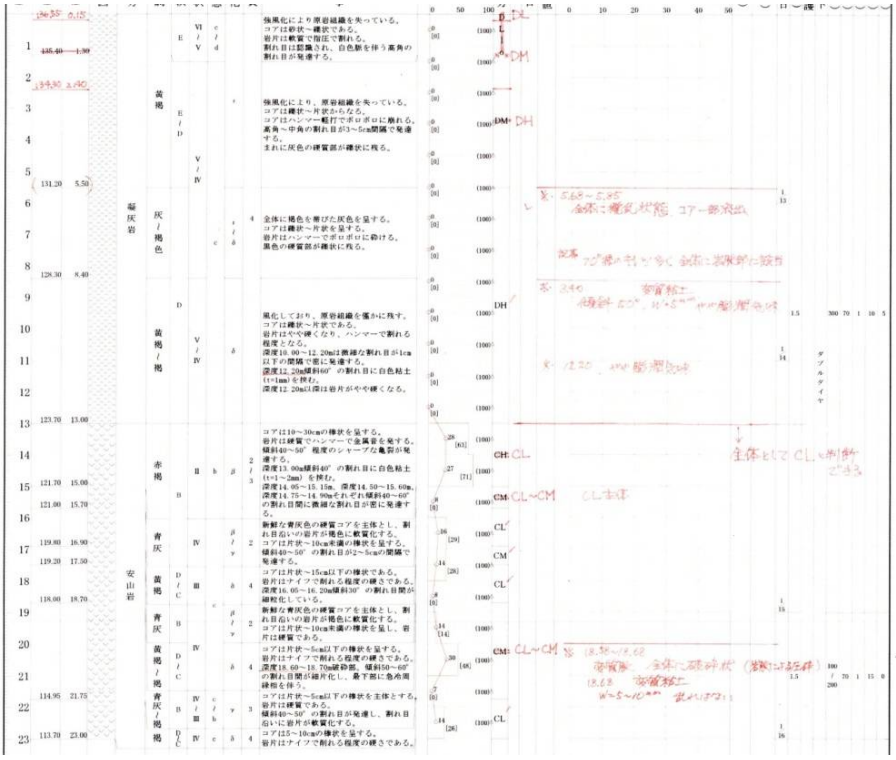


図-17　追加ボーリングによる弱層の発見

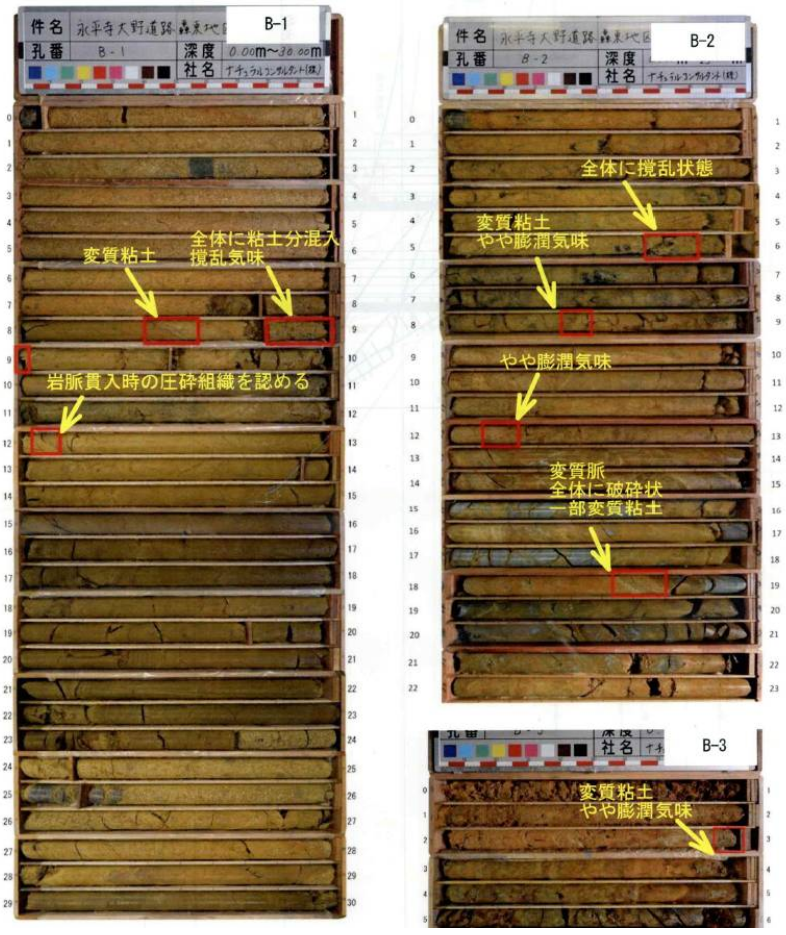


図-18　追加ボーリングによる弱層の発見

轟地区；スレーキング試験用試料　採取結果総括表（スレーキング指数）

試料No	孔番	試料種別 採取深度			D_M級コア（軟質部）	D_M級コア（中程度）	D_M級コア（硬質部）	D_H級コア（軟質部）	D_H級コア（中程度）	D_H級コア（硬質部）	特記事項
1	B-1	1.80	～	1.90	3						褐色の変質粘土脈を跨いで採取。
2		3.55	～	3.90	3						一般的な事務用カッターで、容易に
3		5.00	～	5.10		0					切断可能な軟質部で採取。
4		6.80	～	7.10			2				内在亀裂多く、サイコロ状の岩塊に分離気味。
5	B-2	1.85	～	1.95		2					固結した貫入岩脈(灰白色)の近傍で採取。
6		2.05	～	2.15			2				DM級程度コア区間中、最っとも硬質とみられる区間で採取。
7		3.00	～	3.15				2			DH級程度コア区間中、最弱(軟)部とみられる区間で採取。
8		5.55	～	5.90					2		コア試料攪乱気味の岩脈部を挟み、この上下で採取（すべり面の上
9		8.45	～	8.65						2	膨潤傾向を示した、変質粘土脈の直下で採取。
10	B-3	1.90	～	2.10			0				DM級程度コア区間中、硬質とみられる区間で採取。
11		2.90	～	3.00		3					最も顕著な変質岩脈（コア試料は膨潤気味）を跨ぐ区間内で採取。
12		3.60	～	3.80	3						試料区間の全体が変質気味、粘土分の混入多。
合　計（試料数；個）					3	3	3	1	1	1	

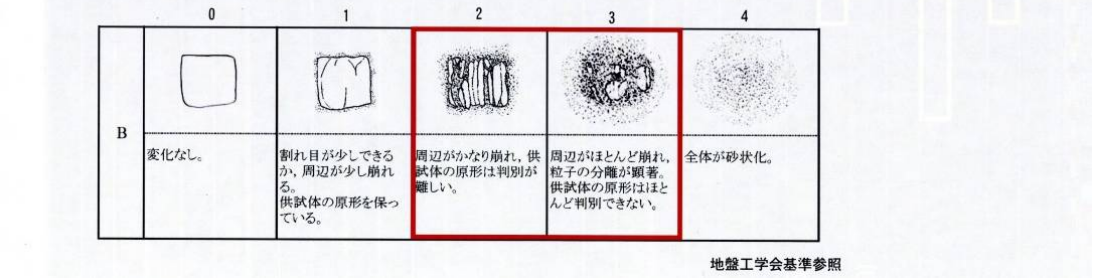


図-19　追加ボーリングで発見された弱層のスレーキング試験

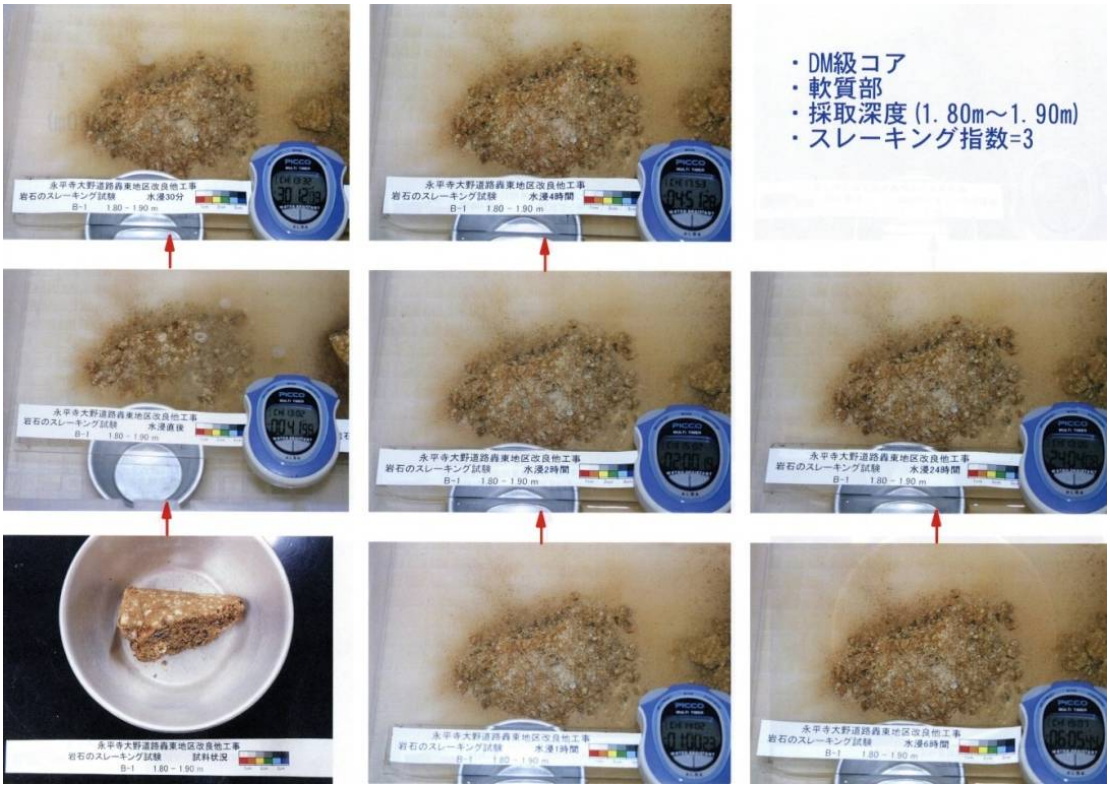
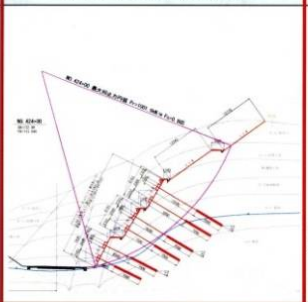
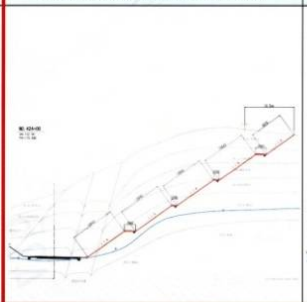
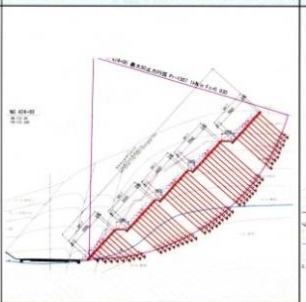
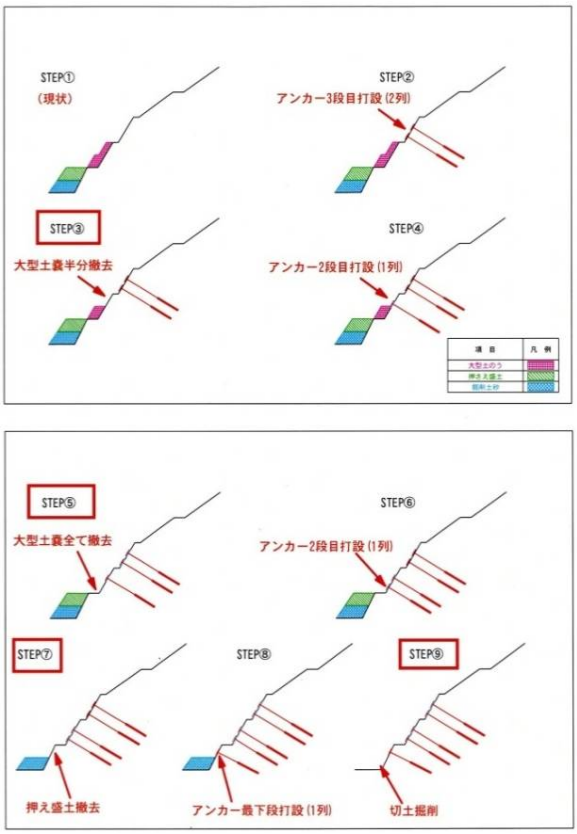


図-20　追加ボーリングで発見された弱層のスレーキング試験

表-4　対策工法の比較（グラウンドアンカー工を採用）

	第1案　グラウンドアンカー工	第2案 安定勾配切土工(切土勾配1:1.4)	第3案 鉄筋挿入工＋緩勾配切土工(切土勾配1:0.9)	第4案 コンクリートボックス工
横断図				
特徴	・現状の切土法面に吹付コンクリートを施工後、グラウンドアンカー工によりすべりを抑止する形式である。 ・現在の切土形状を利用して打設する案 ・すべりの規模が大きく、場合によっては大規模な補強が必要となる。	・全段を安定勾配（1：1.4）で再切土を行う形式である。 ・最も安定性の高い工法である。 ・用地境界を超えるため、用地買収に関する地元交渉が必要となる。 ・最上段からの切土掘削が必要となるが、山頂への資機材搬入は非常に難しい。	・全段を1：0.9の切土勾配で再切土し、鉄筋挿入工によりすべりを抑止する形式である。 ・鉄筋挿入工では抑止不可能なすべりが発生する(1500kN程度)。 ・最上段からの切土掘削が必要となるが、山頂への資機材搬入は非常に難しい。 ・経済性、施工性共にメリットが無い案となる。	・現状の切土法面のまま、道路部分をコンクリートボックスとする形式である。 ・第1案のグラウンドアンカー案に比べ、経済性は良い。 ・地元地権者には、切土にするとの報告をしており、計画変更に伴う再協議等が必要となる。
地元交渉	無し	有り	保留 ※グラウンドアンカーとの併用により用地内での施工が可能	有り
構造施工性	○法面補強により、法面の安定性は保たれる。 ●切土は発生しないが、受圧版の施工に関しては、今後詳細な検討が必要である。場合によっては、60cm程度の張コンクリートを打設する必要があり、大型土嚢を撤去する際の仮設時安定性について、何等かの対策が必要となる。 △	○全段安定勾配での切土とすることで、法面の安定性は保たれる。 ●山頂への掘削のための資機材搬入が困難である。 △	○法面補強により、法面の安定性は保たれる。 ●打設本数が多く削孔工の総延長も長い為、施工に時間がかかる。 ●補強材長が10mを超えるため、実際の施工においては新工法等での検討が望ましい ●山頂への掘削のための資機材搬入が困難である。 △	○切土が発生せず、大規模な補強も不要である。 ○現実的には対応可能な案である。 ●ボックス施工時の安全確保のため、仮設の法面対策工が必要となる。 ●大型ボックスカルバートの運搬ルートについて検証が必要。 △
経済性（概算工事費）	直接工事費（1式当り） 工種 / 工事費（千円） アンカー工 61082.0 反力体工 36927.9 合計 98009.9 工事費率 1.000 ◎	直接工事費（1式当り） 工種 / 工事費（千円） 土工 110599.1 用地費 0.0 合計 110599.1 工事費率 1.128 ○	直接工事費（1式当り） 工種 / 工事費（千円） 鉄筋挿入工 490899.9 のり面工 87332.3 土工 44907.1 用地費 0.0 合計 623139.3 工事費率 6.358 ×	直接工事費（1式当り） 工種 / 工事費（千円） 土工 9764.4 コンクリートボックス 153300.0 合計 163064.4 工事費率 1.664 △
総合評価	最も経済性に優れる。安全性の確保も可能。 ※施工時の安定性については別途検討が必要 ◎	経済性に優れるが追加買収が発生するため、地元交渉が生じる。 ○	経済性と施工性に劣る案 ×	地元交渉が生じる。 △



STEP	No.424断面での段階的安定性照査結果	安全率(Fs)
①	アンカー施工前の安定性照査	1.039
②	3段目にアンカーを2列打設した後の安定性照査	1.222
③	②の状態から、大型土嚢を半分撤去した時点での安定性照査	1.210
④	③の状態から、2段目(上段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.344
⑤	④の状態から、大型土嚢を全て撤去した時点での安全性照査	1.277
⑥	⑤の状態から、2段目(下段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.400
⑦	⑥の状態から、押え盛土を撤去した時点での安定性照査	1.222
⑧	⑦の状態から、3段目(上段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.329
⑨	⑧の状態から、切土掘削を行った時点での安定性照査	1.152

STEP	No.425断面での段階的安定性照査結果	安全率(Fs)
①	アンカー施工前の安定性照査	1.031
②	3段目にアンカーを2列打設した後の安定性照査	1.137
③	②の状態から、大型土嚢を半分撤去した時点での安定性照査	1.180
④	③の状態から、2段目(上段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.257
⑤	④の状態から、大型土嚢を全て撤去した時点での安全性照査	1.262
⑥	⑤の状態から、2段目(下段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.351
⑦	⑥の状態から、押え盛土を撤去した時点での安定性照査	1.249
⑧	⑦の状態から、3段目(上段)にアンカーを1列打設した後の安定性照査	1.323
⑨	⑧の状態から、切土掘削を行った時点での安定性照査	1.183

(1.153)
(1.174)
2段目に設置されている大型土嚢を一括で撤去した場合の安全率

図-21　グラウンドアンカー施工過程における安定性の検討

写真-5　対策工の完了

3）変質帯がある場合は吸水膨張特性を調査

【事例 1-3③】 2015 年 1 月、永平寺大野道路 轟地係（その 2）

【事例 1-3②】付近の切土施工中の仮設斜面（1：0.8）で、法面の亀裂などの変状が発生した（写真-1～5)。この箇所の法面では緑灰色の変質帯が見られ（図-1､2)、その性状や強度が問題となった。この時点では【事例 1-3④】における岩脈・変質帯との関連は把握できなかった。地質：安山岩、平面図：図-1、2、断面図：図-5､6。**変質帯の評価**：1）変質帯表層でブロックサンプリングと一軸圧縮試験（図-4～7）を行って性状と強度を評価した。変質帯の強度は、当該個所の従来の地層区分 DL-Up 層、DL-Lo 層の強度と大きな差はなかった。仮設斜面における亀裂などの変状は仮設切土掘削勾配が 1：0.8 と急勾配であったことによると判断された。2）斜面設計のために変質帯と DL-Up 層、DL-Lo 層の関係、地層区分位置が課題となった。変質帯の分布確認と【事例 1-3②】の弱層有無の確認のために、当該個所で追加ボーリングを実施した（図-8～10)。この結果、弱層は確認されず、DL-Up 層、DL-Lo 層の位置関係を少し修正したが、設計変更の必要はなかった。この段階では変質帯の生成原因は不明であった。また、比較的平坦な部分でブロックサンプリングを実施したため変質帯が吸水膨張しておらず、比較的高い強度が得られたと考えられる。変質帯の評価については【事例 1-3④】の変状を待って初めて明らかになった。【事例 1-3④】における岩脈は、この付近では見られなかった。**教訓**：変質帯の吸水膨張性を把握する。

写真-1　変質帯箇所　　写真-2　変質帯箇所

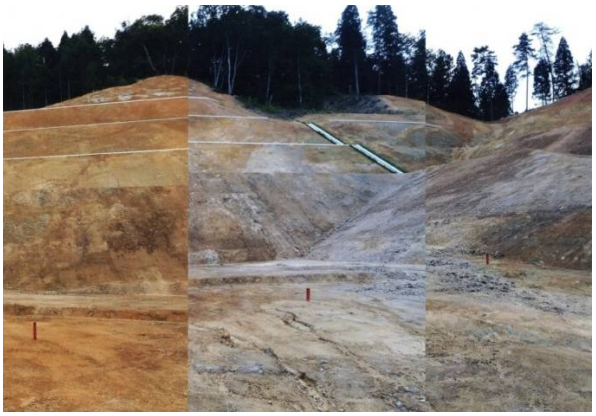


写真-3　変質帯箇所

写真-4　変質帯

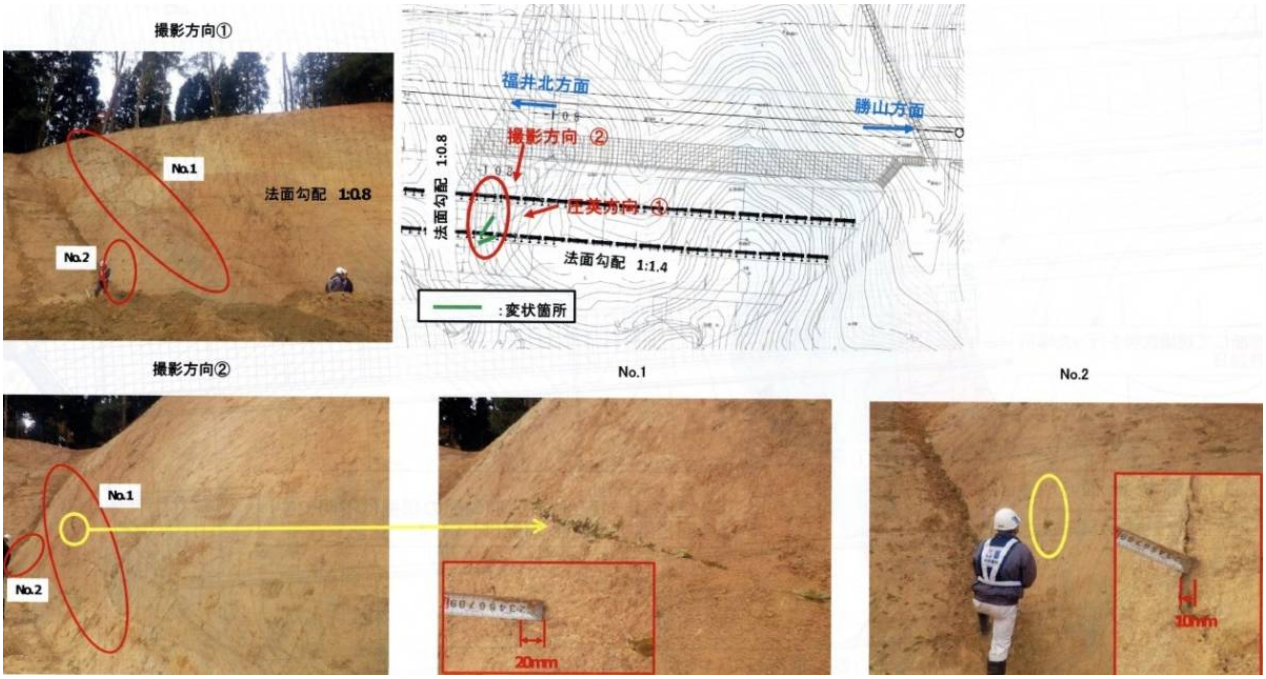


写真-5　亀裂などの変状

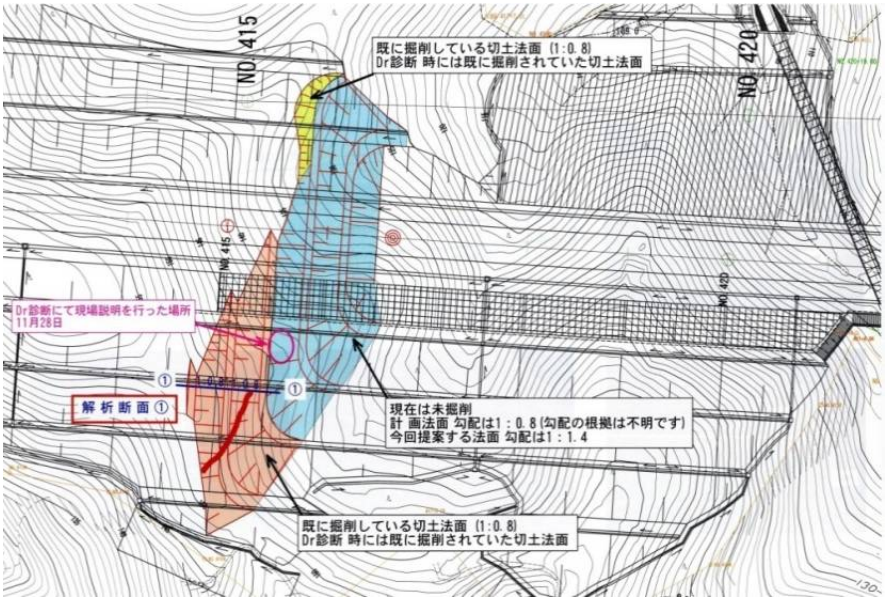


図-1　変質帯の位置

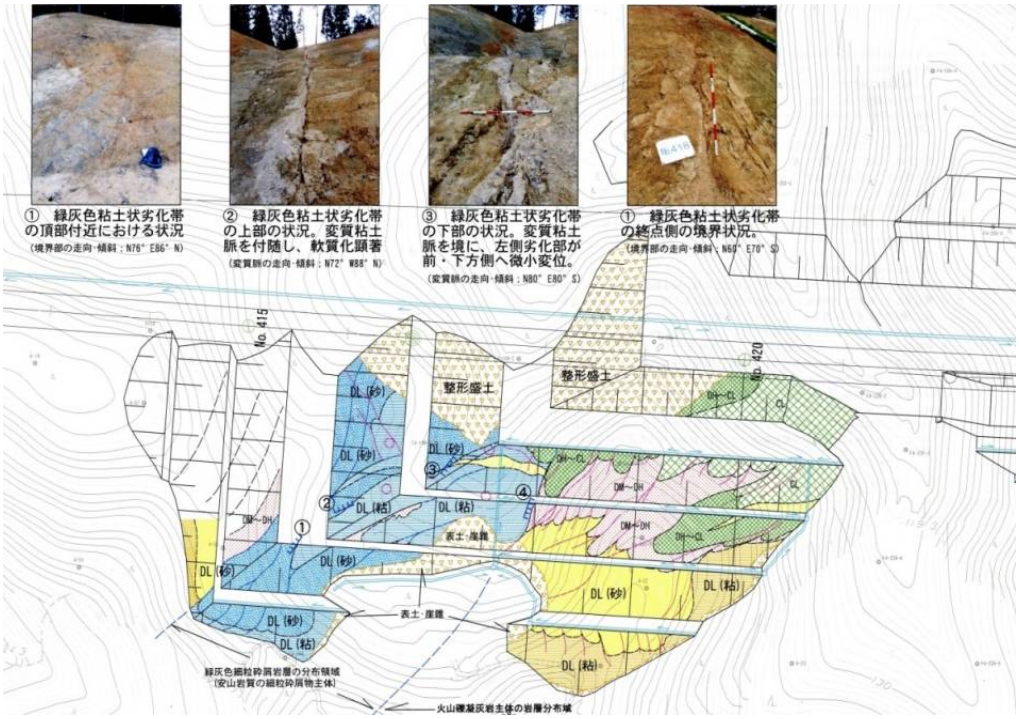


図-2　変質帯箇所のスケッチ

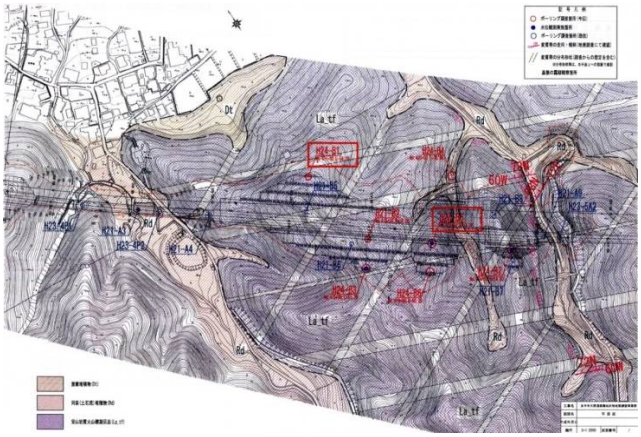


図-3　轟地区の想定地質平面図

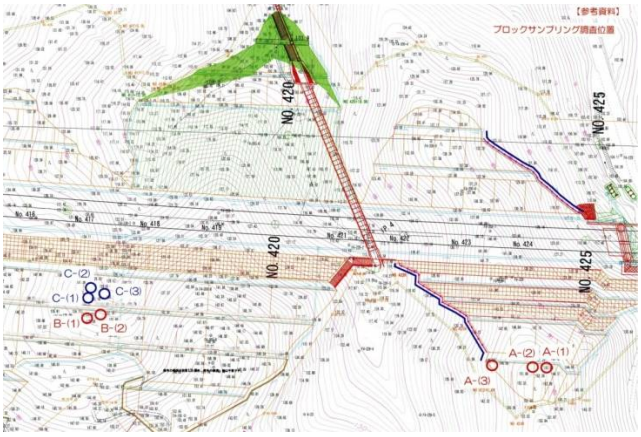


図-4　ブロックサンプリング位置

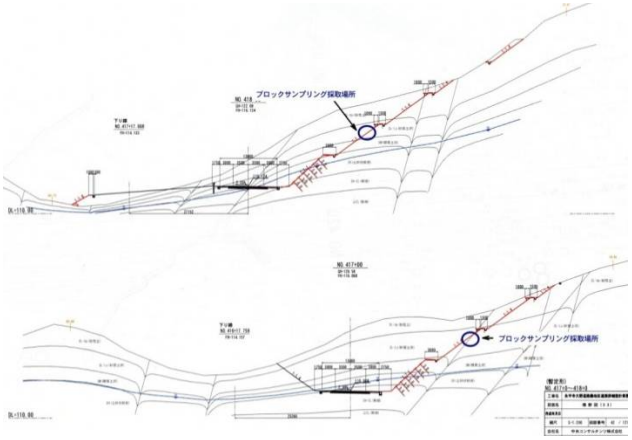


図-5　ブロックサンプリング位置

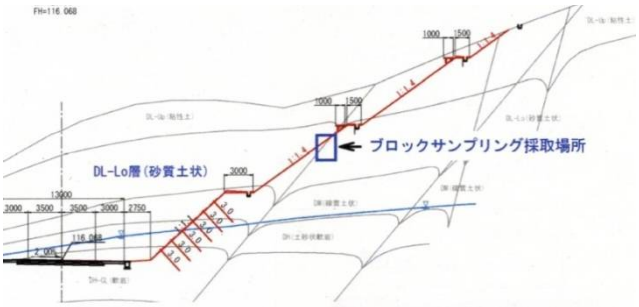


図-6　ブロックサンプリング位置（拡大）

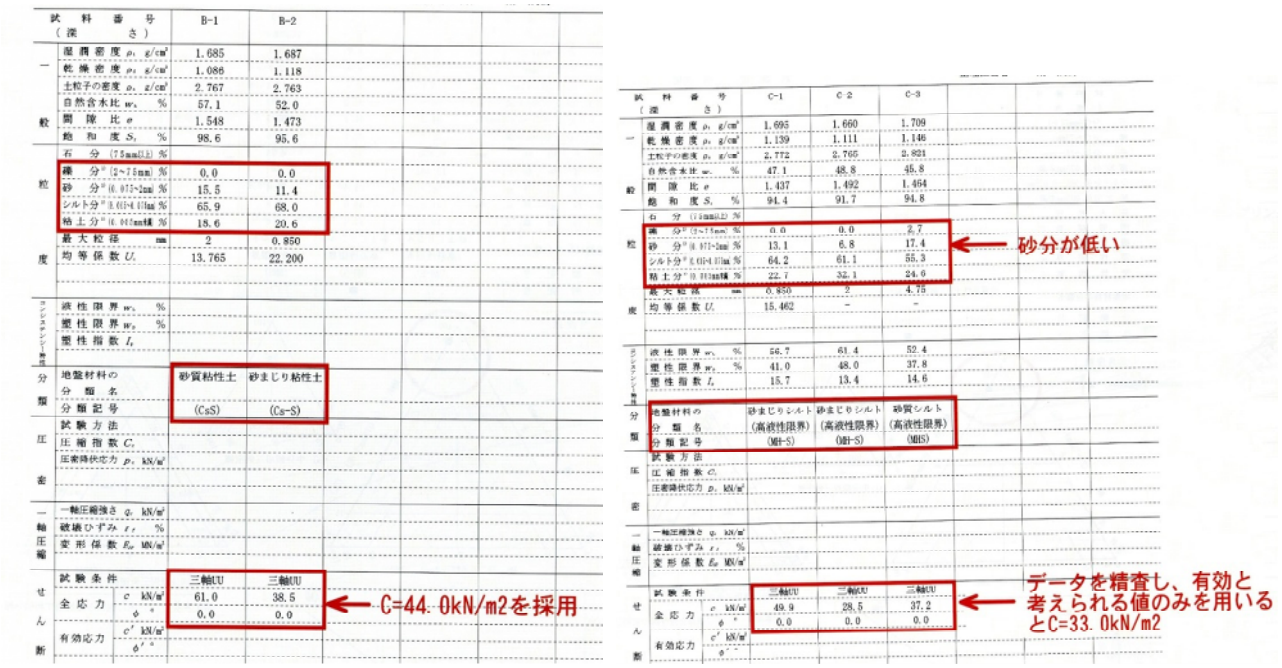


図-7　三軸圧縮試験（UU）の結果

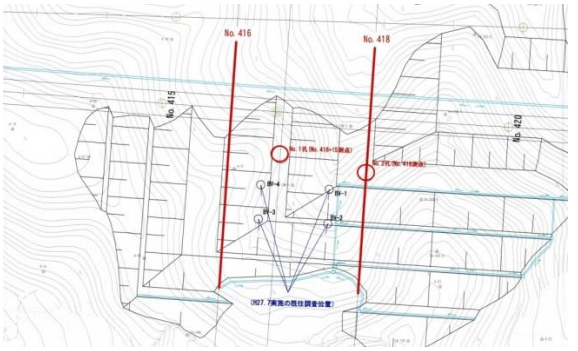


図-8　追加ボーリング位置

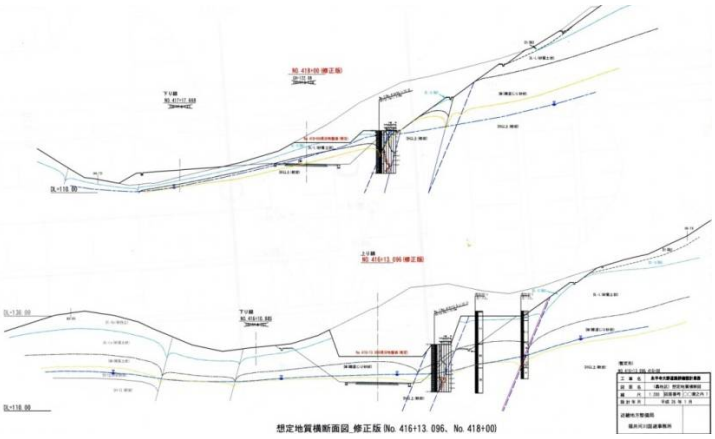
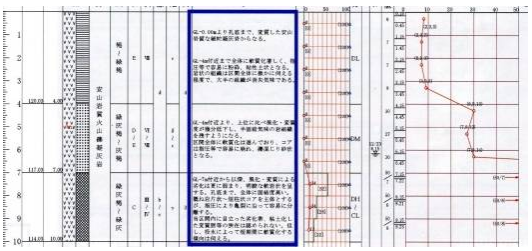


図-9　追加ボーリング位置と結果



GL-0.00mより孔底まで、変質した安山岩質な細粒凝灰岩からなる。

GL-4m付近まで全体に軟質化著しく、指圧等で容易に粉砕、粘性土状となる。岩状の組織は区間全体に僅かに伺える程度で、大半の組織が消失気味である。

GL-4m付近より、上位に比べ風化・変質度が幾分低下し、半固結気味の岩組織を残すようになる。
区間全体に軟質化は進んでおり、コアは指圧等で容易に崩れ、礫混じり砂状となる。

GL-7m付近から以深、風化・変質による劣化は更に弱まり、明瞭な軟岩状を呈する。孔底まで、全体に固結度高い。礫ね岩片状～短柱状コアを主体とするが、指圧により亀裂に沿って容易に分離する。
当区間内に目立った劣化帯、粘土化した変質脈等の狭在は認められない。但し、湧水によって短期間に軟質化する傾向は伺える。

図-10　追加ボーリング結果とコアの例

4）軟岩層が狭く鉛直に分布する場合は貫入岩脈の可能性、岩脈周辺の熱水変質帯を調査

【事例 1-3④】 永平寺大野道路 轟地係（その 3）

【事例 1-3②】付近の切土施工中の仮設斜面（1：0.8）で小規模な表層崩壊が発生した（写真-2）。この箇所の仮設法面では緑灰色の変質帯や岩脈が多数見られ（写真-1、図-3、写真-3～8）、その性状や安定性が問題となった。この時点で初めて【事例 1-3③】における変質帯との関連が把握された。地質：安山岩、平面図：図-1､3、断面図：図-2､5。**変質帯と岩脈の評価**：1）この時点で岩脈が初めて確認された。岩脈は安山岩の地下からの貫入によるもの、緑灰色変質帯は岩脈の貫入による周辺地盤の熱水変質によるものと認識された。【事例 1-3③】における変質帯も同様な成因と推定された。この確認のために、変質帯と岩脈の鉱物分析が実施された（図-4）。【事例 1-3②】における薄い弱層は、この変質帯とは無関係であるが、大きな地盤変動作用を受けた結果と推定される。2）岩脈は礫状で強度上の問題はないと判断されたが、岩脈から水が周辺の変質帯に浸透して変質帯を劣化させる恐れがあり、岩脈表面の止水が必要と考えられた。3）変質帯については、今回の崩壊箇所付近でブロックサンプリングと一軸圧縮試験（図-4～7）を行って性状と強度を評価した（図-11､12）。【事例 1-3③】で実施した変質帯の一軸圧縮試験結果も合わせて整理した。この結果、変質帯の強度は含水比で変化し、吸水膨張により強度が低下することが分かった（図-12）。このため、変質帯が露出する法面表面の止水が課題となった。4）今回の変質帯における崩壊は、崩壊面に多数のガリー侵食が見られることから（写真-9）、崩壊箇所に降雨表流水が集中して変質帯が吸水膨張して強度が低下したこと、斜面高さ（9m）、斜面急勾配（1：0.8）が原因と判断された（図-5）。**対策**：1）【事例 1-3②】の弱層、【事例 1-3③】の変質帯の存在を受けて、この付近で過去に実施した全てのボーリングコアの見直しを行い、弱層と変質帯の有無を確認した（図-6､7）。2）1）に基づき、全ての既往断面における地層区分の再設定を行った（図-8～10）。3）2）と変質帯の一軸圧縮試験結果に基づき、全ての既往断面における斜面安定解析の見直しを行った（図-13）。4）3）に基づき、全ての既往断面における設計断面の見直しを行い、必要な斜面安定対策工法を検討した（図-14～17）。5）4）と合わせて､変質帯が法面に出る断面について､変質帯の劣化抑制のための止水工法を検討した（図-18）。法面に、十分な止水効果があるシート敷設を採用案とした。6）当該個所は地層分布が複雑に変化しているため、切土掘削中に地層の状況を十分に確認して施工を進め、必要に応じて設計の見直しを行うこととした。また、変質帯が法面に露出する期間を長くしないように注意することとした。**課題**：1）当該個所の切土掘削がほぼ終了した後で、主に変質帯が法面に露出する場所で法面のはらみや段差・小段シールコンのずれや亀裂などの変状が生じた（写真-10､11）。工事施工の都合で、変質帯が法面に露出する部分を数ヶ月間放置したことが原因と推定された。法面のはらみや段差部分は、元々ロックボルトを施工する部分であったので、特に新たな対策は行わずにロックボルトや法面止水シートの施工を急ぐこととなった。湧水を法面外に排水する処置は行うこととした。2）工事完成後の状況（写真-12､13）。ロックボルトの施工は予定のとおり。法面止水シートは表面侵食防止用フィルターに変更されており、変質帯の劣化の可能性があるので今後の点検監視が必要である。**教訓**：1）軟岩層と見られる地層の幅が数 m と狭く、ほぼ鉛直に近く分布する場合には、貫入した岩脈の可能性を検討する。2）岩脈の周辺には、熱水変質した変質帯の存在を検討する。変質帯は吸水膨張により劣化しやすい。

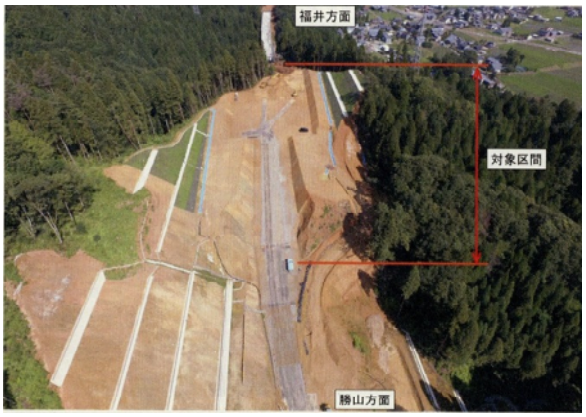


写真-1　全景（写真の奥）

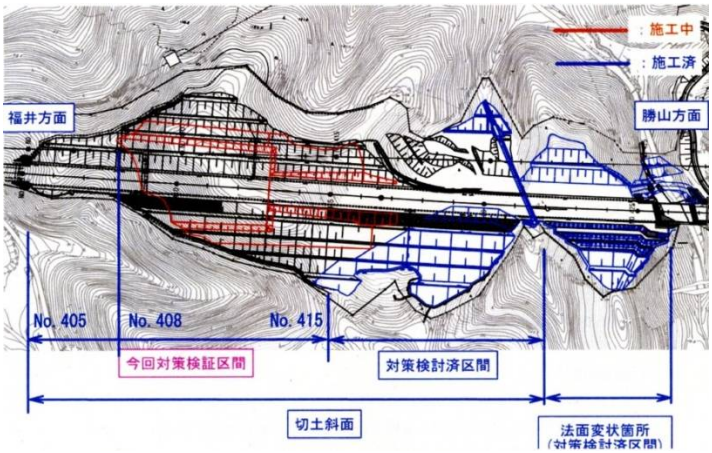


図-1　平面図

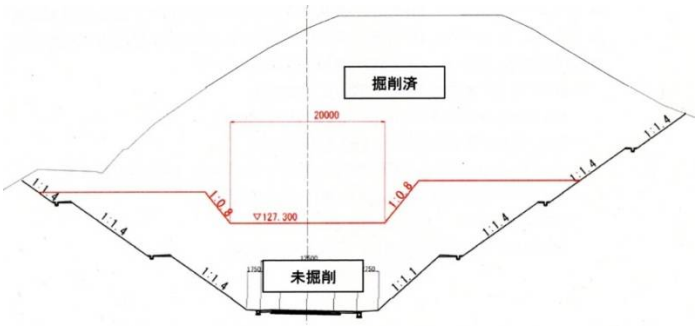


図-2　断面図

写真－①：変質帯（緑灰色細粒砕屑岩層）の斜面崩壊

写真-2　変質帯の小崩壊

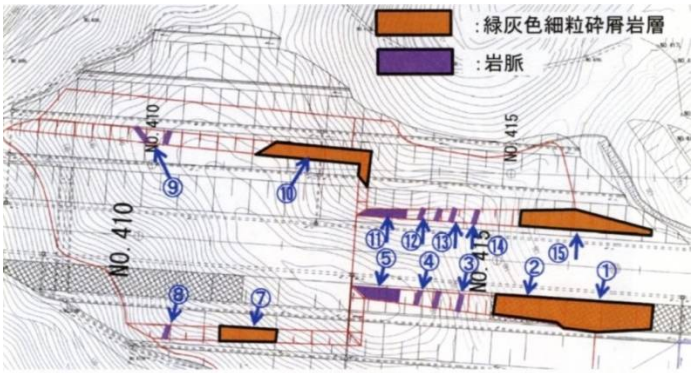


図-3　変質帯と岩脈の分布

写真－②：変質帯（緑灰色細粒砕屑岩層）

写真-3　変質帯

写真－⑩：変質帯（緑灰色細粒砕屑岩層）

写真-4　変質帯

写真－⑮：変質帯（緑灰色細粒砕屑岩層）

写真-5　変質帯

写真－③：岩脈

写真-6　岩脈

写真－④：岩脈

写真-7　岩脈

写真－⑥：岩脈の拡大写真

写真-8　岩脈の拡大

試料名：＃1
岩石名：珪化玄武岩質火山岩
斑晶：変質鉱物（元有色鉱物）
基質：石英＞有色鉱物＞斜長石＞変質鉱物

斑晶鉱物は全て二次鉱物に変質しており、基質は珪化しており石英質となっている。斑晶鉱物の仮像は自形を呈し、仮像はカンラン石、単斜輝石、斜長石に特徴的な外形を有する。また、カンラン石の仮像と考えられる微斑晶も多く認められる。これらのことから、源岩は玄武岩質火山岩であった可能性が高い。肉眼観察では無色部と赤褐色部の縞状構造が認められるが、斑晶鉱物には目立った流理構造は観察されない。このことから、縞状構造は二次的に形成されたものである可能性が高い。

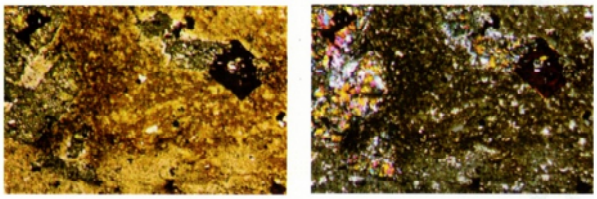


写真１－１．赤褐色部。有色鉱物（単斜輝石およびカンラン石？）の仮像。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅=3.6 mm）

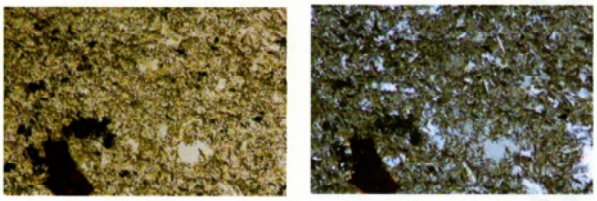


写真２－２．無色部。有色鉱物（カンラン石？）の仮像。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝3.6 mm）

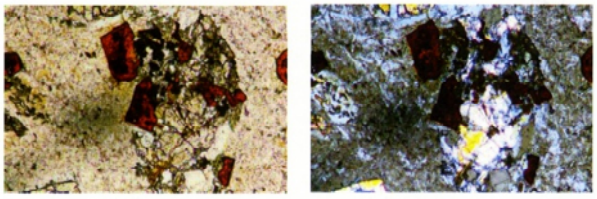


写真２－３．有色鉱物（単斜輝石）斑晶およびカンラン石（？）微斑晶の仮像。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝0.9 mm）

試料名：＃2
岩石名：珪化玄武岩質火山岩
斑晶：変質鉱物（元有色鉱物）
基質：石英＞有色鉱物＞斜長石＞変質鉱物

斑晶鉱物は全て二次鉱物に変質しており、基質は珪化しており石英質となっている。斑晶鉱物の仮像は自形を呈しており、一部の外形はカンラン石、単斜輝石、斜長石に特徴的な外形を有する。これらのことから、源岩は玄武岩質火山岩であった可能性が高い。

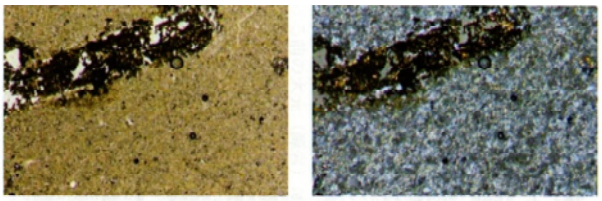


写真２－１．有色鉱物（単斜輝石？）の仮像。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅=3.6 mm）

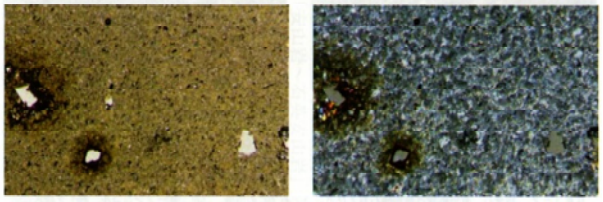


写真２－２．有色鉱物（カンラン石？）の仮像。変質鉱物は薄片作成時に脱落した。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝3.6 mm）

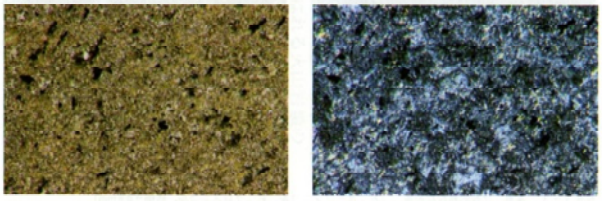


写真２－３．基質。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝0.9 mm）

試料名：＃3
岩石名：珪化玄武岩質火山岩
斑晶：変質鉱物（元有色鉱物）
基質：石英＞有色鉱物＞斜長石＞変質鉱物

斑晶鉱物は全て二次鉱物に変質しており、基質は著しく珪化しており、比較的粗粒な石英も認められる。斑晶鉱物の仮像は自形を呈しており、一部の外形はカンラン石、単斜輝石、斜長石に特徴的な外形を有する。これらのことから、源岩は玄武岩質火山岩であった可能性が高い。

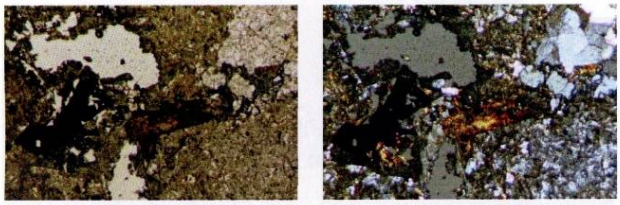


写真３－１．有色鉱物（単斜輝石およびカンラン石？）の仮像。変質した斑晶鉱物の一部は薄片作成時に脱落した。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅=3.6 mm）

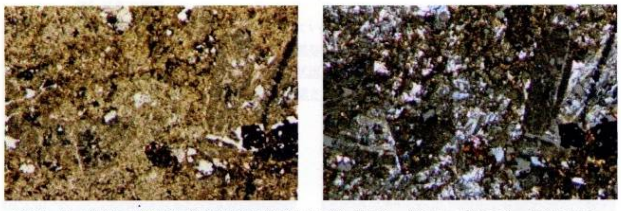


写真３－２．斜長石、有色鉱物（単斜輝石およびカンラン石？）の仮像。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝3.6 mm）

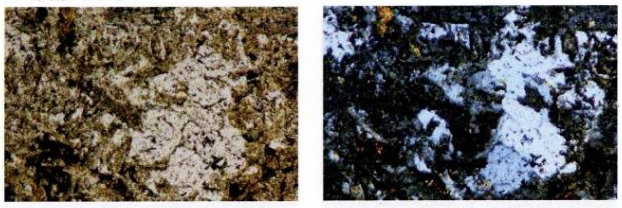


写真３－３．基質。比較的粗粒な石英。（左：オープンニコル、右：クロスニコル、横幅＝0.9 mm）

図-4　変質帯と岩脈の鉱物分析

写真-9　崩壊部のガリー侵食跡

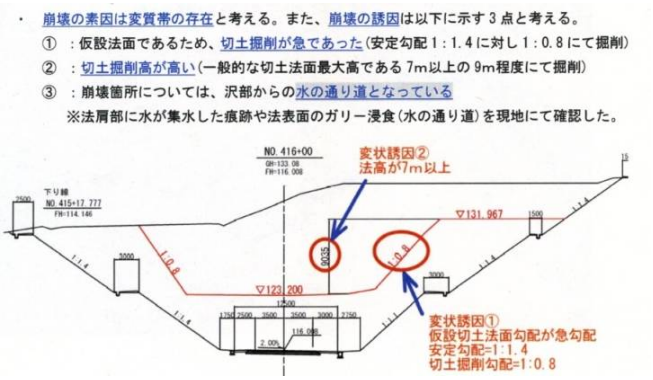


図-5　崩壊原因

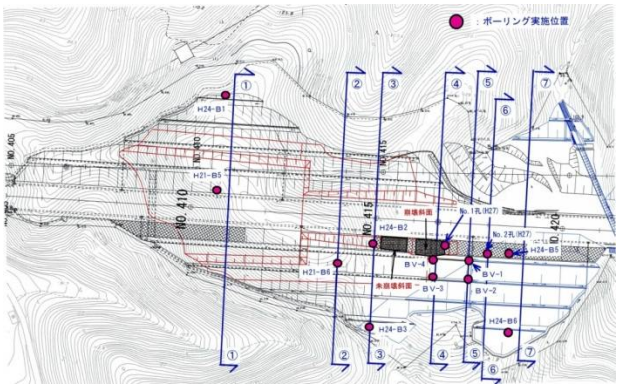


図-6　既往ボーリング位置

図-7　既往ボーリングコアの再確認

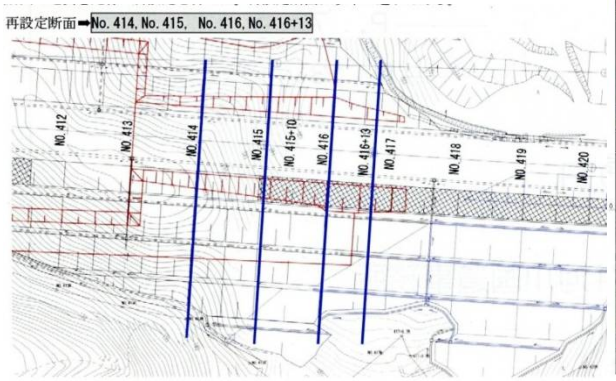


図-8　既往断面における地層区分の再設定

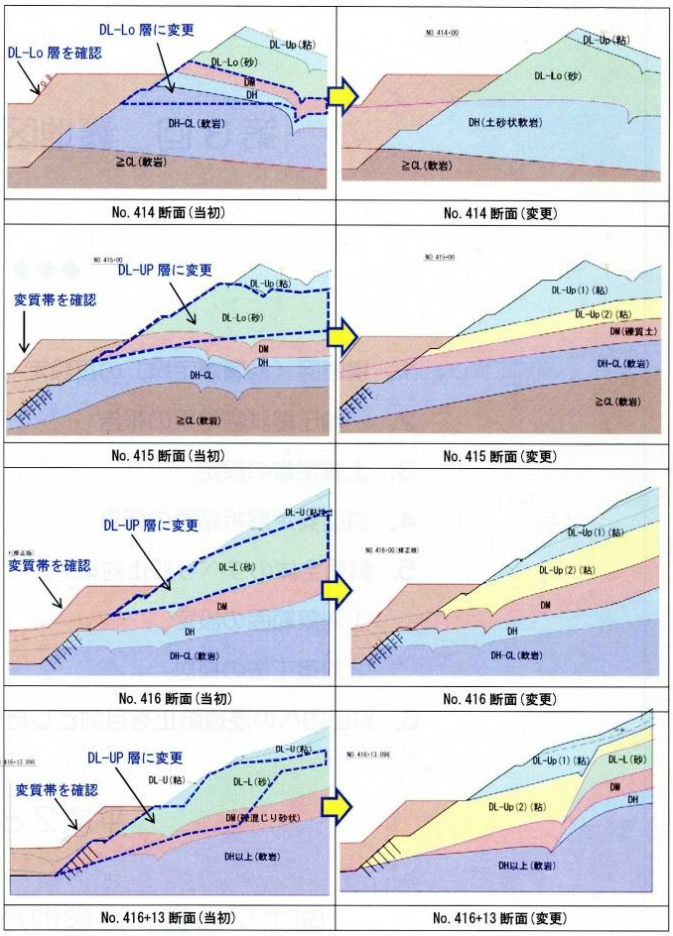


図-9　既往断面における地層区分の再設定

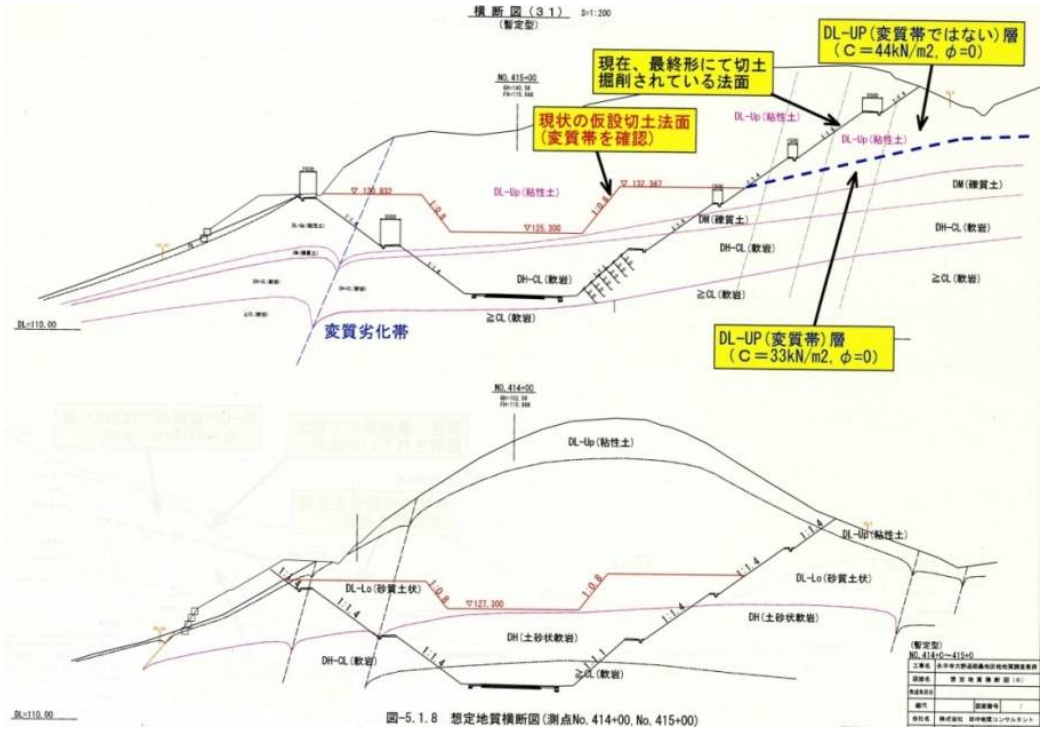


図-10　既往断面における地層区分の再設定（詳細例）

2.　一軸圧縮試験結果の報告

変質帯の崩壊箇所であるNo. 416+10付近および変質帯の未崩壊斜面であるNo. 415+10付近の法肩にてブロックサンプリングを実施し、得られた供試体より、一軸圧縮試験にて土質定数(粘着力)の確認を行った。

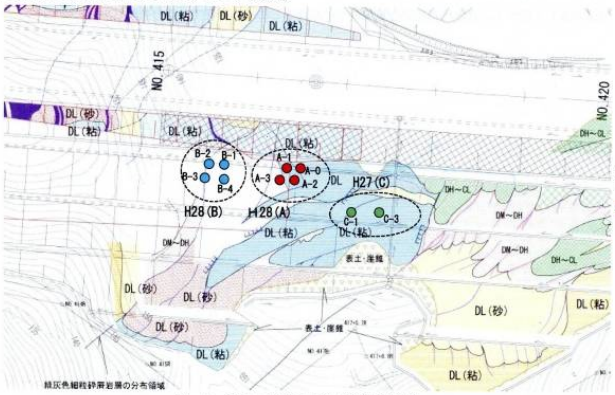
変質帯の崩壊斜面であるNo. 416+10付近	変質帯の未崩壊斜面であるNo. 415+10付近

※　変質帯の崩壊箇所であるNo. 416+10付近にて実施した一軸圧縮試験結果⇒Aシリーズ

※　変質帯の崩壊していない斜面にて実施した一軸圧縮試験結果⇒Bシリーズ

以下にブロックサンプリングを実施した位置図を示す。

Aシリーズ及びBシリーズは、今年の9月に実施したブロックサンプリングであり、Cシリーズは、昨年の3月に実施したブロックサンプリングである。



図－1　ブロックサンプリング平面位置図

以下に一軸圧縮試験の結果を示す。

表-1 一軸圧縮試験結果

試料	含水比 [%]	qu [kN/m2]	cu [kN/m2]
A-0	44.47	85.87	42.93
A-1	48.18	58.74	29.37
A-2	44.70	78.99	39.50
A-3	40.44	80.52	40.26
B-1	41.24	122.78	61.39
B-2	38.70	125.89	62.95
B-3	42.60	164.92	82.46
B-4	40.61	93.82	46.91

※AシリーズのA-1は棄却する。

上記に示す一軸圧縮試験結果より、粘着力(Cu)の値は、含水比の大小に対応していると考えられる。変質帯の崩壊斜面から採取したAシリーズは、Bシリーズに比べ、含水比が全体的に高く、粘着力は低い。その一方で、変質帯の崩壊していない斜面にて採取したBシリーズは、Aシリーズに比べ、含水比が全体的に低く、粘着力は高い結果となっている。

また、昨年の3月に実施した、変質帯斜面上での三軸圧縮試験の結果(Cシリーズ)の結果を以下に示す。

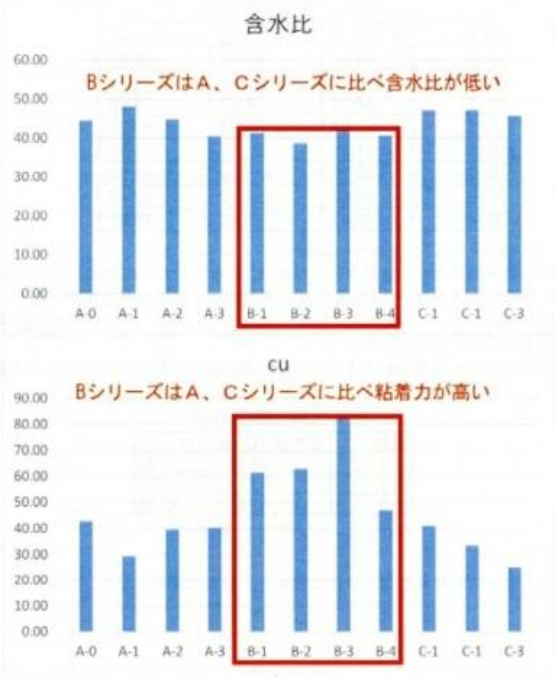
表-2 三軸圧縮試験結果

試料	含水比 [%]	cu [kN/m2]
C-1	47.1	41
C-1	47.1	33.5
C-3	45.8	25

※CシリーズのC-2は棄却する。

上記に示すA～Cシリーズの結果をグラフにて表すと、次頁の通りとなる。

図-11　変質帯におけるブロックサンプリングと一軸圧縮試験

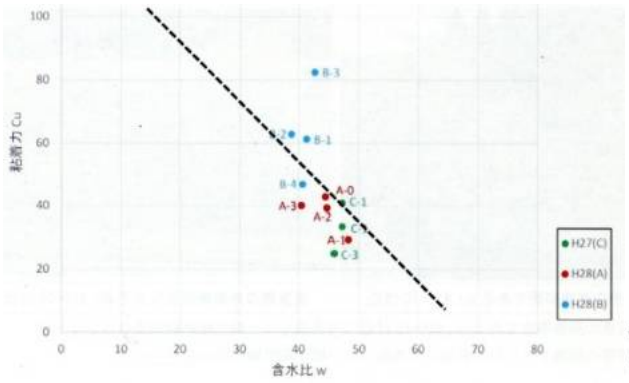


上記の結果より、今回試料採取を行ったAシリーズは、変質帯の小規模崩壊位置に近く、大量の水の供給があった場所に近いために、含水比が高く、Cuもある程度低下したと想像される。また、今回試料採取を行ったBシリーズは、変質帯の小規模崩壊位置から離れた位置での試料なので、Aシリーズほどには含水比が低く、Cuが低下していなかったと解釈できる。

なお、昨年の3月に試料採取を行ったCシリーズは、切土掘削後、長期的に裸地の状態で放置されていた斜面表面での採取のため、応力解放や吸水がある程度進行し、含水比が高く、Aシリーズと同様にCuがある程度低下したと想像される。

上記を踏まえ、変質帯の含水比を上げることは、土質定数(粘着力)を下げることに繋がるため、降雨表流水や積雪など、斜面内に水を浸透させない対策が必要になると考える。

なお、変質帯について、これまで実施した三軸圧縮試験、一軸圧縮試験結果をまとめて、横軸に含水比をとり、縦軸に粘着力をとったグラフ（試験データそのものをプロット）を作成した。



このグラフから、A,C シリーズは含水比が高いため、粘着力が低く、B シリーズについては、含水比が低いため、粘着力は高くなっている。従って、上記に示す変質帯については、含水比が高くなると粘着力(Cu)が著しく低下し、含水比が低いと粘着力(Cu)が低下しにくい土質であると判断した。

図-12　一軸圧縮試験の結果：含水比と粘着力の関係

4.　斜面安定解析結果の報告

3. にて示した第 4 案の土質定数を用いて、斜面安定解析を実施した。解析断面は、以下に示す 4 断面である。

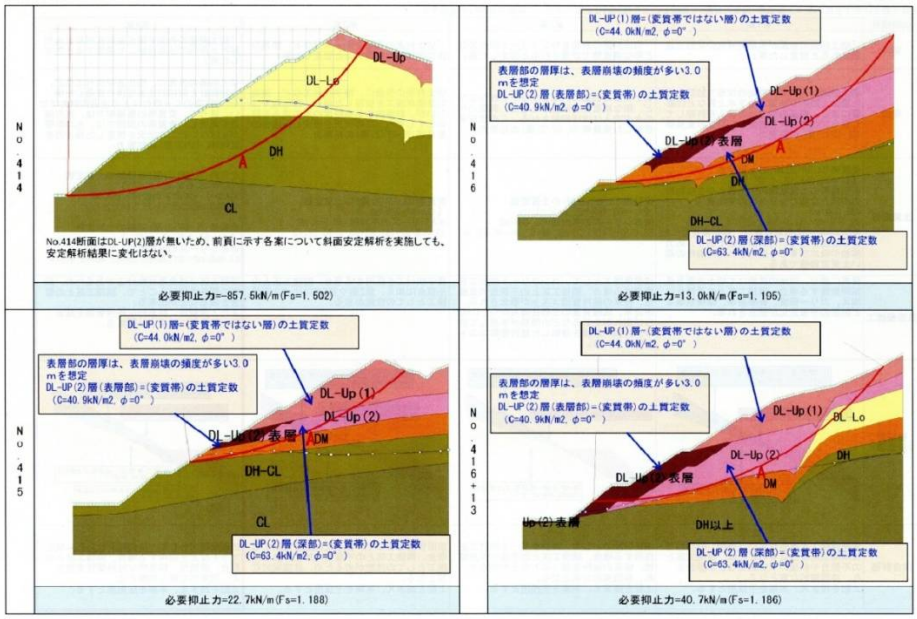


図-13　斜面安定解析の見直し

5.　斜面全体のすべり抑止対策

①　対策範囲の設定

- 対策範囲については、下図に示す通り、変質帯である D L（粘）層が明瞭に出現する起点部(No. 414+13)から変質帯である D L（粘）層が明瞭でなくなる No. 418 断面を終点部とする。
- No. 417+10 及び No. 418 の 2 断面については、下図に示す通り、昨年度、既に完成断面にてある程度切土掘削が完了しており、昨年の 6 月に実施した現場スケッチ図や現地踏査を基に地質・地層厚などは当初設計から変更対応済みである。また、今年の 9 月に改めて現地踏査および現場スケッチを行った際、昨年確認した箇所に大きな変化は確認できなかった。従って、No. 417+10 および No. 418 断面については、昨年度変更した地層厚の断面を基に、斜面安定解析を実施し、必要アンカー本数を設定した昨年度の設計成果を採用。
- 本設計の解析断面は、下図に示す No. 414, No. 415, No. 416, No. 416+13 の 4 断面である。
- 現場スケッチ結果より、No. 414+13 から起点側の変質帯は、幅が狭いため、斜面全体のすべり安定性には影響がないと判断する。しかし、水などの影響により、時間の経過とともに不安定化し、局所的な安定が問題となる可能性があるため、変質帯が狭い幅で分布している断面では、植生基材吹付工や植生マットエなどの法面保護工による表面処理のみを行うことを基本方針とする【第 2 回検討会での決定事項】。
- No. 414 断面の斜面安定解析結果より、斜面全体の安定性は確保されることから、すべり抑止対策の必要はないと判断する。
  ※局所的な斜面の安定性については、別途法面保護工により対応。
- No. 415, No. 416, No. 416+13 の 3 断面については、斜面安定解析結果より、すべり抑止対策が必要となる。

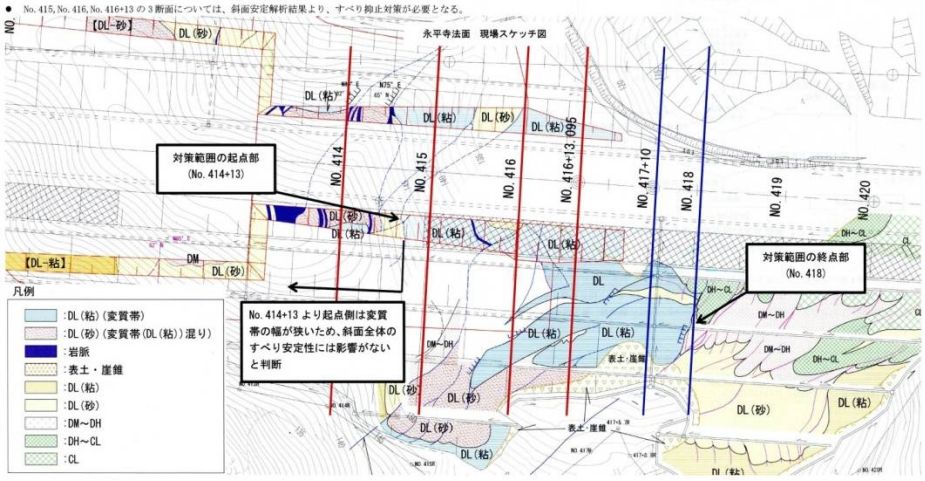


図-14　変質帯分布箇所における設計断面の見直し

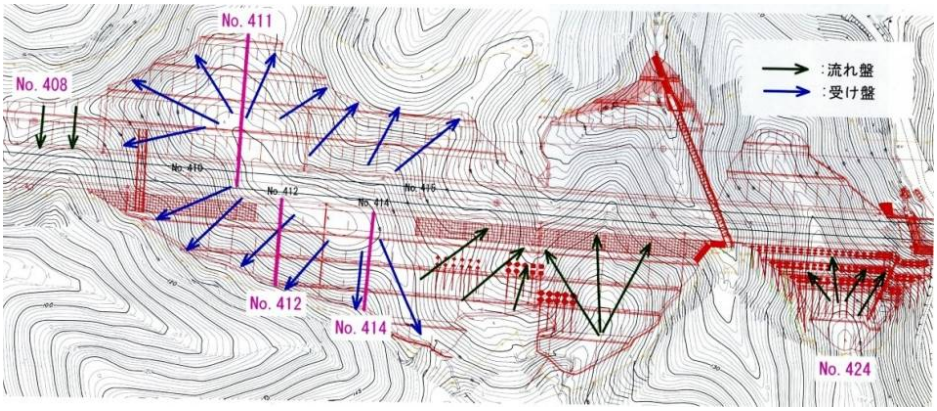


図-15　流れ盤と受け盤の分布

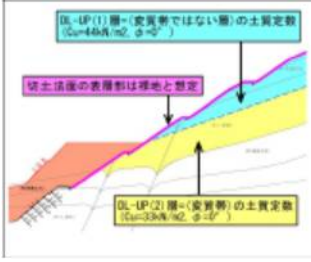
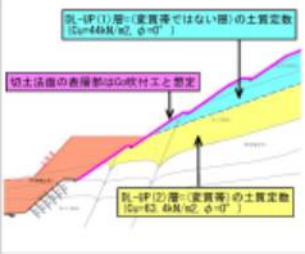
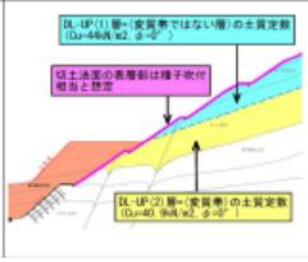
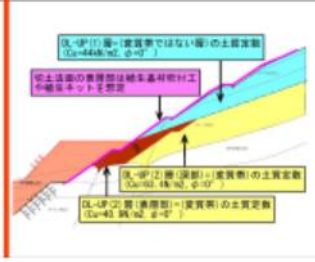
第1案	第2案	第3案	第4案
「切土斜面の表面が長期間裸地の状態で放置されると想定した案」	「切土斜面の表面をコンクリート吹付工など剛な構造物で被覆されると想定した案」	「切土斜面の表面を種子吹付など、簡易な法面保護工で被覆すると想定した案」	「切土斜面の表面を植生基材吹付など当初設計と同様の法面保護工で被覆すると想定した案」
切土斜面が長期間、裸地の状態で放置された場合、降雨や積雪、地下水上昇などの影響により、斜面内への水の流入を許容してしまう。この状況を想定した場合の変質帯(DL-UP(2)層)の粘着力	切土斜面の表面に、コンクリート吹付工など、剛な構造物を被覆した場合、斜面内への水の流入はほぼ抑制される。この状況を想定した変質帯(DL-UP(2)層)の粘着力	切土斜面の表面に、種子吹付工など、簡易な法面保護工を被覆した場合、規地程ではないが、斜面内にある程度の水の流入を許容してしまう。この状況を想定した場合の変質帯(DL-UP(2)層)の粘着力	切土斜面の表面に、植生基材吹付工など、当初設計と同様の法面保護で被覆した場合、第2案のＣｏ吹付ほどの浸透抑制力はない。従って、変質帯の表層部では、水の浸透を考慮し、変質帯の深部では、水の影響が及ばない。この状況を想定した場合の変質帯(DL-UP(2)層)の粘着力
変質帯(DL-UP(2)層)の土質定数 【Ｃ＝33.0kN/m2, φ=0°】 ※変質帯の土質試験の中で最も小さな粘着力の値となるＣシリーズの平均値 =33.0kN/m2 33.0kN/m2=(41.0+33.5+25)/3 ※C=33kN/m2の採取位置は、掘削後長期にわたり放置されていた斜面表面であり、応力解放や吸水が著しく進行された可能性の高い土質定数値である。	変質帯(DL-UP(2)層)の土質定数 【Ｃ＝63.4kN/m2, φ=0°】 ※Ｂシリーズの平均値=63.4kN/m2 63.4kN/m2=(61.39+62.95+82.46+46.91)/4	変質帯(DL-UP(2)層)の土質定数 【Ｃ＝40.9kN/m2, φ=0°】 ※Ａシリーズの平均値=40.9kN/m2 40.9kN/m2=(42.93+39.5+40.26)/3	変質帯(DL-UP(2)層)表層部の土質定数 【Ｃ＝40.9kN/m2, φ=0°】 ※Ａシリーズの平均値=40.9kN/m2 40.9kN/m2=(42.93+39.5+40.26)/3 変質帯(DL-UP(2)層)深部の土質定数 【Ｃ＝63.4kN/m2, φ=0°】 ※Ｂシリーズの平均値=63.4kN/m2 63.4kN/m2=(61.39+62.95+82.46+46.91)/4
将来に渡り、現地の状態にて切土法面を長期間放置する場合、隣接工区との不整合に加え、ガリー侵食、表層崩壊、深層崩壊など斜面の不安定化が懸念される。	法面保護工として、コンクリート吹付工を採用する場合、隣接工区との不整合や景観性、将来の維持管理コストが懸念される。 ※近年、法面背面の土砂抽落もから、Coのひび割れが生じるなどの問題が多発しており、片側一車線を規制した維持管理コストが懸念される。	種子吹付工を採用する場合、隣接工区との不整合に加え、第2案や第4案に比べ法面保護工としての性能が劣る。	隣接工区は植生基材吹付工であるため、同様の製品を用いることで、隣接工区との整合を図ることが出来る。 また、景観性、将来的な維持管理を踏まえ、総合的に他案より優れる。
			

図-16　変質帯の長期変化状況を考慮した斜面安定工法の比較

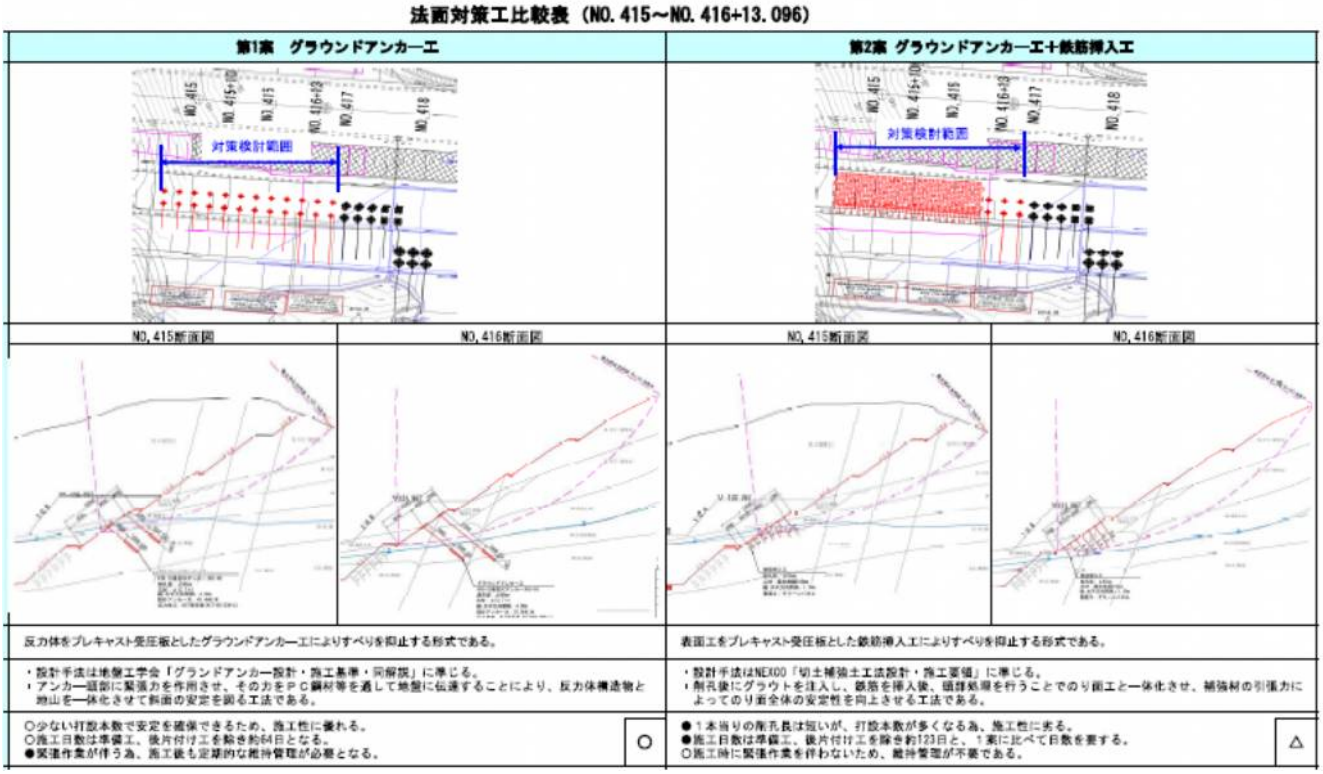


図-17　変質帯における斜面安定対策工法の比較

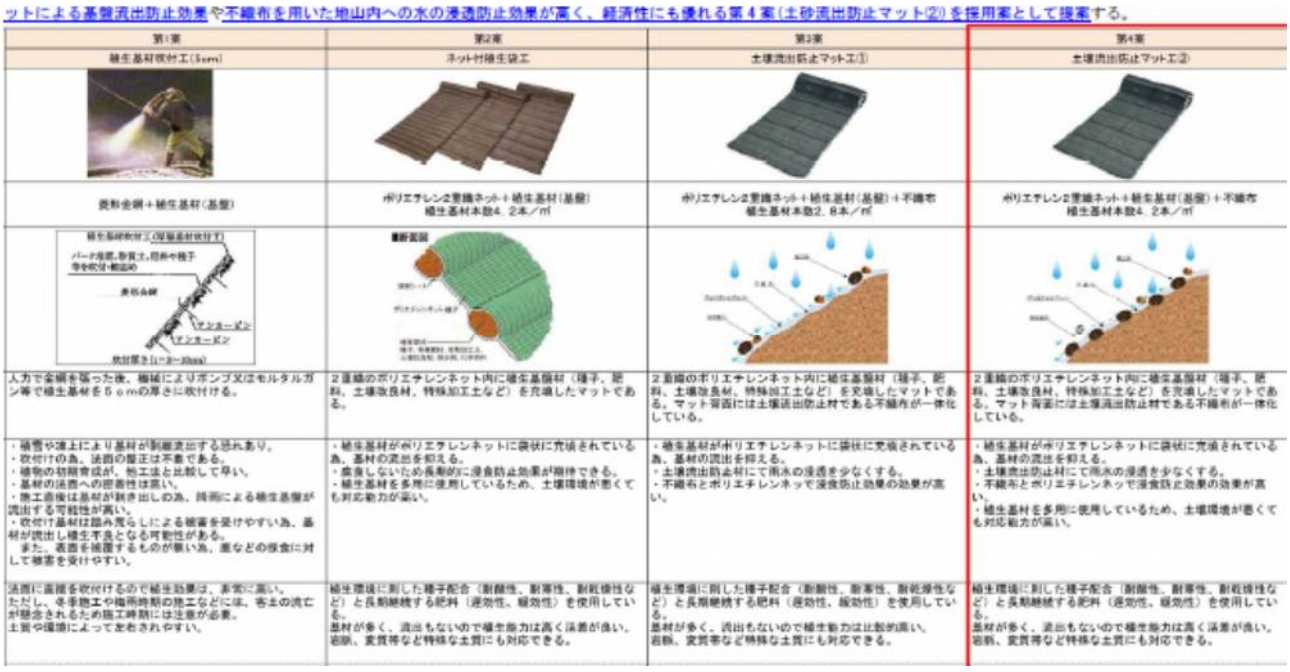


図-18　変質帯の劣化防止工法の比較

写真-10　変質帯箇所掘削後の変状

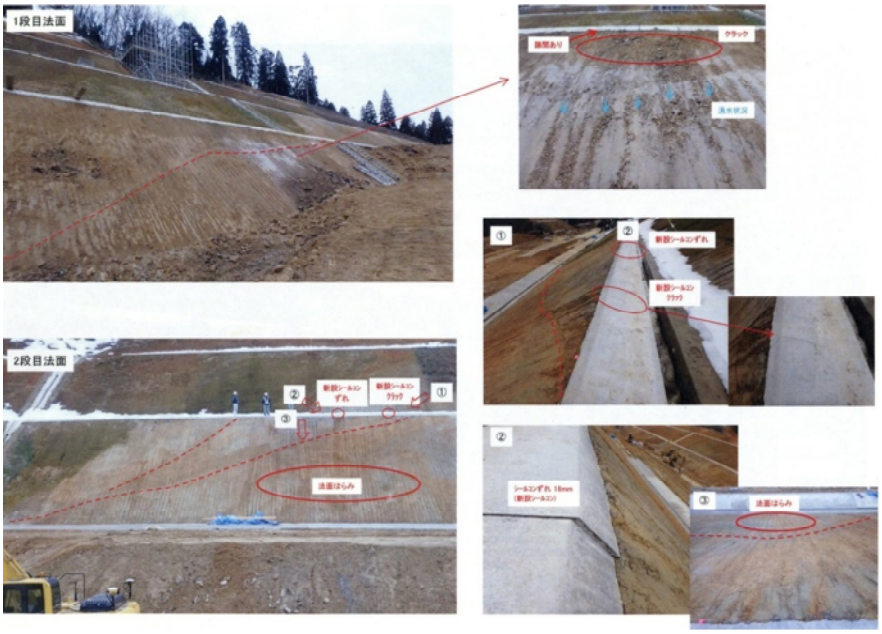


写真-11　変質帯箇所掘削後の変状

写真-12　完成法面：ロックボルト＋フィルター　　写真-13　フィルターのみ

1-4 地下水位

1）切土設計段階で斜面内地下水位の状況を十分に把握

【事例 1-4①】 1992 年 6 月、福井市清水町島寺（ふくい健康の森）

切土掘削中の斜面で亀裂などの変状が発生した（図-1､2)。**変状発生原因**：1）上部から強風化岩・弱風化岩・軟岩と自然な地層であり、平均切土勾配 1：2 と緩い勾配である（図-5､6)。2）切土掘削中に活動的な亀裂が発生し､斜面中段で当初計画の排水ボーリングを施工したが､亀裂拡大が止まらなかった｡3）パイプひずみ計、伸縮計、変位杭観測結果から、せん断すべり破壊ではなく、横断方向への大岩塊の移動による変状と推定された。原因は切土掘削による応力解放と地下水圧である。**応急対策**：切土斜面下段での大規模な排水ボーリングを追加して（図-4～7)、パイプひずみ計、伸縮計、変位杭観測で変状を継続監視した。下段での排水ボーリング後に伸縮計には変化が見られなかった。パイプひずみ計にも有意な変化は見られなかった。亀裂変位に若干の増加が見られたが、ほぼ落ち着いている（図-8)。この結果から、斜面の変状の進行は収まったと判断した。**教訓**：図-6 に示すように、切土前の斜面勾配は極めて緩い勾配であり、切土設計段階で斜面内地下水位の状況を十分に把握し、施工段階でも地下水位の状況を十分に把握する必要がある。

図-1　斜面全体図

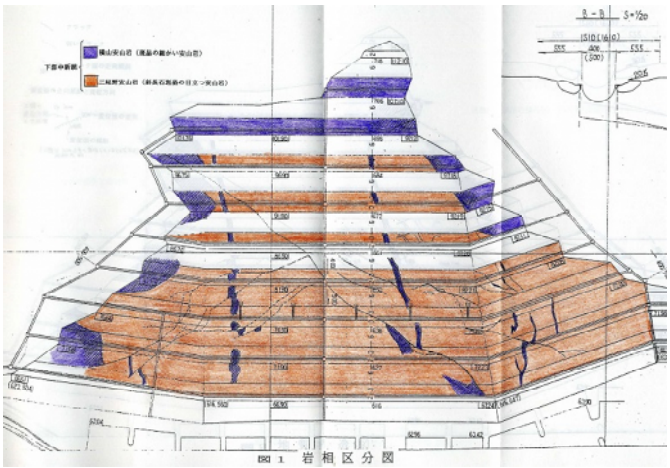


図-2　地質分布

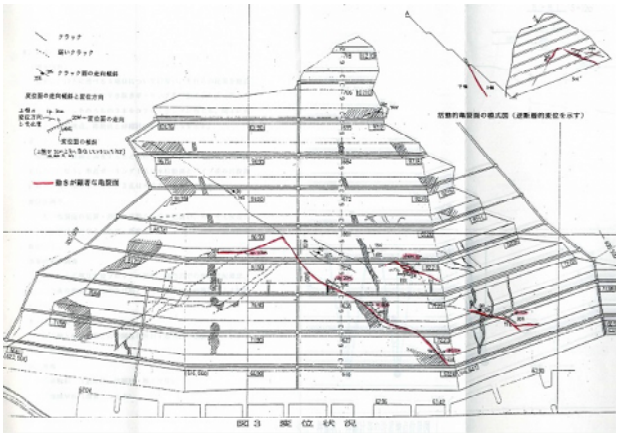


図-3　変状箇所の分布

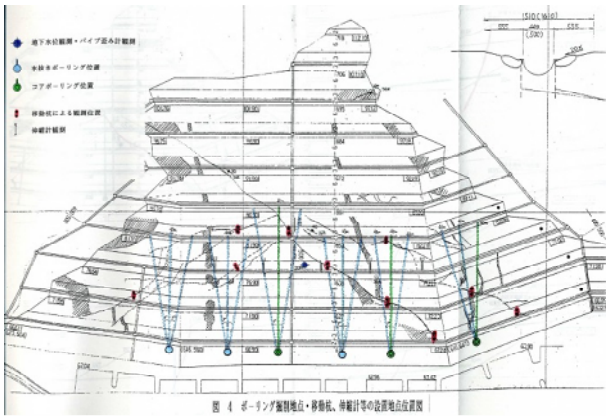


図-4　排水ボーリングの平面位置

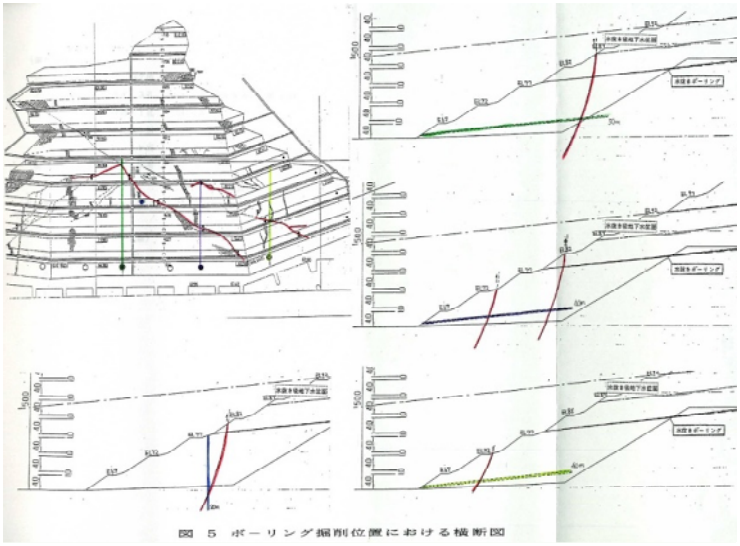


図-5　排水ボーリングの断面位置

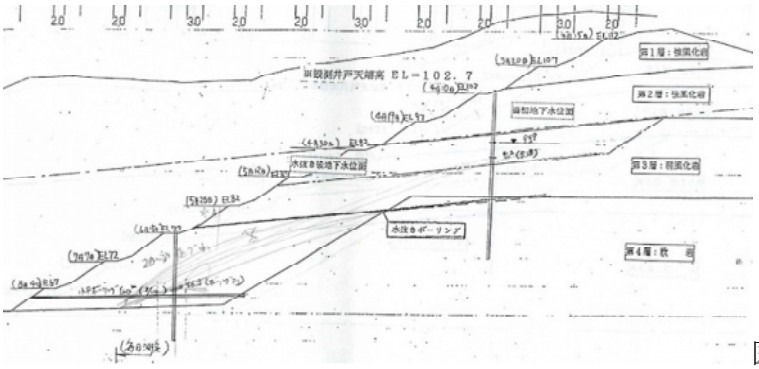


図-6　排水ボーリングと地下水位観測井戸

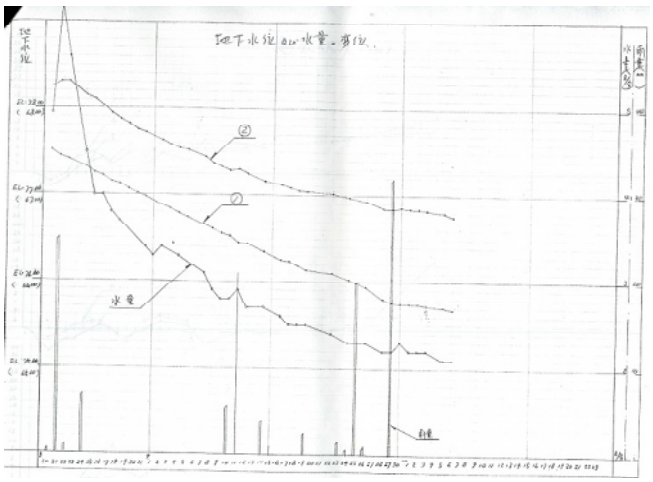


図-7　地下水位と排水量の経時変化

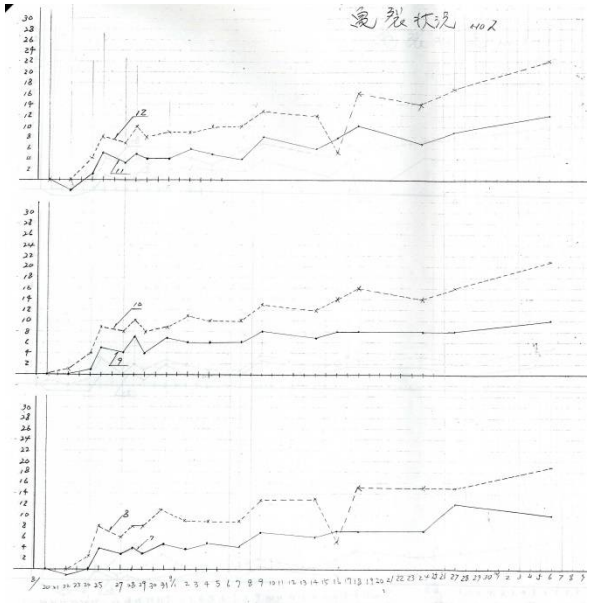


図-8　亀裂変位の経時変化

2）特に集水地形で緩勾配斜面の切土では斜面内地下水位に注意

【事例 1-4②】 1988 年 2 月、福井市クリーンセンター

切土斜面造成中の融雪時期に幅約 50m、長さ約 50m の斜面崩壊が生じた。**崩壊発生原因**：切土前の斜

面が集水地形で、勾配の小さな斜面であった。この自然勾配が地下水位上昇を含めた安定勾配であったと推定される。ボーリングコア、標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング、地下水検層（図-4）から 1 次・2 次のすべり面を推定した。三軸圧縮試験 CU : c'=1.5tf/m2・φ'=33°。逆算 c'=0.7tf/m2・φ'=28°。集水地形で、融雪による地下水位の上昇により切土後の斜面安定性が低下したと推定された（図-3）。**対策**：崩壊部および未崩壊部に排水ボーリング（図-1､2）を実施した。変位杭による対策中の管理を行った（図-5,6)。鉄筋挿入工法による補強が行なわれた。**教訓**：集水地形で緩勾配斜面の切土では、斜面内の地下水位が高い可能性があり注意が必要である。融雪時期の地下水位上昇を考慮した切土勾配・対策工法の決定が必要である。

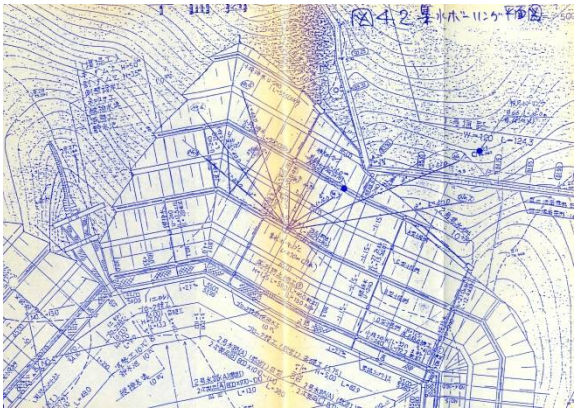


図-1　平面図と排水ボーリング配置

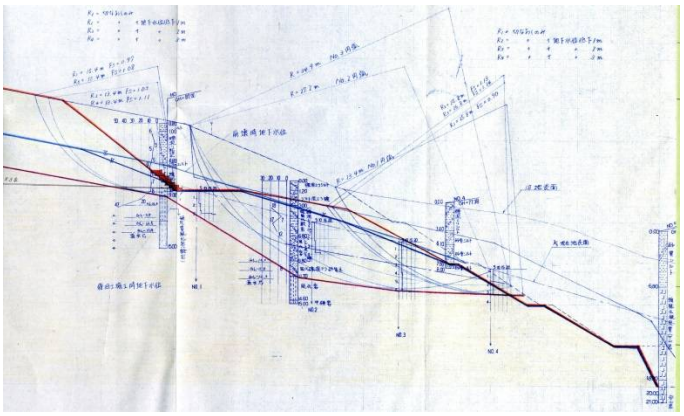


図-2　断面図

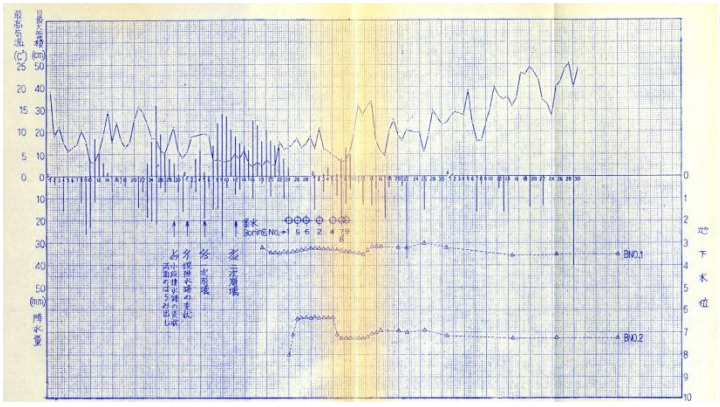


図-3　気象条件と地下水位

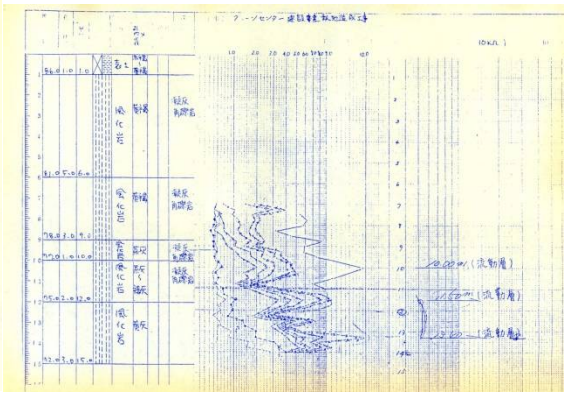


図-4　地下水検層の結果

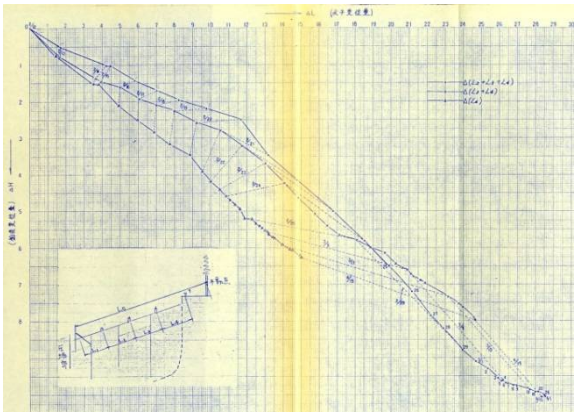


図-5　変位杭測定結果（その 1）

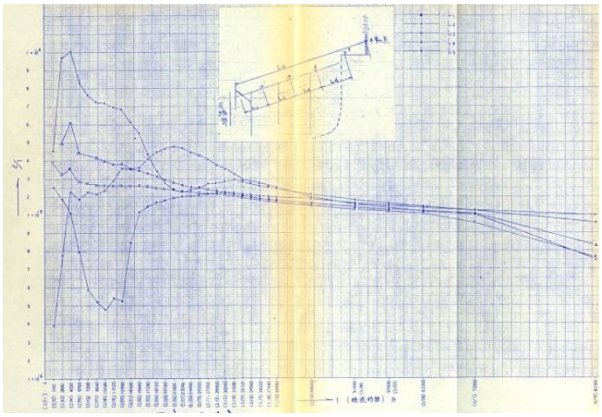


図-6　変位杭測定結果（その 2：ひずみ速度）

3）施工段階でも地下水位の状況を十分に把握

【事例 1-4①】 1992 年 6 月、福井市清水町島寺（ふくい健康の森）

【事例 1-4①】で、施工段階でも地下水位の状況に十分に注意する必要がある。

4）全体的に地下水がなくても降雨により局所的に地下水位が上昇する可能性

【事例 1-4③】 2002 年 7 月、大野郡和泉村

法枠＋グラウンドアンカー工の施工中に、上段の法枠をアンカーで固定せずに 2 段連続して法枠を施工したところ、上段の法枠が崩落した（写真-1､2、作業員 1 名死亡）。地質：流紋岩・崖錐性堆積物、平面図：図-1、断面図：図-2､3。**崩壊発生原因**：1）地表踏査・弾性波探査（図-4）・ボーリング結果（図-3）から、厚く堆積した崖錐性堆積物が風化岩盤層に沿って崩落したと推定された。2）崩落後の地下水位観測結果では、今回の崩壊箇所でのみ降雨後に地下水位が上昇し、他の箇所では上昇しない（図-5）。3）飽和不飽和浸透流解析により、降雨による地下水位上昇を再現し、今回の崩壊時の地下水位を推定した（図-6）。4）この結果と今回の崩壊状況から、強度定数 c、φ を逆算し、斜面安定計算を行った（図-6）。5）地下水位が上昇しないときの斜面の安全率は 1.05 となり、降雨がなければ崩壊は生じなかったと推定される（図-6）。6）崩壊前の降雨による地下水位上昇が今回の崩壊の直接の原因と推定される。崩壊箇所の他の箇所では、降雨により地下水位が上昇しないので、この付近一帯で地下水位が上昇しないと判断していたようである。今回の崩壊箇所でのみ、地層・地形条件の特性から、降雨による地下水位上昇が局所的に起きる地点と推定される。**教訓**：全体的にみて地下水がないと判断していても、降雨により沢部などでは局所的に地下水位が上昇することがあることを考慮して、各段ごとに法枠を固定する原則を守る必要がある。

写真-1　法枠の崩落

写真-2　作業員が落下岩石と防護柵に挟まれて死亡

写真-3　巨礫主体の崩落土

写真-4　崩落面付近の地質状況

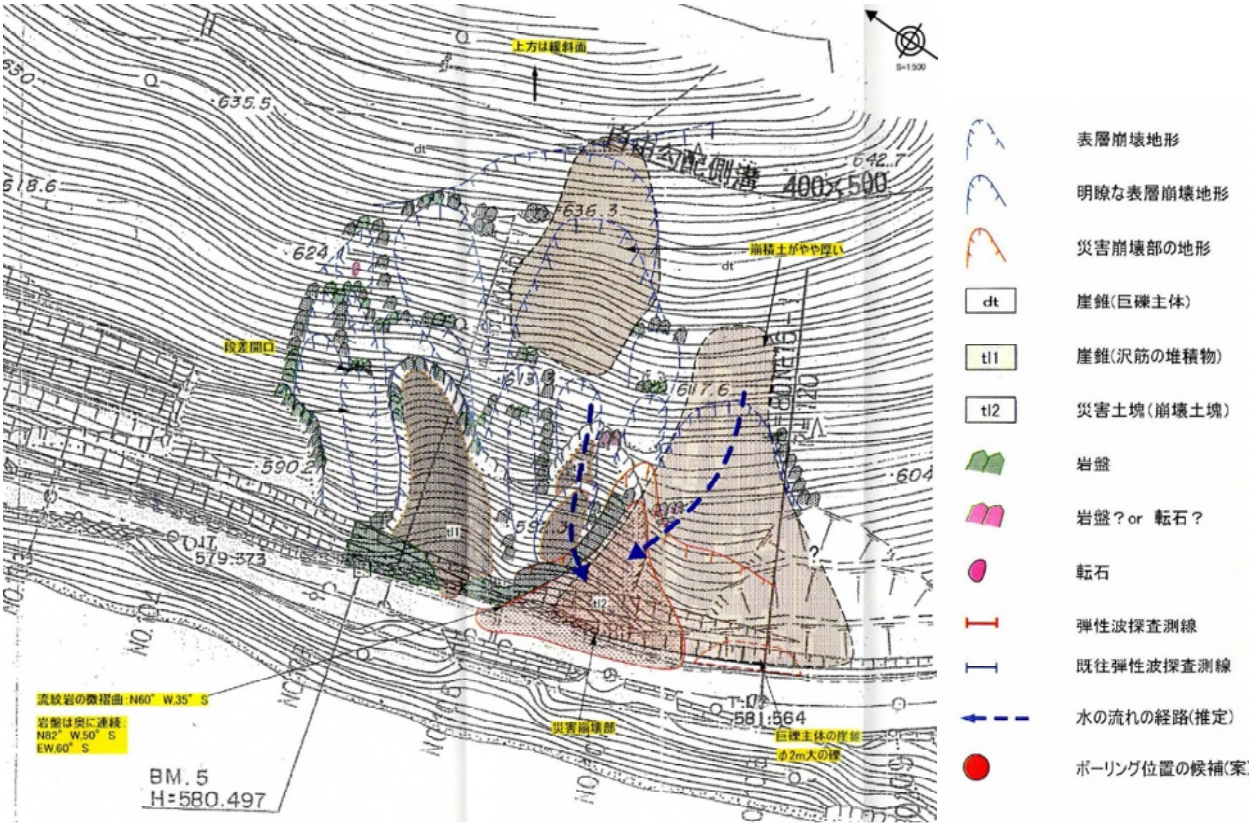


図-1　平面図

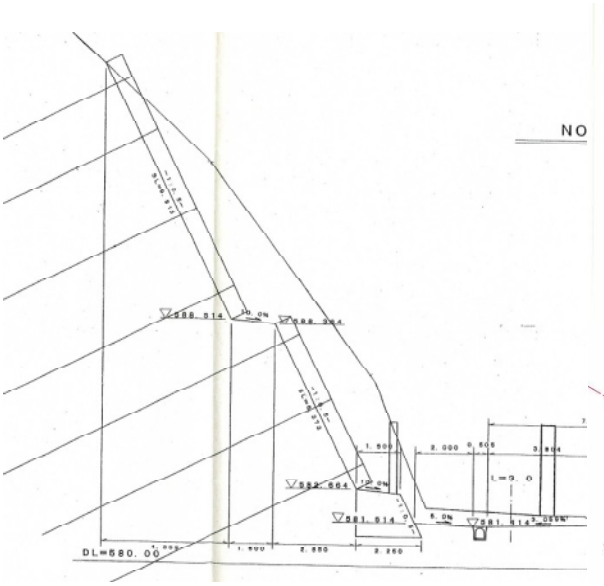


図-2　法枠とグラウンドアンカー設計断面図
（上段の法枠が崩落した）

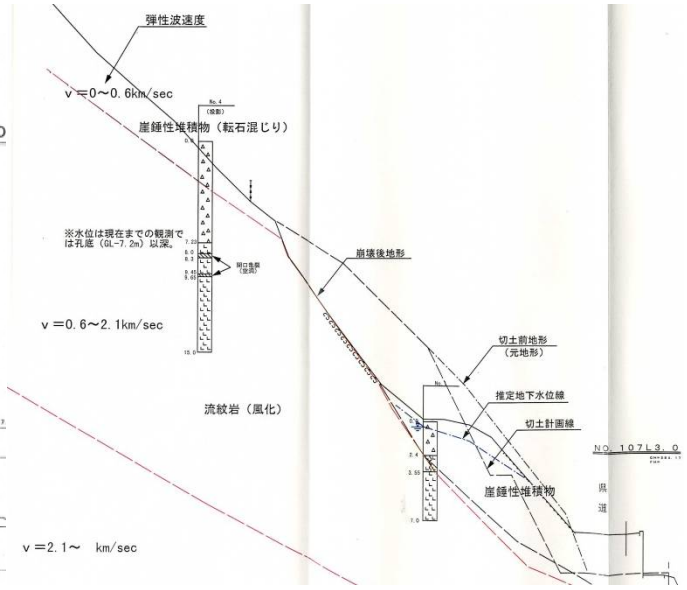


図-3　法枠崩落後の地質断面図

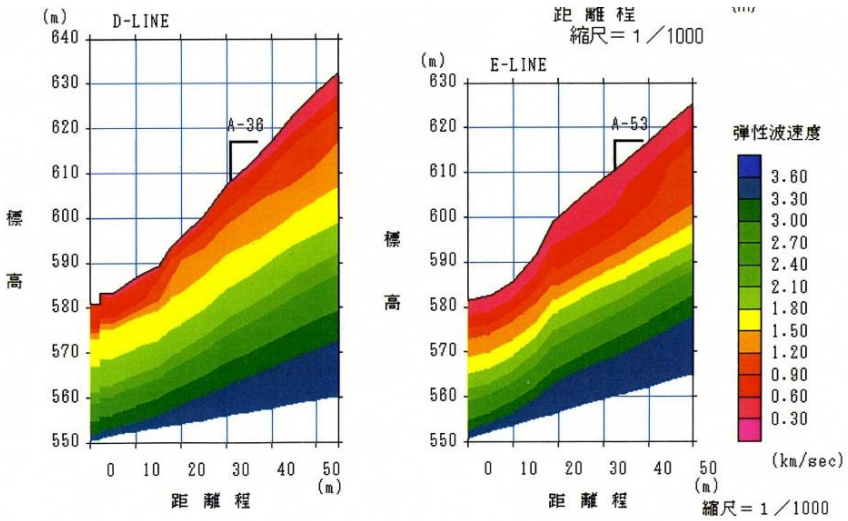
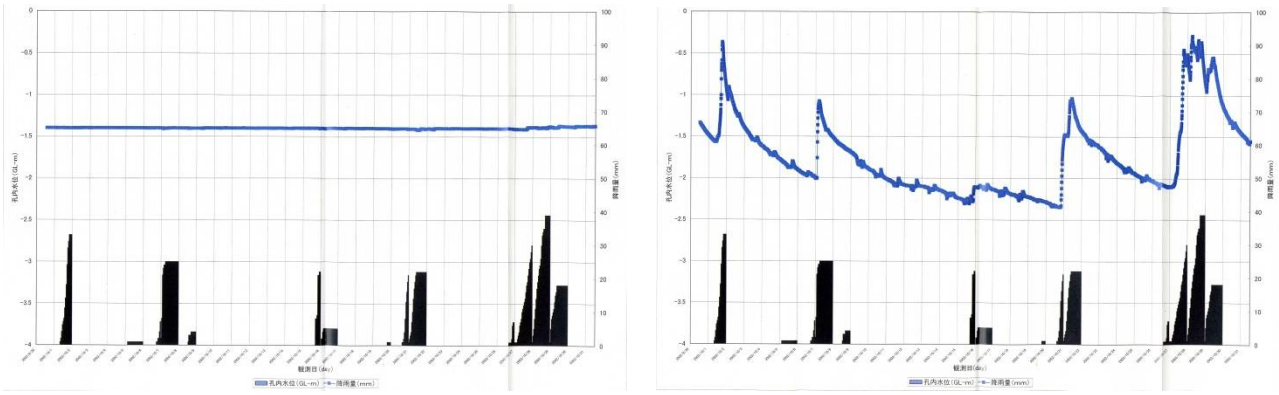


図-4　弾性波探査の結果



a)崩落部以外では降雨で地下水位が上昇しない　　b)崩落部では降雨で地下水位が敏感に上昇

図-5　降雨と地下水位の関係

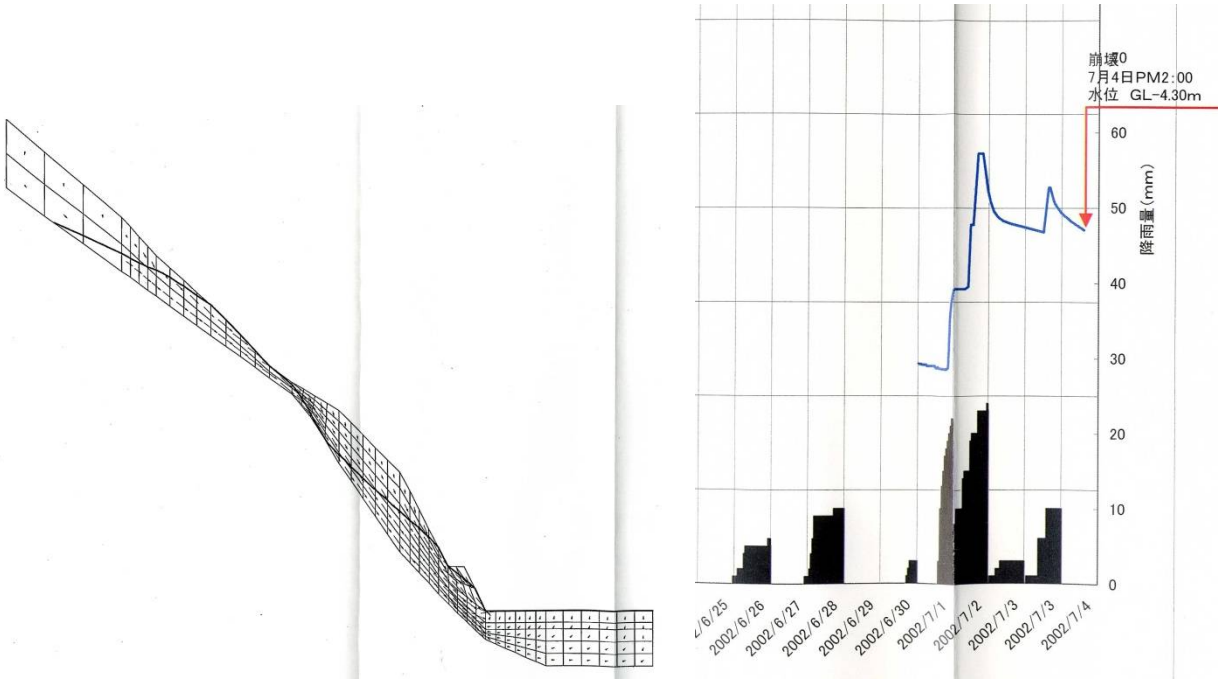
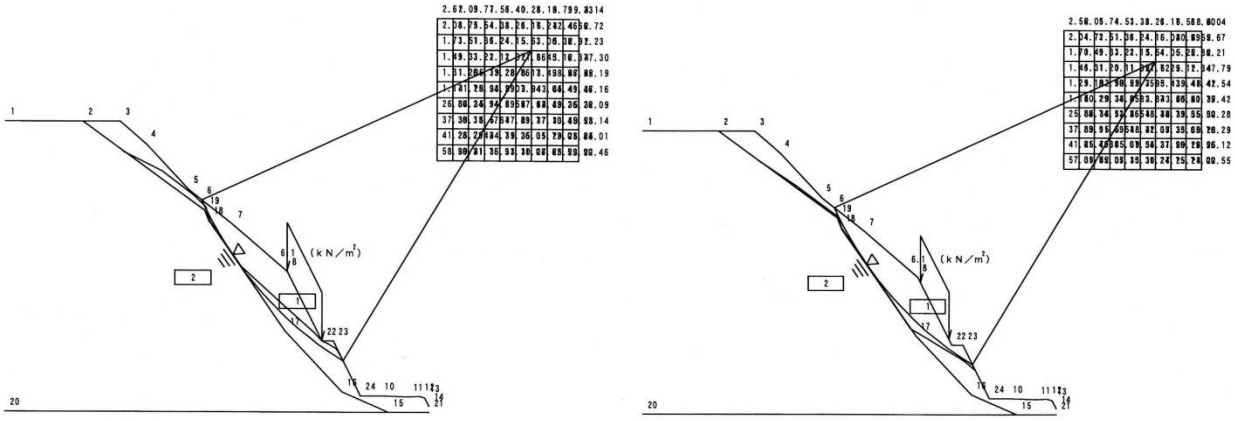


図-6　飽和不飽和浸透流解析による法枠崩落箇所での崩落時の地下水位の再現



a) 地下水位が上昇したとき：安全率 1.0　　b) 地下水位が上昇しなかったとき：安全率 1.05

図-7　法枠崩落箇所での斜面安定計算結果

5）施工後の地下水位上昇を考慮して切土勾配を決定

【事例 1-4④】 1986 年 3 月、福井市本堂町

住宅近傍の切土斜面で融雪時期に斜面崩壊が生じた。地質：表土（粘性土）・凝灰岩、平面図：図-1、断面図：図-2。**崩壊発生原因**：1）スウェーデン式サウンディング、レイリー波探査、ボーリング、標準貫入試験結果から崩壊土層厚、地層厚さを推定した（図-3）。2）一軸圧縮試験、三軸圧縮試験 UU、スウェーデン式サウンディング、逆算の c_u は大きな差があった。三軸圧縮試験 CU、逆算の c’、φ’はほぼ一致したので有効応力解析を採用した。3）融雪などによる地下水位の上昇で斜面安定性が低下したと推定された。**対策**：崩壊斜面については琲土工と排水ボーリング工による対策を（図-4､5）、未崩壊部の長期安定対策として排水ボーリング工を提案した。**教訓**：1）地下水位の上昇を考慮した切土・盛土勾配の決

定が必要である。2）融雪時期の地下水位上昇に注意する。3）土砂の切土斜面については標準勾配だけではではなく、できるかぎり土質試験や弾性波探査を実施して設計する。

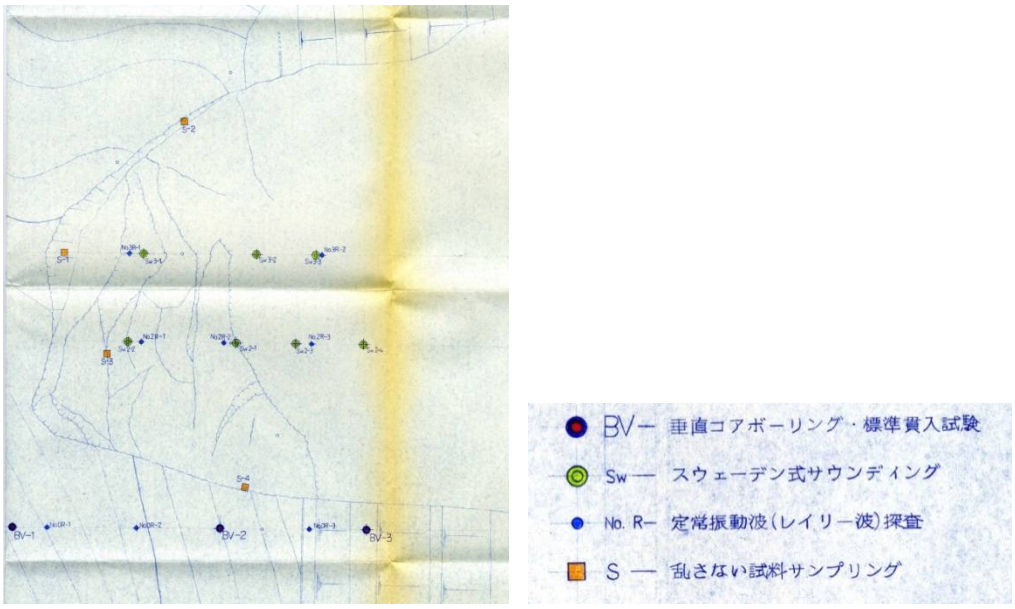


図-1　崩壊箇所平面図と調査地点

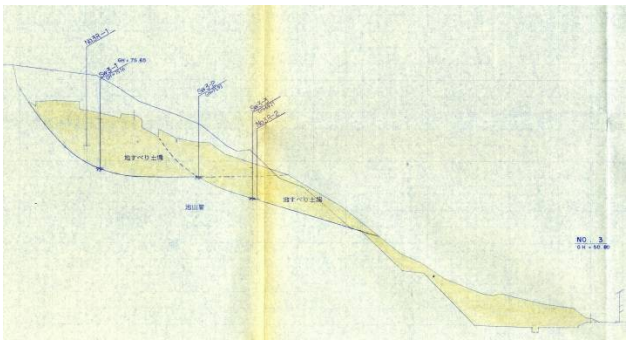


図-2　崩壊断面図

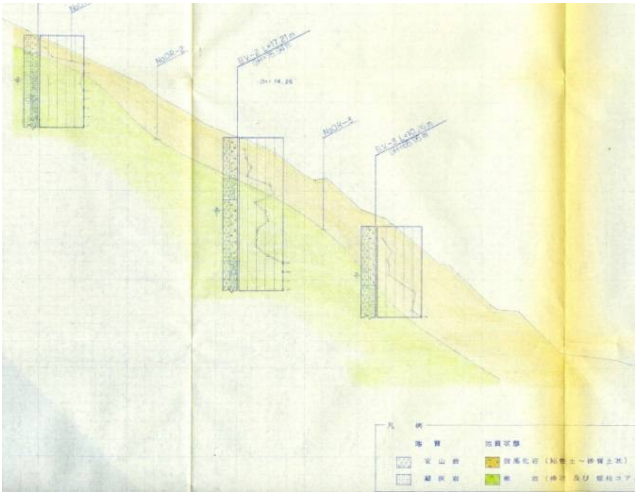


図-3　地層断面図

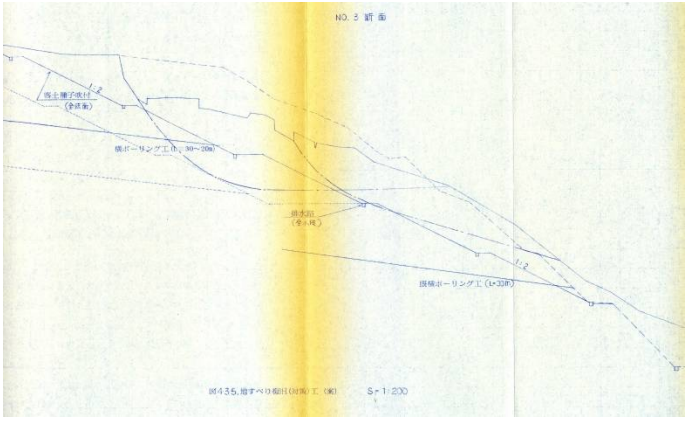


図-4　排水ボーリングの断面位置

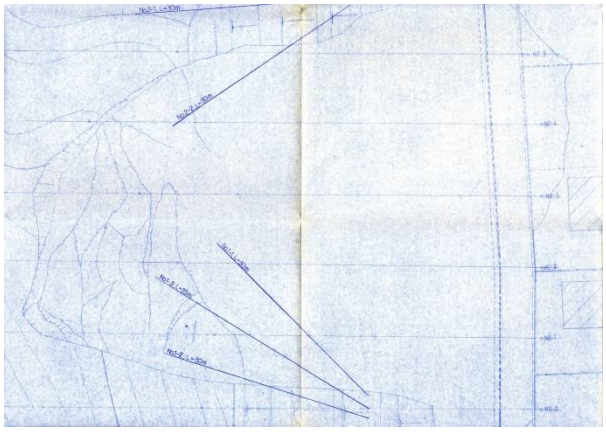


図-5　排水ボーリングの平面位置

6）融雪水による地下水位上昇に注意

【事例 1-4②】 1988 年 2 月、福井市クリーンセンター

【事例 1-4④】 1986 年 3 月、福井市本堂町

【事例 1-4⑤】 1980 年 3 月、福井市清水町

【事例 1-4②】、【事例 1-4④】、【事例 1-4⑤】の斜面変状は、融雪水による地下水位の上昇が直接の誘因である。集水地形や緩勾配斜面では、融雪水による地下水位の上昇を考慮した切土設計が必要である。

【事例 1-4⑥】 1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区

幅 200m・長さ 300m 程度の大規模な土砂斜面崩壊が発生し、下部の道路と熊谷川に崩壊土砂が堆積した。崩壊土砂の移動や新たな崩落などにより熊谷川が閉塞し、土石流が発生して下流の集落に被害を与える恐れが生じた（写真-1～5)。住民避難基準を中心とする検討会が設置された（崩壊の原因調査・対策には関与しなかった)。地質：礫混じり土、風化流紋岩、平面図：図-1、断面図：図-2。**崩壊原因**：1）崩壊上部の鞍部に馬蹄形の沢筋があり、過去に地すべりが生じた区域。2) 流れ盤。3) 1/31 の降雨 (69.8mm)、2 月上旬の融雪と降雨による地下水位の上昇。**避難体制**：避難勧告のために図-3 のセンサーを配置した。避難対象区域の設定：写真-6、宮崎村熊谷区（18 戸）・古屋区（16 戸)、下流の織田町下河原区は川べり農作業者を対象（織田町：有線放送・広報車)。**避難準備**:1）大雨警報が発令されたとき：①役場は有線放送により大雨警報の発令を伝え、いつでも避難できるように注意を促す。②高齢者を若竹壮に移送する。③現地を巡回して危険と判断された場合は朝日土木事務所に通報して専門家の助言を得る。④大雨警報が解除されて問題がない場合は避難準備を直ちに解除する。2) 小曽原雨量観測所の連続雨量が 80mm に達したとき。①～③は 1）と同じ。④降雨なしが 24 時間継続した後、さらに 24 時間後の定点観測状況をみてから避難準備を解除する。**避難勧告**:3）崩壊感知センサーが切断したとき：①上記 1)、2）のどちらかが満たされている場合、有線放送と広報車で避難開始を呼びかける。②高齢者を若竹壮に移送する。③昼夜に関係なく、役場と朝日土木事務所が越前町側から現地に行き、対岸の歩径路から現地を見る。誤作動のときは避難勧告を解除する。④上記 1)、2）のどちらの条件も満たされていないとき、崩壊が発生して河道に新たな土砂堆積が起きた場合は専門家と協議する。⑤避難勧告の解除は専門家と協議する。4）土石流感知センサーが切断したとき：①直ちに避難する。②昼夜に関係なく、役場と朝日土木事務所が越前町側から現地に行き、対岸の歩径路から現地を見る。誤作動のときは避難勧告を解除する。③土石流が発生しているときは専門家と協議する。④避難勧告の解除は専門家と協議する。**災害現地立入り基準**（工事関係者）:1）大雨警報が発令されたとき：①全面立入り禁止。②越前町側から現地に行き、現地調査（午前・午後 1 回づつ)。③大雨警報が解除されたら立入り禁止を直ちに解除する。2）小曽原雨量観測所の連続雨量が 80mm に達したとき（0mm が 6 時間以上継続した場合を区切りとする)：①全面立入り禁止。②越前町側から現地に行き現地調査（午前・午後 1 回づつ)。③降雨なしが 24 時間継続した後、さらに 24 時間後の定点観測状況をみてから立入り禁止を解除する。④異状があれば専門家と協議する。3）崩壊感知センサーが切断したとき：①現地調査。②現地調査で異状があれば立入り禁止。③誤作動のときは崩壊感知センサーを補修。④解除は専門家と協議する。4）土石流感知センサーが切断したとき：①全面立入り禁止。②越前町側から現地に行き現地調査。③現地調査で異状がなければ解除。誤作

動のときは土石流感知センサーを補修。④解除は専門家と協議する。**恒久対策**（斜面崩壊）：1）下部の排水ボーリングと排土工、上部の滑落崖は法枠と植生基材吹付け。2）法上部から法枠にかけての 2 次的な崩壊が発生しグラウンドアンカー工を追加したようである（写真-7)。**教訓**：1）全ての関係者からなる避難体制が確立された。2）避難基準の参考例である。3）実際に土石流が発生することはなく避難は行われなかった。4）切土設計・施工中の地下水位の把握が重要である。5）崩壊が上部へ進行しやすい場合、崩壊上部の対策工の選定が重要である。

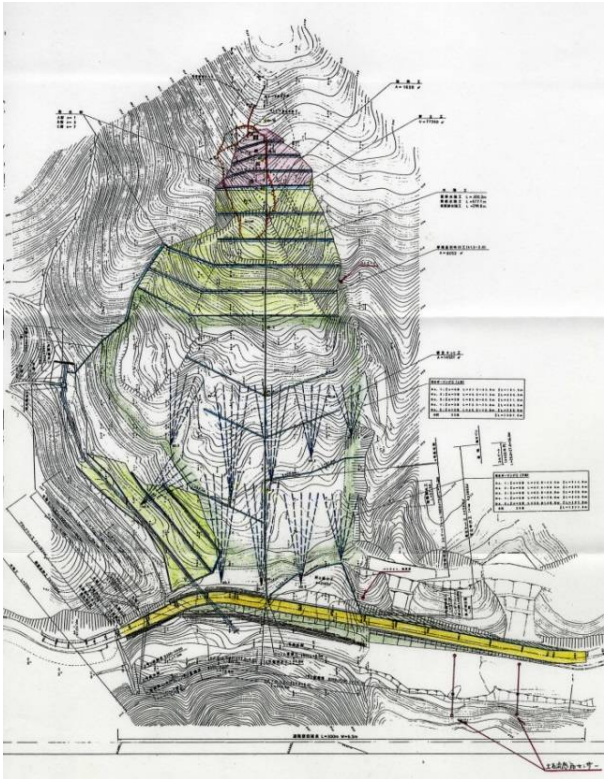


図-1　全体平面図（図面下部が県道と熊谷川）

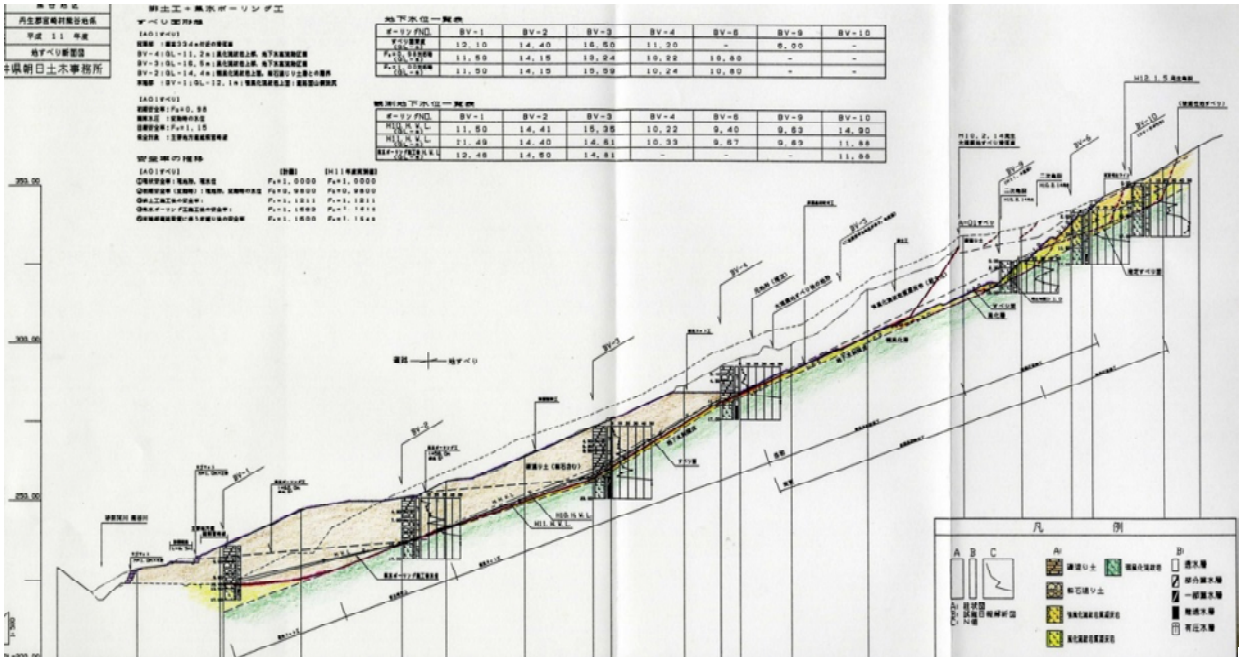


図-2　断面図

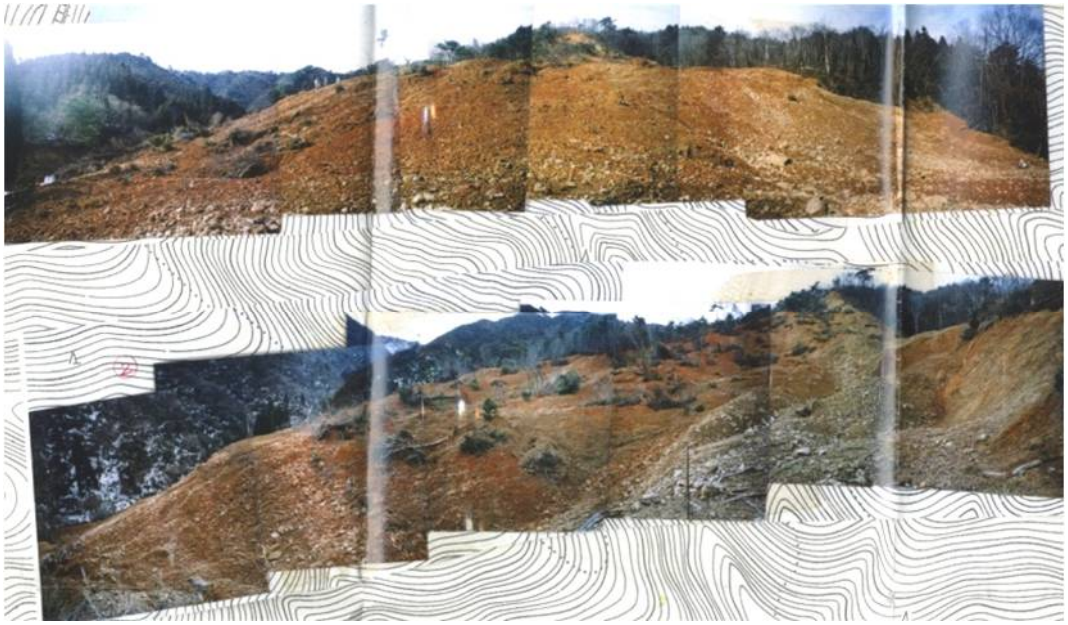


写真-1　崩壊部全景（上：正面、下：側面）

写真-2　すべり土塊の移動状況
（沢の反対側斜面にまで到達）

写真-3　すべり土塊が県道を覆った状況

写真-4　河川を閉塞した状況（上流側）

写真-5　河川を閉塞した状況（下流側）

写真-6　熊谷川の下流域（図左側が崩壊箇所）

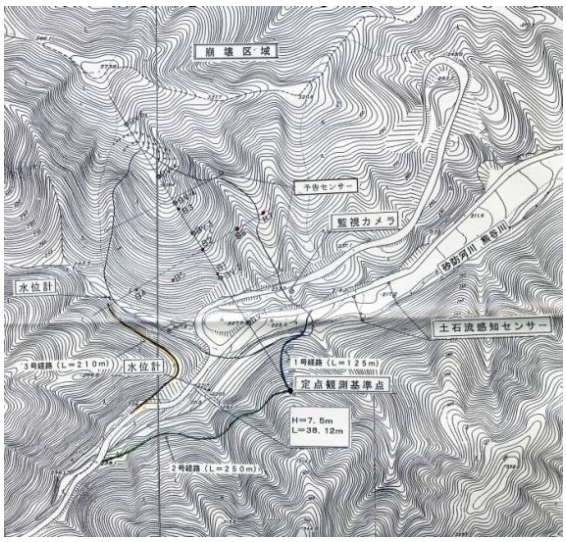


図-3　予告センサー、土石流感知センサーの配置

写真-7　崩壊上端部（対策した法枠の破壊）

1-5 表流水排水

1）斜面上部・法面の表流水排水設備の設置と維持管理

【事例 1-5①】 1993 年 7 月、滋賀県大津市真野谷口町地先

豪雨による斜面崩壊で寺院本堂が倒壊し、斜面崩壊原因と斜面の管理責任が争点となった（写真-1～5）。地質：盛土（砂礫）・崩積土（粘性土）、平面図：図-1、2、断面図：図-3。**斜面崩壊原因**：1）崩壊直前までに 631mm/月の長雨があった（図-4）、2）表流水処理設備がなく、自然の水路も小崩落で閉塞して崩壊箇所付近に表流水が流れる状況になった（図-2）、3）上部の擁壁と下部の小段を含む斜面全体が擁壁表面を上にして崩壊した（写真-3～5）。表流水が擁壁背後の空隙に流入して擁壁に水圧かかったとする見解もあるが、擁壁背後の上部粘性土、玉石空隙の目詰まりにより、表流水が短時間に流入する状況ではなかった（写真-6、7）。擁壁背後に水圧が生じたときの崩壊形式は実際の破壊状況と異なることで、この可能性は低い。表流水の浸透可能性などを考慮したうえで、長雨と表流水浸透により擁壁背後地盤全体での地下水位が上昇して斜面全体がすべり破壊したとする解釈が実際に近いと判断した（図-6、7）。**教訓**：1）斜面上部の表流水の排水設備を十分に整備する。2）擁壁背後の砕石排水層は目詰まりの可能性が高いの

で注意が必要である。

写真-1　崩壊上部

写真-2　擁壁の崩落

写真-3　崩落の全景

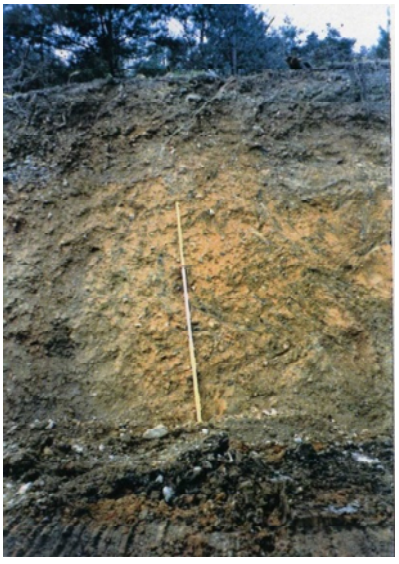


写真-4　崩落面の状況

写真-5　崩落の全景

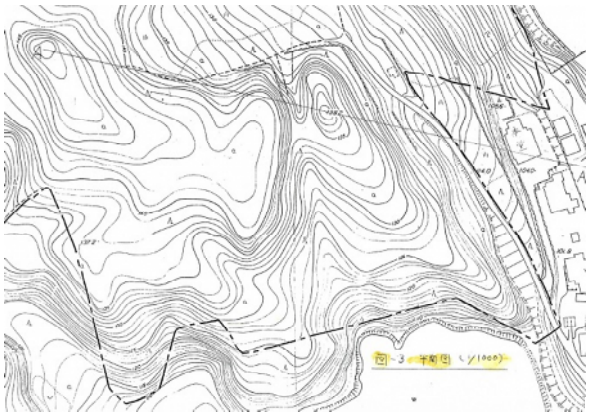


図-1　平面図（流域図）

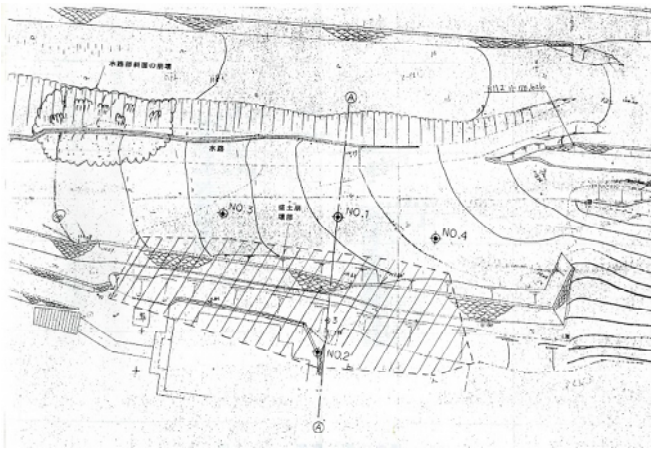


図-2　平面図（崩落箇所付近）

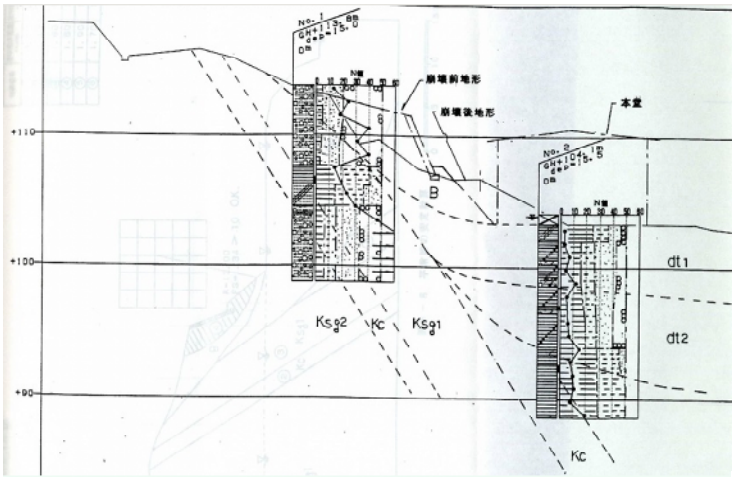


図-3　断面図（崩落前と後）

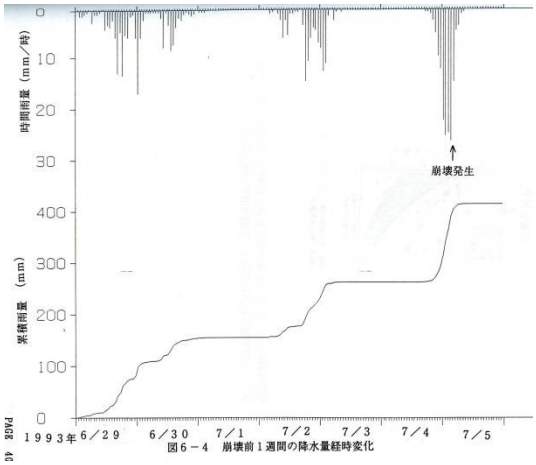


図-4　降雨の状況

写真-6　擁壁背後の状況（側面）

写真-7　擁壁背後の状況（上面）

【事例 1-5②】 1999 年 8 月、国道 27 号 三方町気山地先

切土斜面で法面の亀裂・陥没、法枠変形、擁壁の亀裂などの変状が発生し、斜面崩壊の恐れがあり国道 27 号が全面通行止めとなった。早急に交通開放するための応急対策と復旧工法が問題となった（写真-1～5）。地質：段丘堆積物・砂岩・粘板岩、平面図：図-1､2、断面図：図-3。1963 年に切土法面施工、1983

年に斜面滑動復旧として上部 1:1.2 法枠、下部 1:0.4 のブロック積み擁壁を施工している。斜面上部で幅 110m にわたる亀裂と陥没・滑動（写真-2､3）、下部擁壁で幅 80m にわたる亀裂とはらみ出し（写真-4）が生じた。**変状原因**：前日からの 350mm を越える降雨（図-4、最大時間雨量 49mm）により斜面内の地下水位が上昇し、高透水性の段丘堆積物と難透水性の砂岩層の境界で滑動が生じたと推定される。**1 次応急対策**：近隣の工事で使用する大型コンクリートブロック（下部に H 型鋼設置）を押え盛土として法尻に配置した（写真-5、図-1､3）。計測管理を行って片側交通開放した。計測内容は伸縮計による斜面変位、亀裂幅などである。計測管理基準として【事例 3-3③】の数値を参考とした。**2 次応急対策**：道路面に H 型鋼による防護柵を設置した（図-3）。**恒久対策**:次の対策を提案した。切土勾配を 1:1.2 から 1:1.5 に変更し中間に小段を設ける。斜面上段は吹付け法枠と厚層基材吹付けを施工する。下段は法枠と厚層基材吹付けを施工するとともに、法枠とロックボルトを設置する。排水溝を法肩・小段・法尻に設置して縦排水工で接続する（図-5）。**教訓**：法面の表流水排水設備を十分に設置するとともに維持管理を行う。同時期に発生した付近の斜面崩壊状況も写真-6 に示す。

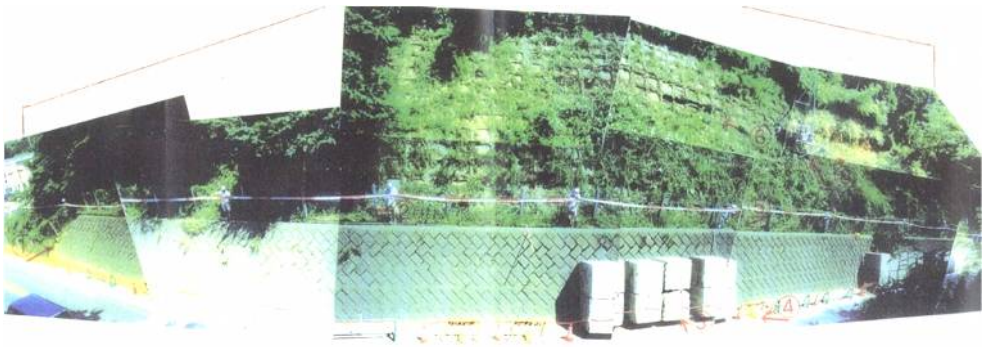


写真-1　全景

写真-2　法枠はらみ出し 20cm

写真-3　法面上段

写真-4　擁壁下部のクラック、はらみ出し

写真-5　押えブロック

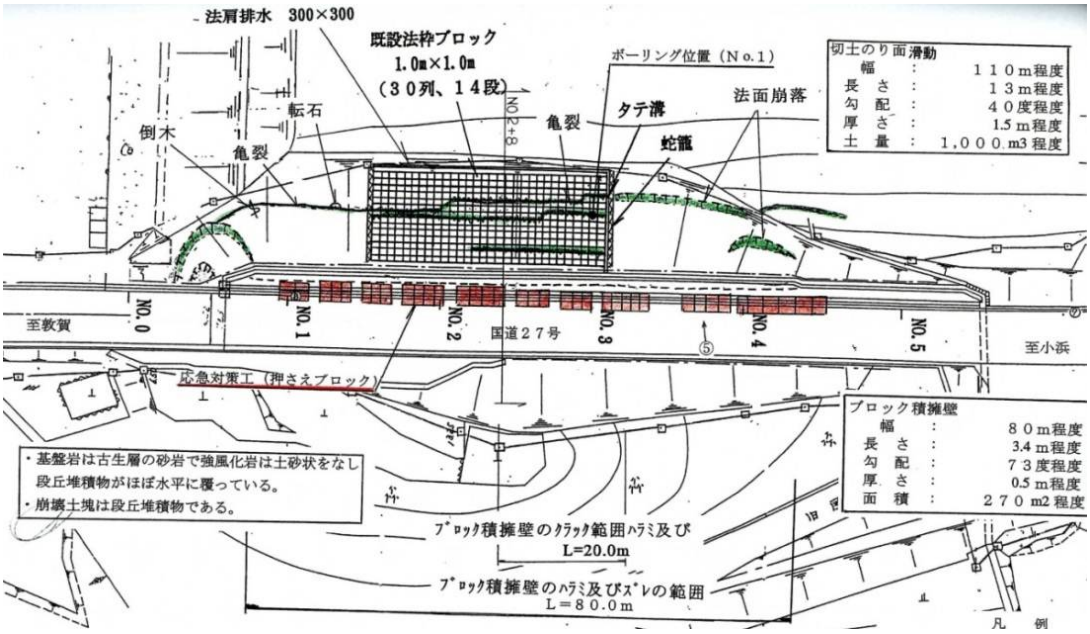


図-1　全体図と押えブロックの配置

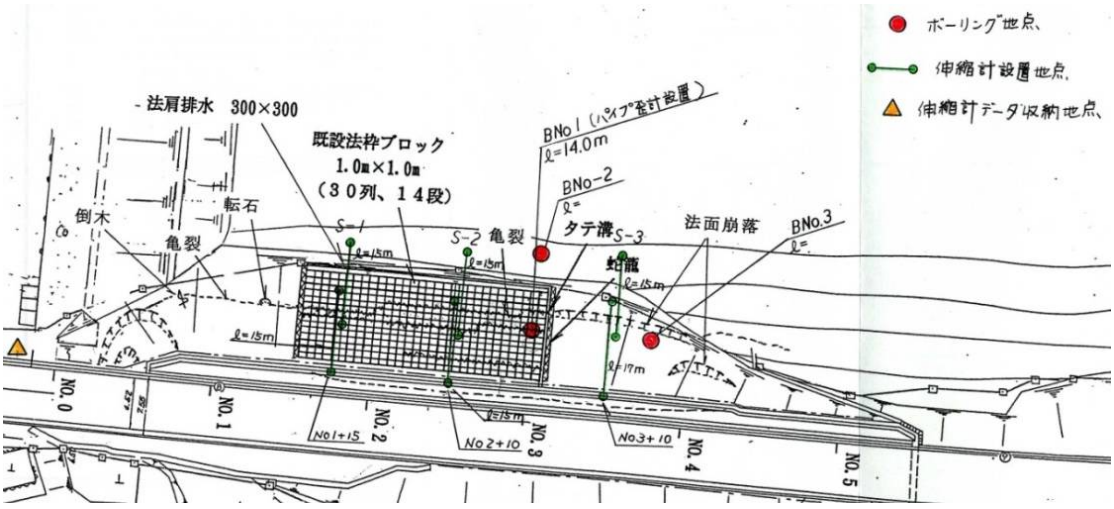


図-2　ボーリングと伸縮計の位置

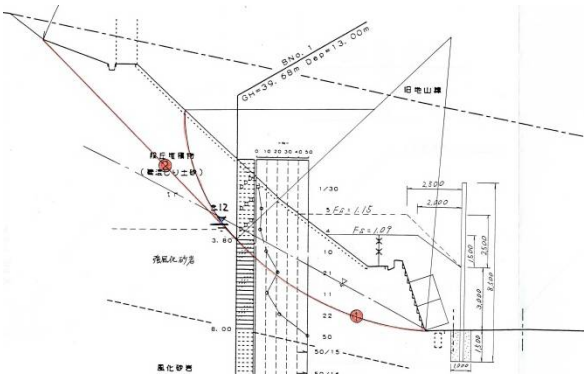


図-3　断面図

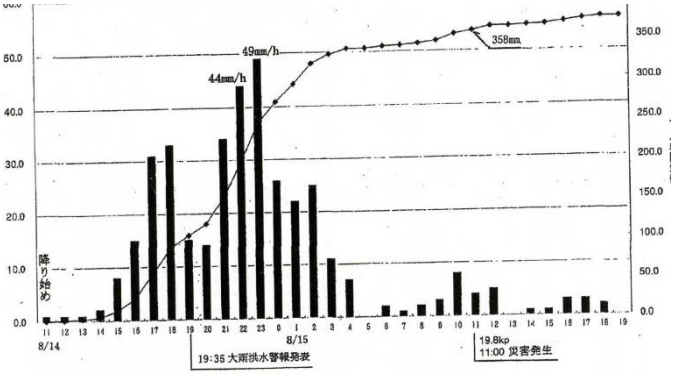


図-4　降雨状況

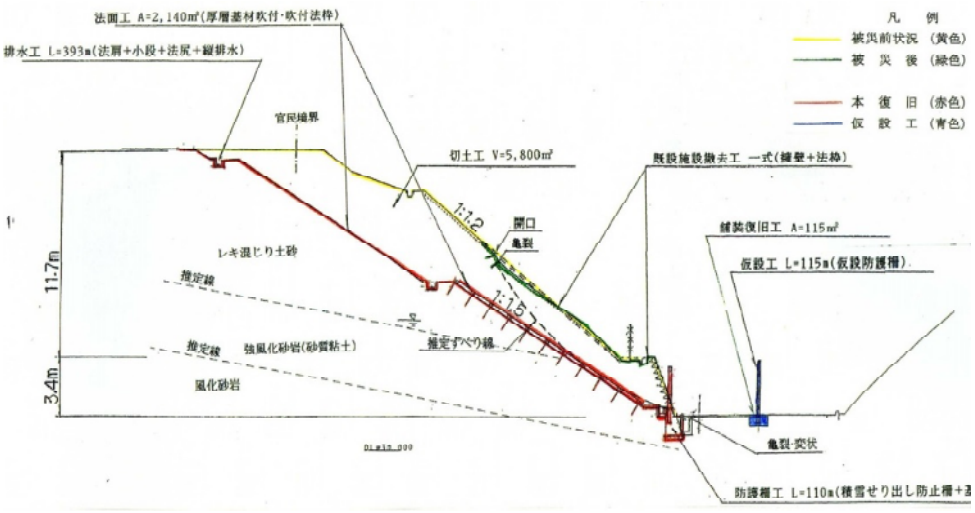


図-5　恒久対策

写真-6　同じ降雨により付近（国道 27 号）で発生した切土斜面・盛土斜面の表層崩壊

2）自然斜面は排水設備がなく集中豪雨時に表層崩壊が生じやすい

【事例 1-5③】 2004 年 7 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡

平成 16 年 7 月福井豪雨により朝倉氏遺跡全域も大きな被害を受けた（図-5、写真-4）。遺跡全体の復旧、特に館跡裏の斜面で生じた幅約 26m、長さ約 15m の表層崩壊の復旧と景観の調整が問題となった（写真-1～3）。地質：風化土砂・変朽安山岩、平面図：図-1、2、断面図：図-3。**崩壊発生原因**：自然斜面で排水設備がなく降雨表流水が集まりやすい地形であった。旧崩壊土砂層斜面が降雨表流水の浸食と浸透により表層崩壊を起したと推定した（平成 16 年 7 月福井豪雨で多数見られた現象である）。**対策**：崩壊前の形状を保存するため、安定勾配 1:1.4 での補強盛土工法（ジオグリッド補強材 1.5m 間隔、不織布 0.3m 間隔）とする（図-3）。法尻はジオグリッド製フトン籠、法肩はヤシ土嚢で押える（図-3）。小段排水路（U 字溝）などの表面排水設備を十分に設置する（図-3）。マット状野芝（ネット付き）による法面緑化、小段・土嚢部に既存種のポット植栽、フトン籠前面にツタ類植栽とする（図-4）。**施工時の注意点**：すべり面に残る浮いた土砂撤去、地山部分の段切り、地山からの湧水調査と排水対策、法肩ヤシ土のうと地山の隙間に注意、降雨時の作業中止、コーン指数による締固め管理。景観を考慮しながらも、安全性を優先した対策工法が採用された。**教訓**：排水路のない自然斜面は豪雨により表層崩壊を起こしやすい。

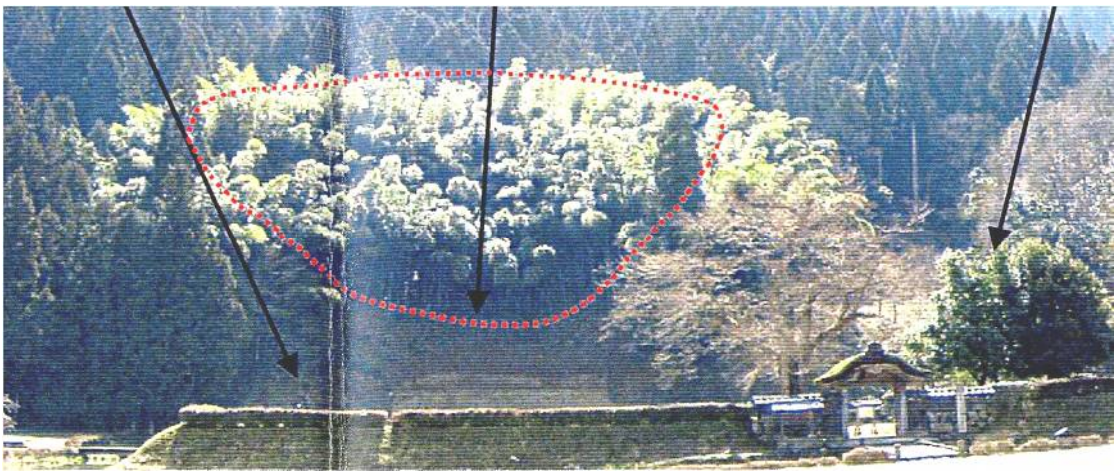


写真-1　全景（対象斜面は中央部）

写真-2　崩壊状況（土のう設置）

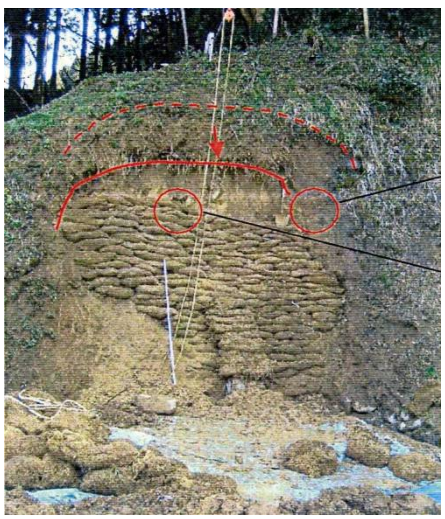


写真-3　写真-2 と同じ

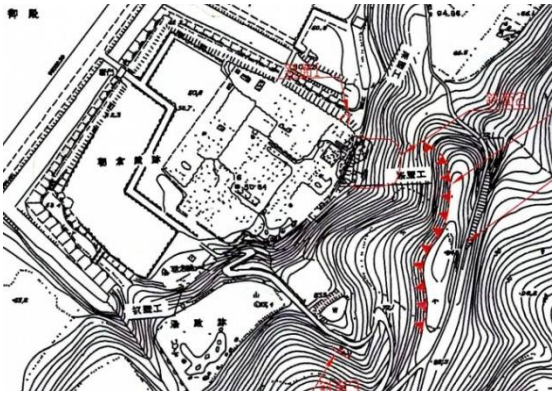


図-1　全体平面図（対象斜面は中央部）

図-2　平面図（対象斜面は緑部分）

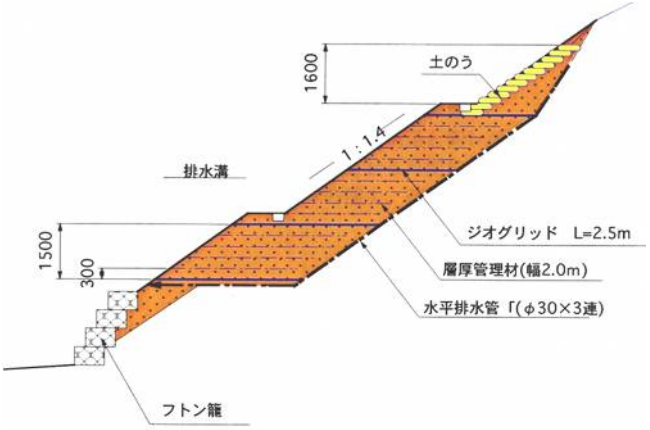


図-3　復旧断面図

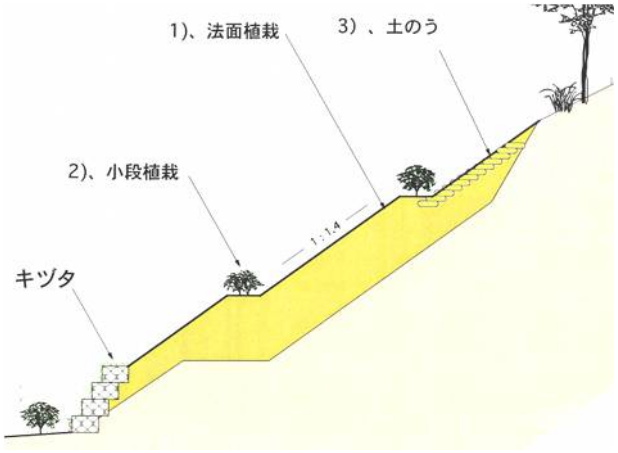


図-4　植栽計画

図-5　遺跡全域の被害個所分布

写真-4　朝倉氏遺跡における被害個所の例

【事例 1-5④】 2004 年 10 月、国道 27 号 小浜市上中町神谷地先、太興寺地先

切土斜面 2 箇所で、台風 23 号と秋雨前線による豪雨後に類似の斜面崩壊が生じた。神谷地先では幅約 13m、高さ約 6m の表層崩壊により、崩壊土砂が落石防護柵に堆積した（写真-1､2)。太興寺地先では表層崩壊により、崩壊土砂が道路上に流出した（写真-3)。地質：風化土、チャート・粘板岩、平面図（図-1、4)、断面図（図-2、5)。**崩壊原因**：2 箇所とも、切土勾配 1:1.0 の土砂斜面が豪雨による表流水の浸透により、表層崩壊を起こしたと推定される。すべり面の深さは 1～2m である。**応急対策**（神谷）：斜面や落石防護柵に荷重をかけない方法で防護柵背後の崩壊土砂を除去する。恒久対策完了まで、崩壊箇所上部に設置した伸縮計による計測管理を行う。応急対策（太興寺）：岩盤上の薄い表土層が滑り落ちたと推定されたので、1 断面 3 箇所程度の動的コーン貫入試験を行って表土層の厚さを把握する。崩壊表土層の排土を行う。**恒久対策**：表層崩壊であるため、現地形からみて可能な範囲で、切土勾配を 1:1.2 とするか、切土勾配 1：1 と吹付け法枠工とし、植生工などで表面処理を行うことを提案した（図-3､6)。**教訓**：自然斜面でも、降雨表流水の排水設備を十分に設置する必要がある。

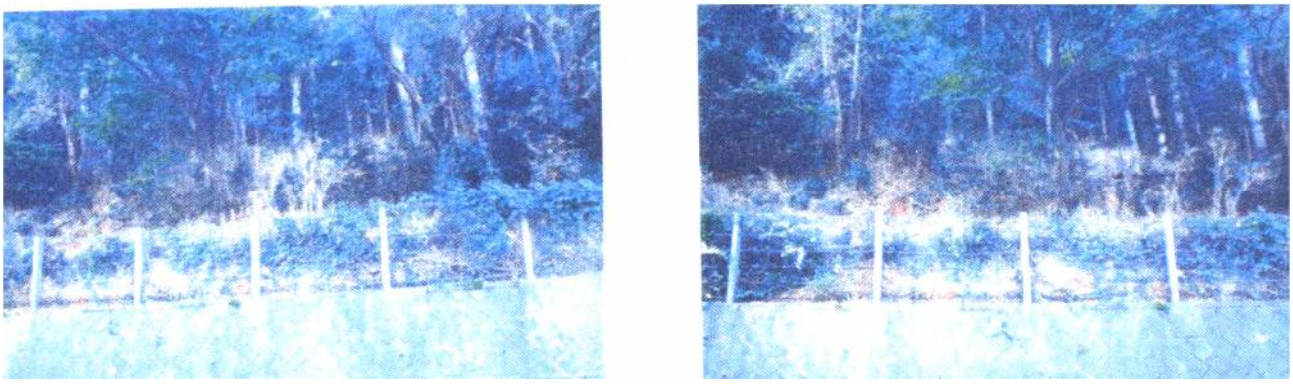


写真-1　崩落状況（神谷）

写真-2　崩落状況（神谷）

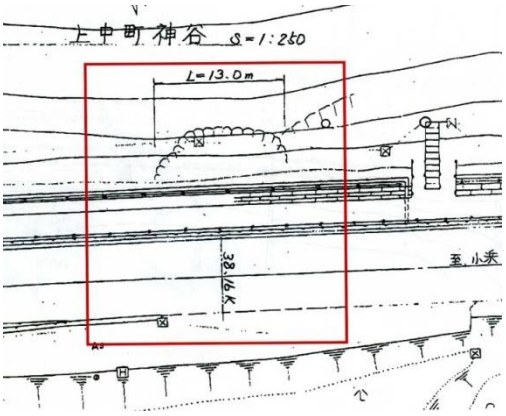


図-1　平面図（神谷）

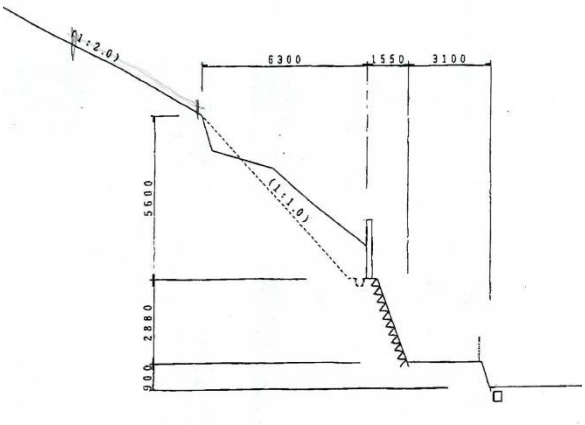


図-2　崩壊後断面図（神谷）

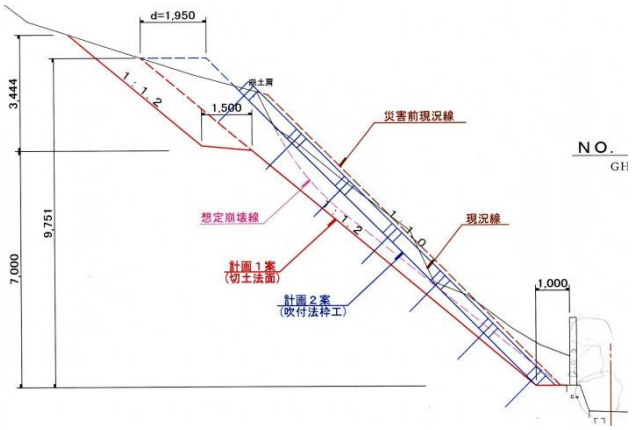


図-3　対策工（神谷）

写真-3　崩壊状況（太興寺）

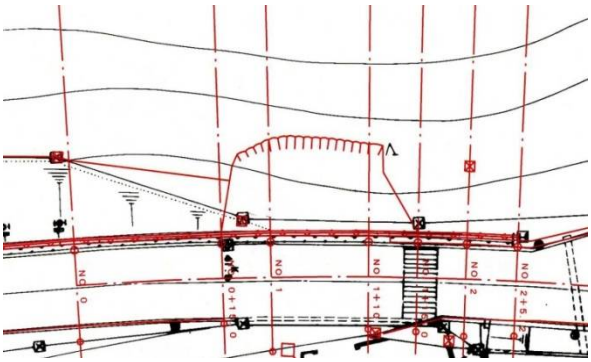


図-4　平面図（太興寺）

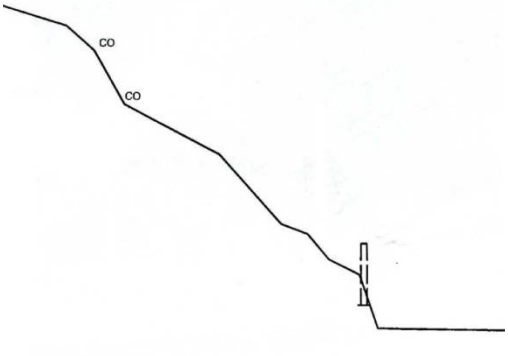


図-5　崩壊後断面図（太興寺）

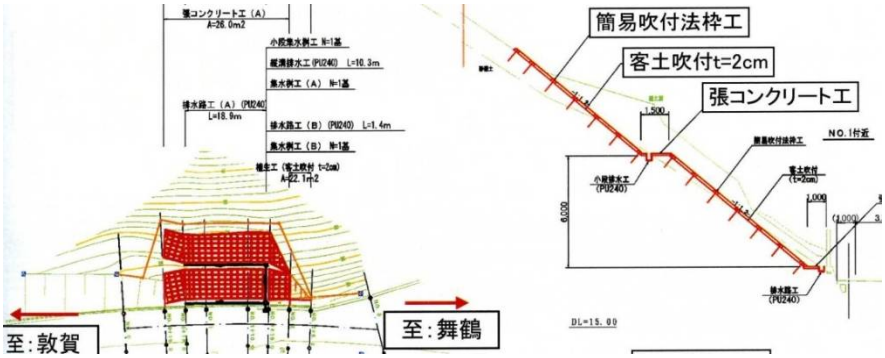


図-6　対策工（太興寺）

3）集中豪雨の表流水が流れ込む沢地形斜面に特に注意

【事例 1-5⑤】 2011 年 5 月、国道 27 号 小浜市青井

集中豪雨（図-2）により自然斜面が崩壊し、土砂が道路に流出した（写真-1～3）。崩壊部分から道路まで距離があることから、土のうを積んで両側交通開放としていたが、当面の応急対策の妥当性の確認と、厚い表土層の表層に飽和帯が形成される場合の恒久対策工法が課題となった。地質：凝灰質砂岩、風化土砂、平面図：図-1、断面図：図-3。**崩壊原因**：崩壊箇所は凹部（沢地形）で降雨表流水が集中して流れたことで、表層に飽和帯が生じたことにより、比較的浅い表層崩壊が生じた。飽和した崩壊土砂の流動距離が大きいため道路まで流出したと推定された。崩壊後の形状から、豪雨がないかぎり崩壊部分が新たな崩壊を起こす可能性は低いと見られたので、土のうによる応急対策で妥当と判断した。**恒久対策**：1）斜面勾配が緩いことと、表土層が厚いことで支持層まで挿入する鉄筋挿入工法が不経済になる。今回崩壊と類似の崩壊メカニズムを想定し、表流水浸透に伴う表層飽和層の表面からの深さを変えた斜面安定解析を行った（図-4､5）。表層飽和層の表面からの深さが 2.5～3m で安全率が 1.0 を下回るので、この深さの崩壊を抑止する深さまでの鉄筋挿入工法＋法枠とした。2）表層飽和層の表面からの深さが鉄筋挿入工より深くなる可能性も考えられるが、降雨表流水の斜面内への浸透を極力抑制する対策を行うことで、この可能性を小さくした。3）崩壊部分の周囲に排水溝を設置して、周囲の降雨表流水が崩壊部分に流入しないようにした（図-6）。4）法枠の間の適切な表面止水材がなく、やむをえずモルタル吹付けとした（図-6）。**教訓**：集中豪雨で見られる自然斜面の表層崩壊の典型例である。集中豪雨の表流水が流れ込む沢部に特に注意する。

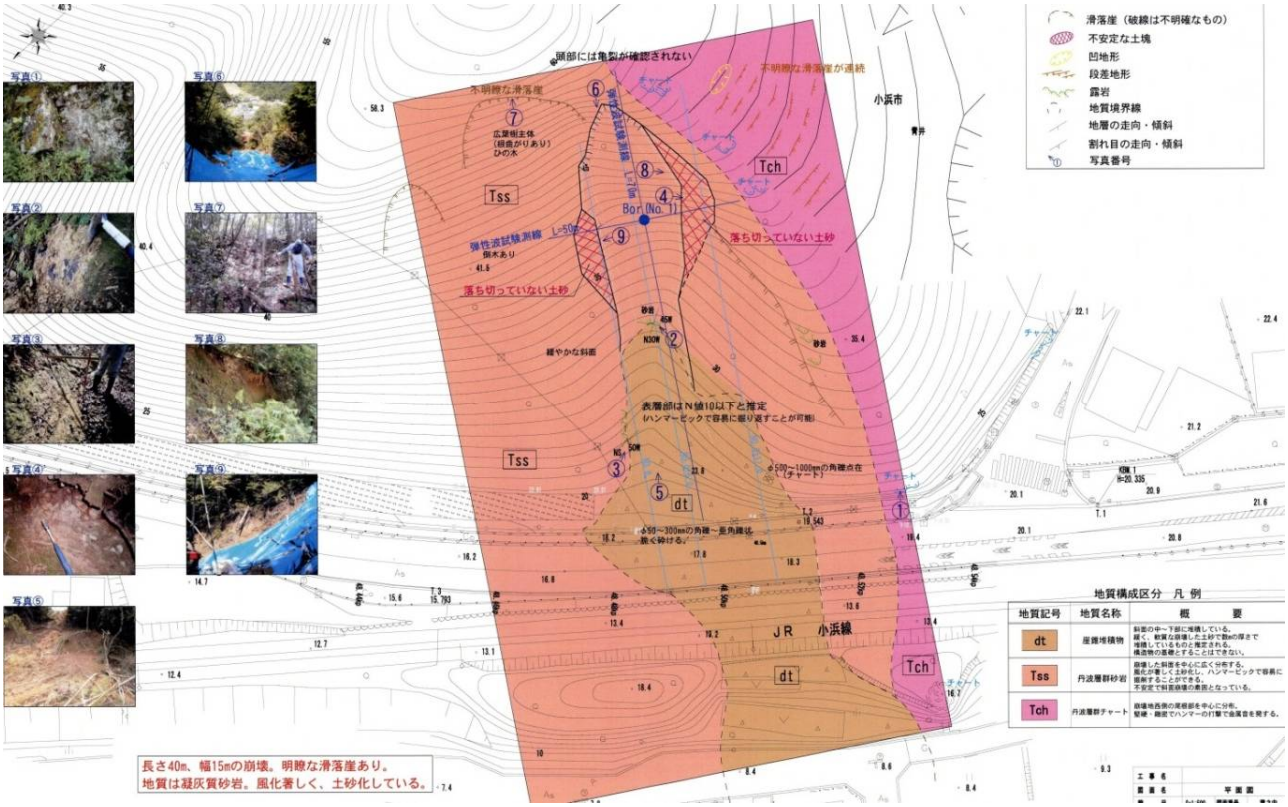


図-1　踏査平面図

写真-1　斜面崩壊状況

写真-2　崩壊土砂の道路への流出

写真-3　崩壊土砂の道路への流出

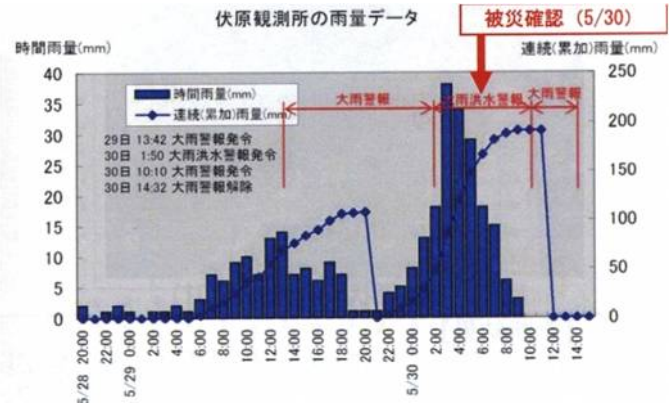


図-2　降雨状況

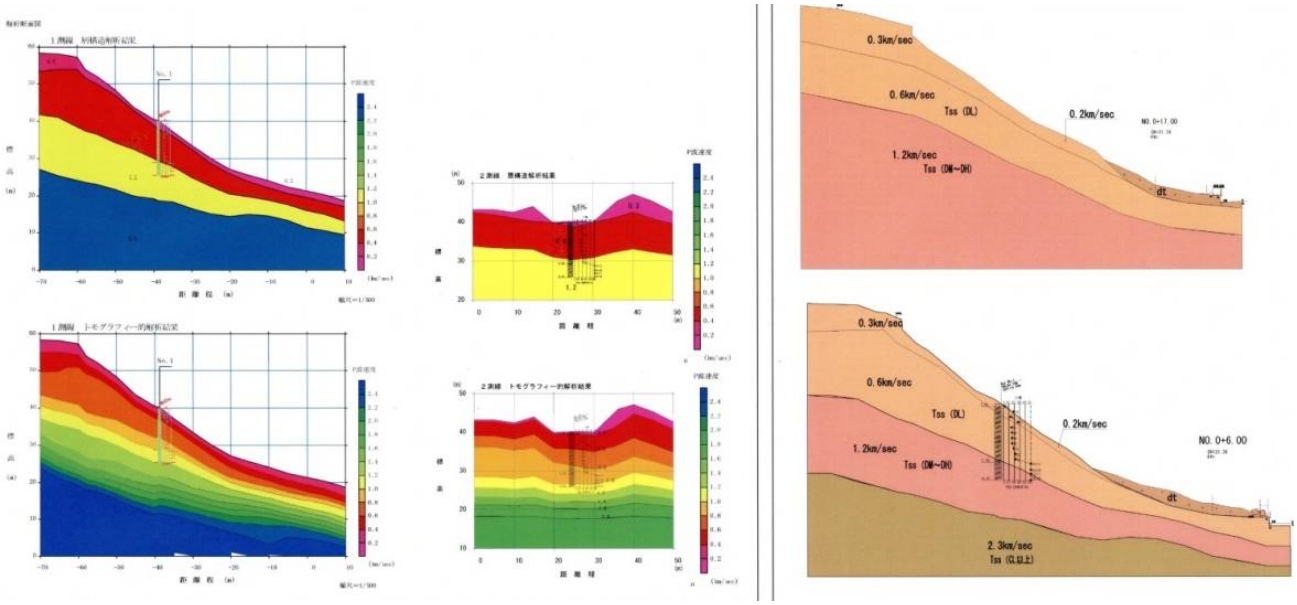
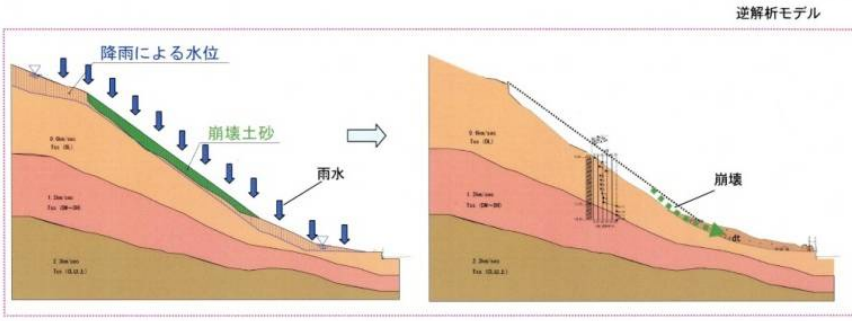


図-3　弾性波探査結果と断面図（複数断面）

○崩壊地山をモデルとした逆解析

・崩壊した土砂形状を再現し、逆解析により粘着力を算出する。
・土質定数(内部摩擦角)の決定
　φ：N値からの算出により決定
　φ=15+√(15×N)
　平均N値=17.6
　φ=31.24

・設計条件
・崩壊した土砂形状を再現するため、雨水による間隙水圧を考慮した設計を実施した。



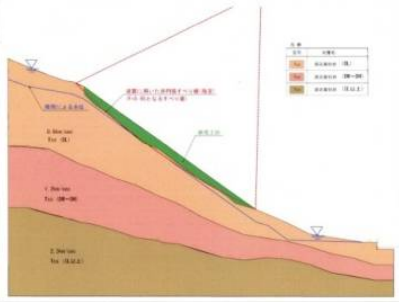
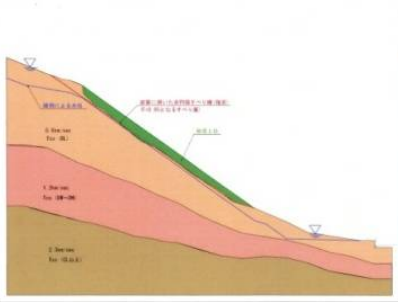
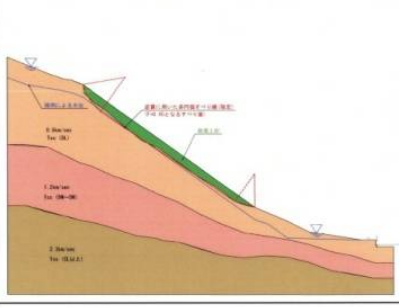
	円弧すべり法を用いた解析	直線すべり法を用いた解析	非円弧すべり法を用いた解析
逆算法による解析断面			
粘着力	C＝12.13	C＝12.28	C=12.23
土質定数	C＝12.13, φ＝31.24		

図-4　強度定数 c、φ の逆算

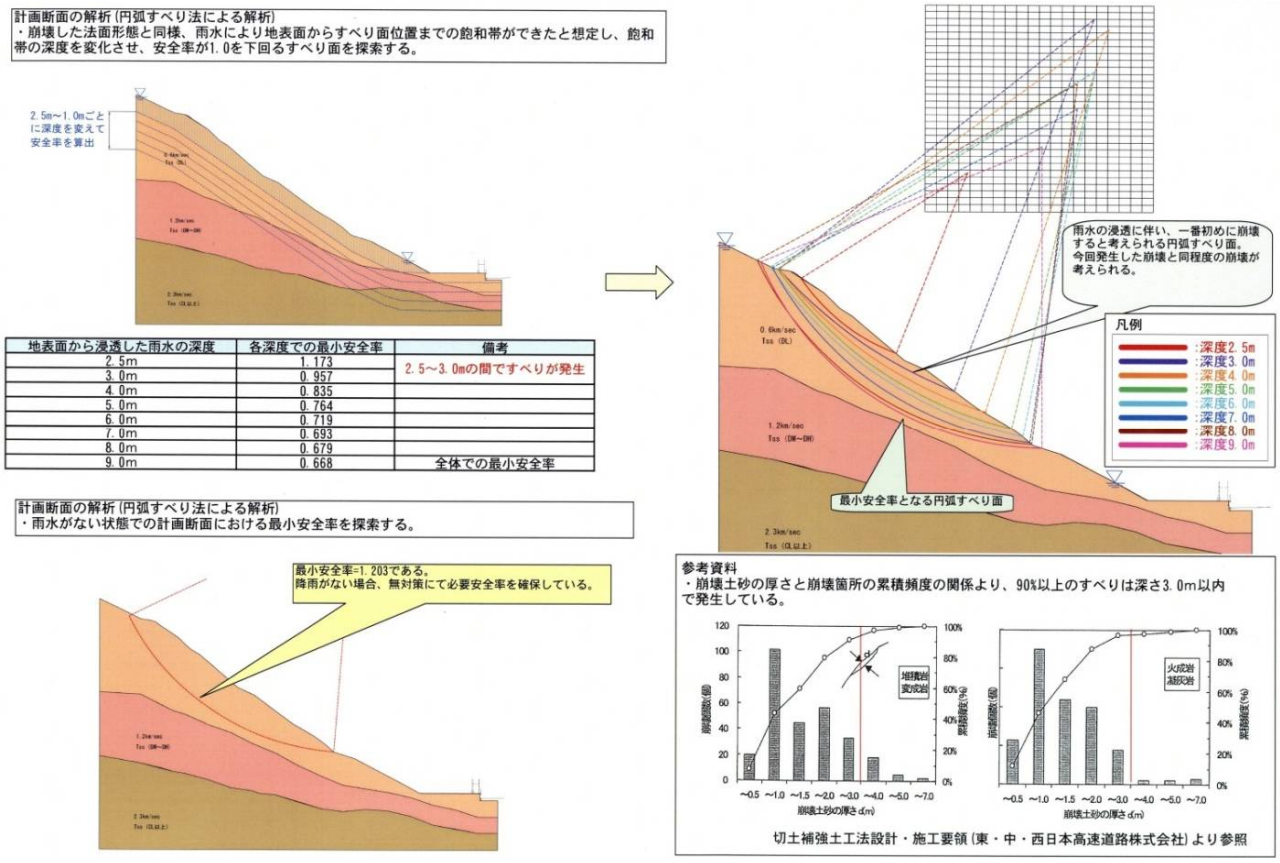


図-5　表流水浸透に伴う表層飽和層の深さを変えた斜面安定解析

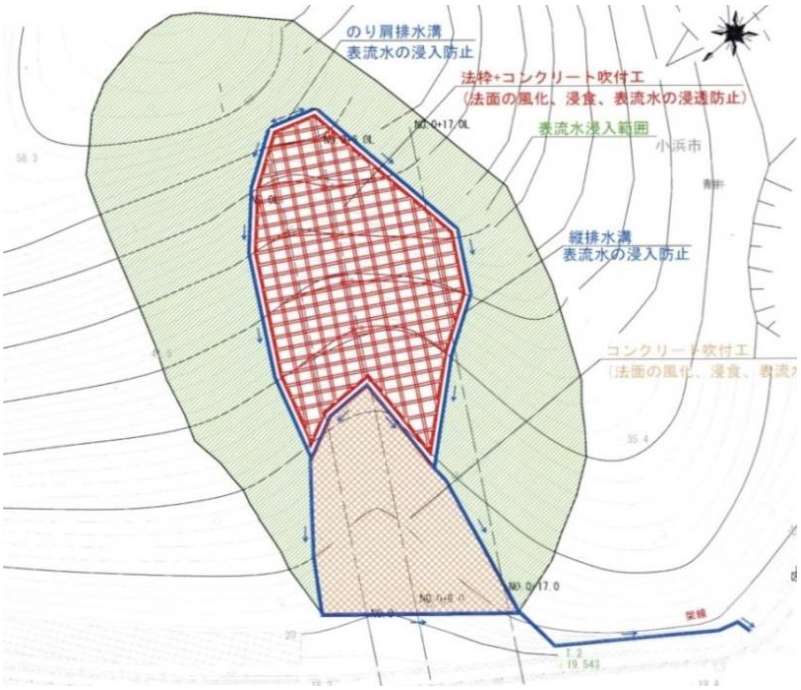


図-6　表流水の浸透抑制対策

4）沢部からの土石流流出に注意

【事例 1-5⑥】 2013 年 9 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎地先（旧道）

平成 25 年台風 18 号の豪雨により、沢部で土石流が発生して旧国道 8 号に流出した（写真-1～8)。国道 8 号（旧道）が閉鎖され、早期の交通開放の可否と応急対策・恒久対策が課題となった。断面図：図-2、4。**崩壊の原因**：敦賀に向かって道路左側（山側）斜面上部に渓流があり、降雨表流水が渓流に集中して、かなりの規模の土石流を発生させたようである。道路左側の擁壁の上部に平坦地があり、この平坦地に、今回の土石流によると思われる土砂が相当量堆積している。この平坦地から溢れた土石流が国道に流れ落ちた。この土石流により、敦賀セメントが使用していた通水管 2 本も破損している。以前の豪雨時にも同様な被害を受けたようである。**応急対策**（工事、図-1､2）：上述の渓流は、通常時は上述の平坦地付近で伏流していたそうである。上述の平坦地に堆積している土石流堆積物を、できるだけ除去する。この平坦地に、土石流が国道に流れ落ちることを防止するために、大型土のうを 2 段程度積む。渓流の流水をコルゲートパイプなどで導き、敦賀セメントの貯水施設に流入させるか、あるいは排水管で国道に流下させて道路側溝で処理する。今回破損した敦賀セメント使用の通水管 2 本を修理し、水が国道に落ちないようにする。これらの対策完了後に交通開放とする。**恒久対策**（図-3～5）：擁壁上部に法面があり（上述の平坦地の下部)、法枠などで補強しておく。この代わりに、既設の落石防護柵をトンネル坑口まで延長しておく案もある。渓流からの土石流が国道に流下しないように、蛇篭などによる防護壁を平坦地に設置する必要がある。**教訓**：沢部からの土石流流出に注意する。

写真-1　敦賀セメント排水管の落下

写真-2　土石流の流下

写真-3　土石流の流下

写真-4　土石流の流下

写真-5　土石流の流下

写真-6　土石流発生の沢部

写真-7　土石流発生の沢部

写真-8　土石流発生の沢部

写真-9　応急対策（大型土のう）

写真-10　応急対策（耐候性大型土のう）

写真-11　旧国道 8 号（右側が被災斜面）

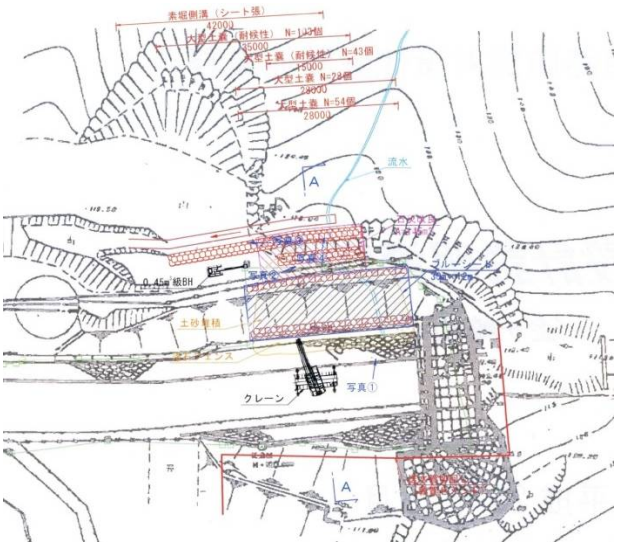


図-1　応急対策平面図

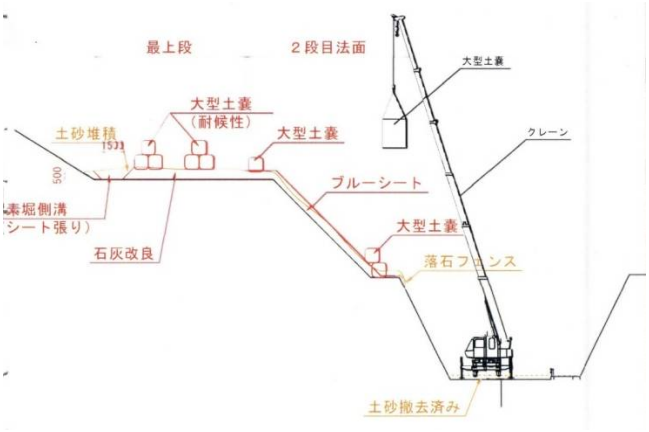


図-2　応急対策断面図（図-1　A-A 断面）

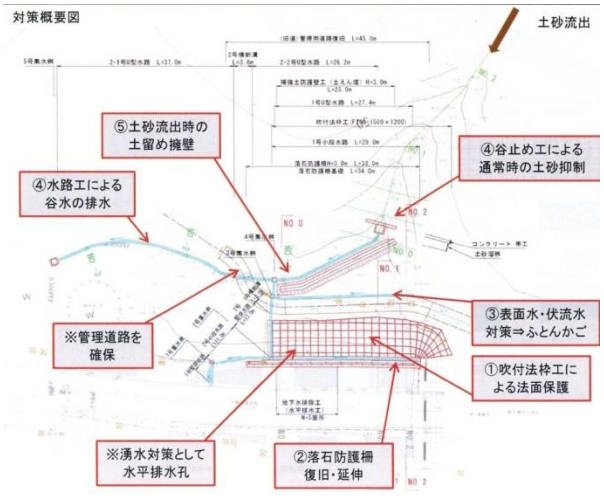


図-3　対策工の概要（平面図）

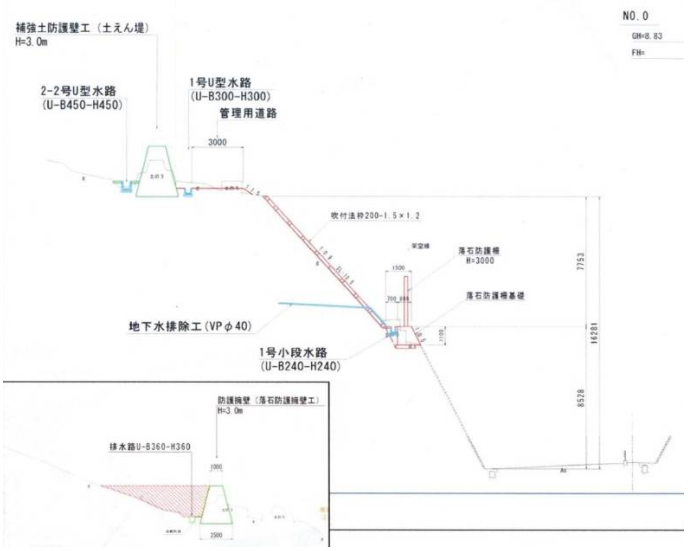


図-4　対策工の概要（断面図）

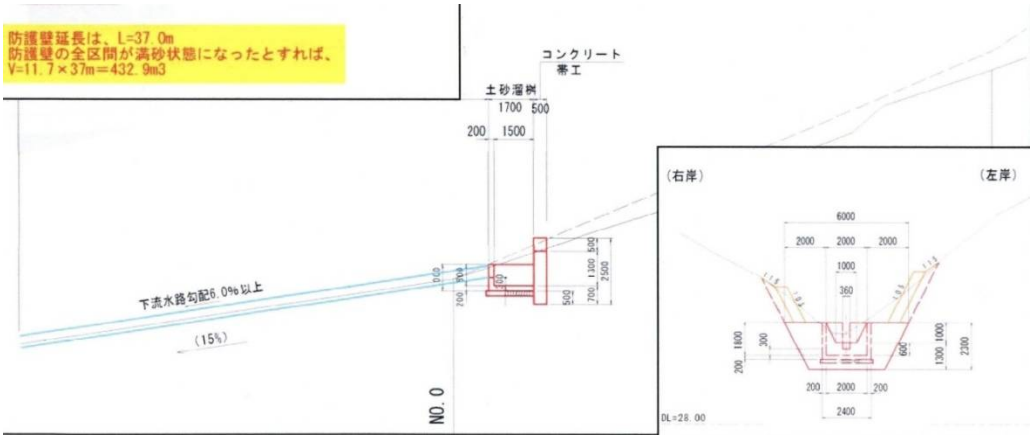


図-5　対策工の概要（谷止め工）

5）強風による樹木の揺れと、表流水浸透による地層表面強度低下の複合作用

【事例 1-5⑦】 2013 年 9 月、国道 8 号 杉津

平成 25 年台風 18 号の暴風と豪雨により、近接する 2 個所で切土斜面が崩落した（図-1、写真-1､2)。国道 8 号が閉鎖され、早期の交通開放の可否と応急対策、恒久対策が課題となった。地質：花崗岩。断面図：図-4､5､9。模式図：図-5。**変状発生原因**：崩壊箇所 2 箇所とも崩壊地層は土砂層、崩壊面の深さは 1m 程度。崩壊土砂量は少ないが、崩落した樹木の量は極めて多い。降雨表流水が斜面表層に浸透して表層を緩めたこと、台風による強風で樹木が揺すられて樹木の根が表層を緩めたことが重なって表層崩壊を起こしたと推定。崩壊面の深さは、樹木の根の深さに近いと推定。崩壊箇所はやや凹地形となっていた可能性もある。近接した 2 箇所の崩壊が大規模な崩壊の両端となっていないかを確認するために、崩壊箇所上部を目視観察したが､崩壊箇所上部は傾斜の緩い平坦に近い斜面であり､亀裂なども見られず､大規模崩壊の可能性はないと判断された。**応急対策**：崩壊面上部と側部の不安定化樹木の伐採。崩壊面上部の多数の転石の除去。崩壊面上部をブルーシートで覆って降雨水の浸透を抑制。大型土のう 3 段積み（写真-3)。既設の落石防護柵付近に H 型鋼と横矢板による防護柵（高さ 3m、根入れ 1m 程度）を設置し両側交通開放とする（写真-4)。調査状況（写真-5､6)。**恒久対策**：1）基本方針（表-1)。中間未崩壊層への対処（図-6)。安定計算結果（図-7)。対策工案の比較（崩壊部：表-2、未崩壊：表-3)。2）恒久対策工（図-8､9)。**教訓**：1）集中豪雨による、顕著な集水地形ではない斜面での崩壊事例。2）強風による樹木の揺れと、表流水浸透による地層表面強度低下の複合作用。

図-1　地質図（位置：T03、花崗岩）

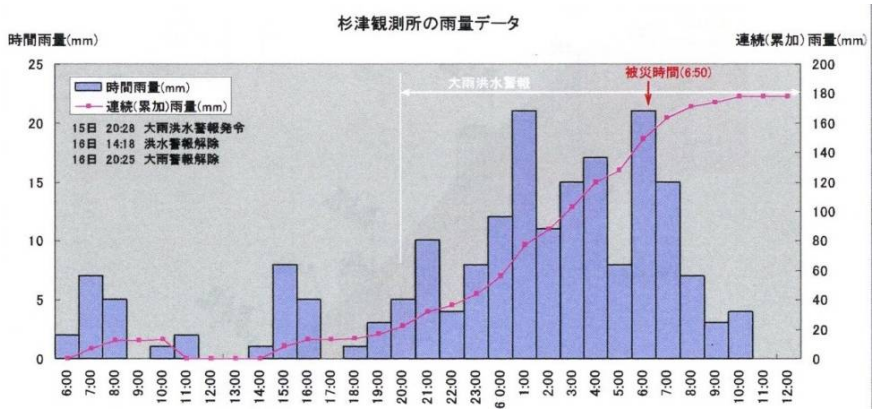


図-2　降雨状況

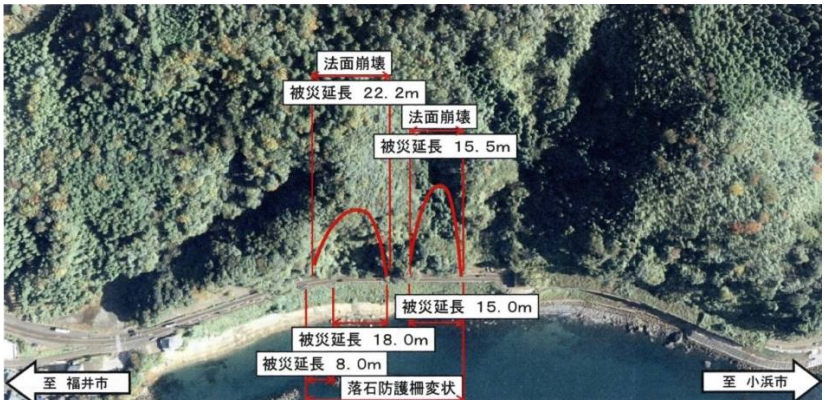


写真-1　空中写真

写真-2　被災状況

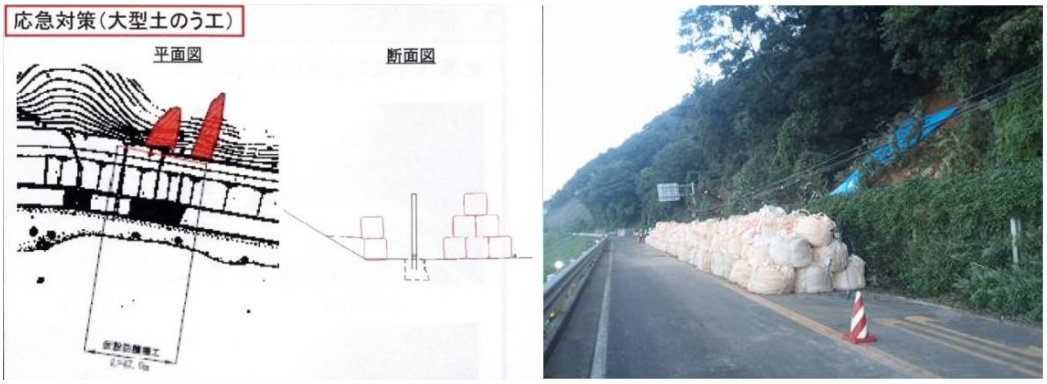


写真-3　大型土のう設置（3 段）

写真-4　防護柵設置

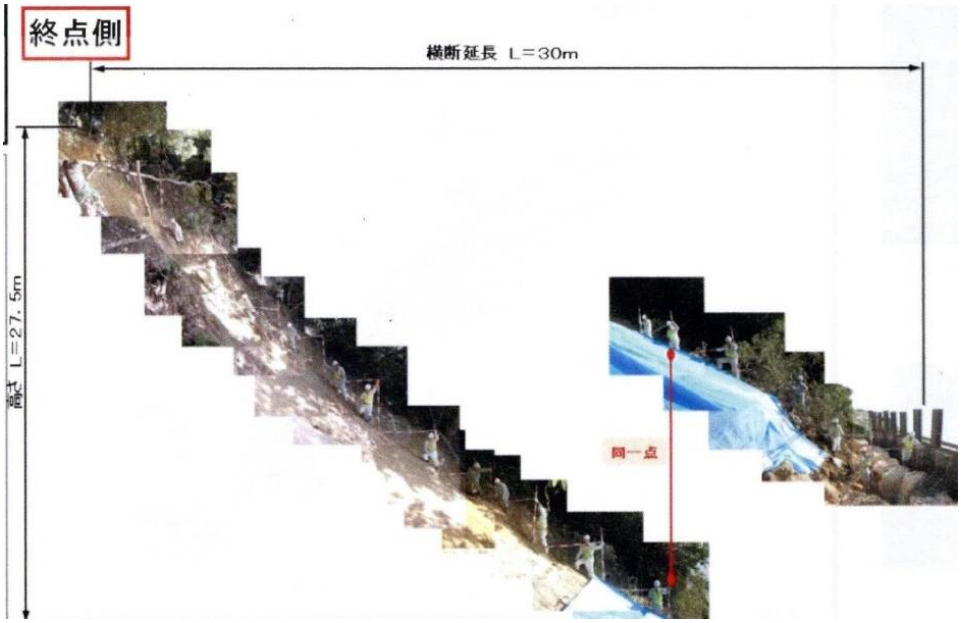


写真-5　応急対策・調査

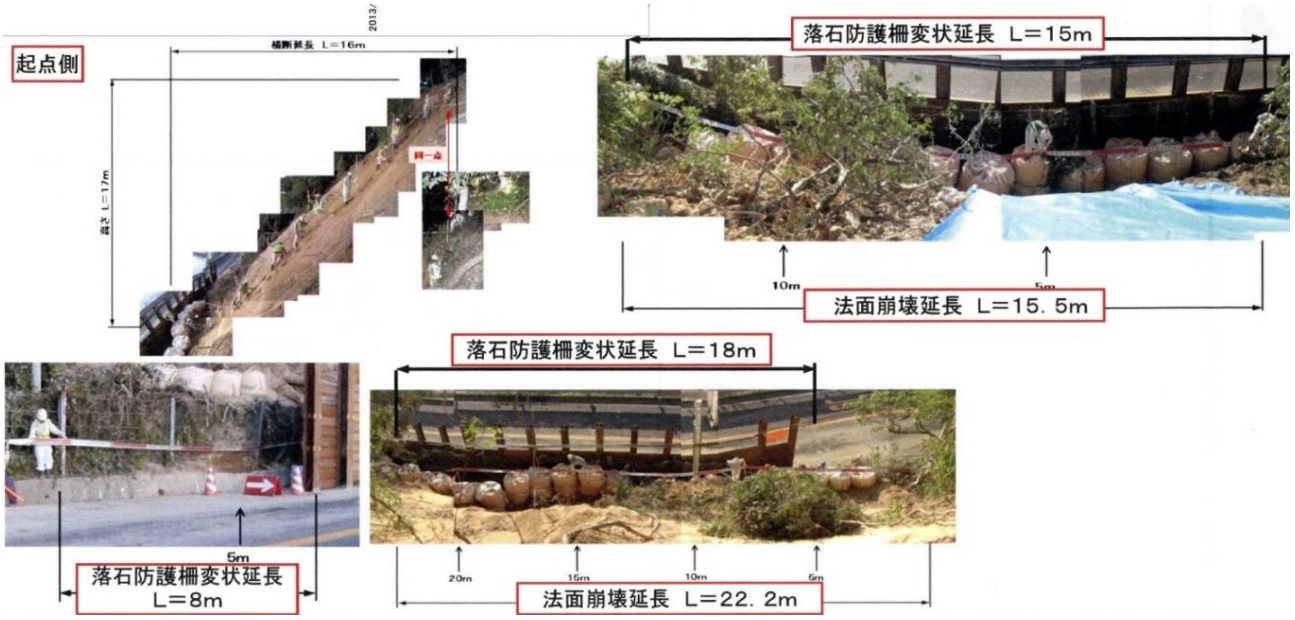


写真-6　応急対策・調査

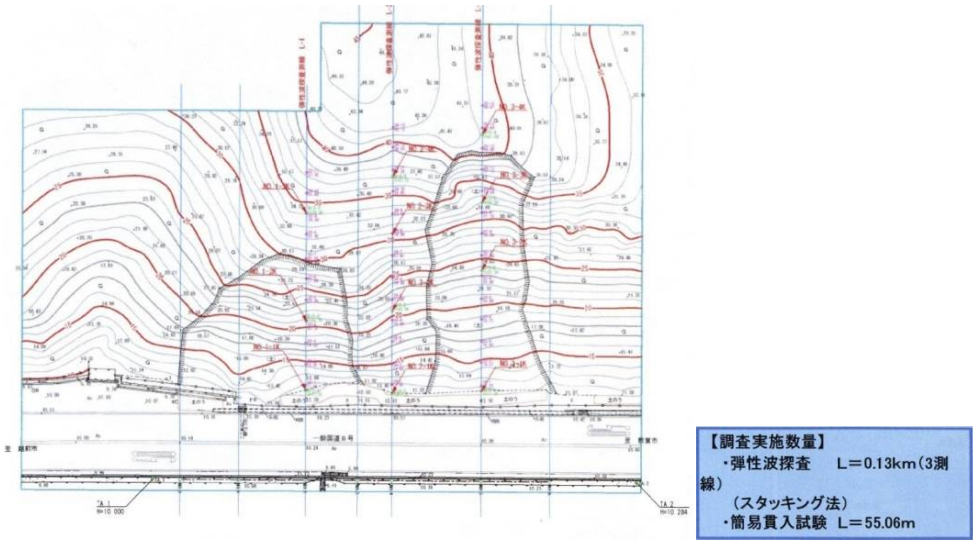


図-3　弾性波探査測線

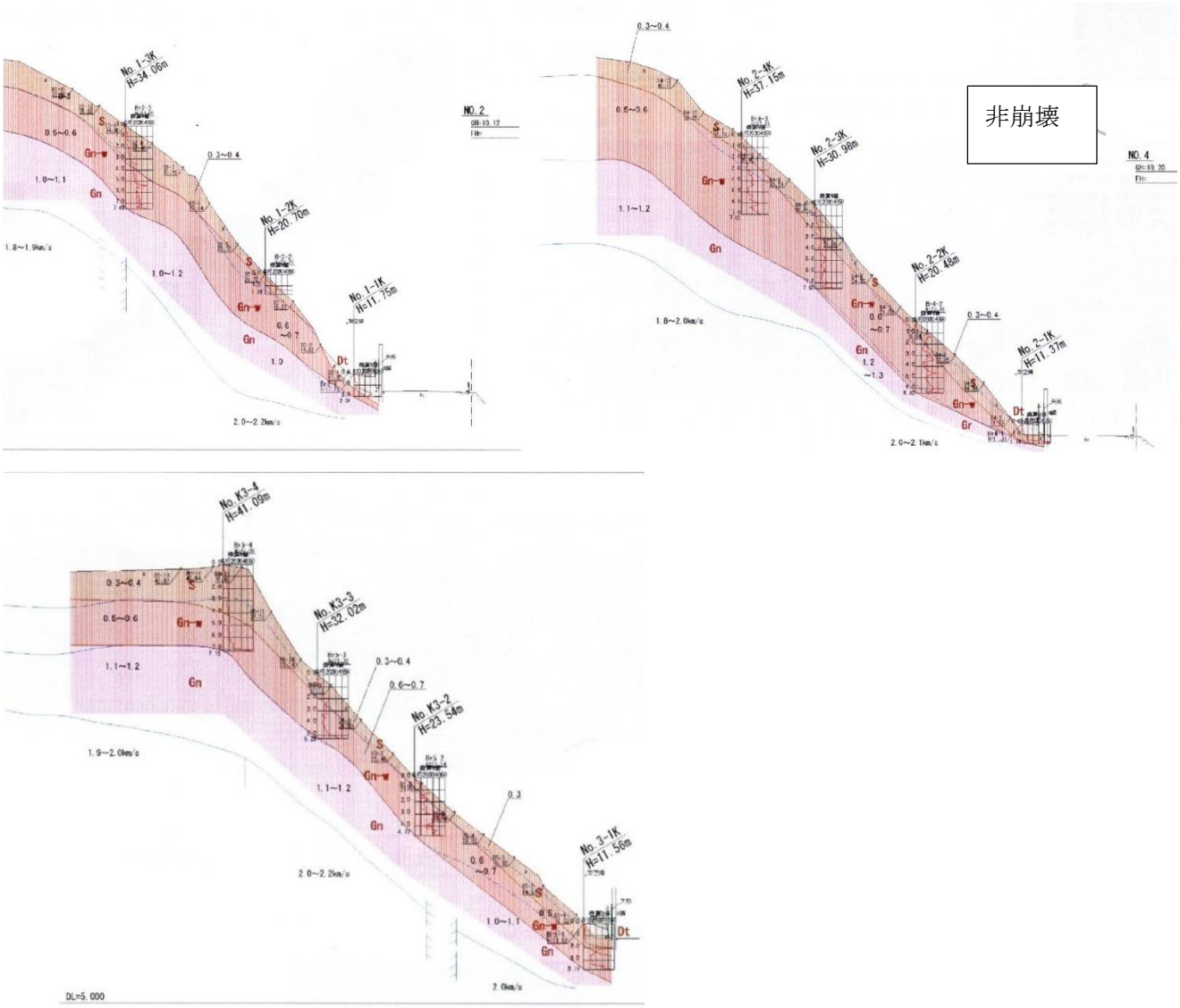


図-4　弾性波探査と簡易動的コーン貫入試験の結果

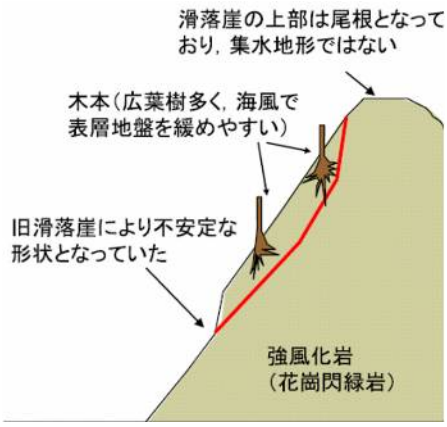


図-5　模式図

表-1　恒久対策工の基本方針

ア）崩壊層

地質調査（弾性波探査、簡易貫入試験）結果より、現場には N 値 4 回程度の表層が 3m程度以下の層厚で分布していることが分っている。

下位の強風化帯は堅固では無いものの、N 値が 18 回程度あり、現在の斜面勾配であれば将来的にも安定すると考えられる。

表-5.1.1　地　質　区　分　表

地　層		記号	代表換算N値 [土軟硬区分] (弾性波速度)	記　事
崩積土		Dt	3 [土砂] (0.3～0.4km/sec)	斜面裾部の道路沿いに1.0～1.2m程度の層厚で分布する。地表面に径10～20cm程度の玉石が点在する粘土質砂礫から成ると推定される。弾性波速度は得られていない。
表　土		S	4 [土砂] (0.3～0.4km/sec)	斜面上や崩壊箇所に3m程度の層厚で分布する。地表面に径10～20cm程度の玉石が点在する粘土質砂礫から成ると推定される。
花崗閃緑岩	花崗閃緑岩 強風化帯	Gn-w	18 [土砂] (0.5～0.7km/sec)	斜面上や崩壊箇所に3～5m程度と厚く分布する。礫混じり砂などマサ土主体の土砂状地盤で基盤岩の強風化帯であると考えられ、岩級区分はD級程度である。
	花崗閃緑岩 風化軟岩	Gn	50以上 [D～CL] (1.0～1.3km/sec) (1.8～2.3km/sec)	調査地の基盤岩で、簡易貫入試験結果では貫入不能となる最深部に位置する。基盤岩が風化した軟岩であると考えられ、岩級区分はD～CL級程度である。

このため、設計においては、表層内で崩壊が生じる恐れがあるものとし、強風化帯にはすべりが及ばないものとし、表土部の表層崩壊を対象とした設計を行う。

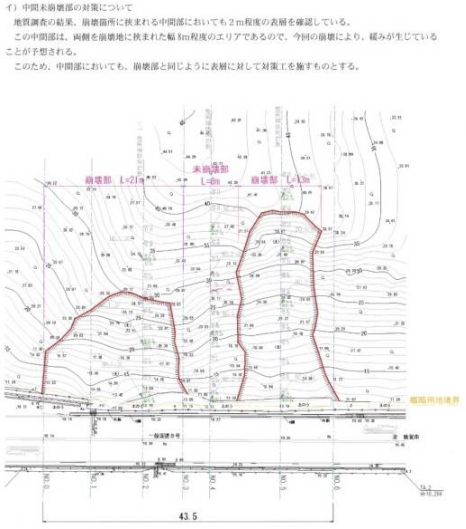


写真　未崩壊部に生じている緩み（開口）
（右側の崩壊に引っ張られたとみられる）

図-6　中間未崩壊層への対処

（2） 安定計算

No. 2～No. 5 の安定計算を行う。

繰返し円弧すべりと表層全体のすべりを想定し、現況の安全率を 1.00 として表層（S）の地盤定数の逆算を行った後、のり尻部の整形を行ったときの安定計算を行う。

計算結果は下表のとおりとなる。

表　表層（S）の安定計算結果

箇所		すべり面	現況安全率	粘着力 c（kN/m2）	内部摩擦角 φ（°）	切土整形後 計画安全率	切土整形後 最小安全率	切土整形後 最大必要抑止力（kN/m）
崩壊部	NO. 2	円弧すべり	1.000	6.66	30	1.20	1.000	34.7
		全体すべり		5.75	30		1.000	53.4
	NO. 5	円弧すべり		8.77	30		1.001	56.8
		全体すべり		6.26	30		0.970	148.4
未崩壊部	NO. 3	円弧すべり	1.000	8.72	30	1.20	0.995	78.0
		全体すべり		9.54	30		0.993	99.2
	NO. 4	円弧すべり		5.66	30		0.970	42.4
		全体すべり		5.83	30		0.988	117.3

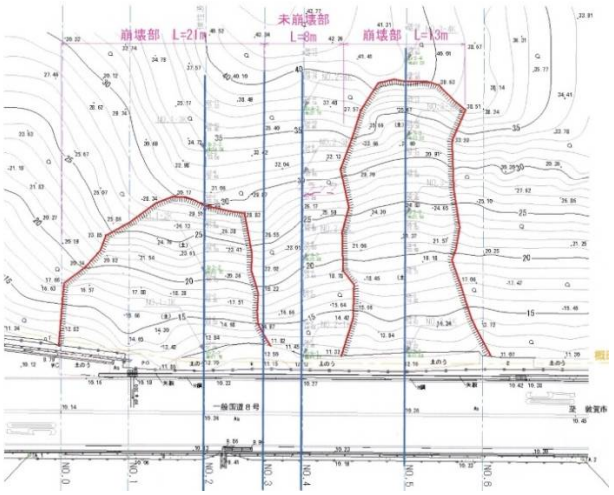


図-7　安定計算結果

表-2　崩壊部対策工案の比較

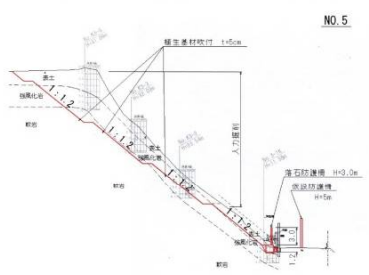
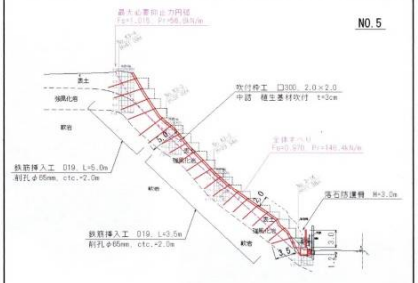
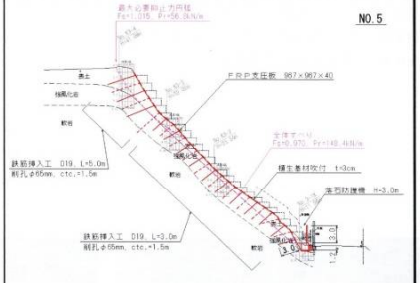
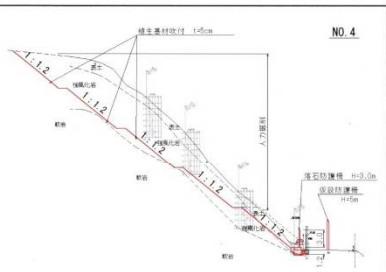
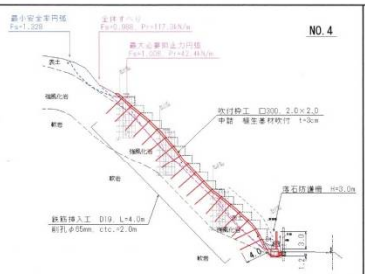
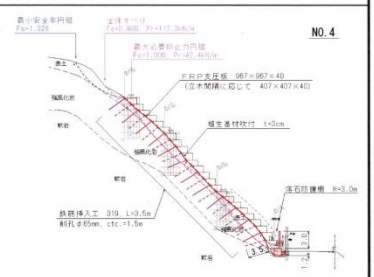
	第１案　切　土　案	第２案　吹付枠工＋鉄筋挿入工案	第３案　支圧板＋鉄筋挿入工案
現場概要	崩壊が２箇所連続して生じている。現場は、風化が進んでいると考えられる自然斜面であり、当初地形に対して表層の層厚１ｍ程度が崩落している。 現場には緩んだ表層が１～３ｍの層厚でまだ残っており、放置しておくとのり肩を中心として再度崩落する可能性がある。 崩壊跡地であるため、立木は存在しない。		
工法概要	安定勾配で切土する案。 強風化層を切取るように、1：1.2勾配での切土とする。 斜面上部の切土は人力掘削で計上する。 応急対策として、のり尻位置に仮設防護柵が設置してあるが、切土量が多く土砂の搬出が困難なため、新たにセンター付近に仮設防護柵を設置し直す必要がある。 切土後、植生基材吹付によりのり面保護を施す。	吹付枠工によりのり面保護を行った後、鉄筋挿入工によりすべりを抑止する。 切土は、のり肩付近を整形するのみで、大きな切土は生じない。 吹付枠工の剛性が期待できるため、鉄筋挿入工の打設間隔を2.0mまで広げることが出来る。	支圧板を併用する鉄筋挿入工によりすべりを抑止する。 切土は、のり肩付近を整形するのみで、大きな切土は生じない。 法面工の剛性が期待できないため、鉄筋挿入工の打設間隔を1.5mとする。
		【第２案、第３案共通】 鉄筋挿入工の打設は、道路幅員が狭くクレーン打設が行えないため、足場仮設を行い小型削孔機により行う。	
断面図			
経済性	181万円/m（1.01）（間接工事費60％含む）	180万円/m（1.00）（間接工事費60％含む）	217万円/m（1.21）（間接工事費60％含む）
	○	◎	△
適用性	高さの高いスライスカットとなるため、施工性が悪い。 また、風化岩中には、タマネギ状風化により風化せずに残っている岩塊があると予想され、そのまま切崩すと危険なため、安全管理もしにくい。	切土がほとんど無く、安全に施工が出来る。 鉄筋挿入工の打設にはクレーンが使用できず（道路幅員が狭いため）、足場仮設を行った上での小型削孔機による削孔となる。 なお、終点側頭部に分布する浮石は、整形前にロープ伏工により固定する。	現場への適用性に問題は無いが、鉄筋の打設間隔を狭くする必要があるために鉄筋打設長が約２倍となり、工費が高い。 なお、終点側頭部に分布する浮石は、整形前にロープ伏工により固定する。
施工性	施工性が悪く、施工中の安全性にも不安がある。 新たに道路中央に仮設防護柵を設置する必要があり、交通規制を必要とする。	切土がほとんど無く、落石等に対して安全な施工が可能である。 現況の仮設防護柵で施工でき、交通規制が必要ない。	切土がほとんど無く、落石等に対して安全な施工が可能である。 現況の仮設防護柵で施工でき、交通規制が必要ない。
評価	現場条件に適し経済性に優れる第２策を採用する。		
	△	◎	○

表-3　未崩壊部対策工案の比較

【敦賀市杉津　未崩壊部のり面比較表】

	第１案　切　土　案	第２案　吹付枠工＋鉄筋挿入工案	第３案　支圧板＋鉄筋挿入工案
現場概要	崩壊に挟まれた中間の未崩壊地。 現場は、立木の残る自然斜面であり、緩んだ表層が２ｍ以下の層厚で分布している。 立木は広葉樹で根が張っていると予想されるため、伐採・除根を行うと表層を剥取ることにより、崩壊を助長する心配がある。		
工法概要	安定勾配で切土する案。 強風化層を切取るように、1：1.2勾配での切土とする。 斜面上部の切土は人力掘削で計上する。 応急対策として、のり尻位置に仮設防護柵が設置してあるが、切土量が多く土砂の搬出が困難なため、新たにセンター付近に仮設防護柵を設置し直す必要がある。 切土後、植生基材吹付によりのり面保護を施す。	吹付枠工によりのり面保護を行った後、鉄筋挿入工によりすべりを抑止する。 切土は、のり肩付近を整形するのみで、大きな切土は生じない。 吹付枠工の剛性が期待できるため、鉄筋挿入工の打設間隔を2.0mまで広げることが出来る。 【第２案、第３案共通】 鉄筋挿入工の打設は、道路幅員が狭くクレーン打設が行えないため、足場仮設を行い小型削孔機により行う。	支圧板を併用する鉄筋挿入工によりすべりを抑止する。 切土は、のり肩付近を整形するのみで、大きな切土は生じない。 法面工の剛性が期待できないため、鉄筋挿入工の打設間隔を1.5mとする。
断面図			
経済性	244万円/m（1.48）（間接工事費60％含む）	165万円/m（1.00）（間接工事費60％含む）	191万円/m（1.16）（間接工事費60％含む）
	△	◎	○
適用性	高さの高いスライスカットとなるため、施工性が悪い。 また、風化岩中には、タマネギ状風化により風化せずに残っている岩塊があると予想され、そのまま切崩すと危険なため、安全管理もしにくい。	吹付枠工の施工には伐採・除根が必要であるが、除根すると木根による表層の結束効果が無くなる上、斜面に大きな穴を空けることになり斜面が緩んでしまう。 このため、吹付枠工の施工は、適切とは言い難い。	第２案のような連続したコンクリート体を設置しないため、伐採・除根が不要で有り、立木を残した施工が可能である。 支圧板は、967×967mmのサイズを標準として使用するが、樹木付近で標準サイズが使用できない場所では、木根による地山の拘束効果が元々期待できるため、407×407mmの小さいタイプの支圧板を用いる。
施工性	施工性が悪く、施工中の安全性にも不安がある。 新たに道路中央に仮設防護柵を設置する必要があり、交通規制を必要とする。	伐開・除根に手間がかかる。 現況の仮設防護柵で施工でき、交通規制が必要ない。	切土のり面に比べて支圧板据付け部の整形に手間がかかる。 現況の仮設防護柵で施工でき、交通規制が必要ない。
評価	経済性では第２案が優れるが、第２案では立木の伐採・除根が必要で有り、現場状況に適さないと判断し、ここでは第３案を採用案とする。		
	△	△	○

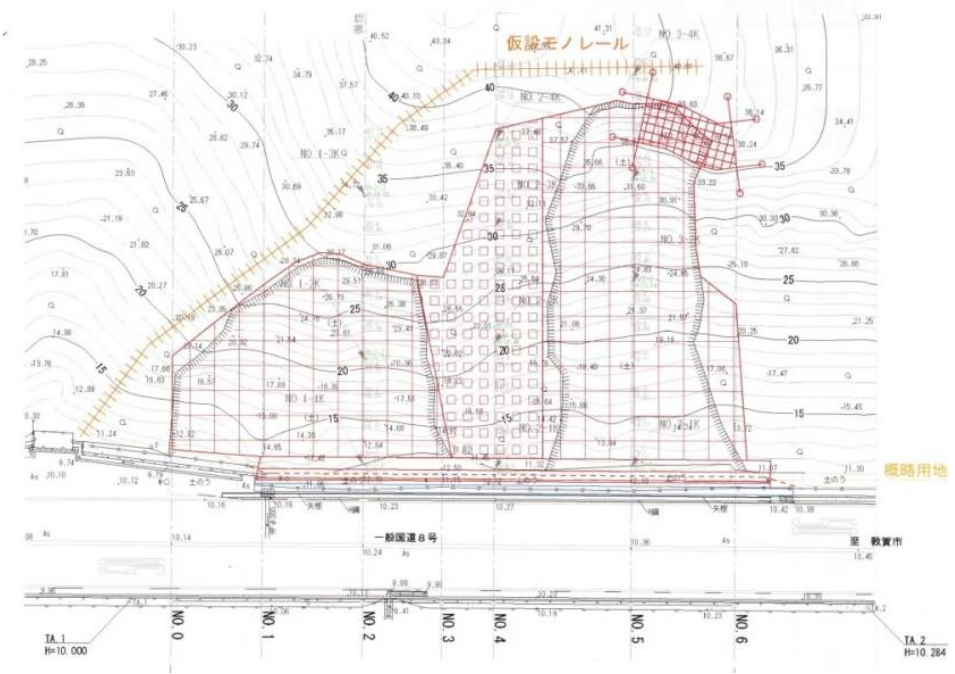


図-8　対策工平面図

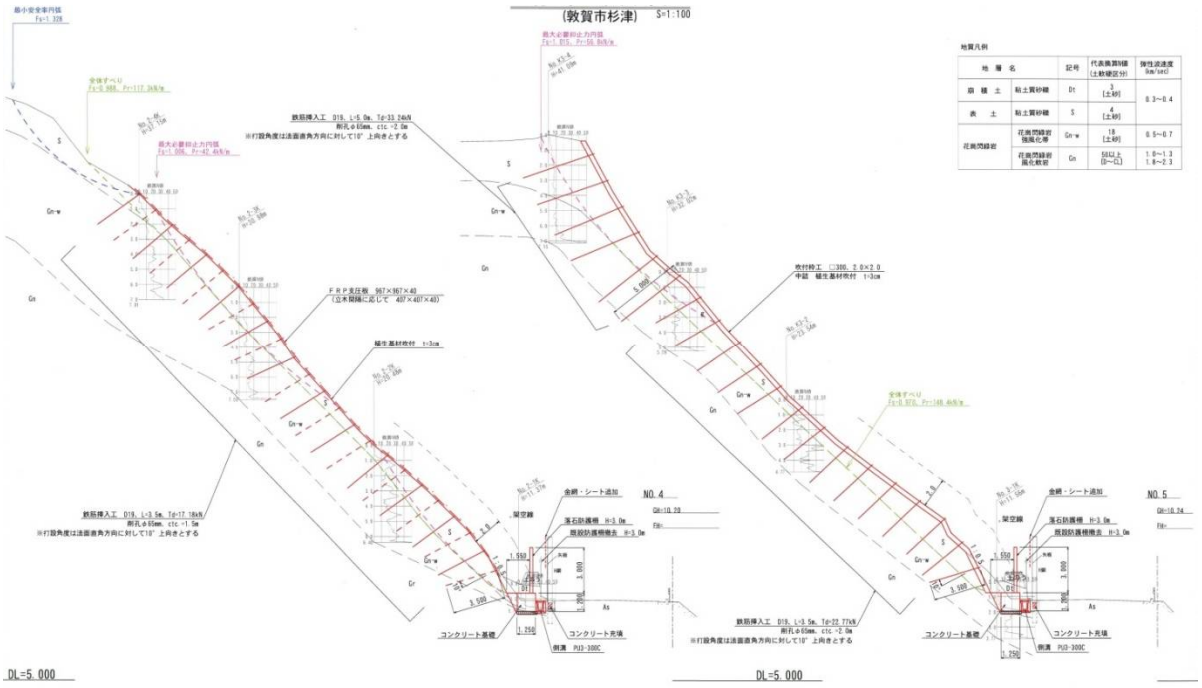


図-9　対策工断面図

6）崩壊箇所下部の地形により高含水比崩壊土砂の土石流化

【事例 1-5⑧**】** 1998 年 10 月、国道 365 号 梅浦トンネル東側

豪雨により斜面下部の沢の流量が増加し、斜面下部を洗掘したため斜面崩壊が発生したと推定される。崩壊土砂はほぼ水平な地盤（農地）を数百 m 流動して国道に到達した。流動土砂により、道路で信号待ちをしていた乗用車の運転者 1 名が逃げられずに死亡した（写真-1～6）。**教訓**：含水比の高い崩壊土砂の移動距離（土砂流）に注意する。

写真-1　崩落面（手前は崩落土砂）

写真-2　崩落面の下の沢

写真-3　崩落面の下の沢と崩落土砂

写真-4　崩落土砂・樹木の流動跡（道路までの途中）

写真-5　崩落土砂が左側から道路に到達　写真-6　写真-5 の右側の擁壁まで崩落土砂が到達した跡

【事例 1-5⑨】 2013 年 9 月、国道 27 号 金山バイパス金山地先

平成 25 年台風 18 号の豪雨により、やや規模の大きい自然斜面崩壊が発生して土石流となり、施工中の金山バイパスまで土砂が流出した（図-1､2、写真-1～6)。応急対策、恒久対策が課題となった。**崩壊原因**：金山 BP の北側に 200m 程度離れた、やや急勾配の自然斜面が崩壊した（地質は風化土砂)。この上部に幅 3m 程度の未舗装道路がある。この自然斜面と金山 BP の間（田辺牧場）は緩い下り勾配の段差地形である。自然斜面の崩壊面の中段西側にかなりの量の湧水がある。崩壊箇所上部の道路は崩壊箇所付近でやや低くなっており、この部分に降雨表流水が集中した可能性が高い。台風 18 号に伴う降雨で、①降雨表流水が今回の崩壊箇所上部に集中して斜面内部に浸透したことと、②上述の崩壊面中段西側の浸透水量が増加し斜面内部全体がほぼ飽和状態となり（地下水位が斜面上部まで到達)、有効応力の減少で強度低下して崩壊したと推定される。このため、豪雨により一般に見られる浅い表層崩壊と異なり、やや深いすべり面（崩壊面）が生じて大量の土砂が崩落した。飽和状態に近い斜面が崩壊し、下部が下り勾配となっている場合、崩壊土砂の移動量は極めて大きくなることが多く、崩壊土砂が 200m 程度移動して一部が金山 BP まで到達した。崩壊箇所と金山 BP の間の土砂は、自然斜面の崩壊箇所の土砂が移動して堆積した。**応急対策**：1）崩壊箇所の土砂が移動して堆積した土砂が、今後の降雨などにより金山 BP に流出しないように、金山 BP に面する擁壁から 10m 程度以上離した位置に大型土のうを 3 段程度積み上げる。土のうの中詰めには、移動して堆積した土砂を利用。大型土のうの裏側には今後の土砂流出を考慮し堆積ヤード（ポケット）を設けておく。2）崩壊土砂が堆積している区域に滞水箇所があり、素掘

りの仮排水路を設けて土のうの隙間を通じて排水する。**恒久対策**：用地の制約などにより、土石流発生源の崩壊斜面や流下土砂には対策を行わず、応急対策の土のう位置付近に、補強土工法や地盤改良工法などを用いた土堰堤を設置する。土堰堤の材料として崩壊土砂が堆積した土砂を利用すれば効率的である。対策工平面図（図-3）・断面図（図-4）、補強土壁の断面図・平面図（図-5）。補強土壁への衝撃力の計算：崩壊土砂到達距離・高低差（図-6,7）、衝撃力の算出条件と算出位置（図-8）、衝撃力の計算結果（表-1）、衝撃力計算結果の解釈（表-2）。**教訓**：崩壊箇所下部の地形による、高含水比の崩壊土砂の土石流化に注意する。

図-1　崩壊前の地形と崩壊部（赤色部分）

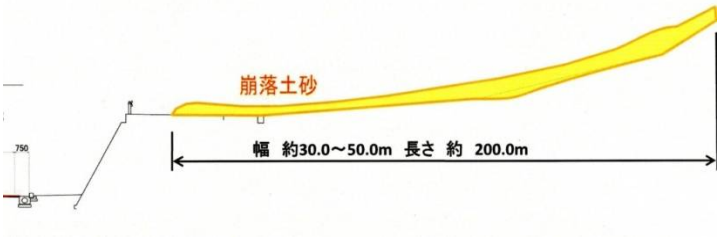


図-2　崩壊の概略断面図

写真-1　崩壊末端部（金山バイパスへの土砂流出）

写真-2　崩壊部

写真-3　崩壊部

写真-4　流動部

写真-5　流動部

写真-6　崩壊土砂の流出状況（土石流跡）

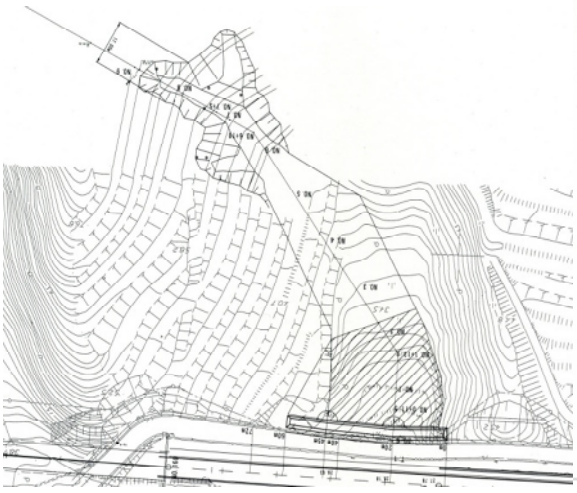


図-3　対策工平面図

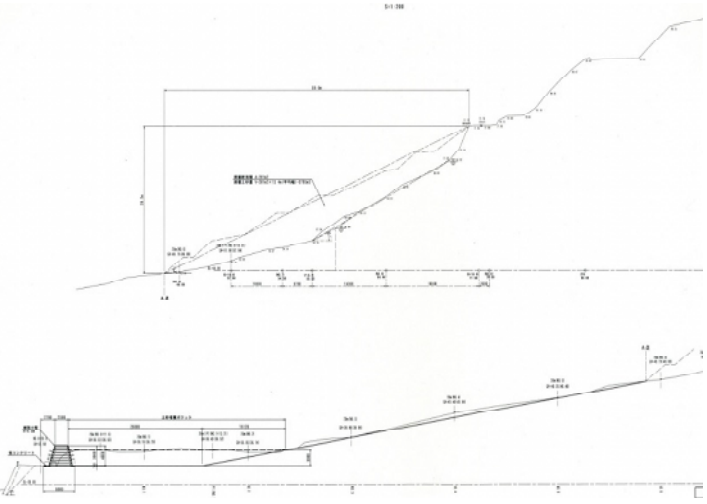


図-4　対策工断面図（上が崩壊斜面）

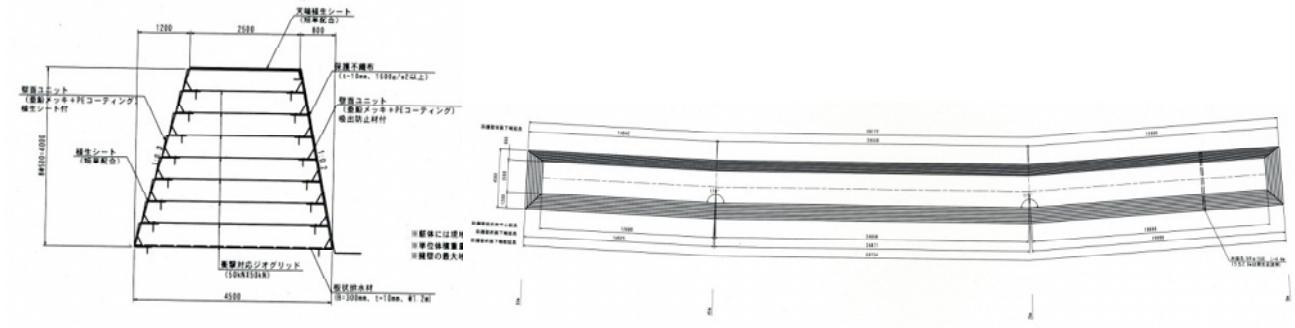


図-5　補強土壁の断面図と平面図

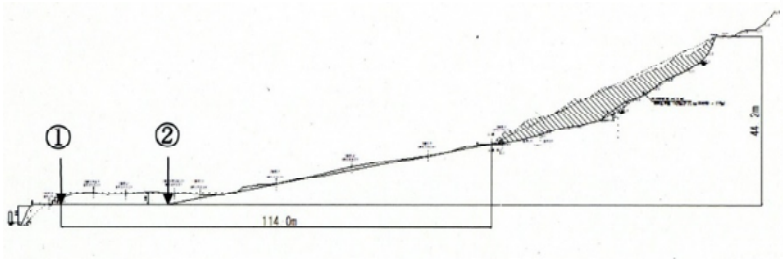


図-6　崩壊土砂到達距離 112m、崩壊箇所頭部との高低差 44.2m、勾配 30°

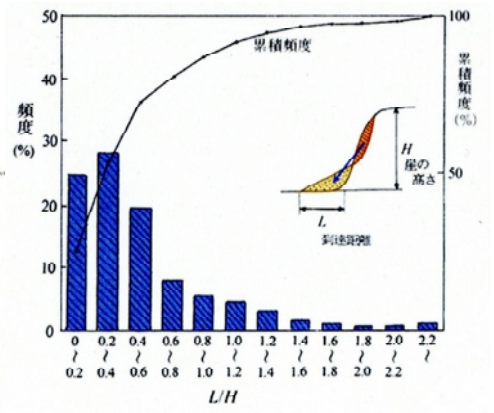


図-7　崩壊土砂の到達距離（防災科学研究所：防災基礎講座基礎知識編）

項　　目		設　定　値
崩壊土砂の比重	σ：	2.6 t/m^3
土石等の容積濃度	c：	0.5
土石等の密度	ρm：	1.8 t/m^3
土石等の単位体積重量	γ：	17.0 kN/m^3
土石等時移動時の内部摩擦角	φ'：	tanφ'= 0.7tanφ
土石等の堆積時の内部摩擦角	φ：	30 °
土石等の流体抵抗係数	fb：	0.025

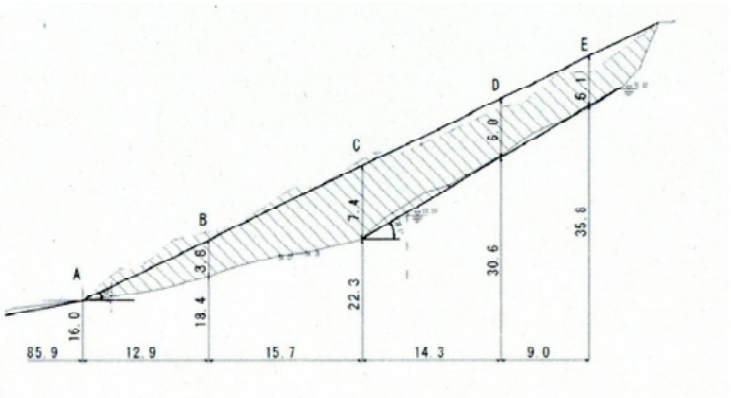


図-8　衝撃力の算出条件と算出位置（全国地すべりがけ崩れ対策協議会：
崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例、2004）

表-1　図-7①地点での衝撃力（上表）、②地点での衝撃力（下表）

地点	標高差 (m)	水平距離 (m)	崩壊の恐れのある層厚 (m)	勾配 (°)	想定される崩壊深 (m)	移動の高さ (m)	移動速度 (m/s)	移動の力 fsm (kn/m2)
A	16	85.9	0.0	10.55	0.00	0.00	0.00	0.000
B	22.2	98.8	3.8	12.66	3.71	1.85	—	-182.654
C	29.7	114.5	7.4	14.54	7.16	3.58	—	-154.876
D	36.6	128.8	6.0	15.86	5.77	2.89	—	-105.589
E	40.9	137.8	5.1	16.53	4.89	2.44	—	-86.569

地点	標高差 (m)	水平距離 (m)	崩壊の恐れのある層厚 (m)	勾配 (°)	想定される崩壊深 (m)	移動の高さ (m)	移動速度 (m/s)	移動の力 fsm (kn/m2)
A	16	85.9	0.0	10.55	0.00	0.00	0.00	0.000
B	22.2	98.8	3.8	12.66	3.71	1.85	—	-55.236
C	29.7	114.5	7.4	14.54	7.16	3.58	1.97	6.995
D	36.6	128.8	6.0	15.86	5.77	2.89	6.07	66.415
E	40.9	137.8	5.1	16.53	4.89	2.44	7.10	90.760

表-2　衝撃力計算結果の解釈

計算された衝撃力は，①地点ではマイナスとして算出されている．言い換えれば，急傾斜の崩壊土による衝撃力の算出条件ではこの地点まで土砂が到達しない結果となっている．また，②地点では衝撃力は最大で 90.8kN/m^2 となっており，崩壊して流下した土砂は，地盤が水平になった地点から運動エネルギーが大きく減少していくと想定される．

しかし，今回の崩壊土砂は斜面高さのほぼ３倍の距離まで流下したことは現実であり，今後も崩壊が想定される区域以下の地表勾配は 10° であり，土砂が移動しやすくなっていることや，降雨次第ではさらに流下距離がさらに大きくなる可能性もあるため，対策工を設計する条件としては，②地点で算出された最大衝撃力を用いる．

なお，待ち受け擁壁における衝撃力緩和係数αについても，α=1.0 とする．

7）その他

福井県内の豪雨表流水による切土・自然斜面崩壊については下記の報告書に多数の事例が記載されて

いる。本報告書では、下記報告書の事例は、その後に詳細調査を行った場合を除いて記載していない。

1)（社）地盤工学会緊急調査団：平成 16 年 7 月福井豪雨による地盤災害調査報告書、地盤工学会、2005,5.
2）地盤工学会関西支部・福井地質調査業協会・NPO 福井地域地盤防災研究所合同調査団：平成 25 年台風 18 号地盤災害調査報告書（福井県嶺南地域）、（公財）福井県建設技術公社、2014,10.
3）地盤工学会関西支部・福井地質調査業協会・NPO 福井地域地盤防災研究所合同調査団：平成 30 年 7 月豪雨による地盤災害調査報告書（福井県嶺北地域）、（公財）福井県建設技術公社、2019,1.

1-6 吹付けモルタル斜面

1）吹付けモルタルの調査・点検頻度を高めた維持管理が必要

【事例 1-6①】 1996 年 10 月、国道 27 号 小浜市青井地区

長大斜面の吹付けモルタルに多数の亀裂や幅広い亀裂が発生し斜面崩壊の恐れがあった（写真-1～3）。地質：泥質岩（粘板岩）、平面図：図-1、断面図：図-2。**亀裂発生原因**：1）過去の崩壊地形の上にモルタル吹付けを行っている。2）打音検査、熱赤外線映像調査の結果（図-3、写真-1）。3）中段左側の変状の大きい開口クラックについて、①元々風化程度が高かった地山に吹付けを行ったか、②亀裂から流入した降雨表流水などにより土砂化が進んだかの原因で背後地山が土砂状態であり、吹付けモルタルが下方へ大きく移動している。4）3）以外の部分でも、広い範囲で空洞が生じている。5）モルタル自体にも凍結融解や収縮などによる亀裂が多数生じている。**対策**：当面の道路災害の可能性は小さいが、下段左側の変状の大きい開口クラックを含む部分については吹付けモルタルを撤去し、法枠と厚層基材吹付け工を施工することを提案した。**教訓**：吹付けモルタルの老朽化について、調査・点検の頻度を高める必要がある。

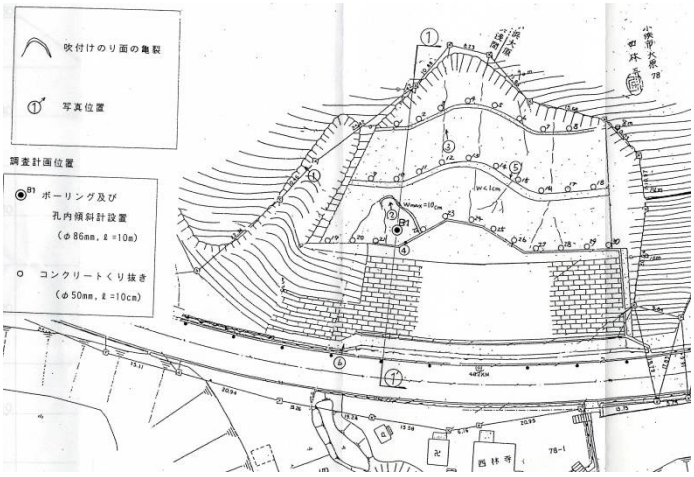


図-1　平面図（中段・左部のモルタルに大きな亀裂）

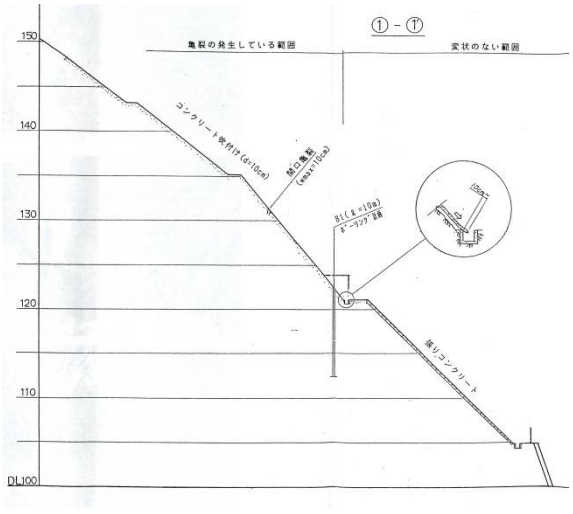


図-2　中段・排水溝部の状況

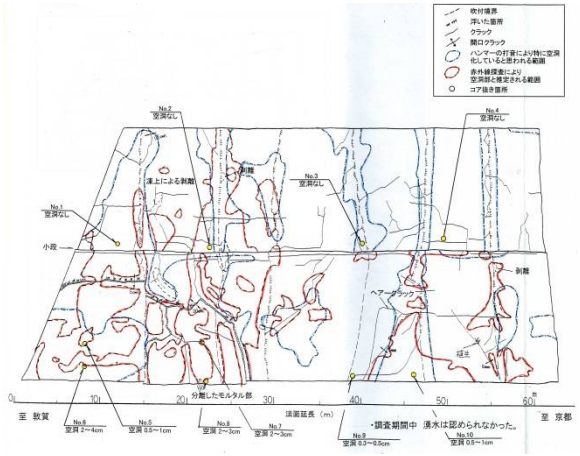


図-3　熱赤外線影像法結果と打音検査、ボーリング位置

写真-1　上部の全景、熱赤外線影像法結果と打音検査、コアコアボーリング位置

写真-2　モルタル亀裂の状況（右は拡大写真）

写真-3　法尻排水溝部でのモルタル移動の状況

写真-4　斜面の側面での土砂化の状況

【事例 1-6②】 2008 年 1 月、国道 27 号 敦賀市坂尻

モルタル吹付け斜面で、吹付けモルタルが広範囲に渡ってズリ落ち、これに伴って排水溝や階段にも移動が生じた（写真-1～13）。地質：風化凝灰岩、平面図：図-1､2、断面図：図-3。**変状原因**：1）モルタル吹付け背後斜面の風化の進行・土砂化により、吹付けモルタルが地層傾斜方向に沿って移動した。2）変状範囲は過去の航空写真から判読した地すべり地形範囲と重なるようである（図-4～7）。**対策**：1）標準貫入試験、簡易動的コーン貫入試験により、土砂化した層の厚さの分布を把握した。局所的に土砂層が 4m 程度となる部分もあった（図-6～9）。2）移動した吹付けモルタルは撤去とした。撤去の範囲については、現地切り窓検査などでモルタルの密着状況を確認しながら決める（図-10､11）。3）吹付け法枠と鉄筋挿入工を基本とした。法枠間はモルタル吹付けを基本とし、表層の状況を見て植生基材吹付けも検討する（図-12､13）。4）モルタル密着状況が良い場合、吹付けモルタルを撤去しないで、そのまま補強する工法も採用する。**教訓**：1）モルタル吹付け斜面の点検維持管理。

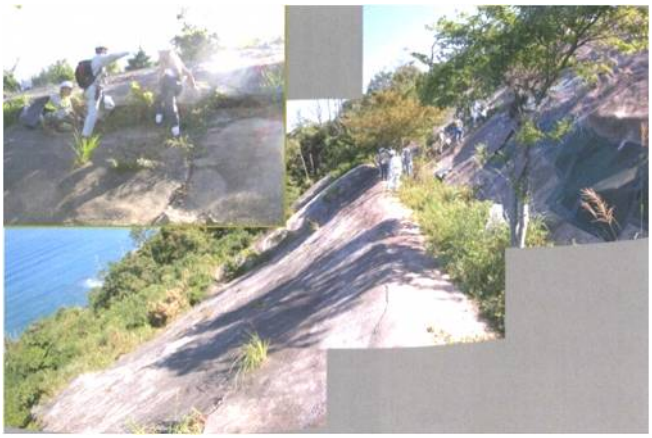


写真-1　吹付け法面の全景

写真-2　階段（図-2 の②）

写真-3　小段

写真-4　縦排水路

写真-5　開口亀裂③

写真-6　開口部の段差③

写真-7　中央部の亀裂と段差④

写真-8　小段横排水路⑤

写真-9　法面中央部⑥

写真-10　法面上部⑥

写真-11　法面上部⑦法肩の段差

写真-12　倒木⑧

写真-13　開口亀裂⑨

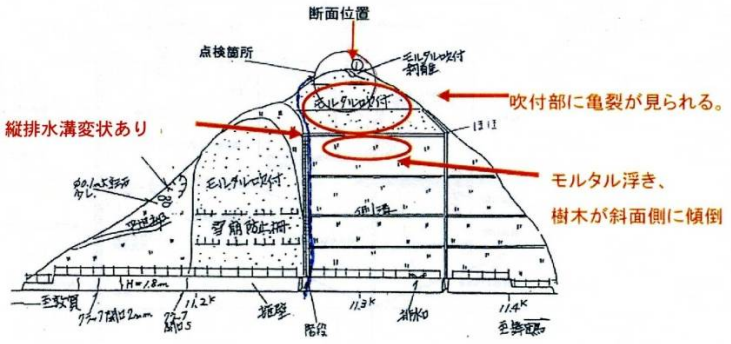


図-1　平面図

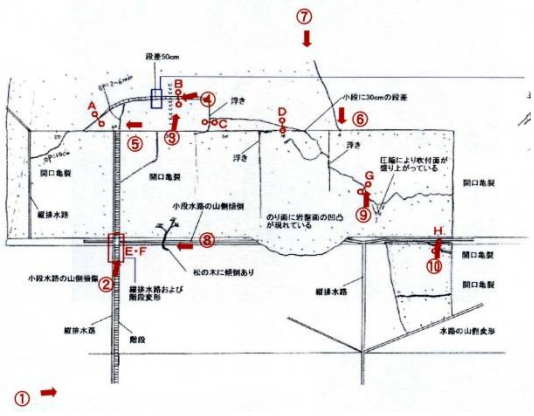


図-2　変状の位置（写真-1～13 の番号に対応）

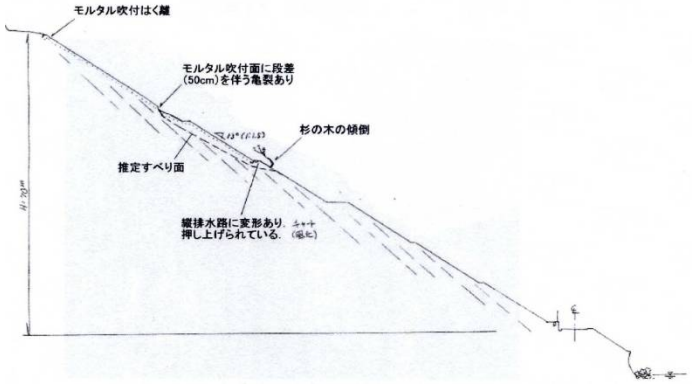


図-3　断面図

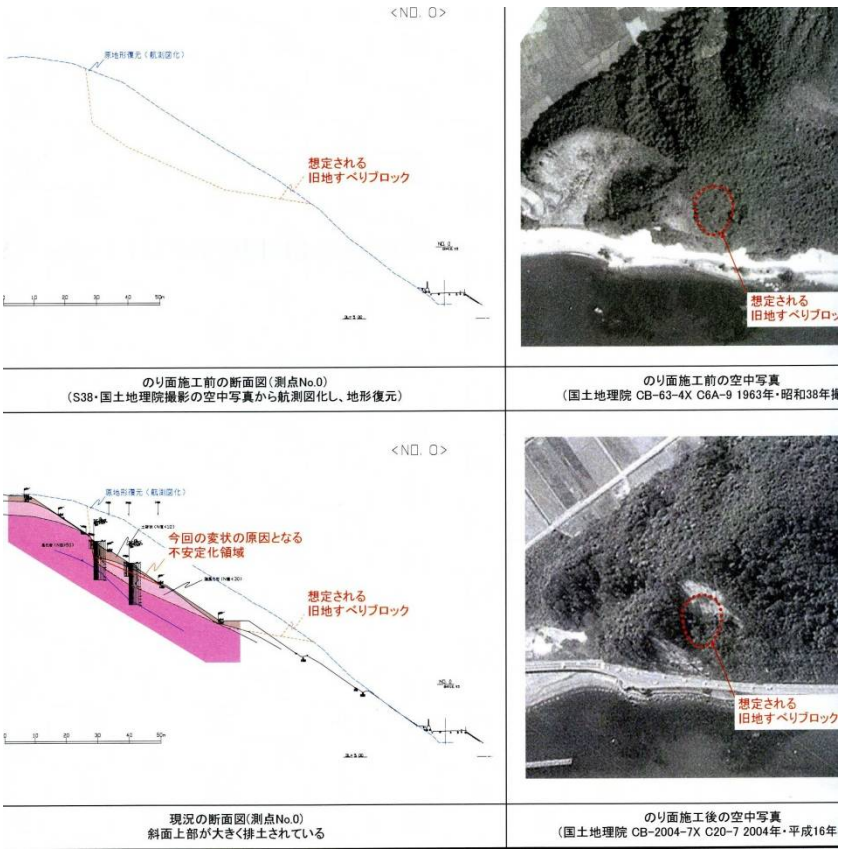


図-4　航空写真からの旧地すべりブロックの推定（断面）

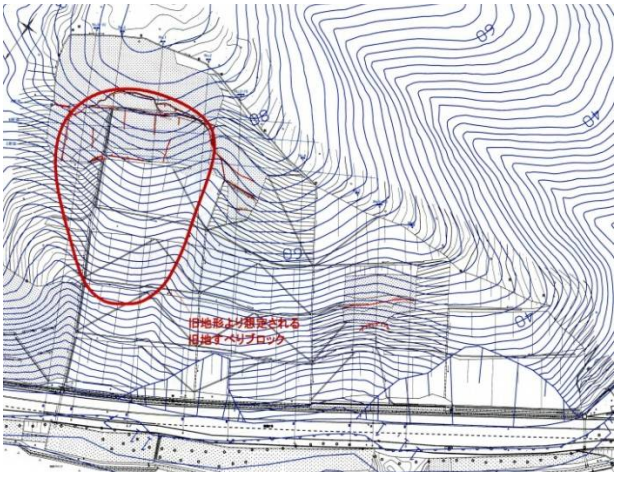


図-5　航空写真からの旧地すべりブロック推定

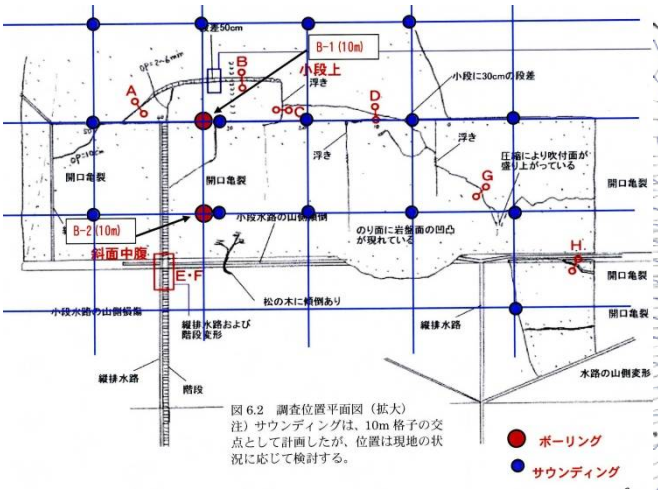


図 6.2　調査位置平面図（拡大）
注）サウンディングは、10m 格子の交点として計画したが、位置は現地の状況に応じて検討する。

図-6　調査計画

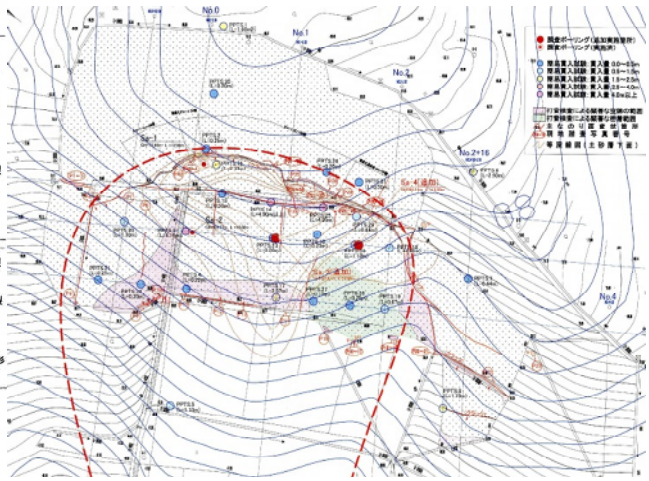


図-7　旧地すべりブロックを考慮した調査結果

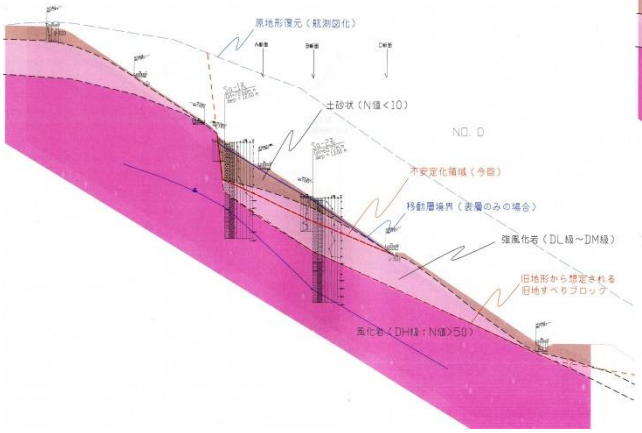


図-8　調査結果

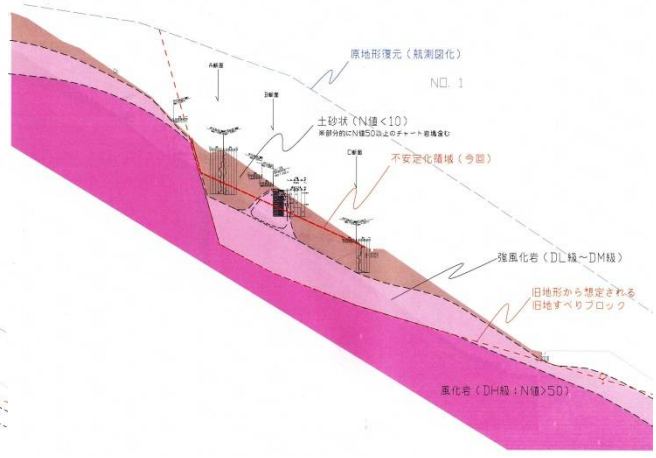


図-9　調査結果

図-10　吹付けモルタル背後の調査

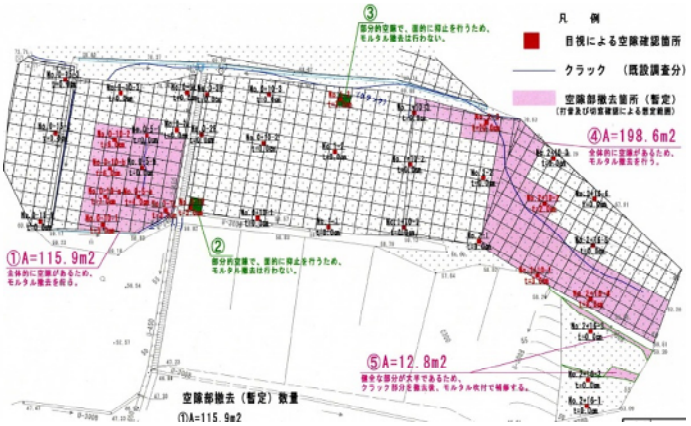


図-11　吹付けモルタル背後の調査計画（図-10 と対応）

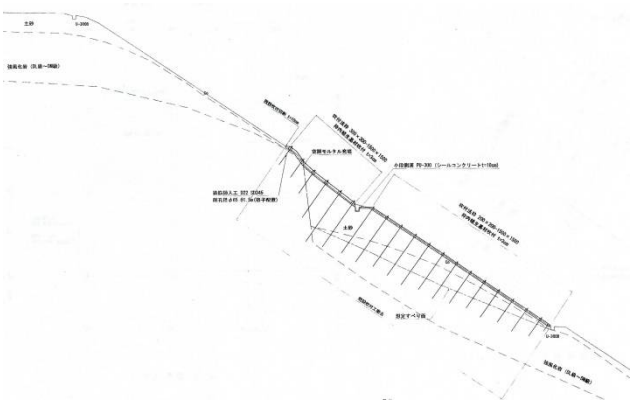


図-12　対策工断面図

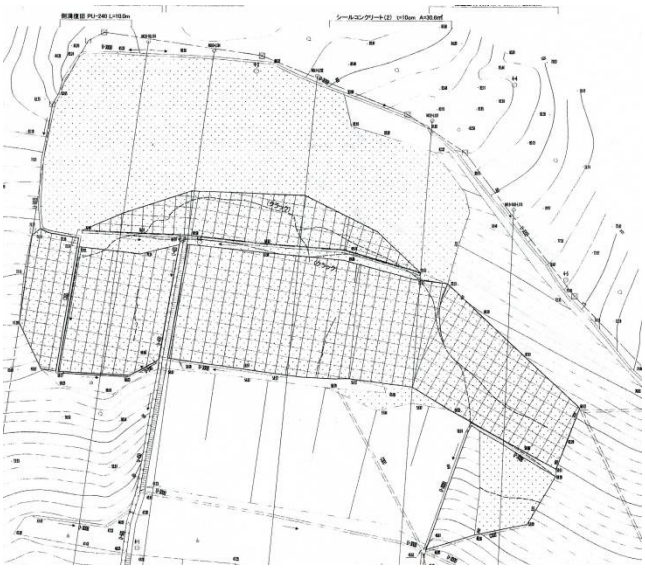


図-13　対策工平面図

【事例 1-6③】 2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨

1 月 20 日 24:00 頃、モルタル吹付け法面で高さ約 5m・幅約 8m の崩落（写真-1）、21 日 8:30 頃、法面中央付近・標高 25～40m で幅 10～15m・崩壊土砂量約 300m^3 の崩落が生じた（写真-2）。法面土砂除去作業中の 25 日 16:38 頃、幅約 10m・長さ約 40m・高さ約 10m・崩壊土砂量約 2000m^3 の土砂崩壊が発生して国道が閉塞した（写真-3）。重要路線のため早期復旧・交通開放が要請された。地質：風化土砂・流紋岩・凝灰角礫岩、平面図：図-1､2、断面図：図-10。**崩壊発生原因**：1）崩壊斜面背後で 305 号バイパス掘削工事を施工中であった。この掘削面の観察から、図-1､2 に示す破砕帯の存在など複雑な地質状況が推定された。2）弾性波探査（図-5～7）・ボーリング結果（図-2～4）から斜面上部が土砂であり、斜面内下部にも極端に土砂化した層の存在が把握された。地下水は認められなかった。3）モルタル吹付けは 40 年程度前に施工されており、風化の進行に伴う地盤とモルタルの劣化が崩落原因と推定した。**対策**：1）「福井県土木部：斜面防災マニュアル」による安定勾配で斜面を切土し直すことを基本とした（表-1、図-10）。2）上段土砂部の三軸圧縮試験（UU）は c=31.2kN/m^2・φ=7.91°で、表-1 の切土勾配で安全であることを確認した。3）道路土工指針に従って表-1 の法面保護工を基本とした（ラス網を法面全面に敷設し

たうえで、土砂層は植生基材吹付け、軟岩層は法枠と短繊維入り植生基材吹付け、法枠とモルタル吹付け)。4）複雑な地質状況であるため、検討会メンバーが掘削面を確認しながら表面処理工法を検討した（写真-4～9、図-11､12)。5）礫部の厚層基材吹付け部分には受圧板付き鉄筋挿入工を局部的に施工した（写真-8、上から 2 段目)。6）地元漁協の協力を得て沿岸部を一時的に埋め立てて仮設道路（1 車線）を造成し、国道にコンクリートブロックで防護柵を設置して交通開放した。上記の復旧工事完了後に仮設道路を撤去した（図-8､9)。**教訓**：1）高度経済成長時代に造成されたモルタル吹付け斜面の老朽化の時期となってきた。吹付けの背後の状況が分かりにくい問題がある（写真-10、図-13､14)。2）1 月 21 日の崩壊部分（モルタル背後）は受け盤の岩盤に見えた。このため、上部の土砂除去作業を行っていた 1 月 25 日、その部分の土砂が崩壊した。難しい課題であるが、斜面内部地層の慎重な把握・工事中の安全を確保できる調査・施工の手順に注意する必要がある。3）1 月 20 日、1 月 21 日の小規模崩落時に地元住民からの迅速な通報があり、丹南土木事務所が直ちに通行止めや監視などの対処を行ったことで、人的災害を防止できた。

写真-1　1 月 20 日の崩落

写真-2　1 月 21 日の崩落（上部）

写真-3　1 月 25 日に生じた崩落

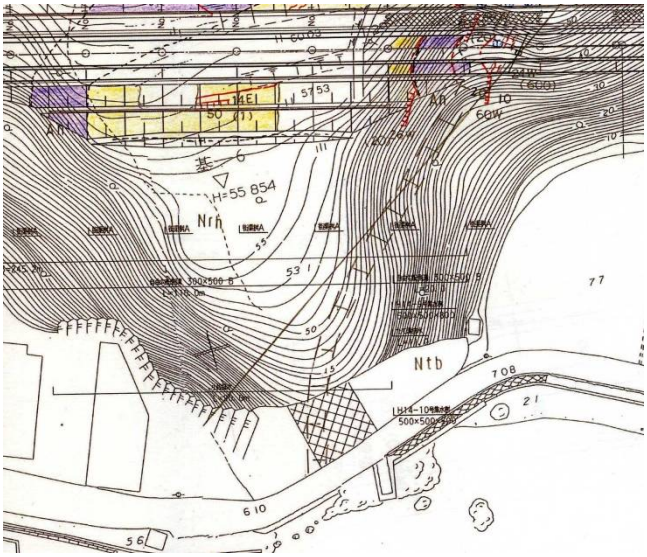


図-1　崩壊箇所（下部メッシュ）付近の全体的地形
崩壊箇所への断層破砕帯、上部は 305 号バイパス

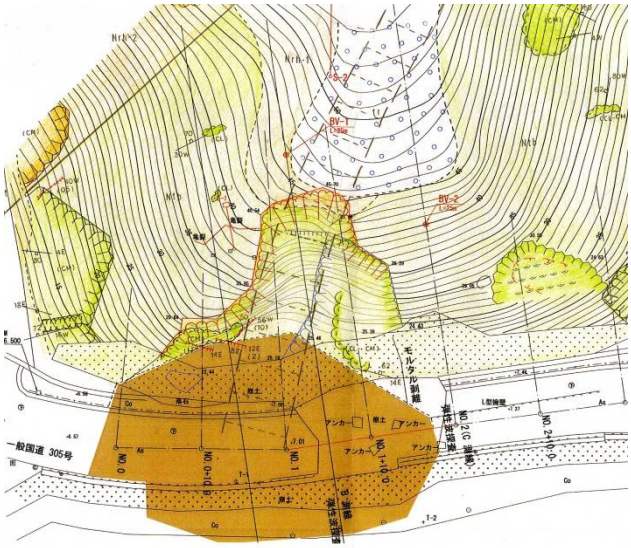


図-2　崩壊箇所の平面図、
ボーリング（BV-1、BV-2）、伸縮計の配置

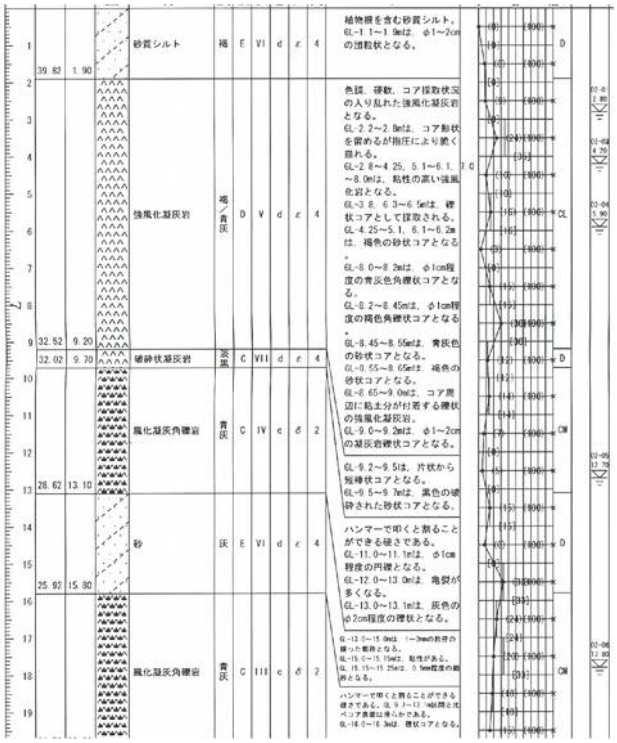


図-4　ボーリング BV-2、深さ 13～16m の砂層に注意

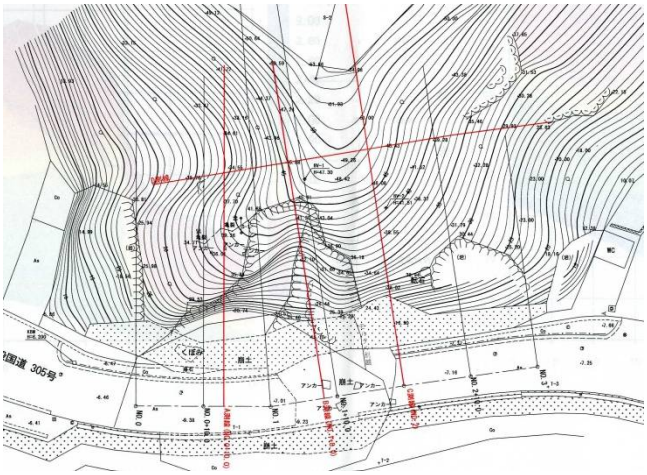


図-5　弾性波探査測線の配置

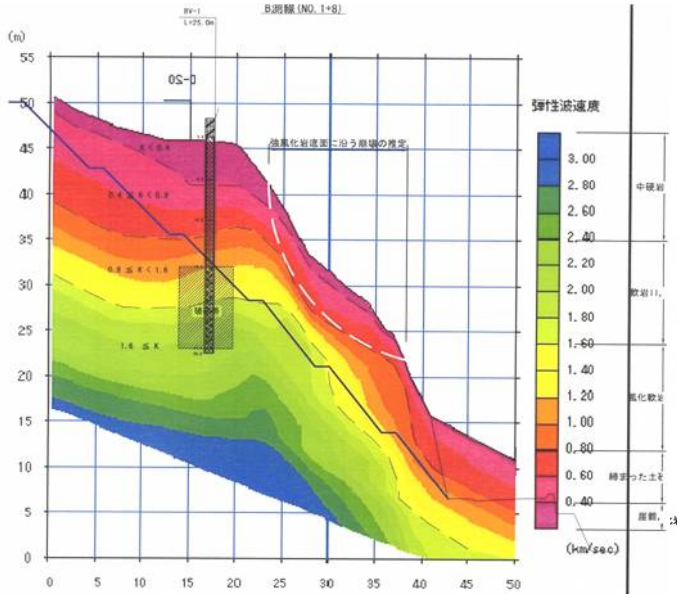


図-6　弾性波探査結果（B 測線）

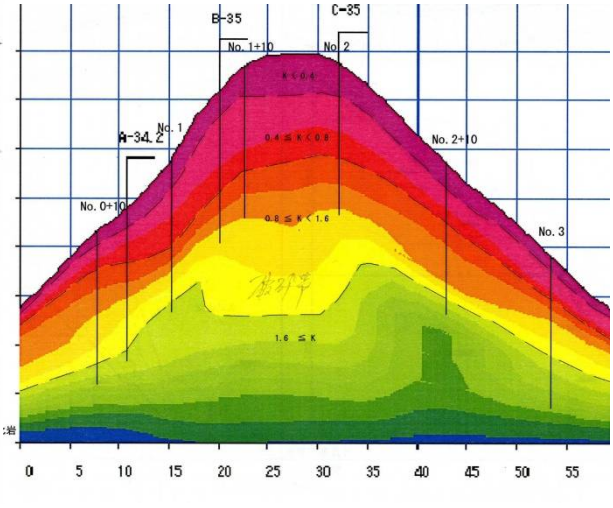


図-7　弾性波探査結果（平面）

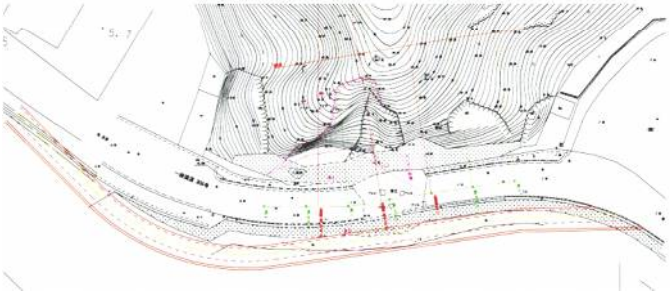


図-8　海中への迂回路

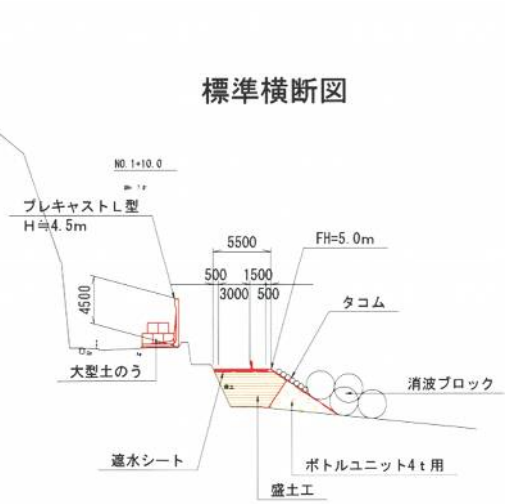


図-9　海中への迂回路（断面）

表-1　切土勾配と法面保護工の当初設計

7段目のり面	1:1.2 勾配，土壌硬度 24～26mm の礫質土状に風化した流紋岩質岩脈からなるのり面で，長大のり面で耐浸食性が求められ，厚 2cm の植生基材吹付工が選定される。 (厚 2～3cm)
4段目～6段目のり面	1:1.0 勾配，土壌硬度 25～32mm の礫状の風化した凝灰岩からなるのり面が大部分を占め，長大のり面で耐浸食性が求められ，厚 3cm の植生基材吹付工が選定される。 (厚 3～5cm)
4・5目のり面 (凝灰角礫岩)	1:1.0 勾配，土壌硬度 30mm 以上でカベ状の流紋岩を取り込み，厚 4cm の植生基材吹付工（枠内吹付工）が選定される。さらに，耐浸食性を改善するために基材に短繊維を混入する。 (厚 4～6cm)
1段目～3段目のり面	1:0.8 勾配，土壌硬度 30mm 以上で比較的新鮮な中硬岩や礫状の風化岩からなり，厚 4cm の植生基材吹付工（枠内吹付工）が選定される。さらに，耐浸食性を改善するために基材に短繊維を混入する。 (厚 4～6cm)

7段目のり面	平均 25.2mm（強風化凝灰岩，D級）
6段目のり面	平均 30.7mm（強風化凝灰岩，D級）
5段目のり面	平均 28.4mm（風化凝灰岩，CL級）
4段目のり面	平均 34.5mm（凝灰角礫岩，CL～CM級）
3段目のり面	平均 34.5mm（凝灰角礫岩，CL～CM級）
2段目のり面	平均　　mm（凝灰角礫岩，CL～CM級）

法面保護工決定のための土壌硬度指数

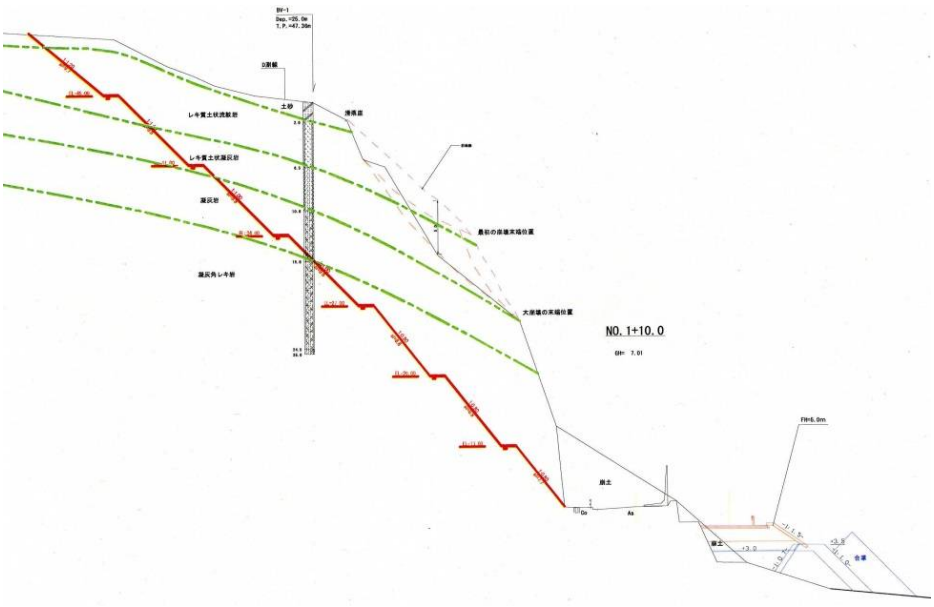


図-10　地質断面と切土勾配

写真-4　上部 6、7 段切土面の地質分布

写真-5　中段部の掘削状況

写真-6　掘削中の中段法面の状況（軟岩）

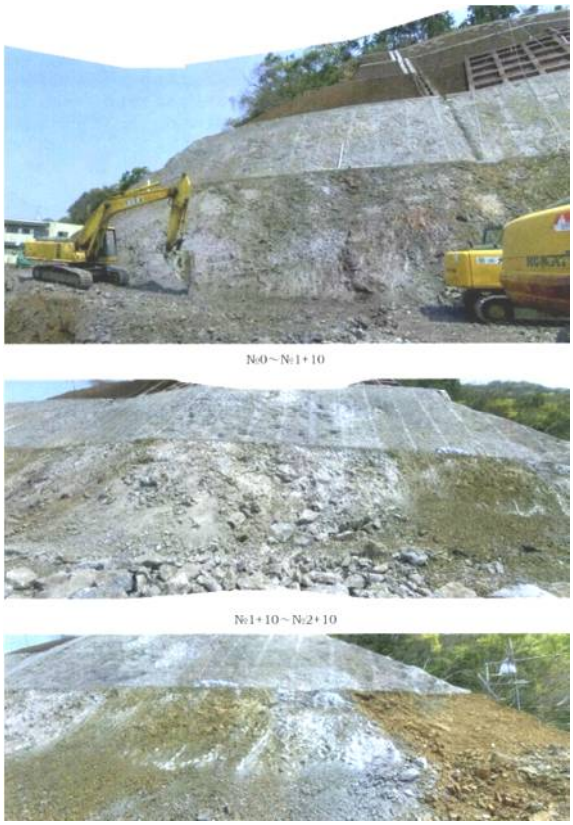


写真-7　下段部の掘削状況

写真-8　全体的な掘削状況

写真-9　完成した法面

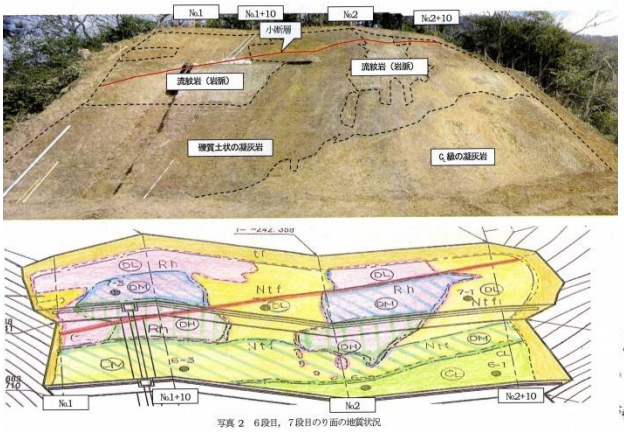


図-11　上部 6、7 段切土面の地質分布

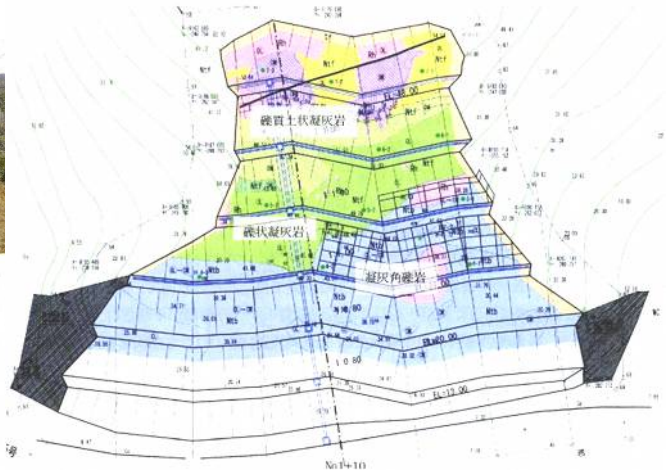


図-12　法面全体の地質分布

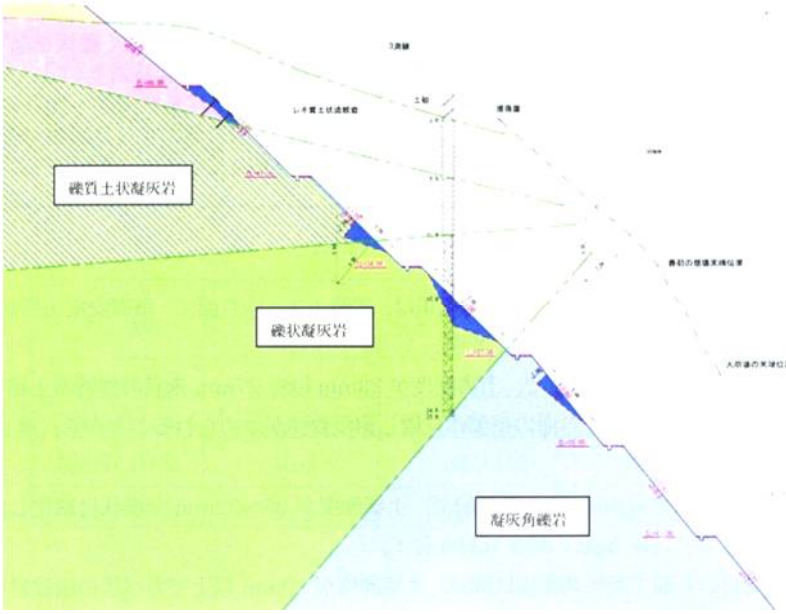


図-13　法面全体の地質分布

写真-10　崩落前の状況

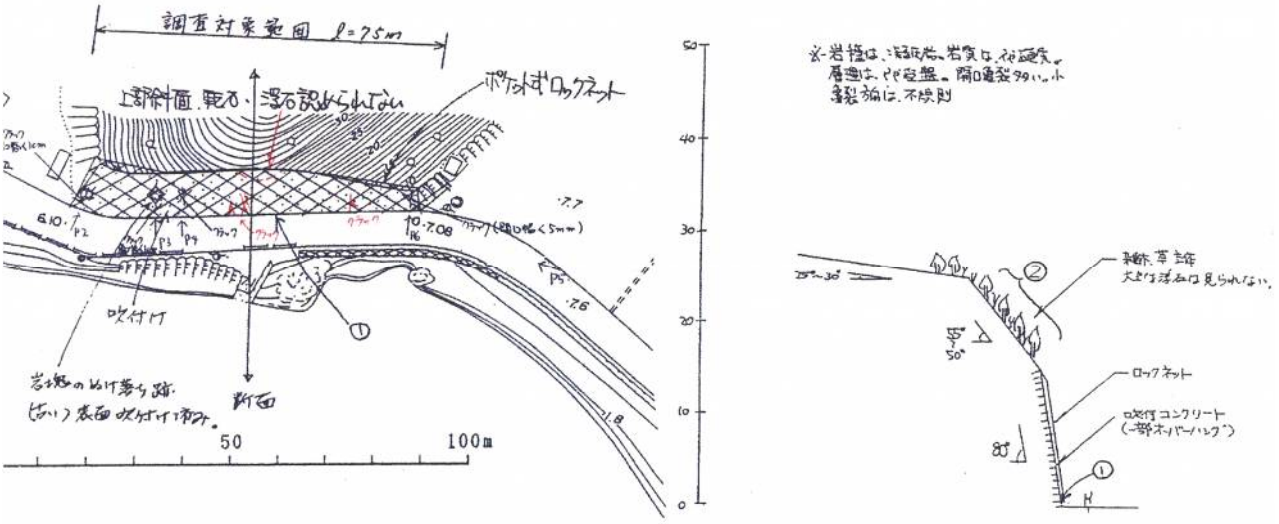


図-14　崩落前の道路斜面点検

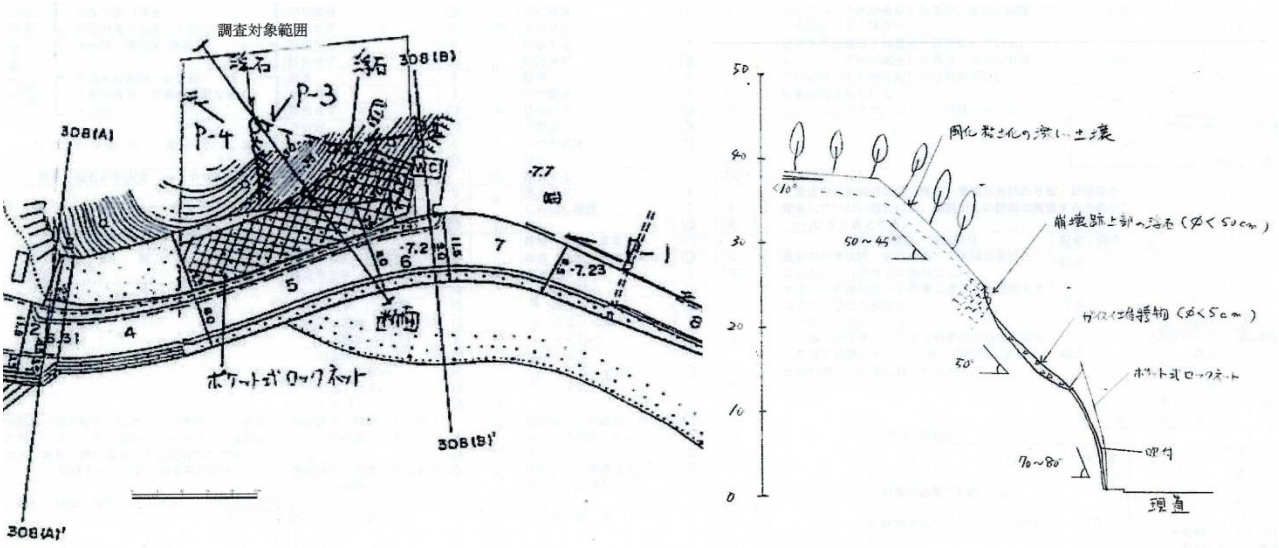


図-15　崩落前の道路斜面点検

【事例 1-6④】 2012 年 2 月、国道 8 号 南越前町大良地先

吹付けモルタルと背面土砂がやや大規模に崩落した（幅 30m・高さ 10m 程度、図-1、写真-2､3）。交通開放の可否と応急対策、恒久対策が課題となった。地質：ヒン岩（図-2）、断面図：図-4、模式図：図-5。崩落前の状況（写真-1、図-3）。**変状発生原因**（写真-5）：1）崩落部上部の土砂・軟岩層やモルタル亀裂からの降雨水流入による風化の進行、樹木の根の侵入による風化の促進。2）モルタル背面が法面にほぼ平行な流れ盤であり、風化の進行により節理面の強度が低下した（図-5）。3）崩落部下部にある変質帯により、上部からの降雨浸透水が滞留して風化を促進させた可能性、変質帯の強度低下により上部を支えられなくなった可能性も考えられる。**応急対策**：1）既設の落石防護柵は、今回の崩落によりほとんど損傷していない（既設防護柵の内側に残っていた旧い防護柵も役に立った）。今後直ちに大規模な崩落の可能性が低いことと、既設防護柵の効果から、崩落モルタルや土砂を撤去して交通開放した。道路幅にも余裕があった。24 時間で見張り員が常駐した（写真-9）。2）崩落部周辺モルタルの不安定ブロックを把握し、崩壊の可能性が高いモルタルをハツリ撤去し、応急のモルタル吹付けを行った（写真-9～11）。**恒久対策**（図-6）：風化抑制のための遮水が課題。1）今回の崩落面は堅固な岩盤であるため、コンクリート吹付け。崩壊部分上部の軟岩層は法枠＋鉄筋挿入工。最上部の土砂層は表面を改質土で覆うとともに排水管を設置する。2）1）の案は、土砂層からの降雨浸透水を十分に排除できない恐れがあった。実際には用地を買収できたので土砂・軟岩層を排土した（上部排土工の平面図：図-7、断面図：図-8）。**教訓**：モルタル吹付け部上部からの降雨浸透水によるモルタル背面表層部の劣化に注意する。部分的な吹付けモルタル崩落に対する応急対策の手順。

図-1　位置

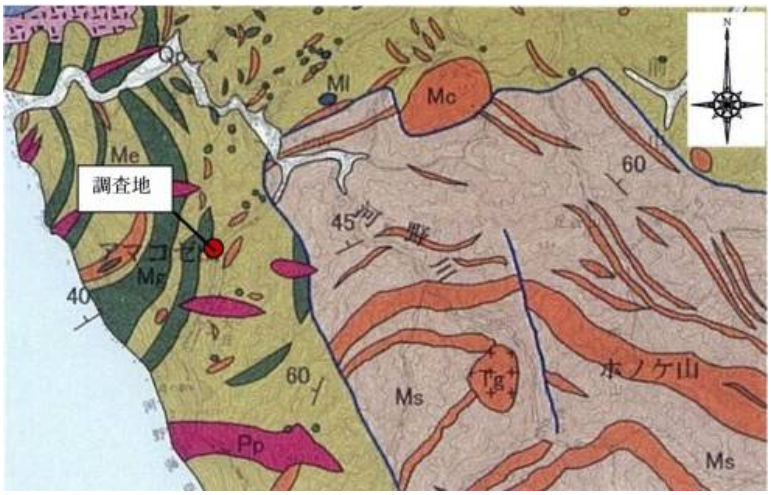
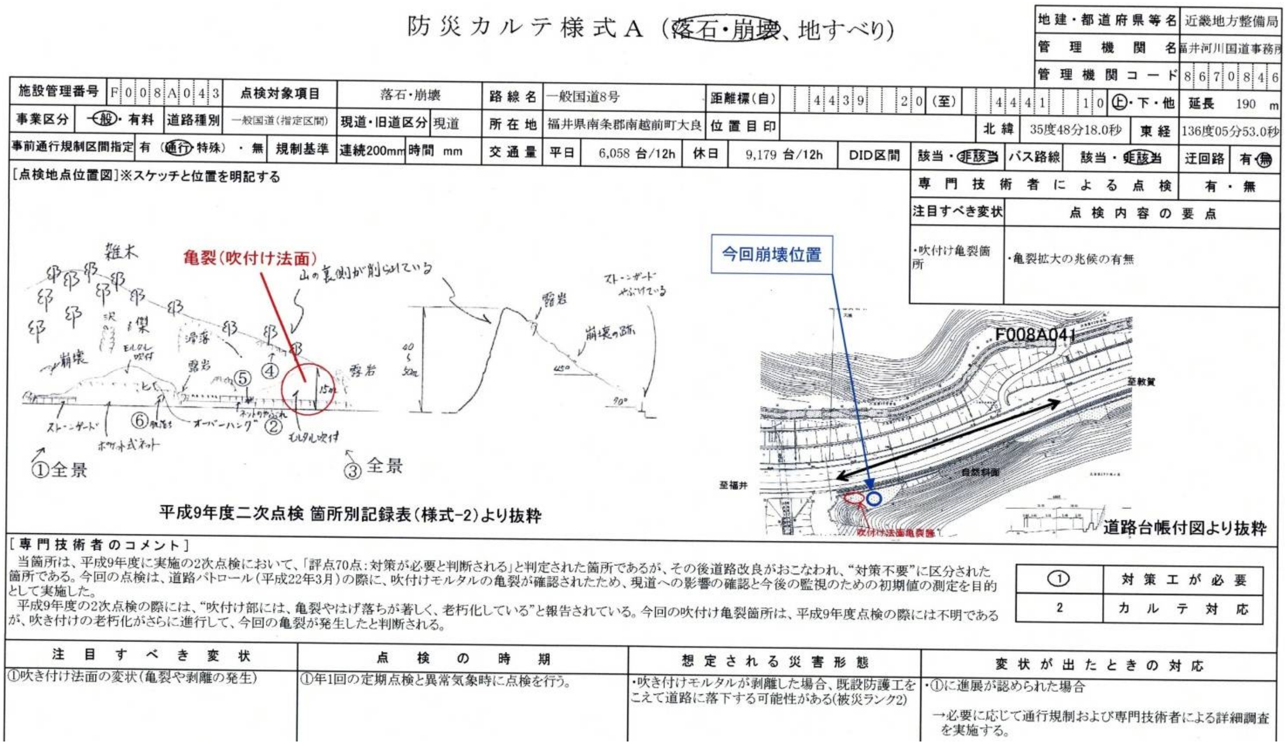


図-2　地質

写真-1　崩落前の状況



防災カルテ様式A（落石・崩壊、地すべり）

地建・都道府県等名	近畿地方整備局
管理機関名	福井河川国道事務所
管理機関コード	8670846

施設管理番号	F008A043	点検対象項目	落石・崩壊	路線名	一般国道8号	距離標（自）	4439　20（至）4441　10 上・下・他
延長	190 m	事業区分	一般・有料	道路種別	一般国道（指定区間）	現道・旧道区分	現道
所在地	福井県南条郡南越前町大良	位置目印		北緯	35度48分18.0秒	東経	136度05分53.0秒
事前通行規制区間指定	有（通行・特殊）・無	規制基準	連続200mm　時間　mm	交通量	平日 6,058 台/12h　休日 9,179 台/12h	DID区間	該当・非該当
バス路線	該当・非該当	迂回路	有・無	専門技術者による点検	有・無		

[点検地点位置図]※スケッチと位置を明記する

注目すべき変状	点検内容の要点
・吹付け亀裂箇所	・亀裂拡大の兆候の有無

平成9年度二次点検 箇所別記録表（様式-2）より抜粋

道路台帳付図より抜粋

[専門技術者のコメント]
当箇所は、平成9年度に実施の2次点検において、「評点70点：対策が必要と判断される」と判定された箇所であるが、その後道路改良がおこなわれ、"対策不要"に区分された箇所である。今回の点検は、道路パトロール（平成22年3月）の際に、吹付けモルタルの亀裂が確認されたため、現道への影響の確認と今後の監視のための初期値の測定を目的として実施した。
平成9年度の2次点検の際には、"吹付け部には、亀裂やはげ落ちが著しく、老朽化している"と報告されている。今回の吹付け亀裂箇所は、平成9年度点検の際には不明であるが、吹き付けの老朽化がさらに進行して、今回の亀裂が発生したと判断される。

①	対策工が必要
2	カルテ対応

注目すべき変状	点検の時期	想定される災害形態	変状が出たときの対応
①吹き付け法面の変状（亀裂や剥離の発生）	①年1回の定期点検と異常気象時に点検を行う。	・吹き付けモルタルが剥離した場合、既設防護工をこえて道路に落下する可能性がある(被災ランク2)	・①に進展が認められた場合 →必要に応じて通行規制および専門技術者による詳細調査を実施する。

図-3　崩落前の防災カルテ

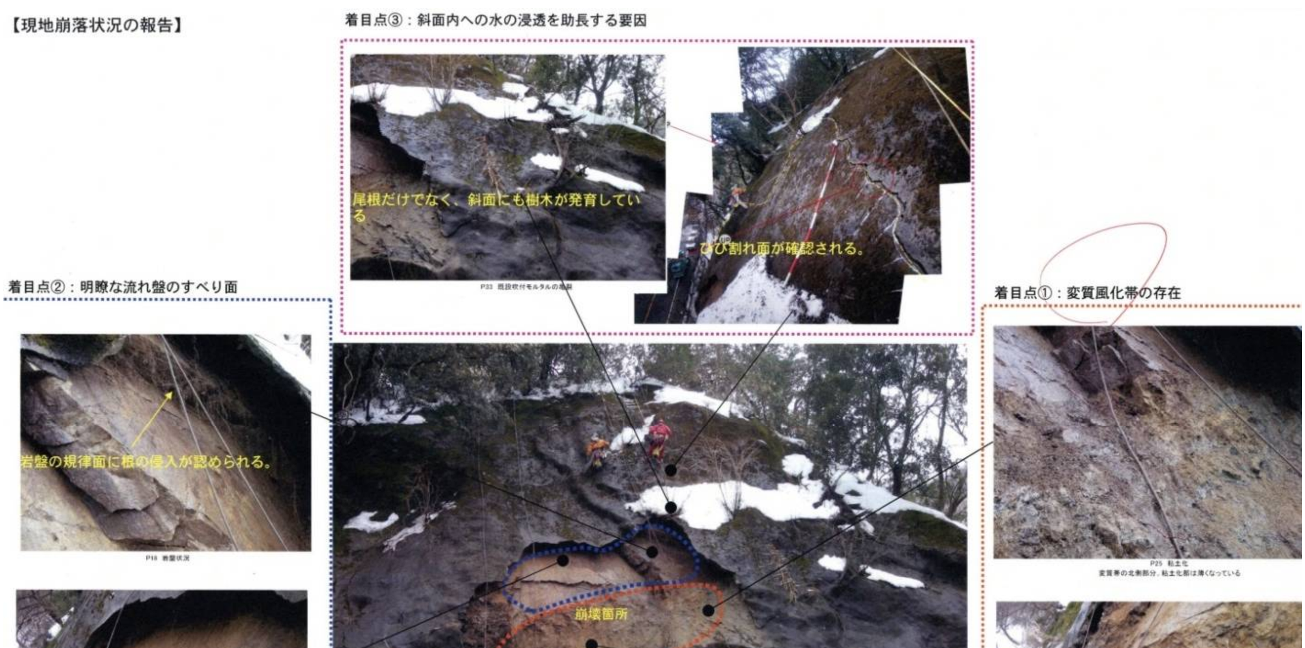
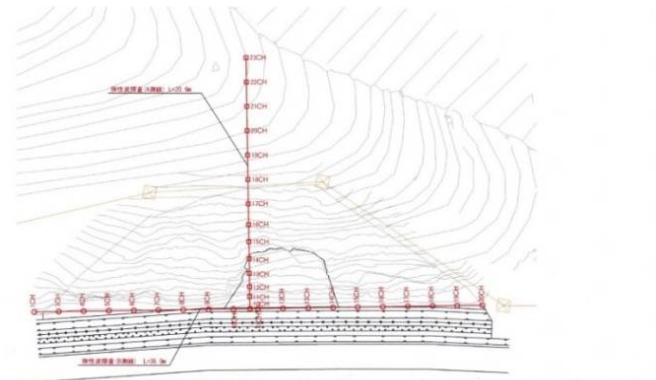


写真-2　崩落の状況

写真-3　崩落の状況



■弾性波探査の概要

1）弾性波探査（2測線）

①A測線：L=20.6m
既設モルタル吹付範囲の中心にて鉛直方向に弾性波探査を行った。測線延長としては、尾根部までとし、L=20.6m実施。

②B測線：L=36.0m
崩壊斜面の下方部に風化帯が見受けられたため、斜面下方部にて水平方向に弾性波探査を行った。測線延長としては、既設モルタル吹付範囲とし、L=36.0m実施。

弾性波探査作業風景

写真-4　弾性波探査位置

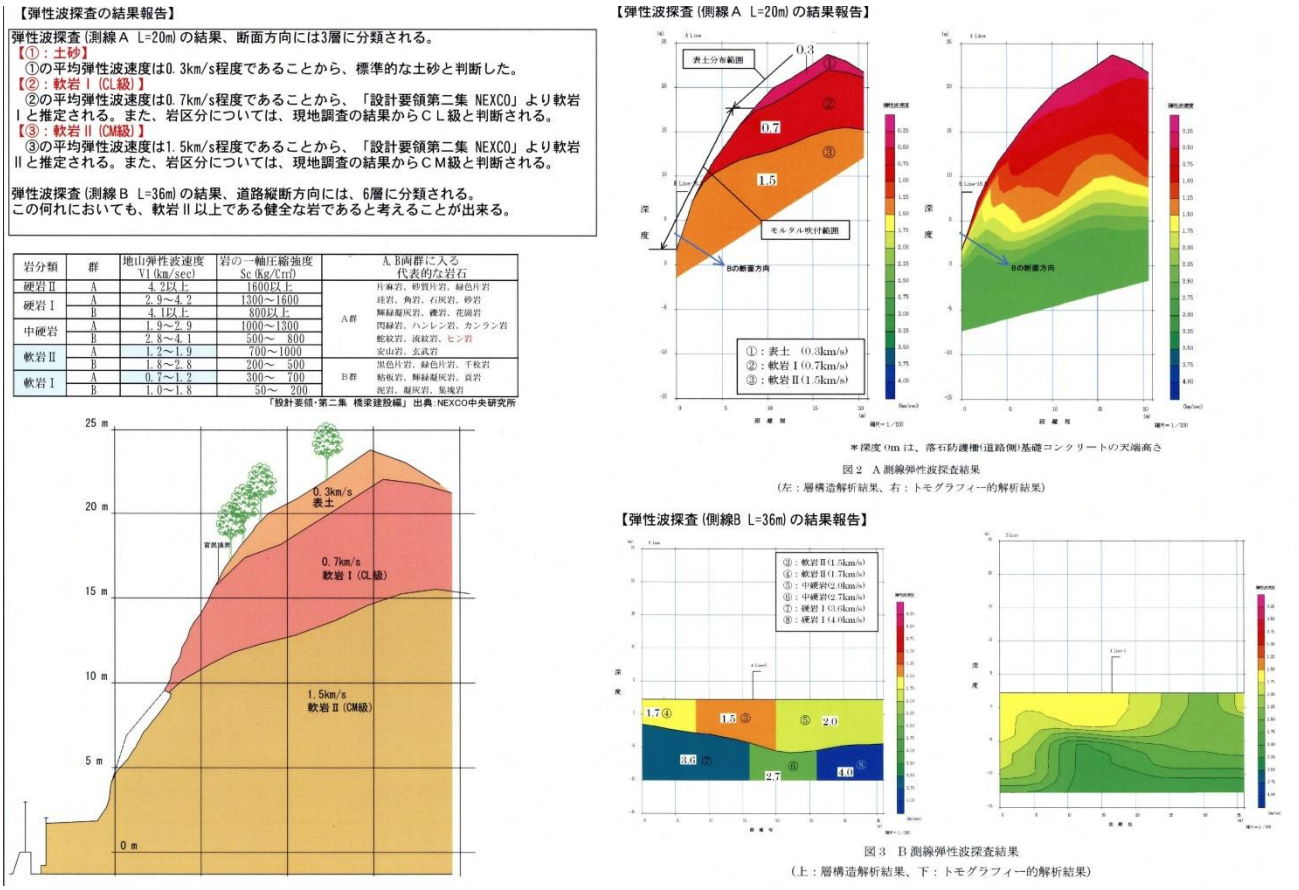


図-4　弾性波探査の結果

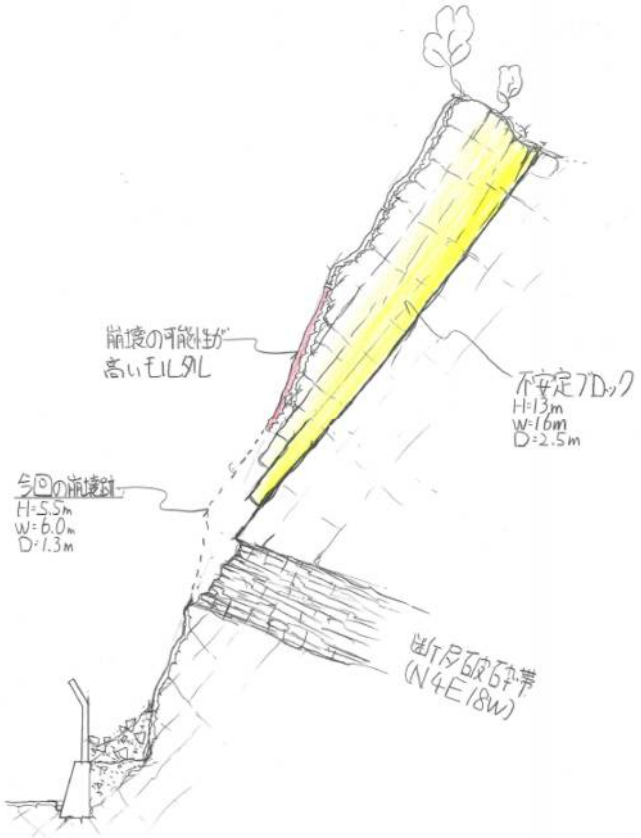
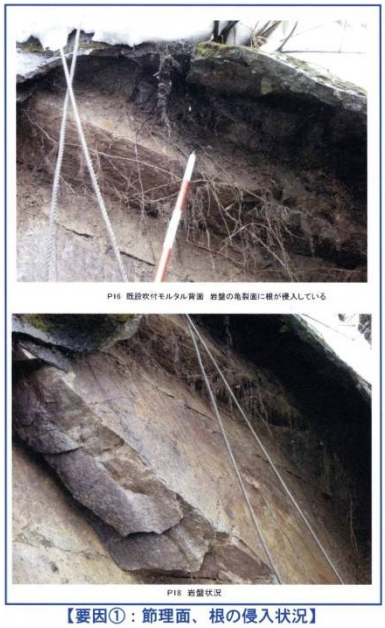


図-5　崩落の模式図

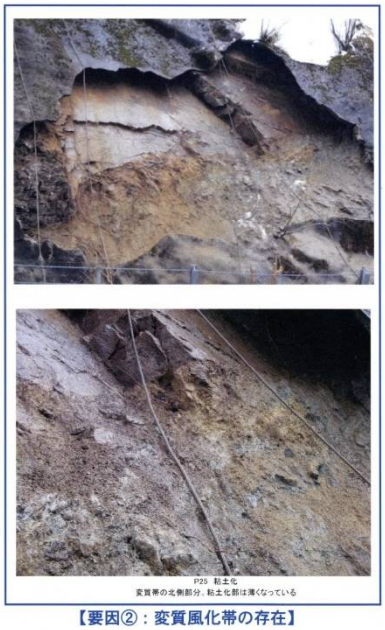
【崩壊要因①】
今回の崩壊は、比較的均質な岩脈中に形成されたシーティング節理に沿って、変質風化帯より上部の、表層1m程度の岩盤が亀裂面に沿った水の浸透と植物根の混入等により風化、開口することによって節理面のせん断強度を低下させたことが大きな要因である。

【崩壊要因②】
落下岩盤の下位には、粘土化部を挟む変質風化帯が分布していることから、このゾーンが遮水帯として表流水の水位を上げたことや、変質風化帯が存在することによって、変質風化帯の上位の表層部岩盤の支持力が不足していたことも素因の1つとして考えられる。

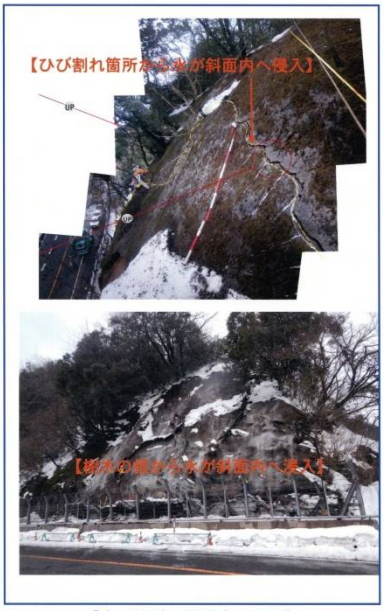
【崩壊要因を助長する原因】
現地調査の結果、崩壊斜面の至る所でひび割れ(10mm～20mm程度)が多く、斜面上方には樹木が生育していることが確認された。それらは、斜面内への水の浸透を助長する事となり、斜面不安定化(風化)の原因となる。



【要因①：節理面、根の侵入状況】



【要因②：変質風化帯の存在】



【水の浸透を助長する要因】

写真-5　崩落の原因

【現状の課題：今回の崩壊に伴う2次的被害の想定】
・現地調査の結果より、崩壊した箇所より上方部の斜面については、崩壊した勾配と同様の流れ盤を形成していることが考えられる。そのため、崩壊によって、下方部での支持が確保できていない現状においては、流れ盤(厚さ1.0m程度)をすべり面とする岩盤すべりタイプの崩壊が考えられる。

【写真①】

【写真②】

【写真③】

【写真④】

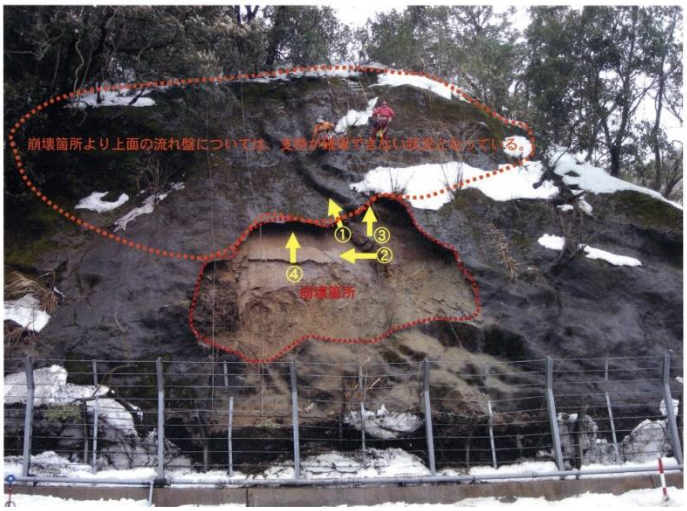


写真-6　現状の把握

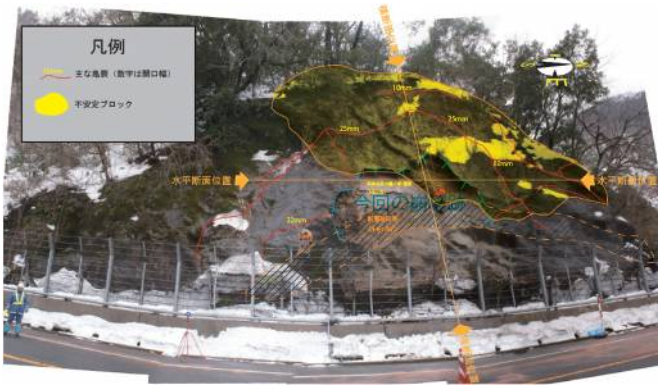


写真-7　不安定ブロック

写真-8　崩壊の可能性が高いモルタル

写真-9　崩落モルタル撤去と交通開放管理

写真-10　応急のモルタル吹付け

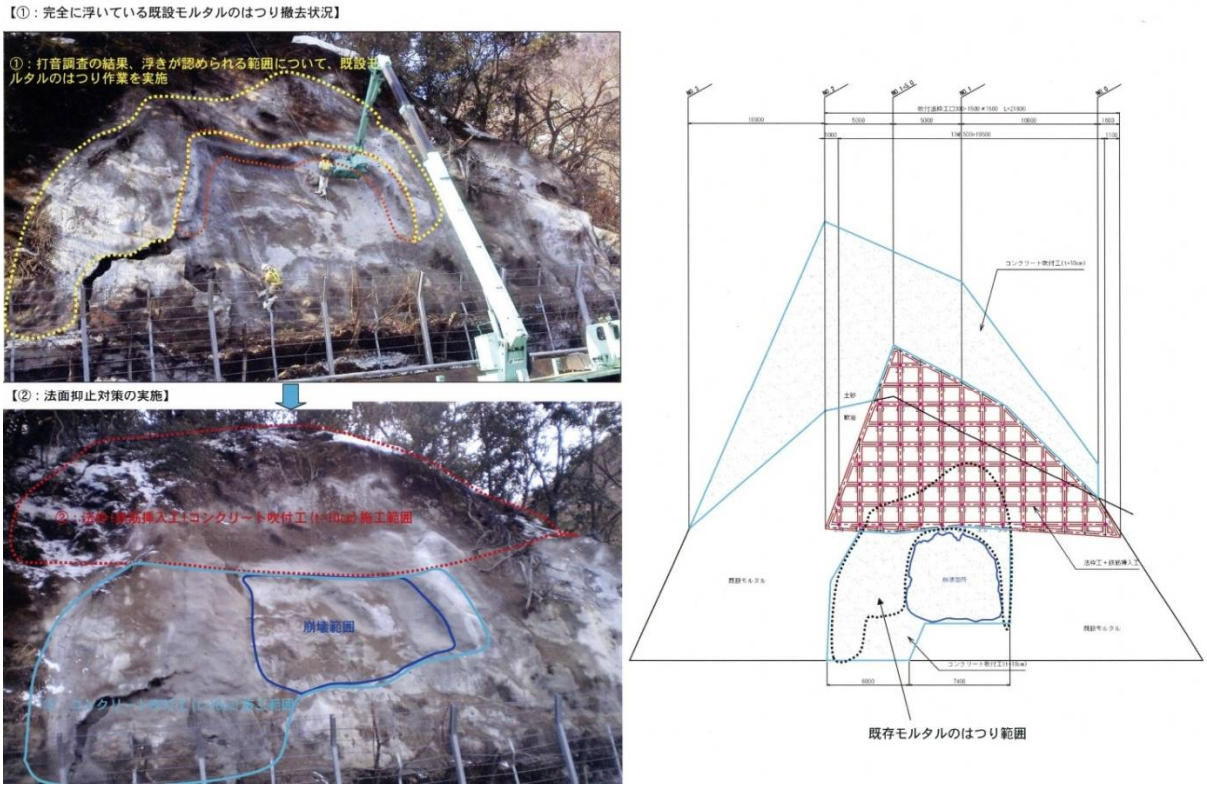


写真-11　応急のモルタル吹付けと既設吹付けモルタルのハツリ撤去

【対策工法の提案①】
・現地踏査及び弾性波探査の結果から、崩壊土砂より上方については、流れ盤による節理が発達していると想定されることから、今後の2次的崩壊を抑止する対策として、法枠（フリーフレーム工法）+鉄筋挿入工を採用したい。また、法枠内については、斜面内への水の浸透を抑制するため、コンクリート吹付け（t=10cm）を採用したい。
【対策工法の提案②】
・崩壊土砂より下の崩壊部（仮モルタル吹付部）については、風化を進行させる要因となる斜面内への水の浸透を抑制するため、コンクリート吹付工（t=10cm）を採用したい。
【対策工法の提案③】
・モルタル吹付を行っていない頂上付近の自然斜面については、今後雨水や融雪による斜面内への水の浸透を抑制するため、コンクリート吹付工（t=10cm）を採用したい。
【対策工法の提案④】
・当該斜面の周辺にある樹木については、斜面内への水の浸透を助長する可能性があるため、伐採撤去を行いたい。

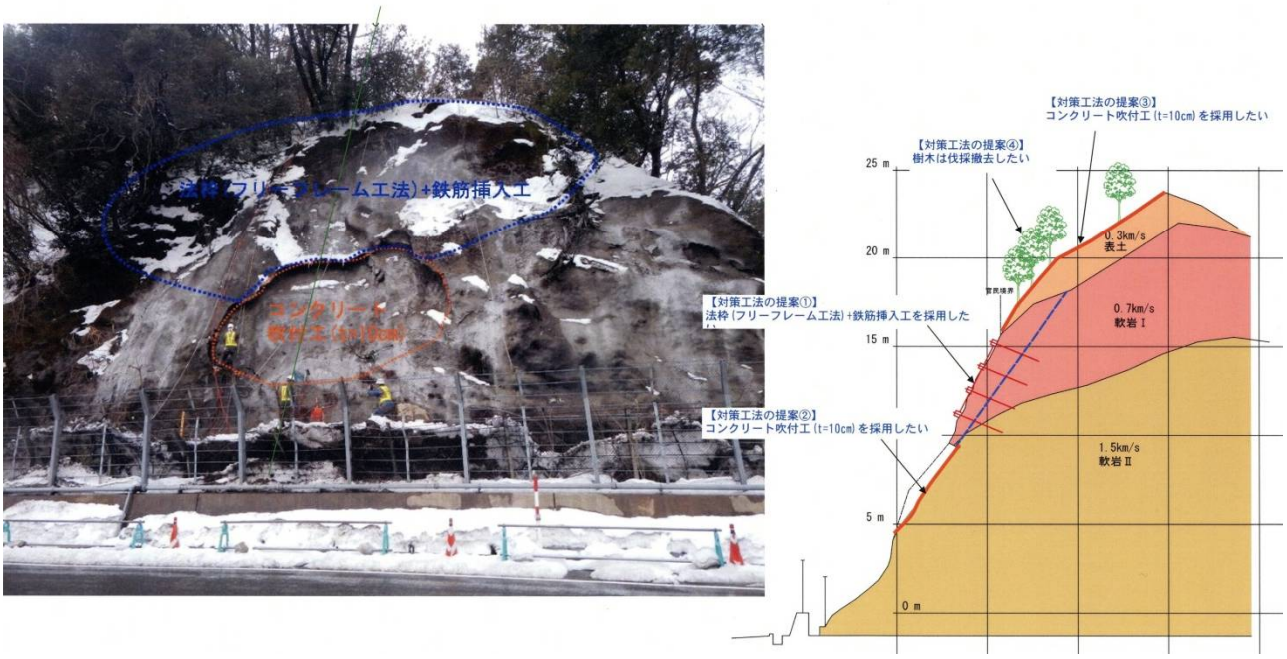


図-6　対策工（案）

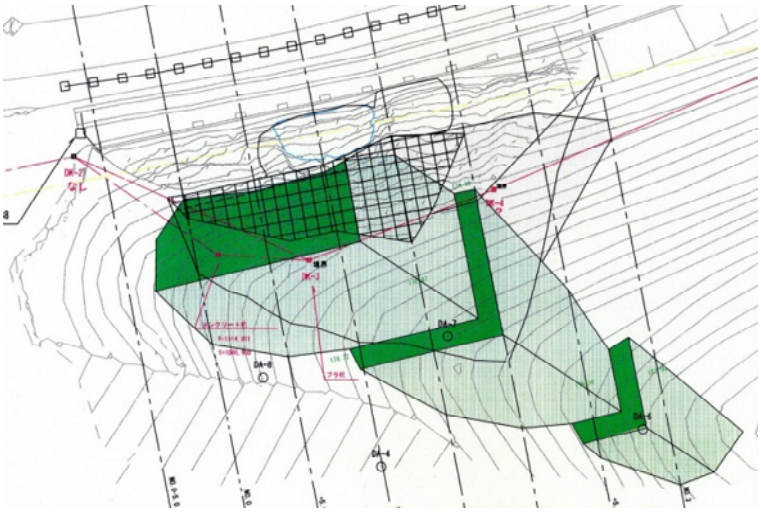


図-7　上部排土工の平面図

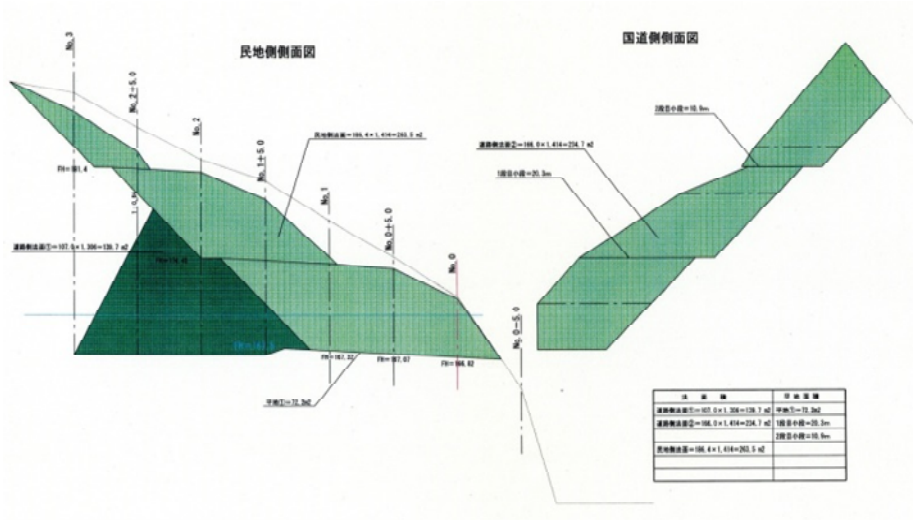


図-8　上部排土工の断面図

1-7 劣化と維持管理

1）斜面対策を行う箇所の優先順序付けと調査が必要

【事例 1-7①】 1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先

最大高さ 25m・最大幅 30m、崩落地山土量 1,100m^3 の岩盤崩落により落石覆工（ロックシェッド）15m 区間とポケット型落石覆工 15m 区間が破壊し、マイクロバスの乗客全員 15 名が死亡した（写真-1～3）。地質：下位より流紋岩質凝灰岩、凝灰角礫岩、凝灰質礫岩、凝灰質砂岩、凝灰角礫岩、凝灰質頁岩（図-6）。別件調査による甲楽城断層（活断層 B 級）の調査結果：平面図（図-1）、断面図（図-2）、縦ずれ長さ約 200m（図-2）は海岸段丘の高さ約 200m とほぼ一致する（図-3）。崩落前の状況（写真-4）。崩落個所の状況：平面図（図-4）、断面図（図-5）、地層断面図（図-6）。崩落崖面の状況：写真-5、図-7､8、亀裂の傾向（シュミットネット図、図-10）。**崩落発生原因**：1）水平・斜めボーリングから崩落部分下部は空洞に崖錘堆積物がある状況（図-5）。斜面内部奥行き方向約 5m 間隔で、ほぼ鉛直方向の連続した亀裂の存在も確認した。2）崩落岩塊背後の亀裂の存在と、亀裂内の地下水位上昇による水圧、湿潤の繰り返しによる亀裂部分の拡大と岩石強度の低下（図-7､8）が生じたと推定された。金属工学専門家による岩石疲労破壊の指摘があった（図-9）。3）目撃者証言はトップリング（転倒破壊）。4）数値解析とモデル実験から、支

持岩盤が強固な場合は転倒破壊、軟弱な場合はすべり破壊が生じると推定された（図-12､13)。5）トップリングを表した 3 次元画像解析（図-14）と目撃者証言が一致する結果を得た。6）降雨（図-15）を契機とした亀裂の完全な破断と初期すべりが生じ、それに引き続く転倒破壊が生じたと推定。**対策**：1）恒久対策としてバイパストンネル新設（図-16)。2）トンネル完成まで現道を供用する必要があり、特に不安定な斜面 23 箇所を選び、ワイヤーロープ掛け工の鉄筋計、伸縮計、目視、写真撮影による監視。吹付けコンクリートの再施工。**教訓**：1）斜面対策実施箇所の優先順序付けと、このための調査が重要である。2）岩盤崩落の前兆把握・予測が困難なので計測管理による予測を検討する。3）調査・設計における道路安全性の客観的基準が確立されていない。4）観光からみた景観保全と道路通行の安全性を両立させる必要がある。5）既往の災害記録のデータベースを作成する必要がある（約 30 年前に近接斜面で類似の岩盤崩落の新聞記事があった)。

図-1　甲楽城断層の平面図

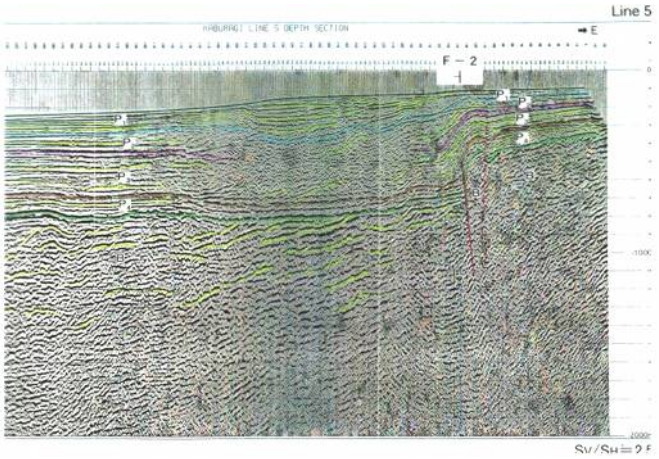


図-2　甲楽城断層の断面図

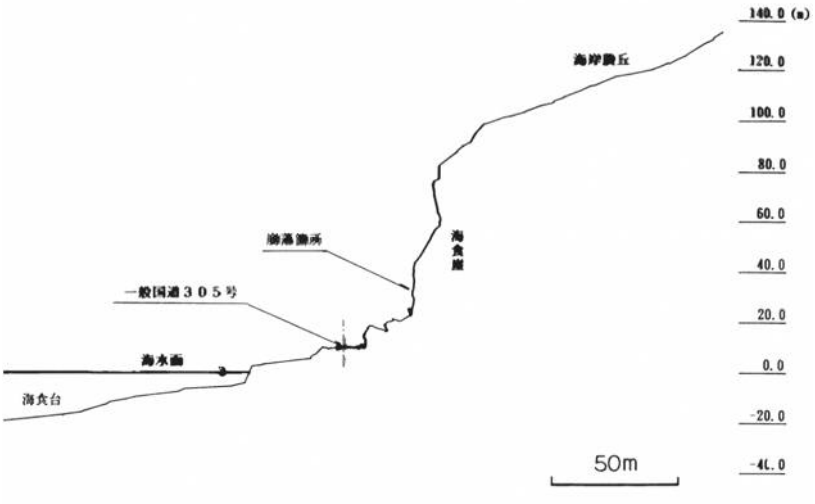


図-3　崩落箇所の地形断面図

写真-1　崩落直後の状況

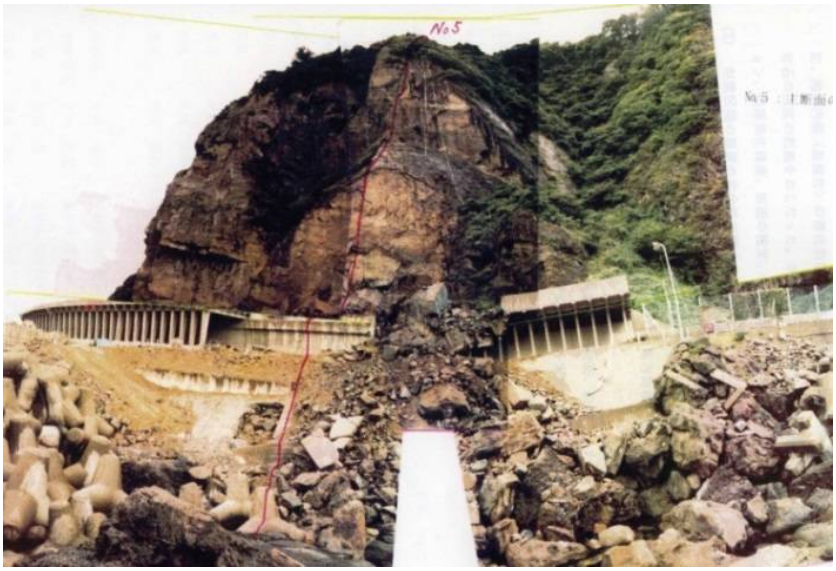


写真-2　崩落直後の状況

写真-3　崩落箇所の状況

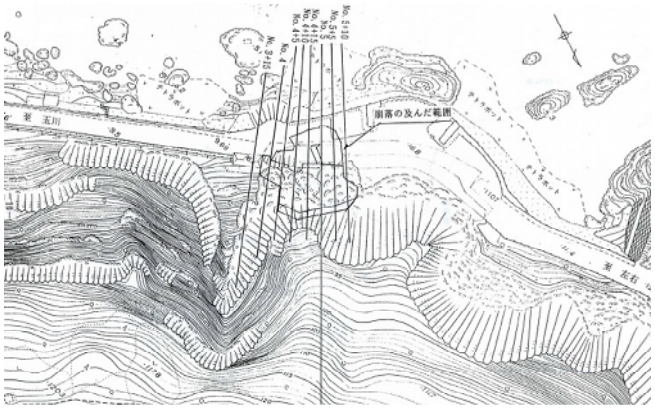


図-4　崩落個所の平面図

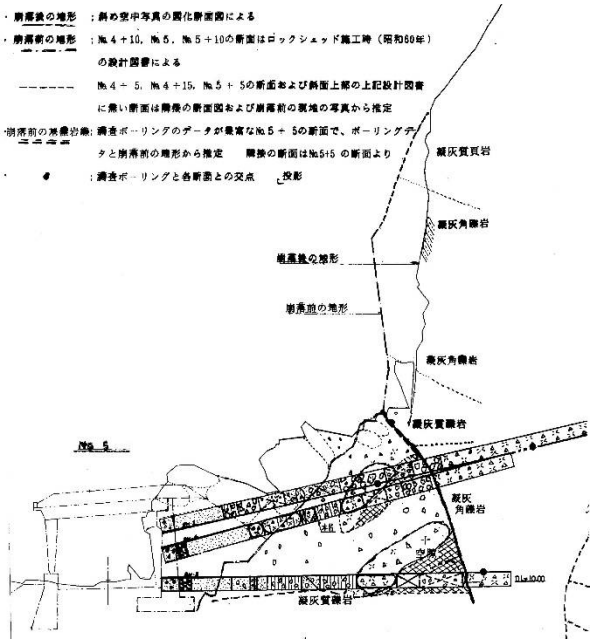


図-5　崩落箇所の断面図
（横ボーリングによるオーバーハングと崖推の把握）

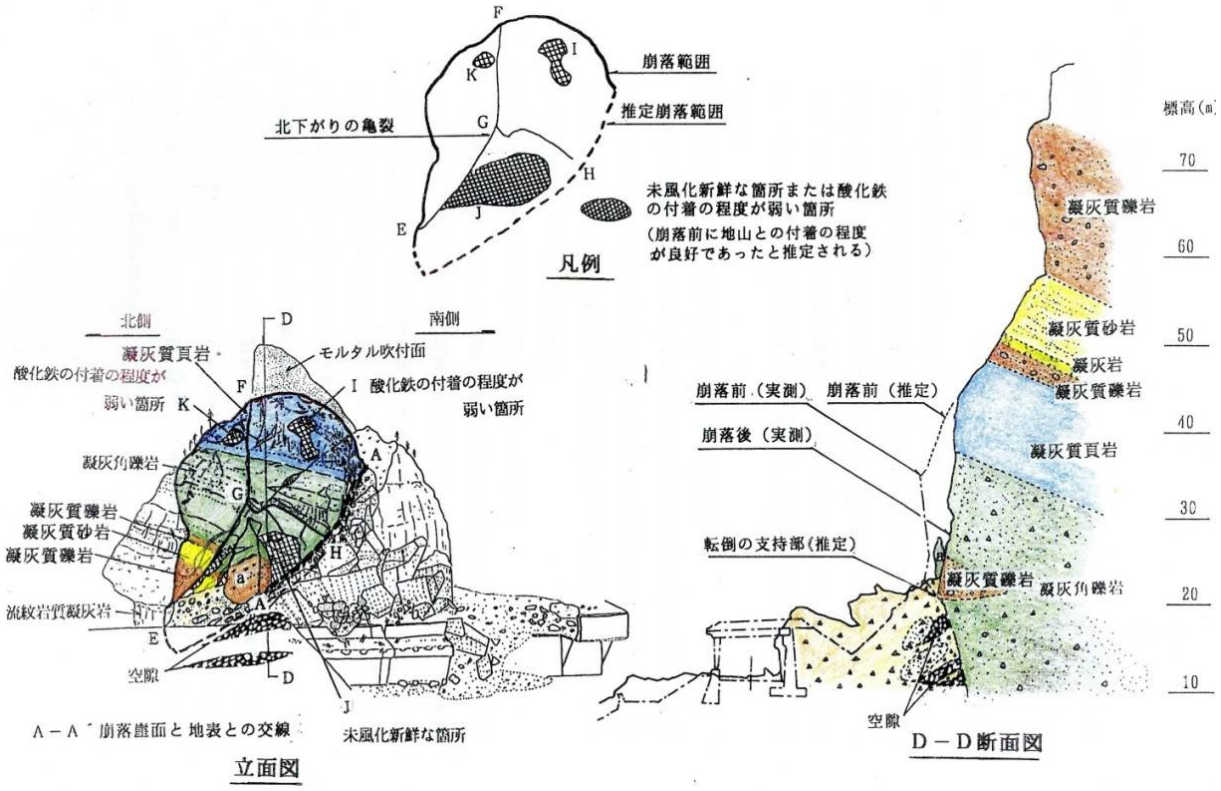


図-6　崩落箇所の地層断面図

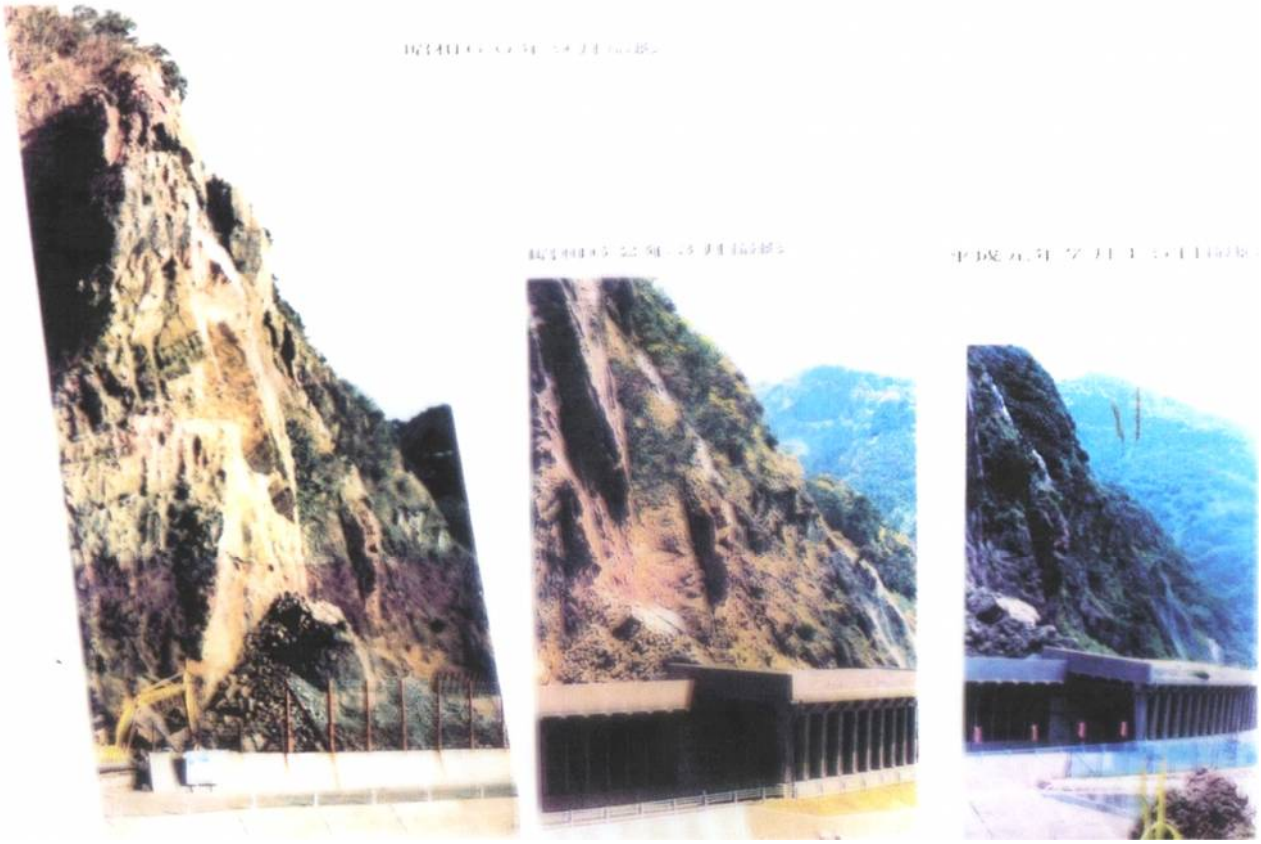


写真-4　崩落前の状況

写真-5　崩落面の状況

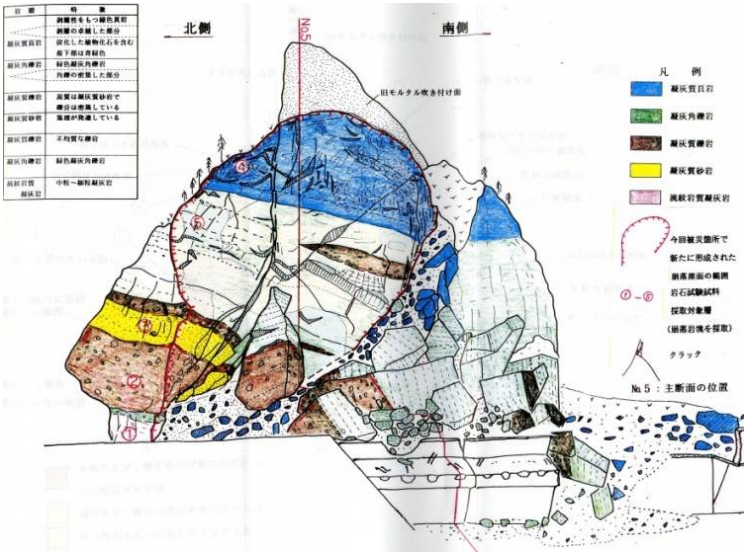


図-7　崩落面の地層

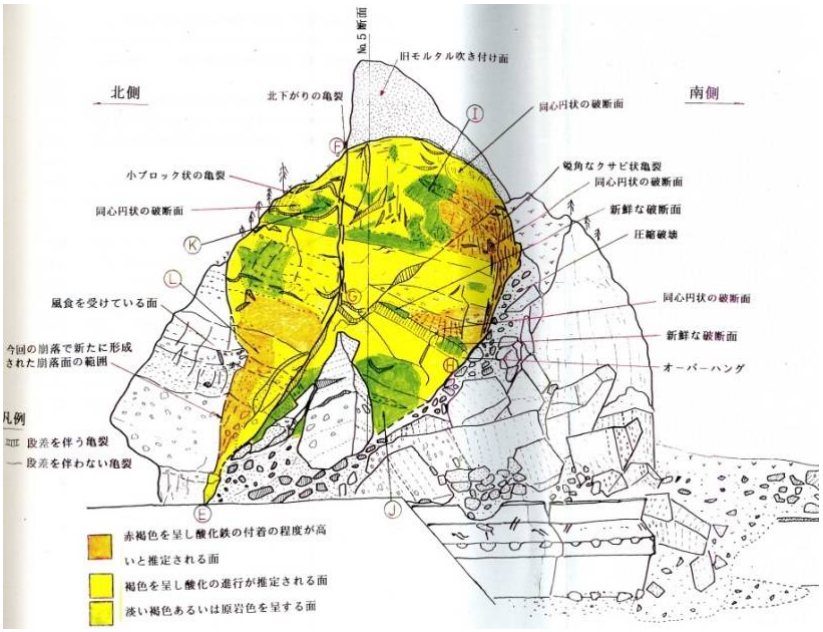


図-8　崩落面の状況

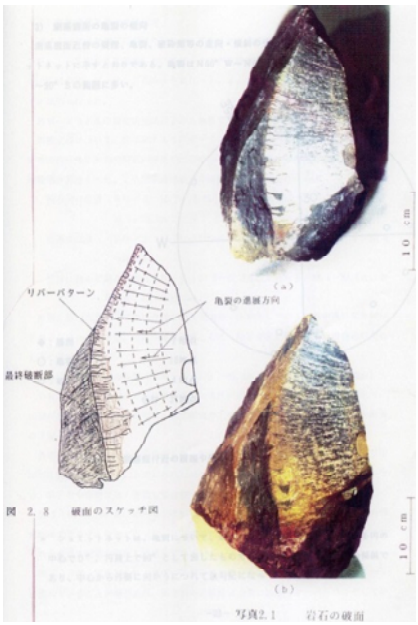


図-9　岩石の疲労破壊の状況

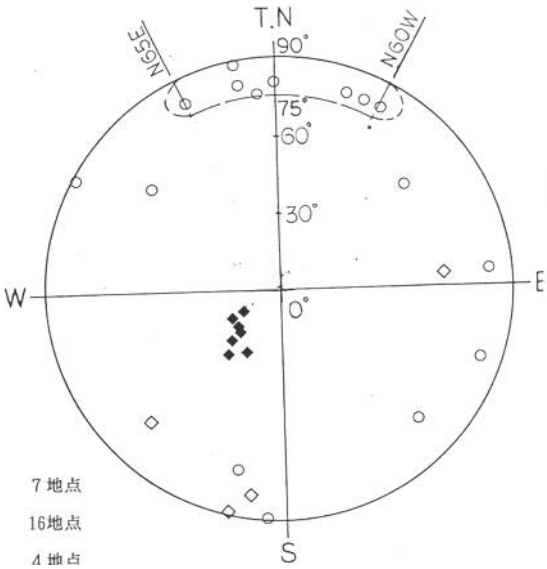


図-10　シュミットネット図

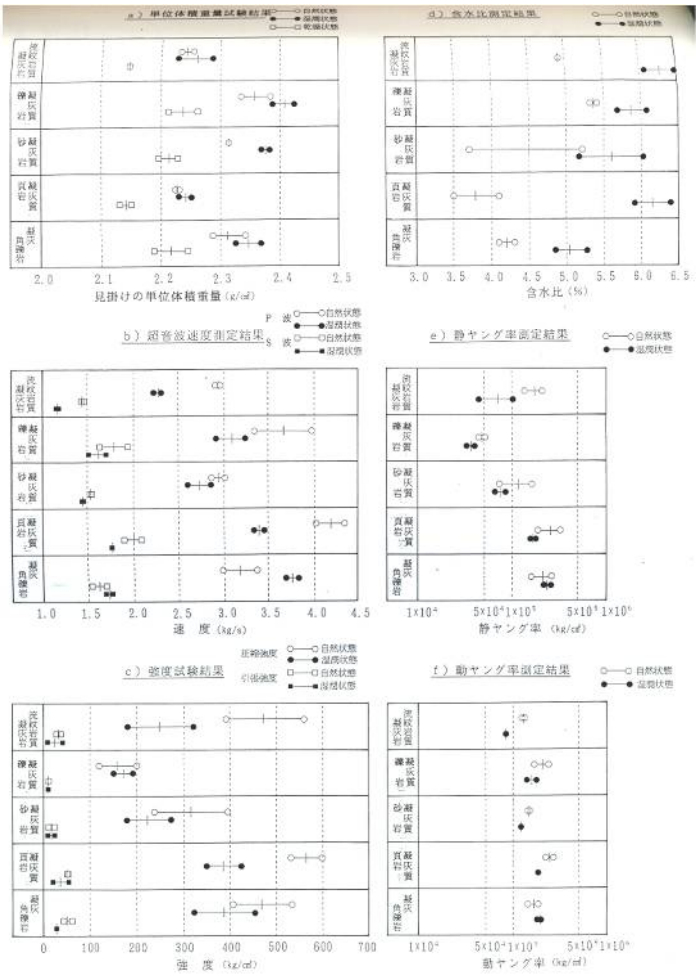


図-11　岩石試験の結果

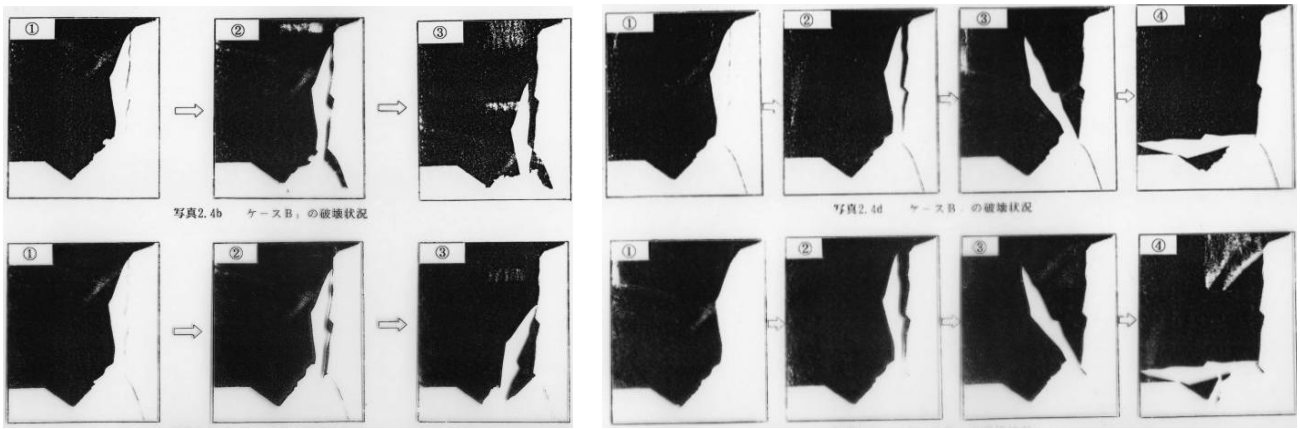


写真2.4b　ケースB₁の破壊状況

写真2.4d　ケースB₂の破壊状況

図-12　ベースフリクションモデルによるトップリングの再現

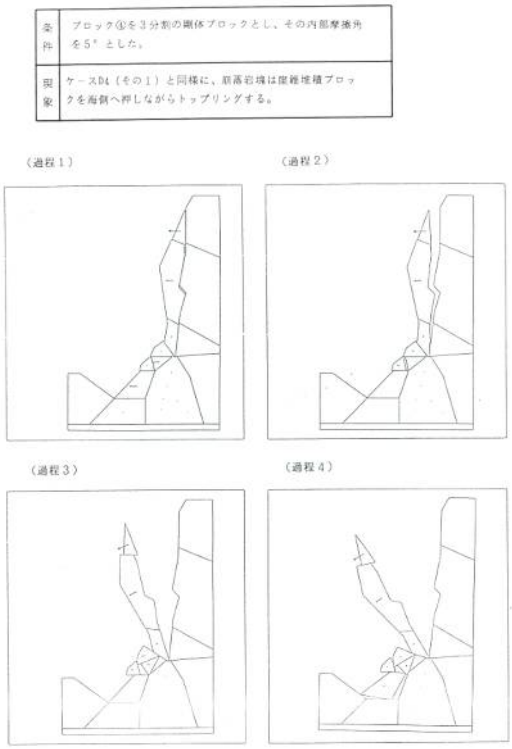


図-13　個別要素法によるトップリングの再現

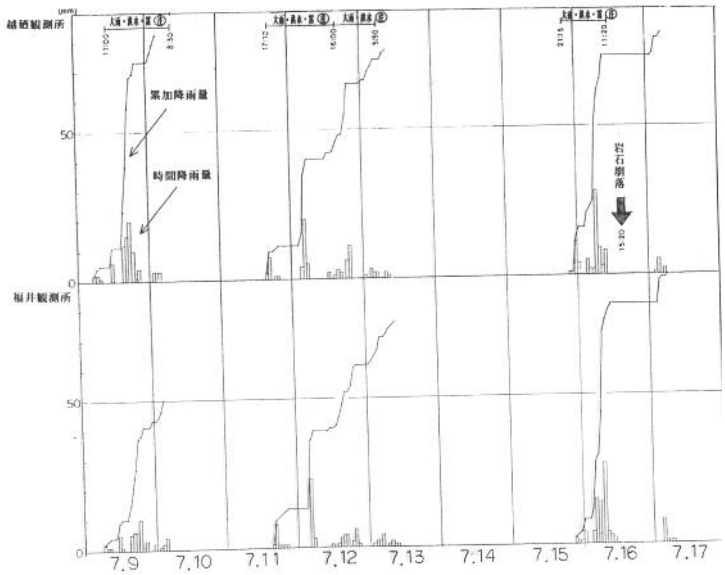


図-15　崩落前の降雨の状況

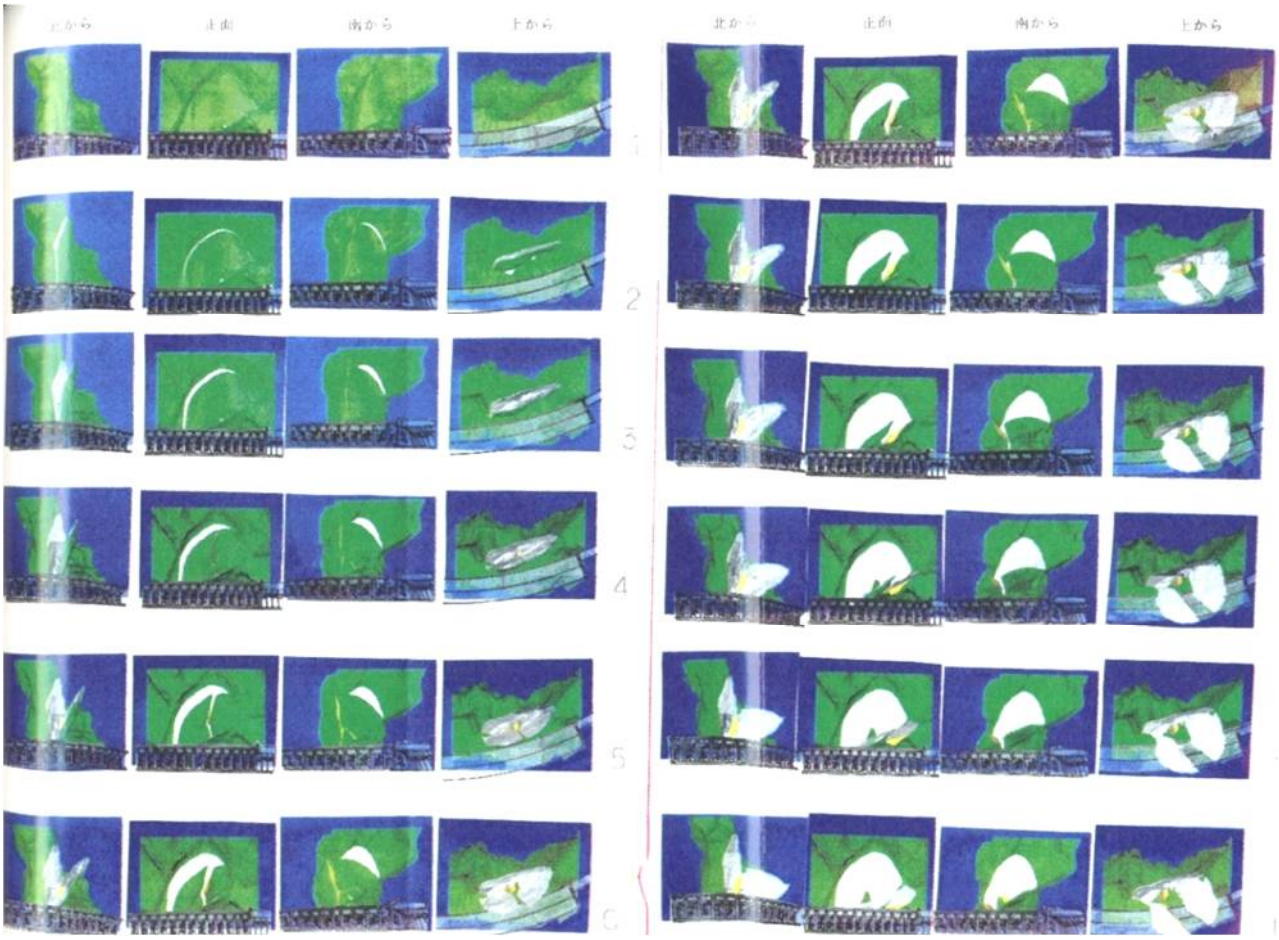


図-14　3 次元画像解析

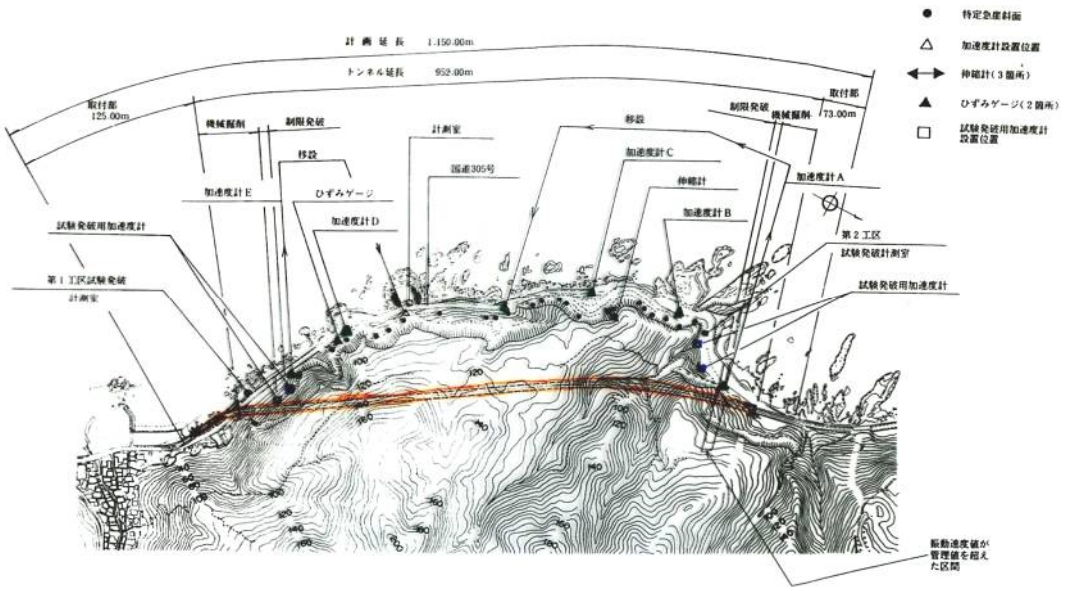


図-16　バイパストンネルの平面図

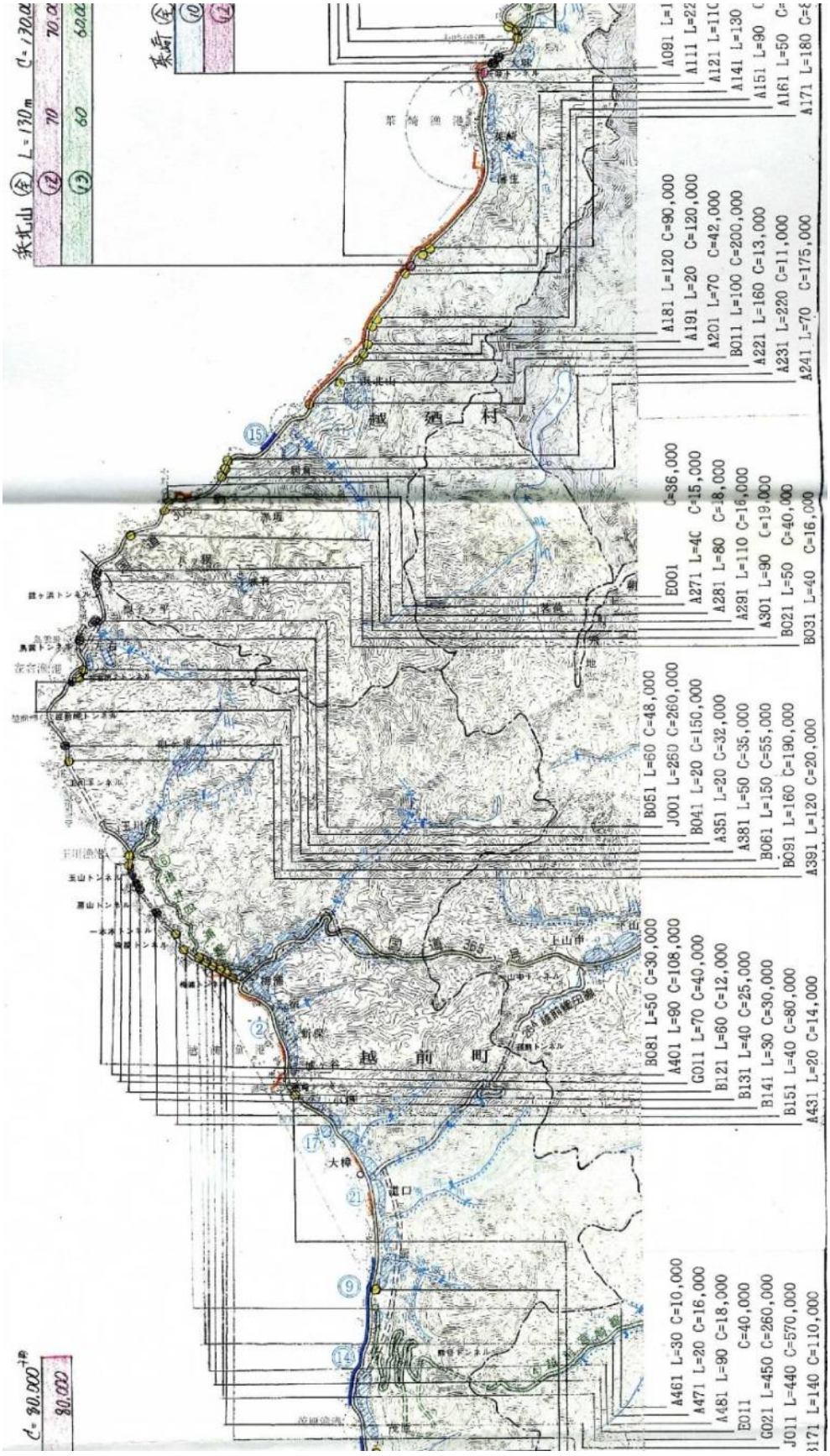
2）点検・評価結果や過去の災害記録が利用されにくいのでデータベース作成が必要

【事例 1-7①】 1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先

【事例 1-7①】で、約 30 年前に近接斜面で生じた類似の岩盤崩落の教訓が生かされていなかった。

【事例 1-7②】 2000 年 3 月、国道 305 号 丹生郡越廼村大味～越前町午房ヶ平

上記区間の斜面安全性、対策の優先度を評価した。**1. 調査項目**:1）大小落石（フェンス・擁壁の高さ・強度不足、フェンス・擁壁なし）⇒　調査：道路への近接度合い、転石の有無・大きさ・個数・浮き具合、対策：継ぎ足し（原則 2m→3m）、補強、新設。2）中小規模岩盤崩落、オーバーハング⇒　調査：道路への近接度合い、崩落規模、亀裂状況、対策：工法検討。3）大規模岩盤崩落⇒　調査：道路への近接度合い、崩落規模、亀裂状況、対策工の有無、対策：工法検討。4）吹付けコンクリート劣化⇒　調査：劣化程度・範囲、対策：別工法を含めた対策工法検討。5）ロープネットの老朽化⇒　調査：老朽化程度・範囲、対策：別工法を含めた対策工法検討。6）フェンス・ロックシェッドなどの老朽化⇒　調査：老朽化程度・範囲、対策：別工法を含めた対策工法検討。**2. ランク付けのための要素**:1）想定される災害規模：①大規模岩盤崩落、②中小規模岩盤崩落、③落石大、④落石小。2）想定される災害頻度：①大、②中、③小。3）道路災害発生可能性：①極めて強い、②強い、③やや強い、④やや低い。a)道路への近接度合い：①極めて近い、②近い、③やや遠い、b)斜面の傾斜：①極めて急、②急、③やや緩い、c)崩落高さ：①極めて高い、②高い、③やや低い、d)ポケット有無：①ほとんど無い、②少し有る、③ある程度有る、e)既設対策工有無：①無い、②極めて不十分、③ある程度有効、f)過去の崩落有無：①しばしば有る、②有る、③無い。**3. ランク付け**:1）詳細調査の緊急性：A 大至急、B なるべく早く、C やや余裕あり、D ほぼ今までの調査でよい。2）対策の緊急性：a 大至急、b なるべく早く、c やや余裕あり、d 不明（調査結果待ち）。以上の評価方法を適用した結果を別表に示す（図-1､2、表-1～3）。**教訓**：点検・評価結果が一時的な利用に終わり、後へ継続・蓄積されにくい。データベース作成が期待される。



越 廼 村
越 前 町
A181 L=120 C=90,000
A191 L=20 C=120,000
A201 L=70 C=42,000
B011 L=100 C=200,000
A221 L=160 C=13,000
A231 L=220 C=11,000
A241 L=70 C=175,000
E001 C=36,000
A271 L=40 C=15,000
A281 L=80 C=18,000
A291 L=110 C=16,000
A301 L=90 C=19,000
B021 L=50 C=40,000
B031 L=40 C=16,000
B051 L=60 C=48,000
J001 L=260 C=260,000
B041 L=20 C=150,000
A351 L=20 C=32,000
A381 L=50 C=35,000
B061 L=150 C=55,000
B091 L=160 C=190,000
A391 L=120 C=20,000
B081 L=50 C=30,000
A401 L=90 C=108,000
G011 L=70 C=40,000
B121 L=60 C=12,000
B131 L=40 C=25,000
B141 L=30 C=30,000
B151 L=40 C=80,000
A431 L=20 C=14,000
A461 L=30 C=10,000
A471 L=20 C=16,000
A481 L=90 C=18,000
E011 C=40,000
G021 L=450 C=260,000
J011 L=440 C=570,000
B171 L=140 C=110,000

図-1　点検管理箇所（北部）

表-1　過去の点検結果

	施設管理番号	所在地	H2点検ランク	H8時点の既設対策工	H8年度評価 評点	被災ランク	総合評価	他の点検・調査とその後の対応 坑口点検	H9調査	追加対策	工種	H10カルテ 変化状況	緊急性の評価	予想される被災規模	被災 H5～H11
1	H305A001	越廼村大味	Ⅳ	PRN	72	2	1	—	—	—		無	中		0
2	H305A011	越廼村大味	Ⅱ	SG	54	2	1	—	—	—		表層崩壊	中		0
3	H305A021	越廼村大味	Ⅱ	SG	63	2	2	—	—	—		小崩壊	大	崩壊の拡大	2
4	H305A031	越廼村大味	—	吹付+PRN,SG	70	1	1	—	—	—		転石	大	φ1m～4mの落石	0
5	H305A041	越廼村大味	—	吹付+PRN	71	2	1	—	—	—		無	大	φ1m～4mの落石	0
6	H305A051	越廼村大味	—	SG	60	2	2	—	—	—		無	中	φ50cm以下の落石	0
7	H305A061	越廼村大味	—	吹付+PRN	71	1	1	—	—			無	大	φ1m以上の落石崩壊	0
8	H305A071	越前町大味	Ⅰ	SG	73	1	1	2	—	済み	WR,PRN,根固め工	—	—	(対策終了)	0
9	H305A081	越廼村大味	—	なし	81	2	1	2	—	済み	WR,PRN,根固め工	—	—	(対策終了)	0
10	H305A091	越廼村茱崎	Ⅳ	吹付+PRN,SG	75	2	1	—	—	中	カーテンネット、SG嵩上げ	転石	中	φ1m以下の落石	2
11	H305A101	越廼村蒲生	—	SG	48	2	2	—	—	—		—	—		0
12	H305A111	越廼村蒲生	Ⅲ	SG,法枠工,吹付+PRN	71	1	1	—	—	—		無	大	φ1m～4mの落石	0
13	H305A121	越廼村浜北山	—	法枠工,SG	73	1	1	—	—	—		無	大	φ1m～4mの落石	0
14	H305A131	越廼村浜北山	Ⅲ	SG	69	1	2	—	—	—		—	—		1
15	H305A141	越廼村浜北山	—	SG	74	1	1	—	—	—		無	中	φ1mの落石	0
16	H305A151	越廼村浜北山	—	SG	56	2	1	—	—	—		無	中	φ1～5mの落石(土石流)	0
17	H305A161	越廼村浜北山	Ⅱ	吹付,法枠工,SG	66	2	1	—	—	—		無	大	φ1m以下の落石	1
18	H305A171	越廼村浜北山	Ⅱ	SG	70	2	1	—	—	—		無	中	φ2mの落石	0
19	H305A181	越廼村浜北山	Ⅱ	SG	72	2	1	—	—	—		無	中	φ2mの落石	2
20	H305A191	越廼村浜北山	—	なし	83	2	1	—	—	—		無	中	φ1m以下の落石	0
21	H305A201	越廼村浜北山	Ⅱ	なし(前面スペース)	68	2	1	—	—	—		小崩壊	中	φ1m以下の落石	1
22	H305A211	越廼村浜北山	—	(SG)	66	3	2	—	—	—		—	—		0
23	H305A221	越廼村居倉	—	SG	73	2	1	—	—	—		無	中	φ2m以下の落石	1
24	H305A231	越廼村居倉	—	SG	79	1	1	—	—	—		無	中	φ10m以下の落石(最大)	0
25	H305A241	越廼村居倉	Ⅱ	(PRN)	80	2	1	—	—	—		小崩壊	中	φ1～2mの落石	1
26	H305A251	越廼村赤坂	Ⅱ	SG	67	1	2	—	—	—		—	—		0
27	H305A261	越廼村赤坂	—	SG	64	2	2	—	—	—		—	—		0
28	H305A271	越廼村赤坂	Ⅲ	(なし)	69	2	1	—	—	—		無	中	φ0.5mの落石	1
29	H305A281	越廼村赤坂	—	SG	72	1	1	—	—	—		無	小	φ1mの落石	1
30	H305A291	越廼村赤坂	—	SG	75	1	1	—	—	—		無	中	φ1m以下の落石	0
31	H305A301	越廼村八ッ俣	Ⅲ	なし	76	2	1	—	—	—		無	中	φ1m以下の落石	0
32	H305A311	越廼村八ッ俣	Ⅲ	SG(RN)	61	1	2	—	—	—		—	—		0
33	H305A321	越廼町八ッ俣	—	SG	43	1	2	—	—	—		—	—		0
34	H305A331	越前町梨ケ平	—	SG	56	2	2	—	—	—		—	—		0
35	H305A341	越前町梨ケ平	Ⅲ	RN	63	2	2	—	—	—		—	—		0
36	H305A351	越前町梨ケ平	Ⅲ	RN,SG	77	2	1	2	—	—		無	小	φ0.5mの落石	0
37	H305A361	越前町左右	Ⅱ	RN,RS	78	2	2	2	—	—		無	大	岩塊剥離	0
38	H305A371	越前町左右	—	RN	70	3	2	—	—	—		—	—		0
39	H305A381	越前町左右	Ⅱ	SG,RN	79	2	1	—	—	済み	バイパス完成	—	—	(バイパス完成)	1
40	H305A391	越前町玉川	—	RS,SG	60	3	1	—	—	—		無	中	φ1m以下の落石	0
41	H305A401	越前町玉川	—	(RN)	72	2	1	—	—	—		無	大	岩塊の剥離	0
42	H305A411	越前町玉川	Ⅲ	RN	51	2	2	2	—	済み	SG,RB,PRN	—	—	(対策終了)	0
43	H305A421	越前町玉川	Ⅲ	SG,吹付	66	2	2	—	—	—		—	—		0
44	H305A431	越前町玉川	—	(吹付+SG)	70	2	1	2	—	—		無	中	吹付部剥離	0
45	H305A441	越前町玉川	Ⅱ	(吹付)	51	2	2	2	—	—		—	—		0
46	H305A451	越前町玉川	Ⅰ	PRN	53	3	2	—	—	—		—	—		1
47	H305A461	越前町梅浦	Ⅱ	(吹付,SG)	61	2	1	2	—	—		無	小	小落石	0
48	H305A471	越前町梅浦	—	なし	74	3	1	2	—	—		無	小	小落石	0
49	H305A481	越前町梅浦	—	RN	85	2	1	—	—	—		無	中	φ2mの落石	0
50	H305A491	越前町厨	Ⅳ	(RN)	72	2	1	—	—	—		無	中	φ1～4mの落石	0
51	H305A501	越前町厨	—	吹付+PRN	19	3	2	—	—	—		—	—		0
52	H305A511	越前町茂原	—	吹付,SG	55	2	2	—	—	—		—	—		0
53	H305A521	越前町茂原	Ⅰ	なし(前面スペース)	48	2	2	—	—	—		—	—		0
54	H305A531	越前町茂原	Ⅰ	RN	68	2	1	—	—	—		無	小	φ1mの落石	0
55	H305A541	越前町茂原	—	(RN)	81	2	1	—	—	—		—	—	施工中	0
56	H305A551	越前町高佐	—	(吹付,SG)	70	2	2	—	—	—		—	—		0
57	H305A561	越前町米ノ	Ⅱ	SG,(吹付)	79	1	1	—	—	—		無	小	φ1m以下の落石	0
58	H305A571	越前町米ノ	—	PRN	49	3	2	—	—	—		—	—		0
59	H305A581	越前町米ノ	—	(法枠工,擁壁)	80	2	1	—	—	—		無	中	φ50cmの落石	0
60	H305A591	越前町米ノ	Ⅰ	SG,RN	77	3	1	—	—	—		無	小	φ1mの落石	0
61	H305A601	越前町午房ケ平	Ⅰ	RS,SG,RN	77	1	1	—	—	済み	RS追加	無	—		1
62	H305A611	越前町午房ケ平	Ⅳ	SG	61	3	2	—	—	—		—	—		0
63	H305A621	越前町午房ケ平	Ⅲ	SG	71	2	2	—	—	—		—	—		0
64	H305A631	越前町午房ケ平	Ⅱ	(PRN)	70	3	1	—	—	—		無	小	φ1mの落石	1
65	H305A641	越前町午房ケ平	—	(擁壁)	61	3	2	—	—	—		—	—		0
66	H305A651	越前町午房ケ平	—	SG	68	3	2	—	—	—		—	—		1
67	H305A661	越前町午房ケ平	Ⅰ	SG	69	3	2	—	—	—		—	—		0
68	H305A671	越前町午房ケ平	—	SG	69	3	2	—	—	—		—	—		0

対策工
- RN: 覆式落石防止網工
- PRN: ポケット式落石防止網工
- SG: 落石防止柵
- WR: ワイヤーロープ掛け工
- RB: ロックボルト工
- RS: ロックシェイド

H2点検ランク
点数によりⅠ～Ⅳに区分。
(Ⅰが危険)

H8総合評価
1: 対応が必要と判断される。
2: 防災カルテを作成し対応する。
3: 特に新たな対応を必要としない。

H8被災ランク
1: 交通が遮断され、復旧に長時間を要する
2: 交通が短時間遮断される。
3: 道路に対しては被災なし、または早急に復旧が可能

坑口点検
1: 対応1緊急に対策が必要
2: 対応2詳細調査を実施し判定
3: 巡視を続ける

H9調査
A: 大規模岩盤崩壊の可能性あり
B: 比較的小規模な崩壊にとどまる
C: 比較的安定している

表-2　緊急性ランク表

通し番号	施設管理番号	位置	項目	災害の規模	災害の頻度	道路災害発生の要因						災害発生の可能性	ランク付け		調査内容	対象延長	備考
						近さ	傾斜	高さ	空き地	既設	過去		詳細調査の緊急性	対策の緊急性			
26	A231	居倉	1	3	2	2	2	2	2	2	3	2	AB	b	B	250	大転石とSGの関係,転石大きさ･個数･浮き調査
50	A391	玉川	1,6	4	2	2	2	2	2	3	3	3	B	d	D	50	ロックシェッドの支柱の変状対策、SGの嵩上げ
62	A451	玉川	1,2	4	2	2	2	2	1	1	3	?	B	d	B	130	法面上部転石の有無
65	A481	梅浦	1,5	4	2	2	2	2	1	1	3	?	B	d	B	90	法面上部転石の有無,ネット老朽化
89	A621	午房ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	2	3	2	B	b	B	140	SG嵩上げ･補強,転石規模の調査
92	A651	午房ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	2	2	2	B	b	B	190	SG嵩上げ･補強,転石規模の調査　一部対策済み
93	A661	午房ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	2	3	2	B	b	B	150	SG嵩上げ･補強,転石規模の調査
94	A671	午房ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	2	3	2	B	b	B	190	SG嵩上げ･補強,転石規模の調査
85	A591	米ノ	1	2	2	2	2	3	1	1	3	2	C	b	B	50	擁壁延長など
19	A171	浜北山	1	3	3	3	3	1	2	3	2	2	C	b	B	100	起点側100m間の上方斜面チェック
12	A101	蒲生	1	4	2	3	3	2	2	3	2	4	C	b	B	200	定期点検継続
13	A111	蒲生	1	4	2	3	2	1	2	3	3	3	C	c	B	200	上方斜面ﾁｪｯｸ
15	A131	浜北山	1	4	2	3	2	1	2	3	2	3	C	c	B	100	上方斜面ﾁｪｯｸ
16	A141	浜北山	1	4	2	3	3	1	2	3	3	3	C	c	B	150	上方斜面ﾁｪｯｸ
17	A151	浜北山	1	4	2	3	3	1	2	3	3	2	C	b	B	100	SG嵩上げ,上方斜面ﾁｪｯｸ(終点側に＋100mまで)
18	A161	浜北山	1	4	2	3	3	1	2	3	2	2	C	b	B	50	待ち受け対策のない区間にSGまたは擁壁、上方斜面のチェック
24	A211	浜北山	1	4	2	2	3	3	1	3	3	3	C	c	B	200	SG設置
32	A291	赤坂	1	4	2	2	2	2	2	3	3	2	C	c	B	100	斜面状況の確認
33	A301	ハツ俣	1	4	2	2	3	3	2	1	3	3	C	c	B	70	擁壁延長など
34	A311	ハツ俣	1	4	3	2	1	2	2	3	3	3	C	c	B	30	沢水・土石流の対応
68	B181	小樽	1	4	2	2	2	3	2	2	3	4	C	c	B	70	坑口側面の浮き石
84	A581	米ノ	1	4	3	3	3	3	2	1	3	3	C	b	B	140	待ち受け工必要
28	A251	赤坂	1,6	4	2	2	2	3	2	1	3	2	D	b	D	250	SGの劣化、SGのない区間にSG新設
29	A261	赤坂	1	4	2	2	2	2	2	1	3	2	D	b	C	20	逆T付近, SG新設
30	A271	赤坂	1	4	2	2	3	3	2	1	2	3	D	c	C	30	両切り区間、覆い式ネット等で可
36	A331	梨子ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	3	3	4	D	c	C	100	定期点検継続
47	B071	左右	1	4	2	2	2	3	2	3	3	4	D	c	C	20	吹付程度
63	A461	梅浦	1	4	2	2	2	3	2	3	3	3	D	c	B	30	坑口上部斜面の緩み
80	A551	高佐	1	4	3	2	3	3	1	3	2	3	D	c	C	50	定期点検継続
83	A571	米ノ	1	4	3	3	3	2	3	3	3	4	D	c	C	80	定期観測継続
88	A611	午房ヶ平	1	4	3	2	2	2	3	3	3	4	D	c	C	40	定期観測継続
90	A631	午房ヶ平	1	4	2	2	2	2	2	2	3	2	D	c	C	50	ｶﾞｰﾄﾞﾚｰﾙ箇所に擁壁設置

Ⅰ. 項目(全体的な問題点と対策)

1. 大小落石(フェンス･擁壁の高さ不足、強度不足、フェンスや擁壁がない)
　(調査)法面の道路への近接度合い、転石の有無、大きさ、個数、浮き具合
　(対策)継ぎ足し(原則2m→3m)、補強、新設
2. 中小規模の岩盤崩落、オーバーハング
　(調査)岩盤の状況(道路への近接の度合い、崩落の規模、亀裂状況)
　(対策)工法の検討
3. 大規模岩盤崩落
　(調査)岩盤の状況(道路への近接の度合い、崩落の規模、亀裂状況、対策工の有無)
　(対策)工法の検討
4. 吹き付けコンクリートの劣化
　(調査)劣化程度･範囲
　(対策)別工法を含めた対策工法の検討
5. ロープネットの老朽化
　(調査)老朽化の程度･範囲
　(対策)別工法を含めた対策工法の検討
6. フェンス･ロックシェッドなどの老朽化
　(調査)老朽化の程度･範囲
　(対策)別工法を含めた対策工法の検討

Ⅱ. ランクづけのための要素

1. 想定される災害の規模　:①大規模岩盤崩落、②中小規模岩盤崩落、③落石大、④落石中小
2. 想定される災害の頻度　:①大、②中、③小
3. 道路災害発生の可能性　:①極めて強い、②強い、③やや強い、④やや低い
　1)崩落場所の道路への近さ:①極めて近い、②近い、③やや離れている
　2)法面の傾斜　　:①極めて急、②急、③やや緩い
　3)崩落場所の高さ　　:①極めて高い、②高い、③あまり高くない
　4)ポケットの有無　　:①ほとんど無い、②少し有る、③ある程度有る
　5)既設対策工の有無　　:①無い、②極めて不十分、③ある程度有効
　6)過去の崩落の有無　　:①しばしば有る、②有る、③無い

Ⅲ. ランクづけ

詳細調査の緊急性のランク　A:大至急、B:なるべく早く、C:やや余裕あり、D:今までの調査でよ
対策の緊急性のランク　　a:大至急、b:なるべく早く、c:やや余裕あり、d:不明(調査結果待ち)

Ⅳ. 調査の内容

A:ボーリングを含む詳細調査
B:測量、踏査(スケッチ)
C:定期点検
D:構造物老朽化調査
E:ラジコンヘリによる空中写真解析
F:シミュレーション解析
G:熱赤外線探査

3）風化切土・自然斜面の点検維持管理の頻度向上と高度化が必要

【事例 1-1④】2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口

【事例 1-1④】参照。

【事例 1-7③】 1999 年 9 月、国道 8 号 大谷地区

道路横の自然斜面で幅 15m、高さ 20m の小規模な表層崩壊が生じた。道路は高架区間となっており、崩壊は高架の下部まで及んだ（写真-1）。地質：堆積岩、平面図：図-1、断面図：図-2。**斜面崩壊原因**：1）表層土（崖錐堆積物）が経年的な風化の進行・緩みにより、土砂の強度低下が進行して表層崩壊したと推定した。甲楽城断層延長線に近い場所である。**応急対策**：1）高架区間なので当面は道路の安全性の問題はない。高架橋の基礎にも当面の問題はない。**恒久対策**：1）斜面勾配が急なので、放置すると崩壊箇所が拡大する可能性が高い。高架橋の橋脚や基礎にも影響する恐れがある。2）全体的に急傾斜の地形なので切土はできない。3）法枠とグラウンドアンカーまたはロックボルトを基本とする（図-3）。4）できれば横断方向の弾性波探査とボーリングを追加して、対策工法選定の詳細な検討を行う。**教訓**：風化による斜面の劣化の把握が必要である。

写真-1　崩壊状況

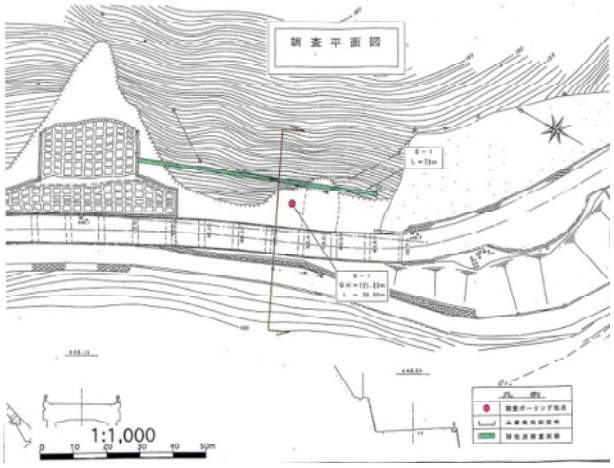
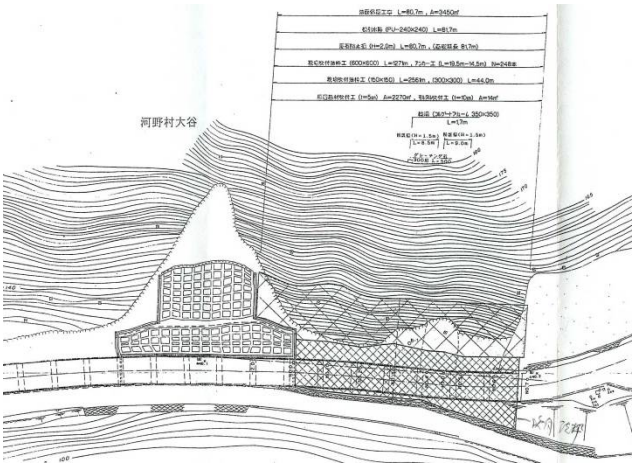


図-1　平面図



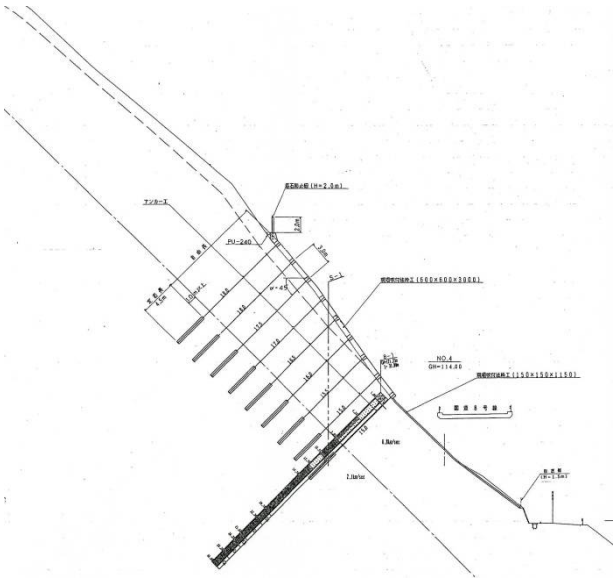


図-2　対策工（案 2：法枠＋グラウンドアンカー）

【事例 1-7④】 2001 年 10 月、福井大森河野線 福井市上一光、一光トンネル上一光側坑口部

高さ約 20m、延長約 15m、崩壊土砂量約 150m3 の岩盤崩落により、スノーシェルターと道路施設が破損した（写真-1～3）。地質：砂岩・礫岩・頁岩・弱いシルト岩層、平面図：図-1、断面図：図-2。**崩壊発生原因**：1）典型的な流れ盤であり（図-2）、今回の崩落部分下部に粘土状の弱いシルト岩層がある。2）1）

の弱いシルト岩層からの漏水により、恒常的な地下水位はない。3）崩落面には、崩落以前からの古い亀裂面が多数認められた（図-5）。崩落箇所上部に風化した不安定岩塊が存在し、移動量も観測されたので相当緩んでいる。4）FEM 安定解析によると、今回の崩落面上部に数 m の亀裂が入ると、1）の弱いシルト岩層がせん断破壊する。5）今回の崩落面の亀裂に流入した降雨表流水や降雨浸透水による静水圧や凍結により亀裂が拡大し、崩壊前日の降雨を直接の誘因として崩壊したと推定される。**対策**：1）下部の弱いシルト岩層を通る深い大規模な崩壊が想定されるので、法枠とグラウンドアンカーなどの対策工を提案した。**教訓**：切土斜面の維持点検管理の頻度向上と高度化が必要である。

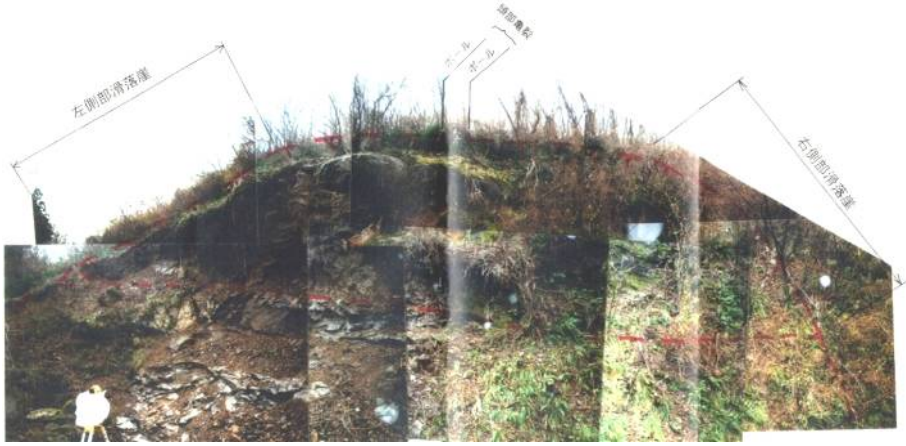


写真-1　全体の崩壊状況

写真-2　スノーシェルターの破壊状況

写真-3　崩壊面の状況

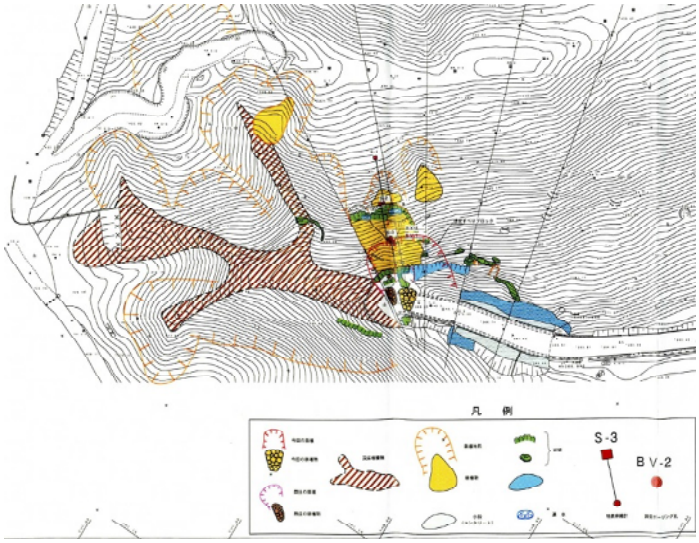


図-1　平面図

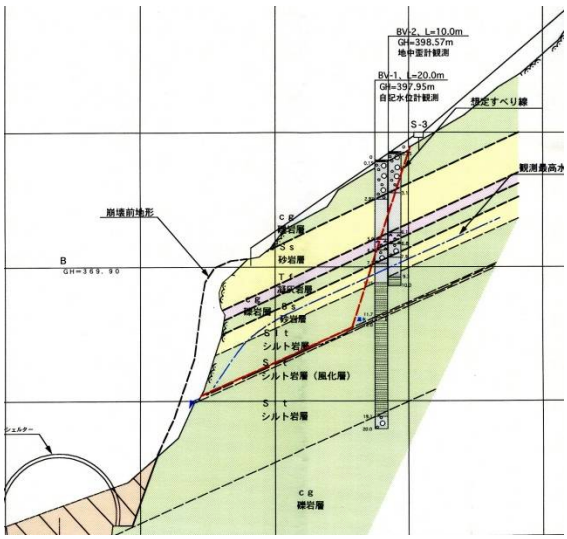


図-2　断面図

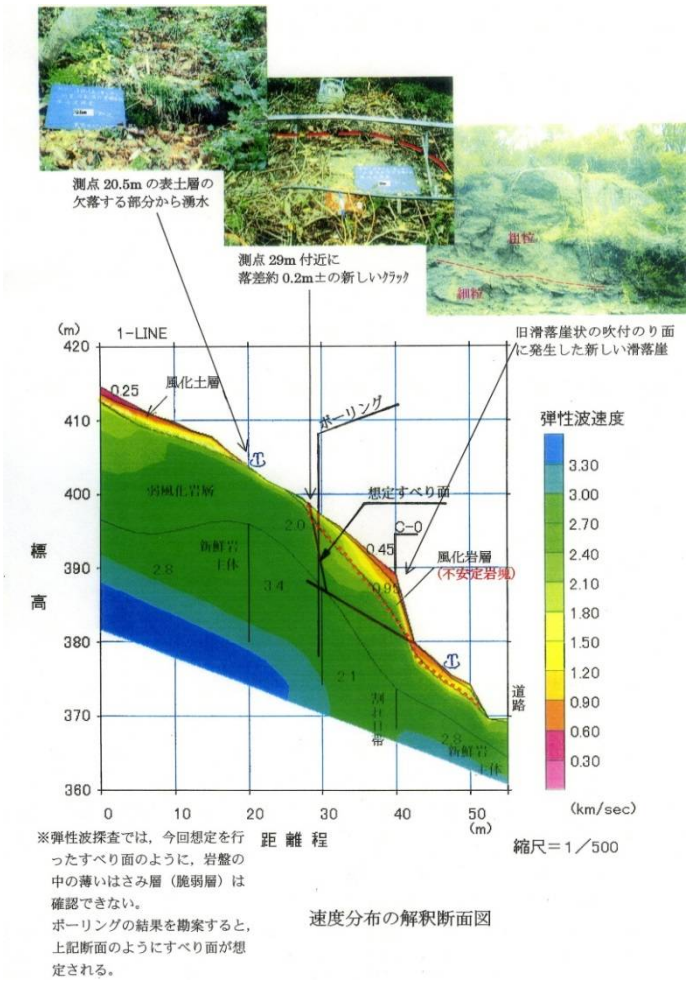


図-3　弾性波探査結果

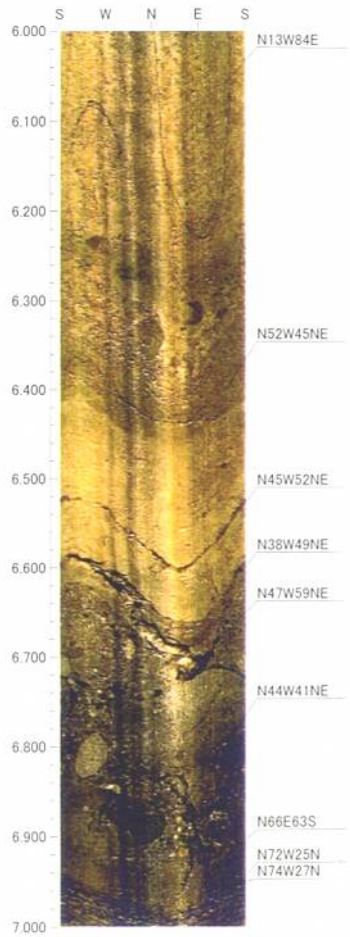


図-4　ボアホールカメラによる撮影結果の例

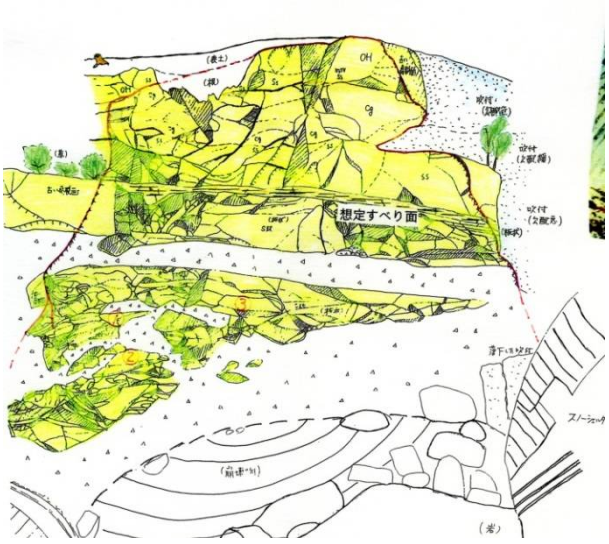


図-5　崩壊面の観察結果

4）斜面下部の空き地の堆積物を定期的に除去してポケット機能を維持

【事例 1-1⑦】 2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川

【事例 1-1⑦】の図-1 に示すように、斜面下部の空き地（ポケット）は斜面防災上で貴重な資源である。

崖錘堆積物などを定期的に除去してポケット機能を維持する。

5）小規模崩落の通報や維持管理における住民協力体制が重要

【事例 1-6③】 2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨

【事例 1-6③】で、小規模崩落段階で住民からの通報があり管理者の早期対応ができた。

6）劣化した法面対策工の評価・補修が必要

【事例 1-7⑤】 2009 年 11 月、国道 8 号 敦賀市阿曽地内

大型トレーラーが海岸側斜面に転落し、グラウンドアンカーのヘッド 2 箇所、法枠フレーム 8 箇所、ロックボルト 27 本を損傷させた（トレーラー運転手が軽傷、写真-1､2)。これらの法面工の復旧方法が課題となった。1．グランドアンカー損傷（2 本）:1）A14、B16 の両方とも、目視確認では支圧板のずれ・損傷が全く認められないことから内部の損傷はないと判断した。したがって、アンカーの緊張試験を行う必要はない。2）対策は損傷したヘッドキャップ、ジョイントプレートの交換のみでよい。定着具にある錆は除去する。3）今後 1 年間は、半年に 1 回程度、変状がないかを確認（出来ればヘッドキャップを外して）しておく方がよい。２．法枠工の損傷（梁 6 箇所、鉄筋挿入 25 本）:1）鉄筋挿入工について、定着板が少しでも動いたものは施工をやり直すべきである。鉄筋が少しでも抜けた場合、全く動かない状態である付着力ではなく、変形を生じる摩擦力で抵抗する状態になっている。仮に引き抜き試験により強度を確認できたとしても、変形を許すことになるため、当初の設計条件とは異なる可能性がある。鉄筋周囲のモルタルも破損している可能性が高いので、防食効果も低下しており、融雪剤や波の塩分が浸入する恐れもある。2）定着板が動いていない鉄筋挿入工（キャップのみの破損）については、キャップのみの交換でよい。鉄筋と防錆材に隙間が生じて防錆効果が低下している可能性があるので、キャップを外して防錆材の状況を確認しておく。3）鉄筋応力に影響の少ない法枠梁部分の損傷（鉄筋の付着が確認され、法枠梁断面のみが欠損している部分）については断面補修でよい。4）鉄筋が切断、または露出・変形している法枠梁部分の損傷については、鉄筋挿入工からの荷重がかかる範囲（十字形）を取り壊してやり直す必要がある。5）変形した鉄筋は、その部分を切除し、既設鉄筋に継手長を確保できるまではつり取ってその部分を新たに構築する。はつりの際に鉄筋挿入工に振動を与えないように留意する。

教訓：本事例の法面工は数年前に施工されているが、老朽化した法面工の評価・補修に参考となる。

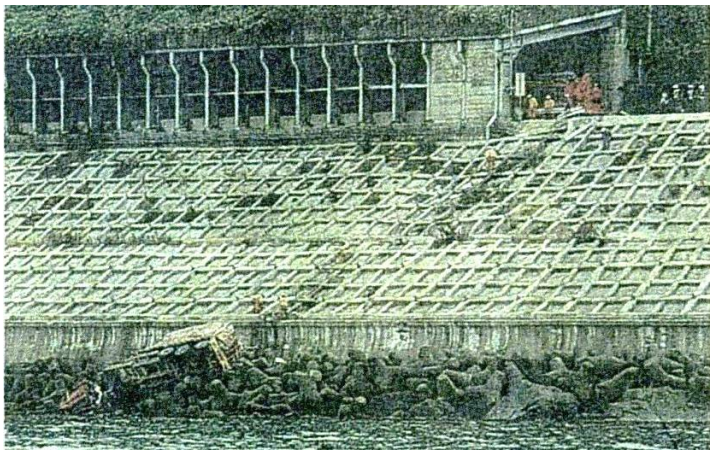


写真-1　福井新聞記事（左下がトレーラー）

写真-2　代表的な損傷状況

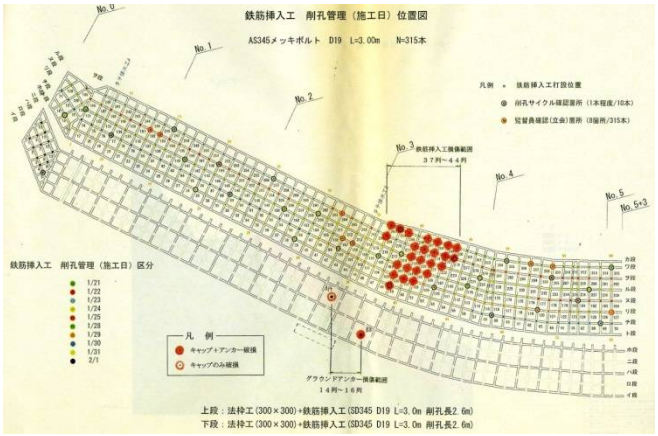


図-1　平面図

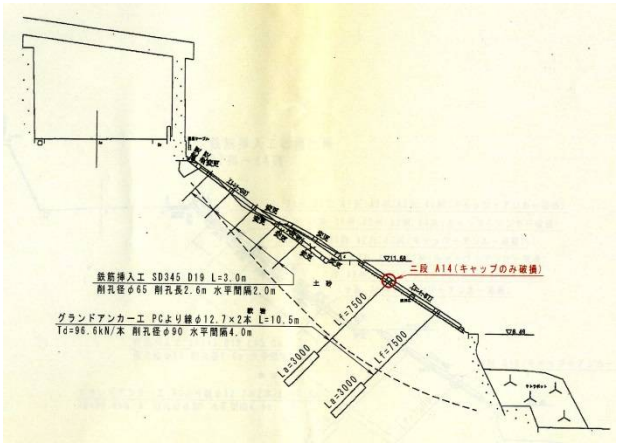


図-2　断面図（損傷したグラウンドアンカー）

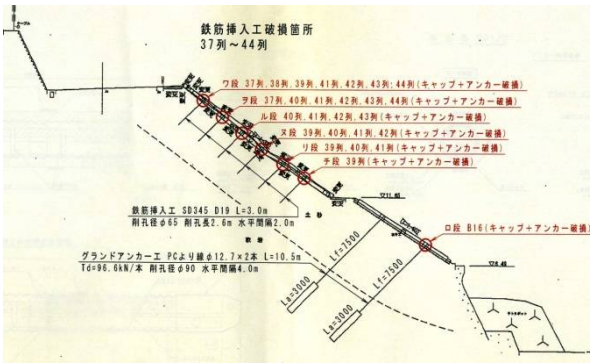


図-3　断面図（損傷した法枠）

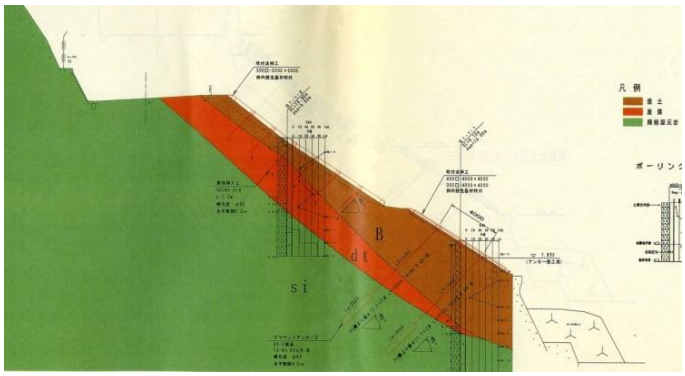


図-4　地層断面図

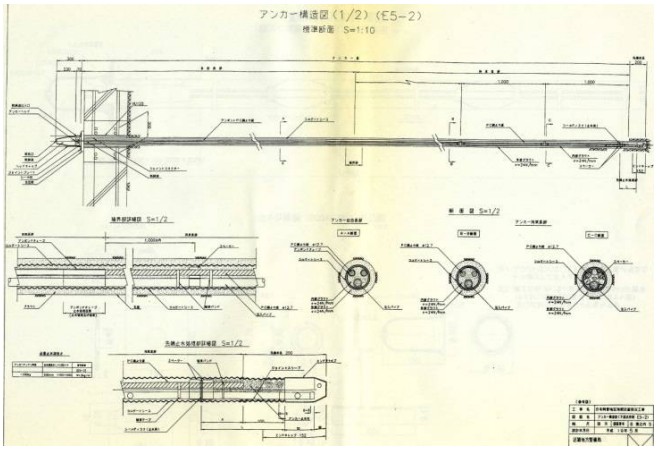


図-6　既設アンカーの詳細

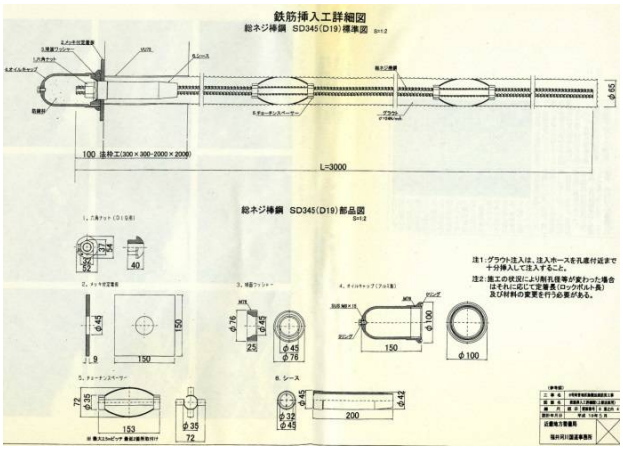


図-7　既設鉄筋挿入工の詳細

7）橋梁点検において橋脚基礎地盤にも注意

【事例 1-7⑥】 2008 年 6 月、国道 157 号 東山橋橋脚基礎部 勝山市北谷町東山

橋脚基礎近傍で斜面崩壊が発生した（写真-1～3）。橋脚基礎の安定性が問題となり交通開放が課題となった。地質：砂岩・頁岩の互層（図-4､5）、平面図：図-2､3、**断面図**：図-1,4､5。**崩壊発生原因**：次の要因が重なった斜面の劣化と推定。1）建設当初から表層崩壊が発生していたようである。2）流れ盤であり、頁岩の風化が特に進行している（図-4､5）。3）斜面下部の河川浸食による不安定化（図-1）。4）道路や橋脚上部からの降雨表流水の斜面への流入。**応急対策**：1）橋脚基礎近傍の岩盤亀裂にモルタル充填（雨水浸透防止、写真-4）。2）斜面崩壊の拡大を防止するためラス網入りモルタル吹付け（吹付け施工までは雨水浸透防止のため斜面崩壊面をブルーシートで覆う）。3）橋脚付近と上部法面からの降雨表流水が斜面に流れないように、パイプ・サニーホースなどで安全な箇所まで排水。4）朝・昼・夕方にレベルで基礎付近の高さの変動を計測監視。5）走行試験として、土砂積載大型ダンプトラックを走行させて、レベルで基礎付近の高さの変動を計測する。6）以上の措置のうえで当分の間、片側交互通行とする。**恒久対策**：1）側線とボーリング孔の配置（図-2,3）。2）調査結果：ボーリングとボアホールカメラ（図-6、弾性波探査とボーリング（図-7､8）、地層断面の想定（図-4､5）。3）想定される崩壊パターン（図-9）と対策工の基本方針（図-10）、4）地盤定数の推定（図-11）、5）グラウンドアンカーの配置と定着位置の確認（図-12、ボアホールカメラ）。6）グラウンドアンカー緊張力の決定：①常時の必要力（図-13）、②地震時の必要力、③斜面の剛性不十分のため、アンカー緊張力による地盤の変形をチェック（FEM、図-14）、④地

震時支持力確保のための鉛直アンカー設置（図-15）、⑤①～④を考慮して、常時の必要力をアンカー緊張力に決定。7）グラウンドアンカーの平面配置（図-16）。**教訓**：橋梁点検における橋脚基礎地盤に注意。

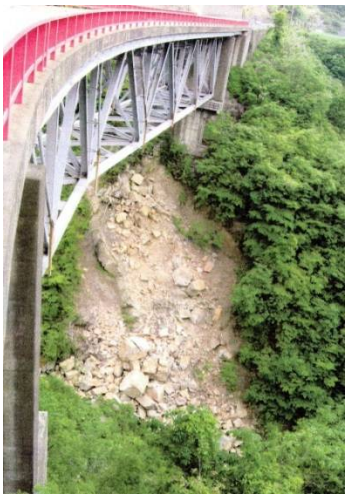


写真-1　崩壊状況

写真-2　橋脚基礎部の崩壊状況

写真-3　崩壊面の状況（土砂部）

写真-4　橋脚基礎近傍の岩盤亀裂にモルタル充填（雨水浸透防止）

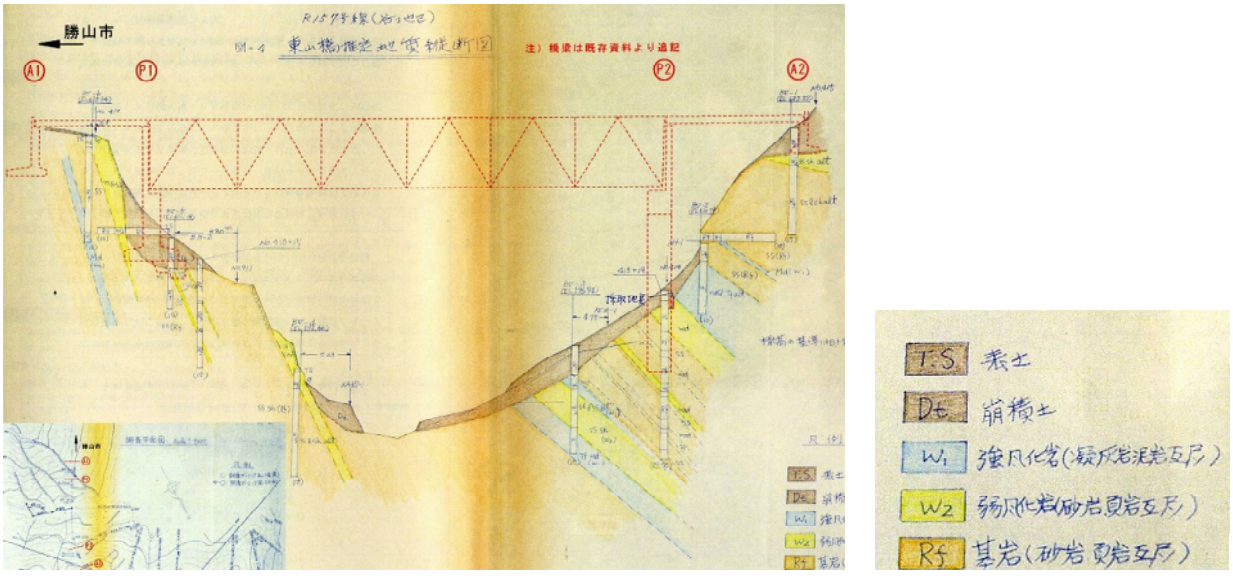


図-1　全体の断面図（既往の資料、崩壊は左側斜面）

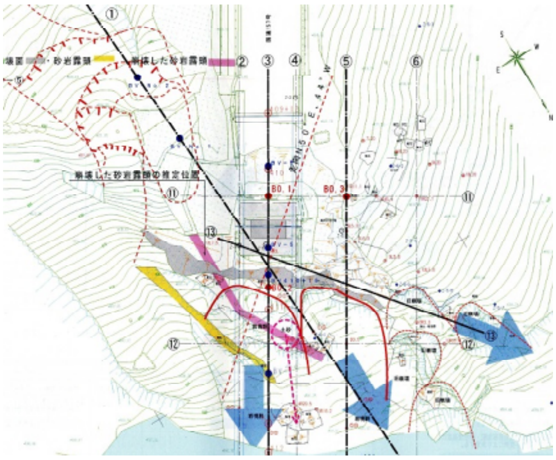


図-2　平面図（崩壊箇所と方向の可能性）

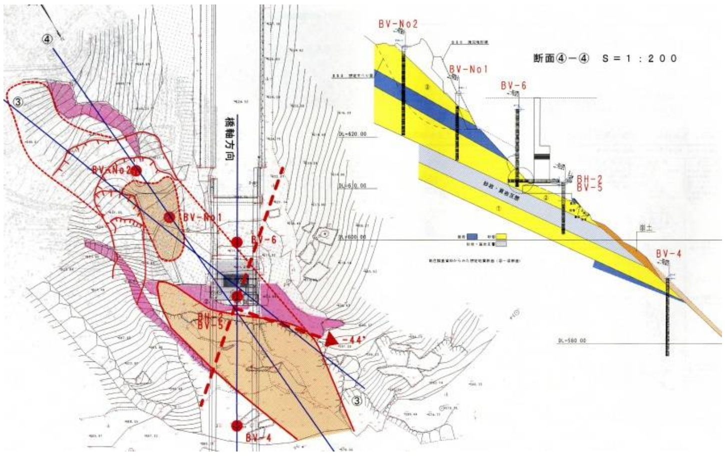


図-3　既往ボーリングと新規ボーリングの配置

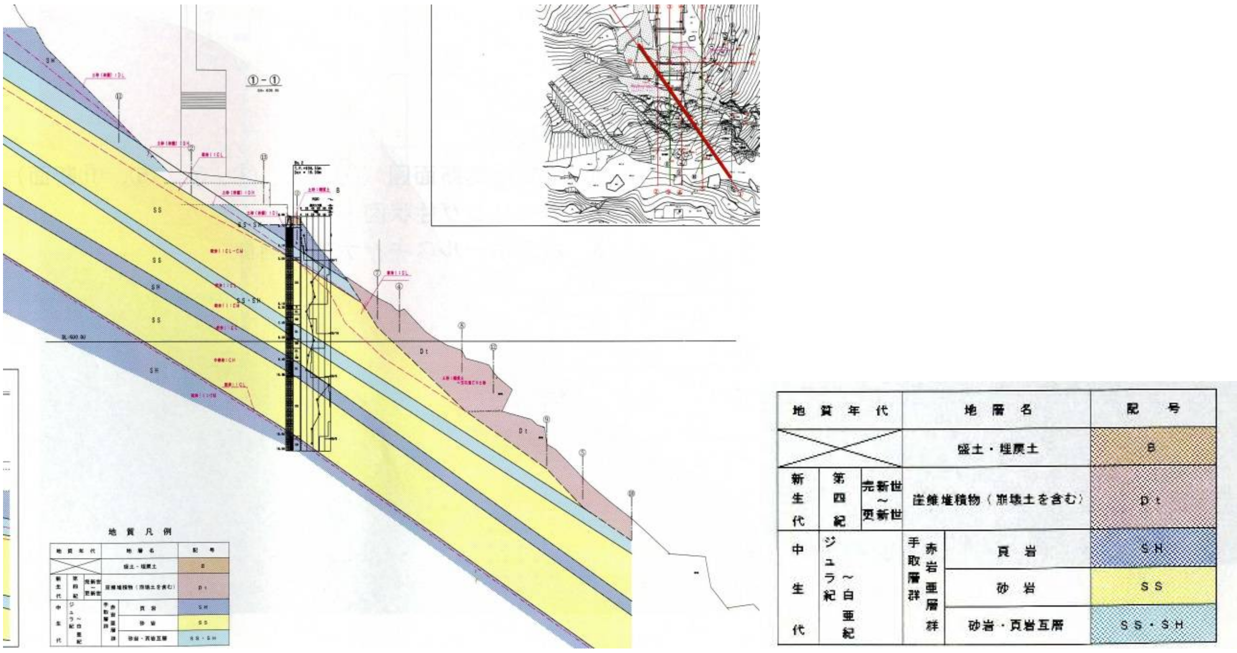


図-4　地層の想定（図-2　①－①‘　断面）

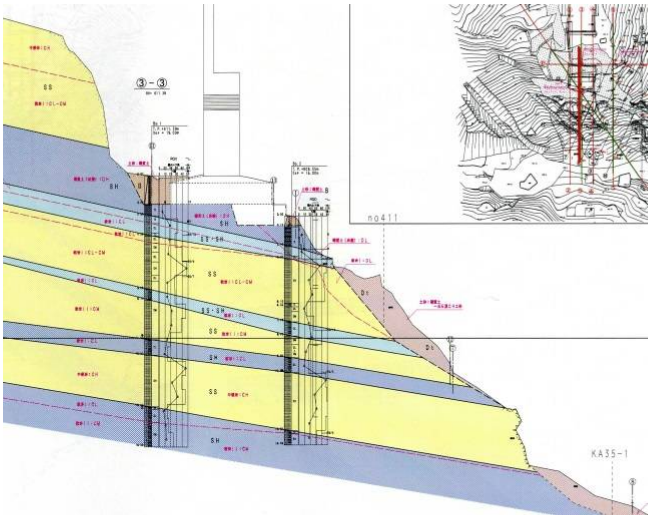


図-5　地層の想定（図-2　③－③‘　断面）

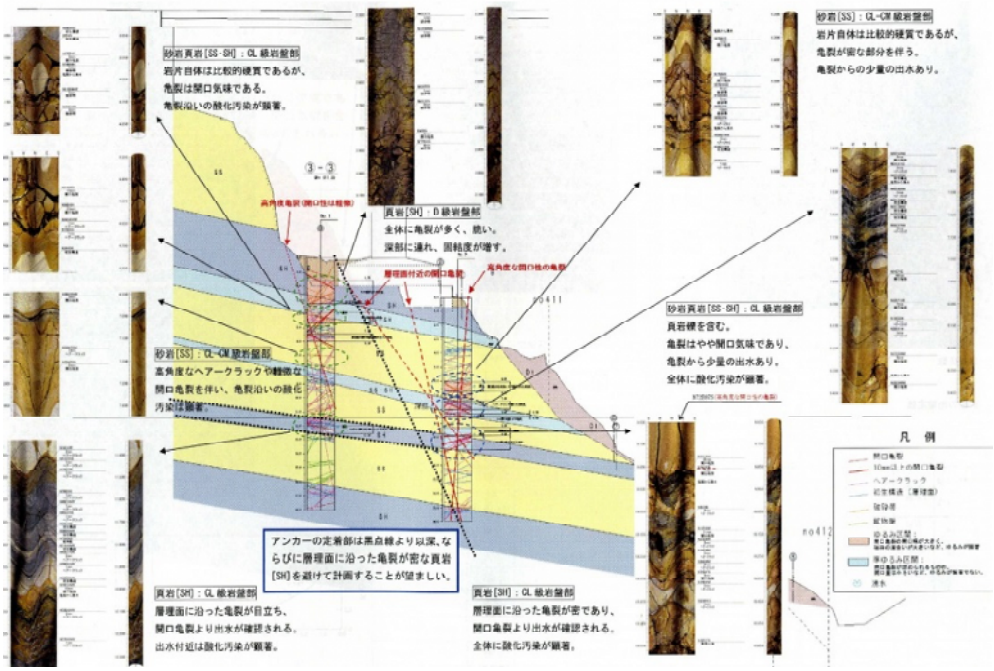


図-6　ボアホールカメラの結果

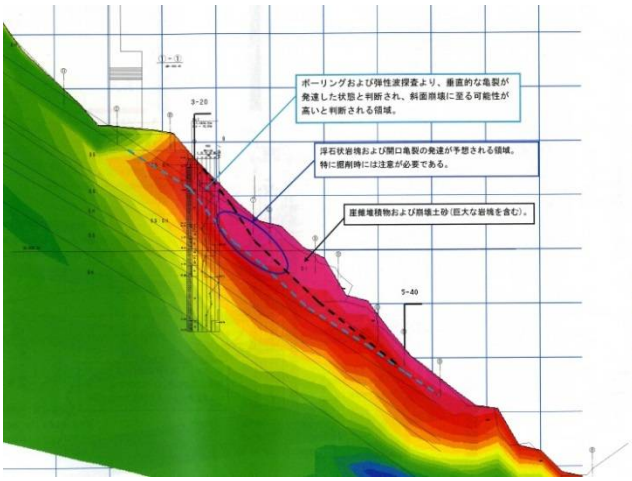


図-7　弾性波探査結果（図-2①－①` 断面）

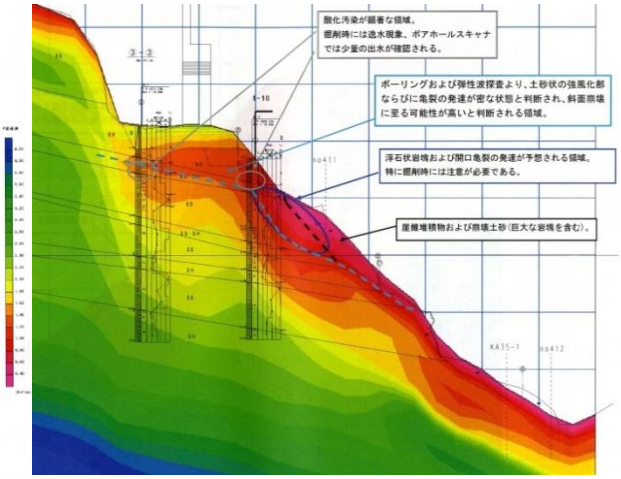


図-8　弾性波探査結果（図-2③－③` 断面）

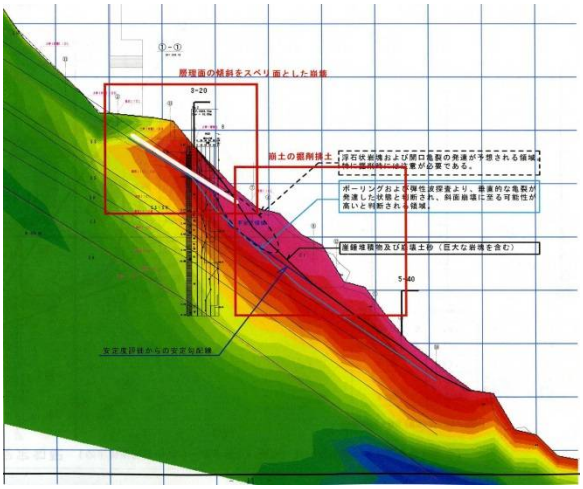


図-9　想定される崩壊パターン

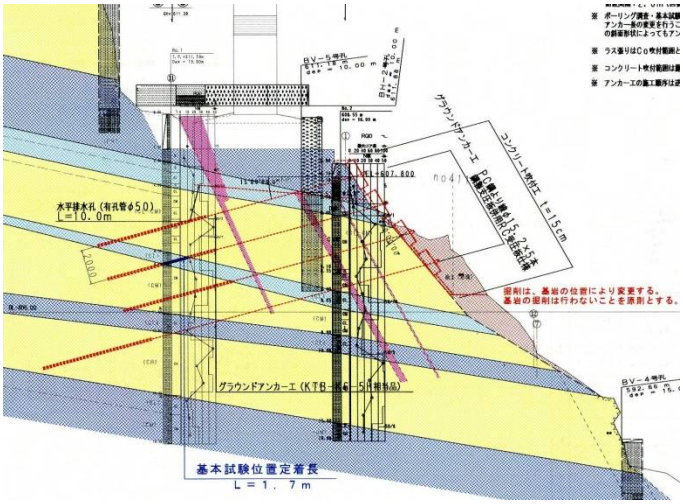


図-10　対策工の基本方針（グラウンドアンカーと掘削除去）

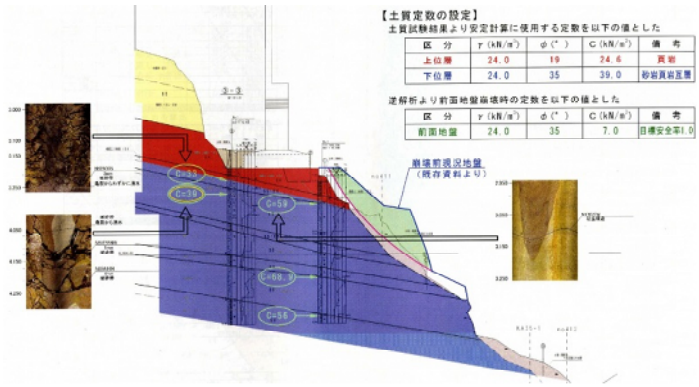


図-11　地盤強度定数（既往資料と逆算）

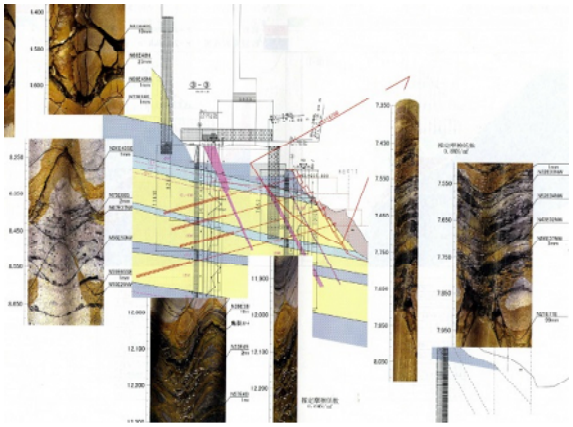


図-12　ﾎﾞｱﾎｰﾙｶﾒﾗ結果などを利用したｱﾝｶｰ定着位置確認

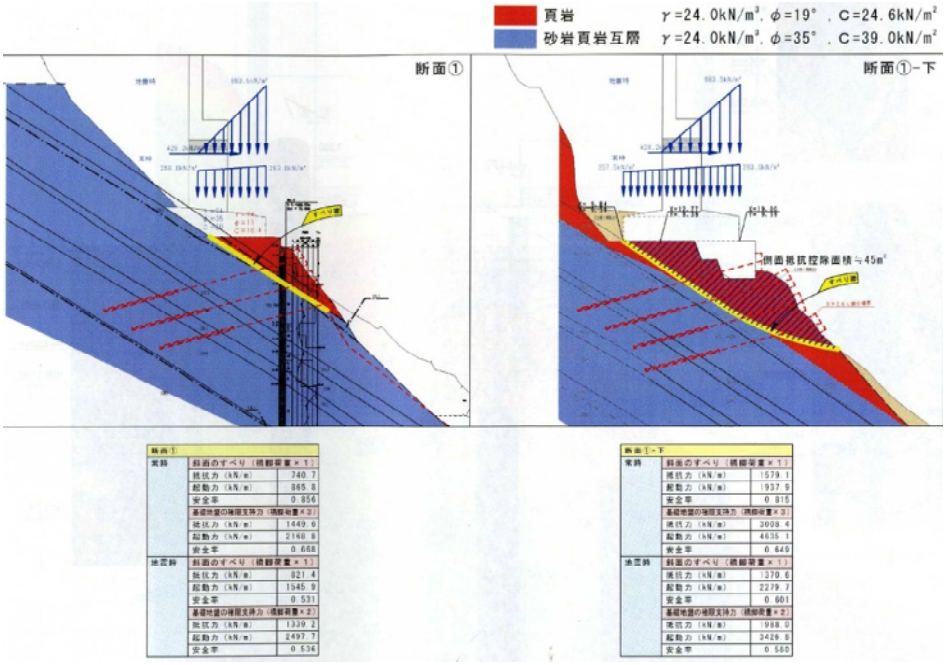
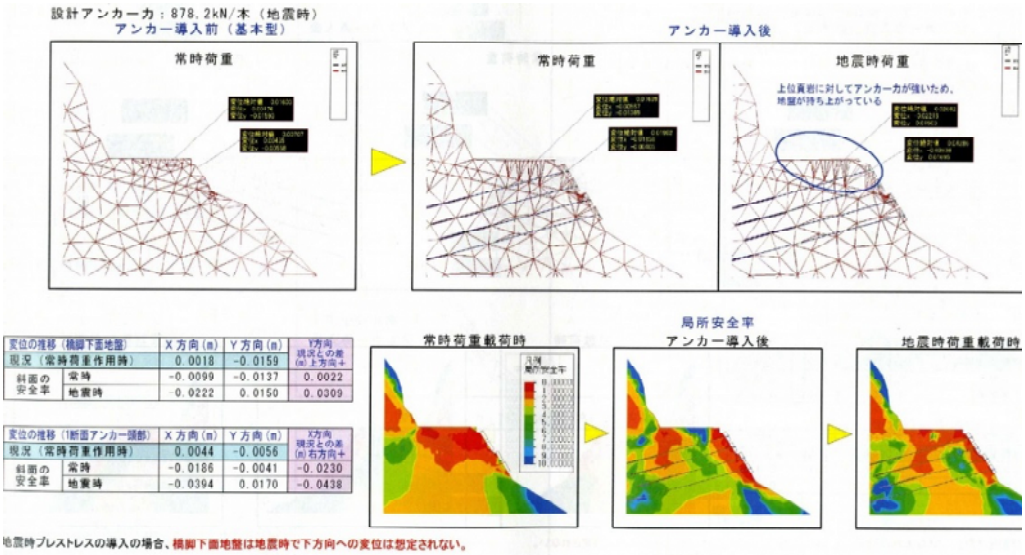


図-13　グラウンドアンカー緊張力の計算



変位の推移（横脚下面地盤）		X方向(m)	Y方向(m)	Y方向 現況との差(m) 上方向+
現況（常時荷重作用時）		0.0018	-0.0159	
斜面の安全率	常時	-0.0099	-0.0137	0.0022
	地震時	-0.0222	0.0150	0.0309

変位の推移（1断面アンカー頭部）		X方向(m)	Y方向(m)	X方向 現況との差(m) 右方向+
現況（常時荷重作用時）		0.0044	-0.0056	
斜面の安全率	常時	-0.0186	-0.0041	-0.0230
	地震時	-0.0394	0.0170	-0.0438

図-14　グラウンドアンカー緊張力による変形量の FEM 計算

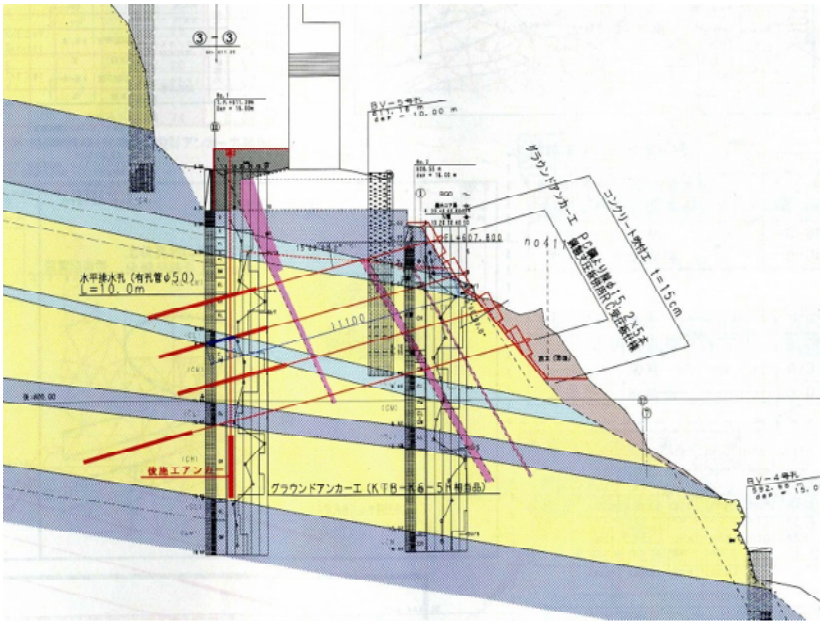


図-15　地震時支持力不足対応の後施工鉛直アンカー

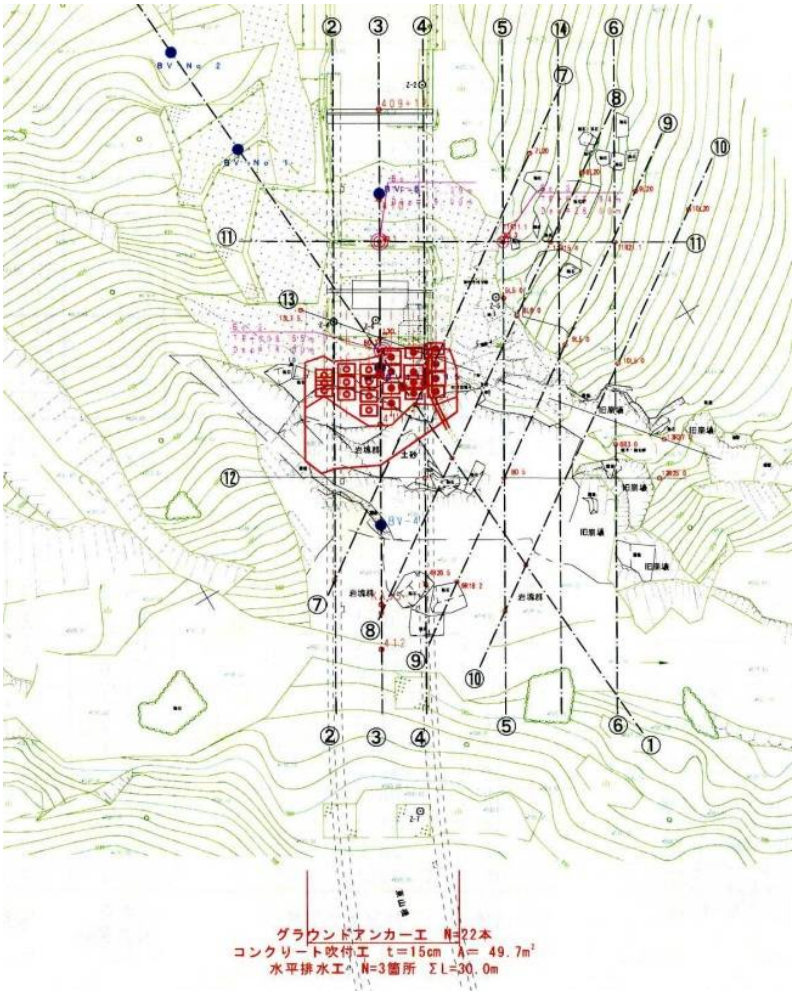


図-16　グラウンドアンカーの平面的配置

8）花崗岩斜面の風化に注意、法枠間の被覆も重要

【事例 1-7⑦】 2017 年 12 月、主要地方道武生美山線 福井市蔵作町

切土斜面で幅 50m・長さ 60m 程度の大規模な斜面崩壊が発生した（図-1、写真-1～4）。大規模崩壊前に部分的な崩落が生じた段階で伸縮計を設置し、斜面崩壊時期をほぼ正確に予測できた事例である。斜面崩壊時期と降雨の関係が、降雨による災害採択の基準（最大 24 時間雨量 80mm 以上など）を満たさなかった（図-4）。一時の降雨などを直接の原因としない、風化が進行した斜面の地すべりの事例である（図-25）。地形：図-8、地質：花崗岩（図-7）、平面図：図-9、断面図：図-24。**変状発生原因**：1）リニアメントに挟まれた、地質的に揉まれた地すべり地域である（図-5､6）。2）1）により破砕帯が形成され地下水が供給されやすい状況であった。3）花崗岩の風化が進行して斜面の劣化が進行していた。4）1）～3）を素因として、降雨水や融雪水の斜面内への流入により地下水位が上昇したことが誘因となって崩壊に至ったと推定。5）破砕帯での逸水によると推定されるが、降雨などによる明瞭な地下水位上昇は観測されていない。6）現地踏査（図-10～12）による変状箇所の把握、定点観測（図-13、14）により地すべりの範囲を確定した。7）鉛直ボーリング（図-15）、パイプひずみ計（図-16～18）におけるひずみ、弾性波探査（図-20､21）により、全体的なすべり面位置を把握した。8）当初は、鉛直ボーリング BV29-1、BV29-2 の結果からすべり面位置を想定していたが、国土交通省の指導により BV29-3 を追加し、末端部すべり面位置が把握され、風化岩地すべりとして国の災害復旧事業の対象となった（当初は、作業者の安全のために崩壊区域内でのボーリングを実施しなかったが、崩壊数ヶ月後に BV29-3 を追加した）。9）当初は崩壊区域内でのボーリングを実施できなかったため電気探査で地下水位の把握を試みたが、明瞭な地下水位を把握できなかった（図-22）。**応急対策**：1）既設の橋梁と市道を利用した緊急の迂回道路が設置された（1/8～3/7）。2）斜面崩壊箇所の道路は閉鎖され周辺への影響もなかった。3）大型車が通行可能な、対岸への仮橋を含む鵜飼い道路が設置された（3/8～）。**恒久対策**（図-27､28）：対策工法を比較検討し、今回の斜面崩壊箇所の周辺に地すべり地形が多数みられることから（図-8）、新たに迂回道路を建設することとなった（図-28　第 5 案）。**教訓**：1）花崗岩の風化による斜面安定性の低下。2）早期の伸縮計設置による崩壊時期の予測。3）斜面崩壊直後は当該個所の斜面は不安定であるが、1 ヶ月程度経過すると崩壊面からの排水が進んで地下水位が低下するため斜面は安定な状態になる。

図-1　位置

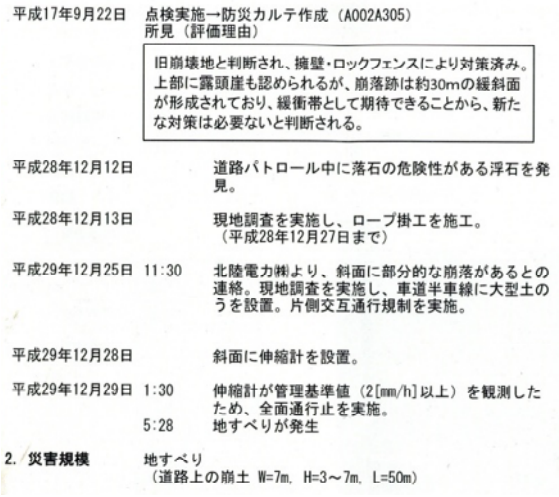


図-2　発生経緯

写真-1　発生の経緯

写真-2　発生の経緯

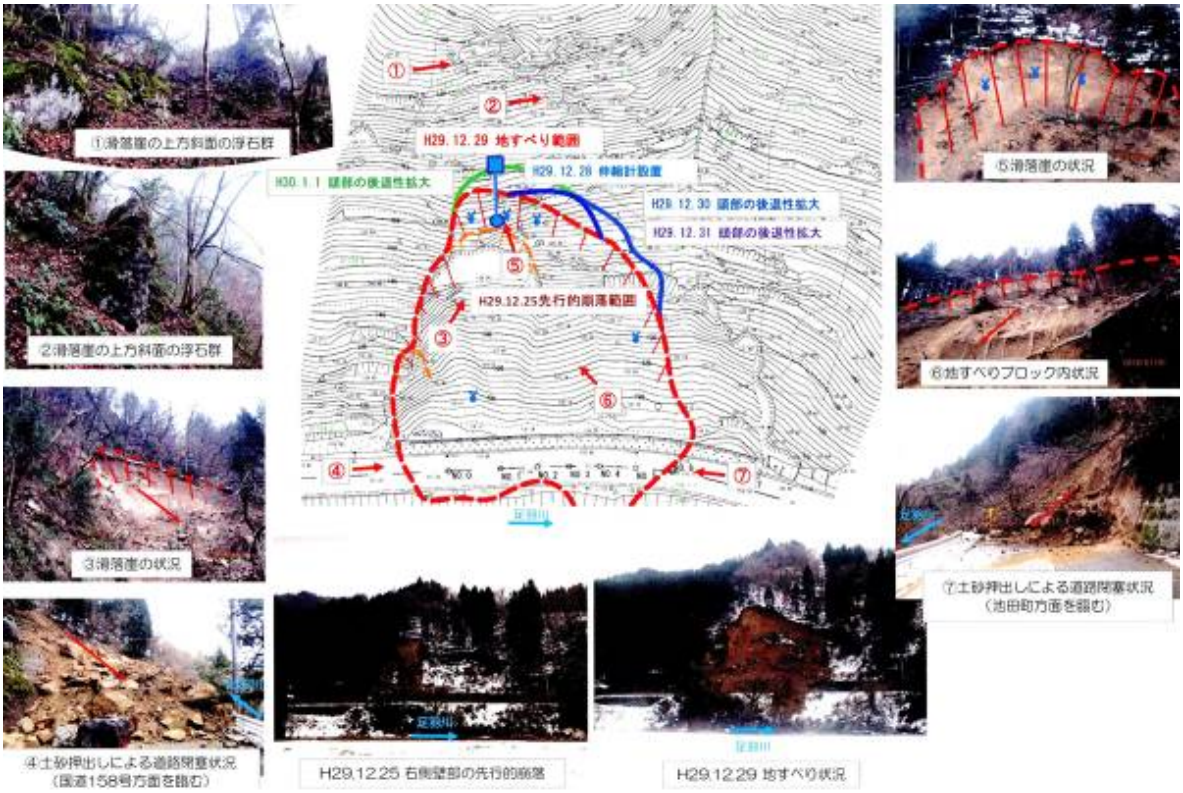
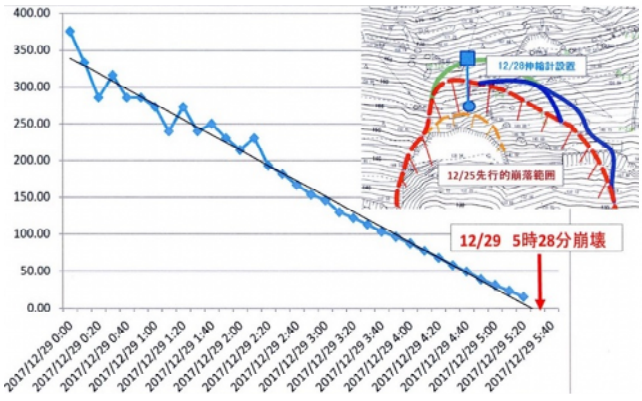


写真-3　発生の状況

写真-4　発生の状況



崩壊予測手法：表面移動速度の逆数を用いた予測法（福囲　1985）

表面移動速度の逆数と時刻の関係から、移動速度の逆数が０(ゼロ)になる時刻を崩壊予想時刻とする方法である。

$$1/v = [a\ (b-1)^{1/(b-1)} \times (tr-t)^{1/(b-1)}]$$

ここで、v：表面移動速度
t：時刻
tr：崩壊時刻
a，b：定数

実際には、それぞれの時刻における移動速度の計測結果をグラフにプロットし、縦軸＝０まで延長し崩壊時刻ｔｒを求める方法である。

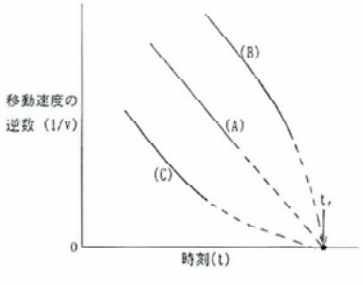


図-3　崩壊時期の予測

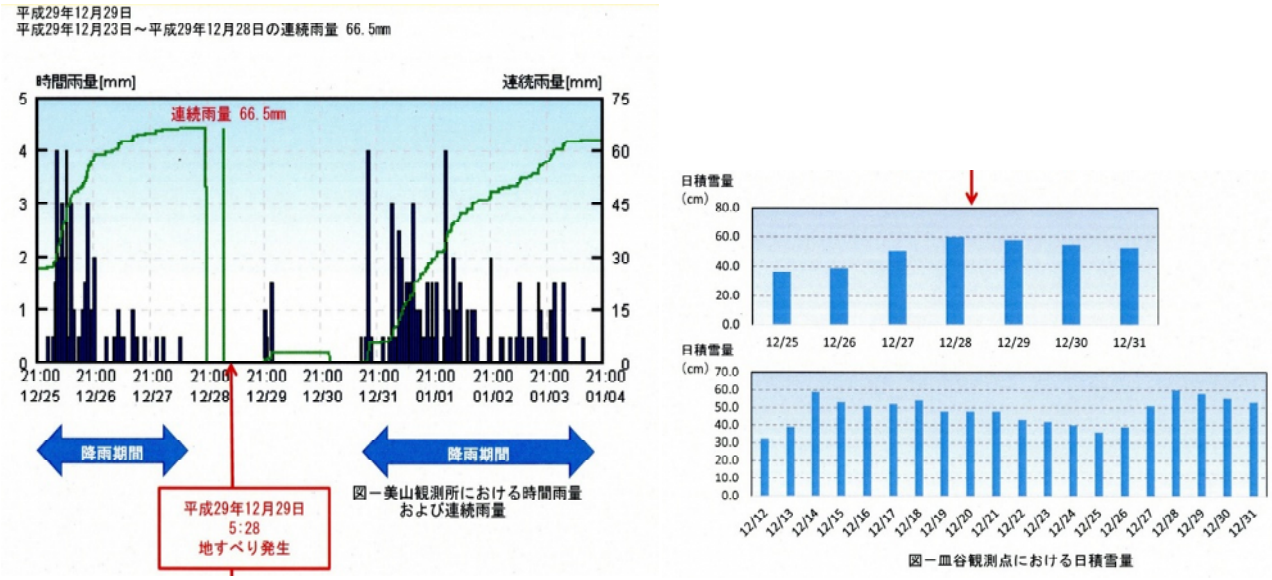


図-4　降雨の状況

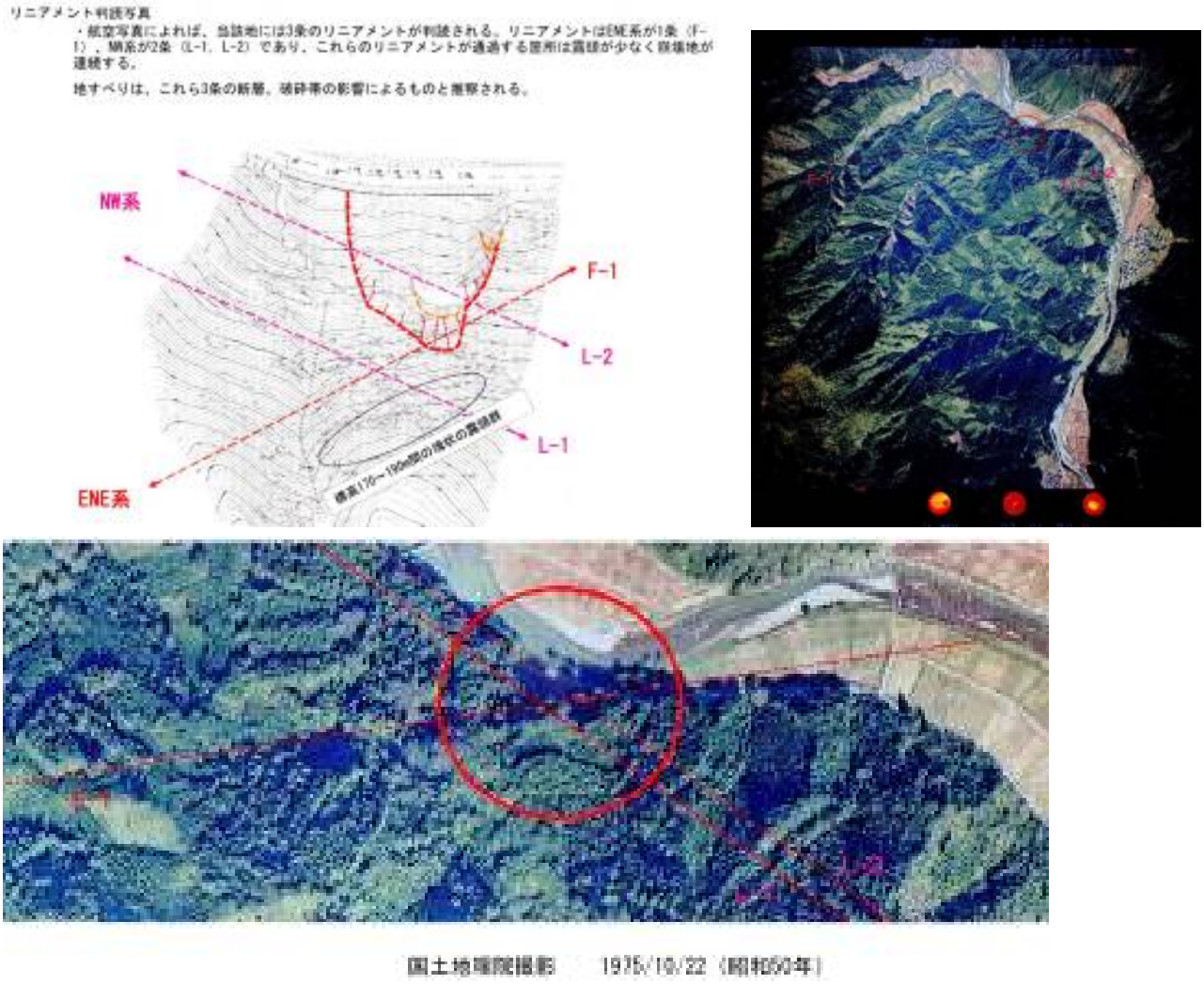


図-5　リニアメント

・地すべりの発生斜面付近に，3条のリニアメントが判読される。

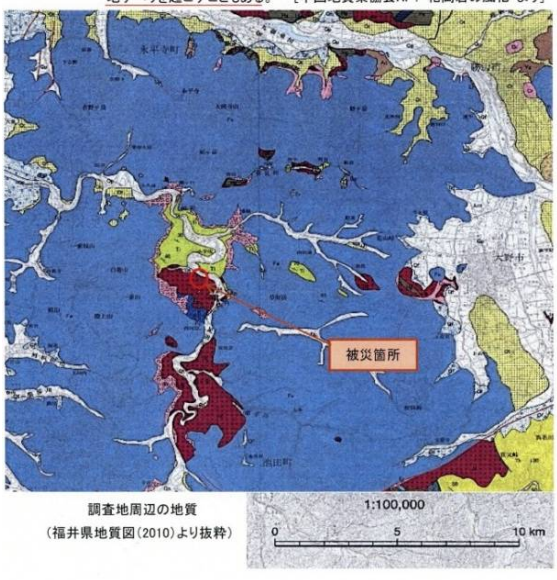
リニアメント （石油/天然ガス用語辞典 ）

リモート・センシング映像上に認められる断層、構造的弱線、その他の割れ目の反映と考えられる線状の地形的特徴をいう。
それらは、直線的な河川、谷、地形の急変部、あるいは土壌、植生のトーンや色の直線的境界として認められる。オアシス、砂丘、湖沼の配列が直線的な場合もリニアメントとされ、しばしば大規模な断層と密接に関連する。従来、リニア、リニエーション、リニア映像などさまざまないい方があったが、近年ではリニアメントに統一されつつある。地表における多様な規模の割れ目の調査のほか、地下深部の割れ目とも密接に関連すると考えられているため、基盤断層や岩脈の推定、貯留層におけるフラクチャー発達の推定などを目的に、石油、金属、地熱の探査に際してリニアメント解析が有効であることが知られている。

図-6　リニアメント

地質区分：飛騨外縁帯（中生代前期ジュラ紀～中期ジュラ紀）
分布地質：火成岩類（片麻岩・古期花崗岩類）
特徴　花崗岩は一般に、節理と呼ばれる縦や横の亀裂が発達する。その亀裂に沿って水や空気が進入すると、長石、雲母などが粘土鉱物へと変化して「まさ土」化する。亀裂間隔が1m以上の地域では、「コアストーン」と呼ばれる未風化礫（大きいときは直径数mにも達する）がゴロゴロする特異な地形を形成する。また、亀裂間隔が数cmの亀裂密集帯では、雨水量が岩盤全体に浸透するため風化が進行し、地表から100m以上の深さまで「まさ土」からなる「**深層風化帯**」を形成しやすい。
風化した花崗岩は掘削がしやすい反面、災害の危険性も併せ持っている。まさ土化が進んだ斜面では崖崩れや土石流などの土砂災害がしばしば発生する。岩自体は非常に硬質でも、亀裂や節理に囲まれた岩塊が崩壊や地すべりを起こすこともある。　［中国地質業協会HP："花崗岩の風化"より］

風化の影響により、亀裂が発達した花崗岩類



調査地周辺の地質
（福井県地質図（2010）より抜粋）

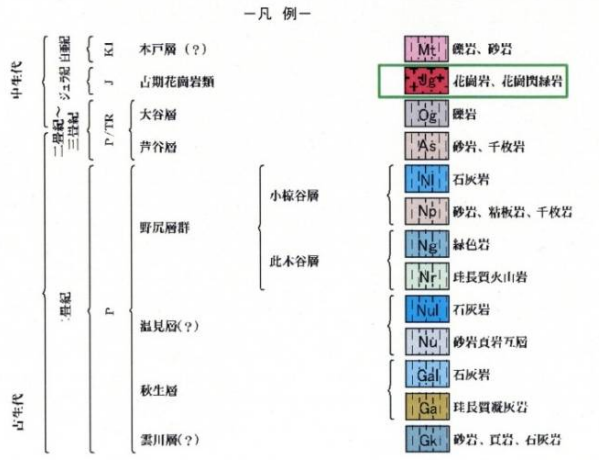
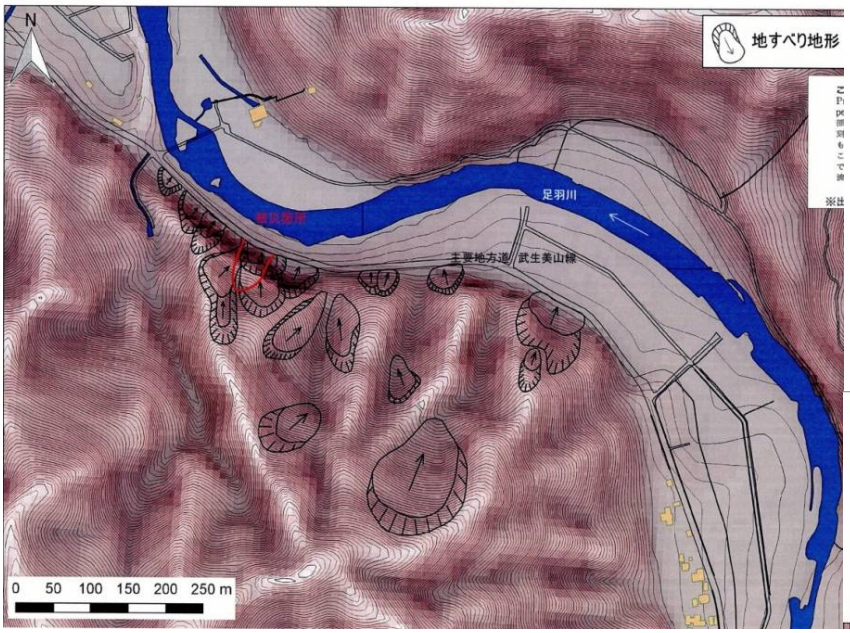


図-7　地質

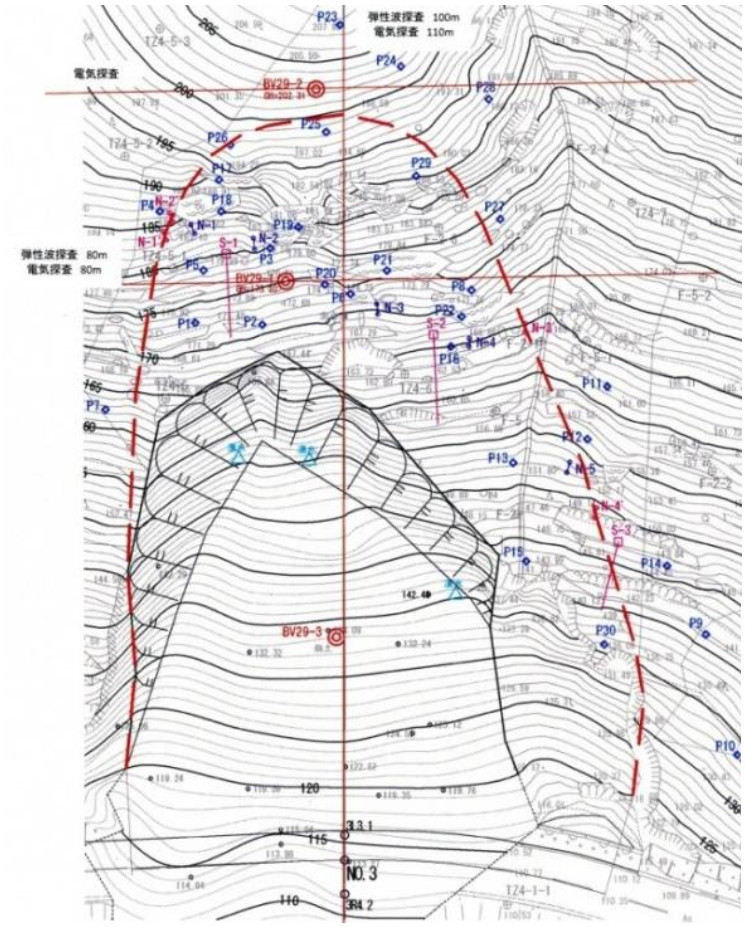
・福井県嶺北地域の山間部に当たり，旧美山町は多雪地（過去5年間の平均積雪深　138cm/年）である。
・標高約110～約200mの北東向き斜面が対象地となる
・地すべり末端部下方は，足羽川の攻撃斜面となり，活発な河川浸食を受けやすい。
・被災箇所に接して，地すべり地形が群集している。



こうげきしゃめん　攻撃斜面　undercut slope　(独) Prallhang　(仏) rive concave　(露) вогнутый берег реки　曲流する流路の，外側の岸にある急傾斜した部分。反対側にある緩傾斜した滑走斜面と相対する。下刻曲流で典型的な形態がみられるが，自由曲流においても，攻撃斜面は深く，しかも最深部は外側近くに偏し，この種の形態をとる。これは，流水がぶつかる外側の岸では水勢が強く，水面が盛り上がり，岸側に沿って下降流が生じ，深く浸食されるためである。　[中山正民]

※出典．新版地学事典　地学団体研究会より　p.414

図-8　地形



	数　量
調査ボーリング	3孔（BV29-1，29-2，29-3）
物理探査　弾性波探査	2測線
電気探査	3測線
パイプ歪計観測	3孔（BV29-1，29-2，29-3）
地下水位観測	3孔（BV29-1，29-2，29-3）
地盤伸縮計	3箇所（S-1～S-3）
定点観測	16箇所（P1～P16）
定点観測	14箇所（P17～P30）
貫板観測	5箇所（N-1～N-5）
貫板観測	4箇所（N-1'～N-4'）

図-9　調査項目

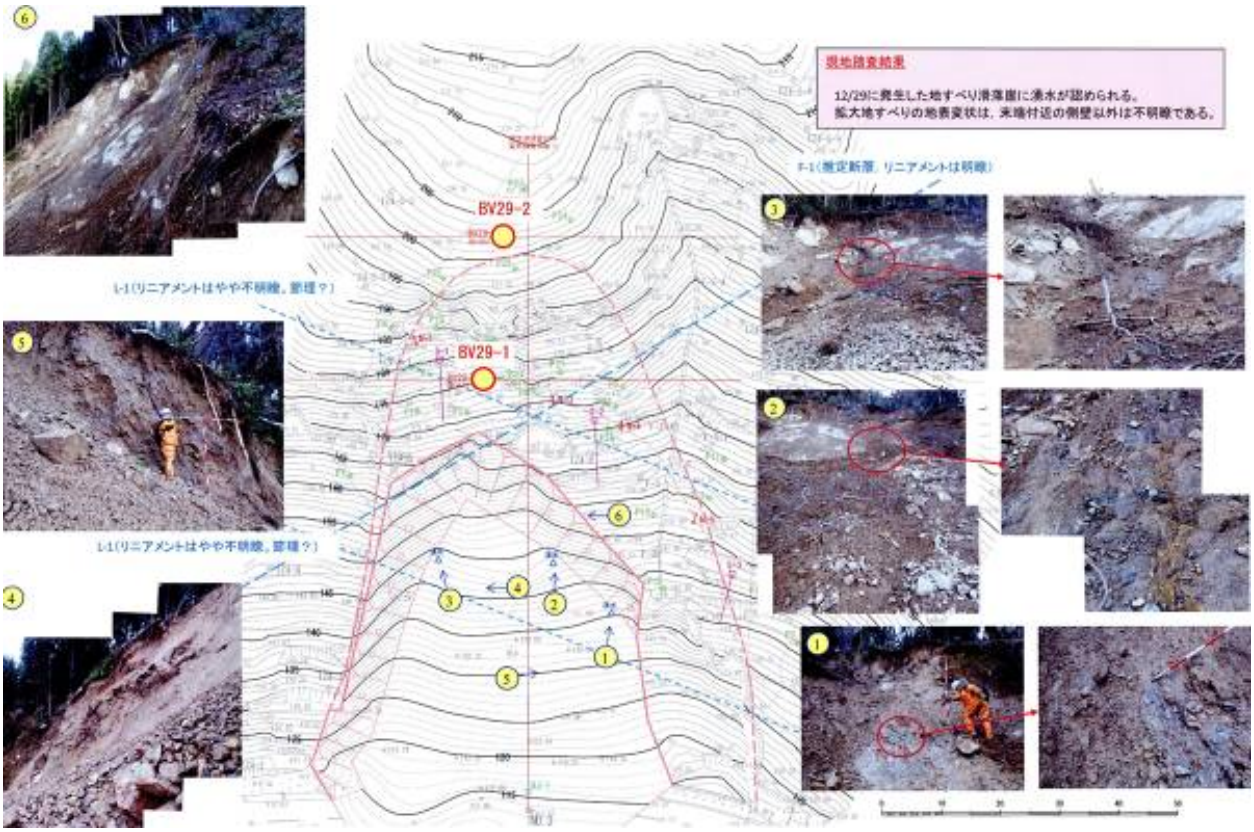


図-10　周辺状況踏査

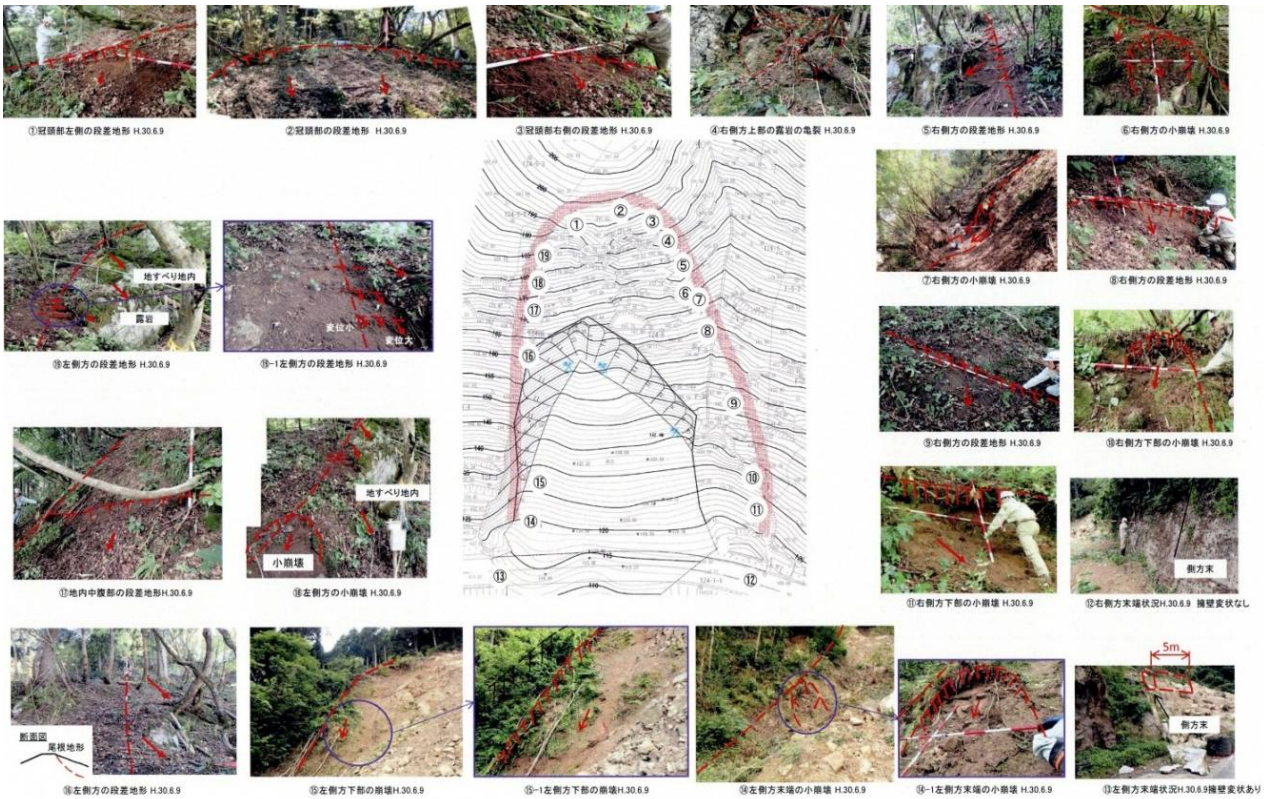


図-11　周辺状況踏査（変状の範囲）

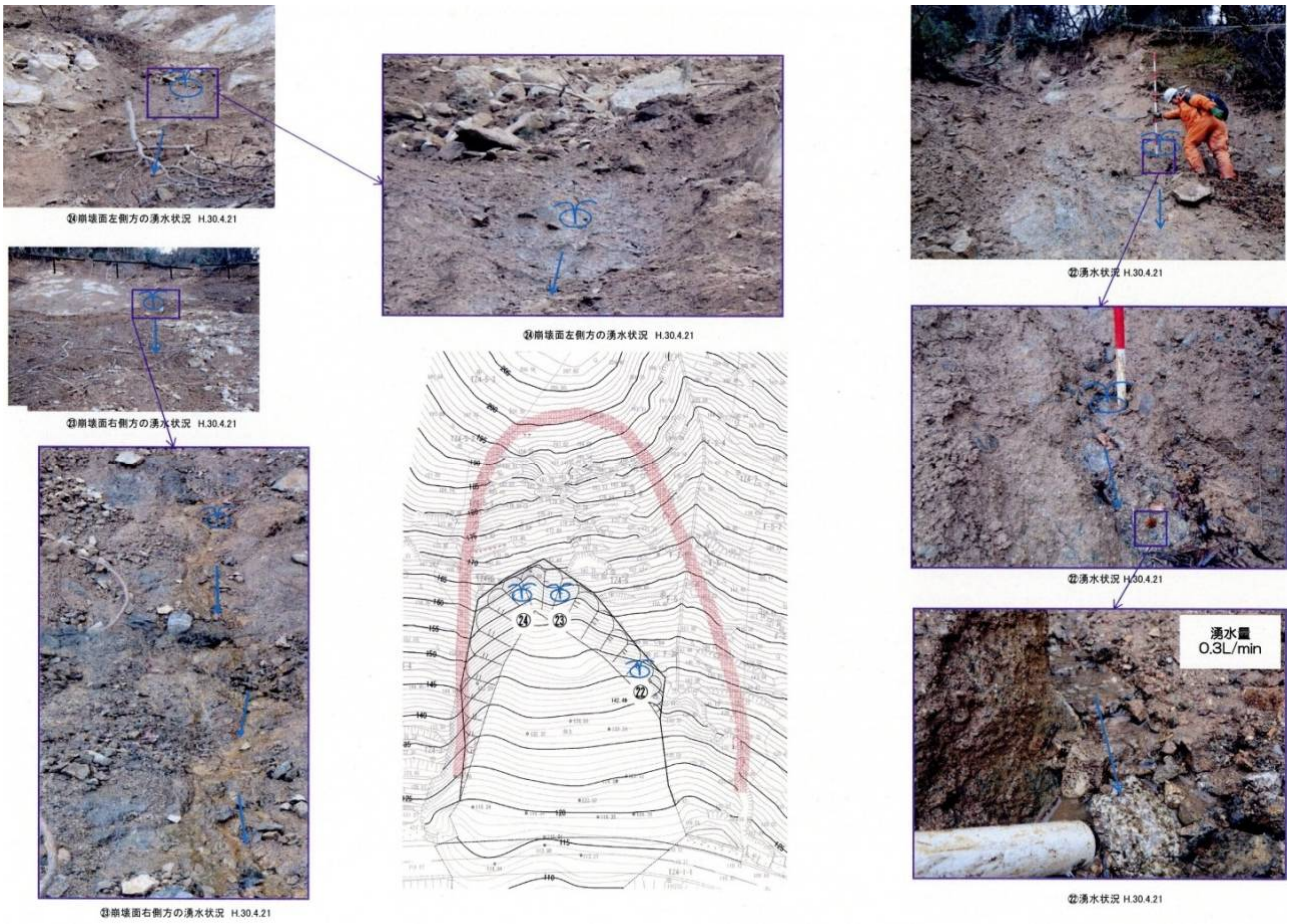


図-12　湧水の状況

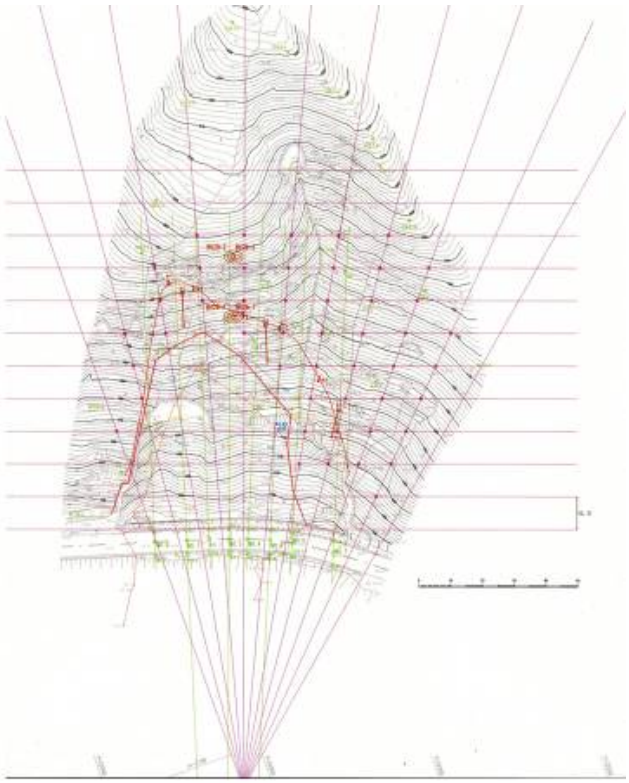


図-13　定点観測の配置

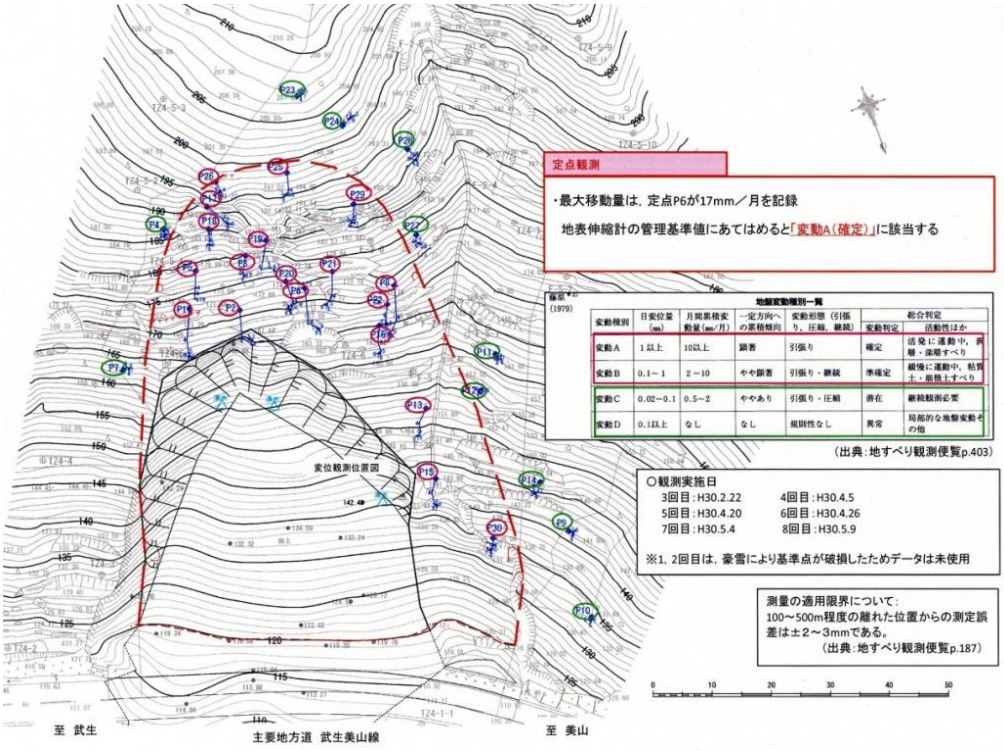


図-14　定点観測の結果

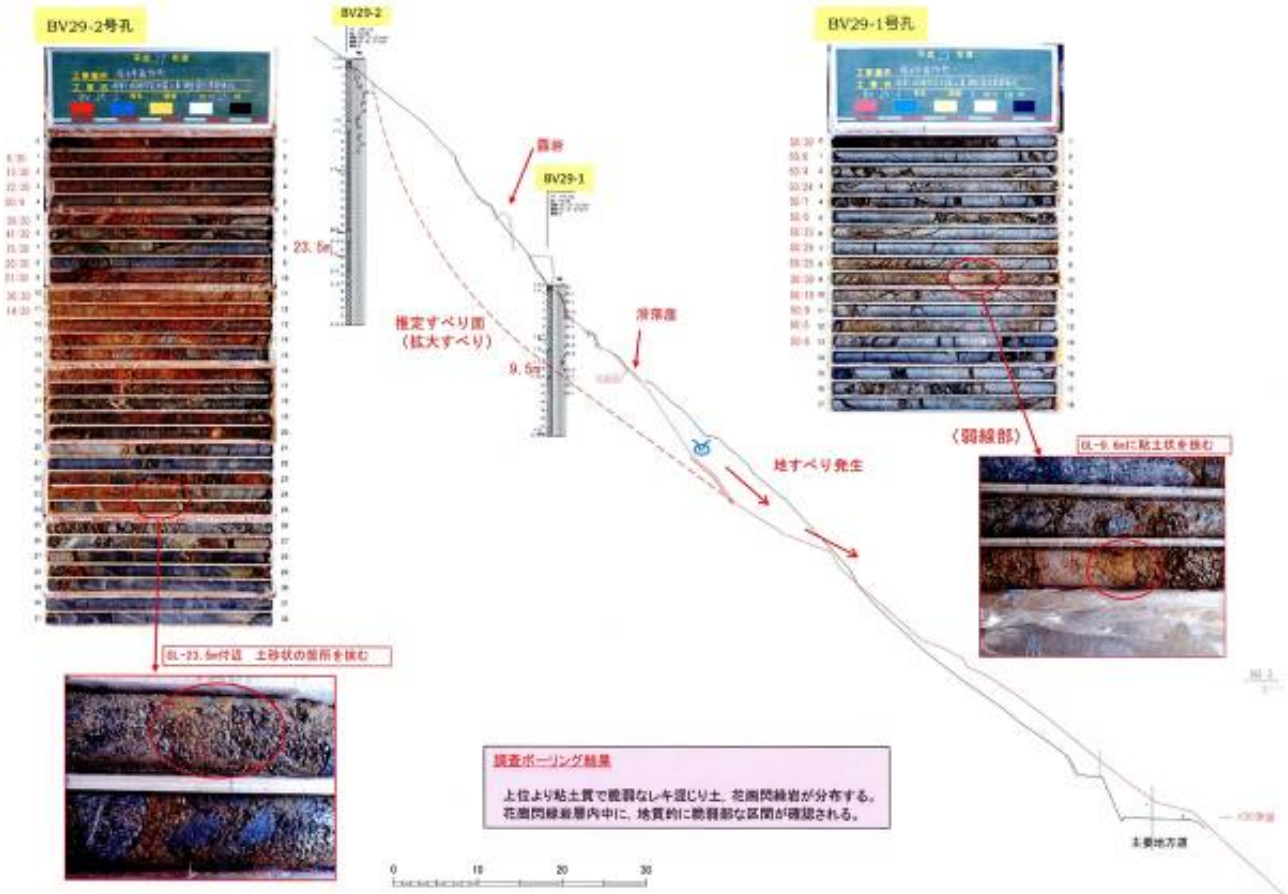


図-15(a)　ボーリングコア観察（BV29-3 掘削以前）

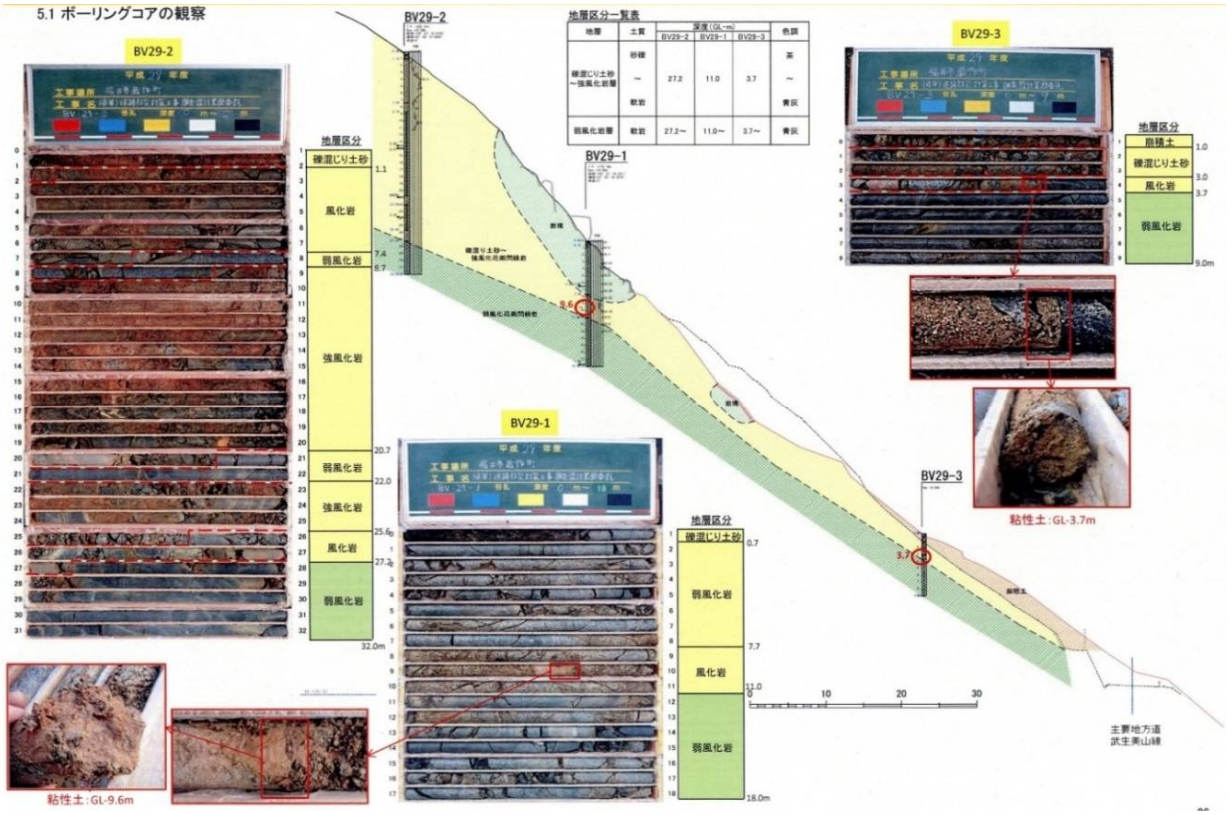


図-15(b)　ボーリングコア観察（BV29-3 追加）

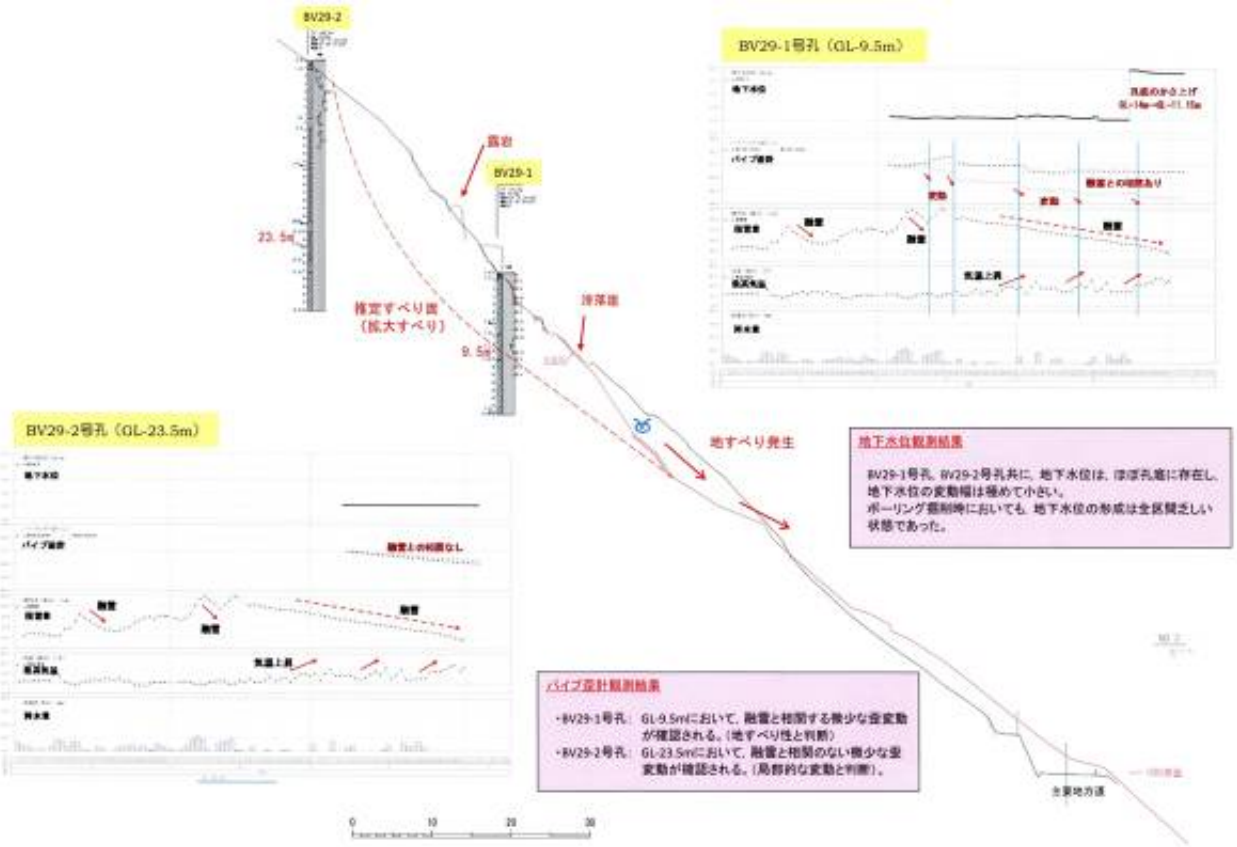


図-16　パイプひずみ計観測結果

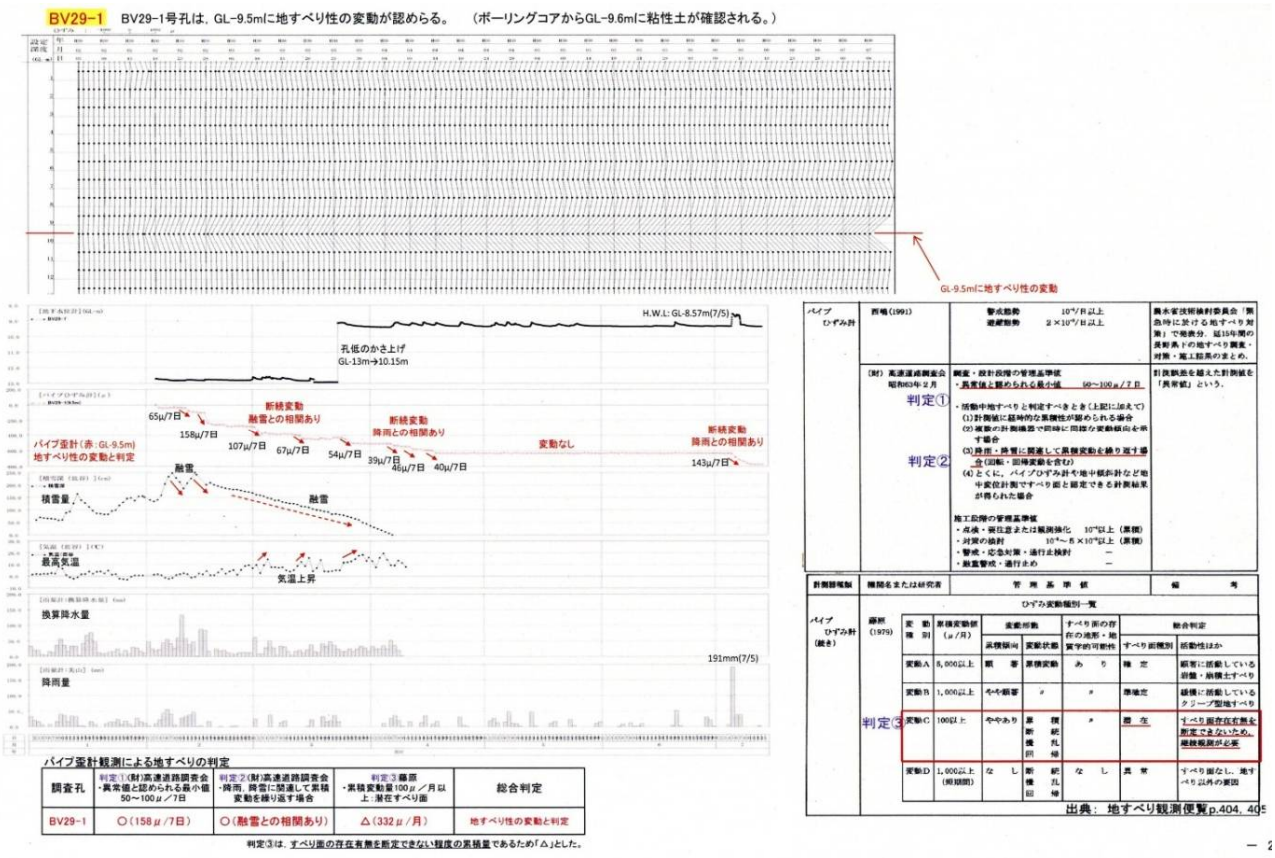


図-17　パイプひずみ計観測結果

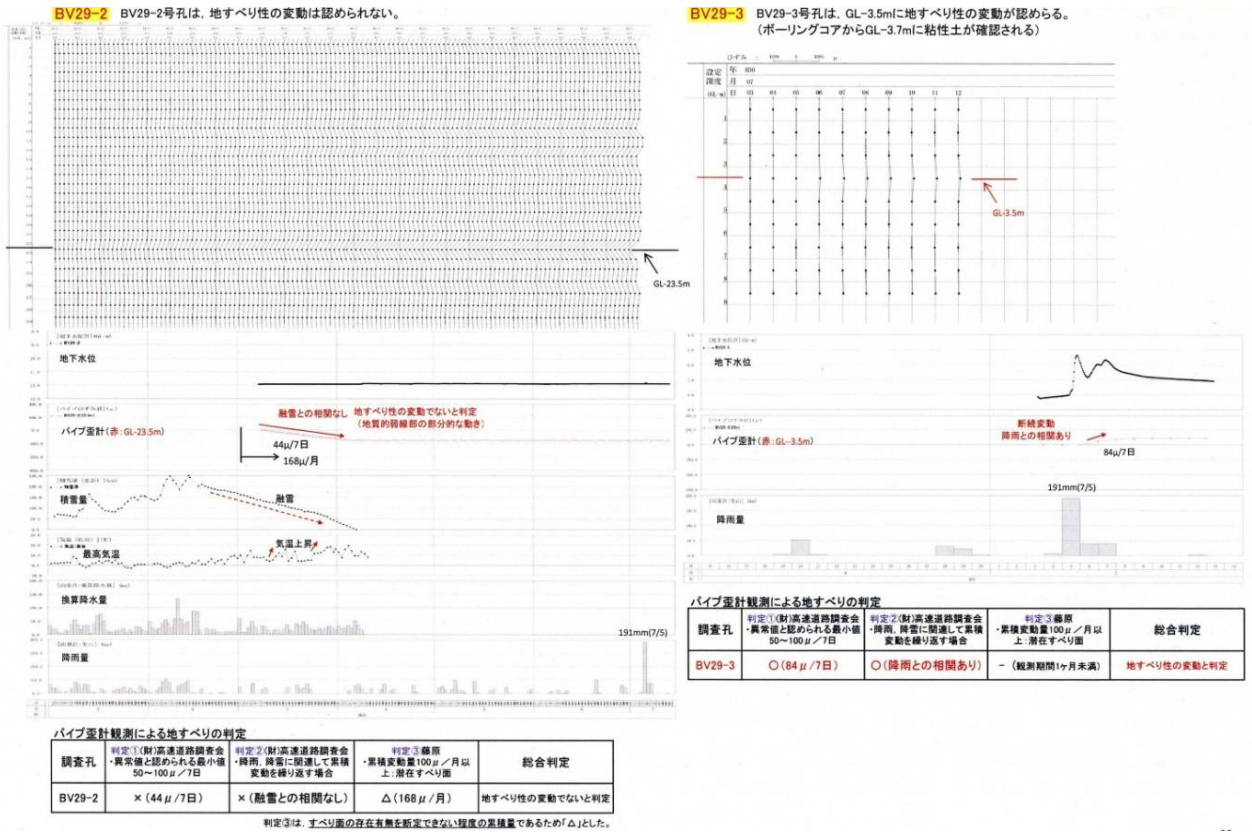


図-18　パイプひずみ計観測結果

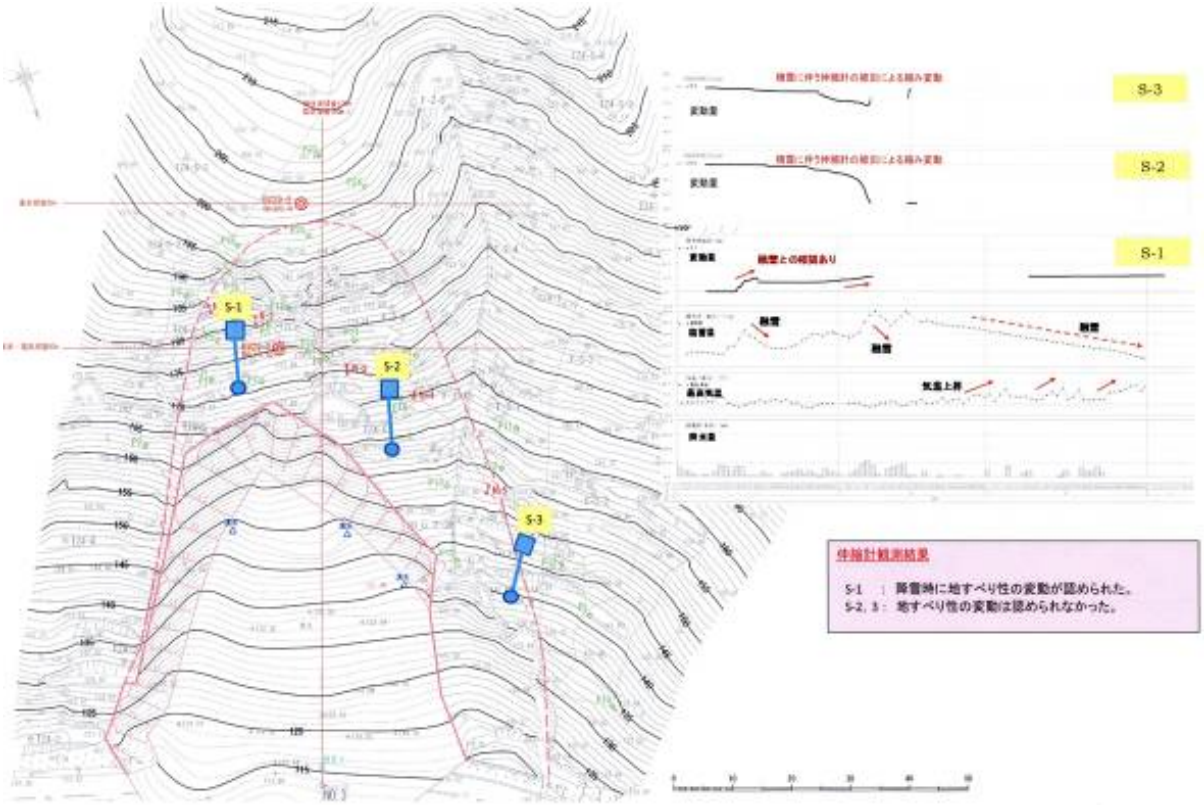


図-19　伸縮計観測結果

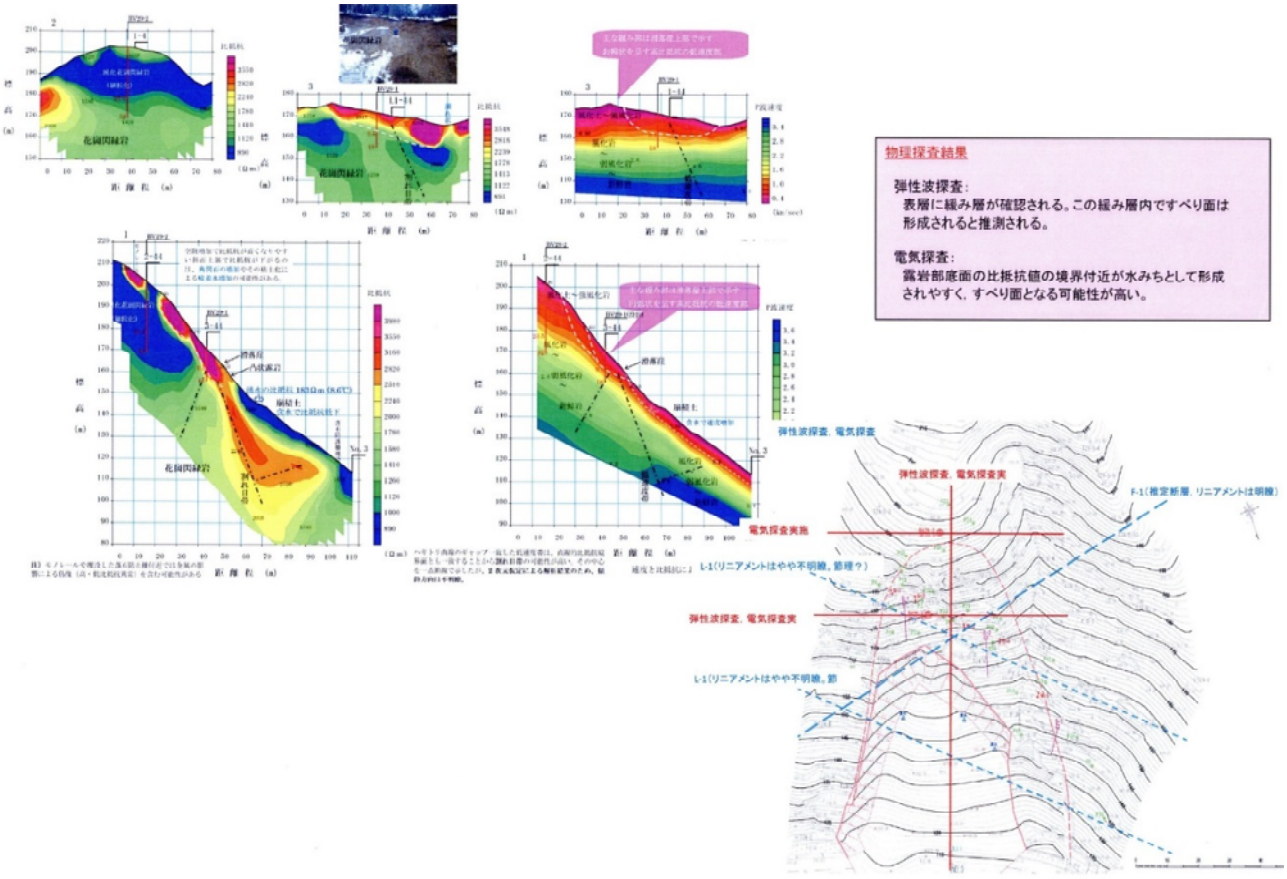


図-20　弾性波探査の結果

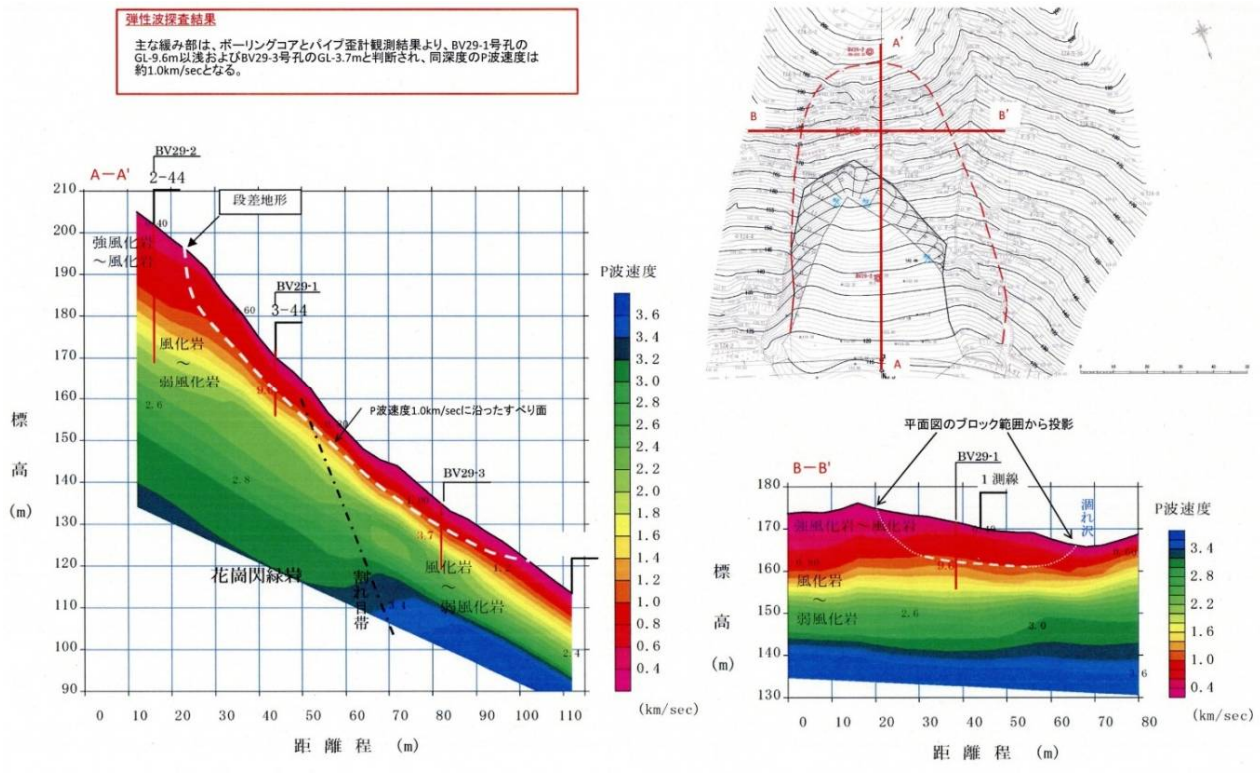


図-21　弾性波探査の結果

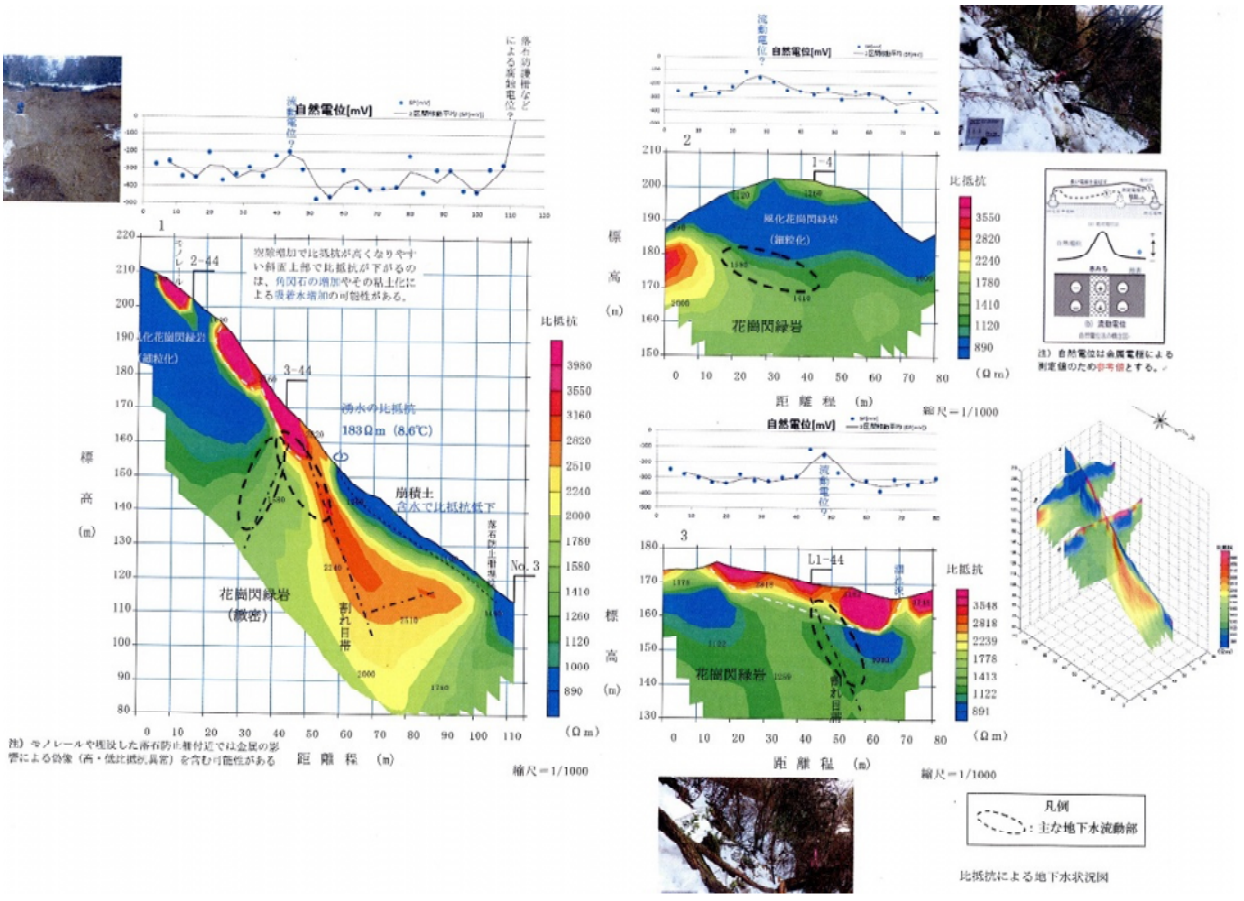


図-22　電気探査の結果

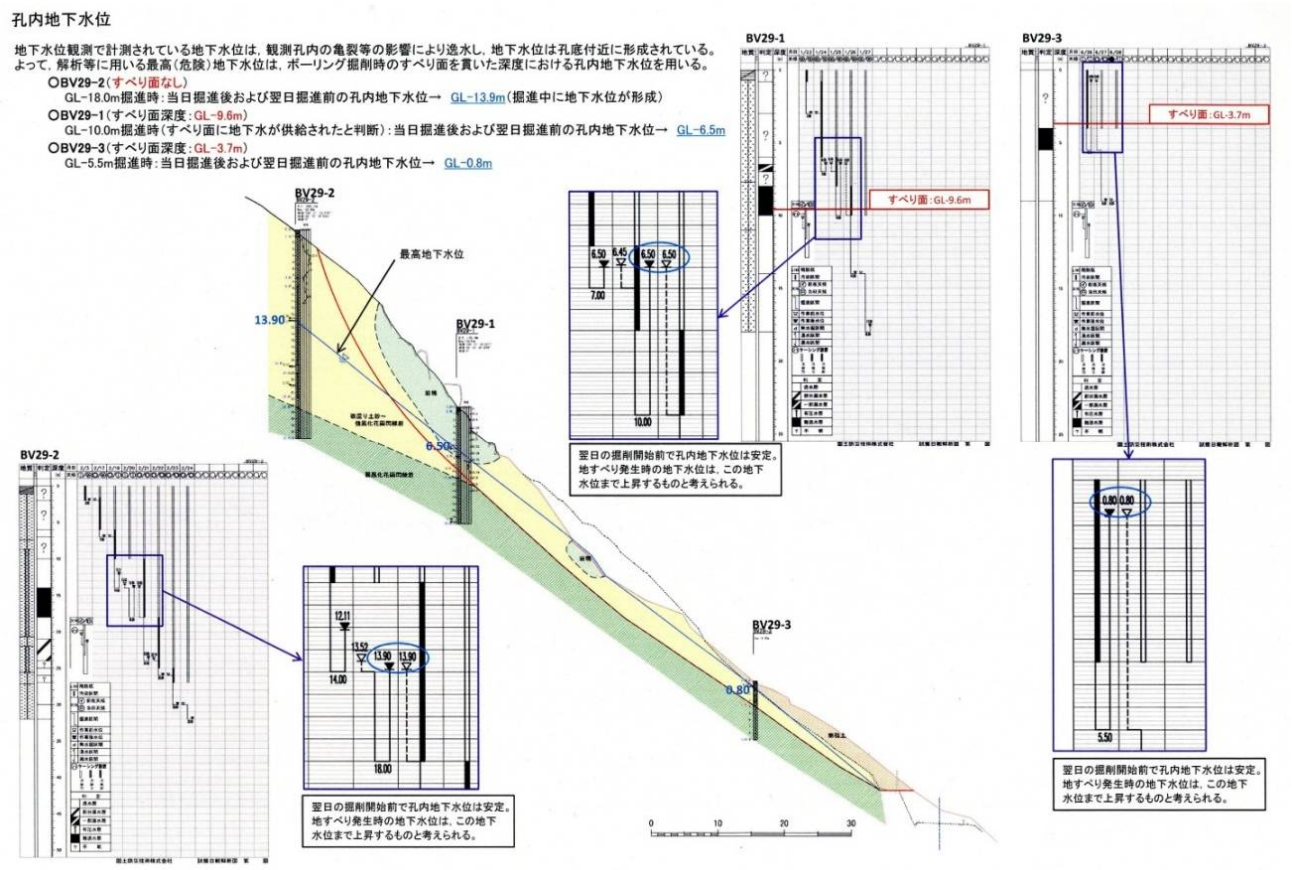


図-23　孔内地下水位の状況

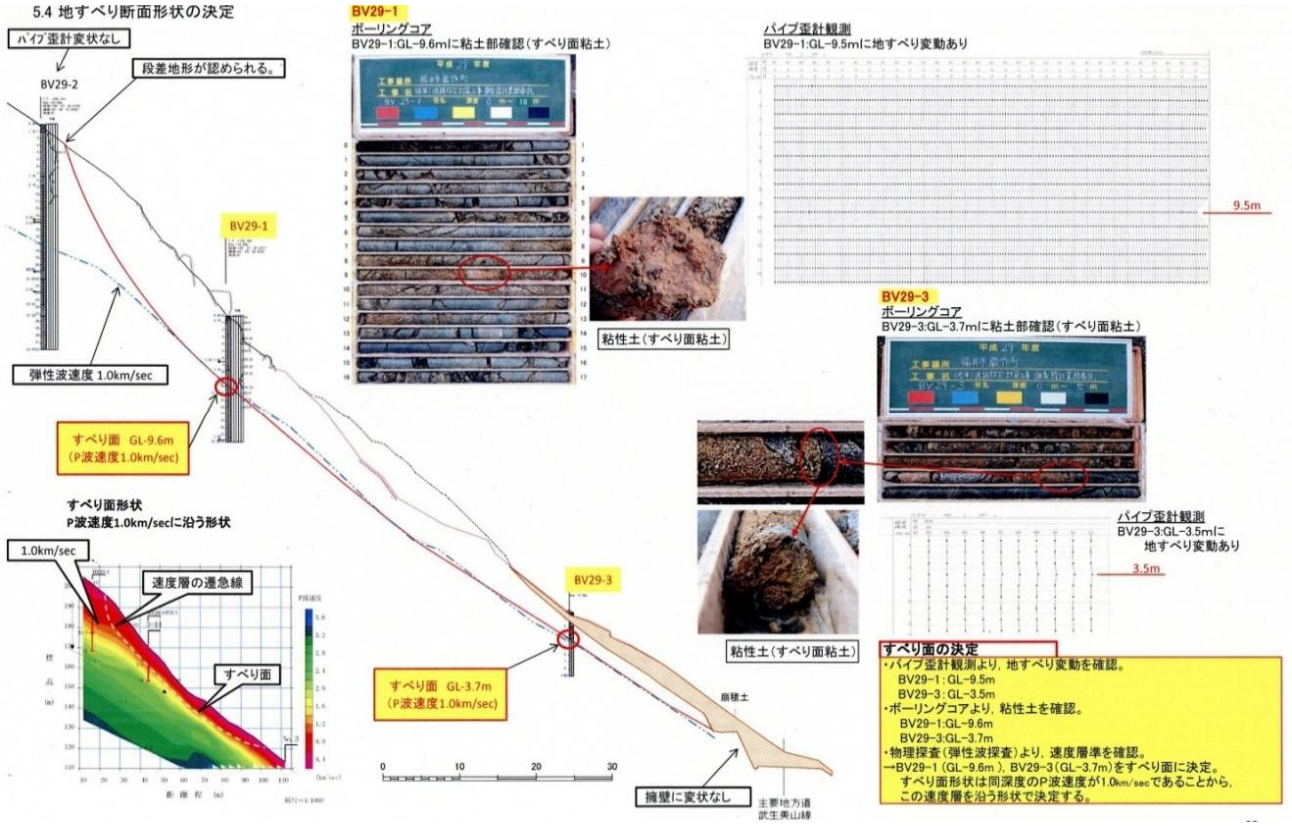


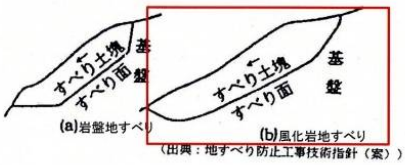
図-24　すべり面位置の推定

表2-2　地すべりの型分類

特徴＼分類	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩積土地すべり	粘性土地すべり
平面型	馬蹄型，角型	馬蹄型，角型	馬蹄型，角型，沢型，ボトルネック型	沢型，ボトルネック型
微地形	凸状尾根地形	凸状台地形 単丘状凹状台地形	多丘状凹状台地形	凹状緩傾斜地形
すべり面型	椅子型，舟底型	椅子型，舟底型	階段状，瓦状	階段状，層状
おもな土塊の性質（頭部）	岩盤または弱風化岩	風化岩（亀裂が多い）	礫混り土砂	巨礫，または礫混り土砂
おもな土塊の性質（末端部）	風化岩	巨礫混り土砂	礫混り土砂，一部粘土化	粘土，または礫混り粘土
運動速度	2.0cm/日以上	1.0～2.0cm/日程度	0.5～1.0cm/日程度	0.5cm/日以下
運動の継続性	短時間突発性	ある程度断続的（数十～数百年に1度）	断続的（5～20年に1回程度）	断続的（1～5年に1回程度）
ブロック化	1ブロックが多い	末端部，側面部に2次的地すべり発生	頭部がいくつかに分割され，2～3ブロックになる	全体が多くのブロックに分かれ相互に関連し合って運動
予知の難易	非常に困難，綿密な踏査と精査を必要とする	1/3,000～1/5,000地形図で確認できる	1/5,000～1/10,000地形図でも確認できる 地元での聞き込み等も有用	地元での聞き込み等により容易に確認できる
一般的な斜面	一般に台地部があるが不明瞭である 凸形斜面に多く縁部から発生する	明瞭な段落ち，帯状の陥没地と台地を有する 大きく見れば凹形だが主要部は凸形を呈する	滑落崖を形成しその下に沼，湿地等の凹部がある 頭部にいくつかの残丘があり，凹形斜面に多い	頭部に不明瞭な台地を残し大部分は一様な緩斜面，沢状の斜面である
おもな地質と構造	断層，破砕帯の影響を受けるものが多い	結晶片岩地帯，新第三紀層に広く分布する 断層，破砕帯の影響あり	結晶片岩地帯，新第三紀層に広く分布	新第三紀層に最も多く，衝上断層破砕帯などの構造線沿いにも一部見うけられる

災害復旧事業における地すべり対策の手引き　p.14（社）全国防災協会

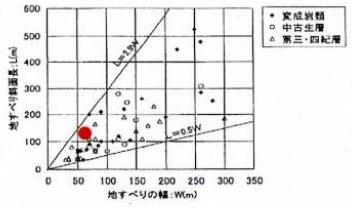
一般的な地すべり形状



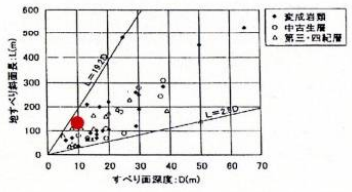
（出典：地すべり防止工事技術指針（案））

図8　舟底地すべり面

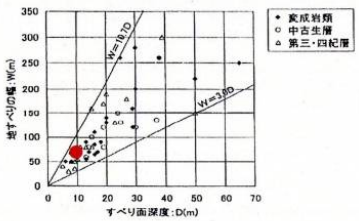
地すべりの型分類	風化岩地すべり（船底型すべり面）
地すべりの規模	全体地すべり　幅　60m×斜面長　120m×深さ10m
地すべりの平面型（凹状台地地形）	全体地すべり 全体の地すべりの中央から下方にかけては，大きく崩落しているが，その他の範囲は被災前の状況を保ちながらも変位が進行している。 これらを包括する全体地すべりは凹状台地地形を呈する。
地すべり形状の妥当性	一般的な地すべり地形の範疇内である。 L=2.0W　（一般値：0.5～2.9W） L=12.0D　（一般値：2.8D～19.2D） W=6.0D　（一般値：3.0D～10.7D）



地すべり斜面長と幅の関係



地すべり斜面長と深度の関係

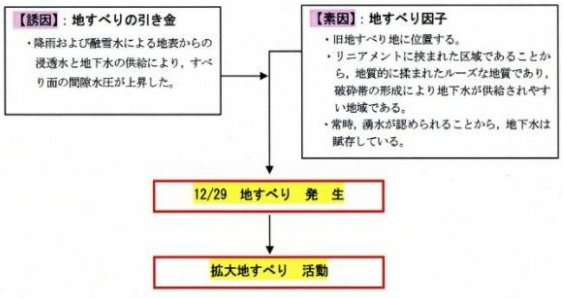


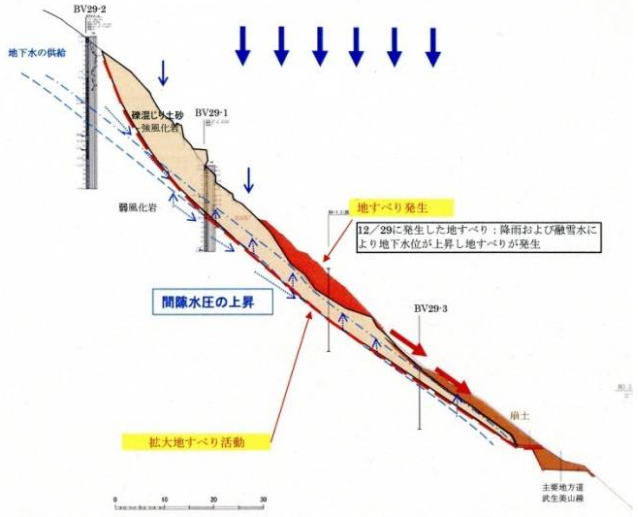
地すべりの幅と深度の関係

図Ⅰ.2.4　地すべりの斜面長・幅・深度の関係
（上野，2001）

地すべり地形：

図-25　地すべりブロックの妥当性（(社)日本地すべり学会：地すべり地形 地質的認識と用語）





12/29の地すべり発生に伴い，上方斜面の不安定化が助長され新たな地すべりの存在を確認

【確認した事象】
→現地踏査（小崩壊，段差地形，湧水等）
→定点観測の変動
→ボーリングコアの確認
粘性土確認（BV29-1，BV29-3号孔）

図-26　地すべりの発生原因

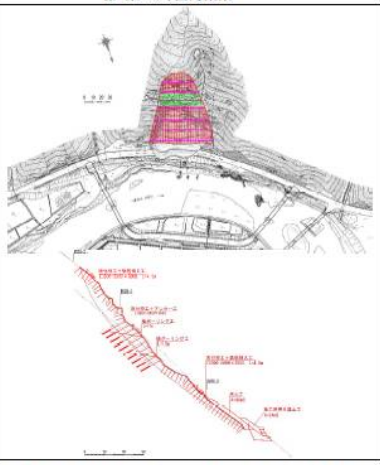
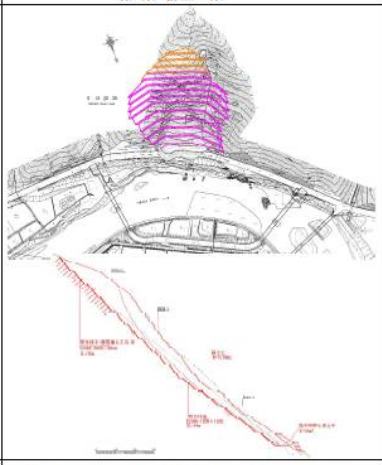
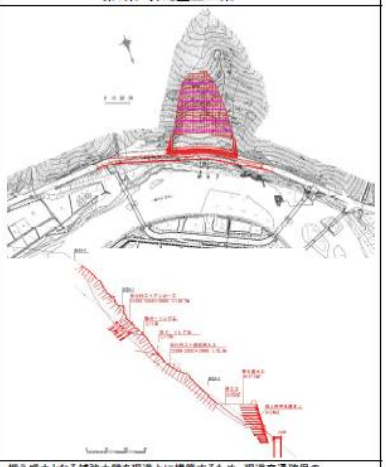
			第1案 のり面対策案		第2案 排土工案		第3案 押え盛土工案	
計画概要図								
概要	ルート特性		現道復旧とし、これに必要な地すべり防止工(アンカー工)を施す計画である。		現道復旧とし、これに必要な地すべり防止工(排土工)を施す計画である。		押え盛土となる補強土壁を現道上に構築するため、現道交通確保のために川側へ仮桟橋を設ける計画である。	
	復旧延長		L=67m		L=67m		L=212m	
	幾何構造	平面	曲線数:N=1箇所 曲線半径:Rmin＝120m(被災箇所現道)		曲線数:N=1箇所 曲線半径:Rmin＝120m(被災箇所現道)		曲線数:N=2箇所 曲線半径:Rmin＝100m(起点側現道)	
		縦断	最急勾配:i=4.0%(現道)		最急勾配:i=4.0%(現道)		最急勾配:i=4.0%(現道)	
	主要構造物		アンカー工:170本　鉄筋挿入工:1,345本　吹付枠工:7,252㎡ 植生工:4,846㎡		吹付枠工:8,730㎡　鉄筋挿入工:450本 植生工:5,587㎡		アンカー工:125本　鉄筋挿入工:1,200本　吹付枠工:4,850㎡ 植生工:3,784㎡	
	土工規模		排土工:V=7,638m3		排土工:V=76,506m3		排土工:V=　7,638m3 盛土工:V=18,228m3	
	補償規模		用地:山林　6,500㎡　耕作地:　－㎡　宅地:　－㎡ 補償物件:　－		用地:山林　9,000㎡　耕作地:　－㎡　宅地:　－㎡ 補償物件:　－		用地:山林　6,500㎡　耕作地:　－㎡　宅地:　－㎡ 補償物件:　－	
走行性			現行通り	○	現行通り	○	現行通り	○
防災性			長大のり面が発生するため、落石対策が必要である。	△	長大のり面が発生するため、落石対策が必要である。	△	長大のり面が発生するため、落石対策が必要である。	△
自然環境への影響			長大のり面となり、地形の改変が大きい。	△	長大のり面となり、地形の改変が大きい。	△	長大のり面となり、地形の改変が大きい。	△
維持管理			長大のり面の維持管理が必要である。	△	長大のり面の維持管理が必要である。	△	長大のり面の維持管理が必要である。	△
施工性			通常ののり面対策工事である。	○	工事用道路が別途必要となり、土砂運搬は施工性に劣る。	×	通常ののり面対策工事である。	○
経済性 (工事費)			本工事9.9億円、応急仮設3.2億円、合計13.1億円 比率1.12　(安価順位　2位/5比較)	○	本工事19.2億円、応急仮設3.2億円、合計22.4億円 比率1.91　(安価順位　5位/5比較)	×	本工事13.2億円、応急仮設3.2億円、合計16.4億円 比率1.40　(安価順位　4位/5比較)	△
総合評価			経済性は2番目に良いが、防災性に劣る。	○	維持管理、施工性で劣り、経済性は5案中最も劣る。	×	機能性や維持管理は第1案と同等だが、経済性に劣る。	△

図-27　対策工案（その 1）

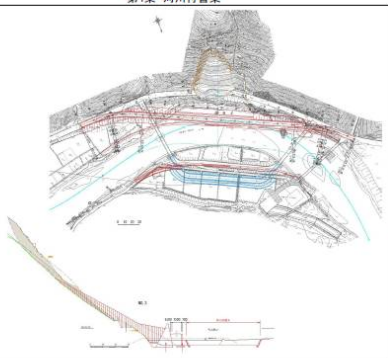
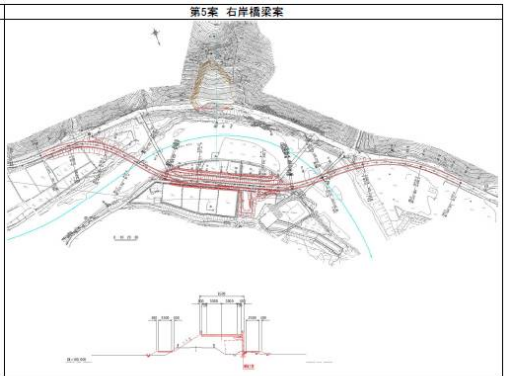
			第4案 河川付替案		第5案 右岸橋梁案	
計画概要図						
概要	ルート特性		地すべり対策擁壁を設置し、その前面に道路を付替える。また、河川付替えを行う。		地すべり区間を避け、足羽川右岸へ橋梁で迂回するルートである。 迂回路の有効利用を図る。	
	復旧延長		L=390m		L=595m	
	幾何構造	平面	曲線数:N=2箇所 曲線半径:Rmin＝100m(計画道路)		曲線数:N=4箇所 曲線半径:Rmin＝100m(計画道路)	
		縦断	最急勾配:i=4.0%(計画道路)		最急勾配:i=1.4%(計画道路)	
	主要構造物		地すべり対策擁壁:110m　逆T式擁壁:248m 河川付替:350m		1号橋梁(ポステンT桁):　70m 2号橋梁(ポステンT桁):100m	
	土工規模		盛土:V=20,230m3 掘削:V=28,900m3		盛土:V=12,300m3	
	補償規模		用地:山林　－㎡　耕作地:　5,700㎡　宅地:　－㎡ 補償物件:　－		用地:山林　－㎡　耕作地:　6,500㎡　宅地:　－㎡ 補償物件:　－	
走行性			現行と同等	○	曲線区間は増えるが、縦断勾配の緩和が図られる。	○
防災性			無対策の長大のり面が残るため、防災性の確実性に劣る。	×	防災性は非常に高い。	◎
自然環境への影響			河道延長の短縮に伴う川の流れの変化や下流域への影響が懸念される。	△	地形の改変は小さい。	○
維持管理			地すべり斜面の監視が必要である。	△	一般的な橋梁等の維持管理のみである。	○
施工性			河川付替えは施工期間に制約を受ける。 迂回路とバイパス道路が交差するため、施工中、一般交通の切り回しが必要である。	×	施工時の安全性は斜面対策案(第1案、第2案、第3案)に比べて高い。	○
経済性 (工事費)			本工事12.7億円、応急仮設3.2億円、合計15.9億円 比率1.36　(安価順位　3位/5比較)	△	本工事8.5億円、応急仮設3.2億円、合計11.7億円 比率1.00　(安価順位　1位/5比較)	◎
総合評価			防災性、施工性で劣り、経済性は5案の中で最も劣る。	×	防災性、経済性で最も優れる。	◎

図-28　対策工案（その 2）

【事例 1-7⑧】 2018 年 3 月、一般県道越前織田線 越前町道口

約 20 年前に斜面崩壊後の対策として施工した斜面上部の法枠部分全体が崩落した（幅 40m、長さ 50m 程度）。下部のモルタル吹付け工部分はほとんど変状がなかった（写真-1～7）。恒久対策までの暫定対策

として、崩壊発生 3 日後から上部（法肩など）斜面整形・下部（崩壊面内）掘削・ラス網張りが実施された（表-1）。崩壊発生 30 日後に、崩壊面内で表層崩壊と大きな亀裂が生じた（写真-10）。4）斜面崩壊時期と降雨の関係が、降雨による災害採択の基準（最大 24 時間雨量 80mm 以上など）を満たさなかった。降雨などを直接の原因としない、風化の進行による斜面崩壊の事例である。地質：花崗岩、平面図：図-3、断面図：図-4。**調査結果**：崩落場所付近の地表面近くの地層は花崗岩が風化してマサ土の状態で分布しており、大小の礫が浮石・転石状態で残るとともに、地表面は風化により粘土化している部分もある（図-5、6、写真-8）。崩落斜面下部にモルタル吹付け（道路開通は 30 年程度前、モルタル吹付の施工時期は不詳）、斜面上部に法枠（フリーフレーム、アンカーなし）が 20 年程度前に施工されており、今回は法枠部分全体が崩落している。崩落部分の厚さは 5m 程度と推定されている（図-4）。法枠の枠内にモルタル吹付はなかった。崩落前の写真では法枠部分に大量の樹木が繁茂している（写真-9）。崩落個所下部のモルタル吹付け部分は上部法枠部分の崩落により小段の法肩が部分的に破損しているが、モルタル吹付け部分全体としては安定した状態である（写真-5）。崩落個所上部でのボーリング結果から、地表面から 1.9m：表土、1.9～4.7m：固結度の低いマサ土、4.7～7.5m：固結度中のマサ土、7.5～12m：固結度の高いマサ土、12m～：風化花崗岩となっており、地表面に近いほど風化が進んでいる（図-6、写真-8）。弾性波探査の結果、地表面から 3～5m 程度の厚さで弾性波速度 0.4km/sec 以下のマサ土、その下に数 m の厚さで弾性波速度 0.4～0.5km/sec の強風化花崗岩が、崩落した法枠部分全体にわたり存在している（図-5）。崩落個所下部のモルタル吹付け部分の地山の弾性波速度はほぼ 0.8km/sec 以上となっており、モルタル吹付け部分の地山の風化は、法枠部分ほどには進行していない（図-5）。崩落個所のすべり面の上半分程度は粘土化しているようであり、すべり面の下半分程度はマサ土の状態と見られる。崩落土砂はマサ土であり、風化で残った大小の多量の礫が含まれている。今回の崩落は、固結度の低いマサ土で、弾性波速度 0.4km/sec 以下のマサ土と、弾性波速度 0.4～0.5km/sec の強風化花崗岩の境界付近で発生したとみられる。今回の崩落前の降雨状況は、3 月 23 日の午前 1 時までに 78.0mm の連続雨量が観測されている（図-2）。崩落前 14 日間は積雪深さ 0 となっている。崩落斜面下部のモルタル吹付け部分で少量の湧水が観測されている。崩落個所上部の伸縮計、パイプひずみ計、地下水位計の変化はほとんどなかった。**崩落の原因**：崩落場所付近は花崗岩の風化が進んでマサ土化しており、崩落個所上部から降雨水が浸透しやすい地形・地質であった。崩落した法枠の間はモルタル吹付されていなかったため、降雨水が浸透しやすい状態であった。法枠の間に樹木が繁茂していたため、樹木の根が侵入してマサ土を緩めたり、樹木の根が腐ることで、マサ土部分の風化をさらに進行させた可能性がある。これらが長年継続することによりマサ土の風化や地山の劣化が進行した可能性が高い。降雨浸透水が、モルタル吹付け部分の上部（法枠部分の下端）で一時的に滞留して、この部分の地山の劣化を促進した可能性も考えられる。平成 7 年に斜面上部が一度崩落している。上記の風化作用が長年にわたって継続して安定限界となっていた状態で、降雨を誘因として崩落した推定される。したがって、今回の崩落は地すべり分類における「風化岩地すべり」に属すると判断される。このような、花崗岩の「風化岩地すべり」の事例は全国的にもいくつか見られている。斜面崩壊発生 30 日後の、崩壊面内で表層崩壊と大きな亀裂が生じた原因は、崩壊面の降雨表流水が崩壊面の中央部（凹部）に集中して崩壊面内の地下水位が上昇したことによると推定。**応急対策**：崩壊面にブルーシート設置、ブルーシート押えのネット設置、崩壊面からの落石対策としてブルーシート下にラス網を再設置（図-11）。パイプひずみ計、地下水位観測、伸縮計（図-7）、定点観測、降雨量基準に基づく計測管理。**恒久対策**（図-9～11、写真-12）：花崗岩の風化抑制のための遮水が基本方針。

崩壊部分上部の整形と吹付け。法枠＋鉄筋挿入工。法枠の間は遮水工として防草マルチング吹付け。下段のモルタル吹付け部分は補修してそのまま利用。**教訓**：花崗岩では法枠の間を通常の緑化としておくと、降雨表流水が斜面内に浸透して花崗岩の風化を促進するので法枠間の遮水が重要。斜面下段のモルタル吹付け部分は法枠部分ほどは風化が進行していない。防災カルテはモルタル吹付け部分に注目して法枠部分の風化に注意していない（図-8）。

平成21年 7月24日	点検実施 → 防災カルテ作成（H264A091） 所見（評価理由） 亀裂の多い凝灰岩が局部に露岩し風化進み やや脆くなり，浮石群が点在して分布する。 モルタル部に段差のあるクラックが多数確認され 今後拡大する可能性を留意する
平成30年 3月25日	5:45頃 通行人より110番通報
平成30年 3月25日	6:15 県庁より鯖江丹生土木事務所へ連絡
平成30年 3月30日～ 4月6日	上部斜面整形（無人バックホウ）
平成30年 4月 2日～	下部斜面掘削、仮道設置開始
平成30年 4月 6日	ボーリング1箇所完了（27m）
平成30年 4月10日～	孔内歪計・地下水位計計測開始
2. 災害規模	斜面崩壊 （崩壊斜面の規模 W=49m, L=35m, H=35m, SL=50m） （道路上の崩土 約3,000㎥ W=46m, L=49m, H=33m, SL=60m）
3. 人的被害	現在のところなし

表-1　経緯

図-1　位置

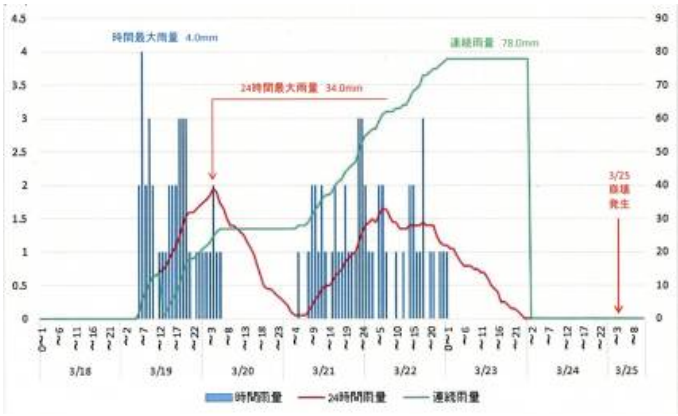


図-2　降雨状況

写真-1　崩壊前の状況

写真-2　崩壊直後

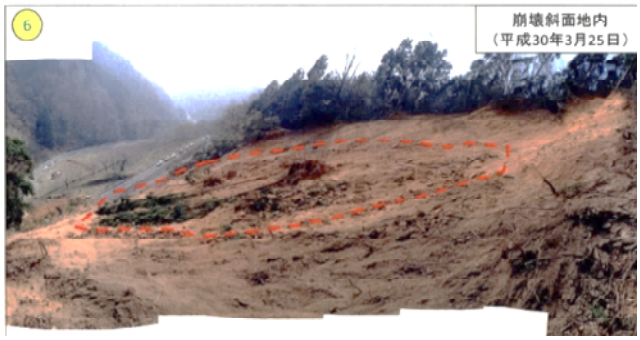


写真-3　崩壊直後（崩壊面内）

写真-4　崩壊直後

写真-5　崩壊直後

写真-6　斜面上部の段差・亀裂

写真-7　崩壊後の状況　崩落土砂撤去、法肩整形、崩壊面内排土

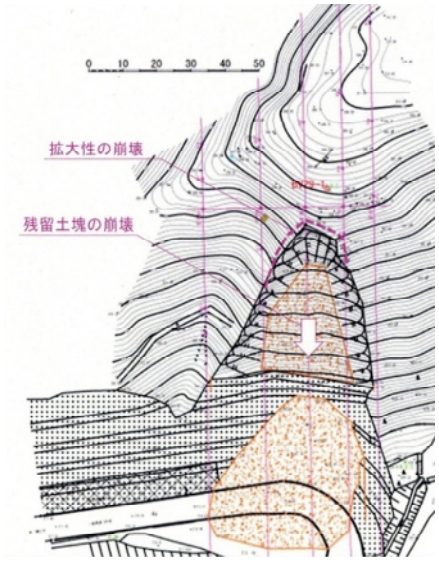


図-3　平面図

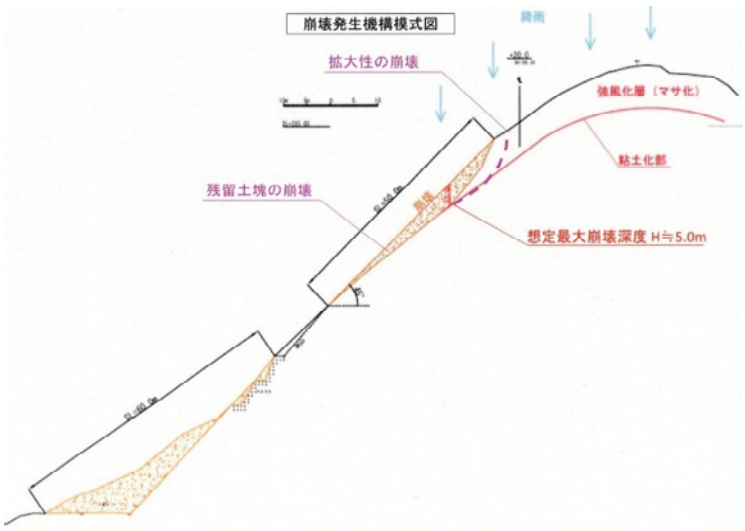


図-4　断面図

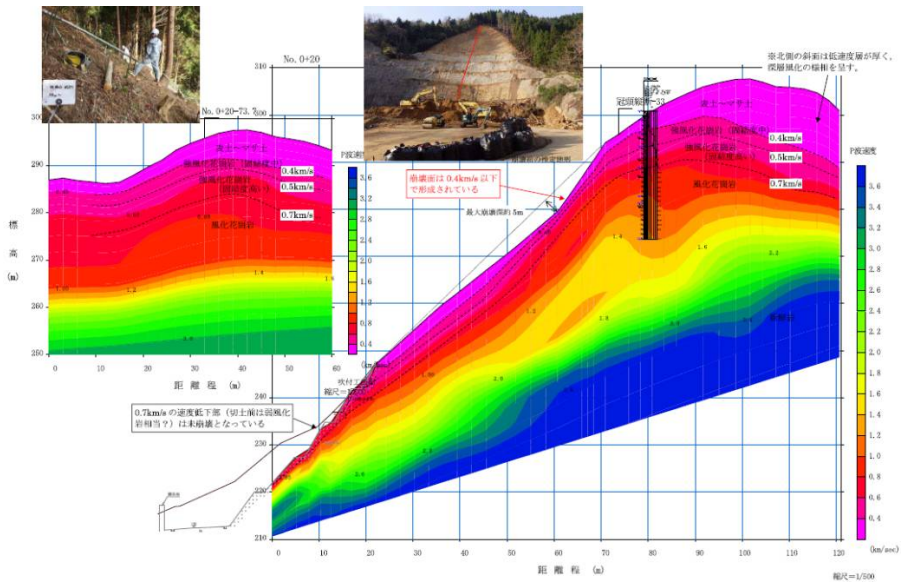


図-5　弾性波探査結果

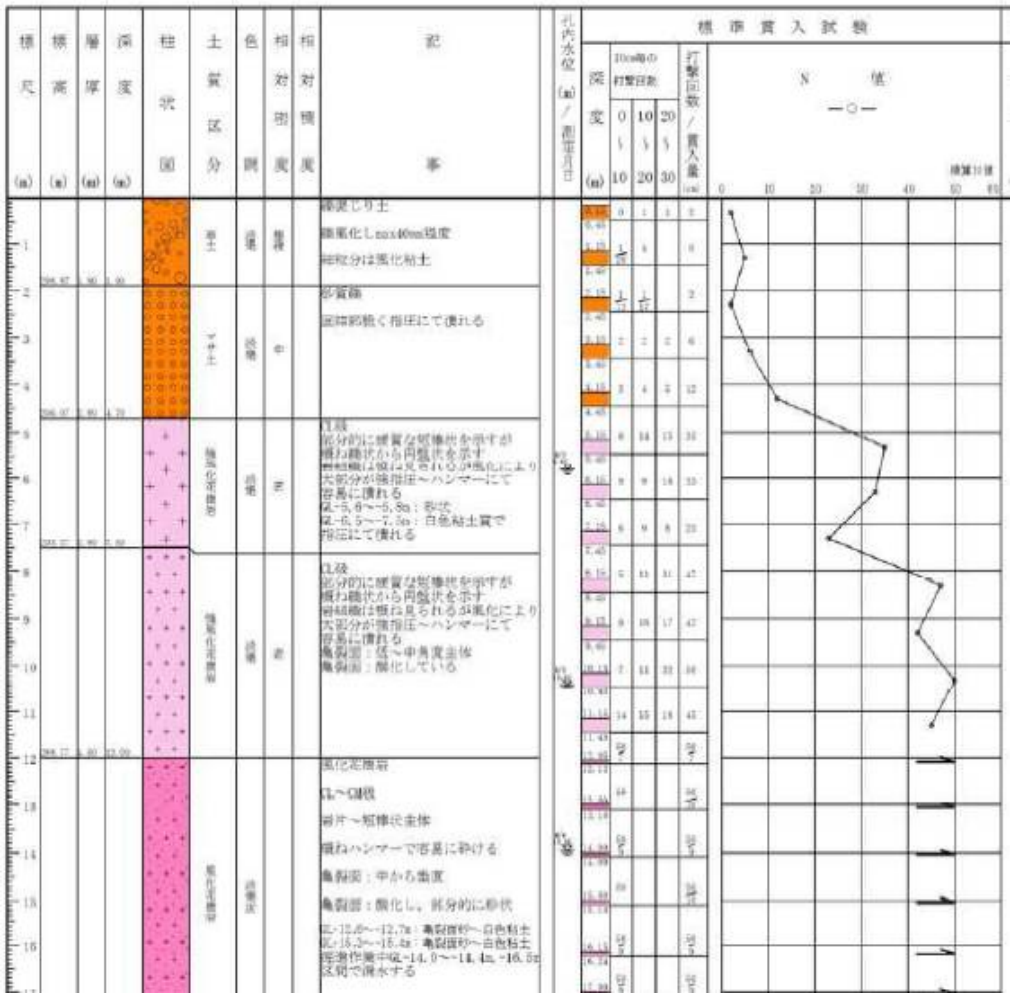


図-6　鉛直ボーリングと N 値

写真-8　鉛直ボーリングコア

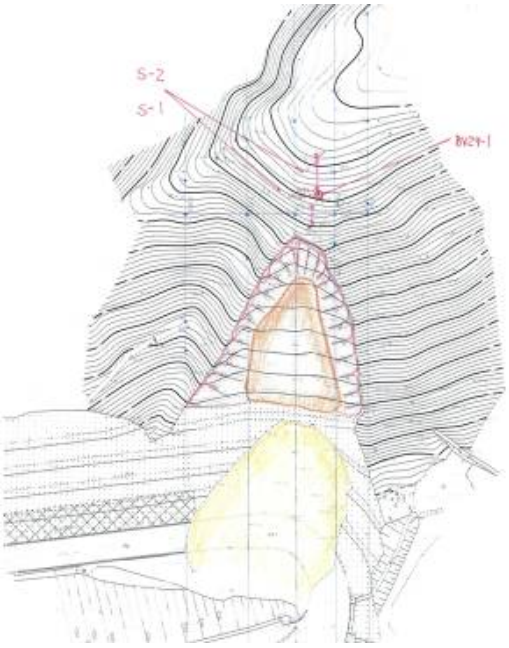
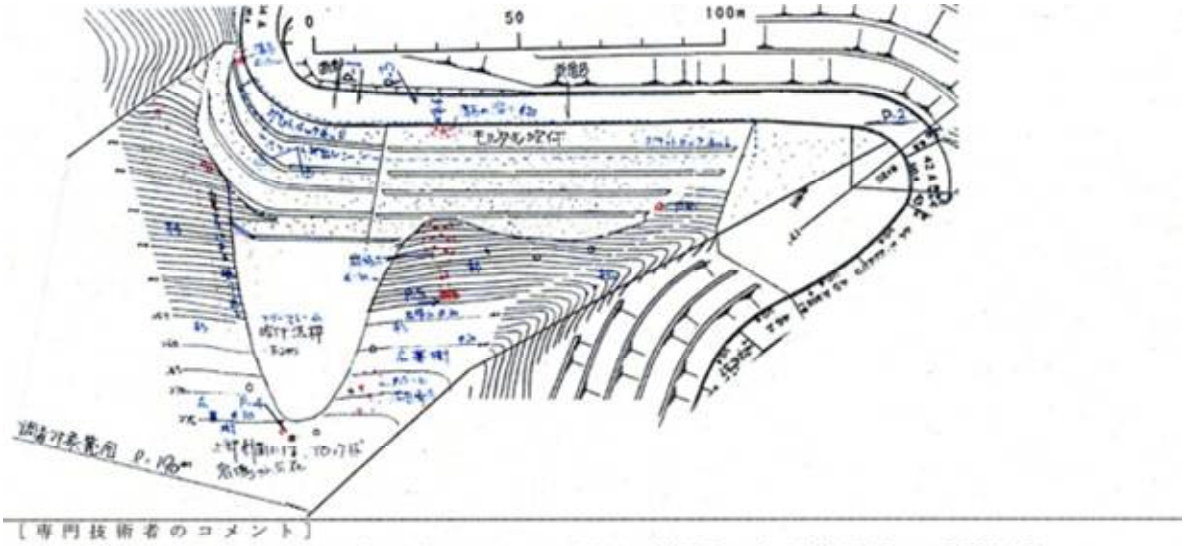


図-7　伸縮計と鉛直ボーリング位置



［専門技術者のコメント］

・尾根先端から谷部に至る平斜面で，ポケット式ロックネット，H=15～60mの吹付け＋法枠法面θ=52°，上部斜面はθ=40の急傾斜となる．
・亀裂の多い凝灰岩が局部に露岩し風化進みやや脆くなり，浮石群が点在して分布する．法面中ほどの谷地形の部分と起点側部分には落石が認められる．
・起点側について，ポケット式ロックネットの延長が必要であると考える．

図-8　防災カルテ

写真-9　崩壊前の植生状況

写真-10　3/25 崩壊から時間経過後の崩壊面内変状

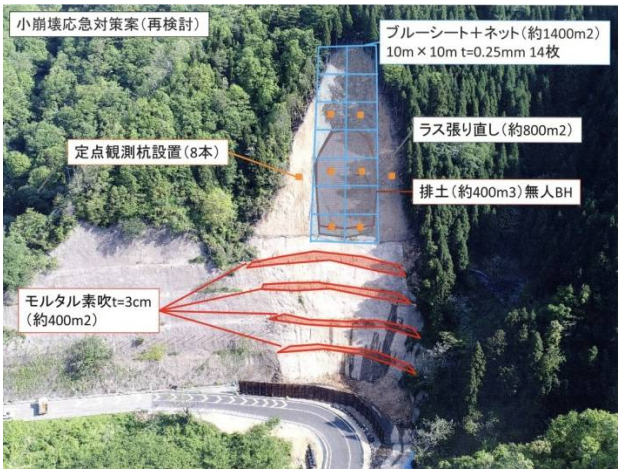


写真-11　応急対策

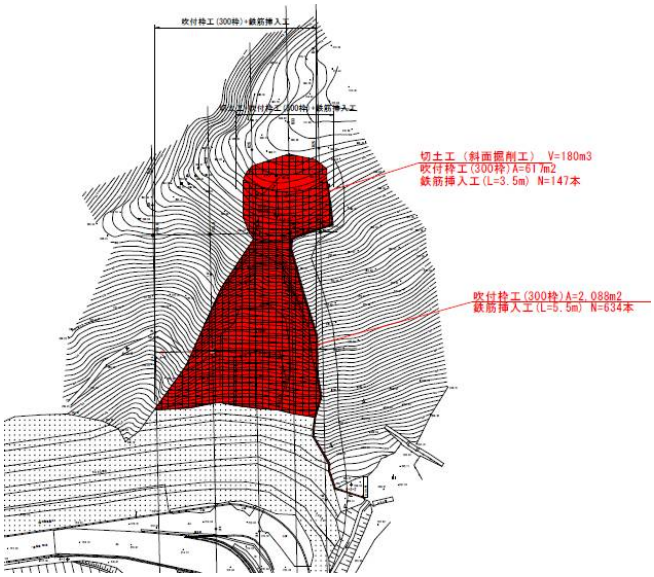


図-9　恒久対策平面図

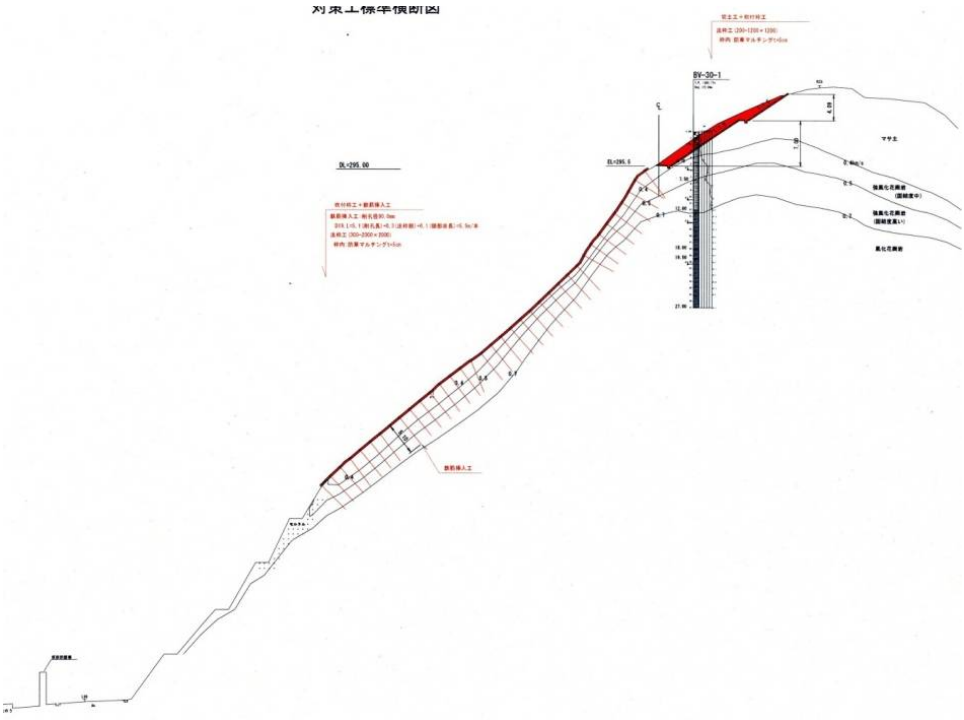


図-10　恒久対策断面図

図-11　防草マルチング工法

異常気象		採択原因	条　件	採択対象	復旧工法
1	地すべり	地すべりのみ	(1) 最大24時間雨量80mm(時間雨量20mm)未満 (2) 融雪換算値80mm/日(融雪換算値と降雨量を加えたものが80mm/日)未満	概成施設のみ(方針第3第1項第5号※1)	(1) 原形復旧(要綱第2) (2) 原形復旧困難・不適当(要綱第3)「当該地すべりを対象として施行する場合」
2	降雨	降雨による地すべり	(1) 最大24時間雨量80mm(時間雨量20mm)以上 (2) 降雨期間中に発生した地すべり又は降雨がやんでから凡そ5日間以内に発生した地すべり	単体施設	(1) 原形復旧(要綱第2) (2) 原形復旧困難・不適当(要綱第3)「当該地すべりを対象として施行する場合」
	融雪	融雪による地すべり	(1) 融雪期間中に融雪換算値80mm/日(融雪換算値と降雨量を加えたものが80mm/日)以上 (2) 降雨期間中に発生した地すべり又は降雨がやんでから凡そ5日間以内に発生した地すべり	単体施設	(1) 原形復旧(要綱第2) (2) 原形復旧困難・不適当(要綱第3)「当該地すべりを対象として施行する場合」
	地震	地震による地すべり	(1) 一連の地震活動とほぼ同時	単体施設	(1) 原形復旧(要綱第2) (2) 原形復旧困難・不適当(要綱第3)「当該地すべりを対象として施行する場合」

災害復旧事業における地すべり対策の手引きP3

表-2　地すべりによる地すべり防止施設災害の採択範囲

写真-12　恒久対策（法枠）完成後。吹付モルタル小段部は鉄筋挿入工で補強（2020 年 7 月完了）

1-8 管理、計測管理

1）岩盤崩落の予測が困難なので計測管理を検討

【事例 1-7①】 1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先

【事例 1-7①】におけるように、岩盤崩落の予測は困難なので計測管理を検討する。

2）局所的なわずかな変状でも、抜き板などによる簡便な計測を採用

【事例 7-1⑤】 2007 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

【事例 7-1⑤】におけるように、局所的なわずかな変状でも、抜き板などによる簡便な計測を継続すると大規模な変状を早期に把握できる。

3）交通開放基準の参考例

【事例 1-1③】1999 年 6 月、国道 8 号 大谷第一トンネル

【事例 1-1③】参照。

【事例 1-5②】1999 年 8 月、国道 27 号 三方町気山地先

【事例 1-5②】参照。

4）避難基準の参考例

【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区

【事例 1-4⑥】参照。土石流に対する住民避難。

【事例 3-3⑤ 】1998 年 7 月、福井市 下一光採石場

【事例 3-3⑤】参照。土石流に対する住民避難。

【事例 1-8①】 1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台）

幅 80m・長さ 70m 程度の大規模な地すべりが発生しかかり、斜面下部の 31 所帯が避難した（写真-1～7、図-3~6）。住民避難・解除基準を中心とする検討会が設置された。地質：礫混じり粘性土、安山岩・火山礫凝灰岩、平面図：図-1、断面図：図-2。**地すべり発生原因**：連続降雨（5 日間累積雨量 150mm）による地下水位上昇、斜面下部の市道での下水道掘削工事を誘因として、以前から生じていた地すべりが活動したと推定された。**避難基準**：地すべり下部の市道側部の擁壁にコンクリートブロック 80 個を設置して擁壁を押え、次の条件で避難勧告を解除することを提案した。1）避難対象区域の設定：31 所帯・101 人 。2）再避難の条件：①大雨警報が発令されたとき、②伸縮計変位量が 3mm/h 以上で 2 時間以上継続したとき（警報ブザー・サイレン）。3）再避難解除の条件：③大雨警報が解除されて②の条件以下のとき、④伸縮計変位量が 0.5mm/h 以下で 24 時間以上継続したとき、⑤専門家の確認。**応急対策**：1）今回活動した地すべり下端の道路で施工していた下水道掘削部分の補強・埋め戻しを至急行う。2）市道側部の擁壁にコンクリートブロック 80 個を設置して擁壁を押える。**恒久対策**：図-7。1）地すべり上部排土工、排水ボーリング、グラウンドアンカー。2）地すべり上部排土工の終了時点で避難解除とする提案もあった。3）住民聞き取り調査から地すべり範囲が下部の広範囲の住宅地に及ぶ可能性もあり、今後の監視を行う。**教訓**：1）斜面下部での掘削工事に注意する。2）避難基準の参考例である。

写真-1　地すべり頭部の亀裂

写真-2　西側擁壁の亀裂

写真-3　地すべり下部土間コンクリート浮き上がり　写真-4　東側階段の古い亀裂

写真-5　電柱の傾き

写真-6　末端部の土質

写真-7　末端市道より下部の擁壁はらみ

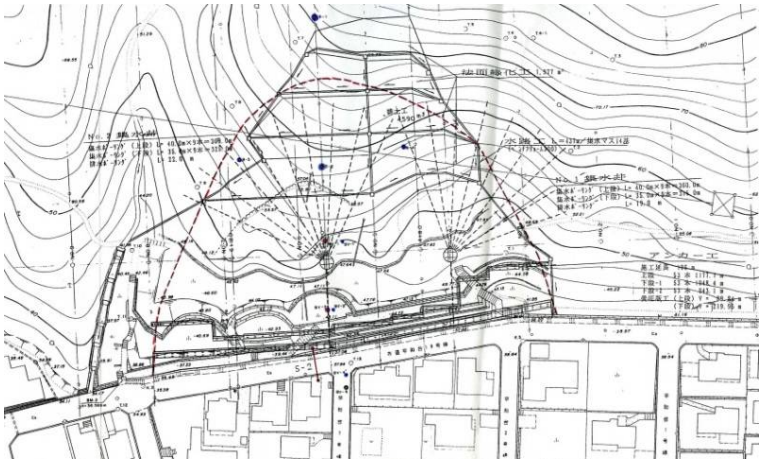


図-1　平面図

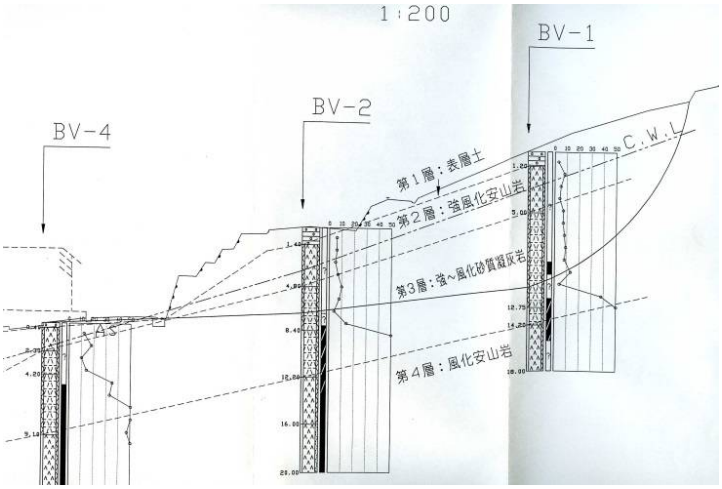


図-2　地質断面図

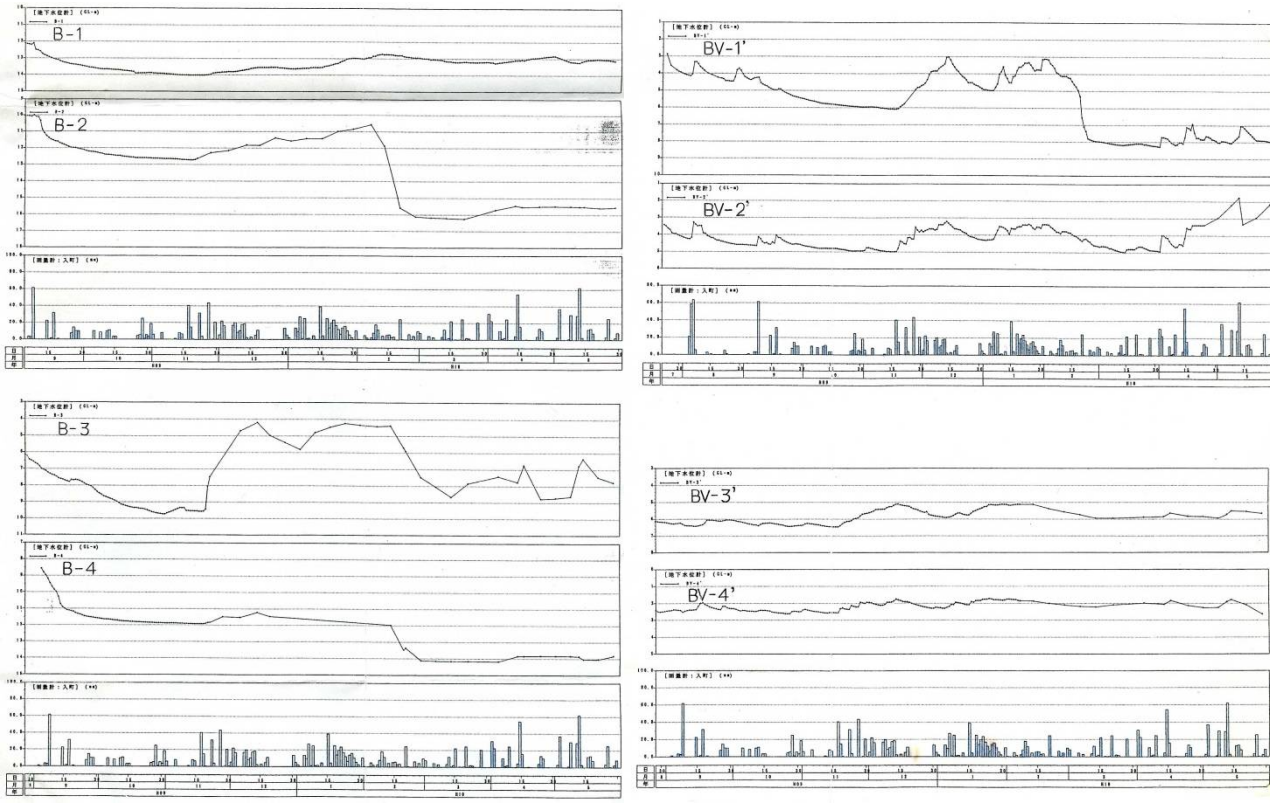


図-3　地下水位の経時変化

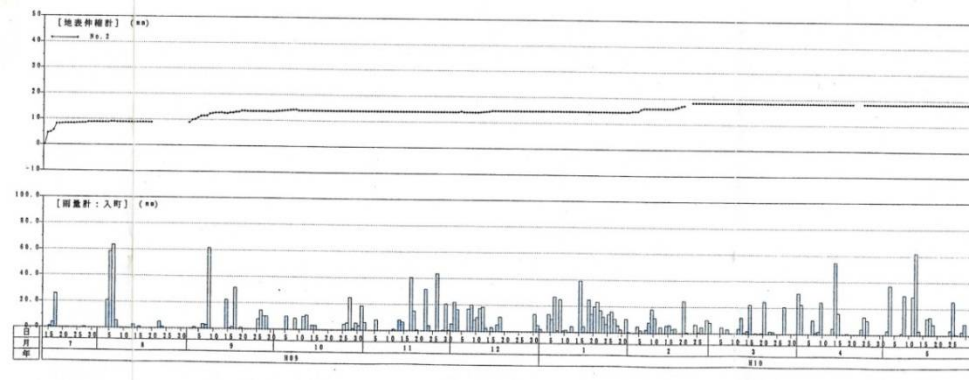
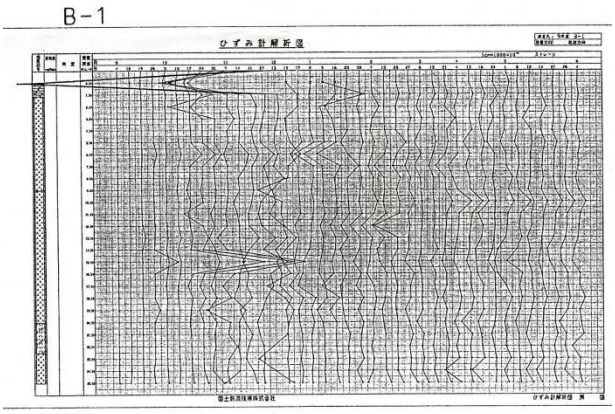
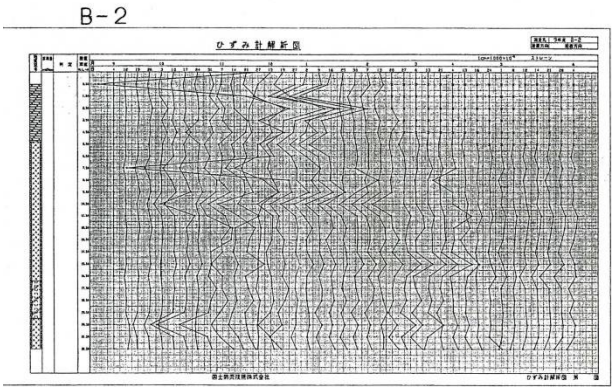
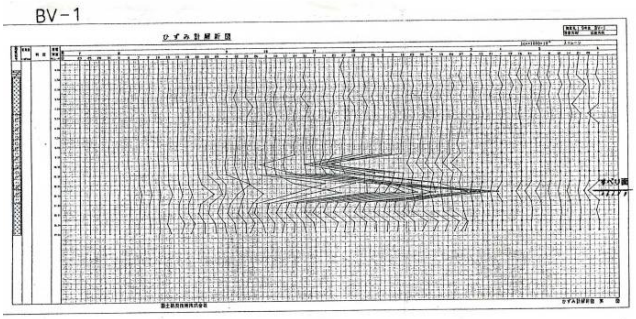
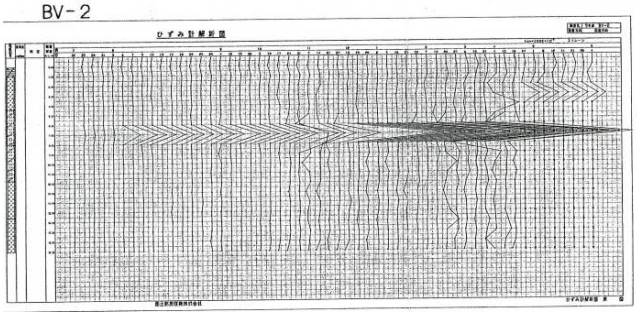


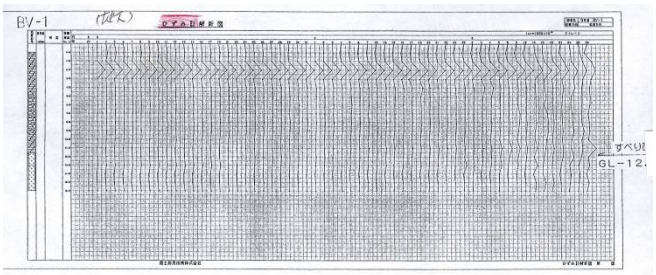
図-4　伸縮計データの経時変化

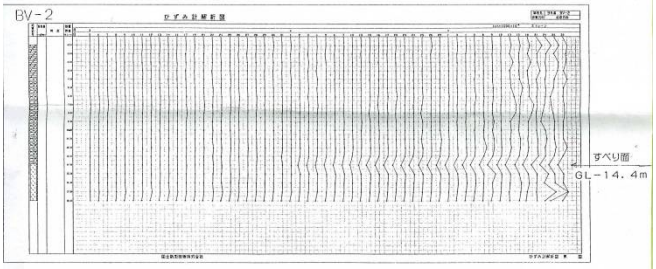












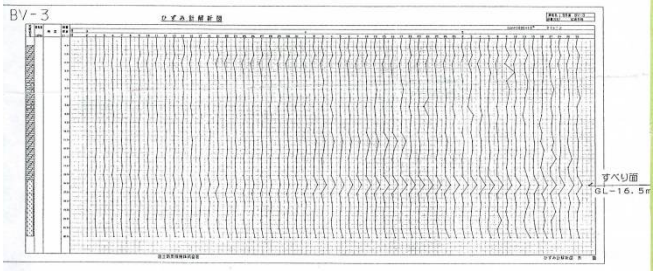


図-5　パイプひずみ計データの経時変化

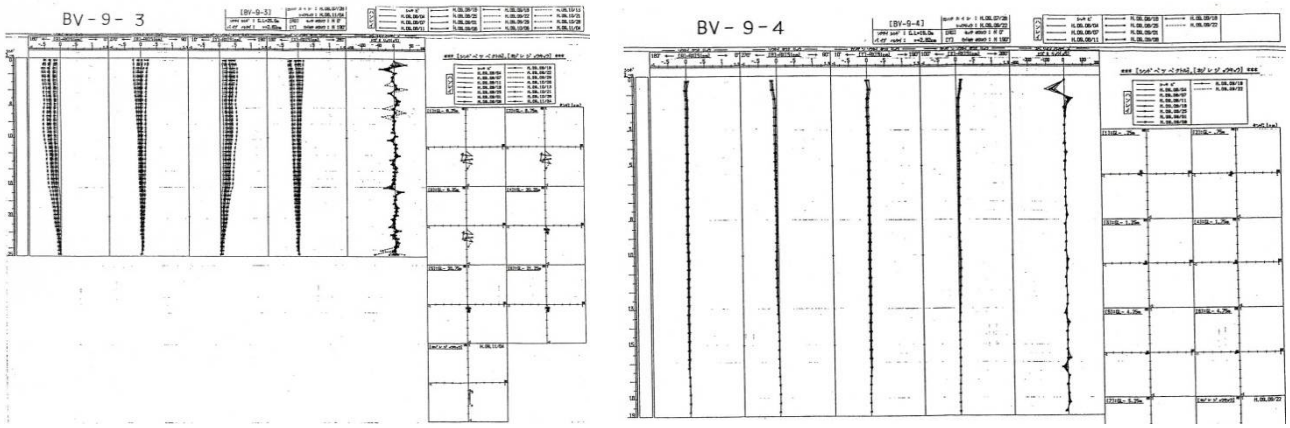


図-6　孔内傾斜計データの経時変化

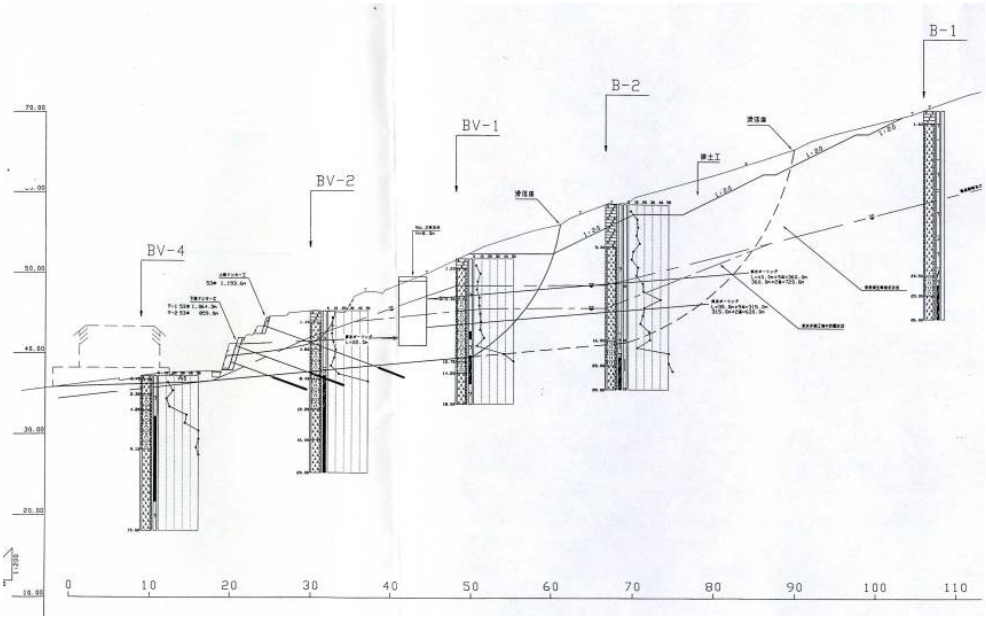


図-7　対策工の断面図

5）道路管理区域外の管理者との情報交換による斜面上部を含めた道路維持管理

【事例 2-1①】 2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町

【事例 2-1①】におけるように道路管理区域外の浮石・転石の処理に対して、区域外の管理者との情報交換により斜面上部を含めた道路維持管理を行う。

6）災害防止のための全ての関係者からなる対策検討と避難体制

【事例 1-4⑥】 1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区

【事例 1-4⑥】参照。土石流に対する住民避難。

【事例 1-8①】 1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台）

【事例 1-8①】参照。地すべりに対する住民避難。

【事例 3-3③】 1998 年 7 月、福井市下一光採石場

【事例 3-3③】参照。土石流に対する住民避難。

1-9 設計・施工

1）切土は標準勾配だけでなく土質試験や弾性波探査を実施して慎重に設計

【事例 1-4④】 1986 年 3 月、福井市本堂町

【事例 1-4④】におけるように融雪時期の地下水位上昇を考慮した切土勾配の設計が必要である。

【事例 1-2③】 2011 年 3 月、桝谷ダム管理用道路

【事例 1-2③】におけるように斜面の風化を考慮した安全側の切土勾配の設計が必要である。

【事例 1-2①】 今立

【事例 1-2①】におけるように崩積土地形などを考慮した切土勾配の設計が必要である。

【事例 1-9①】 2000 年 1 月、丸岡町上久米田採石場

砕石場の掘削斜面で 2 回の斜面崩落が起こり、1 回目の崩落土の処理を行っていた採石場職員 1 名が 2 回目の崩落で犠牲となった（写真-1～7）。地質：緑色岩・チャートの破砕帯、平面図：図-1、断面図：図-2。**斜面崩落原因**：1）岩盤上の風化した表層土砂の崩落である。2）斜面上部に 2 年程前からクラックが生じていた（写真-2､3）。小規模な崩落が過去に生じていた（図-3）。3）三軸圧縮試験結果 c_d 30kN/m2、ϕ_d=30.4°）。5）無限斜面へのモデル化（図-5）、表層土厚さ 8.3m は既往断面図の平均、無限斜面の安全率を 1 とする地下水位は 3.8m であり、実際に起こりうる数値である。6）1 月 21～22 日に降雪、1 月 21～24 日に積雪があった。1 月 24 日に気温上昇があり融雪が生じたと推定。7）1)、2)のように不安定な状態にあった表層内で地下水位が融雪により上昇し、今回の表層土砂部の大規模な崩落が生じたと推定した。**教訓**：1）斜面上部にクラックが生じた時点か、過去に崩落が生じた時点で安定勾配で掘削するなどの対処が必要であった。2）切土勾配の慎重な決定。3）斜面崩壊が生じた後の 2 次的な崩壊に注意する。

写真-1　崩落前

写真-2　崩落前の斜面上部の亀裂（上部から撮影、2 年ほど前）

写真-3　崩落前の斜面上部の亀裂（上部から撮影、2 年ほど前）

写真-4　崩落前の斜面上部

写真-5　1 月 24 日の第 1 回崩落直後

写真-6　1 月 24 日の第 2 回崩落直後

写真-7　1 月 27 日の状況

図-1　平面図

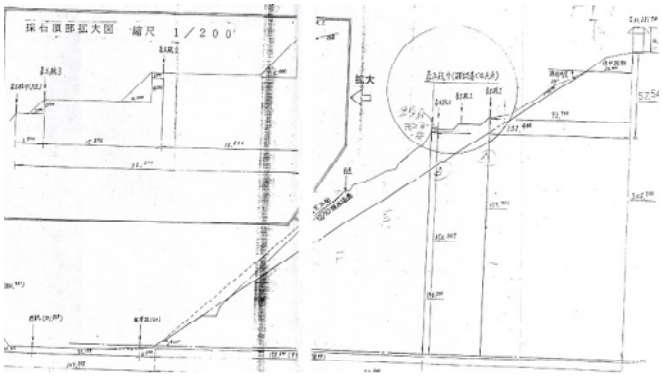


図-2　断面図（関西電力提供）

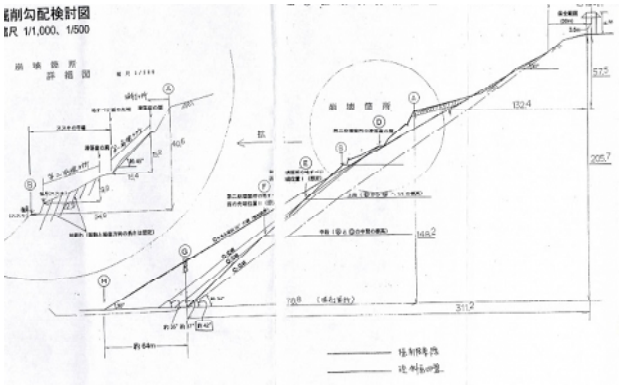


図-3　断面図（関西電力提供）

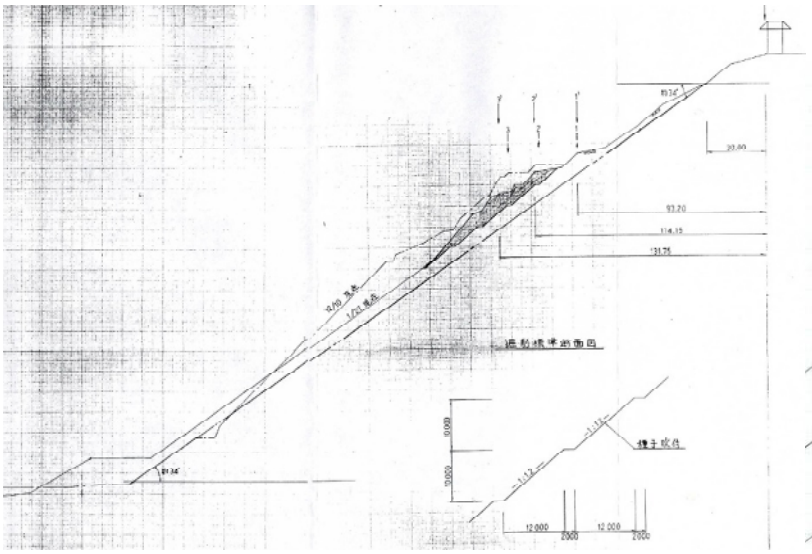


図-4　掘削計画と推定断面図

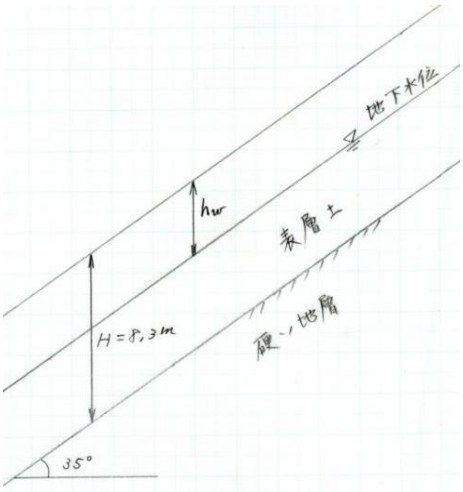


図-5　安定計算の断面図

2）調査・設計における道路安全性の客観的基準の確立

【事例 1-7①】 1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先

【事例 1-7①】で、調査・設計における一般的な安全性を求める基準が課題となった。

3）景観保全と斜面安全性の両立

【事例 1-7①】 1989 年 7 月、国道 305 号 越前町玉川地先

【事例 1-7①】で観光のためにバイパストンネル建設ができない経緯があった。

【事例 1-5③】 2004 年 7 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡

【事例 1-5③】で遺跡保存と安全性を両立させる設計が必要であった。

【事例 1-9②】 2008 年 3 月、福井市安波賀町 朝倉氏遺跡

遺跡内の「つづら折れ水路」付近で表層崩壊が発生した（写真-1～4)。地質：風化土砂・変朽安山岩、平面図：図-2、断面図：図-1,2。**崩壊発生原因**：1）沢部の末端斜面であり浅い層は軟弱な土砂が堆積している（図-1　Dt1､Dt2 層)。地下水が集まる地形である。崩壊斜面は戦国時代に形成されたと推定されるが、遺跡が発掘されるまで埋もれていたため崩壊が生じなかったようである。2）融雪水や降雨水による斜面内地下水位の上昇により風化表層土が崩壊したと推定した。**応急対策**：1）すでに実施されていた植生土のうによる崩壊面の押えの範囲を拡大(写真-3)。2)崩壊面上部の段差付近をブルーシートで覆う。3）斜面上方にある貯水池（図-2、写真-5）の水を水中ポンプで排水するとともに、不透水シートを敷いて溜まり水の地下浸透を抑制する。4）つづら折れ水路付近から大量の湧水が見られたが、遺跡保全のため応急対策はできなかった（写真-3)。5）翌年の植樹祭の修景のため、植生マットで崩壊部分を一時的に覆う。**恒久対策**：1）遺跡の保存が最優先される。2）斜面内の地下水位をできるだけ上昇させないため次の対策を行う。①降雨表流水を地下に浸透させないように水路を整備する（図-4～7)。②崩壊斜面直上

の平坦部表面を不透水にする（図-8)。③斜面上方にある貯水池の底部や側面を不透水にする（図-3)。④排水ボーリングを実施する（図-9)。3）崩壊部分の補強：①斜面安定計算（図-11)。逆算で Dt1 層の c、φ を決定。計画安全率 1.2 を満たす必要抑止力＝0.8kN/m。②ジオファイバー工法と比較して木杭工法を採用した（図-12)。斜面崩壊部分を除去した後、版築工法で元の斜面形状に修復し表層を植生シートで覆う（図-13、14）。③木杭の設計：木杭の必要断面積＝必要抑止力／木杭せん断強度＝$0.8/(7.8\times10^{3}kN/m^{2})=10^{-4}m^{2}$ ⇒奥行き 1m 当り 0.012 本。木杭間の土のすり抜け防止のため直径 10cm の杭を杭芯間隔 20cm で配置（実際には千鳥配置)。④木杭の施工状況（写真-6～10、図-14～16)。⑤版築の施工状況（写真-11～15)。⑥版築の下層には排水材を敷設（写真-12、13)。4）つづら折れ水路の修復（図-17、18、写真-16～21)。5）崩壊斜面下部の修復（写真-22)。6）修復完了後と整備時の比較（写真-23、24)。

教訓：景観を考慮しながら総合的な斜面安定対策が実施された。

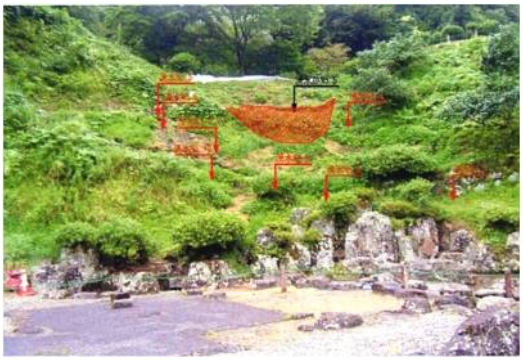


写真-1　崩壊部の全体的な状況

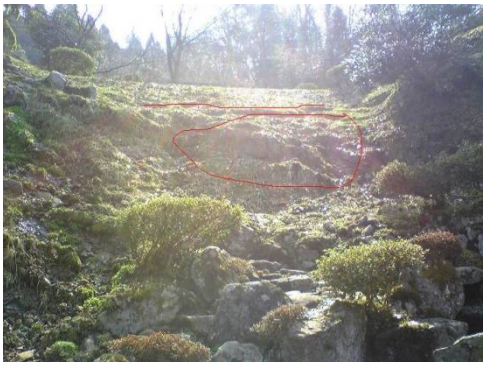


写真-2　崩壊直後の状況と崩壊領域（赤線）

写真-3　土のうによる押さえ（赤枠は大量湧水箇所）

写真-4　崩壊上部の段差

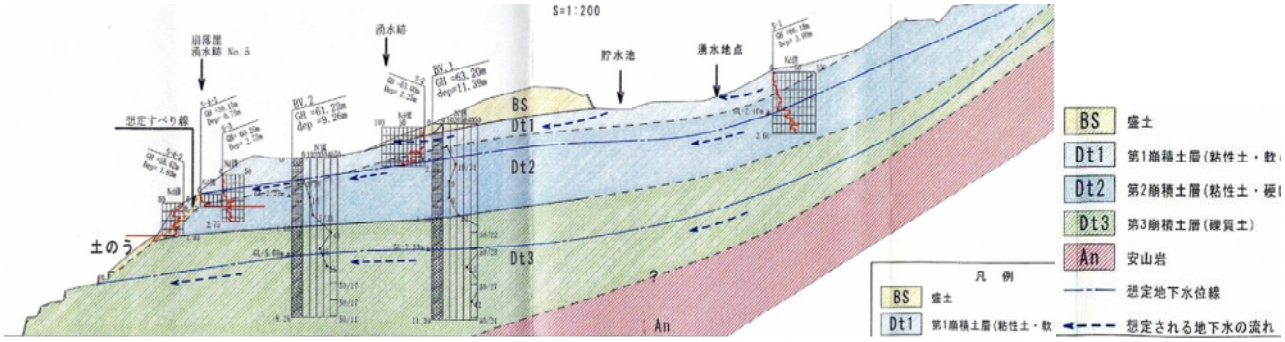


図-1　地層断面図

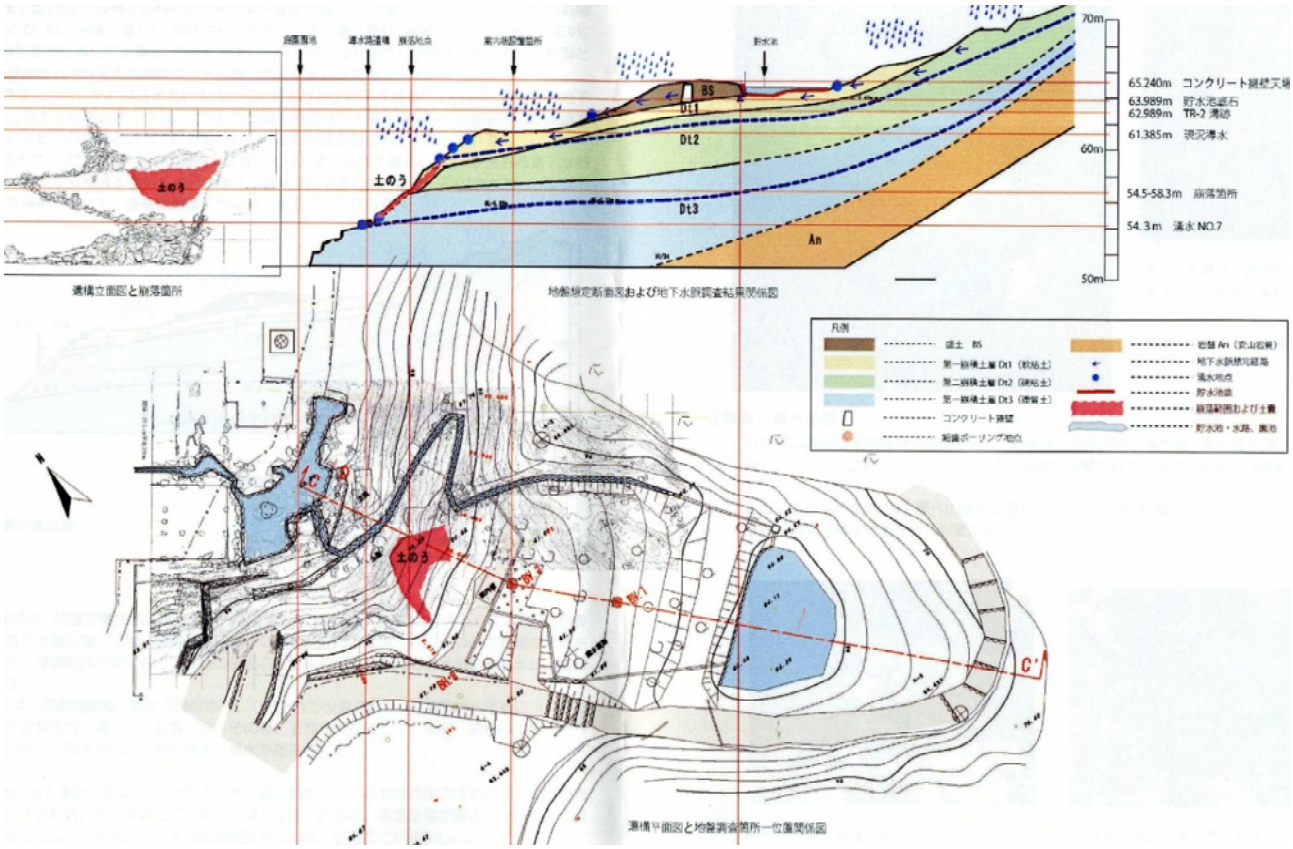


図-2　平面図（赤：崩壊部分、右の青：貯水池）

写真-5　園路、斜面上部の貯水池

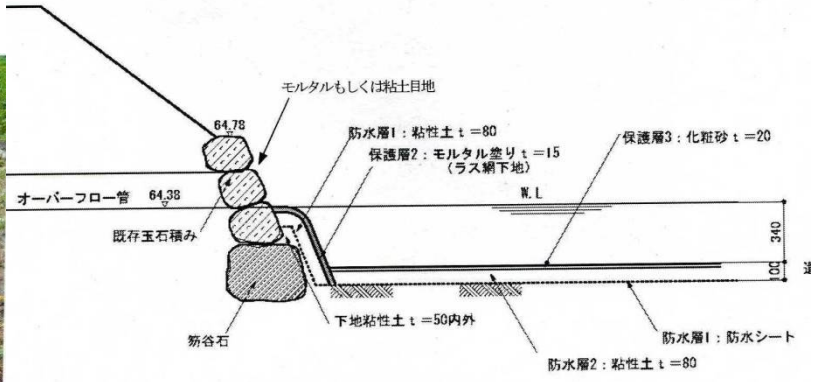


図-3　斜面上部の貯水池の水の地中浸透防止対策

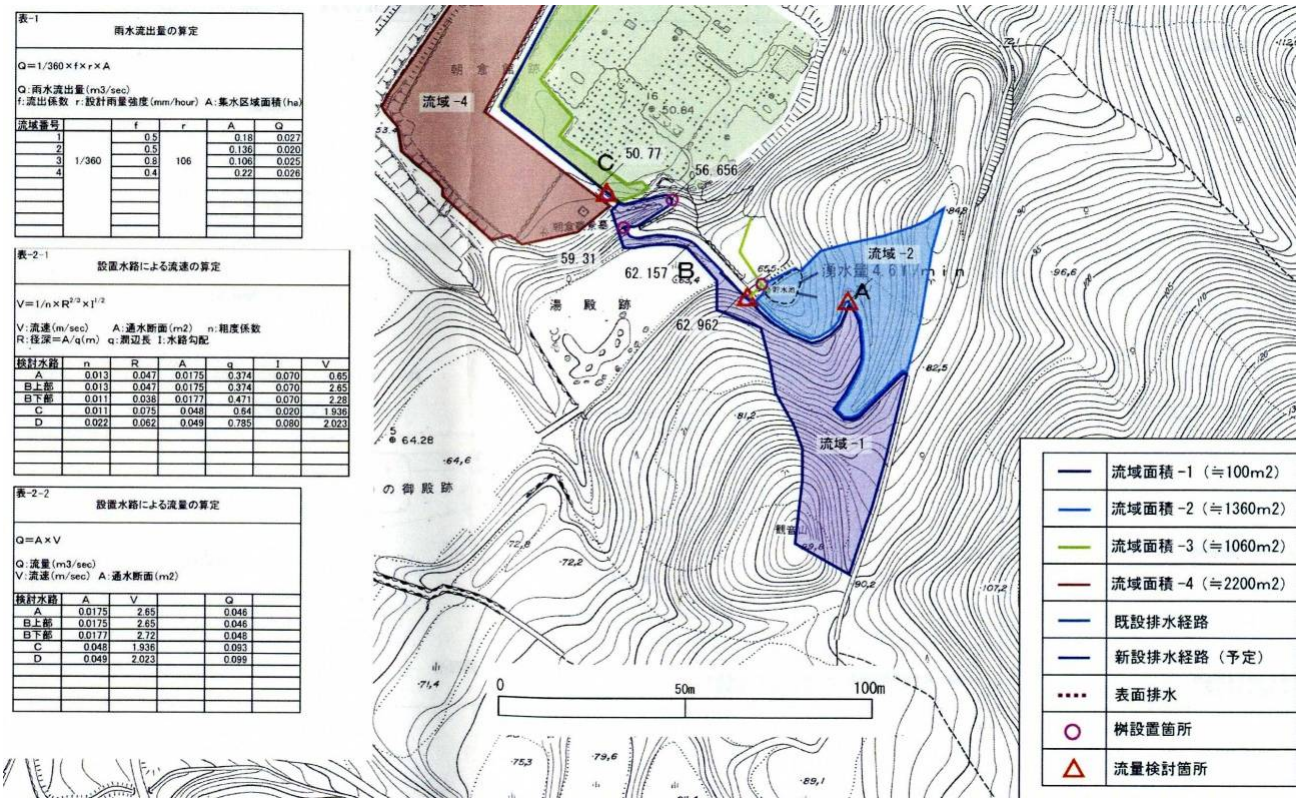


図-4　水路と流域面積

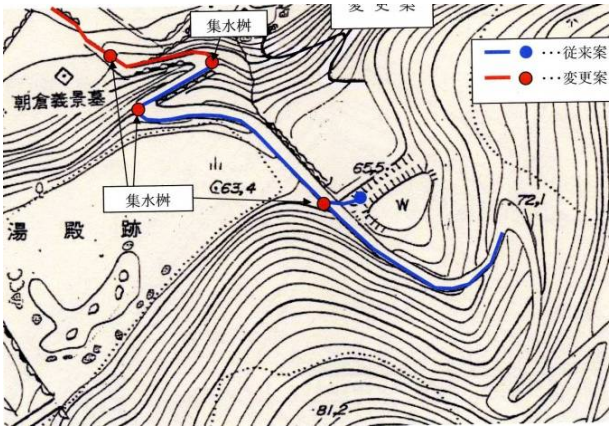


図-5　排水路・施設の変更

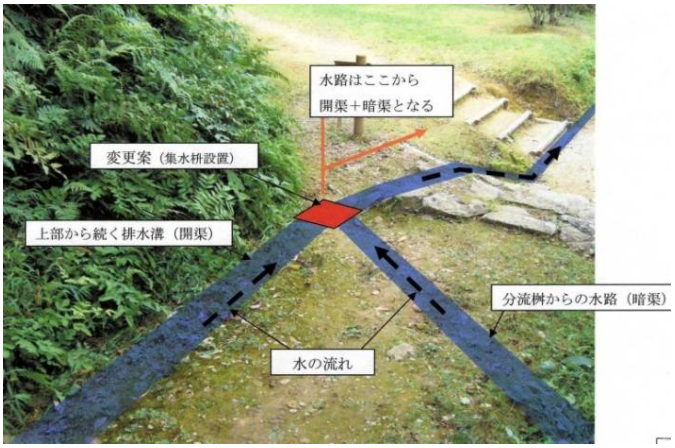


図-6　排水路・施設

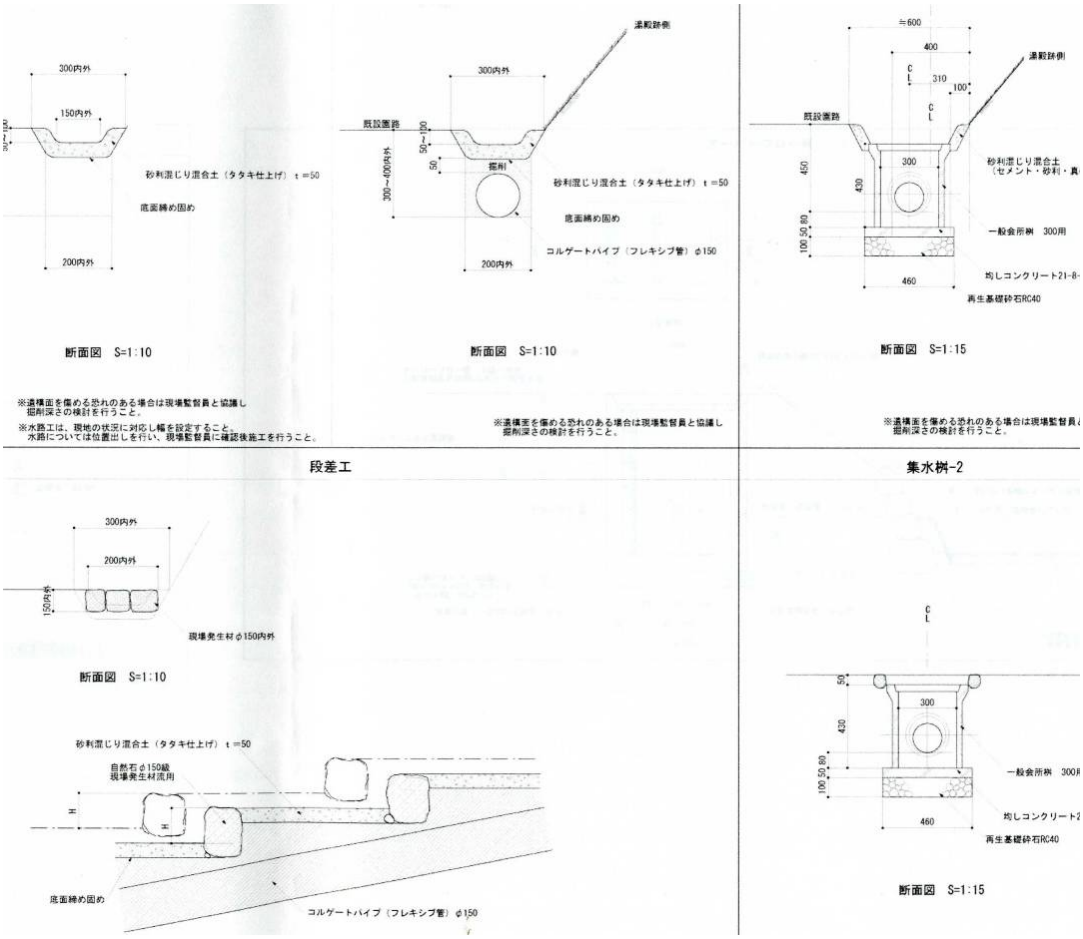


図-7　排水路・施設

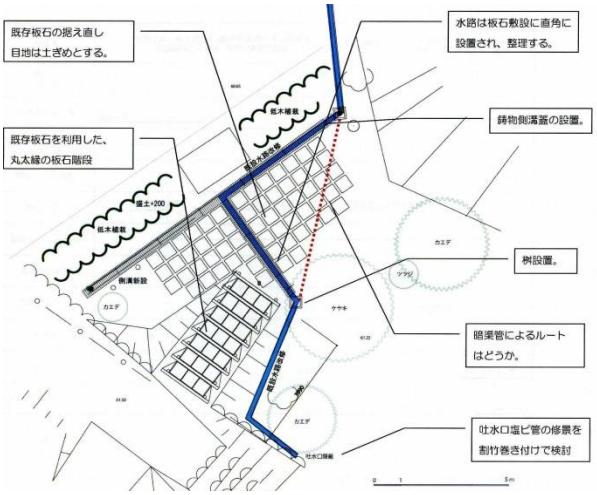


図-8　崩壊斜面直上の平坦部表面の不透水化

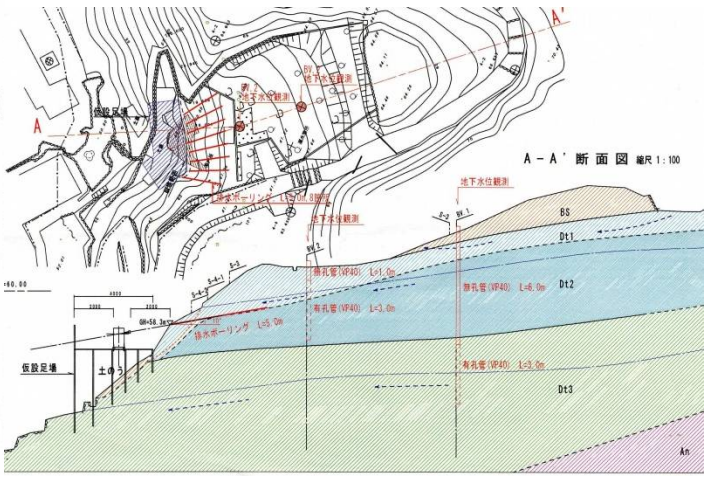
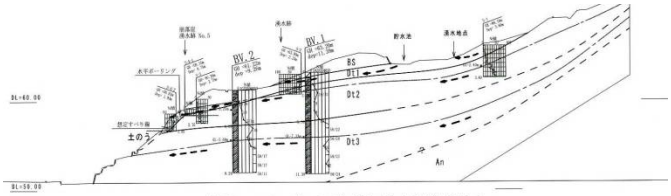


図-9　排水ボーリングの配置



［図Ⅲ－１４］C-C' 断面と BV 位置図

［表Ⅲ－１４］地下水位観測グラフ （単位はm　平成 20 年 10 月から平成 21 年 11 月）

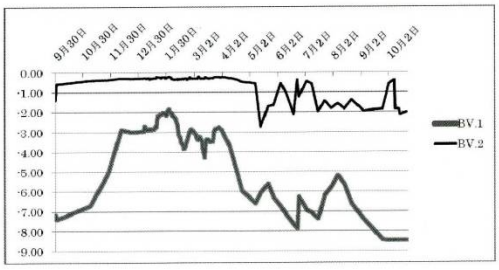


図-10　排水ボーリング施工後の地下水位の低下

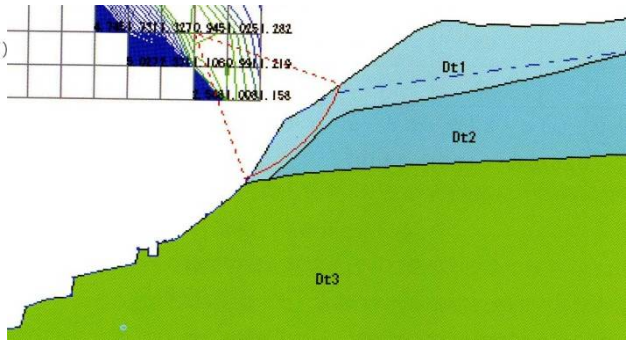


図-11　安定計算

工法	安定勾配と木杭による盛土工法	ジオファイバー工法
図	斜面と施工部位構成 立面図 つづら折れ流れに至る箇所（青印）には次年度杭を打たない。杭列は２段。	斜面と施工部位構成 立面図 斜面肩までの施工が必要。広範囲の伐開が必要。杭は 50ｃｍピッチ。
寸法	松杭径10センチ　杭間隔20センチ（杭芯寸法）　杭長さ2m程度（DT2に到達するまで）	金属杭径2センチ　セメントミルクによる固定、セメントミルク注入胴径6センチ 杭長さ2m程度　杭頭15cm　杭頭ベースプレート10センチ角
施工時期	渇水時が望ましい	積雪時以外
概要	・法面の不安定表土を剥ぎ取り、盛土と木杭による地盤安定化処置工法である。 設計方針は盛土自体のせん断力と、木杭によるせん断力を合わせた計算された工法で、現状勾配で形成した斜面の耐力を、円弧すべり計算で不足強度を割り出し、不足分を杭によるせん断弾力で確保する工法である。本来、土木施工基準の盛土勾配は1：1.8と記されているが（粘性土の場合）、今回のような急斜面では修景上あてはめることができない。不足分を木杭でカバーするため、盛土設置における道構への影響は最も少なく、強度も安定している。	・連続繊維と砂粒子との摩擦による疑似的な粘着力を付与し、その固化された土壌に植生を有することができる工法である。 急勾配にも対応でき耐侵食にも浸透性にも優れている。しかし樹種混合吹き付けのため、計画的な植生や地表の詳細な形状処置はできない。また金属杭頭は突出しており。その部分の隠ぺいは困難である。
留意点	①杭による連結等により安定支持力、安定勾配による崩壊防止であるが、道構による安定勾配の確保が困難である場合は締め固めやすい土壌、もしくは改良により安定勾配を確保し安全を追求する必要がある。	①地山とのアンカーによる連結により安全な法面が確保でき、現状の勾配にも対応ができる。また透水性に優れているため、豪雨等による地崩れなどが少ない。
	②杭頭の処理を行えば景観の確保や植栽の配置がし易い。近辺の土壌を使用すれば植生等の変化を抑えることができ崩壊前の斜面に復旧できる。	②植生等の検討による施工になり、樹木等の枯れや根付くまでの時間がかかるため数カ月地盤露出が考えられる。また、データ等による地盤高の詳細施工がし難い。
	③崩壊前のデータ等の整理により崩壊前の地盤高の確保や、位置的関係も詳細施工できる。木杭は腐食等により自然土に還るが当初の打ち込みによる道構の破壊等の問題点が考えられる。	③アンカーによる道構破壊、土壌による植生の変化があり、今後の整備指標に支障がでることが考えられる。
施工単価	約5000～6000円/m2	約14000円/m2

図-12　木杭とジオファイバー工法の比較

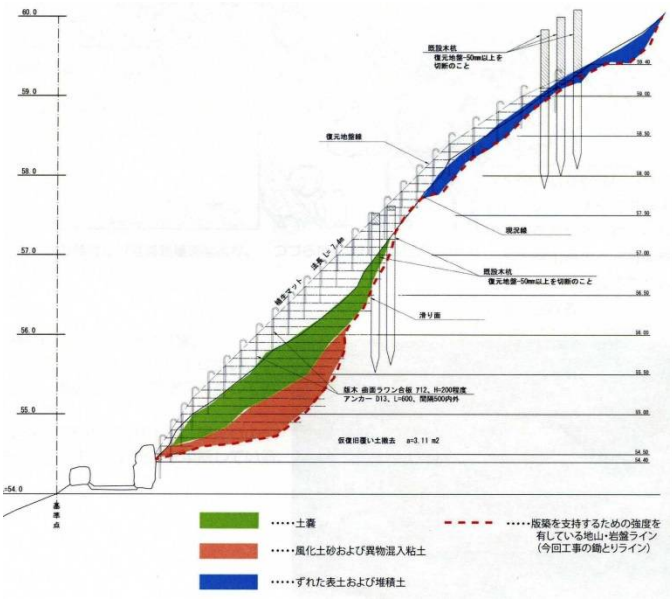


図-13　斜面修復の基本方針

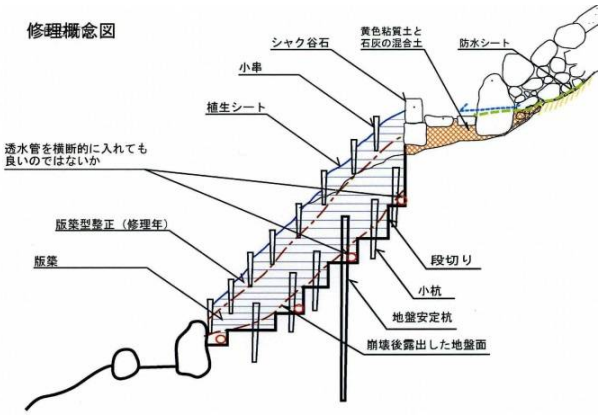


図-14　斜面修復の基本方針

写真-6　木杭施工状況（千鳥配列）

写真-7　木杭施工状況（先行掘削）

写真-8　木杭施工状況（エアハンマー打設）

写真-9　木杭施工状況（鉄筋棒による地層確認）

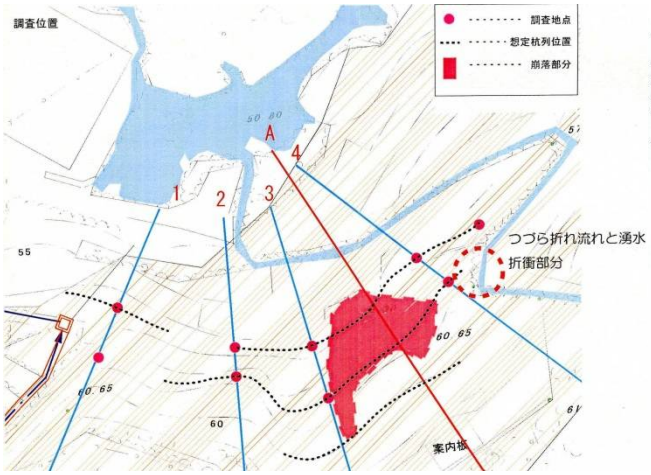


図-15　木杭の配置計画

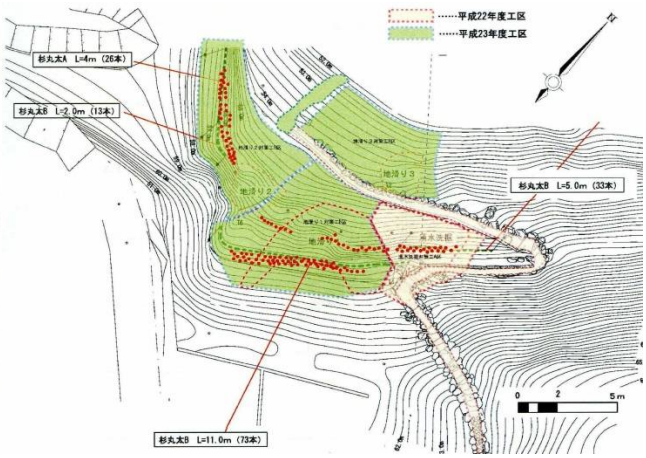


図-16　最終的な木杭の配置

写真-10　木杭の施工終了

写真-11　版築の施工（版木の設置）

写真-12　版築の施工（排水材設置）

写真-13　版築の施工（排水ボーリングのパイプと排水材接続）

写真-14　版築施工完了

写真-15　版築に表層粘土の貼り付け

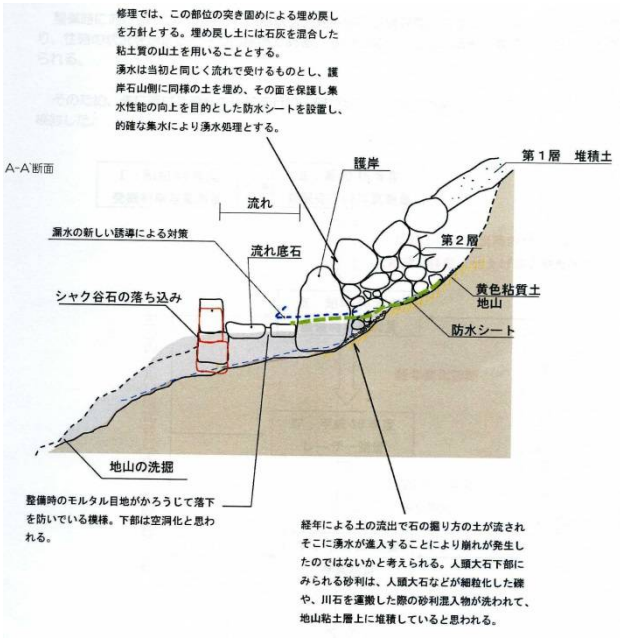


図-17　つづら折れ水路の破損状況

写真-16　つづら折れ水路の破損状況

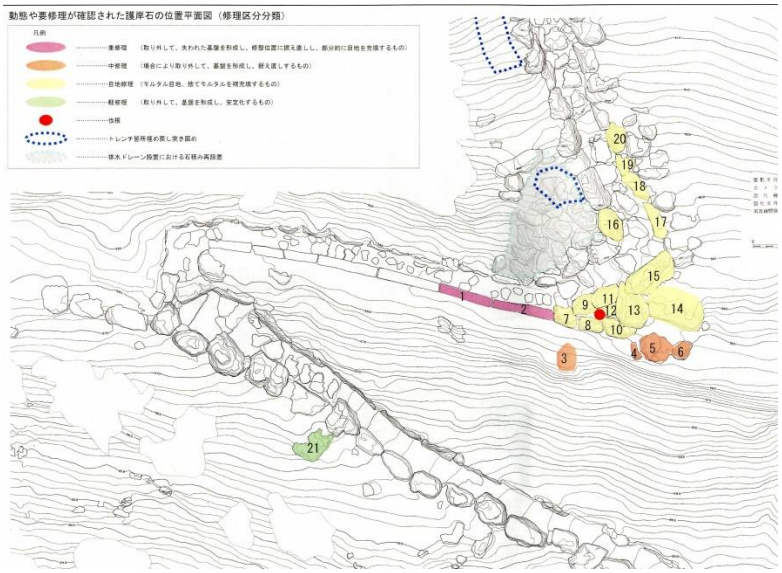


図-18　つづら折れ水路の状況把握

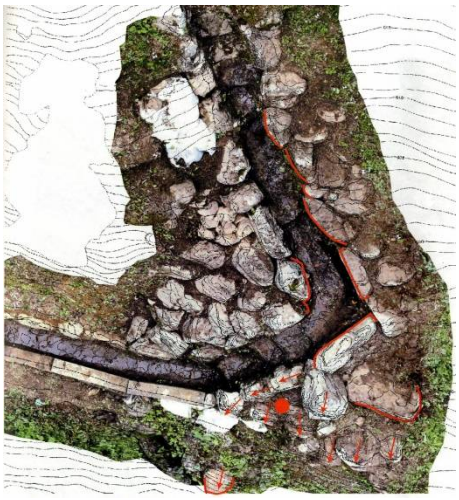


写真-17　3 次元レーダー測量によるつづら折れ水路の状況把握

写真-18　つづら折れ水路の修復前

写真-19　つづら折れ水路修復（石の据え直しと底部修復）

写真-20　つづら折れ水路修復（笏谷石据え直し）　写真-21　つづら折れ水路修復（植生マット敷設）

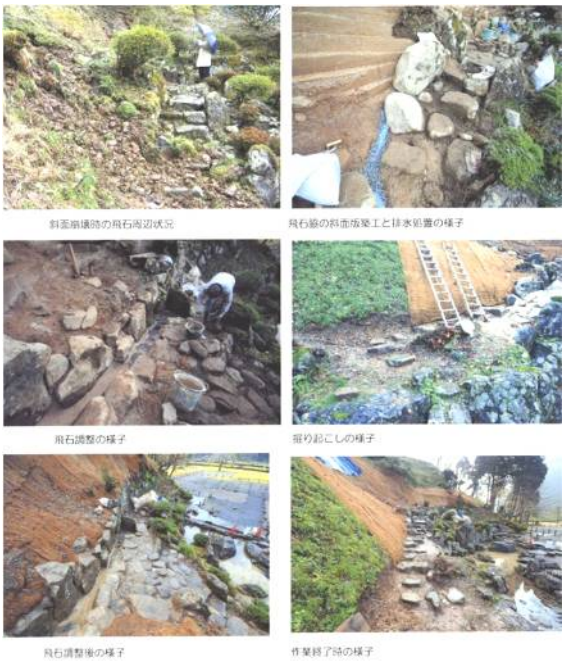


写真-22　崩壊斜面下部の修復　　写真-23　つづら折れ水路修復完了後と整備時の比較

昭和 46 年　　完了後

写真-24　斜面崩壊部分修復完了後と整備時の比較

4）計画断面だけでなく切土施工段階の安定性を考慮した施工

【事例 1-9③】 1990 年 5 月、国道 162 号 遠敷郡名田庄村納田終地係

切土掘削中の斜面表層が大規模に崩壊した。地質：表土・粘板岩・砂岩、平面図：図-1、断面図：図-2

～6。**斜面崩壊原因**：1）崩壊の 5 日前まで 5 日連続のかなりの降雨があった。2）崩壊の半年前に伐採を行っており樹木の根が表層地盤を緩めた可能性がある。3）施工の準備的な掘削が表層地盤を緩めた可能性がある。4）表土・風化土の弾性波速度が小さく（図-2)、「道路土工指針」の標準的な法勾配の採用に問題があった。標準的な強度定数を用いた円形すべり面法安定解析では必要な安全率を得られない。**対策**：1）計画切土断面は表層部ではなく軟岩層に入っているので、当初の計画に従って掘削を行う（図-3～6)。2）切土施工中に軟岩層の亀裂・強度などの確認を行う。**教訓**：計画切土断面が安全としても、途中の切土施工段階の表層部の安定性を考慮した施工が必要である。

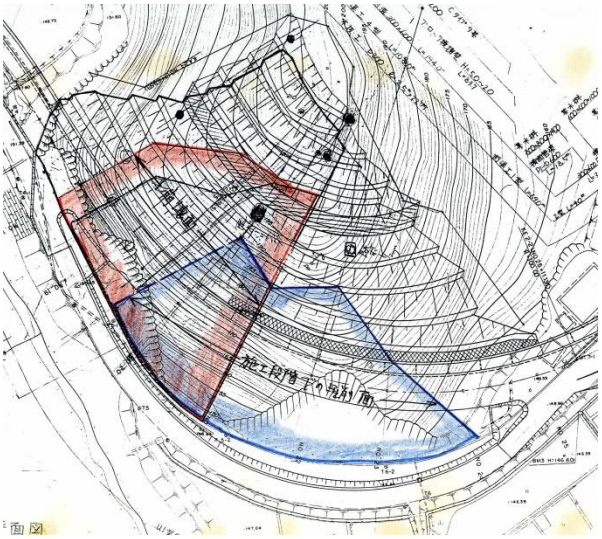


図-1　平面図

図-2　弾性波探査結果と切土勾配

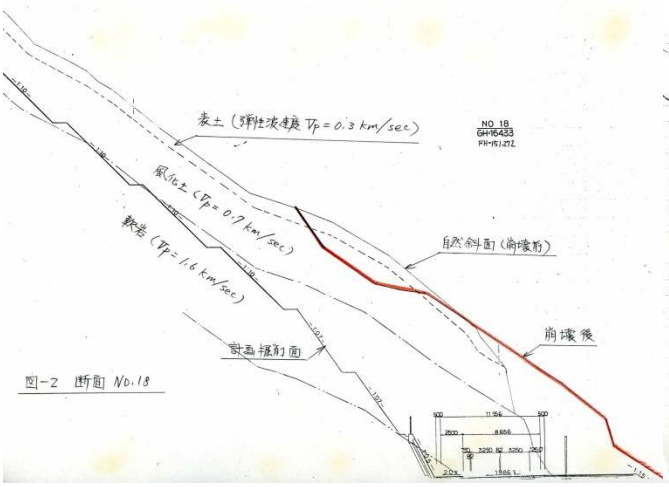


図-3　崩壊状況と計画掘削面（その 1）

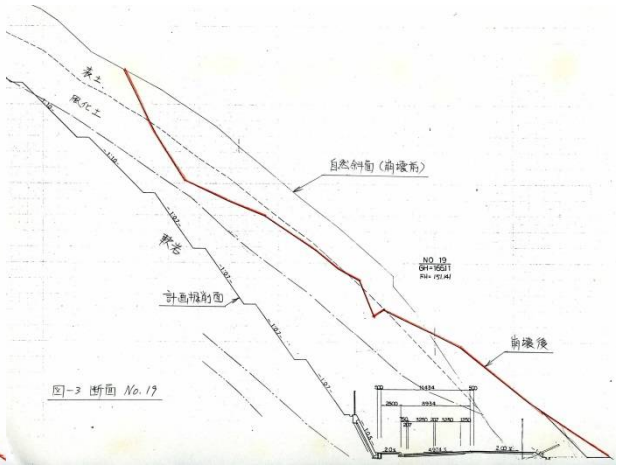


図-4　崩壊状況と計画掘削面（その 2）

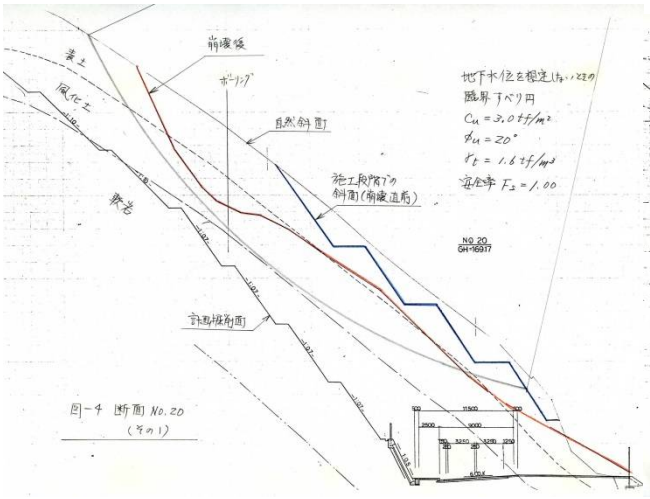


図-5　崩壊状況と計画掘削面（その 3）

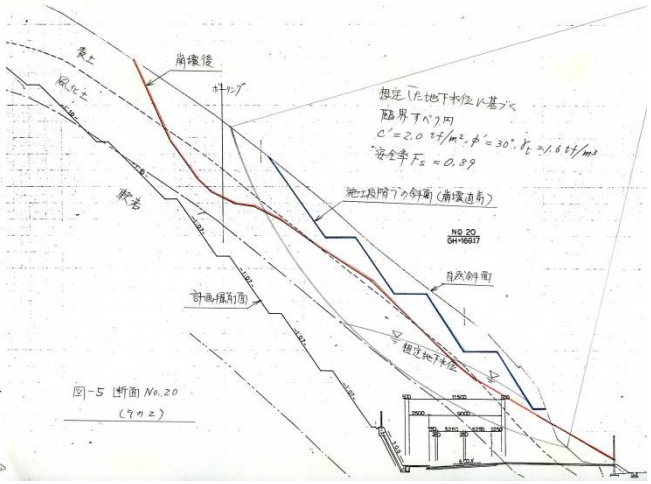


図-6　崩壊状況と計画掘削面（その 4）

5）斜面下部の掘削による斜面崩壊に注意

【事例 1-8①】 1997 年 7 月、鯖江市入町地区（平和台）

【事例 1-8①】で地すべり下部を掘削したことが、地すべり活動開始の誘因となった。

6）斜面上部のクラック・小規模崩落で、安定勾配で掘削するなどの対処

【事例 1-9①】 2000 年 1 月、丸岡町上久米田採石場

【事例 1-9①】で、大規模崩壊の前に斜面上部のクラック・小規模崩落などの現象が見られた。

7）流れ盤での作業中の岩盤崩落に注意

【事例 1-9④】 大野市

モルタル吹付け作業中に小規模な岩盤崩落が発生し作業者が足の甲を失った（写真-1～3）。写真-2 の流れ盤節理面上の岩塊（写真-1）が崩落した。**教訓**：作業中の、流れ盤での岩盤崩落に注意する。

写真-1　崩落前のオーバーハング岩塊

写真-2　崩落跡（流れ盤）

写真-3　崩落跡（流れ盤）

8）掘削土砂の置き場所に注意

【事例 1-9⑤】 勝山市 林道

林道造成のための切土で発生した土砂を、切土と反対側の斜面に放置した。この土砂が降雨時に崩落した。崩落土砂が斜面下部の杉植林箇所に流出し、直径 10cm 程度の杉（当時の価格約 1 万円／本）が約 1,000 本倒壊した（写真-1～3）。放置土砂内で、降雨により地下水位が上昇して崩壊したと推定された。

教訓：掘削土砂の置き場所に注意する。

写真-1 崩落面（盛土前の地山、左上部に林道

写真-2 上から見た状況

写真-3 下から見た状況

1-10 対策工

1）押え盛土は地すべり対策として有効

【事例 1-1①】 1995 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

【事例 1-1①】参照。

【事例 3-3⑤】 1998 年 7 月、福井市下一光採石場

【事例 3-3⑤】参照。

2）排水ボーリングは位置の選定が重要

【事例 3-3⑤】 1998 年 7 月、福井市下一光採石場

【事例 3-3⑤】参照。

3）落石防護柵は小規模斜面崩壊にも有効

【事例 1-1④】 2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口

【事例 1-1④】参照。

【事例 1-1⑤】 2007 年 3 月、国道 8 号 敦賀市江良

【事例 1-1⑤】参照。

4）無人化ショベルは高価であるが、作業能力は高い

【事例 1-1⑦】 2007 年 7 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川

【事例 1-1⑦】参照。

5）斜面崩壊が生じた後の 2 次的な崩壊に注意

【事例 1-9①】 2000 年 1 月、丸岡町上久米田採石場

【事例 1-9①】参照。

6）急傾斜の崩壊面での対策工の施工方法に注意

【事例 1-10①】 2009 年 7 月、国道 158 号（旧道）福井市小和清水町

幅約 20m、高さ約 25m（崩落土砂量約 200m^3）の斜面崩壊が発生して国道を埋めた（写真-1～11）。**地質**：砂岩・凝灰岩（図-2）、平面図：図-1、断面図：図-2､3。**崩壊発生原因**：1）崩壊面を写真-2　A～E 部で表す。A 部はオーバーハング状に残っている（写真-5～7）。C 部面は B 部面とほぼ直交して斜面奥に入っており、このクサビ状の亀裂面で挟まれた砂岩部分が崩落している（写真-4）。D､E 部はオーバーハング状に浮いている（写真-8～11）。2）層理面は受け盤である（図-2）。3）崩壊前に、まとまった降雨はない。4）1）～3）から、風化した上部砂岩の緩みが進行してクサビ状崩壊を起こしたと推定した。5）最初の崩落から約 1 ヶ月後、残っていた写真-2　A 部の右部分（C 部の上部）の表層土砂部分が崩落した（写真-6）。**応急対策**：1）旧道で交通量が多くはないので、プレキャスト擁壁と土のうで片側通行とした（写真-12）。2）対策工作業中の安全監視のために、D・E 部に玉コロ傾斜検知器を設置した。**恒久対策**：1）写真-13：A～C 部は無人化施工で不安定部分を除去した後、吹付け法枠とロックボルトで対処した。2）1）の施工完了後に、写真-2　D・E 部の下部にコンクリートの受け台を造成（写真-14、受け台荷重に対する支持力・沈下と、受け台と D・E 部との隙間が生じない対策を検討）。**教訓**：1）急傾斜の崩壊面での対策工の施工方法。2）崩壊し残った不安定部分に対する調査・対策施工時の安全性確保。

写真-1　崩壊前

写真-2　崩壊直後

写真-3　崩壊面と A～E 部

写真-4　B、C 部のクサビ状崩壊面

写真-5　下部 B 部と上部 A 部

写真-6　A 部右部分の 2 次崩壊

写真-7　A 部土砂部オーバーハング

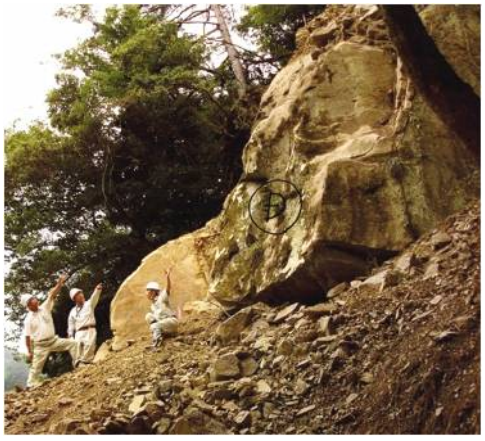


写真-8　D 部

写真-9　D 部と E 部

写真-10　D 部背面亀裂（北側）

写真-11　E 部背面亀裂（南側）

写真-12　応急対策：プレキャストL型擁壁と土のう設置で片側交通開放

写真-13　恒久対策：法枠とロックボルト（A～C部）

写真-14　恒久対策：コンクリート受け台（D、E部）

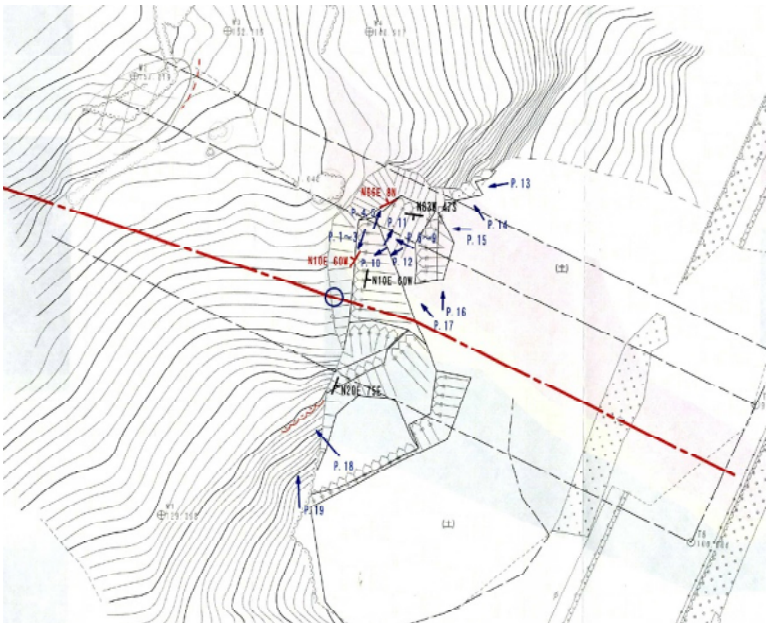


図-1　平面図

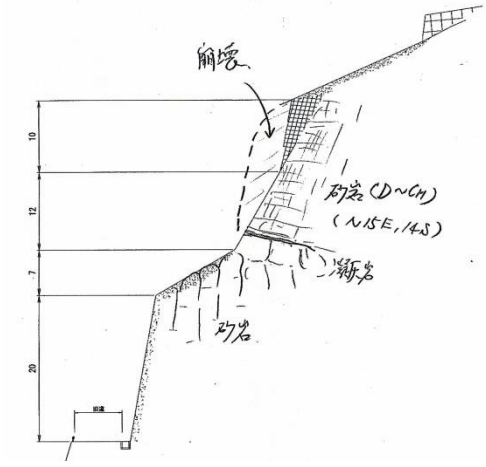


図-2　崩壊断面のスケッチ

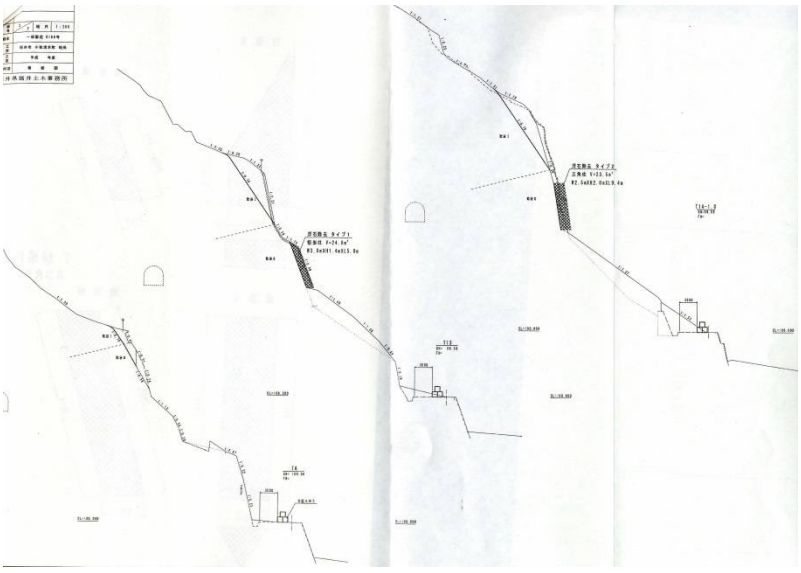


図-3　断面図

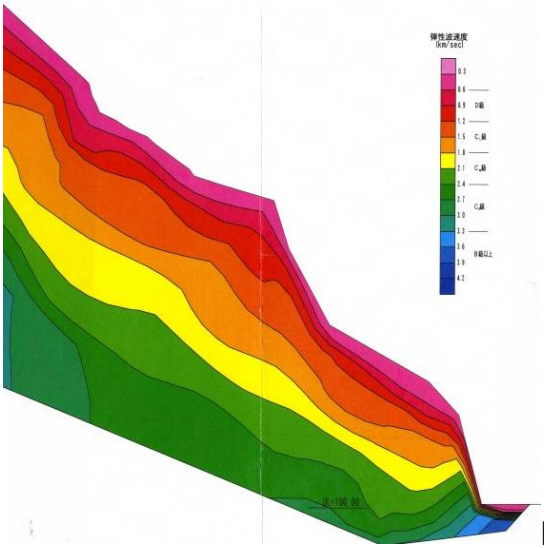


図-4　弾性波探査の結果（測線は図-1）

7）崩壊し残った不安定部分に対する調査・対策施工時の安全確保

【事例 1-6③】2009 年 1 月、国道 305 号 丹生郡越前町厨

【事例 1-6③】で、小規模崩壊部の法肩整形時に大規模崩壊が生じた。対策工は十分な調査検討実施後に施工する必要がある。

【事例 1-10①】 2009 年 7 月、国道 158 号（旧道）福井市小和清水町

【事例 1-10①】で、十分な調査と監視により対策工の施工を行った。

8）落石の発生源対策と待ち受け対策のバランスで全体コストを最小化

【事例 1-1⑧】2007 年 8 月、国道 305 号 丹生郡越前町玉川

【事例 1-1⑧】参照。

9）崩壊が上部へ進行しやすい場合の崩壊上部の対策工の選定に注意

【事例 1-4⑥】1998 年 2 月、宮崎村熊谷地区

【事例 1-4⑥】参照。

2. 落石

2-1 調査、点検

1）簡便で精度の高い落石予知方法が必要

【事例 2-1①】 2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町

斜面から 0.4×0.4×0.3m の落石が普通乗用車の屋根に衝突した（写真-1～4、助手席同乗者 1 名が重傷）。地質：砂岩・頁岩とそれらを覆う未固結の崖錐堆積物、平面図：図-1、断面図：図-2。**落石原因**：1）崖錐堆積層上に浮石・転石が点在していた（写真-4、5、図-1）。2）今回発生した落石があった位置を特定し、傾斜などの状況を把握した（写真-4、図-3）。3）トップリングの可能性は小さい（図-5）。4）一面せん断試験などから求めた c・φ、原位置せん断試験から求めた c・φ では、落石がすべり出すために、0.2～0.6kN の外力が必要である。5）降雨による地盤の緩みや表流水の影響、動物による可能性が挙げられた。6）落石発生後の落下経路や運動を落石シミュレーションにより検討した結果、約 3%の確率で防護柵を越えて道路に落下する（図-4）。7）崖錐堆積層の表層すべりの可能性が指摘された（図-2、6）。**応急対策**：立木を利用した落石防護ネット設置、浮石・転石の分布を調査し（図-1）、容易に除去できるものは除去し、交通規制。**恒久対策**：浮石・転石の固定、切土などの対策工を提案した。**教訓**：1）落石防護柵は法面への直高で 2m以上を確保する。2）簡便で精度の高い落石予知方法が必要である。3）斜面上の浮石・転石などの点検頻度を高めることと、定期的な除去が必要。4）管理区域外の管理者との密な情報交換などによる、斜面上部を含めた道路維持管理が必要である。

写真-1　落石発生地点

写真-2　落石発生箇所の防護柵

写真-3　落下した石

写真-4　落石発生箇所の状況、上部赤円部にも塊状の浮石がある

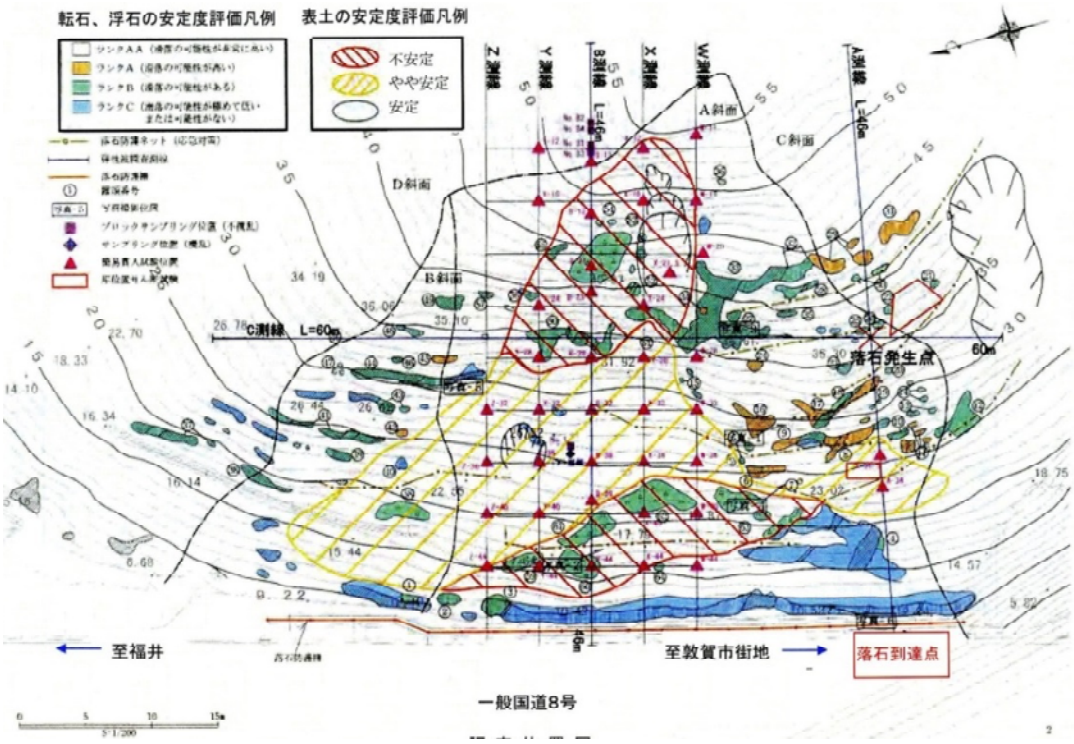


図-1　平面図

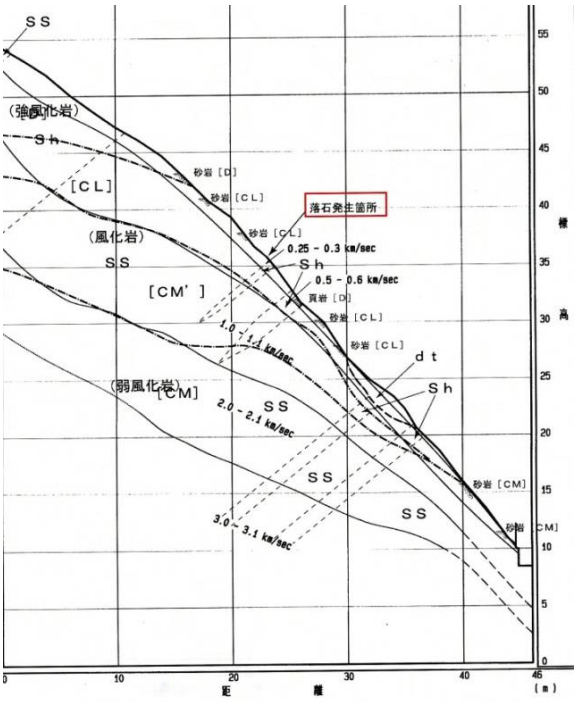


図-2　断面図（弾性波速度）

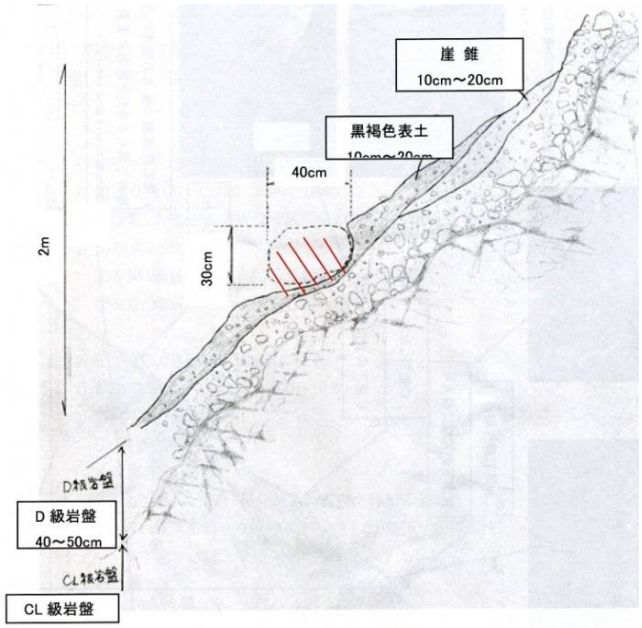


図-3　断面図（落石発生箇所）

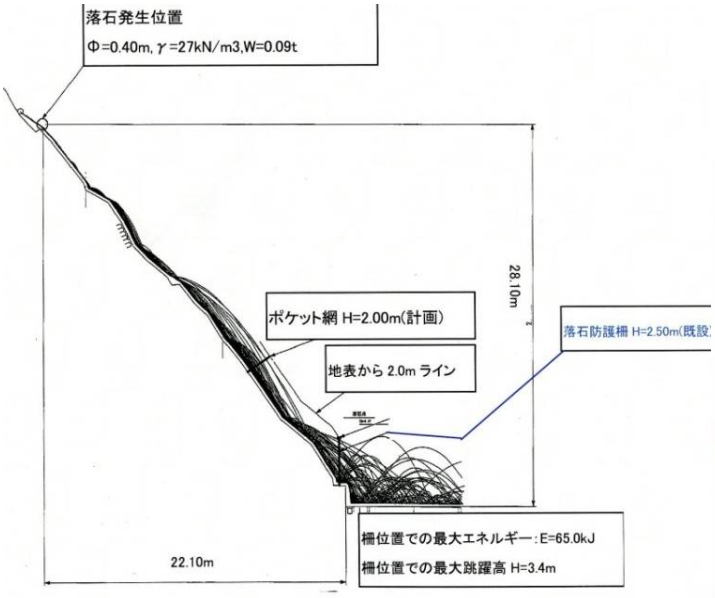


図-4　落石シミュレーションの結果

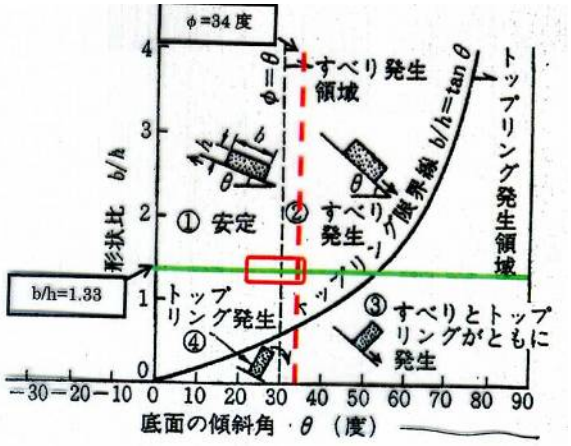


図-5　安定図表

写真-5　落石発生斜面における浮石・転石の状況

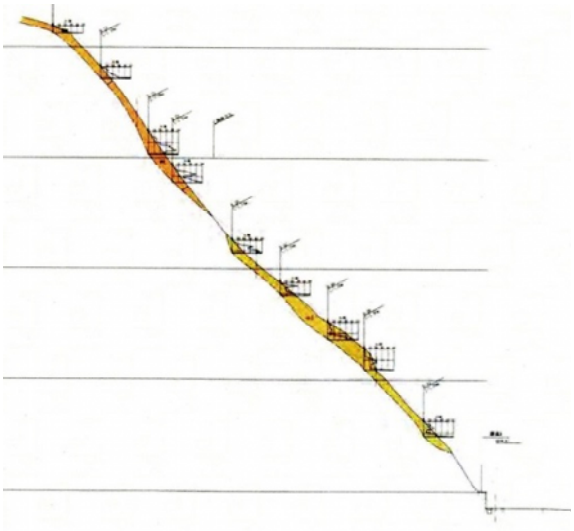


図-6　落石発生斜面における不安定な表土層の分布

2）近傍に他の道路がある場合はロックシェッド上に防護柵が必要

【事例 2-1②】 2008 年 6 月、国道 8 号 赤萩ロックシェッド

約 0.3m 角の岩石が斜面からロックシェッド上に落下し、跳躍してロックシェッド下の国道 305 号に到達した（写真-1～3）。平面図：図-1、断面図：図-2。**原因**：斜面上の転石の一部が亀裂の進行、周囲の土砂洗掘などで不安定化して落下した。ロックシェッド上の落下位置・緩衝効果の不足により落石が跳躍し、ロックシェッド上に防護柵がなかったため国道 305 号に到達したと推定された。ロックシェッド上部斜面の調査で、現在のロックシェッドの設計で想定する以上の落石はないと判断された。**応急対策**：ロックシェッド上にコンクリートブロック基礎で直高 2m の簡易防護柵を設置した（図-2、写真-4）。斜面上部の大きな浮石はネットで覆った（写真-5）。**教訓**：ロックシェッド近傍に他の道路などがある場合は、ロックシェッド上に落下防止の防護柵が必要である。

写真-1　ロックシェッドと国道 8 号と 305 号

写真-2　国道 305 号からみたロックシェッド

写真-3　上部斜面の不安定な浮石

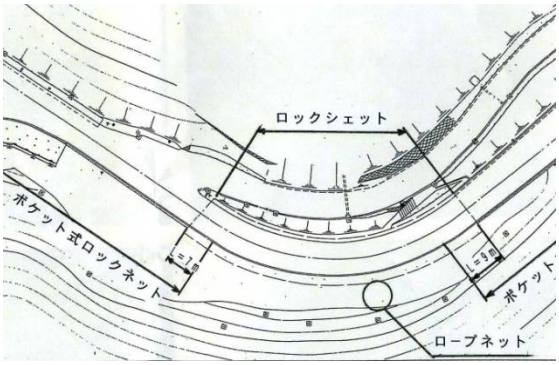


図-1　平面図

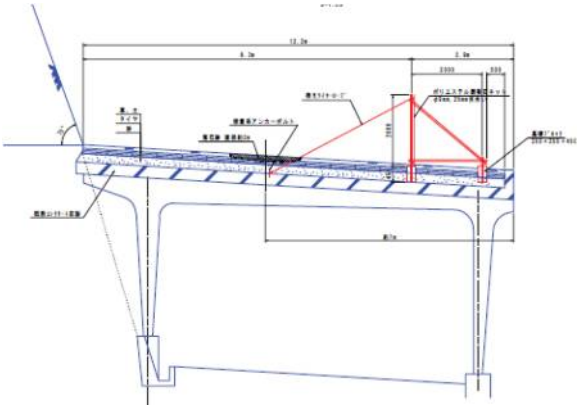


図-2　対策工（防護柵）断面図

写真-4　対策工（防護柵）

写真-5　発生源対策

3）斜面上の浮石・転石などの点検頻度を高めて定期的に除去

【事例 2-1①】 2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町

【事例 2-1①】参照。

【事例 2-1③】 2004 年 11 月、国道 303 号 遠敷郡上中町熊川地先

2.5×2×1.9m の落石がワゴン車 1 台に衝突した（写真-1～3、死亡 1、重傷 1、軽傷 2)。地質：緑色岩・チャートの破砕帯、平面図：図-1、断面図：図-2。**落石発生原因**：1）破砕帯でチャートが浮石・転石として残りやすい地質であった。2）落石発生箇所と推定される地点で、地盤の窪みと杉の傷から、落石は杉に寄りかかっていたと推定された。杉の傷の高さ・長さと杉の傾斜・落石の沈下に対応がある（写真-4～6)。傷は 4～5 年前にできたと推定される（森林管理課長)。3）1998 年の杉伐採作業時には巨石が杉に寄りかかっていた状況はなかったことから（森林組合)、1998 年以降に、この状態が生じたと推定される。4）当日の強風（東南東の換算風速約 10m）により、杉が揺すられて落石が発生した可能性が強い（図-3、5)。落石が発生した後の落下経路や運動は DDA による落石シミュレーションにより検証されている（図-5)。**対策**：浮石・転石の分布を調査し（図-6)、除去できるものは除去した。落石防護工、法面対策工を実施した。**教訓**：1）平成 10 年の全国一斉斜面点検では、1 次点検（道路からの目視）で安全と判定され斜面上部の点検が行われなかった。その後も斜面上部の点検は実施されなかったため、危険な状態の浮石・転石を発見できなかった。近接した点検が必要である。2）斜面上部を含めた点検頻度を高める必要がある。

写真-1　落石の自動車への衝突状況

写真-2　落石

写真-4　上部から見た落石経路

写真-5　落石の樹木への衝突

写真-6　落下した石が寄りかかっていた樹木

図-1　平面図と落石痕跡

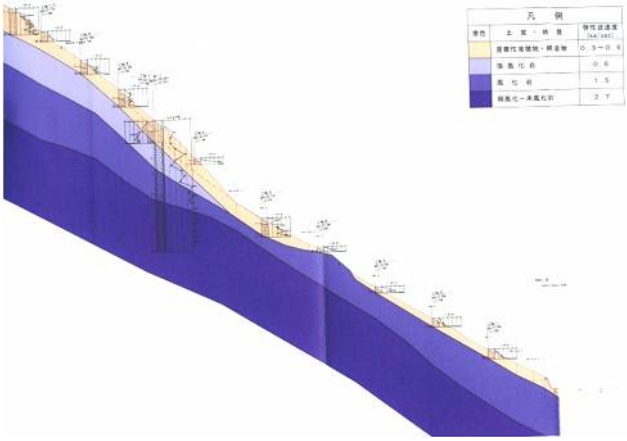


図-2　断面図と弾性波探査結果

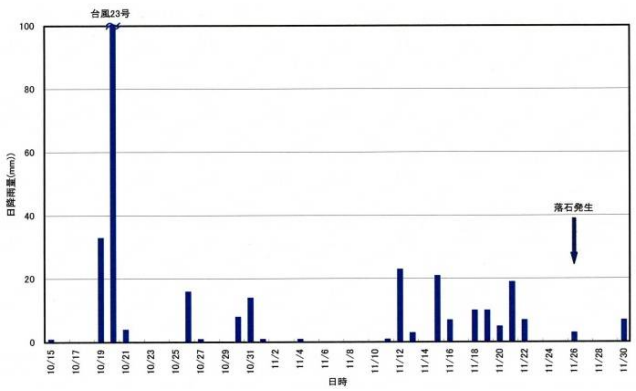


図-3　降雨状況

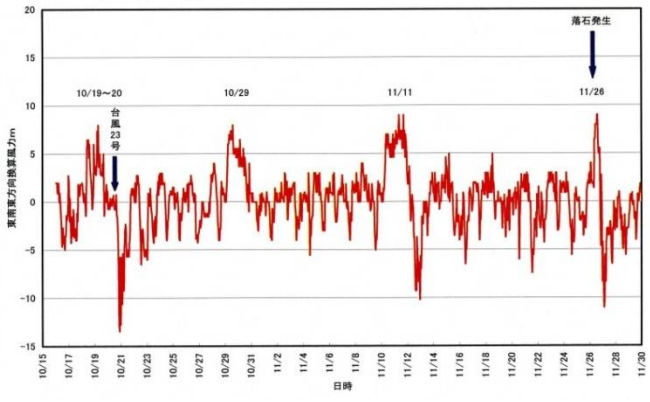


図-4　風速状況

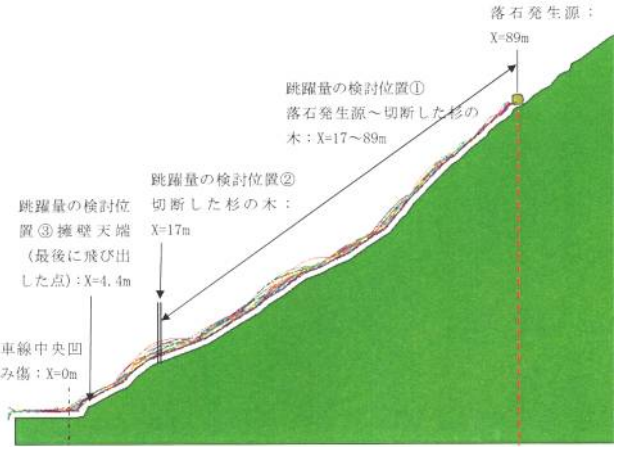


図-5　DDA による落石シミュレーション

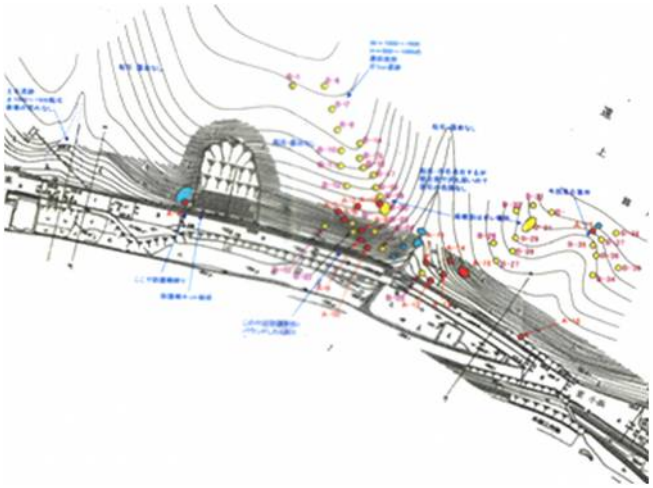


図-6　浮石・転石の分布

4）落石防護柵は法面への直高で 2m以上を確保

【事例 2-1①】 2004 年 6 月、国道 8 号 敦賀市金ヶ崎町

【事例 2-1①】参照。

2-2 充実した調査の事例

1）詳細調査による対策工法の軽減事例

【事例 2-2①】 1997 年 8 月、国道 8 号 敦賀市阿曽・黒崎地区

上記区間のロックシェッドの性能、斜面安全性、対策工法を調査検討した。地質：流紋岩（黒崎）、ヒン岩（黒崎山体）、斑上安山岩（阿曽）、段丘堆積層。平面図：地形（図-1）、地質（図-2）、断面図：図-3。**状況**：1）浮石・転石・露岩などの不安定岩塊の分布（図-4）。2）岩盤割れ目系（シュミットネット、図-5）。3）崩壊地形の分布（図-6）。4）安定上の問題：a）変状地形や地形の乱れがない、b）受け盤、c）割れ目間隔 1m 程度以下、d）風化帯が薄いことから、大規模な地すべりや岩盤崩壊の可能性は低く小規模崩壊や落石が問題となる。5）落石の規模：例（図-7）。6）黒崎トンネル福井側坑口上方斜面の写真解析（図-8～10）。7）落石エネルギーの評価（図-11～14）。8）既設ロックシェッドの耐力（図-15～17）。9）落石シミュレーション（DDA 解析、図-18､19））。**対策**：1）DDA 解析結果に基づく既設落石防護工の評価と補強工法の提案（図-20～22）、2）補強工法の例：図-23～25、3）中・大規模岩盤崩落の監視として、2）の対策完了後に、黒崎トンネルの北・南坑口斜面に、図-26 に示す計測器（地中変位計、設置型傾斜計）を設置して計測を行った。**教訓**：詳細な調査を行うことにより、対策工法を大幅に軽減できた。

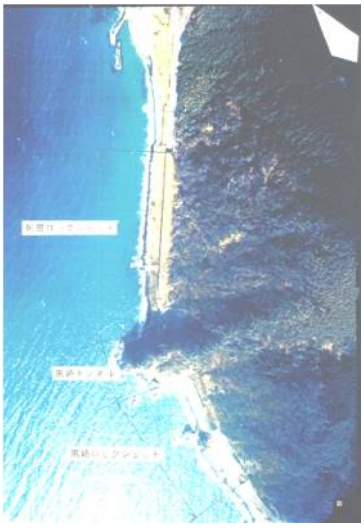


写真-1　空中写真

写真-2　阿曽ロックシェッド

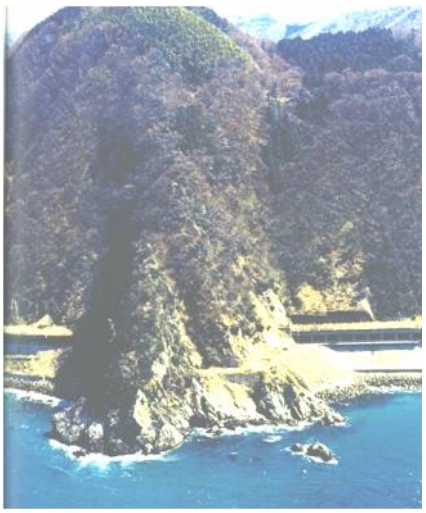


写真-3　黒崎トンネル

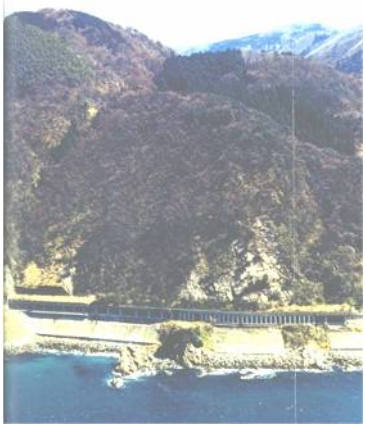


写真-4　黒崎ロックシェッド

写真-5　黒崎側の法面

図-1　地形図

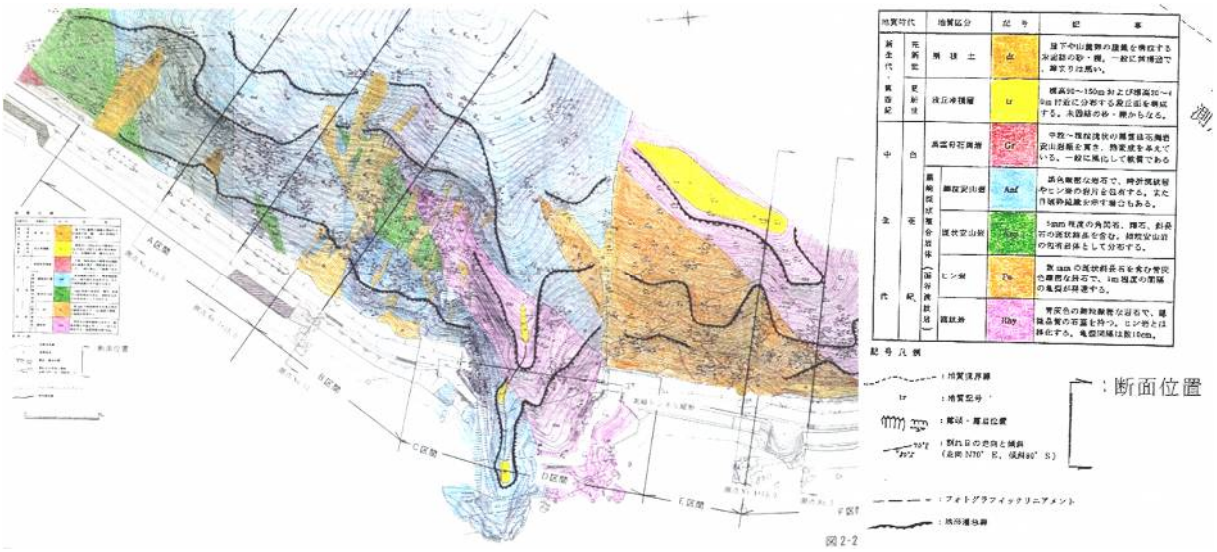


図-2　地質分布

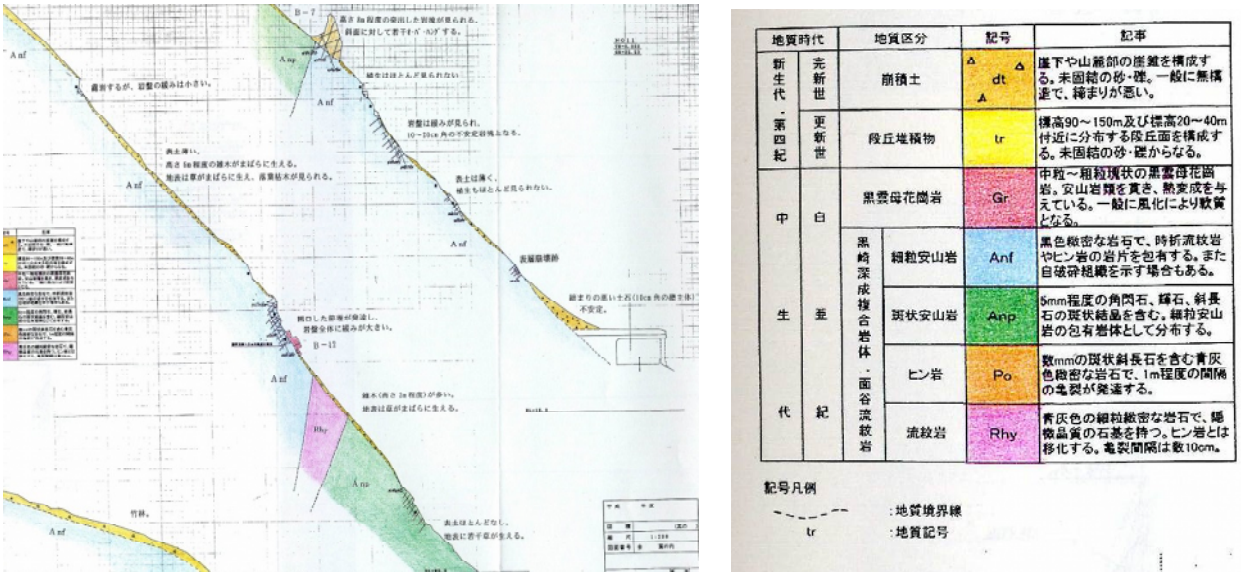


図-3　地質断面

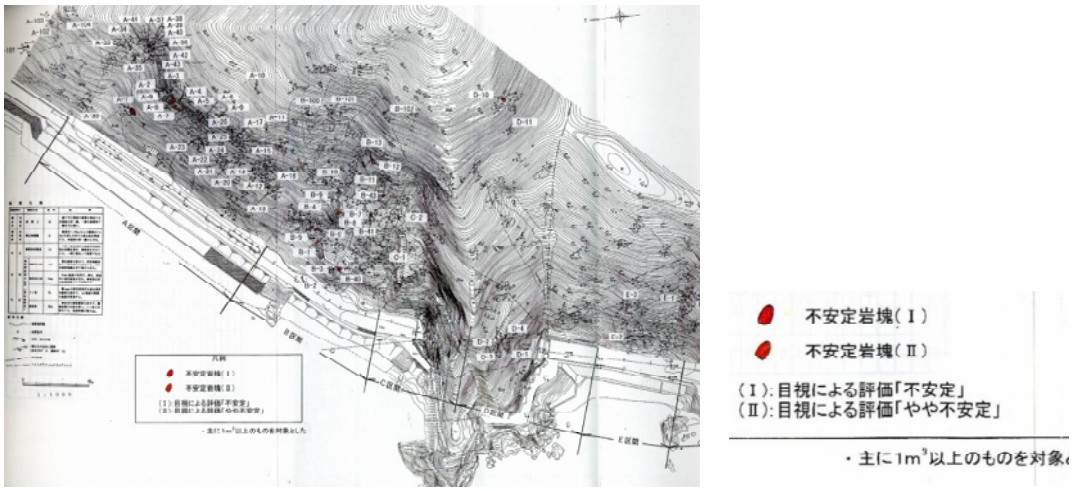


図-4　不安定岩塊の分布

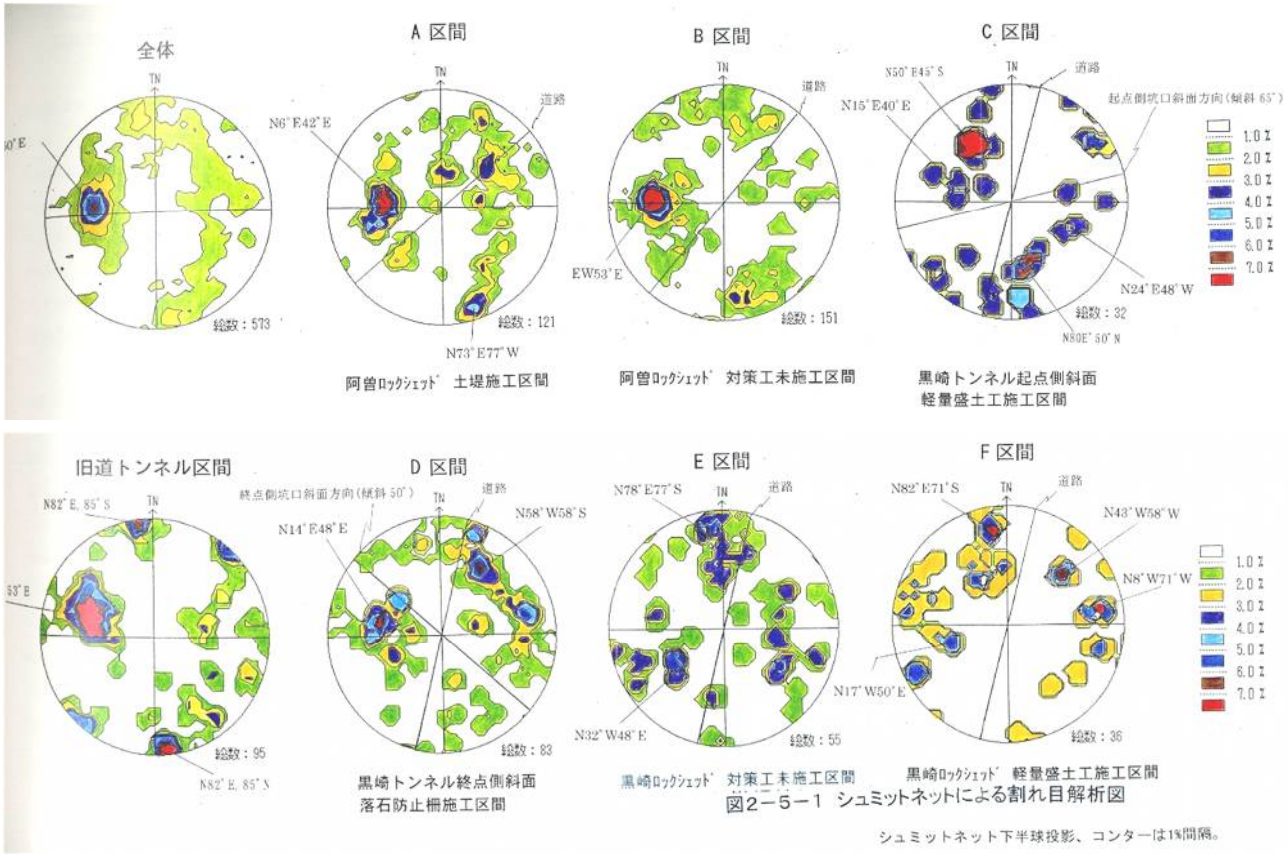


図-5　シュミットネットによる亀裂解析

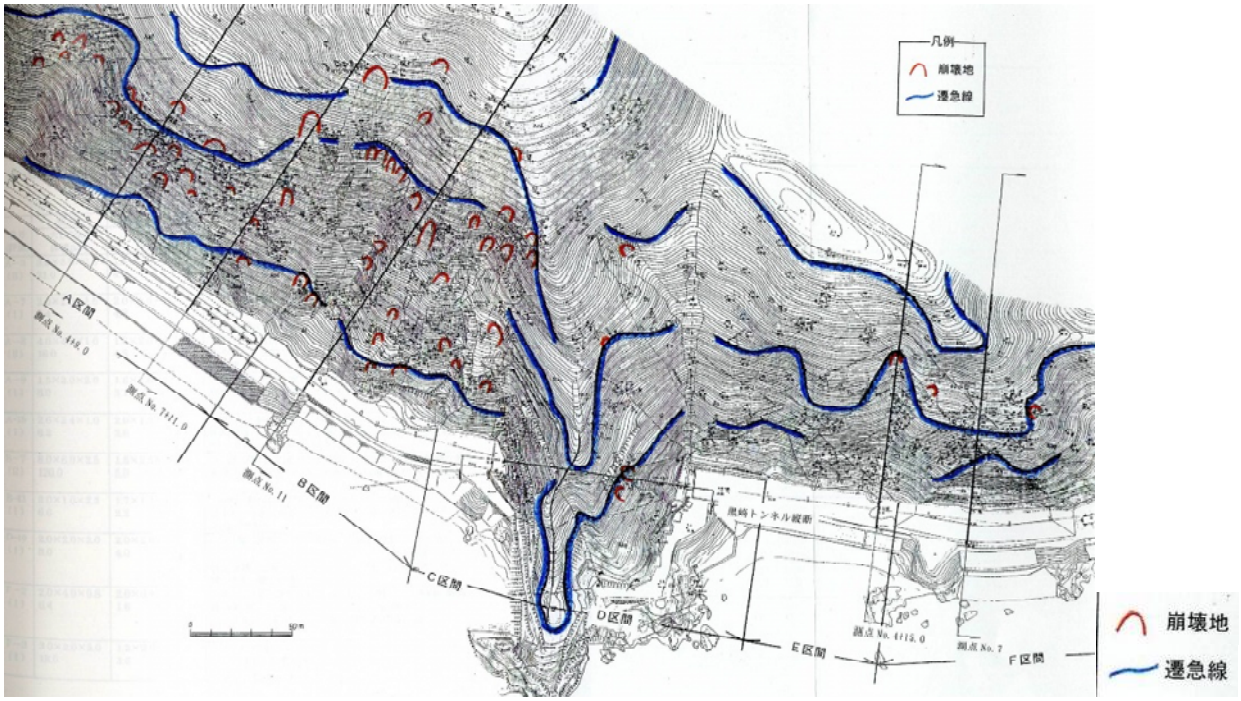


図-6　崩壊地形の分布

図-7　不安定岩塊の例

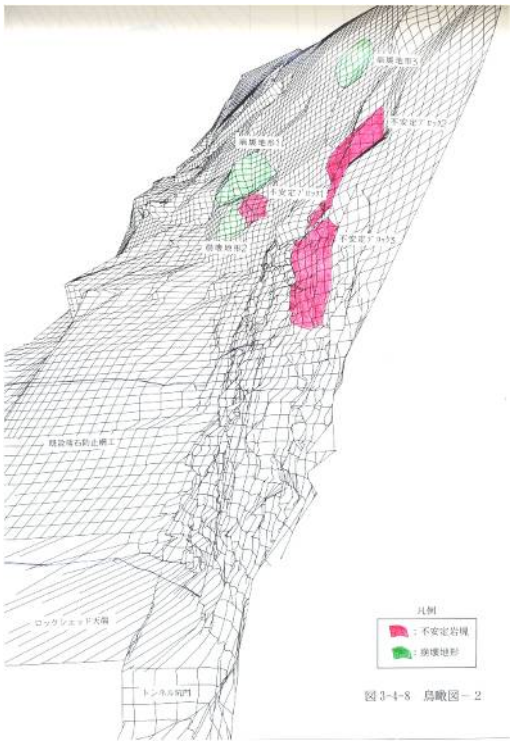


図-8　立体写真測量による鳥瞰図の例

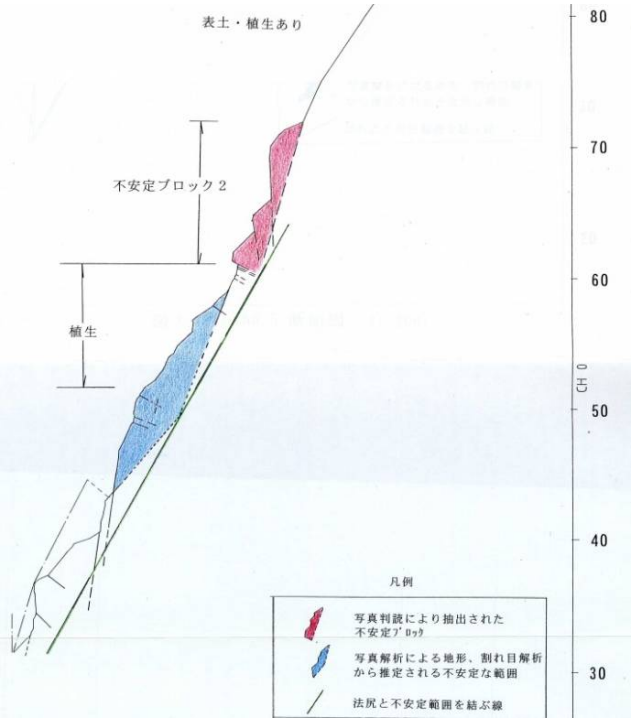


図-9　立体写真測量による断面図の例

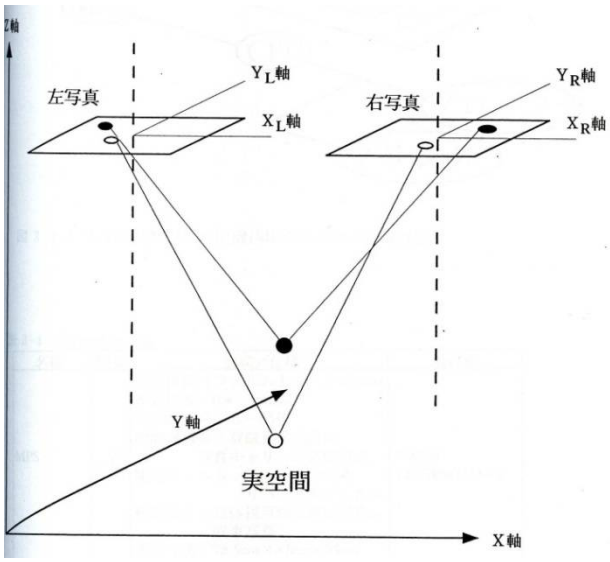


図-10　立体写真測量の原理

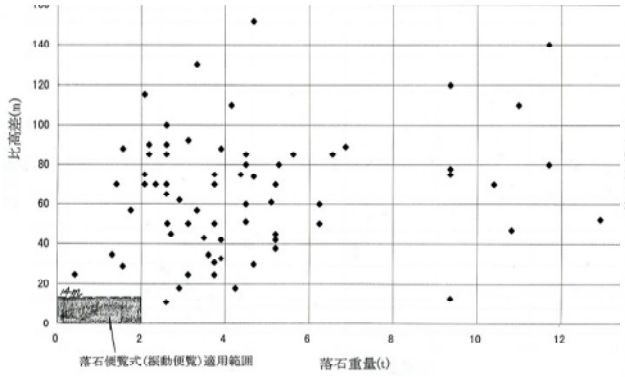


図-11　落石重量と比高差の分布

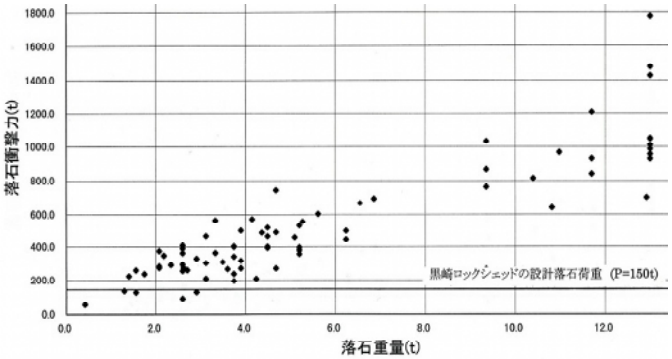


図-12　落石重量と衝撃力の分布

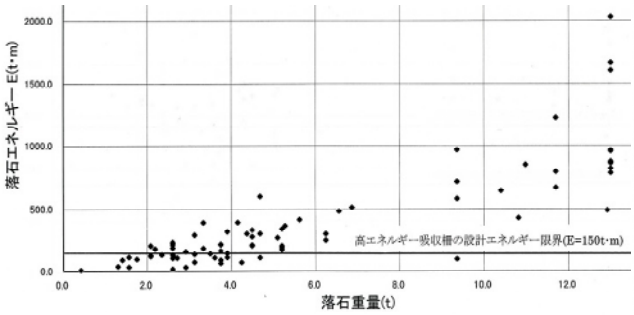


図-13　落石重量と落石エネルギーの分布

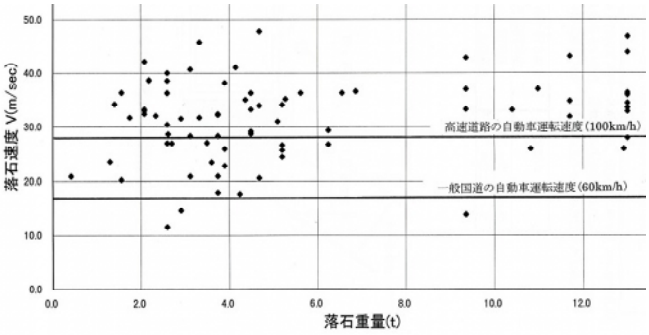


図-14　落石重量と落石速度の分布

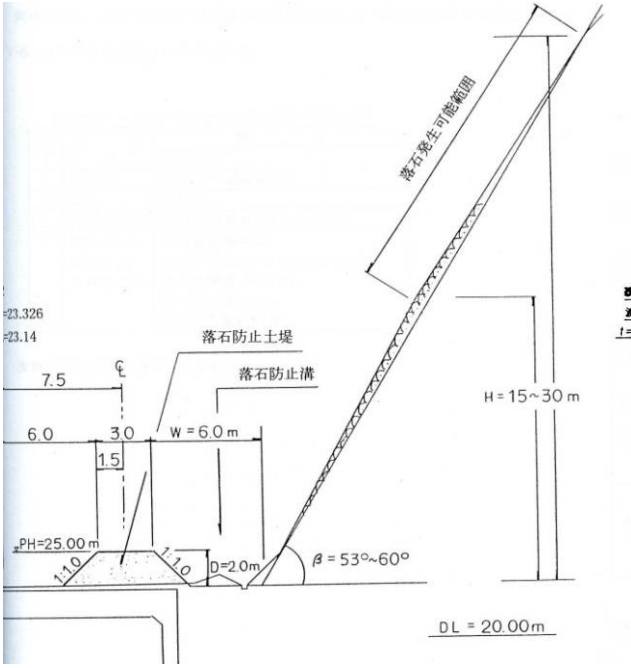


図-15　既設阿曽ロックシェッド落石防止土堤

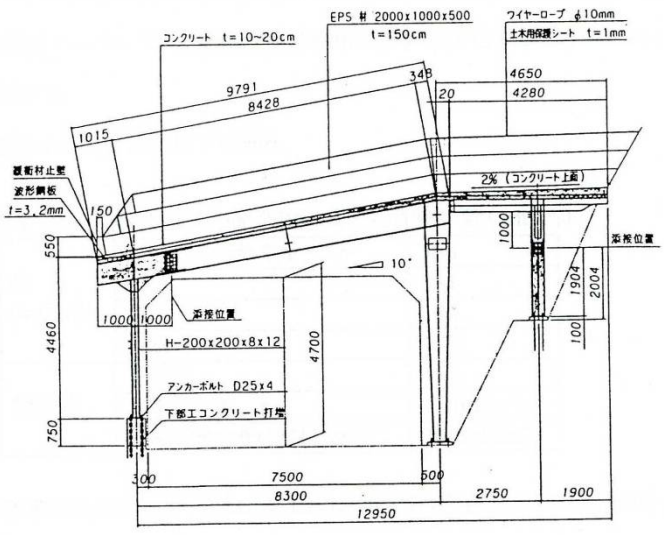


図-16　既設阿曽ロックシェッド標準断面

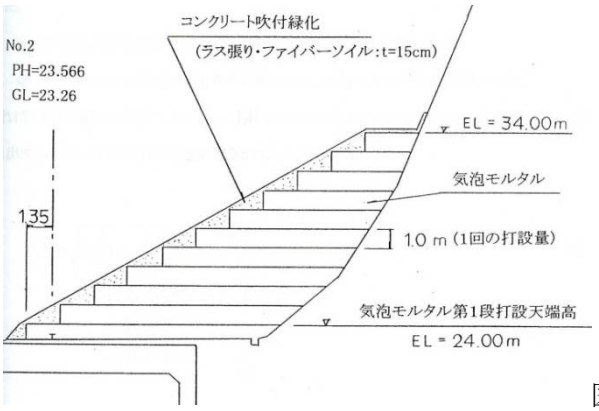


図-17　黒崎ﾛｯｸｼｪｯﾄﾞのランディング計画標準断面

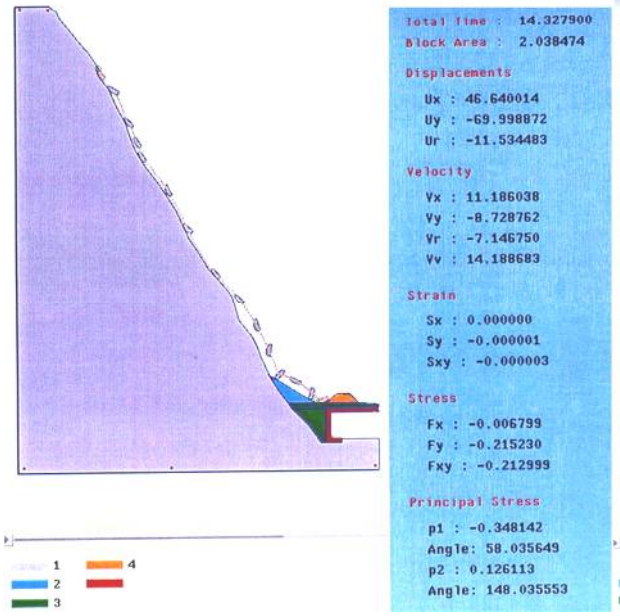


図-18　DDA 解析結果の例（その 1）

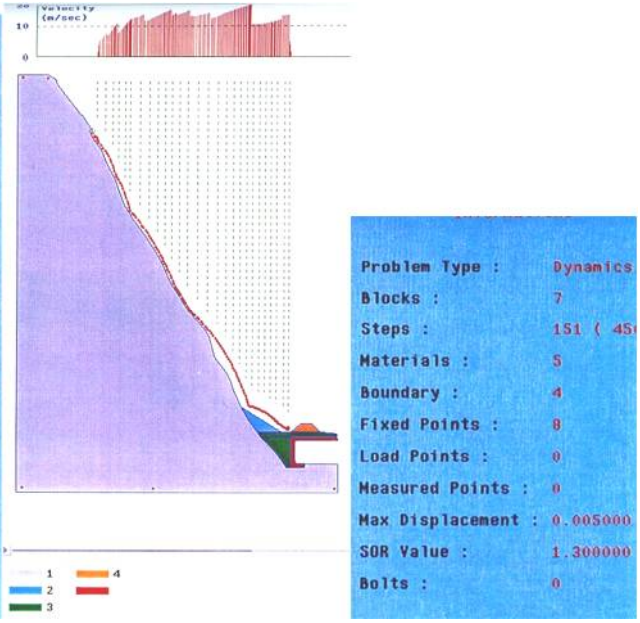


図-19　DDA 解析結果の例（その 2）

解析位置	解析手法	落石規模	落石形態	落石速度	落石エネルギー	便覧式による外力	最大跳躍高さ	第一落下点
阿曽ロックシェッド No.4+9	逆解析(落石最大)	V=3.5m³,W=9.1t	板状(角状)	第一遷急線=15.0m/sec	E=105 t·m	落石速度 V=35m/sec(土提位置) 落石エネルギー E=640 t·m	約2m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	崩積土(落石径以上の層厚) 土提は越えない
				第一落下点直前=19.5m/sec	E=177 t·m			
				第一落下点離反=10.5m/sec	E= 52 t·m			
				土提衝突時=14.0m/sec	E= 91 t·m			
	順解析	V=6.0m³,W=15.6t 落石時に5m³未満に砕けるが解析は発生源の規模で実施	板状(角状)	第一遷急線=17.0m/sec	E=230 t·m	落石速度 V=36m/sec(土提位置) 落石エネルギー E=1,143 t·m	約4.5m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	崩積土(落石径以上の層厚) 土提は越えない
				第一落下点直前=23.0m/sec	E=421 t·m			
				第一落下点離反=12.0m/sec	E=114 t·m			
				土提衝突時=12.0m/sec	E=114 t·m			
阿曽ロックシェッド No.11	順解析(最大露岩)	V=120m³,W=312t 落石時に3～5m³未満に砕ける。解析は5m³集合体で実施	板状(角状)	第一遷急線付近=10.0m/sec	E= 66 t·m	落石速度 V=26m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=493 t·m	約2.5m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	崩積土(落石径以上の層厚) 洞門上部では、ほぼころがり運動となる
				第一落下点直前=15.0m/sec	E=149 t·m			
				第一落下点離反=8.0m/sec	E= 43 t·m			
				洞門衝突時=3.0m/sec	E= 6 t·m			
	順解析	V=4.2m³,W=11.2t	板状(角状)	第一遷急線付近=16.0m/sec	E=146 t·m	落石速度 V=37m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=866 t·m	約3.0m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	崩積土(落石径以上の層厚) 洞門上部では、ほぼころがり運動となる
				第一落下点直前=19.0m/sec	E=206 t·m			
				第一落下点離反=10.0m/sec	E= 57 t·m			
				洞門衝突時=5.0m/sec	E= 14 t·m			
黒崎ロックシェッド No.4+15	順解析	V=4.1m³,W=11.0t	板状(角状)	第一遷急線=15.0m/sec	E=127 t·m	落石速度 V=23m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=333 t·m	約2.0m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	崩積土(落石径以上の層厚) 洞門上部では、ほぼころがり運動となる
				第一落下点直前=21.0m/sec	E=248 t·m			
				第一落下点離反=17.0m/sec	E=162 t·m			
				洞門衝突時=14.0m/sec	E=110 t·m			
黒崎ロックシェッド No.7	順解析 軽量盛土完成後	V=18.0m³,W=47t 落石時に5m³未満に砕けるが解析は発生源の規模で実施	板状(角状)	第一遷急線=16.0m/sec	E=614 t·m	落石速度 V=28m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=2,072 t·m	約1.5m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	軽量盛土 軽量盛土上部では、ほぼころがり運動となる
				第一落下点直前=18.0m/sec	E=777 t·m			
				第一落下点離反=17.0m/sec	E=693 t·m			
				洞門衝突時=11.0m/sec	E=290 t·m			
		V=6.4m³,W=16.6t 落石時に5m³未満に砕けるが解析は発生源の規模で実施	板状(角状)	第一遷急線=11.0m/sec	E=103 t·m	落石速度 V=30m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=270 t·m	約1.5m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	軽量盛土 軽量盛土上部で一部大きな跳躍(H=4.0m)が認められる ？
				第一落下点直前=13.0m/sec	E=143 t·m			
				第一落下点離反=10.0m/sec	E= 85 t·m			
				洞門衝突時=11.0m/sec	E=103 t·m			
		V=2.0m³,W=5.1t	板状(角状)	第一遷急線=9.0m/sec	E= 21 t·m	落石速度 V=34m/sec(洞門位置) 落石エネルギー E=301 t·m	約1.0m DDA解析の第一遷急線～第一落下点までの間	軽量盛土 軽量盛土上部では、ほぼころがり運動となる
				第一落下点直前=12.0m/sec	E= 37 t·m			
				第一落下点離反=9.0m/sec	E= 21 t·m			
				洞門衝突時=3.0m/sec	E= 3 t·m			

図-20　DDA 解析結果のまとめ

解析位置	解析手法	落石規模	落石速度	解析結果の概要と評価
阿曽ロックシェッド No.4+9	逆解析 (落石最大)	V=3.5m³ W=9.1t	第一遷急線=15.0m/sec 第一落下点直前=19.5m/sec 第一落下点離反=10.5m/sec 土提衝突時=14.0m/sec	落石の形状が板状であるため、発生源から第一遷急線までの間は、ほぼ小規模な跳躍を伴ってすべりの形状を呈している。落石の速度は斜面中で 15m/sec に達してからがほぼ一定して第一遷急線に到達し、飛び出しによる自由落下で斜面下部の崩積土に落下している。落石エネルギーは崩積土で約半分程度吸収され、土提で停止している。なお土提には落石の形状が板状で転がりにくいこと及び崩積土でのエネルギー吸収が大きいために土提の足下で停止し、洞門には直接的な外力をほとんど与えていない。一般的な落石形態を考慮した場合、便覧においても第一落下点が緩衝材の場合は洞門に至るまでにエネルギーが第一落下点と比べ 40%～80%に減衰されることを考慮すれば妥当な解析結果であると言える。
	順解析	V=6.0m³ W=15.6t	第一遷急線=17.0m/sec 第一落下点直前=23.0m/sec 第一落下点離反=12.0m/sec 土提衝突時=12.0m/sec	落石の形状は逆解析断面と同様であるが、周辺に分布する同様の落石を投影させてシュミレーションしたものである。解析が3次元でないため、落石の危険側の断面(正方形に近い断面)を投影させてシュミレーションを実施した。落石は途中で半分程度に砕けるものと判断されるが、発生源の規模で落下させている。この断面で解析した場合落石の速度は逆解析よりも第一遷急線で 2m/sec ほど早く、遷急線より下部の斜面で跳躍が大きい結果が得られている。この場合でも落石は洞門を直撃せず、崩積土に着地する結果が得られた。この場合速度はあるが、着地地点と土提が至近距離であるため土提で停止する結果が得られている。落石が大きいためエネルギーが大きいが、第一遷急線での落石エネルギーで考えた場合、高エネルギー吸収柵は破壊するが、洞門への影響は極めて小さくすることができるため、土提との相乗効果を考えれば、洞門工を破壊することはないと判断される。また、跳躍高さが最高で 4.5m 程度発生していることから高エネルギー吸収柵の高さは 5m 程度が妥当であることが言える。なお落石が途中で想定通り割れた場合には高エネルギー吸収柵での抑止が可能な範囲のエネルギーと思われる。
阿曽ロックシェッド No.11	順解析 (最大露岩)	V=120m³ W=312t	第一遷急線付近=10.0m/sec 第一落下点直前=15.0m/sec 第一落下点離反=8.0m/sec 洞門衝突時=3.0m/sec	阿曽ロックシェッド上部斜面における最大規模の不安定露頭である。岩盤中には開口した割れ目が多いため、落石時には確実に小割りされると判断される(事実露頭部からは不安定化した部分が剥離し落下しているが斜面下部に大きな転石は分布していない)ため、大きさを最大 5m³ に限定して解析した。また地形的に緩いことや、斜面に雑木が繁茂しているため、表土の発達があり、逆解析断面よりは表土や雑木による落石エネルギーの減衰効果が高い斜面であるのが特徴である。落下高さが逆解析断面より低いこともあるが、解析結果も同様の結果がでており、第一遷急線付近では速度で 10m/sec とかなり遅くなっている。このため落石のエネルギーも当然小さくなっており、現地状況から判断してほぼ妥当な解析結果であると言える。なお、落石が発生した場合、洞門上部ではほぼ転がる形状で通過しており、落石そのものはエネルギーを保持しているが、洞門に与える衝撃力はほとんどないと判断される。本解析地点では、土提が施工されていないが、土提を施工した場合十分土提で停止するものと判断して差し支えない。
	順解析	V=4.2m³ W=11.2t	第一遷急線付近=16.0m/sec 第一落下点直前=19.0m/sec 第一落下点離反=10.0m/sec 洞門衝突時=5.0m/sec	同上斜面において分布標高が高く規模の大きい転石の順解析である。落下規模は転石中に認められる割れ目が開口していないため、発生源での大きさで落下させている。落下高さが高いが、地形や植生の影響でエネルギーの減衰効果が高いため第一遷急線における速度は逆解析断面とほぼ同程度である。この速度は第一遷急線の上部で大きく跳躍しているためで、この跳躍がなければ速度は約 10m/sec 程度と判断される。なお跳躍した場合の速度から算出した場合のエネルギーでも高エネルギ吸収柵程度の対策工法で十分抑止可能である。なお、落石が発生した場合、洞門上部ではほぼ転がる形状で通過しており、落石そのものはエネルギーを保持しているが、洞門に与える衝撃力はほとんどないと判断される。本解析地点では、土提が施工されていないが、土提を施工した場合十分土提で停止するものと判断して差し支えない。
黒崎ロックシェッド No.4+15	順解析	V=4.1m³ W=11.0t	第一遷急線=15.0m/sec 第一落下点直前=21.0m/sec 第一落下点離反=17.0m/sec 洞門衝突時=14.0m/sec	黒崎ロックシェッドにおいて軽量盛土が施工されていない区間での解析である。岩塊には割れ目が認められないことから、発生源での大きさで落下させている。地形や植生については、地山の傾斜が緩いため表土が認められる。周辺には雑木の繁茂が認められるが、落石経路は小規模な崩壊が発生しており植生は少ない。地形的には阿曽ロックシェッドの No.11 測線に似ている。落石の形態が板状であるため発生源から第一遷急線までの間はほぼすべる形で斜面下部に移動する結果が得られている他、第一遷急線付近での落石速度は 15m/sec であり、阿曽ロックシェッドの測線 No.11 より早い速度になっている。この速度は落石経路に植生が少ないこと及び発生源から落石の第一落下点については、落石経路に沿った形状で崖錐性の堆積物が堆積しており地形の変化が少ないことを考慮すれば、跳躍高さがほとんど認められないことも併せてほぼ妥当な解析結果であると言える。落石のエネルギーについては、第一遷急線までの間であれば高エネルギー吸収柵程度の対策で対応が可能である。
黒崎ロックシェッド No.7	順解析 (軽量盛土完成後)	V=18.0m³ W=47t	第一遷急線=16.0m/sec 第一落下点直前=18.0m/sec 第一落下点離反=17.0m/sec 洞門衝突時=11.0m/sec	黒崎ロックシェッドにおいて軽量盛土によるラウンディングが施工されている区間での落石シュミレーションである。目的はラウンディングを計画通りに施工した場合、第一遷急線を越えても、ラウンディングによって落石の跳躍を押さえ洞門上部に直接悪影響を及ぼすような落石形態が防止できるか否かの判断を行うために実施したものである。洞門上部から 30 度の勾配で盛り上げた場合、ラウンディングの頂部がほぼ第一遷急線に届く形状になることから、落石が遷急線を越えた場合、跳躍を押さえ強度的に柔らかい軽量盛土に着地すれば、洞門上部をころがり運動で通過する結果が得られた。跳躍を押さえても斜面を回転運動で通過しているため、落石そのもののエネルギーはあるが、衝撃力は発生しないと考えられる。シュミレーション結果によれば、ラウディング効果による嵩上げの効果は高い。なお、第一遷急線を通過して軽量盛土の第一落下点は洞門の直上部ではないこと、洞門までの被りが 5m 以上あるため衝撃力の洞門への影響は少ないものと判断される。なお、本断面では落石時に割れ目に沿って小割りされ、最大でも 5m³ を越えないものと判断している。
		V=6.4m³ W=16.6t	第一遷急線=11.0m/sec 第一落下点直前=13.0m/sec 第一落下点離反=10.0m/sec 洞門衝突時=11.0m/sec	解析目的は 6 と同様である。ただし、解析結果は軽量盛土上部で 5m 程度の大きな跳躍が認められる。この跳躍は同一断面の他のケースでは認められないことから得意なケースとして評価しても良いものと思われる。現実的には軽量盛土そのものが柔らかいため跳躍はこれほど高く発生しないものと判断して差し支えない。
		V=2.0m³ W=5.1t	第一遷急線=9.0m/sec 第一落下点直前=12.0m/sec 第一落下点離反=9.0m/sec 洞門衝突時=3.0m/sec	6と同様

図-21　DDA 解析結果の評価

No	評価項目	ＤＤＡ解析結果における評価
1	斜面裾部の崖錐堆積物(洞門山側の平場)	阿曽ロックシェッド No4+9 における解析結果から、斜面上部で発生した落石は、大きさに関わらず全てのケースで第一落下点が斜面裾部の崖錐堆積物であることが明らかとなった。この場合崖錐堆積物の落下寸前と落下直後では落石の速度が、概ね半分程度に低減され、減衰効果が非常に大きいことが分かった。阿曽ロックシェッドでは、洞門から斜面の裾部まで平均で 6m 程度の平場があり、危険側の解析を試みても落石は洞門を直撃することがないと言える。これは、今年度改訂される新しい落石対策便覧を証明する結果となっている。
2	落石防止土提	阿曽ロックシェッドでは、落石防止土提が施工されている。この土提は落石対策便覧における Ritchie の落石止溝の寸法に基づいて施工されたものである。本寸法については経験から求められたものであり、落下高さが 30m を越えた場合の適用に是非があったがDDA 解析においてもかなりの効果が期待でき、比高が 100m 程度あっても現状の規模で十分であることが明らかとなった。
3	ラウディングの効果	黒崎ロックシェッドでは軽量盛土によるラウディングを実施しており、現状では当初の設計断面まで施工は終了していない。このため軽量盛土を計画断面まで完成させた場合についてシュミレーションを試みた。ラウディングについては、落石のエネルギーを増大させる跳躍を押さえ、跳躍運動をころがり運動に変化させて洞門に衝撃力を与えない考え方であるが、シュミレーション結果からはラウディング上で落石がころがり運動に転じており、効果が大きいことが明らかとなった。
4	その他	現状落石対策便覧で提案されている落石外力の算出方法では、規模の大きな落石や落下高さが高いものは外力の算出から適用が出来なかったが、仮に適用した場合エネルギーが現実よりより大きくなるため、実際に落下している落石と洞門の関係がエネルギー的につかめなかった他、計算しても現実的な対策工法が適用できるような外力が算出出来なかった。今回 DDA 解析により第一遷急線付近で対策工法を実施すれば、高エネルギー吸収柵程度の対策で十分対応可能との結果を得た。

図-22　DDA 解析結果による既設防護工の評価

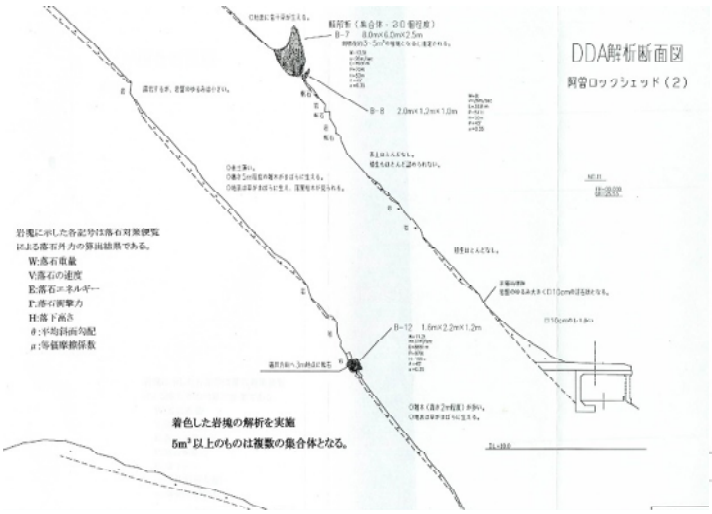


図-23　対策工（その 1）

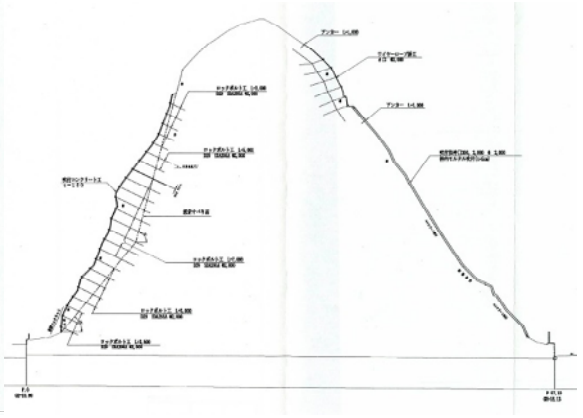


図-24　対策工（その 2）

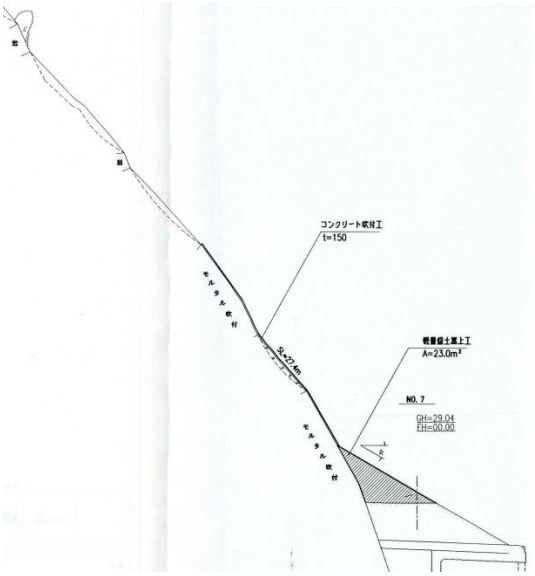


図-25　対策工（その 3）

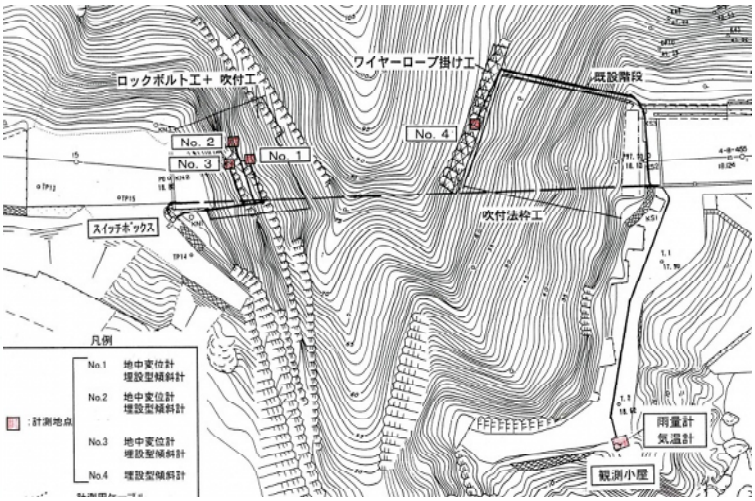


図-26　計測器の配置

2）詳細調査による予防保全の実施例

【事例 2-2②】 1997 年 7 月、国道 8 号 敦賀市杉津地区

巨石群からなる浮石・転石対策の検討を行った（写真-1）。平面図：図-1、地質：花崗岩。**状況**：標高 60～90m に、径 5m以上の岩塊が多数点在する（図-1､2）。岩塊周辺の基質は土砂化して岩塊が不安定化している。ボーリング結果によると基質は深部まで軟質化している。既設ロックシェッドでは対処できないことから対策工が必要とされた。鋼製ロックシェッド（1979）：設計衝撃力 155tf。コンクリートロックシェッド（1991）：同 67tf。想定衝撃力（径 2m、高さ 40m）1078tf。**対策**：落石対策設計便覧の工法選択フローチャートに従って各転石ごとに、①静的破砕工、②張りコンクリート＋アンカー工、③張りコンクリート＋ロックボルト工を選定した（図-2）。張りコンクリートの施工が困難であることから、覆い式ロックネットに変更した（写真-2～4）。**教訓**：詳細調査による予防保全の実施例である。

写真-1　空中写真

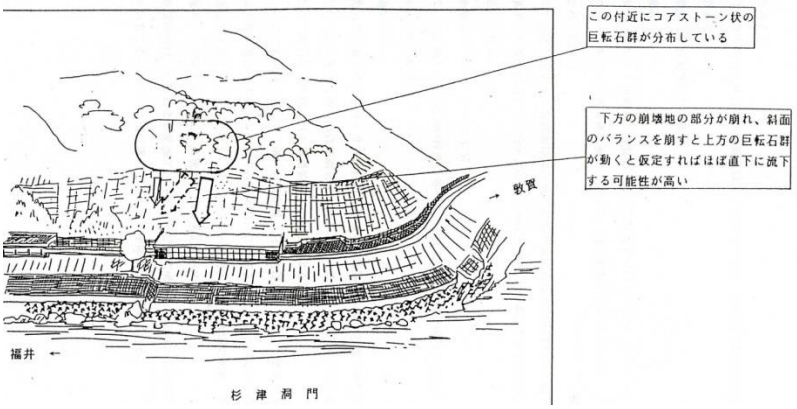


図-1　概要

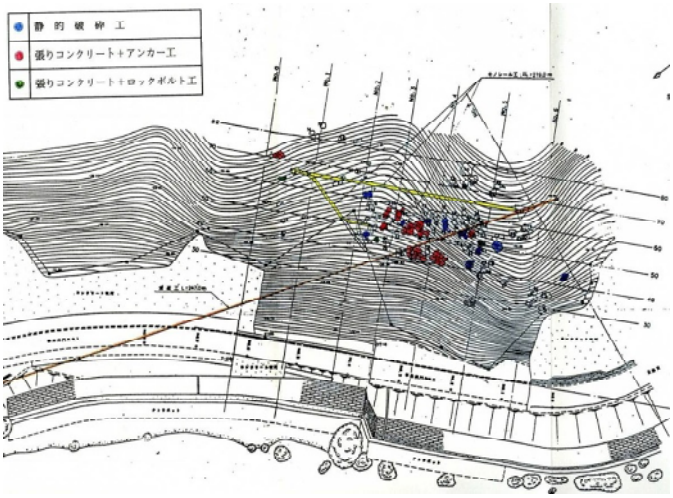


図-2　浮石・転石の分布と対策工

写真-2　浮石、転石の状況

写真-3　浮石、転石の状況

写真-4　浮石、転石の状況

3）部分的でなく場所全体を見た対策工法を検討

【事例 1-1④】 2006 年 7 月、国道 161 号 敦賀市駄口

【事例 1-1④】参照。

【事例 2-2③】 2004 年 3 月、南越前町糠 長嶋地区

土砂崩壊が生じて落石が家屋を破損させるとともに、1 個が民家 2 階に飛び込んだ（写真-1～7）。検討会で斜面災害対策工を検討した。地質：崩積土（礫質土）・安山岩、平面図：図-1､2、断面図：図-4,5。**検討結果**:1) 以前から土砂崩壊･落石が発生しており､崩積土層上に多数の浮石･転石が点在する (図-3)。2) 全ての浮石・転石について位置・サイズ・安定度を把握した（図-1､2)。3) 既設の対策工（ポケット式ロックネット・発生源対策など）の性能を評価した（図-6､7)。4) 落石対策便覧に基づき、φ300mm 以上の浮石・転石について落石エネルギーを計算した（表-1)。5) 質点系落石シミュレーションにより、φ300mm 以上の浮石・転石について落石エネルギー・落石経路・跳躍量などを計算した（表-1)。2004 年 3 月 9 日の落石経路を再現して、落石シミュレーションの信頼性を検証した（図-8)。6) 3) ～5) に基づき既設対策工での対処の可否を判定した（表-1、図-9､10)。7) 既設対策工で対処できない落石について、斜面下部に待ち受け式構造物（ジオロックウォール：補強土擁壁）を設置する。補強土擁壁下部の既設コンクリート擁壁はアンカーで補強する（図-11～13)。補強土擁壁上部に跳躍対策の落石防護柵を設置する。8) φ150cm 以上の浮石は発生源対策とする。9) 表層崩壊については、7) のポケットで対処する（図-14､15)。2004 年 3 月 9 日の崩壊土砂量 $V=400m^3$、崩壊幅 $W=3.94\times400^{0.336}=29.5m$、単位幅当り必要ポケット面積 $A=V/W=13.6m^2$。**教訓**：部分的でなく場所全体を見た対策工法の検討の事例。

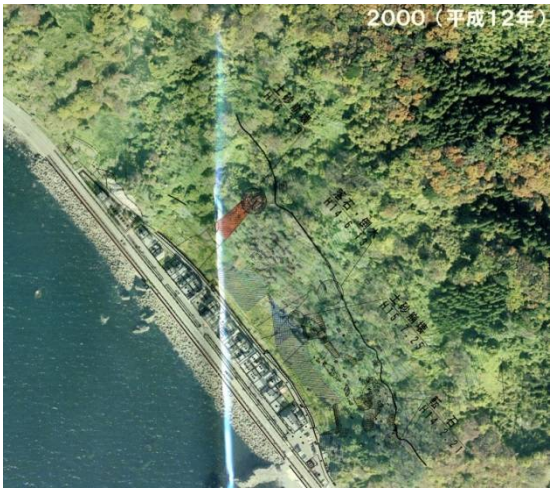


写真-1　崩壊箇所（赤色）の航空写真

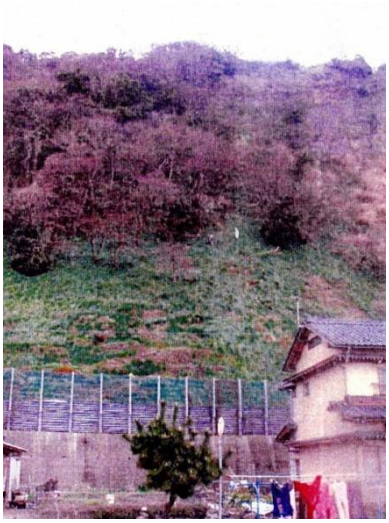


写真-2　崩壊前

写真-3　崩壊後

写真-4　崩壊状況

写真-5　崩壊状況

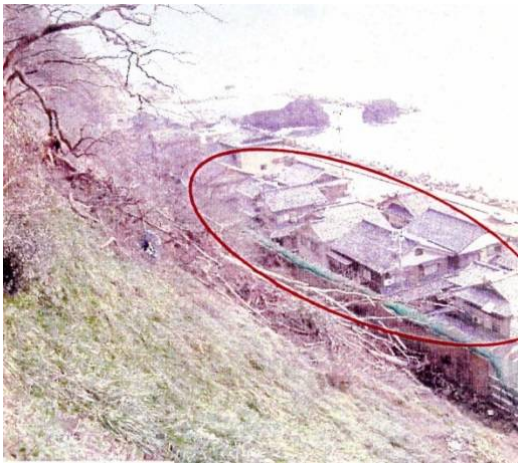


写真-6　上部から見た崩壊面と防護柵

写真-7　落石が当たった民家

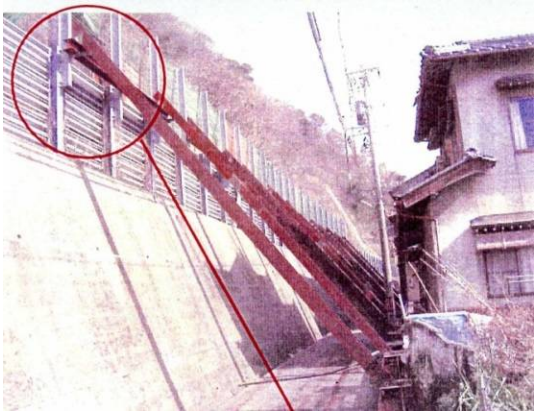


写真-8　防護柵の補強

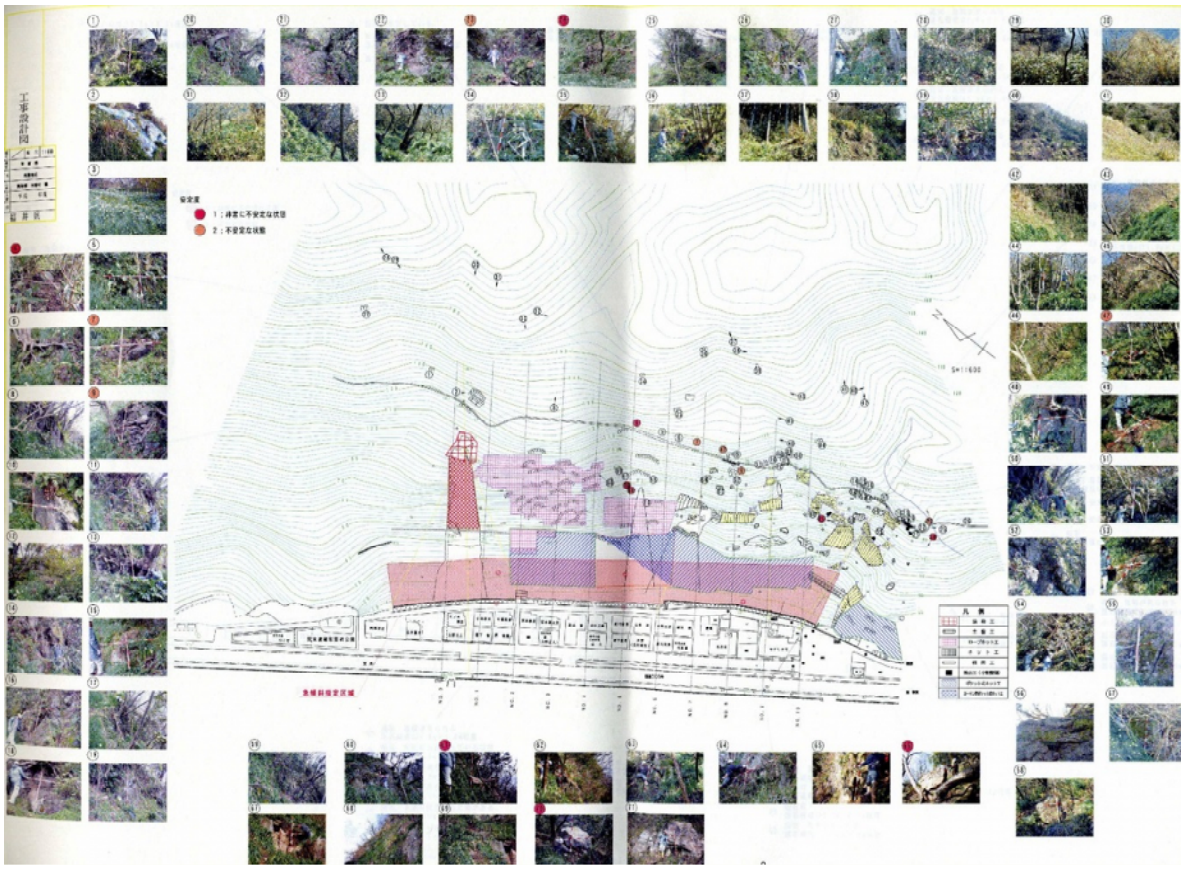


図-1　平面図と浮石・転石の分布

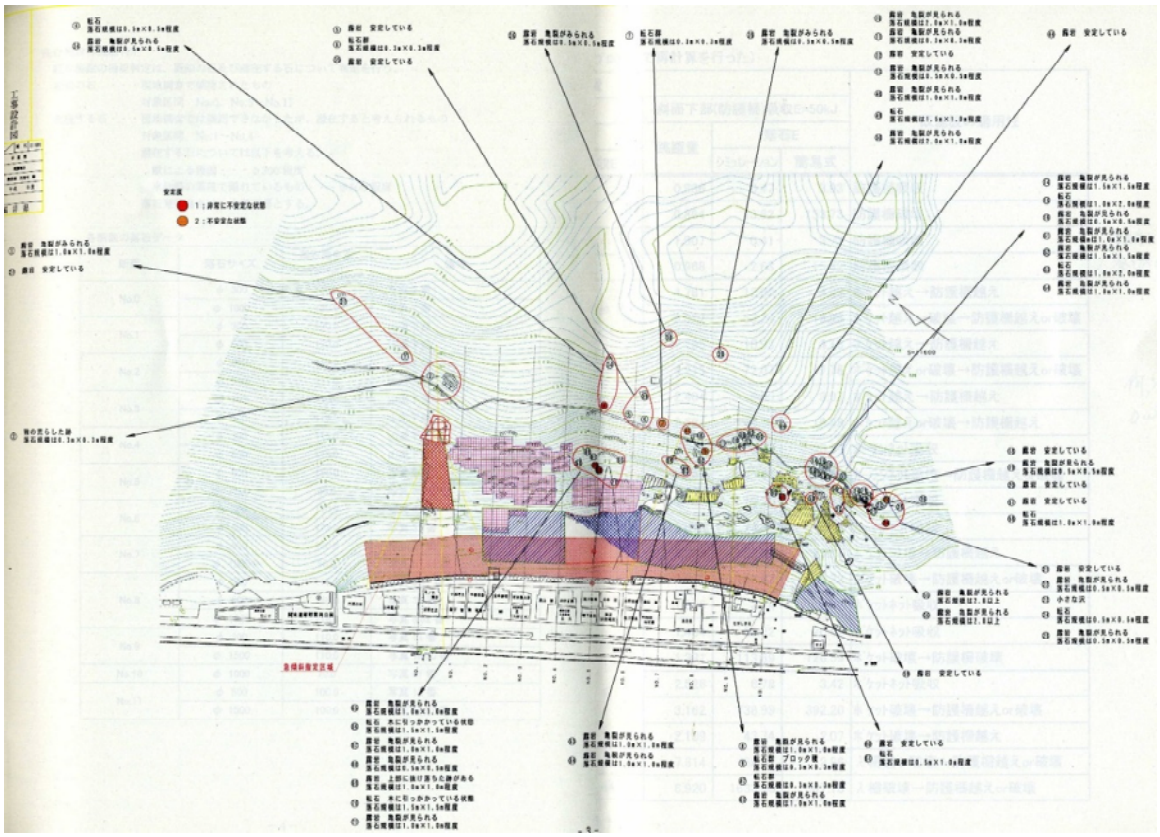


図-2　特に問題となる浮石・転石の分布

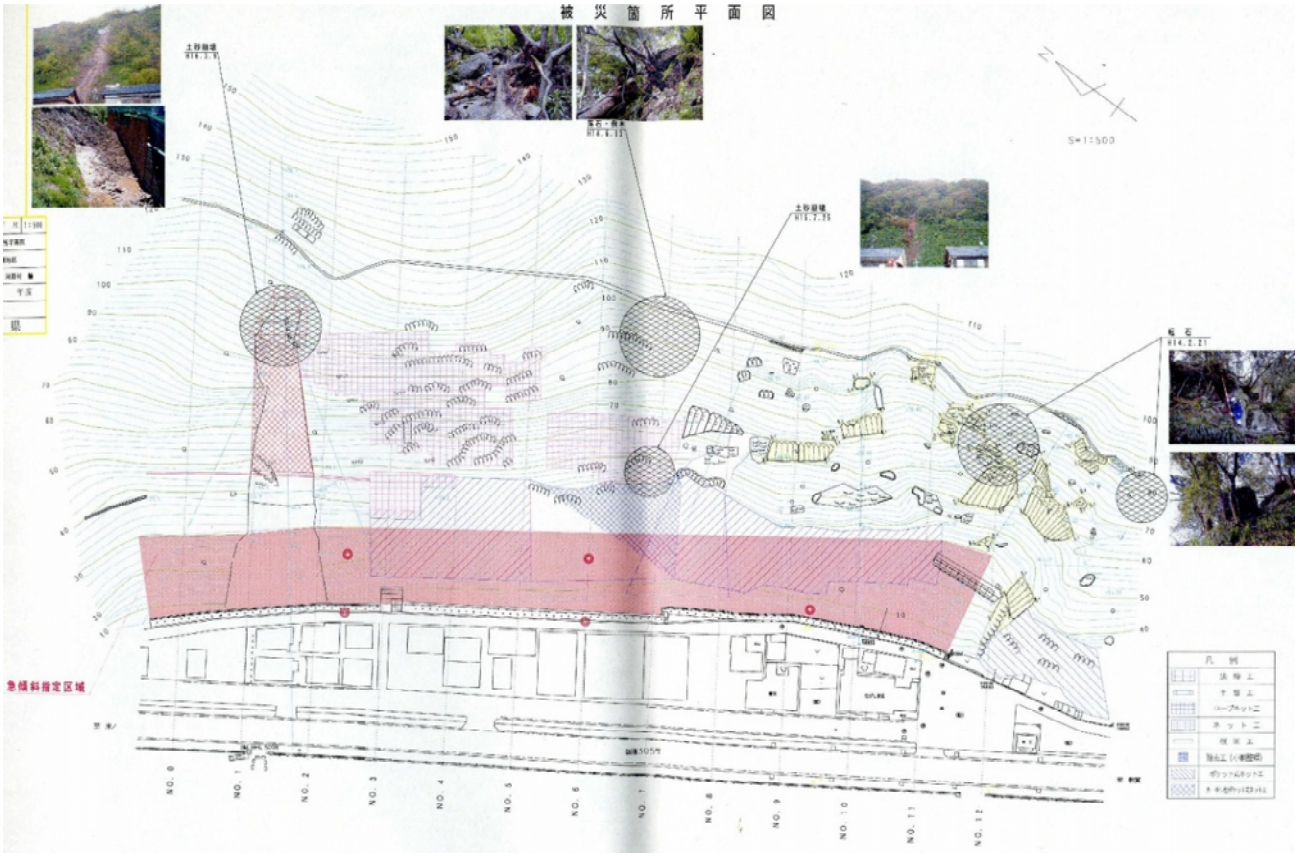


図-3　過去の災害状況の分布

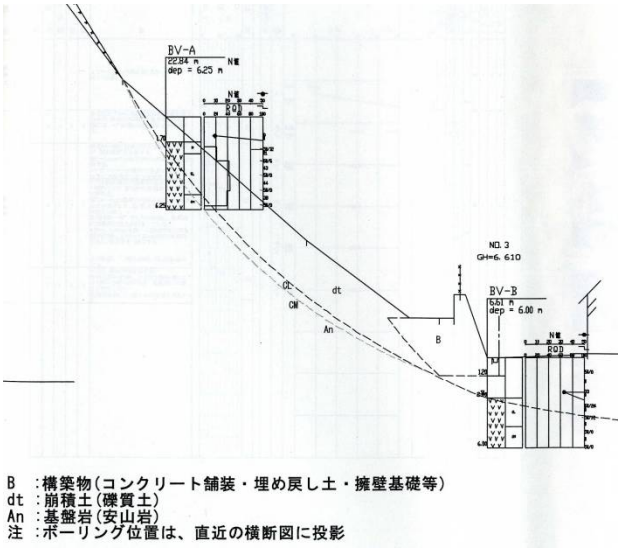


図-4　地質断面図

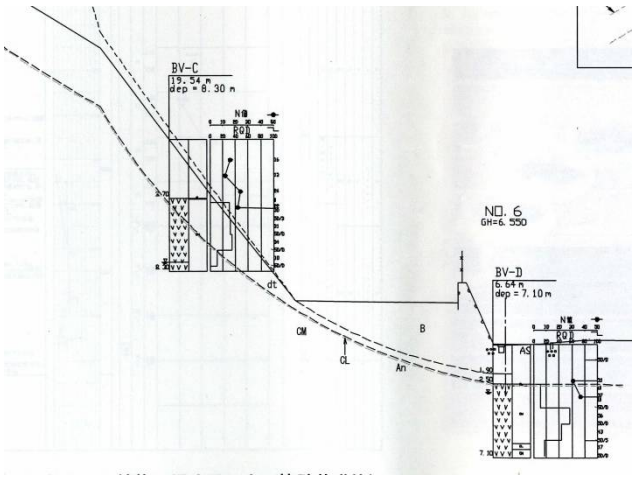


図-5　地質断面図

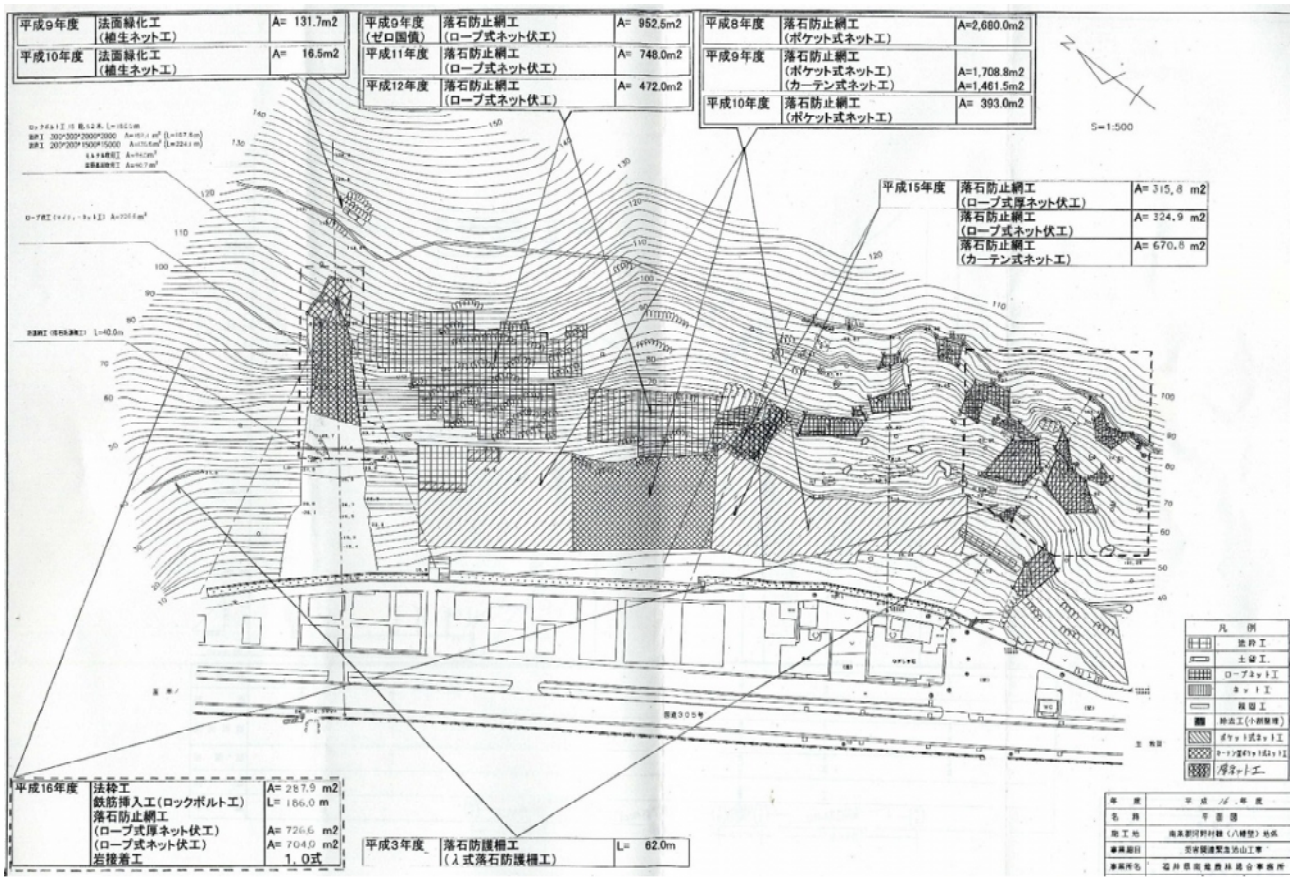


図-6　既設の対策施設（平面）

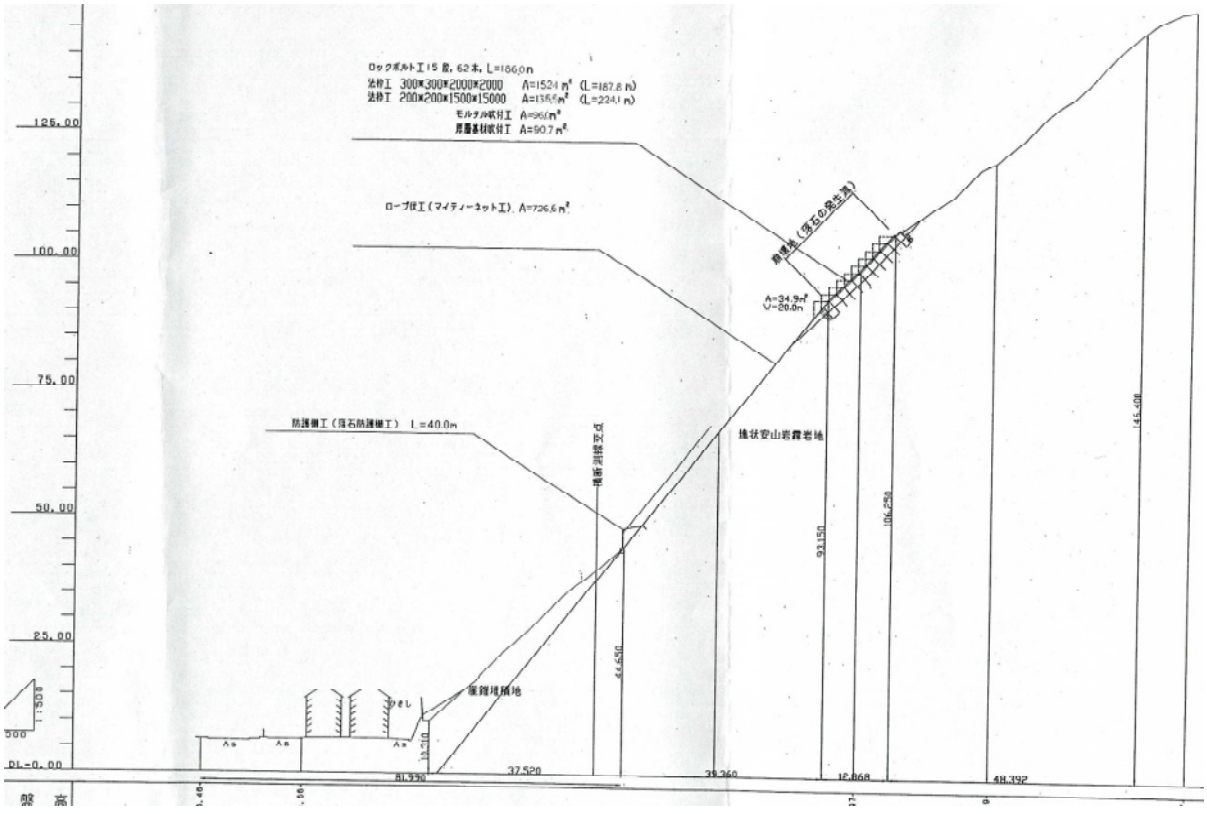


図-7　既設の対策施設（断面）

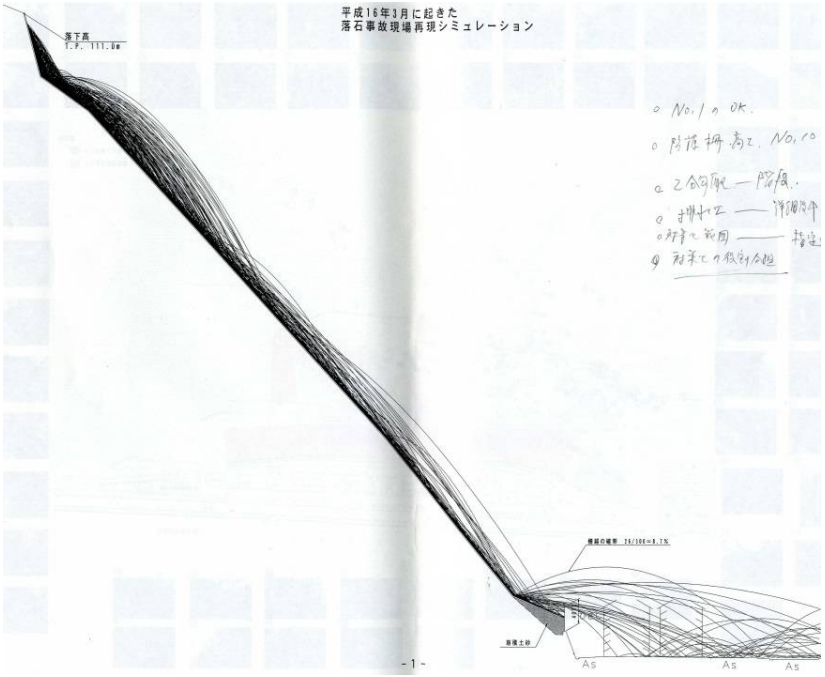


図-8　落石シミュレーションの検証（2004 年 3 月 9 日に起きた実際の落石災害の再現）

表-1　落石シミュレーションと落石対策便覧による落石エネルギーの評価

落石シミュレーション結果の確率統計処理結果表　（シミュレーションソフトに不備があり、正規のプログラムで再計算を行った）

断面	落石サイズ	落石発生高 T.P	判定	照査位置								既施設の適用性
				斜面途中					斜面下部(防護柵)吸収E=50kJ			
				跳躍量	落石E kJ		既施設		跳躍量	落石E		
					シミュレーション	簡易式	種別	吸収E kJ		シミュレーション	簡易式	
NO.0	φ300	130.0	OK						0.886	0.47	3.93	防護柵吸収
	φ1000	130.0	OUT						0.894	13.62	133.73	防護柵破壊
NO.1	φ300	120.0	OK						1.007	0.41	3.72	防護柵吸収
	φ500	120.0	OK						0.968	2.63	15.82	防護柵吸収
NO.2	φ300	117.0	OUT	8.273	14.92	2.88	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		4.781	12.80	4.00	ﾎﾟｹｯﾄ越え→防護柵越え
	φ500	117.0	OUT	8.841	62.25	12.24			9.022	53.24	16.98	ﾎﾟｹｯﾄ越えor破壊→防護柵越えor破壊
NO.3	φ300	116.0	OUT	5.194	17.67	3.14	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		7.155	18.98	4.18	ﾎﾟｹｯﾄ越え→防護柵越え
	φ500	116.0	OUT	5.486	84.42	13.34		30	4.215	72.07	17.76	ﾎﾟｹｯﾄ越えor破壊→防護柵越えor破壊
NO.4	φ300	115.0	OUT	4.533	15.41	2.87	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		2.404	8.53	3.97	ﾎﾟｹｯﾄ越え→防護柵越え
	φ500	115.0	OUT	5.184	66.08	12.19			2.581	44.70	16.88	ﾎﾟｹｯﾄ越えor破壊→防護柵越え
NO.5	φ500	150.0	OK	3.611	51.57	17.82	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ		7.015	60.57	20.59	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ吸収
	φ1500	80.0	OUT	2.368	545.50	201.89			2.296	463.45	276.58	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ破壊→防護柵越えor破壊
NO.6	φ300	120.0	OK	4.365	13.53	3.32	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ	250	10.701	15.20	3.91	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ吸収
	φ500	132.0	OK	6.764	74.88	15.94			13.618	74.81	18.44	ｶｰﾃﾝﾈｯﾄ吸収
NO.7	φ500	154.0	OUT	5.431	47.50	17.79	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		4.809	33.69	21.68	ﾎﾟｹｯﾄ破壊→防護柵越え
	φ1000	96.0	OUT	5.356	322.52	72.18			2.686	163.82	103.32	ﾎﾟｹｯﾄ破壊→防護柵越えor破壊
NO.8	φ300	116.0	OK	0.899	2.60	2.80	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		1.006	2.74	3.72	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ吸収
	φ500	148.0	OK	1.344	6.36	16.69			1.494	20.22	20.62	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ吸収
	φ1000	116.0	OUT	2.113	118.52	95.16		30	1.381	113.69	126.59	ﾎﾟｹｯﾄ破壊→防護柵破壊
NO.9	φ300	110.0	OK	2.191	4.68	2.50	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		2.526	6.78	3.42	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ吸収
	φ1500	110.0	OUT	5.371	820.34	286.95			3.162	738.99	392.20	ﾎﾟｹｯﾄ破壊→防護柵越えor破壊
NO.10	φ1000	70.0	OUT	1.633	86.76	1.27	ﾎﾟｹｯﾄﾈｯﾄ		2.109	43.74	2.07	ﾎﾟｹｯﾄ破壊→防護柵越え
NO.11	φ500	100.0	OUT	6.806	82.23	10.84	山腹λ型柵	75	7.614	89.57	12.86	λ柵越or破壊→防護柵越えor破壊
	φ1500	100.0	OUT	3.036	989.41	292.64		64	6.920	1633.40	347.18	λ柵破壊→防護柵越えor破壊

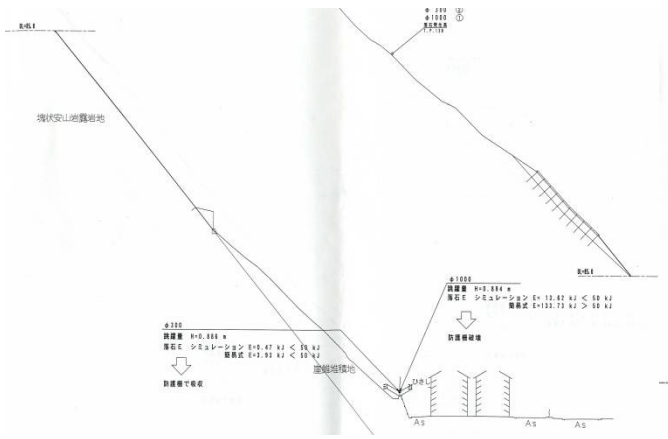


図-9　表-1 の評価の具体例

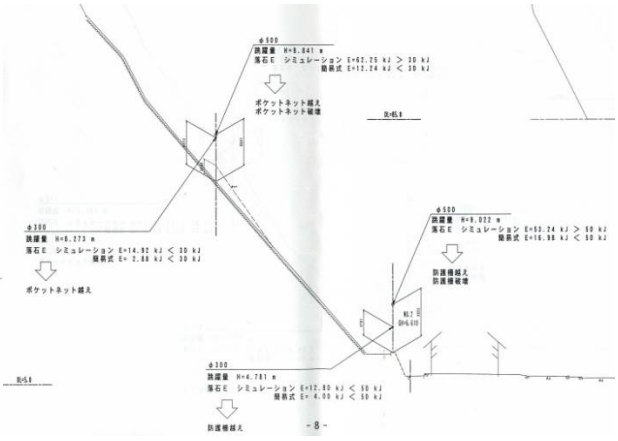


図-10　表-1 の評価の具体例

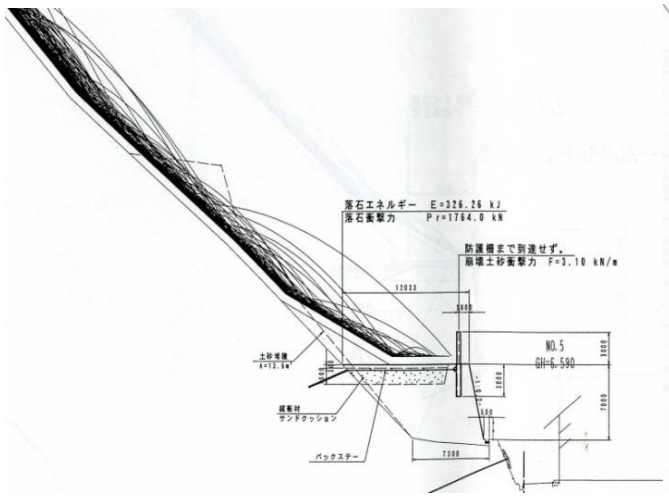


図-11　ジオロックウォールの落石跳躍量評価

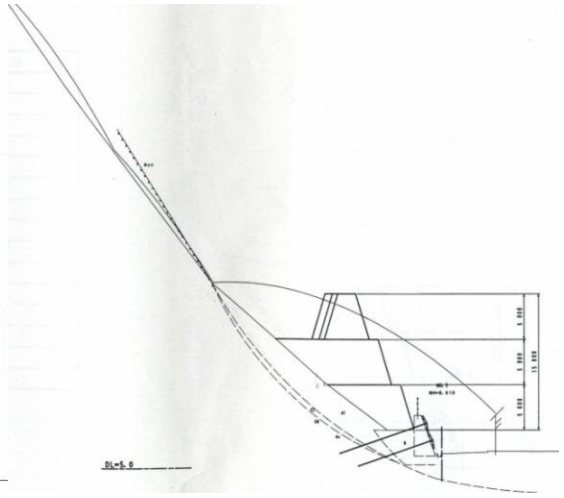


図-12　ジオロックウォールの落石跳躍量評価

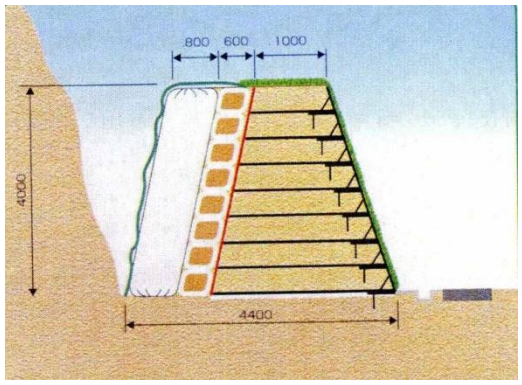


図-13　ジオロックウォール

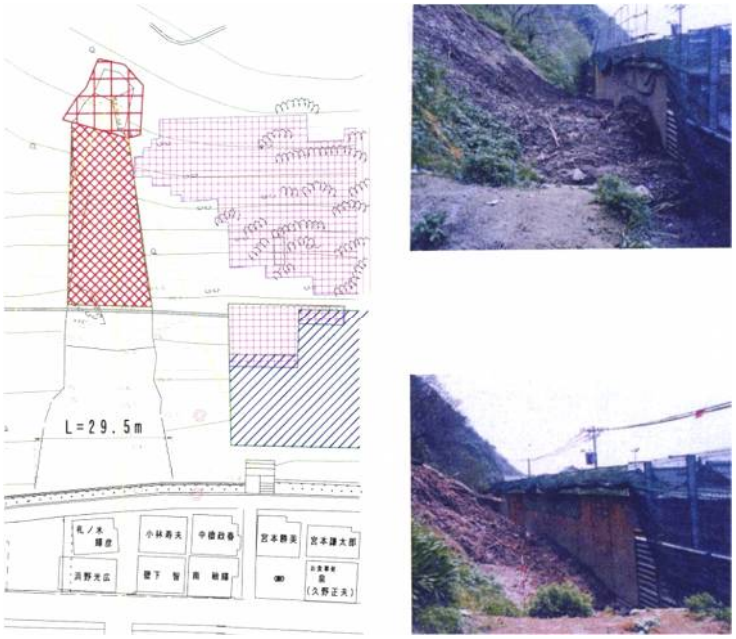


図-14　2004 年 3 月 9 日の崩壊土砂量（約 400m^3）

崩壊土砂量

崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は、表 1-4に示す全国の斜面災害データ（4671 件）での斜面高さ毎に区分した崩壊土量（累積度数 90%となる値）を参考とすることができる。

表 1-4 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量V (m³)	崩壊幅W (m)
5≦Hs< 10	40	14
10≦Hs< 15	80	17
15≦Hs< 20	100	19
20≦Hs< 25	150	21
25≦Hs< 30	210	24
30≦Hs< 40	240	25
40≦Hs< 50	370	29
50≦Hs	500	32

＊ 1．崩壊幅は、全国の斜面災害データ（4671 件）から崩壊土砂量と崩壊幅の関係について求めた近似式（$W=3.94V^{0.336}$）に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。

土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、崩壊土量V(m³)を崩壊幅W(m)で除した単位擁壁長さ当たりの崩壊土量Ad(m²/m)を算出し、擁壁の斜面側の空き空間にこれと同等の空き容量（擁壁単位長さ当たり）を有することとして計算してもよい。

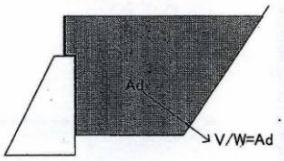


図 1-9 単位幅当たりの崩壊土量 Ad(m²)の算出

したがって、崩壊土砂が溢れることのないよう、崩壊土砂量を十分に捕捉できる空間を擁壁背面に確保する。

（注：但し、擁壁背面の空き高さを確保しようとして、斜面下部に切土を行うと斜面が不安定化するために注意が必要である。）

図-15　必要なポケット容量の算出方法

3. 盛土

3-1 基礎地盤の調査

1）仮設工事でも基礎地盤などの調査を確実に実施

【事例 3-1①】 2002 年 5 月、高浜町高森地係

軟弱な基礎地盤上の仮置き盛土（高さ約 24m）が幅約 130m、長さ約 110m の範囲で崩壊し、海岸の護岸が海側に最大で約 10m 押し出され、前面の海底が沖合約 25m まで隆起した（写真-1～4）。地質：沖積堆積物・埋立て土、平面図：図-1、断面図：図-4。**崩壊発生原因**：1）埋立て基礎地盤に軟弱な沖積粘性土が厚く分布していた（図-4）。2）埋立て地盤上に仮置き盛土を行って（図-5）、埋立て地盤の極限支持力を越す荷重を与えたため、軟弱な沖積粘性土層が破壊して海側に移動した（図-2､3）。3）降雨による仮置き盛土重量の増加、浚渫土釜場の掘削による仮置き盛土の緩み、敷地北西部で護岸間際まで盛土したことなどは崩壊の誘因としての可能性がある。**対策**：1）円形すべり面法安定解析による安全率 1.05～1.1 を満たす高さ（仮置き盛土天端 EL.15.4～9.5m）まで仮置き盛土を搬出する（図-6）。2）護岸はコンクリートまたは鋼矢板の自立式で復旧する。**教訓**：仮設の仮置き盛土であっても、基礎地盤の調査を確実に実施する。

写真-1　すべり面と段差の状況（下部の段差は仮設道路）

写真-2　海岸への押し出し

写真-3　海岸からの全景

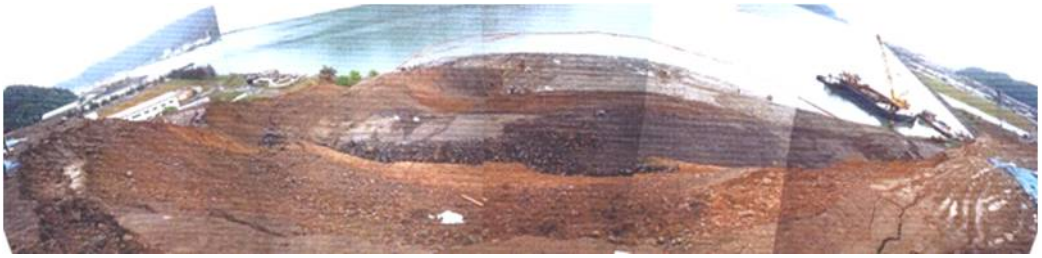


写真-4　仮置き盛り土上部からの全景

図-1　平面図（横断位置 A-A’）

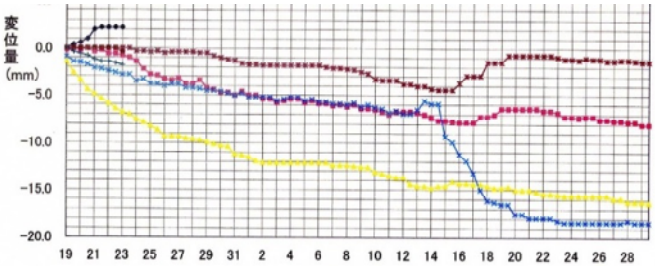
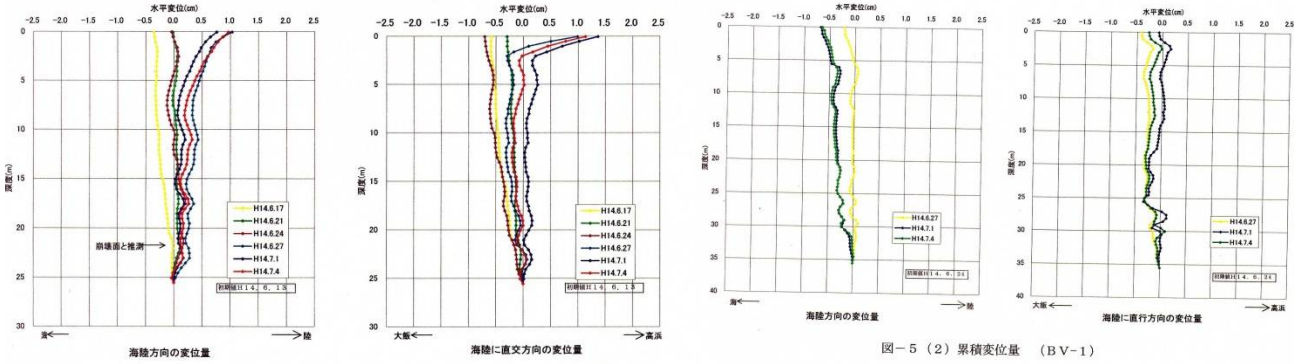


図-2　伸縮計の計測結果



図－５（２）累積変位量　（ＢＶ-１）

図-3　地中傾斜計の計測結果

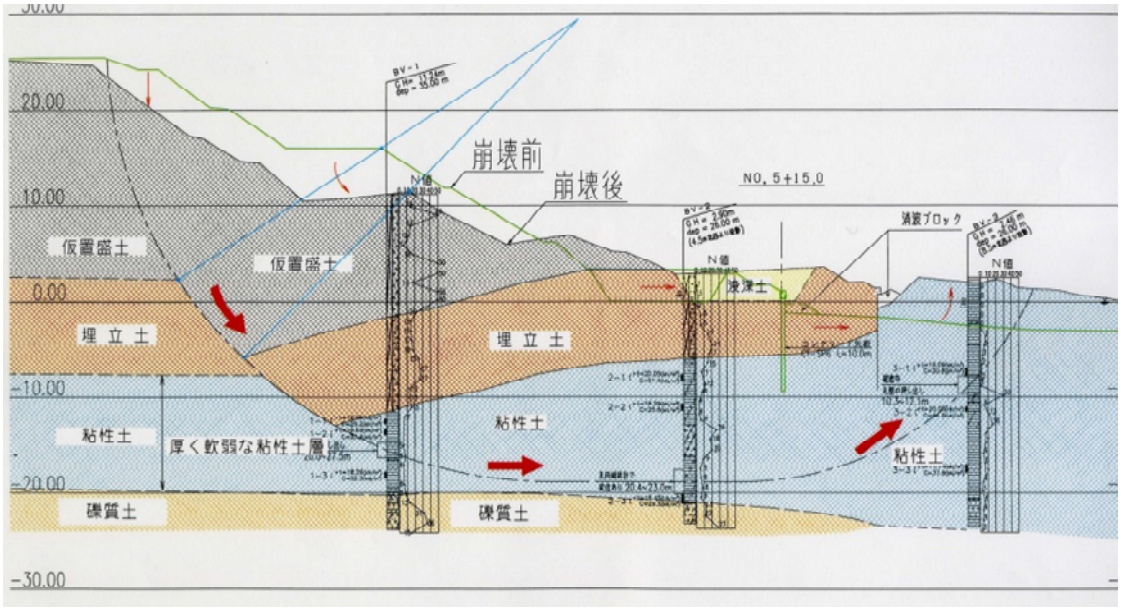


図-4　地層断面と推定すべり面

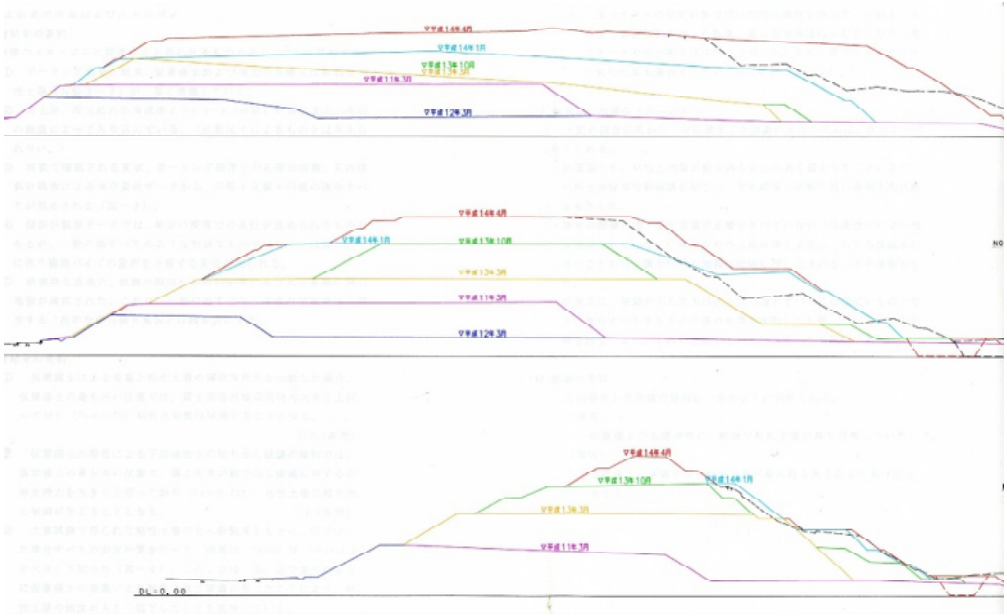


図-5　仮置き盛土の造成経過

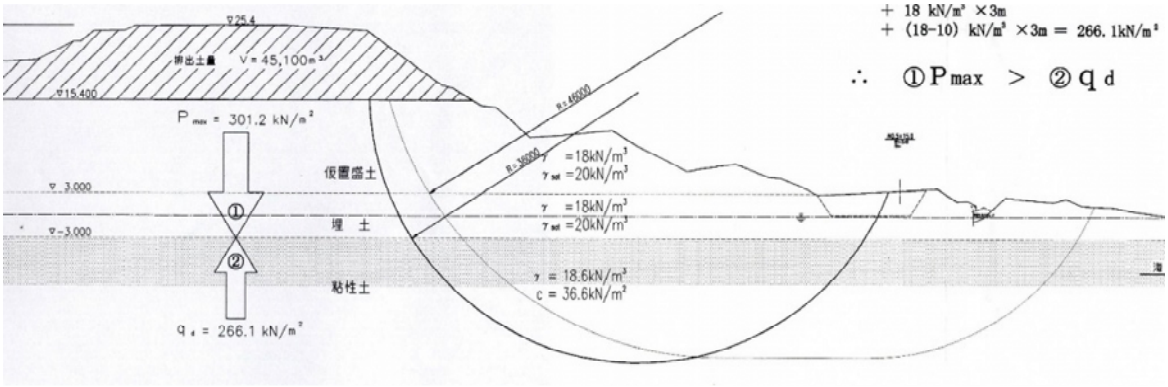


図-6　仮置き盛土の必要な除去量の計算

2）盛土の基礎地盤に軟弱な地層がある場合は側方変形を考慮

【事例 3-1②】 2015 年 4 月、国道 8 号 丸岡町千田付近 五味川

H20～26 年に五味川と竹田川を渡る竹田川橋梁付近の工事施工（写真-1、図-1）。H21.09.15～H 23.03.15 に橋台・橋脚工事の仮橋設置（写真-2～4、図-2）。H25.8.14～H26.2.28 に橋台裏や周辺ヤードに約 2ｍの盛土を実施（写真-5､6）。H27 年 4 月に橋台下から下流部にかけて、五味川護岸が河川側に約 10cm 移動するなどの変状が生じたことを確認（写真-7～16、図-3､4）。**変状発生原因**：1）仮橋の H 型鋼打設による護岸の変形は打設時に発生したはずであり、1 年以上経過後に護岸変状が生じた原因ではない。2）FEM 変形解析結果（図-8）は、橋台裏や周辺ヤードの盛土荷重により主に図-7 のシルト 2 層に側方変形が生じ、護岸を含むシルト 2 層の上部地盤が河川側に約 6cm 移動する結果を示す。この FEM 解析は地盤を弾性体とし、シルト 1、2 層のポアソン比を 0.49（非排水）とした単純なモデルであるが、実際の現象をある程度再現している。3）2）の結果から、護岸変状の主な原因は、橋台裏や周辺ヤードの盛土によるシルト 2 層の側方変形と推定される。護岸の実際の移動量（約 10cm）と FEM 解析結果（約 6cm）の差は、FEM 解析における物性定数の数値、側方変形による護岸周辺地盤の緩みによる護岸背後斜面のすべりや土圧増大による護岸の移動が考えられる。**応急対策**：1）橋台裏の盛土（高さ約 5m）が残っており、同

様な側方変形が生じる可能性が強いため護岸の修復はできなかった。橋台裏の盛土完成までに、変状した護岸は何回かの出水時期を乗り切る必要があるため、護岸と背面斜面表面を布製型枠（内部にモルタル注入）で被覆する応急対策を採用した（図-12、写真-17)。2）護岸天端変位の定点観測を行う。**恒久対策**：1）定点観測の結果、護岸天端や橋梁下の法覆工に数 mm の移動が継続している（図-13)。護岸天端が河川と反対方向に変形しているのは、護岸が中段部で折れて天端が背面側に移動していると推定される。2）橋台裏の盛土について、弾塑性 2 次元圧密沈下解析を行った（図-14～16）。地盤挙動のモデル化の限界や物性定数のとり方などで必ずしも実際の現象を表現していない。3）橋台裏の盛土に起因する側方変形により、護岸の変状だけでなく、既設橋台の基礎杭の損傷が問題となった（図-17)。4）側方変形の影響を、より正確に評価するために追加ボーリングを実施した（図-18､19、表-2)。5）3 次元弾塑性圧密沈下解析を行い橋台基礎杭の間の地盤のすり抜け効果を評価して、基礎杭に側方変形の影響を考慮しないという提案もなされたが､3 次元弾塑性圧密沈下解析による地盤のすり抜け効果の評価の不確実性により見送られた。6）橋台裏の盛土を普通土（無対策）、EPS、既設盛土の一部も EPS に置き換えた場合について、橋台基礎杭への影響を検討した結果を示す（図-20､21）。この結果、基礎杭損傷防止のために EPS 工法を含めて何らかの対策が必要となった。7）基準に基づいて縦断方向の側方変形対策工の範囲を求めた（図-22､23)。8）側方変形対策工法を比較検討した結果（表-3～5)、橋台背面の既設盛土下部地盤の地盤改良工法（低変位高圧噴射撹拌工法）を採用した（図-24、表-6､7)。9）橋台背面の盛土を、補強土工法により鉛直盛土とし、横断方向の地盤改良工法の範囲を盛土幅とした（図-25､26)。10）当初計画では河川管理用道路を盛土によって、橋台背面の盛土天端にすりつけて国道 8 号を横断する計画であった（図-27)。この案では盛土による護岸や橋台基礎杭への影響が懸念されるため、新たな盛土を行わない 2 つの案が検討された（図-28､29)。**教訓**：盛土の基礎地盤に軟弱な地層がある場合は、側方変形を考慮する。調査・設計の発注がこま切れに行われていて設計者が見落とした可能性もある。

写真-1　竹田川橋梁位置と周辺の工事状況

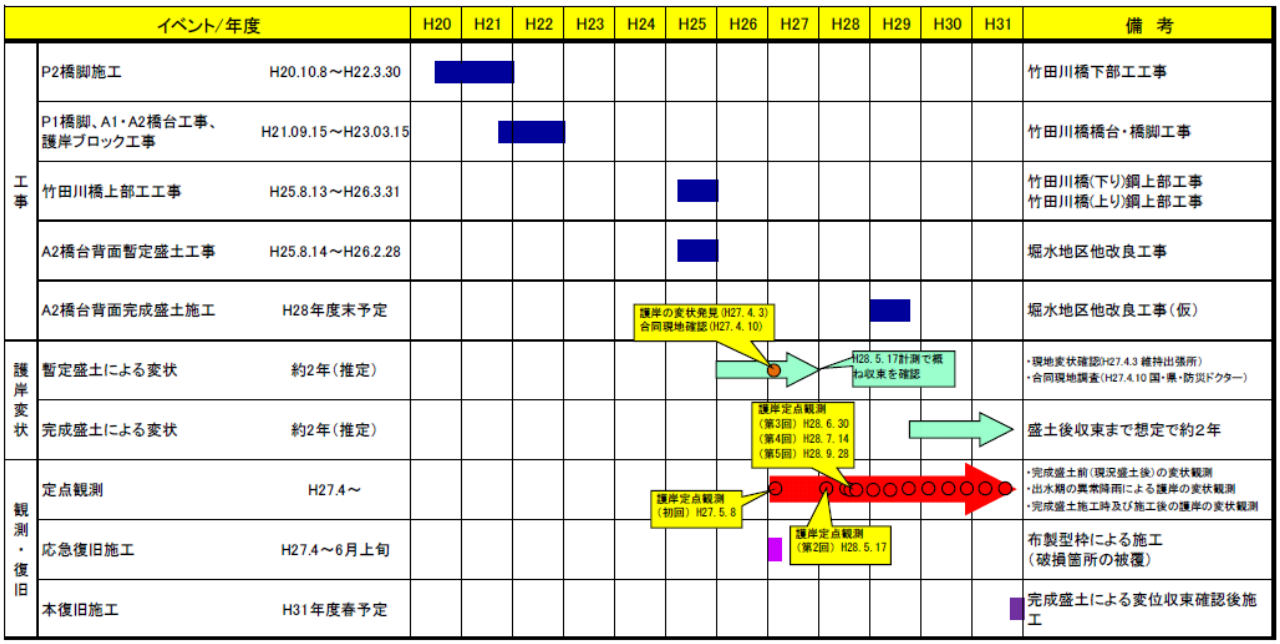


図-1　工事と護岸変状の経過

写真-2　仮橋設置状況

写真-3　護岸部での仮橋橋脚 H 鋼打設

写真-4　護岸部での仮橋橋脚 H 鋼設置状況

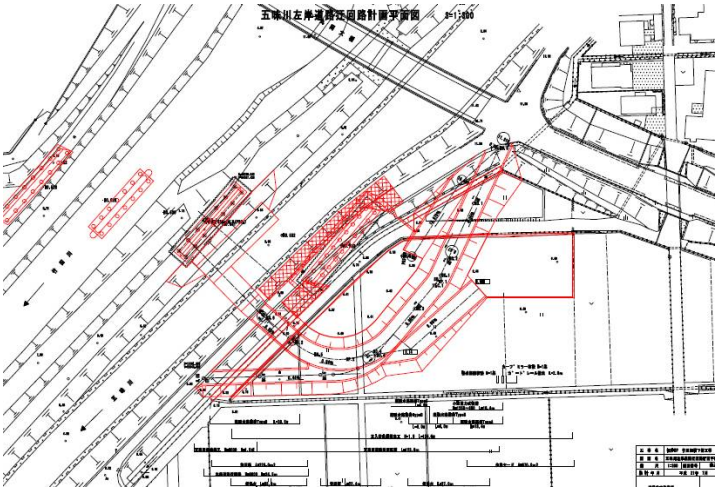


図-2　仮橋平面図

写真-5　周辺ヤードの盛土施工前

写真-6　周辺ヤードの盛土施工後

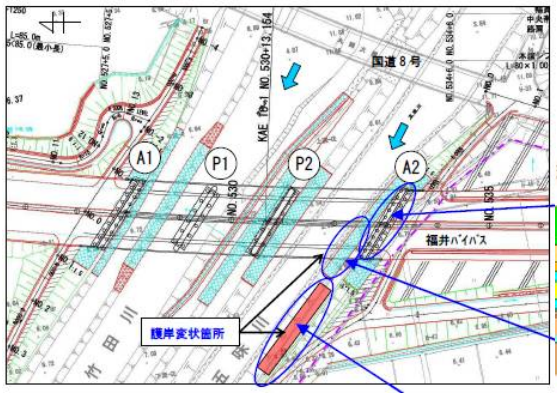


図-3　護岸変状箇所（平面図）

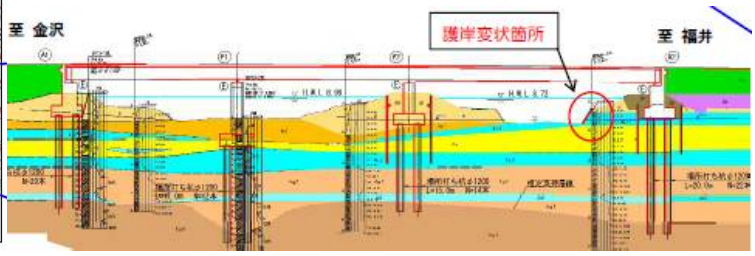


図-4　護岸変状箇所（断面図）

写真-7　護岸変状 1：下流側から

写真-8　変状 2：上流側から法肩部開き

写真-9　上流側から護岸の折れ

写真-10　下流側から橋台前の護岸頭部の開き

写真-11　上流側から橋台下張工と法部

写真-12　橋台下と下流部の護岸のずれ

写真-13　下流側から護岸頭部の開き

写真-14　写真-13 の拡大

写真-15　下流側から護岸の折れ
手前の護岸は変状なし

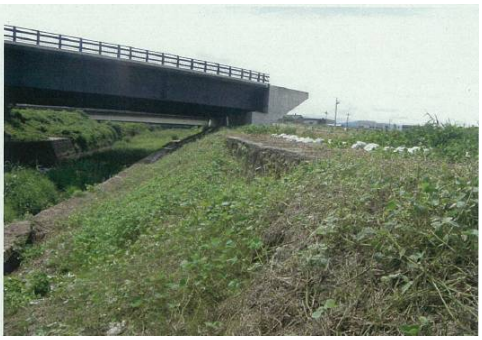


写真-16　下流側から法肩の段差

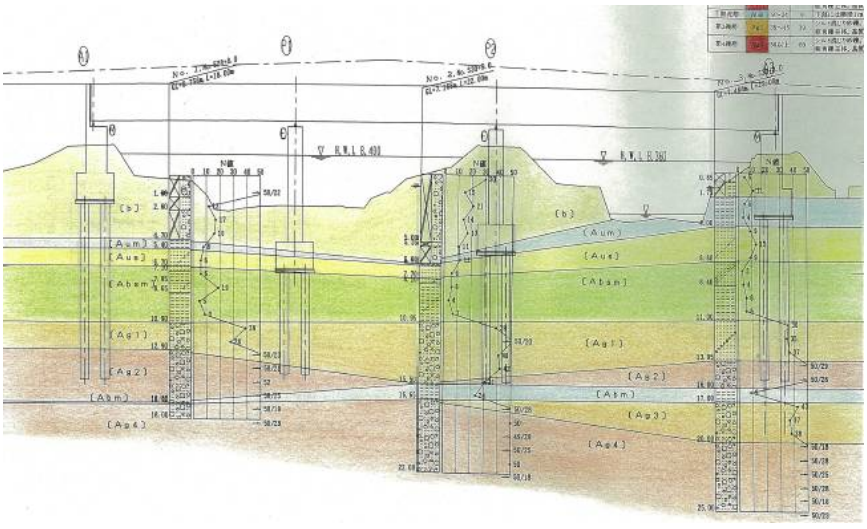


図-5　既往ボーリング資料

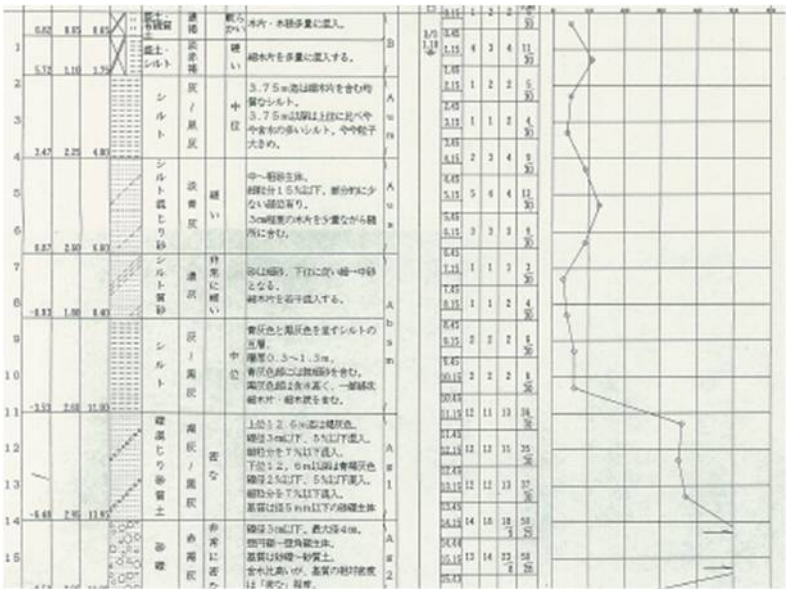


図-6　既往ボーリング資料（詳細）

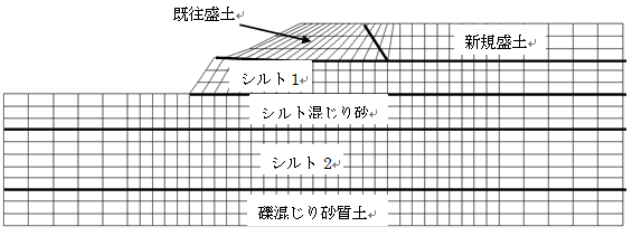


図-7　FEM 要素分割図

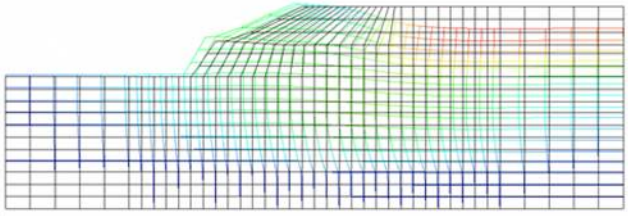


図-8　FEM による変位図

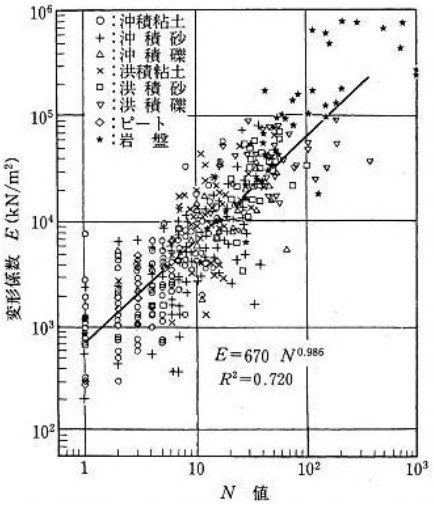


図-9　変形係数と N 値の関係

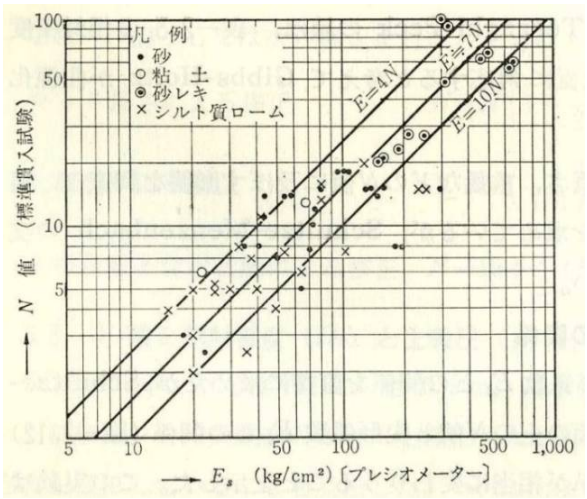


図-10　変形係数と N 値の関係

地盤工学会：「地盤調査の方法と解説」より引用

表-1　FEM で用いた物性定数

	N 値	変形係数 (kN/m²)	単位体積重量 (kN/m³)
既設盛土	5	2000	―
シルト 1	4	1600	―
シルト混じり砂	9	3600	―
シルト 2	3	1200	―
礫混じり砂質土	35	14000	―
新規盛土	4	1600	19

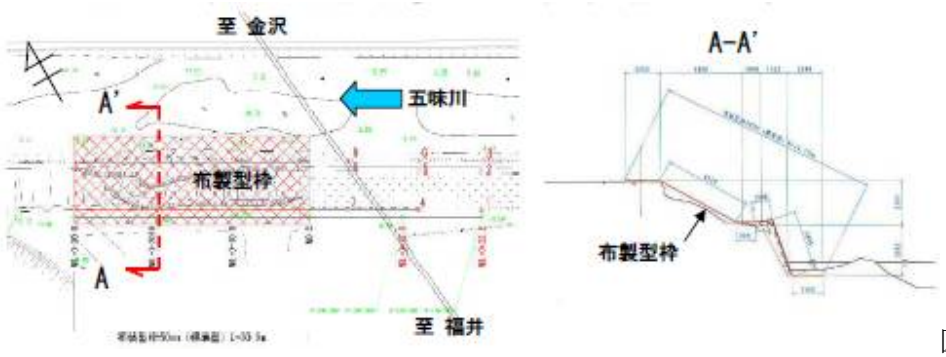
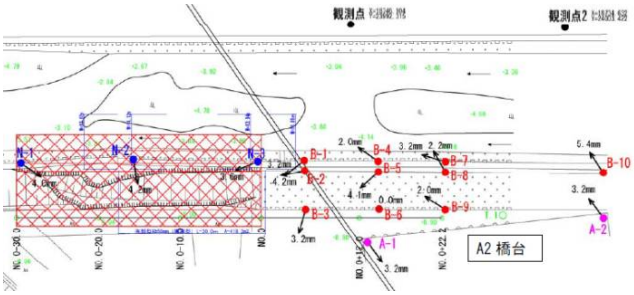
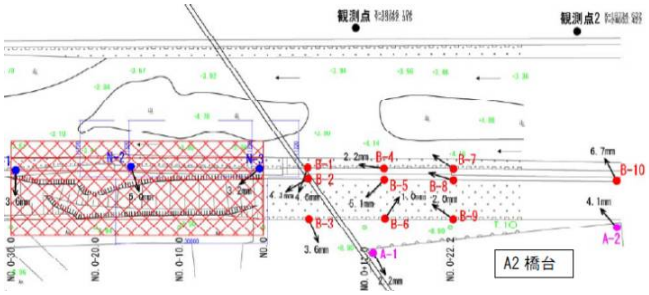


図-12　布製型枠の配置図

写真-17　布製型枠の設置状況



第 4 回計測までの変位



第 5 回計測までの変位

図-13　護岸変位の進行状況

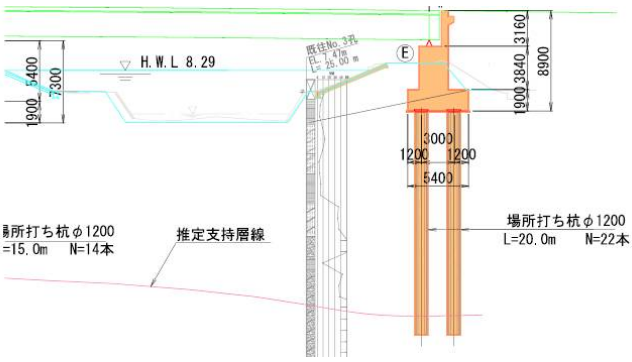


図-17　既設場所打ち杭

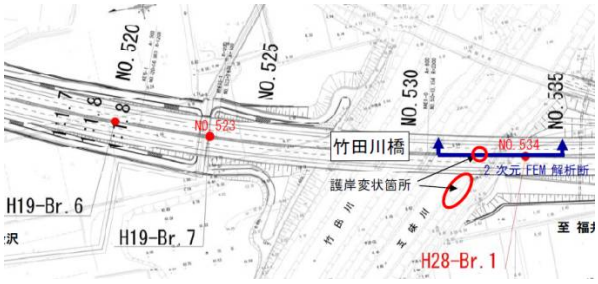


図-18　既存地盤調査位置と追加ボーリング位置

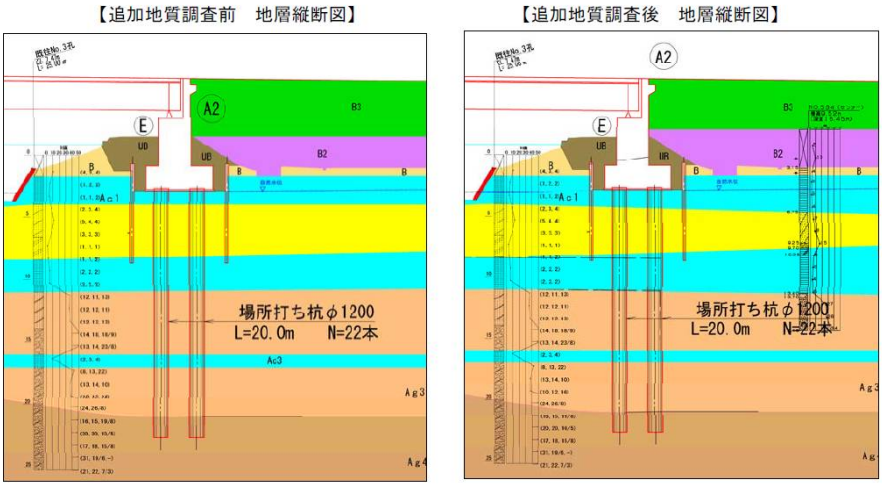


図-19　既存調査と追加ボーリング結果

	追加地質調査後	追加地質調査前	差分
Ac1層	2.95m	3.60m	0.65m
As層	3.80m	2.95m	-0.85m
Ac2層	3.00m	3.70m	0.70m
合計	9.75m	10.25m	0.50m

表-2　追加ボーリングによる軟弱層厚の見直し

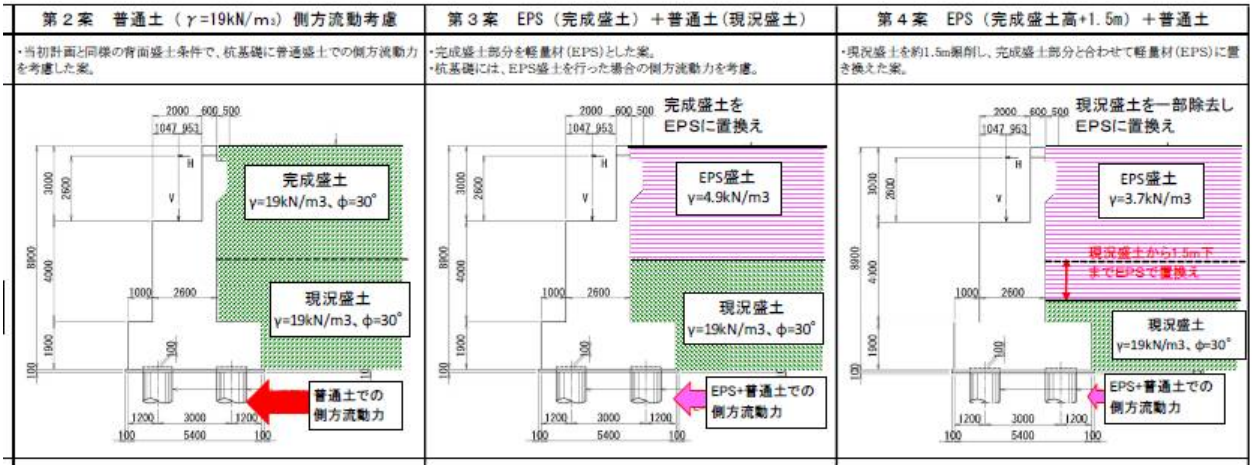


図-20(a)　橋台背面盛土による護岸変位量

時間経過	背面盛土高(cm)	第2案:普通土				第3案:完成盛土EPS				第4案:完成盛土EPS＋現況盛土一部EPS			
		水平変位		鉛直変位		水平変位		鉛直変位		水平変位		鉛直変位	
		上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
現況盛土B2施工完了時	256	-1.20	-1.22	0.84	0.82	-1.20	-1.22	0.84	0.82	-1.20	-1.22	0.84	0.82
工事完了後6ヶ月後		-0.67	-0.68	0.12	0.15	-0.67	-0.68	0.12	0.15	-0.67	-0.68	0.12	0.15
完成盛土B3施工完了時	460	-2.66	-2.48	0.75	0.75	-2.28	-2.13	0.82	0.79	-2.15	-2.00	0.78	0.75
工事完了後6ヶ月後	(計716)	-2.45	-2.21	0.16	0.24	-2.01	-1.81	0.18	0.22	-1.89	-1.69	0.18	0.21

1.46　1.08　0.95

※水平変位は、河川側が(－)、盛土側が(＋)、鉛直変化は、沈下側が(－)、隆起側が(＋)を示す。

図-20(b)　橋台背面盛土による護岸変位量

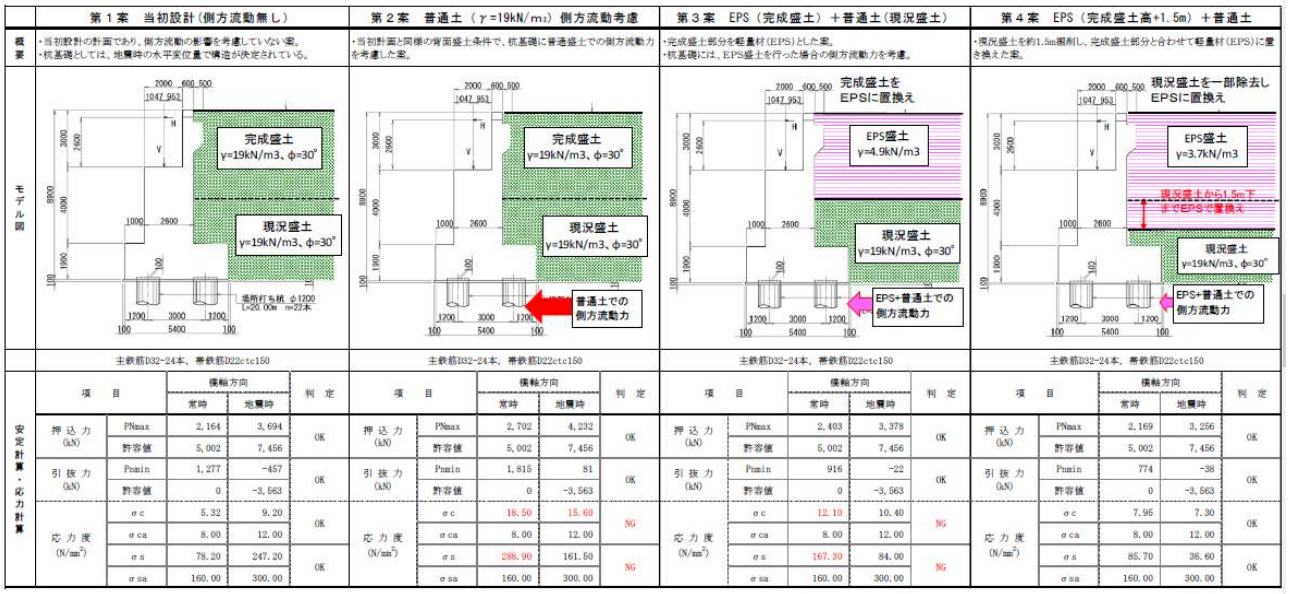


図-21　橋台背面盛土による基礎杭の応力照査

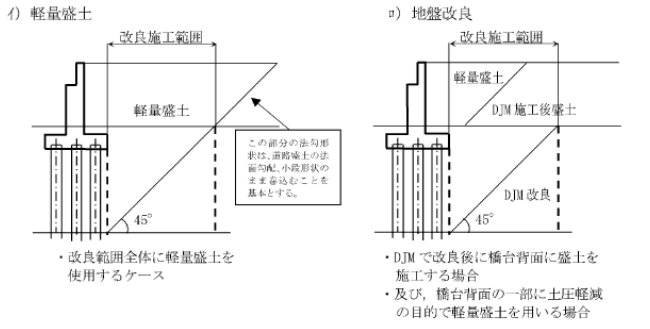


図 6-29　地盤改良範囲（プレロード以外の場合）

出典：東北地方整備局　土木設計施工マニュアル（橋梁編）6-34

図-22　側方変形対策工の範囲（縦断方向）

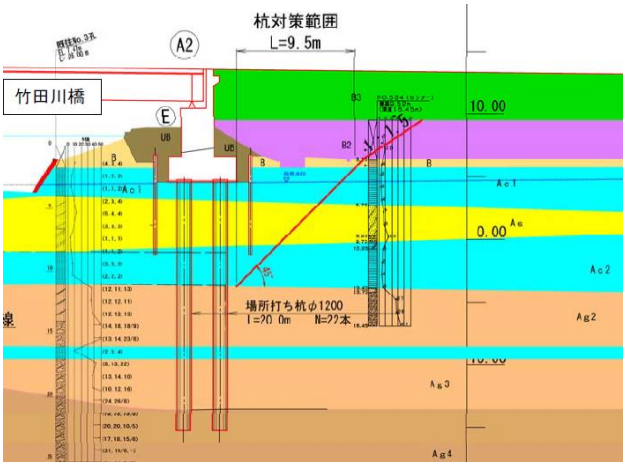


図-23　側方変形対策工の範囲（縦断方向）

表-3　側方変形の対策工法一覧

案	対策方法	工　法	内容
1	荷重低減対策	軽量盛土工（ＥＰＳ工法）	盛土材を軽量化することで、軟弱地盤上に作用する荷重を低減し、橋台杭に掛かる側方流動等の影響を低減する。
2		スラブ支持工（コンクリート版＋支持杭）	盛土の荷重を床版＋杭で受け持たせることで、軟弱地盤に対する荷重増加を抑制する。
3	軟弱地盤強化対策	地盤改良	軟弱地盤を改良（セメント改良）して地盤の強度を上げることで、軟弱地盤による側方流動等の影響を解消する。
4	側方移動抑制対策	鋼矢板＋アンカー工	完成盛土による軟弱地盤の側方移動による影響（付加応力・変位）が橋台杭に作用しないように土留め＋アンカーで抑制する。
5		抑止杭工（場所打ち杭）	上記と同様に側方移動による影響（付加応力・変位）を抑止杭で抑える。
6		地中連続壁工（ＳＭＷ工法）	上記と同様に側方移動による影響（付加応力・変位）を地中連続壁で抑える。

表-4　側方変形の対策工法の比較（1）

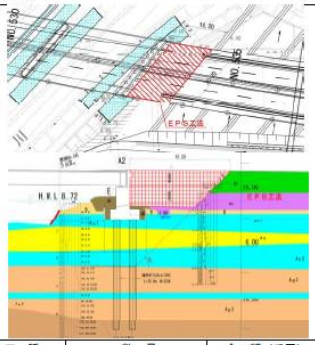
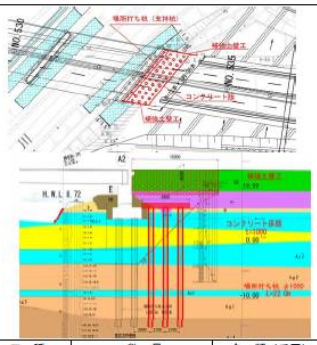
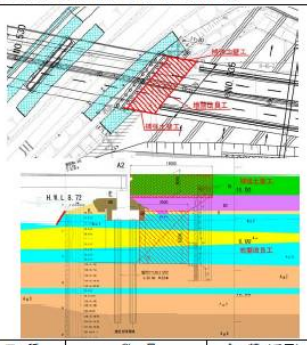
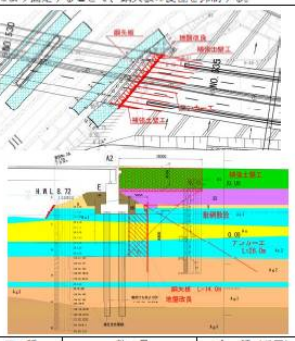
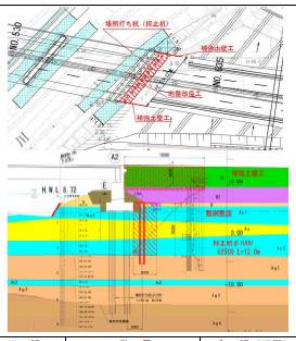
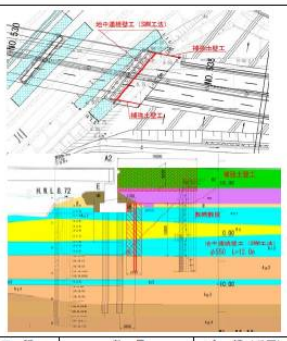
対策工法	第１案：軽量盛土工（ＥＰＳ工法）				第２案：スラブ支持工（コンクリート版＋支持杭）				第３案：地盤改良工（低変位高圧噴射撹拌工法）				備　考
計画概要	暫定盛土(B2)により生じた橋台基礎杭への側方移動力の影響に対し、今後施工する盛土（完成盛土(B3)）を軽量盛土（ＥＰＳ工法）とすることで土圧を軽減し、基礎杭への作用力を相殺させた案。				暫定盛土(B2)を一時除去して基礎杭にかかる側方移動力を除荷したうえで、橋台背面にコンクリート版＋場所打ち杭を施工し、盛土荷重を支持させることで盛土による側方移動を抑制した案。				暫定盛土(B2)を一時除去して基礎杭にかかる側方移動力を除荷したうえで、軟弱層(Ac1～Ac2)を地盤改良工により固め、盛土による側方移動をなくした案。なお、施工時の地盤変位（膨張）対策として、変位低減型の改良工法を採用する。				
概要図													
概算工事費	工　種	数　量	金　額（千円）		工　種	数　量	金　額（千円）		工　種	数　量	金　額（千円）		
	軽量盛土工	H=5.75m, V=2770m3	75,000		補強土壁工	H=4.5m, L=16.0m	7,790		補強土壁工	H=4.5m, L=16.0m	7,790		
	土工	切土	158		土工	切土, 盛土	791		土工	切土, 盛土	726		
					ｺﾝｸﾘｰﾄ床版	H=1.0m, L=8.8m	3,240		地盤改良	V=2,600m3	65,000		
					ベノト杭	φ1000, L=22m, 36本	59,400						
					仮設架台	覆工版 A=364m2	17,791						
	合計　直工（事業費=直工×1.7）		75,158（127,769）	△	合計　直工（事業費=直工×1.7）		89,012（151,320）	△	合計　直工（事業費=直工×1.7）		73,516（124,977）	△	
概算工事日数	125日（4.2ヶ月）			○	240日（8.1ヶ月）			△	200日（6.7ヶ月）			△	不稼働率2.0
主な施工機械	小型クレーン				アースポーリングマシン、クローラクレーンなど				LDis-Dy施工マシン、ラフタークレーンなど				
施工 施工方法	EPS材の運搬・設置、コンクリート床版の施工、壁面工の施工など				ケーシングチューブという筒型の機械を地中に圧入し、孔壁保護しながらクラブバケットで掘削・土砂排出を行い、形成した孔にコンクリートを打設して杭を造成する。				特殊攪拌翼に螺旋状の排土攪拌盤を装着した特殊ロッドヘッドにより、掘削・攪拌・引抜を繰り返した後、超高圧のスラリー噴射と排土攪拌盤により改良体を形成する。				
施工 施工時の影響	大型重機が不要であり、他の工法と比較して、施工時に与える影響は小さい。			○	重さ40t～60tクラスの大型重機が必要であり、施工時に橋台杭に付加荷重を与える可能性がある。ただし、杭施工に仮設架台を設けることで施工時の付加応力を解消することが可能となる。			△	地盤改良範囲の両側のレール式のステージを設けて、専用の施工機械により施工を行うため、施工時に地盤に大きな荷重を与えない。			○	
橋台杭への影響低減効果	盛土（γ=18～19kN/m3）に対して、軽量盛土材（EPS:0.2～0.3kN/m3で1/60～1/90）を使用することで、橋台背面の側方流動による付加応力を低減する。ただし、背面荷重がゼロでないことから、杭への付加応力・変位は解消されない。			×	橋台背面の盛土荷重を杭で支えることで、橋台背面の盛土による軟弱地盤の側方流動と沈下を抑制するが、軟弱地盤層が残るため、側方流動が生じる可能性も残る。			△	橋台背面の軟弱地盤を強化することで、軟弱地盤内に生じる盛土の側方流動を抑制し、橋台杭に掛かる付加応力・変位を解消する。また、地盤改良施工時の地盤変位については変位低減型改良工法を採用することで杭の付加応力を与えないようにすることが可能である。			○	
総合評価	橋台杭に掛かる付加応力・変位を解消できない。 ×				軟弱地盤が残るため、側方流動の可能性も残る。 △				施工時の影響も小さく、対策効果も期待できる。 ○				

表-5　側方変形の対策工法の比較（2）

対策工法	第４案：鋼矢板＋アンカー工				第５案：抑止杭工（場所打ち杭）				第６案：地中連続壁工（ＳＭＷ工法）				備　考
計画概要	暫定盛土(B2)を一時除去して基礎杭にかかる側方移動力を除荷したうえで、橋台背面に鋼矢板を施工して盛土による側方移動の影響を抑止する案。鋼矢板の頭部をタイロッド又はグランドアンカーにより固定することで、鋼矢板の変位を抑制する。				暫定盛土(B2)を一時除去して基礎杭にかかる側方移動力を除荷したうえで、鋼矢板より剛性の高い場所打ち杭を橋台背面に施工して盛土による側方移動の影響を抑止する案。				暫定盛土(B2)を一時除去して基礎杭にかかる側方移動力を除荷したうえで、橋台背面に地中連続壁（ＳＭＷ工法）を施工して盛土による側方移動の影響を抑止する案。				
概要図													
概算工事費	工　種	数　量	金　額（千円）		工　種	数　量	金　額（千円）		工　種	数　量	金　額（千円）		
	補強土壁工	H=4.5m, L=16.0m	7,790		補強土壁工	H=4.5m, L=16.0m	7,790		補強土壁工	H=4.5m, L=16.0m	7,790		
	土工	切土，盛土，敷網工	1,191		土工	切土，盛土，敷網工	1,411		土工	切土，盛土，敷網工	2,073		
	鋼矢板・H鋼	Ⅲ型，H=14m, L=26.8m	35,350		ベノト杭	φ1000, L=12m, 12本	10,800		SMW工	削孔φ550, L=12m	14,504		
	アンカー工	削孔φ115, L=26m	3,182		地盤改良	V=1,200m3	29,800		地盤改良	V=820m3	20,500		
	地盤改良工	V=790m3	19,700		仮設架台	覆工版 A=364m2	17,791		仮設架台	覆工版 A=364m2	17,791		
	合計　直工（事業費=直工×1.7）		67,213 (114,263)	○	合計　直工（事業費=直工×1.7）		66,972 (113,652)	○	合計　直工（事業費=直工×1.7）		84,604 (143,827)	△	
概算工事日数	140日（4.7ヶ月）			○	218日(7.2ヶ月)			△	208日(6.9ヶ月)			△	不稼働率2.0
主な施工機械	ロータリーパーカッション、アースオーガ併用圧入機など				アースポーリングマシン、クローラクレーンなど				クローラ式アースオーガ、クローラクレーンなど				
施工 施工方法	アースオーガ併用圧入杭打機（Asg層：N値20以上）により鋼矢板を打設した後、矢板頭部にグランドアンカーを施工する。			×	オールケーシング工法により杭施工後、杭周辺に低変位型地盤改良を行う。			△	セメントスラリーをオーガーヘッドの先端から吐出しながら削孔混練（反復）し、ＳＭＷを造成する。その中に芯材（Ｈ鋼）を建込む。			△	
施工 施工時の影響	使用機械（ｱｰｽｵｰｶﾞ併用圧入機など）により、施工時に地盤を乱す可能性があり、地盤が変位することで杭に付加応力を与えることなる。				重さ40t～60tクラスの大型重機が必要であり、施工時に橋台杭に付加荷重を与える可能性がある。ただし、杭施工に仮設架台を設けることで施工時の付加応力を解消することが可能となる。				三点式の大型重機（重さ60t以上）が必要であり、施工時に橋台杭に付加荷重を与える可能性がある。ただし、杭施工に仮設架台を設けることで施工時の付加応力を解消することが可能となる。				
橋台杭への影響低減効果	アンカーの施工スペースを確保すると、鋼矢板と橋台フーチング間に隙間が生じることから、地盤改良による追加対策が必要である。また、盛土の鉛直荷重により矢板の座屈が生じる可能性がある。			△	抑止杭とフーチングの間に隙間が生じることから、杭間のすり抜け防止も含めた、地盤改良による追加対策が必要である。			△	抑止杭とフーチングの間に隙間が生じることから、地盤改良による追加対策が必要である。			△	
総合評価	矢板施工時に杭に付加応力を与える可能性がある。 ×				地盤改良・仮設架台等の併用が必要で施工日数が長くなる。 △				地盤改良・仮設架台等の併用が必要で施工費・施工日数が大きく（長く）なる。 △				

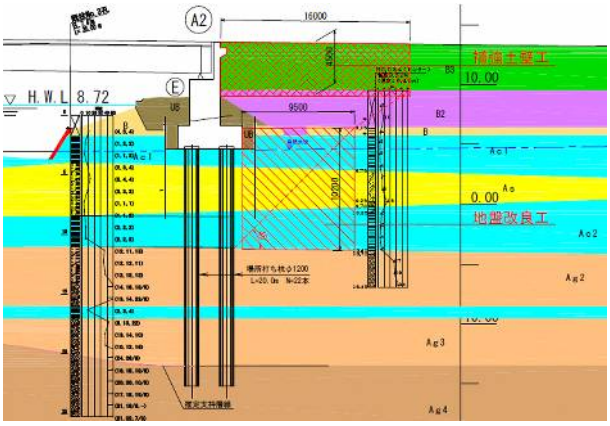


図-24　地盤改良工法（低変位高圧噴射撹拌工法）

項　目	特徴（他案との比較）
経済性	他案よりも高価である。
工期	他案よりも工期が長い。
対策効果	地盤改良により側方流動の原因となる軟弱土を強化することで、杭に生じる付加応力・変位を抑制する。
施工時の影響	低変位型の地盤改良工法を採用することで、地盤改良時に生じる働く周辺地盤の膨張による変位を低減し、橋台杭に働く付加応力を抑える。また他案（第１案を除く検討案）と比較して、施工時に大型重機を使用しない工法（施工概略図を図4-1に示す）であり、近接施工による重機荷重による地盤の変位（付加応力）を抑制することが出来る。
河川及び地下水の影響	本案で採用する工法は、河川護岸周辺での施工実績もあり、河川周辺及び地下水に対する問題はない。 ※地下水の流れが速い場合、例えば、山から伏流水などがある場合については、改良材が拡散して固まり難い場合があるが、本箇所については平地地形であり地下水の流れが速いと考え難いため、地下水の影響は無いと考える。

表-6　地盤改良工法の特徴

表-7　地盤改良工法の工事工程

	H29年度												H30年度			備　考
	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	
準備工																1.5ヶ月
地盤改良工事（暫定盛土掘削、地盤改良）																5ヶ月
盛土改良工事（補強土壁工、盛土工、水路工）																2ヶ月
舗装工事（舗装工、街渠工、付帯工）																5.8ヶ月
後片付け																1.0ヶ月

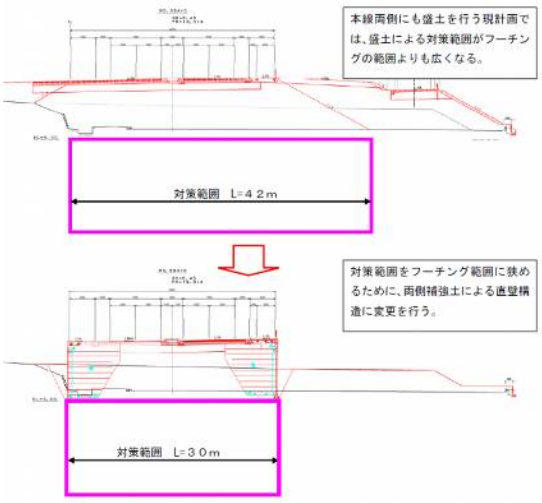


図-25　対策工法の範囲（横断方向）

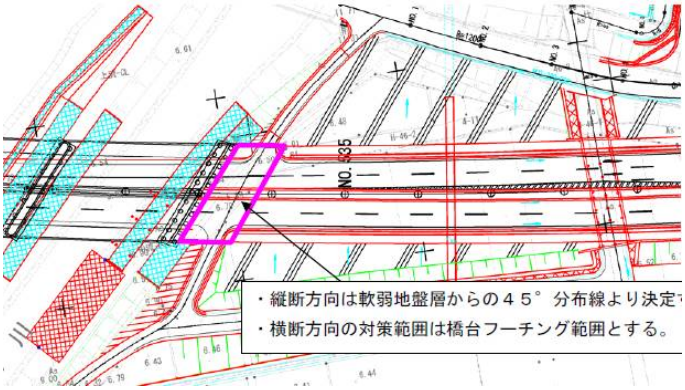


図-26　対策工法の範囲（縦断・横断方向）

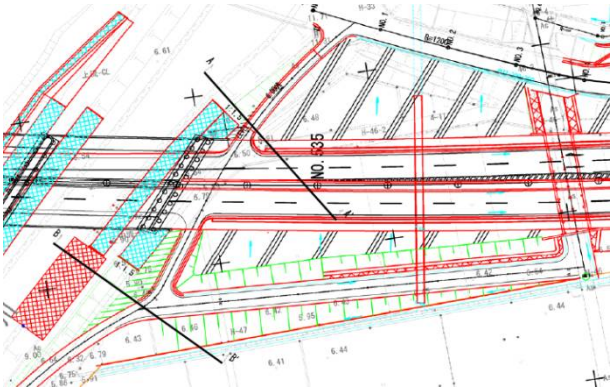


図-27　河川管理用道路の位置（当初計画）

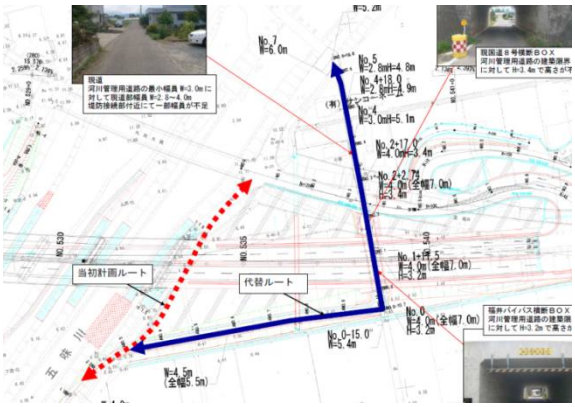


図-28　河川管理用道路の位置（案 1）

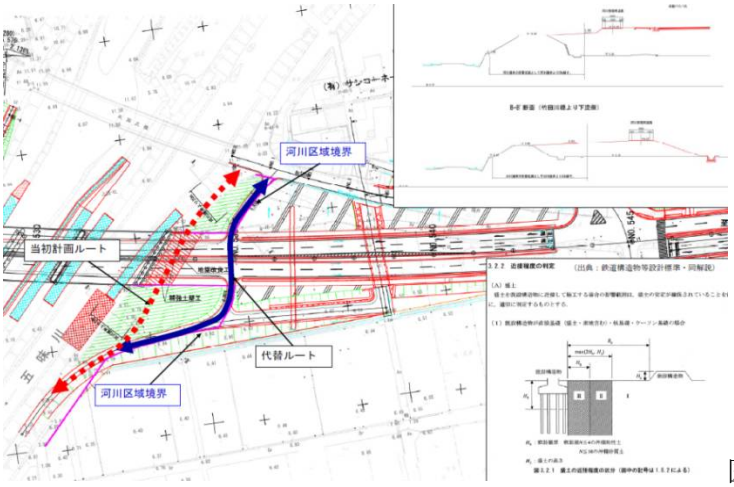


図-29　河川管理用道路の位置（案 2）

3-2　地形・表流水排水

1）地すべり区域内部での盛土を避ける

【事例 3-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号 道の駅河野

図-1 に示す道の駅工事全体の断面図で、駐車場の盛土部造成中に盛土上部の現道（国道 8 号）路肩に亀裂が発生し、大規模な斜面崩壊が発生しかかった（図-2､3、聞き取り調査の結果のみを示す)。地質：泥質混在岩・頁岩・メランジェ（複雑に入り乱れた地質構造)。**変状発生原因**：図-3 に変状発生の経緯を示す。補強土壁による盛土が終了し、その上にコンクリートデッキと盛土を施工した段階で上記の変状が発生した。このため、デッキを残して上部の盛土を撤去した。想定すべり面と鉛直ボーリング、孔内傾斜計の配置を図-4 に示す。**対策**：撤去した上部の盛土部分に EPS を施工する（図-5)。補強土壁下部に鋼管（中詰めコンクリート）による抑止杭を設置する（図-5)。**教訓**：【事例 1-1①】の初生すべり区域内部で盛土を行ったことになる（図-1)。【事例 1-1①】の結果を踏まえて、盛土による新たな荷重をかけないことが必要だった。

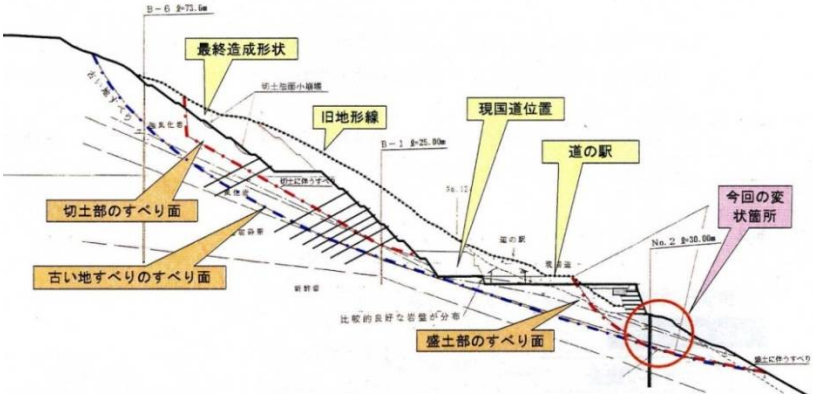


図-1　全体断面図

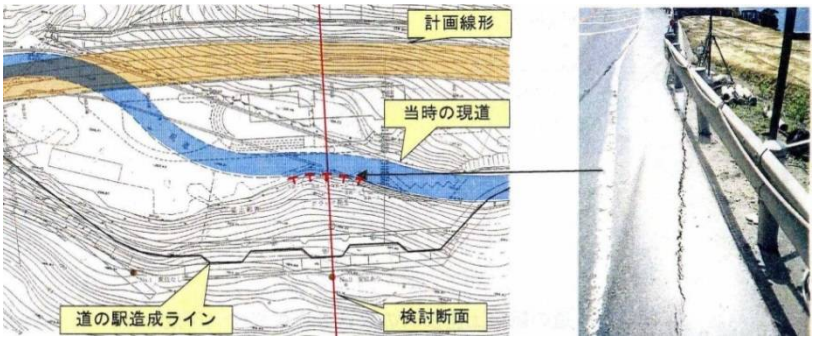


図-2　変状の発生

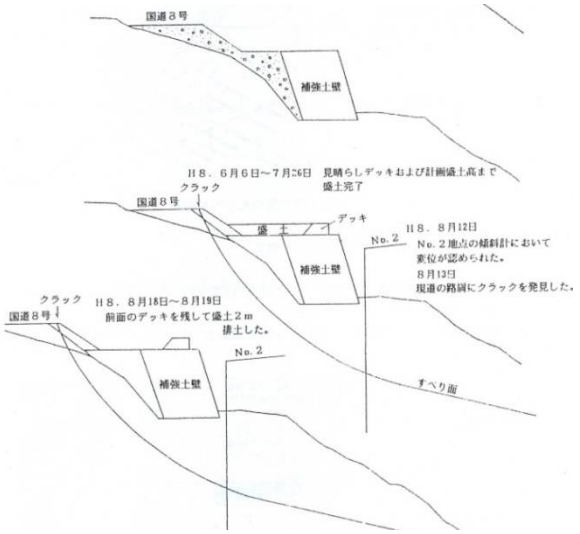


図-3　変状発生の経緯

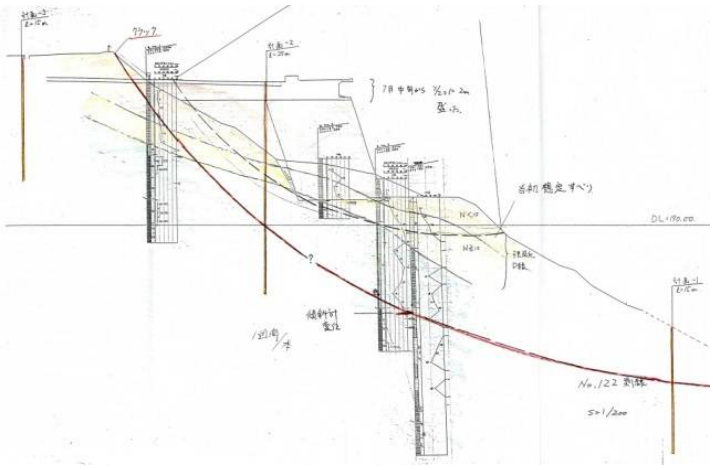


図-4　想定すべり面と鉛直ボーリング、孔内傾斜計の配置

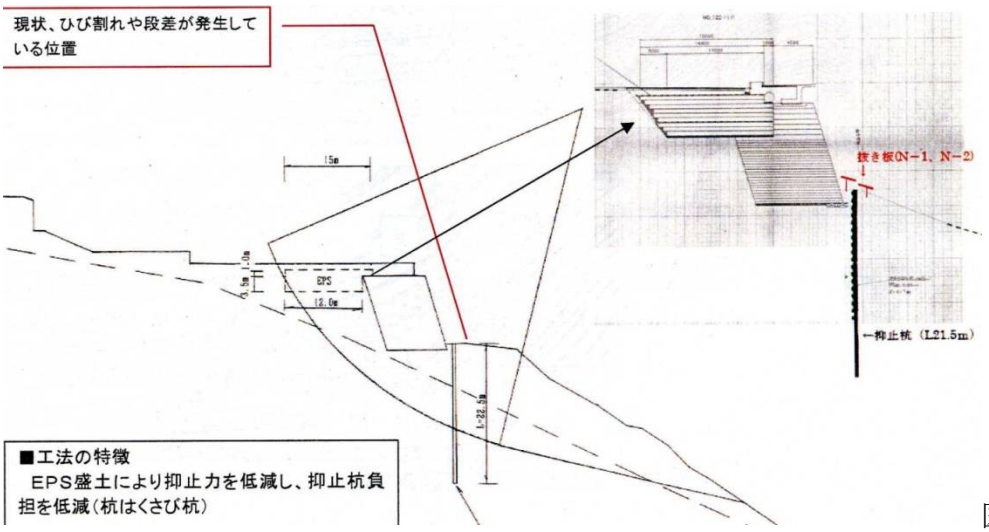


図-5　対策工の断面図

2）沢部盛土部への豪雨による表流水集中に注意

【事例 3-2②】 2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区

道路盛土部分で崩壊堆積土砂量 10,530m3 の土砂崩壊が生じ、崩壊土砂が 246m 移動し、下流部の工場が消失した（写真-1～3）。地質：頁岩の基盤上に礫質土の盛土、平面図：図-2、断面図：図-2､4。**崩壊原因**：1）台風 23 号による降雨、2）落葉や土砂が堆積して側溝や排水管の通水能力が低下（図-3）。3）1)、2)により、地形的に表流水が集まりやすかった崩壊箇所山側の側溝部分に表流水が滞留し盛土内へ浸透、4）浸透流解析によると降雨のみでは盛土内の地下水位がほとんど上昇しないが、3)により、5m^3/h 以上の浸透を考慮すると地下水位が有意に上昇する結果となった（図-5）。5）4)の地下水位を考慮すると円形すべり面法により、実際の崩壊発生をほぼ再現できた（図-6）。6）崩壊土砂の含水比が高かったことと地形により崩壊土砂の移動距離が大きくなったと推定される。**対策**：応急的には大型土のうなどを用いた盛土工法で早期に復旧した。**教訓**：1）実務的に困難な課題であるが、側溝や排水管の点検頻度を上げて、排水・通水能力の維持・補修を行う必要がある。2）含水比の高い崩壊土砂の移動距離（土砂流）に注意する。3）崩壊箇所は沢部で崩壊箇所を含む、より大規模なすべりが生じている痕跡があった（図-7）。

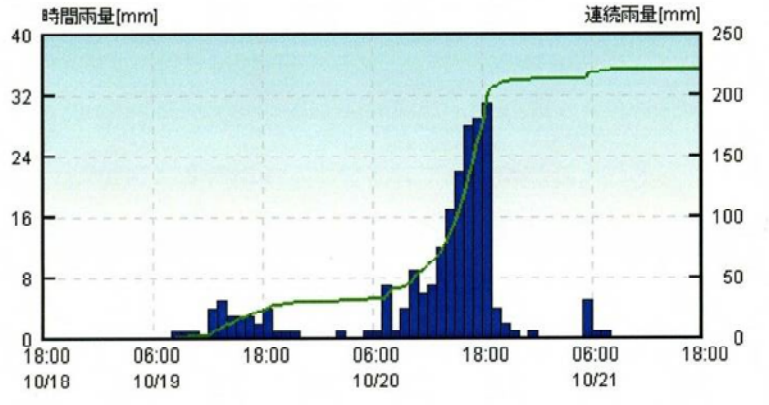


図-1　降雨状況

写真-1　道路盛土の崩壊状況

写真-2　道路盛土の崩壊状況

写真-3　崩壊土砂の移動

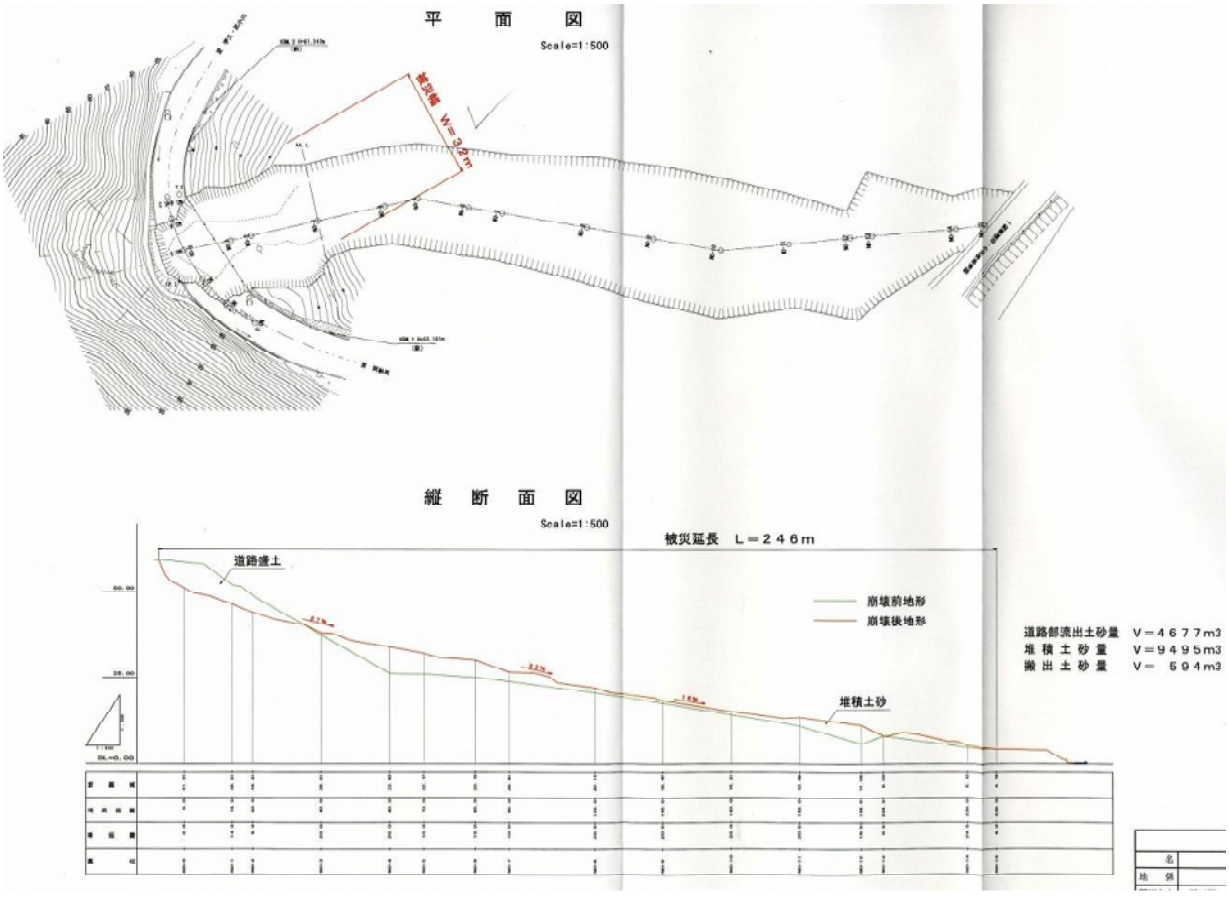


図-2　平面図と縦断面図

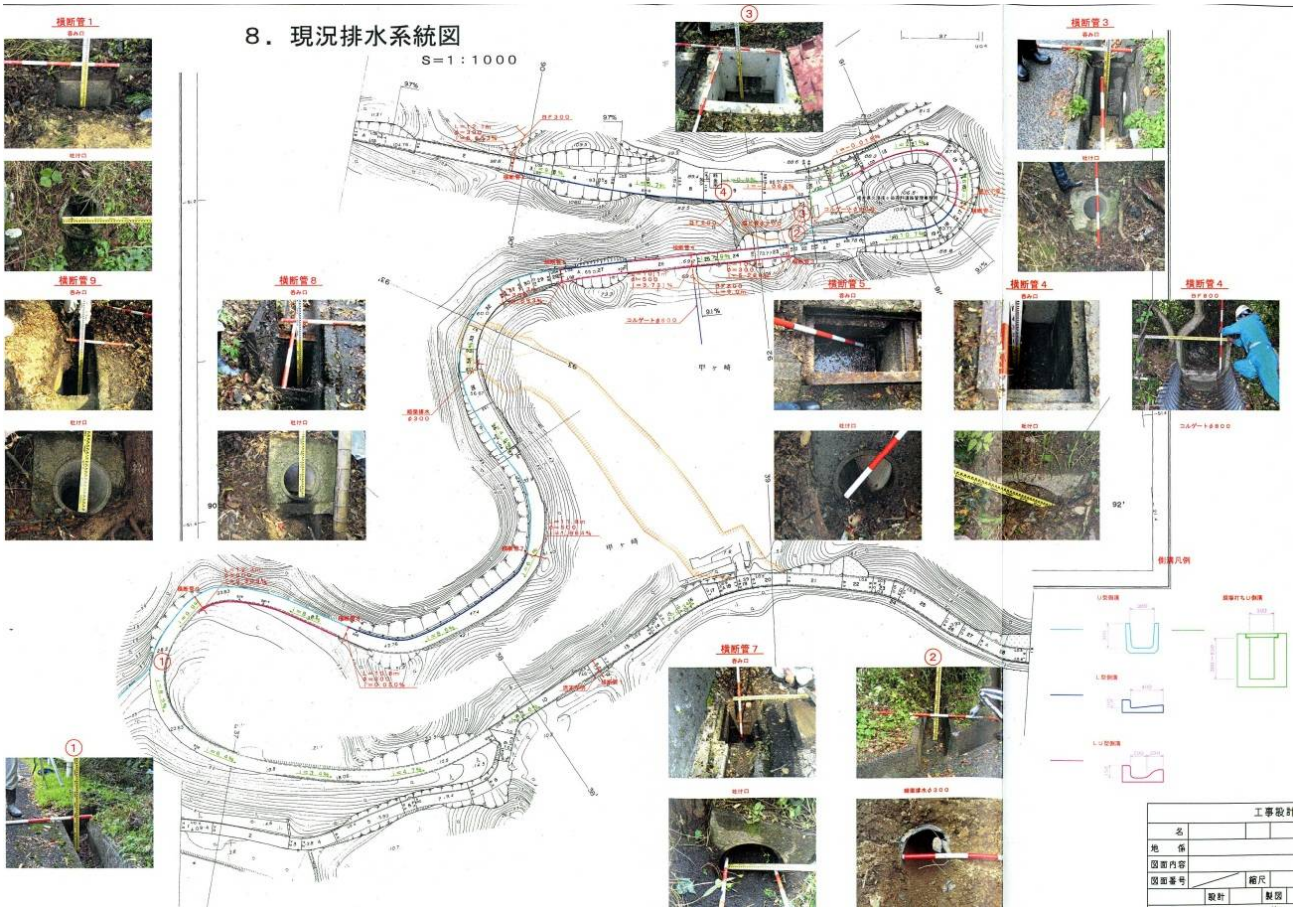


図-3　排水設備の状況

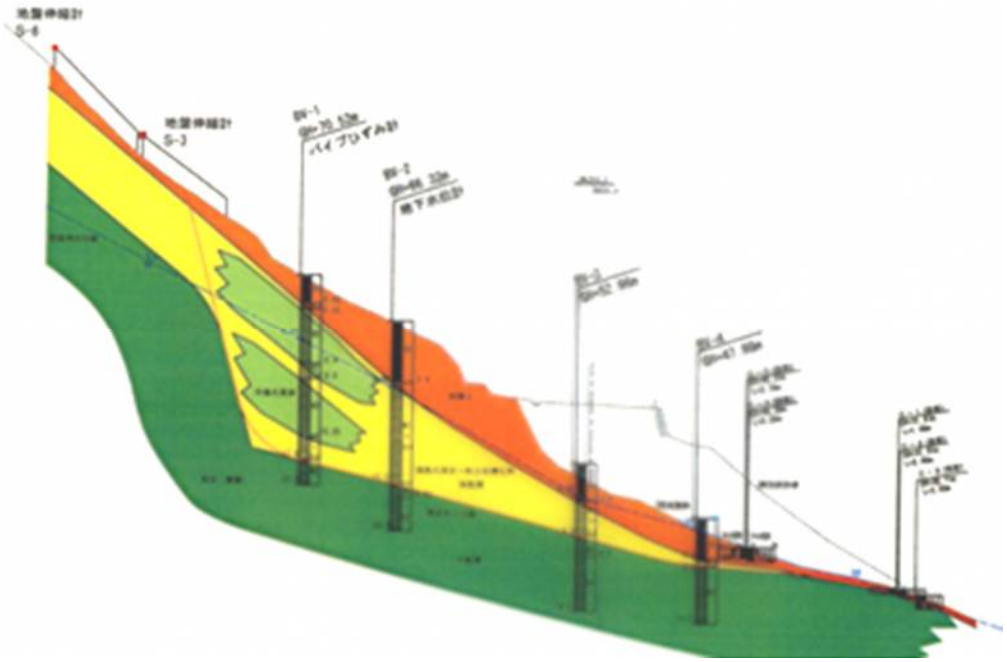


図-4　地層断面図

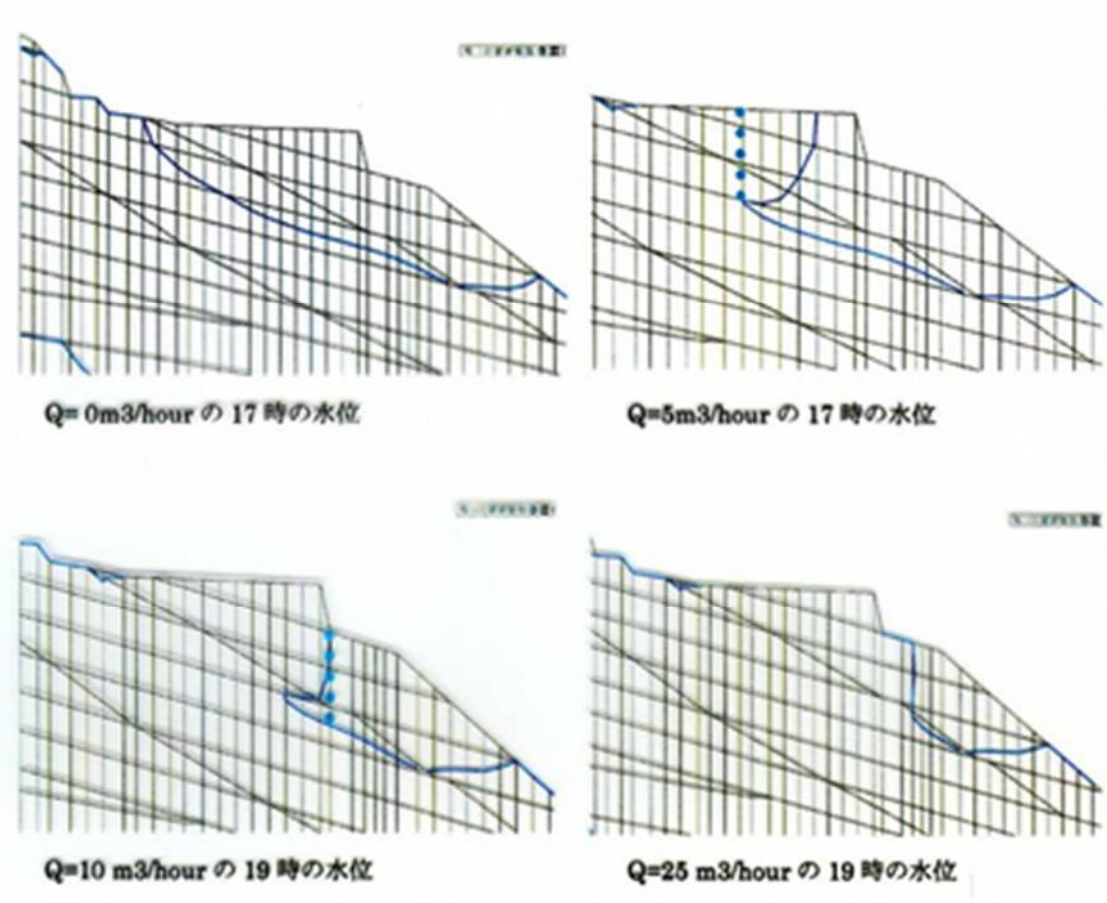


図-5　飽和不飽和浸透流解析と地下水位

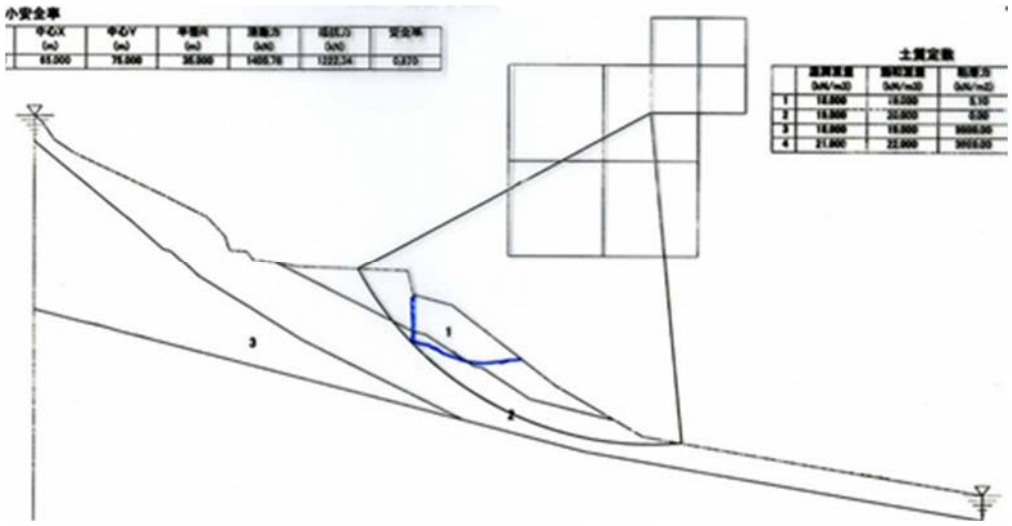


図-6　円形すべり面解析

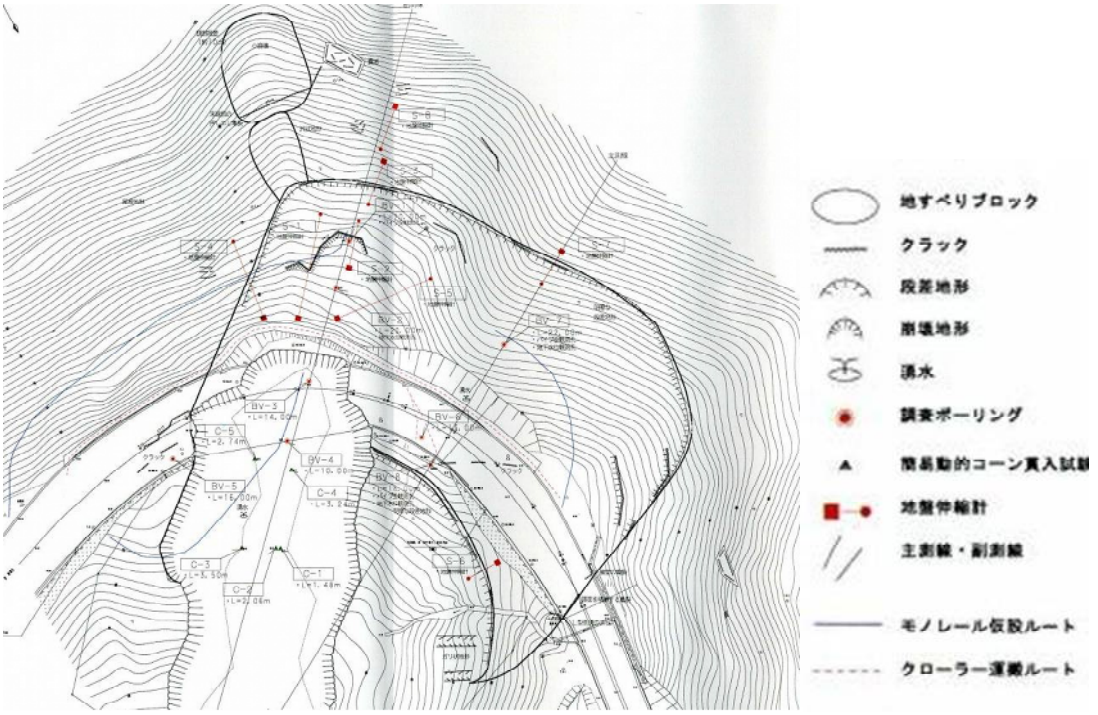


図-7　崩壊箇所上部・周辺の変状

【事例 3-2③】 2013 年 9 月、レインボーライン 5.2kp

台風 18 号豪雨により盛土斜面で大規模な崩壊が生じ、流出土砂は海面まで達した（図-1、写真-1～5）。**崩壊原因（当初）**：①道路表流水がヘアピンカーブ部分で道路下の盛土法面に大量に流下した（写真-2）、②崩壊前の斜面がやや急勾配であり、盛土としての施工管理がなされていない低強度であった、③谷埋部からの地下水（写真-6）。**応急対策**：恒久対策前の交通開放が求められ、①道路表流水が道路下の盛土法面に流れない処置行う、②崩落しなかった盛土斜面に路肩から伸縮計を設置して計測監視を行う（図-1）、③頻繁な目視点検を行う 3 条件で片側交通解放とした。**2 次崩壊**：恒久対策のための調査ボーリング注水開始とともに、伸縮計 S-1 と S-2 で 4mm/h 以上の変位が 24 時間程度計測され、崩落しなかった盛土斜面上部が移動を始めた。旧コンクリート擁壁と井桁擁壁（図-1、写真-7、8）にも微小な移動が見られた。①道路通行停止、②井桁擁壁下部の移動を計測する伸縮計 S-3、S-4 設置、③井桁擁壁上部の斜面にブルーシート敷設、④道路中央部に生じた舗装の亀裂の計測監視（写真-11）。井桁擁壁下部の斜面で表層崩壊が生じ（写真-9）、伸縮計 S-3、S･4 は顕著な変位を示し（図-2）、井桁擁壁下部や周辺で多くの亀裂が発生した。井桁擁壁下部に大型土のうを設置して押え盛土とすることを試みたが、井桁擁壁下部でさらに表層崩壊が生じ、仲縮計 S-4 は数 cm/h の大きな変位を観測した（データでは数日中の崩壊が予測された）。大型土のうの設置方法などを検討したが、作業中の安全性の問題で実施できなかった。その後、井桁擁壁を含む大規模な表層崩壊が生じ、井桁擁壁は当初の崩落面中央部に落下した。ボーリング孔地下水位は孔底に近い状態で変化がなく、2 次崩壊はボーリング注水が誘因であるが、基本的要因は当初の大規模崩壊とその後の時間経過に伴う、崩落し残った部分の緩みである。**恒久対策**（図-3～6、写真-12）：道路線形を山側に変更して交通開放する（図-3）。当初崩壊部上段は法枠＋鉄筋挿入（図-4、5、写真-13）、中段は補強盛土とし下部から盛り立てる（図-5、6、写真-14、15、山側掘削土の流用検討）、下段は大型かご枠とする（図-6、写真-16、17）。**教訓**：1）慎重な盛土法面勾配の検討。2）盛土工事・施工管理履歴の保

存。3）適切な路面排水と盛土内排水。

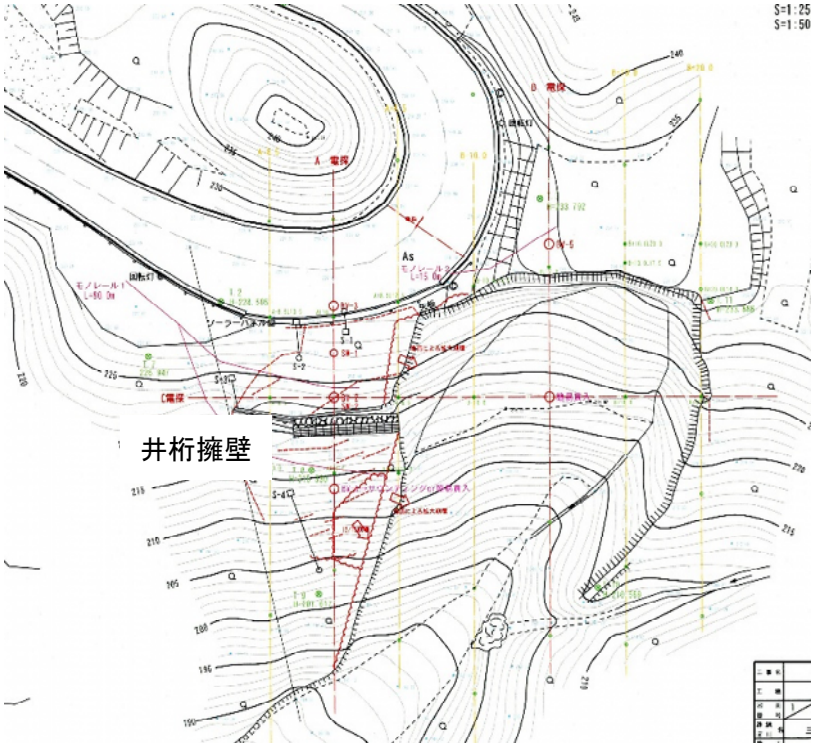


図-1　平面図

写真-1　全体地形（崩壊箇所：中央）

写真-2　ヘアピンカーブ

写真-3　崩壊状況（当初）

写真-4　崩壊状況（当初）

写真-5　崩壊状況（当初）

写真-6　沢部からの湧水

写真-7　井桁擁壁（当初）

写真-8　井桁擁壁付近の変形（2 次崩壊）

写真-9　道路中央部の亀裂（2 次崩壊）

写真-10　井桁擁壁下部の崩壊（2 次崩壊）

写真-11　井桁擁壁を含む大規模な表層崩壊（2 次崩壊）

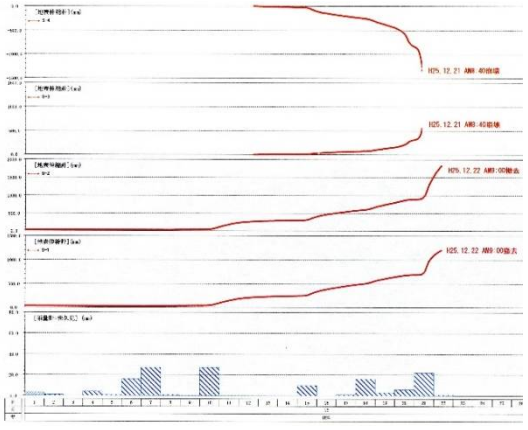


図-2　伸縮計の変位（2 次崩壊）

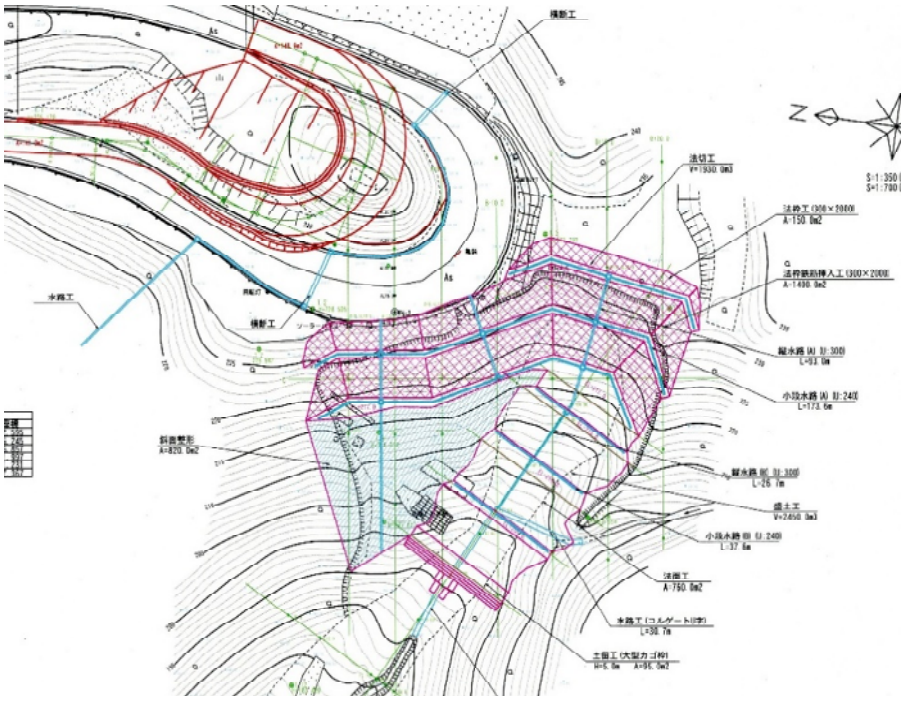


図-3　道路線形の変更と恒久対策工の平面図

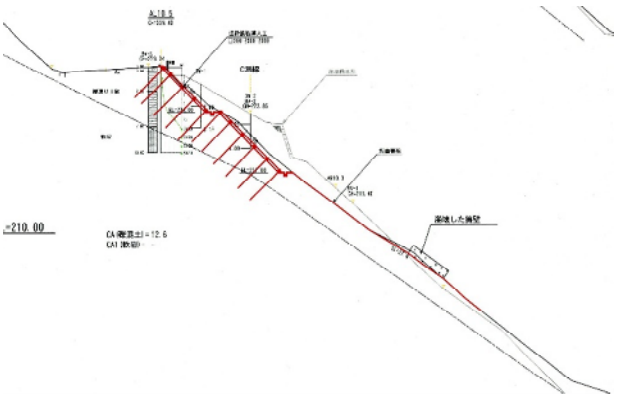


図-4　対策工断面図：A 測線

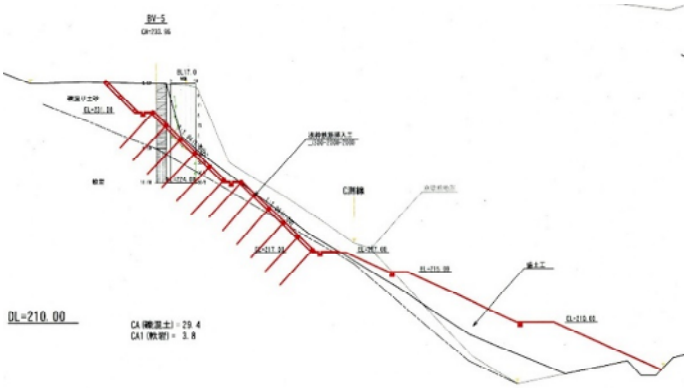


図-5　対策工断面図：B 測線

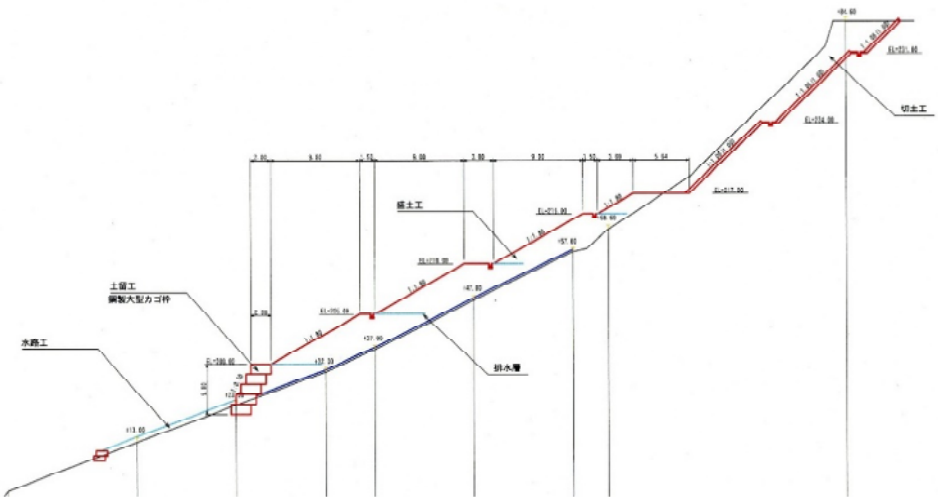


図-6　対策工断面図：渓流線

写真-12　対策工：全体

写真-13　対策工上段：法枠＋鉄筋挿入工

写真-14　対策工中段：補強盛土

写真-15　対策工上・中段

写真-16　対策工下段：大型カゴ枠工

写真-17　対策工下段：末端排水工

3）含水比の高い崩壊土砂の移動距離（土砂流）に注意

【事例 3-2②】 2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区

【事例 3-2②】参照。

4）沢部では崩壊箇所を含む大規模なすべりに注意

【事例 3-2②】 2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区

【事例 3-2②】図-6 参照：沢部での崩壊で、崩壊箇所を含む、より大規模なすべりが生じている痕跡があった。

5）豪雨で道路側溝の容量が不足し、溢れた水が危険箇所に流れる恐れ

【事例 3-2④】 2011 年 5 月、国道 27 号 小浜市東勢

集中豪雨（図-1）により道路盛土斜面が崩壊した。片側交通開放としていたが、渋滞が発生し早急な両側交通開放が求められた（写真-1～3）。地質：盛土。**崩壊原因**：1）崩壊箇所は盛土斜面部と波返し部に分けられる。波返し部は下部にコンクリート擁壁の波返しがあり、上部は張りブロックである。2）崩壊斜面（海側）と反対側に細い道路が国道 27 号と合流しており、この道路から集中豪雨による多量の降雨表流水が 27 号の陸側にある側溝に流入したと推定される。流入水が側溝の容量を超えて海側の盛土斜面に流れて盛土斜面内に浸透したために盛土斜面が崩壊したと推定した。3）波返し部については、上記の流入水が張りブロック下に浸透して上部斜面を不安定化したことと、浸透水により下部擁壁に水圧が作用して擁壁が転倒したこと（どちらの現象が先行したかは不明）で斜面崩壊が起きたと推定した。**応急対策**：1）盛土斜面部は、砂を詰めた土のうによる復旧が既に着手されていた（写真-4､5）。2）波返し部は建設機械が入れない地形で土のうによる押さえができなかった。排水材を十分に敷設したうえでモルタル吹付けを行うこととした（写真-6）。3）これらの対策の完成を待って両側交通開放とし、斜面上部の道路法肩に伸縮計を 2 基設置して計測監視を行うこととした（写真-7）。計測監視基準は【事例 1-1③】の基準を用いた。**恒久対策**：道路陸側の側溝の容量を拡大するなどして、降雨表流水が海側斜面に流れない対策を提案した。**教訓**：近年の降雨状況の変化で道路側溝容量が不足する場合が多い。側溝を溢れた水が危険な箇所に流れる恐れがある場合は側溝を改良する必要がある。

写真-1　盛土部の崩壊状況（南側から）

写真-2　盛土部の崩壊状況（北側から）

写真-3　盛土部北側の波返し部の崩壊状況

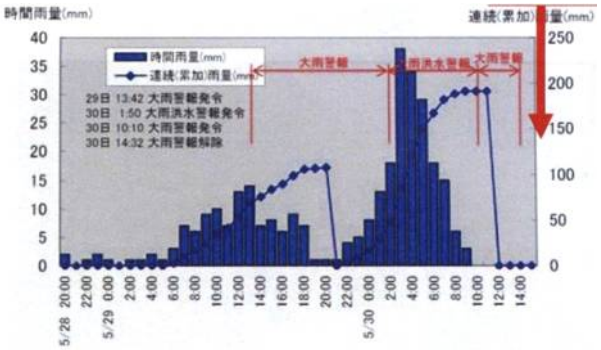


図-1　降雨状況

写真-4　盛土部復旧（砂を詰めた土のう）

写真-5　盛土部の復旧（土のうの上にブルーシート）

写真-6　波返し部の応急復旧（排水材を敷いたうえでモルタル吹付け）

写真-7　写真-6 上部の道路法肩にリアルタイム伸縮計 2 基を設置（赤矢印）

6）その他

福井県内の豪雨による盛土斜面崩壊の速報については下記の報告書に多数の事例が記載されている。本報告では下記報告書にある事例は、その後の詳細調査を行った場合を除いて記載しなかった。

1）(社) 地盤工学会緊急調査団: 平成 16 年 7 月福井豪雨による地盤災害調査報告書、地盤工学会、2005,5.

2）地盤工学会関西支部・福井地質調査業協会・NPO 福井地域地盤防災研究所合同調査団：平成 25 年台風 18 号地盤災害調査報告書（福井県嶺南地域）、（公財）福井県建設技術公社、2014,10.

3）地盤工学会関西支部・福井地質調査業協会・NPO 福井地域地盤防災研究所合同調査団：平成 30 年 7 月豪雨による地盤災害調査報告書（福井県嶺北地域）、（公財）福井県建設技術公社、2019,1.

3-3 地下水位

1）地下水集水地形となる箇所には十分な盛土内・基盤排水設備を設置して維持管理

【事例 1-4⑤】 1980 年 3 月、福井市清水町

高さ約 10m の盛土斜面が崩壊した。法肩部の道路と住宅の安全性が問題となった。地質：盛土（粘性土）、断面図：図-1。**崩壊原因**：1）平面的に地下水が集まりやすい地形であった。2）融雪水により斜面内の地下水位が上昇したことが基本的な要因である。3）円形すべり面法による安全率の差が小さいことから、除雪した雪を法肩に置いたことは斜面崩壊の誘因としては考えられるが、大きな原因ではないと判断した。4）浸透流解析による水圧は静水圧と大きな差はない。**対策**：排水ボーリングを実施するとともに、長期の維持管理を十分に行う。地下水位を低下させれば十分な安全率が得られる。**教訓**：1）土地造成で地下水の集水地形となる箇所には、十分な盛土内排水設備と基盤排水設備を設置するとともに、排水設備の維持管理を入念に行う必要がある。2）融雪水による地下水位上昇に注意する。

写真-1　崩壊部分（上部から撮影）

写真-2　すべり面の上部（滑落崖）

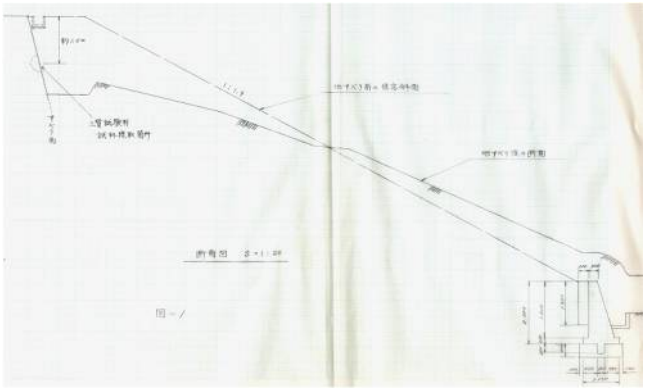


図-1　斜面破壊後の断面図

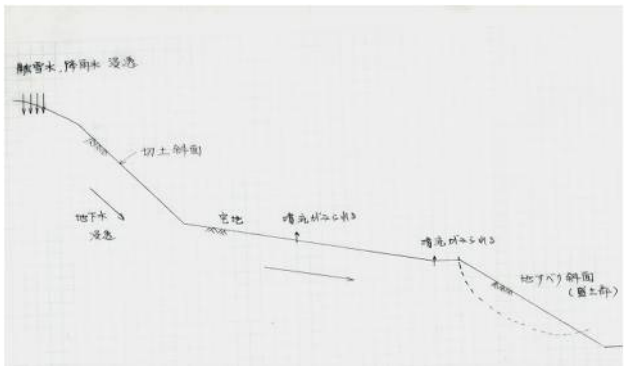


図-2　地形および湧水の状況

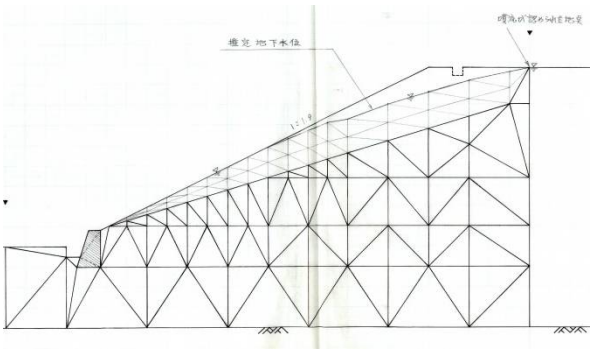


図-3　斜面内地下水位の推定

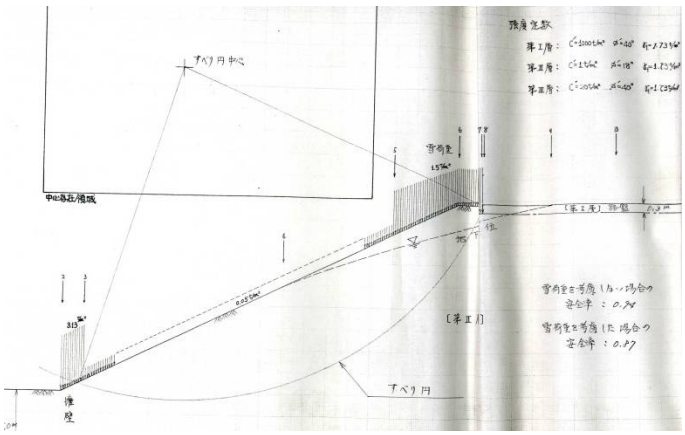


図-4　斜面安定計算

2）長期間経過後の盛土下部排水機能の低下に注意

【事例 3-3①】 2006 年 7 月、福井市三十八社町 杉ノ木台ゴルフ場

ゴルフ場造成盛土部分で、幅約 60m・長さ約 40m・高さ約 30mの斜面が崩壊し、崩壊土砂が斜面下部の住宅 2 戸を破壊した（死者 2 名、写真-1～6）。地質：岩盤上に粘性土・礫質土の盛土、平面図：図-1、断面図：図-2。**崩壊原因**：1）崩壊前に 7 日間連続で累計約 440mm の降雨があった（福井市安保町）。2）地形測量、スウェーデン式サウンディング、航空写真から崩壊前後の斜面形状・斜面内地層を推定した。崩壊箇所は沢部の盛土であり、地下水が集まりやすい地形であった（図-1、写真-2）。3）ゴルフ場造成盛土は 1974 年頃に造成されており 30 年以上が経過している。盛土下部には砕石による排水層があったと推定されるが、長期間の経過により排水層が土砂で目詰まりして排水機能が低下していたようである。4）崩壊後に行ったスウェーデン式サウンディング孔を利用した地下水位観測により、降雨がないときでも斜面内地下水位が予想外に高いこと、まとまった降雨により地下水位が敏感に上昇することを把握した（図-4）。5）2 次元飽和不飽和浸透流解析により、観測された通常の状態の地下水位を再現できるように、斜面内地層の透水係数などを推定した。6）5）の結果に基づき、1）の降雨条件で浸透流解析を行うと、斜面内で最大約 2mの地下水位上昇が推定された（図-3）。7）通常の地下水位と 6）の地下水位で円形すべり面計算を行うと、6）の状態での安全率が 1 以下となることから、降雨による地下水位上昇が斜面崩壊の主な原因と推定した（図-5）。8）ゴルフ場内の排水設備の老朽化なども指摘されたが、詳細な調査を行わないと因果関係は不明である。**対策**：1）斜面下部の崩壊土砂を除去して基盤排水管を入れる、崩壊面と斜面内に繊維排水材を十分に敷設する、斜面勾配を緩くして盛土工法で復旧を行うこととした（図-6、7）。2）ゴルフ場内の排水系統を一部修正した。**教訓**：1）長期間経過後の盛土下部排水機能の低下を真剣に検討する必要がある。2）降雨表流水の排水設備の維持管理を十分に行う。

写真-1　崩壊全景

写真-2　崩壊後の航空写真（中央部が崩壊箇所）

写真-3　崩壊箇所の左側部

写真-4　崩壊箇所の右側部（岩盤露出）

写真-5　崩壊箇所下部の防護堰堤

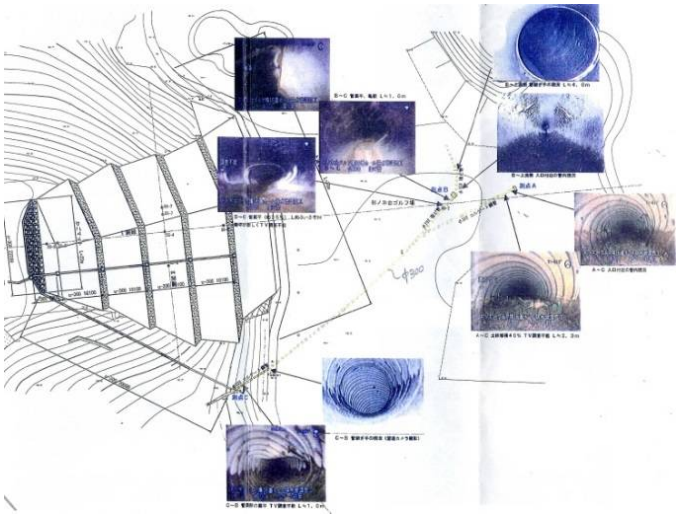


写真-6　地中配水管の状況

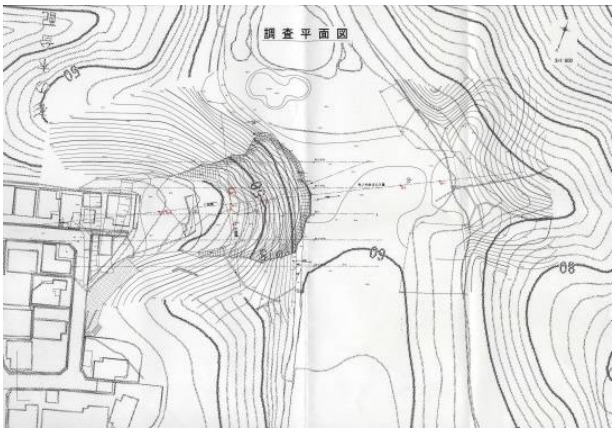


図- 1　崩壊箇所平面図

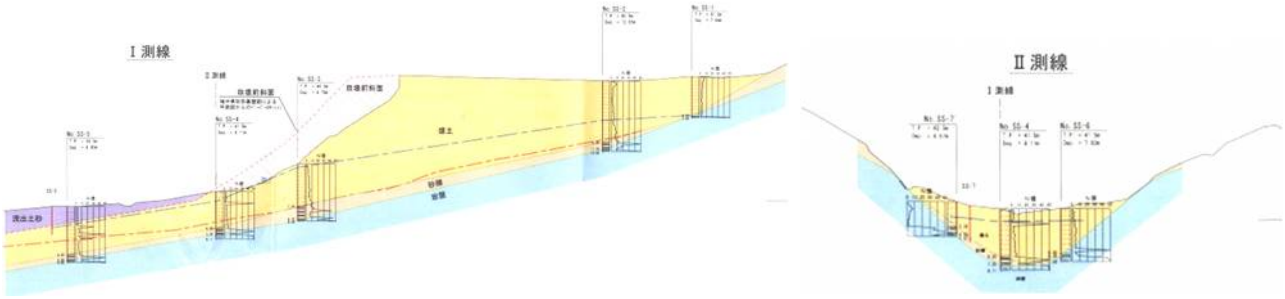


図-2　断面図

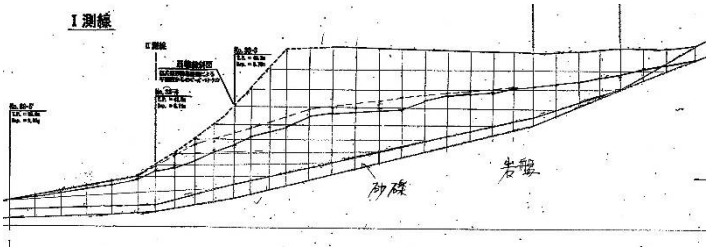


図-3　飽和不飽和浸透流解析による地下水位の推定
実線：常時、点線：長雨後

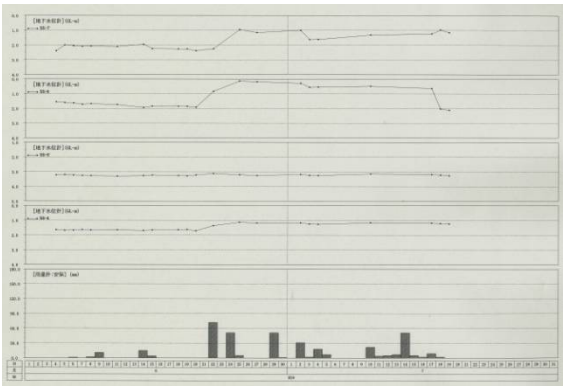


図-4　地下水位の変動（実測）

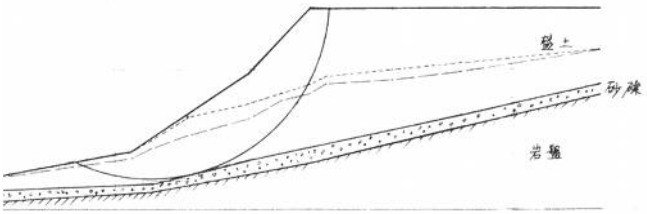


図-5　安定計算の結果　常時 1.13、長雨後 0.96

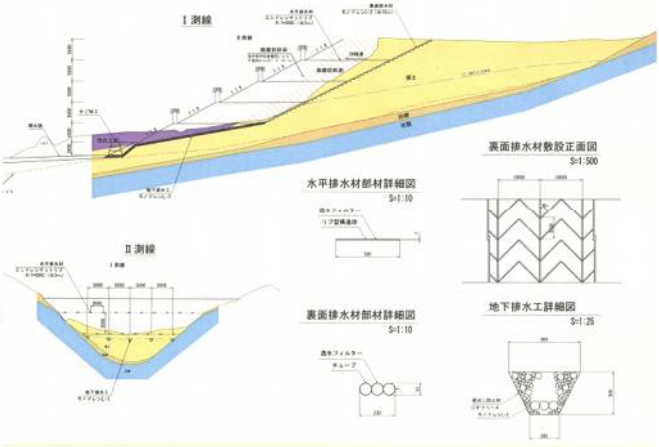


図-6　復旧工法の断面図

c'=1.5tf/m^2、 ϕ '=33°γt=1.64 tf/m^3

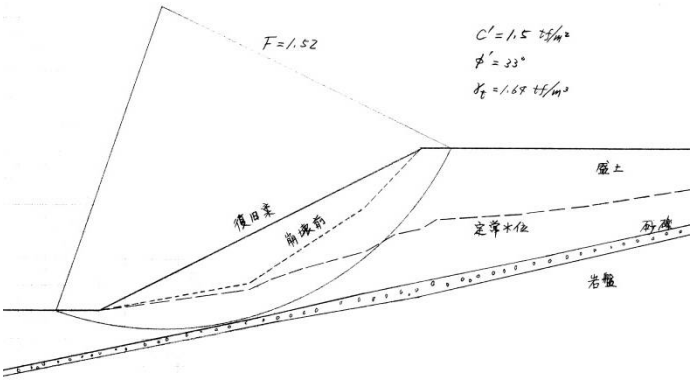


図-7　復旧後の安全率

3）盛土内の地下水位に注意

【事例 3-3⑤】 1998 年 7 月、福井市 下一光採石場

採石場内の幅 30m・高さ 10m 程度の斜面崩壊が発生し、崩壊土砂が岩谷川に流入して閉塞させた。左岸の墓地に岩石が流入し下流の民家 1 戸が床下浸水した。岩谷川右岸の土砂が削られ、大量の岩石が岩谷川内に堆積した。県道上一光大丹生線が通行止めとなった（写真-1～6)。対策工法・避難基準などが問題となった。地質：凝灰岩・火山礫凝灰岩・凝灰角礫岩を主体とし、凝灰質砂岩・凝灰質礫岩を挟在。採石場北半分では安山岩。平面図（図-1)、断面図（図-2)。**崩壊発生原因**：1）採石場内の採掘中に数回の地すべりが発生し当時点でも滑動中である。地すべり規模は幅約 130m・長さ約 400m・厚さ約 20m と大規模であり、押し出される末端部で今回のような比較的小規模な崩壊が生じている（写真-4～6)。2）1985 年頃、1988 年頃に採石場背後地から崩壊土砂が大規模に堆積・移動した。背後地からの表層崩壊は当時点でも生じていた。3）崩壊堆積土砂が大きなブロックごとに移動して地すべりが生じている（写真-3、図-5)。4）約 5 ヶ月間の地表面移動量は地すべり上部域で 1～2m、末端域で 5～10m 以上と極端に大きい（図-6)。移動速度は大量降雨・融雪時期で 10^{-6}～10^{-7} mm/min、少雨時期で 10^{-8}～10^{-9}mm/min で、降水量の影響が大きい(図-8)。5) パイプひずみ計によると想定すべり面付近（地表面からの深さ約 20m）でのひずみが大きく多くは計測不能となった。想定すべり面より浅い複数の部分でも変位が生じた(図-7)。6）最高地下水位は地表面からの深さ 0.13～1.75m と極めて高い箇所が多く降雨に反応する。7）現場透水試験で求めた透水係数 10^{-2}～10^{-4} cm/s 程度であり、地下水排除工の効果が期待できる。**避難基準**：1）観測：地表面移動量（伸縮計)、地中移動量（パイプひずみ計)、地下水位、定点観測（移動杭)、土石流感知センサー、監視カメラ（監視照明)。2）斜面崩壊避難勧告地域：採石場隣接住宅 2 戸、土石流避難勧告地域：下一光村・五太子地区。3）斜面崩壊避難勧告（図-9)。①条件：大雨警報が発令されたとき。県道 3 号線の異常気象時通行止めが発令されたとき。後日、「現地に設置した計器が基準値（伸縮計 10mm/hr 以上・150mm/day 以上）に到達したとき」を追加。さらに後日、「現地の連続雨量が 80mm 以上に到達したとき」、「現地に設置した見通し杭に変動が見られ、斜面に異状が見られたとき」の 2 項目に変更。②住民への対応：斜面崩壊避難勧告地域内の住民を直ちに避難させる。土石流避難勧告地域の高齢者などを避難指定地に移送する。土石流避難勧告地域に注意を呼びかけ避難の準備をさせる。③福井土木事務所・福井市の対応：上流側から現場を点検する。④解除：避難勧告の条件が解除され、かつ現場視察により安全が確認された場合。4）土石流避難勧告（図-10）①条件：土石流感知センサーが作動したとき。

後日、「斜面崩壊が起きた後、岩谷川あるいは一光川が崩壊土砂でせき止められ、土石流発生の恐れがあるような状況が生じたとき」に変更。さらに後日、「流出土砂の堆積により、河道（一光川）が閉塞した場合」に変更。②住民への対応：土石流避難勧告地域の住民を直ちに避難させる。③福井土木事務所・福井市の対応：上流側から現場を点検する。④解除：崩壊土砂の除去などにより、十分な河積が確保されたとき。⑤その他：斜面崩壊が起きた後、岩谷川あるいは一光川が崩壊土砂でせき止められ、後日、土石流発生の恐れがあるような状況が生じたときは別の避難勧告案を検討する。5）監視体制：自動観測システムを導入し、一光公民館に監視員（県職員、コンサルタント）が常駐して監視を行った。6）工事関係者を対象とする全体的な監視基準・体制を別表に示す。**対策**：1）岩谷川上流部の既設の河川函渠（地下水路）・のみ口の調査を行って長期使用が可能と判断した（写真-9）。2）地すべり末端部（岩谷川）に既設の河川函渠吐き口の高さまで押え盛土を実施した。押え盛土上に可撓性の流路工・落差工（岩谷川）を設置した（図-11､12、写真-7～9）。3）降雨表流水をできるだけ地中に浸透させないように、表流水路を十分に設置した（写真-10）。4）地形上可能な位置から、できるだけ多くの排水ボーリングを実施した（図-12）。5）地すべり区域の反対側（岩谷川左岸）に斜面があり、押え盛土移動を拘束する地形であったため、安定計算で考慮した以上の押え盛土効果が生じたようである。一部の排水ボーリングから大量の排水が生じ大幅な地下水位低下が観測された。これらの結果、計算上の安全率（1.05）は十分ではないが、一応の安全性が確保されたといえる（図-13､14）。**教訓**：1）採石場の権利関係が複雑であること、地すべり規模が大きいことから対策が遅れたが、全ての関係者が集まる検討会により対策が実現した。2）避難基準の参考例である。3）押え盛土は地すべり対策として有効である。4）排水ボーリング位置の選定が重要である。

写真-1　下側からの全景

写真-2　上側からの全景

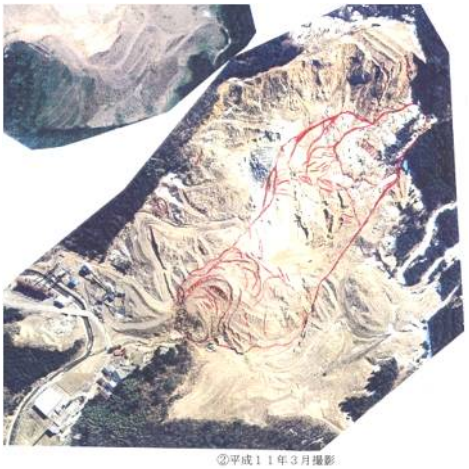


写真-3　航空写真（図面下部が地すべりの下側）

写真-4　地すべり末端部（岩谷川）

写真-5　地すべり末端部での崩落

写真-6　地すべり末端部での崩落（台風通過後）

図-1　全体平面図

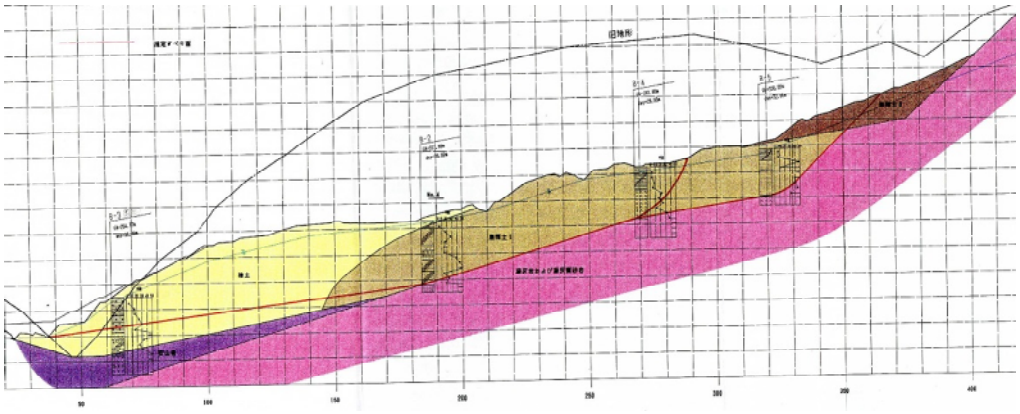


図-2　全体断面図と想定すべり面

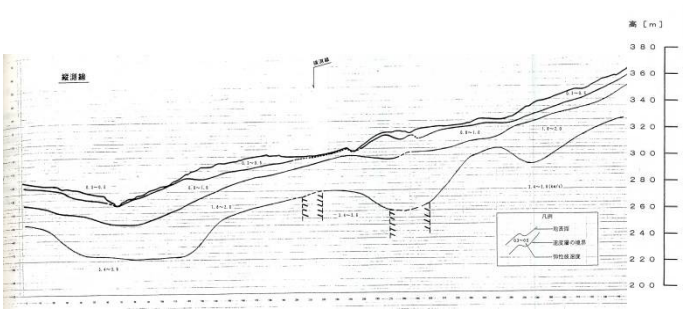


図-3　弾性波探査の結果

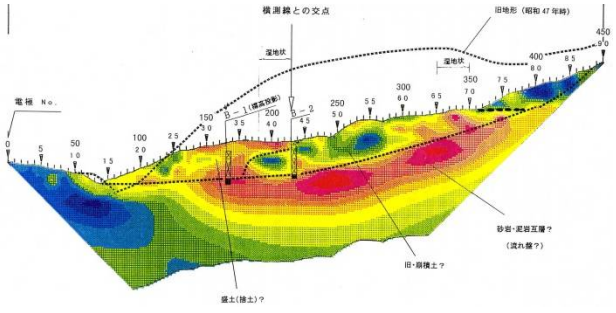


図-4　高密度電気探査の結果

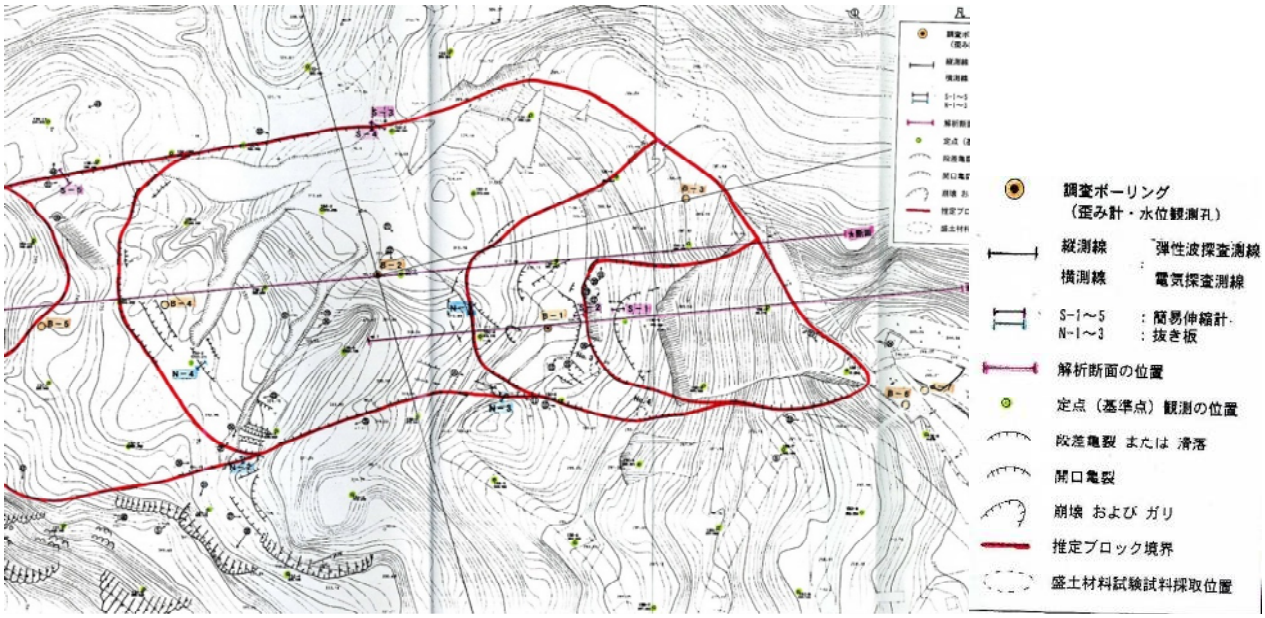


図-5　鉛直ボーリング、定点観測用測点の配置

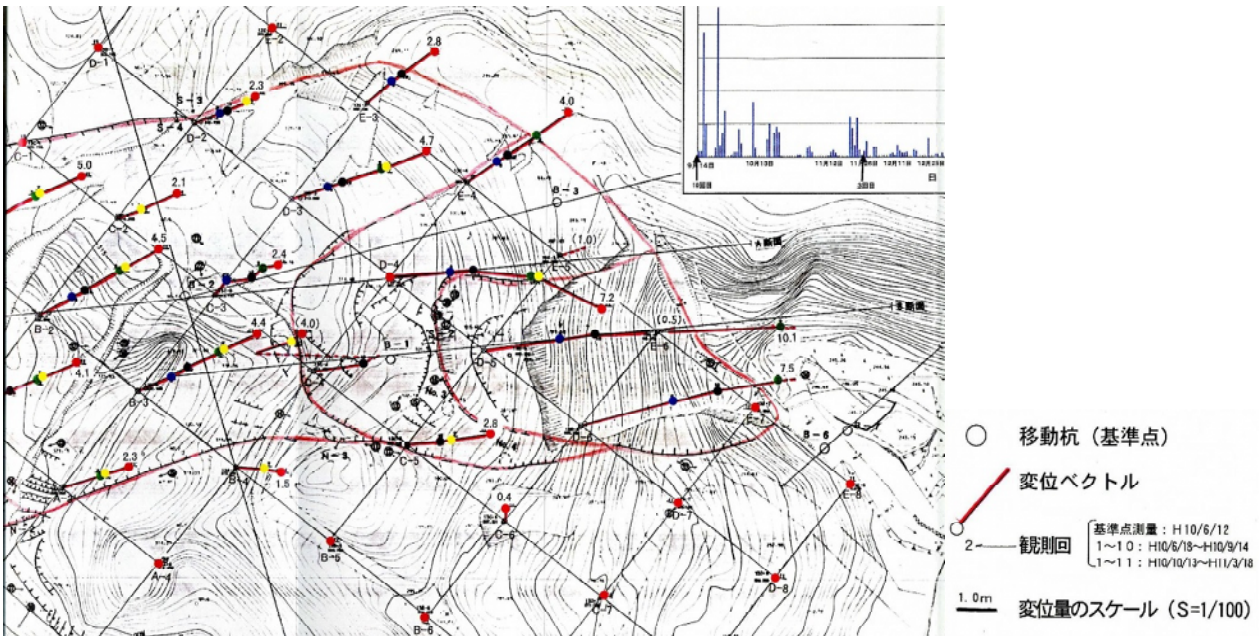


図-6　定点観測による移動量の計測結果

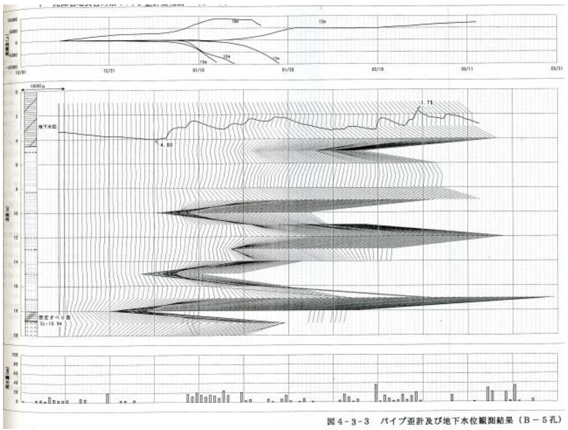


図-7　パイプひずみ計による計測結果の例

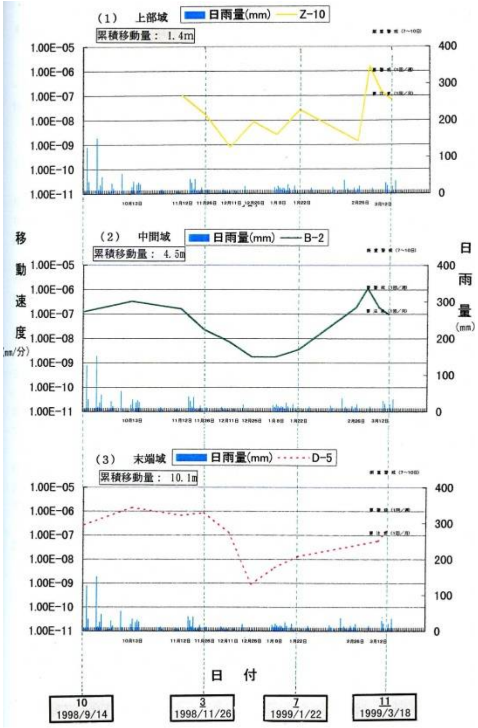


図-8　定点観測結果の移動速度による整理

管理項目		主項目				補助項目			伝達方法	備考
観測間隔		のり面目視 (見通し杭・抜板の観測結果を含む)	伸縮計 （3ヶ所）	雨量計 (雨量計1基)	気象情報 (福井気象台)	地下水位 （1孔）	見通し杭 （2列）	抜き板 （5ヶ所）		
処置		作業開始時・昼 作業終了時	連続観測	連続観測	常時気象台 より発令	連続観測	作業開始時・昼 作業終了時	作業開始時・昼 作業終了時	—	—
段階 C	注意を促す	以下の何れかに該当する場合 1) 直前の点検結果の比較で亀裂が開口・伸長傾向にある場合 2) のり面に小規模(1m3 以上程度)な崩壊が1回/日生じた場合	□1≦変位量<5(mm/時) □10≦変位量<50(mm/日) □変位曲線が直線的	□10≦雨量<30(mm/日) □20≦雨量<50(mm/3日) □5≦雨量<15(mm/日)が3日連続	—	(暫定:GL-○m) 参考値 6/14 9時 BV-8:-4.32m以下 BV-1：-4.59m	僅かに変位を確認 (のり面目視の評価材料)	1 cm／日程度の変位 (のり面目視の評価材料)	安全ミーティング	*点検監視要員 日中:コンサルタント(朝,昼,夕) 夜間:土木職員常駐(朝,晩) 休日:土木職員(朝,昼,夕,晩)
段階 B	危険区域からの一時避難 (条件付きで施工可) 【対象】 ◆工事業者	以下の何れかに該当する場合 1) 亀裂が開口,伸長傾向にあり,前日作業後との比較或いは2時間毎の観察で明らかに変化が認められる場合 2) 法面に小規模(1m3 以上程度)な崩壊が拡大もしくは2回/日生じた場合 →安全区域からの連続観察実施、計器観測データの詳細な検討	□6≦変位量<10(mm/時) □50≦変位量150(mm/日) □変位曲線勾配は1mm以下/時の増大を示す 【警報作動項目】-自動- ・場内サイレン(工事業者の退避完了を確認後手動切断) ・場内赤色回転灯 ・公民館ブザー(工事業者の退避完了を確認後手動切断) ・公民館赤色回転灯	□10≦雨量<20(mm/時) □20≦雨量<30(mm/3時間) □30≦雨量<50(mm/日) 【警報作動項目】-自動- ・場内サイレン(工事業者の退避完了を確認後手動切断) ・場内赤色回転灯 ・公民館ブザー(工事業者の退避完了を確認後手動切断) ・公民館赤色回転灯	— (大雨注意報発令時 ・工事の可否は降雨状況(雨量計)をみて判断する)	(暫定:GL-○m)	明瞭に変位 (のり面目視の評価材料)	5 cm／日程度の変位 (のり面目視の評価材料)	【場内】 サイレン 赤色回転灯 【公民館】 ブザー 赤色回転灯	*工事業者は安全区域まで退く *点検監視要員 ＜平日＞ 昼間：コンサルタント常駐(1時間毎) 夜間：土木職員常駐(1時間毎) (関係諸機関常駐) ＜休日＞ 昼間：コンサルタント常駐 夜間：土木職員常駐(1時間毎) (関係諸機関常駐) (安定傾向にあり、不安要素が小さい場合は関係諸機関内で常駐体制の緩和を検討する) *関係諸機関への連絡 大雨注意報 以下の降雨が予想される場合をいう 20 mm/時以上 40 mm/3時以上 70 mm/日以上
	解除検討基準	全項目C段階に達した時点	時間変位量 6mm/時以下を12時間確認後	(日雨量<30(mm/日)確認後)	注意報解除後、雨量データにより判断	(地下水位の明らかな低下)	変状の拡大がほとんど停止	日変位が1cm程度以下で安定	安全ミーティング	*県・検討会(関係機関)による協議後解除
段階 A	危険区域からの緊急避難を行い立入禁止とする 崩壊時に被災の恐れがある範囲の民家に避難勧告を行う 県道通行止め規制を行う 【対象】 ◆工事業者 ◆住民 ◆道路	B段階の1と2の両方に該当する場合 →安全区域からの連続観察実施、計器観測データの詳細な検討	□10≦変位量(mm/時) □150≦変位量(mm/日) □変位曲線勾配は1mm以上/時の増大を示す 【警報作動項目】-手動- ・場内サイレン(通行止,住民避難完了後切断) ・場内赤色回転灯 ・公民館赤色回転灯	□20≦雨量(mm/時) □30≦雨量(mm/3時間) □50≦雨量(mm/日) 警報作動項目】-手動- ・場内サイレン(通行止,住民避難完了後切断) ・場内赤色回転灯 ・公民館赤色回転灯	大雨警報 工事、避難の可否は降雨状況(雨量計)をみて判断する 【警報作動項目】-手動- ・場内サイレン(通行止,住民避難完了後切断) ・場内赤色回転灯 ・公民館赤色回転灯	(暫定:GL-○m)	(1時間毎に明瞭に変位) (のり面目視の評価材料)	—	【場内】 サイレン 赤色回転灯 【公民館】 赤色回転灯 【民家】 電話連絡 巡回連絡	*道路へのバリケード設置(内側へは監視者以外立入禁止)。 監視者は原則として危険区域内立入禁止。 *点検監視要員 ＜平日＞ 昼間：コンサルタント常駐(1時間毎) 夜間：土木職員常駐(1時間毎) (関係諸機関常駐) ＜休日＞ 昼間：コンサルタント常駐 夜間：土木職員常駐(1時間毎) (関係諸機関常駐) *検討会への連絡 大雨警報 以下の降雨が予想される場合をいう 40 mm/時以上 60 mm/3時以上 150 mm/日以上
	解除検討基準	全項目B段階に達した時点	時間変位量 6mm/時以下を12時間確認後	(日雨量<30(mm/日)確認後)	注意報解除後、雨量データにより判断	地下水位の明らかな低下	変状の拡大がほとんど停止	日変位が1cm程度以下で安定	安全ミーティング	*県・検討会(関係機関)による協議後解除

注：◆主項目の一項目以上に該当した時点で、各処置を実施する。
◆補助項目の一項目以上に該当した時点で、主項目の状況を吟味し総合的に判断したのち危険と判断された場合各処置を実施する。
◆警報が自動的に発令されるのは、直前の評価がＣ段階で“伸縮計”および“雨量計”の各項目のうち、Ｂ段階に示す□囲みの値(基準値)を越えた場合のみ。
その他は手動による警報発令となる。
◆S-3より上部の作業(表面排水・明暗渠工・仮設道路など)については、S-3のみを基準対象とする。

図-9　斜面崩壊避難勧告基準

改正案	現行
大規模な斜面崩壊と引き続いて土石流発生の恐れがある場合を想定する	大規模な斜面崩壊と引き続いて土石流発生の恐れがある場合を想定する
1．避難勧告対象地域 （1）隣接した2戸は斜面崩壊避難勧告地域とする （2）下一光本村および五太子地区は土石流避難勧告地域とする	1．避難勧告対象地域 （1）隣接した2戸は斜面崩壊避難勧告地域とする （2）下一光本村および五太子地区は土石流避難勧告地域とする
2．斜面崩壊避難勧告 （1）条件 大雨警報が発令され ・現地に設置された計器が基準値（時雨量10m/時以上、150m/時以上）に到達したとき	2．斜面崩壊避難勧告 （1）条件 大雨警報が発令され ・現地に設置された計器が基準値（時雨量10m/時以上、150m/時以上・時雨量20m/時以上、40m/時以上）に到達したとき ・県道上一光大丹生線の異常気象時通行止めが発令されたとき
（2）住民への対応 ・斜面崩壊避難勧告地域内の住民を直ちに避難させる ・土石流避難勧告地域の高齢者等を避難指定地に移送する ・土石流避難勧告地域に注意を呼びかけ、避難の準備をさせる	（2）住民への対応 ・斜面崩壊避難勧告地域内の住民を直ちに避難させる ・土石流避難勧告地域の高齢者等を避難指定地に移送する ・土石流避難勧告地域に注意を呼びかけ、避難の準備をさせる
（3）福井土木事務所、福井市の対応 ・上流側から現場を点検する	（3）福井土木事務所、福井市の対応 ・上流側から現場を点検する
（4）解除 ・避難勧告の条件が解除され、かつ現場視察により安全が確認された場合	（4）解除 ・避難勧告の条件が解除され、かつ現場視察により安全が確認された場合

改正案	現行
3．土石流避難勧告 （1）条件 ・流出土砂の堆積により、河道（一光川）が閉塞された場合	3．土石流避難勧告 （1）条件 ・地すべり土塊により閉塞されている岩谷川の閉塞部、または新たな斜面崩壊による岩谷川の閉塞部が崩壊する恐れがあるとき（下一光地区対象） ・流出土砂の堆積により、河道（一光川）が閉塞された場合（五太子地区まで対象）
（2）住民への対応 ・土石流避難勧告地域内の住民を直ちに避難させる	（2）住民への対応 ・土石流避難勧告地域内の住民を直ちに避難させる
（3）福井土木事務所、福井市の対応 ・上流側から現場を点検する	（3）福井土木事務所、福井市の対応 ・上流側から現場を点検する
（4）解除 ・流出土砂を除去することなどにより、十分な河積が確保されたとき	（4）解除 ・崩壊土砂を除去することなどにより、十分な河積が確保されたとき

図-10　土石流避難勧告基準

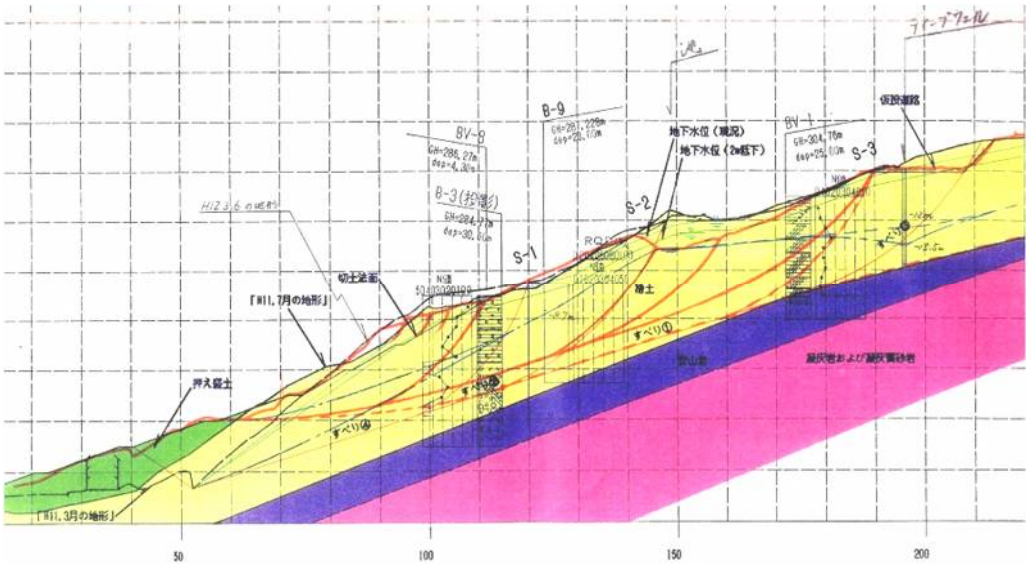


図-11　押え盛土、想定すべり面断面図

写真-7　押え盛土の施工状況

写真-8　岩谷川地下水路部と出口の状況

写真-9　押え盛土と岩谷川水路の完成

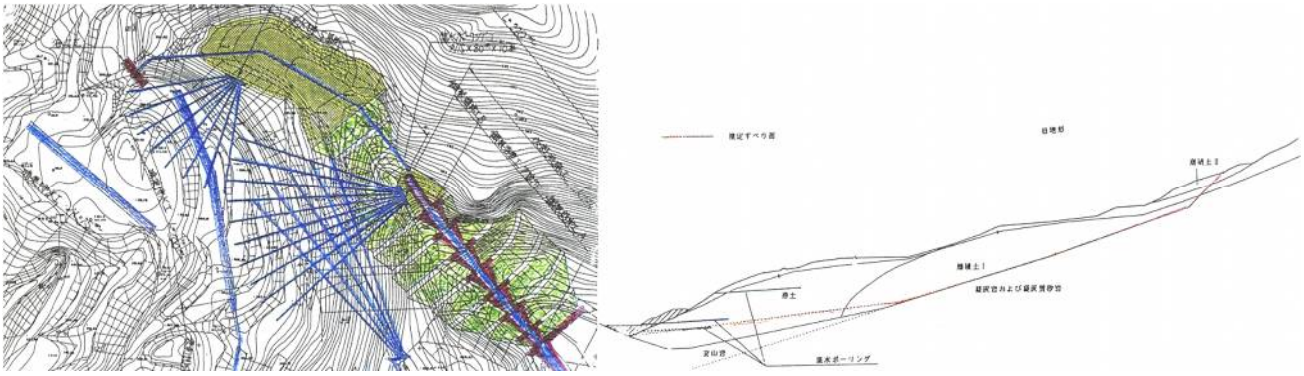


図-12　排水ボーリングと押え盛土の配置

写真-10　場内排水路の完成

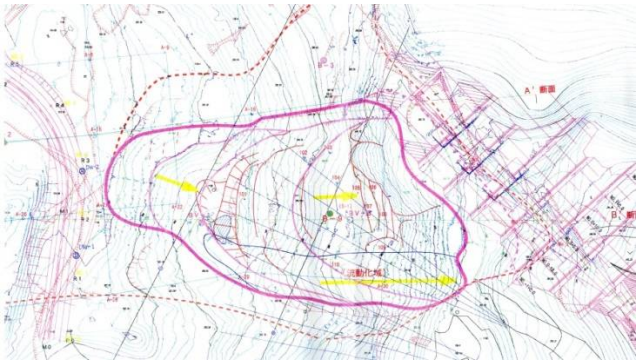


図-13　対策工完了後の想定地すべり範囲

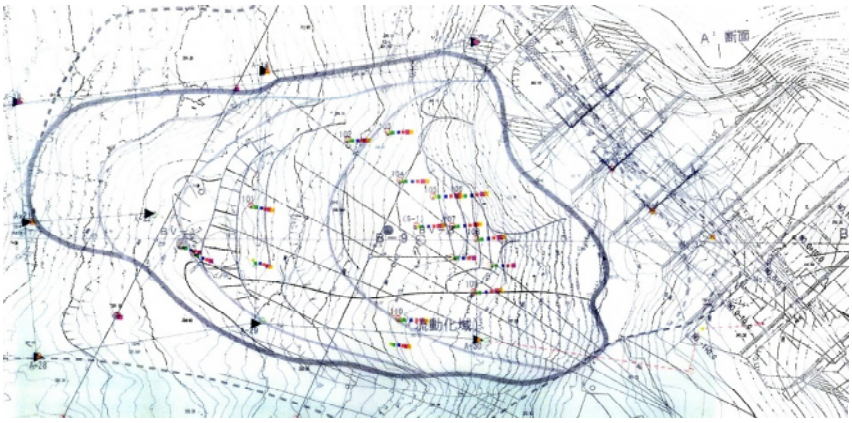


図-14　対策工完了後の定点観測の結果

3-4 盛土の劣化

1）堤防や河川敷の地層状況に注意

【事例 3-4①】 1999 年 6 月、日野川右岸堤防 江端川合流点付近

堤防天端で延長 500m 以上に渡って縦断方向の大きな亀裂（幅 1cm 以上）が発生した（写真-1～8）。平面図：図-1､2､7、断面図：図-5～7。**亀裂発生原因**（可能性の列挙）：1）前年度の出水時期に右岸で洗掘が生じた。2）低水路右岸の護岸にはらみだしなどの変状が生じた（写真-9～12）。3）1)により、抑え効果が小さくなり、図-7 に示すような軟弱層を通るすべり、または土塊移動が生じる可能性がある。4）2)、3）により、堤防本体に引張り亀裂が生じる。**対策（案）**：1）亀裂の多い区間で、河川敷全面に高さ 1m 程

度の盛土を行う。盛土施工前に図-7 に示す軟弱層の深さ・傾斜方向を確認する。図-1 に示す、河川敷が高い区間では亀裂が生じていない。2）流水部での洗掘防止対策を行う。3）1)､2)の対策を行ったうえで、低圧注入工法などで堤防本体を補強する。**教訓**：1）堤防や河川敷の地層状況の把握。

写真-1　上流から見た全景（右堤防に亀裂発生）

写真-2　上流から見た堤防天端

写真-3　上流から見た高水敷の状況

写真-4　上流から見た高水敷の状況

写真-5　下流から見た堤防天端

写真-6　堤防法肩の状況

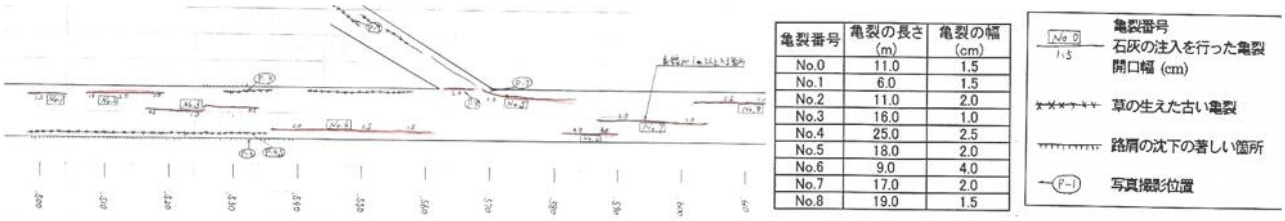
写真-7　上流から見た全景

写真-8　下流から見た全景

写真-9　低水護岸ブロック下方のせり出し

写真-10　低水護岸頭部目地の開き

写真-11、12　低水護岸下部の変状（コンクリート上部のせり出し）



亀裂番号	亀裂の長さ (m)	亀裂の幅 (cm)
No.0	11.0	1.5
No.1	6.0	1.5
No.2	11.0	2.0
No.3	16.0	1.0
No.4	25.0	2.5
No.5	18.0	2.0
No.6	9.0	4.0
No.7	17.0	2.0
No.8	19.0	1.5

図-1　平面図（堤防天端の亀裂の分布）

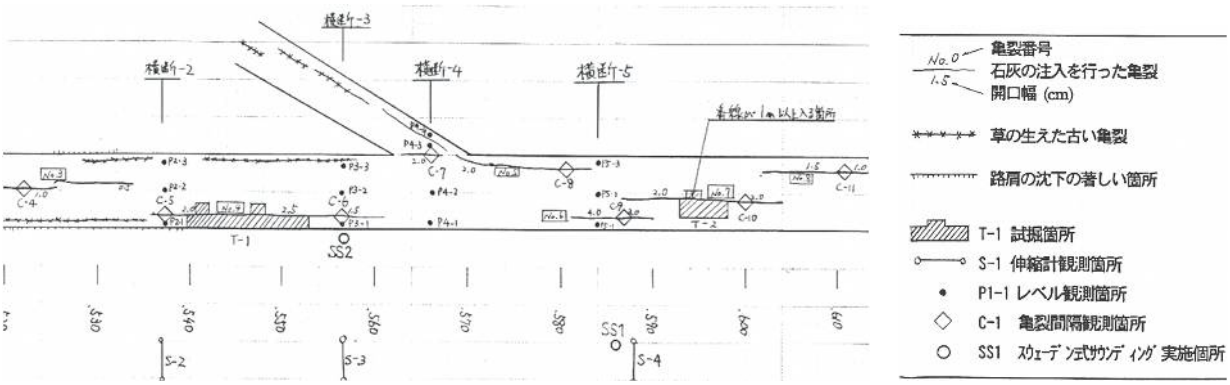


図-2　平面図（堤防天端のトレンチ掘削箇所）

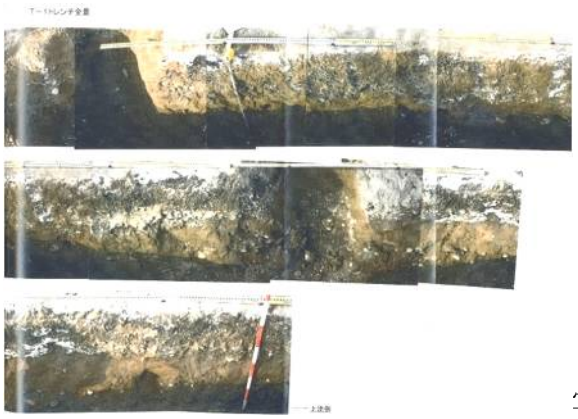


写真-13　トレンチ掘削断面

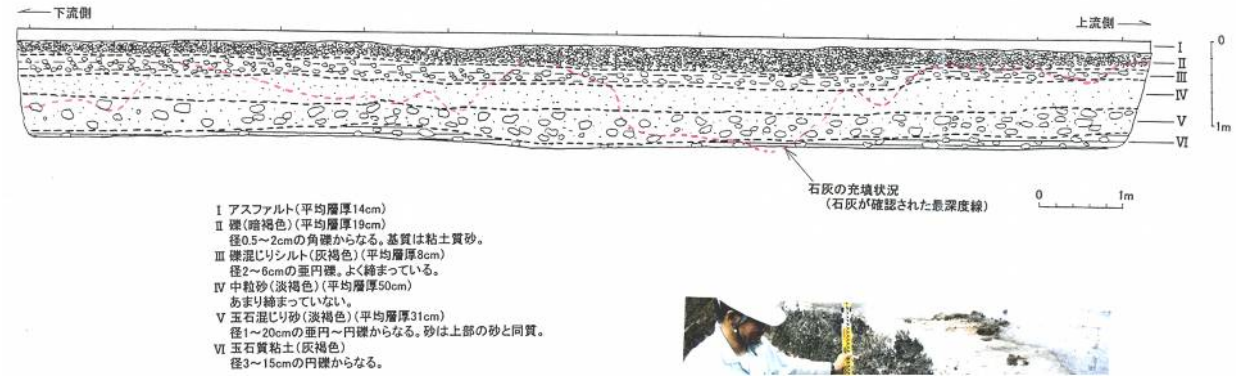


図-3　トレンチ掘削断面のスケッチ

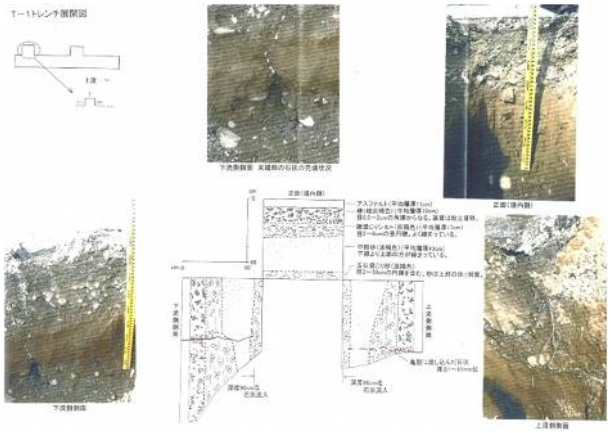


図-4　トレンチ掘削凸部の展開図

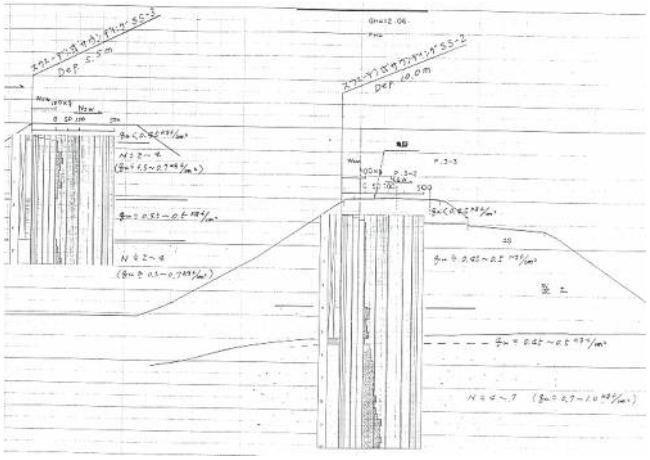


図-5　スウェーデン式サウンディング結果

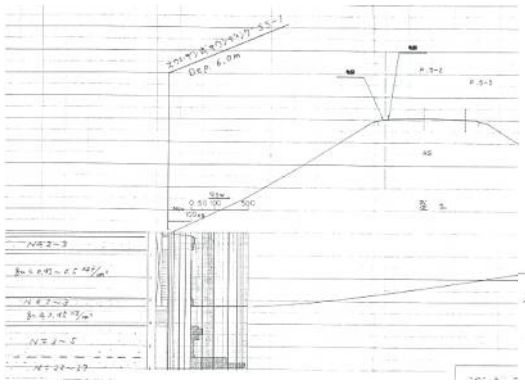


図-6　スウェーデン式サウンディング結果

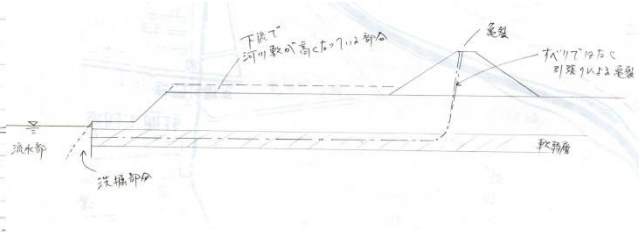


図-7　亀裂原因の推定

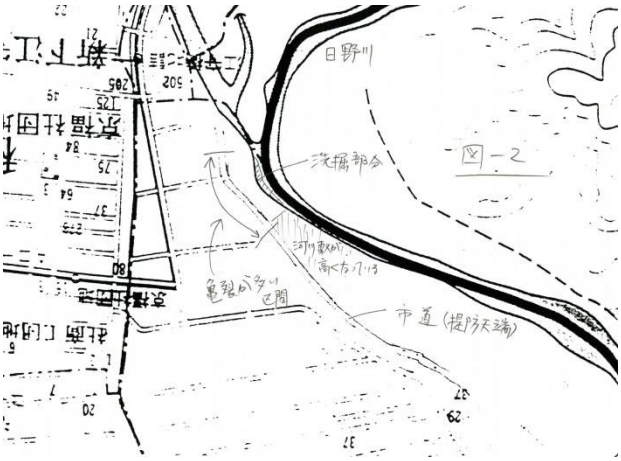


図-8　平面図（古地図、上が上流部）

【事例 3-4②】 2012 年 11 月、日野川右岸堤防 10.6kp 付近

堤防天端に亀裂が発見され、亀裂の深さが 1m 程度あることが確認された。対象区間（図-1）を 3 次元多配列レーダで計測したが（写真-1）、空洞の可能性のある異状信号は確認されなかった。堤防盛土部で特異な波形（周辺盛土に比べて明らかな層の乱れ）も確認されなかった。**トレンチ調査の結果**（写真-2）：堤防天端舗装の亀裂幅は数 cm と大きく縦断方向に連続。亀裂位置はやや河川側に寄っている。亀裂から河川側の舗装は全体的に数 cm 沈下している。亀裂が生じている区間の舗装路肩部分は損傷が甚だしい箇所が多い。堤防河川側の法面に変状はない。堤防の地質は上部からアスファルト舗装（約 5cm）、路盤（約 30cm）、砂層（約 70cm）、粘土層（層厚は不明であるが連続している）。天端舗装からの亀裂は路盤まで入っているが、砂層には入ってはいない。亀裂の河川側の砂層はやや緩い状態で、河川と反対側の砂層は締まった状態である。路盤は、河川側でやや緩んだ状態である。**推定される原因**：天端舗装に生じた亀裂から雨水が浸透し、路盤内を河川側に流れて細粒分を流失させるなどして河川側の路盤を緩めた。浸透した雨水は砂層にも浸透して河川側に流れて河川側の砂層を緩めた。河川側の路盤と砂層が緩んだ状態で、繰り返し交通荷重を受けることにより、河川側の舗装部分が沈下して舗装の亀裂を拡大させた。この現象が繰り返されて、舗装亀裂の拡大と河川側の沈下、路肩の損傷を生じさせたと推定。**対策（案）**：1）路肩に杭を打つなどして、路盤と砂層の横方向への変形・緩みを拘束する。2）舗装と路盤の間に不透水シートなどを敷設して路盤と砂層への雨水浸透を防止する。3）路盤をセメントなどで地盤改良して、難透水層とする。復旧に当っては亀裂の河川側の緩んだ路盤と砂層（下部粘土層の上まで）を除去する必要がある。当面の対策としてアスファルト乳剤により亀裂部の補修を実施し、亀裂からの雨水浸透を防ぐ。

写真-1　3 次元多配列レーダ計測

図-1　位置図

写真-2　トレンチ調査

2）吸い出し防止のための水位変動を考慮して護岸を設計

【事例 3-4③】 2003 年 11 月、九頭竜川下流部 山岸地区 片川左岸

河川近傍の複数の住宅地盤で不同沈下が生じた（写真-1～3）。地質：上部層（細砂・中砂堆積層）・下部層（粘性土・砂層の互層堆積層）、平面図：図-1、断面図：図-2。**沈下発生原因**：1）護岸矢板が上流側・河川側に傾き、護岸部分に隙間や亀裂が生じている。2）護岸矢板の根入れ長が十分ではなかったようである。3）河川の大きな水位変動（図-3）により護岸背後部分の洗掘・吸い出しが生じ、軟弱な上部層（細砂・中砂堆積層）をさらに緩めて住宅地部分の地盤沈下が生じたと推定される。4）3）の現象は今後さらに継続して地盤沈下量が増加する恐れがある。**応急対策（案）**：図-4。**恒久対策（案）**：図-5。**教訓**：水位変動を考慮した護岸の設計が必要である。

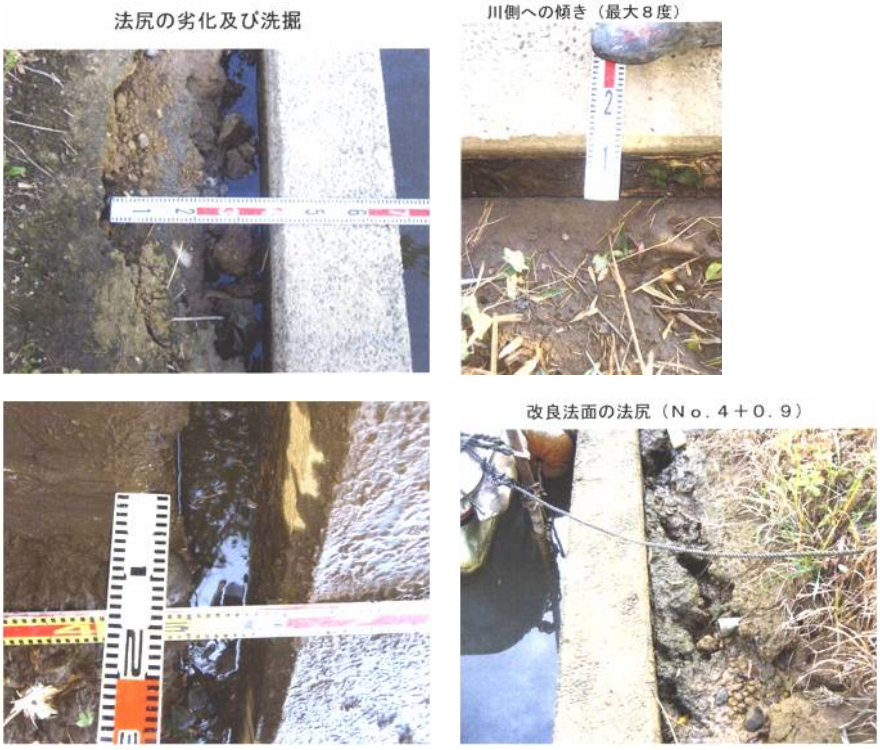


写真-1　法尻、護岸天端付近の変状

写真-2　法尻、護岸天端付近の変状

捨てコンクリート下の空洞

犬走りの傾斜と隙間

犬走り、砂の流出、隙間

写真-3　法上、住宅地盤の変状

図-1　平面図（図面下部が住宅地）

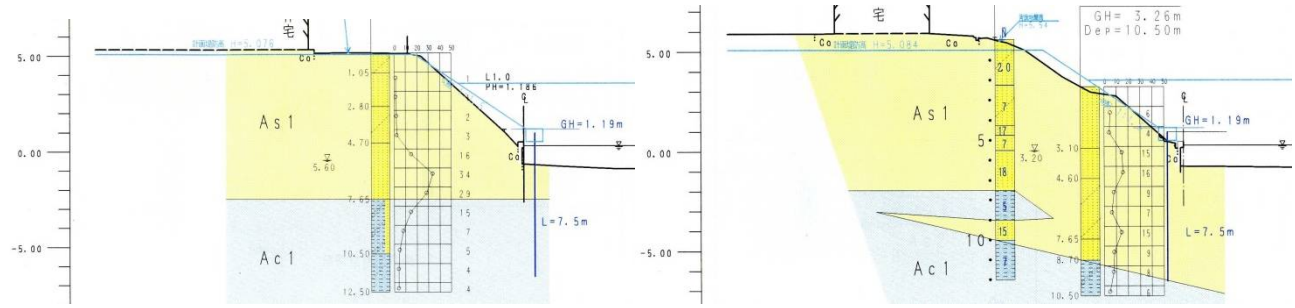


図-2　断面図（上部が住宅地）

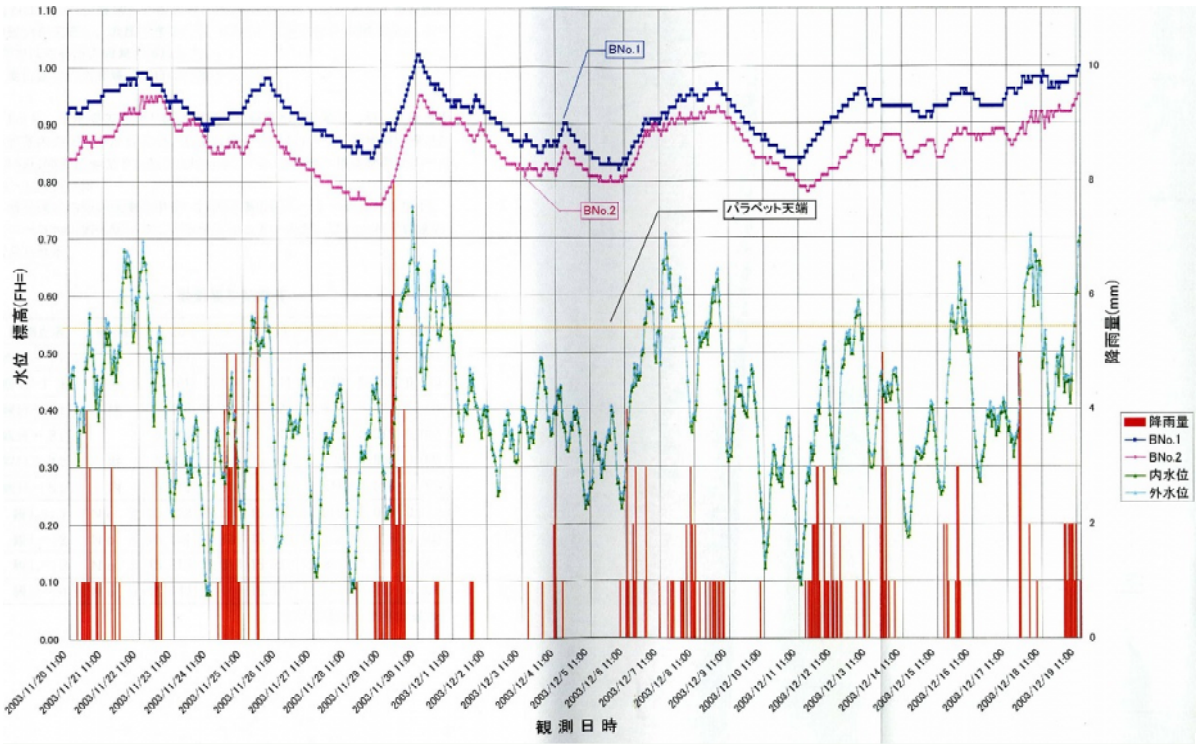


図-3　水位の変動

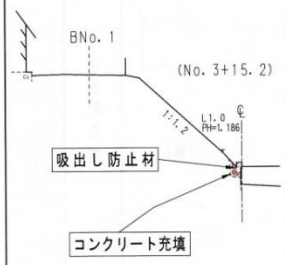
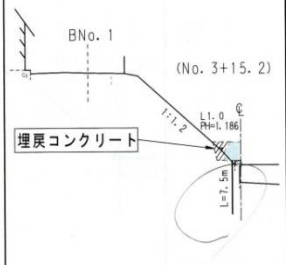
	Ⓐコンクリート充填案	Ⓑ矢板護岸（河道外）案
計画構造物		
構造形式	• 既設護岸裏の空洞部に吸出し防止材を施し、コンクリートを充填することによって土砂の流出を防止する。	• 既設護岸より住宅側に矢板を施工 • 施工法は圧入（サイレントパイラー）及びウォータージェットの併用によって最小限の振動で抑える。
長所	• 宅地には施工時の振動などによる影響が少ない。	• 矢板を施工することによって土砂流出を防止できる。
短所	• 法面の崩壊が懸念される。	• 矢板施工時に宅地に振動などの影響を及ぼす可能性がある。 法面を施工するときに、掘削により法面崩壊が発生する恐れがある。
評価と理由	○ • 応急的に土砂流出が防止できる。 • 施工時の振動が少ない。	× • 矢板施工時の振動が懸念される。

図-4　応急対策（案）

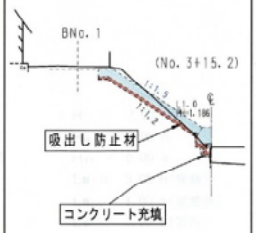
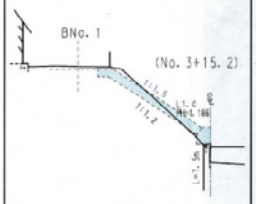
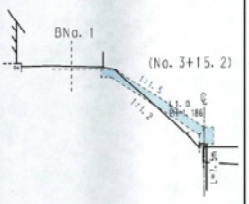
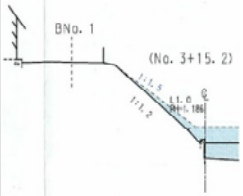
	Ⓐ既設矢板利用案	Ⓑ矢板護岸（河道外）案	Ⓒ矢板護岸（河道内）案	Ⓓ河道切替え案
計画構造物				
構造形式	• 既設護岸裏の空洞部に吸出し防止材を施し、コンクリートを充填するなど土砂流出防止対策を実施する。 • 更に法面保護工を施工。	• 既設護岸より宅地側に矢板を施工 • 施工法は圧入（サイレントパイラー）及びウォータージェットの併用によって最小限の振動で抑える。	• 既設護岸より川側に矢板を施工 • 施工法は圧入（サイレントパイラー）及びウォータージェットの併用によって最小限の振動で抑える。	• 河道位置を変更し、現在の河川を埋め立てて土砂流出を防止する。 • 法面を安定させる。
長所	• 宅地には施工時の振動などによる影響が少ない。	• 矢板を施工することにより、土砂流出を防止できる。	• 矢板を施工することにより、土砂流出を防止できる。 • 既設矢板があることによって矢板圧入時に発生する土砂の引き込みがなくなる。	• 宅地には影響を与えない。 • 法面を安定勾配にできる。
短所	• 既設矢板を利用する為、矢板の安定に対する信頼性が低い。 • 法面を施工するときに、掘削により法面崩壊が発生する恐れがある。	• 矢板施工時に宅地に影響を及ぼす可能性がある。 • 法面を施工するときに、掘削により法面崩壊が発生する恐れがある。 • C案と比べて矢板圧入時に土砂の引き込みが概念される。	• 矢板施工時に宅地に影響を及ぼす可能性がある。 • 現況河道よりはわずかに狭くなる。	• 河道変更を伴う。
評価と理由	△ • 土砂流出が防止できる。 • 既設矢板が不安定。	× • 矢板施工時の振動が懸念される。	× • 矢板施工時の振動が懸念される。	○

図-5　恒久対策（案）

3）長期間経過後の地下排水層・設備の目詰まりに注意

【事例 3-4④】 1980 年 7 月、福井大学グラウンド

旧グラウンド上に造成したグラウンド工事において、旧排水層・排水管の再利用などの会計検査院の指摘を受けたので、新グラウンド工事の適切性について評価を行った（写真-1､2)。1）旧グラウンドは表土層、炭ガラ層、礫層、粘性土層（旧水田）からなる（図-2、写真-1､2)。①粒度分析・変水位透水試験（$k=2.23\times10^{-7}$cm/s)から表土層の透水性は極めて悪い(図-3)。②粒度分析･変水位透水試験(k=5×10-^{5}cm/s)から炭ガラ層の透水性も悪く、下部礫層への混入により設計厚さ 5cm から 2～3cm に低下している。③礫層（5～10cm の玉石）の空隙には下部粘性土層からの粘性土が極めて密に詰まっており、不透水層になっている（玉石の沈下)。④旧排水管にも下部粘性土が流入しており破損もある。2）新グラウンドは表土層・混合土層からなる。①排水管径・勾配・必要土かぶり厚さからみた表土高さ。②混合土層の変水位透水試験（$k=5\times10^{-3}$cm/s、図-5)。③グラウンドの排水性能（降雨後約 1 日で表面水がなくなる)。④保水性からみた必要厚さ。⑤グラウンドの安定性（粒度分析、図-4)。3）旧グラウンド排水層・設備の利用は困難であり、現設計はグラウンドの機能を全て満足している。**教訓**：長期間経過後の排水層・設備の目詰まりを考慮する必要がある。

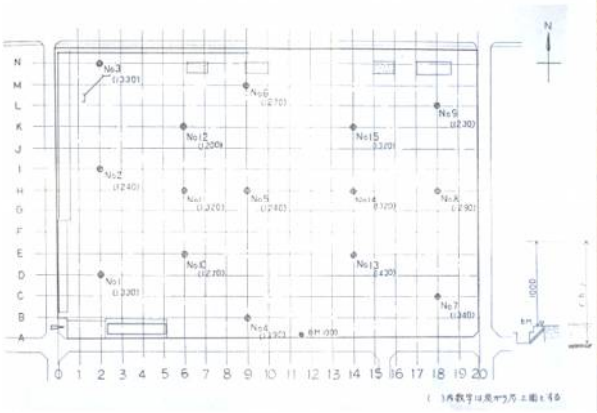


図-1　掘削調査地点

写真-1　掘削箇所の状況

写真-2　掘削箇所の状況

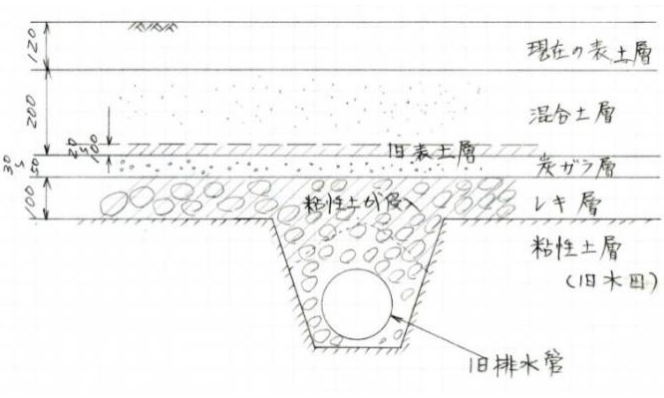


図-2　地層断面

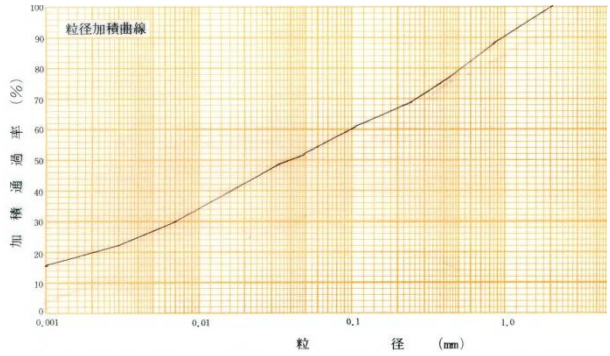


図-3　旧表土層の粒径加積曲線

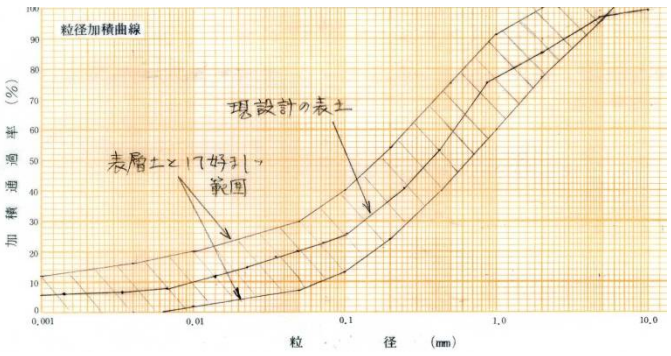


図-4　現表土層の粒径加積曲線

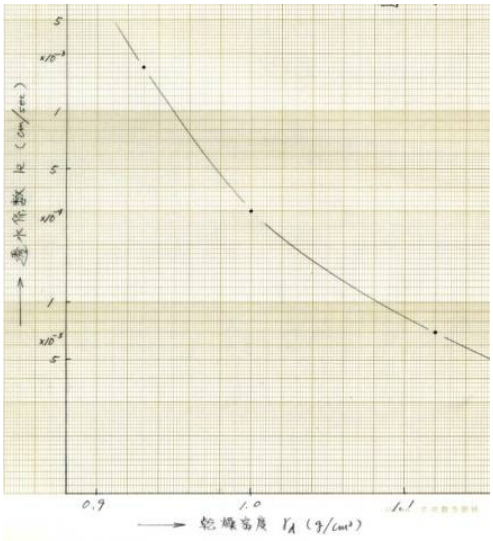


図-5　現表土層の透水係数

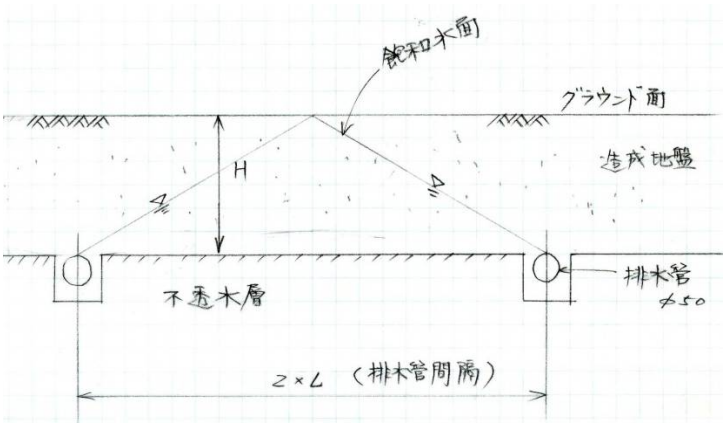


図-6　排水時間の算出

4）側溝や排水管の点検頻度を上げて排水・通水能力の維持補修

【事例 3-2①】 2005 年 10 月、県道泊小浜停車場線（エンゼルライン）小浜市阿納尻地区

【事例 3-2①】参照。

【事例 3-3①】 2006 年 7 月、福井市三十八社町 杉ノ木台ゴルフ場

【事例 3-3②】参照。

4. 擁壁

4-1 表流水

1）擁壁背後に水が流入すると水抜き孔があっても地下水圧が発生

【事例 4-1①】 2006 年 5 月、国道 8 号 具谷地先

斜面法尻の擁壁天端が水平方向に数 10cm 移動した。背後斜面内部でのトンネル掘削や積雪の影響、斜面全体の不安定化などが懸念された。斜面は吹付け法枠と吹付けモルタルが施工されていた（写真-1)。平面図：図-1、断面図：図-2。**擁壁変状原因**：1）斜面吹付けモルタルの打音検査とコア抜きの結果、局所的な密着不良部などが見られたが、斜面の広範囲に及ぶものではなかった。2）伸縮計（図-7)、3 次元変位計測（図-4)、クラックピンによる亀裂幅計測（図-5)、地表面傾斜計（図-6）の計測結果で顕著な変動は見られなかった。擁壁と斜面を跨ぐ伸縮計でのみ小さな変位が見られた。3）1)､2)から、斜面全体の不安定化の可能性はないと判断した。4）擁壁背後掘削調査（写真 2～4）から、背後は砂・礫であるが透水性が必ずしも十分な状況ではなかった。擁壁背後地下水位計測から、長雨時には地下水位の上昇が見られた。この地下水位を考慮すると、擁壁は設計上不安定となる。5）長期間経過により擁壁背後地盤の透水性が低下したと推定される。**対策（案）**：擁壁背後に斜面上部からの表流水や地下浸透水が流入して地下水位を上昇させない構造で擁壁を造り直す（図-3)。**教訓**：擁壁の上部から擁壁背後に水が流入する場合、擁壁背後の透水性が十分でないと、水抜き孔があっても地下水圧が発生する（当擁壁にも水抜き孔は十分に配置されていた)。

写真-1　全景と計測点の配置

写真-2　擁壁背面の張りコンクリートと空洞部の状況

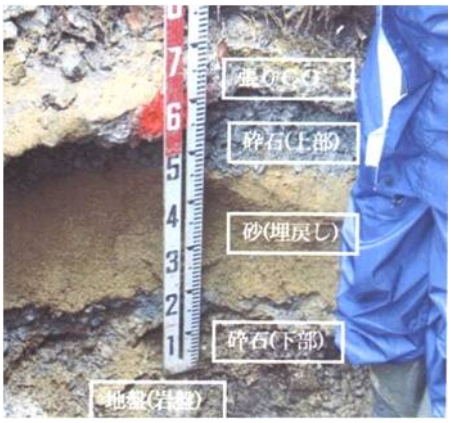


写真-3　擁壁背面の埋戻し土

写真-4　埋戻し土背後の岩盤の状況

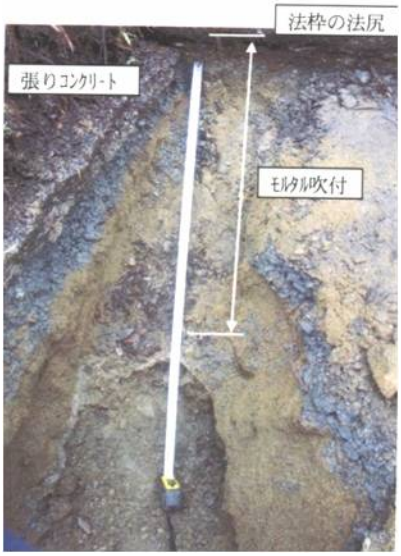


写真-5　法枠下部は張りコンクリートまで、その下はモルタル吹付け

写真-6　落石防護柵基礎の嵩上げ擁壁と張りコンクリートのクラック

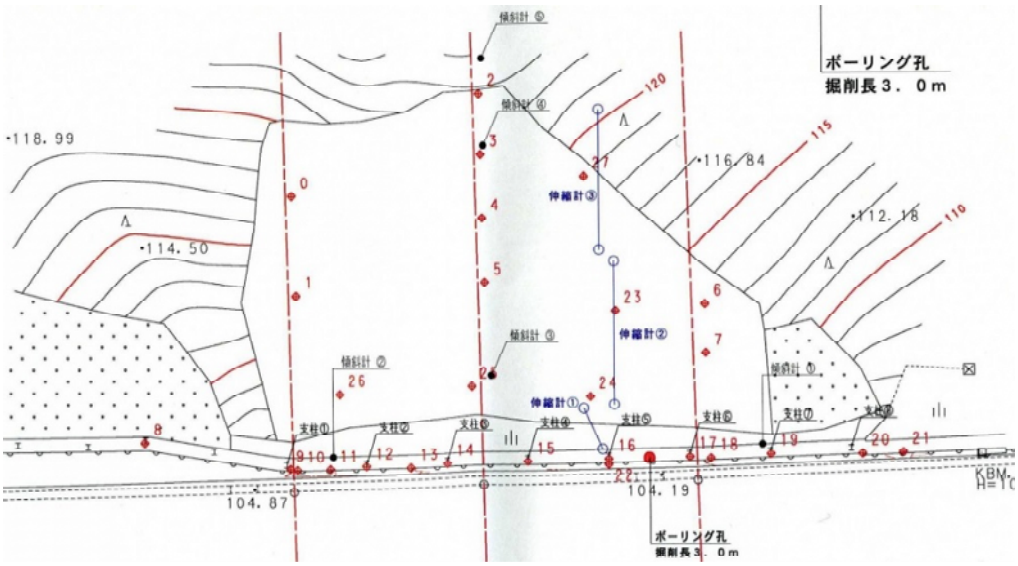


図-1　計測平面図

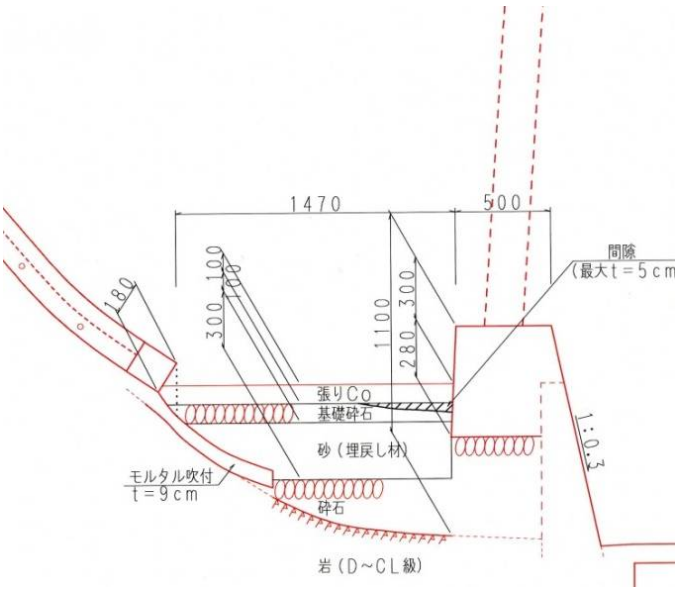


図-2　擁壁背後の状況

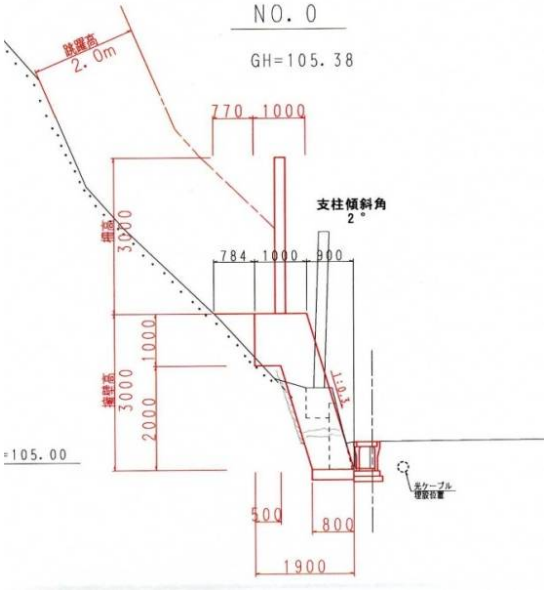


図-3　対策工（案）

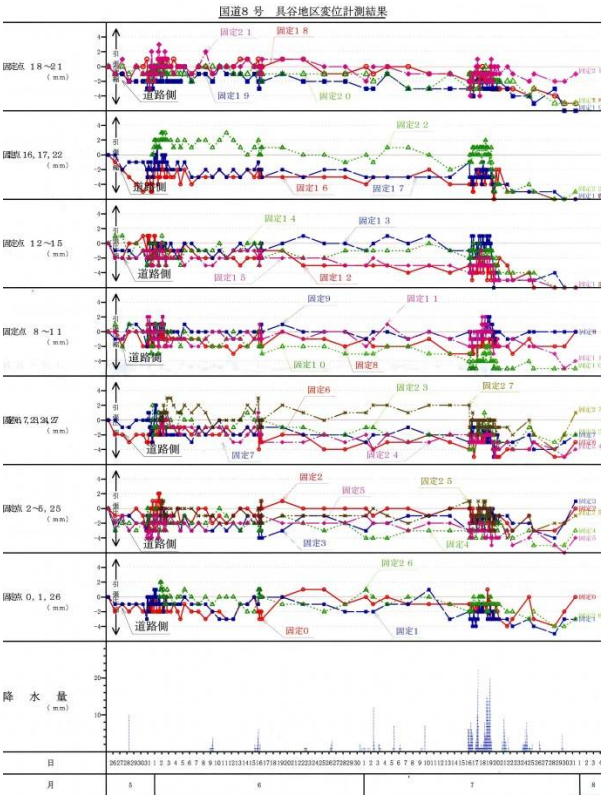


図-4　計測結果（光波測量による定点観測）

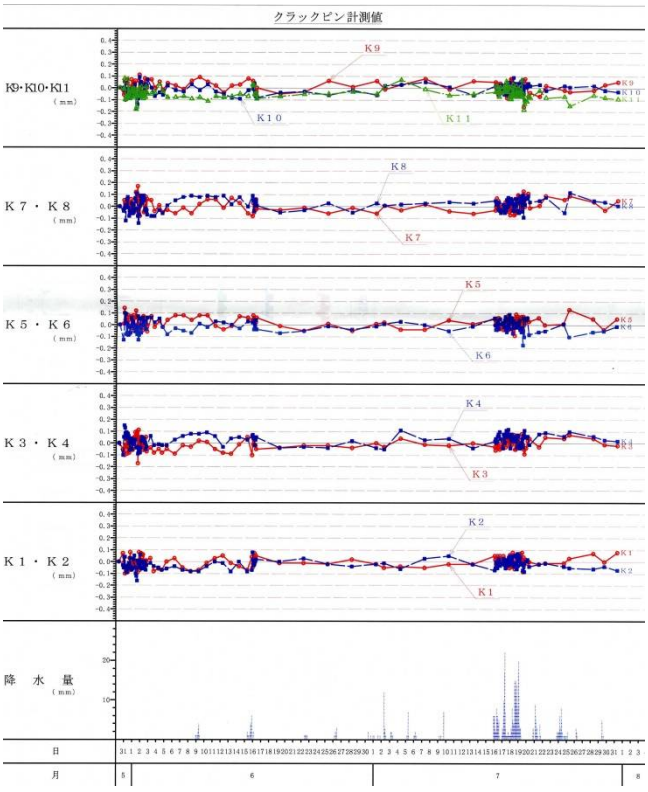


図-5　計測結果（クラックピンによる亀裂幅）

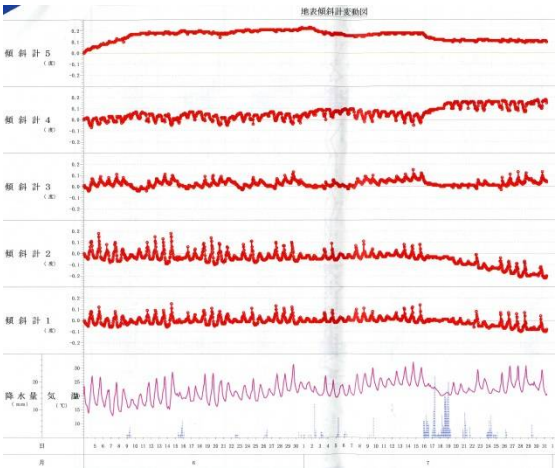


図-6　計測結果（地表面傾斜計）

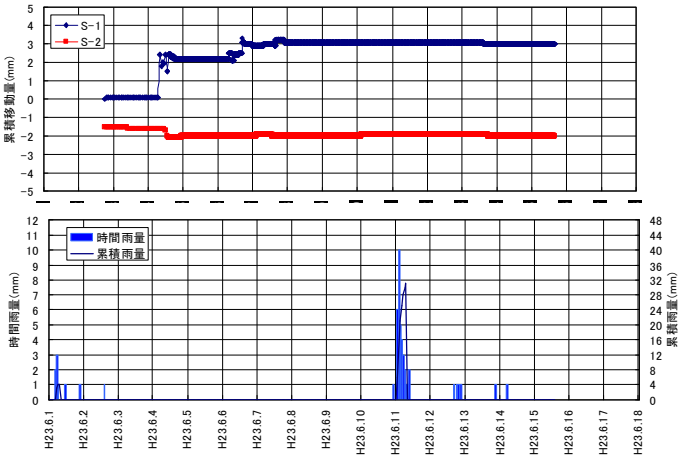


図-7　計測結果（伸縮計、擁壁を跨ぐ箇所のみ変位あり）

【事例 4-1②】 2006 年 4 月、福井市西天田町 足羽川左岸

福井豪雨災害復旧事業として造成した護岸上部が、護岸背後の水田に水を張った翌朝に、河川側に最大 72cm 移動し原因究明と復旧方法が問題となった（写真-1)。地質：沖積砂礫層上に砂質粘性土、平面図：図-1、断面図：図-2。**状況**：1）擁壁としての護岸の設計と施工に問題点はなかった。2）大型土のうと玉石などで河川を締め切って実施した河床調査・護岸基礎調査で、フーチングの亀裂や目地部からの漏水を除いて異状は認められなかった。3）護岸ブロックの水抜き孔は閉塞していなかった。**トレンチ掘削調査など土質調査**：1）変状区間は、透水性の低い砂質土 As2 層が存在するなど地層構成が複雑である（図-3～5)。2）護岸背後の水張り試験で、最大 20cm の地下水位上昇があったが（図-6)、護岸転倒条件までの上昇ではない。排水開始後に急激な地下水位上昇があり（図-6)、排水路とした護岸背後部分からの水流入の可能性がある。3）護岸背後の水位は降雨・河川水位とほぼ連動している（図-7、地下水位が上昇しても河川水位も上昇するので護岸は転倒しない)。4）変状箇所護岸背後の表層地盤でのみ粗粒材があり（図-8)、表層粘性土層は薄かった。5）変状箇所付近の表層粘性土部分で乾燥収縮などによる亀裂が認められ、水の護岸背後への流入の可能性が予想された。**飽和-不飽和浸透流解析**：1）横断方向解析断面（図-9、護岸背後の上部に水の流入部を想定する)、解析結果（図-10、護岸背後に飽和帯が生じ、護岸に静水圧が作用することで転倒の可能性が示された)。2）縦断方向解析断面と結果（図-11、透水性の低い砂質土 As2 層が滞水効果を与えており、上流部・下流部で地下水位が上昇することで転倒の可能性が示された)。3）実測した護岸背後の地下水位と、内挿推定した河川水位の差から、As2 層による若干のせり上がり効果が見られる（図-12)。4）横断方向と縦断方向のこれらの作用が重なって護岸に変状が生じたと判断した。**応急対策**：河川側からの押え盛土。**恒久対策**：護岸背後地盤の表層にシートで不透水層を設置して水の流入を防止する（図-13)。この対策後の試験湛水で異常がないことを確認した。**教訓**：護岸・擁壁の背後に上部から水が流入しないように不透水層を設ける。上部から浸透する地下水に対して、水抜き孔による排水効果は十分に発揮されないようである。

写真-1　変状直後の状況

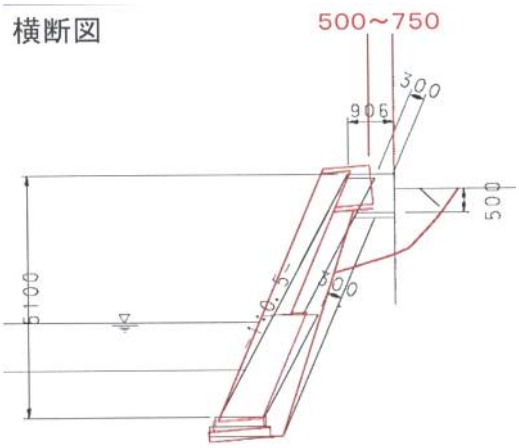


図-2　断面図

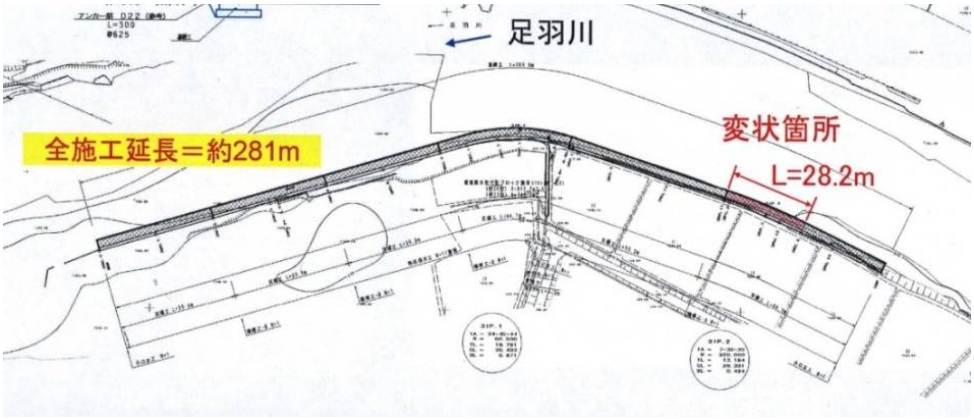


図-1　平面図

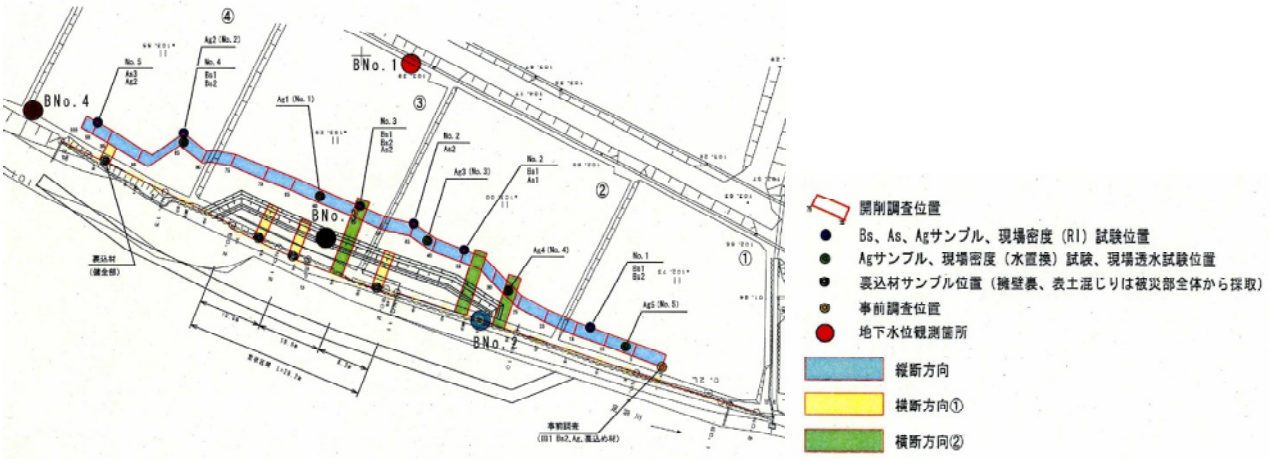


図-3　護岸背面のトレンチ調査位置

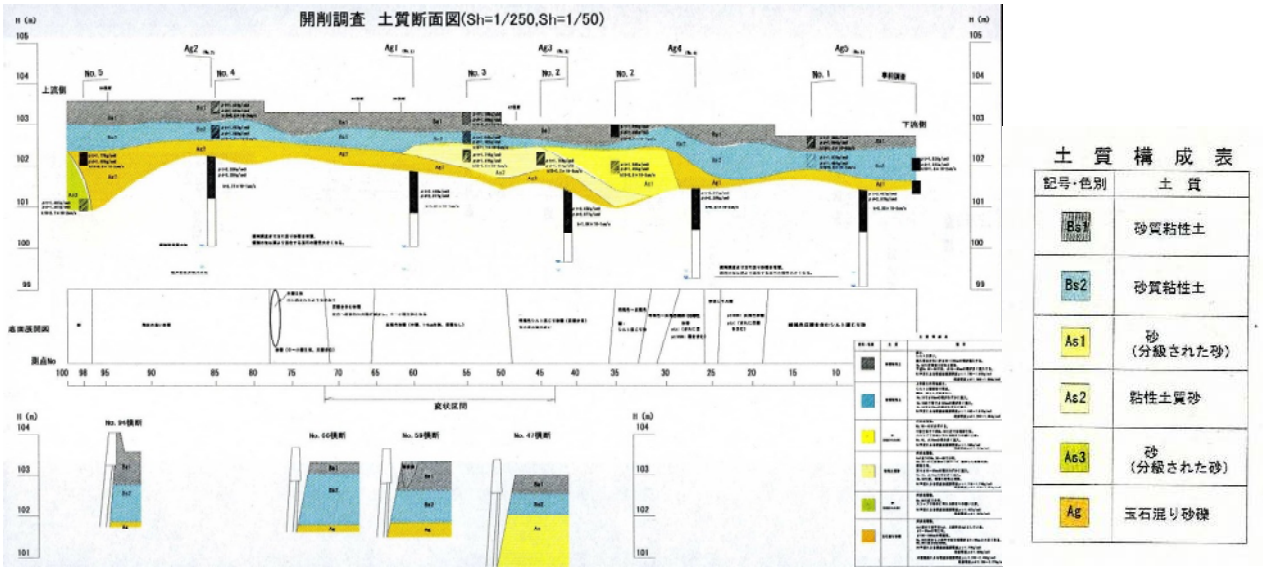
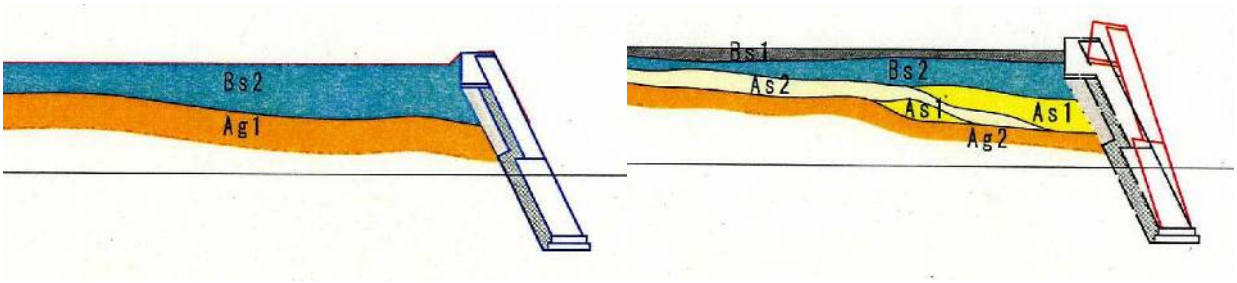


図-4　土質縦断図（透水性の低い砂質土 As2 層に注意）



a）変状なし区間　　b）変状区間：透水性の低い砂質土 As2 層に注意

図-5　トレンチ調査結果

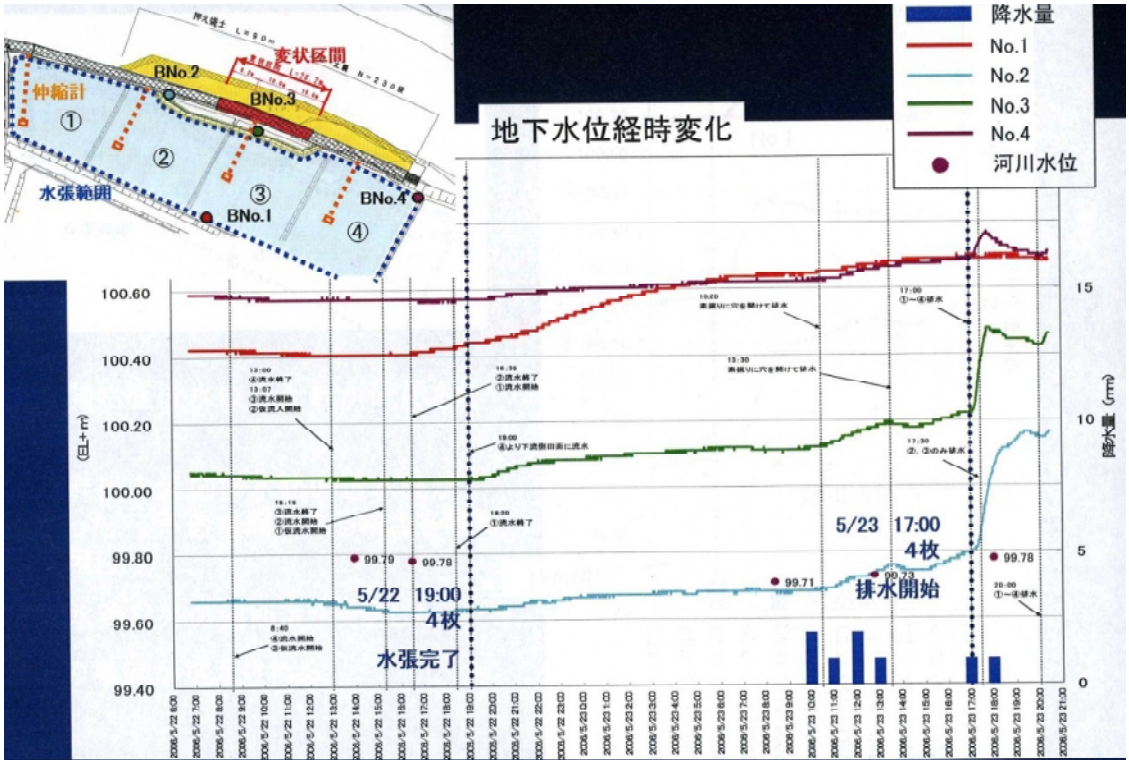


図-6　水張り試験結果

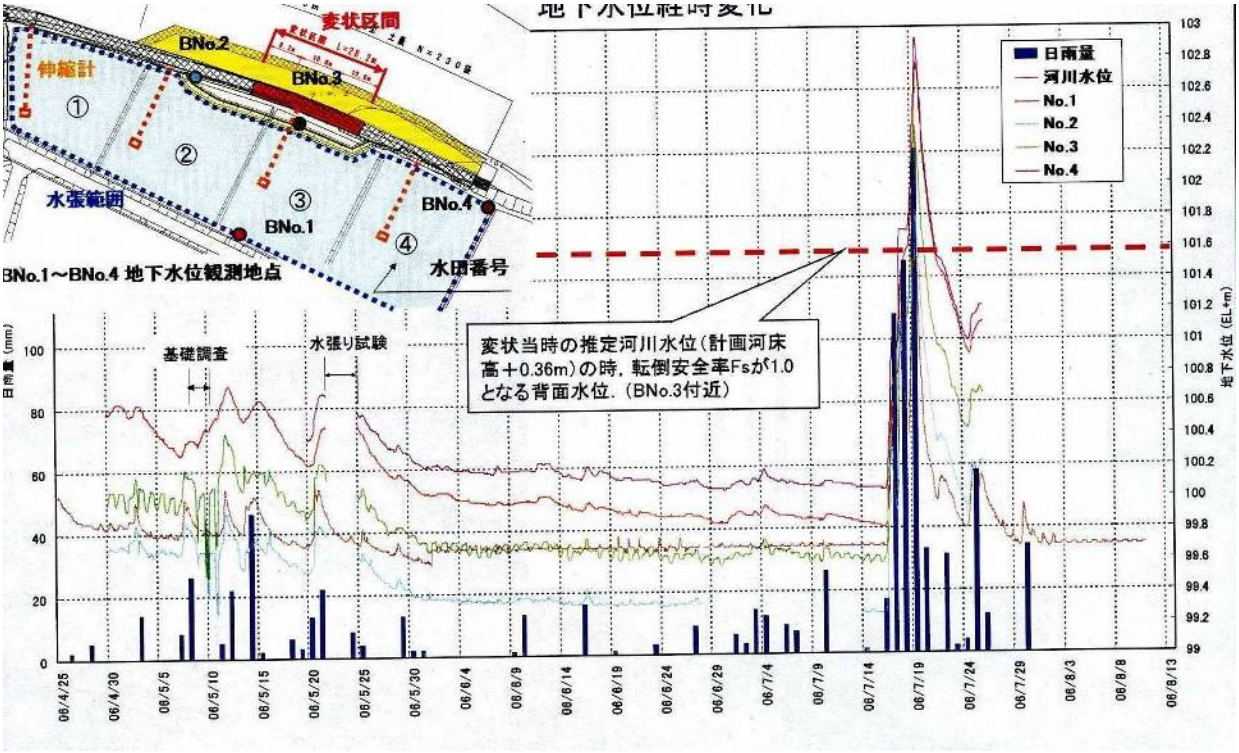


図-7　護岸背後の地下水位と降雨・河川水位との連動

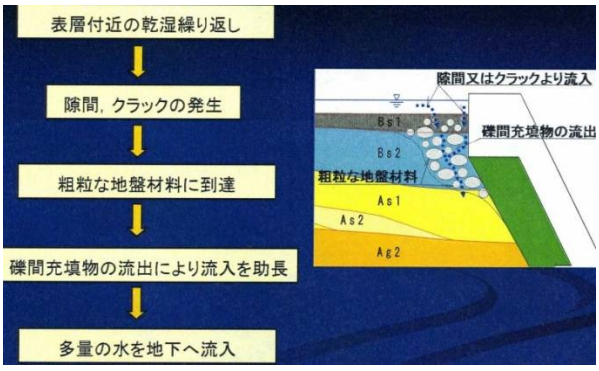


図-8　護岸背面からの流入のプロセス

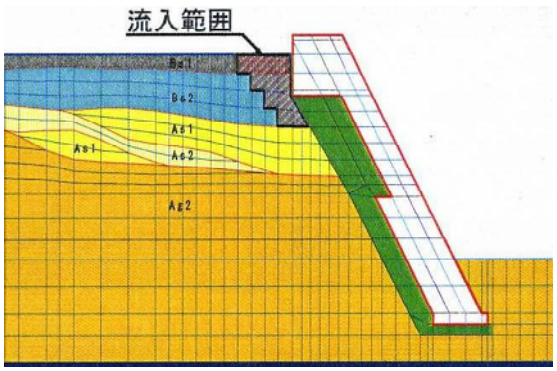


図-9　変状区間 FEM 要素分割

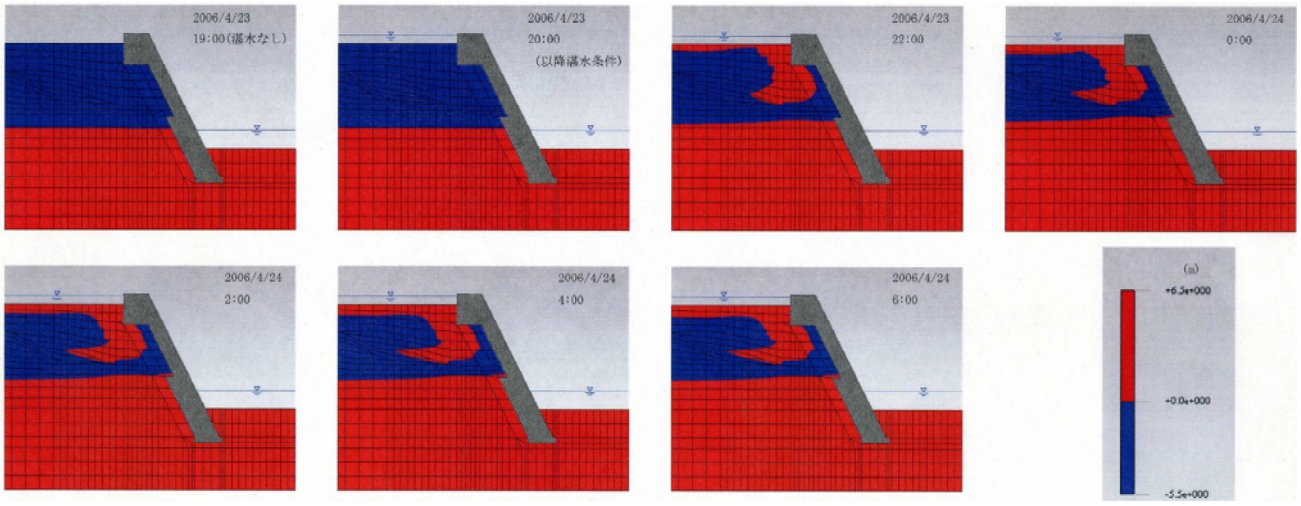


図-10　護岸背面から流入した場合の浸透流解析結果（横断方向）

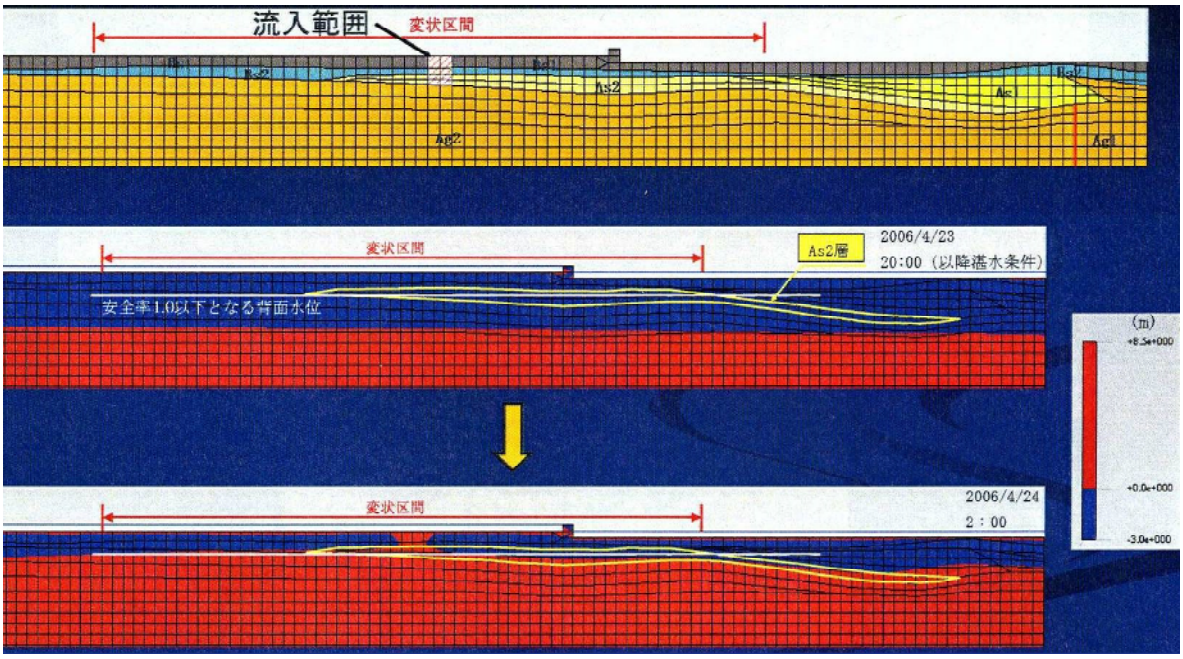
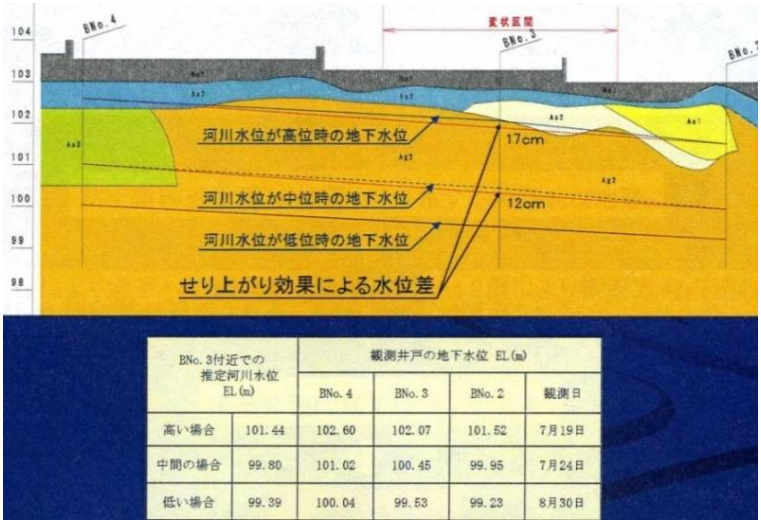


図-11　護岸背面から流入した場合の浸透流解析結果（縦断方向）
（水位が上昇して、護岸に水圧が作用する）



BNo. 3付近での推定河川水位 EL(m)		観測井戸の地下水位 EL(m)			
		BNo. 4	BNo. 3	BNo. 2	観測日
高い場合	101.44	102.60	102.07	101.52	7月19日
中間の場合	99.80	101.02	100.45	99.95	7月24日
低い場合	99.39	100.04	99.53	99.23	8月30日

図-12　河川水位（内挿推定）と護岸背面水位（実測）の差
（As2 層によるせり上がり効果に基づく若干の水位差が見られる）

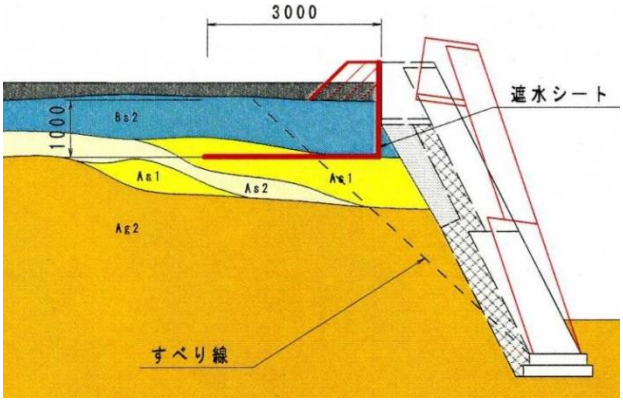


図-13　対策工法（遮水シートによる流入防止）

【事例 4-1③】 2013 年 9 月、国道 27 号 美浜町佐田地先

平成 25 年台風 18 号の豪雨により新設の擁壁に亀裂や変形が生じた（写真-1～4、図-3）。交通開放の可否と応急対策、恒久対策が課題となった。平面図：図-1、断面図：図-2。**変状**：変状が生じた擁壁は、間知ブロック、胴込めコンクリート、裏込め砕石層からなる。間知ブロックの亀裂と、個々のブロック間の目地の開きが連続的に発生した（写真-1､2、図-3）。佐田トンネル坑口に最も近いブロック積 A と、次のブロック積 B の間に、最下端で約 6cm のズレが発生した（写真-4）。ブロック積 A の天端コンクリート上面に約 150cm の亀裂が発生した。ブロック積 B の天端コンクリート上面に約 170cm の亀裂が発生した。ブロック積 A の天端の背後に数 cm の隙間が生じた。ブロック積 A の上部に池があり集水地形であった。現地形は池を砂礫で埋め立てて盛土しており、表流水が浸透しやすい土質である。台風 18 号に伴い降雨表流水と周辺地下水がブロック積 A 背後の砕石層に流入し、砕石層の地下水位を上昇させた。ブロック積背後の砕石層に上部から水が流入する場合、上部からの流入水が擁壁の水抜き孔からは排水されにくいことが過去の事例で知られている。流入水が砕石層の底から滞水して砕石層の地下水位が上昇してくると、擁壁の水抜き孔から排水される（写真-1､2 参照、写真は台風 18 号の降雨終了直後に撮影されているので、砕石層の地下水位は、水が出ている水抜き孔や目地付近まで上昇したとみられる）。**変状の原因**：ブロック積 A 背後の砕石層の地下水位上昇により、設計で考慮していない静水圧がブロック積に作用したため変状が生じた。静水圧によりブロック積に曲げが発生し、間知ブロックの亀裂とブロック間の目地の開きが連続的に発生した。亀裂と目地の開き位置は、推定される砕石層の地下水位とほぼ対応している。静水圧が作用したのはブロック積 A 部分とみられ、ブロック積 B はほとんど動かなかったため、ブロック積 B との間に最下端で約 6cm のズレが発生した。作用した静水圧の大きさがブロック積 A の中でも異なるため、天端コンクリート上面に約 150cm の亀裂が発生した。同じ理由でブロック積 A に引っ張られて、ブロック積 B の天端コンクリート約 170cm の亀裂が発生した。ブロック積 A は静水圧により全体として擁壁前方に移動したため、天端の背後に数 cm の隙間が生じた。ブロック積背後の砕石層の地下水位が上昇した場合、ブロック積の下端に近いほど水圧が大きくなるので滑動が生じることが多いが、トンネル坑口側の側面と下端の拘束が強かったため、上述の変状が生じた。**応急対策**：ブロック積天端の背後の隙間を早急に埋めるか、上部の法面も含めてブルーシートなどで被覆して表流水の流入を防止する。今後の降雨でブロック積背後の砕石層の地下水位が再び上昇して変状が進行する可能性があるため定期的な計測監視を行う。a）間知ブロック亀裂、ブロック間の目地の開き（クラックゲージなどの）。b）ブロック積 A とブロック積 B の相対変位量。c）ブロック積 A 天端背後の隙間幅。d）水抜き孔からの排水状況。e）可能であればブロック積 A の絶対変位量。この計測監視で変状が拡大進行する場合は、大型土のうのもたれなどで押える。**恒久対策**：ブロック積背後への降雨表流水と地下水の流入を抑止する必要がある。a）池のあった部分の山ぎわにコルゲートパイプなどで排水側溝をつくって既設の側溝に導く。b）池のあった部分、ブロック積背後の上部など降雨表流水が浸透する可能性のある部分をアスファルト舗装などで遮水する。これらの対策を行っても砕石層の地下水位上昇を完全に防止することは地形的にみて困難のようであり、地下水位上昇を考慮したブロック積の補強が必要である。間知ブロックの亀裂とブロック間の目地の開きが連続的に発生しているので、ブロック積の一体性は失われており、地震時にブロック積が崩壊する恐れがある。ブロック積の基本的な対策が必要であり次の 2 案を比較検討する。a） ブロック積 A を造り直す場合、地下水位上昇を考慮に入れた転倒・滑動・躯体の設計を行う。ブロック積背後の砕石層下部に十分な口径の排水管を設置する、ブロック積下部の水抜

き孔を増設する。b）ブロック積 A を補強する場合、コンクリート格子枠をブロック積表面に配置する。

教訓：集中豪雨による表流水と地下水の擁壁背後の砕石層への流入。上部からの流入水は水抜き孔からは抜けにくい。

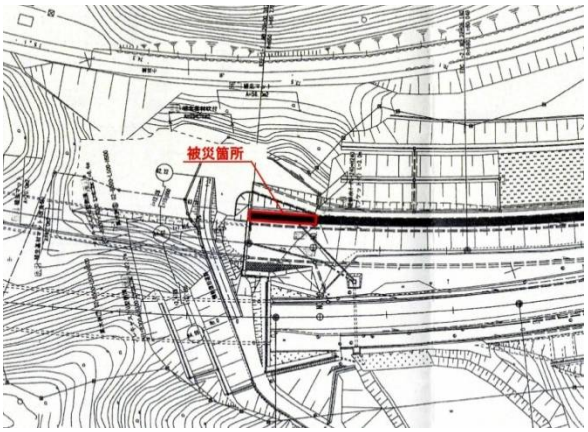


図-1　被災箇所の平面図

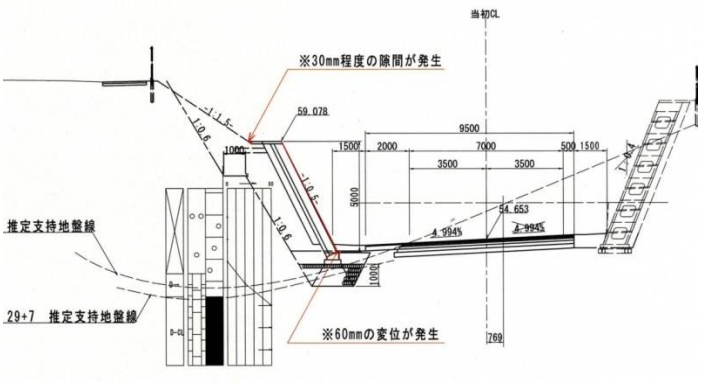


図-2　被災箇所の断面図

写真-1　被災箇所の全景

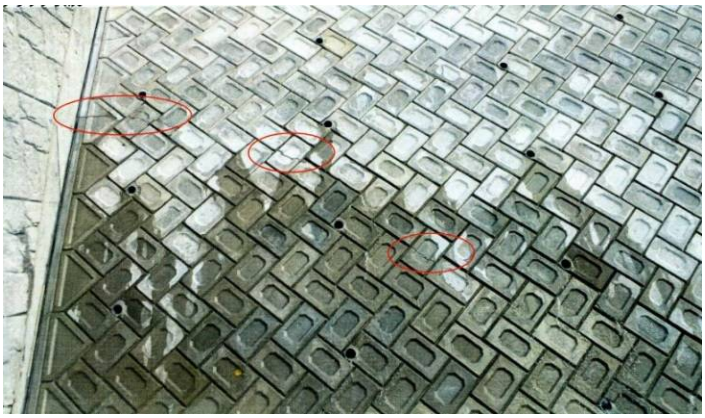


写真-2　擁壁の亀裂と擁壁背面からの浸出水跡

写真-3　擁壁の亀裂

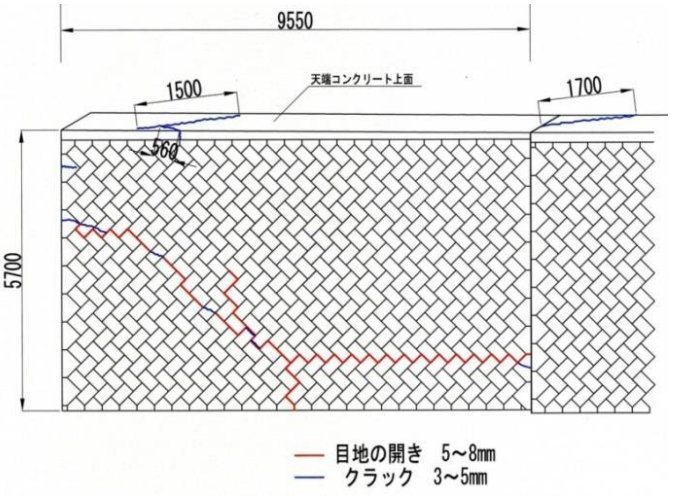


図-3　擁壁の亀裂の分布

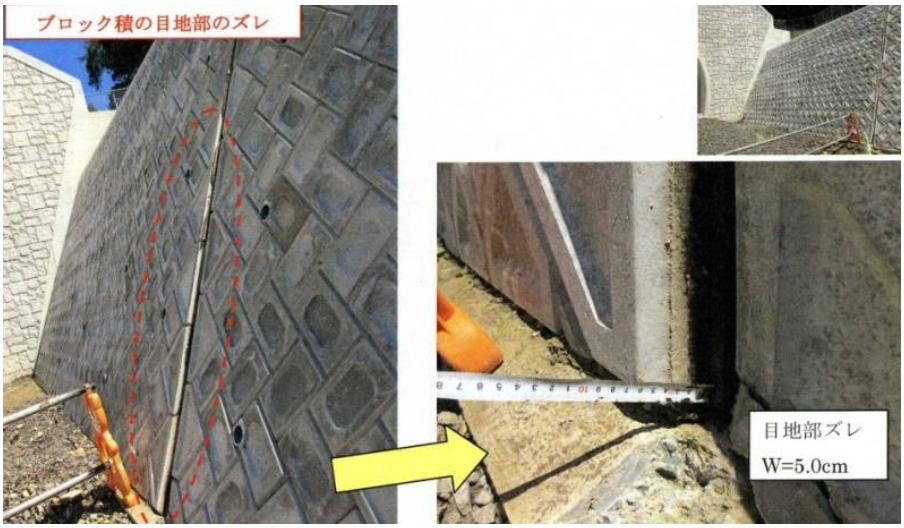


写真-4　擁壁目地部のズレ

写真-5　擁壁上部の埋立て部

写真-6　擁壁上部の盛土斜面

2）護岸・擁壁の背後に上部からの水流入を防止する不透水層の設置

【事例 4-1②】 2006 年 4 月、福井市西天田町 足羽川左岸

【事例 4-1②】の対策工として不透水層を設置した。

【事例 4-1⑤】 1993 年 3 月、美山町道路

新設した道路側部の擁壁底部が滑動した（写真-1､2)。時期が 3 月であり、大量の融雪水が道路面を流れて擁壁背面の採石層に流入した可能性が高い（写真-3､4)。**変状原因**：擁壁には水抜き孔が設置されているが、採石層への大量の流入水を排水することは困難であり、採石層に滞水したと推定される。一般に擁壁の設計では水圧を考慮していないので、採石層に滞水すると滑動に対する安定条件が満足されなくなったと推定される。滑動の前に小地震があった。**教訓**：擁壁背後の採石層に水を大量に流入させない対処が必要である。擁壁の水抜き孔は上部からの流入水の排水には十分に機能しない可能性がある。

写真-1　手前の擁壁底部が前方に滑動

写真-2　奥の擁壁底部が前方に滑動

写真-3　大量の融雪水が流れている状況

写真-4　融雪水が擁壁背後に流入する状況

4-2 擁壁の劣化

1）擁壁背後の砕石排水層の目詰まりに注意

【事例 1-5①】 1993 年 7 月、滋賀県大津市真野谷口町地先

【事例 1-5①】参照。

2）主要構造物の付属構造物基礎の設計（支持力・沈下）に注意

【事例 4-2①】 2007 年 10 月、国道 8 号 福井市成和地先

国道 8 号の横断地下道で端部の擁壁の沈下・傾斜が生じ、原因究明と復旧方法が課題となった（写真-1～5）。地質：沖積土層上の盛土、平面図：図-1、断面図：図-2。**沈下・傾斜原因**：1）地下道のボックスカルバートは先端支持基礎杭があるが（図-4）、両端部の擁壁は直接基礎である（図-5）。擁壁上部の天板はボックスカルバートに剛結されている（図-2）。2）1）の結果、両端部の擁壁は沈下することになり、擁壁背後の土圧の作用で前方に傾斜して沈下した（写真-1､2）。擁壁の支持力条件も満足されなかった。3）1）、2）の結果、擁壁上部の天板と擁壁の間には沈下量分（約 10cm）の隙間が生じていた（写真-4）。**対策（案）**：1）擁壁上部の天板とボックスカルバート接続の設計を再検討し、必要に応じて補強を行う（図-7）。2）擁壁の傾斜の主原因は不同沈下によるもので転倒の可能性は小さい。擁壁の沈下や傾斜の計測を継続する。3）写真-4､5 の 1 年間の計測で、計測誤差範囲以上の累積的な変位は認められていない（図-6）。**教訓**：主要構造物の付属構造物基礎の設計（支持力・沈下）に注意する。

写真-1　上り線擁壁の傾斜

写真-2　上り線擁壁の傾斜（上部：カルバートとのずれ）

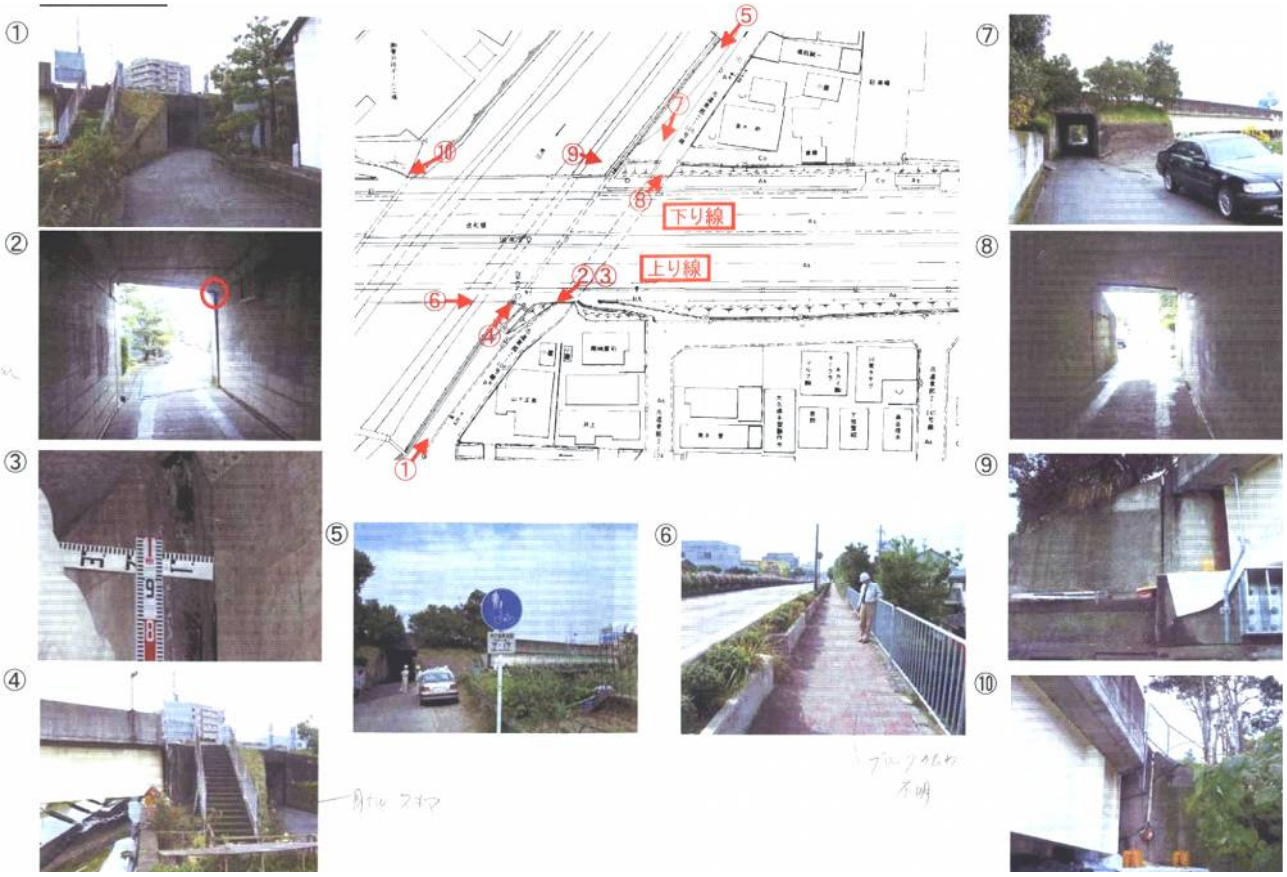


写真-3　変状箇所の全体

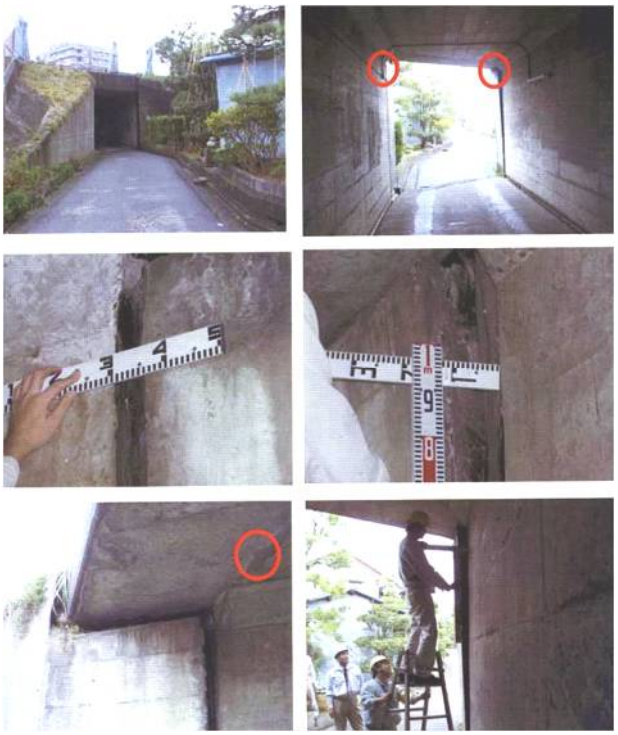


写真-4　変状箇所の計測（上り線）

写真-5　変状箇所の計測（下り線）

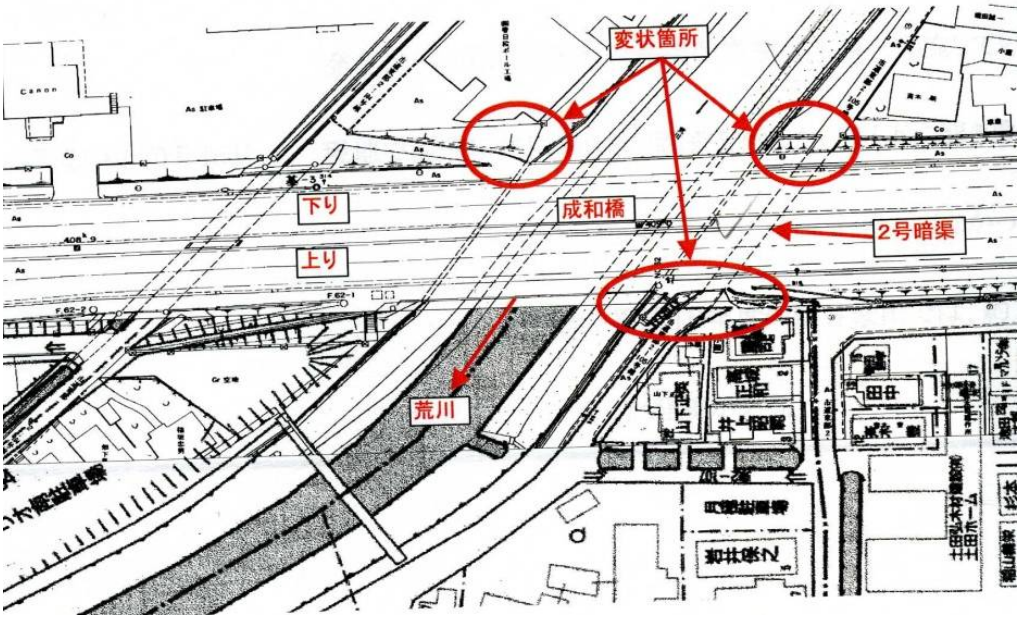


図-1　平面図

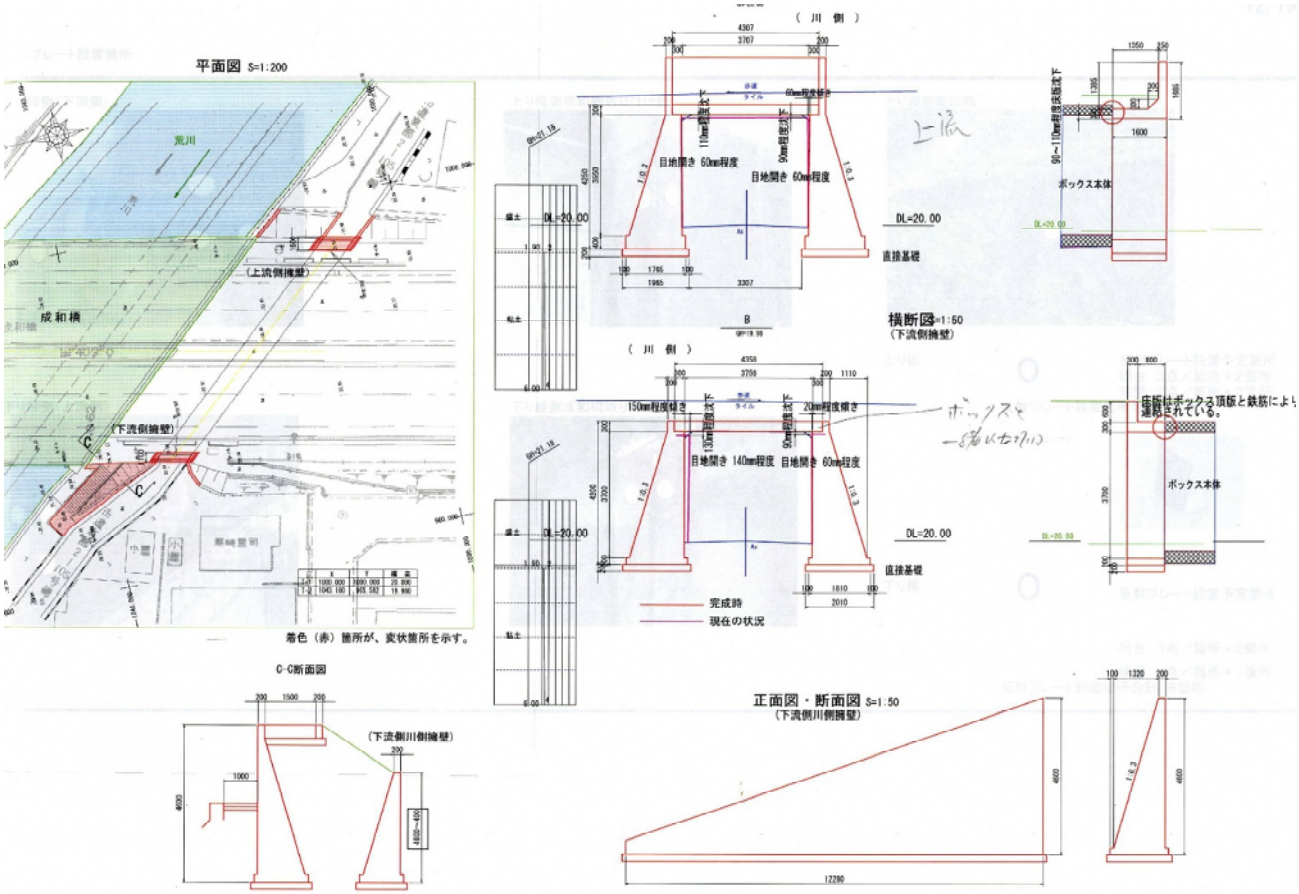


図-2　擁壁の形状

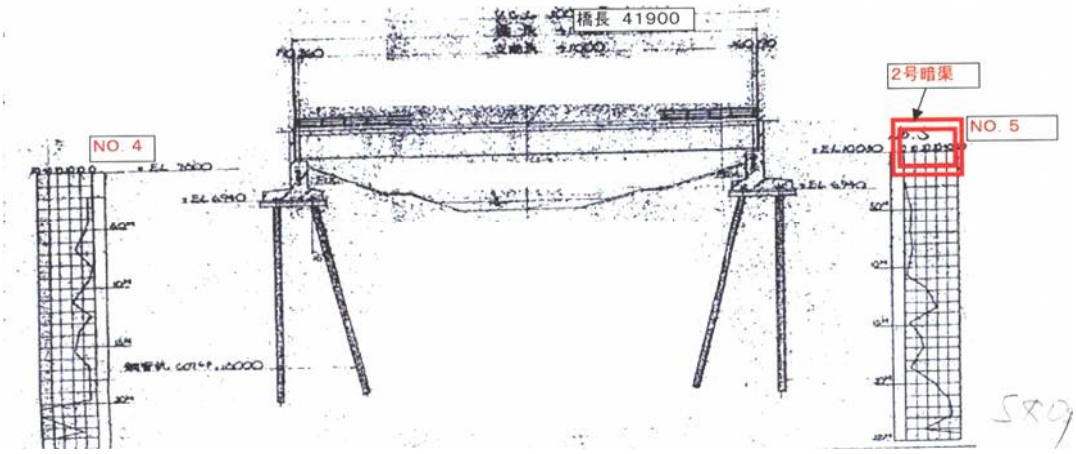


図-3　既往資料（成和橋と土質柱状図）

施工の時期

昭和41年発注　成和橋下部工 （上下線）杭基礎	
昭和42年発注　成和橋上部工 （上り線）	昭和48年発注　成和橋上部工 （下り線）　杭基礎
昭和43年3月発注　上り線擁壁階段 直接基礎	昭和48年5月発注　下り線擁壁 直接基礎　直接基礎

が、変状箇所

図-4　過去の経緯

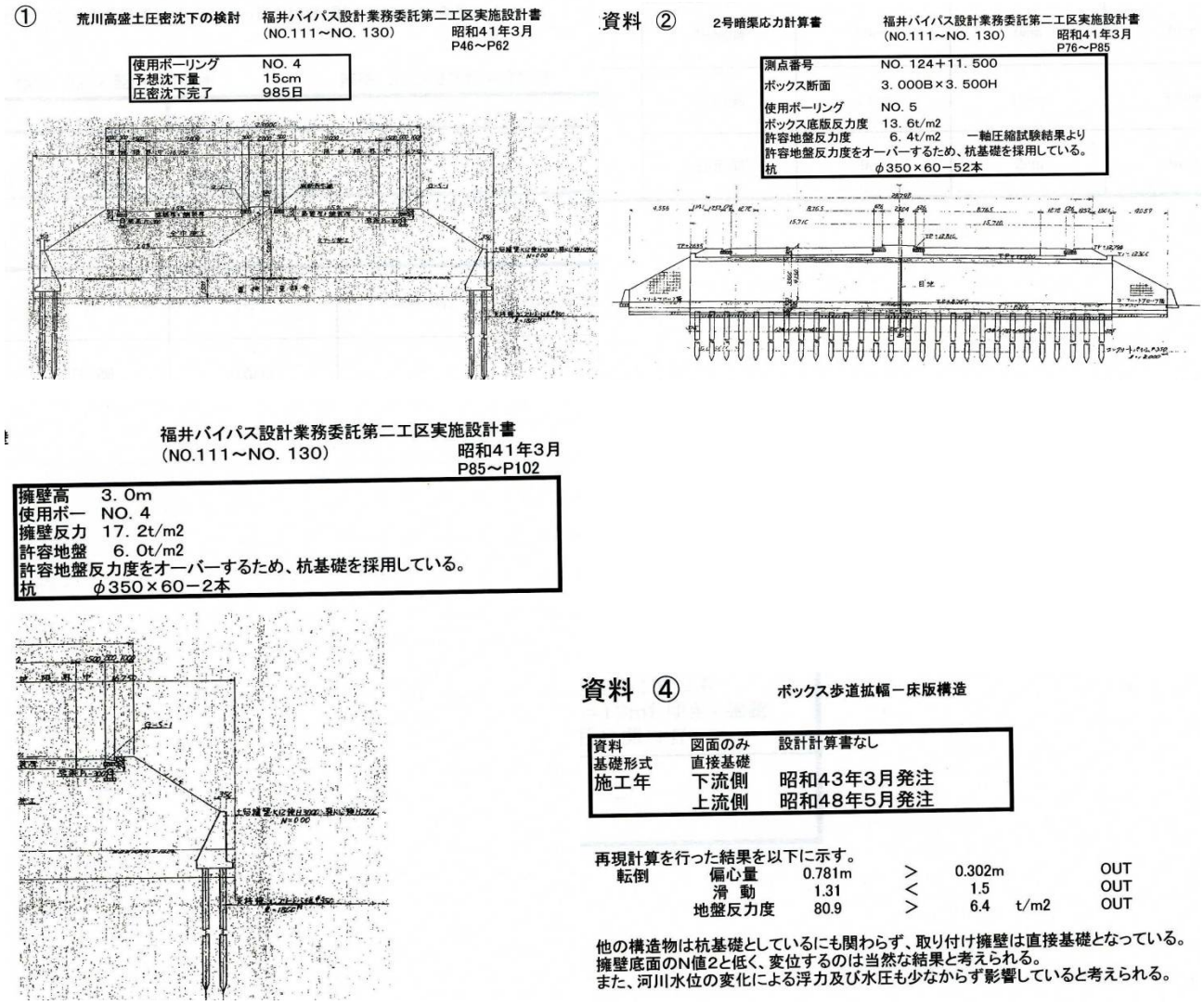


図-5　既往資料（①は検討のみ、②カルバート基礎杭採用、実際には擁壁基礎杭は施工されていない）

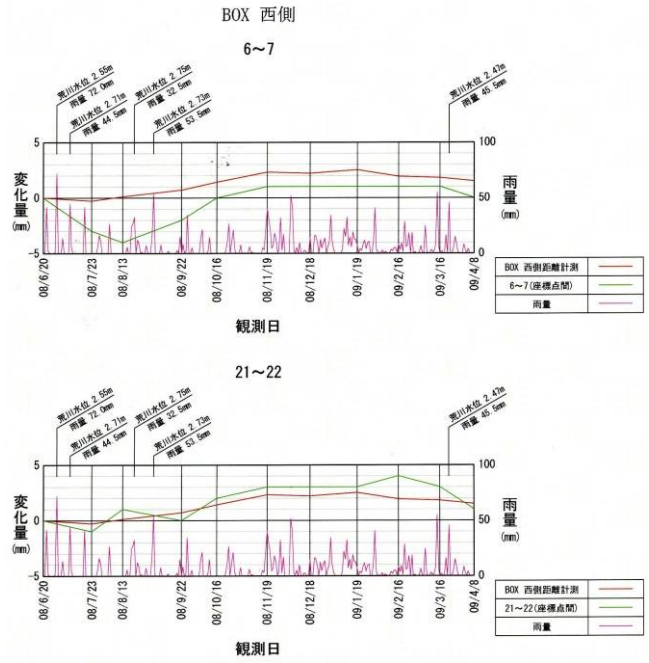


図-6　写真-4､5 の計測結果の例

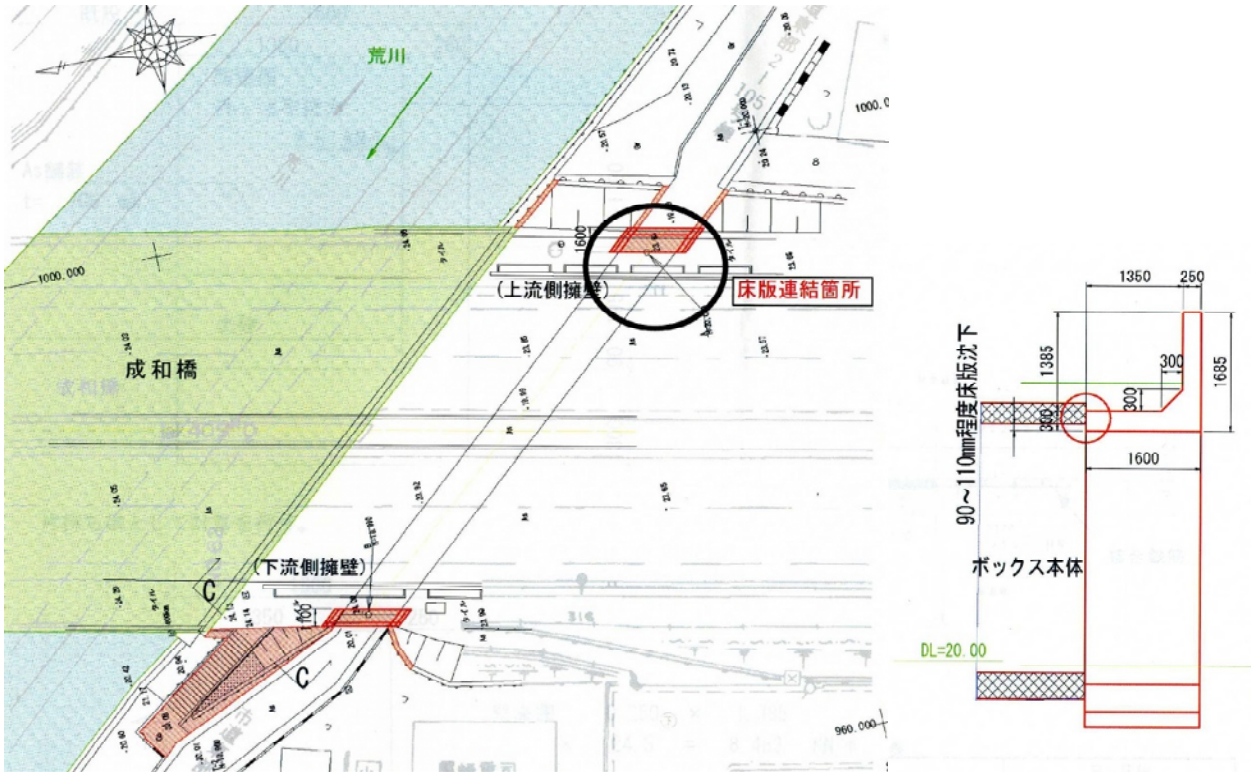


図-7　カルバートと擁壁天端の接続補強

5. トンネル

5-1 維持管理

1） トンネル周辺の振動・衝撃荷重発生源の管理

【事例 5-1①】 2002 年 8 月、国道 8 号 鞠山トンネル（敦賀市鞠山）

敦賀セメント採石場の下部を通過する鞠山トンネル覆工に、連続した大きな亀裂・剥落が発生した（写真-1～6、図-1）。地質：石灰岩、一部頁岩、ヒン岩貫入、平面図：図-6､7。**亀裂発生原因**：1）敦賀セメントの砕石掘削（図-2）により、トンネル直上の土被りが EL.165m から 62m に減少し（トンネル天端から 35m）、覆工に引張り応力を発生させている。FEM で σ max=20kgf/cm2 の増加（図-14～16）。2）亀裂延長 14m、幅 4～10mm、表面剥落深さ 5～10mm（覆工厚 30cm）。3）ボーリング結果：鉛直方向の亀裂が発達する（図-9､10）。4）速度検層・側壁の地下レーダー探査結果：2000 年度点検でウレタン裏込め注入を実施し背面空洞はない（図-5､12､13）。5）高精度弾性波探査結果：変状位置付近を境として敦賀側で 2.5～3.5km/s、福井側で 3～4km/s、変状位置付近では比較的速い（図-8）。6）①施工時の覆工厚のばらつき（部分的に 16cm）・土被り減少による引張り応力の増加、②周辺岩盤の鉛直方向亀裂が発達して岩盤側方緩みの増大、③良好な岩盤を通じて発破振動が強く伝播、の 3 要因が複合して覆工がせん断破壊したと推定される。7）試験発破（図-4）：予測式：$V=K\times W^{m}\times D^{-n}$による検討、m=0.75、n=2 として、K=580～1603、変状が生じたときの推定振動速度 2cm/s。**対策**：1）応急対策として亀裂部にエキスパンドメタルを当てた。2）トンネル周辺補強としてロックボルト、内面補強として鋼板接着工を提案した（図-18､19）。3）敦賀セメントの鞠山トンネルにおける発破振動許容値を 2.5cm/s とする。**教訓**：トンネル周辺状況の管理、特に振動・衝撃荷重源の管理。2）長期間経過後のトンネルの維持管理

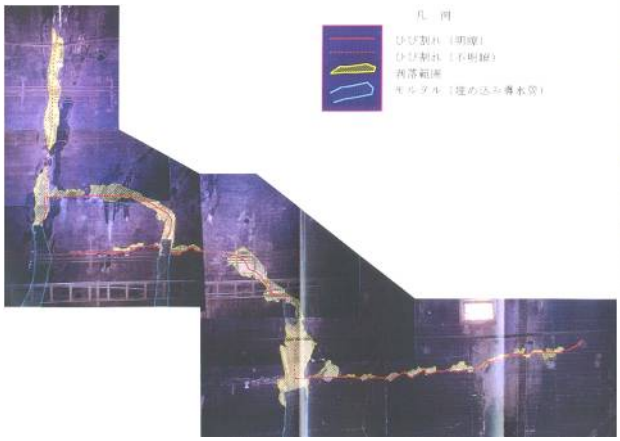


写真-1　覆工の剥落状況

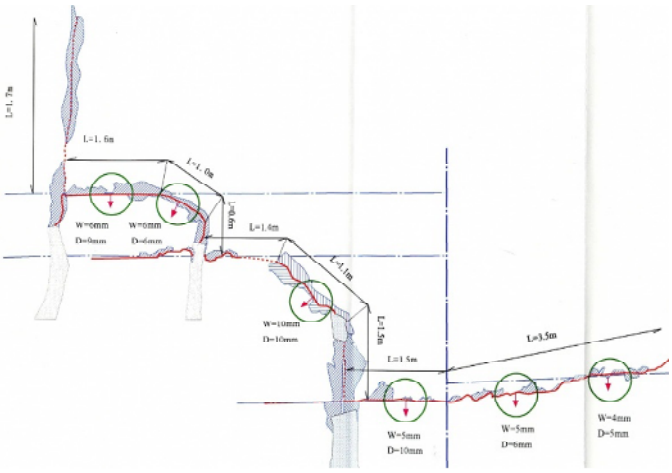


図-1　覆工の剥落状況

写真-2　覆工の剥落状況

写真-3　剥落した岩片（一部）

写真-4　調査の状況

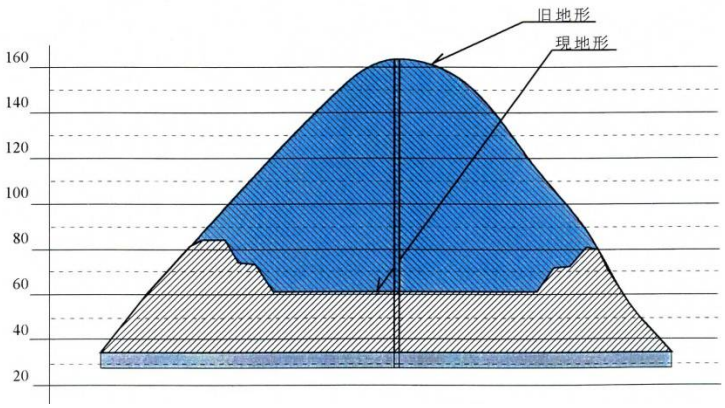


図-2　トンネル上部掘削の状況

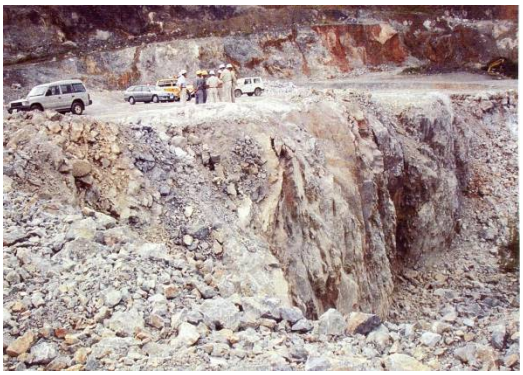


写真-5　トンネル近傍上部の状況

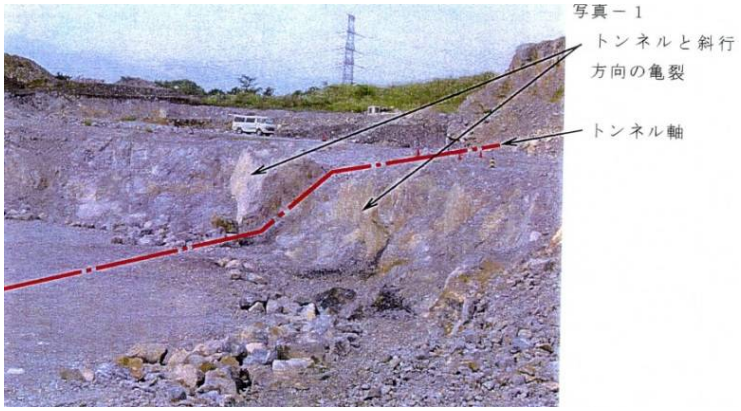


写真-6　トンネル近傍上部の状況

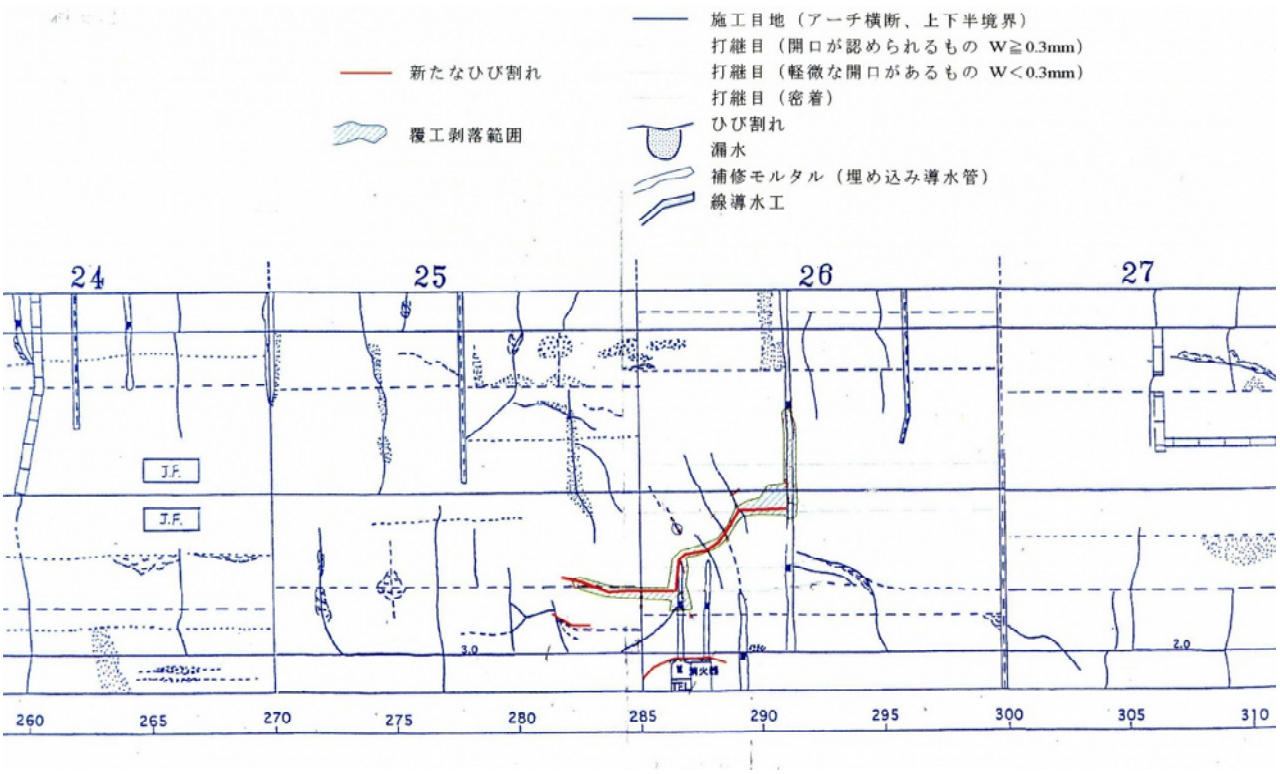


図-3　覆工のひび割れ状況

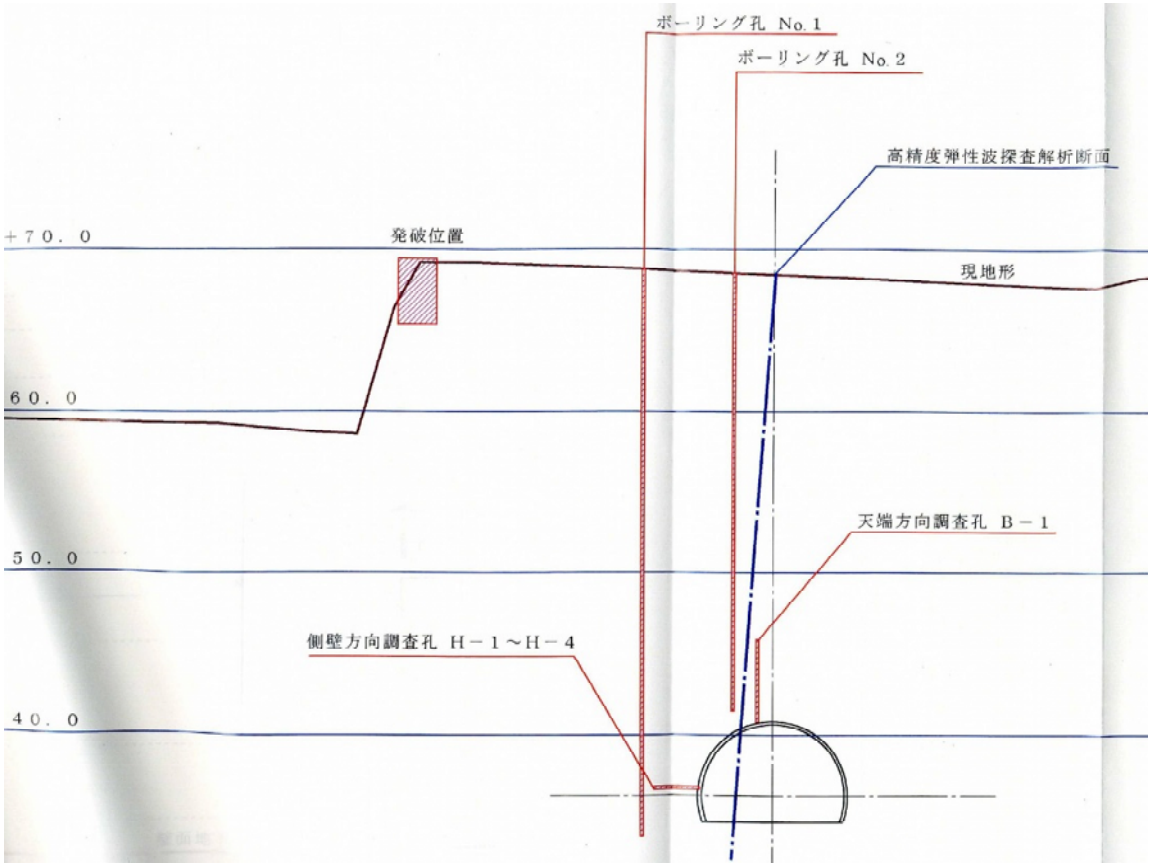


図-4　調査断面図

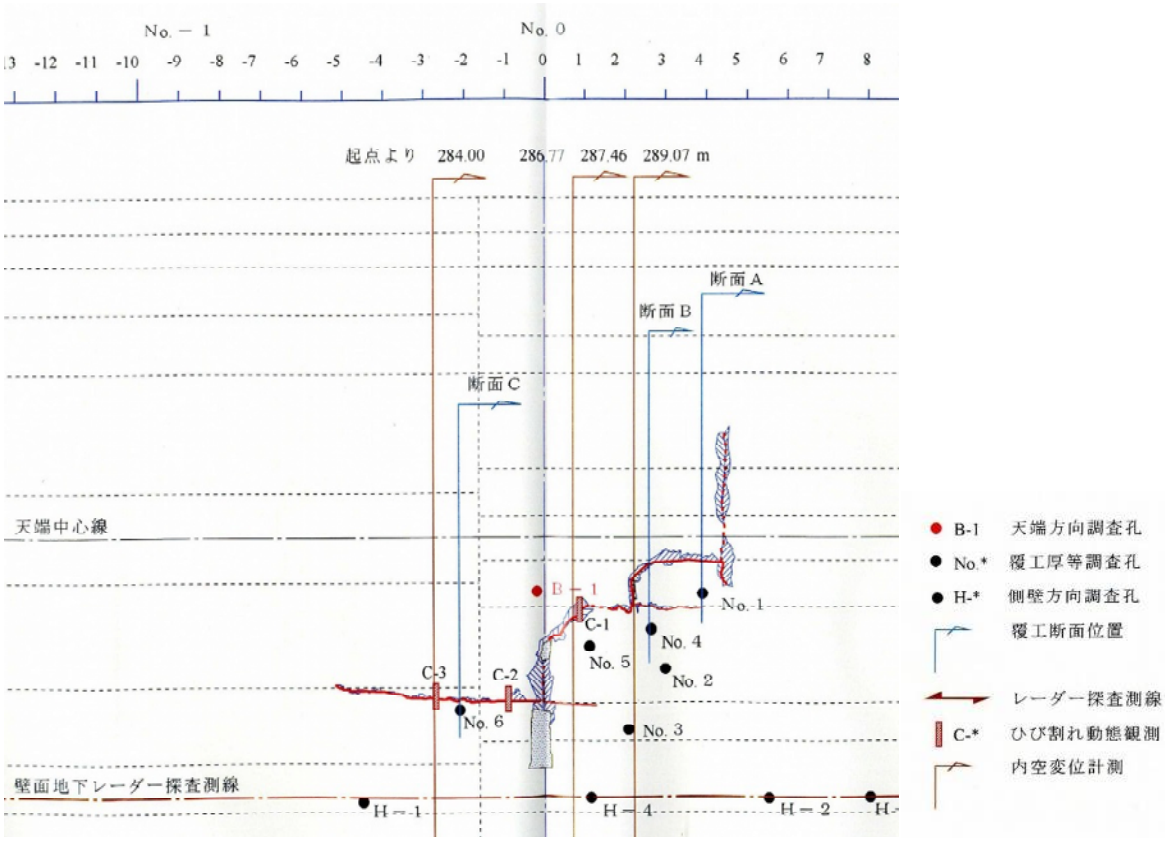


図-5　調査平面図（トンネル内部）

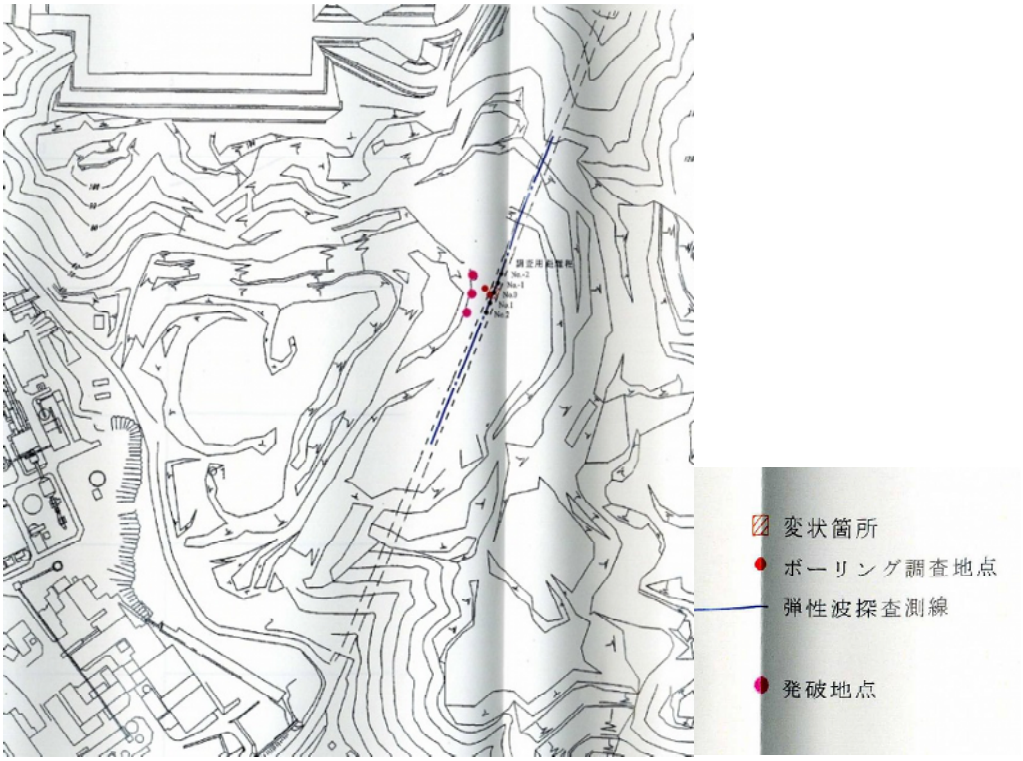


図-6　周辺地形図

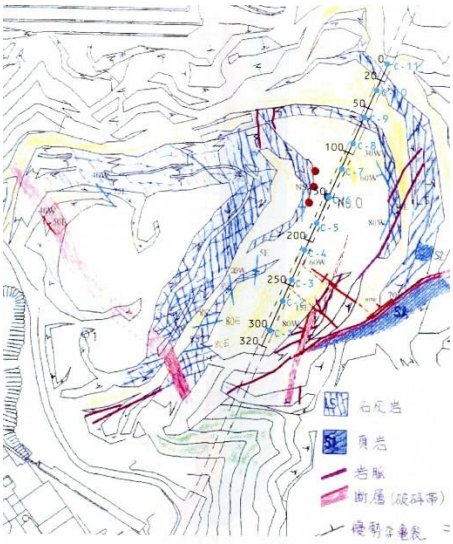


図-7　周辺地質図

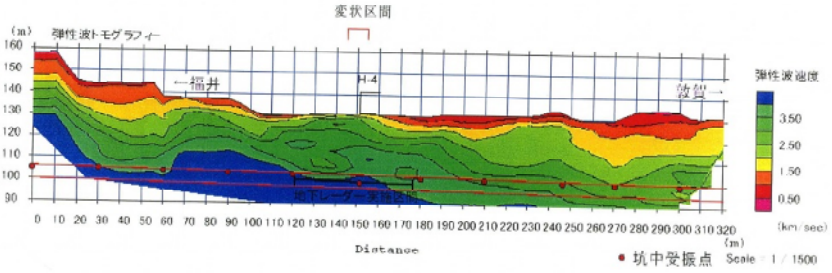


図-8　弾性波探査結果

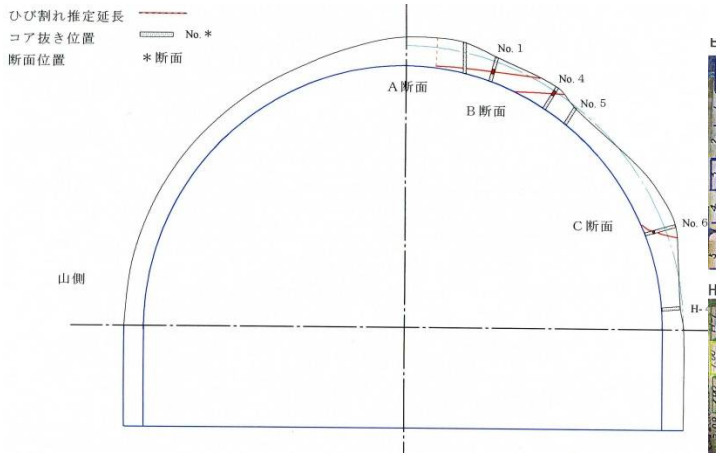


図-9　覆工コア抜き位置とひび割れの推定延長

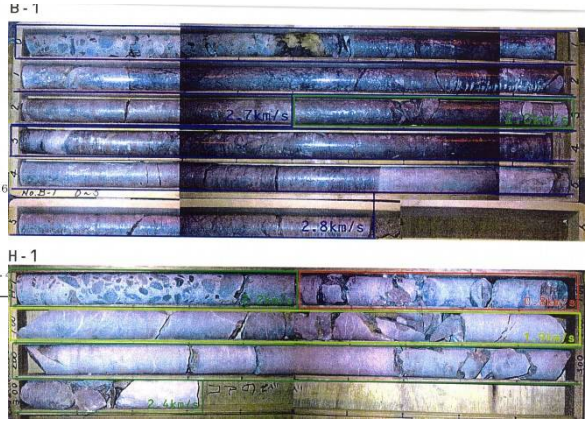


図-10　ボーリングコアの状況

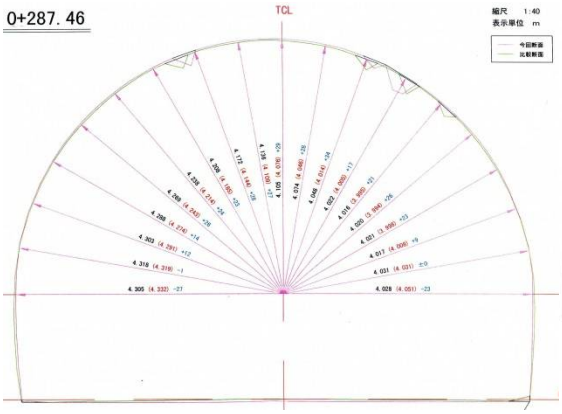


図-11　覆工の凹凸状況

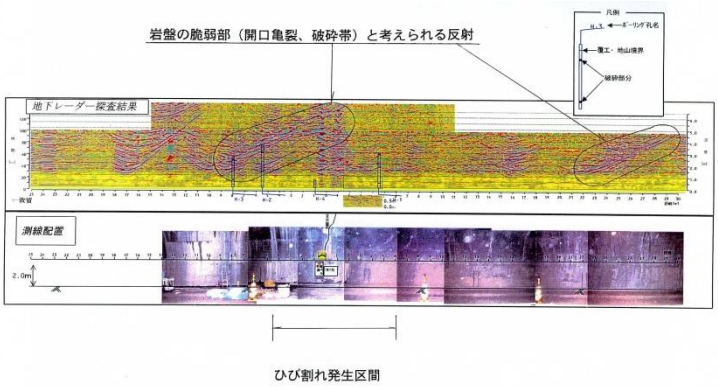


図-12　地下レーダー探査結果の例

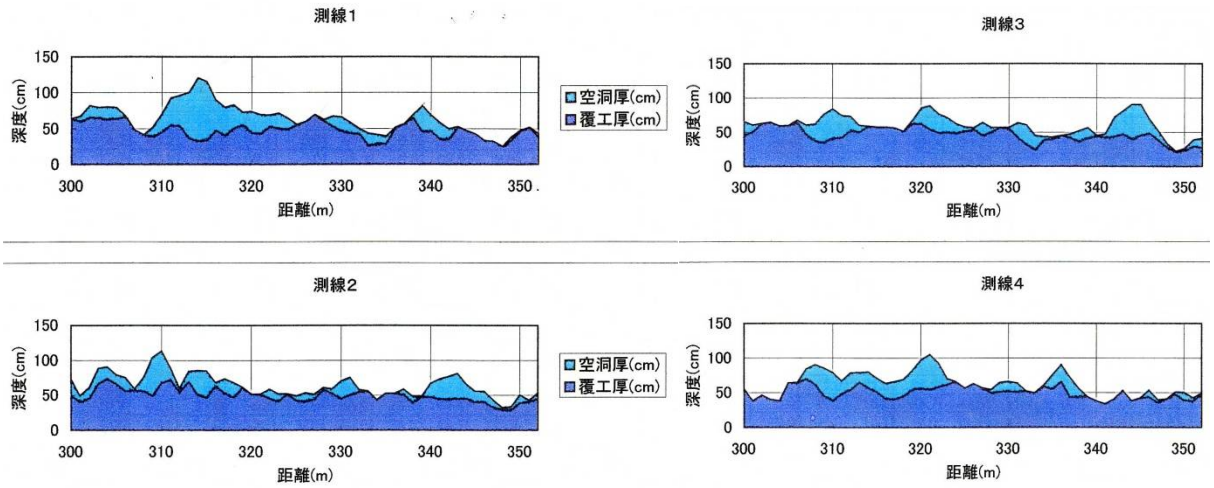


図-13　覆工背後の状況

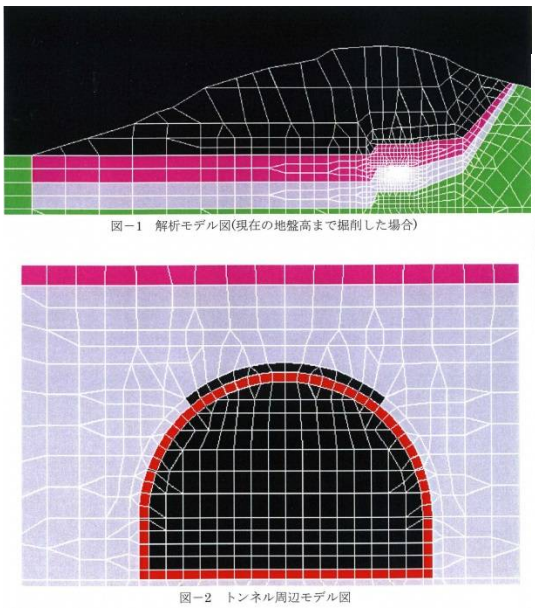


図-14　FEM 要素分割図

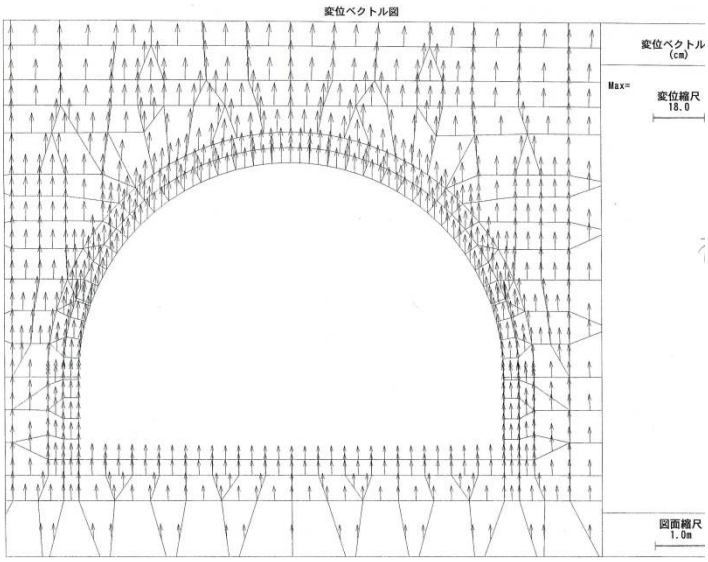


図-15　FEM 変位図（トンネル上部掘削による上方への変形）

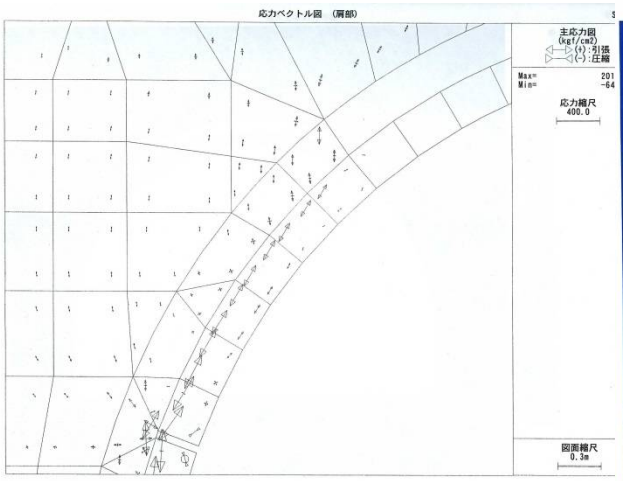


図-16　FEM 応力分布図（肩部での引張り応力）

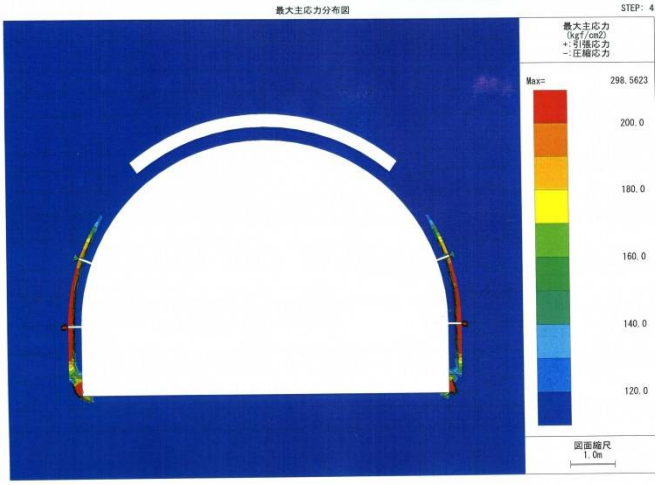


図-17　FEM せん断応力分布

内面補強工法比較表（施工区間長 30m　面積約 486m²）

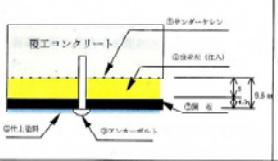
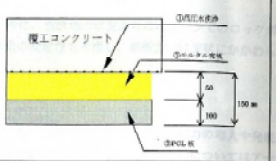
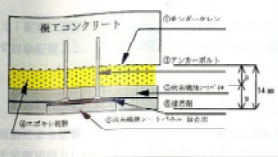
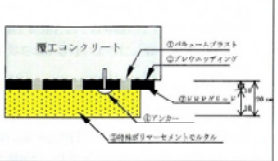
対策工法	①鋼板接着工法	②ＰＣＬ工法	③炭素繊維シートパネル接着工法	④ＦＲＰグリッド増厚・巻立て工法
概要図				
工法概要	覆工内面に 4.5mm の鋼板をアンカーボルトで取り付け，湿潤面対応型のエポキシ樹脂系接着剤を注入して、覆工コンクリートと一体化させる工法。	側壁部に受台を施工後，覆工内面に厚さ 100～150mm 程度のプレキャストコンクリート版（PCL 板）を設置し，覆工と PCL 板との隙間に裏込め材を充填（約 50mm）して補強する工法。	覆工内面に炭素繊維シートを挟んだプレキャストパネルをアンカーで取り付け，パネルとコンクリートの隙間にグラウト材やエポキシ樹脂を注入充填し、覆工コンクリートと一体化させる工法。	覆工内面に炭素繊維でできた格子状の FRP グリッドをリベットアンカーにより固定して，ポリマーセメントモルタルを吹付け、覆工コンクリートと一体化させる工法。
構造性	・曲げ引張耐力が向上する。 ・ひび割れ変形が抑制できる。 ・せん断耐力の向上が期待できる。 ・内空断面の減少が少ない（施工厚さ約 10mm）。 ・施工後、覆工の異常を目視できない。（観察窓の設置で対応可能） ・部分的な補修や、追加補強は困難。 ・ロックボルトの併用により耐力および変形抑制効果が向上する。 （③④工法よりも効果が高い。） ○	・曲げ引張耐力が向上する。 ・ひび割れ変形が抑制できる。 ・せん断耐力が向上する。 ・鋼板工法に比べ内空断面の減少が大きい（施工厚さ約 200mm 程度）。 ・建築限界を確保するために盤下げが必要。 ・施工後、覆工の異常を目視できない。 ・部分的な補修や、追加補強は困難。 ○	・曲げ引張耐力の向上が期待できる。 ・ひび割れ変形が抑制できる。 ・せん断耐力の向上が期待できる。 ・①案に比べ補強材の剛性が小さい。 ・①案に比べ内空断面の減少がやや大きい（施工厚さ約 15mm 程度）。 ・施工後、覆工の異常を目視できない。 ・部分的な補修や、追加補強は困難。 △	・曲げ引張耐力の向上が期待できる。 ・ひび割れ変形の抑制が期待できる。 ・せん断耐力の向上が期待できる。 ・①案に比べ補強材の剛性が小さい。 ・①案に比べ内空断面の減少がやや大きい（施工厚さ約 20mm）。 ・覆工に新たにひび割れが発生した場合，追随して同じ位置にひび割れが発生するため，目視点検が可能。（割離が先行してしまうケースもある。） ・部分的な補修や、追加補強は可能。 △
施工性	・多少の段差、凸凹があっても施工可能。 ・他の工法に比べ，単位重量が大きいが，分割施工することで人力作業も可能となる。 ・工場加工が必要で事前に緻密なトンネル形状の測量が必要。 △	・多少の段差、凸凹があっても施工可能。 ・他の工法に比べ，単位重量が大きく，機械化施工となる。 ・工場加工が必要で事前に緻密なトンネル形状の測量が必要。 △	・多少の段差、凸凹があっても施工可能。 ・軽量であるため施工性は良い。 ・グラウト注入の場合は充填確認が難しい。 ・工場加工が必要で事前に緻密なトンネル形状の測量が必要。 △	・多少の段差、凸凹があっても施工可能。 ・軽量であるため施工性は良いが，吹付け等に経験を要する。 ・現場形状に合わせて切断などの現場加工が容易。 ・ポリマーセメントモルタルの配合管理が必要。 ○
概略工期（作業日数）	鋼板接着工　30 日（片側交互通行）	受け台工　30 日（片側交互通行） PCL 板設置工　15 日（全面通行止め） 盤下げ工　長期間	炭素繊維シートパネル接着工　25 日（片側交互通行）	FRP グリッド設置工　13 日（片側交互通行） モルタル増厚工　18 日（片側交互通行）
実績	・道路トンネルで多数あり。 ○	・建築限界を確かすため実績は少ない。 △	・新工法であるため実績は少ない。 △	・新工法であるため実績は少ない。 △
耐久性	・重防食（常温亜鉛めっき等）を使用することにより錆の発生は抑えることができる。 ・一般のエポキシ系樹脂は水分に弱いため、湿潤面対応型エポキシ樹脂の適用が必要。 ○	・PCL 板は工場で製作されるため品質に優れ、長期的な耐久性も見込める。 ○	・パネル内の炭素繊維は腐食しにくい。 ・パネルやグラウト材は耐火性、耐久性に優れる。 ・エポキシ系樹脂接着剤は水分に弱いため、十分な湿水対策必要。 ○	・腐食しにくく、錆の発生がない。 ・モルタルは耐火、耐久性に優れる。 ・少しの水であれば、ポリマーセメントの接着性に問題はない。 ○
経済性（概算施工費）	60,000 円/m²（792,000 円/m） （鋼板厚さ t＝4.5mm） ○	130,000 円/m²（1,716,000 円/m） （t＝100mm、盤下げ工は含まれていない） ×	73,000 円/m²（963,600 円/m） （目付 200g/m²、3 層） △	85,000 円/m²（1,122,000 円/m） （CR16（100m²）@100m） △
総合評価	◎			

図-18　対策工法の例

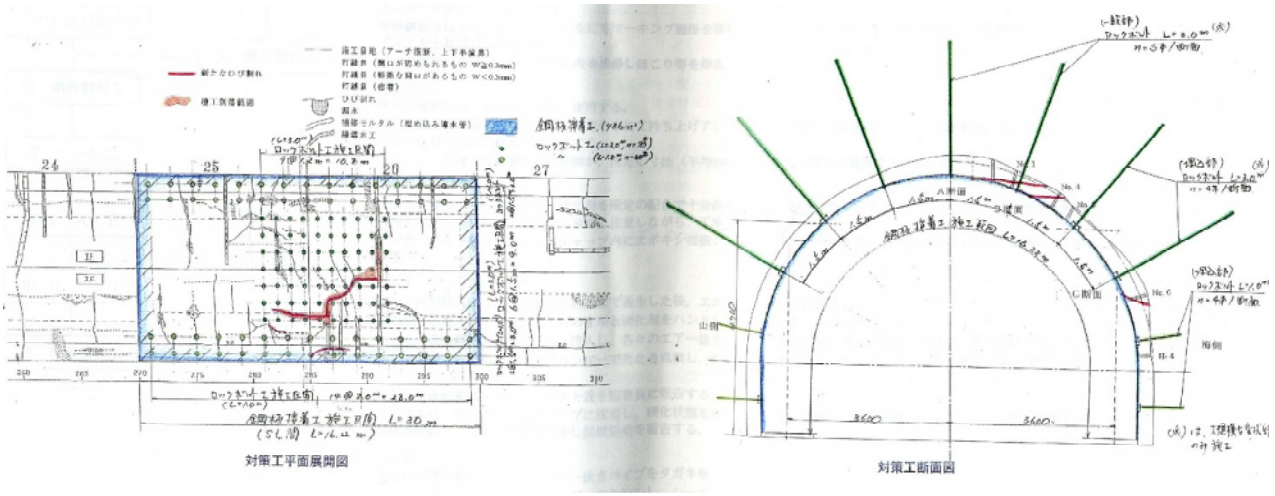


図-19　対策工法の例

2）トンネル周辺の地すべり状況の継続的な監視

【事例 5-1②】 1996 年、国道 8 号 河野トンネル（南条郡河野村赤萩地先）

トンネル覆工に多数のクラックが認められ、トンネル上部地山に多くの崩壊地形が見られたためトンネルの安全性が問題となった（写真-1～8）。地質：図-2、平面図：図-1～4、横断図：図-5～7、縦断図：図-6。**変状**：1）地下レーダー探査、坑内ボーリング、ボアホールカメラ調査の結果、覆工背面に若干の空洞が見られた（在来トンネル工法、図-8～10）。2）覆工コア強度試験などの結果、一軸圧縮強度・引張り

強度・超音波速度などは標準的数値であり、覆工コンクリートの劣化は大きくはない。クラックが発生している箇所や覆工背面の多孔質な部分では強度が低下している。3）クラック計による計測結果で、クラック幅はトンネル内温度の影響で変化しているが、大きな変化傾向はない（図-12)。4）地上ボーリング、孔内傾斜計の計測結果から、想定されるすべり面はトンネル天端から 10m 以上離れており、直接の影響はないが、今後も監視は行う必要がある。**対策**：既設トンネルを廃棄して路線変更を行った。**教訓**：1）トンネル周辺状況の継続的な監視が重要である。2）トンネル覆工の老朽化の評価には、1）を考慮に入れる必要がある。

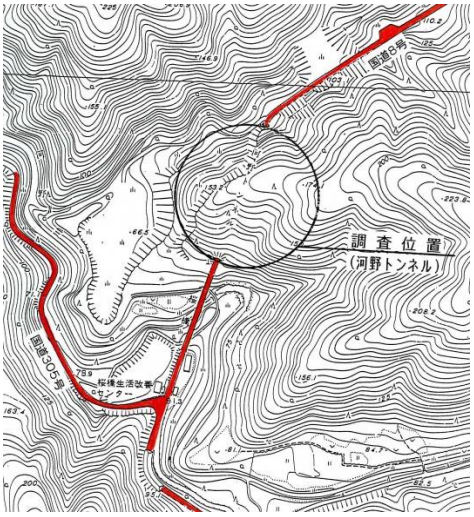
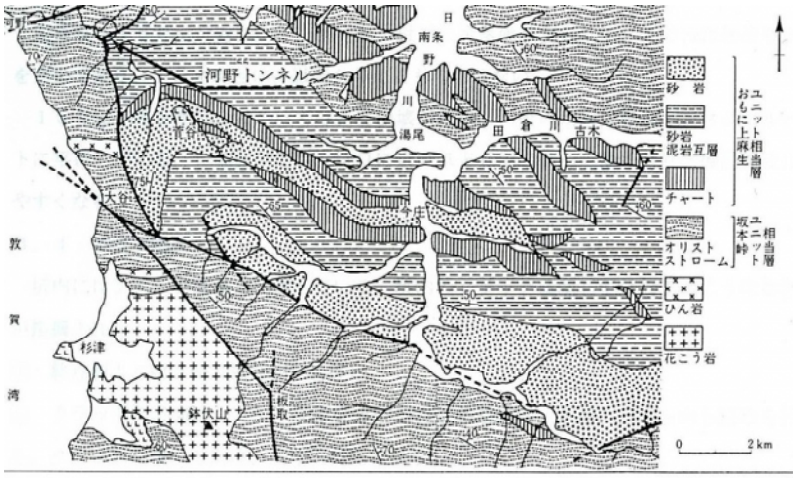


図-1　トンネル位置



図－　今庄－敦賀地域の地質図（服部原図：日本の地質『中部地方Ⅱ』ｐ５２）

図-2　地質分布

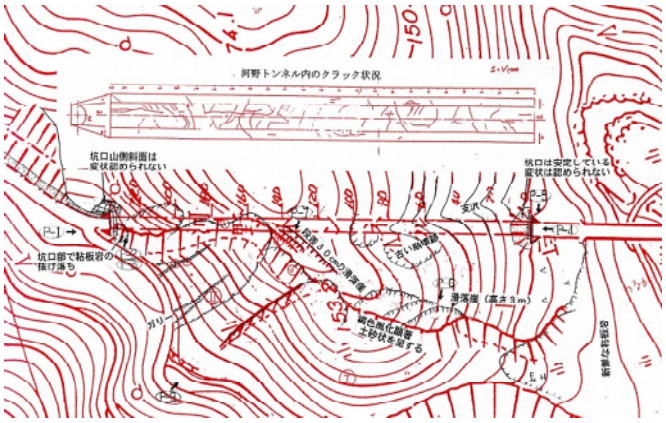


図-3　地表部での変状

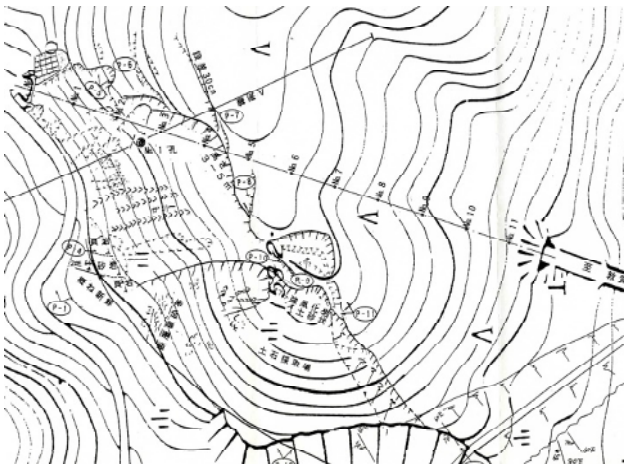


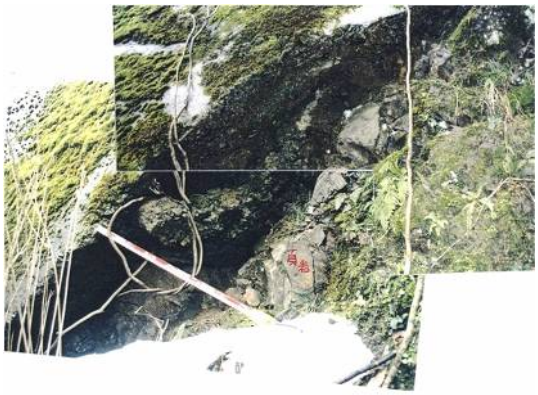
図-4　地表部での変状

真－２　起点側坑口部側面の状況
坑門は粘板岩に岩着しているが、表層崩壊により坑門基礎は浮き気味である

写真-1　起点側坑口での変状

写真－１　起点側坑口の状況
坑門上位の切り土部は法枠，アンカー工が施工され現況で変状は認められない。トンネルルートは、地形に沿っており坑口付近では偏圧が作用しやすい地形条件を有している。

写真-2　起点側坑口の状況



写真－３　写真－２の近接写真
基礎部の岩盤が幅５０～６０cmにわたり崩落し、もたれ擁壁がオーバーハング状態になっている。

写真-3　写真-1 の拡大

写真－６　滑落崖
トンネルルートからははずれるが、終点側坑口から４０～６０m付近の斜面肩部では落差約３mの滑落崖が発達する。植生状況からこの滑落崖は新しいものと判断される。風化が顕著で原岩組織をほとんど残さない粘板岩からなる。

写真-4　地表部での滑落崖

写真－７　滑落崖
終点側坑口から１４０m付近の落差約３０cmの滑落崖。杉の幼木が植き滑落崖の発生時期は新しいと判断される。

写真-5　地表部での滑落崖

写真－８　トンネル谷側の状況
トンネルより谷側は採石場跡地であり、大規模な掘削法面が生じている。法面の上半分は風化が顕著であり、下半部では新鮮な粘板岩が現れている。写真－６の滑落崖は写真中央上部に見られる。

写真-6　地表部の全景

写真－９　谷側から見た崩壊箇所
トンネルの標高では新鮮な粘板岩が分布している。崩壊地には灌木が見られる。

写真-7　地表部の全景

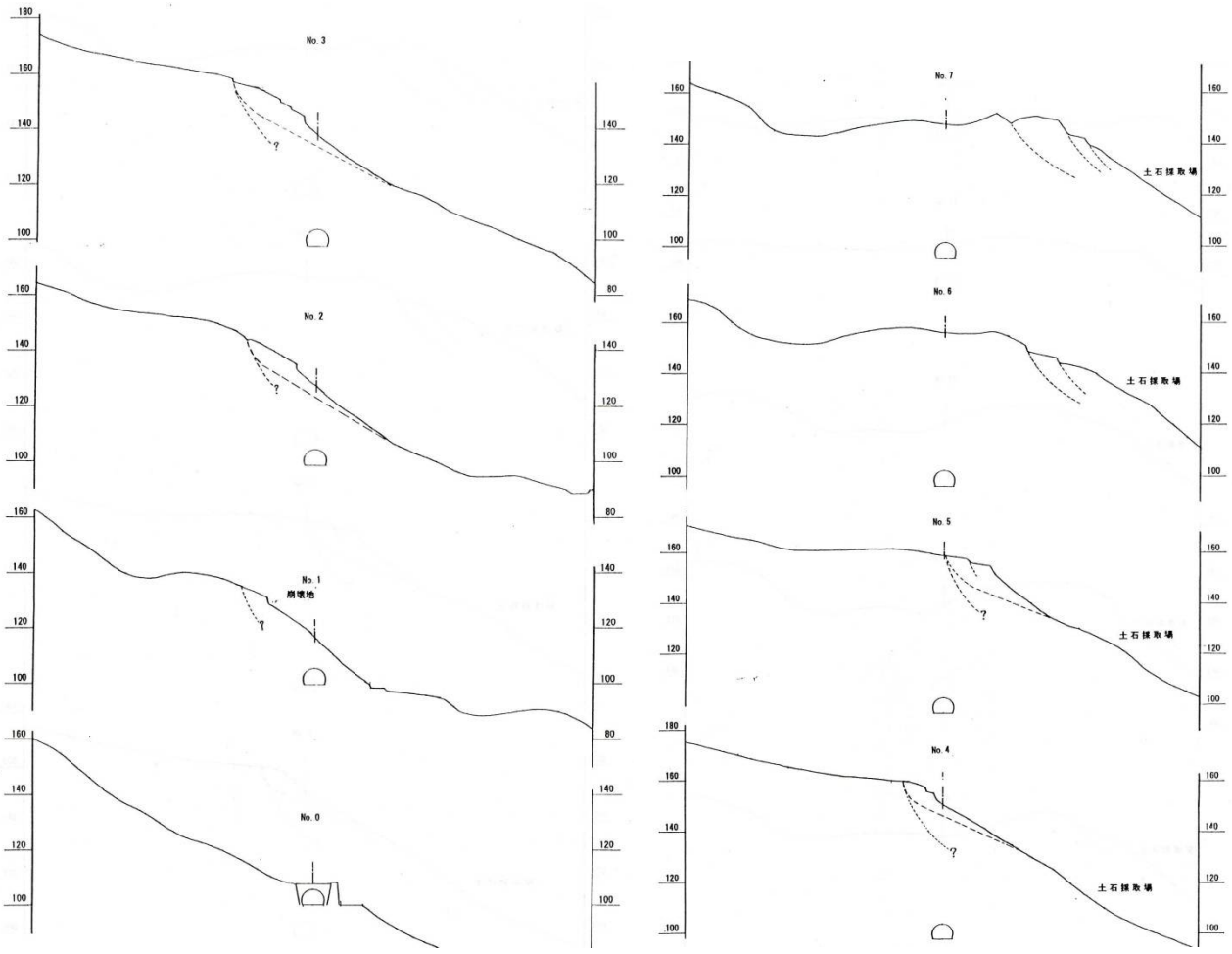


図-5　地表面の変状とトンネル位置の関係

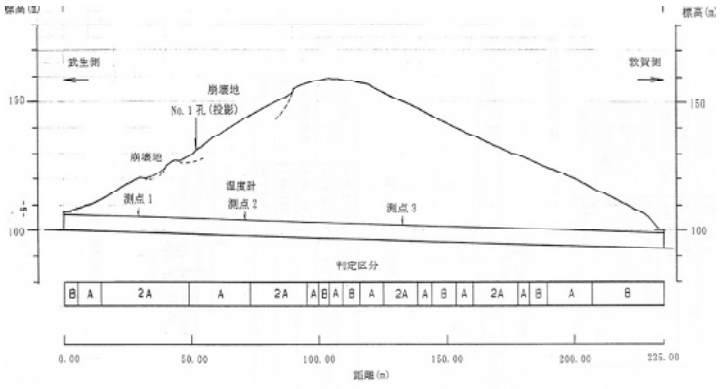


図-6　地表面の変状とトンネル位置の関係

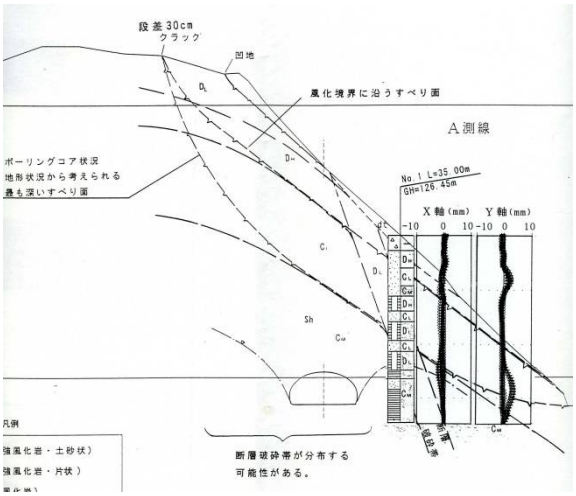
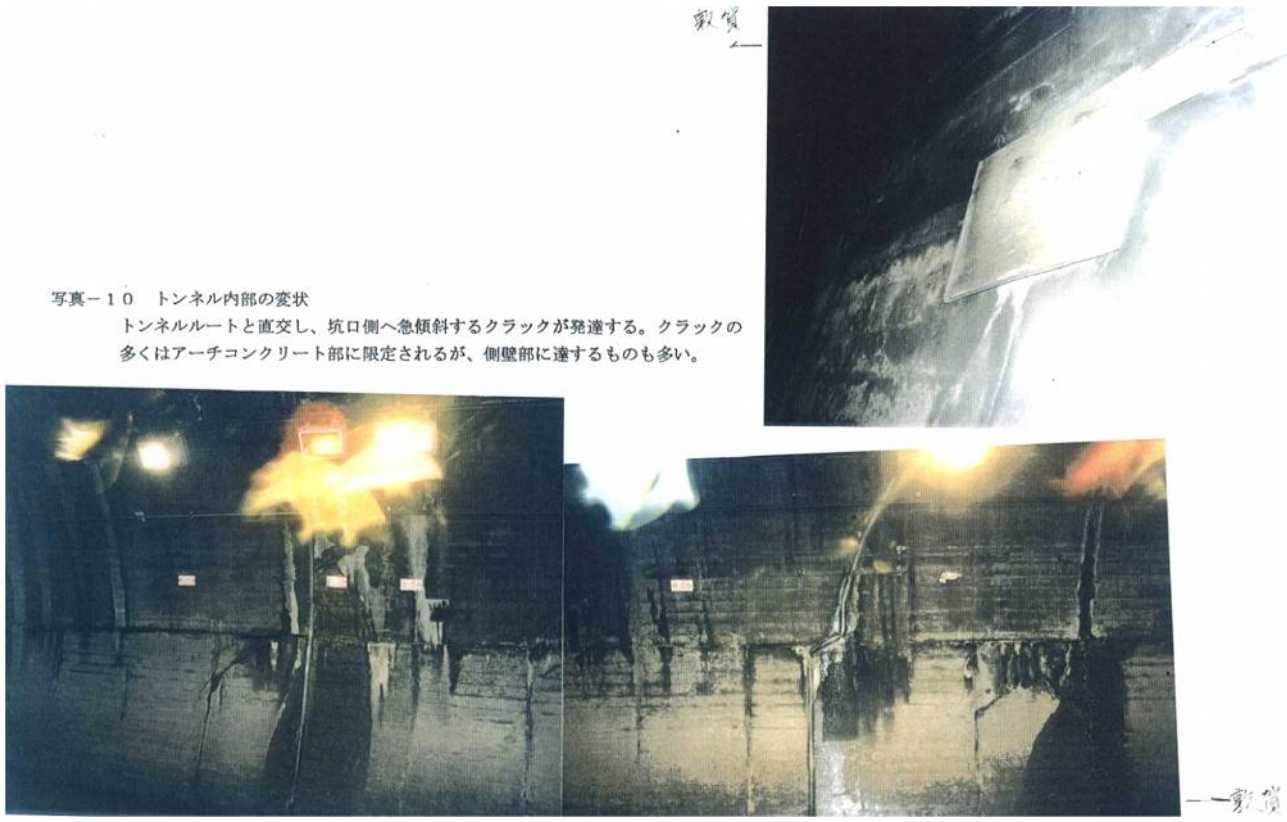


図-7　地表面の変状とトンネル位置の関係（坑口部）



写真－１０　トンネル内部の変状
トンネルルートと直交し、坑口側へ急傾斜するクラックが発達する。クラックの多くはアーチコンクリート部に限定されるが、側壁部に達するものも多い。

写真-8　覆工の状況

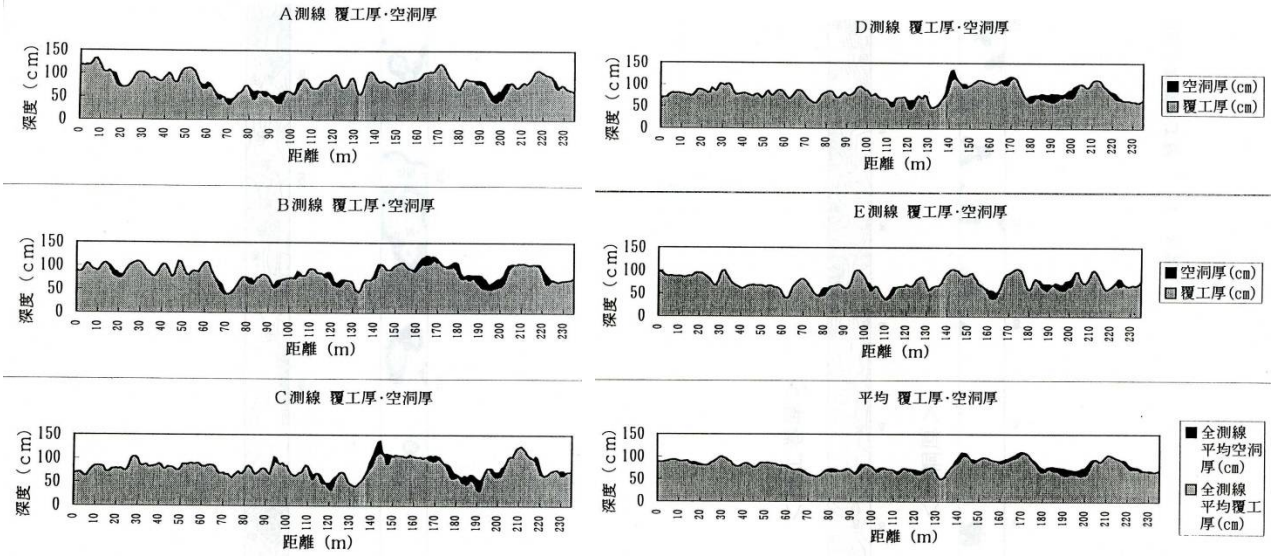


図-8　覆工厚と空洞厚

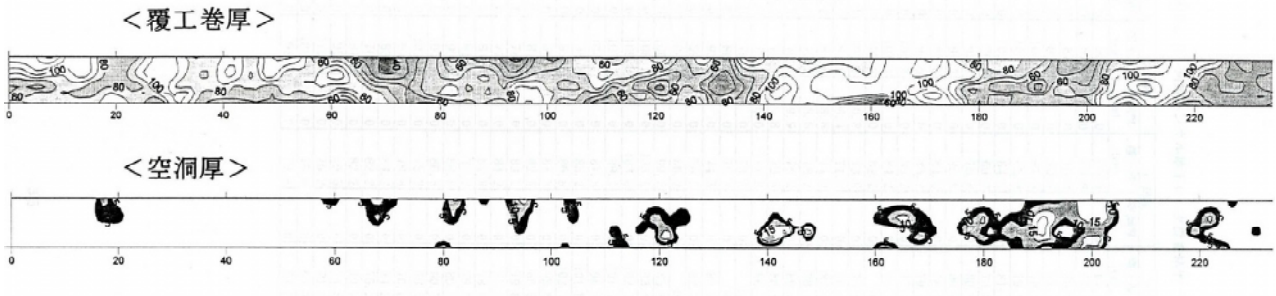


図-9　覆工厚と空洞厚の分布

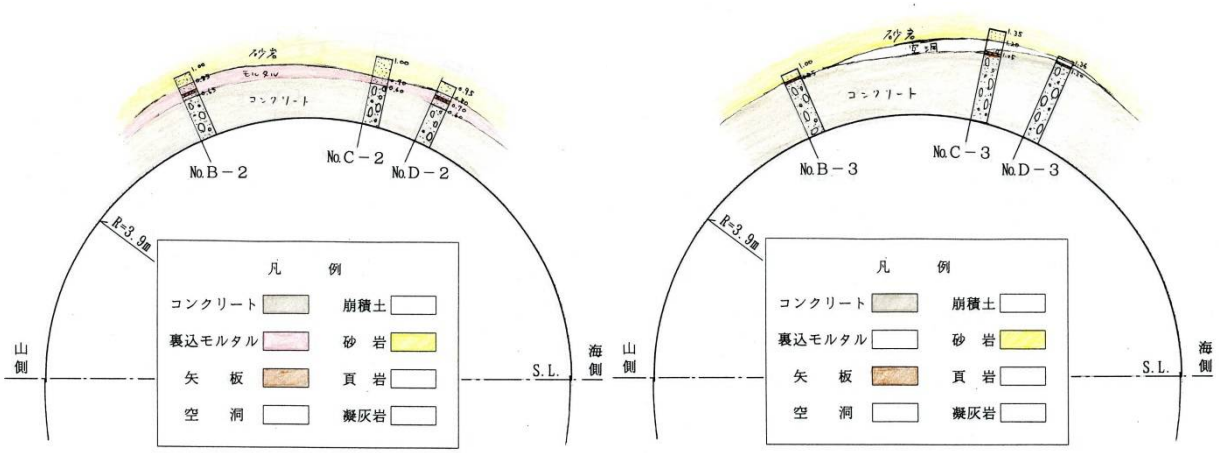


図-10　覆工のボーリング

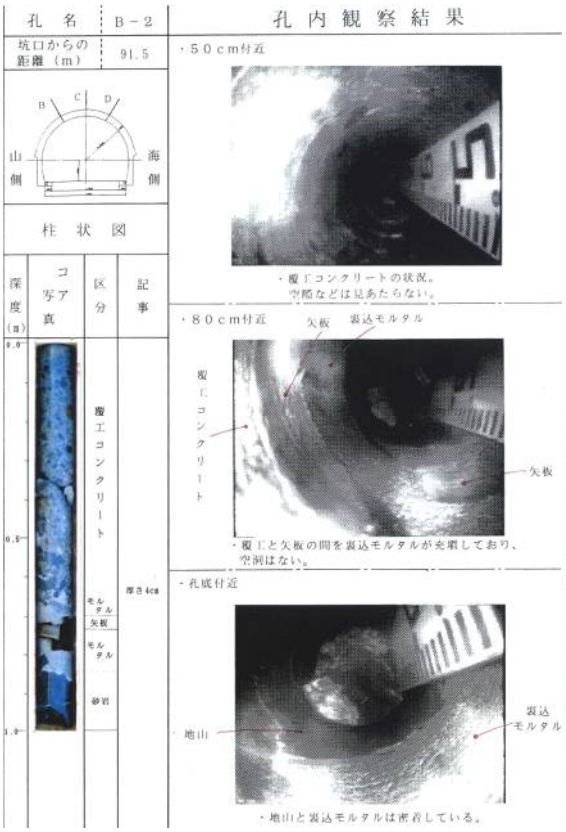


図-11　覆工ボーリング孔のボアホールカメラ観察

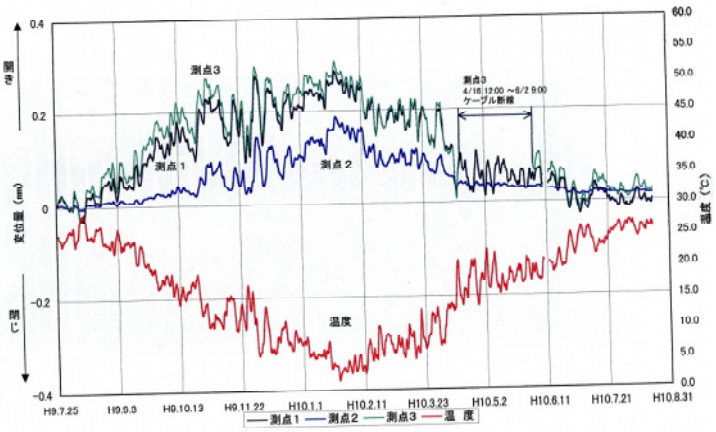


図-12　覆工亀裂幅の計測

3）トンネルの維持管理

【事例 5-1①】 2002 年 8 月、国道 8 号 鞠山トンネル（敦賀市鞠山）

【事例 5-1①】参照。

【事例 5-1③】 2000 年 1 月、国道 8 号：新武生・武生・大谷第一・黒崎・鞠山トンネル

山陽新幹線などのトンネル覆工コンクリートの剥落（コールドジョイント）を受けて、建設省近畿地方建設局は「道路トンネル補修検討委員会（委員長：大西有三京大教授）を設置した。この委員会により国道 8 号、27 号のトンネル 8 箇所で覆工コンクリートの調査が実施された。調査結果が膨大な量なので、大谷第一トンネルと鞠山トンネルの調査結果の一部のみを示す。**トンネル位置図**：図-1。**大谷第一トンネル**：1）トンネル概要（図-2)。2）既往資料（図-3)。3）観察結果（図-4～6)。4）覆工厚、空洞厚（図-4)。**鞠山トンネル**：1）トンネル概要（図-7)。2）既往資料（図-8)。3）観察結果（図-9､10)。教訓：トンネル周辺状況の継続的な監視。新聞記事（図-11)。大谷第一トンネル：今回調査の 7 ケ月前に覆工の大きな変状を把握（【事例 1-1③】参照)、鞠山トンネルは点検の 7 ケ月後に覆工破損（【事例 5-1①】参照)。

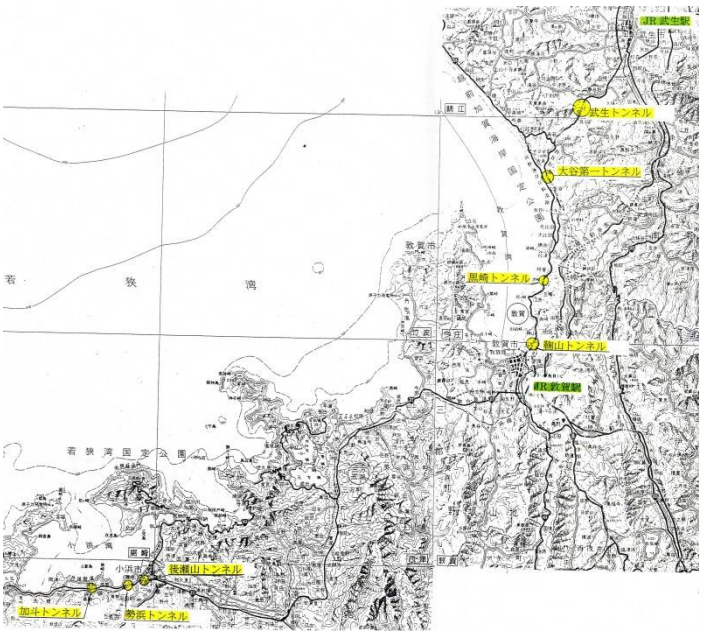


図-1　トンネル位置

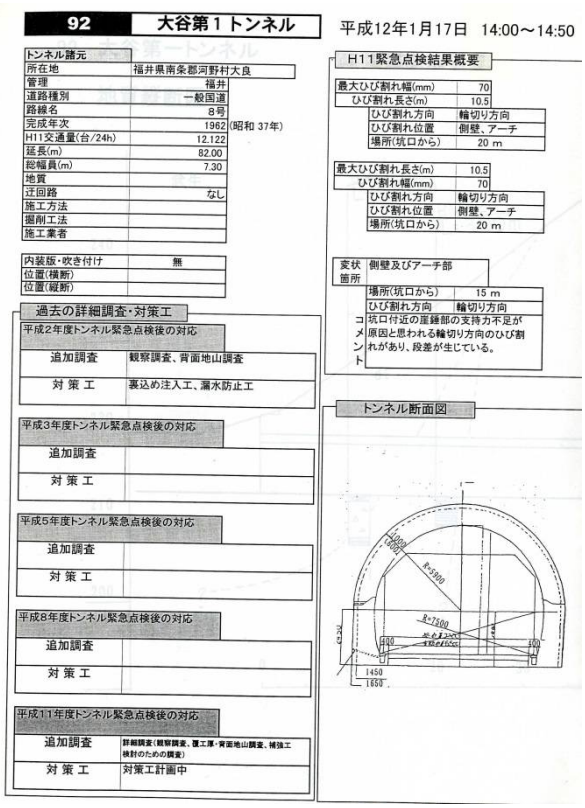
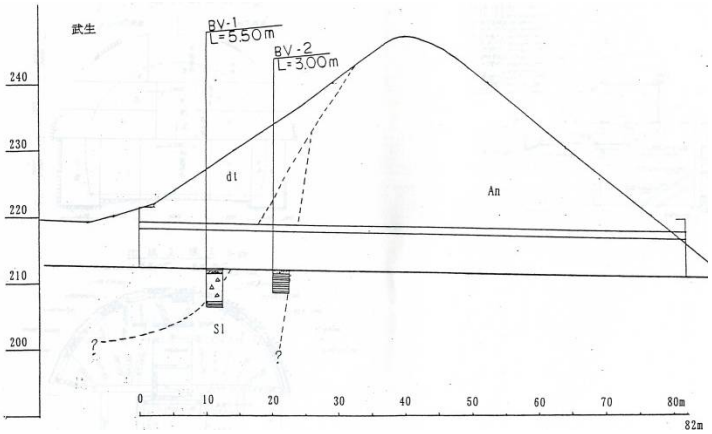


図-2　トンネル概要（大谷第一トンネル）



dt：崖錐堆積物
An：安山岩
Sl：粘板岩

図-3　既往資料（地質縦断図）

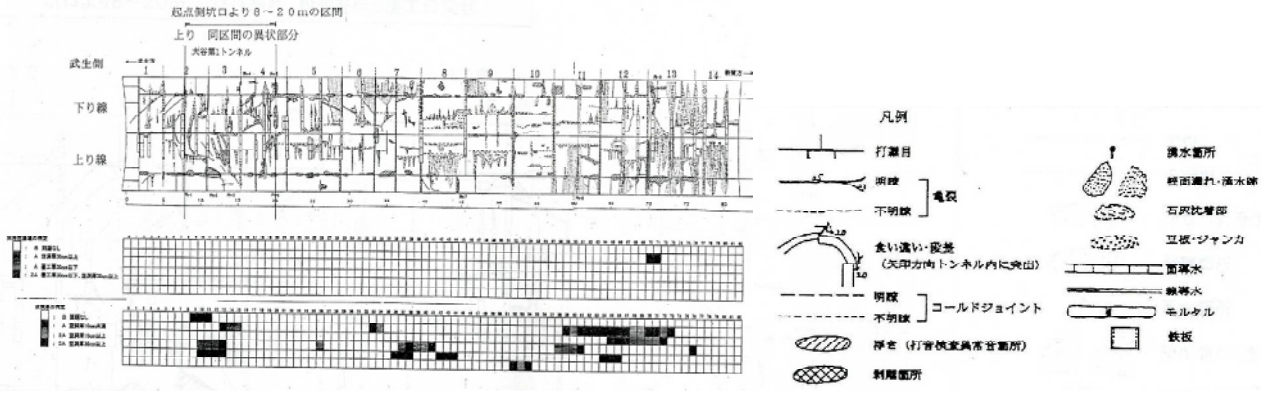


図-4　観察結果

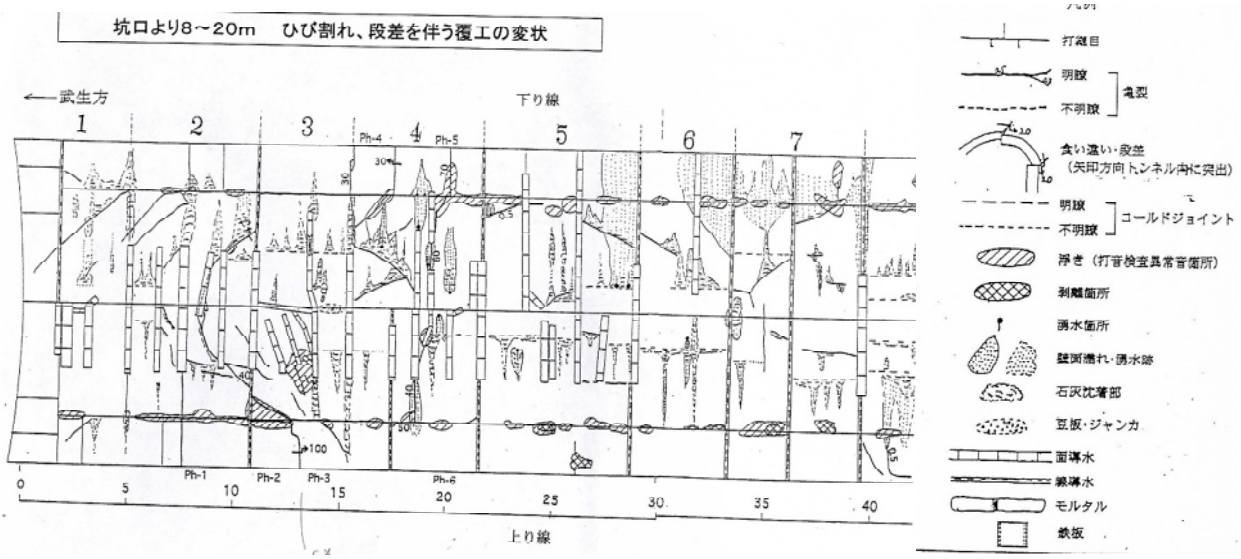


図-5　観察結果

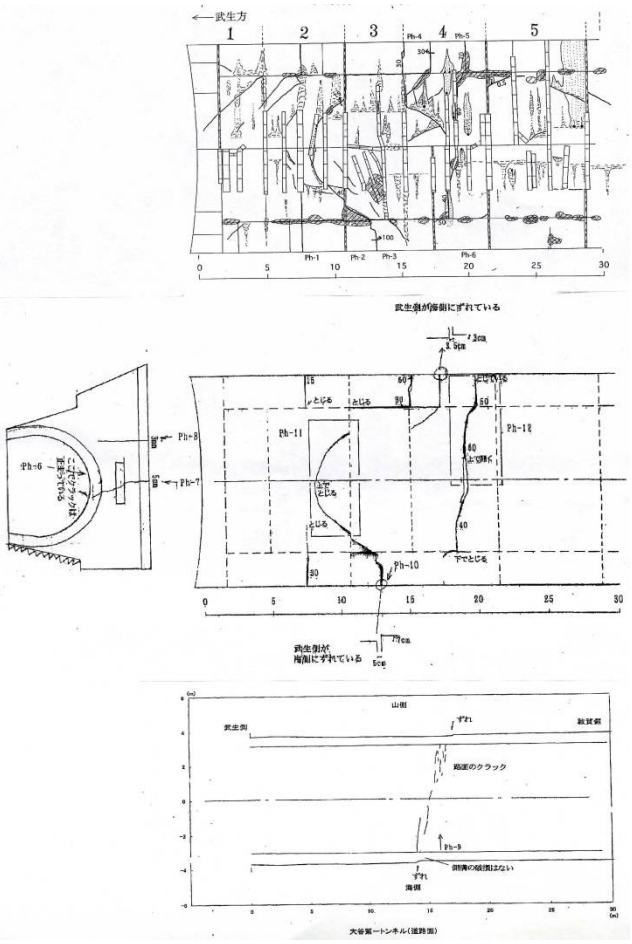


図-6　観察結果

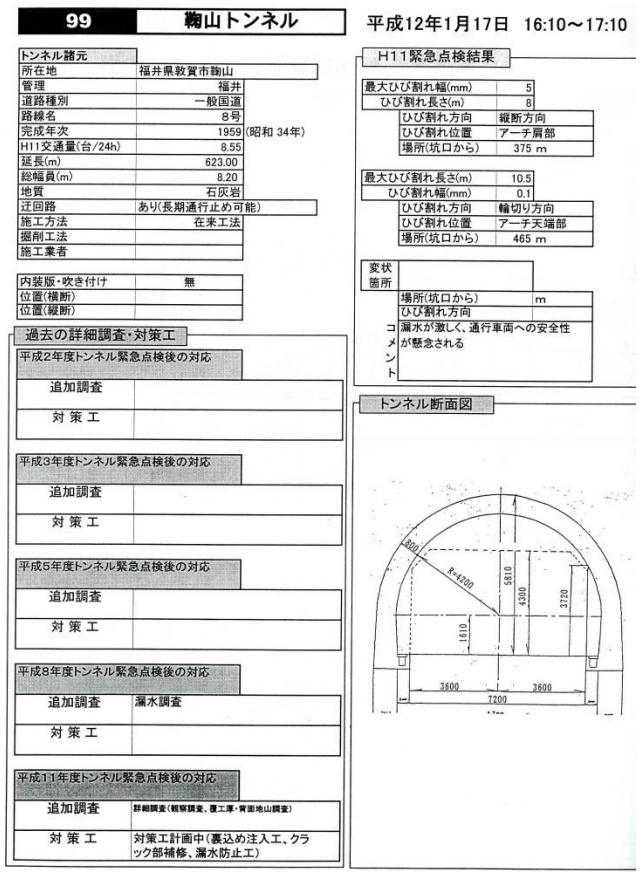


図-7　トンネル概要（鞠山トンネル）

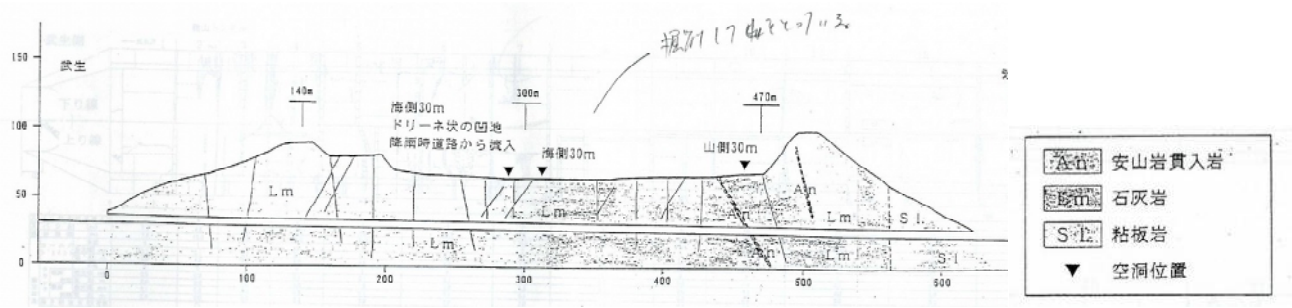


図-8　既往資料（地質縦断図）

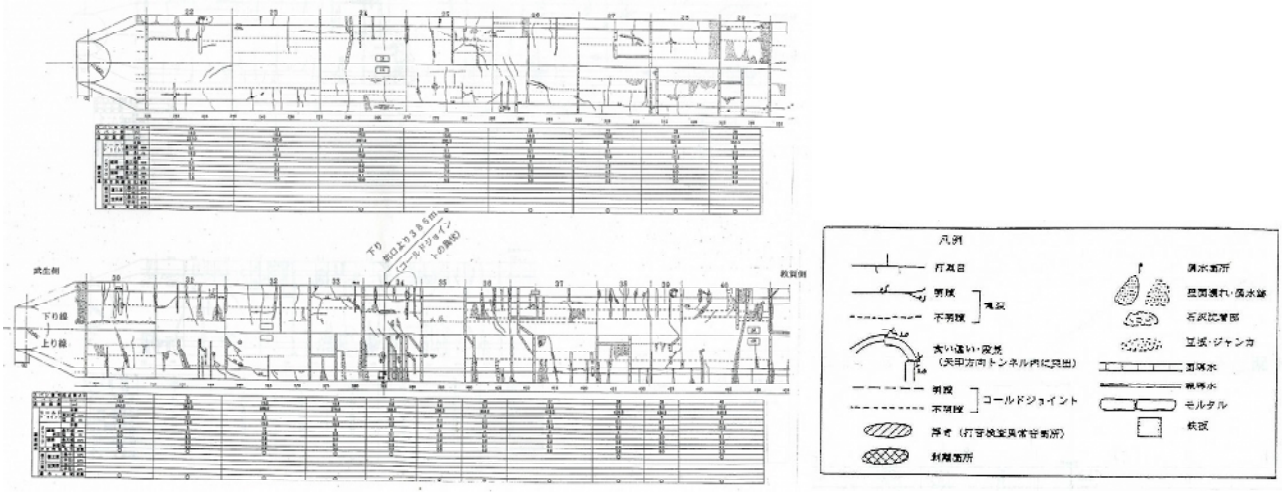


図-9　観察結果

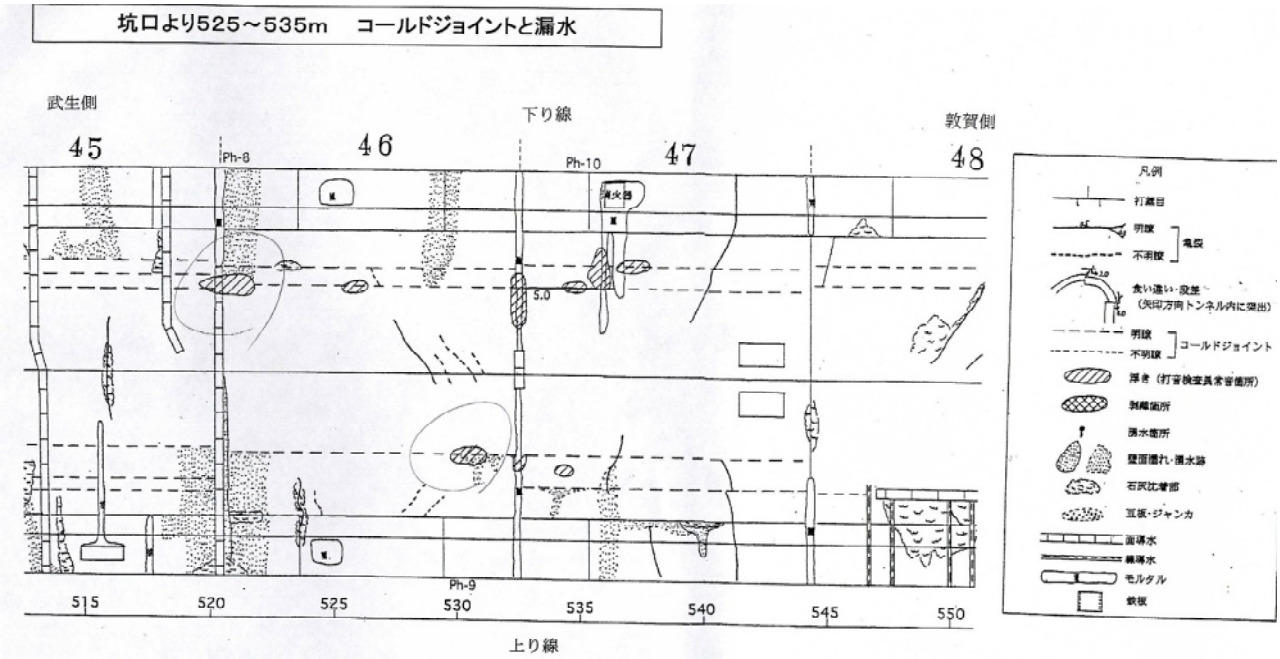


図-10　観察結果

「要注意」のトンネル調査

コンクリ劣化で近畿地建

補修方法など検討

2日間かけ 県内の7ヵ所対象に

図-11　新聞記事（中日新聞 1 月 18 日）

4）計測管理の成功例

【事例 5-1④】 1990 年 3 月～1992 年 12 月、国道 305 号 越前町 呼鳥門

呼鳥門は自然に形成された国道 305 号をまたぐトンネル状構造物である（写真-1）。1989 年 7 月に国道 305 号 越前海岸玉川地係で発生した岩盤崩落（【事例 1-7①】参照）を契機として、呼鳥門の将来的な安定性に関する広範な調査検討を行った。地質：火山円礫岩（礫種：安山岩・流紋岩、基質：火山灰質砂・シルト）、数層の凝灰岩の薄層（数～数 10cm 厚）介在、平面図：図-1、断面図：図-2､3。**調査**：1）ボーリング、ボアホールビデオによるクラック連続性の推定。2）浸透試験結果によるクラック連続性の推定（図-5､6）。3）FEM による応力分布の推定（図-8）。4）ベースフリクションモデルによる崩落条件・崩落モードの推定（図-9）。5）DEM による崩落条件・崩落モードの推定（図-10）。6）DEM 振動解析によるバイパストンネル掘削時の発破振動と地震の影響の評価。7）呼鳥門は凝灰岩の薄層での崩落により形成されたと推定される。上述の 1）～6）に基づいて、呼鳥門本体の当面の安定性は問題ないと判断した。8）呼鳥門北側側面のブロックの崩落の可能性が問題となった（図-3）。**対策**：1）恒久対策：バイパストンネルを建設する（図-16､17）。2）バイパストンネルが完成するまでの当面の対策として浮石除去、洞門工（写真-5）、計測管理を行う。3）計測管理： 計測器の配置（図-11～14）。呼鳥門北側側面のブロックの崩落を想定して計測器を重点的に配置している。4）計測管理結果（図-15）：平成 5､6 年は夏季の岩盤膨張と冬季の収縮で弾性的な挙動をしているが、平成 7 年から塑性的挙動が顕著となった。呼鳥門北側側面のブロックを単純はりとみた概算で 6mm の沈下でブロックが折れると推定された。平成 9 年に変位量が 6mm に近づいてきたので対策が必要と判断された。5）北側側面のブロックと呼鳥門本体を鋼製ロープ（50cm 間隔）で巻く工法を施工した。6）5）でロープの間をすり抜ける可能性がある 50cm 角の岩塊の落下に耐えられるように洞門工を補強した。**教訓**：1）計測管理の成功例である。2）海岸の厳しい条件でも計測機器は長寿命であった。

写真-1　呼鳥門全景（北側）

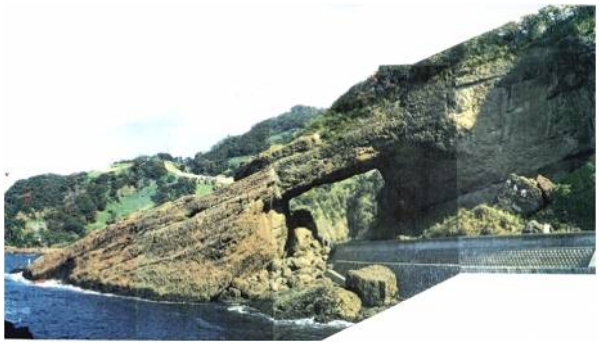


写真-2　呼鳥門全景（南側）

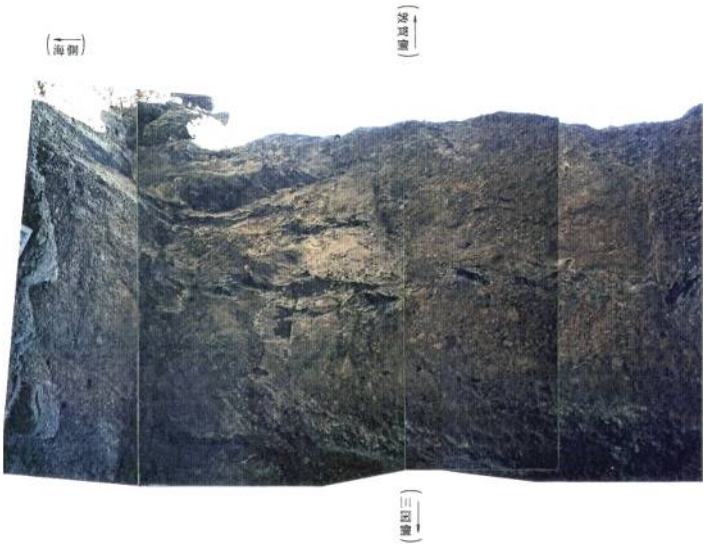


写真-3　トンネル内の天井面

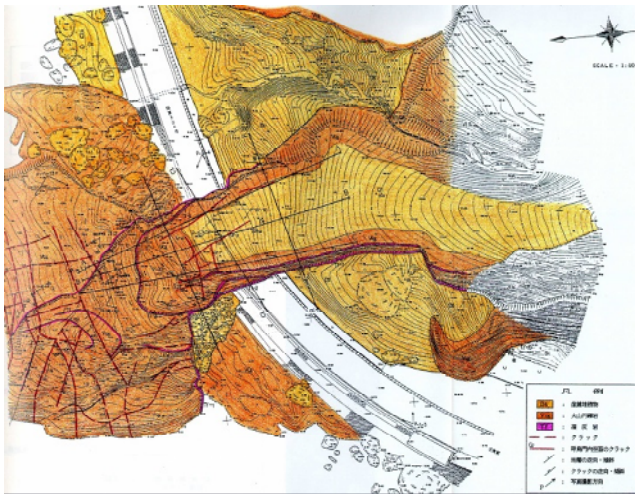


図-1　地質平面図

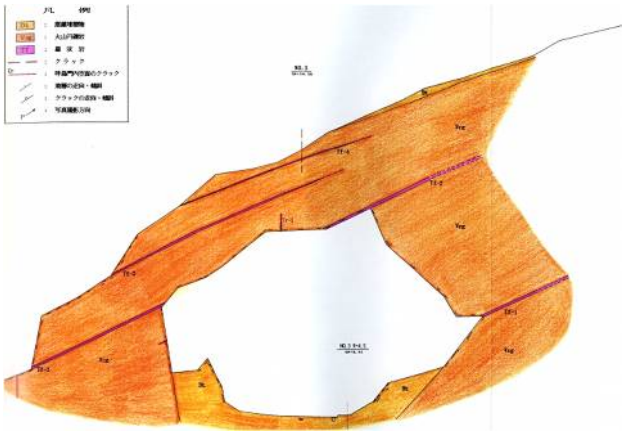


図-2　地層断面図（南側）

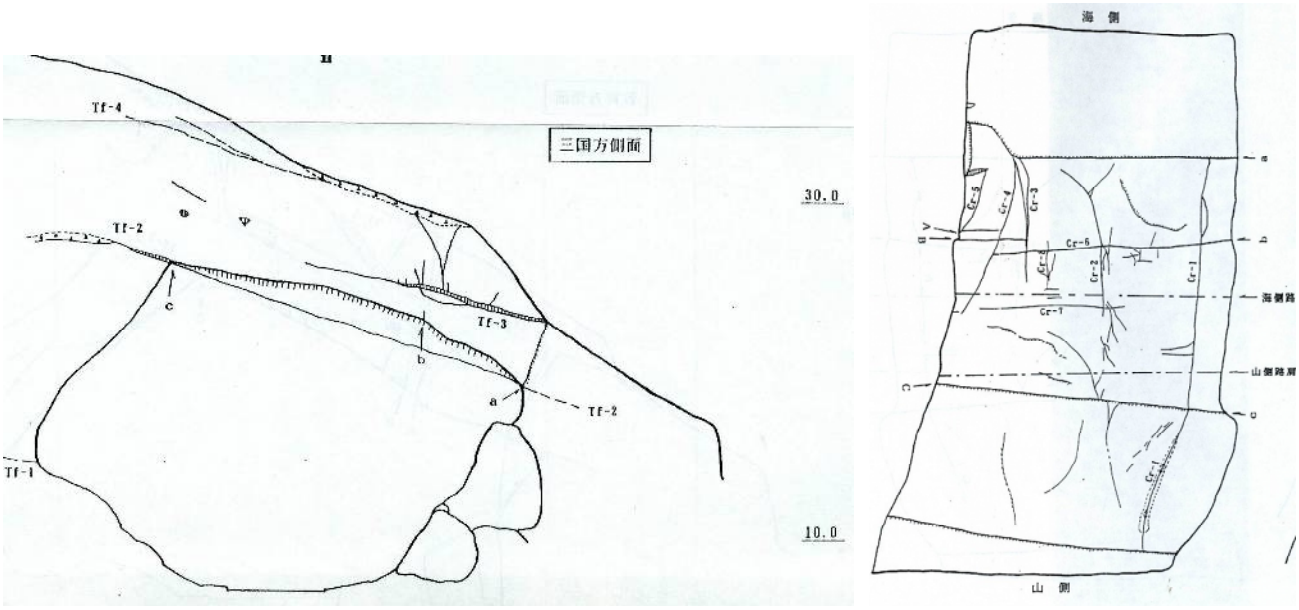


図-3　断面（北側）と天井面のスケッチ図

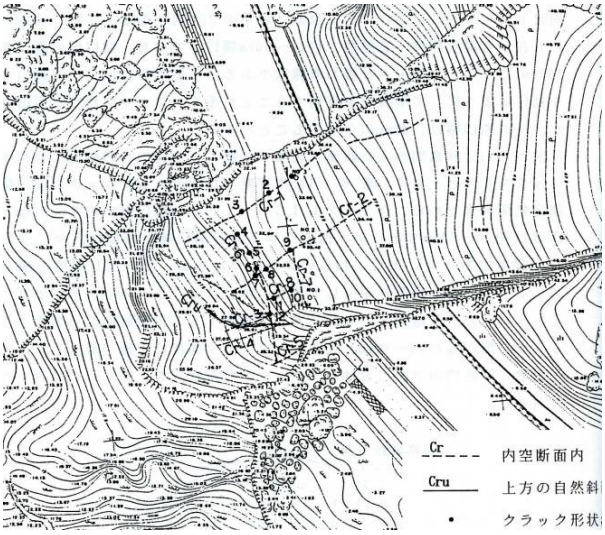


図-4　クラックの分布

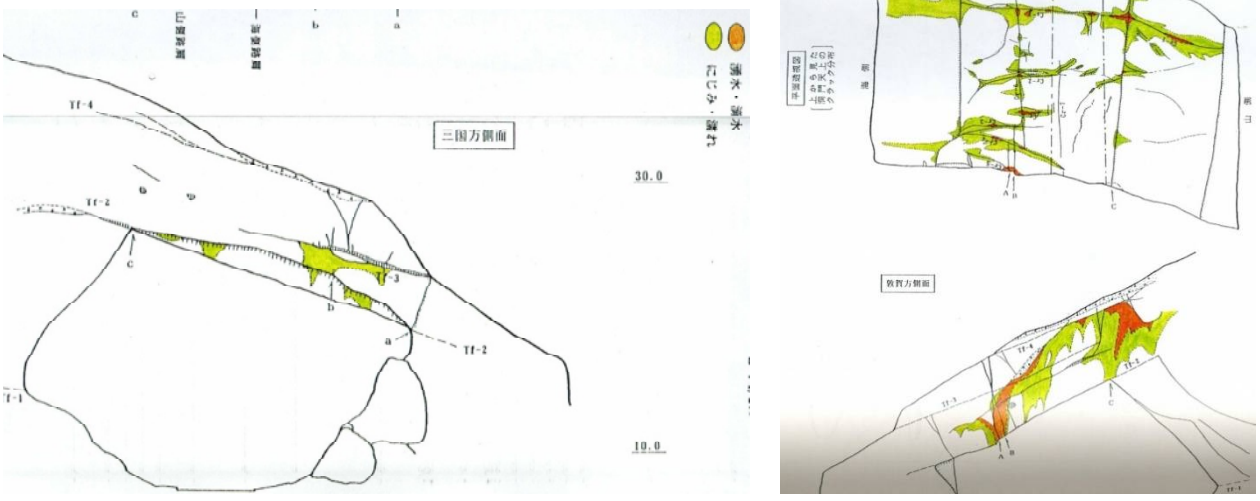


図-5　浸透試験における湧水状況

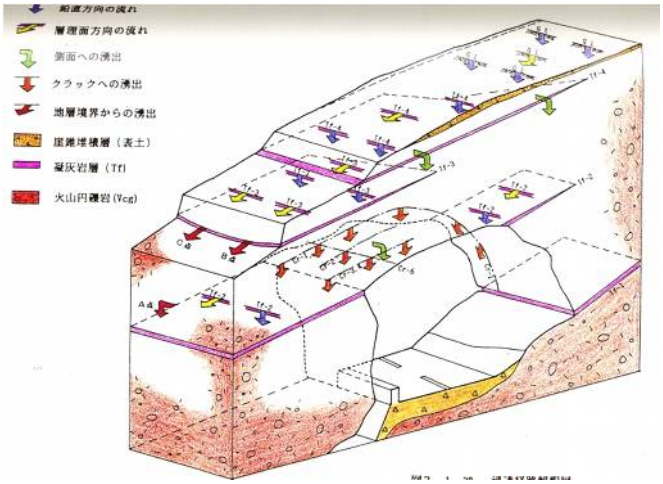


図-6　浸透試験における水の流れと亀裂

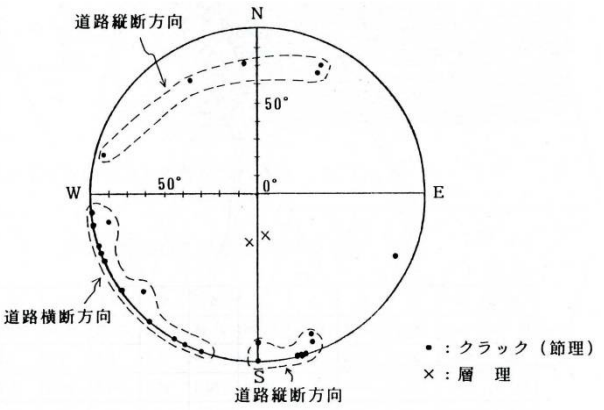


図-7　ステレオネット図

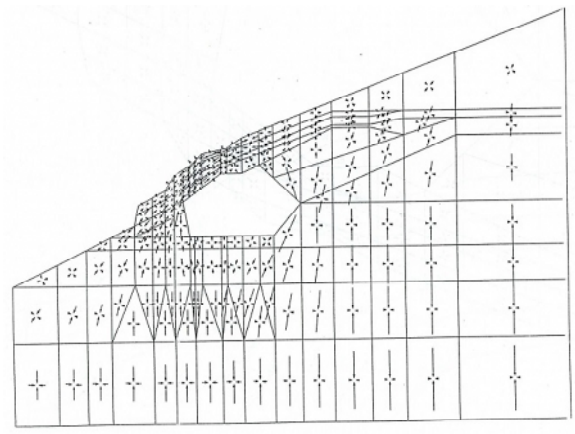


図-8　FEM による応力分布図の例

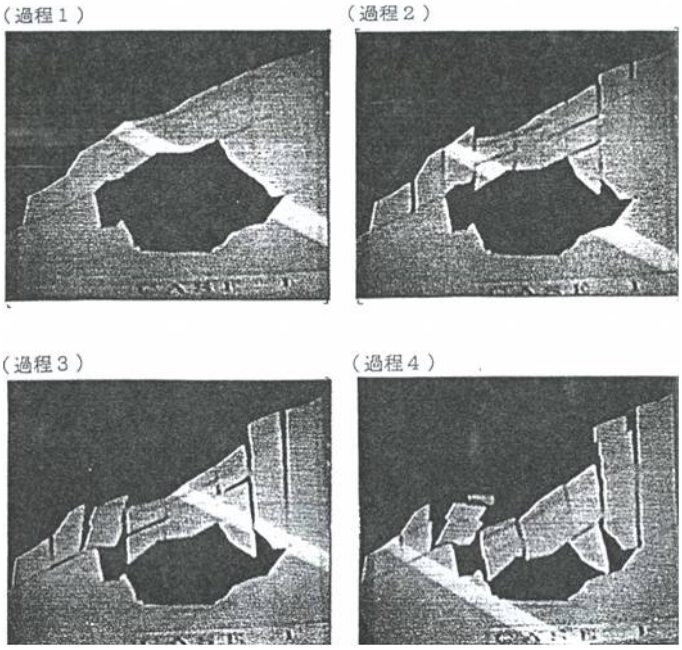
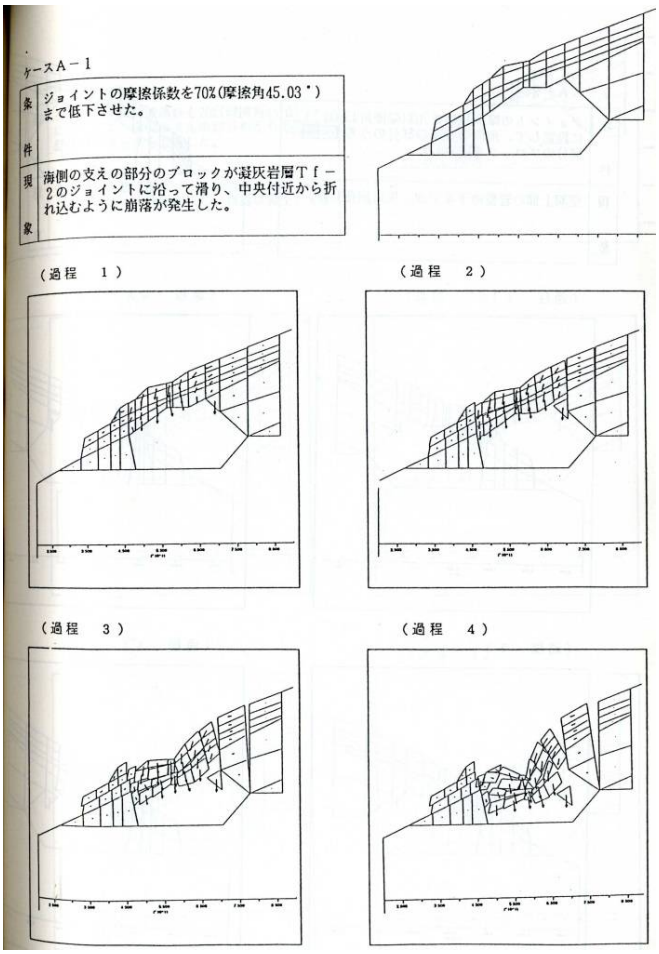


図-9　ベースフリクションモデルによる崩壊モード検討の例



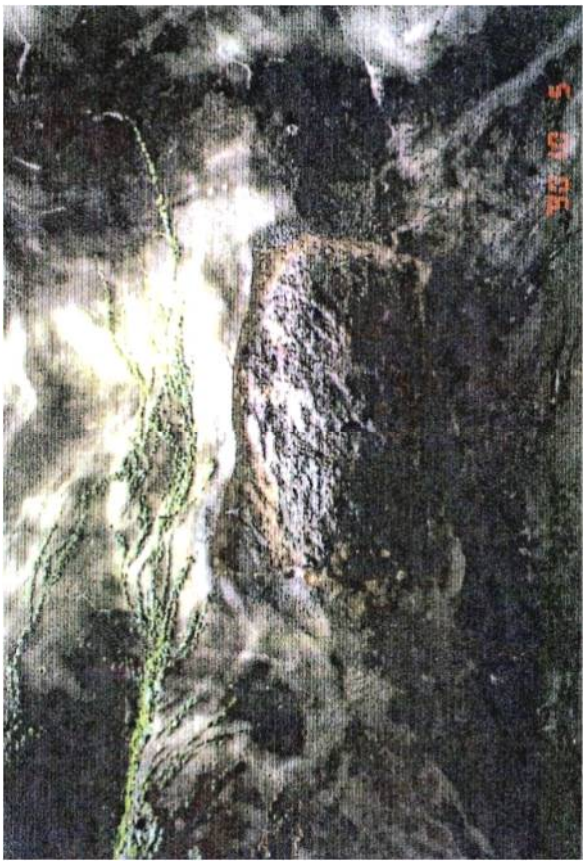
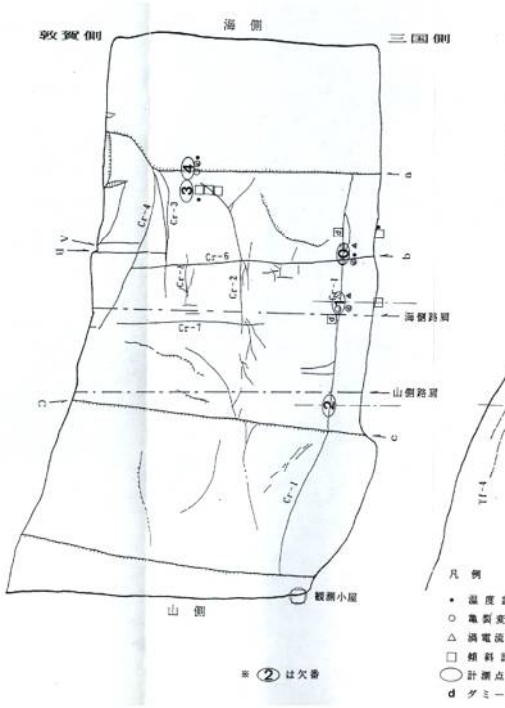


図-10　個別要素法（DEM）による崩壊モード検討の例　写真-4　樹脂吹付けネットの施工状況



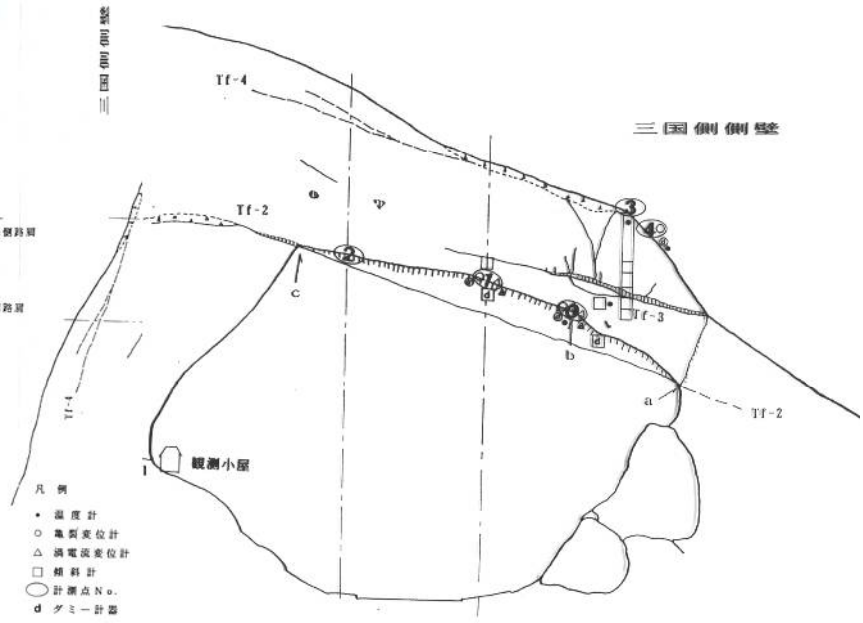


図-11　計測器の配置（天井面）

図-12　計測器の配置（北側側面）

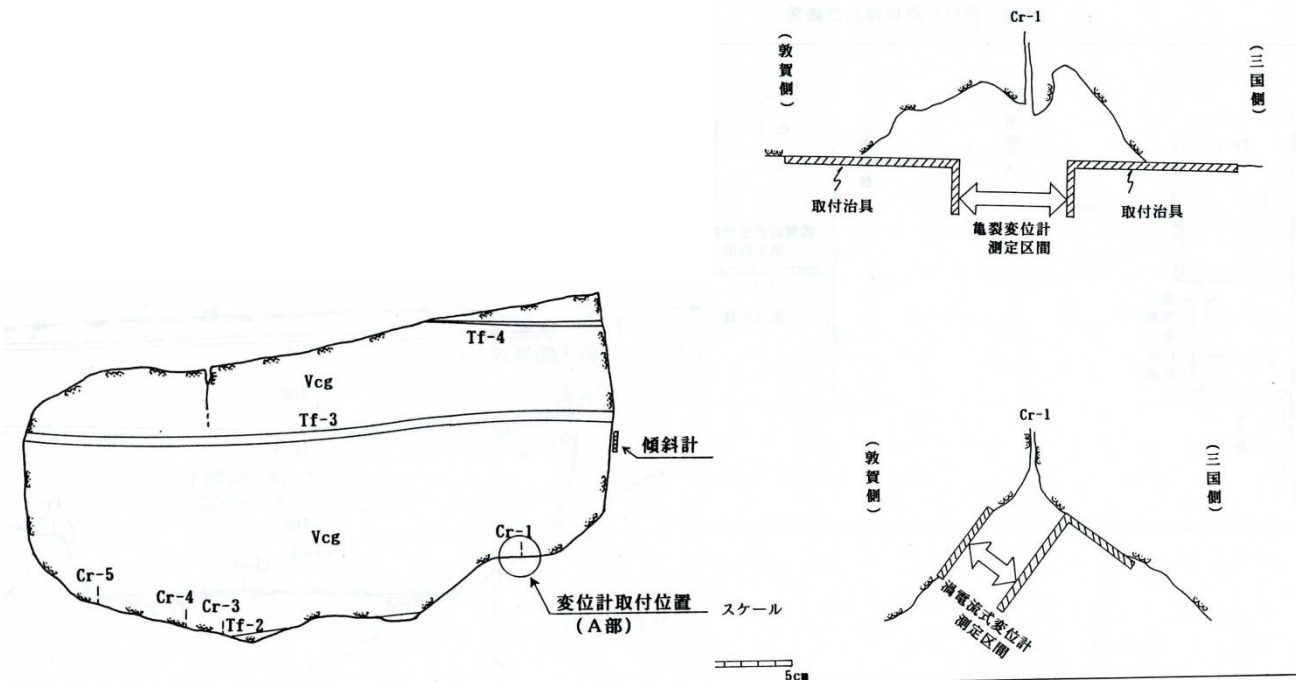


図-13　計測器の配置（詳細図）

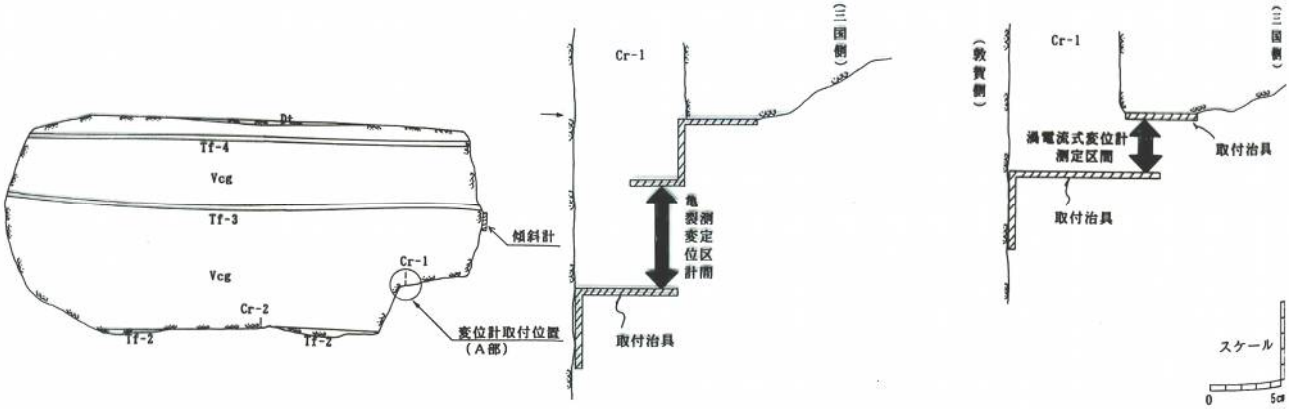


図-14　計測器の配置（詳細図）

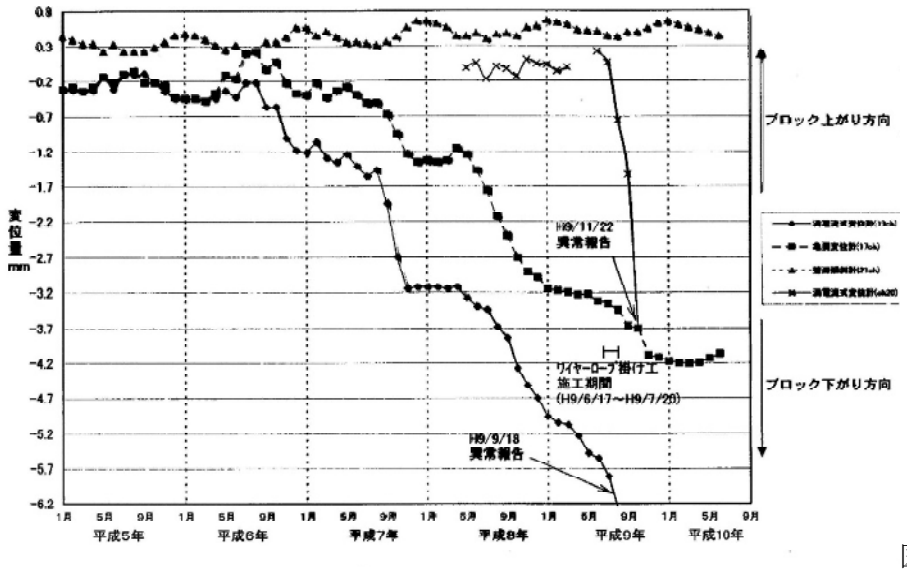


図-15　計測結果（変位量）

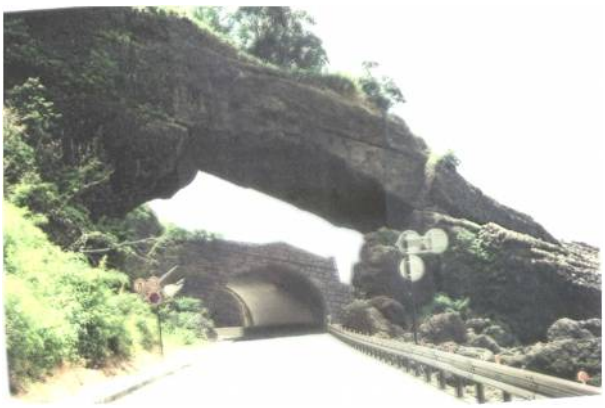


写真-5　対策工（洞門工）

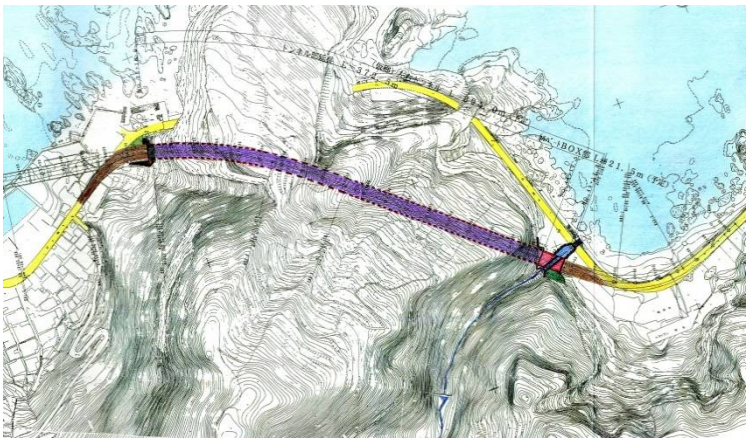


図-16　バイパストンネル平面図

図-17　バイパストンネル想定図（北側坑口）

5-.2 設計･施工

1）乾燥しやすい環境での覆工コンクリート施工に注意

【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市）

トンネル覆工に多数のクラックが発生し、トンネル上部地山に崩壊地形が見られたためトンネルの安全性が問題となった。また、トンネル内車道 RCCP 舗装部・歩道部に多数のクラックが発生し、通行安全性が問題となった（写真-1)。地質：粘板岩・砂岩、縦断図：図-1、断面図：図-2。**1. 車道部**：1）コンポジット舗装構造：ホワイトベースーRCCP（転圧コンクリート）と表層ー半たわみ性舗装、多層弾性理論による構造設計、パイロット事業。2）1995,5,11～5,20 に RCCP 施工、7 日後にクラック確認。横断方向のクラックのみ（図-3)。クラック幅は小さく（0.4～0.6mm)、RCCP の下まで入っている。目地間隔 15m と 20m でクラック発生頻度の差はない（図-7)。3）クラック調査・路面調査：1995,5,30、1996,3,22、1996,5,23、1996,7,11、1997,1,17、クラックの増加・延伸若干あり。4）当トンネルは敦賀湾に面した、吹き抜け風が強く乾燥しやすい環境であったこと、目地間隔、高炉セメントの使用などが重なったことが原因と推定。5）FWD 測定で、クラック部と目地部で荷重伝達率に差がないことを確認した（図-4～10)。**2. 歩道部**：1）コンクリート舗装人力施工 1995,7、高炉セメント、車道目地と合わせて 15、20m 目地間隔。2）1996,8 クラック確認、2～5m ごとに横断方向に発生、クラック部は 10～20mm の盛り上がり(反り)。3）車道部 4）と同じ原因で乾燥収縮によるクラックが発生し、コンクリート版上下面の乾燥収縮量の差による反りが生じたと推定した。**3. 覆工部**：1）NATM、覆工施工 1992,4、1996,7,11 福井側側壁部に複数のへ

アクラック、敦賀側は少ない、1996,7,31 福井側へアクラック増加・敦賀側へアクラック進行なし、1996,8,19 福井側へアクラック増加・敦賀側へアクラック増加、1996,9,19 福井側・敦賀側へアクラック進行微量、1997,1,20 福井側・敦賀側へアクラック若干の増加（図-11)。2）亀裂ひずみ計によるクラック幅変化量はコンクリートの温度収縮で説明できる（図-12、13)。3）トンネル坑内の気温変化による覆工コンクリートの温度解析により、冬季に応力が引張強度を超える結果となった（図-15～17)。4）トンネル本体定点観測で変位はなかった（図-18)。5）北側坑口部の地上斜面は流れ盤の崩壊地形で、弱い地層がある（写真-1～3)。伸縮計観測結果で小規模な表層すべりの可能性が認められたが、トンネルに圧力を及ぼすような顕著な変位は観測されなかった（図-19～21)。6）北側坑口部の地上部の斜面安全率は不足している（図-22)。7）吹付けコンクリートやロックボルトの効果を無視した 2 次元弾性 FEM では、覆工コンクリート天端に無視できない引張り応力が発生する（図-23)。8）クラック発生の主な原因はコンクリートの乾燥収縮・温度収縮と推定。側壁部にクラックが多いことはインバートによる拘束の影響と推定（図-13)。**対策**：**1. 車道部**：1）上記の調査結果により、幅が変化しているクラック：収縮目地として、クラックに沿って瀝青目地材でシール。幅が変化していないクラック：エポキシ系樹脂などの注入で閉塞。**2. 歩道部**：1）クラックを瀝青目地材でシール。**教訓**：**1. 車道部**：1）RCCP でクラック発生は収縮目地として供用上の支障なし。FWD 調査でクラック部 68.5%、目地部 69.8%の荷重伝達率で耐久性の問題なし。**2. 歩道部**：1）乾燥しやすい環境でのコンクリート施工。**3. 覆工部**：1）乾燥しやすい環境でのコンクリート施工。2）偏圧を受けるトンネル設計・施工。3）崩壊地形での坑口を避ける。

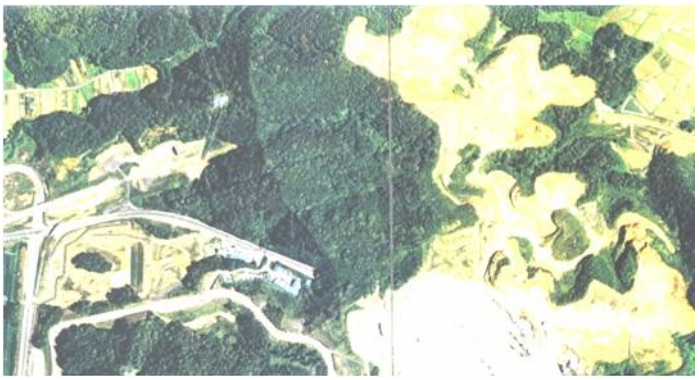


写真-1　全体の空中写真（左が北側坑口ー起点側）

写真-2　北側坑口の着工前（崩壊地形）

写真-3　北側坑口の完工後

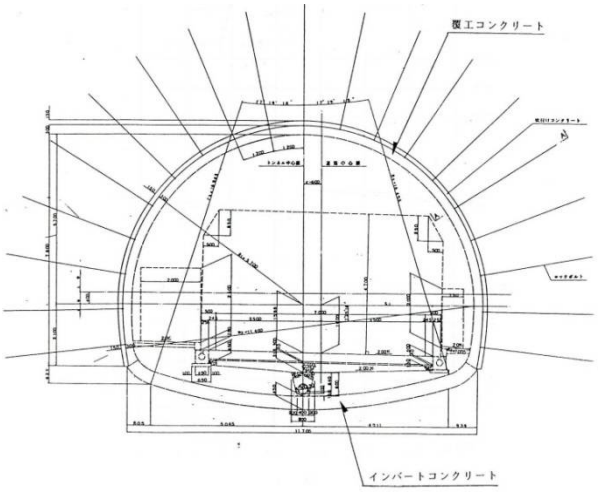


図-2　トンネル断面

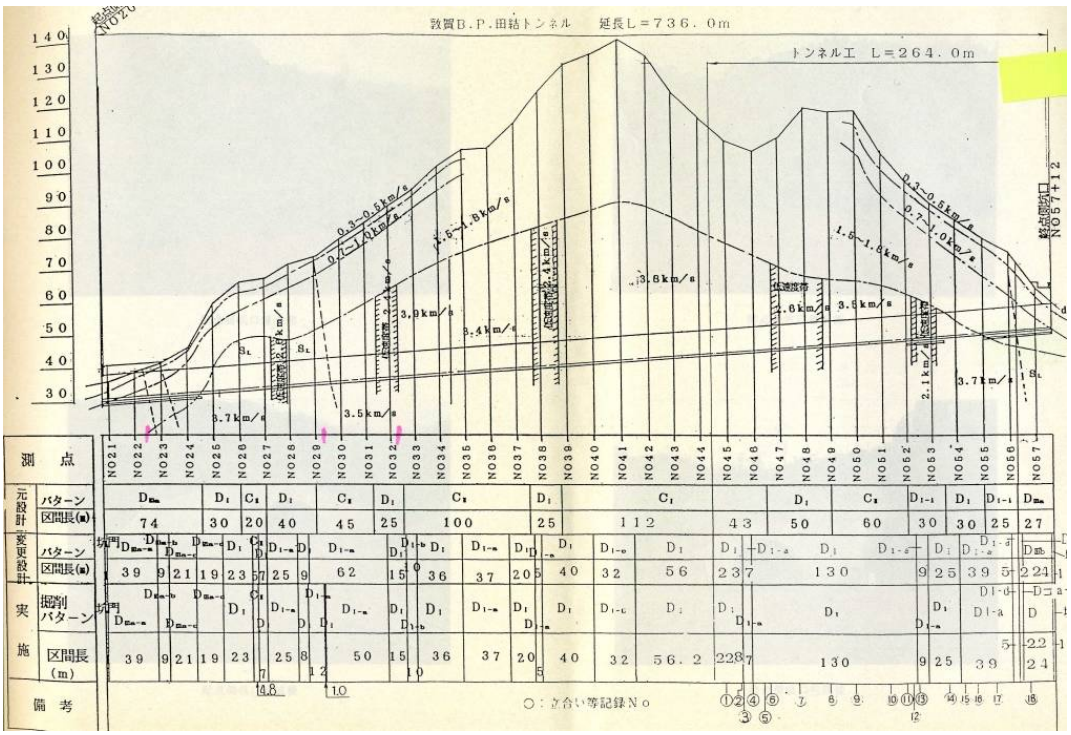


図-1　トンネル地質縦断図

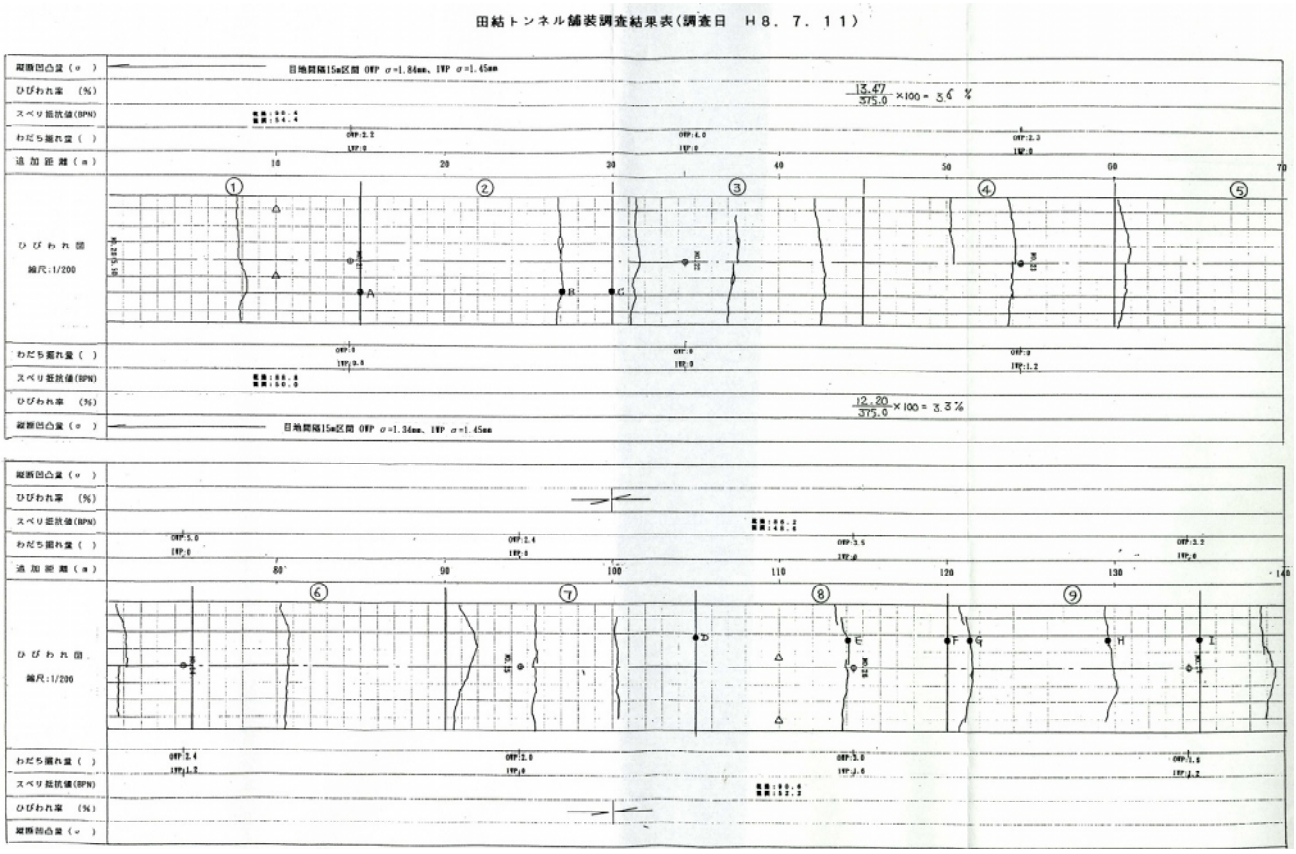


図-3　舗装部の目地とクラック分布

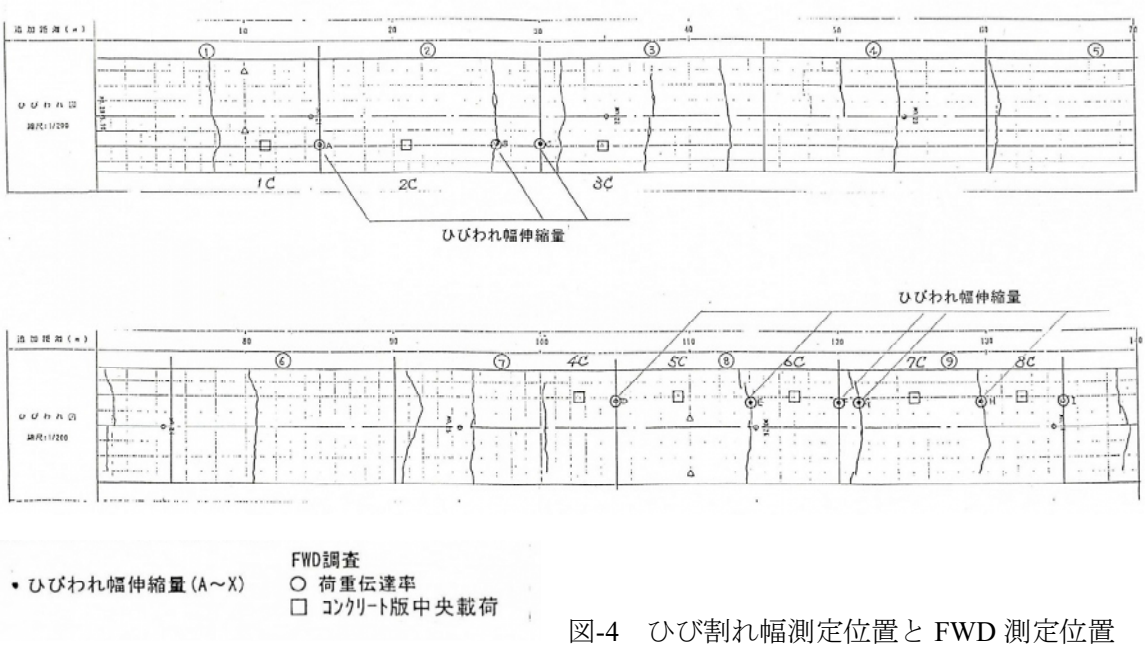
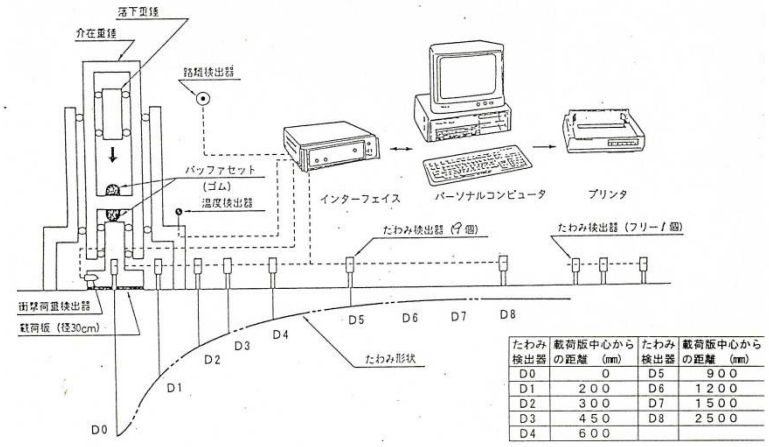


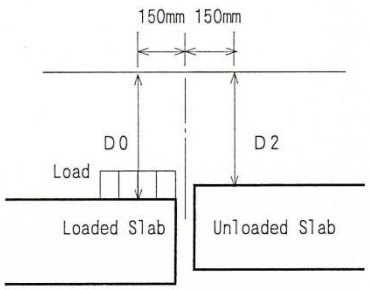
図-4　ひび割れ幅測定位置と FWD 測定位置



たわみ検出器	載荷版中心からの距離 (mm)	たわみ検出器	載荷版中心からの距離 (mm)
D0	0	D5	900
D1	200	D6	1200
D2	300	D7	1500
D3	450	D8	2500
D4	600		

図-5　FWD 測定

$$eff(\%) = \frac{D2}{(D0+D2)/2} \times 100$$



載荷版およびたわみセンサーの位置図
Load：10tf
D0 ：載荷版ｾﾝﾀｰのたわみ量
D2 ：載荷版ｾﾝﾀｰより300mm離れた位置のたわみ量

図-6　荷重伝達率の定義

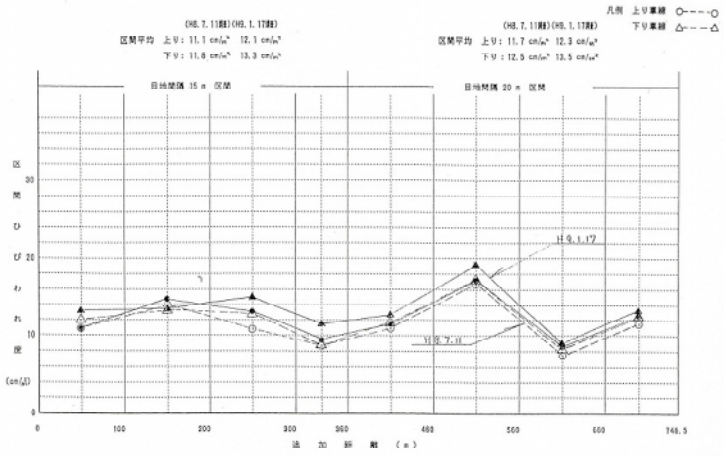


図-7　目地間隔とひび割れ度（cm/m）の関係

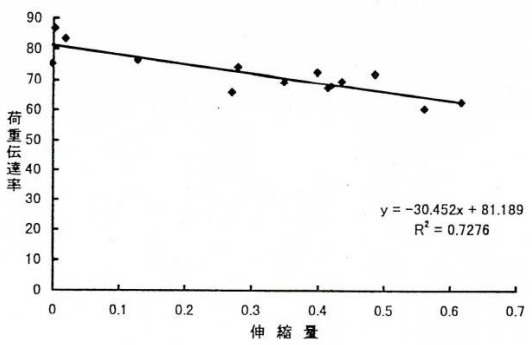


図-8　荷重伝達率と伸縮量の関係

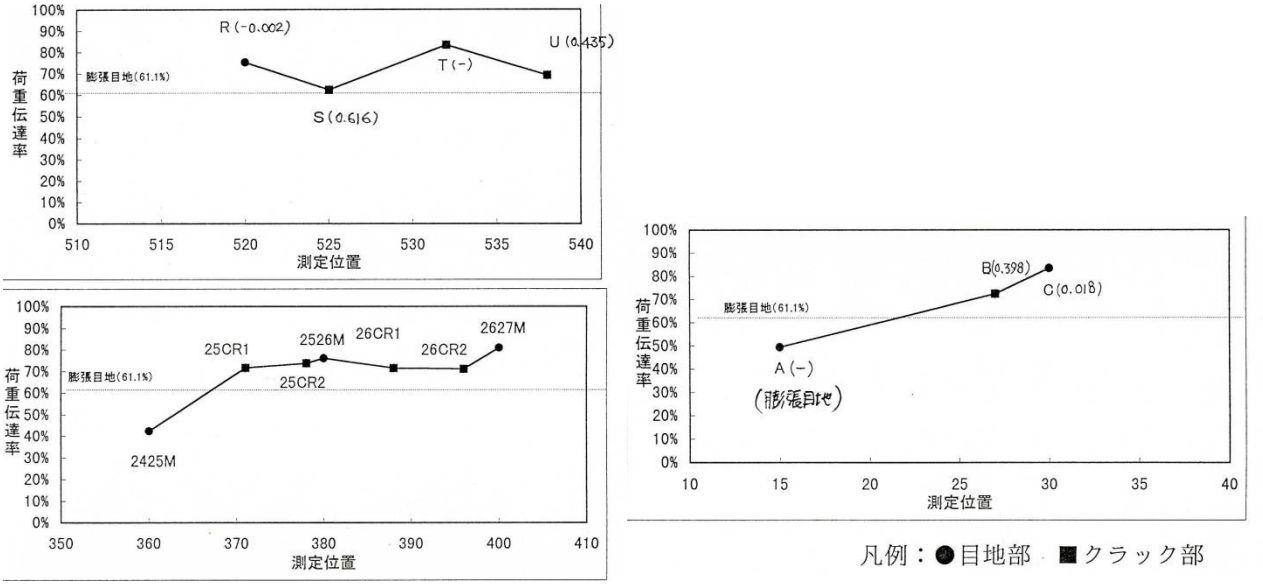


図-9　荷重伝達率測定結果

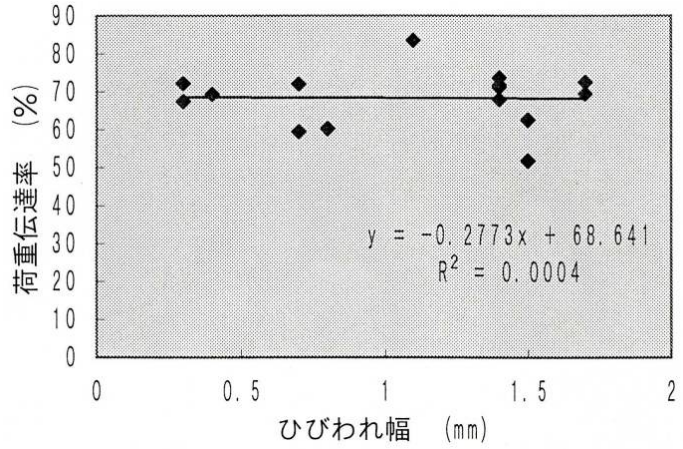


図-10　荷重伝達率とひび割れ幅の関係

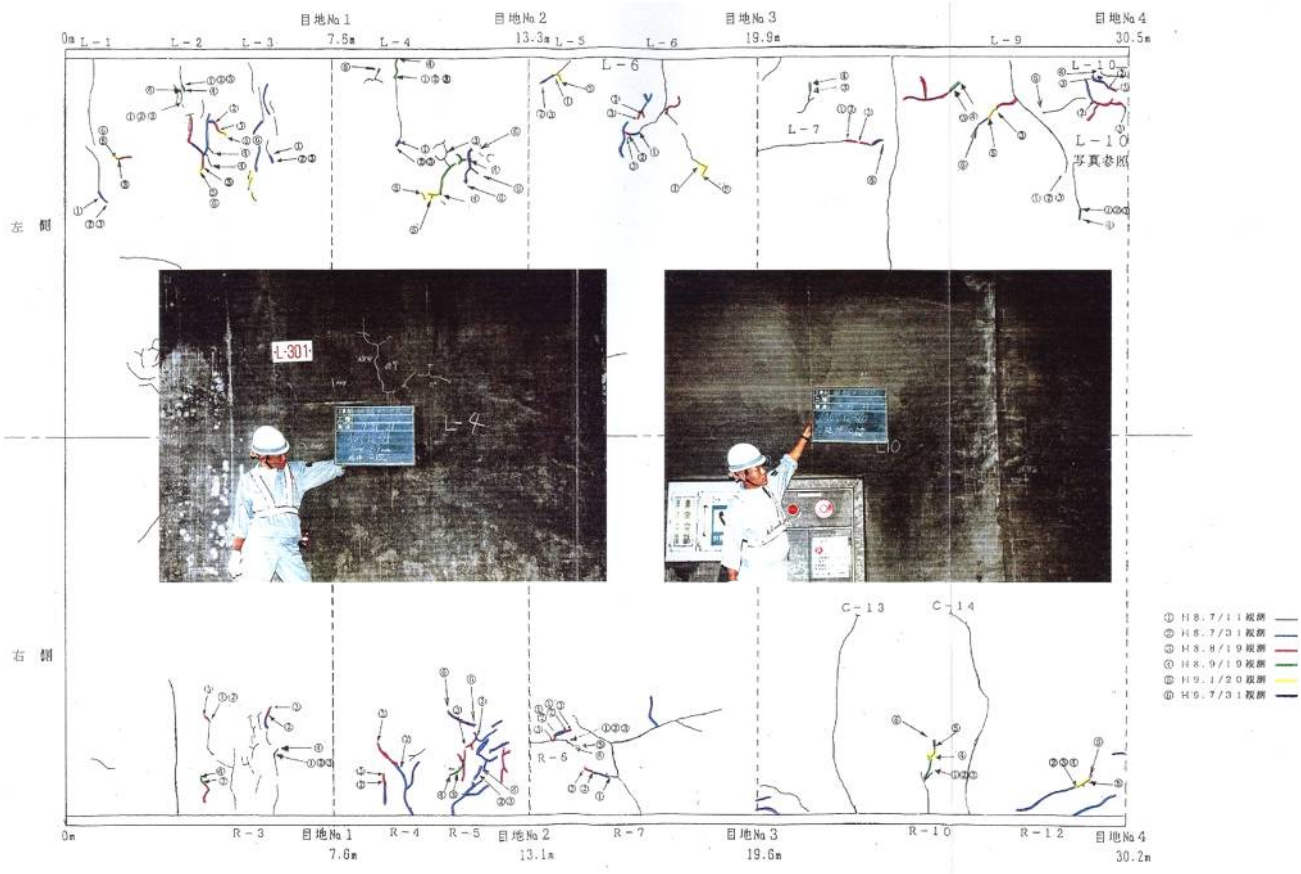


図-11　覆工クラック位置の経時変化

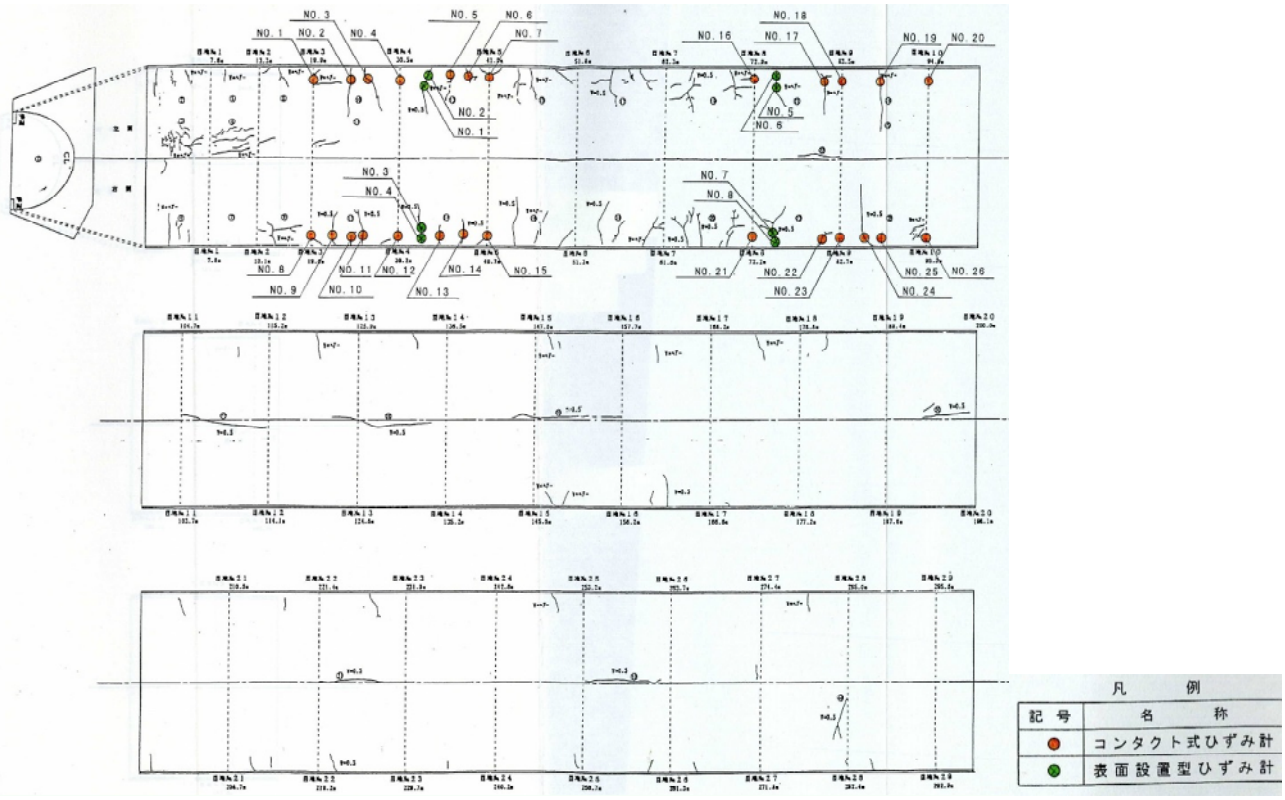


図-12　クラック幅の測定位置

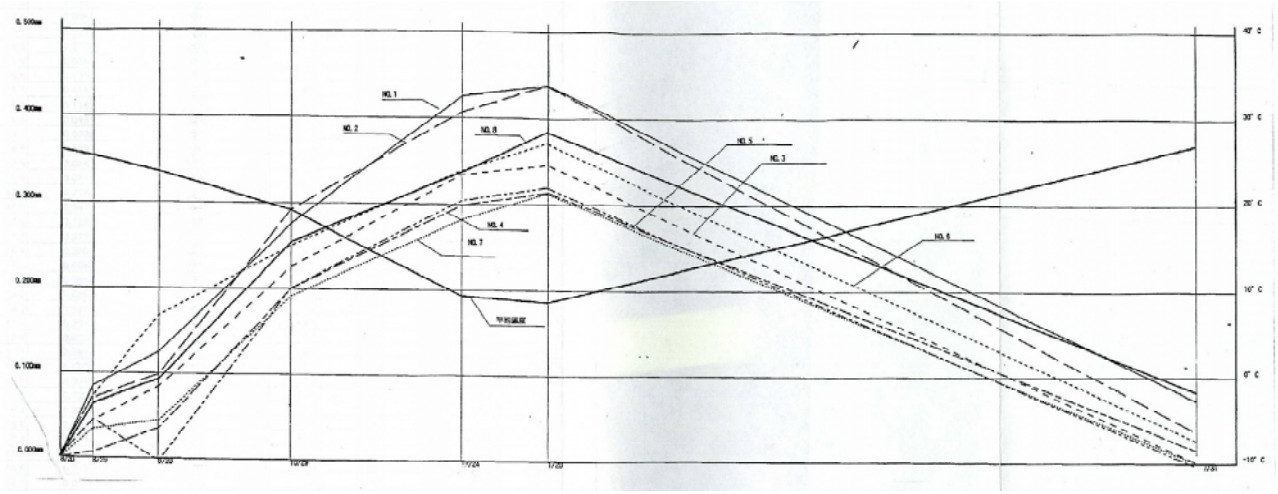
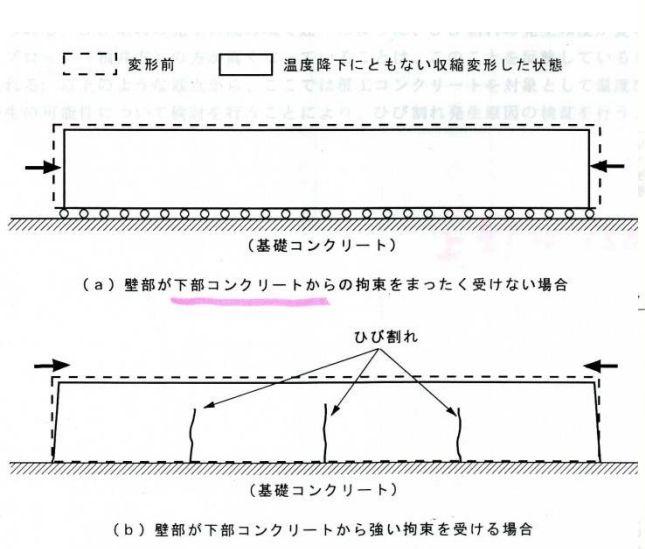


図-13　気温変化とクラック幅の関係



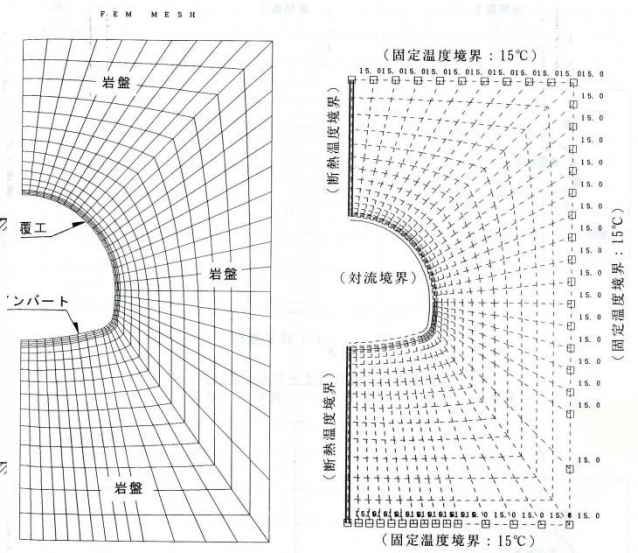
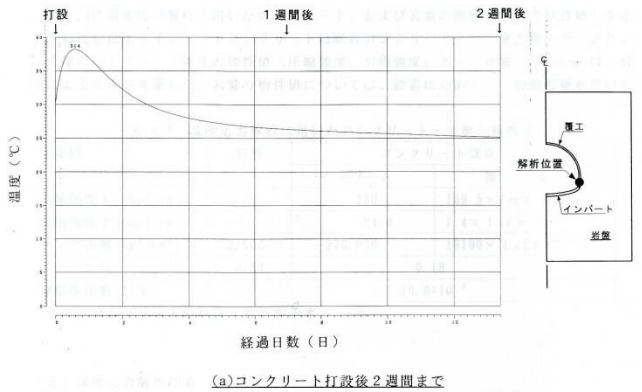
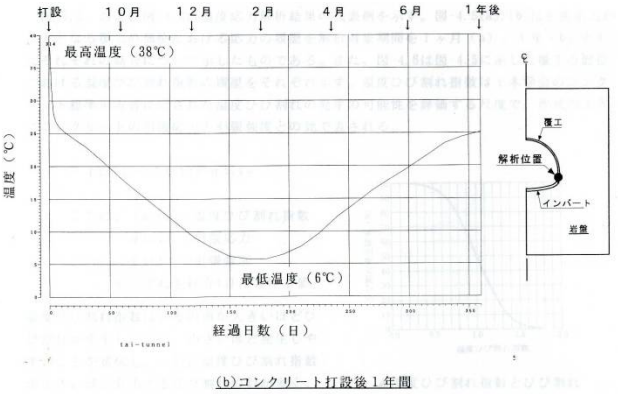


図-14　覆工コンクリートと下部コンクリートの関係　図-15　覆工温度解析　要素分割図と境界条件



(a)コンクリート打設後２週間まで



(b)コンクリート打設後１年間

図-16　坑内の温度変化

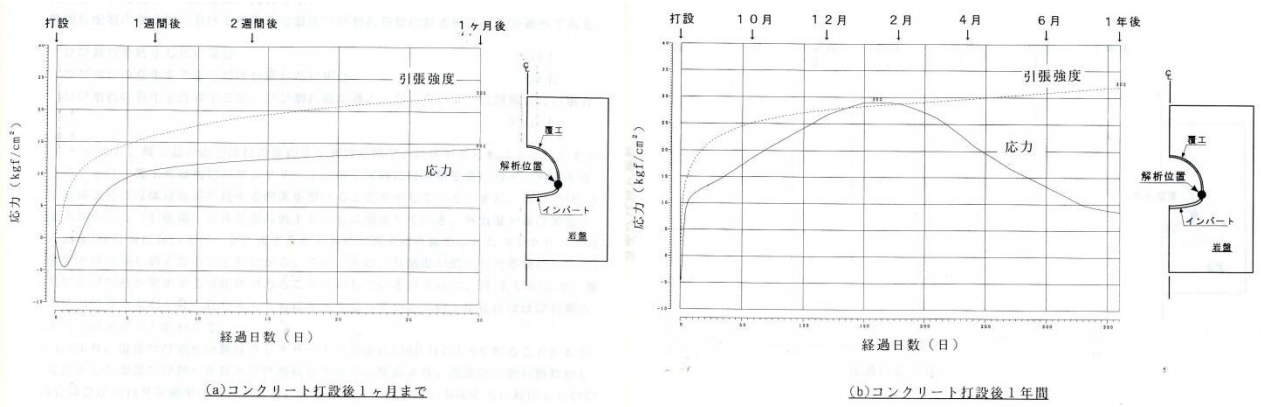
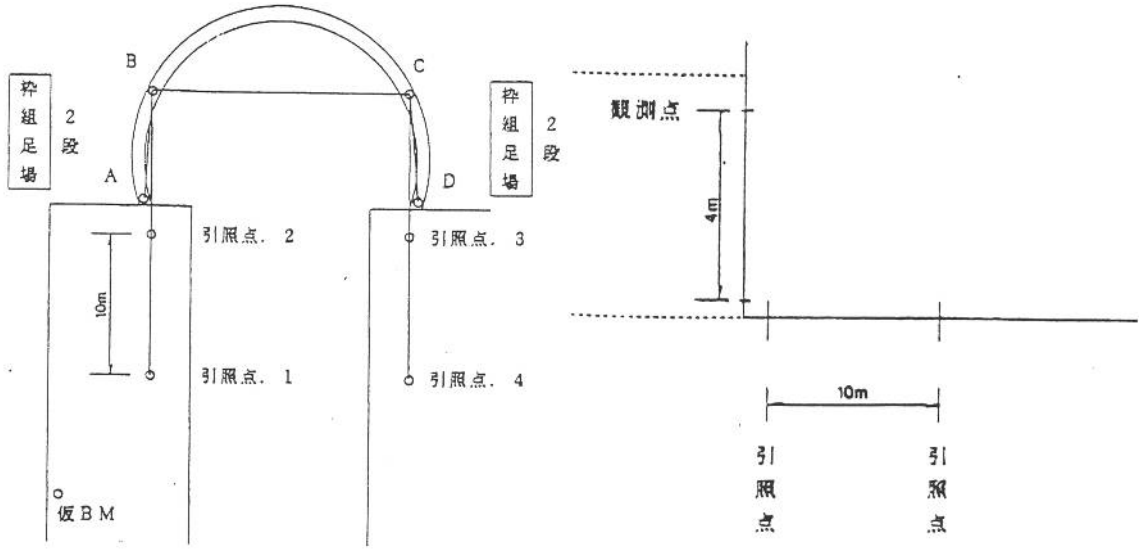


図-17　温度変化による応力と引張強度の関係



引照点による水平移動観測　A，B，C，D
スチールテープにより実測　A，B，C，D
高低は仮ＢＭより観測　A，D（B，C）

図-18　トンネル坑口の変位計測

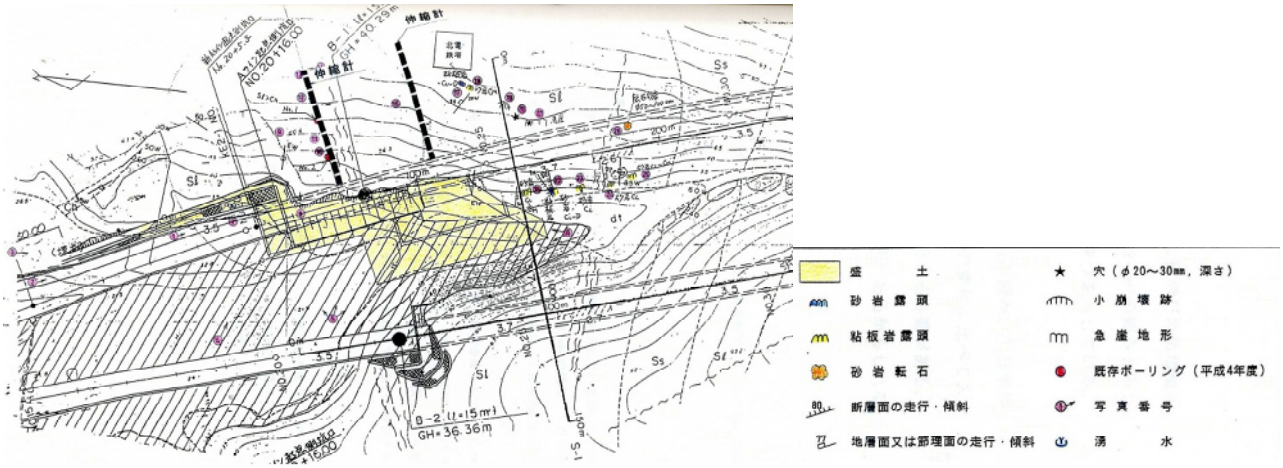


図-19　北側坑口平面図（伸縮計の配置）

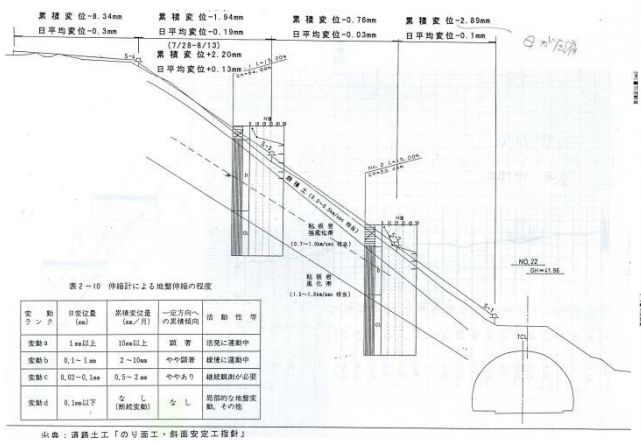


図-20　伸縮計設置の断面図

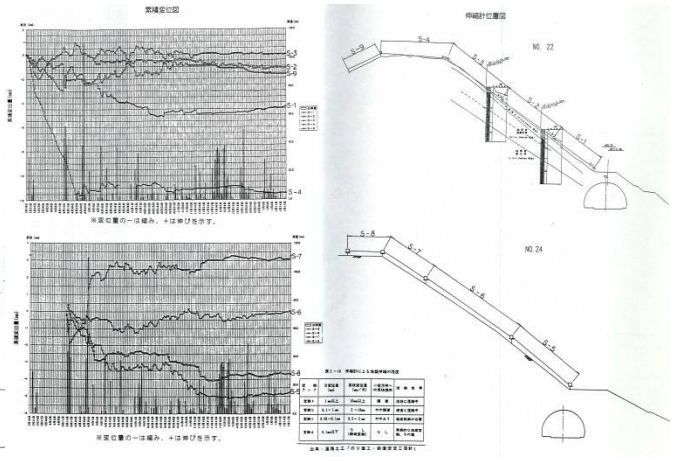
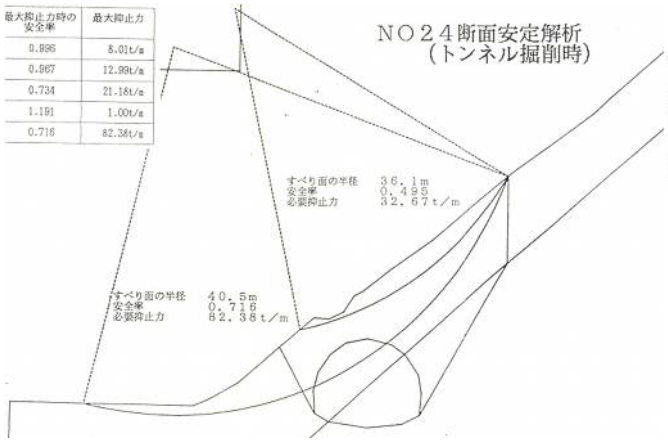


図-21　伸縮計の計測結果（斜面下部の S-1 のみが圧縮）



最大抑止力時の安全率	最大抑止力
0.896	8.01t/m
0.967	12.99t/m
0.734	21.18t/m
1.191	1.00t/m
0.716	82.38t/m

図-22　坑口付近の斜面安定計算

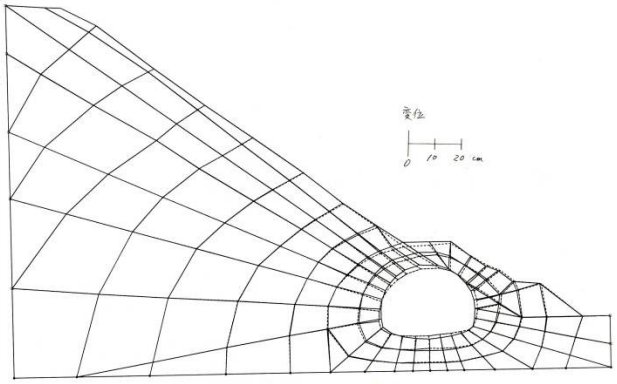


図-23　FEM による変位図

2）偏圧を受けるトンネル設計・施工

【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市）

【事例 5-2①】参照。

3）崩壊地形での坑口に注意

【事例 5-2①】 1996 年 8 月、国道 8 号バイパス 田結トンネル（敦賀市）

【事例 5-2①】参照。

4）覆工コンクリート施工管理の徹底

【事例 5-2②】 2000 年 9 月、小和清水トンネル、石生谷トンネル、田代第二トンネル

トンネル覆工施工の不完全さについて会計検査院から指摘を受けて補修方法を検討した（写真-1～5）。**調査結果**：表-1､2。**変状と原因**：1）裏面水の漏水・滲み出し・遊離石灰（写真-4、図-8､9）。2）セントル面板押上げ過剰によるクラック（図-2）。3）乾燥収縮によるクラック（写真-5）。4）妻板脱型時の角欠け・欠損。5）セントルのセット不良による打継目部の目違い。6）セメントペーストの滲み出しによる付着物。7）縞模様・気泡あばた。8）目地沿いのクラック（写真-1～3、図-1～5）。**対策**：1）基本方針（図-13、

表-3）2）補修方法の例（図-14）。**教訓**：覆工コンクリート施工管理の徹底。

写真-1　目地沿いのクラック

写真-2　セントル接続不良個所

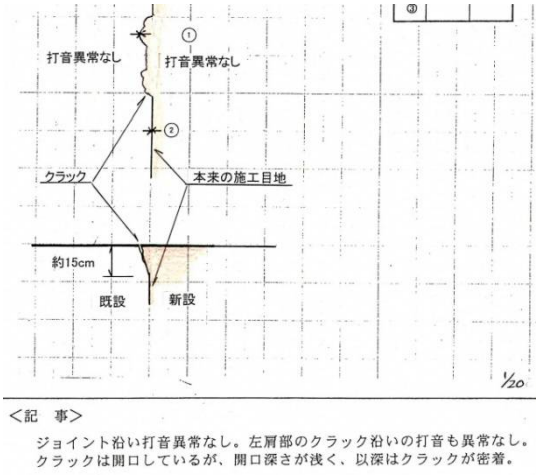
写真-3　セメントペースト流出箇所
（目地部、下面にクラックなし）

写真-4　セメントペースト流出箇所

ヘアークラックの状況（密着）

クラックの連続性の確認（ハツリ作業

写真-5　ヘアークラック



<記　事>

ジョイント沿い打音異常なし。左肩部のクラック沿いの打音も異常なし。
クラックは開口しているが、開口深さが浅く、以深はクラックが密着。

図-1　目地部クラック状況の例

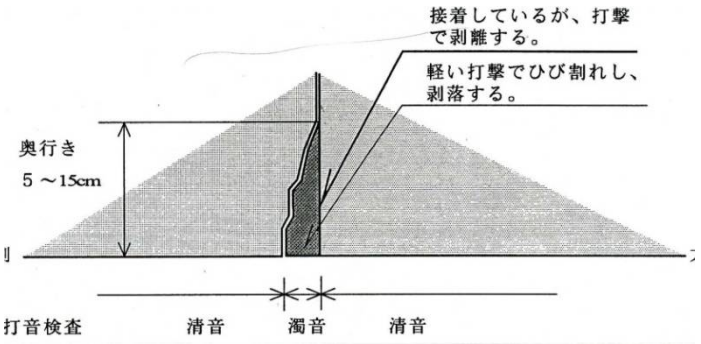


図-2　目地部クラック原因（セントル面板の押し上げ過剰、写真-1～3）

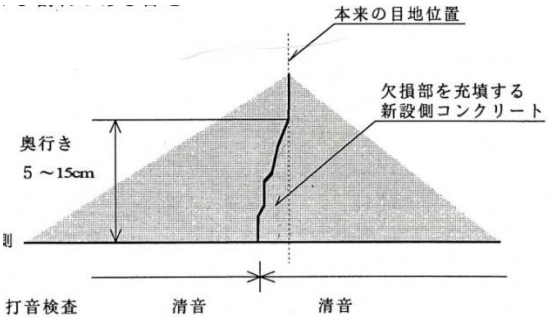
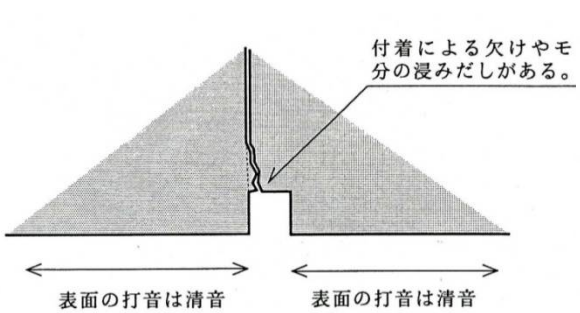


図-3　目地部クラックの原因（既設側の角欠損、写真-1～3）



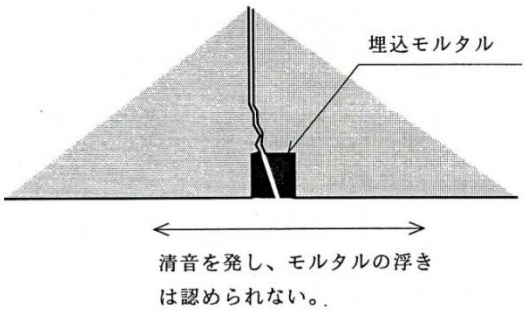


図-4　目地部の補修モルタルのクラック原因

（目地凹部溝を埋めたモルタルが目地伸縮でクラック発生、写真-5）

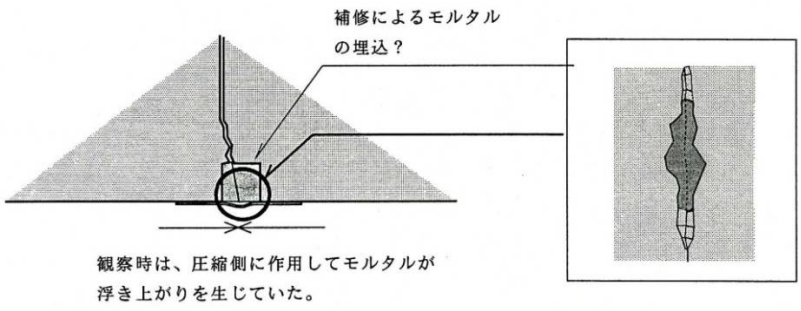


図-5　目地部モルタルの浮き上がり（クラックを補修した表面の薄いモルタルが目地収縮で圧縮破壊）

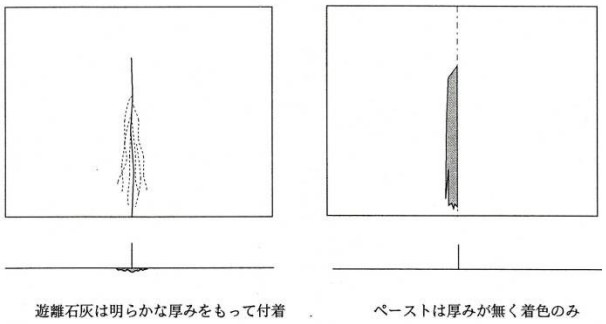


図-6　漏水（遊離石灰、左図、写真-4）と
セメントペーストの汚れ（右図）

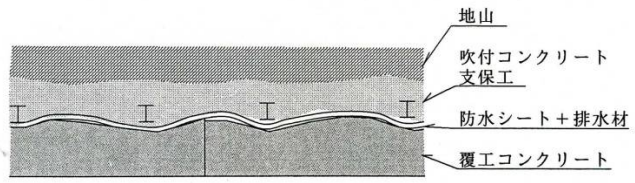


図-7　覆工断面の模式図

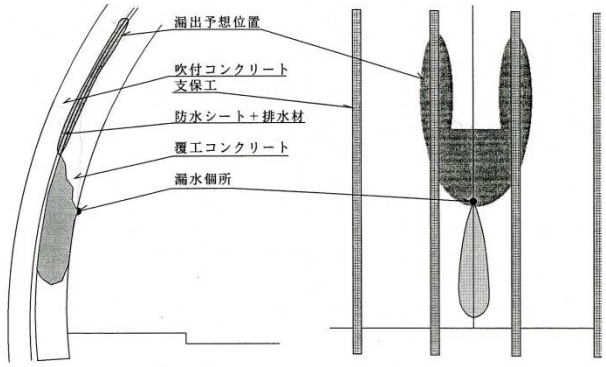


図-8　漏水の模式図（図-10、11）

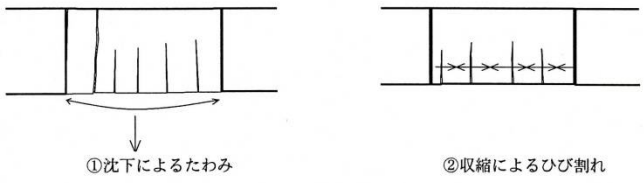


図-9　横断方向のクラック原因（写真-5）

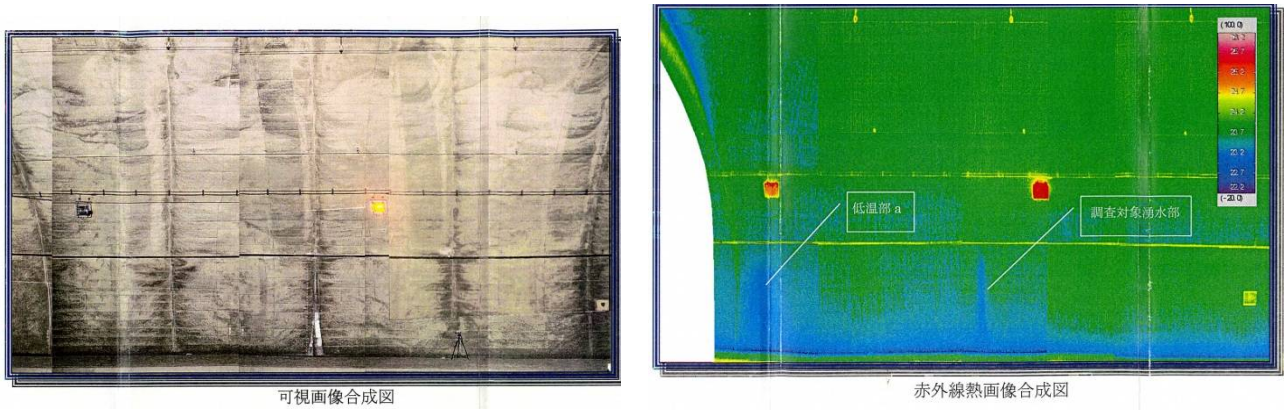


図-10　熱赤外線映像法による漏水部の把握

可視画像

状況

図中、a, b, c, d それぞれの測点の温度は
a：21.7℃
b：22.6℃
c：22.8℃
d：21.3℃
である。

ジョイントに沿う低温部がアーチ部まで登っている。低温部の表面はやや黒っぽくなっている。

赤外線熱画像

図-11　熱赤外線映像法による漏水部の把握

図-12　地下レーダー探査による覆工厚の把握

表-1　小和清水トンネルの調査結果

No.	発生箇所	部位	調査方法 目視、観察 スケッチ打音検査	調査方法 目視、観察 クラックの奥行き追跡	調査方法 目視、観察 覆工表面はつり研磨	調査方法 非破壊調査等 地下レーダー	調査方法 非破壊調査等 超音波探査	現象および発生原因 クラック セントルの押上げ過剰	現象および発生原因 クラック 妻部脱型時の欠損	現象および発生原因 クラック コンクリート乾燥収縮	現象および発生原因 目違い セントルのセット不良	現象および発生原因 付着物 セメントペーストの浸みだし	現象および発生原因 その他 補修等	調査結果 打音異常 有無、状況
1	No. 2 + 2.7	左肩	○	△		○			●		●			無
2	No. 3 + 3.7	左肩	○	○		○		●				●		*
3	No. 3 + 14.2	天端	○	○		○		●						*
4	No. 7 + 7.7	左側壁	○	△		○			●					無
5	No. 8 + 8.7	天端	○	○		○		●						*
6	No. 8 + 19.2	左肩	○		○	○						●		無
7	No. 9 + 9.7	天端	○		○	○							●	無
8	No. 10 + 10.7	天端	○	○		○		●						*
9	No. 11 + 1.2	左肩	○		○	○						●		無
10	No. 11 + 15.0	左側壁	○		○	○	○			●				無
11	No. 15 + 5.2	左肩	○		○	○						●		無
12	No. 17 + 7.2	左肩	○	○		○		●						*
13	No. 18 + 18.7	左肩	○	○		○		●						*
14	No. 19 + 9.2	左肩	○	△		○			●					無
15	No. 20 + 10.2	天端	○	○		○		●					●	*
16	No. 21 + 11.2	天端	○	○		○		●						*
17	No. 22 + 12.2	天端	○	△		○			●					無
18	No. 25 + 4.7	天端	○	△		○			●					無
19	No. 28 + 18.2	天端	○	○		○		●						*
20	No. 28 + 8.7	左肩	○	○		○		●						*
21	No. 37 + 8.2	天端	○	○△		○		●	●					*
22	No. 38 7.2	左側壁	○	△		○			●					無
状況										クラック	目違い			

No.	クラック 延長(cm)	クラック 最大開口幅(mm)	クラック 奥行き(cm)	目地ずれ 延長(cm)	目地ずれ 最大開口幅(mm)	目地ずれ 奥行き(cm)	目違い 段差(cm)	付着物(補修モルタルを含む) 付着物の種類	付着物 クラック(有無)	付着物 漏水(有無)	設計 覆工厚(cm)	地下レーダー 覆工厚(cm)	地下レーダー 空洞(有無)	超音波探査 クラック奥行き(cm)	調査結果による状況説明	対策
1				40	0.4	−	0.5				35	49.7	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。セントルセット不良による目違い。	目地ずれ：叩き落とし除去 目違い：角部分研磨、清掃
2	60	3.2	10					P	無	無	35	43.8	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10cm程度で目地に抜ける。セメントペーストによる覆工表面の汚れ。	断片除去。セメントペーストの清掃。
3	120 20	0.3 1.2	5 10								30	43.6	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10cm程度で目地に抜ける。	断片除去。
4				40	0.3	−					35	36.4	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。	定期的な観察を実施。
5	45 67	0.1 0.1	15 −								30	47.4	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ15cm程度で目地に抜ける。	断片除去。
6								P	無	無	30	38.9	無		セメントペーストによる覆工表面の汚れ。	セメントペーストの清掃。
7								M	無	無	30	44.2	無		目地部補修モルタルが目地の伸縮に伴いひび割れしたもの。覆工コンクリート自体にクラックなし。	断片除去。
8	115	0.2	15								30	34.9, 29.4	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10cm程度で目地に抜ける。	断片除去後、断面修復後、鋼板等による保護
9								P	無	無	30	44	無		セメントペーストによる覆工表面の汚れ。	セメントペーストの清掃。
10	260	0.1	−								30	42.6, 47.3 41.7	無	50mm以深 程度	乾燥収縮によるクラック。延長約4m、開口幅0.1mm、段差、ずれは認められない。	早急な対策は必要ないが、定期的な観察を実施。
11								P	無	無	30	42.5	無		セメントペーストによる覆工表面の汚れ。	セメントペーストの清掃。
12	185	0.1	10								30	43.8, 42.4 28.0	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10cm程度で目地に抜ける。	断片除去。
13	45	0.3	10								30	40.1	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは10cm程度で目地に抜ける。	断片除去。
14				110	0.3	−					30	43.9, 46.9	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。	叩き落とし除去
15	150	0.3	10					M	無	無	30	41.2	無		表面に補修モルタル、背面に既設側の角欠けによるクラックあり。クラックは深さ10cm程度で目地に抜ける。	断片除去。
16	290	2.0	15								30	43.3, 38.8 38.9	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10～15cm程度で目地に抜ける。角欠け部を除去し確認。	断片除去後、断面修復後、鋼板等による保護
17				200	0.5	15					30	38.6, 32.4	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。	断片除去後、断面修復後、鋼板等による保護
18				70	0.5	15					30	32.2	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。	叩き落とし除去
19	190 40	0.5 0.5	15 −								30	43.0, 46.8	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ10～15cm程度で目地に抜ける。	断片除去後、補修
20	300	0.5	15								30	34.3, 40.1 47.3	無		既設側の角欠けによるクラック。クラックは深さ15cm程度で目地に抜ける。	断片除去後、断面修復後、鋼板等による保護
21	150	0.2	15	150	0.3	−					30	44.3, 42.6 40.4	無		既設側の角欠けと、既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれが混在。	断片除去後、断面修復後、鋼板等による保護
22				190 100	1.0 −	− −					30	52.9	無		既設側欠損部に新設側コンクリートがはみ出した目地ずれ。	定期的な観察を実施。

△ 叩き落とし困難
* 角欠けの断片に異音
P：ペースト汚れ
M：補修モルタル

表-2　田代第二トンネルの調査結果

No.	発生箇所	部位	調査方法			発生原因		調査結果								調査結果による状況説明	対策
			目視、触診		非破壊調査等	クラック	目違い	打音異常	クラック			目違い	設計	地下レーダー			
			スケッチ打音検査	クラックの奥行き追跡	地下レーダー	セントルの面板押上げ過剰	セントルのセット不良	有無、状況	延長(cm)	最大開口幅(mm)	奥行き(cm)	段差(cm)	覆工厚(cm)	覆工厚(cm)	空洞(有無)		
1	No. 558 + 9.0		○		○		●	無				1.2	35	56.3	無	セントルセット時に生じた段差。 最大1．2cmクラック、打音異常無し。	角部分研磨、清掃
2	No. 558 + 18.0		○		○		●	無				2	35	46.6	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
3	No. 559 + 7.0		○		○		●	無				1.2	35	50	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
4	No. 559 + 16.0		○		○		●	無				1	35	48.5	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
5	No. 560 + 5.0		○		○		●	無				2	35	41.5	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
6	No. 560 + 14.0		○		○		●	無				1.4	30	49.2	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
7	No. 561 + 3.0		○		○		●	無				0.8	30	46.3	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
8	No. 561 + 12.0		○		○		●	無				1.5	30	42.9	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
9	No. 562 + 1.0		○		○		●	無				1.2	30	47.4	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
10	No. 562 + 10.0		○		○		●	無	無	—	—	0.5	30	48	無	セントルセット時に生じた段差。最大0．5cm横断のクラックは認められない。打音異常無し。	角部分研磨、清掃
11	No. 562 + 10.0		○		○		●	無				0.5	30	48	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
12	No. 562 + 19.0		○		○		●	無				1.2	30	49.4	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
13	No. 563 + 8.0		○		○		●	無				2	30	40.3	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
14	No. 563 + 17.0		○		○		●	無				1	30	44	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
15	No. 564 + 6.0		○		○		●	無				1.3	30	33	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
16	No. 564 + 15.0	天　端	○	△	○	●	●	*	60	3	15？	1	30	50.7	無	セントルセット時に生じた段差。既設側の角欠けによるクラックを伴う。クラックは深さ15cm程度で目地に抜ける模様。	クラック：叩き落とし除去 目違い：角部分研磨、清掃
17	No. 564 + 15.0		○		○		●	無				1	30	50.7	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
18	No. 565 + 4.0	天　端	○	○ △	○	●	●	*	40 27	0.1 0.1	5 15？	0.9	30	41.1	無	セントルセット時に生じた段差。既設側の角欠けによるクラックを伴う。クラックは深さ15cm程度で目地に抜ける模様。	クラック：叩き落とし除去 目違い：角部分研磨、清掃
19	No. 565 + 4.0		○		○		●	無				1	30	41.1	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
20	No. 565 + 13.0		○		○		●	無				0.7	30	47.4	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
21	No. 566 + 2.0		○		○		●	無				0.8	30	47.7	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
22	No. 566 11.0		○		○		●	無				2	35	46.6	無	セントルセット時に生じた段差。	角部分研磨、清掃
状　況						打継目 既設 新規	既設 新規 目違い										

△：叩き落とし困難　　＊：角欠けの新片に異音

現象から補修方法の流れ

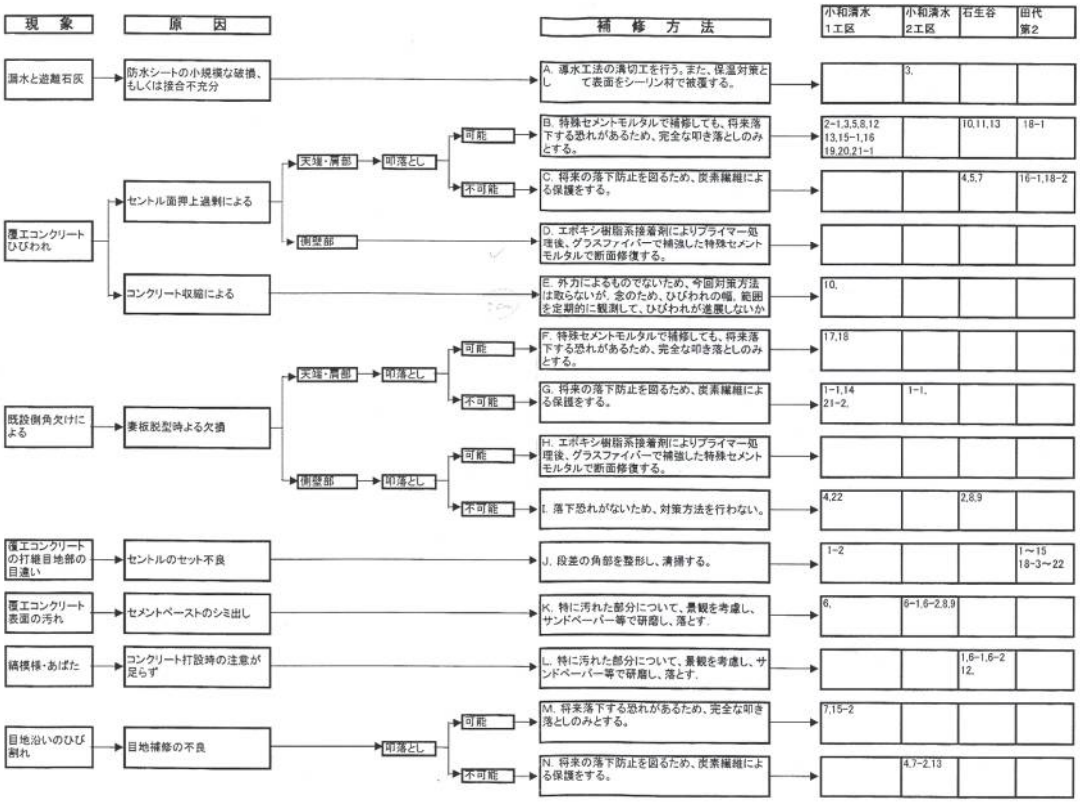


図-13　対策・補修の流れ

表-3　補修方法

番号		補修工法案	長所	短所	単価	適否
1		プライマー処理(エポキシ樹脂系接着剤)した後、グラスファイバーで補強した　特殊セメントモルタルで断面修復する。	・みばえ的にはよい。 ・無収縮性で接着性が良い。 ・防水効果が高い。	・天端・肩部においては、将来、落下する恐れがある。 ・接着剤の耐用年数が今のところ実績がない。	円／㎡ 180,000	
2	A	断面修復後、将来の落下防止のため、覆工表面に鋼板による保護をする。	・落下防止の信頼性が高い。	・アンカーボルトにて固定するため、ひび割れた覆工に与える影響が懸念される。 ・重量が他に比べ大きいため、落下した場合の影響が大きい。 ・目地部をまたぐとコンクリート収縮による変位を受けやすい。 ・みばえ的に良くない。	円／㎡ 300,000	
	B	断面修復後、将来の落下防止のため、覆工表面に炭素繊維による保護をする。	・ひび割れ、剥落防止の両面で優れている。 ・コンクリートの一体化に優れている。 ・軽量なため、落下の危険性がない。 ・表面に着色するため、耐久性に優れ、みばえ的にもよい。 ・耐食性に優れている。 ・軽量なため、施工しやすい。	・接着剤の耐用年数が今のところ実績がない。	円／㎡ 300,000	
	C	断面修復後、将来の落下防止のため、覆工表面にガラスクロスによる保護をする。	・剥離防止には優れている。 ・軽量なため、落下の危険性がない。 ・表面に着色するため、耐久性に優れ、みばえ的にもよい。 ・耐食性に優れている。 ・軽量なため、施工しやすい。	・接着剤の耐用年数が今のところ実績がない。	円／㎡ 260,000	
3		断面修復材として鋼板を張った後、無収縮モルタルを注入する。	・落下防止の信頼性が高い。	・・アンカーボルトにて固定するため、ひび割れた覆工に与える影響が懸念される。 ・重量が他に比べ大きいため、落下した場合の影響が大きい。 ・目地部をまたぐとコンクリート収縮による変位を受けやすい。 ・みばえ的に良くない。	円／㎡ 280,000	
4		樹脂を注入	・大きなひび割れについては、充填効果が高く構造物の一体化に優れている。	・ひび割れ幅が小さいと確実な充填が難しい。 ・接着性の耐用年数が今のところ実績がない。	円／m 20,000	

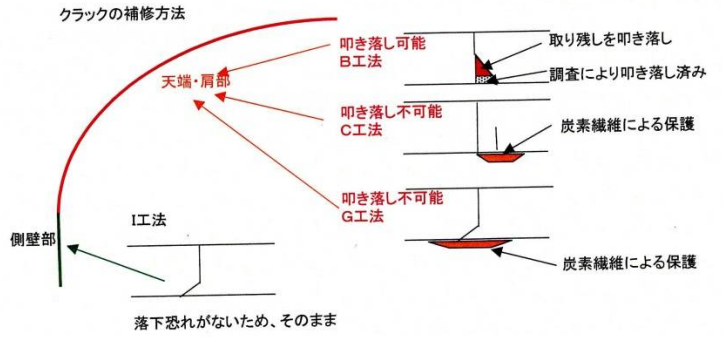


図-14　補修方法の例

5）発破振動計画・管理基準値の参考例

【事例 5-2③】 1990 年 7 月～1992 年 3 月、国道 305 号 玉川トンネル 越前町玉川地先

1989 年 7 月に国道 305 号 越前海岸玉川地係で発生した岩盤崩落（【事例 1-7①】参照）箇所を含む急崖斜面区間約 1km を迂回するために玉川トンネルが建設された。玉川トンネル施工中も国道 305 号の急崖斜面区間約 1km（不安定岩盤斜面 23 箇所：表-1）の通行を行う必要があり、トンネル発破振動による通行安全性への影響が懸念されたため、発破振動に対する規制値を設定し、不安定斜面の挙動に関する振動計測管理を行ってトンネル掘削を行った（写真-1）。地質：新第三紀中新世前期火山砕屑岩（凝灰角礫岩、凝灰質礫岩、凝灰岩、流紋岩質凝灰岩、凝灰質砂岩、凝灰質頁岩など）、平面図：図-1、断面図：図-2。1）トンネル：地質縦断図（図-3）、標準断面（図-4）。2）**計測**：加速度計の配置（図-5）、計測器とシステムの仕様（表-2、図-6）。3）予測式：$V=K\times W^{m}\times D^{-n}$。V：予測振動速度（kine=cm/sec）、K：定数（400～1,000）、W：段当り薬量（kg）、D：爆心からの距離（m）、m、n：定数（m=2/3～3/4、n=1.5～2.0、m＝

3/4、n=2 に固定)。4）振動速度「規制値」の設定：2 kine、特に不安定な斜面について 1 kine（図-7、表-3)。5）管理計画：逆算 K 値（図-8）のバラツキが大きいため、規制値の 1/2 の「管理値」を設定し、予測振動速度が管理値を超えないように発破設計を行う。逆算した K 値の平均値を用いる（表-4)。**管理体制**（図-9)。6）計測結果：全発破の最大振動速度（図-10)、振動速度の予測値と計測値の比較（上下方向：図-11、心抜きと払い発破：図-12)。**教訓**：1）計測振動速度のバラツキが大きい場合、管理値（目標値）を規制値の 1/2 として管理する方法は実務的に適切である。2）振動管理の方向：土被りが浅い場合は 3 方向、大きい場合は上下方向のみ。3）心抜き発破を W カットにすると各段の振幅が平準化されて振動速度を低減できる。4）発破振動速度の管理基準値の重要な参考例である。

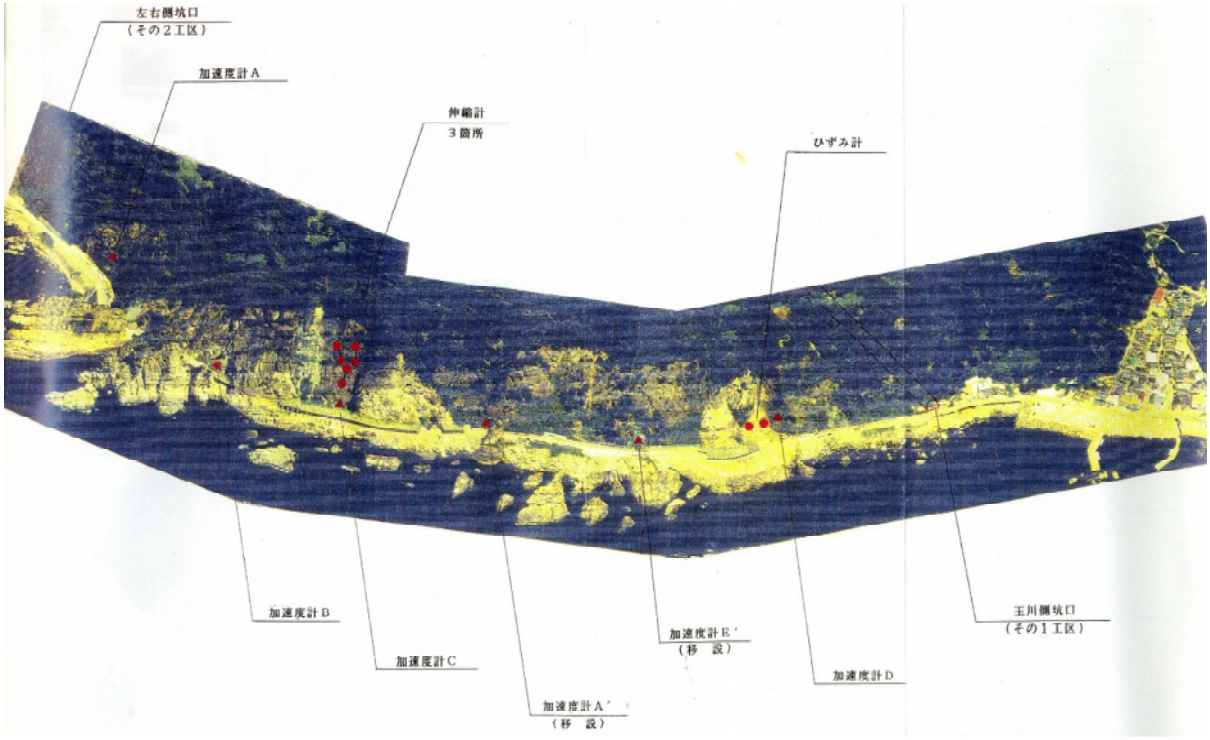


写真-1　急崖斜面区間約 1km の空中写真

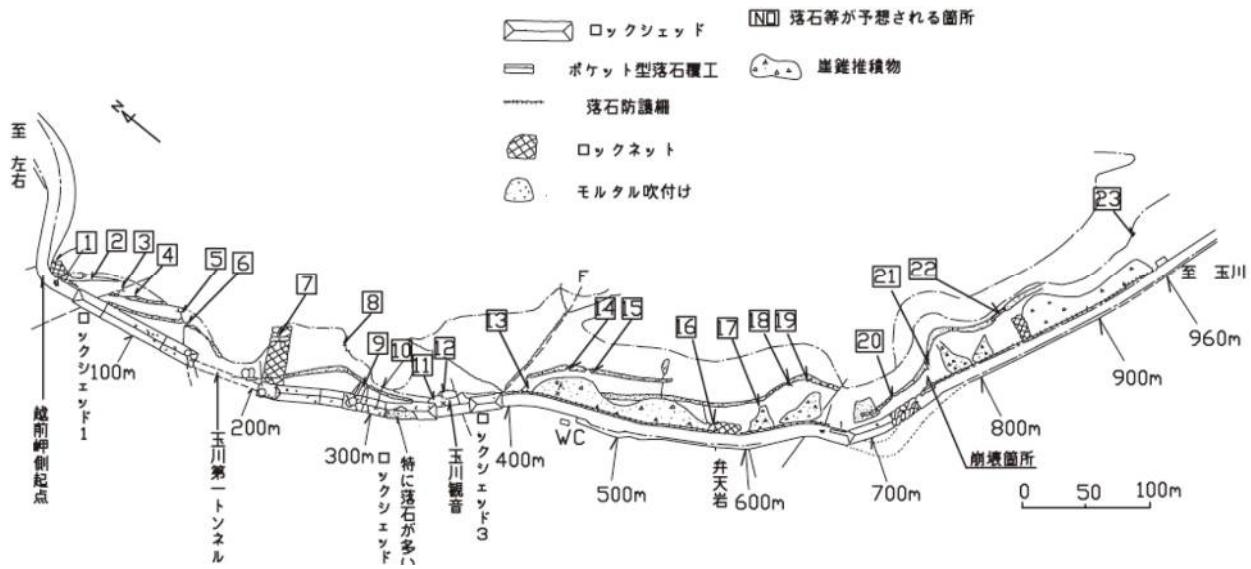


図-1　急崖斜面区間約 1km（不安定岩盤斜面 23 箇所）の平面図

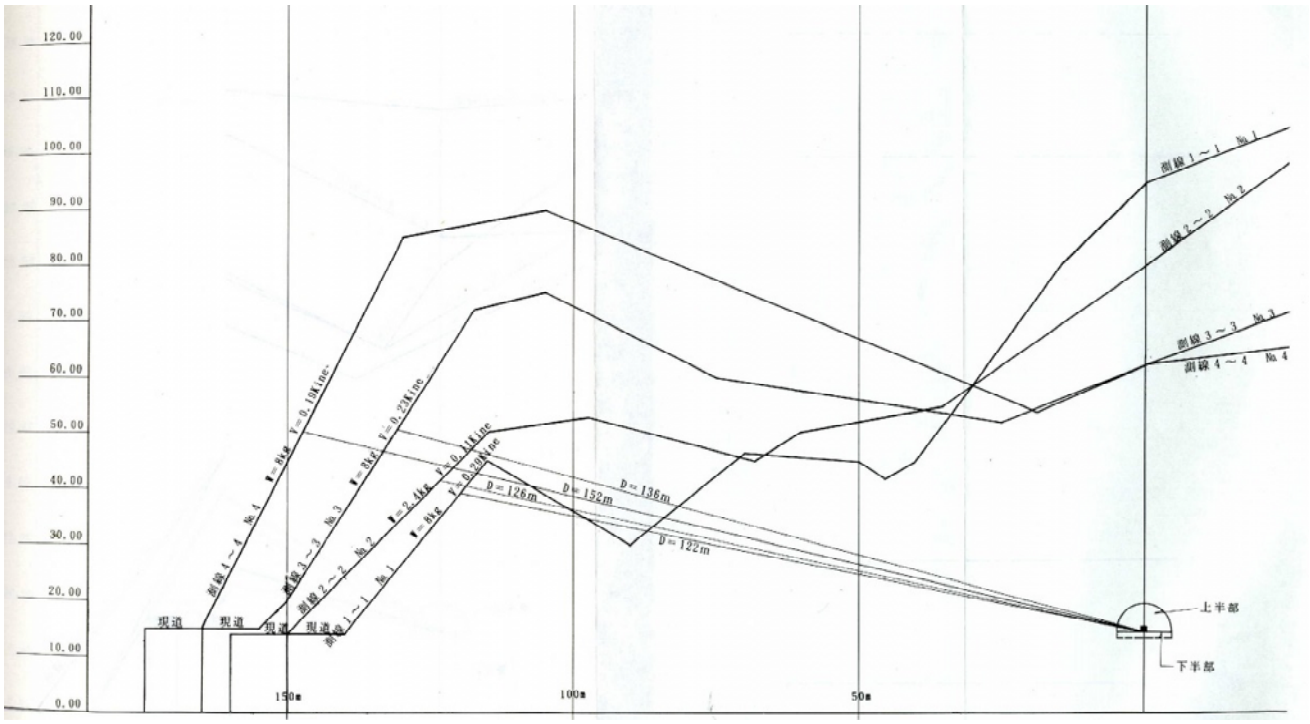


図-2　トンネルと急崖斜面との距離の例

表-1　不安定岩盤斜面 23 箇所の詳細

（出典：一般国道　305号岩石崩落災害調査報告書）

落石等が予想される箇所	形状	規模	浮石等の発生の可能性								道路からの位置		落石等の重量	現況の落石防護施設	現況の防護施設の耐荷性	対策の緊急性	備考
			浮石状の剥離の進	凝灰岩層の分布	落石等の履歴	崖面の新鮮さ	オーバーハング	崖面等の分離面	崖面に平行な縦亀裂	判定	高さ m	距離 m	(W)t				
1	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅 5m×高 3m	×	○	○	○	△	×	○	小	27	12	60	ロックネット	小	中	
2	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅10m×高 8m	×	○	○	○	○	×	△	小	25	10	320	ロックシェッド	小	中	縦亀裂は未発達
3	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅 5m×高11m	×	○	△	△	△	○	×	小	33	16	110	ロックシェッド	小	低	オーバーハング度は低い
4	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅 5m×高16m	×	○	△	△	△	○	×	小	31	15	320	ロックシェッド	小	低	オーバーハング度は低い
5	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅 5m×高 5m	×	○	○	△	○	○	△	中	46	23	100	ロックシェッド	小	中	礫岩の直下部には凝灰岩層の存在
6	凝灰岩上部のオーバーハングしている礫岩の崩落	幅 7m×高12m	×	○	○	×	○	○	△	中	46	22	340	ロックシェッド	小	中	
7	オーバーハングしている礫岩の崩落	幅20m×高43m	△	×	○	○	○	×	○	大	81	40	###	ロックシェッド	小	高	
8	直立壁状の礫岩の崩落	幅 3m×高13m	×	×	×	×	△	×	○	小	79	32	160	ロックシェッド	小	低	
9	凝灰岩層及び上部からの落石	Φ1m 50m区間	○	○	○	○	△	×	×	大	34	−1	2	ロックシェッド	大	低	現状施設で対応可能
10	凝灰岩上部の礫岩層の崩落	幅 2m×高12m	×	△	○	○	△	×	△	中	53	−6	99	ロックシェッド	小	中	現状施設で対応可能
11	ロックシェッド施工に伴ないオーバーハングしている礫岩層の崩落	幅 5m×高 7m	×	×	×	△	○	○	△	大	10	−1	140	ロックシェッド	小	高	
12	凝灰岩層及びその上位の礫岩層からの落石、岩石崩落	Φ50cm 30m区間	○	○	○	○	○	○	△	大	54	−2	0.3	−	−	高	
13	オーバーハングしている礫岩の崩落	幅 3m×高10m (12m)	×	×	△	×	○	○	○	大	23	6	120	落石防護柵	小	高	
14	凝灰岩層からの落石	Φ30cm～ 1m 10m区間	○	○	○	○	×	×	×	大	62	44	2	落石防護柵	小	高	道路との間に崖錐斜面存在
15	凝灰岩層からの落石	Φ50cm 20m区間	○	○	○	○	×	×	○	大	73	45	0.3	落石防護柵	小	高	道路との間に崖錐斜面存在
16	礫岩層中の礫分が風化し、浮石状となって落石する	Φ30cm～ 50cm 20m区間	○	×	△	△	×	×	×	中	14	5	0.3	落石防護柵	大	中	道路に近接している
17	オーバーハング部分の礫岩の崩落	幅 3m×高12m	×	×	△	○	○	○	○	大	55	32	140	落石防護柵	小	低	道路との間に崖錐斜面存在。道路を直撃しない方向をとる可能性もある。
18	凝灰岩層からの落石	Φ1m 10m区間	○	○	×	○	○	○	○	中	55	33	2	落石防護柵	小	中	道路との間に崖錐斜面存在
19	凝灰岩層上部礫岩からの崩落	幅 3m×高 5m	(○)	○	△	×	△	○	△	中	55	37	60	落石防護柵	小	中	道路との間に崖錐斜面存在
20	凝灰岩層上部礫岩の崩落	幅 7m×高12m	(○)	○	○	△	○	○	○	大	50	25	280	−	−	高	被災斜面の上方に位置する
21	礫岩層中の縦亀裂に沿う崩落	幅 5m×高 4m	×	×	×	△	×	○	○	中	9	8	80	ポケット型落石覆工	小	低	被災斜面の玉川寄りに位置する
22	凝灰岩層からの落石	Φ50cm～ 2m 20m区間	○	○	○	○	○	×	×	大	28	20	16	落石防護柵	小	高	道路に近接している
23	礫岩層の落石	幅 2m×高 1m	○	×	△	×	△	×	×	小	36	27	20	−	小	低	道路との間に崖錐斜面存在。道路を直撃しない方向をとると予想される。

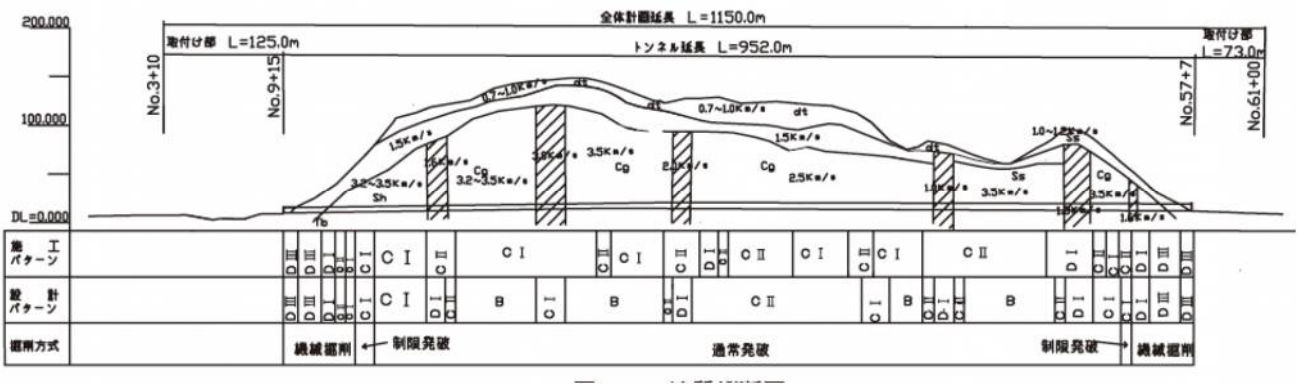


図-3　トンネル地質断面図

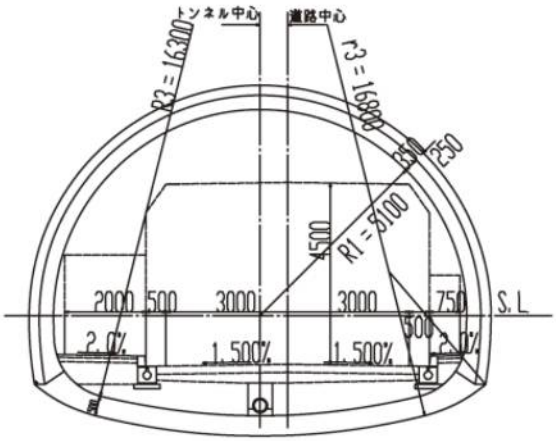


図-4　トンネル標準断面図

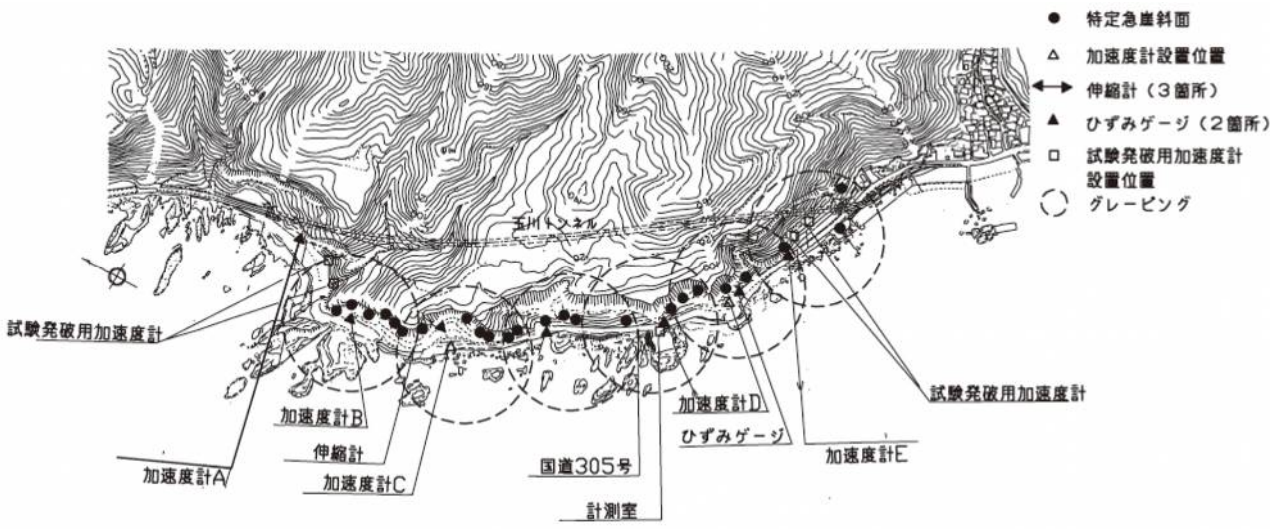


図-5　加速度計の配置

表-2　計測器とシステムの仕様

計測器名	仕様
加速度計	100gal/1V、最大出力、±10V、最大伝送距離　1km 応答周波数　0.1HZ ～800Hz(−3dB)、耐水性　10kgf/am2
伸縮計	測定範囲　50mm 許容過負荷　約110% 非直進性　1%Ro以下
ひずみゲージ	容量　±1000×106　ひずみ 温度測定範囲　約110% 非直進性　2%Ro以下
項目	**仕様**
サンプリング速度	1ms/15CH　ただし、設計変更すれば40KHzまで可
加速度データ精度	10gal 以下をカット
速度変換精度	0.1カイン 以下をカット
周波数解析機能	500Hz

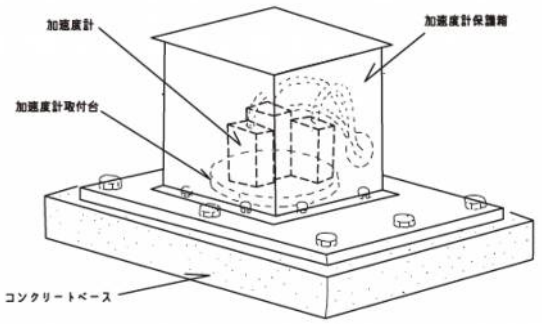


図-6　加速度計の設置方法

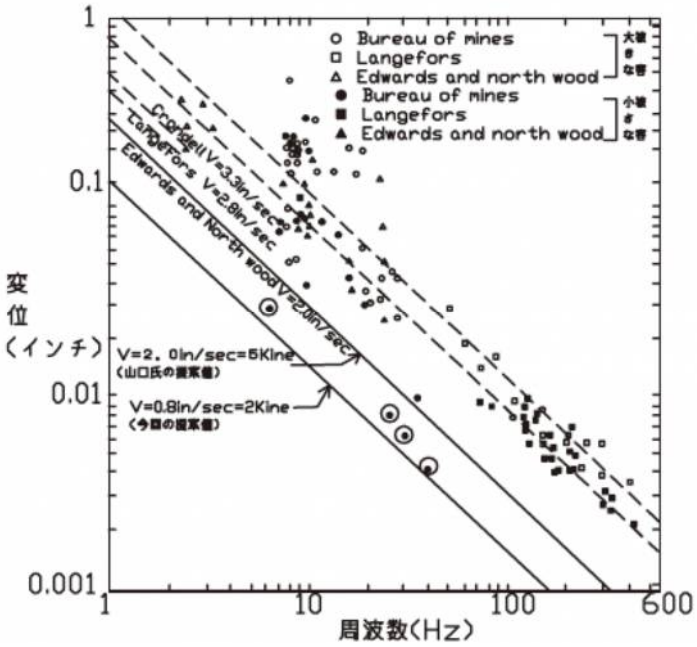
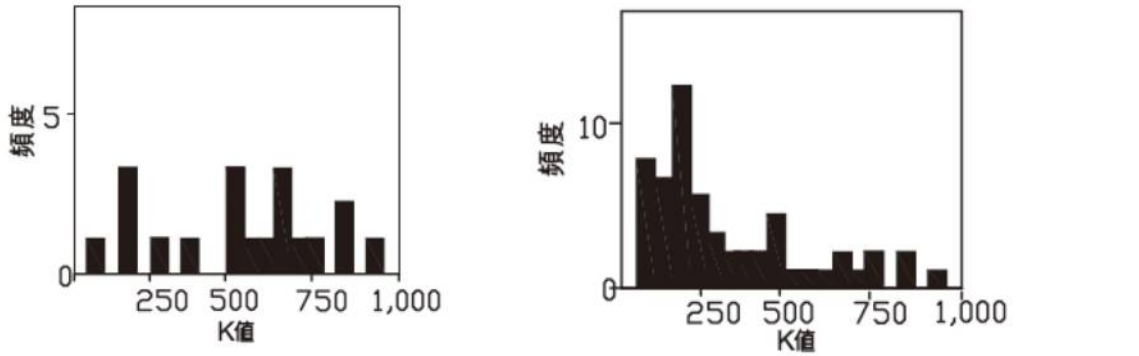


図-7　従来の研究成果（Oriard）

	施工事例または研究成果名称	規制値または限界値(Kine)	想定する対象物
施工事例	武田尾トンネル	3	(兵庫県　JRトンネル) 斜面と斜面上の浮石を対象とした。
施工事例	馬止トンネル	2.5	(北海道　道路トンネル 斜面と斜面上の浮石を対象とした。
研究成果など	Oriard[2)]	5	ベンチ発破による斜面上の浮石を対象とした。
研究成果など	山口他[1)]	5	コンクリート構造物の発破による被害状況
研究成果など	その他[3)]	5～12	近接構造物への影響。

表-3　従来の研究成果

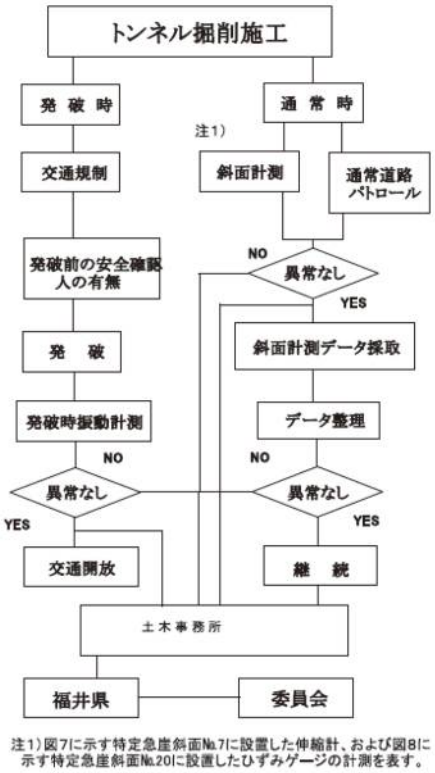


(a)第1段のみ心抜き発破と考えた場合(Vカット)　(b)第1段から第3段までを心抜き発破と考えた場合(Wカット)

図-8　逆算したK値

工区	発破の種別	管理値に対するK値（平均値）		規制値に対するK値（平均値＋3σ）	
その1工区	心抜き	Vカット	340	Vカット	790
		Wカット	200	Wカット	660
	払い	Vカット	120	Vカット	360
		Wカット	120	Wカット	350
その2工区	心抜き	Vカット	570	Vカット	1410
		Wカット	340	Wカット	1120
	払い	Vカット	130	Vカット	390
		Wカット	110	Wカット	320

表-4　採用したK値



注1)図7に示す特定急崖斜面No.7に設置した伸縮計、および図8に示す特定急崖斜面No.20に設置したひずみゲージの計測を表す。

図-9　管理体制

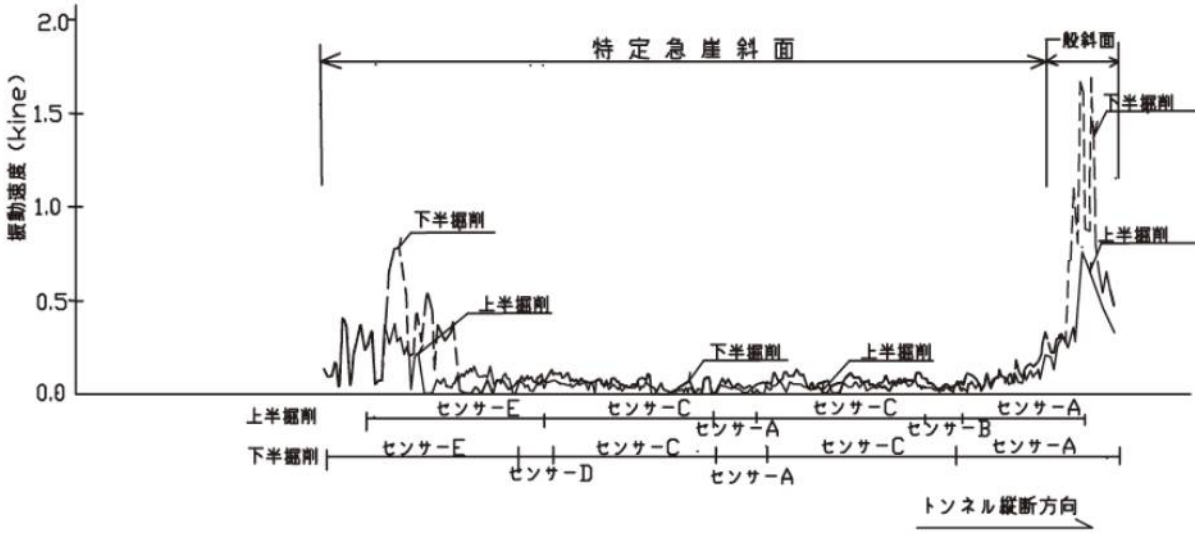


図-10　全発破の最大振動速度

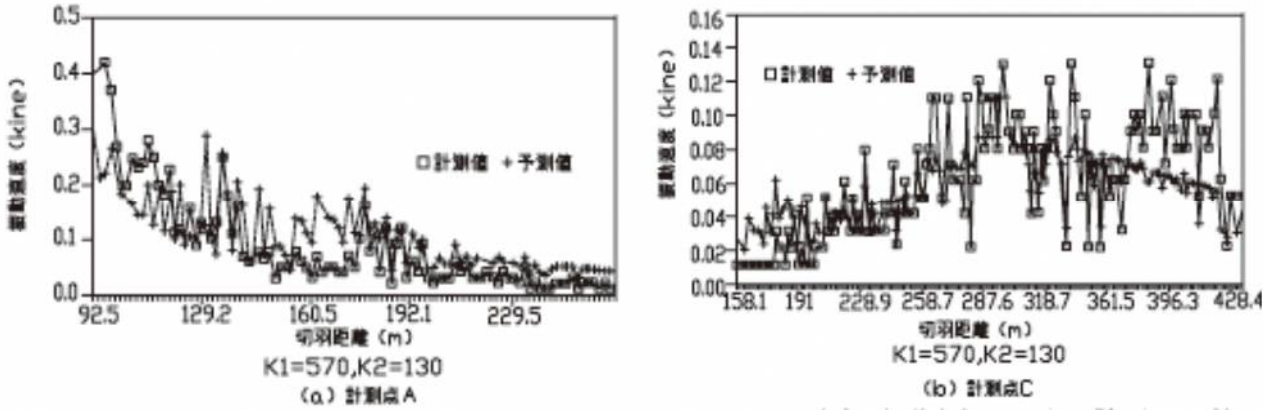


図-11　上下方向の振動速度の予測値と計測値の比較

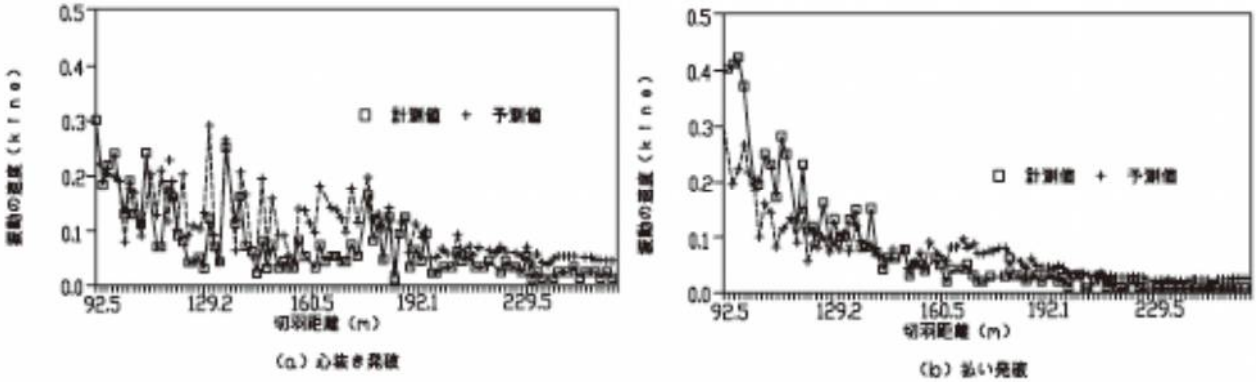


図-12　振動速度値の予測値と計測値の比較（計測点 A）

【事例 5-2④】 2000 年 5 月、国道 305 号 左右トンネル（越前町梨子ヶ平 2 号）

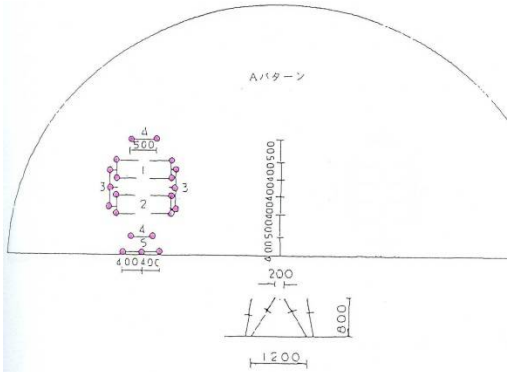
呼鳥門（【事例 5-1④】参照）のバイパスである左右トンネル施工に当り、呼鳥門の安定性に対する発破振動の影響を試験発破などにより検討した（写真-1)。地質：礫岩・凝灰岩、平面図：図-1。1）計測計画：計器の配置（図-1)、発破パターン（表-1、図-2)、計測システム（図-3､4)。2）計測結果：写真-1、発破振動速度（表-2、図-5：呼鳥門＝計測点③、④における振動速度は 10^{-2}kine のオーダーで問題となら

ない)。機械掘削振動速度（表-3、図-6)。発破振動のパワースペクトル（図-7､8)。騒音・低周波・振動加速度レベル（図-9、表-4､5)。3）呼鳥門における発破振動の予測：予測式：$V=K\times W^{m}\times D^{-n}$。V：予測振動速度（kine=cm/sec)、K：定数（400～1,000)、W：段当り薬量（kg)、D：爆心からの距離（m)、m､n：定数（m=0.75、n=2.0 と仮定)。発破パターン A：図-10 から K=750、W=0.4kg として呼鳥門で 0.059kine と推定。発破パターン B：図-10 から K=1200、W=0.8kg として呼鳥門で 0.159kine と推定。【事例 5-1④】における呼鳥門に対する発破振動の影響検討と比較して問題ないと判断された。**対策**：1）トンネル区間の最大の一軸圧縮強度は 356kgf/cm^2 と推定され、当時の機械掘削限界 500kgf/cm^2 以下で機械掘削が可能と判断された。2）呼鳥門の安定性の不明確さ、集落への振動、自然環境、コストなどを総合的に検討して、より慎重な判断として機械掘削工法の採用を決定した。**教訓**：発破振動評価の参考事例である。

図-1　計測平面図

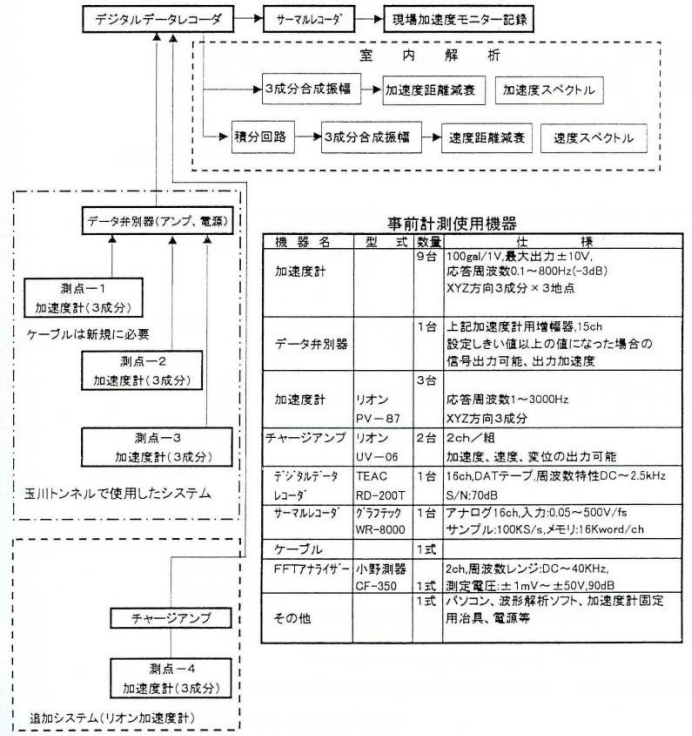
試験日	パターン	発破方法		備　考
5月19日	A	連続	1段～5段まで斉発する。	
		分割	芯抜き(1～2段) 払い(3～5段)　分割して発破	
5月20日	B	連続	1段～4段まで斉発する。	
		分割	芯抜き(1段) 払い(2～4段)　分割して発破	
5月22日	C	連続	1段～4段まで斉発する。	φ100の ボアホール
		分割	芯抜き(1段) 払い(2～4段)　分割して発破	φ100の ボアホール

表-1　発破パターン



雷管段数	穿孔数	装薬量(kg) 1孔当り	小計
1	4	0.1	0.4
2	4	0.1	0.4
3	6	0.1	0.6
4	4	0.1	0.4
5	3	0.1	0.3
計	21		2.1

図-2　発破パターン A



事前計測使用機器

機器名	型式	数量	仕様
加速度計		9台	100gal/1V,最大出力±10V, 応答周波数0.1～800Hz(-3dB) XYZ方向3成分×3地点
データ弁別器		1台	上記加速度計用増幅器,15ch 設定しきい値以上の値になった場合の 信号出力可能、出力加速度
加速度計	リオン PV－87	3台	応答周波数1～3000Hz XYZ方向3成分
チャージアンプ	リオン UV－06	2台	2ch／組 加速度、速度、変位の出力可能
ﾃﾞｼﾞﾀﾙﾃﾞｰﾀﾚｺｰﾀﾞ	TEAC RD－200T	1台	16ch,DATテープ,周波数特性DC～2.5kHz S/N:70dB
サーマルレコーダ	ｸﾞﾗﾃﾃｯｸ WR－8000	1台	アナログ16ch,入力:0.05～500V/fs サンプル:100KS/s,メモリ:16Kword/ch
ケーブル		1式	
FFTｱﾅﾗｲｻﾞｰ	小野測器 CF－350	1式	2ch,周波数レンジ:DC～40KHz, 測定電圧:±1mV～±50V,90dB
その他		1式	パソコン、波形解析ソフト、加速度計固定 用治具、電源等

図-3　計測システム（振動加速度）

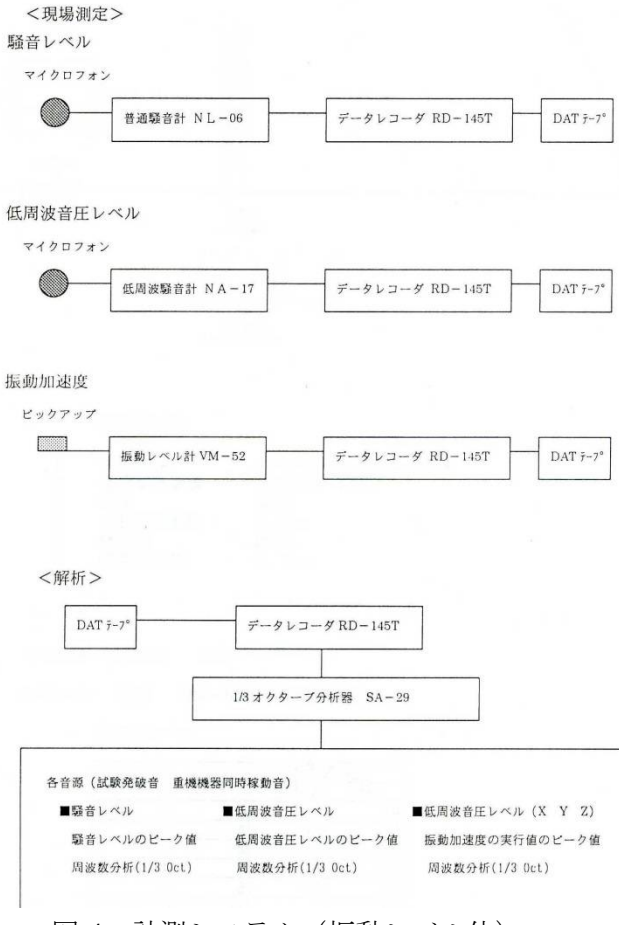


図-4　計測システム（振動レベル他）

写真-1　試験発破後の状況

表-2　計測結果（発破振動最大速度 kine = cm/s）

5月19日	測点番号	X (Kine)	Y (Kine)	Z (Kine)	3成分合成
1回目発破（5段のうち1段目）	①	1.24	1.22	1.33	2.17
	②	0.078	0.10	0.12	0.14
	③	0.014	0.015	0.016	0.022
	④	0.013	0.0091	0.0058	0.015
2回目発破（4段のうち2段目）	①	1.44	1.18	0.94	2.65
	②	0.066	0.051	0.038	0.086
	③	0.0064	0.0031	0.0066	0.013
	④	0.0081	0.0043	0.0044	0.011
3回目発破（4段のうち2段目）	①	1.44	1.37	0.97	2.76
	②	0.067	0.054	0.040	0.094
	③	0.0062	0.0031	0.0053	0.012
	④	0.0080	0.0042	0.0010	0.0086

5月20日	測点番号	X (Kine)	Y (Kine)	Z (Kine)	3成分合成
1回目発破（5段のうち1段目）	①	0.88	1.5	1.7	2.42
	②	0.097	0.16	0.12	0.17
	③	0.024	0.019	0.026	0.037
	④	0.023	0.020	0.0090	0.025
2回目発破（2段のうち1段目）	①	1.7	1.9	2.2	3.6
	②	0.12	0.16	0.11	0.21
	③	0.036	0.026	0.028	0.044
	④	0.040	0.025	0.012	0.048
3回目発破（2段のうち1段目）	①	0.93	0.89	1.1	1.5
	②	0.043	0.057	0.034	0.068
	③	0.016	0.015	0.0060	0.022
	④	0.013	0.013	0.0024	0.018

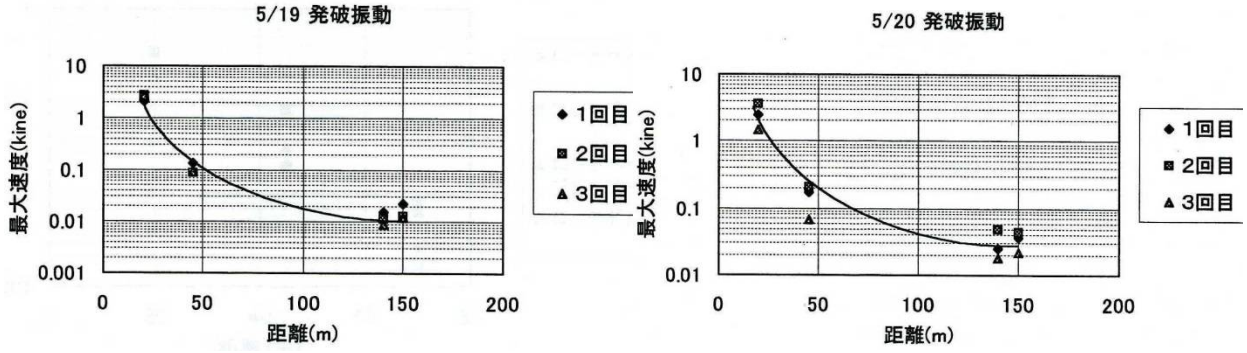


図-5　計測結果（振動最大速度）

掘削方法	測定場所	最大振幅 (kine) X成分	Y成分	Z成分	3成分合成
ロードヘッダー	①	0.14	0.11	0.052	0.17
	②'	0.015	0.0081	0.0064	0.021
	②	0.0013	0.00098	0.0013	0.0026
ブレーカー	①	0.20	0.22	0.14	0.34
	②'	0.049	0.064	0.044	0.082
	②	0.0054	0.0058	0.0031	0.0080
ロードヘッダーとブレーカー	①	0.10	0.14	0.079	0.18
	②'	0.023	0.025	0.014	0.032
	②	0.0020	0.0040	0.0039	0.0065
ロックボルト打設	①	0.033	0.032	0.030	0.040
	②'	0.015	0.0043	0.0037	0.020
	②	0.00080	0.0082	0.00074	0.0018

表-3　計測結果（機械掘削振動最大速度 kine = cm/s）

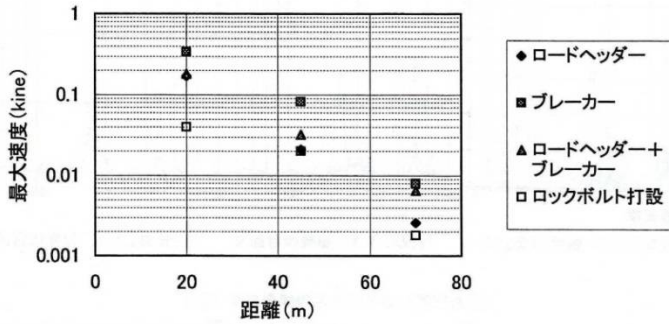


図-6　計測結果（機械掘削振動最大速度）

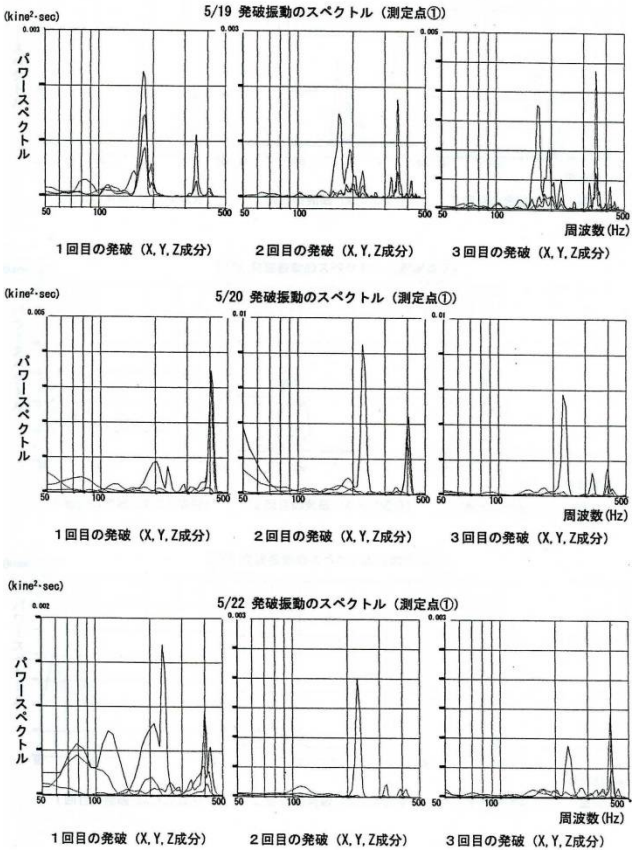


図-7　発破振動のスペクトル

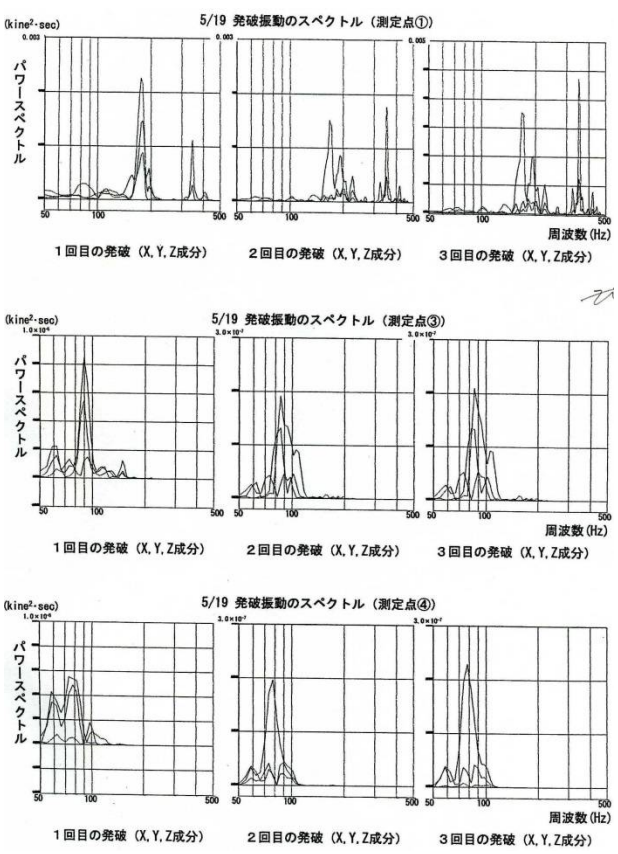


図-8　発破振動のスペクトル

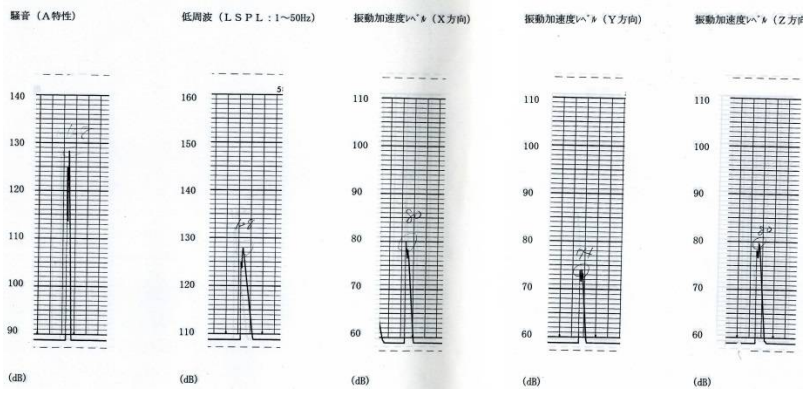


図-9　振動レベルの測定例

表-4　振動レベルなどの計測結果（発破振動）

調査日時：平成12年5月19日　dB

単位：デシベル

調査地点	測定時間	騒音（A特性）	低周波(LSPL)	振動加速度レベル			天候	特記事項
				X成分	Y成分	Z成分		
発破音								
トンネル坑口	8:30	128	128	80	74	80	曇り	斉発
〃	9:00	128	132	78	75	80	〃	芯抜き
〃	9:45	128	132	75	72	79	〃	払い
敷地境界	8:30	99	110	53	53	62	曇り	斉発
〃	9:00	102	114	52	54	65	〃	芯抜き
〃	9:45	100	111	52	52	65	〃	払い
レストラン	8:30	85	109	44	45	55	曇り	斉発
〃	9:00	92	111	44	46	56	〃	芯抜き
〃	9:45	89	110	45	46	58	〃	払い

表-5　振動レベルなどの計測結果（機械掘削）

調査日時：平成12年5月19日　　単位：デシベル

調査地点	測定時間	騒音（A特性）	低周波(LSPL)	振動加速度レベル			天候	特記事項
				X成分	Y成分	Z成分		
ブレーカ								
トンネル坑口	11:18	86	99	56	60	61	曇り	
敷地境界	11:18	71	97	42	44	46	〃	
レストラン	11:18	61	86	<30	31	31	〃	
ロードヘッダ								
トンネル坑口	11:21	90	85	56	60	61	曇り	
敷地境界	11:21	97	71	45	45	45	〃	
レストラン	11:21	59	85	<30	31	<30	〃	
ブレーカ＋ロードヘッダ								
トンネル坑口	11:25	89	93	58	60	60	曇り	
敷地境界	11:25	73	75	37	42	46	〃	
レストラン	11:25	62	90	<30	33	31	〃	
暗騒音								
トンネル坑口	11:34	65	93	0	0	0	曇り	滝
敷地境界	11:34	63	102	<30	<30	32	〃	
レストラン	11:34	56	88	<30	<30	32	〃	
暗騒音＋自動車								
トンネル坑口	11:36	65	85	<30	<30	<30	曇り	滝
敷地境界	11:36	87	101	<30	<30	34	〃	大型車通行あり
レストラン	11:36	64	92	<30	<30	33	〃	〃

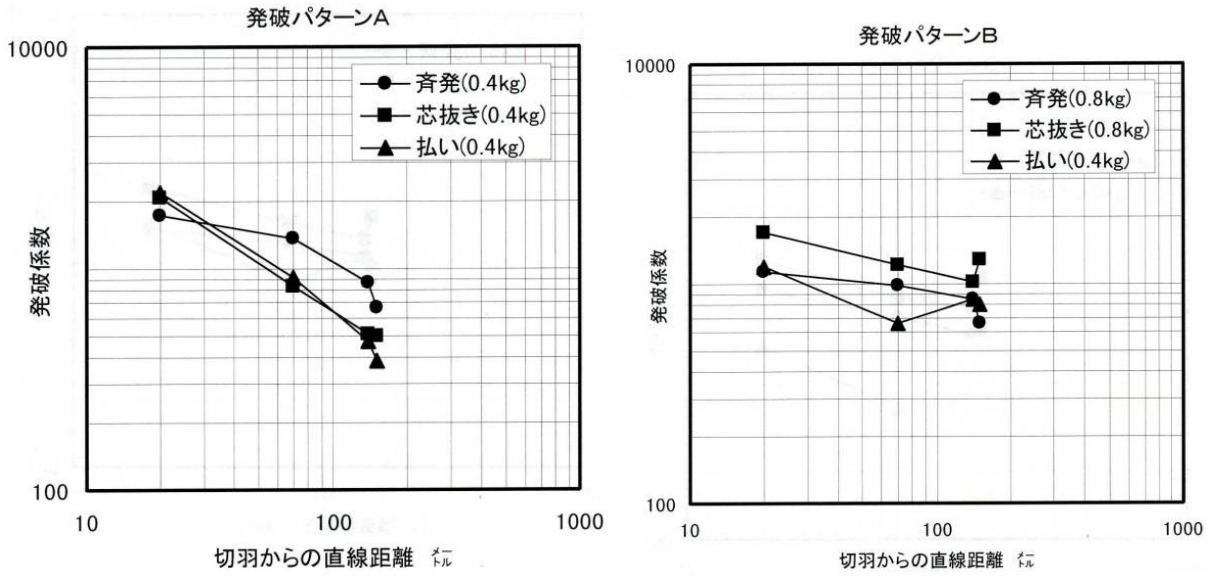


図-10　呼鳥門での発破振動の予測

6. 掘削・土留め

6-1 掘削・土留めの変状事例

1）工事前後の地下水位変化の調査

【事例 6-1①】 1988 年 12 月、福井市朝六川

河川改修護岸工事により隣接住宅に変状が生じた。断面図：図-1～3。**変状原因**：1）改修工事により、護岸工（加圧コンクリート矢板）および控え壁（鋼矢板Ⅱ型）の背後の地下水位と、改修後の河川水位の間に大きな水位差が生じた（図-1～3）。2）当初設計では、1）の水位差による水圧を考慮していなかった（図-4）。3）降雨や季節変動などによる水位差発生が繰り返されて護岸工や控え壁の移動が生じ、隣接住宅に変状が生じたと推定される。4）隣接住宅基礎地盤の問題、掘削部埋め戻し時の不十分な転圧、施工時の振動などが副次的な要因として考えられる。**教訓**：改修工事の前後の地下水位の変化を十分に調査・検討しておく必要がある。

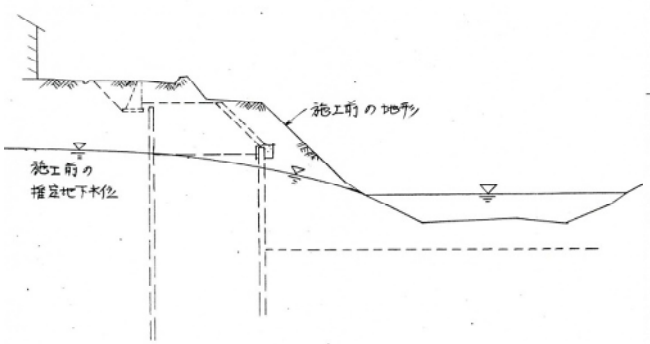


図-1　施工前の地下水位

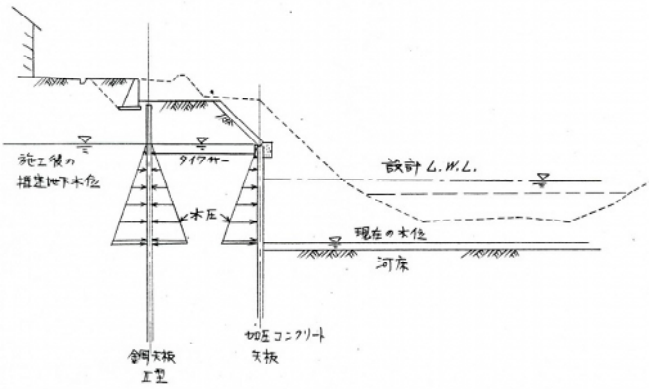


図-2　施工後の地下水位（加圧コンクリート矢板まで滞水）

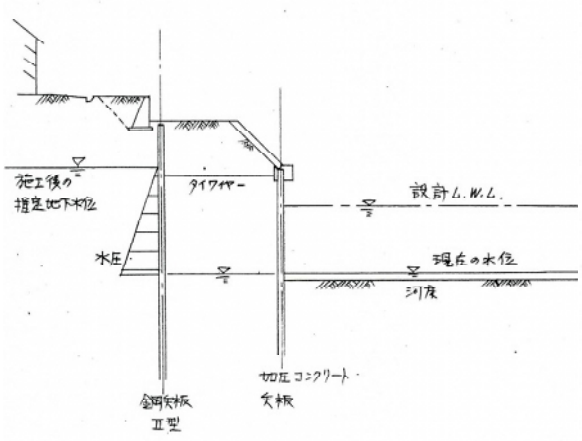


図-3　施工後の地下水位（鋼矢板まで滞水）

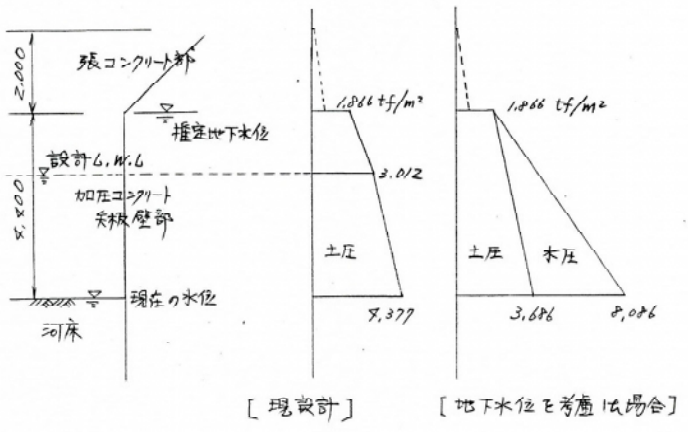


図-4　土圧・水圧の考え方

2）直接基礎直近で掘削を行う場合の土留め

【事例 6-1②】 1990 年、福井市順化

建築物の基礎掘削に伴い、隣接する 4 階建築物 Y に傾斜が生じた。地質：福井平野沖積層、断面図：図-2。**不同沈下原因**：1）傾斜測量結果（図-1）。2）基礎地盤地層の局所的な傾斜や特徴はない。3）変形

係数として盛土部は標準的数値 E=2 MPa、その他の地層は一軸圧縮試験の E_{50} を用いた弾性 FEM 解析を行った。隣接建築基礎掘削の影響を、水平静止土圧が失われるとして表現した場合、Y の 4 階屋根部分で 1.2cm 傾斜する。この偏心荷重により 2.3cm（計 3.5cm）の傾斜が生じ、さらに傾斜が継続する可能性がある（図-4､5）。3）基礎掘削部の埋め戻しにより傾斜の進行は停止している（図-3）。4）上記の傾斜が生じてもベタ基礎に発生する応力は問題になる程度ではなく、基礎地盤の支持力についても問題はない（図-5）。**対策**：傾斜した Y に逆方向の偏心荷重を与える、隣接建物を反力として逆方向の荷重を与えるなどの工法が考えられるが危険性もある。注入工法による傾斜修正工法も、この時点では十分な実績がなかった。**教訓**:直接基礎建物直近で掘削を行う場合､切り梁などを利用した十分な土留めを行う(図-6)。

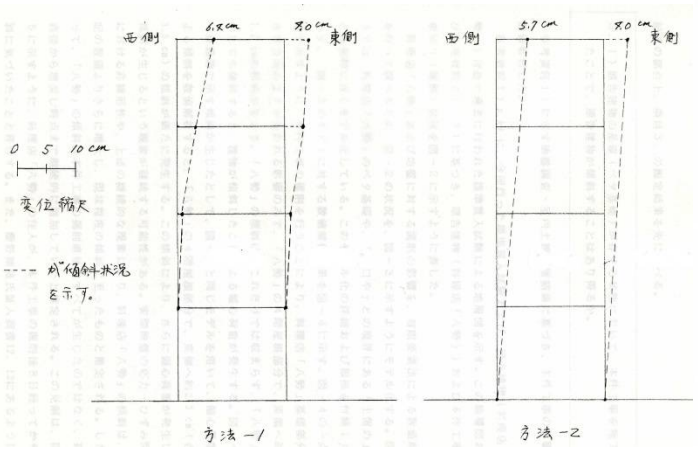


図-1　傾斜の測量結果

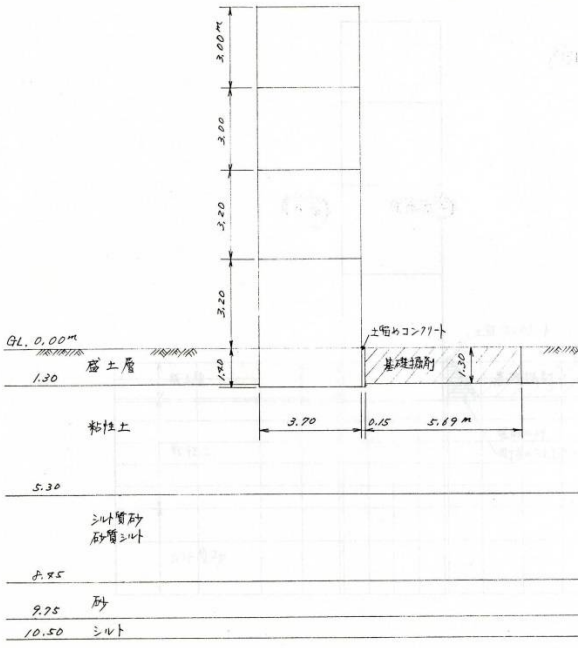


図-2　断面図

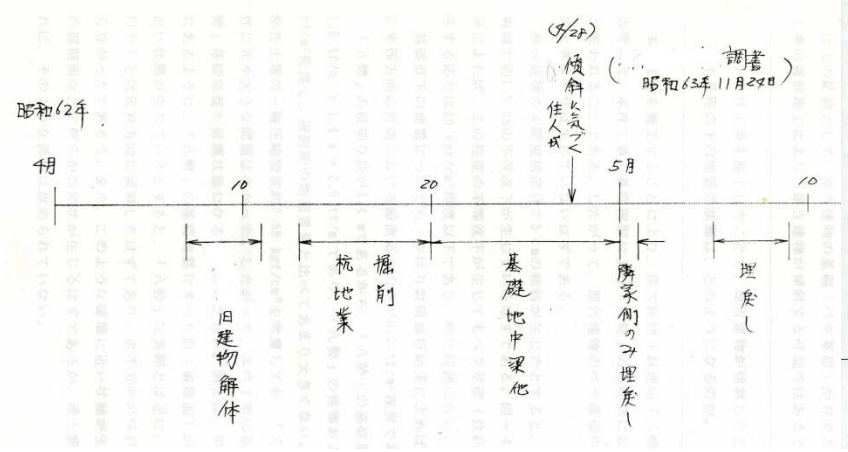


図-3　工事履歴

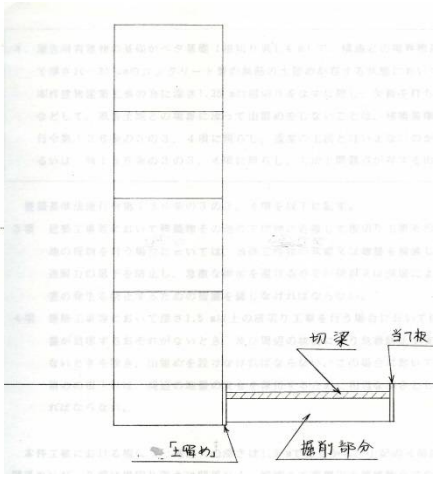


図-6　必要な対策工

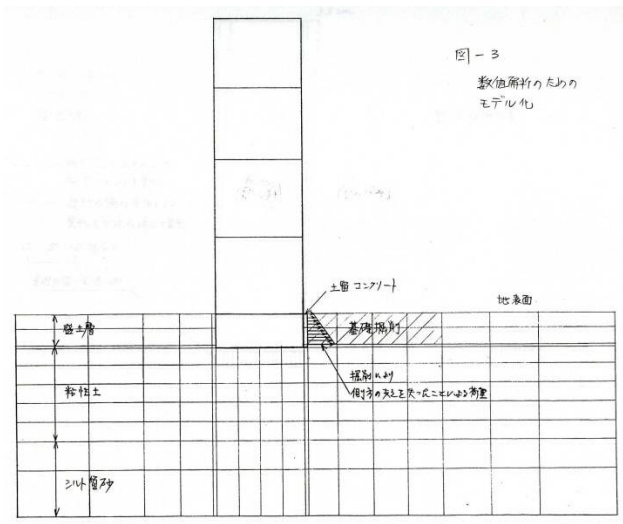


図-4　FEM モデル図

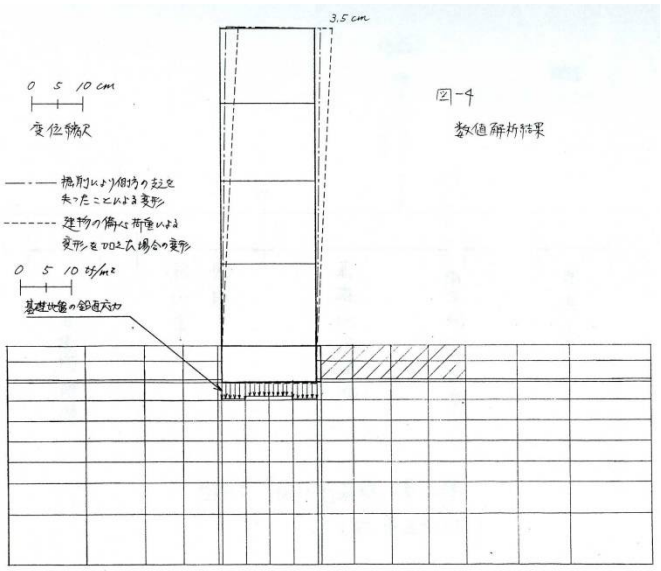


図-5　FEM 計算結果

3）近接施工における止水などの注意深い配慮と対策

【事例 6-1③】 1996 年 11 月、越前町梅浦

集落排水処理施設の管路布設工事に伴い周辺建物に不同沈下が生じた（写真-1～7）。地質：表土（礫混じり粘性土）、盛土（礫質土）、砂礫、安山岩、平面図：図-1、断面図：図-2､3。**不同沈下発生原因**：1）FEM 弾性計算では、掘削による周辺地盤の緩みは家屋の道路境界部で約 6mm と大きくはない。2）掘削部からの流出水が細粒土砂を流して周辺地盤の砂礫層などを緩めた。3）基盤岩の機械掘削時の振動。4）道路近くでの帯基礎コンクリートの亀裂、玄関石段の隙間、柱や敷居の道路側への傾斜は 1）、2）の原因と推定した。5）家屋全体の緩みは 1）～3）の原因と推定した。6）写真-1～7 に示すように、工事の施工は所定の方法で適切に行われている。**教訓**：近接施工における止水などの注意深い配慮と対策。

写真-1　マンホールの掘削と官民境界の変状

写真-2　マンホール掘削部の湧水状況

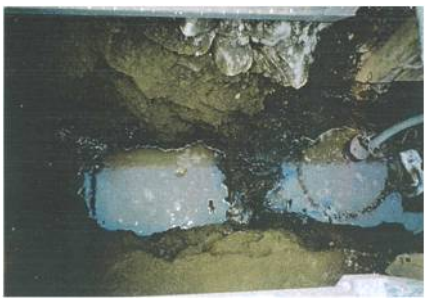


写真-3　湧水の状況

写真-4　人力での岩掘削

写真-5　静的破砕剤による岩掘削

写真-6　埋め戻し

写真-7　工事再開後の人力岩掘削

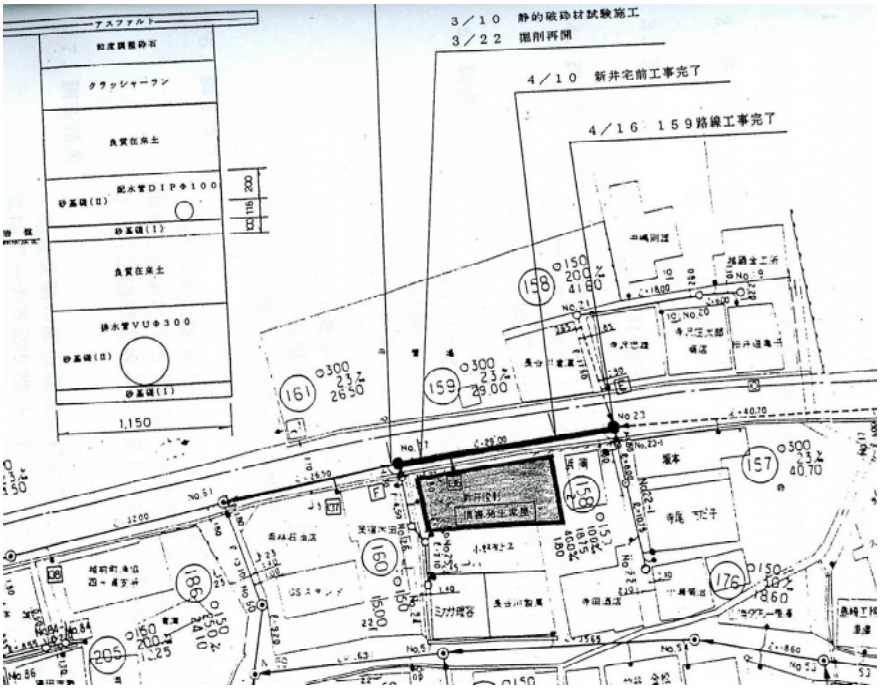


図-1　平面図

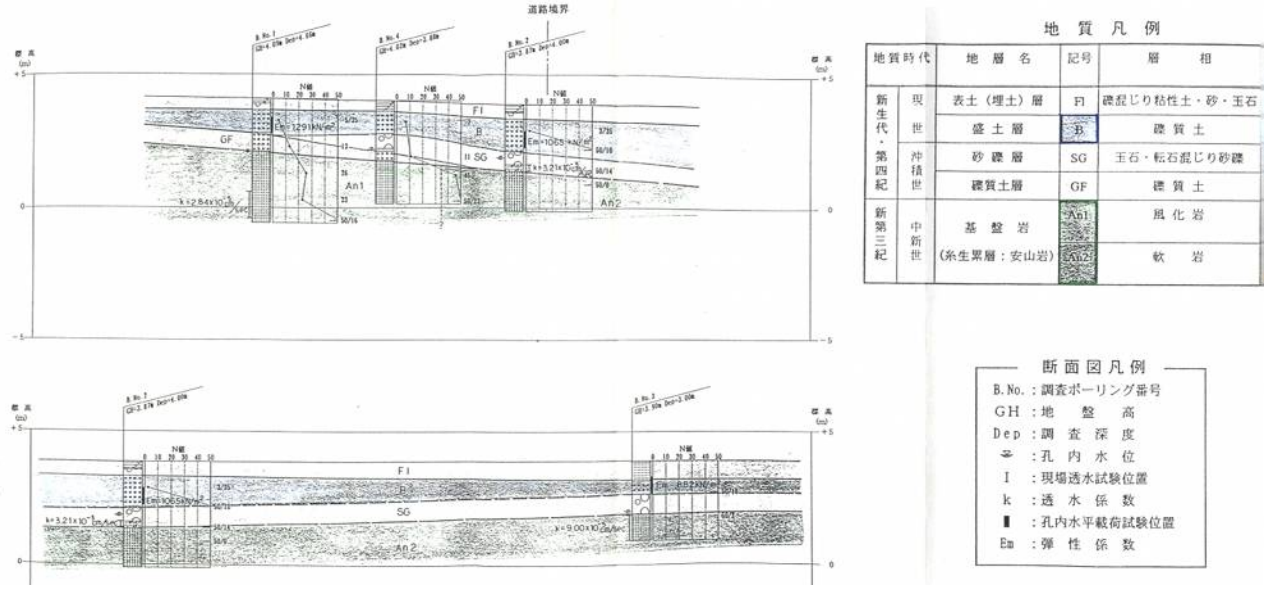


図-2　地層縦断図

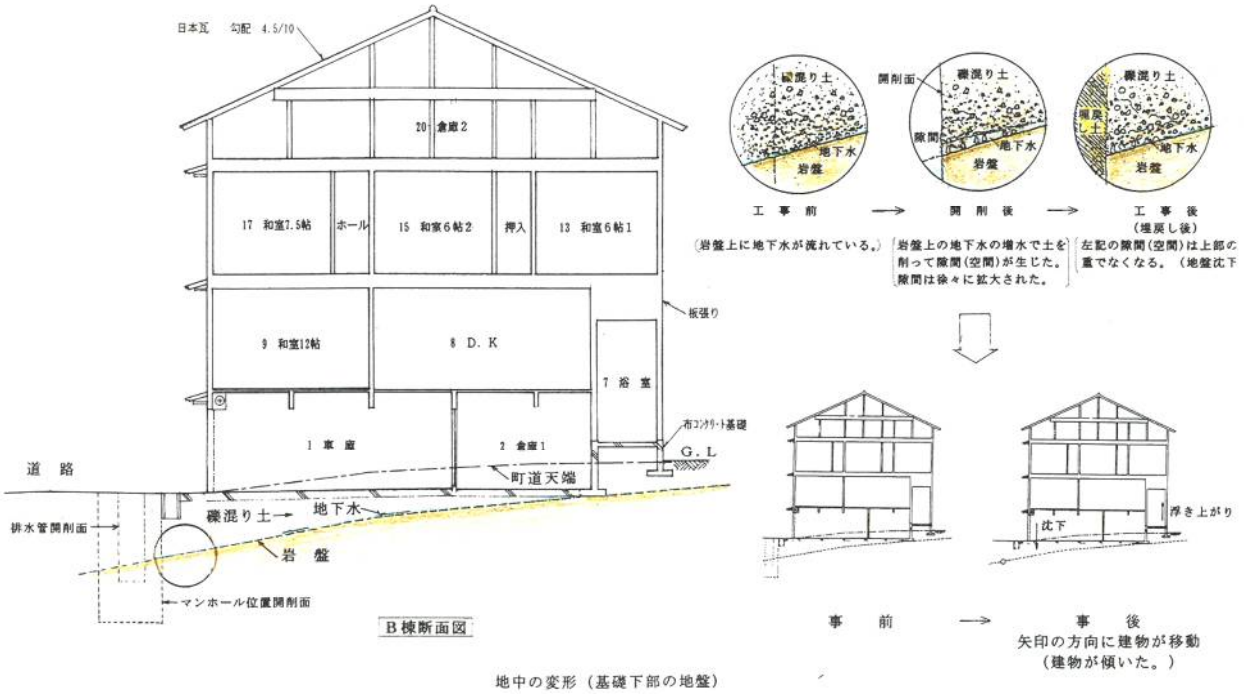


図-3　住宅基礎断面図

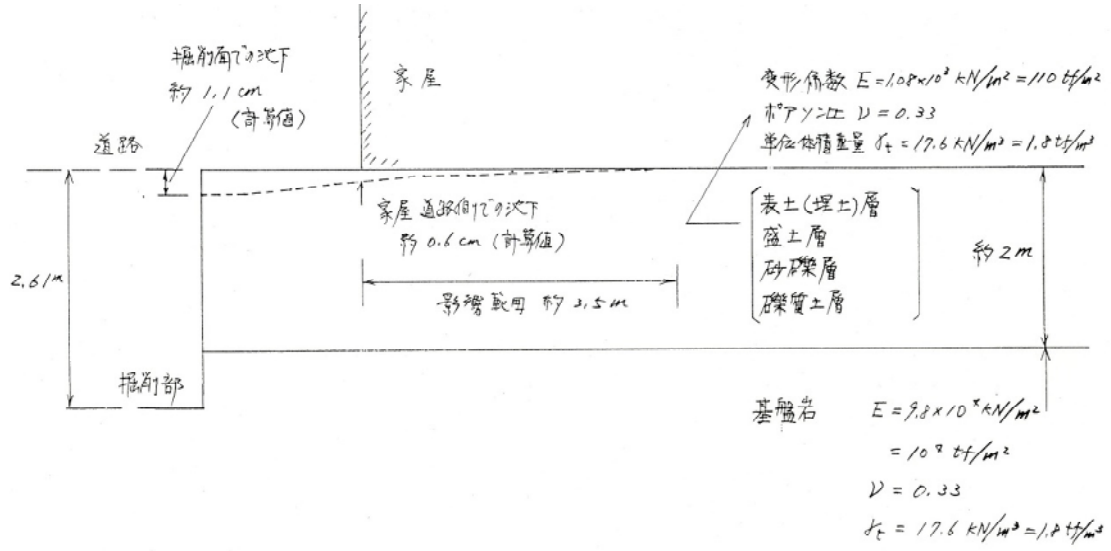


図-4　FEM 計算結果

4）ボーリング調査をより深く行って地層状況・透水性を把握

【事例 6-1④】 1996 年 11 月、鯖江市川去町

推進工法の立坑掘削に伴い、周辺建物に不同沈下が生じた（写真-1～3）。地質：沖積粘土層、細砂、砂礫（図-2～4）、平面図：図-1､2、断面図：図-5。**不同沈下発生原因**：1）立坑下部は砂礫層にあり、立坑底部と側壁鋼矢板から大量の出水があり揚水ポンプで汲み上げた（図-6)。2）揚水ポンプからの土砂排出はほとんどなかった（写真-3)。3）既成の理論解を適用できるようにモデル化して、揚水に伴う周辺地盤の地下水位低下量を算出した（図-7～9)。4）標準圧密試験結果に基づいて、一次元圧密理論により地下

水位低下量に応じた地盤沈下量を計算したところ、建物部分での不同沈下量は、延長 30m で 1.8cm 程度（傾斜 0.6/1000）となった（図-10～12）。5）ボイリングなどの現象は生じない計算結果を得たことと、2）から建物基礎地盤内に空洞やすべりが生じる可能性はないと判断した。**対策**：1）建築物の不同沈下の許容量の目安（3/1000）を越えていないので大規模な補修を避ける。2）できれば立坑鋼矢板を残置する。**教訓**：1）ボーリング調査をより深く行って地層状況を把握する。2）地層の透水性を正確に把握する。3）鋼矢板を不透水層まで設置するか、薬液注入などで地下水を大量にくみ上げない工法を採用する。

写真-1　立抗と道路

写真-2　道路側溝付近の沈下

写真-3　立抗からの排出土砂

写真-4　立抗付近の掘削による粘土層の試料採取

図-1　平面図

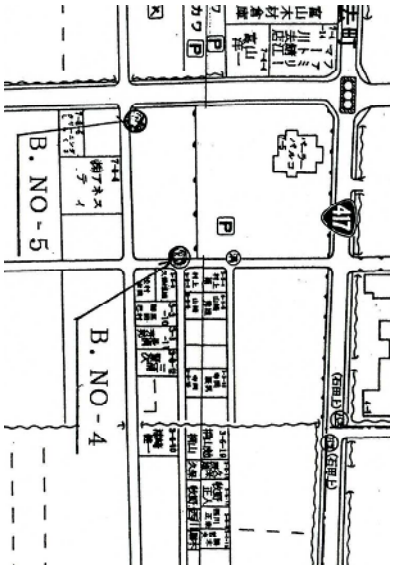


図-2　ボーリング位置

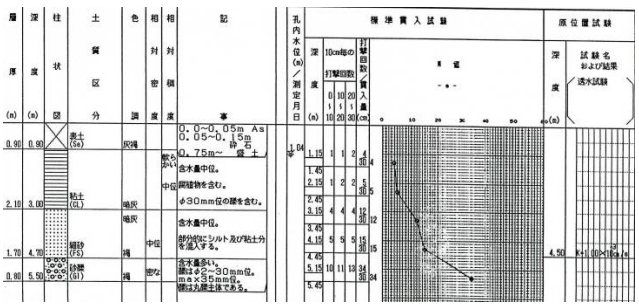


図-3　ボーリング結果（B.No.4）

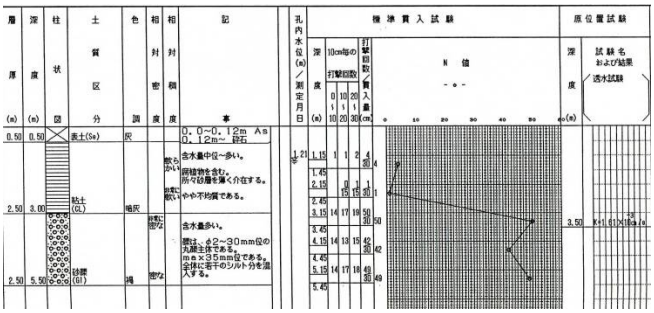


図-4　ボーリング結果（B.No.5）

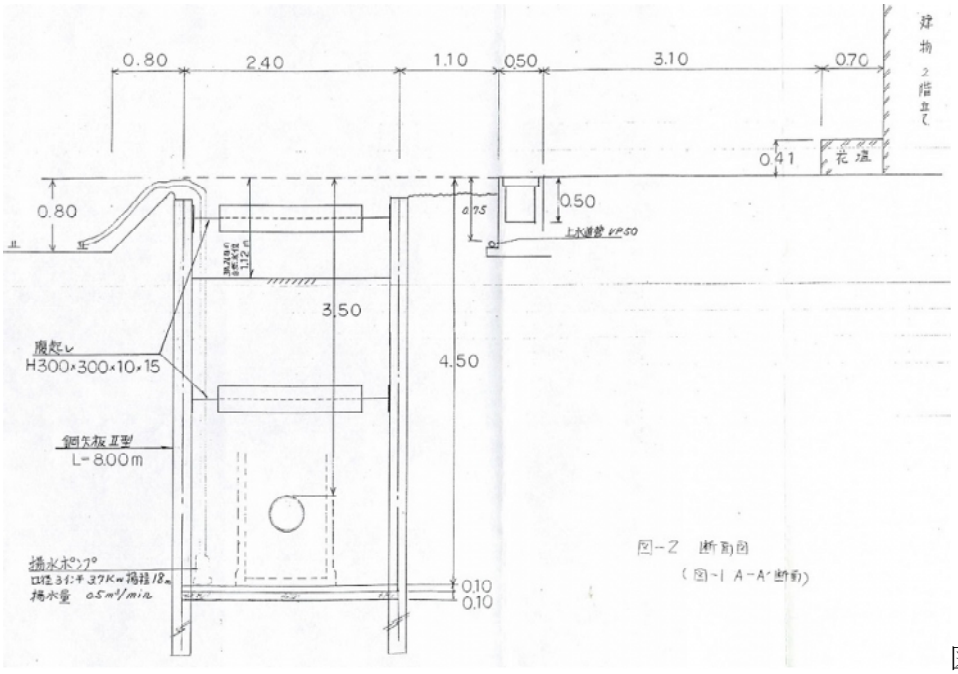


図-5　立抗断面図

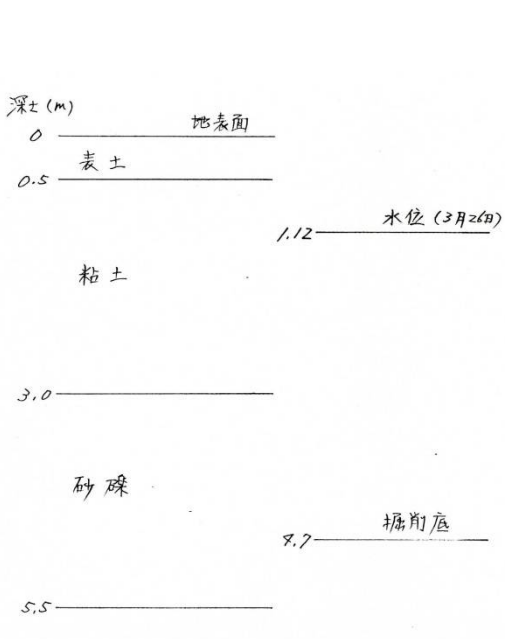


図-6　地層と立抗の高さ関係

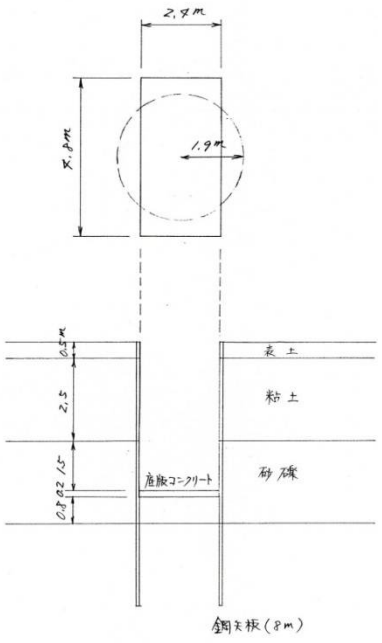


図-7　立抗の軸対称モデル化

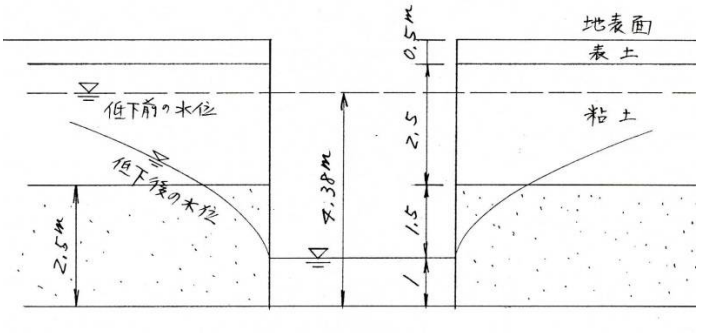


図-8　軸対称モデル（被圧井戸）

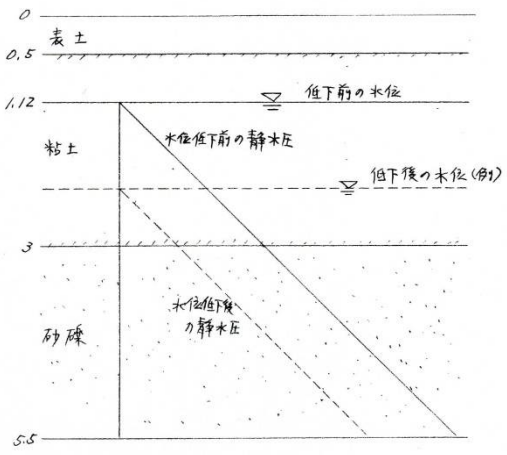


図-10　粘土層の圧密沈下量の計算

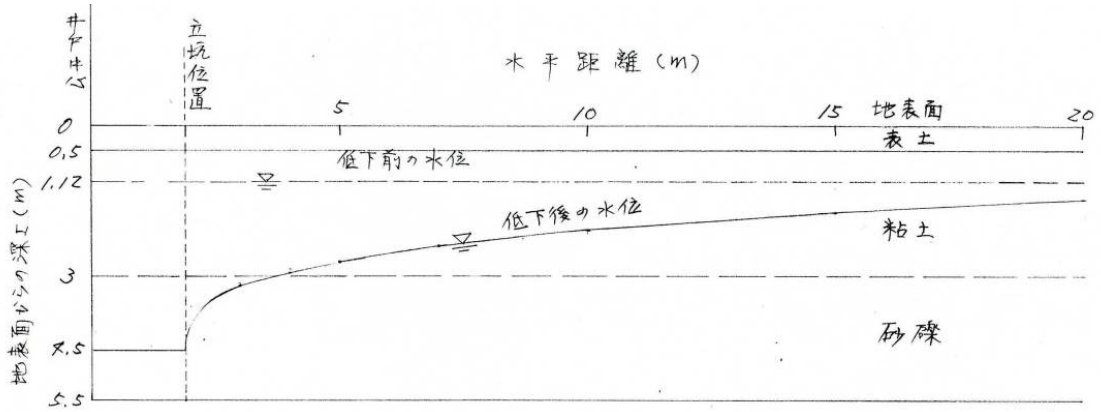


図-9　低下後の地下水位（計算）

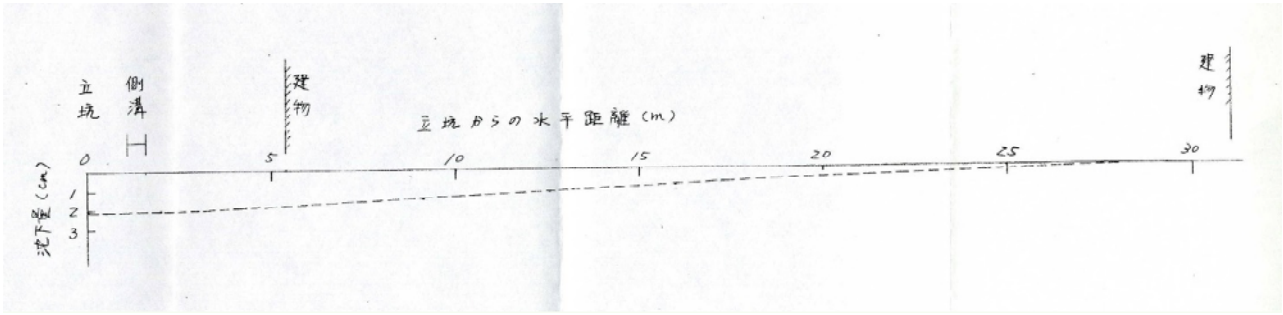


図-11　沈下量の分布（計算結果）

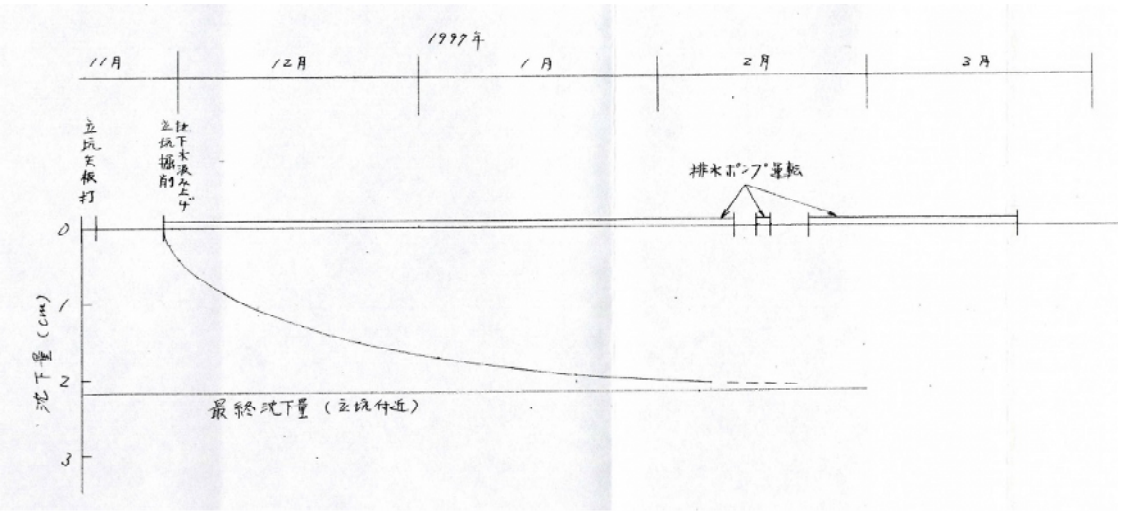


図-12　沈下量の時間変化（推定）

5）軟弱な有機質粘性土地盤での鋼矢板引抜きや土留め工法の検討

【事例 6-1⑤】 1997 年、坂井郡丸岡町里丸岡

下水道工事における推進工法の立坑掘削に伴い、住宅石塀などに最大 30cm 程度の不同沈下が生じた。地質：沖積粘性土、平面図：図-1、地層断面図：図-1、立坑平面図：図-2、断面図：図-3。**不同沈下発生原因**：1）深さ 0.8～5.8m に軟弱な有機質粘土層がほぼ水平に広範囲に堆積する（地下水位 1.07m：図-1）。2）立坑付近で道路側溝に顕著な沈下が生じている（図-4）。3）立坑掘削 1989 年、1990 年頃から石塀沈下が始まり、以後、側溝・舗装・石塀補修を行ってきたが、1996 年時点でも沈下が継続している。3）問題となった石塀側のみ立坑掘削時の鋼矢板を抜いている。鋼矢板を抜いていない道路反対側の側溝や石塀には顕著な変状は生じていない。4）鋼矢板引き抜きによる空隙・側方流動などが不同沈下の原因と推定される。地下水位低下による地盤沈下は、より広範囲に生じるはずなので現地状況と一致しない。**対策**：クリープ的な現象なので、新たな荷重を与えるような対策は行わず小規模な補修にしておく。**教訓**：軟弱な有機質粘性土地盤での鋼矢板引抜きや土留め工法の検討。

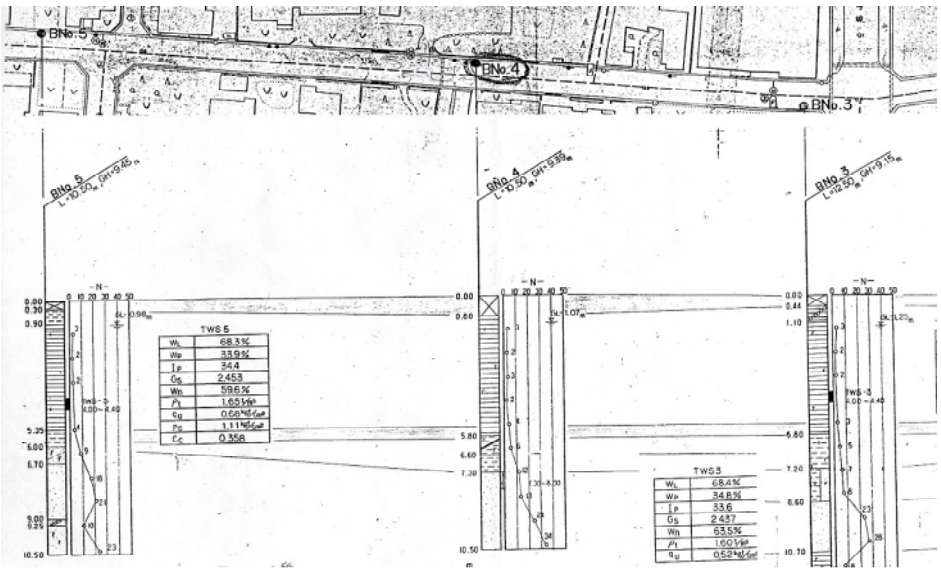


図-1　平面図と地層断面図

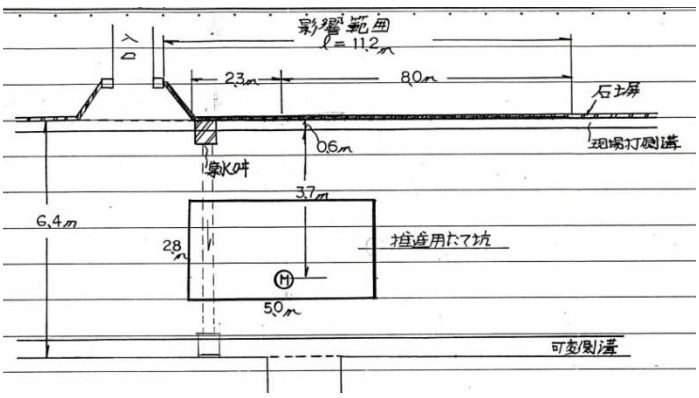


図-2　立坑の平面図

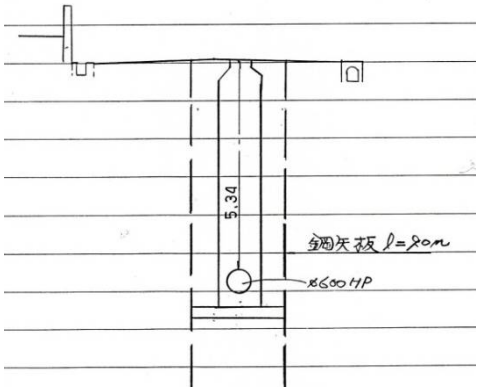


図-3　立坑の断面図

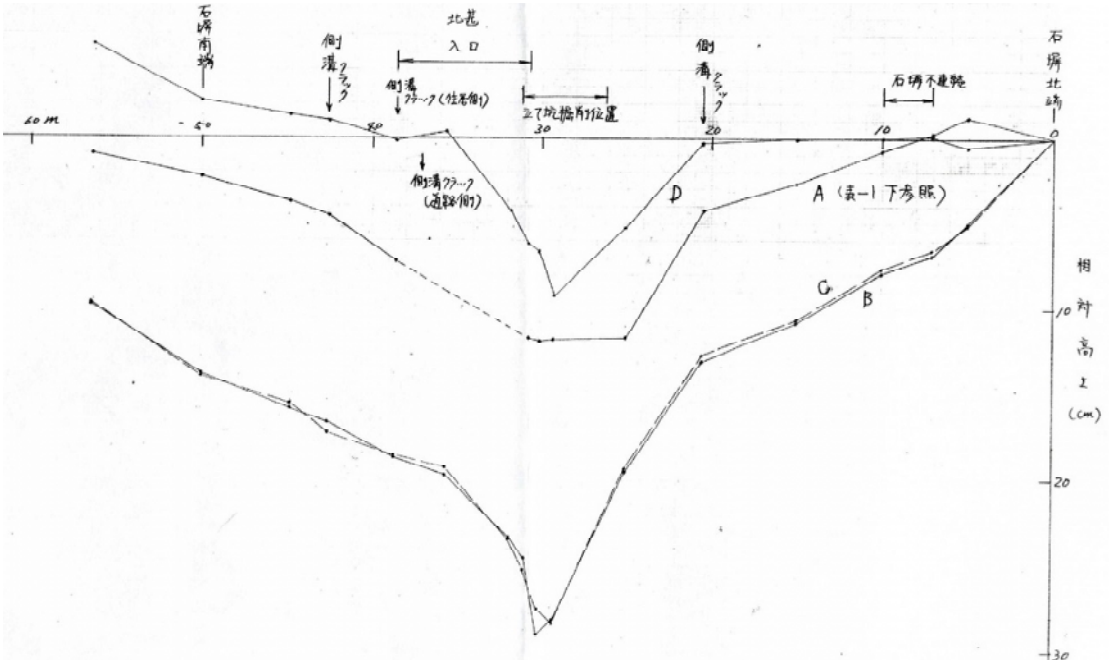


図-4　沈下量の計測結果

6）鋼矢板底部の入念な止水

【事例 6-1⑥】 1998 年 3 月、鯖江市吉川地区処理場工事

鋼矢板で止水した掘削工事において、止水が完全でないため周辺の地盤沈下が懸念された（写真-1、2）。地質：沖積層、平面図：図-1、断面図：図-2、3。**不完全な止水の原因**：1）地表面から 0～8m：粘性土層、8～13m：砂礫層、13m～：粘性土層。2）鋼矢板外側の砂礫層における地下水は被圧（水頭は地表面から 1.5m=EL.9.7m）。3）砂礫層をオーガーで掘削した後に外周鋼矢板（写真-1、図-1）を打設したため下部止水が完全ではなく、締切り内部で砂礫層まで掘削した場合、大量の出水や地下水揚水による外周鋼矢板外部の周辺地盤沈下が懸念された。**対策**：1）①鋼矢板付近への薬液注入、②内部を鋼矢板（図-3）またはソイルセメント壁で改めて囲むなどの対策はコストから実施困難。2）締切り内部でのボーリングによる砂礫層の現状での地下水位は EL.5.25m で、外部水位の EL.9.7 との差が外周鋼矢板の効果を示す（十分ではない）。3）計画の EL.2.25m まで掘削したときの周辺地下水位と、それに基づく地盤沈下量は約 1cm と推定され大きくはないと判断された。4）周辺建物付近での砂礫層における地下水位観測孔を設置して

観測（図-4)、地表面沈下量を観測しながら現状のまま掘削した（写真-2)。5）計画の EL.2.25m まで掘削したときの周辺地下水位低下量は 20cm。6）周辺の消雪用揚水井戸稼動による水位低下も観測。7）周辺の地盤沈下はほとんどなかった。**教訓**：鋼矢板底部の入念な止水が必要である。

写真-1　外周鋼矢板

写真-2　掘削の状況

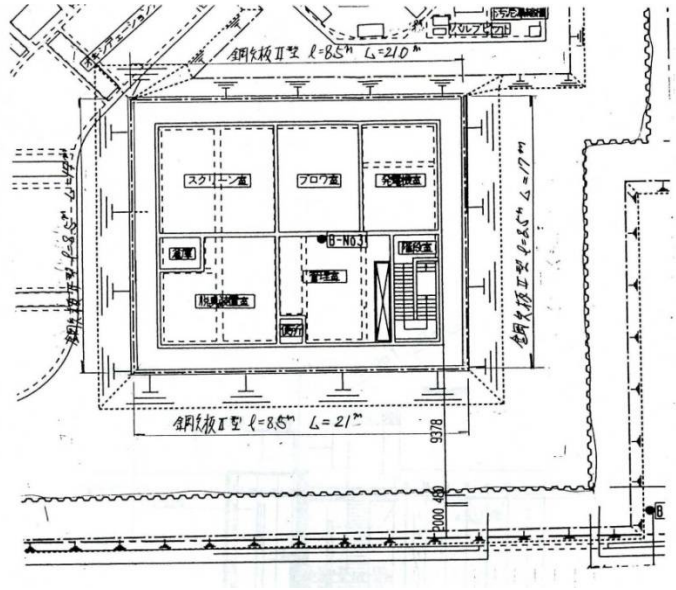


図-1　平面図（外周鋼矢板と想定の内周鋼矢板）

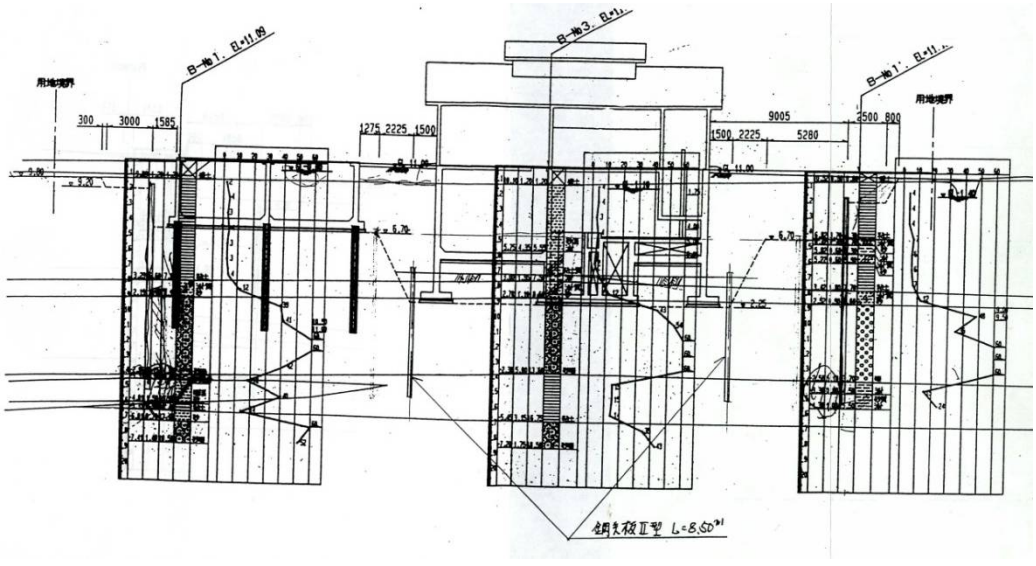


図-2　内周鋼矢板の想定断面図

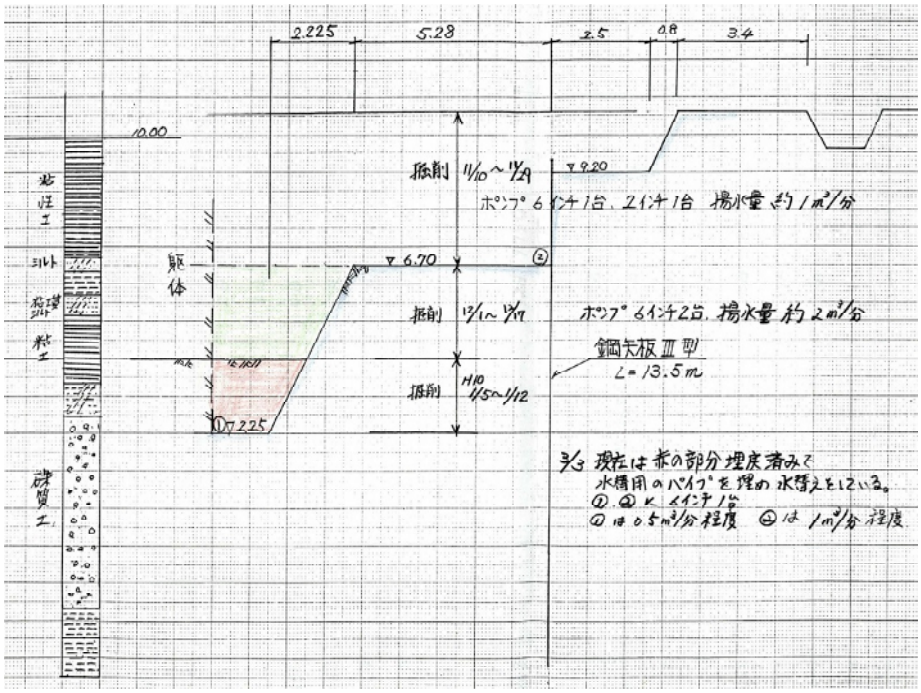


図-3　掘削断面図（掘削中にヒービングの可能性）

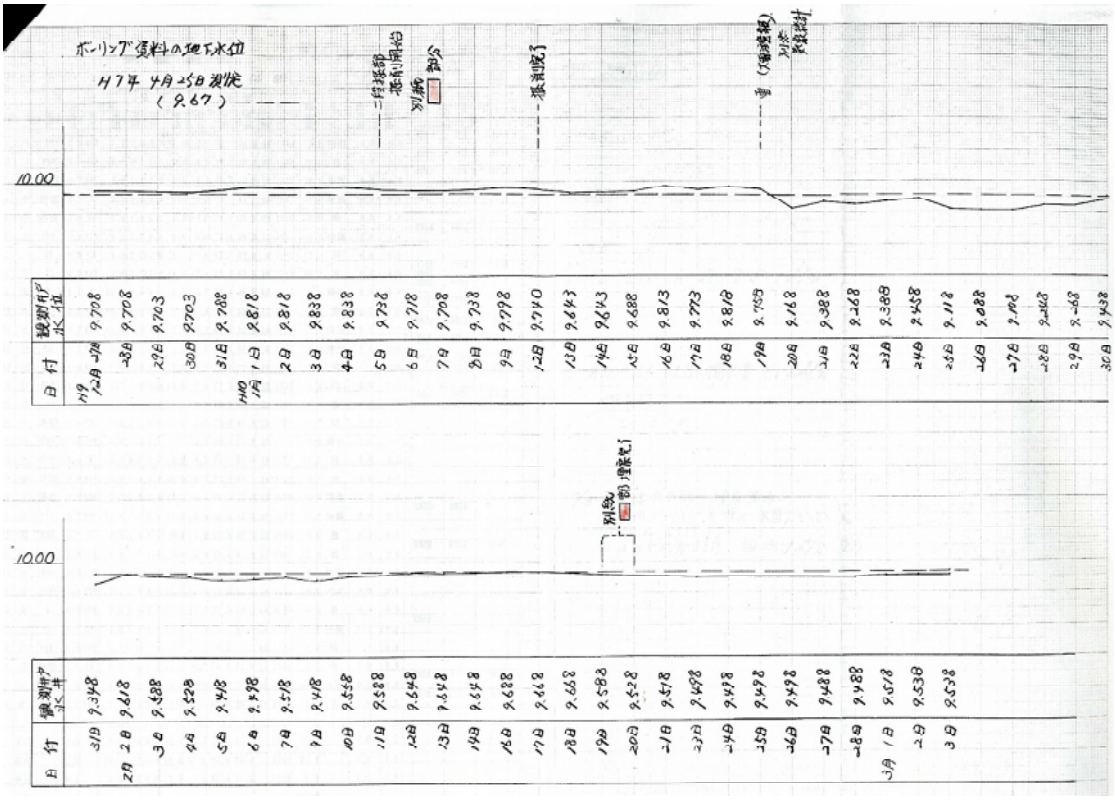


図-4　外周鋼矢板外部での地下水位計測結果

【事例 6-1⑦】 2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場付帯工事

ユアーズホテル連絡通路部でボイリングが発生した（写真-1)。地層データなどは【事例 6-1⑨】参照。ボーリング孔閉塞確認、ホテル基礎部分の薬液注入を行ったが（図-1､2)、ボイリングが止まらなかった

ので（図-3)、掘削底面の全面地盤改良で対処した。鋼矢板下端からの漏水が原因と推定された。**教訓**：土留め壁の不透水層への確実な着底。

写真-1　ユアーズホテル連絡通路：揚水による水位低下（左）と回復（右）

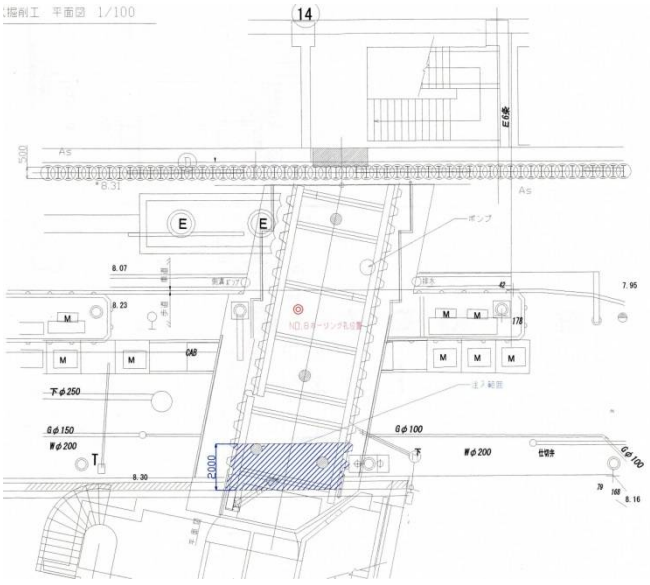


図-1　ユアーズホテル連絡通路 平面図

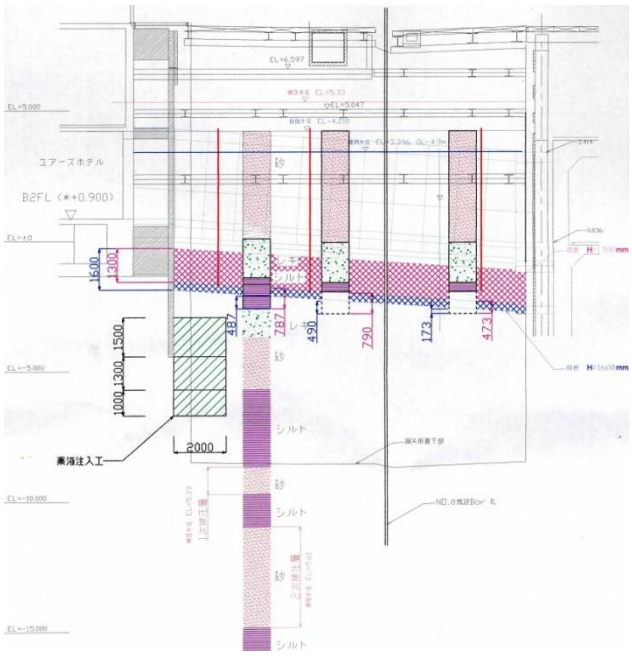


図-2　ユアーズホテル連絡通路 地層断面図

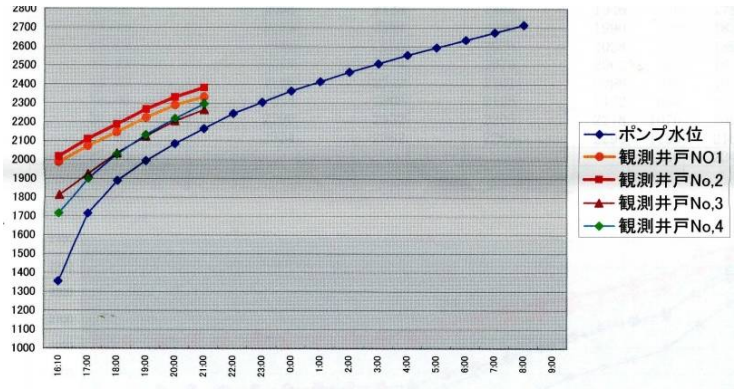


図-3　揚水試験における水位回復状況

7）地下掘削工事における調査ボーリング孔の確実な閉塞

【事例 6-1⑧】 2004 年 5～7 月、福井市大名町地下道

鋼矢板締切り掘削工事においてボイリングが発生し、掘削継続が困難となった（写真-1､2)。地質：沖積層、平面図：図-1、断面図：図-2。**ボイリングの原因**：1）鋼矢板およびコラムジェットグラウト（CJG）による土留め締切りで掘削中に鋼矢板付近でボイリングが発生し、掘削継続が困難となった。2）鋼矢板内側底部に薬液注入を行ったがボイリングは止まらなかった（図-5)。3）追加ボーリングを実施したが、当初想定地層と変化はなかった（図-3､4)。4）事前調査ボーリング孔を薬液注入で閉塞したところボイリングはほぼ収束した（図-5)。下部砂層（被圧水層）から調査ボーリング孔を通過した浸透がボイリングの主要因と判断される。5）4）以後も若干のボイリングが見られたが、鋼矢板下部、CJG との接続部、2）の薬液注入の不完全さによる微小な漏水によると推定された。6）試掘を行い浸透水量が小さいことを確認して掘削継続を決定した。7）早い段階で掘削を停止したため、周辺地盤への影響はなかった。**教訓**：1）地下掘削工事における調査ボーリング孔の確実な閉塞を行う。2）被圧した砂層への対処に注意する。

写真-1　ボイリング発生個所　写真-2　ボイリング現象（気泡に注意）

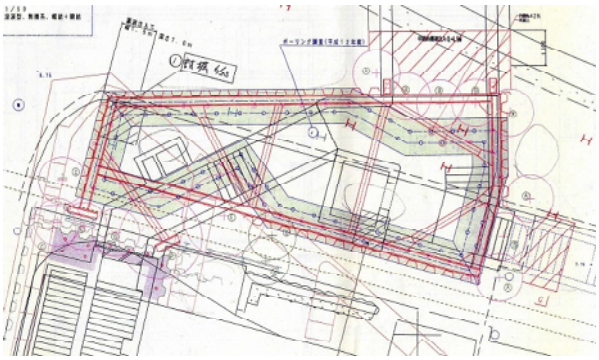


図-1　平面図（薬液注入：鼠色、CJG：大円）

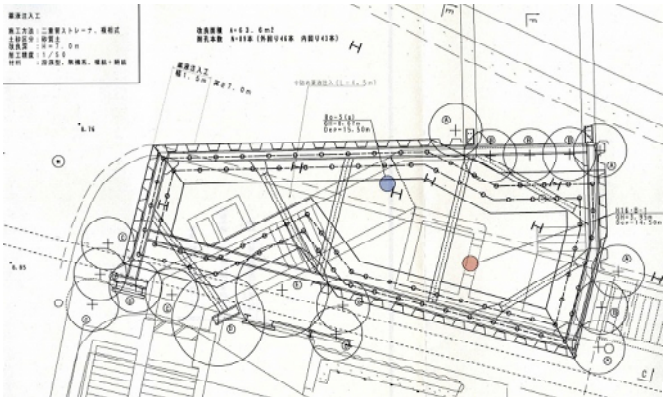


図-3　ボーリングの配置（当初：青丸、追加：赤丸）

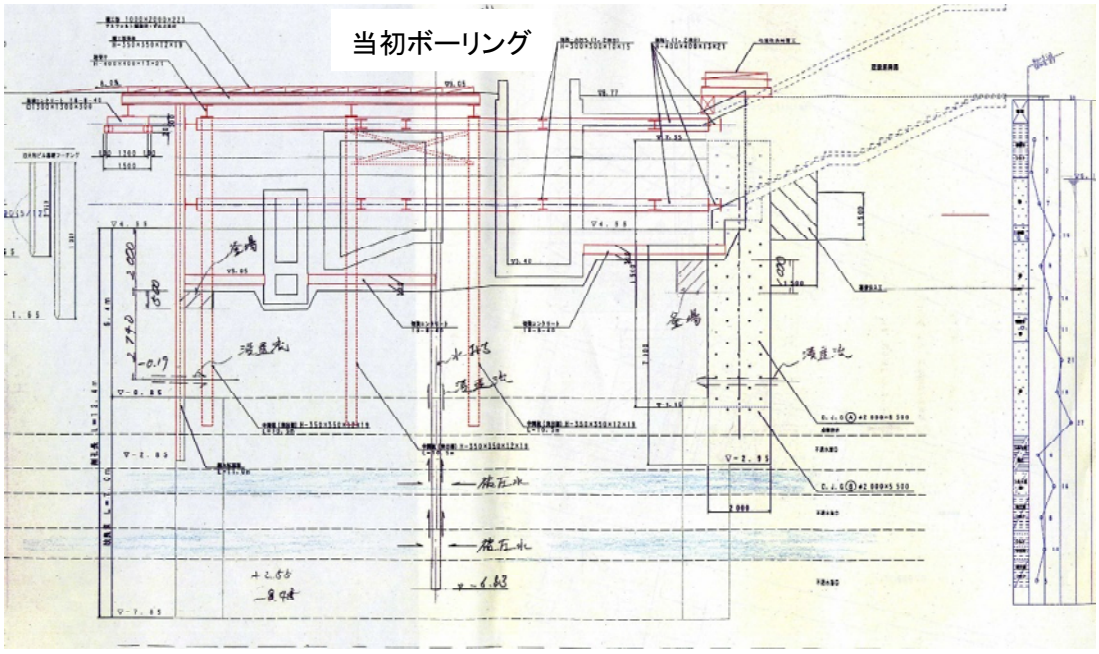


図-2　断面図（下部被圧水層を貫く当初ボーリングに注意）

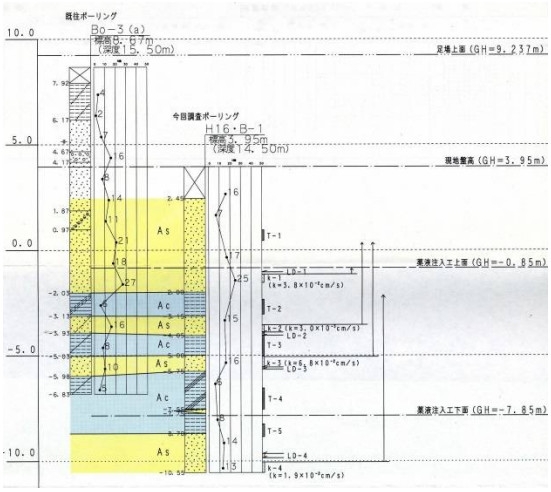


図-4　当初ボーリングと追加ボーリングの結果

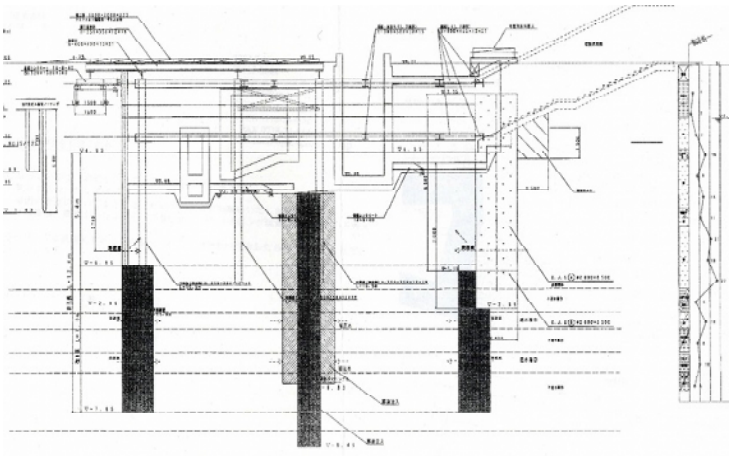


図-5　ボイリング対策としての薬液注入（両側）と当初ボーリング孔への薬液注入（中央）

8）均一な細砂層での CJG 施工

【事例 6-1⑨】 2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場

福井駅前地下駐車場工事で、掘削範囲に近接する歩道が約 50m^2 に渡り陥没しライフラインなどの周辺施設が損傷した（写真-1､2）。周辺の建築物基礎杭が沈下した（写真-3､4、図-3､27）。地質：沖積層、平面図：図-1、断面図：図-6。**陥没影響範囲**：1）N 値、Nsw（SS 試験）の変化から影響範囲を特定した（図-1～4）。2）周辺歩道部の電磁波探査で陥没の影響は認められなかった（図-25､26）。3）ボアホールレーダーにより基礎杭の長さ･下端を把握した（図-28）。**陥没原因**：1）土留め壁として SMW（Soil Mixing Wall）工法が基本であったが、埋設物やアーケードなどのために部分的に CJG 工法が採用された（図-1､5）。2）

地盤調査の結果、CJG が破壊した深さに、きわめて均一な粒径の砂層（As 層）が広範囲に存在する（図-6～9）。3）陥没箇所と当工事全域で CJG に対するチェックボーリングを実施した結果、多数の CJG に不具合があった（図-10～14）。コア判定不良の CJG の一軸圧縮強度が低いことも確認された（図-15､16）。4）推定した自由地下水の流速は数 cm/day であり CJG 不具合の原因ではないことを確認した。5）CJG 不具合の原因として次の要因が考えられた（図-17､18）。①きわめて均一な細砂層での CJG の施工困難性、②埋設物の関係で CJG 施工がコラムインコラムとなった可能性、③当現場が福井城堀跡などであったことから地中に転石（笏谷石）・流木などがあり、CJG 施工不十分の原因となった可能性もある（写真-8、図-19）。6）今回の陥没箇所で不十分な CJG 改良体が土圧・水圧荷重により破壊し、土砂が土留め壁内部に流入した（図-20）。陥没に伴い水道管が破断して陥没範囲を拡大させた。CJG 改良体背後に RC 壁を造る施工手順であったが間に合わなかった。7）周辺建物の基礎杭は先端部分の洗掘、土砂陥没に伴う連れ込み沈下により沈下したと推定される。**応急対策**：1）陥没箇所の土留め壁外部への薬液注入。2）内部での土のう・埋め戻し。**陥没箇所本復旧**：1）既設 CJG 内部への鋼矢板打設（実際は BG 杭工法に変更）と周辺の薬液注入（図-21､22）。2）鋼矢板打設による CJG 緩み対策として、掘削坑内での流動化処理土による押さえ盛土設置（図-22）。**全体の掘削工法**：1）チェックボーリングにより CJG 改良体全体の品質評価・ランク付けを実施（表-1）。2）1）の結果に基づきランクごとの対策工法を決定した。3）土留め壁内部の掘削は深さ 50cm ずつ半円形の深礎工法（人力掘削し、出水がある場合は土のう投入）を適用（図-23）。4）土留め壁内部全体について地下水位を観測し、漏水や盤ぶくれの恐れなどがある場合は直ちに薬液注入を行う体制（詳細は【事例 6-1⑩】参照）。5）掘削中の計測管理（地下水位、傾斜計、層別沈下計、既設構造物変状、地表沈下量、詳細は【事例 6-1⑩】参照）。**周辺建築物**：1）沈下した基礎杭に鋼管継ぎ足し圧入工法（地中梁を反力）を実施。2）3 次元立体フレーム解析による杭の影響範囲の推定。3）載荷試験による杭支持力の確認。4）2）、3）に基づく新設鋼管杭の圧入（図-28）。**教訓**：1）地中状況の入念な事前調査と土留め工法の選択。2）均一な細砂層での CJG 施工に注意。3）技術的問題のある工事での有識者などを含む総合的な施工管理体制の設置。

写真-1　地表から見た掘削状況（駅側から）

写真-2　陥没の状況

写真-3　陥没付近建築物の地中梁と杭の分離

写真-4　陥没付近建築物の地中梁と杭の分離

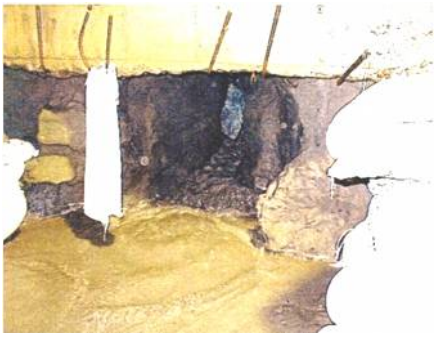


写真-5　出水の初期状況（6-19　14:30 頃）　写真-6　出水部の拡大（6/30　0:17）

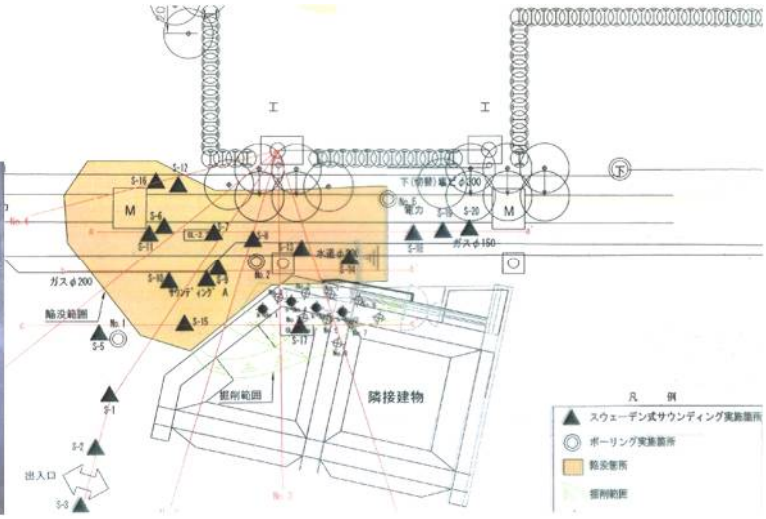


写真-7　地下水・土砂の噴出箇所（土のう）　図-1　陥没箇所の平面図（大きい円が CJG）

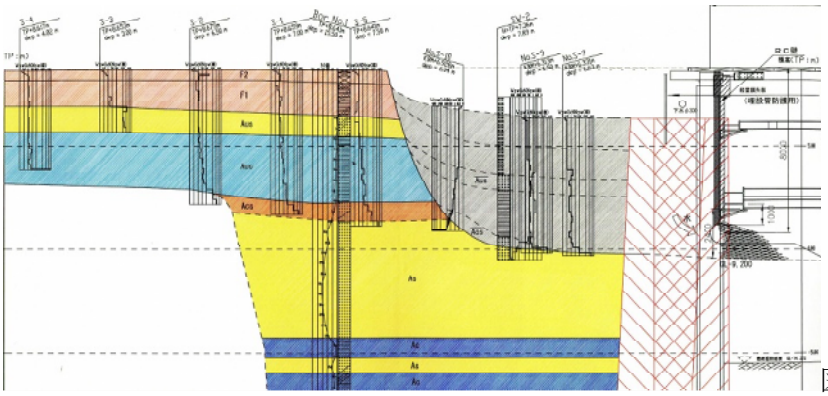


図-2　断面図（図-1　S-1～S-3）

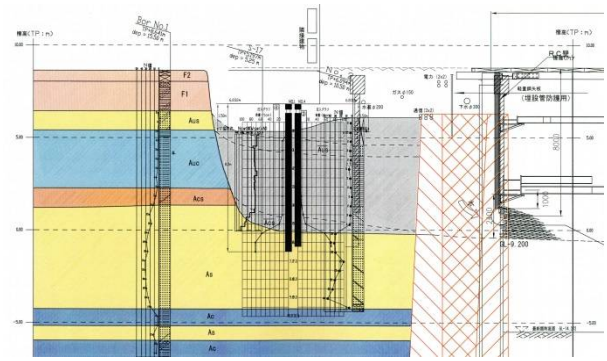


図-3　陥没箇所の断面図（図-1　No.3 断面）

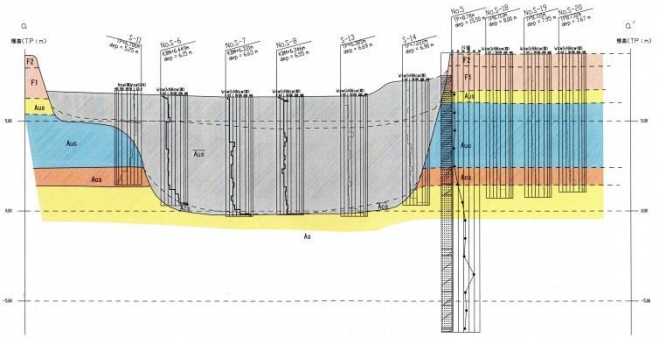


図-4　陥没箇所の縦断面図（図-1　a 断面：縦断）

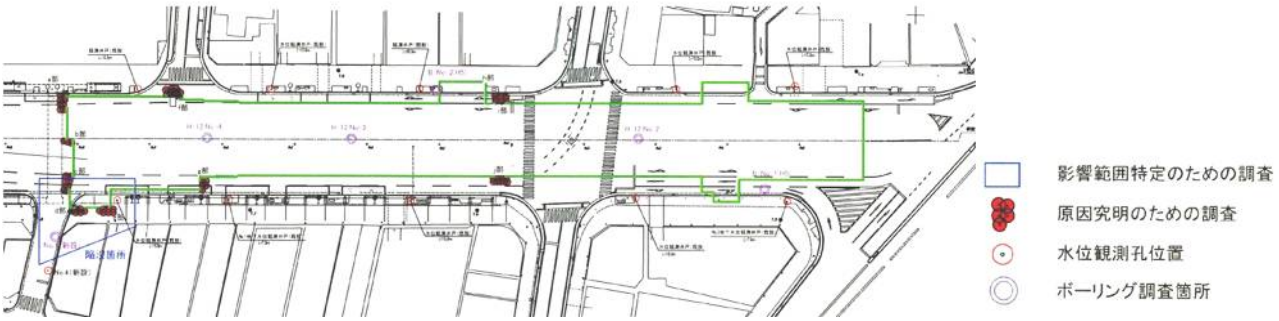


図-5　調査計画平面図（赤い円が CJG）

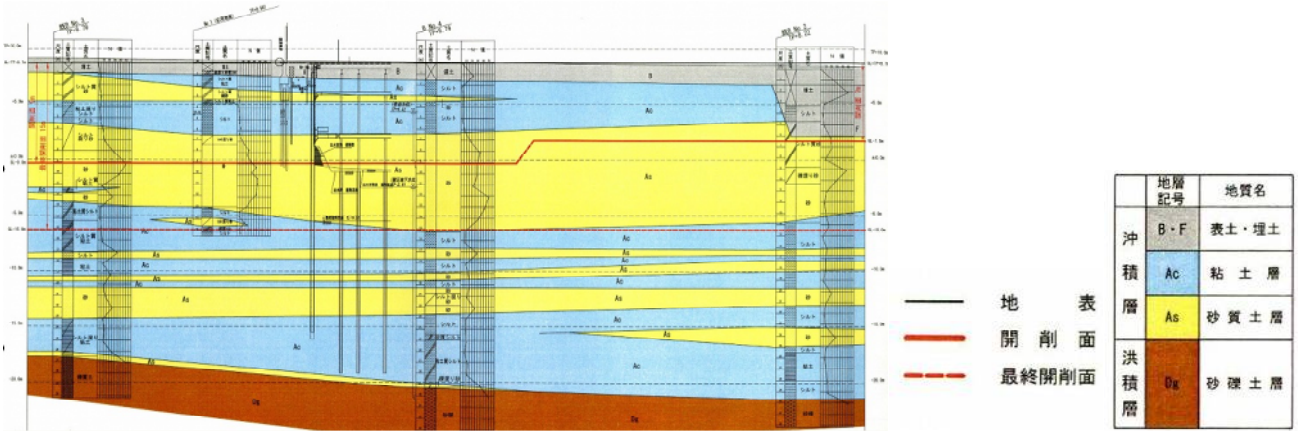


図-6　地層断面図（赤線：現時点と最終の掘削位置）

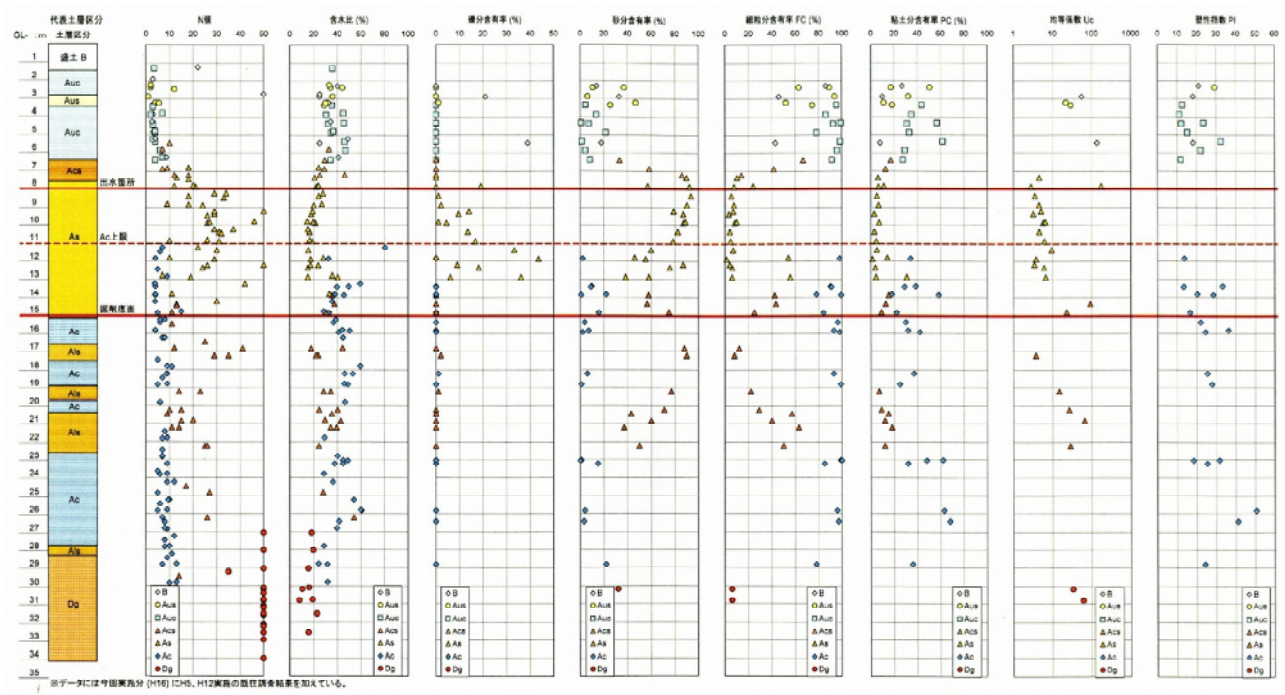
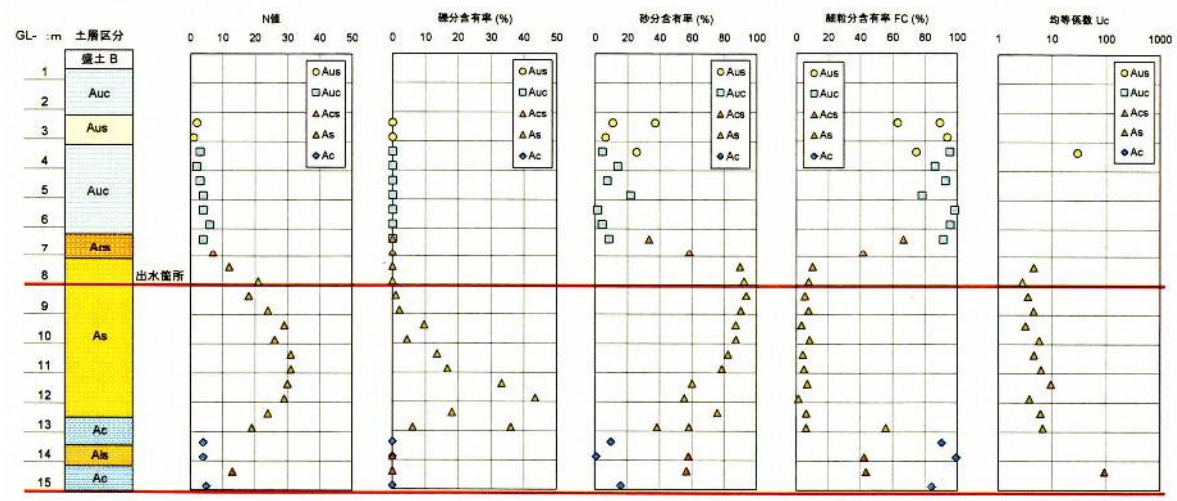


図-7　地盤の物性定数（赤線：現掘削位置と最終掘削位置）



粒度分布が良い	粒度分布が悪い	
	均等粒度	階段粒度
$Uc \geq 10$ かつ $\sqrt{Uc} > U'c > 1$	$Uc < 10$	$Uc \geq 10$ かつ $U'c > \sqrt{Uc}$ 又は $Uc \geq 10$ かつ $U'c < 1$

図-8　陥没箇所周辺の粒度分布特性

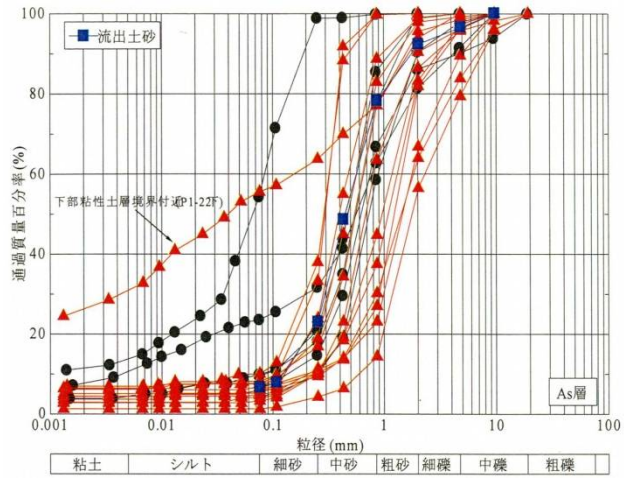


図-9　As 層の粒度分布（黒：既往、赤：追加）

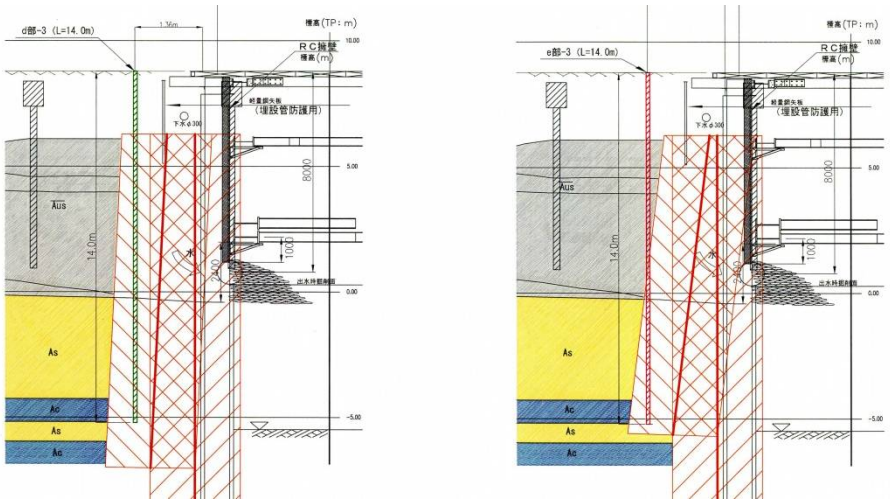


図-10　チェックボーリング（左図：D 部、右図：E 部）

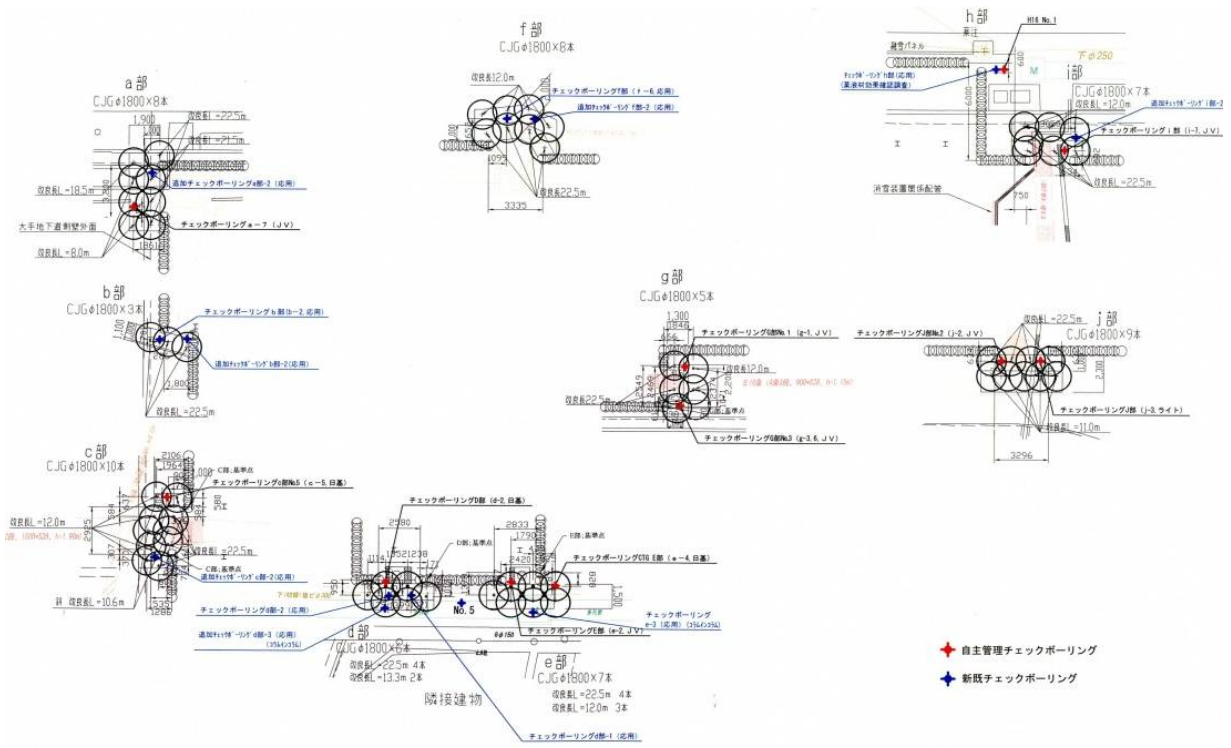


図-11　CJG チェックボーリングの配置（赤：既往、青：追加）

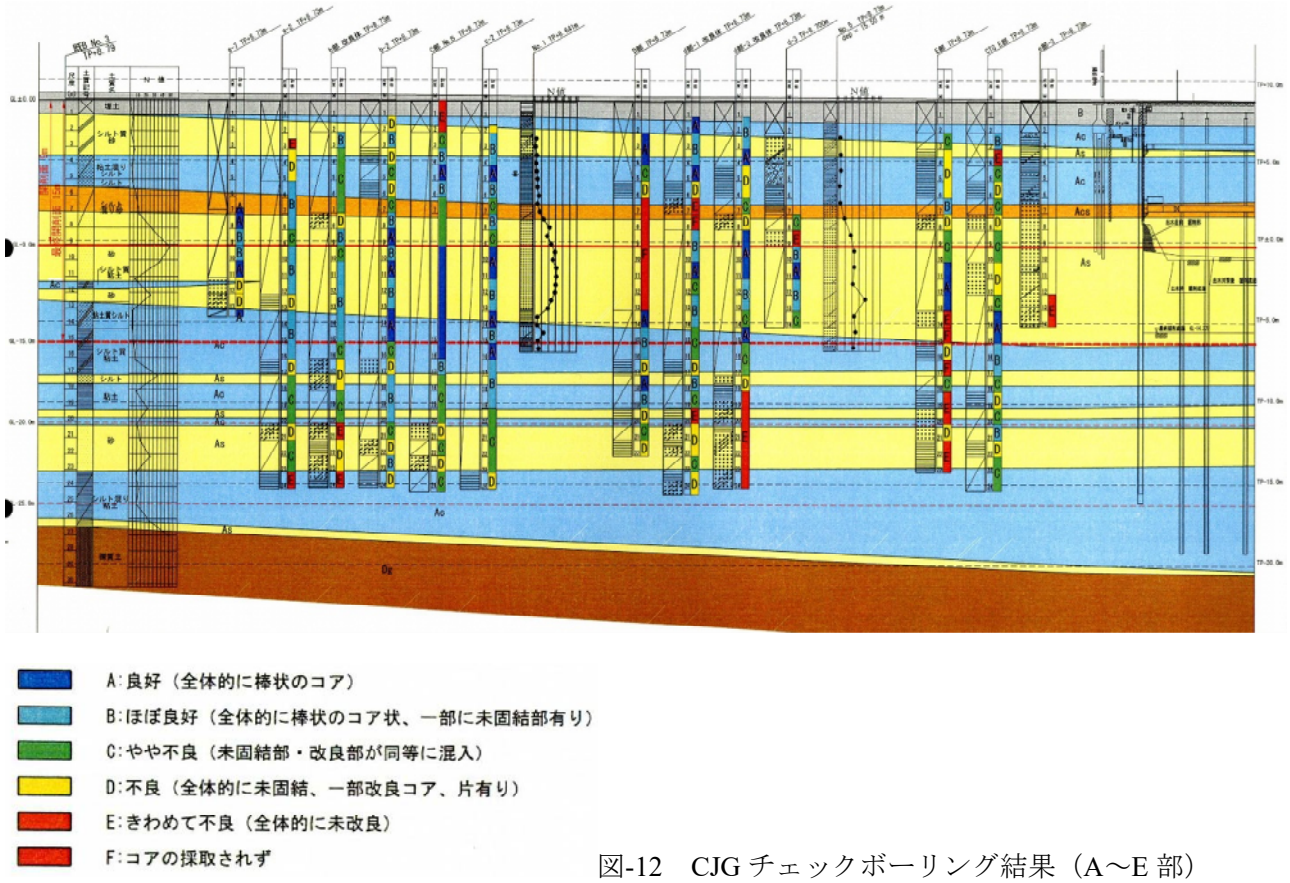


図-12　CJG チェックボーリング結果（A～E 部）

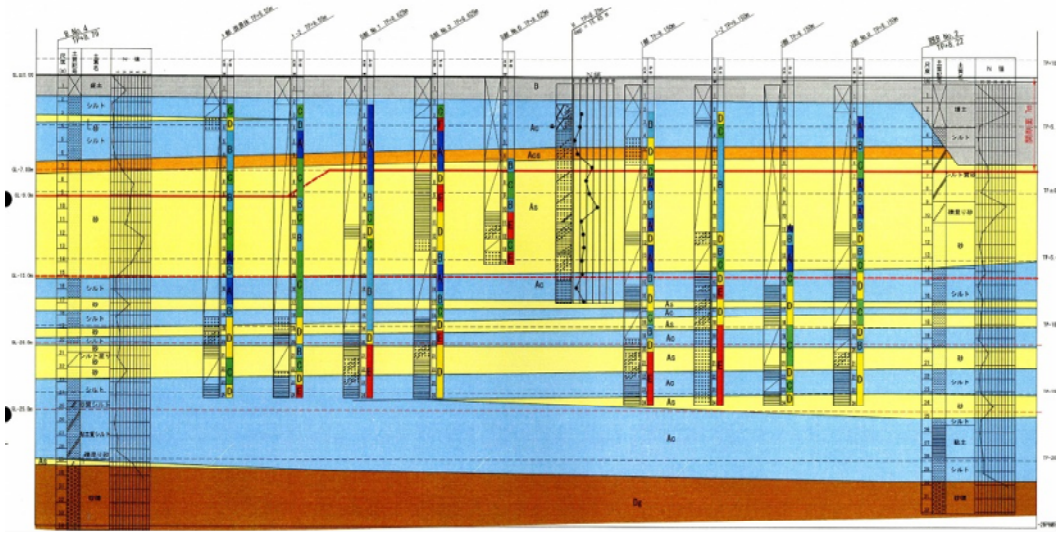


図-13　CJG チェックボーリング結果（F～J 部）

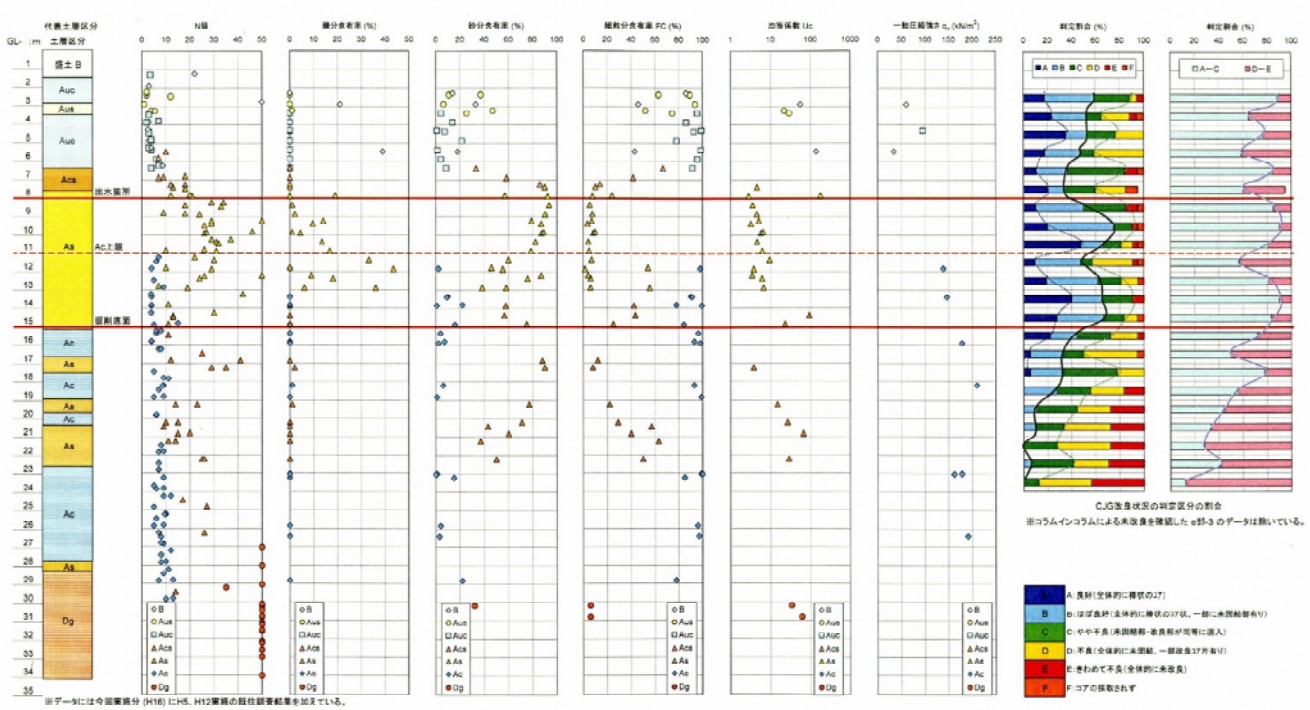


図-14　土質性状と CJG コア判定の関係

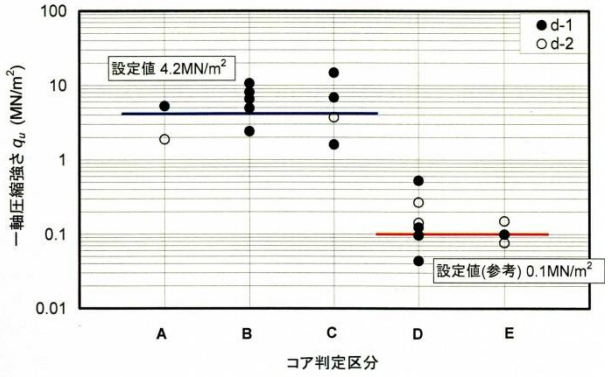


図-15　CJG コア判定区分と一軸圧縮強度（A～C：4.2MN/m2、D,E：0.1 MN/m2）

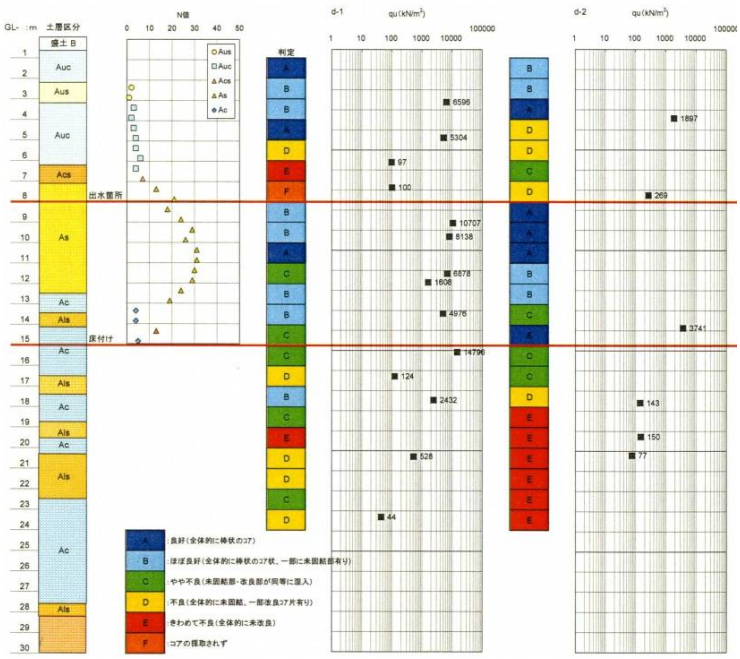


図-16　CJG コア一軸圧縮強度の深度分布

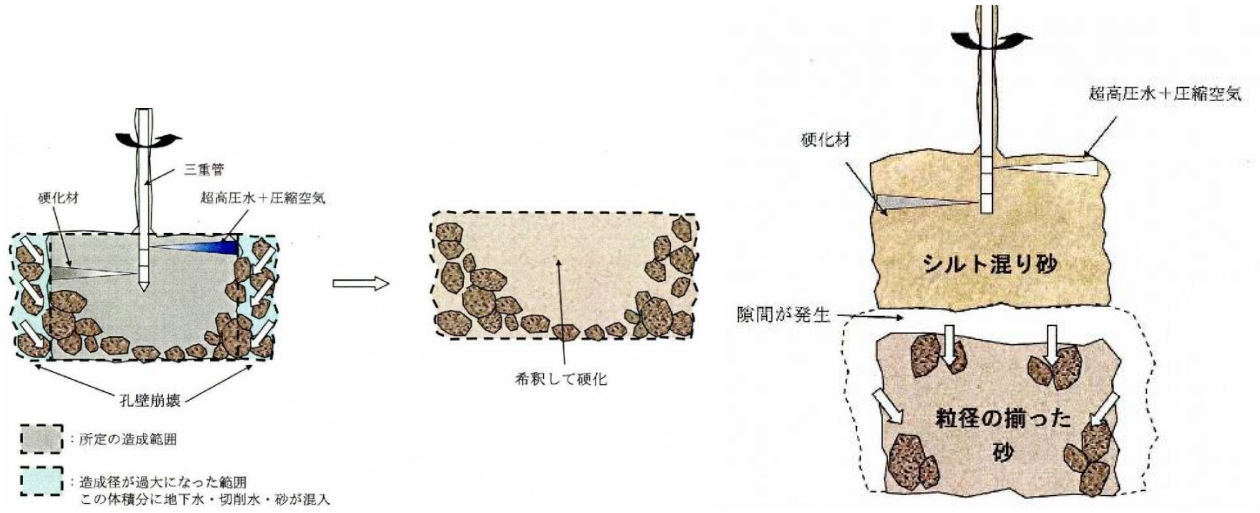


図-17　CJG 不具合の一般的な要因（左：粒径の揃った砂、右：地層境界）

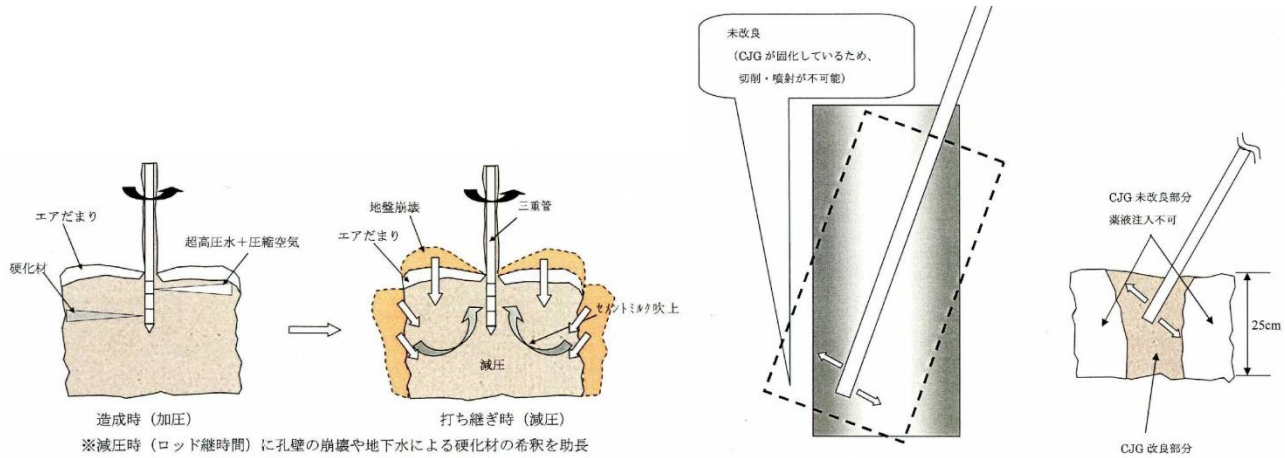


図-18　CJG 施工の弊害（左：継ぎ施工、中：コラムインコラム、右：CJG 内への薬液注入）

写真-8　CJG 不具合の要因：流木の状況

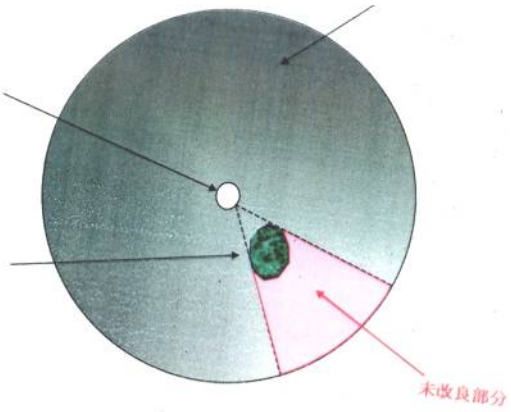


図-19　転石などによる CJG の未改良部分

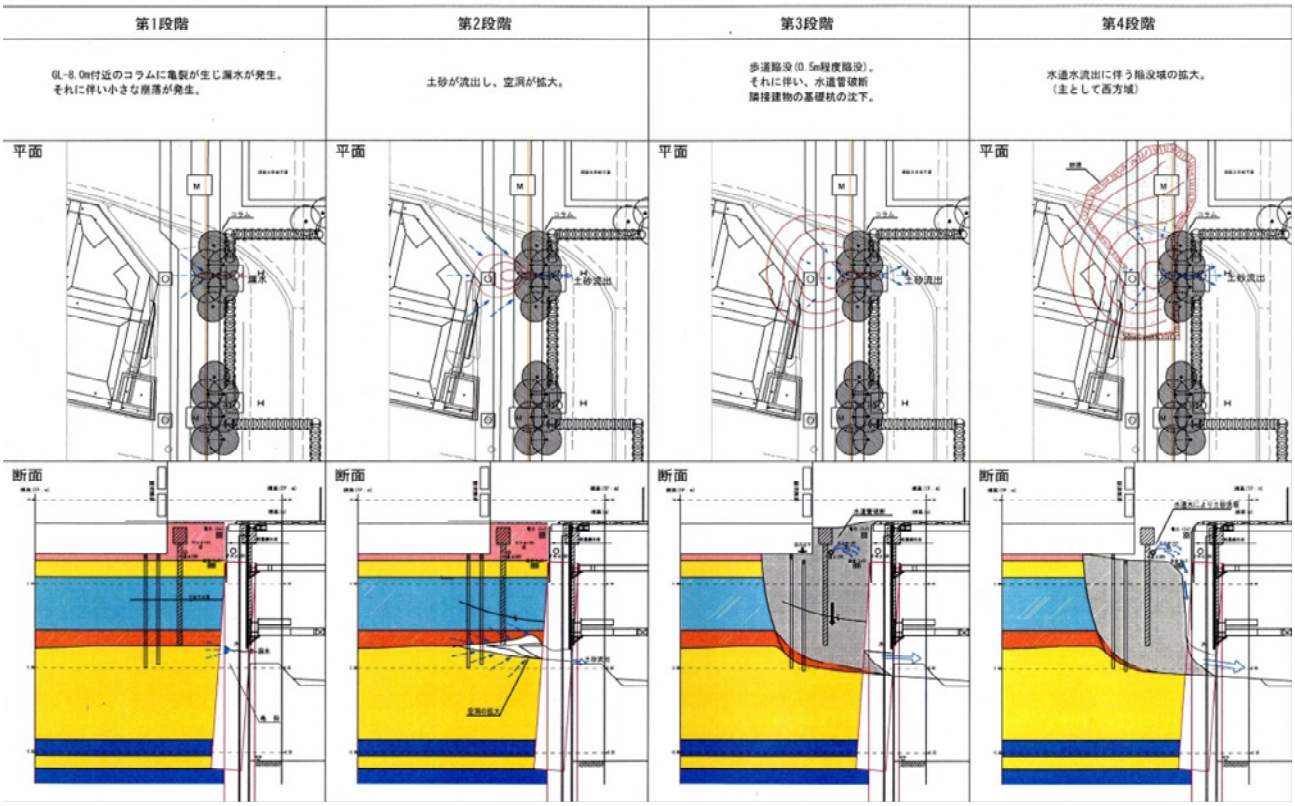


図-20　CJG 壁崩壊のメカニズム

表-1　各 CJG 部の評価

窓開き部	ボーリング孔	孔毎の評価		総合評価	
A 部	a-7	×	下部粘性土層との境界付近 GL-11～13m (2m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は砂質土であり剛性、止水性ともに期待するのは困難である。	×	いずれのボーリング孔についても、D 判定のコアが下部粘性土層との境界付近にみられ、改良不良部が水平方向に連続している可能性も考えられる。当該区間の剛性、止水性ともに期待するのは困難であるが、E 以下の判定はみられない。
	a-2	×	下部粘性土層との境界付近 GL-12～13m (1m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は粘性土であり止水性は期待できるが、剛性を期待するのは困難である。		
B 部	b 部	○	全区間 B、C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。	○	A～C 判定の良好なコアが確認されており、改良状況は良好と判断する。
	b-2	○	全区間 A、B 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
C 部	c 部 No.5	○	全区間 A 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。	○	A または B 判定の良好なコアが確認されており、改良状況は良好と判断する。
	c-2	○	全区間 A、B 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
D 部	D 部	×	掘削開始面 GL-9～13m (4m 区間) に F 判定がみられる。改良体内にかなり緩い状態の土砂が存在している可能性があり、剛性、止水性ともに期待するのは困難である。	×	ボーリング D 部は対象区間 6m のうち 4m で F 判定となる。改良状況は極めて悪く改良体内にかなり緩い状態の土砂が存在している可能性がある。他のボーリング結果は良好であるが、出水箇所でもあるため、剛性、止水性ともに期待するのは困難である。
	d 部-1	○	全区間 A～C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
	d 部-2	○	全区間 A～C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
	d-3	○	全区間 A～C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
E 部	E 部	×	下部粘性土層との境界付近 GL-13～15m (2m 区間) に E (砂質土) 、F 判定のコアがみられる。したがって剛性、止水性ともに期待できない。	×	ボーリング孔によって改良状況にばらつきがみられるが、いずれの孔でも D もしくは E 判定がみられる。E 部では F 判定もみられる。また、e-3 の改良不要の要因としてコラムインコラムの可能性が考えられ、所期の造成径が得られていない可能性もある。剛性、止水性ともに期待するのは困難である。
	CTG E 部	×	対象区間のほぼ中央 GL-10～12m (2m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は砂質土であり剛性、止水性ともに期待するのは困難である。		
	e-3	×	全区間 E 判定のコアであり、原地盤の土砂がそのまま残っている。改良不良の要因として、コラムインコラムの可能性が考えられる。		
F 部	f 部	○	全区間 A～C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。	○	A～C 判定の良好なコアが確認されており、改良状況は良好と判断する。
	f-2	○	全区間 B、C 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。		
G 部	G 部 No.1	×	対象区間の中央 GL-11～12m (1m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は粘性土であり止水性は期待できるが、剛性を期待するのは困難である。	×	いずれの孔でも D もしくは E 判定がみられ、改良不良部が水平方向に連続している可能性も考えられる。改良不良部分の大半は粘性土である。改良不良部が多く、剛性、止水性ともに期待するのは困難である。
	G 部 No.3	×	掘削開始面 GL-7m～13m (6m 区間) に D 及び E 判定のコアがみられる。当該部分の土質は粘性土が大半であり、周辺のボーリング調査結果からは予測できない厚さとなっている。なお、GL-12～13m (1m 区間) には砂質土も確認されており、剛性、止水性ともに期待するのは困難である。		
	G 部 No.6	×	対象区間の中央 GL-10～12m (2m 区間) 及び GL-13～14m (1m 区間) に E 判定がみられる。当該部分には砂質土もあるため、剛性、止水性ともに期待するのは困難である。		
I 部	I 部	×	対象区間のほぼ中央 GL-11～12m (1m 区間) に D 判定がみられる。当該部分の土質は粘性土であり止水性は期待できるが、剛性を期待するのは困難である。	×	いずれのボーリング孔においても GL-11～12m (1m 区間) の同一深度に D 判定がみられ、改良不良部が水平方向に連続している可能性も考えられる。当該区間の剛性、止水性ともに期待するのは困難であるが、E 以下の判定はみられない。
	i-2	×	対象区間のほぼ中央 GL-11～12m (1m 区間) に D 判定がみられる。当該部分の土質は砂質土であり剛性、止水性ともに期待するのは困難である。		
J 部	J 部	○	全区間 A、B 判定のコアのみであり、改良状況は良好と判断する。	×	ボーリング J 部のみであるが、GL-11～12m (1m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は粘性土であり止水性は期待できるが、剛性を期待するのは困難である。E 以下の判定はみられない。
	J 部 No.2	×	対象区間のほぼ中央 GL-11～12m (1m 区間) に D 判定のコアがみられる。当該部分の土質は粘性土であり止水性は期待できるが、剛性を期待するのは困難である。		

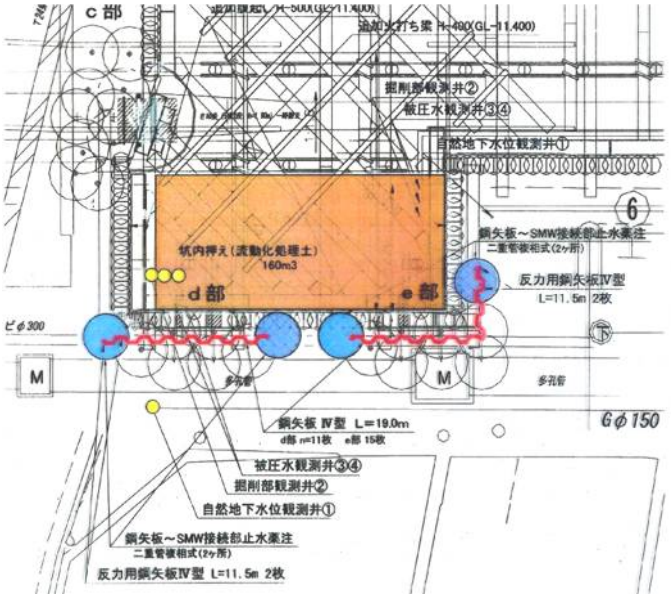


図-21　陥没箇所対策工の平面図

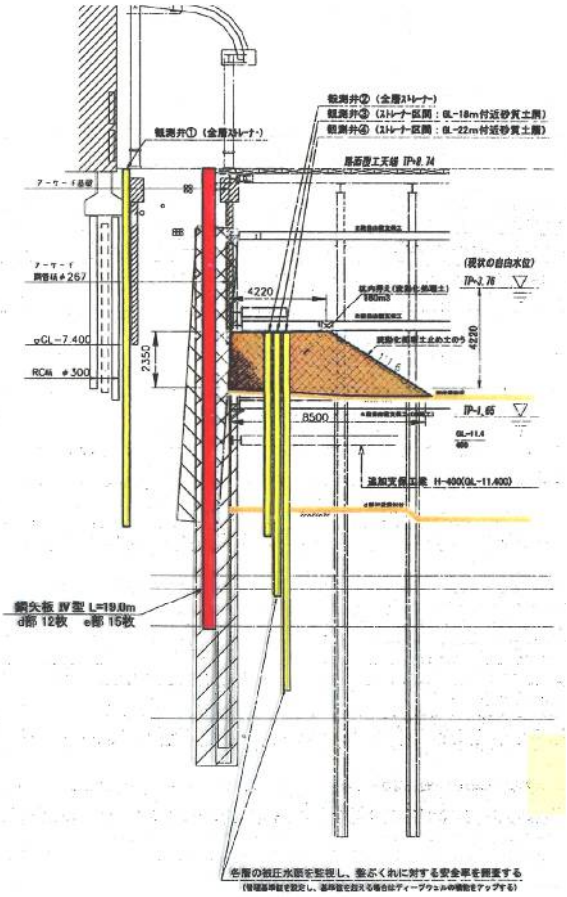


図-22　陥没箇所対策工の断面図

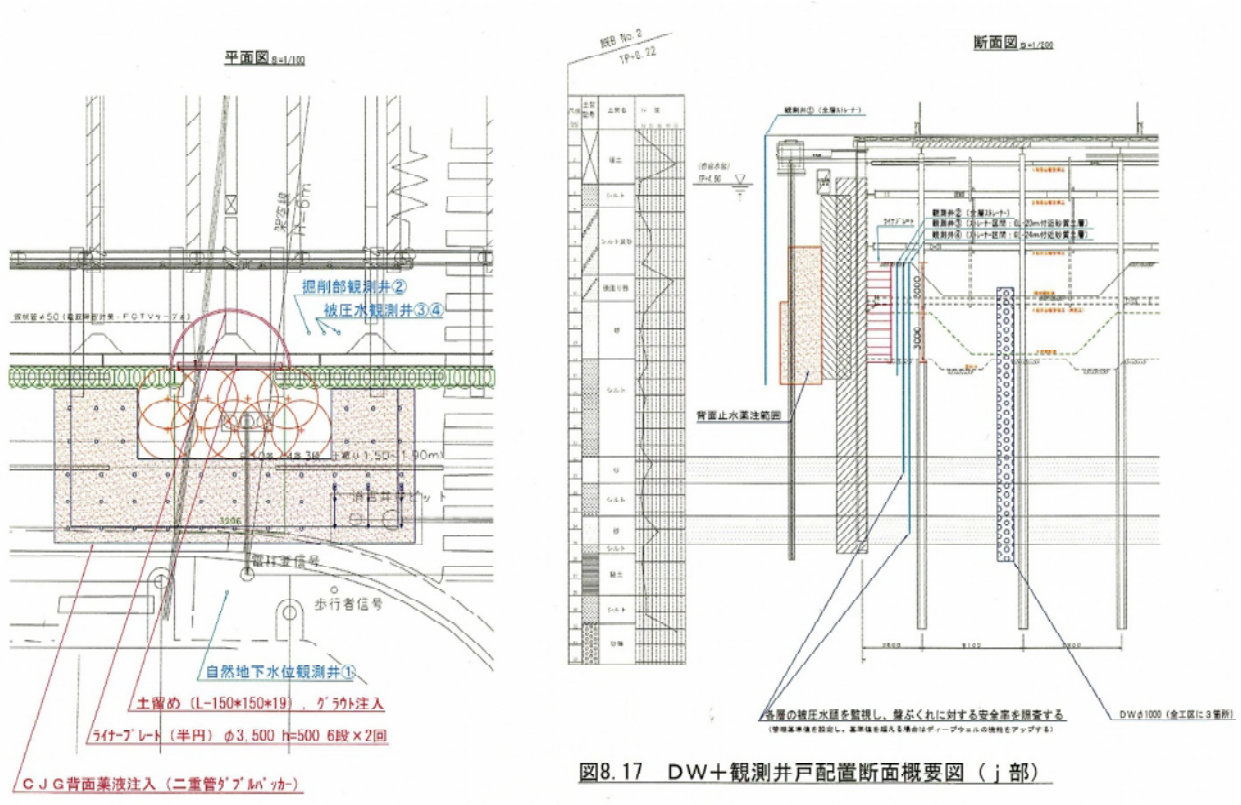


図-23　半円の深礎工法掘削

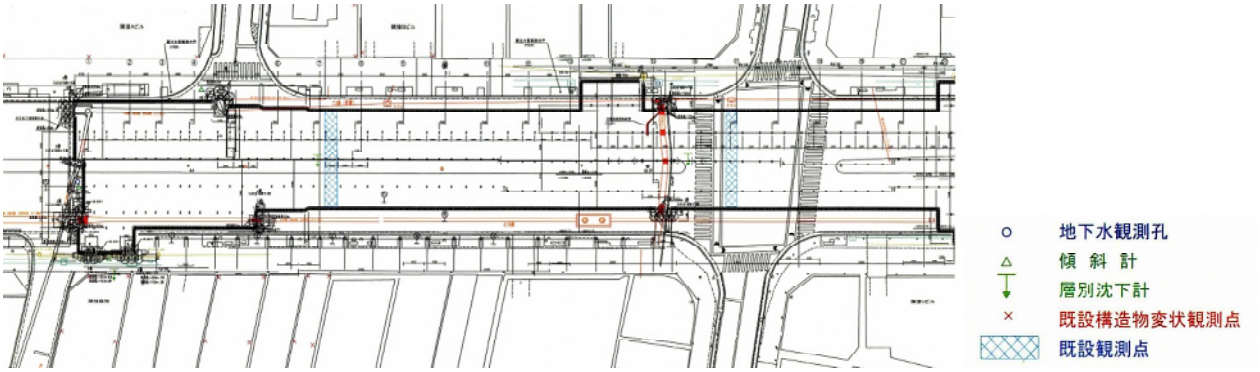


図-24　計測管理計画

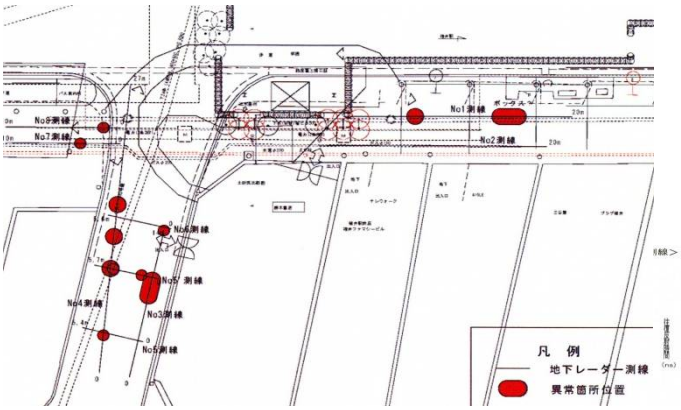


図-25　歩道部の地下レーダー探査

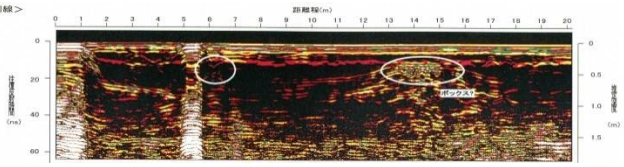


図-26　地下レーダー探査の結果

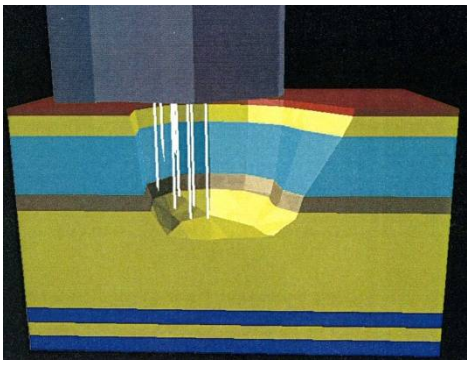


図-27　陥没箇所と周辺建築物基礎杭の位置

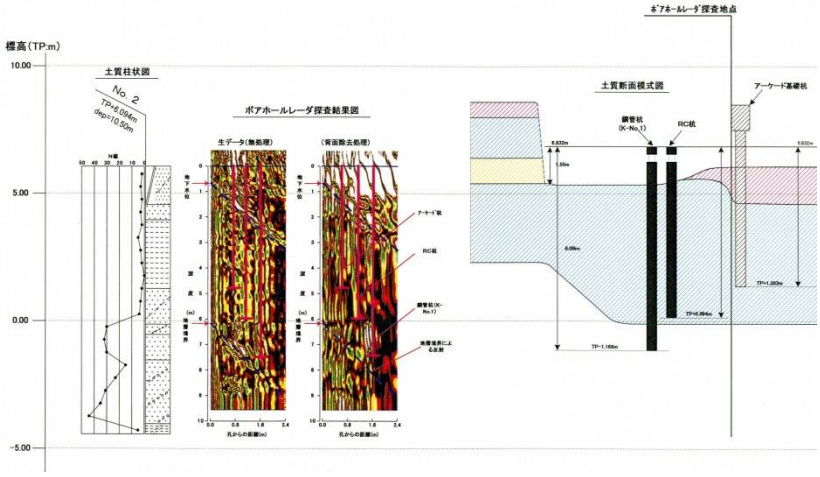


図-28　ボアホールレーダー探査による杭沈下位置の把握

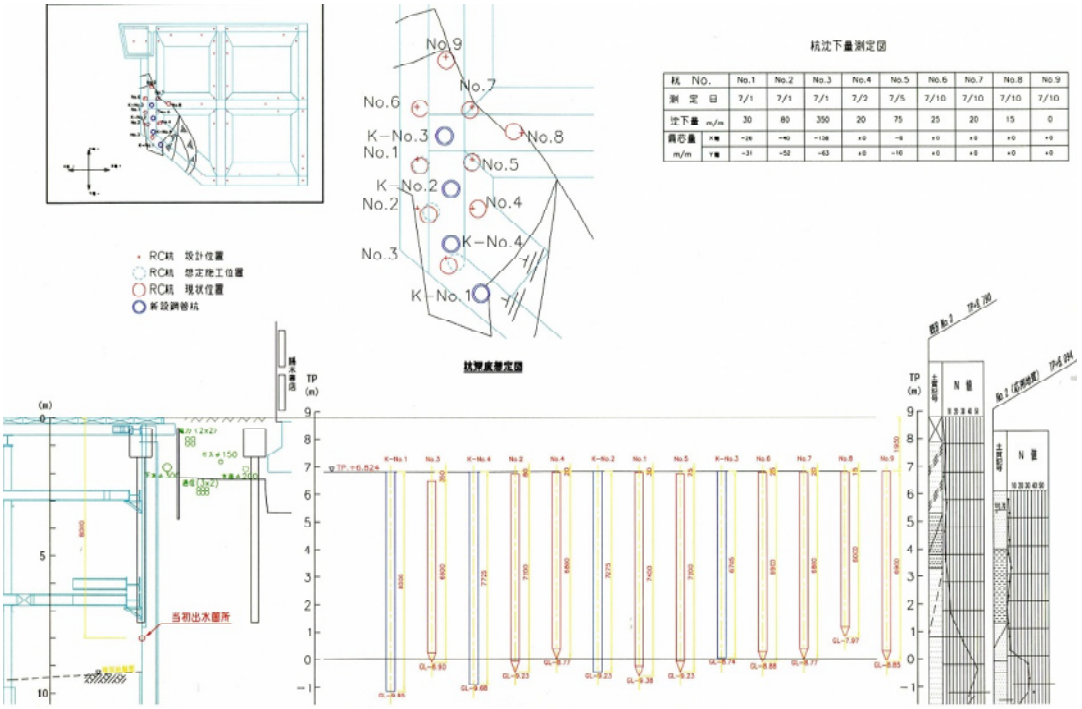


図-29　陥没箇所周辺建築物基礎杭の補修

9）大規模な地下掘削工事での注意点

【事例 6-1⑩】 2005 年 2 月～2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場

福井駅前地下駐車場工事で、掘削範囲に近接する歩道が陥没した【事例 6-1⑨】に関する検討委員会が終了した後、再開工事の施工や周辺への影響に関する検討を継続した。地質：沖積層、平面図：図-3。**1. 全体**（図-1､2）**2. 土留め壁の安全性**：1）【事例 6-1⑨】で決められた対策工法（BG 杭工法など）に基づいて土留め壁の安全性を再検討し、掘削時の土留め壁の水平変位や周辺地盤沈下を予測し計測管理を行った（図-4～6）。2）弾塑性解析・2 次元弾性 FEM 解析で土留め壁（BG 杭考慮）の変形予測を行った（最大水平変位：弾塑性解析-約 65mm、FEM-弾性係数＝1400×N 値として約 24mm）（図-7～9）。土留め壁の水平変位は最大で 30mm 程度が観測された。BG 杭の水平変位は最大で 6mm 程度であり、予測と同程度であった。**3. 盤ぶくれ･漏水対策**：1）①盤ぶくれ対策ディープウェル揚水、②土留め壁からの漏水評価を目的としてリアルタイムでの地下水位の計測管理を行った（図-10）。水位は被圧水地層ごと、自由地下水（土留め壁内部と外部）で観測した（図-10､11）。2）盤ぶくれに対する地下水位管理基準（表-1､2、図-12）、坑内自由地下水位の変動パターン（表-3）。3）飽和・不飽和浸透流解析（軸対称）により地下水位を表現し、実際の観測水位と比較して土留め壁の不明確な透水係数を評価した（表-4、図-13～16）。土留め壁の透水係数を 10^{-5}cm/s とすると実測値と近くなる（図-15､16）。この結果に基づいて表-2 の a_i、b_i を推定し（表-5）、a_i、b_i を用いて自由地下水位と被圧地下水位の管理基準を決定した（表-6､7）。実際の観測水位と管理レベルの判定例（図-17、表-8）。4）リアルタイム管理のディスプレイ画面（図-18）、地下水位観測例（図-19）、盤ぶくれ安全率の推移（図-20）。**4. 周辺建物への影響**：1)「２．土留め壁の安全性」と同じように､2 次元弾性 FEM 解析で弾性係数=1400×N 値として建物の不同沈下量約 6mm､傾斜 1/24000 で、1/3000 より小さいことから問題ないと判定した（図-21､22）。2）夏季に沈下量と傾斜が増加した（図-24～26）。①歩道部の層別沈下計測結果によると、2006 年 1 月以降の沈下は 15m以浅で発生している

（0.2mm）。②広域的な地下水位変動・自由地下水位変動により数 mm の広範囲の沈下が推定されたが、不同沈下としては考慮しない（図-28､29）。掘削による周辺の自由地下水位の変動は小さいので不同沈下には影響しないと判断した（図-29）。最終的な不同沈下量として、①BG 杭施工・掘削による土留め壁変形・応力解放により 2.5mm、②切梁撤去による土留め壁変形・応力解放・躯体構築で 3mm、③掘削・切梁撤去による地盤の変形性増加により 0.5mm で合計 6mm が予測された（図-30）。3）土留め壁の水平変位を抑制するために切梁にプレロード工法を採用した。4）相対沈下量を考慮して 3 次元骨組みモデル解析を行った結果、地中梁の応力は全て許容値以下であった（図-23）。5）建物健全性調査（クラックゲージなど）、地中梁超音波探査（クラック）による異状は観測されなかった。**5. 躯体浮き上がり**:1）躯体工事完了までの施工中に、浮力による躯体の浮き上がりの恐れがあった。土留め壁内部と外部の地下水位を観測することで対処した。2）躯体が細長い平面形状であり、部分的な揚水圧の差などの外力の部分的な差の影響を検討する必要がある。**6. 土留め壁の深さ**：地層厚さの場所的な変化により、土留め壁が不透水層に着底していない可能性が指摘され追加調査が必要になった（図-31）。**7. 周辺地表部全体**：地下駐車場を囲む地表部分の多数の箇所で沈下などを計測したが、問題となるような現象は見られなかった（図-32）。**教訓**：1）多方面の関係者による入念な施工管理により安全確実な施工が実施された。2）大規模な地下掘削工事での注意点：①土留め壁の水平変位の予測手法、②被圧地下水位・自由地下水位の入念な管理、③周辺構造物への影響評価、④周辺地盤沈下における広域地盤沈下の考慮、⑤躯体への浮力の考慮、⑥鋼矢板底部の漏水によるボイリング、⑦土留め壁の不透水層への確実な着底。

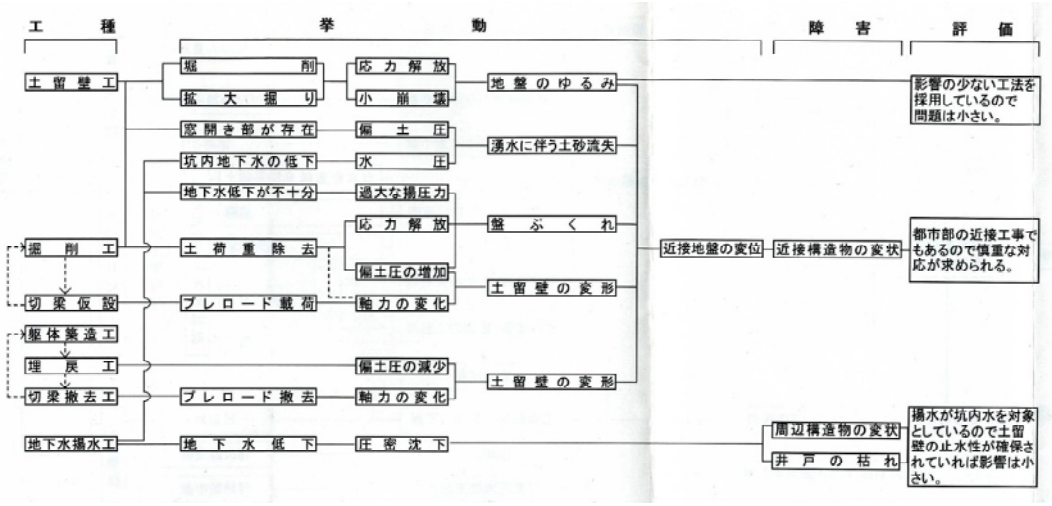


図-1　掘削工事施工に伴う課題

掘削時の管理体制	・緊急対策フローおよび緊急連絡体制の周知･徹底 ・自動計測マニュアルに則った地下水位自動計測データのリアルタイム監視･報告･連絡 観測井①（山留背面自然地下水）　⇒　指示管理値による 観測井②（掘削底～床付け）　⇒　〃 観測井③（床付け以深被圧砂層浅部）⇒　〃 観測井④（床付け以深被圧砂層深部）⇒　〃			
緊急用資機材の準備	**薬液注入資機材常設**	**深礎掘削内埋戻し材料**	**歩車道通行規制用資機材**	**路面復旧用資材　他**
	・ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞﾏｼﾝ　1台 ・薬液注入ﾎﾟﾝﾌﾟ　1台 ・ｸﾞﾗｳﾄﾐｷｻｰ　2台 ・流量･圧力測定装置　1台 ・４ｔユニック車 1台 ・薬注材料　５ｋＬ	・土のう事前作成･深礎掘削終了まで付近に仮置き ・出水時は深礎掘削部に土のうを投入する	・ｶﾗｰｺｰﾝ･ｺｰﾝﾊﾟｰ 20 ｾｯﾄ ・矢印板　３台 ・誘導看板　３枚 ・回転灯　２基 ・投光器　４台 ・防雨型ｺｰﾄﾞﾘｰﾙ　２台	・常温合材　２０袋 ・土のう袋　2,000 袋 ・ﾌﾚｺﾝﾊﾞｯｸ(ｔ袋)　20 袋 ・2inch 水中ﾎﾟﾝﾌﾟ　２台

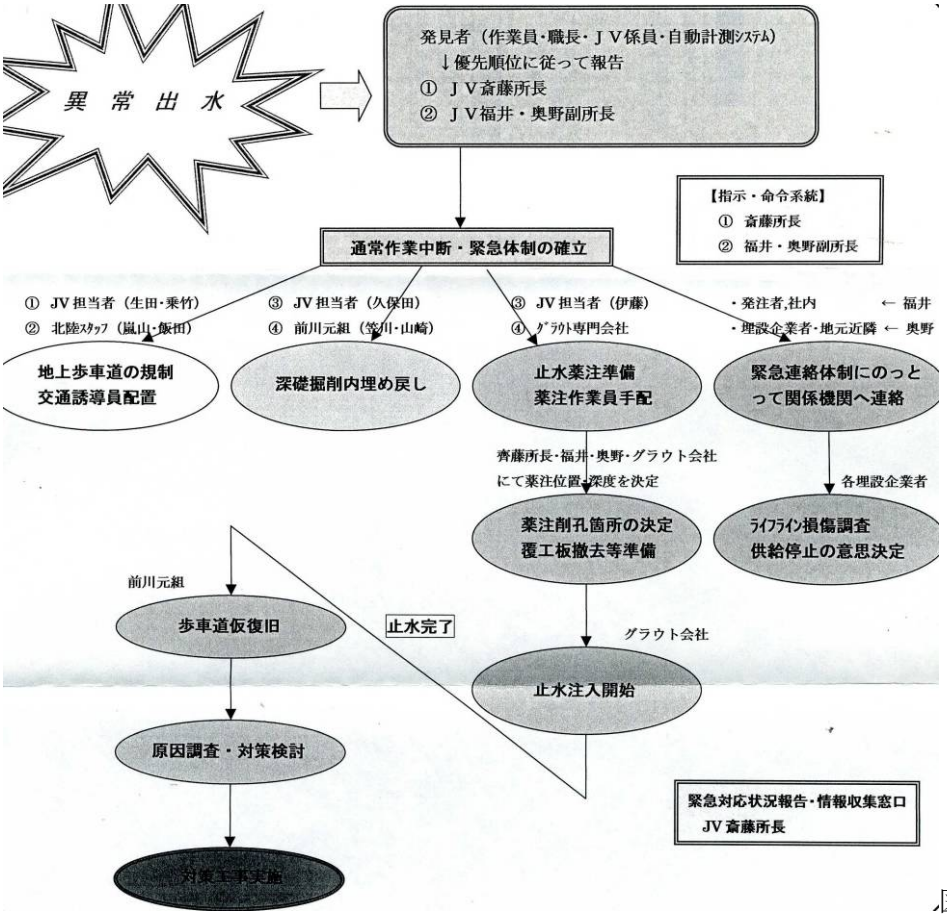


図-2　緊急時対策の流れ

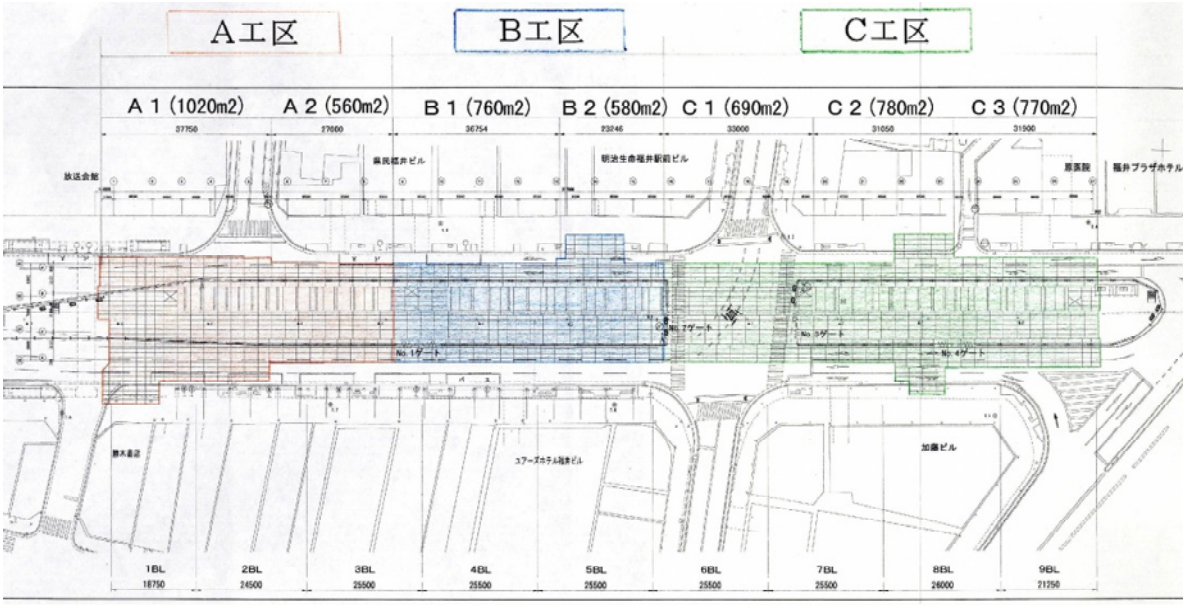


図-3　全体平面図

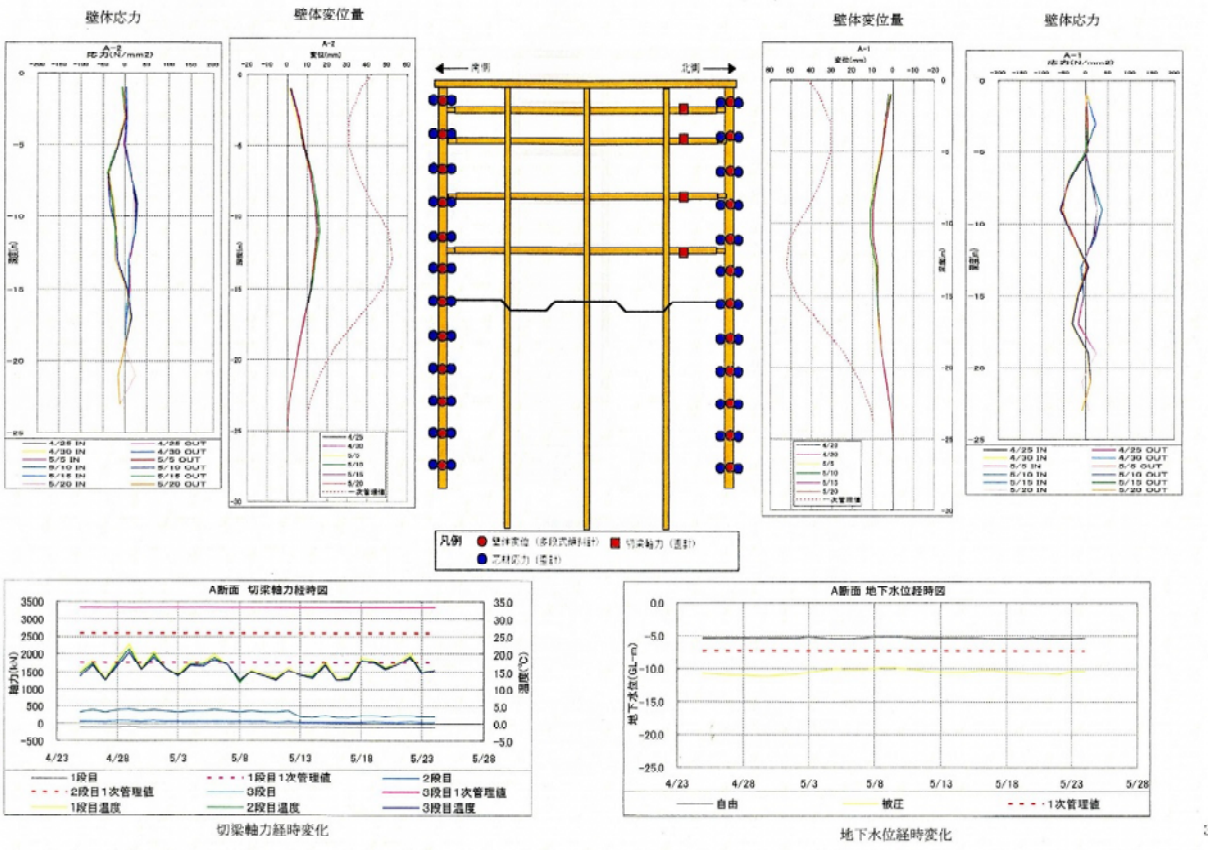


図-4　土留め壁の計測管理（図-3　A 断面）

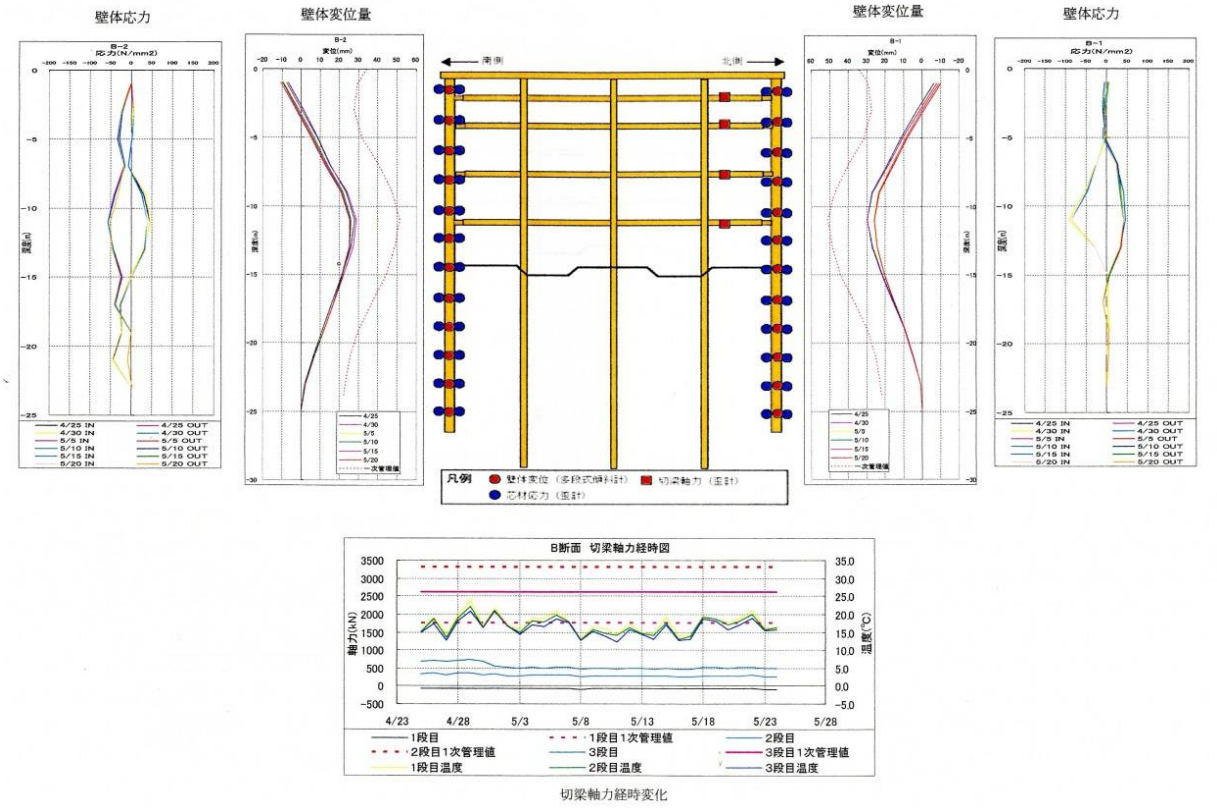


図-5　土留め壁の計測管理（図-3　B 断面）

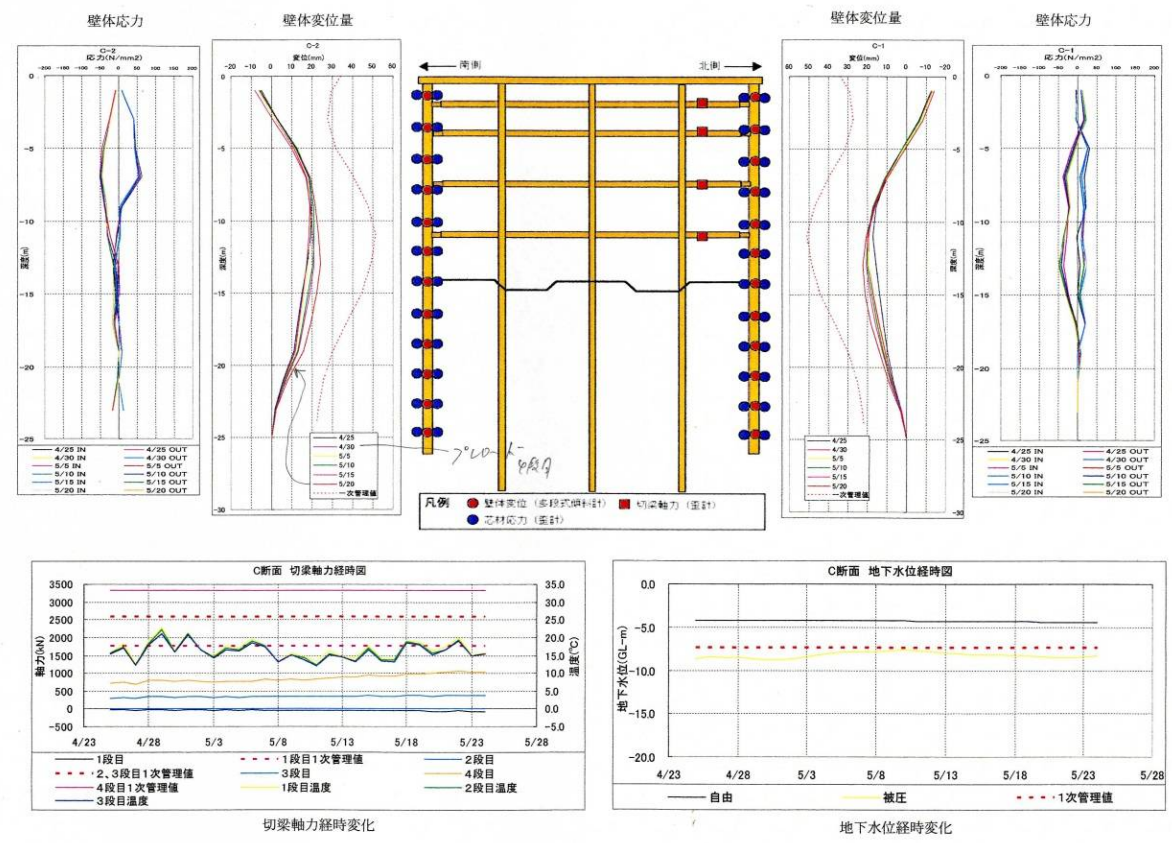


図-6　土留め壁の計測管理（図-3　C 断面）

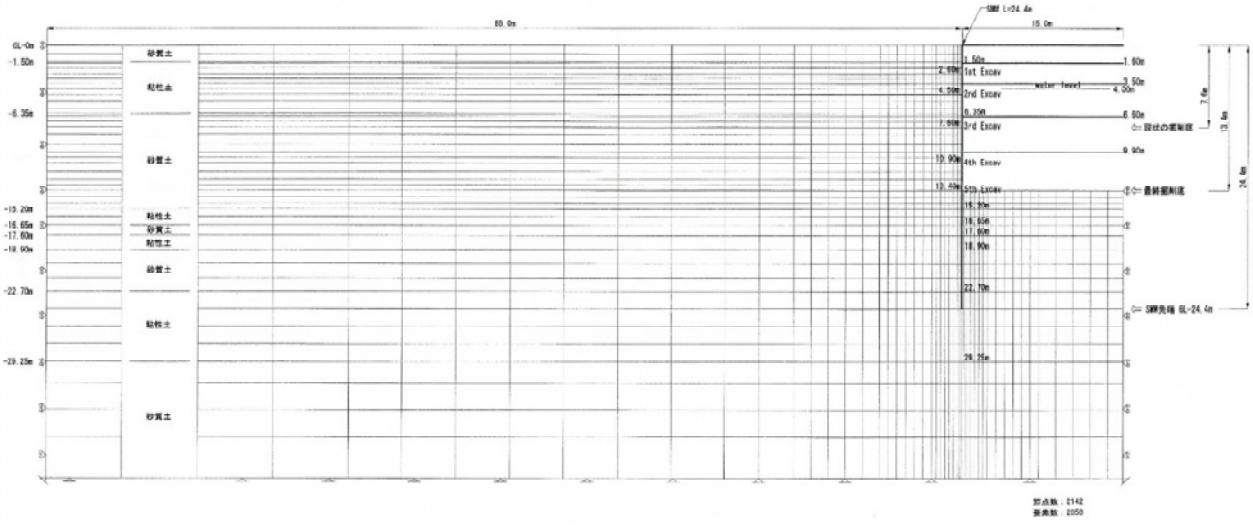
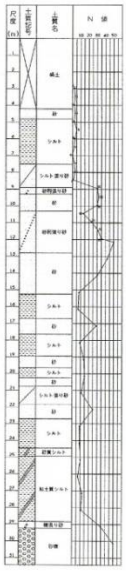


図-7　土留め壁計測管理のための FEM 分割図



土質名	N値	湿潤重量 (kN/m³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m²)	弾性係数 (kN/m²)	ポアソン比
盛土 B	3	19.5	22	0.0	2100	0.33
シルト Auc	3	17.5	0	47.5	2100	0.49
砂 Aus	25	18.0	34	0.0	17500	0.33
砂 Aus	30	18	36	0	21000	0.33
シルト Amc	7	17.5	0	89	4900	0.49
砂 Ams	20	17.0	32	0.0	14000	0.33
シルト Amc	9	17.0	0	105.0	6300	0.49
砂 Ams	15	17.0	30	0.0	10500	0.33
粘土 Alc	10	17.5	0	95.5	7000	0.49
砂礫 Dg	50	20.0	42	0.0	35000	0.33

図-8　FEM 解析のための地盤物性定数

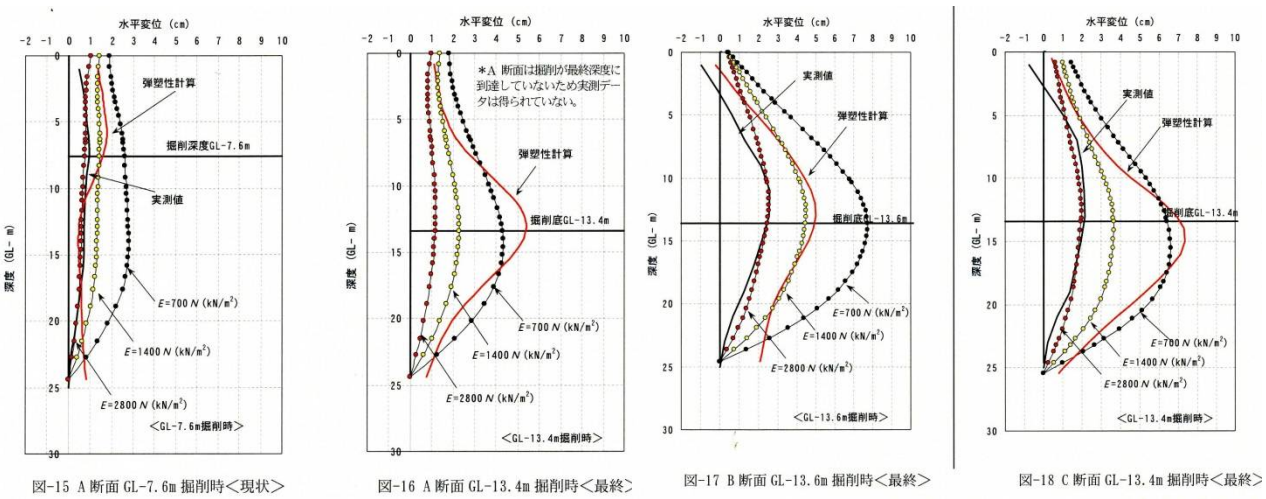


図-15 A 断面 GL-7.6m 掘削時＜現状＞　図-16 A 断面 GL-13.4m 掘削時＜最終＞　図-17 B 断面 GL-13.6m 掘削時＜最終＞　図-18 C 断面 GL-13.4m 掘削時＜最終＞

図-9　土留め壁水平変位の実測値、弾塑性計算、FEM（弾性係数 E を変化）の比較

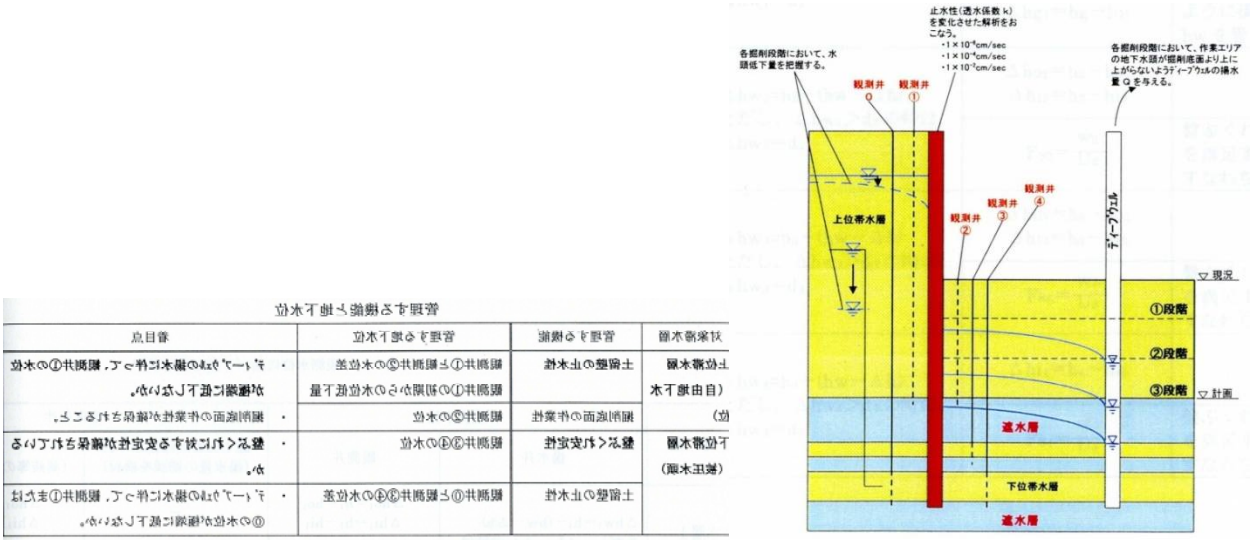


図-10　地下水位管理の目的

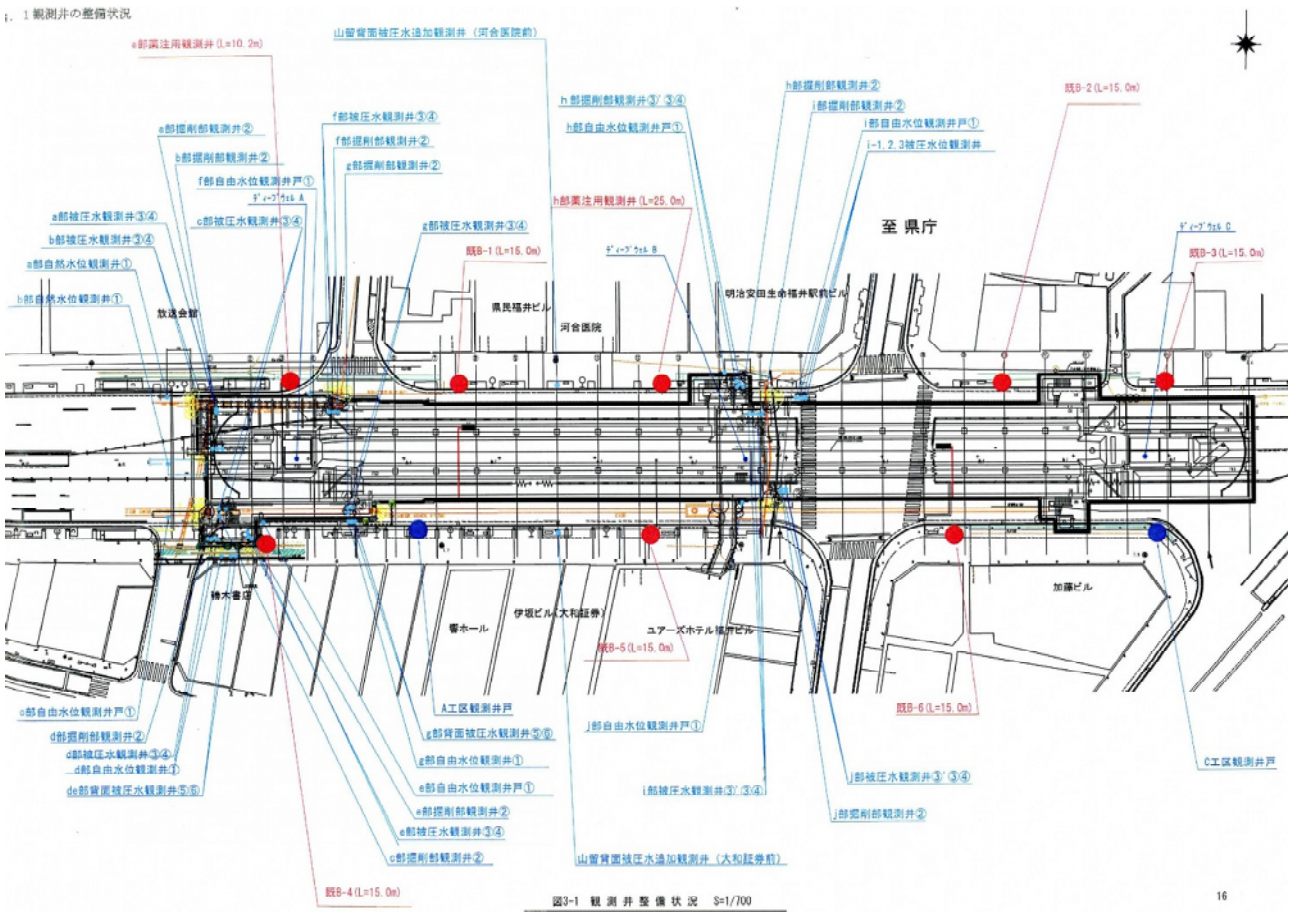


図-11　地下水位計測の平面図

対象層	観測水位		管理条件		備考
	揚水井	観測井	施工性または盤ぶくれ（揚水量の増減を検討）	止水性（薬液等の止水対策を検討）	
滞水層1（自由地下水）	$\Delta hw_1=h_1-(hw-\Delta h)$ ただし、$\Delta hw_1>d_1$ の時は、$\Delta hw_1=d_1$	$\Delta ho_1=h_1-ho_1$ $\Delta hi_1=h_1-hi_1$	－	$\Delta ho_1<a_1\times\Delta hw_1$ $\Delta hi_1>b_1\times\Delta hw_1$	
		$\Delta hg_1=hg-hi_1$	$\Delta hg_1=1\sim2$m になるように揚水量すなわち hw を管理する。	－	
滞水層2（被圧地下水）	$\Delta hw_2=h_2-(hw-\Delta h)$ ただし、$\Delta hw_2>d_2$ の時は、$\Delta hw_2=d_2$	$\Delta ho_2=h_2-ho_2$ $\Delta hi_2=h_2-hi_2$	－	$\Delta ho_2<a_2\times\Delta hw_2$ $\Delta hi_2>b_2\times\Delta hw_2$	地下水解析に基づき、第一次案としてのai、bi を設定する。 この係数はC工区で試行し、見直しを行う。
		$Fs_2=\frac{w_2}{U_2}$	盤ぶくれ安全率 $Fs_2=1.1$ を満足するように揚水量すなわち hw を管理する。	－	
滞水層3（被圧地下水）	$\Delta hw_3=h_3-(hw-\Delta h)$ ただし、$\Delta hw_3>d_3$ の時は、$\Delta hw_3=d_3$	$\Delta ho_3=h_3-ho_3$ $\Delta hi_3=h_3-hi_3$	－	$\Delta ho_3<a_3\times\Delta hw_3$ $\Delta hi_3>b_3\times\Delta hw_3$	
		$Fs_3=\frac{w_3}{U_3}$	盤ぶくれ安全率 $Fs_3=1.1$ を満足するように揚水量すなわち hw を管理する。	－	
滞水層4（被圧地下水）	$\Delta hw_4=h_4-(hw-\Delta h)$ ただし、$\Delta hw_4>d_4$ の時は、$\Delta hw_4=d_4$	$\Delta hi_4=h_4-hi_4$	－	$\Delta hi_4>b_4\times\Delta hw_4$	
		$Fs_4=\frac{w_4}{U_4}$	盤ぶくれ安全率 $Fs_4=1.1$ を満足するように揚水量すなわち hw を管理する。	－	

$\Delta hoi<ai\times\Delta hwi$

$\Delta hii>bi\times\Delta hwi$

Δhoi ：坑外の観測井の水位低下量

Δhii ：坑内の観測井の水位低下量

Δhwi：坑内の揚水井の水位低下量

表-1　地下水位管理基準の表現

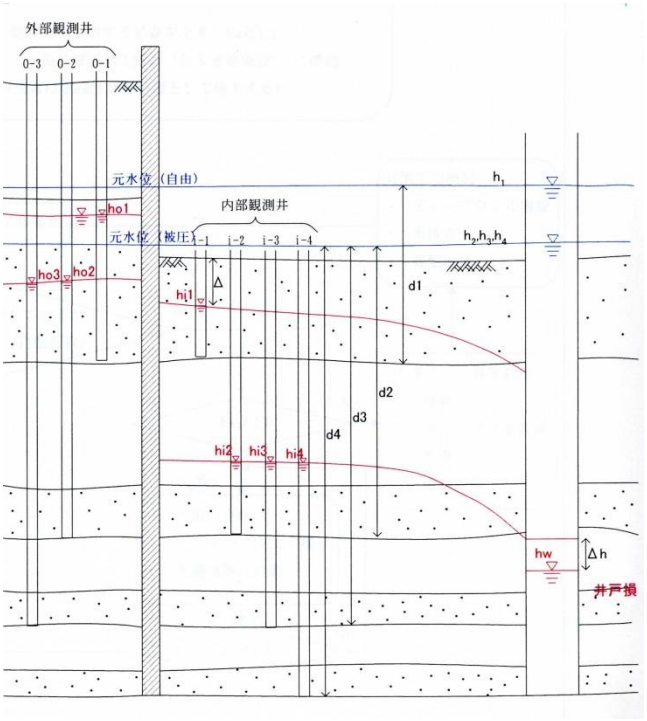


図-12　表-1 の水位の表現

表-2　盤ぶくれに対する管理基準値と対応策

レベル	管理基準値	対応策
Ⅰ	Fs≧1.2	掘削に対して問題はなく、工事を続行する。
Ⅱ	Fs=1.2～1.1	施工上問題はないが、次ステップの掘削時は、計測管理責任者・計測管理者により、当該箇所の点検とシステムの監視を強化する。
Ⅲ	Fs=1.1～1.0	掘削を中断する。下記メンバーの携帯電話に通報。アドバイザリーを交え検討を行い、ディープウェル揚水量増等の対策で安全性を確保した上で掘削を再開する。
Ⅳ	Fs<1.0	施工を中止する。状況確認（安全率の経時変化を把握する）をおこない、著しく安全率が小さく危険度が高い場合はディープウェルの揚水量を増やし、坑内に水張りを行う。
背後地盤被圧水位		背後地盤の被圧水位が低下する場合は止水壁の遮水性の問題が懸念される。背後地盤の被圧水位についても自動計測システムで管理し、変動状況を常に監視する

表-3　坑内の自由地下水位の変動パターンと対応策

レベル	自由地下水位の変動パターン	対応策
Ⅰ	坑内の自由地下水位が掘削底面以深かつ、背後地盤の自由地下水位に大きな変化がない。	掘削に対して問題はなく、工事を続行する。
Ⅱ	坑内の自由地下水位が掘削底面以深まで下がらないが、背後地盤の自由地下水位に大きな変化がない。	ディープウェルの能力不足が考えられる。ディープウェル揚水量の増。
Ⅲ	坑内の自由地下水位が掘削底面以深であるが、背後地盤の自由地下水位が顕著に低下する。	止水壁の遮水性に問題がある可能性が高い。施工を中断し、薬注等の対策をおこなう。
Ⅳ	坑内の自由地下水位が掘削底面以深まで下がらず、背後地盤の自由地下水位も顕著に低下する。	止水壁の遮水性が非常に悪い可能性がある。施工を中止し、薬注等の対策をおこなう。

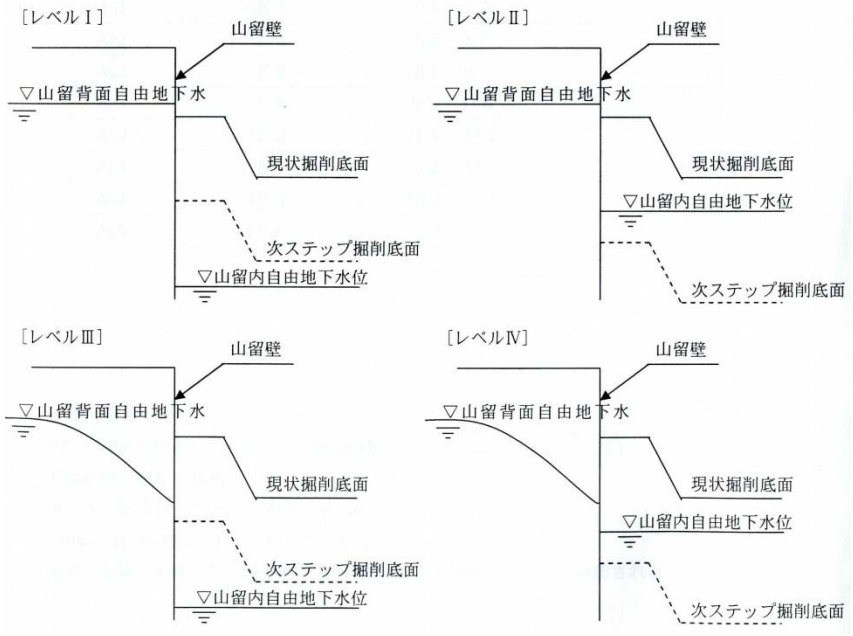


表-4　飽和・不飽和浸透流解析のケース（土留め壁の透水係数を変化）

解析ケース	解析モデル	土留め壁の透水係数 (cm/sec)	揚水井と土留め壁間の距離(m)
ケース①	軸対象	1E-6	r=15
ケース②	軸対象	1E-5	r=15
ケース③	軸対象	1E-4	r=15
ケース④	軸対象	1E-3	r=15

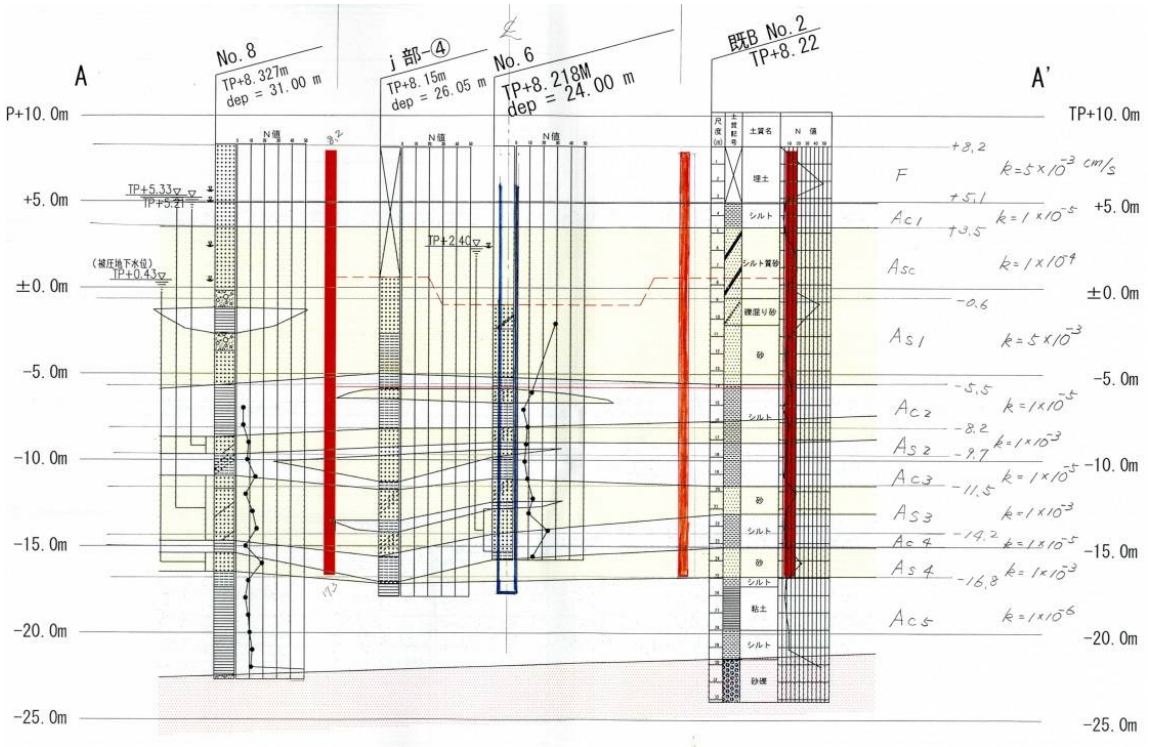


図-13　地盤の透水係数の設定

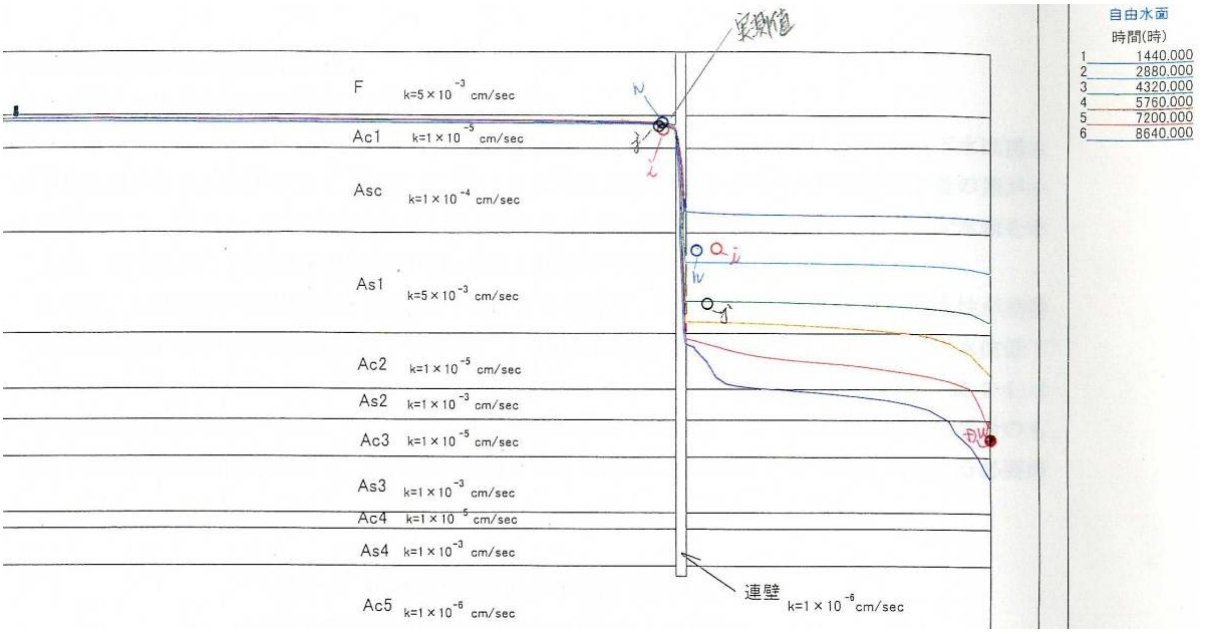


図-14　揚水井水位低下量の影響（浸透流解析結果、土留め壁透水係数 10^{-6}cm/s）

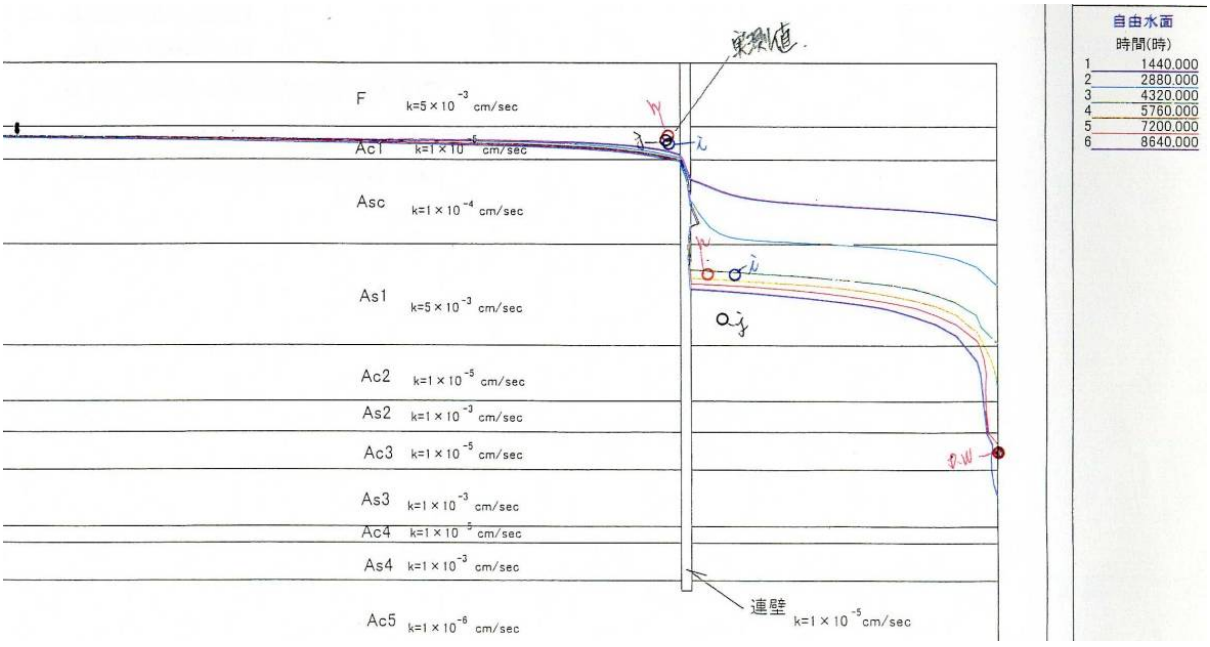


図-15　揚水井水位低下量の影響（浸透流解析結果、土留め壁透水係数 10^{-5}cm/s）

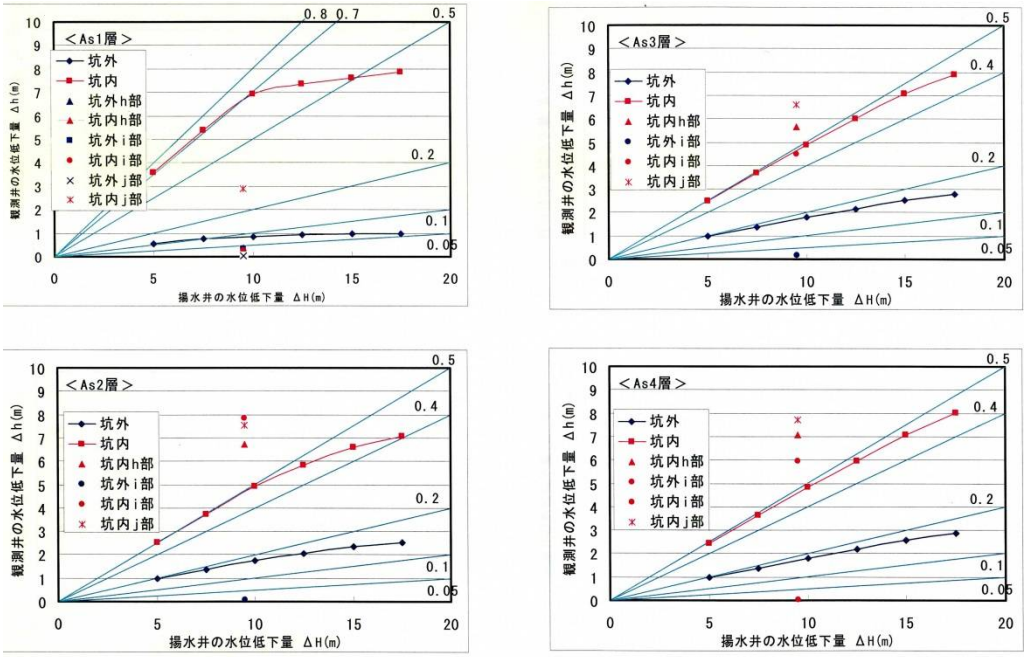


図-16　揚水井水位低下量の影響（浸透流解析結果、土留め壁透水係数 10^{-5}cm/s）

対象層	ai	bi	記　事
As1	0.1	0.7	
As2, As3, As4	0.2	0.5	

Δhoi＜ai×Δhwi
Δhii＞bi×Δhwi
Δhoi ：坑外の観測井の水位低下量
Δhii ：坑内の観測井の水位低下量
Δhwi：坑内の揚水井の水位低下量

表-5　観測井と揚水井水位低下量の比、ai、bi の設定

レベル	管理基準値		対応策
	a 係数	b 係数	
I	a ＜0.1	b ＞0.7	注意を払い工事を進める。
II	a ＜0.1	b ≦0.7	ディープウェルの能力不足が考えられる。施工性の観点からディープウェル揚水量増加の必要性をアドバイザリーで検討。
III	a ≧0.1	b ＞0.7	止水壁の遮水性に問題がある可能性が高い。薬注等の対策の必要性をアドバイザリーで検討。
IV	a ≧0.1	b ≦0.7	止水壁の遮水性が非常に悪い可能性がある。施工を中止し、薬注等の対策をおこなう。

表-6 自由地下水位の変動ﾊﾟﾀｰﾝと対応策

レベル	管理基準値		対応策
	a 係数	b 係数	
I	a ＜0.2	b ＞0.5	注意を払い工事を進める。
II	a ＜0.2	b ≦0.5	ディープウェルの能力不足が考えられる。盤ぶくれ安定性の観点からディープウェル揚水量増加の必要性をアドバイザリーで検討。
III	a ≧0.2	b ＞0.5	止水壁の遮水性に問題がある可能性が高い。周辺地盤の沈下の観点から薬注等の対策の必要性をアドバイザリーで検討。
IV	a ≧0.2	b ≦0.5	止水壁の遮水性が非常に悪い可能性がある。施工を中止し、薬注等の対策をおこなう。

表-7 被圧地下水位の変動ﾊﾟﾀｰﾝと対応策

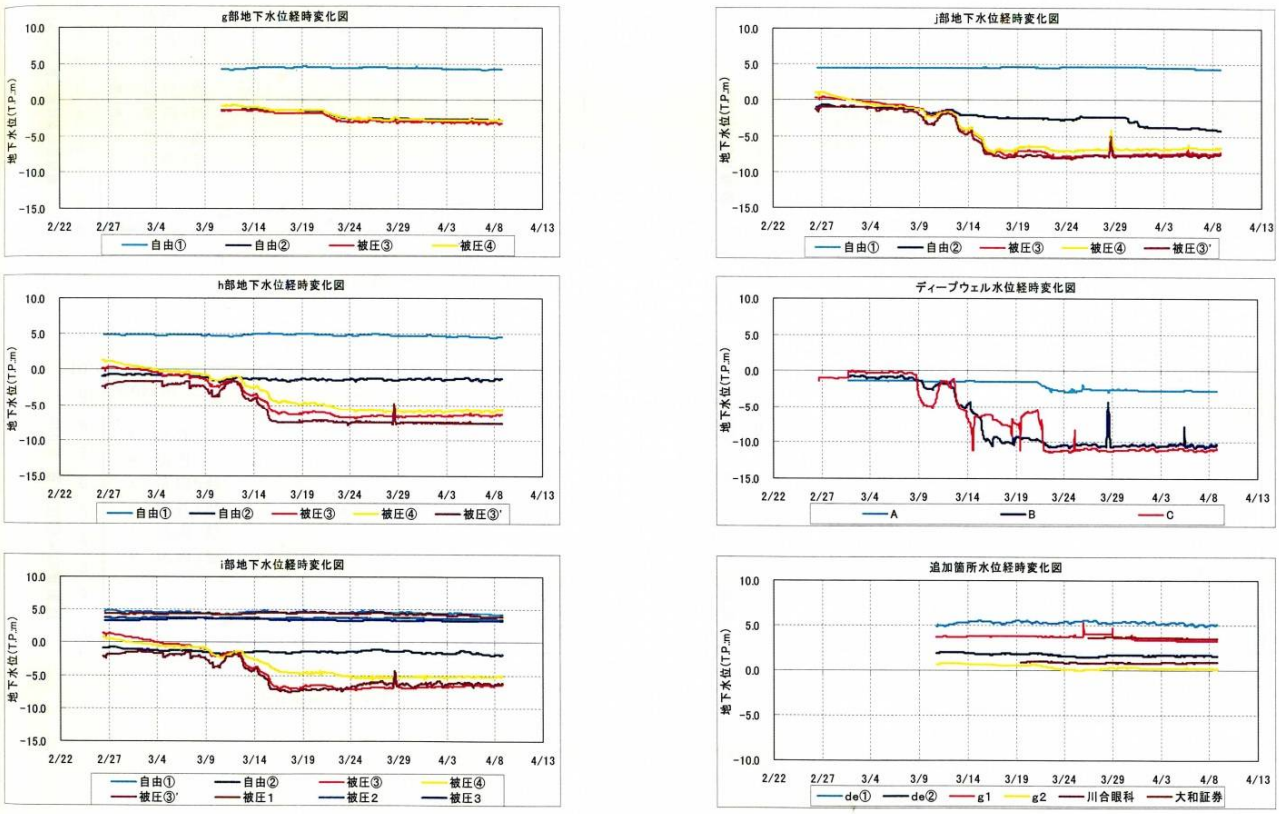


図-17　各部の地下水位変化の実測値の例

表-8 土留め壁の止水性判定の例

表 3-1　h 部における止水性判定（2005/04/04）

観測位置	坑外 自由①	坑内 自由②	坑内 被圧③	坑内 被圧④	坑内 被圧③'	坑内 DW-B
観測値	4.686	-1.280	-6.475	-5.862	-7.542	-10.446
初期値	4.891	-0.889	0.259	1.209	-1.877	-0.931
d	-	6.851	—	—	—	—
Δhoi	0.205	-	—	—	—	—
Δhii	-	6.171	—	—	—	—
Δhwi	6.851		—	—	—	—
ai	0.030	-	—	—	—	—
bi	-	0.901	—	—	—	—
レベル判定	レベル I		—	—	—	—

表 3-1　i 部における止水性判定（2005/04/04）

観測位置	坑外 自由①	坑内 自由②	坑外 被圧2(③)	坑内 被圧③	坑外 被圧3(④)	坑内 被圧④	坑外 被圧1(③')	坑内 被圧③'	坑内 DW-B
観測値	4.468	-1.211	3.649	-6.593	3.383	-5.167	4.202	-6.120	-10.446
初期値	4.823	-0.936	3.743	1.282	3.353	0.808	4.390	-1.631	-0.931
d	-	7.143	-	17.963	-	19.873	-	13.310	-
Δhoi	0.355	-	0.094	-	0.030	-	0.188	-	-
Δhii	-	6.034	-	10.336	-	8.520	-	10.510	-
Δhwi	7.143		14.189		13.799		13.310		-
ai	0.050	-	0.007	-	0.002	-	0.014	-	-
bi	-	0.845	-	0.728	-	0.617	-	0.762	-
レベル判定	レベル I		レベル I		レベル I		レベル I		-

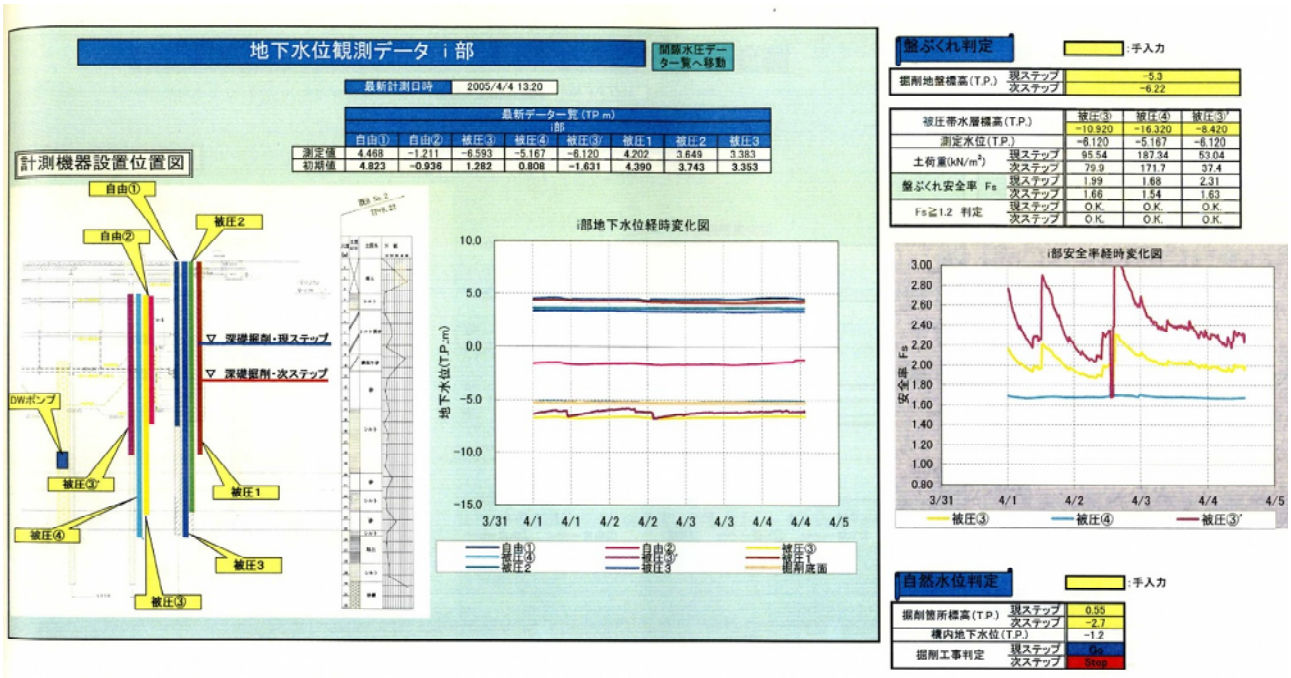


図-18　地下水位管理のディスプレイ画面表示

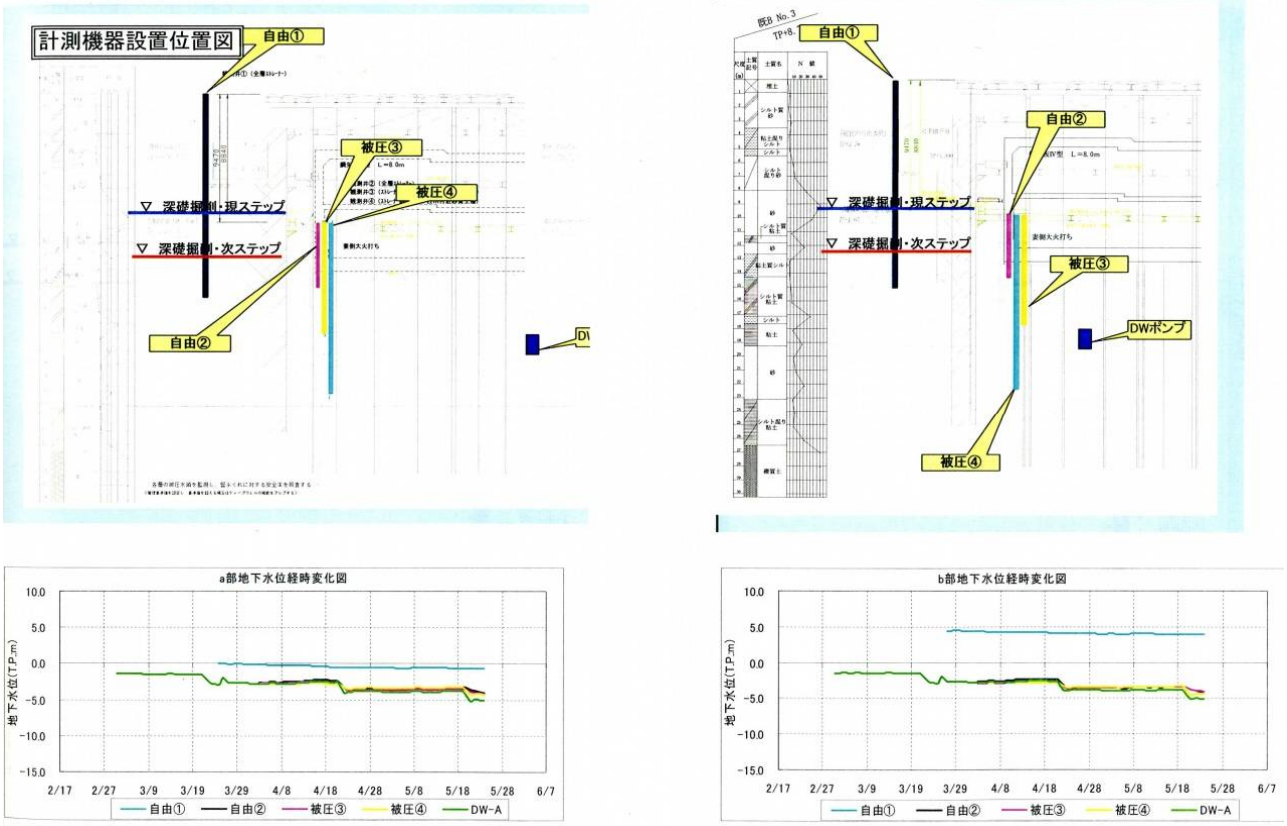
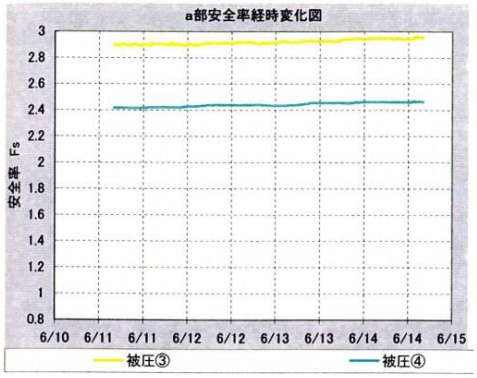


図-19　各部の地下水位計測結果の例

掘削地盤標高(T.P.)	現ステップ	-1.44
	次ステップ	-4

被圧帯水層標高(T.P.)		被圧③	被圧④
		-10.660	-15.160
測定水位(T.P.)		-5.4	-5.7
土荷重(kN/m²)	現ステップ	156.74	233.24
	次ステップ	113.22	189.72
盤ぶくれ安全率 Fs	現ステップ	2.96	2.46
	次ステップ	2.14	2.00
Fs≧1.2 判定	現ステップ	O.K.	O.K.
	次ステップ	O.K.	O.K.



掘削地盤標高(T.P.)	現ステップ	-0.53
	次ステップ	-5.17

被圧帯水層標高(T.P.)		被圧③	被圧④
		-10.660	-15.160
測定水位(T.P.)		-5.166	-5.727
土荷重(kN/m²)	現ステップ	172.21	248.71
	次ステップ	93.33	169.83
盤ぶくれ安全率 Fs	現ステップ	3.13	2.64
	次ステップ	1.70	1.80
Fs≧1.2 判定	現ステップ	O.K.	O.K.
	次ステップ	O.K.	O.K.

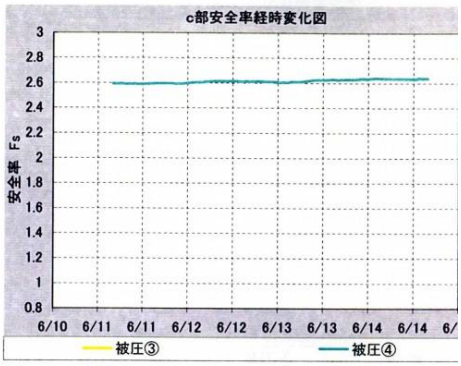


図-20　各部の盤ぶくれ安全率の例

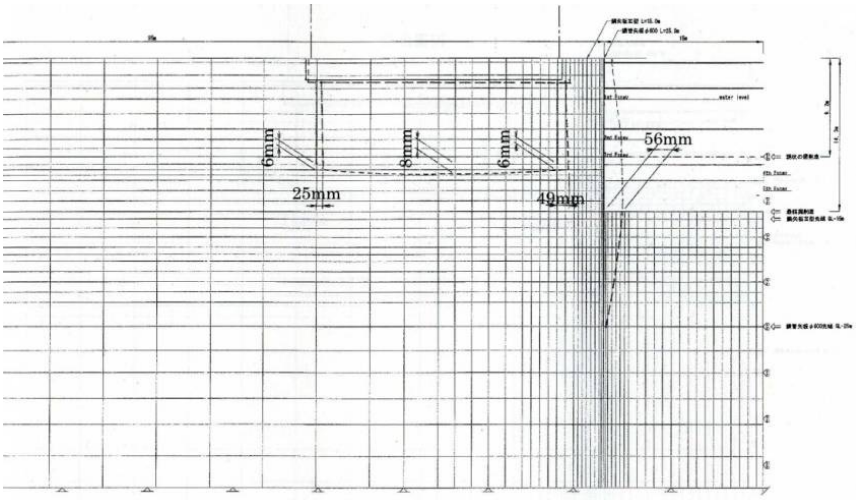


図-21　FEM による変位予測（最終掘削時）

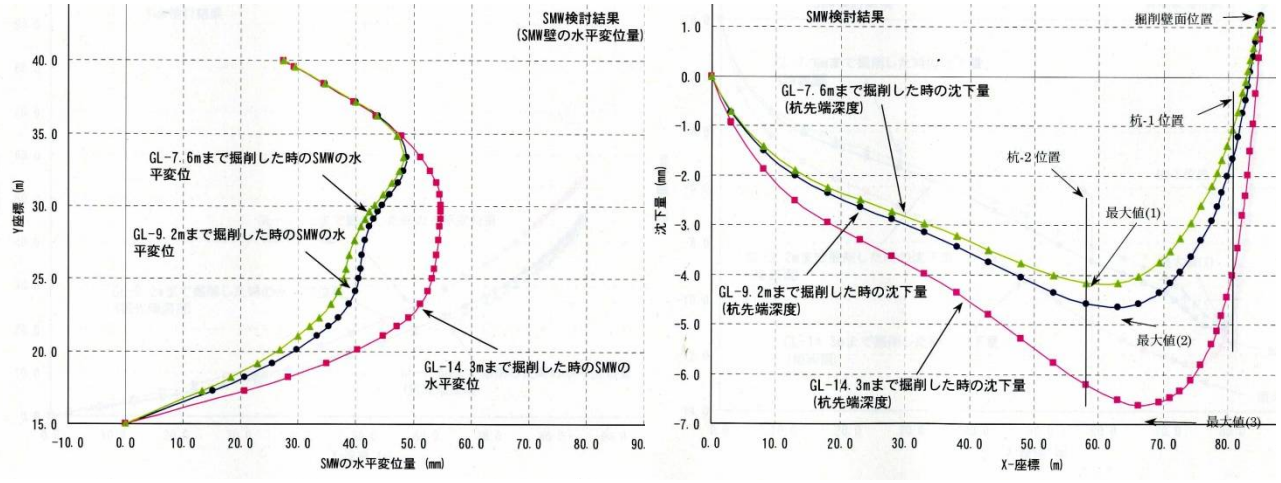


図-22　土留め壁の水平変位と地表面沈下量の予測（FEM）

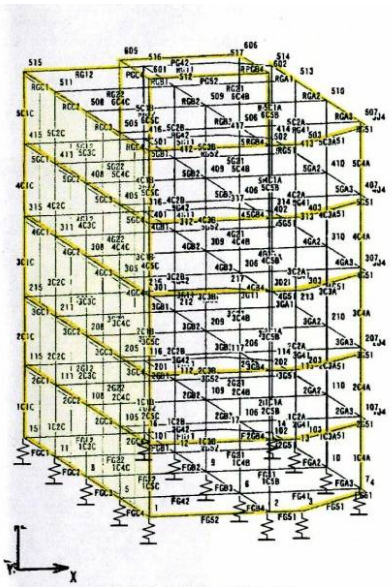


図-1 解析モデル図

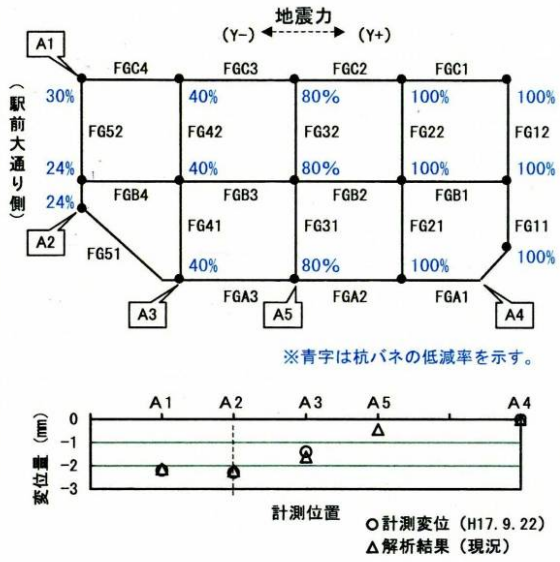


図-2 杭バネ定数の低減率

表-2 計測変位及び解析変位

測点	A1	A2	A3	A5		A4
計測変位(mm)	-2.2	-2.3	-1.4			0
解析変位(mm)	-2.1	-2.2	-1.6	-0.4		0

図-23　3 次元フレーム解析による変位量の評価

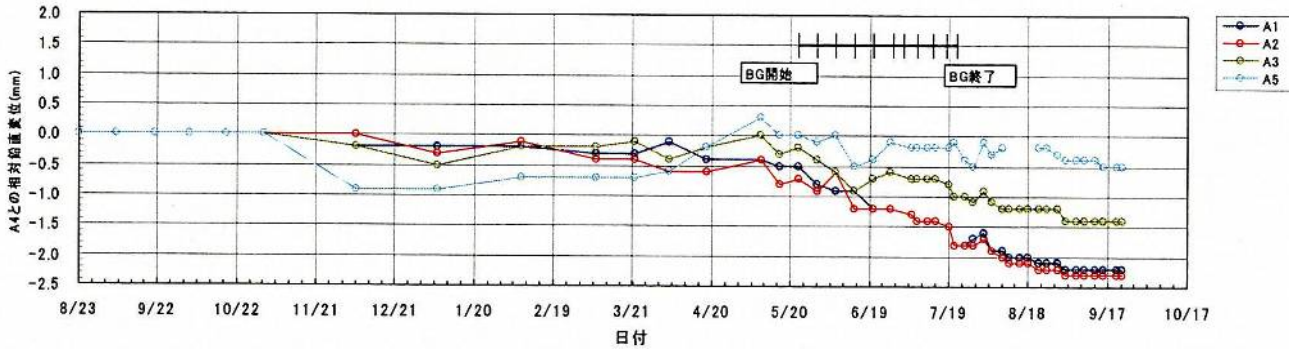


図-24　周辺建物沈下量の経時変化

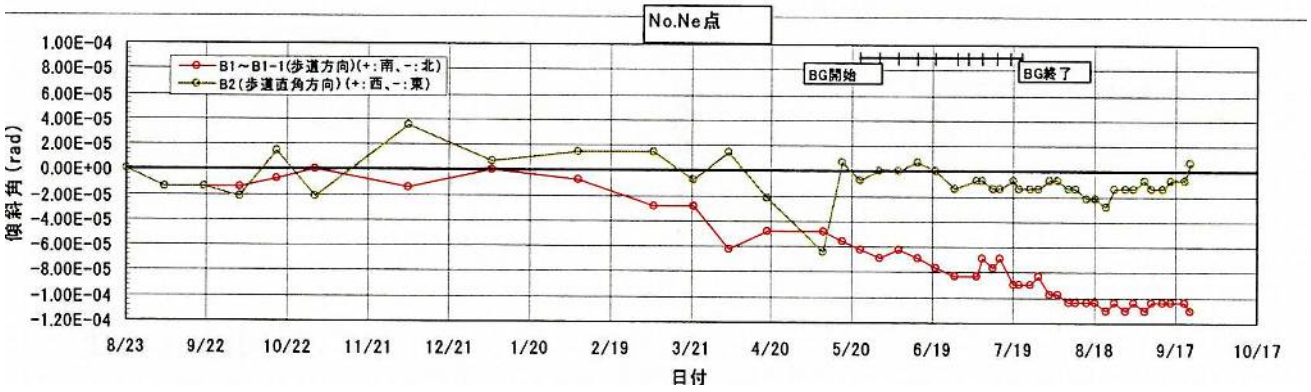


図-25　周辺建物の傾斜角の経時変化

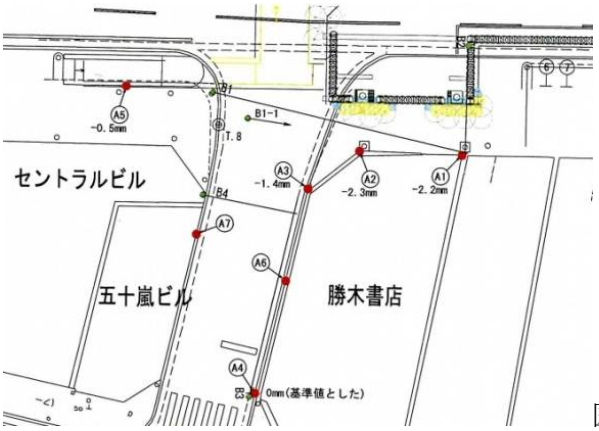
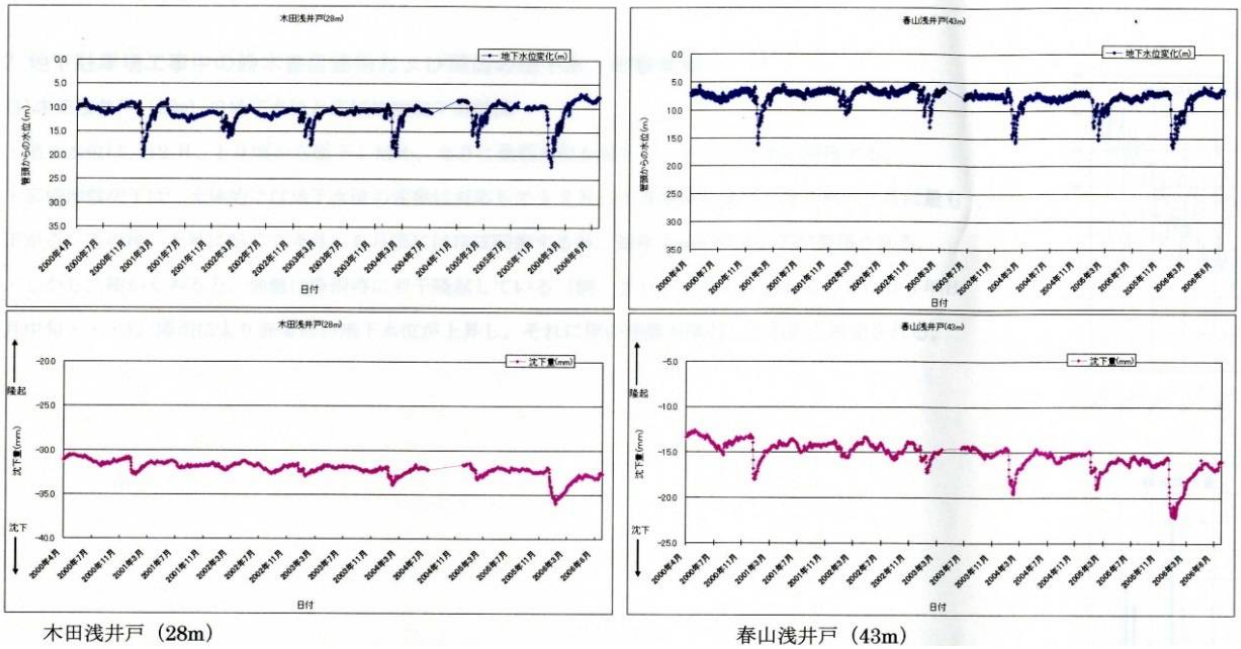


図-26　周辺沈下量の測量位置



木田浅井戸（28m）　　春山浅井戸（43m）

図-27　付近の地下水位と沈下量の公共観測結果の例（木田局、春山局）

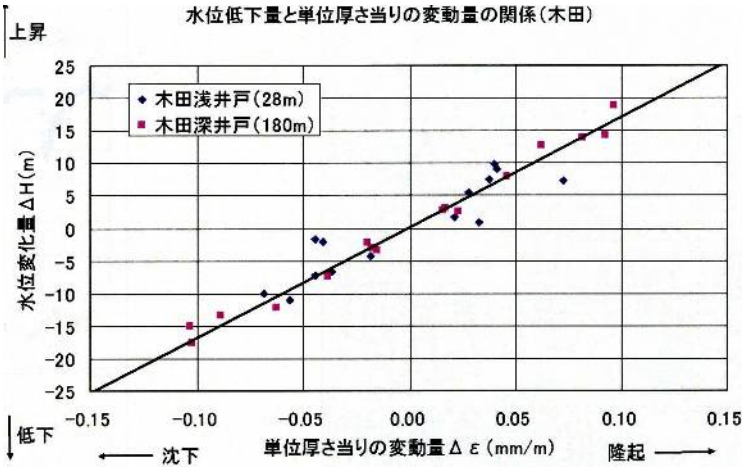


図-28　地下水位低下量と地盤単位厚さ当り沈下量の関係の例（木田局、公共観測）

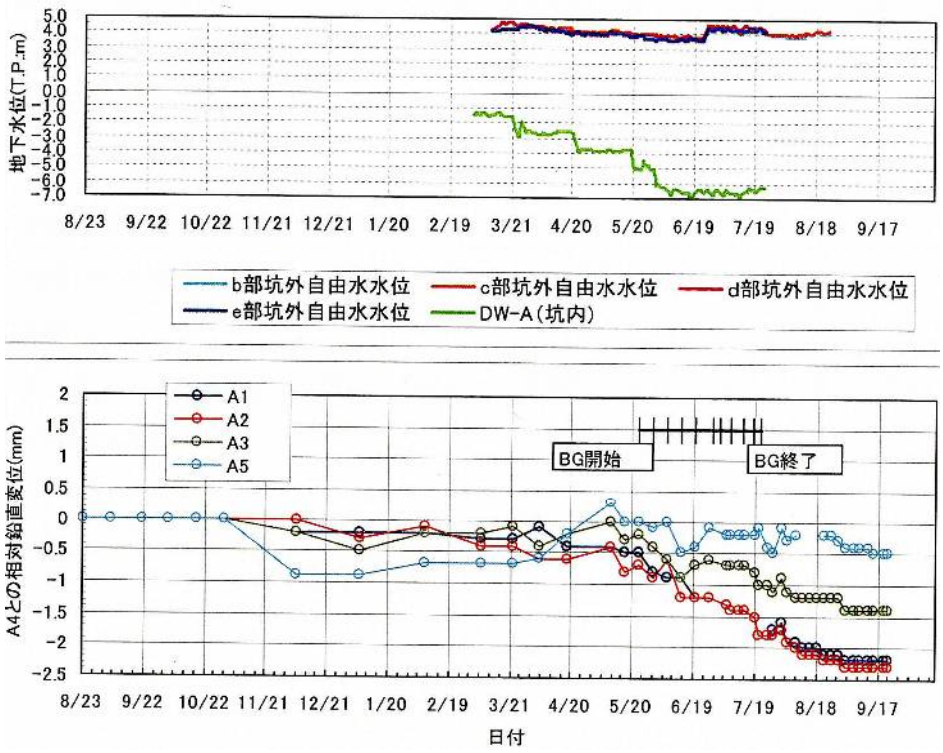


図-29　周辺建物沈下量と周辺自由水位の関係

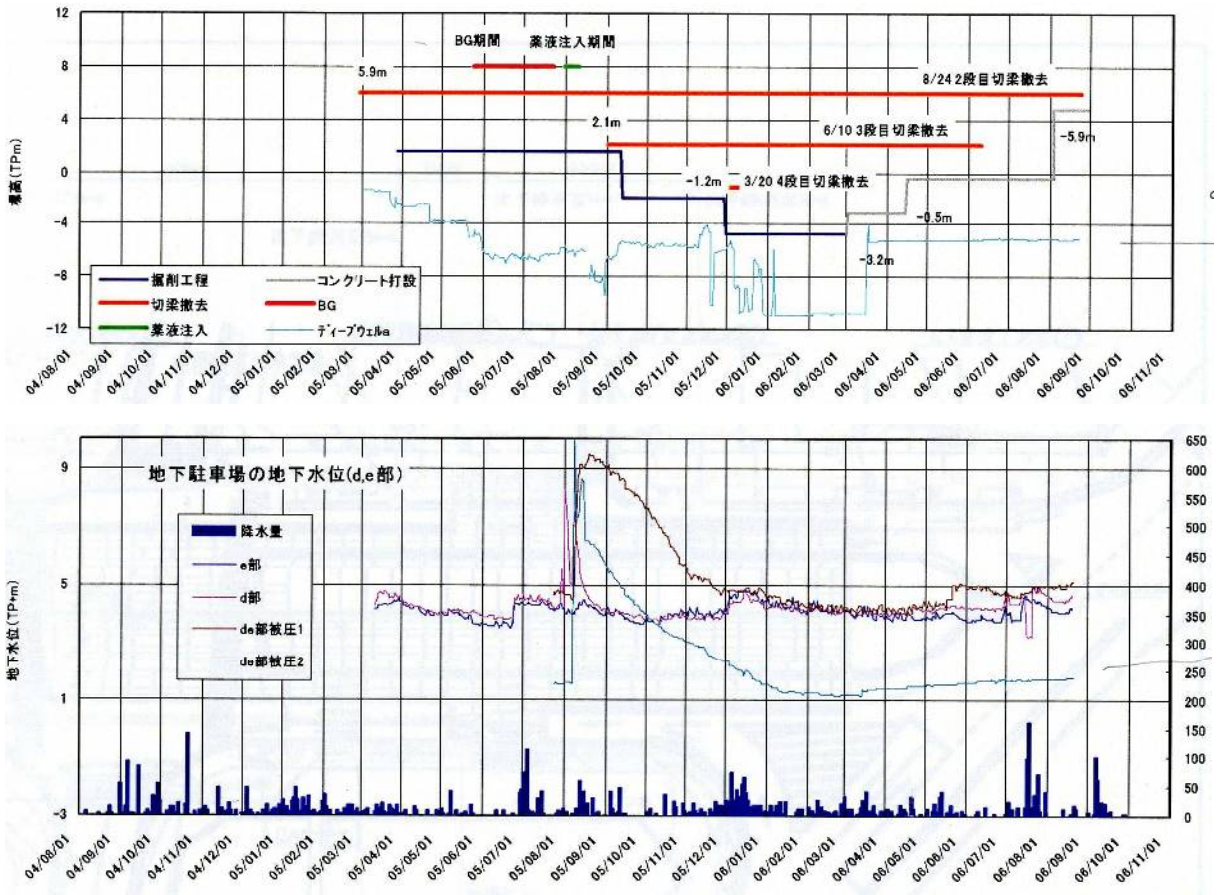


図-30　沈下量と種々の計測結果との関係

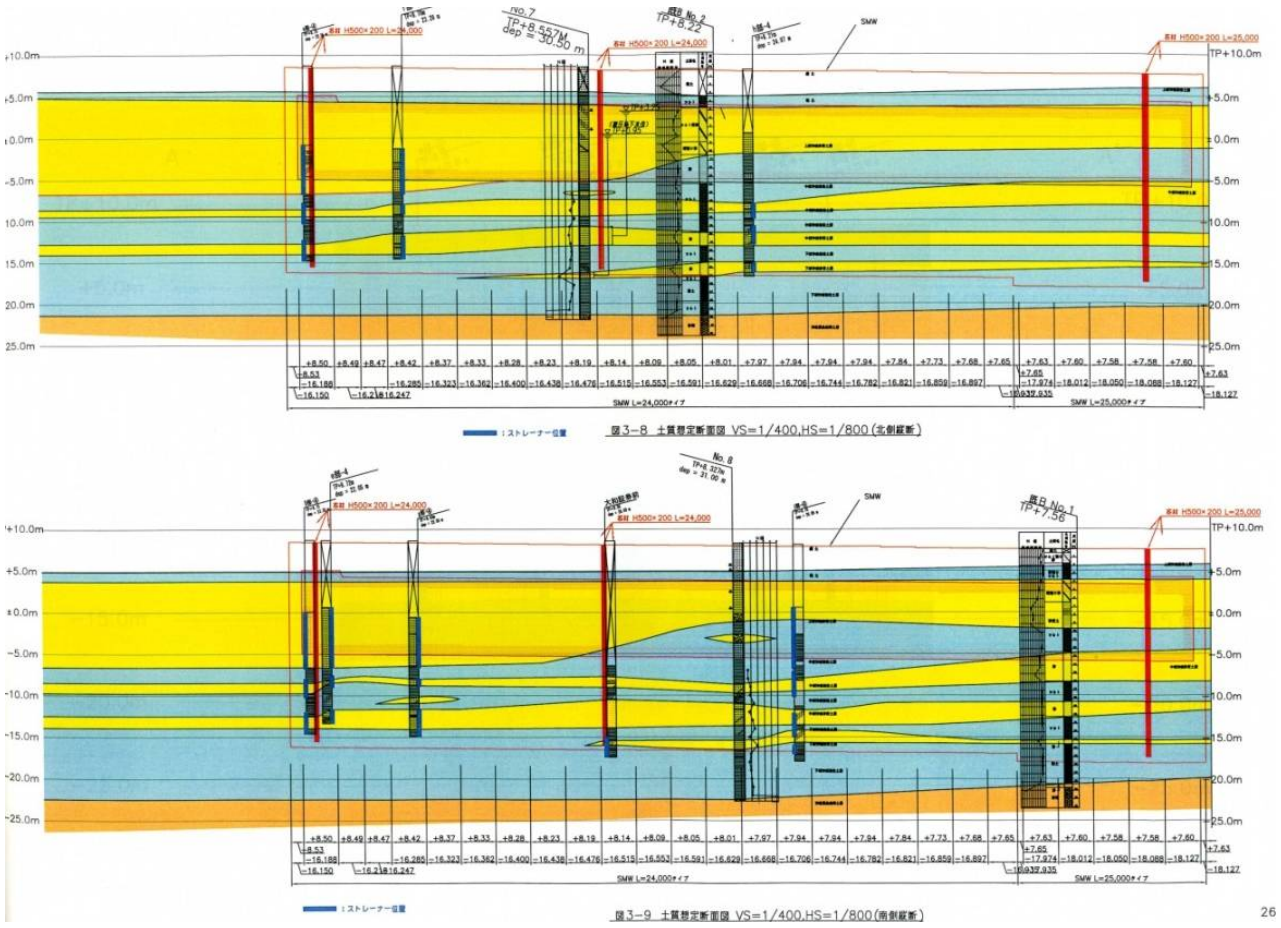


図-31　土留め壁の深さと地層の関係

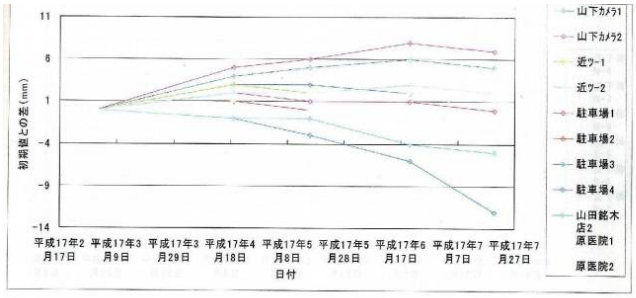


図 2-11　C 工区任意測点のレベル測量経時変化（北側）

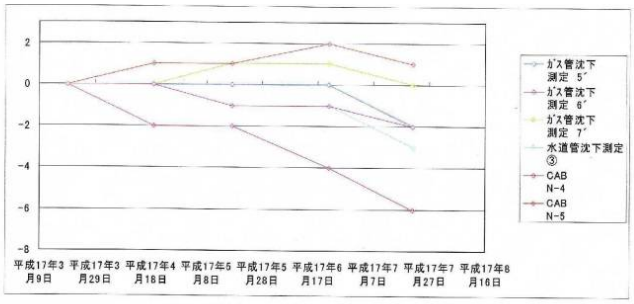


図 2-13　C 工区埋設物のレベル測量経時変化（北側）

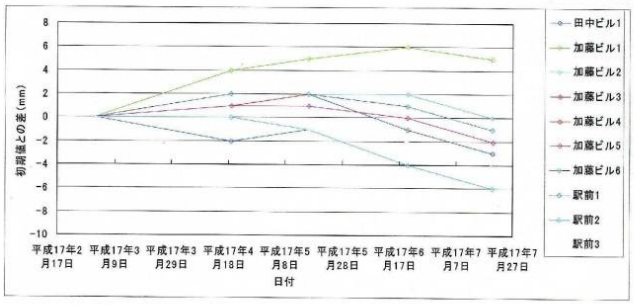


図 2-12　C 工区任意測点のレベル測量経時変化（南側）

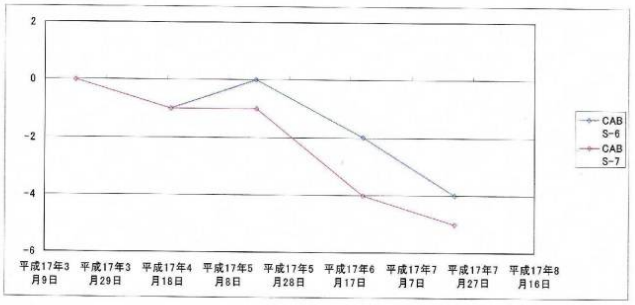


図 2-14　C 工区埋設物のレベル測量経時変化（南側）

図-32　周辺地表部の沈下計測結果の例

10）被圧した砂層への対処

【事例 6-1⑧】 2004 年 5～7 月、福井市大名町地下道

【事例 6-1⑧】参照。

【事例 6-1⑩】 2005 年 2 月～2006 年 12 月、福井駅前地下駐車場

【事例 6-1⑩】参照。

11）地中状況の入念な事前調査と土留め工法の選択

【事例 6-1⑨】 2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場

【事例 6-1⑨】参照。

12）技術的に困難な工事では有識者を含む総合的な施工管理体制を設置

【事例 6-1⑨】 2004 年 6 月、福井駅前地下駐車場

【事例 6-1⑨】参照。

13）掘削で酸欠事故に注意

【事例 6-1⑪】 1993 年 1 月、勝山市旭町

直径 1m、深さ 11.6m の井戸掘削で酸欠によるとみられる死亡事故が発生した。地質：沖積層、平面図：図-1、断面図：図-2。**一般的な酸欠原因**：①砂礫層中被酸化物の酸素吸収、②土壌中の有機物腐敗による

酸素消費、③メタンガスその他。**調査**：1）表層・中間層・事故発生層・掘削底部からの採取試料（表面10cm は除去）について、水分量、第一鉄・易還元性マンガン含有量、酸化還元電位、強熱減量、定性分析、その他（表 1､2、図-3､4）。2）井戸内空気成分分析（表-3）。3）井戸内水の成分分析（表-3）。4）酸素濃度の時間変化（水位 4.3m）。5）付近での既往ボーリング調査結果（図-8､9）。6）付近の地下水位分布資料（図-7）。7）地質概要（図-5､6）。**調査結果**：1）事故発生層で第一鉄・易還元性マンガン含有量が増加する。2）事故発生箇所付近で地層の局所的な変化は認められない。3）付近での地下工事の事例や、メタンガスの噴出例はない。4）送気管、揚水ポンプは設置されていた。

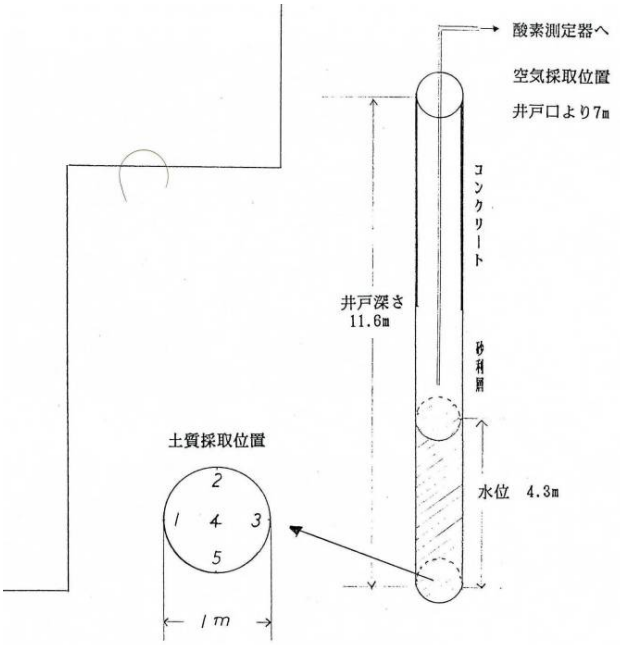


図-1　現地状況

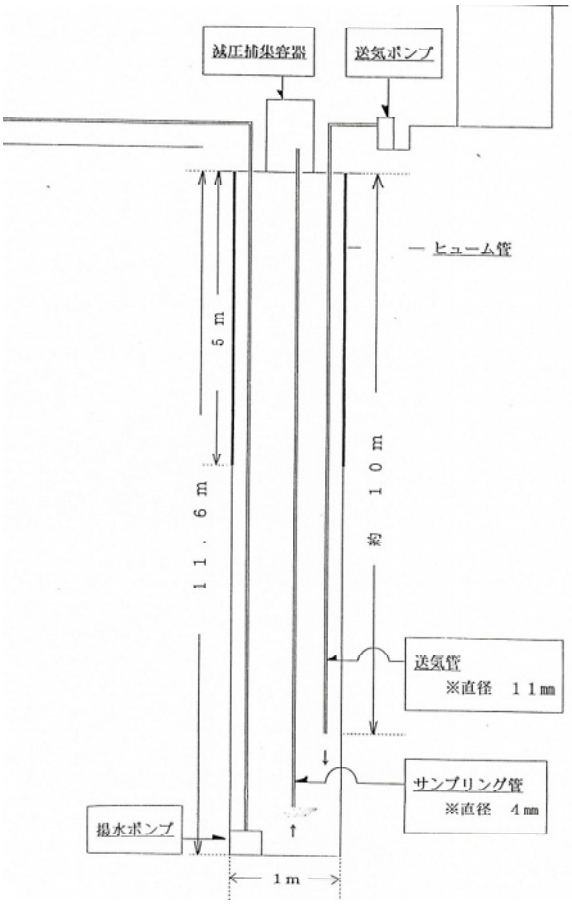


図-2　現地状況

（1）土質

採取地点 / 調査項目	1 表層	2 中間層	3 中間層	4 事故発生層	5 大野署採土
外観	黄褐色	黄黒色	灰黒色（砂利状）	黒茶色	黒茶色
水分	25.0	21.5	15.3	62.6	68.9
第一鉄（mg/Kg乾土）	10	11	130	1200	1400
易還元性ﾏﾝｶﾞﾝ（mg/Kg乾土）	71	68	30	170	200
酸化還元電位（mV）	118	105	112	63	−70
強熱減量（%）	6.5	5.8	2.2	45.1	67.6
定性分析（主成分）	Al,Si,Fe	Al,Si,Fe	Al,Si,Ca,Fe	Al,Si,S,Ca,Fe	Al,Si,S,Ca,Fe

表層から深い層に移るに従って、第一鉄、易還元性ﾏﾝｶﾞﾝ等が増加し土の酸化還元電位もマイナスとなり還元性を示している。また、事故発生層、大野署採土は強熱減量が高く有機物を多く含んでいる。
定性分析による検出元素は表層から、深い層に移るとＣａ，Ｓが多くなってくる。

表-1　地層ごとの試験結果

3．調査結果

（1）土　質

試料 No / 調査項目		1	2	3	4	5
外観		黒茶色腐植土	黒茶色腐植土	黒茶色腐植土	黒茶色腐植土	黒茶色腐植土
水分（%）		51.1	58.0	63.6	50.7	53.6
第一鉄 mg/Kg乾土	採取直後	1700	1900	1800	1500	1400
	20℃ 48hr放置後	250	270	320	230	260
	100℃ 4hr乾燥後	140	200	260	130	190
易還元性マンガン（mg/Kg 乾土）		120	180	210	150	160
酸化還元電位（mV）		−380	−290	−290	−290	−260
強熱減量（%）		10.7	12.8	14.8	14.0	14.4
定性分析（主成分）		Al.Si.Fe	−	−	−	−

試料の外観・性状は、腐植土である。また、第一鉄含有量も多く酸化還元電位はマイナスと還元性を示している。

（考察）

第一鉄による酸素吸収量

鉄の土中での存在状態は、第一鉄（Fe^{2+}）および第二鉄（Fe^{3+}）であり酸素との反応を起こし得るものは第一鉄の化合物でありそのその反応式は次式で示される。

$$Fe^{2+} + 1/4\ O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + 1/2\ H_2O$$

今回の試料において第一鉄による酸素吸収量を、採取直後と２０℃４８時間放置後の第一鉄量の差から求めた値を下記に示す。また、１００℃４時間加熱により強制酸化させた後の第一鉄量と２０℃４８時間放置後の第一鉄量との差が少ないことは、試料中の第一鉄の大部分が酸素吸収能に関与していることになる。

試料No / 項目	1	2	3	4	5
酸素吸収に関与する第一鉄（ｍｇ／Ｋｇ乾土）	1450	1630	1480	1270	1140
第一鉄による酸素吸収量（ｍｌ／１００ｇ乾土）	14.5	16.3	14.8	12.7	11.4

表-2　井戸底の試験結果（図-1 参照）

2）井戸内空気の酸素濃度経時変化

採取地点 / 項目	井戸口より　7　m
測定時間	15：30～16：30
酸素濃度	19．0～19．3%であり、大きな変化は見られなかった（添付資料４　酸素濃度測定チャート参照）

3）井戸水

調査項目	測定値
溶存酸素　（ｍｇ／ｌ）	9．4 ＊
全炭素　（ｍｇ／ｌ）	77
第一鉄イオン（ｍｇ／ｌ）	<0．5
全鉄　（ｍｇ／ｌ）	1．4
全マンガン　（ｍｇ／ｌ）	0．16
ＰＨ	7．4

＊参考　溶存酸素飽和度　８９．０%

表-3　酸素濃度の経時変化と井戸水の分析

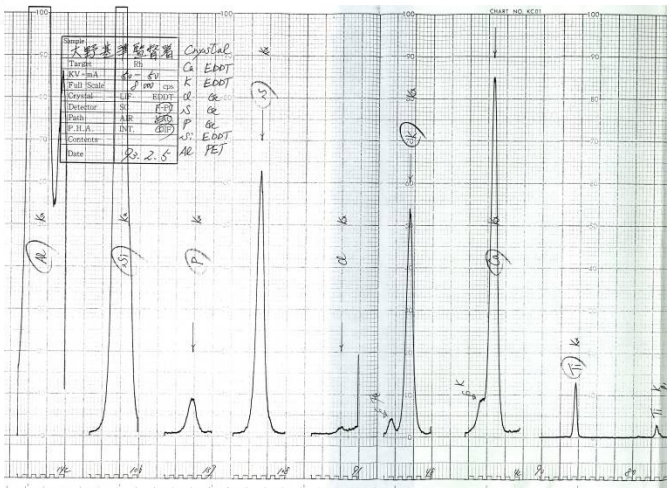


図-3　井戸底部の土の元素分析（その 1）

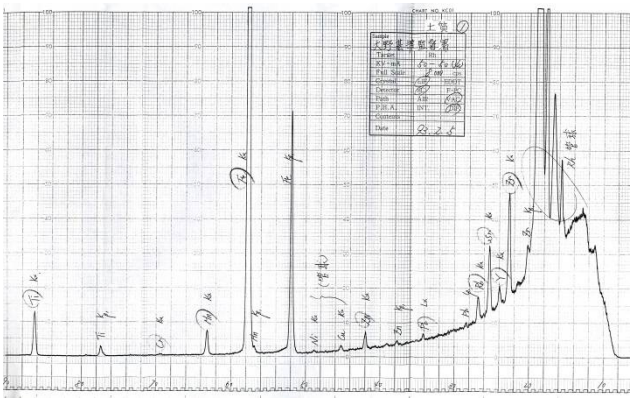


図-4　井戸底部の土の元素分析（その 2）

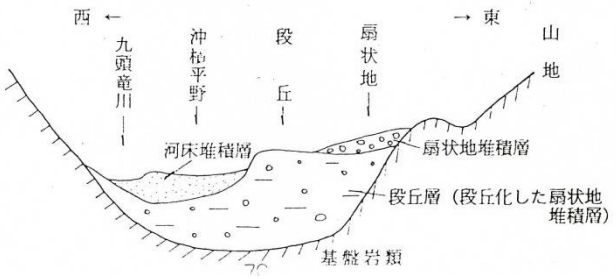


図-5　勝山市街地の模式地層断面図

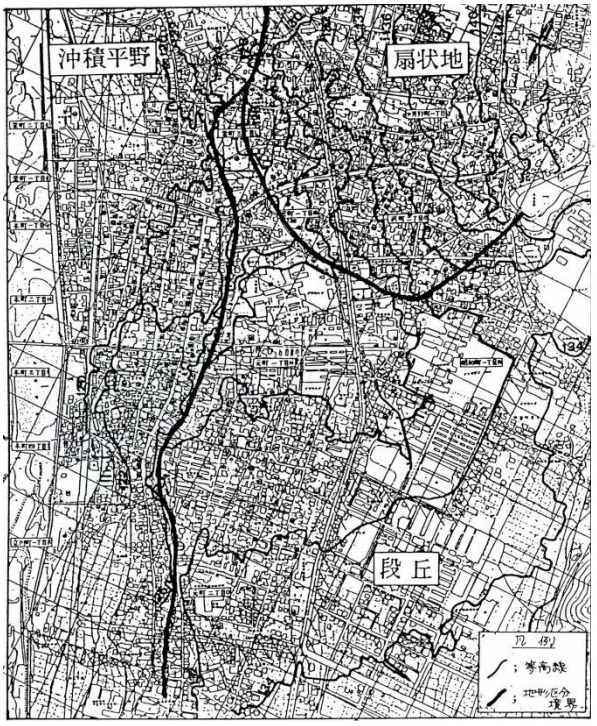


図-6　勝山市街地の地形区分

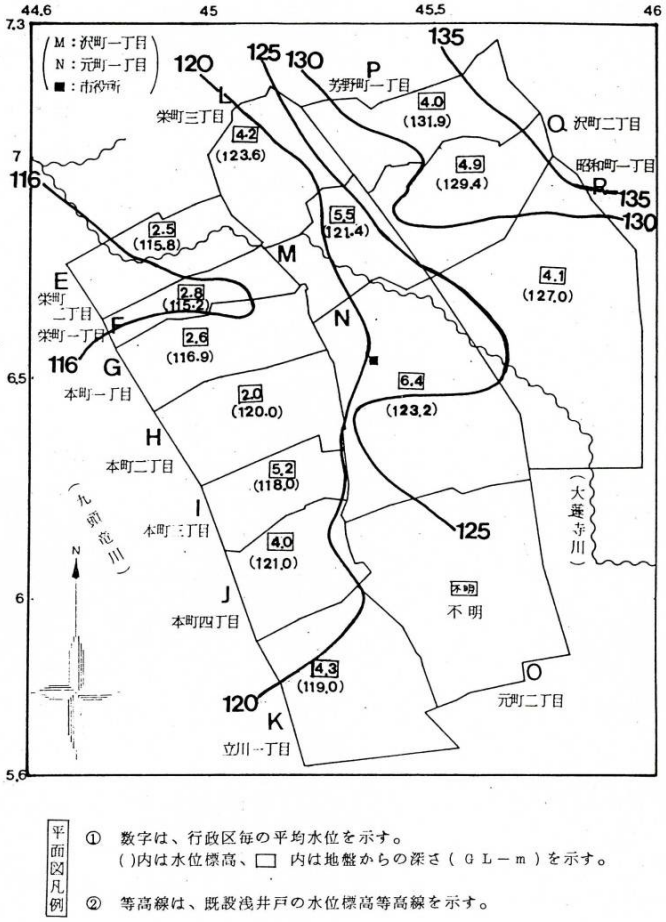


図-7　勝山市街地の浅井戸の水位分布

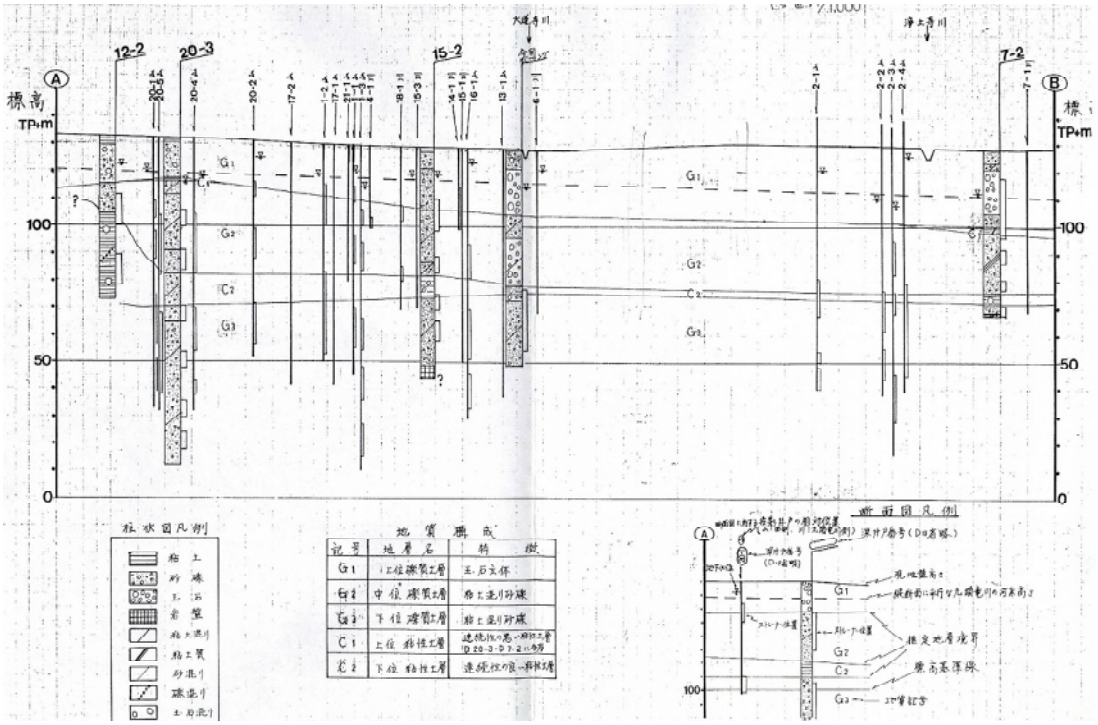


図-8　勝山市街地の地層分布

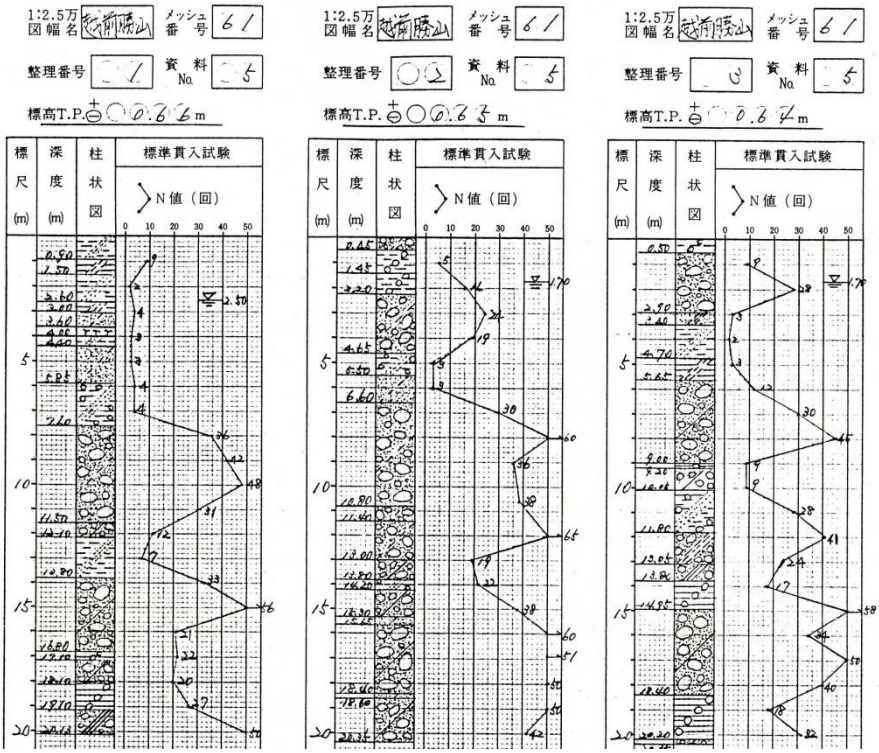


図-9　勝山市街地の地層分布（やや離れた場所）

7. 沈下・陥没

7-1 基礎地盤の沈下

1）深い部分の地盤調査を省略した失敗例

【事例 7-1①】 1986 年、丸岡町 平章小学校

新設プールに大きな不同沈下が生じた。地質：図-3、平面図：図-1、断面図：図-2。**沈下発生原因**：1）図-2､3 に示す軟弱な粘土層が多数存在した。2）FEM 弾性解析により応力分布・即時沈下量・長期沈下量を計算し、計測した沈下量と一致することを確認した（図-4､5)。粘土層の弾性係数 E は一軸圧縮試験の E_{50} から、砂層の E は N 値から推定した。3）標準圧密試験、2）の応力分布を用いて一次圧密・二次圧密沈下量を推定した（図-5)。4）即時沈下量、一次圧密・二次圧密沈下量を合計して全沈下量の経時変化を推定し計測値との比較を行って検証した。この結果から今後の沈下量を予測した（図-5)。5）不同沈下の主な原因はプール基礎と体育館基礎（基礎杭）を剛結したため、この部分で沈下が生じにくくなったことである。6）支持力からみて破壊に対しては安全である。7）側方流動による体育館基礎杭への圧力の影響を検討し問題なしとした。**対策**：今後の沈下を見込んだ対処をしたうえで、プール基礎と体育館基礎を不連続とすることを提案した。**教訓**：プール新設に伴う地盤調査はグラウンド（盛土層）表面での平板載荷試験（直径 30cm の平板）のみであった。平章小学校は丸岡城の堀を埋め立てた地盤上にあり、盛土層下部に軟弱粘性土層が存在した。平板載荷試験は盛土層の特性のみの評価であるが、この結果に基づいてプール基礎地盤の強度・剛性に問題なしという判断を行っている。地層の深い部分の調査を省略したことによる典型的な失敗例である。

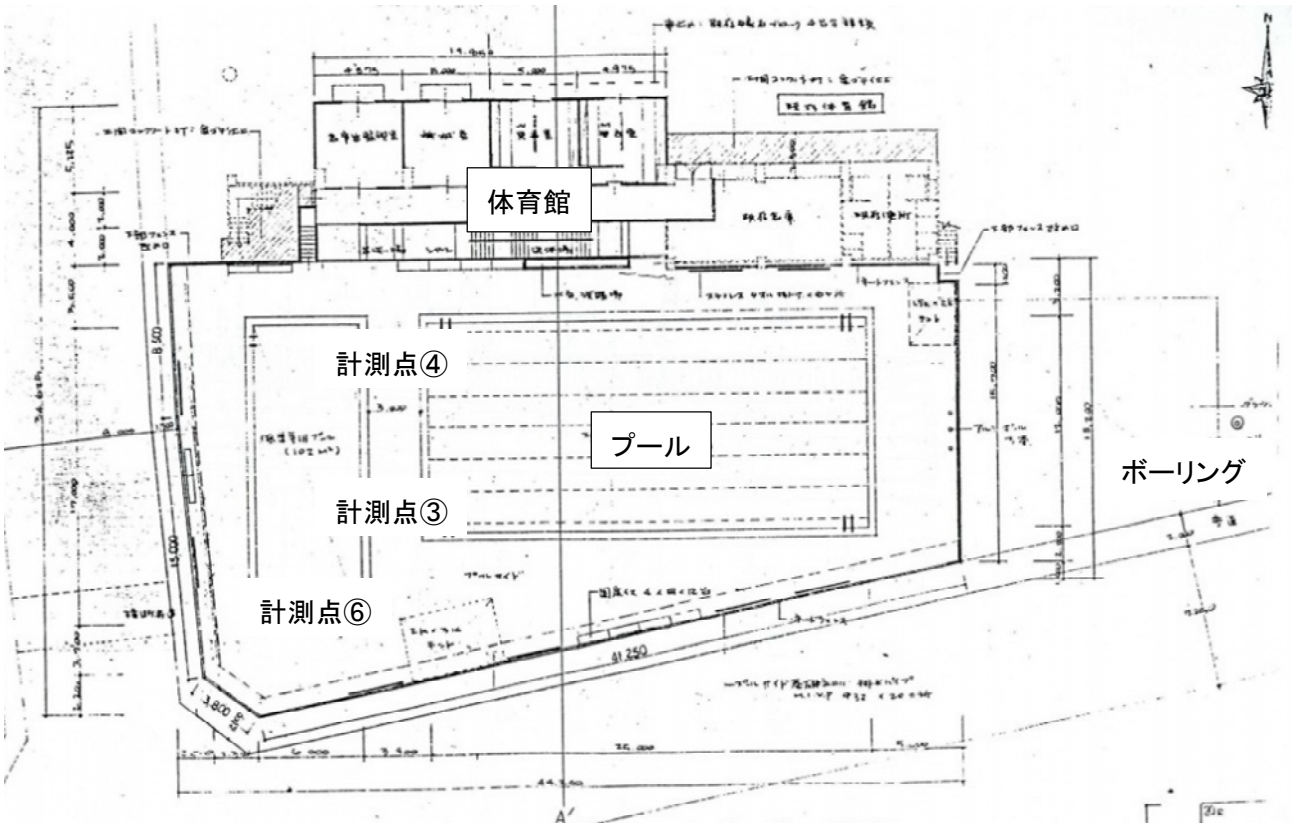


図-1　平面図

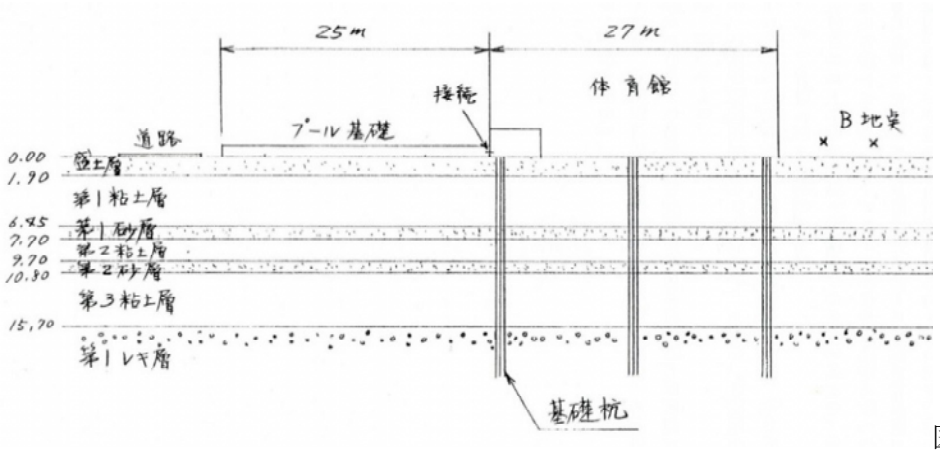


図-2　地層断面図

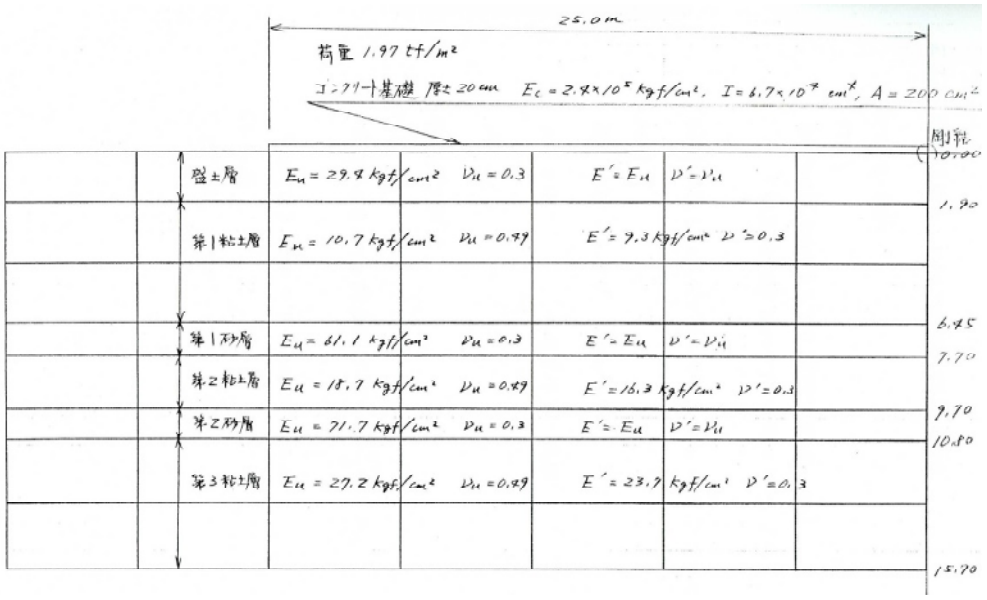


図-3　FEM 分割図

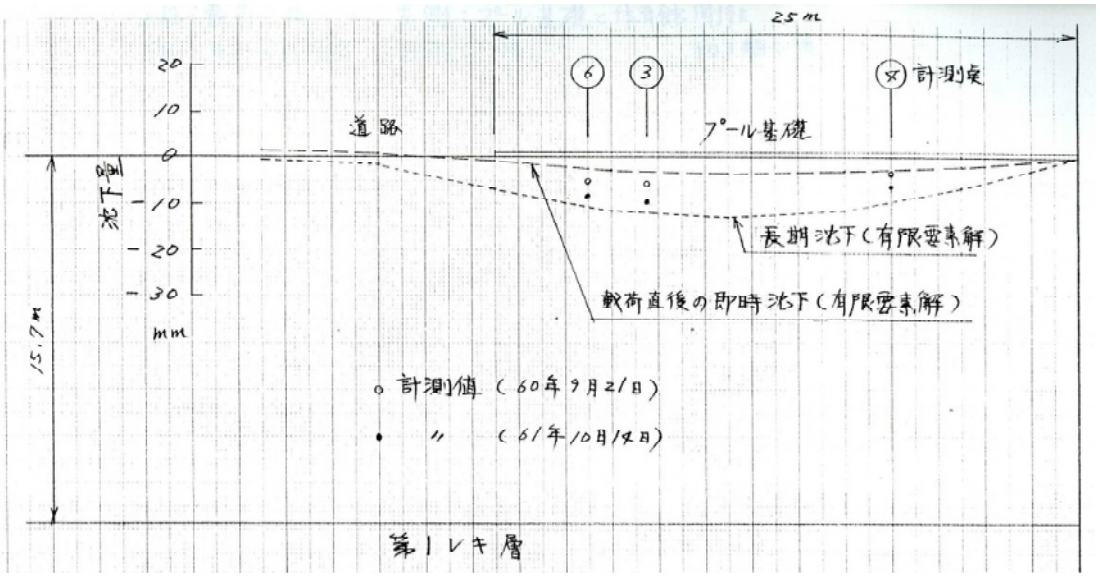


図-4　地表面沈下の計測値と計算値

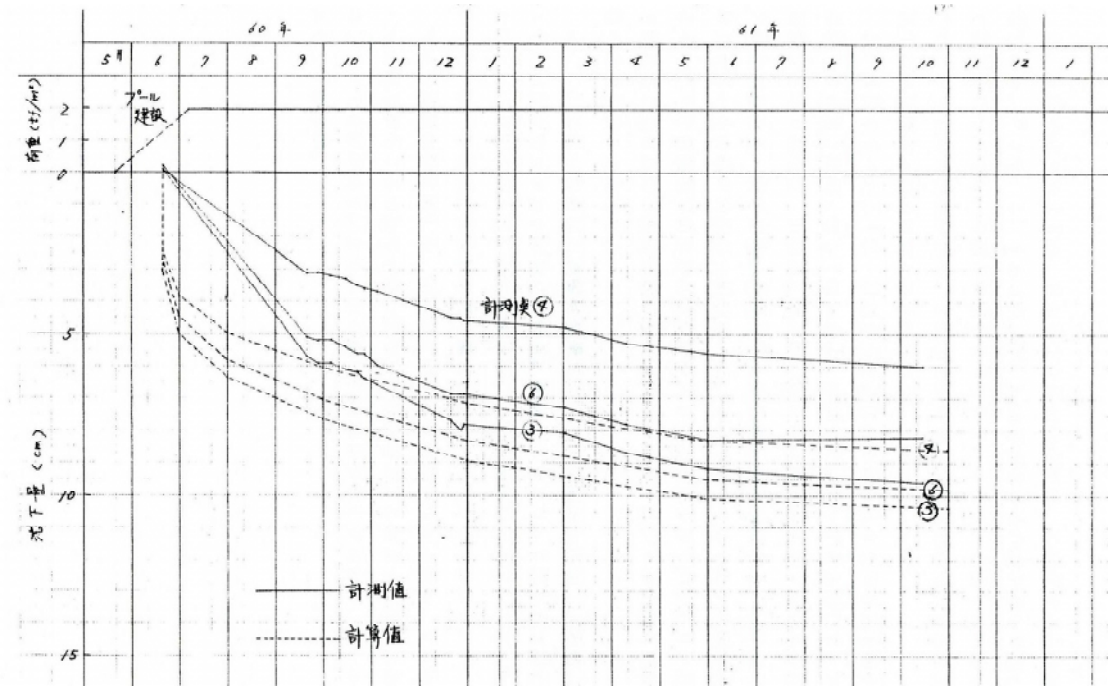


図-5　圧密沈下量の計測値と計算値

2）盛土荷重による軟弱地盤の圧密沈下終了後に住宅を造る

【事例 7−1②】 1987 年 11 月、福井市

住宅に最大で 13.7cm の不同沈下が生じた（写真-1）。地質：盛土、沖積層（粘性土、砂質土）、平面図：図-1、断面図：図-3､5。**不同沈下発生原因**：1）軟弱粘性土層のうえに 1.4m の埋立て盛土を行い、盛土荷重による圧密沈下が進行している段階（図-4）で、杭基礎と帯基礎を併用した住宅を建設した（図-6）。2）杭基礎部分の沈下は小さく、つか基礎の部分の沈下は大きいので、図-7～9 の現象が見られる。3）帯基礎は盛土中にあったため、盛土の沈下に引き込まれて沈下した。帯基礎の剛性も盛土の沈下に対処できるほど大きくはなかったため破損し、帯基礎部分の沈下が大きくなったことが不同沈下の主原因である（図-10､11）。4）FEM 計算によると沖積層下部の岩盤層が傾斜していることは不同沈下の大きな要因ではない（図-5）。**対策**：住宅を解体撤去し、杭工法のみで基礎をやりなおすことを提案した。**教訓**：軟弱地盤に埋立て盛土を行った場合､圧密沈下の終了を待ってから住宅を建設するか､十分な杭基礎の利用、地盤改良などを行う。

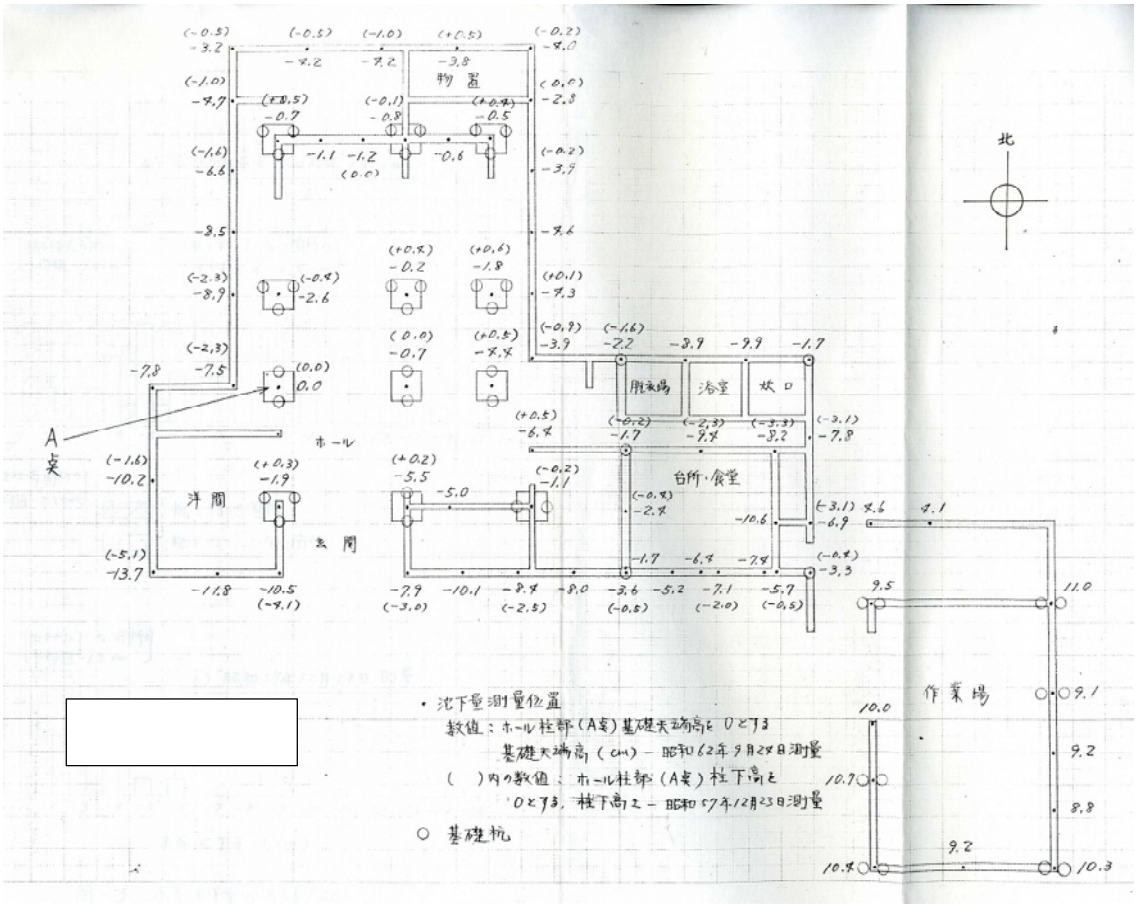


図-1　平面図と不同沈下量

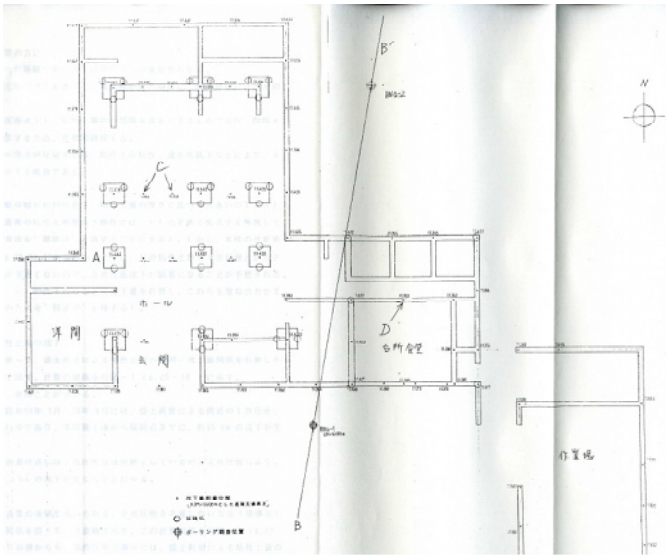


図-2　調査位置

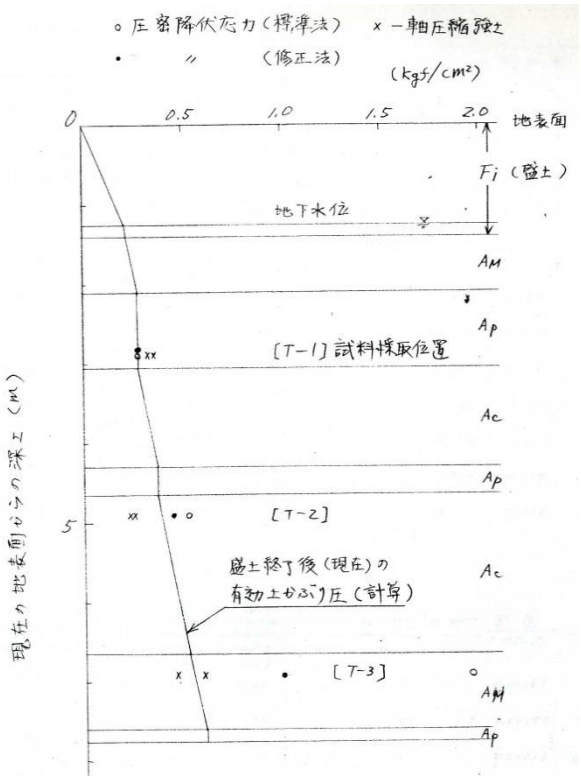


図-3　地層区分と有効土かぶり圧

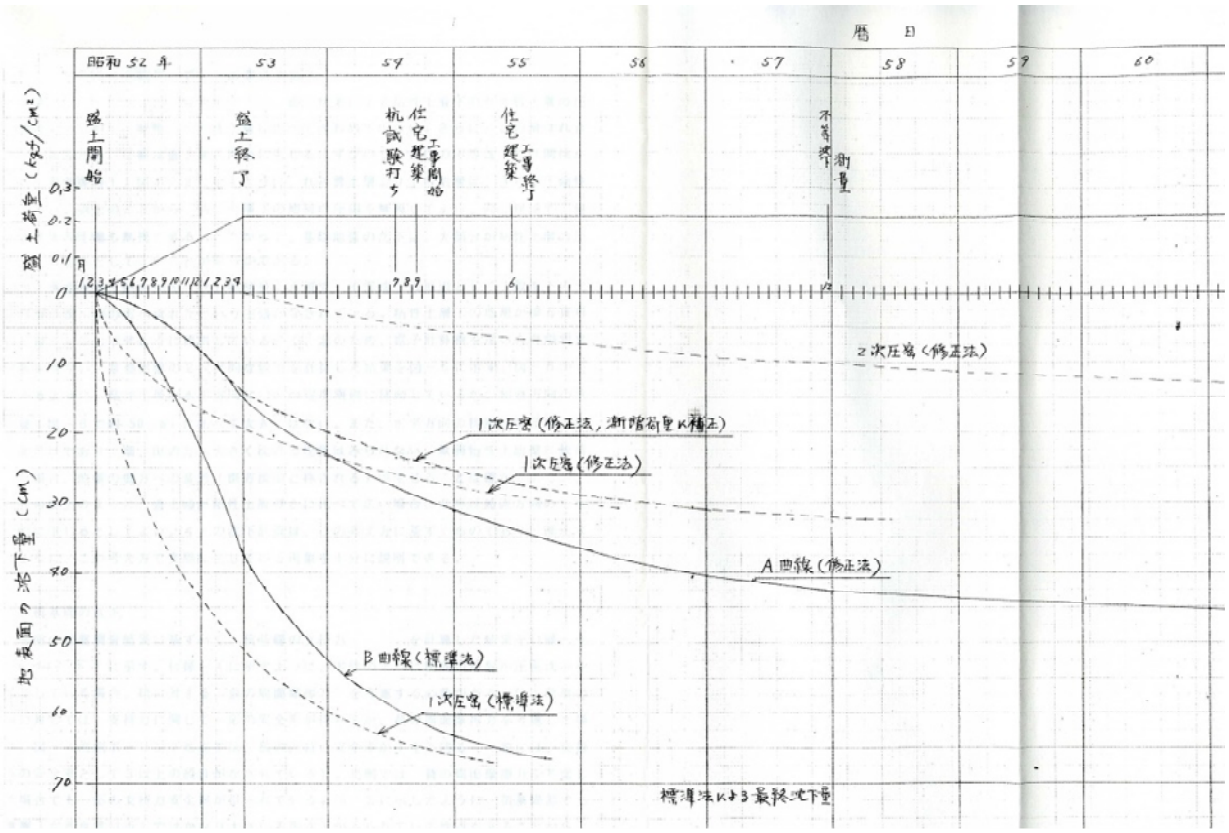


図-4　圧密沈下量の予測

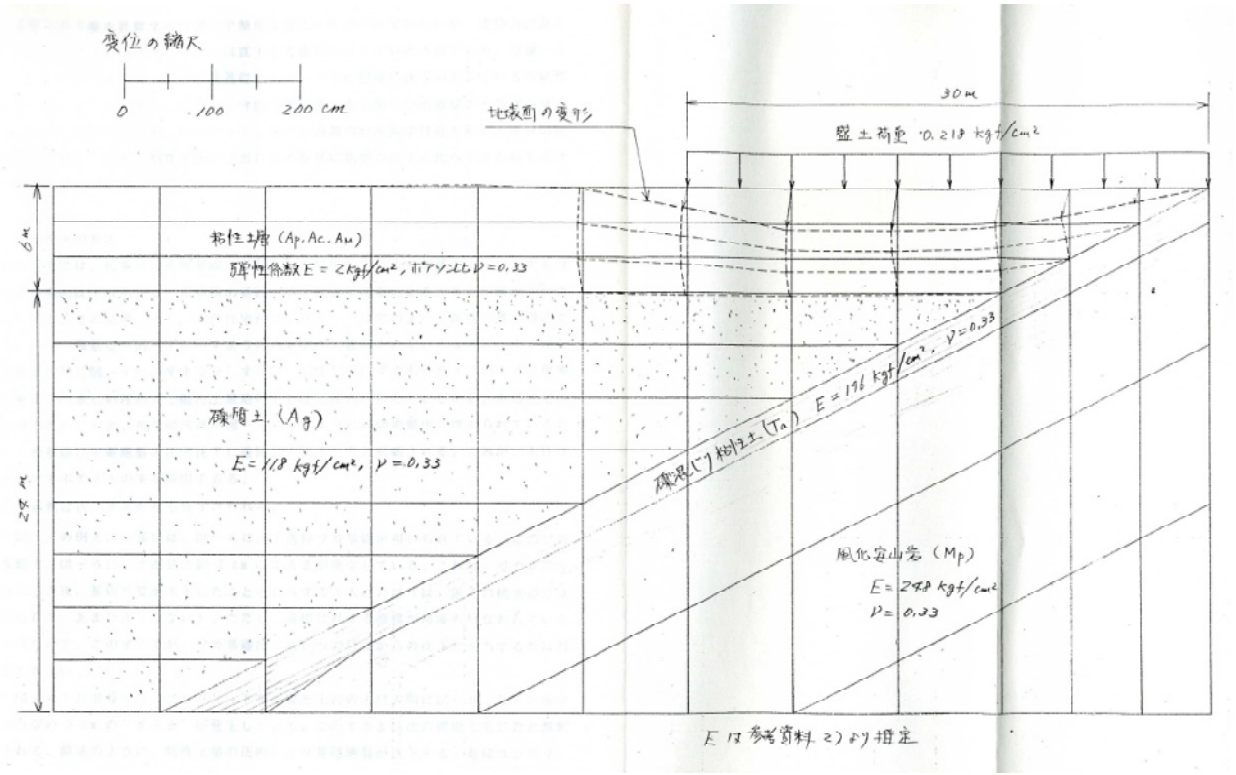


図-5　FEM による沈下量予測

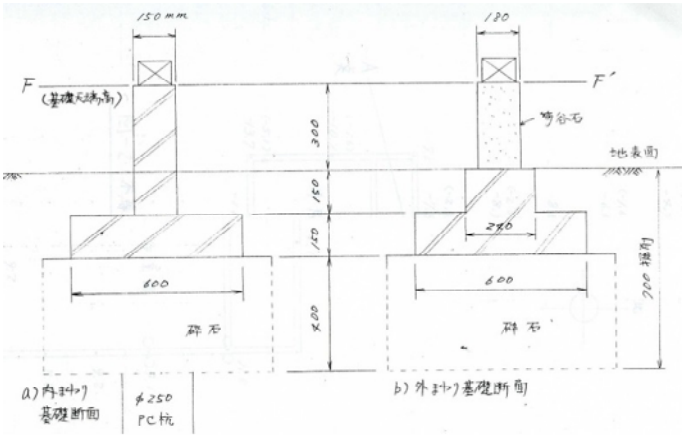


図-6　帯基礎の構造

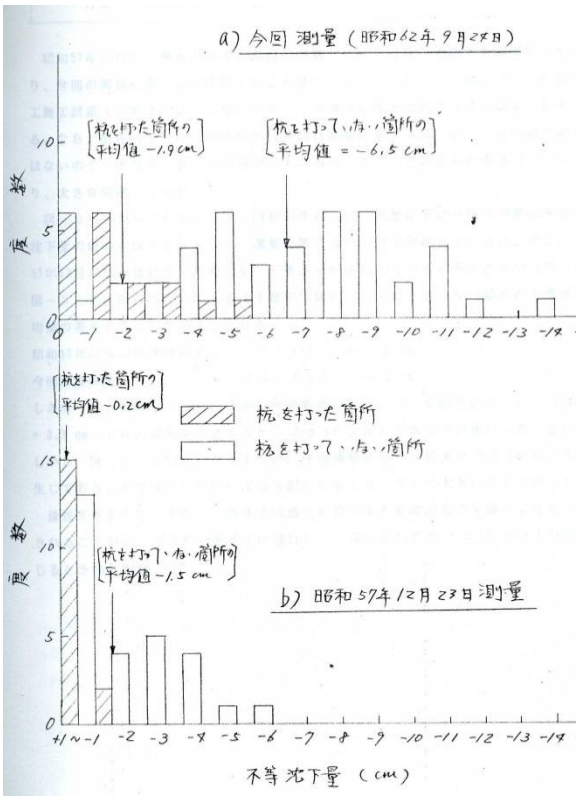


図-7　不同沈下量の分布

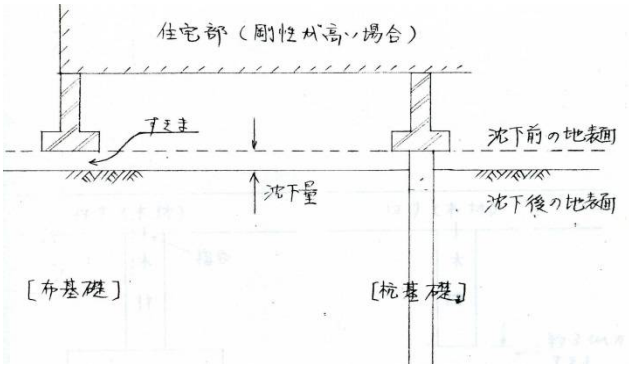


図-8　不同沈下の発生原因

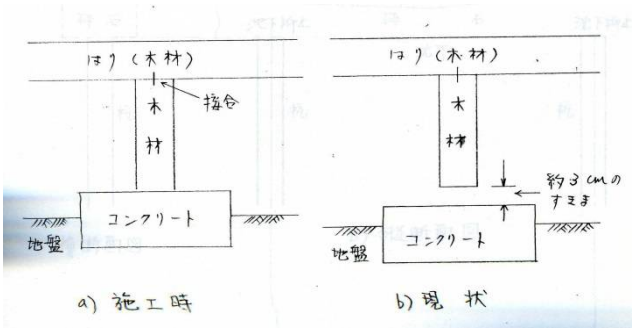


図-9　観察される沈下状況

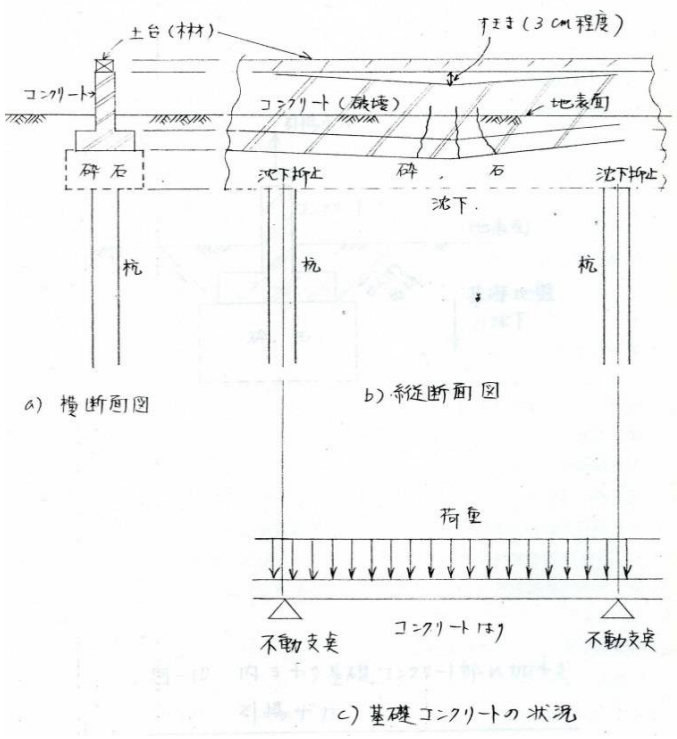


図-10　杭基礎上部のコンクリートはりの損傷

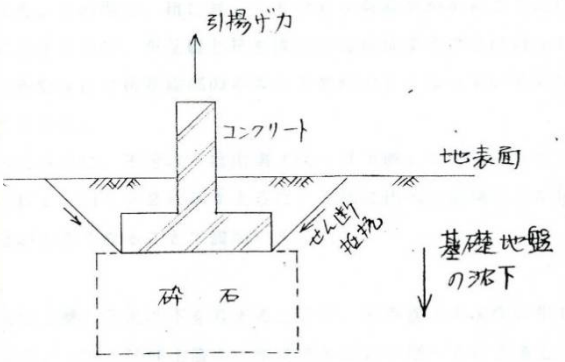


図-11　杭基礎上部のコンクリートはりの損傷

【事例 7-1③】 1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町

住宅に最大 61mm の不同沈下が生じた。住宅周辺で行った下水道工事におけるマンホール掘削（図-1）の影響が問題とされた。地質：緑色岩・チャートの破砕帯、平面図：図-2､4、断面図：図-5､6。**不同沈下発生原因**：1）住宅は沖積低地と洪積台地の境界上に位置していた。特に、造成前の住宅位置付近に池があったことが航空写真から判明した（図-3)。2）洪積層の沈下は無視し、スウェーデン式サウンディングから推定した m_V を用いて、盛土と住宅による沖積層の沈下量（不同沈下量）を推定し、計測値とほぼ一致する結果を得た。3）FEM により計算した、下水道工事の掘削による住宅部分の沈下量は大きくても 2～3mm であり不同沈下の主原因ではない（図-8)。4）住宅床下点検ではシロアリや湿気による基礎の異状は認められなかった。**教訓**：1）宅地造成前の地形などの情報を宅地購入者に提供する。2）軟弱な沖積低地上での盛土の締固めに注意する。3）盛土荷重による圧密沈下が落ち着いてから住宅を造る。

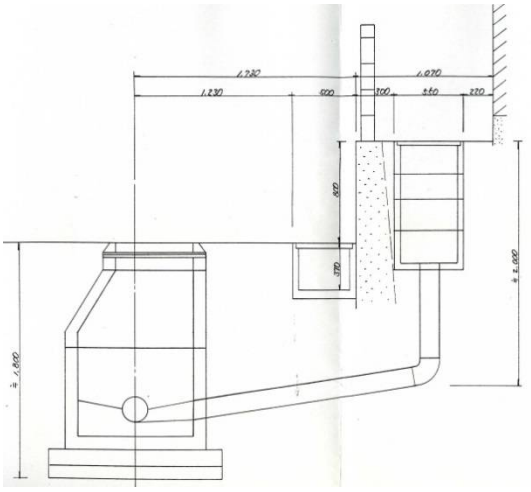


図-1　住宅と下水道マンホールの位置

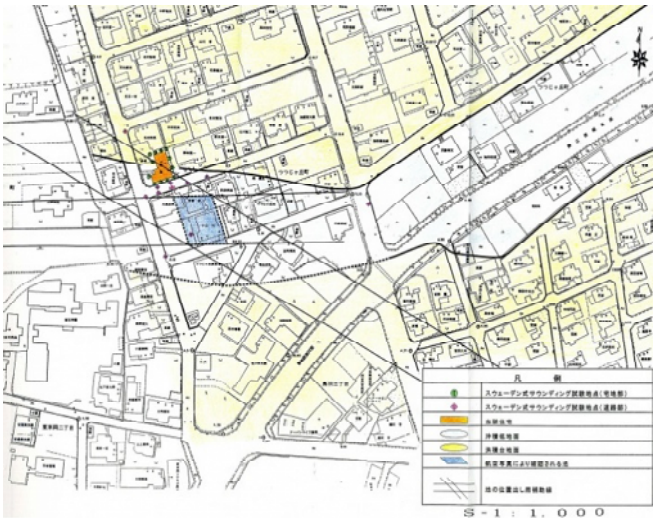


図-2　広域平面図

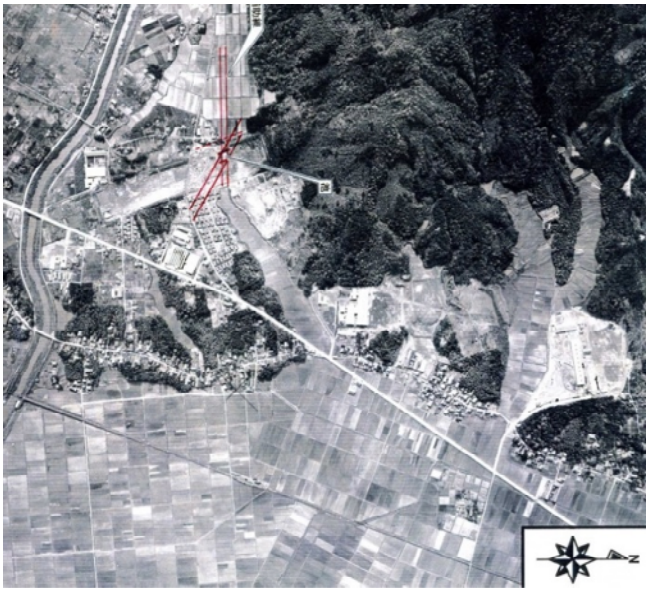


図-3　航空写真（赤線交点が位置）

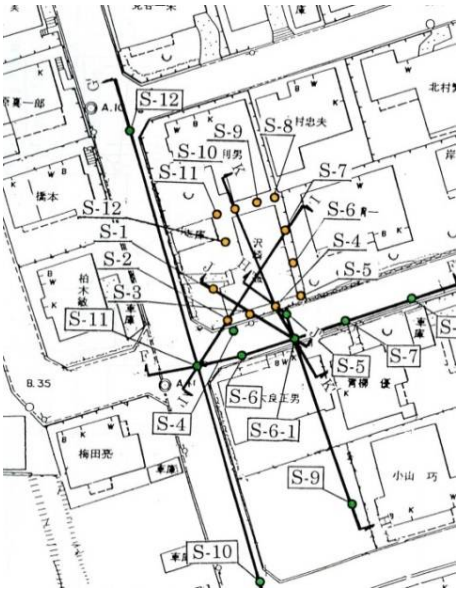


図-4　調査平面図

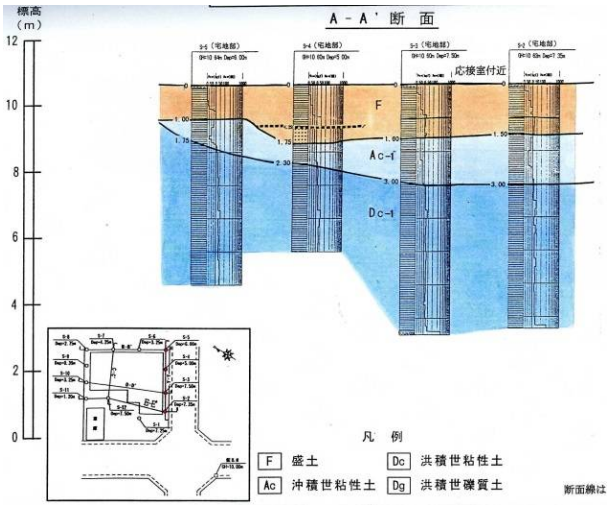


図-5　スウェーデン式サウンディング結果（一部）

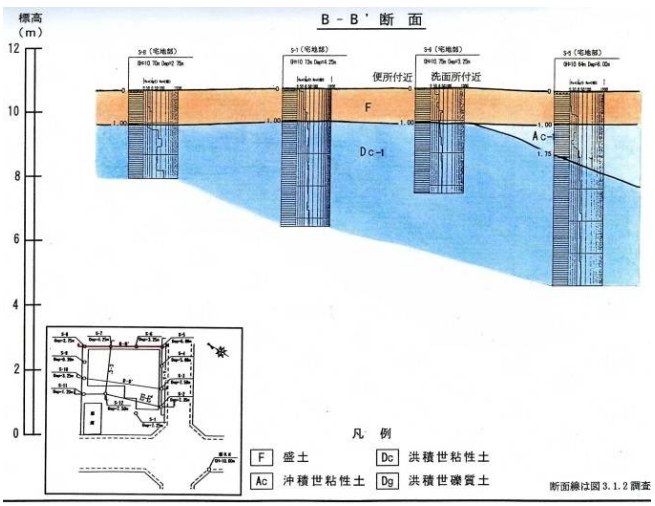


図-6　スウェーデン式サウンディング結果（一部）

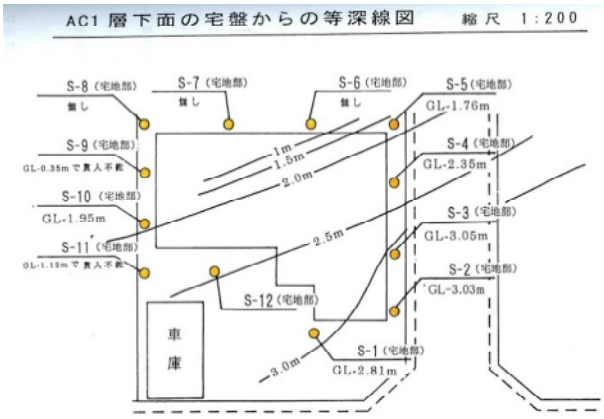


図-7　軟弱層厚の分布

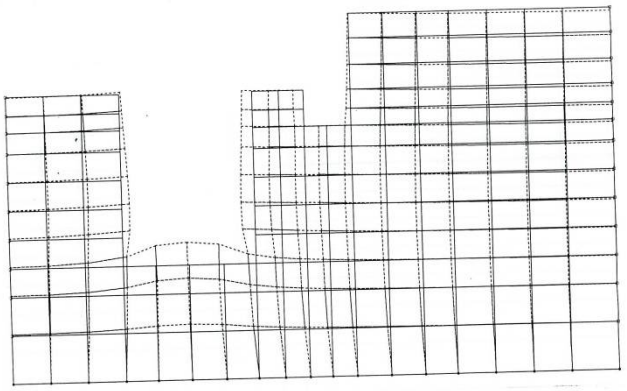


図-8　FEM 計算結果（マンホール掘削による変形）

3）宅地造成前の地形などの情報を宅地購入者に提供

【事例 7-1③】 1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町

【事例 7-1③】図-3 で、造成前の住宅位置付近に池があったことが航空写真から判明した。宅地造成前の地形などの情報を宅地購入者に提供する必要がある。

4）軟弱な沖積低地上での盛土の締固め不足

【事例 7-1③】 1998 年 11 月、鯖江市つつじヶ丘町

【事例 7-1③】で、軟弱な沖積低地上での盛土の締固め不足があった。

5）橋脚基礎付近の河床洗掘深さの点検・監視

【事例 7-1④】 2002 年 7 月、九頭龍川 中角橋

橋脚基礎の洗掘が把握されていた。台風による大雨洪水警報が発令され河川水位が上昇したため、橋梁の通行止めを行ったが、解除の根拠が問題となった。断面図：図-1。**調査**：1）トランシット・レベルを用いた、7/13 を初期値とする橋梁観測点の水平・鉛直移動量に変化がない。2）河床洗掘深さ測量結果（H11・9/30、H14・2/19、H14・7/12）に差がない（図-1）。3）ダンプトラックを用いた走行試験で沈下がない。4）1）～3）の結果から通行止めを解除した。**対策**：橋梁の老朽化により 1～2 年後に撤去予定のため観測を継続することで対処することとした。**教訓**：橋脚基礎付近の河床洗掘深さの点検・監視。

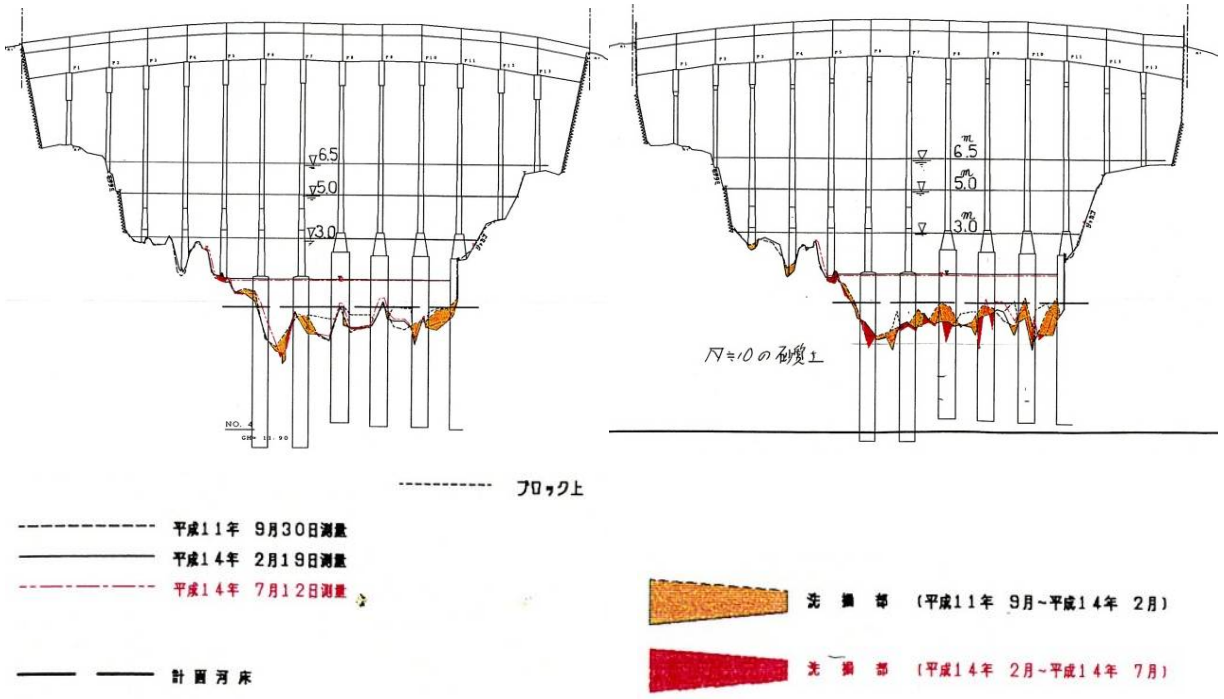


図-1　測量結果

6）盛土と EPS などの異種材料での盛土の不同沈下に注意

【事例 7-1⑤】 2007 年 10 月、国道 8 号 道の駅河野

道の駅駐車場の盛土部地表面に亀裂や沈下などの変状が発生した（写真-1～5）。地質：泥質混在岩・頁岩・メランジェ（複雑に入り乱れた地質構造）、平面図：図-1、断面図：図-2。**変状発生原因**：1）変状が地表部に限られている。2）空洞調査では 1 か所のみで小規模な空洞が発見された（図-3､4）。3）図-2 の断面図に示すように、補強土壁部分と EPS 部分の沈下量の差（不同沈下）により地表面に亀裂が発生し、降雨水の流入と浸食などにより沈下が助長されたと推定した。【事例 3-2①】に示すように、地すべり区域内での盛土により発生したすべりの対策として、盛土の一部が EPS に置き換えられた（図-5）。4）補強土壁下部には変状が見られなかったこと、図-5 に示す補強土壁下部の抑止杭の存在から、図-5 に示すような全体的なすべり破壊は生じていないと判断した。5）写真-5 の林道舗装部分のクラックは例外で、補強土壁下部の抑止杭より下部のすべりを示しているが、この時点では認識されなかった。**対策**：1）地表面の変状については舗装のやり直しなどの修繕を行う。2）補強土壁下部の林道舗装部分のクラックについては、抜き板などによる簡便な計測監視を行う。**教訓**：1）盛土と EPS という部分的に異種材料で盛土を行う場合の不同沈下に注意する。2）盛土の長期沈下による上部構造物への影響に留意する。

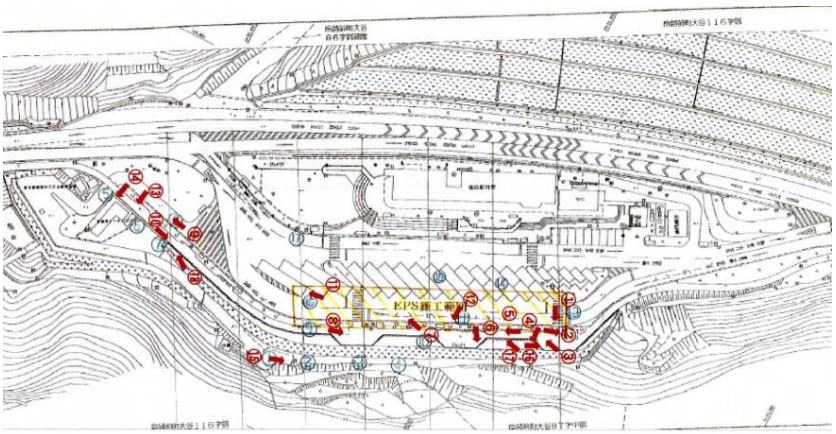


図-1　変状発生個所の分布

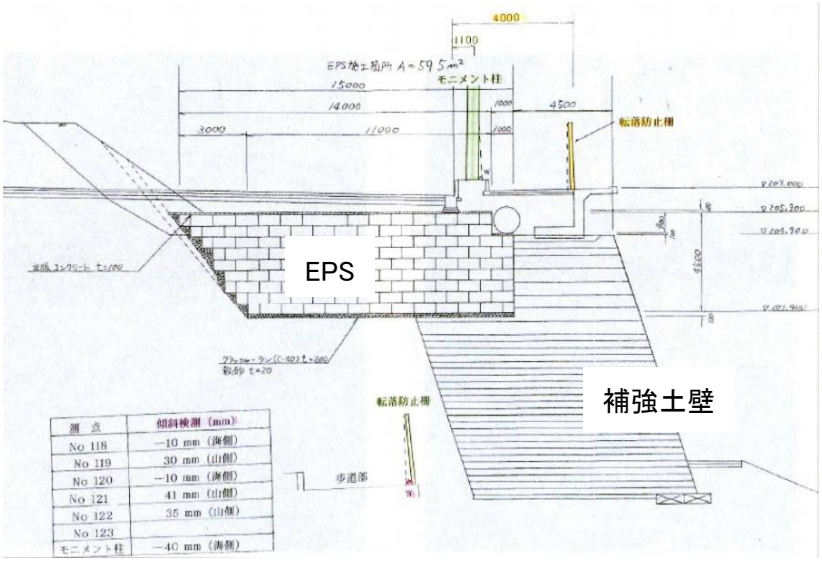


図-2　変状発生個所の断面図

写真-①　歩道乗入部にクラック

写真-②　クラック補修跡

写真-1　歩道部クラック

写真-⑤　クラック（歪み）

写真-⑥　補修跡

写真-2　歩道部クラック

写真-⑨　段差（7cm）

写真-⑩　傾斜（中央部変状）

写真-3　歩道部の変状

写真-⑬　転落防止柵基礎部にクラック

写真-⑭　擁壁天端にクラック

写真-4　外周部の変状

写真-⑮　林道の舗装にクラック

写真-⑯　歩道下（変状なし）

写真-5　外周部の変状

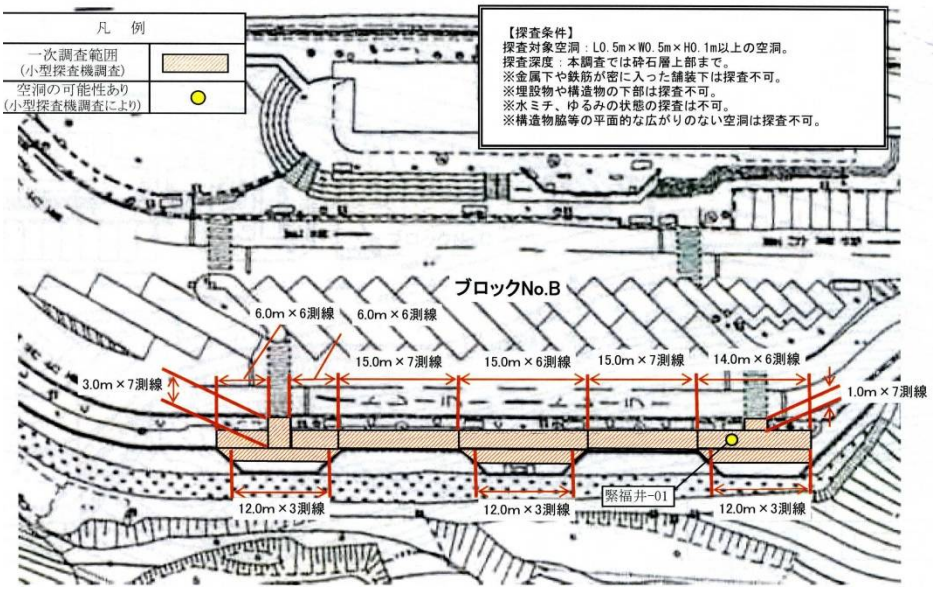


図-3　空洞調査（レーダー探査）平面図

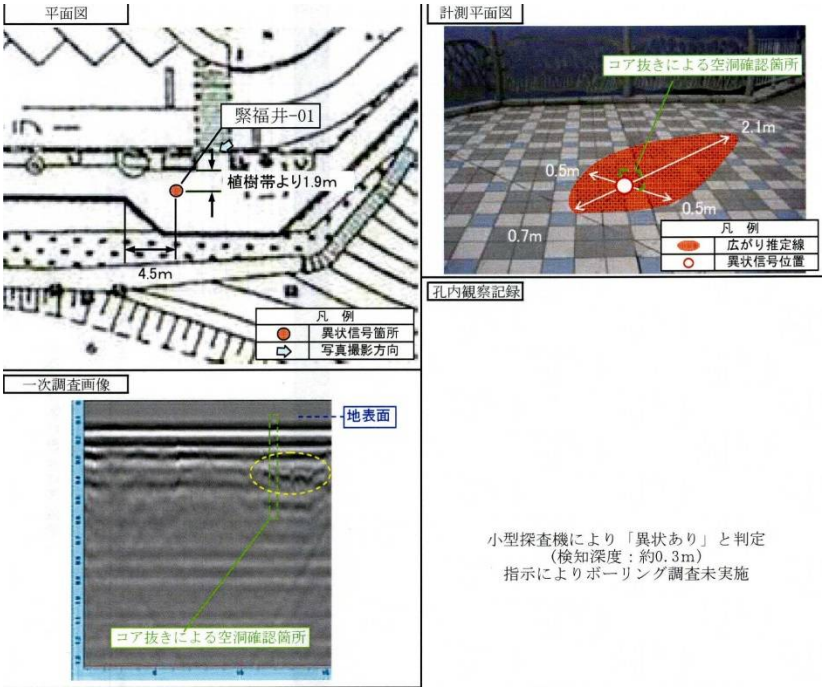


図-4　空洞調査（レーダー探査）の結果（1箇所の空洞）

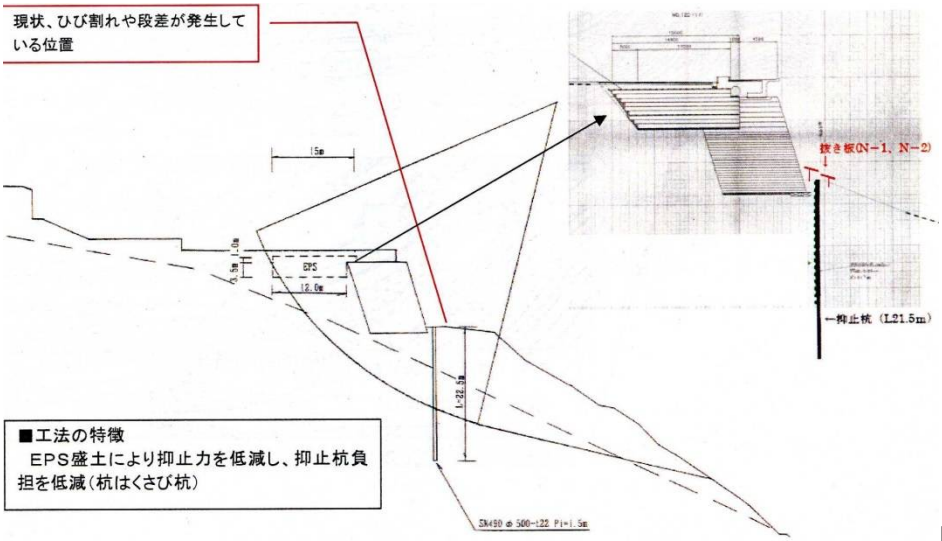


図-5　全体の断面図

7）道路横断排水構造物の点検・管理、排水容量の確認

【事例 7-1⑥】 2005 年 8 月、国道 8 号 敦賀市杉津

道路側溝が陥没した。付随して横断水路の安定性とこれに伴う道路の陥没が問題となった（図-1､2、写真-1～5)。地質：盛土、平面図：図-1､2、断面図：図-3。**側溝陥没箇所**：1）ラムサウンディングにより、路肩部分に空洞はないが、ゆるみ領域があることが判明した（図-4)。2）降雨により沢部流量が増加して横断水路呑み口部の水位が上昇し、道路盛土内地下水位が上昇した（図-1)。3）呑み口部の水位が低下するときに、路肩斜面の不安定化・細粒土砂の吸出しにより道路側溝が陥没したと推定した。**横断水路**：1）横断水路上流部が石積みであり、石積み背後に空洞が認められた（図-5、写真-2～5)。2）横断水路の土被り厚さが約 5m あるため、緊急対策は不要と判断したが、空洞が拡大する可能性が高いため、できるだ

け早い対策実施を提案した（図-2）。**対策**（提案）：**側溝陥没箇所**：1）横断水路呑み口部を拡大して水位が上昇しにくくする。2）路肩斜面に呑み口部滞留水が流入しにくい表面処理工を行う。3）沢部の状況から、呑み口部への土石流の可能性は低いと判断した（写真-1）。**横断水路**：1）片側通行規制の間にラムサウンディングを追加して道路下のゆるみ範囲を、さらに広範囲で確認する。2）横断水路の土被り厚さが十分あるため、横断水路内部から石積み背後の空洞にモルタル注入を行うことを基本とする（図-6）。横断水路の流量計算からみて可能であれば、石積み水路内にパイプを設置し、その背後をモルタル注入する方法も検討する（図-7）。**教訓**：1）古い道路横断構造物の点検・管理、排水容量の確認が必要である。2）呑み口部での滞水に対する配慮が必要である。

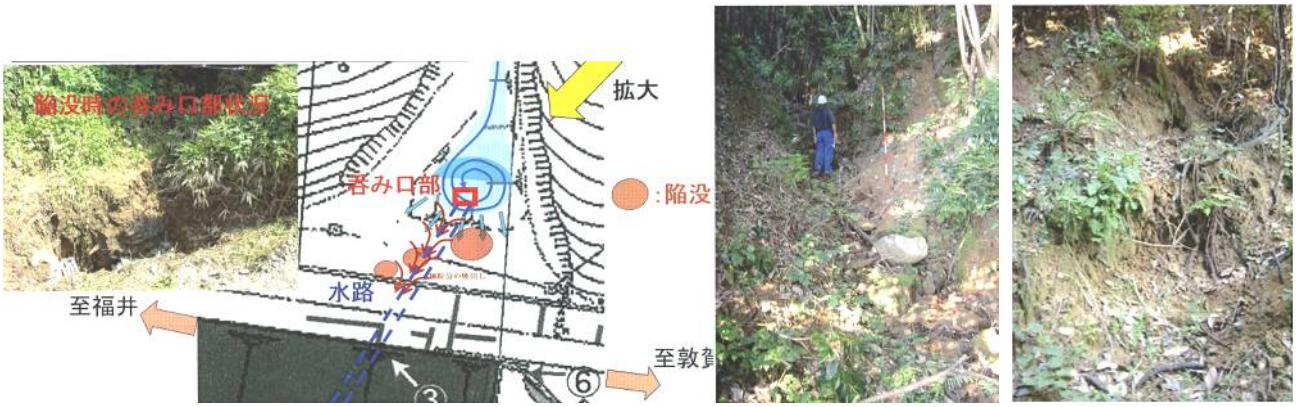


図-1　横断水路の道路山側の呑み口部の状況

写真-1 呑み口部の沢上流部（土石流の可能性は低い）

図-2　全体的状況（右側：呑み口部の状況）

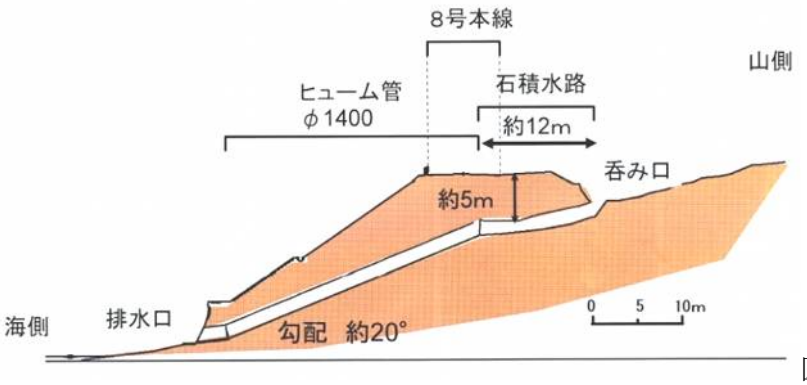
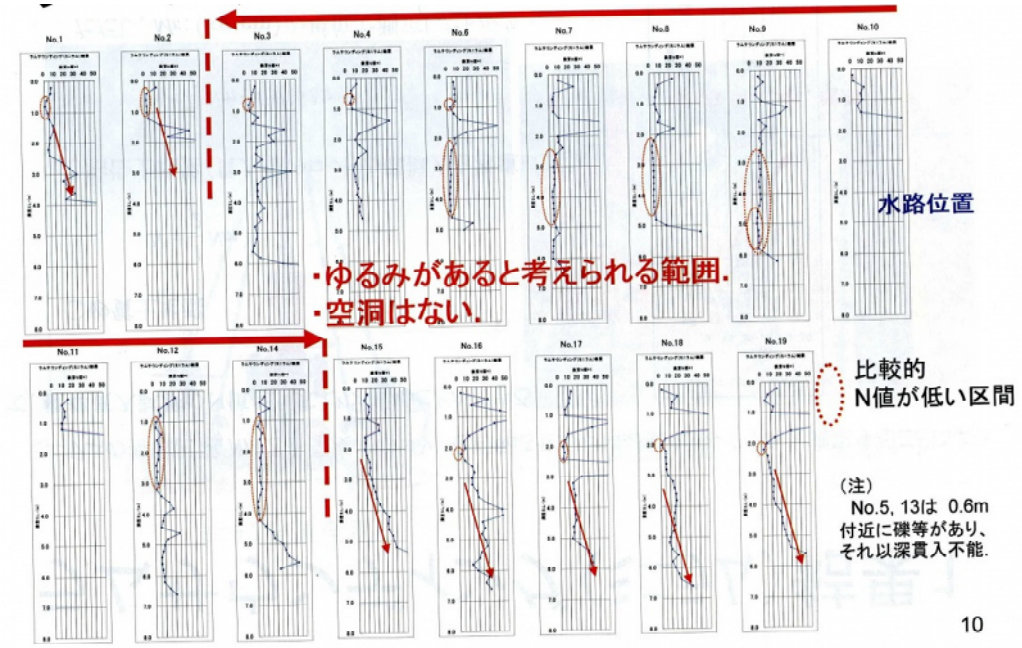


図-3　横断水路の縦断図



ラムサウンディング：ミニラム打撃回数 Nm とロッド回転トルク Mr を測定。

砂質土：N 値=Nm/2、粘性土：N=Nm/2-0.016Mr

図-4　ラムサウンディング調査結果

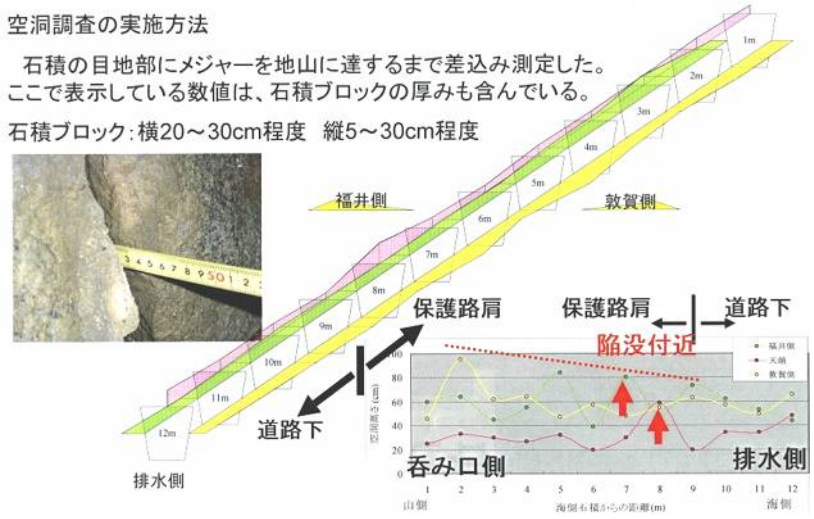


図-5　横断水路背後の空洞深さ

コンクリート円形水路と石積水路の境界部の状況

写真-2　横断水路呑み口部付近の石積み水路　写真-3　コンクリート円形水路と石積み水路の境界部

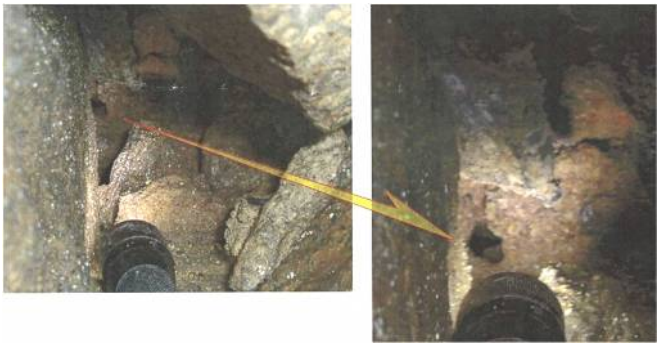
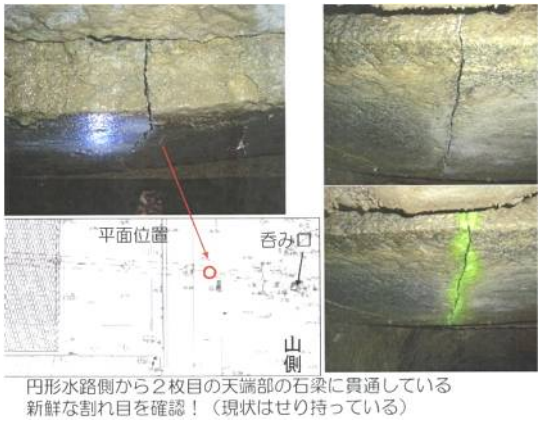


写真-4　石積み水路背後の吸い出し箇所跡



円形水路側から２枚目の天端部の石梁に貫通している
新鮮な割れ目を確認！（現状はせり持っている）

写真-5　石積み水路天端の石梁の亀裂

図-6　対策工（案 1）

図-7　対策工（案 2）

8）排水構造物の呑み口部での大量滞水に対する配慮

【事例 7-1⑥】 2005 年 8 月、国道 8 号 敦賀市杉津

【事例 7-1⑥】参照。

7-2 陥没

1）盛土内の巨石埋め込み防止と表流水浸透防止

【事例 7-2①】 2008 年 4 月、九頭竜川左岸 23.0km+3m 坂路（国道 8 号 福井大橋付近）

九頭竜川左岸堤防坂路（舗装部）で幅約 1.5m×1.5m・深さ 1m 以上の陥没が発生し、堤防への影響、原因究明と復旧方法が問題となった（写真-1～4）。地質：盛土、平面図：図-1、断面図：図-2。**陥没原因**：1）陥没箇所付近の掘削により、坂路盛土全体が大量の巨石（岩砕）と山土（やや粘性土）で建設されていたことが判明した（写真-5､6）。巨石の割合が多く、巨石の間に山土がある状態である。しかし、巨石

と巨石の隙間は山土で十分に埋められた状態ではなく、かなり大きな空隙も多数存在している。盛土下部は透水性の良い砂質土であった。2）坂路表面はアスファルトで舗装されているが、坂路排水路（U 字溝）と坂路舗装の間に約 30cm 程度の、舗装されていない部分がある。坂の上部にも、舗装されていない部分がある。3）陥没の経緯は次のように推定される。①2)の舗装されていない部分から、降雨表流水が坂路盛土内に流入した。②坂路盛土内に流入した水が巨石と巨石の隙間を流れて山土を洗掘・流失させ、隙間を次第に拡大した。③この現象が長期間に渡って継続したため、巨石が少しずつ沈下・移動して、かなり大きな空隙が坂路盛土内に生じた。④この大きな空隙に対して、舗装部分が自重を支えられずに陥没した。4）今回の陥没箇所でだけ陥没が生じた原因は、地形と舗装部分の関係で降雨表流水が最も流入しやすい箇所であったと考えられる。5）坂路盛土内の洗掘・流失した土砂は、坂路盛土内の下部の巨石と巨石の隙間に堆積したと推定される。6）堤防本体は良質な砂質土で建設されており、損傷の可能性はない。**対策**（提案）：1）坂路排水路と坂路舗装の間、坂の上部の舗装されていない部分をアスファルトで舗装し、降雨表流水が坂路盛土内に流入しにくくする（写真-7)。2）坂路排水路 U 字溝の継ぎ目部分に隙間が生じていないか点検し、必要があれば補修する。3）坂路舗装面の亀裂から降雨表流水が流入しないように補修する。4）今回の陥没調査のために掘削した部分の埋め戻しにより、坂路盛土が透水性や沈下特性などから見て極端に不連続な構造にならないように、埋め戻し材料を工夫する。5）1 年に数回程度の目視による点検管理を行う。**教訓**：堤防本体ではない坂路のために、巨石を用いた盛土がなされていたようである。

写真-1　全景

写真-2　陥没穴

平成20年4月22日　9:50
河川巡視が穴埋めを確認。

平成20年4月25日　10:00
昨日の雨で仮補修が再度陥没する。

写真-3　観察経緯

平成20年4月25日　午後の状況

2個目の空洞

九頭流川

深さ80cmの所に空洞がある

縦25cm、横20cm
石灰水を流すが垂れ流し状態

写真-4　観察経緯

写真-5　掘削で出てきた岩砕

写真-6　掘削で出てきた岩砕

図-1　平面図

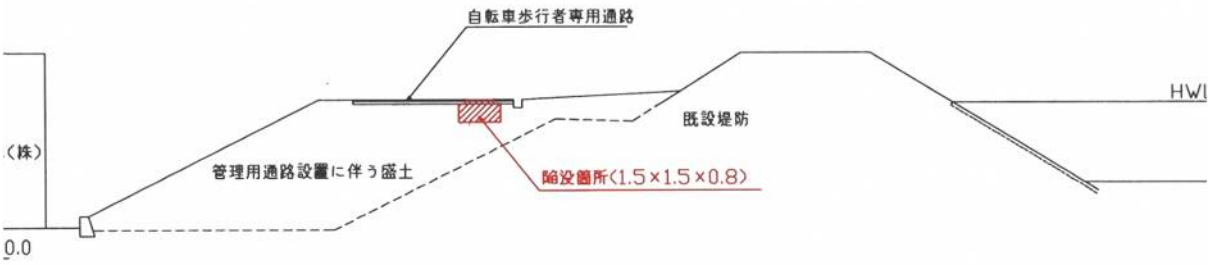


図-2　断面図

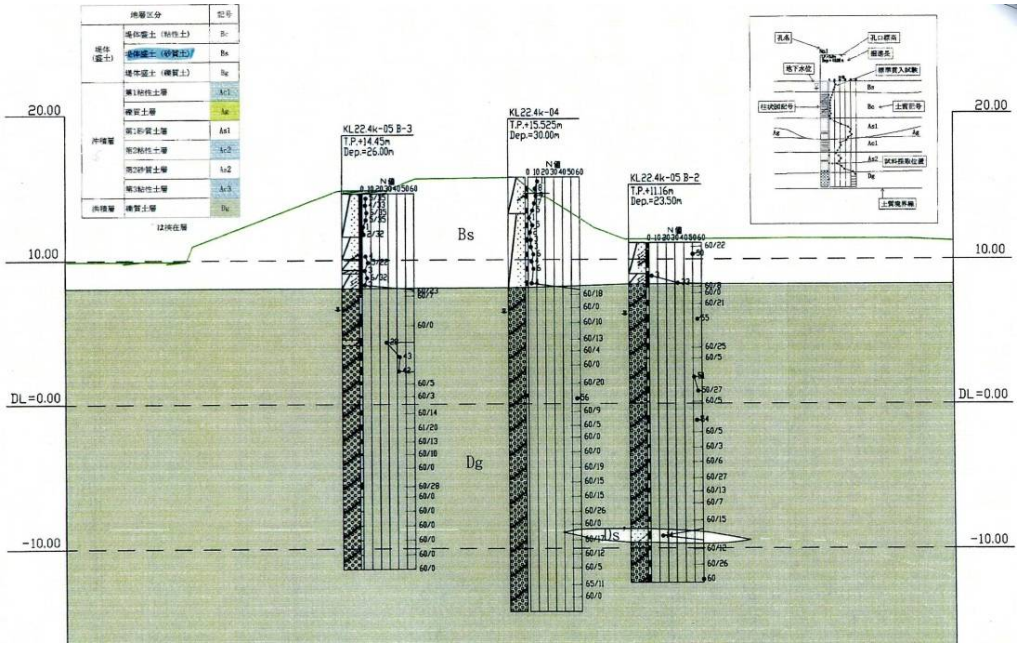


図-3　堤体の地層横断図

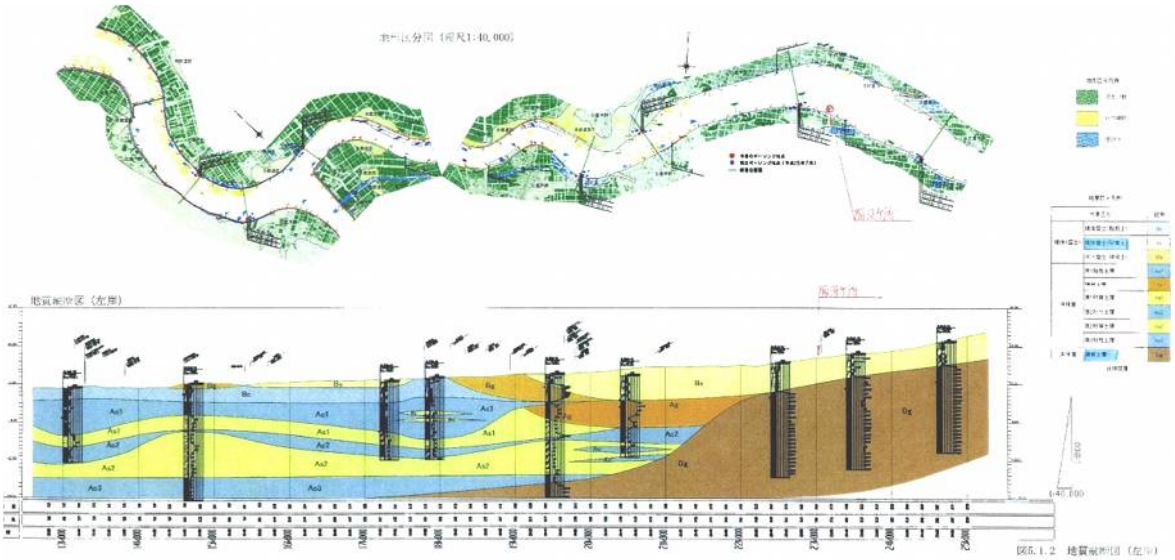


図-4　堤体の地層縦断図

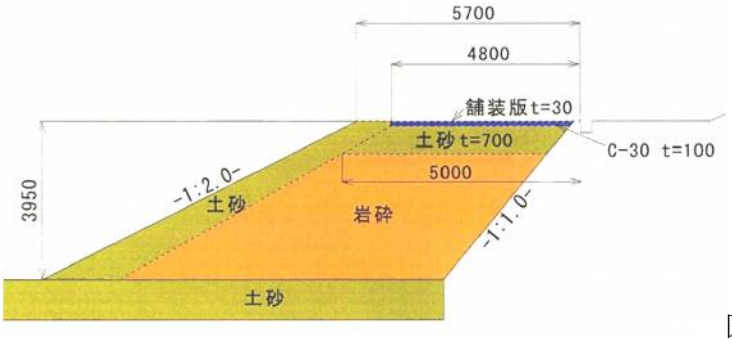


図-5　掘削した模式断面図

写真-7　対策工（表流水の侵入防止）

2）大規模空洞の対策に関する法整備の必要性

【事例 7-2②】 2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地

幅約 27m×35m・深さ約 30m にわたり、福井市道を含む墓苑の一部が陥没し、墓 70 基以上が崩落した（写真-1～5）。陥没箇所の復旧工法と西墓地全体の安全性確保が検討課題となった。地質：埋土、凝灰岩（写真-5）、平面図：図-27、断面図：図-28。**1. 陥没箇所**：1）地表面からの深さが 20m 以上になる深い位置での空洞の位置把握について電気探査（図-6､7）・弾性波探査（図-8）は限界があった（図-9）。唯一の確実な方法はボーリングであった。2）過去に作られた青年会議所坑道図（図-11）、舞鶴海軍工廠坑道図（図-10）、福井大学坑道図は平板測量に基づく位置誤差が大きいものであり（図-13）、ボーリングしても空洞に当らないことが少なくなかった（図-14）。3）ボーリング孔を利用してボアホールカメラ・レーザー測距により坑道の位置・規模を把握した（図-14､15）。4）空洞の安全性がほぼ認められた時期に、坑道内部での平面測量（図-16）、割れ目観察（図-17､18）などを実施した（写真-6）。5）ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験（図-19）、速度検層（図-20）により陥没箇所付近の地層状況を把握した。6）ボーリングコアなどを用いて電子顕微鏡観察（写真-7）や X 線分析、一軸圧縮試験（図-21､22）、三軸圧縮試験（図-23）、L 値試験（図-24）を行い、陥没箇所周辺の凝灰岩の風化により強度低下状況を把握した。7）過去の航空写真などから、陥没箇所は地表採掘の埋め戻し場所であることを把握した（写真-7）。8）

一軸圧縮試験などからの破壊の「限界ひずみ」0.2～0.3%（図-25）、強度定数ｃ・φ による「点安全率」（図-26）で破壊の判定を行うこととした。9）陥没箇所の 3 断面（図-27）で 2 次元弾性 FEM 解析を行い（図-28､29、表-3）、せん断ひずみ分布と限界ひずみ（図-30）、点安全率分布（図-31）を把握し、いずれも破壊が生じる結果を得た。10）陥没箇所の地層形状から、2 次元飽和不飽和浸透流解析で陥没前の降雨により坑道上部で 1.5m 程度の地下水位上昇の可能性が示された（図-32a､b）。この場合の FEM 解析で、坑道天端で 0.05%程度のせん断ひずみ増加が推定された（図-33､34）。11）6）～10）に基づき、陥没箇所は地下水が集まりやすい地層形状で、風化や地下水荷重の繰り返しによる岩盤の強度低下が進んでおり、陥没前の降雨を契機として陥没したと推定した。**2. 西墓地全体**（途中）：1）西墓地全体の恒久対策を決定する前に、お彼岸（秋分・春分）などでの墓地開放時の安全が課題となった。2）青年会議所坑道図部分については､坑道内部から坑道の規模を正確に把握した（図-37～39）。3）2）の大規模な坑道について、陥没箇所と同じ FEM 解析を行って安全性を確認した（図-40､41）。4）定点観測（沈下）を継続して異常個所を把握した（図-35､36）。5）雪解け異常個所での空洞位置を推定して掘削調査を行った（写真-9）。**3. 西墓地全体（最終）**：1）聞き取り調査や資料に基づき、いくつかの坑口を把握したが内部調査は困難であった。2）1）以外の西墓地全体については重力探査（面的・測線状）を実施し、重力異常から大規模な坑道の可能性のある位置 6 箇所を推定した（図-47）。3）2）の 6 箇所で、ロータリーパーカッションボーリング（径 15cm）を行い、ボアホールカメラ・レーザー測距により坑道の位置・規模を把握した（図-48～53）。4）調査結果をまとめて西墓地全体の管理計画を決定した（図-54､55）。**対策**：**1. 応急対策**（表-1、2、陥没孔の拡大の懸念）：1）伸縮計（図-1､2）・定点観測（図-3､4）による計測監視。2）立ち入り禁止区域（図-5）。3）安全ロープを張り、軽量クレーンなどを用いて、崩落しそうな墓石を安全な場所に移動した。**2. 陥没箇所**：1）陥没箇所の空洞全体の充填を計画したが（表-4）、国などの補助が得られずに断念し、下記の簡便対策とせざるをえなかった。2）ロータリーパーカッションボーリングによる注入孔（φ15cm）にホースを通して通常の生コンクリートを投入して土砂流動防止の隔壁（円錐形）を造る（写真-10）。その後、陥没口から土砂を投入して陥没部分を閉塞する（図-42～44）。3）閉塞した陥没箇所上部は恒久的に立ち入り禁止とし、沈下したら盛土を追加する（図-45）。4）埋め戻し土砂の、西墓地内の搬入路の安全性を入念に検討した（図-46）。**3. 西墓地全体**：1）空洞の安定度評価①：浅所陥没の限界深度（図-56､57）、安定度評価②：ゆるみ土圧と引張り強度（図-58～60）、安定度評価③：2 次元 FEM 解析結果を空洞長軸長さ／空洞高さと埋土高さで整理した安定領域（図-61､62）、の 3 つの基準を総合的に評価して、各坑道の安定性を評価する方法を用いた。2）調査結果３．3）の結果に、1）の方法を適用して、不安定坑道 6 箇所を選択した（図-63）。3）不安定坑道 6 箇所について（陥没箇所と同じ方法で）、ロータリーパーカッションボーリングによる注入孔にホースを通して通常の生コンクリートを投入し、坑道天端まで十分に到達した円錐形の構造を造る。注入孔の配置は、1）の方法で、注入後の空洞幅が安定となるように決定した（図-64）。坑道内に空隙は残るが、坑道天端を支える構造のため、坑道の長さ・幅を短縮して崩落の危険性を減少させる効果を期待した（図-65､66）。4）3）は応急的な対策であり、今後の長期的な監視が必要である。5）新規の定点観測（沈下）地点を追加して継続監視を行う（図-67､68）。**教訓**：1）坑道が砕石跡であること、土地の権利関係が複雑なことなどから、復旧が国庫補助対象とならなかった。防空壕跡などの空洞対策には補助制度があるが、一般的な空洞対策の法整備が期待される。2）深い位置での空洞に対して、電気探査や弾性波探査は限界があり、ボーリングのみが有効であった。重力探査は空洞の可能性を探るうえで有効である。3）本事例で用いた今回の陥没箇所の安定性評価方法は適切

である。4）空洞が多数ある場合に本事例で用いた安定度評価方法は適切である。

写真-1　陥没状況

写真-2　陥没状況

写真-3　陥没状況

写真-4　上部から見た空洞

写真-5　地層状況

表-1　応急対策の実施状況

①立入禁止区域等の設定（P. 13 参照）

- **陥没区域**……陥没した区域
- **影響区域**……陥没の影響を受けている区域（二次災害の恐れがあり、墓石を移転する必要がある区域）
- **立入禁止区域**……陥没の影響を受けていないが、監視の必要な区域
- **規制区域**……制限付きで開放する区域（自動車は禁止）

〔設定の根拠〕
- 地盤及び墓地の状況
- これまでの観測データー（P. 10～12 参照）
- 足羽山公園西墓地陥没対策検討会、警察・消防当局の意見

②墓石の仮安置（P. 14 参照）

二次災害による墓石の被害を抑止するために実施することが必要。

〔対　　象〕 影響区域の墓石　約 467 基予定（関係 10 寺院　14 個人）
〔場　　所〕 兎越山ユースホステル跡地
西部緑道オープンスクエア
八幡山月見広場　などを予定

〔方　　法〕
関係寺院を通じて対象墓石の所有者から同意
↓
墓石からお骨を取り出し、関係寺院で保管する
↓
業者に委託し、墓石を解体、運搬、仮安置する

〔時　　期〕 第 1 回本部会議後、早急に実施
入山規制の一部解除との調整要する

③入山規制の一部解除（P. 9、13 参照）

規制区域について入山規制を一部解除し、墓参や霊地確認を求める市民、霊地使用者の要望に応える。

〔対　　象〕 規制区域のみ
〔制　　限〕 自動車使用は禁止とし、徒歩のみの入山とする。
9:00～17:00　夜間は禁止　雨天荒天中止
〔保　　安〕 西墓地入口及び西墓地各地点に警備員配置
警報サイレン（伸縮計連動）設置
〔時　　期〕 9／10（土）～9／11（日）
9／17（土）～9／19（祝）
9／23（祝）～9／25（日）
〔根　　拠〕 立入禁止区域等の設定と同じ
〔広　　報〕 報道機関、市ＨＰ等により広く市民に広報

表-2　応急対策の実施状況

月日	曜日	時刻	内　容
8／16	火	5:45	西墓地で陥没発生。市民から 110 番通報
		6:45	公園課職員現場確認
		8:30	通行止め。迂回路の指示
			人、自動車等の被害の調査（警察、消防）
		9:00	墓地所有の寺院に陥没を報告
		10:05	足羽山自動車通行禁止措置
			周辺自治会に連絡、ラジオで市民に通報（不明者の確認）
		10:20	電話にて、市長、正副議長に報告
		13:30	副市長現場視察
		14:30	福井大学荒井教授現場視察
		15:00	市長報告、市長現場視察
		19:50	西墓地陥没に関するＨＰ開設
8／17	水	5：00	警備配置、現場パトロール開始
		5：00	測量調査開始（定点観測、バルーン写真撮影）
		8：30	寺院廻り（墓碑所有者調査、名簿作成）
		10:00	県報告
		13:00	市議会全員協議会報告
			建設部内に西墓地陥没対策連絡会立ち上げ
8／18	木	9:30	西墓地笏谷神社に案内所開設
		13:00	足羽山門前町降口、市民ホールに案内所開設
		13:20	資源エネルギー庁、財務省視察
8／19	金	8:00	伸縮計設置
		11:00	競輪場駐車場に案内所設置
		13:30	国交省都市地域整備局に説明（上京）
		17:00	第 1 回足羽山公園西墓地陥没対策検討会
		18:00	西墓地陥没に関する説明会（墓碑被害関係 9 寺院、5 個人）
8／20	土	14:00	現場監視所設置（2 箇所）
		15:00	定点観測点増数（20 点→34 点）
8／21	日	13:30	西墓地陥没に関する説明会（陥没箇所以外の 72 寺院）
8／22	月	10:00	供養開始（墓碑被害関係寺院、個人。～8／29）
		10:30	市議会災害危機管理特別委員会
8／23	火	11:00	北川顧問弁護士と相談
8／24	水	8:45	全庁体制に向けて協議（総務部、建設部）
8／26	金	7：30	墓碑等回収調査・測量、親綱等敷設作業開始
		9：00	西墓地一部開放に向けて警察・消防と協議
		14:30	霊地安全の通知ハガキ送付
8／29	月	8：30	福井市足羽山公園西墓地陥没対策本部立ち上げ
8／30	火	18:00	西墓地陥没に関する説明会（影響区域 10 寺院、13 個人）
9／2	金	9：00	福井市足羽山公園西墓地陥没対策本部　第 1 回幹事会
9／5	月	10:00	福井市足羽山公園西墓地陥没対策本部　第 1 回本部会議

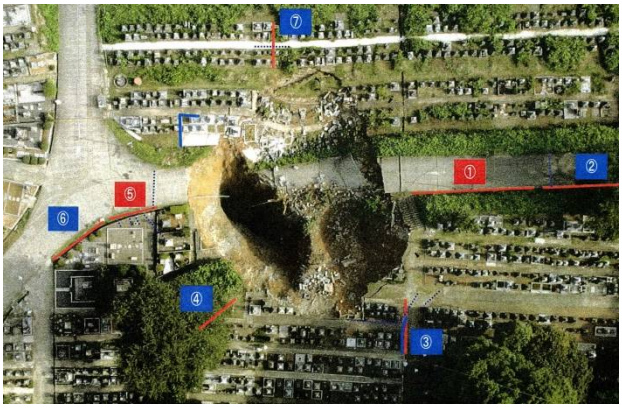


図-1　伸縮計の配置

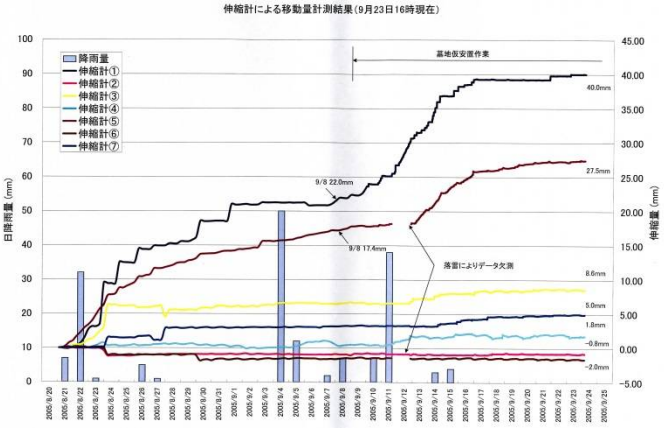


図-2　伸縮計の計測結果

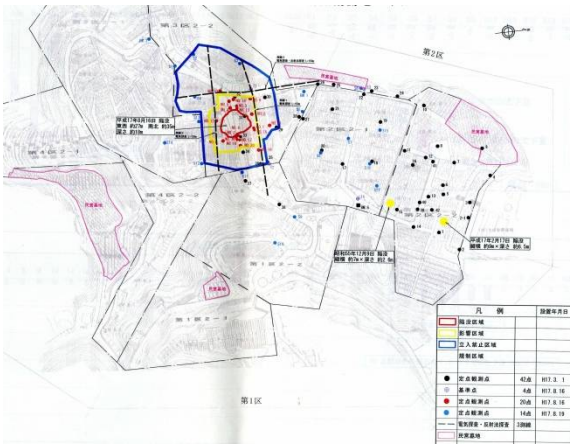


図-3　立ち入り禁止区域と定点観測地点（水準測量）

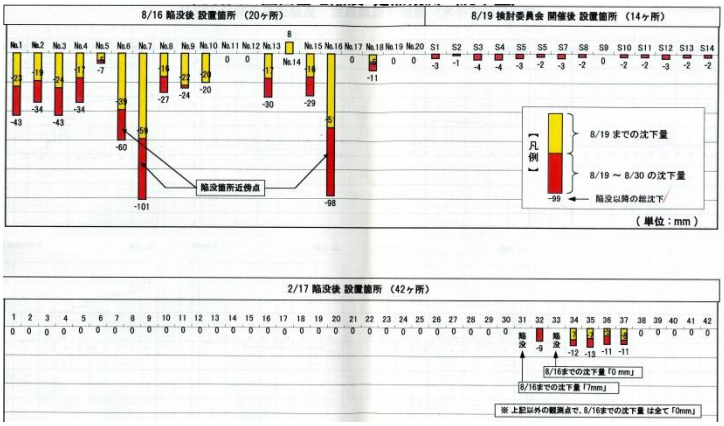


図-4　定点観測（沈下）計測結果（H17 年 8 月）

図-5　立ち入り禁止区域の設定

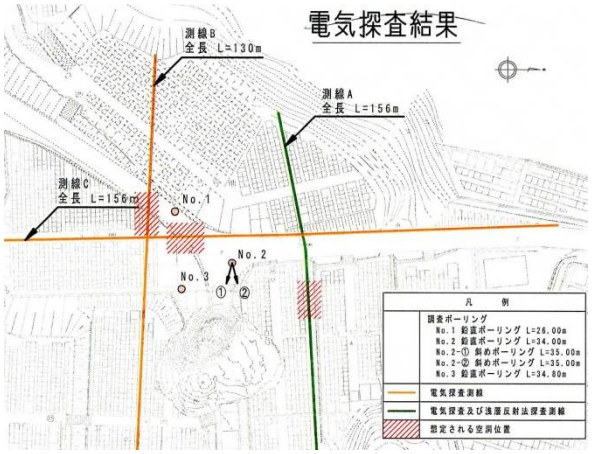
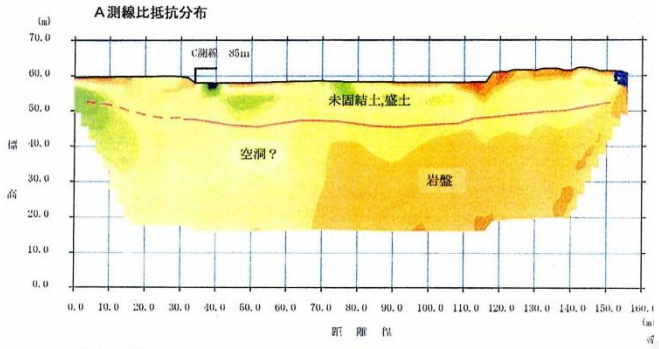
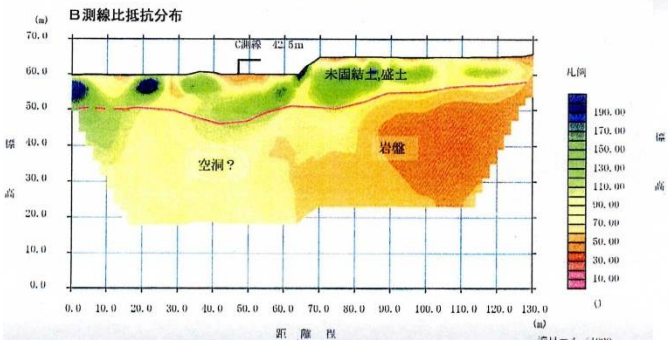


図-6　電気探査による空洞位置の推定





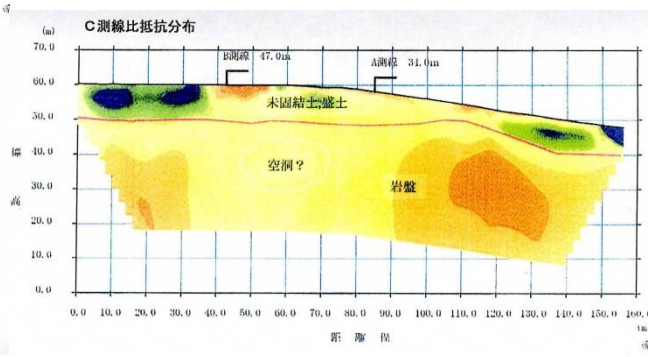


図-7　電気探査の結果

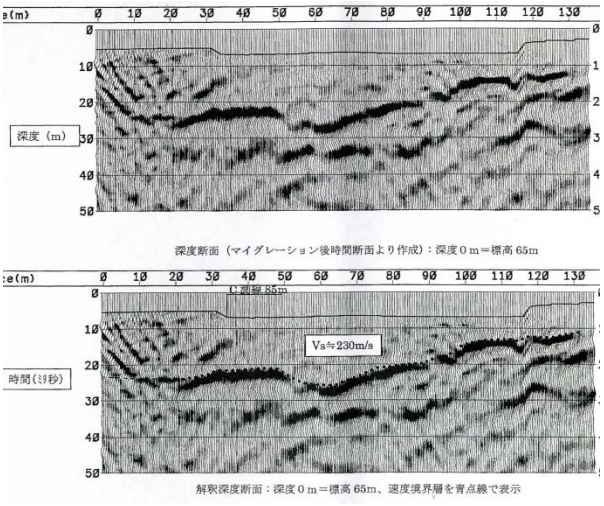


図-8　弾性波探査（反射法）の結果

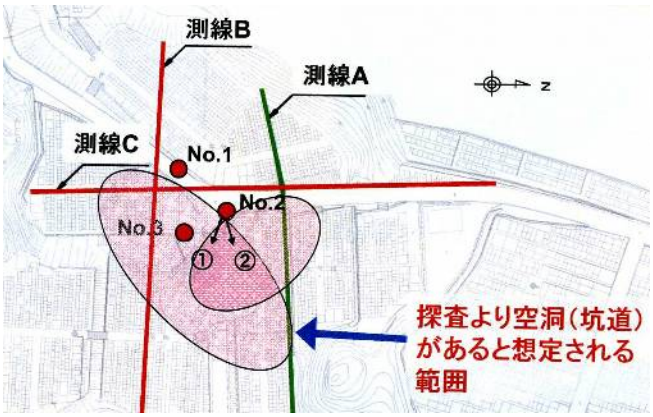


図-9　電気探査と弾性波探査から推定される空洞位置（赤丸はボーリング）

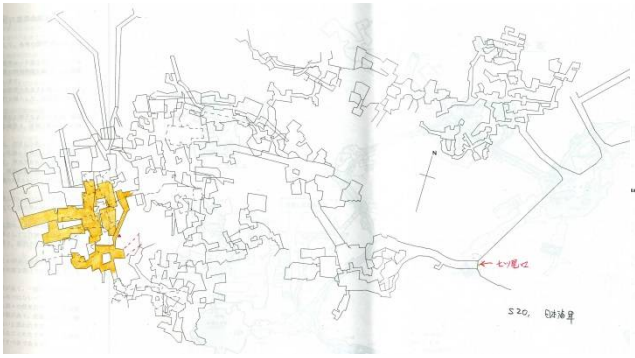


図-10　舞鶴海軍工廠坑道図

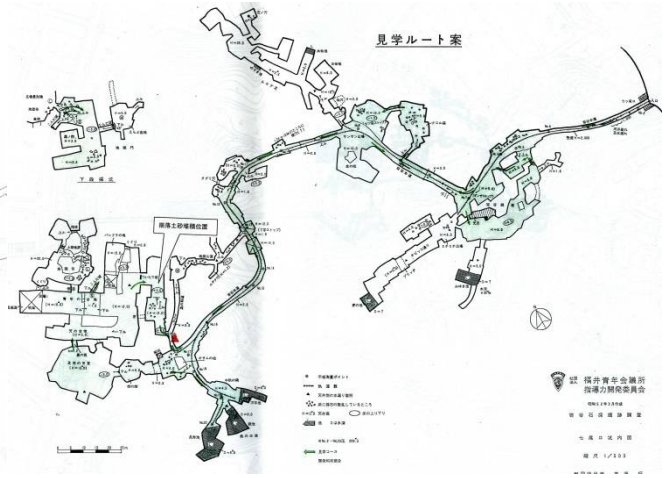


図-11　青年会議所坑道図（昭和 52 年測量）

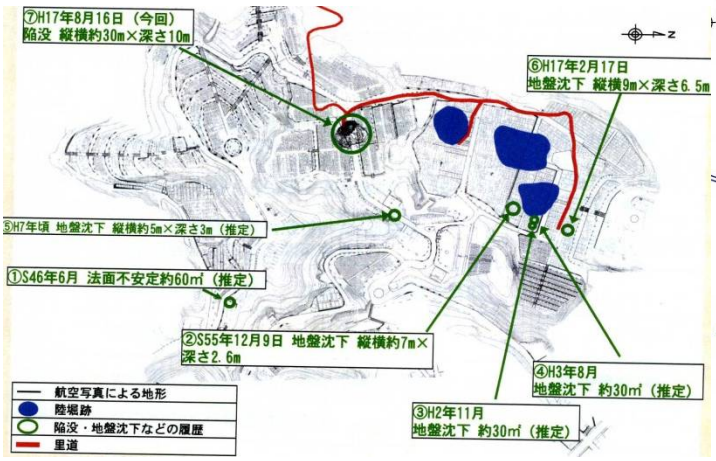


図-12　過去の陥没・沈下の経緯

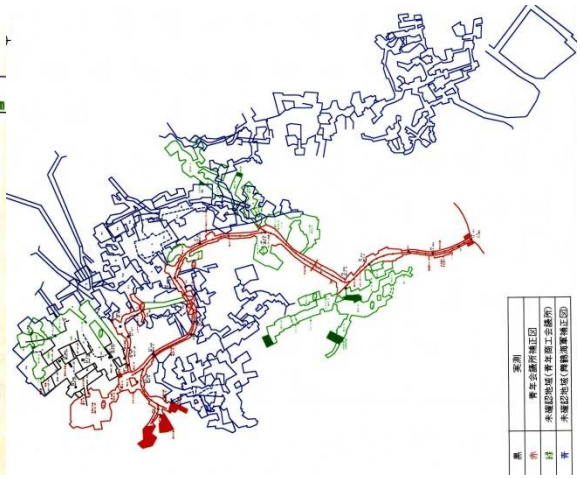


図-13　舞鶴海軍工廠坑道図と青年会議所坑道図の重ね合わせ

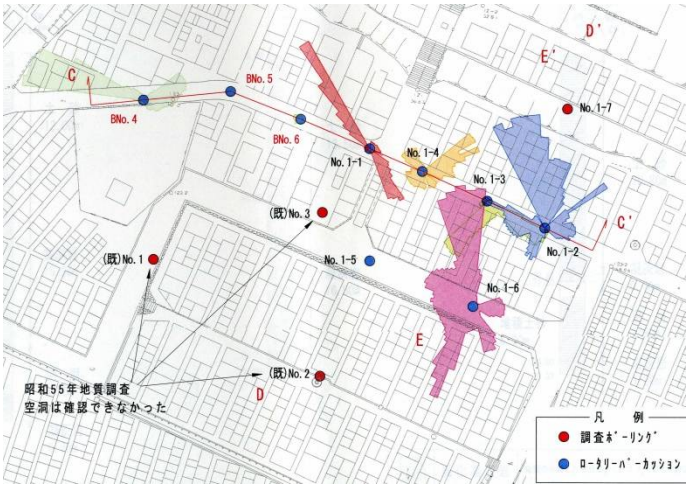


図-14　当初ボーリング配置とボアホールカメラ観測

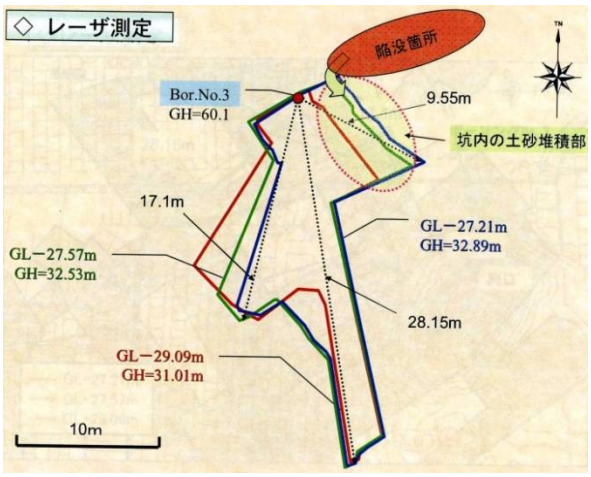


図-15　ボアホールカメラとレーザー計測による空洞壁面位置

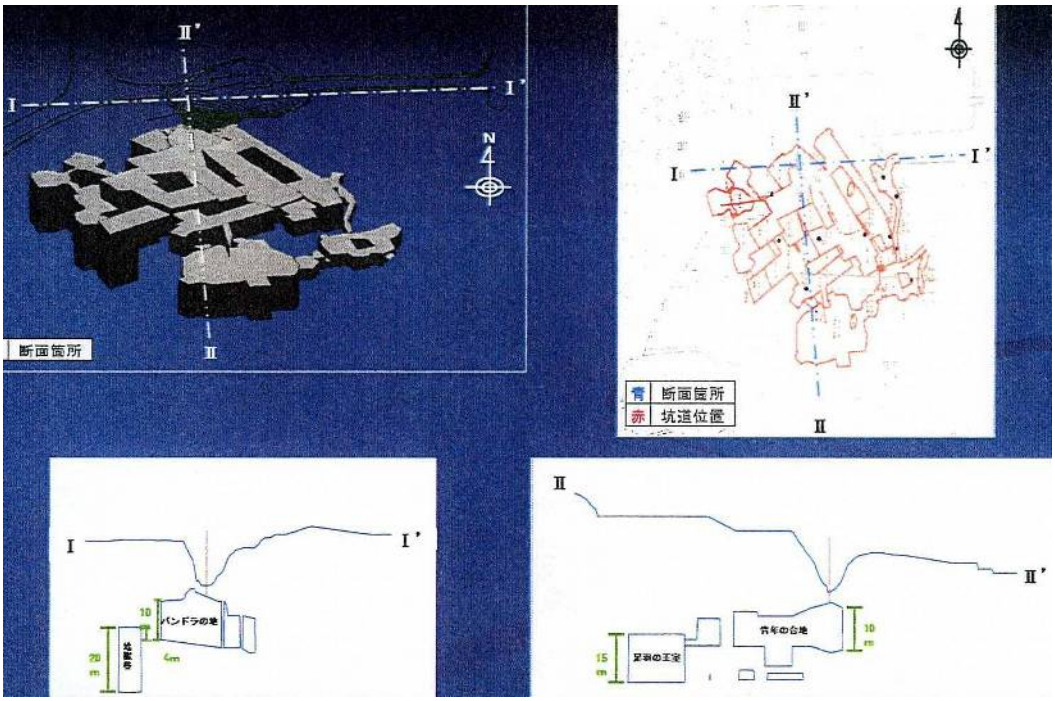


図-16　空洞内測量結果と 3 次元図化

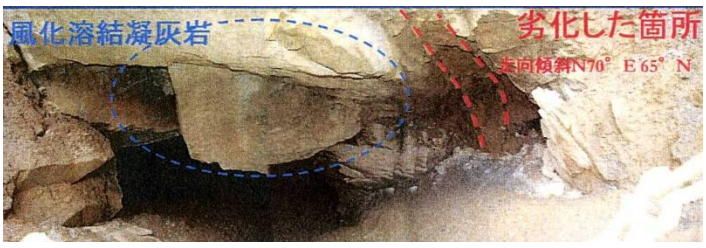


写真-6　空洞天端の状況

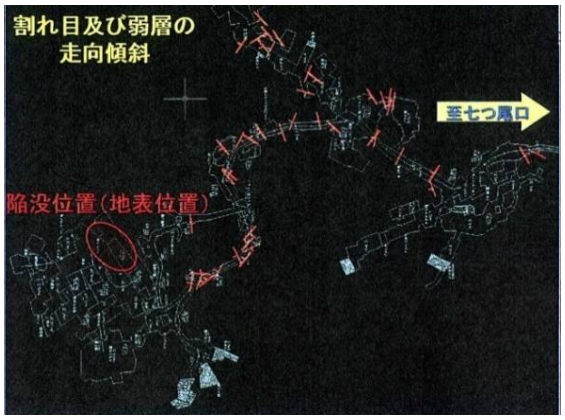


図-17　空洞内観測による割れ目と弱層の走向傾斜

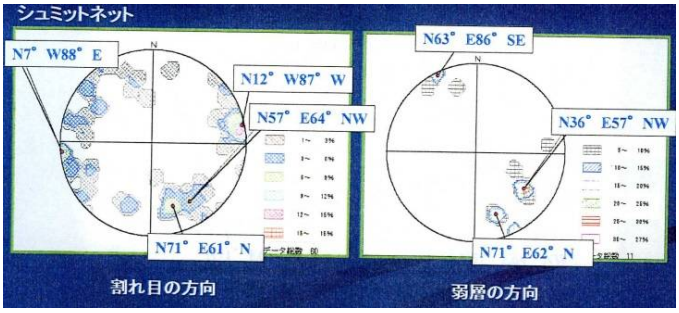


図-18　図-17 のシュミットネット図

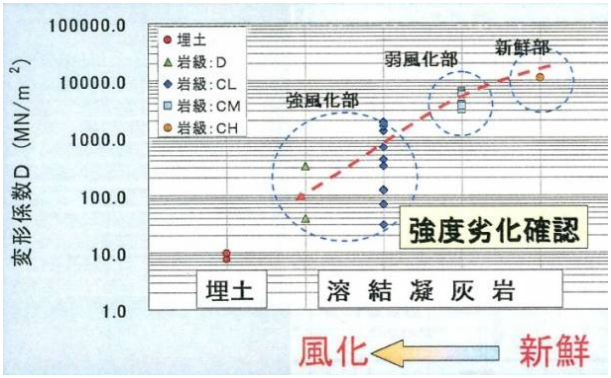


図-19　孔内水平載荷試験の結果

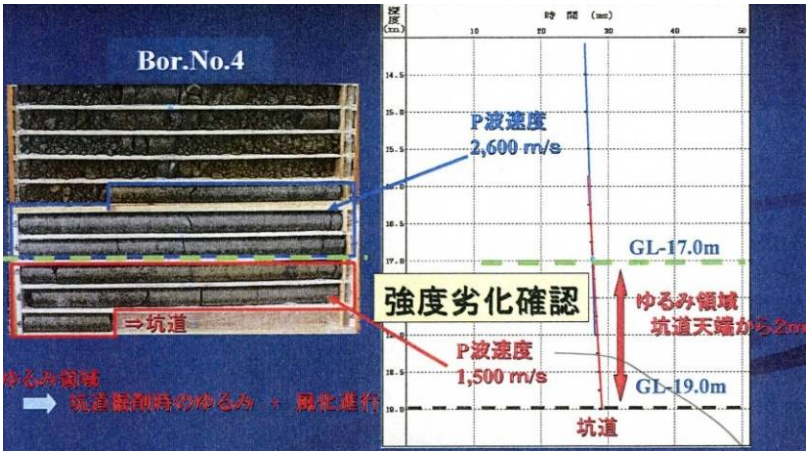


図-20　速度検層の結果

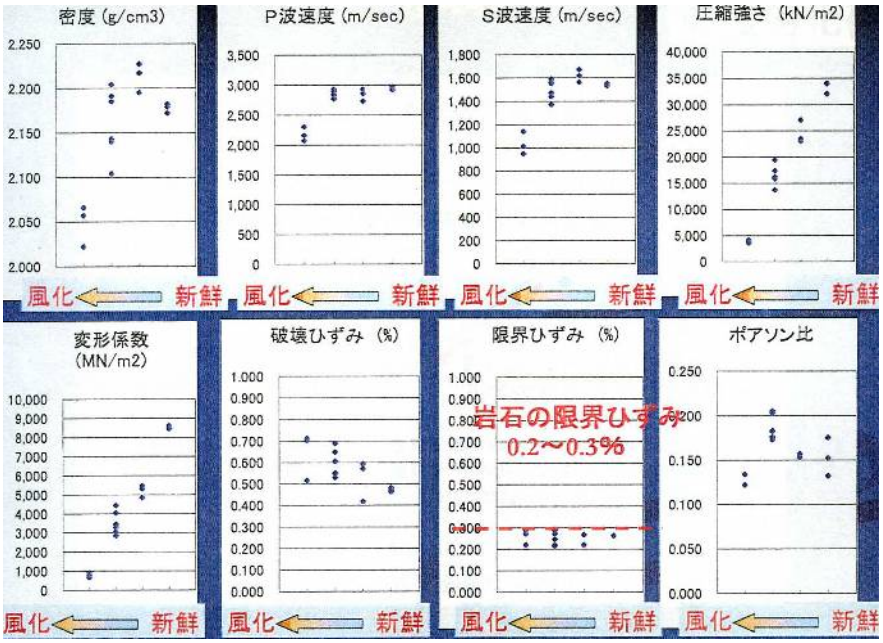


図-21　岩石の室内試験結果

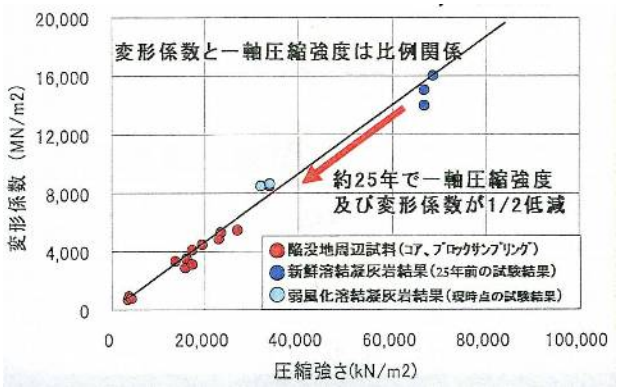


図-22　変形係数と一軸圧縮強度の比例関係による劣化の評価（室内試験）

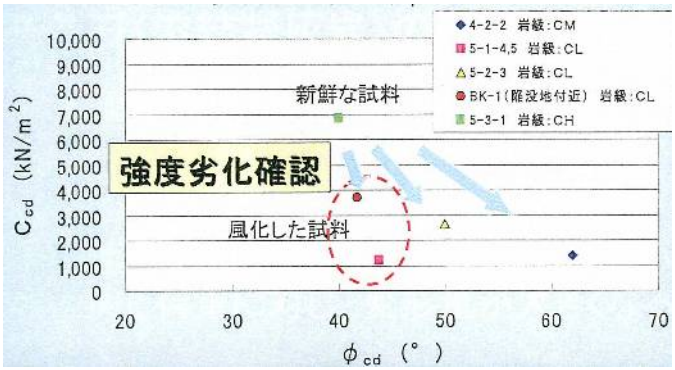


図-23　三軸圧縮試験結果による強度低下の評価（室内試験）

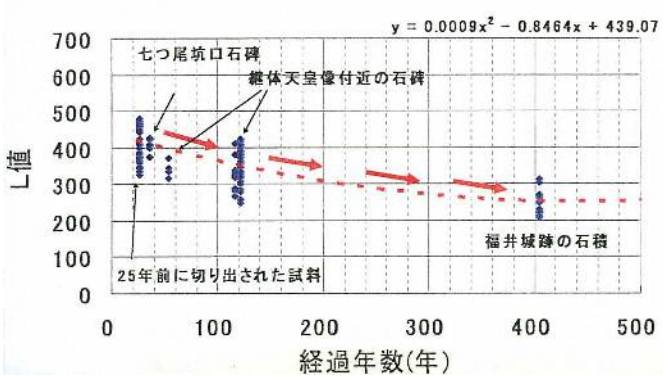


図-24　L 値による劣化の評価（L 値：反発度、強度・変形係数と相関）

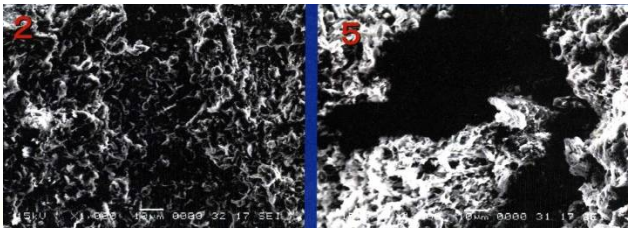


写真-7　電子顕微鏡観察結果
（左：新鮮、右：劣化、空隙大）

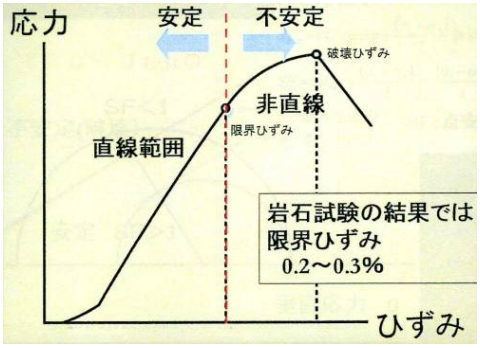


図-25　破壊判定に用いる「限界ひずみ」

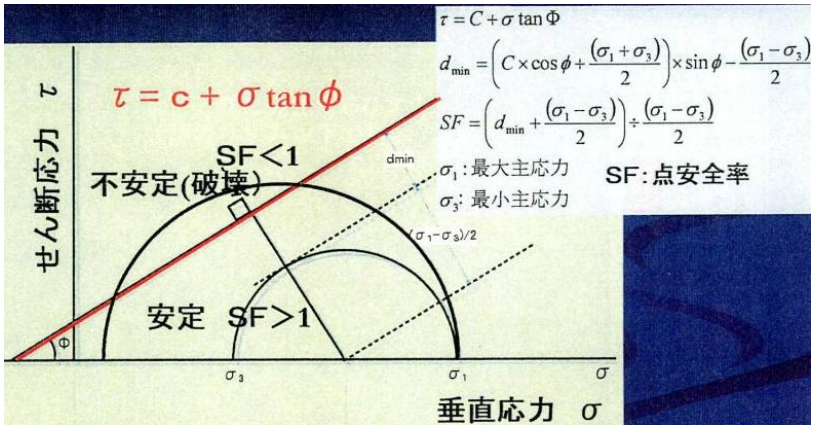


図-26　破壊の判定に用いる「点安全率」

写真-8　陥没付近地表部の埋め戻し状況（航空写真）

図-27　陥没箇所の解析断面の位置

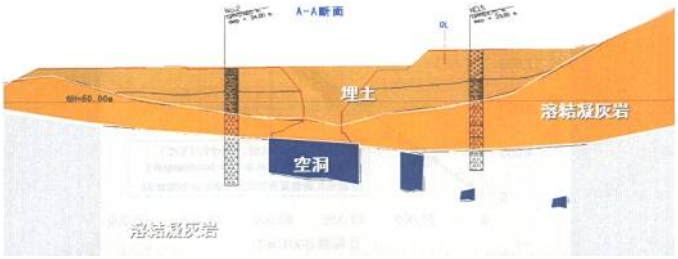


図-28　陥没箇所の解析断面（A－A'）

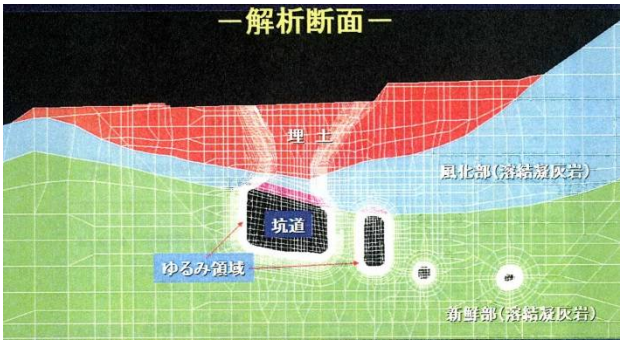


図-29　陥没箇所の FEM 解析断面（A－A'）

解析ステップ	岩種	風化とゆるみ	変形特性 E (MN/m²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MN/m²)	内部摩擦角 φ (°)
自重解析	溶結凝灰岩	新鮮部	8,700	0.15	8.68	40
		風化部	5,900	0.20	5.89	40
掘削解析	溶結凝灰岩	新鮮部	8,700	0.15	8.68	40
		風化部	5,900	0.20	5.89	40
		新鮮部のゆるみ域	6,500	0.20	6.49	40
		風化部のゆるみ域	3,600	0.20	3.59	40
埋土施工後解析	溶結凝灰岩	新鮮部	8,700	0.15	8.68	40
		風化部	5,900	0.20	5.89	40
		新鮮部のゆるみ域	6,500	0.20	6.49	40
		風化部のゆるみ域	3,600	0.20	3.59	40
	埋土		9	0.35	0.00	40
強度劣化時解析	溶結凝灰岩	新鮮部	8,700	0.15	8.68	40
		風化部	**1,800**	0.20	**1.80**	40
		新鮮部のゆるみ域	**1,700**	0.20	**1.70**	40
		風化部のゆるみ域	**120**	0.30	**0.22**	40
	埋土		9	0.35	0.00	40

表-3　FEM 解析で用いた物性定数

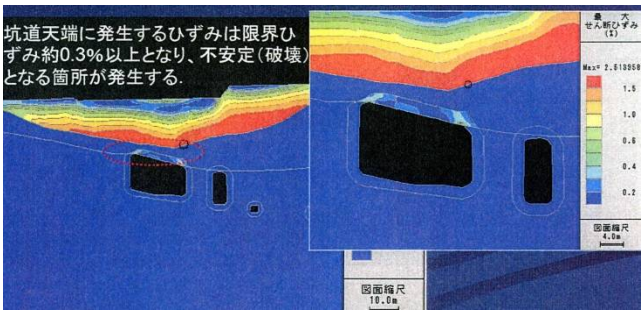


図-30　FEM 解析結果（せん断ひずみの分布と限界ひずみの判定）

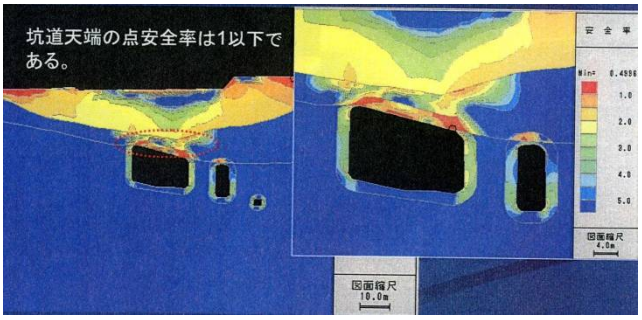


図-31　FEM 解析結果（点安全率の分布と破壊の判定）

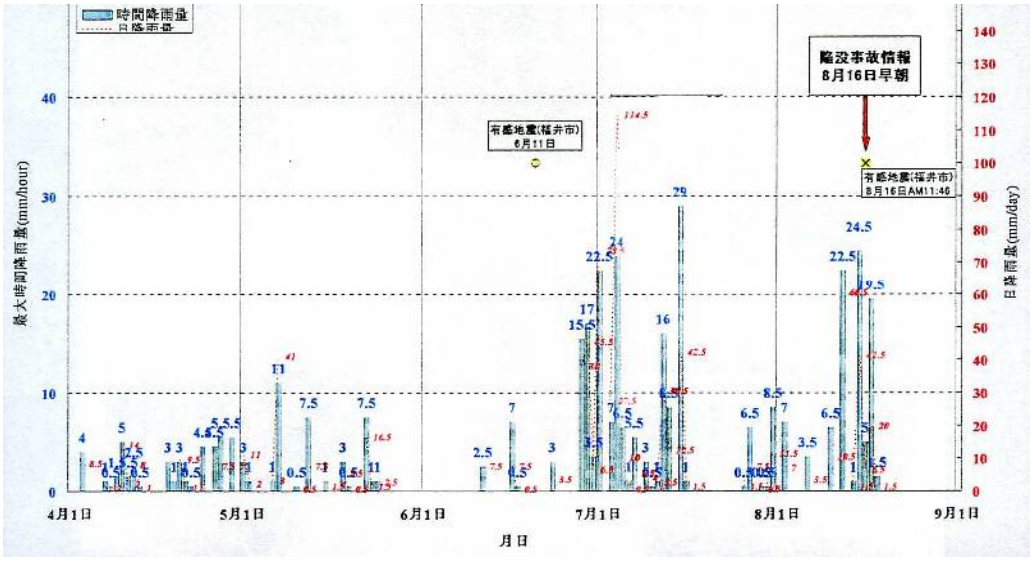


図-32(a)　陥没前の降雨状況

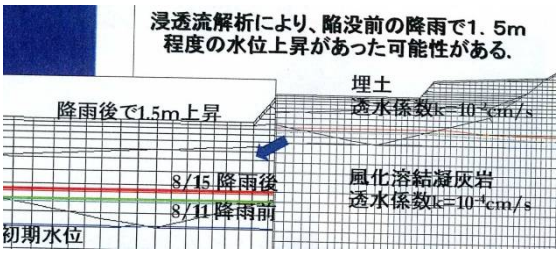


図-32　浸透流解析で推定された、降雨による陥没箇所付近の地下水位上昇

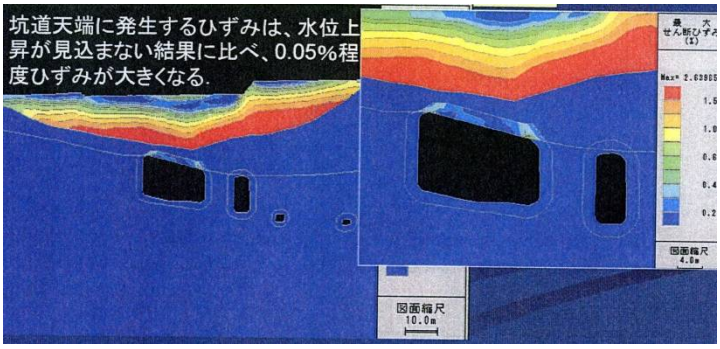


図-33　地下水位が上昇したときのせん断ひずみの分布

×：許容範囲外（陥没）

解析ステップ	A−A'断面		B−B'断面		C−C'断面	
	ひずみ	点安全率	ひずみ	点安全率	ひずみ	点安全率
(1)掘削時	○	○	○	○	○	○
(2)埋土施工完了時	○	○	○	○	○	○
(3)陥没時	×	×	×	×	○	○

図-34　限界ひずみと点安全率による陥没箇所の安定性の判定

図-35　全景と定点観測地点の配置

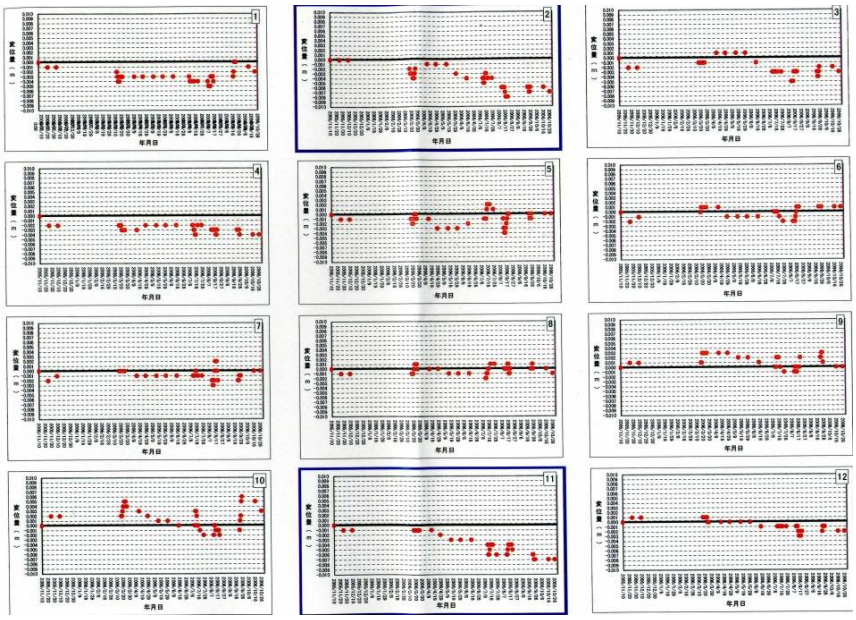


図-36　定点観測（沈下）の結果

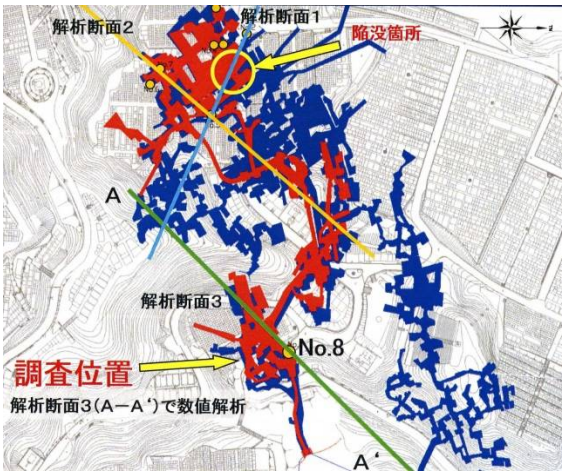


図-37　広範囲の空洞断面把握位置

図-38　広範囲の空洞断面（坑道縦断方向）

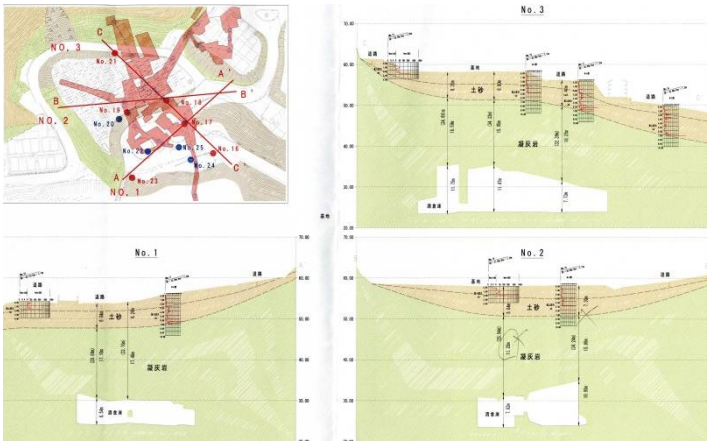


図-39　広範囲の空洞断面

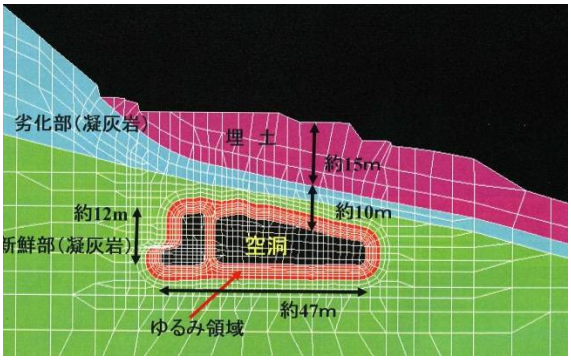


図-40　陥没箇所以外の大空洞の FEM 解析断面

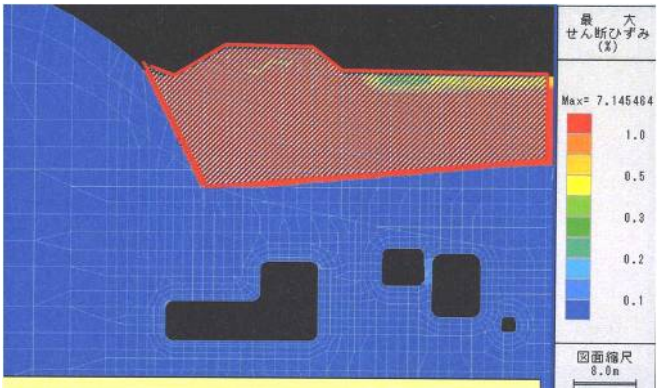


図-41　陥没箇所以外の大空洞の FEM 解析結果（せん断ひずみ分布、降雨による地下水位上昇を考慮、限界ひずみからみて安定と判定）

写真-9　雪解け異常個所での空洞位置推定

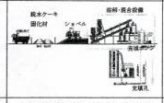
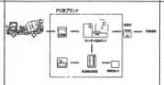
			キラ充填工法	流動化処理工法	気泡混合土工法	セメントベントナイト注入工法	備　考
概要	略　図						
	内　容		キラ充填工法は砕石工場産出の脱水ケーキに木と固化材を混合して製造したスラリー状の埋め戻し材を注入・固化させる工法であり、地下空洞の陥没災害を防止する対策技術として開発された。 専用プラントで埋め戻し材（充填材）を製造し、ボーリング孔より空洞内に注入する。	流動化処理土は発生土に水を加えた泥水に固化材を混合して流動化させた安定処理土で、狭小な空間や縁固めの困難な箇所などの埋め戻し・充填に用いられる。 専用プラントで気泡混合土を製造し、ボーリング孔より空洞内に注入する。	気泡混合土は発生土に水を加えた調整土に固化材を混合して流動化させ、さらに軽量化のため気泡を混合して製造したもので、山岳地や軟弱地盤上での盛土、擁壁・擁壁の裏込め等に用いられる。 専用プラントで気泡混合土を製造し、ボーリング孔より空洞内に注入する。	セメントベントナイト注入工法は、ベントナイトに水とセメントを混合して製造したスラリー状の埋め戻し材を注入する工法であり、薬液注入による地盤改良工法として用いられる。 現地に小規模のプラントを設置し、グラウトポンプによりボーリング孔より空洞内に注入する。	
材料品質	流動性		高流動性	低流動性 （発生土のバラツキにより品質性状が変化しやすい）	低流動性 （消泡により品質性状が変化しやすい）	高流動性	次の場合、埋め戻し材には高い流動性が要求される。 ①坑内の堆積物や天盤崩落等により空洞の閉鎖性が高い、②小土被り・地上構造物のため注入圧を上げられない、③地上構造物により孔間隔を狭められないなど
	単位体積重量		13.5 kN/m³前後	13.5 kN/m³以上	10～12 kN/m³（エアー量による）	13.5 kN/m³前後	分離抵抗性・強度の各工法の違いは少ない。
施工性	注入孔設置工	孔径	φ100 前後	φ100 前後	φ100 前後	小口径（φ25～50）	（孔径）空洞規模、施工規模により最適圧入速度、最適注入孔口径を選定
		孔間隔	20～40m	10～15m	15～20m	5m 程度 （スラリー製造能力より）	（孔間隔）材料の流動性、坑内最大注入圧力より最大孔間隔を決定。現地施工可能な間隔か検討する必要がある。地上構造物により孔間隔が確保できない場合がある
	製造プラント	時間最大製造能力	100m³/h	60m³/h	60m³/h	6m³/h	
	注入工	注入速度	注入速度が速い。	低流動性のため、注入速度を上げられない。	注入圧が高くなると消泡するため、注入速度を上げられない。	注入速度が遅い。	施工規模により必要注入速度を設定し、適応した工法を選定する必要がある。
		空洞条件	比較的狭い空洞にも流動性が高いため適す。	空洞水がある場合、特殊配合で可能。 狭い空洞では注入圧が高くなりやすい。	空洞水がある場合、特殊配合で可能。	特に崩落等狭い空洞に対して緻密な充填ができる。	
社会貢献性（副産物のリサイクル）			砕石工場産脱水ケーキの利用	発生土の利用	発生土の利用		
環境安全性（水質影響）			特に水質影響は認められない	特に水質影響は認められない	特に水質影響は認められない	特に水質影響は認められない	
経済性	一般的傾向		大中規模の工事では安価	小中規模の工事では安価	小中規模の工事では安価	小規模な工事では安価	各工法とも、固定費および施工規模による変動費が大きく異なる。 ここに示した直工単価の金額は、地下5～25m、容量9,800m³（空洞率70%、空洞高14m）の空洞充填を注入孔を通してスラリーで埋め戻す場合の1つの例で、注入孔設置工、埋め戻し（材工）、確認ボーリング工、仮設備設置・撤去工、仮設ヤード整備工よりなる。
	直工単価		／m³	／m³	円／m³	円／m³	
総合評価			もともと空洞埋め戻し用に開発された工法である。 大・中規模な空洞埋め戻しに適し、様々な空洞条件に適応可能である。	開削工事における狭隘部の埋め戻しに多く用いられるが、空洞埋め戻しでは中・小規模空洞に適す。 空洞水がある場合や崩落跡等がある場合には適さない。	軟弱地盤上での盛土や擁壁等の裏込めに多く用いられるが、空洞埋め戻しでは中・小規模空洞に適す。 空洞水がある場合や崩落跡等がある場合には適さない。	薬液注入による地盤改良工法として用いられるが、空洞埋め戻しでは小規模の埋め戻しに適し、大・中規模には適さない。 特に崩落跡等があるような狭い空洞の場合に向いている。	

表-4　充填工法の比較

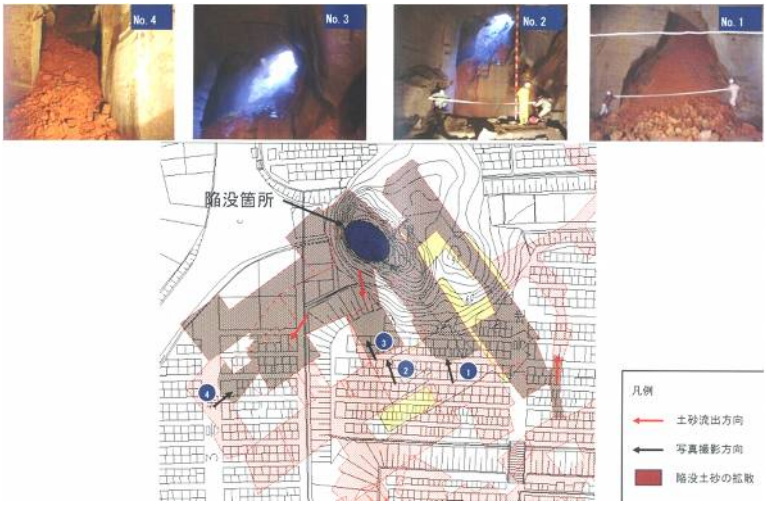


図-42　陥没箇所内部の状況

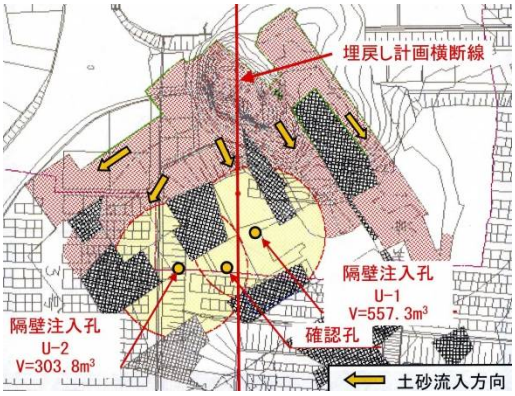


図-43　陥没箇所の埋め戻し計画平面図

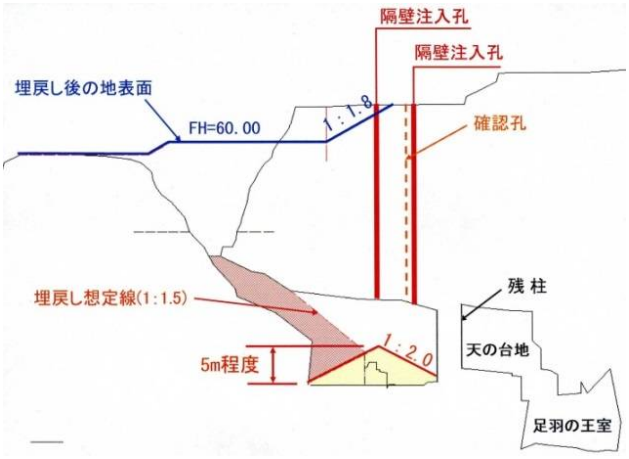


図-44　陥没箇所の埋め戻し計画断面図

写真-10　コンクリート注入状況

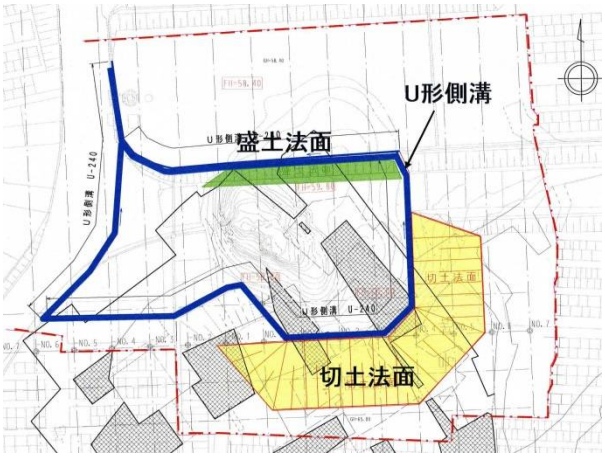


図-45　陥没箇所の埋め戻し後の地表部処理

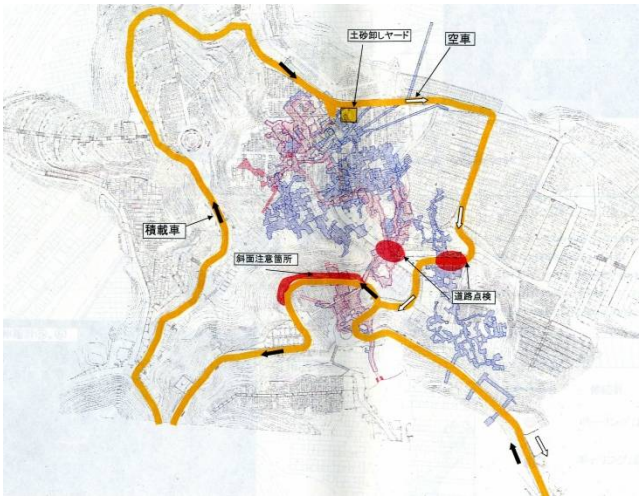


図-46　陥没箇所の埋め戻し土砂搬入路と空洞位置

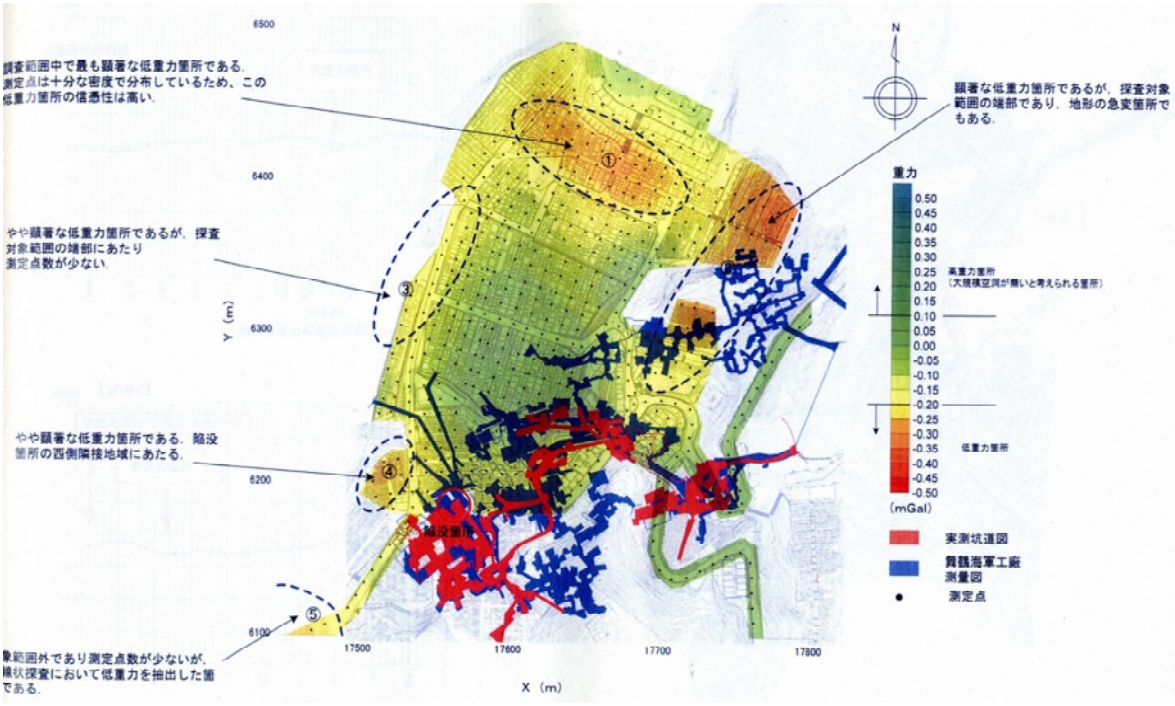


図-47　重力探査の結果

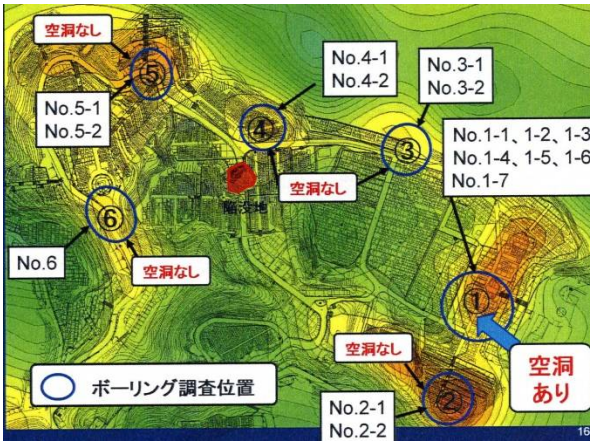


図-48　重力探査異常個所に対するボーリング結果

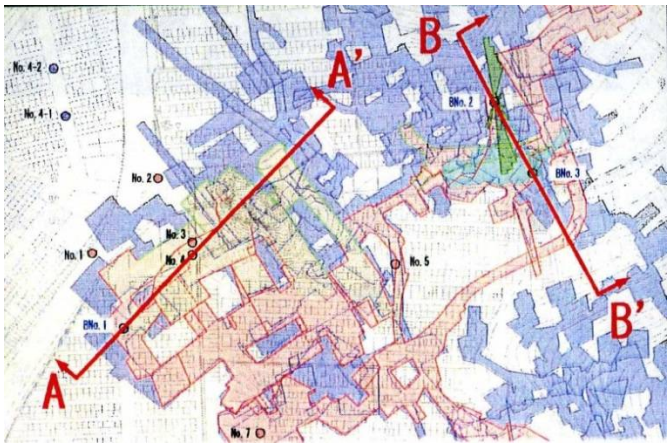


図-49　陥没箇所付近の空洞調査の位置

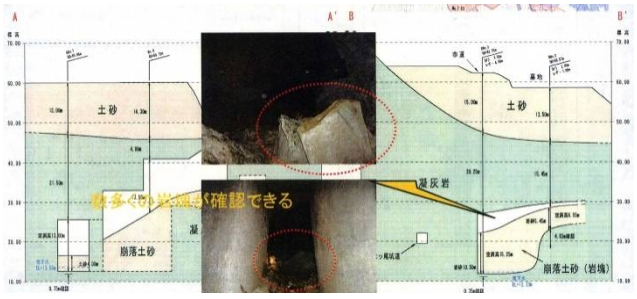


図-50　陥没箇所付近のボーリング結果（図-49 の位置）

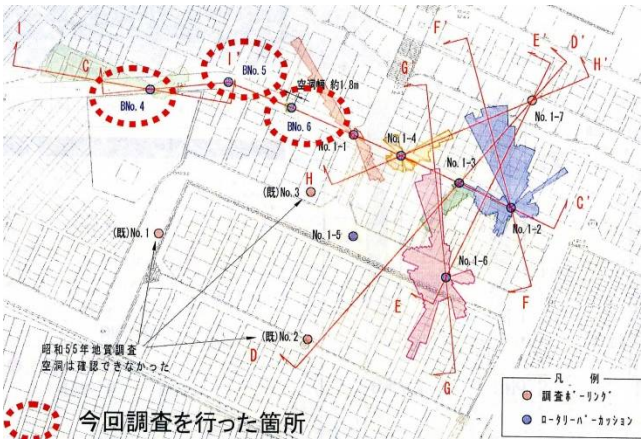


図-51　空洞断面の位置（低重力区域①付近）

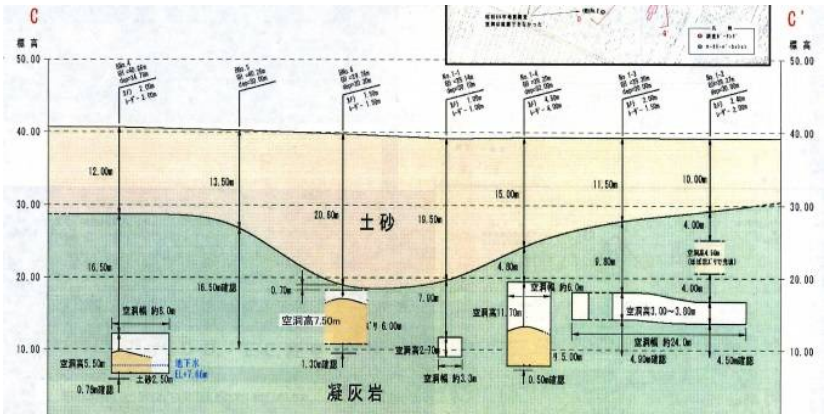


図-52　重力探査異常個所に対するボーリング結果（図-51　C－C'断面）

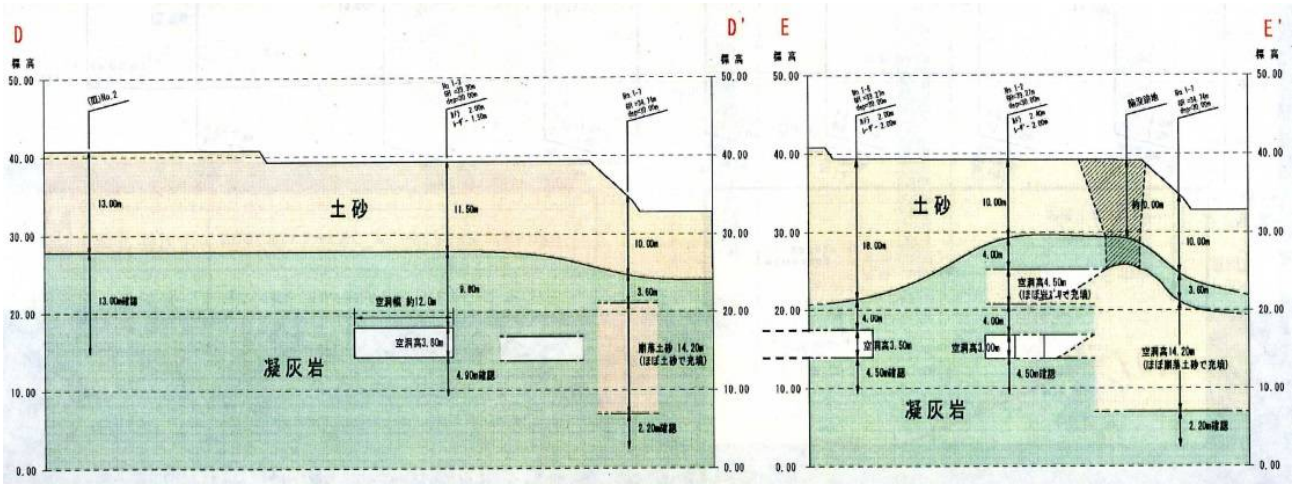


図-53　重力探査異常個所に対するボーリング結果（図-50　その他断面）

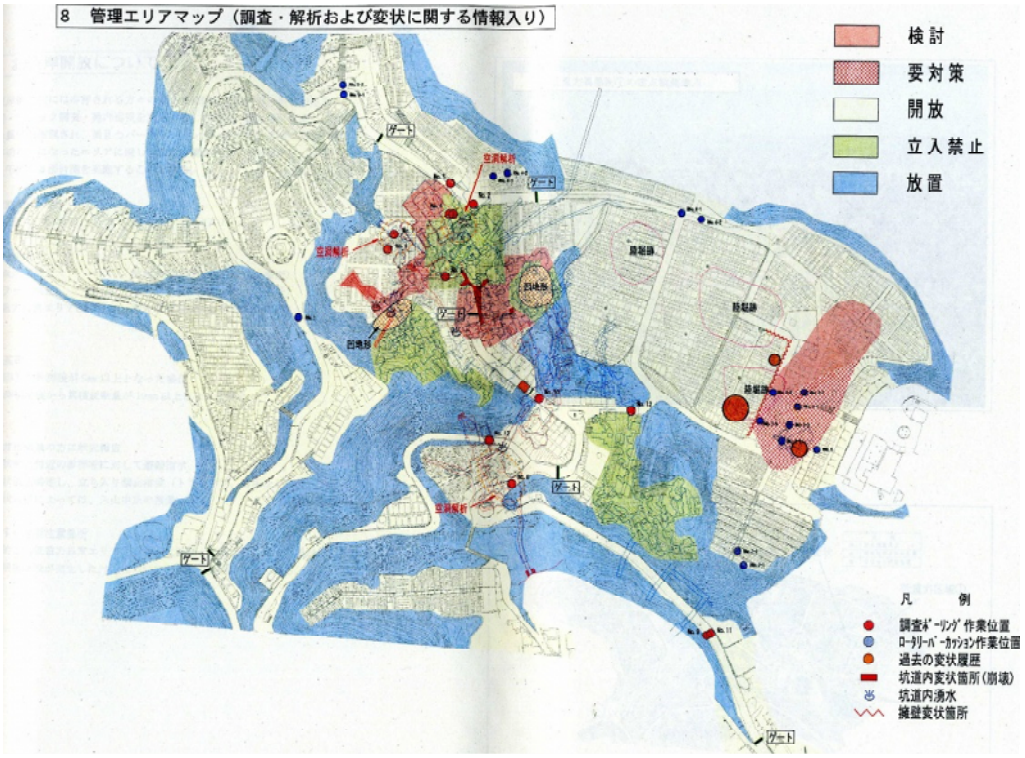


図-54　管理平面図

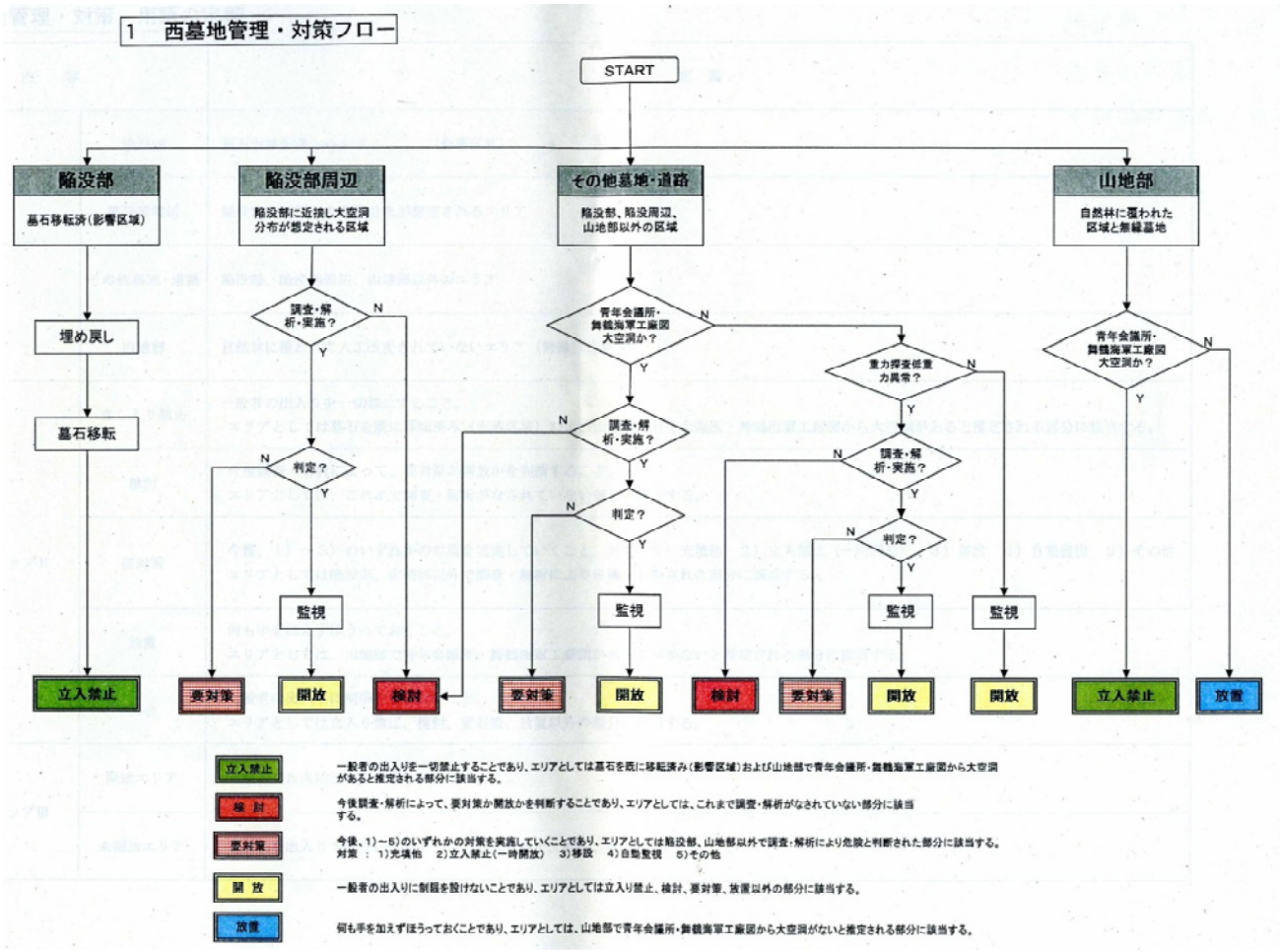


図-55　管理の考え方

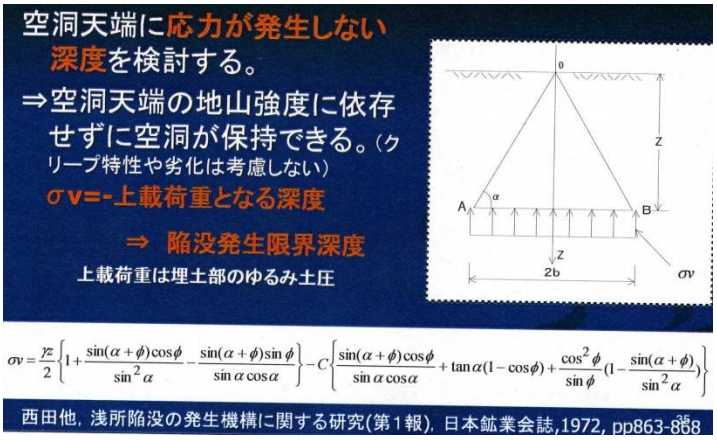


図-56　空洞の安定度評価①（AB：空洞天端面、AO､BO：すべり面、上載荷重・自重とすべり面の抵抗力から鉛直応力 σ_v を計算）

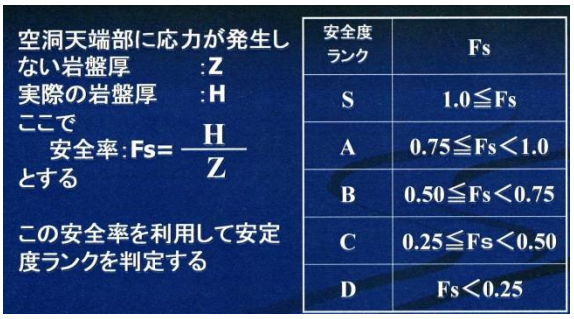


図-57　空洞の安定度評価①（図-54 で σ_v=0 となる Z を計算）

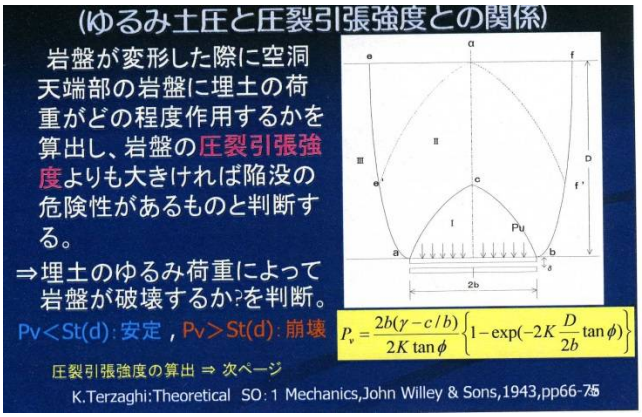


図-58　空洞の安定度評価②

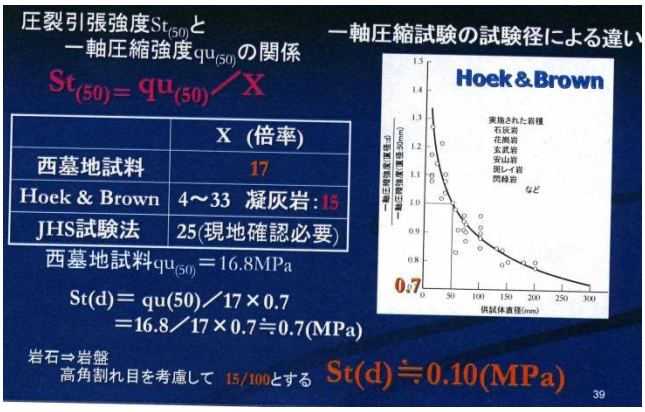


図-59　空洞の安定度評価②（圧裂引張強度の推定方法）

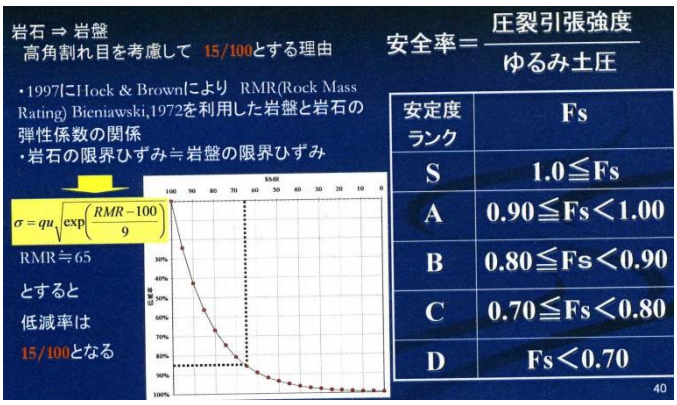


図-60　空洞の安定度評価②

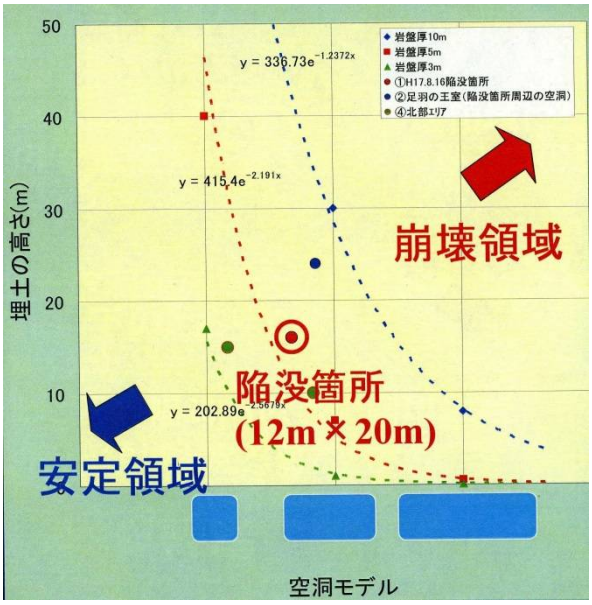


図-61　空洞の安定度評価③（空洞モデルと FEM による安定領域）

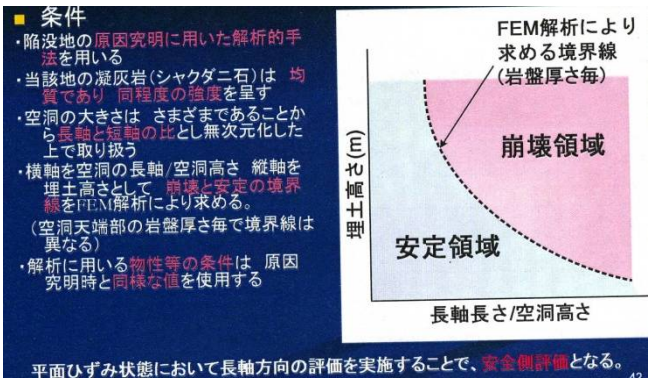


図-62　空洞の安定度評価③（空洞モデルと FEM による安定領域）

図-63　安定度評価①～③による安定性の評価結果

		安定となる空洞幅（最大値）				
		⑧	⑩	⑫	⑬	⑭
ア	安定度評価③（安定となるための最大空洞幅）	13.4m	10.8m	10.2m	6.0m	3.5m
イ	対策施工後の空洞幅（最大）	7.7m	7.8m	7.0m	6.0m	3.5m
空洞幅による判定 ア≧イであればOK		OK	OK	OK	OK	OK
総合評価		S	S	S	S	S

図-64　安定度評価③と、コンクリート注入後の空洞幅

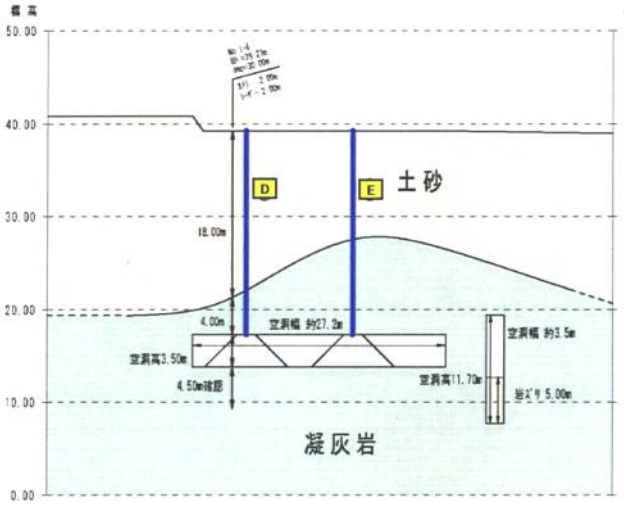


図-65　コンクリート注入

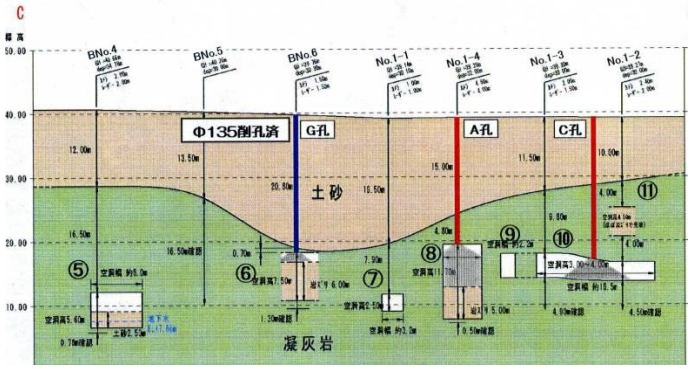


図-66　コンクリート注入

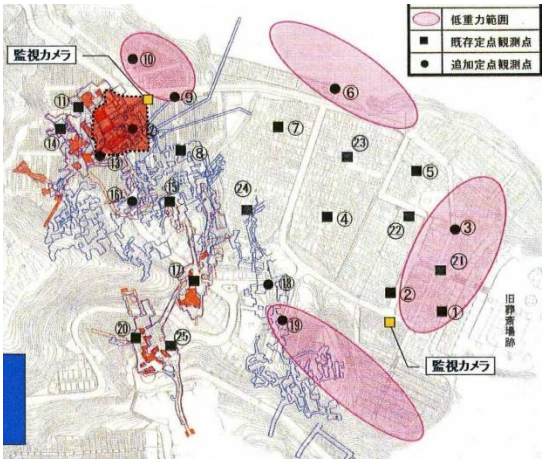


図-67　定点観測 25 点（月 1 回）と監視カメラ

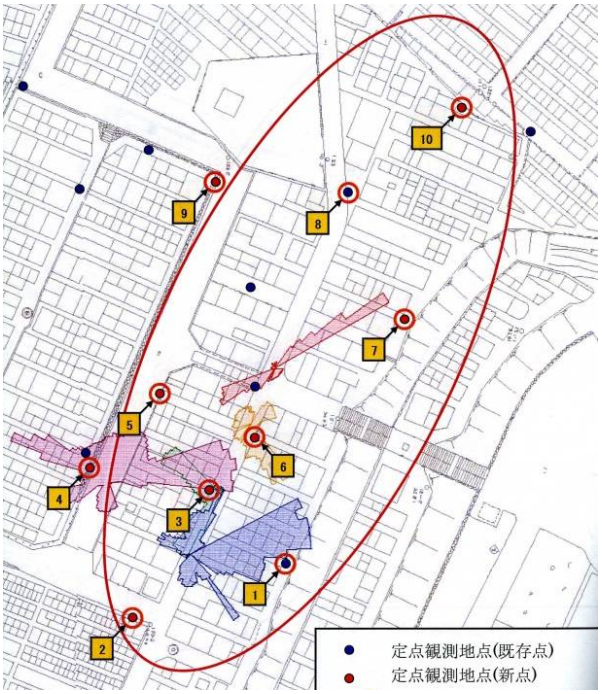


図-68　低重力区域①での定点観測位置

3）深い位置での空洞に対する電気探査や弾性波探査は限界、ボーリングは確実、重力探査は空洞の可能性を探るうえで有効

【事例 7-2②】 2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地

【事例 7-2②】参照。

4）空洞の簡便な安定度評価方法

【事例 7-2②】 2005 年 8 月、福井市 足羽山公園西墓地

【事例 7-2②】参照。