

3.2 ダム軸周辺仮設法面対策工設計

実施工時に、ダム軸周辺の非常用洪水吐き導流部基礎掘削を進めていったところ、底盤標高まで掘削を進めた段階で左岸頂部に設置していたひずみ計及び孔内傾斜計の変位速度が増加した(2017年12月上旬)。

また、変位速度が増加した2017年12月上旬は左岸頂部の掘削は行っておらず、まとまった降雨もなかったことから、左岸頂部のすべり線は非常用洪水吐き導流部仮設法面まで伸びていることが想定された。

以上を踏まえ、本検討ではダム供用後の左岸頂部法面の安定性向上も考慮した仮設法面部の法面対策工検討を行った。

なお、本検討は施工時のグラウンドアンカー材料発注や全体工程の都合により平成30年3月中旬までの計測データ及び調査情報に基づき検討を行ったものであり、その後実施された(検討時には調査中であった)調査ボーリングや追加設置した地下水位計データに基づく検証計算を別途後述する3.3節にて実施した。

3.2.1 すべり面の推定

(1) クラック発生状況

非常用洪水吐き部の法面において、平成29年12月11日にモルタル吹付法面にクラックが発生したことを確認した。クラック発生位置は、左岸頂部法面から連続するF-13断層沿い及びその下流側に発生している(図-3.2.1参照)。

F-13断層及びその下流側については、F-11断層、F-12断層、F-17断層等が密集し、全体的に破砕作用を受けて割れ目が多く発達しており、そのような岩盤性状の範囲にて変位が発生しているものと考えられる。

(2) 計測設備計測データによる考察

図-3.2.9～図-3.2.14に左岸頂部に設置されている計測設備の時系列図を示す。No.1、No.7のひずみ計及びNo.5の孔内傾斜計のひずみ量が大きいことが分かる。また、No.7及びNo.5はF-13断層部で変位が生じている。

一方No.1の変位発生箇所は断層部ではないが、図-3.2.15に示す重ね合わせ図をみると、それぞれの変位は連動していることが分かる。

さらに、2017年12月の変位速度の増加発生時には降雨がなく、非常用洪水吐き導流部の掘削を進めた際に変位量が増加した。以上のことより、左岸頂部のすべり面はダム天端以下まで連続していることが考えられた。

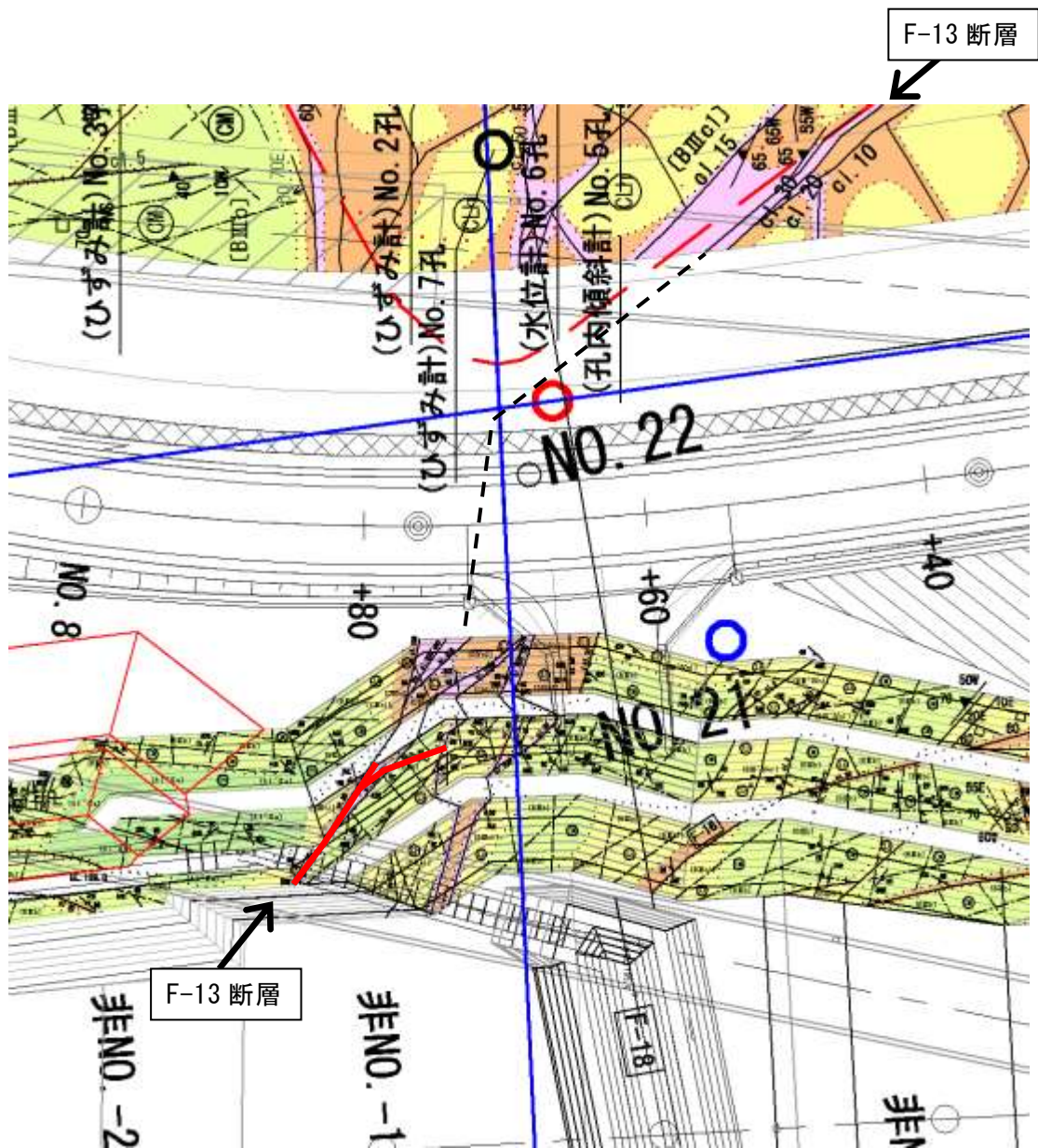


図- 3.2.1 クラック発生位置図

(3) 追加調査ボーリング結果

追加調査ボーリング No. 9 孔においては、深度 16. 20m～16. 30m と深度 22. 50m～22. 60m にかけて破碎部が認められ、その破碎部より下位では概ね新鮮で硬質なコア性状が認められることから、それらの深度がすべり面であると考えられる。

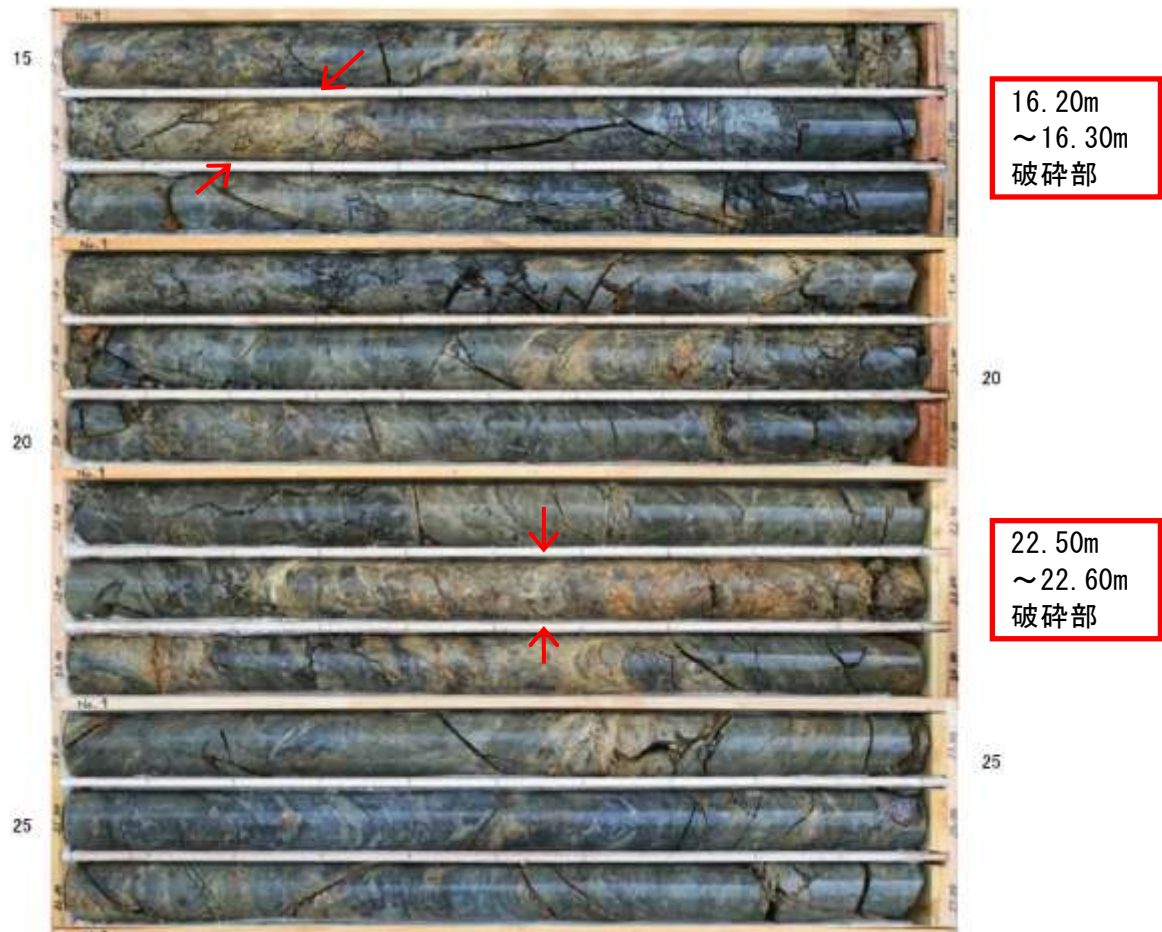


図- 3. 2. 2 No. 9 孔におけるすべり面付近のコア写真

追加調査ボーリング No. 10 孔においては、深度 14.90m～15.00m にかけて破砕部が認められ、その破砕部より上位では割れ目の褐色化が認められることから、14.90m～15.00m の破砕部がすべり面であると考えられる。

また、深度 18.25m～18.35m に F-19 断層が分布しており、F-19 断層を境にして岩盤性状（割れ目の発達状況）が大きく異なるため、すべり面の可能性がある。

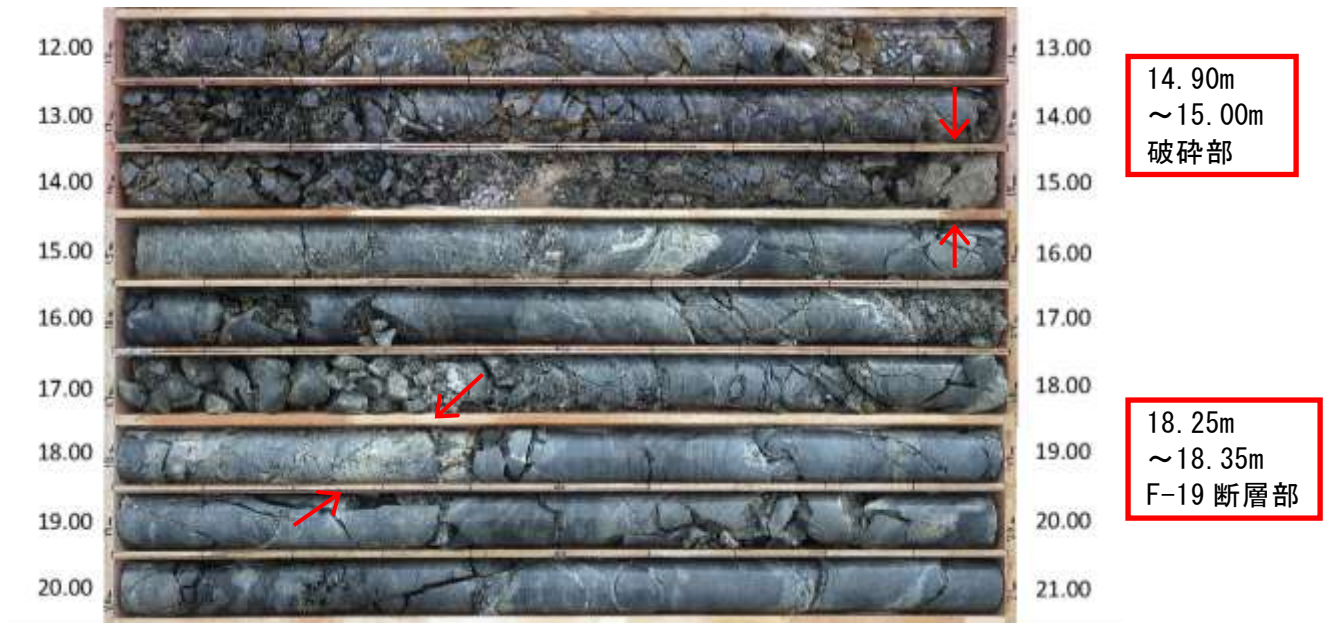


図- 3.2.3 No. 10 孔におけるすべり面付近のコア写真

(4) すべり面の設定

以上を踏まえて、本検討では、図- 3.2.6 に示すすべり線によって変位が生じたと想定し、法面对策工検討を行うこととした。

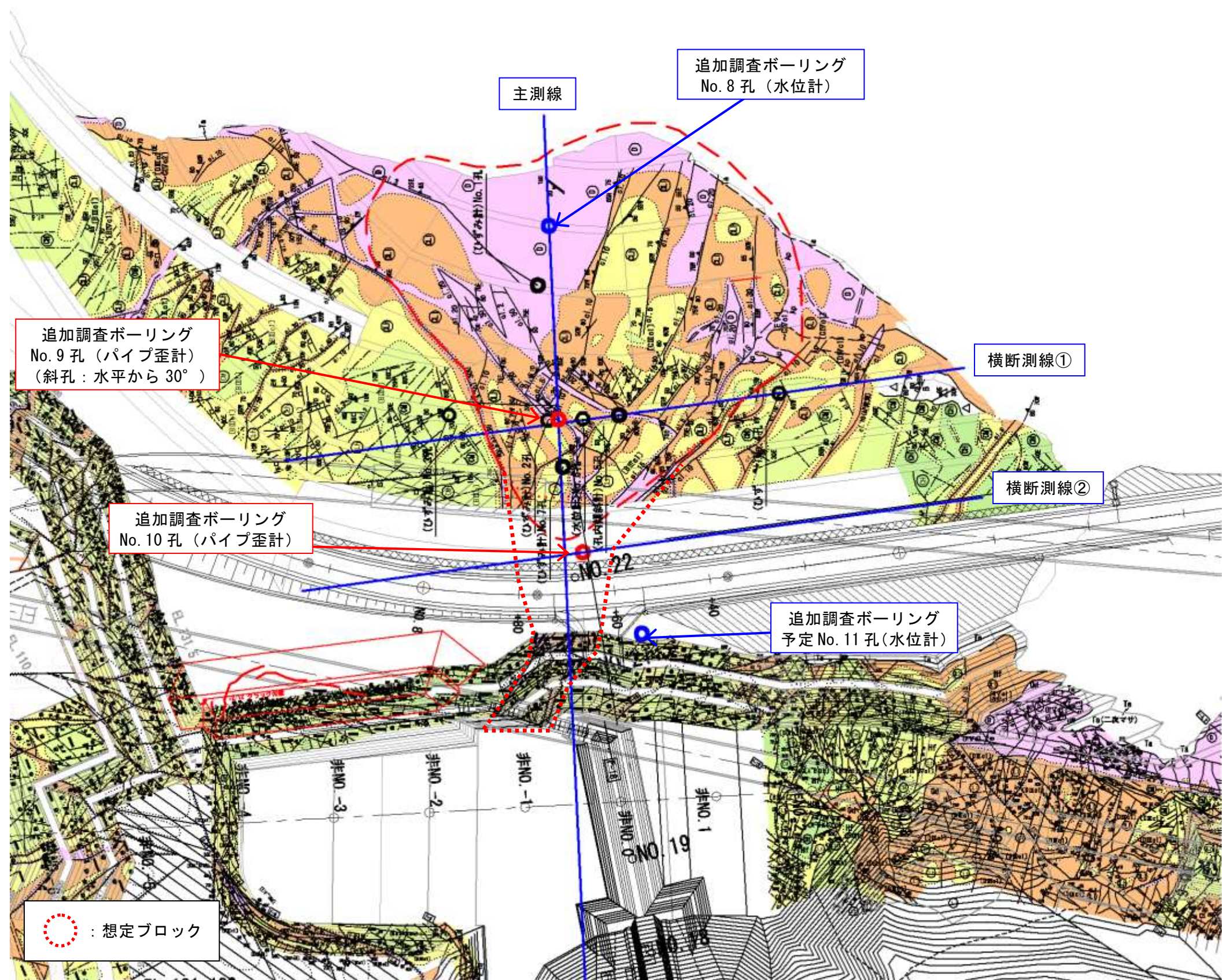


図- 3.2.4 左岸頂部周辺調査位置図

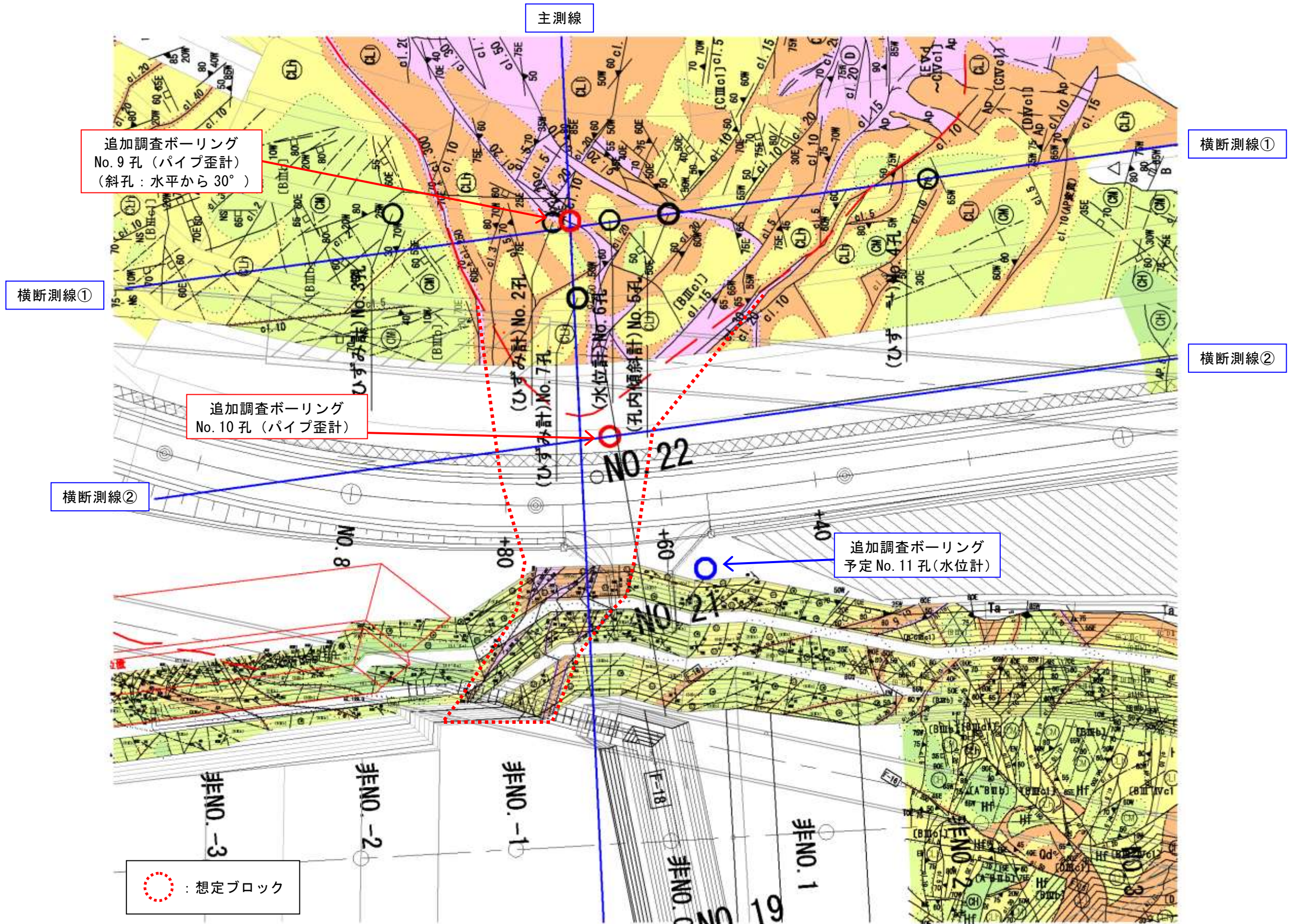


図- 3.2.5 左岸頂部周辺調査位置図

横断測線①

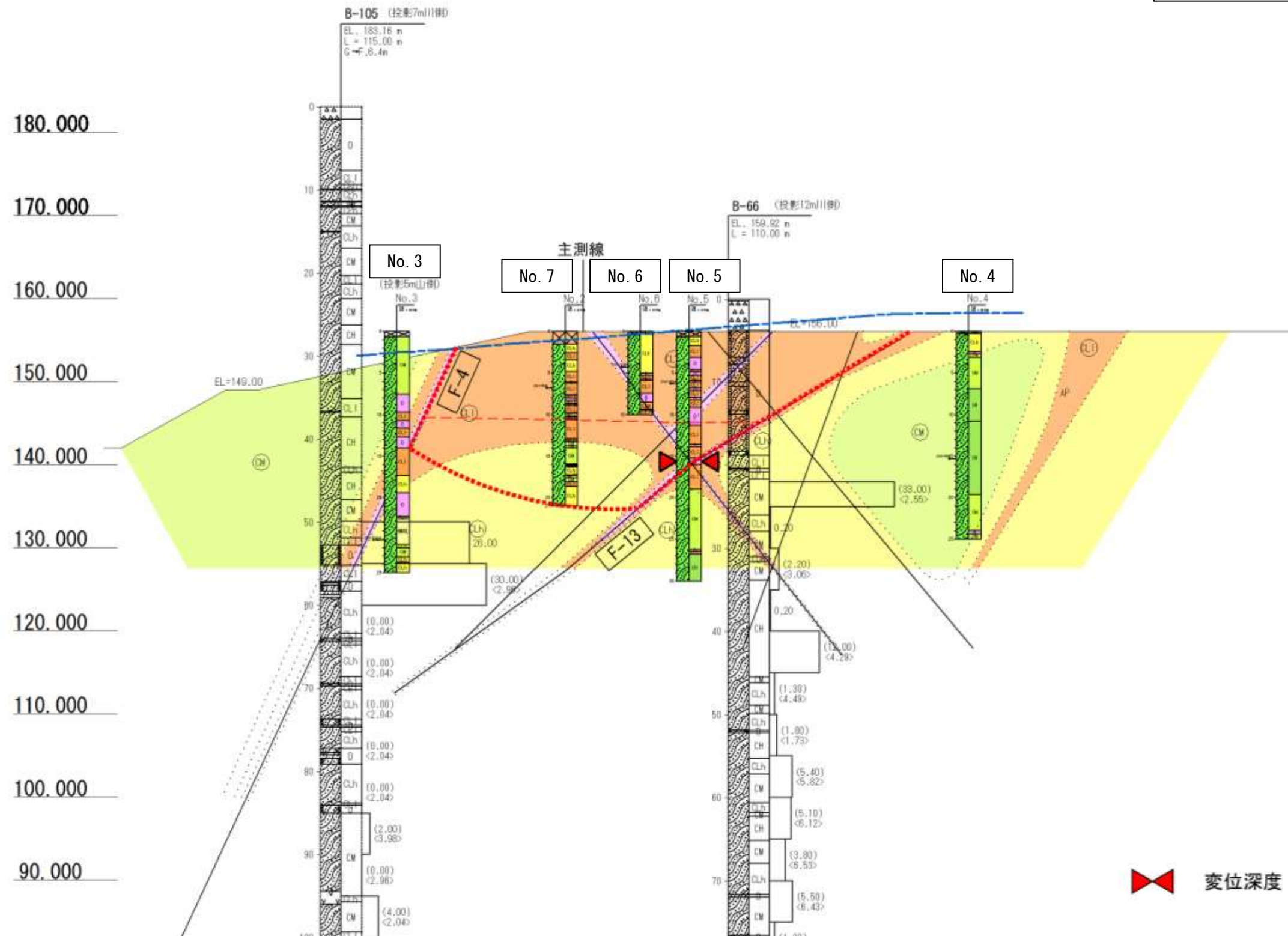


図- 3.2.7 左岸頂部 横断測線①断面図

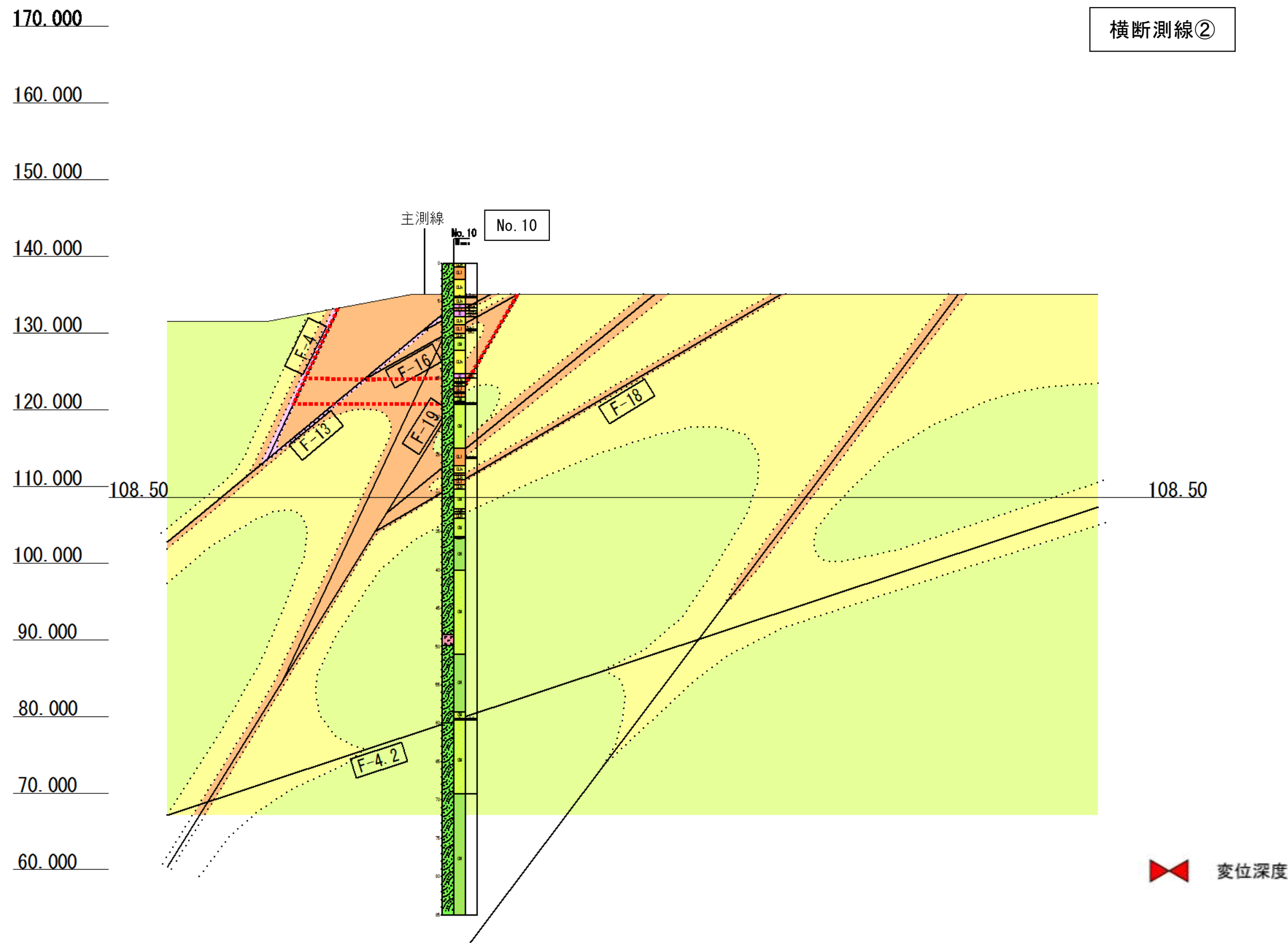


図- 3.2.8 左岸頂部 横断測線②断面図

左岸頂部 ひずみ計No.1時系列図

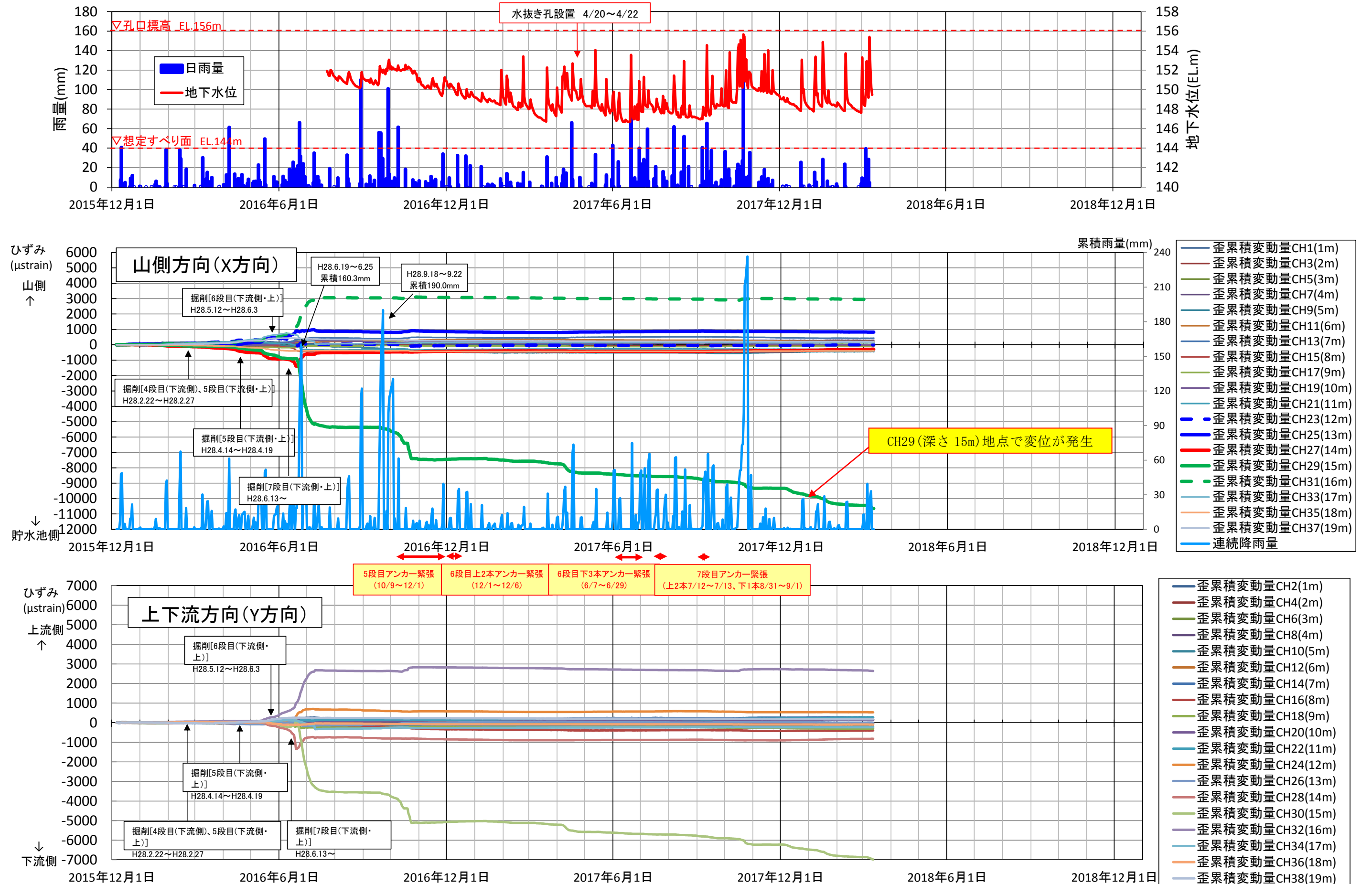


図- 3.2.9 ひずみ計 No.1 時系列図

左岸頂部 ひずみ計No.2時系列図

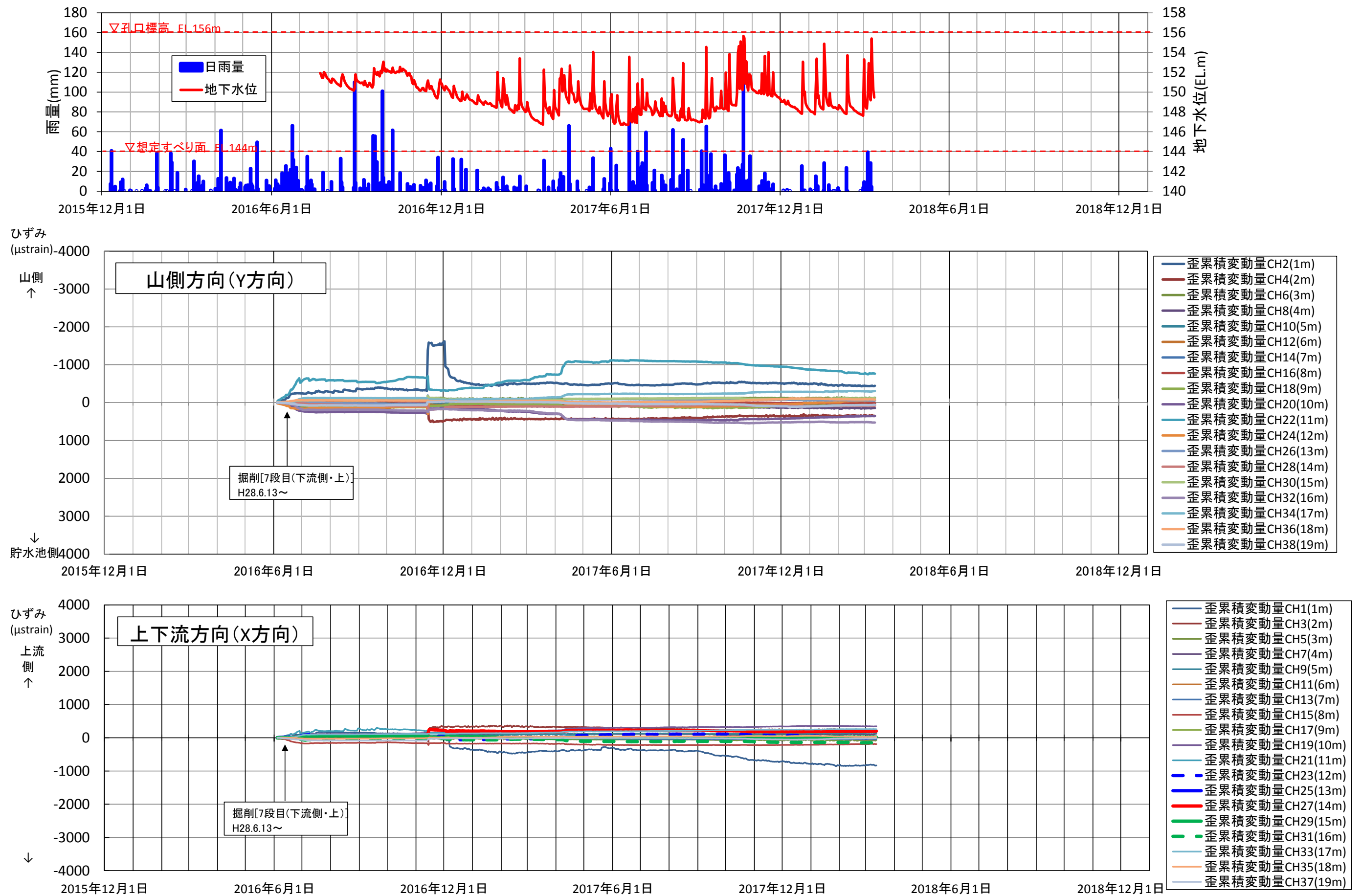


図- 3.2.10 ひずみ計 No. 2 時系列図

左岸頂部 ひずみ計No.3時系列図

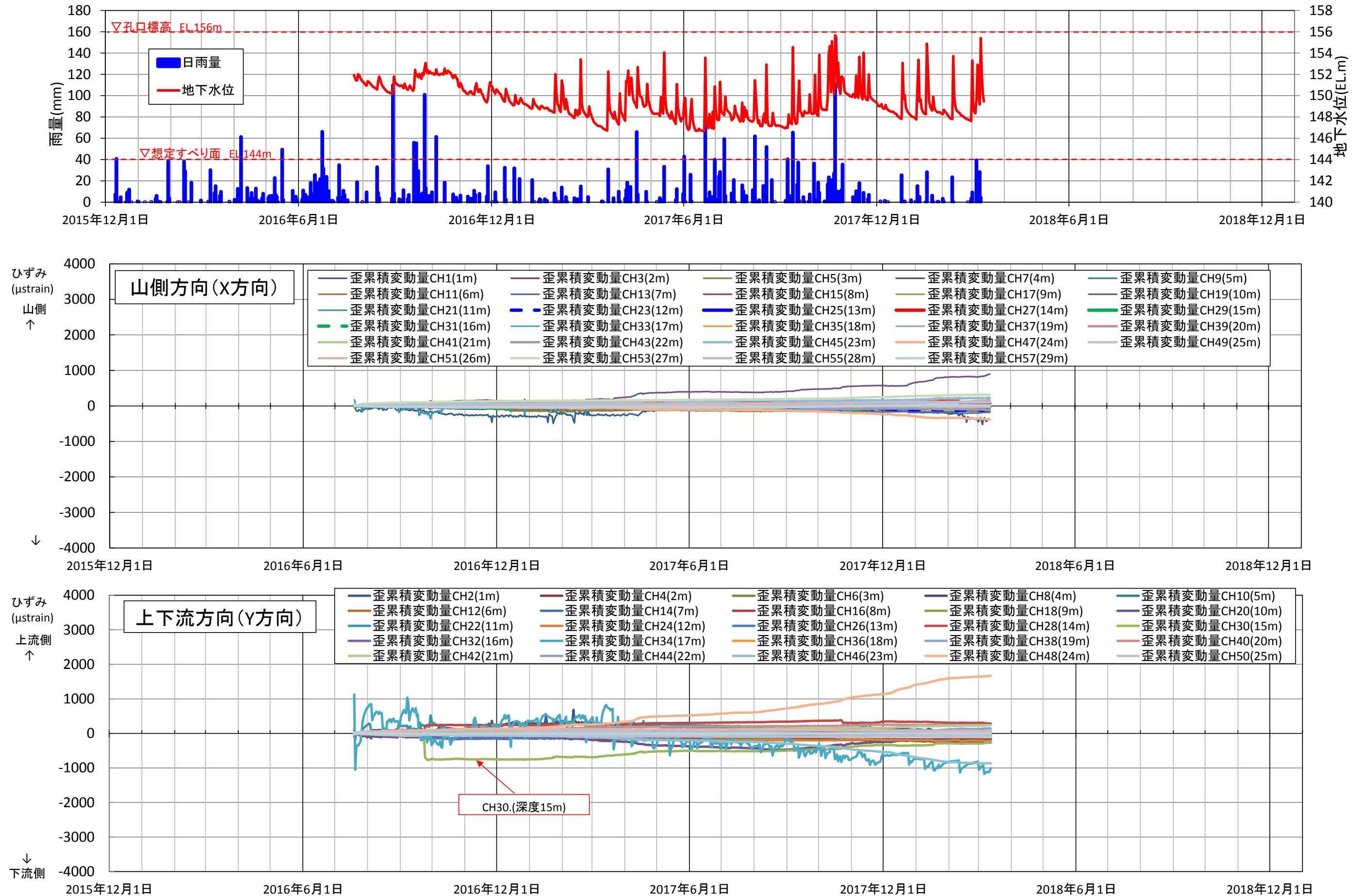


図- 3.2.11 ひずみ計 No.3 時系列図

左岸頂部 ひずみ計No.4時系列図

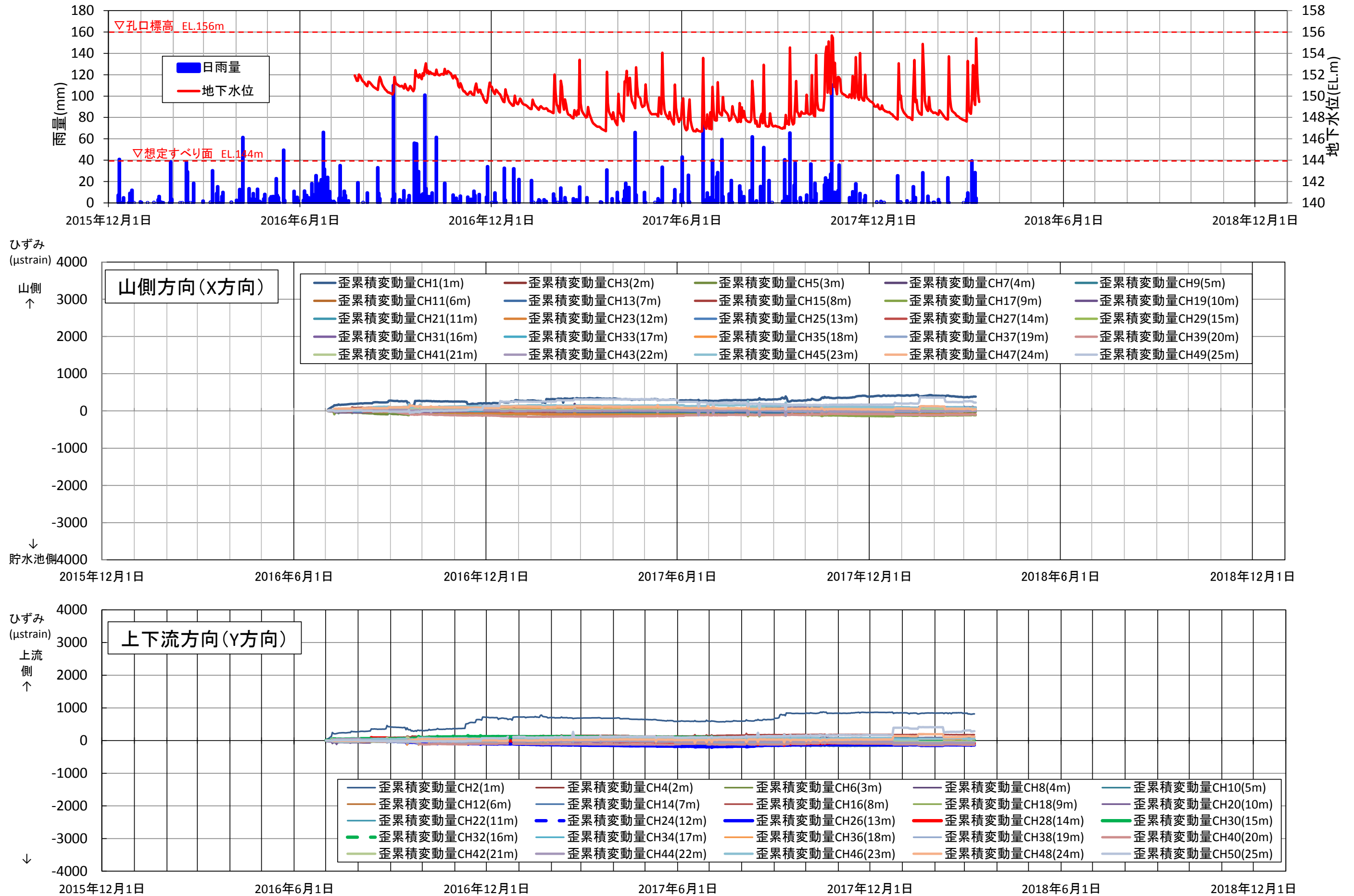


図- 3. 2. 12 ひずみ計 No. 4 時系列図

左岸頂部 孔内傾斜計No.5 時系列図

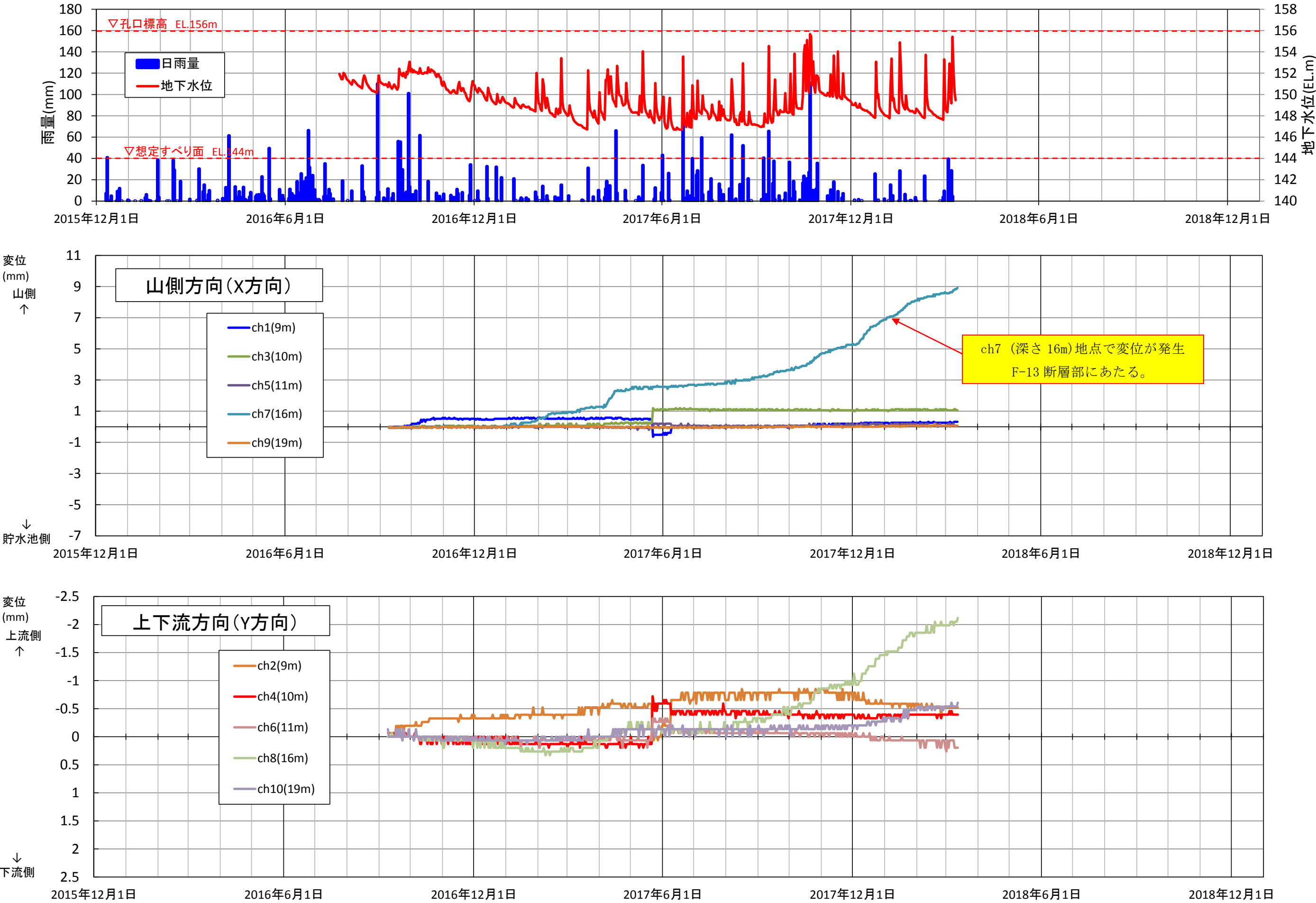


図- 3.2.13 孔内傾斜計 No. 5 時系列図

左岸頂部 ひずみ計No.7時系列図

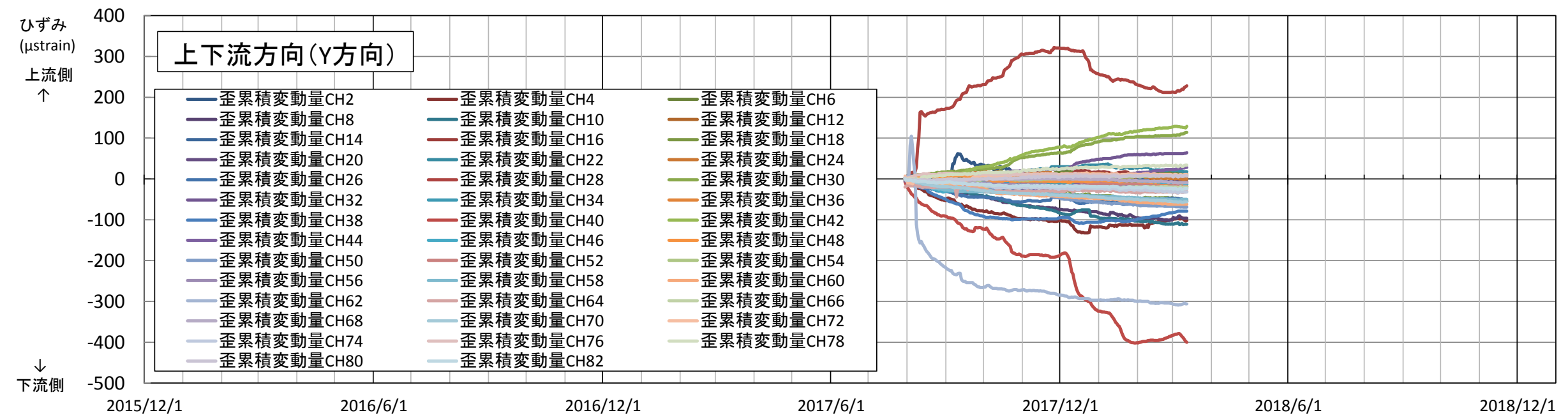
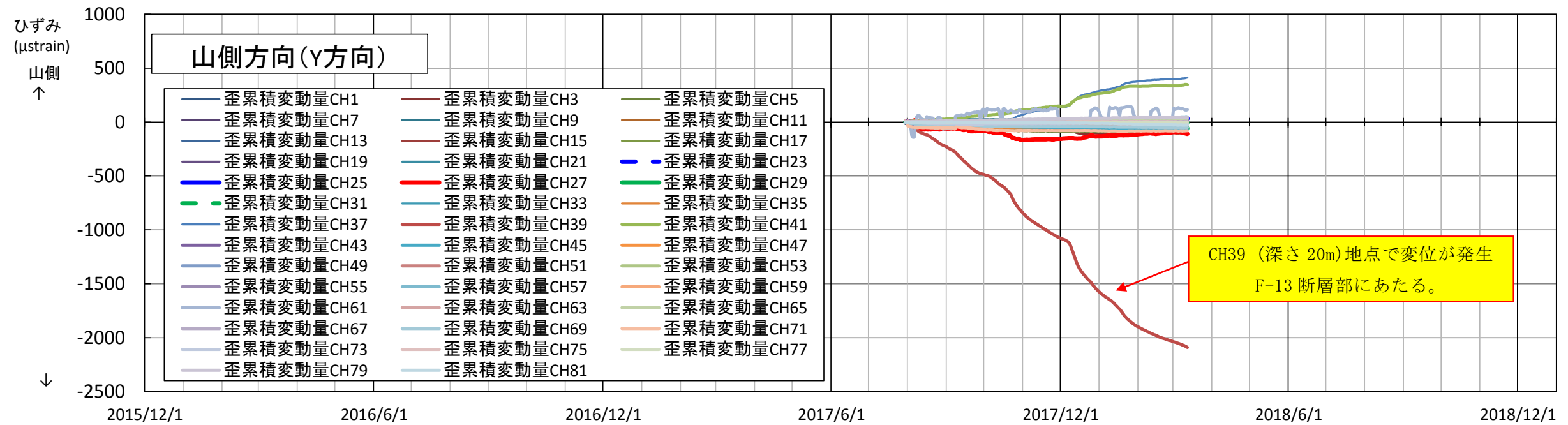
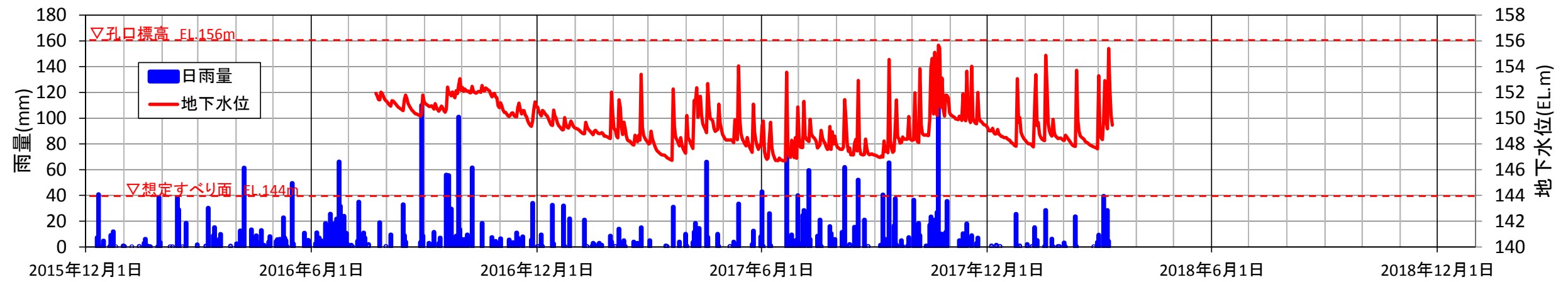


図- 3. 2. 14 ひずみ計 No. 7 時系列図

左岸頂部 ひずみ計(No.1, No.7)及び孔内傾斜計(No.5)重ね合わせ図

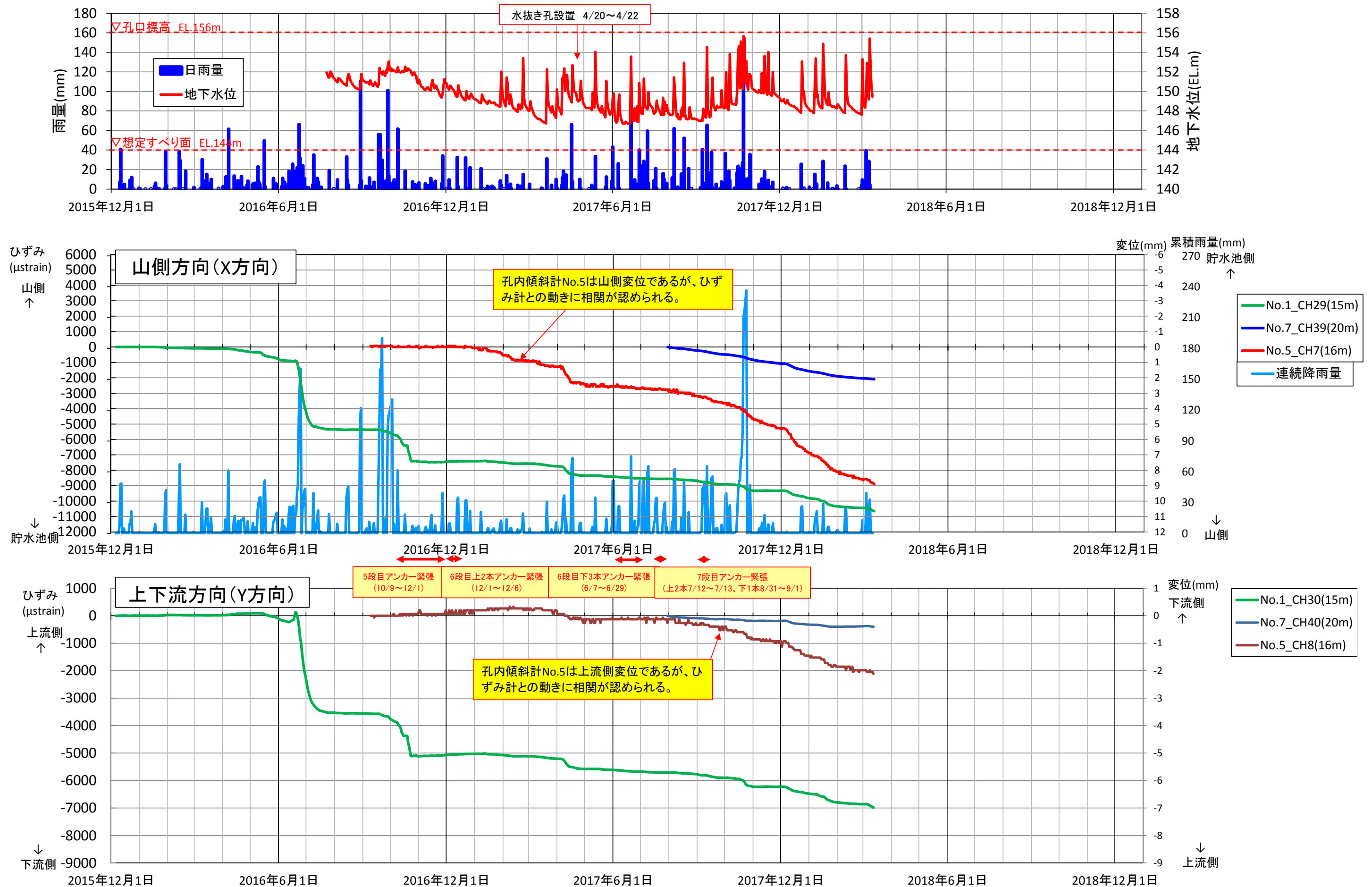


図- 3.2.15 左岸頂部 ひずみ計 (No. 1, No. 7) 及び孔内傾斜計 (No. 5) 重ね合わせ図

3.2.2 法面对策工設計

(1) 対策工の選定

想定されるすべりは厚みが 10m 以上あり、鉄筋挿入工や法枠工のような表層の対策工ですべりブロックを抑制することは困難である。

また、杭工を採用した場合、アンカー工よりも経済性に劣るとともに全体的に多くの工期を要する。そこで本検討ではアンカー工による検討を基本とする。

(2) 安定解析方法

検討にあたっては、「貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）」に基づき、掘削面で確認されたすべり面を対象として、下式を用いた式により行った。

$$P.F_s \leq \frac{\sum (N - U) \cdot \tan \phi' + c' \sum L + P}{\sum T} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、

$P.F_s$ ：計画安全率

N ：各スライス（分割片）に作用する単位幅あたりのすべり面法線方向分力（kN/m）

T ：各スライスに作用する単位幅あたりのすべり面接線方向分力（kN/m）

U ：各スライスに作用する単位幅あたりの間隙水圧（kN /m）

L ：各スライスのすべり面の長さ（m）

ϕ' ：すべり面の内部摩擦角（°）

c' ：すべり面の粘着力（kN /m²）

P ：対策工によって与えられる抑止力（kN/m）

出典：貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説、

平成 21 年 7 月、国土交通省河川局治水課、P.5-5

(3) 物性値の検討

斜面对策検討にあたり、地すべりブロックの物性値を検討した。

1) 検討方針

地すべりブロックの物性値設定にあたっては、以下の方針で検討を行うこととした。

- ・物性値は、地すべりブロックで一様な物性値とする。
- ・地すべりブロックの湿潤重量及び飽和重量はこれまで $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ としていたが、本検討においてはダム天端以下の CL1 級以上の岩盤を対象としていること、単位体積重量を大きめに設定する方が設計上安全側となることから、CL1 級岩盤と同値とする。
- ・地すべりブロックの粘着力は、「貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、国土交通省 河川局治水課、平成 21 年 7 月」に基づき、地すべりブロックの層厚に対応する強度を設定する。
- ・内部摩擦角については、逆計算により決定する。

表- 3.2.1 各岩級の物性値

	崖錐	D 級岩盤	CL1 級岩盤	地すべり ブロック
湿潤重量 (kN/m^3)	18.0	19.0	20.0	20.0
飽和重量 (kN/m^3)	19.0	20.0	21.0	21.0
粘着力 c (kN/m^2)	10	50	500	層厚より設定
内部摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	30	34	40	逆計算による
出典	H21 転流工 積算	H18 実施設計 (H8 試験値)	H18 実施設計 (H9 試験値)	

a) 掘削形状

b) すべり線の設定

すべり土塊が大きくなるブロックで検討を行う。

No. 10

左岸頂部は 8 段目斜面以降の暫定法面が残っていた。

ボーリング No. 10 で破碎帯を確認

非常用洪水吐き導流部掘削完了時の形状で検討する。

3. 2-19

左岸頂部 ひずみ計(No.1, No.7)及び孔内傾斜計(No.5)重ね合わせ図

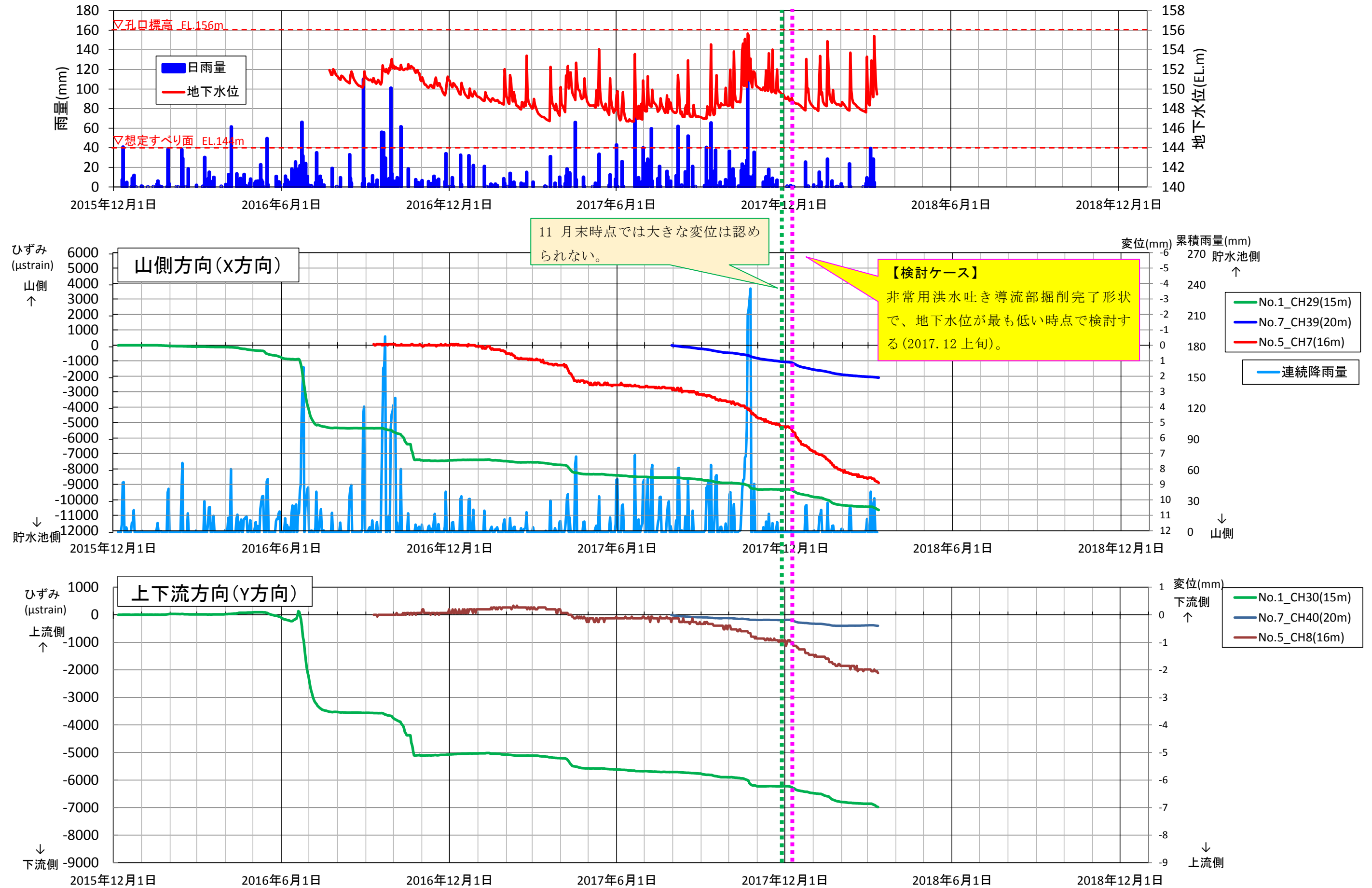


図- 3.2.17 物性値の検討ケース

3) 現況安全率

2017 年 12 月上旬時点での現況安全率は、ひずみ計の累積速度より $F_{s0}=0.98$ とした。

表- 3.2.2 現況安全率の目安

地すべり等の変状	計測調査による変動種別※)	湛水前の安全率の目安
1) 現在変動中、主亀裂・末端亀裂発生	変動 A：活発に変動中	$F_{s0}=0.95$
	変動 B：緩慢に変動中	$F_{s0}=0.98$
2) 地表における変動の徴候(亀裂の発生等)は認められない	変動 C： 変動量は非常に小さい(変動 C 未満)が、累積性が認められ地すべりによる変動の可能性が高い。	$F_{s0}=1.00$
3) 変動の徴候は認められない	変動 D	$F_{s0}=1.05$

出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P. 4-6

表- 3.2.3 地すべりの変状状態の目安

(c) ひずみ変動の程度					
変動種別	累積変動値 (μ /月)	変 動 形 態		すべり面存在の 地形・地質的 可能性	活 動 性 等
		累積傾向	変動状態		
変 動 A	5,000 μ 以上	顕 著	累積変動	あ り	顕著に活動している岩盤～崩積土地すべり
変 動 B	1,000 μ 以上	やや顕著	〃	〃	緩慢に活動している地すべり
変 動 C	100 μ 以上	ややあり	累積 断 続 か く 乱 回 帰	〃	すべり面の存在有無を 断定できないため、継 続観測が必要
変 動 D	1,000 μ 以上 (短期間)	な し	断 続 か く 乱 回 帰	な し	すべり面なし 地すべり以外の要因

出典：実用 地盤調査技術総覧 「第 2 章 地滑り・岩盤崩壊」
(地盤調査技術総覧編集委員会 平成 19 年 2 月 P610)

4) 地下水位の設定

地下水位は、地下水位計 No. 6 による朝 9 時の計測値を用いることとし、物性値検討に用いる地下水位は、WL. 147.82m (2017. 12. 24 記録、12 月最低値) とした。また、地下水分布は、下図に示す考え方で設定することとした。

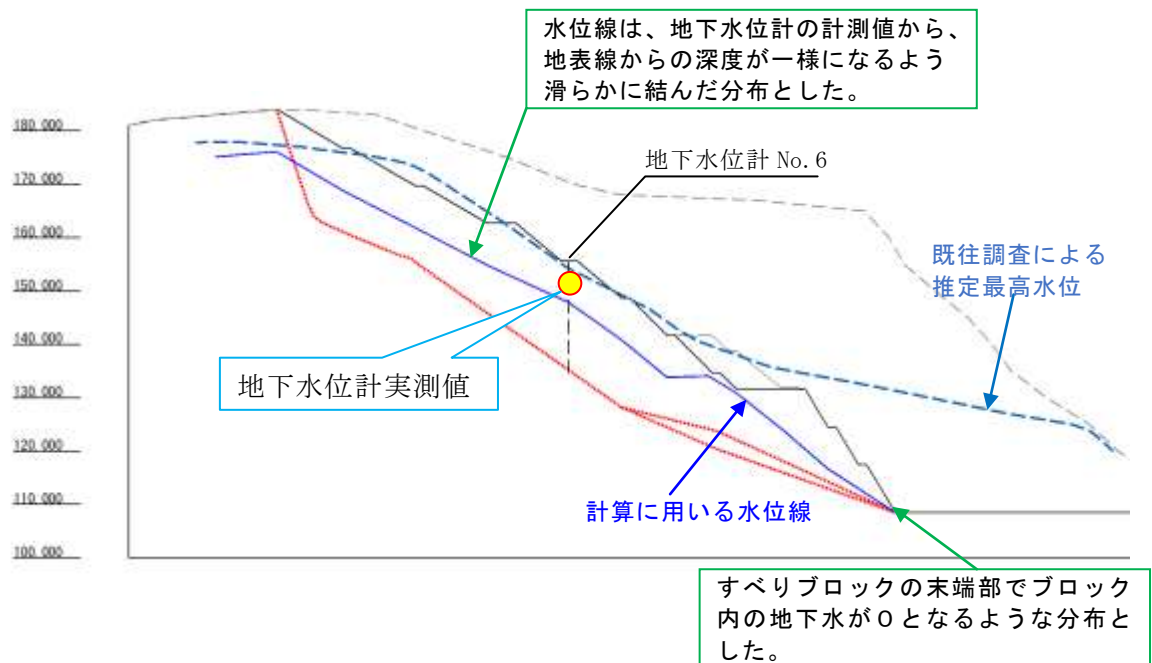


図- 3. 2. 18 地下水位分布の考え方

5) グラウンドアンカー工による効果

本検討で想定したすべり面はこれまで検討してきた左岸頂部法面対策工のすべり面より深く（既往アンカーは永久法面であるダム天端以上に存在するすべり面）に対して設計したものであり、一時的に天端以下を掘削した状態の仮設法面に対するものではない）、左岸頂部に既に配置されているグラウンドアンカーの定着部よりも深部あるいは定着部途中に存在する。

そのため、本検討では安全側の検討として、既設グラウンドアンカー工による効果は考慮しないこととした。

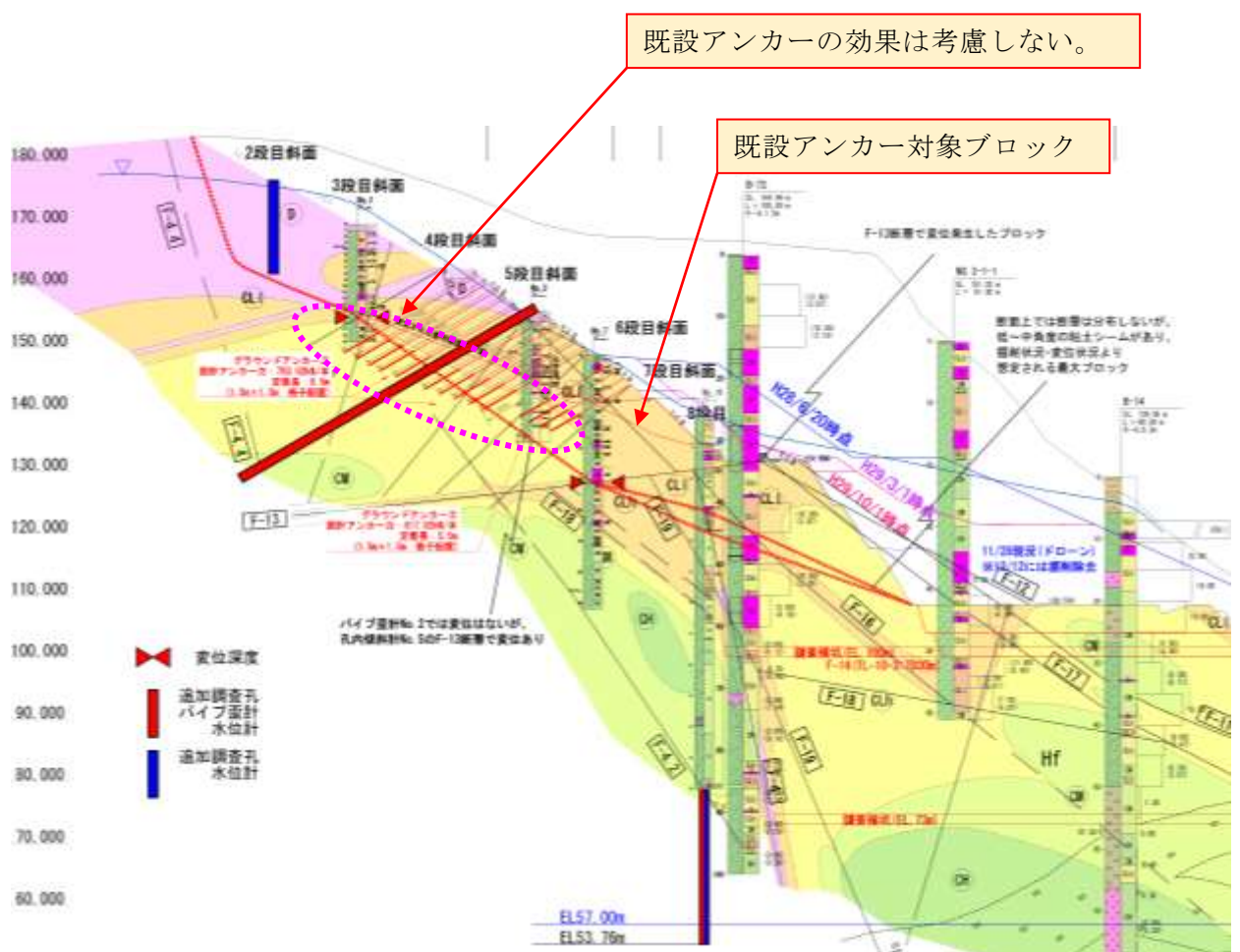


図- 3.2.19 既設アンカーとすべり面の関係

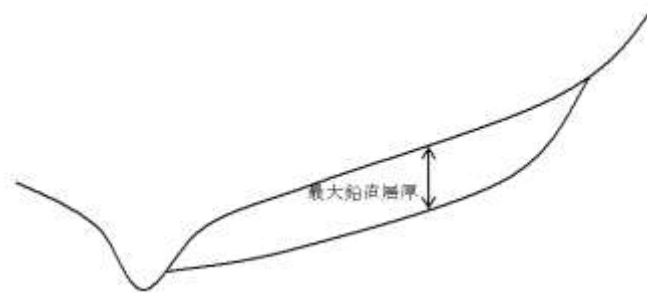
6) 粘着力の設定

地すべりブロックの粘着力は、「貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)」を参考に、地すべり最大鉛直厚を 17m とし、17kN/m² とした。

表- 3.2.4 地すべりの最大鉛直層厚と粘着力

地すべりの最大鉛直層厚 (m) (図 4.3 を参照)	粘着力 c' (kN/m ²)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P. 4-8



出典：貯水池周辺の地すべり斜面と対策に関する技術指針(案)・同解説、P. 4-9

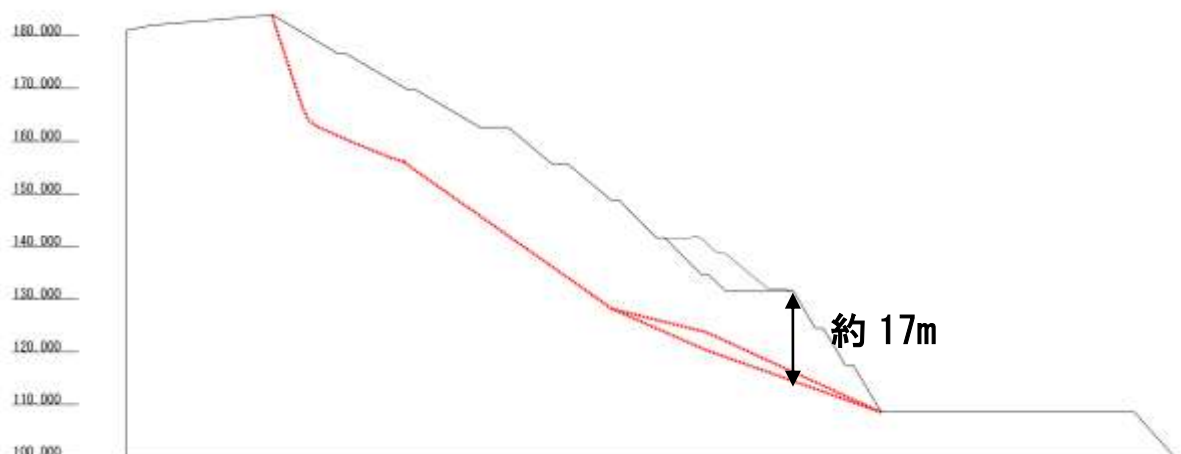


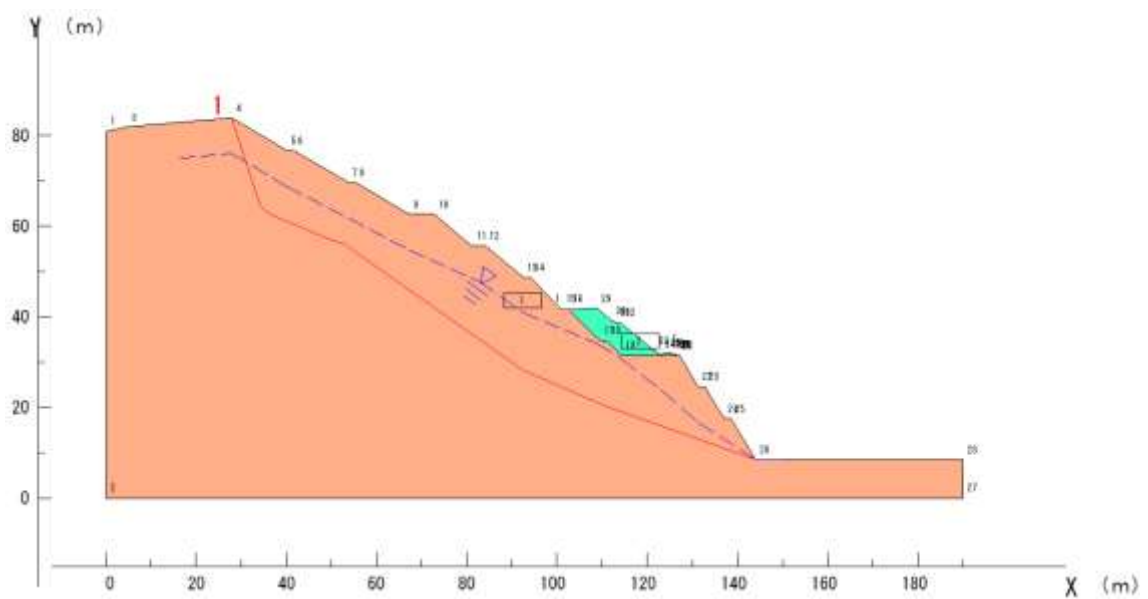
図- 3.2.20 設定すべり面の鉛直層厚

a) 検討結果

以下に、掘削前法面における現状最小安全率 $F_{s0}=0.98$ となる内部摩擦角の計算結果を示す。

計算の結果、すべりブロックの物性値は以下のとおりとした。

$$C=17\text{kN/m}^2, \quad \phi = 31.74^\circ$$



スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (kN/m)	起 動 力 (kN/m)
1	0.980	17603.4	17968.1

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.000	0.000	17.00	0.00	31.74
2	20.00	21.00	0.000	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

図- 3.2.21 逆解析結果(すべり面①)

(4) 必要抑止力の算定

前節で算出した物性値を用いて、掘削後法面の安全率および計画安全率を確保するための必要抑止力を算出した。

1) 検討条件

a) 断面の設定

当該箇所は、非常用洪水吐き底盤まで掘削が完了した段階でひずみが生じたが、今後更に監査廊部の掘削を進めていくこととなる。そこで、本検討では、左岸頂部法面及び監査廊工掘削後の法面形状について安全率を求めた。

b) すべり面の設定

すべり面はすべり土塊が最も大きくなるよう、すべり面の下端を掘削後の法尻とした。その他の箇所については、前節までと同様とした。

c) 必要抑止力の算出

現在発生している滑動を止めるための必要抑止力を算出する。

必要抑止力は仮設法面であることから、計画安全率 $F_s=1.10$ を基本とした。

また、仮設法面であることから、常時安全率のみを対象とした。

項 目	計画安全率
永久（長期）	$F_{sp}^{※1)} \geq 1.20$
仮設（短期）	$F_{sp}^{※2)} \geq 1.05、1.10$

※1) 永久の計画安全率 $F_{sp} \geq 1.20$ は、本線等の永久のり面、埋戻し後地表に残る永久のり面、存置期間が2年以上の仮設のり面などに適用する。

※2) 仮設の計画安全率は、①掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.05$ とし、②最下段の補強材設置後から埋戻し前までの存置期間の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.10$ とする。

出典切土補強土工法設計・施工要領、東日本高速道路株式会社ほか、

P. 31

$$P \cdot F_s \leq \frac{\sum (N - U) \cdot \tan \phi' + c' \sum L + P}{\sum T} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、

$P \cdot F_s$: 計画安全率

N : 各スライス（分割片）に作用する単位幅あたりのすべり面法線方向分力（kN/m）

T : 各スライスに作用する単位幅あたりのすべり面接線方向分力（kN/m）

U : 各スライスに作用する単位幅あたりの間隙水圧（kN /m）

L : 各スライスのすべり面の長さ（m）

ϕ' : すべり面の内部摩擦角（°）

c' : すべり面の粘着力（kN /m²）

P : 対策工によって与えられる抑止力（kN/m）

出典：貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説、

平成 21 年 7 月、国土交通省河川局治水課、P. 5-5

ただし、当該箇所は降雨時にブロック内の地下水位が大きく上昇する傾向を有しており、水位が上昇した際に最も安全率が低くなることが考えられる。

また、水位が上昇するのは短期間でありその際の安全率は短期安全率として $F_s=1.05$ としても問題ないと考えられる。

そこで本検討では、以下の2ケースで必要抑止力を算出することとした。

○ケース1：まとまった降雨が発生し地下水位が大きく上昇した状態

⇒地下水位は既往最大相当、計画安全率 $F_s=1.05$

○ケース2：頻繁に発生する地下水位の状態

⇒地下水位は定常水位の最大相当、計画安全率 $F_s=1.10$

d) ブロック内水位

ブロック内水位は、地下水位計 No.6 地点において、以下のとおり設定した。

○ケース1：EL. 155.5m

○ケース2：EL. 153.0m

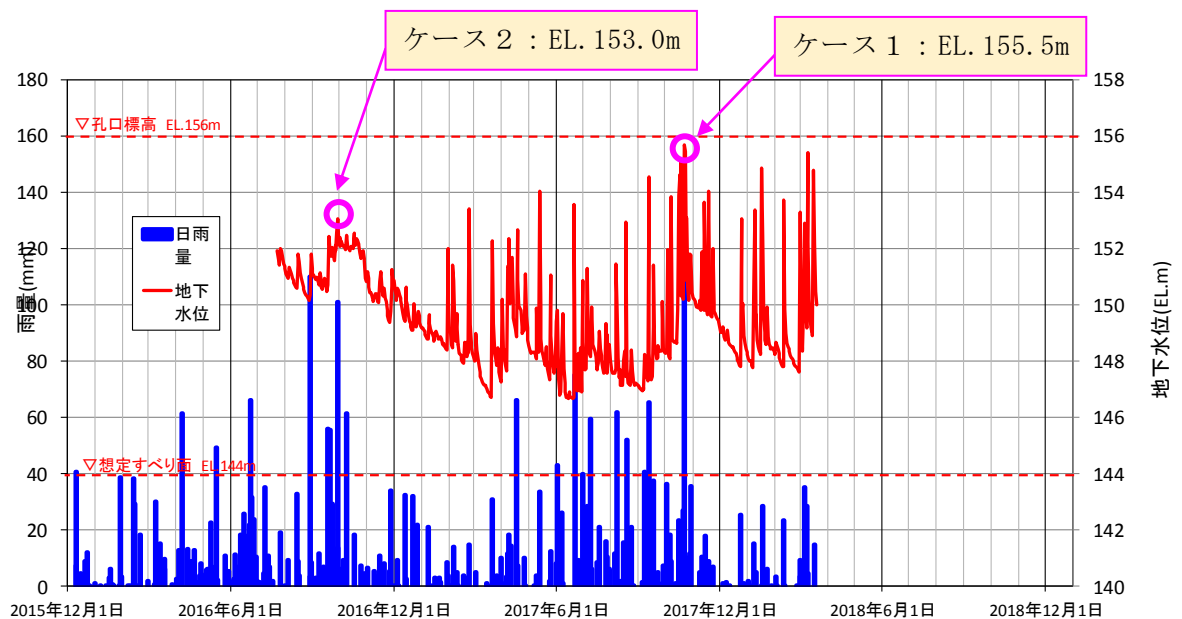


図- 3.2.22 必要抑止力に用いるすべり面と水位線

e) モデル図

以上の条件より、本検討に用いるすべり面および地下水位分布は下図に示すとおりとした。

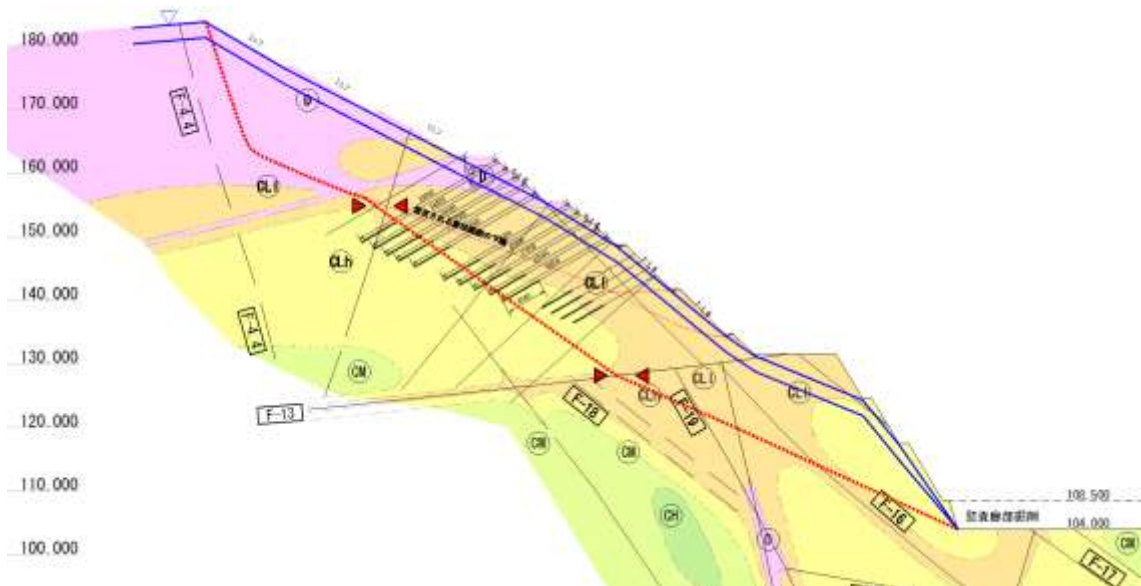


図- 3.2.23 必要抑止力に用いるすべり面と水位線

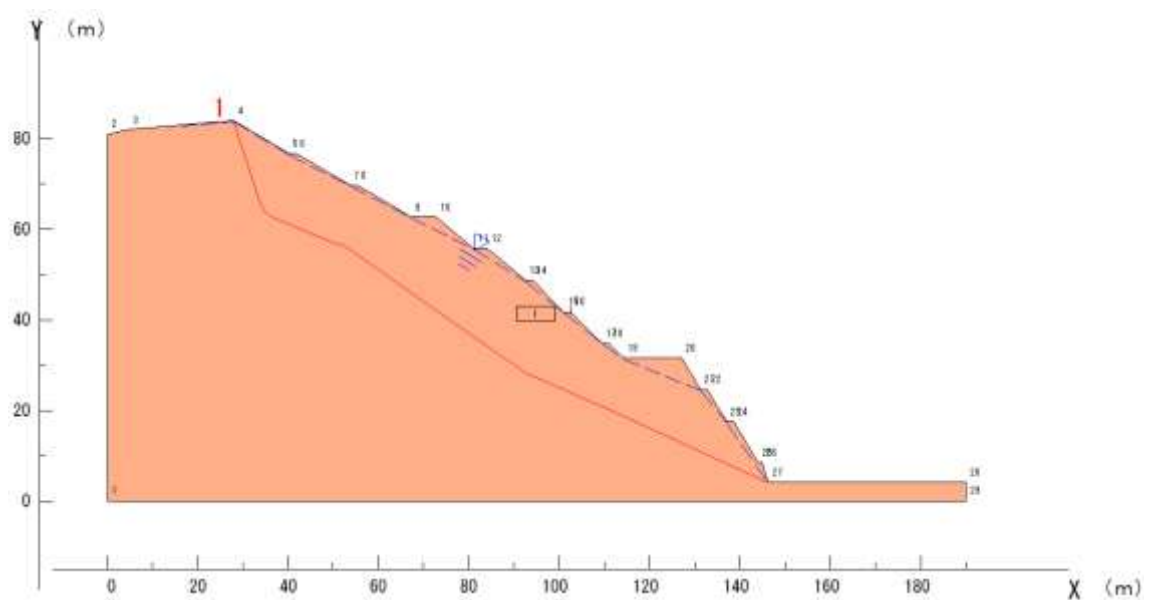
2) 計算結果

a) ケース 1

計算の結果、左岸頂部及び監査廊掘削後に計画安全率 $F_s=1.05$ を満足させるために必要な抑止力は、5,943.2kN/m となった。

表- 3.2.5 必要抑止力の算定結果一覧(ケース 1)

	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部 摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	安全率	計画 安全率	必要 抑止力 (kN/m)
すべり面①	17.00	31.74	13,124.3	18,159.5	0.723	1.050	5,943.2



スベリ面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N / m)	起 動 力 (k N / m)
1	0.723	13124.3	18159.5

層番号	飽和重量 (k N / m ³)	湿潤重量 (k N / m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N / m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.000	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (k N / m³)

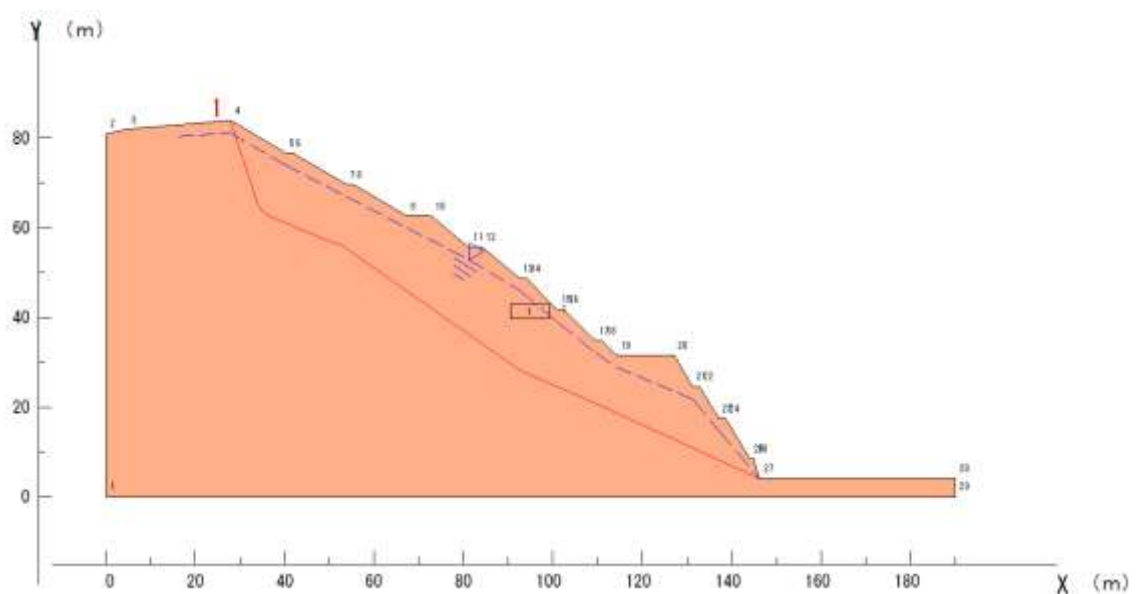
図- 3.2.24 掘削後の必要抑止力の算出(ケース 1)

b) ケース 2

計算の結果、左岸頂部及び監査廊掘削後に計画安全率 $F_s=1.1$ を満足させるために必要な抑止力は、5,374.4kN/m となった。

表- 3.2.6 必要抑止力の算定結果一覧(ケース 2)

	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部 摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	安全率	計画 安全率	必要 抑止力 (kN/m)
すべり面①	17.00	31.74	14,755.3	18,299.7	0.806	1.100	5,374.4



すべり面 番 号	安 全 率	抵 抗 力 (k N / m)	起 動 力 (k N / m)
1	0.806	14755.3	18299.7

層番号	飽和重量 (k N / m ³)	湿潤重量 (k N / m ³)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (k N / m ²)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.000	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (k N / m³)

図- 3.2.25 掘削後の必要抑止力の算出(ケース 2)

(5) 対策工規模の決定

前節で2ケースの必要抑止力の計算を行った結果、ケース1の方が必要抑止力が大きくなり、5,943.2kN/mであった。

次頁以降に上記必要抑止力を満足するアンカー規模の計算書を示す。計算の結果、以下の仕様で斜面安定を確保できることを確認した。なお、ひずみ計 No.7 及び孔内傾斜計 No.5 ではF-13 断層部で変位が生じていることから、アンカーの定着部はF-13 断層及び周辺のCL1 級岩盤よりも堅岩側に配置するようにした。

- ・設計アンカー力：1,064 (kN) [KP アンカーとした場合 KP6-7]
- ・アンカー傾斜：30°
- ・自由長：25.0～36.0m
- ・アンカー体長：8.0m
- ・アンカー長：33.0～44.0m
- ・水平打設間隔：3.0m(千鳥配置)
- ・打設本数：奥行き 3.0m あたり 16 本(千鳥配置)

寸法 規格	構成	鋼材断面積 (mm ²)	引張荷重($T_{\text{引}}$) (kN)	降伏荷重($T_{\text{降}}$) (kN)	常時荷重 ($0.5T_{\text{引}}$) (kN)	最小埋孔径 (mm)
KP5-1	φ 12.7mm × 1 本	98.7	183.0	156.0	109.8	90
KP5-2	φ 12.7mm × 2 本	197.4	366.0	312.0	219.6	
KP5-3	φ 12.7mm × 3 本	296.1	549.0	468.0	329.4	
KP5-4	φ 12.7mm × 4 本	394.8	732.0	624.0	439.2	
KP5-5	φ 12.7mm × 5 本	493.6	915.0	780.0	549.0	
KP5-6	φ 12.7mm × 6 本	592.3	1,098.0	936.0	658.8	115
KP5-7	φ 12.7mm × 7 本	691.0	1,281.0	1,092.0	768.6	
KP6-1	φ 15.2mm × 1 本	138.7	261.0	222.0	156.6	90
KP6-2	φ 15.2mm × 2 本	277.4	522.0	444.0	313.2	
KP6-3	φ 15.2mm × 3 本	416.1	783.0	666.0	469.8	
KP6-4	φ 15.2mm × 4 本	554.8	1,044.0	888.0	626.4	115
KP6-5	φ 15.2mm × 5 本	693.5	1,305.0	1,110.0	783.0	
KP6-6	φ 15.2mm × 6 本	832.2	1,566.0	1,332.0	939.6	
KP6-7	φ 15.2mm × 7 本	970.9	1,827.0	1,554.0	1,096.2	

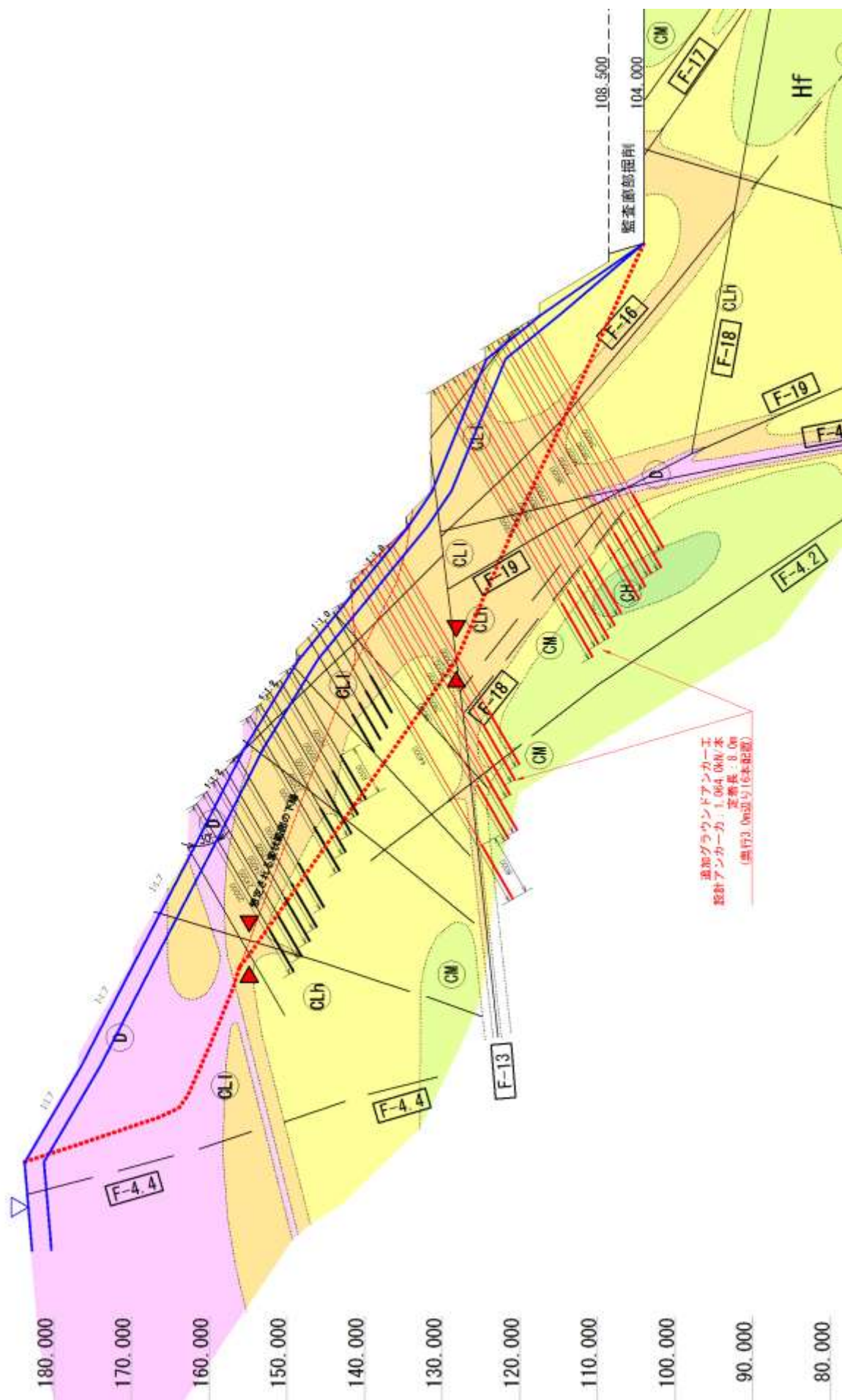


図- 3.2.26 アンカー配置断面図

アンカー工の計算

1.設計条件

必要抑止力	Pr:	5943.2 kN/m	
すべり面勾配1	θ 1:	35.06 °	
		0.611912 rad	
すべり面勾配2	θ 2:	24.57 °	
		0.428827 rad	
アンカー水平間隔	a:	3.0 m	
施工段数	m1:	5 段	
傾角	α 1:	30 °	※アンカーの下向き打設角
		0.523599 rad	
施工段数	m2:	11 段	
傾角	α 2:	30 °	※アンカーの下向き打設角
		0.523599 rad	
アンカーとすべり面のなす角	β 1:	65.5 °	
		1.143191 rad	
アンカーとすべり面のなす角	β 1:	55 °	
		0.959931 rad	
アンカーの抑止機能	締め付け＋引き止め効果		
すべり面の内部摩擦角	ϕ :	31.74 °	
		0.553968 rad	
アンカー体			
適用基準	地盤工学会		
アンカーの支持方式	摩擦引張型		
アンカーの種別	PC鋼より線		

テンドンとグラウトの許容付着応力度

$$\tau_b: 0.80 \text{ N/mm}^2$$

許容付着応力度 (N/mm ²)			グラウトの設計基準強度			
			18	24	30	40 以上
引張材の種類	仮設	PC 鋼より線	1.00	1.20	1.35	1.50
		多重 PC //				
	永久	異形 PC 鋼棒	1.40	1.60	1.80	2.00
		PC 鋼より線				
		多重 PC //		0.80	0.90	1.00
		異形 PC 鋼棒		1.60	1.80	2.00

仮設の許容付着応力度は、PC鋼より線・多重PCより線は永久の1.5倍、異形のPC鋼棒は、永久と同じとした。

出典: グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P. 112
(平成15年8月26日版 地盤工学会)

アンカー体の周辺摩擦抵抗 τ : 1.00 N/mm²

アンカーの周辺摩擦抵抗		
地盤の種類		摩擦抵抗 (N/mm ²)
岩盤	硬 岩	1.50 ~ 2.50
	軟 岩	1.00 ~ 1.50
	風化岩	0.60 ~ 1.00
	土 丹	0.60 ~ 1.20
砂礫	N 値	10 0.10 ~ 0.20
		20 0.17 ~ 0.25
		30 0.25 ~ 0.35
		40 0.35 ~ 0.45
		50 0.45 ~ 0.70
砂	N 値	10 0.10 ~ 0.14
		20 0.18 ~ 0.22
		30 0.23 ~ 0.27
		40 0.29 ~ 0.35
		50 0.30 ~ 0.40
粘性土		1.0c (c は粘着力)

文献:グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.117(平成15年8月26日版 地盤工学会)

計画安全率 F_s 2.5

許容引抜き力の極限引抜き力に対する安全率

仮 設 ア ン カ ー		安全率
永久アンカー		1.5
	(常 時)	2.5
	(地震時)	1.5~2.0

極限引抜き力は、基本試験により確認することを原則とした場合の値。

田典:グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.113(平成15年8月26日版 地盤工学会)□

削孔径(アンカー体径) d_A : 115 mm

2.設計アンカー力の算出

2.1 必要アンカー力の算出

対策工施工後の斜面の計画安全率 PF_s と必要抑止力 Pr の関係は以下のとおりである。

$$PF_s = \frac{[\text{すべりに抵抗する力}] + Pr}{[\text{すべろうとする力}]}$$

$$Pr = PF_s \cdot [\text{すべろうとする力}] - [\text{すべりに抵抗する力}]$$

アンカーによってすべり面を押しつける締め付け力と、すべり面沿いに引き上げる引き止め力の両方を「すべりに抵抗する力」とみなす算式は、必要アンカー力を P_o とすると、

$$PF_s = \frac{[\text{すべりに抵抗する力}] + P_o \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi + P_o \cdot \cos \beta}{[\text{すべろうとする力}]}$$

$$\therefore P_o = \frac{PF_s \cdot [\text{すべろうとする力}] - [\text{すべりに抵抗する力}]}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi}$$

となる。したがって、締め付け+引き止め効果の場合は、必要アンカー力を以下のように計算できる。

$$P_o = \frac{Pr}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi}$$

$$\Sigma \{T_d(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)\} = Pr \times a$$

ここで、単位断面あたりの打設本数はm=5本であることから、設計アンカー力(Td)を統一した場合、設計アンカー力(Td)は、以下のように計算できる。

$$T_d = \frac{Pr \times a}{\{(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi) \times m\}}$$

$$= \frac{5943.2 \times 3.0}{\{(\cos(65.5) + \sin(65.5) \times \tan(31.74)) \times 5 + (\cos(55) + \sin(55) \times \tan(31.74)) \times 11\}}$$

$$= 1063.1 \text{ kN/本}$$

3. テンドン規格の決定

アンカー種別 PC鋼線より線(KPアンカー) KP6
テンドン規格 KP6-7

上の場合の許容引張力は、引張強度(Tus)、降伏強度(Tys)に対してそれぞれ以下になる。

$$0.60 \times (T_{us} \times N) = 0.60 \times 1827 = 1096.2 \geq 1063.1 \dots \text{OK}$$

$$0.75 \times (T_{ys} \times N) = 0.75 \times 1554 = 1165.5 \geq 1063.1 \dots \text{OK}$$

寸法 規格	構成	鋼材断面積 (mm ²)	引張荷重(T _{us}) (kN)	降伏荷重(T _{ys}) (kN)	常時荷重 (0.6T _{ys}) (kN)	最小穿孔径 (mm)
KP5-1	φ 12.7mm × 1本	98.7	183.0	156.0	109.8	90
KP5-2	φ 12.7mm × 2本	197.4	366.0	312.0	219.6	
KP5-3	φ 12.7mm × 3本	296.1	549.0	468.0	329.4	
KP5-4	φ 12.7mm × 4本	394.8	732.0	624.0	439.2	
KP5-5	φ 12.7mm × 5本	493.6	915.0	780.0	549.0	
KP5-6	φ 12.7mm × 6本	592.3	1,098.0	936.0	658.8	115
KP5-7	φ 12.7mm × 7本	691.0	1,281.0	1,092.0	768.6	
KP6-1	φ 15.2mm × 1本	138.7	261.0	222.0	156.6	90
KP6-2	φ 15.2mm × 2本	277.4	522.0	444.0	313.2	
KP6-3	φ 15.2mm × 3本	416.1	783.0	666.0	469.8	
KP6-4	φ 15.2mm × 4本	554.8	1,044.0	888.0	626.4	115
KP6-5	φ 15.2mm × 5本	693.5	1,305.0	1,110.0	783.0	
KP6-6	φ 15.2mm × 6本	832.2	1,566.0	1,332.0	939.6	
KP6-7	φ 15.2mm × 7本	970.9	1,827.0	1,554.0	1,096.2	

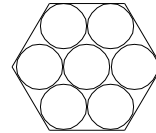
出典: KPアンカーカタログ

N : PC鋼より線本数 (7 本)
Tus: 引張強度 (より線1本あたり 183.000 kN)
Tys: 降伏強度 (より線1本あたり 156.000 kN)

以上より、KP6-7は、設計アンカー力に対して安全である。

4. アンカー体長の算出

テンドンとグラウトの許容付着応力度	$\tau_b =$	0.80
アンカー体の周面摩擦抵抗	$\tau =$	1.00
設計安全率	$F_s =$	2.5
テンドンの周長	$U =$	174.66
削孔径(アンカー体径)	$d_A =$	115



$$U = 174.66 \text{ mm}$$

$$\phi = 12.7 \text{ mm}$$

(1) テンドン拘束長

グラウトとアンカーテンドンとの付着から求まるテンドン拘束長

$$l_{sa} = \frac{T_d \cdot 10^3}{U \cdot \tau_b}$$

$$= \frac{1063.12}{174.66} \times \frac{10^3}{0.80} = 7,608 \text{ (mm)}$$

(2) アンカー体長の算出

グラウトと地盤の摩擦から求まるアンカー体長

$$l_a = \frac{T_d \cdot 10^3 \cdot F_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

$$= \frac{1063.12}{\pi} \times \frac{10^3}{115} \times \frac{2.5}{1.00} = 7,357 \text{ (mm)}$$

(3) アンカー体長の決定

以上より、大きい方の長さを50cmまるめで切り上げ、

アンカー体長(l_a)は、 $7,608 \text{ mm} \Rightarrow \underline{8.0 \text{ (m)}}$ とする。

3.2.3 永久法面の安全率の算出

前節ではひずみ計の整理結果ではひずみ計 No. 7 が深部の F-13 断層部でひずみ量が増加していることから非常用洪水吐き基礎部まで、すべり線が延伸された場合を想定して対策規模を決定した。また、その際には計画安全率を施工時のみを対象として設定した。

しかし、ダム天端以上の法面については、永久法面であり、また F-13 断層はダム天端付近で掘削面に表れることから、永久法面に対する対策規模の確認が必要である。

そこで、本検討では、前節で検討したグラウンドアンカー工のうち、ダム天端標高以上に配置されるグラウンドアンカーの効果を考慮して、永久法面の安全率を求めると共に、永久法面对策工の規模についても検討した。

(1) すべり面の設定

本検討では、ひずみ計でひずみ量の増加を確認できている箇所および、F-13 断層（ひずみ計 No. 7 でひずみを確認）をとるすべりブロックを対象とした（下図赤線）。

なお、それよりも浅いすべり（下図の緑破線）に対しては既往検討において既に対策工がなされているが、本検討で想定されたすべり面は既往検討のグラウンドアンカーの定着部が十分のブロック背面まで届いていない。

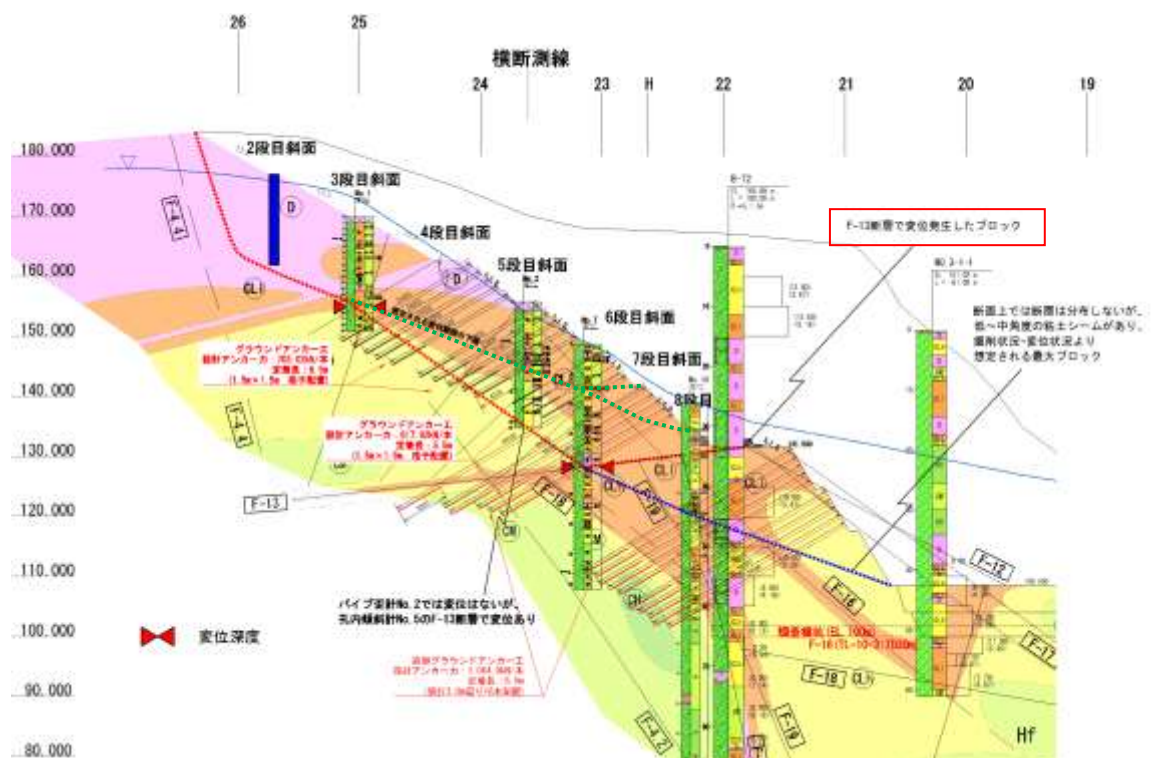


図- 3.2.27 本検討対象すべり線（主側線断面）

(2) すべりブロックの物性値

本検討で対象とするブロックは、施工時点では明確な変状が認められていない（ひずみ計 No. 7 において F-13 断層でひずみが確認されたが、ダム天端よりも低標高部の掘削を行った際にひずみ量が増加しており、すべり面はダム天端よりも低標高部に連続しているものと想定された）。

そのため、本検討で対象とするブロックを用いた逆解析による物性値の設定は過度に強度を低く設定してしまうことが考えられる。

そこで、本検討では前節で設定した物性値を用いて検討することとした。

【本検討に用いるすべりブロックにおける物性値】

- ・ 湿潤密度 γ_t : 20.0kN/m³
- ・ 飽和密度 γ_{sat} : 21.0kN/m³
- ・ 粘着力 c : 17.0kN/m²
- ・ 内部摩擦角 ϕ : 31.74°

(3) 地下水位の設定

地下水位は、前節の検討と同様の考え方とし、地下水位計 No. 6 による朝 9 時の計測値とした。また、地下水分布は、下図に示す考え方で設定した。

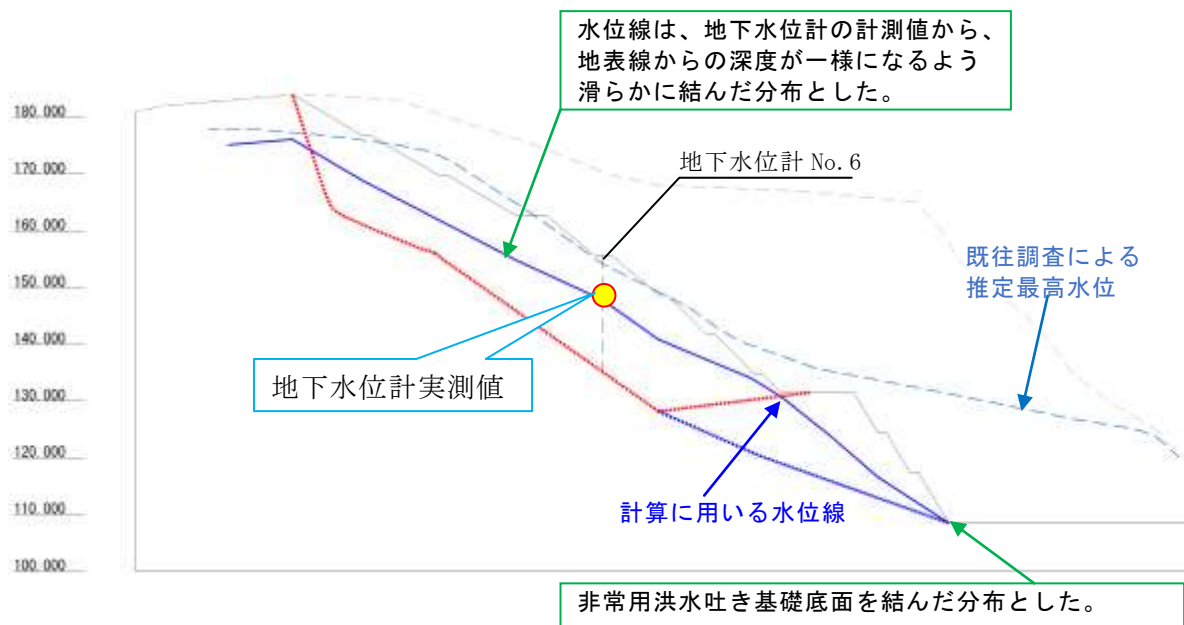


図- 3. 2. 28 地下水位分布の考え方

(4) 地震時計画安全率に関する調査と計画安全率の設定

本検討で対象とする斜面はダム洪水吐きに隣接する斜面であり、非常に重要な永久斜面であることから、地震時の安全性についても配慮しておく必要がある。

しかし通常の場合、自然斜面や切土法面に対する安定計算では、地震時を考慮しないのが一般的である。このため、斜面・法面安定対策に関する指針・基準類において、地震時における安定計算の方法（計算式や計算に用いる変数（水平震度等））について示されているものは極々限られており、地震時における安全率について示されているものもない。

そこで、地震時計画安全率の検討に当たっては以下の項目について調査・整理を行い、その結果を総合的に検討し、当該斜面における地震時計画安全率ならびに計算手法について設定するものとした。

①斜面・法面安定対策に関する指針・基準類の整理

通常の斜面・法面安定対策検討に用いる公的な各指針・基準について、地震時安定計算の基本的考え方（地震時を考慮しない理由を含む）、具体的な計算手法、水平震度、計画安全率などについて整理した。

②斜面・法面安定対策に関する指針・基準類以外の指針等に表示される考え方

盛土工や築堤護岸、フィルダム等、斜面安定検討と概ね同一の手法（円弧すべり計算等）を用いて安定検討を行う分野における指針・基準類について整理した。

③学識経験者や準公的機関・非公的機関などの論文・報文の整理

学識経験者や準公的機関・非公的機関などの論文・報文などに示される地震時安全率の考え方等について整理した。

④事例調査

地震時を考慮した斜面安定検討において地震時計画安全率を設定した実際の事例について、インターネット検索、その他の方法により収集整理した。

1) 斜面・法面安定対策に関する指針・基準類の整理

斜面・法面に関する分野としては、急傾斜地、地すべり、道路法面等が代表的であり、それぞれ関連する指針・基準には斜面安定度評価方法の具体的方法が示されている。通常検討の場合には、このような指針・基準に示される計算式や変数を用いて安定度を評価するのが一般的である。

下表に通常の斜面・法面安定評価に用いられる公的な指針・基準類を示す。

表- 3.2.7 通常の斜面・法面安定評価に用いられる公的な指針・基準一覧

No.	名 称	編集または発行	発行年月	対象分野
1	改定版 建設省河川砂防技術基準（案） 同解説 計画編※	(社)日本河川協会	H9 年 9 月	地すべり 急傾斜地
2	地すべり防止技術指針及び同解説	国土交通省砂防部 土木研究所	H20 年 4 月	地すべり
3	貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する 技術指針（案）・同解説	国土交通省 河川局治水課	H21 年 7 月	貯水池地すべり
4	新 斜面崩壊防止工事の設計と実例	国交省河川局 砂防部監修	H19 年 9 月	急傾斜地
5	道路土工 切土工・斜面安定工指針（H21 年度版）	(社)日本道路協会	H21 年 6 月	道路法面 道路に関わる地 すべり
6	設計要領第一集 土工編	日本高速道路(株)	H18 年 7 月	道路法面 (主に高速道路)
7	道路震災対策便覧 (震災対策工編) ※※	(社)日本道路協会	S63 年 2 月	道路法面

※平成 17 年 11 月に「国土交通省 河川砂防技術基準 同解説 (社)日本河川協会編」が発行されたが、安定度評価に関する具体的手法は示されていない。

※※当該便覧については、通常の設計に用いられる指針・基準類とは異なるが、公的期間が発行する図書の中で耐震対策に限定したものであるため、一覧に加えたものである。

次ページ以降に、各指針・基準類に示される常時における安定計算手法、地震時安定性評価に関する考え方、具体的計算方法、計算に用いる変数・定数等について示す。

a) 改定版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、主に地すべりおよび急傾斜地である。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「第 14 章 地すべり防止施設計画」；p 198 には、安定解析の手法については、一般的にはスウェーデン式分割法を用いると示されている。

<スウェーデン式分割法（fellenius 法）>

$$F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \phi' + c' \sum l}{\sum T}$$

F_s : 安全率

N : 分割片の重力による法線力 (kN/m) $= W \cdot \cos \theta$

T : 分割片の重力による切線力 (kN/m) $= W \cdot \sin \theta$

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

W : 分割片の重量 (kN/m)

θ : すべ面の分割片部における傾斜角 (°)

②地震時安定性評価に関する考え方

地震時における考え方については記載されていない。

③地震時安定性評価の具体的方法

記載無し

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

b) 地すべり防止技術指針及び同解説

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、地すべりである。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「第3節 計画」；p 55 には、安定解析の手法については、スウェーデン式分割（fellenius 法）が示されている。

計算手法は「改定版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編」と同様である。

②地震時安定性評価に関する考え方

地震時における考え方については記載されていない。

③地震時安定性評価の具体的方法

記載無し

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

c) 貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、貯水池に関わる地すべりである。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「4. 解析」；p 4-1 には、安定解析の手法については、簡便法（fellenius 法）を用いると示されている。

計算手法は「改定版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編」等と同様である。

②地震時安定性評価に関する考え方

地震時における考え方については記載されていない。

③地震時安定性評価の具体的方法

記載無し

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

d) 新 斜面崩壊防止工事の設計と実例

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、急傾斜地である。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「第 2 章 計画」；p 24 には、安定解析の手法について普通最もよく用いられる方法として、単一円弧すべり面によるスライス法が示されている。

<単一円弧スライス法（修正 fellenius 法）>

$$F_s = \frac{\sum \{ c' l + (\Delta W - u \cdot b) \cos \theta \cdot \tan \phi' \}}{\sum \Delta W \sin \theta}$$

F_s : 安全率

W : 分割片の重量 (kN/m)

u : 分割片に働く間隙水圧 (kN/ m)

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

b : 分割片の幅 (m)

θ : すべ面の分割片部における傾斜角 (°)

②地震時安定性評価に関する考え方

過去に発生した地震において、斜面崩壊対策工の被害は局所的なものであったり、あるいはほとんど被災が認められなかった事、また、地震時の斜面の安定性を評価するいくつかの手法はあるが、地震時における現実の斜面の挙動や安定性に関して不確定な要素が存在する事などを理由に、斜面对策工の設計時には、大規模な擁壁工等の特殊なものを除き、地震力を考慮していない。

本文 p 67 より抜粋

③地震時安定性評価の具体的方法

前記のスライス法において、スライスの重心に慣性力が作用するとした方法(震度法)が示されている。

$$F_s = \frac{\sum \{ c' l + (\Delta W \cdot \cos \theta - k_h \Delta W \cdot \sin \theta - u \cdot b \cdot \cos \theta) \tan \phi' \}}{\sum \Delta W \sin \theta + k_h \Delta W \cdot \cos \theta}$$

k_h : 設計水平震度

本文 p 65 の数式を変形

※これ以外にも Janbu 法に震度法を適用した数式なども示されている。

④計算に用いる定数・変数等

設計水平震度の具体値、地震時計画安全率については記載なし。

e) 道路土工 切土工・斜面安定工指針（H21 年度版）

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、道路法面ならびに道路に関わる地すべりである。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「第 11 章 地すべり対策」；p 369 には、安定解析の手法についてスライス分割法が示されている。式は「新 斜面崩壊防止工事の設計と実例」と同様である。

普通最もよく用いられる方法として、単一円弧すべり面によるスライス法が示されている。

<スライス法（修正 fellenius 法）>

$$F_s = \frac{\sum \{ c l + (\Delta W - u \cdot b) \cos \theta \cdot \tan \phi \}}{\sum \Delta W \sin \theta}$$

F_s : 安全率

W : 分割片の重量 (kN/m)

u : 分割片に働く間隙水圧 (kN/ m)

l : 分割片のすべり面長 (m)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

b : 分割片の幅 (m)

θ : すべ面の分割片部における傾斜角 (°)

②地震時安定性評価に関する考え方

のり面・斜面の地震時の安定については、通常規模の地震においては被害が限定的であること、及び橋梁等の鋼あるいはコンクリートでできた構造物に比べて復旧が容易であること等の理由により、これまで特別の場合を除き必ずしも力学的な耐震設計がなされていなかった。しかし、平成 7 年 1 月に発生した兵庫県南部地震を契機として、道路をはじめとする公共土木施設の地震に対する安全性のより一層の向上が求められるようになったこと、また、道路のネットワークとしての機能を考慮すれば、橋梁、トンネル、のり面・斜面等の土工部において地震に対する安全性のバランスを確保する必要があることから、のり面・斜面においても地震に対して従来以上の安全性を確保することが望まれる。ただし、のり面・斜面は延長が膨大であるため、一律に地震に対する安全性を向上させるのは財政

的制約あるいは投資効率等の観点から必ずしも現実的ではないことから、地震に対して確保すべき安全性については、構造物の重要度、復旧の難易度等を考慮して設定するのが望ましい。

地震時に対するのり面・斜面の安定については未解明の点が多く、耐震設計を明確に規定できないという技術的な制約があるのも事実である。したがって、このような点については現時点での技術的知見を最大限に活用して対応していくとともに、解明のための調査研究を進めていく必要がある。

本文 p 33～35 より抜粋

③地震時安定性評価の具体的方法

記載無し

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

f) 設計要領第一集 土工編

当該基準に示される斜面安定度の評価の対象は、高速道路法面ならびに高速道路に関わる地すべりである。

①常時における安定解析手法（計算式等）

「第3章 切土」；p 3-26 には、安定解析の手法についてはスライス分割法による簡便法を標準とすると示されている。式は「道路土工 切土工・斜面安定工 指針（H21 年度版）」と同様である。

$$F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \phi' + c' \sum l}{\sum T}$$

F_s : 安全率

N : 分割片の重力による法線力 (kN/m) $= W \cdot \cos \theta$

T : 分割片の重力による切線力 (kN/m) $= W \cdot \sin \theta$

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m) $= A_w \cdot \gamma_w \cdot \cos \theta$

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

W : 分割片の重量 (kN/m)

θ : すべ面の分割片部における傾斜角 (°)

A_w : 地下水位以下の分割片の面積 (m²)

γ_w : 水の単位堆積重量 (kN/m³)

②地震時安定性評価に関する考え方

地震時における考え方については記載されていない。

③地震時安定性評価の具体的方法

記載無し

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

g) 道路震災対策便覧（震前対策編）

当該便覧は、道路に対する震前対策（耐震対策）として、地震に対する安定性評価や耐震対策に対する基本的な考え方が示されているが、実際に実施するときの手引きとなるものであって、行うべき基準を示したものでは無い旨が記載されている。

対象とする道路構造物は、切土法面・斜面、盛土、橋梁、トンネル、その他の構造物など多岐に渡る。

①常時における安定解析手法（計算式等）

当該便覧は耐震に対して限定したものであるため、常時における安定解析手法に関する記載はない。

②地震時安定性評価に関する考え方

「第5章 耐震対策工法 5-2 切土のり面・斜面」p137には、以下のような一文が記載されている。

切土のり面の耐震対策について考える場合、耐震対策工を独立なものとして考えるのではなく、地震以外の要因によって生ずる崩壊、地すべり対策と一体として考える必要がある。切土のり面・斜面は、橋梁等の構造物と違い、現状では明確な耐震設計法として確率されたものがなく、耐震対策工の工種は、通常崩壊、地すべり対策と同一なものとする。

また、その設計時の考え方も、単純な層理構造をなす流れ盤の地盤ですべり面が想定できる場合などにおいて、特別に地震荷重を考慮する場合もあるが、一般的には通常崩壊対策や地すべり対策と同じである。

道路震災対策便覧（震前対策編） p137～138

③地震時安定性評価の具体的方法

前述のとおり、具体的な記載はない。

④計算に用いる定数・変数等

記載無し

h) 各指針の整理

下表に斜面・法面安定対策に関する各指針・基準類に示される安定度評価手法（地震時含む）の整理結果を示す。

表- 3.2.8 斜面・法面安定対策に関する各指針・基準類に示される安定度評価手法のまとめ

No.	名 称	常時の計算式※	地震時の考え方	地震時の 計算方法	計画 安全率等
1	改定版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編	fellenius 法	記載なし	記載なし	記載なし
2	地すべり防止技術指針及び同解説	fellenius 法	記載なし	記載なし	記載なし
3	貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説	fellenius 法	記載なし	記載なし	記載なし
4	新 斜面崩壊防止工事の設計と実例	修正 fellenius 法	・過去に発生した地震において被害は局所的（あるいは無し） ・地震時斜面の安定性を評価する手法はいくつかあるが、不確定な要素が存在する。 ・現状では大規模な擁壁など特殊なものを除き地震力は考慮していない。	震度法	記載なし
5	道路土工 切土工・斜面安定工指針（H21 年度版）	修正 fellenius 法	・通常規模の地震では被害が限定的であること、剛な構造物と比較して復旧が容易であること等から、特別な場合を除き耐震設計が実施されていない。 ・今後については構造物の重要度、復旧の難易度等を考慮し地震に対する安全性を確保する必用あり	記載なし	記載なし
6	設計要領第一集 土工編	修正 fellenius 法	記載なし	記載なし	記載なし
7	道路震災対策便覧（震災対策工編）	耐震に限定した図書であるため 記載なし	・現状では明確な耐震設計法として確率されたものがなく、耐震対策工の工種は、通常の崩壊、地すべり対策と同一なものとする。	記載なし	記載なし

※計算式は各文献により様々な名称で示されているが、ここでは fellenius 法、および修正 fellenius 法に統一した。

2) 斜面・法面安定対策に関する指針・基準類以外の指針等に示される考え方

本節では、盛土工や築堤護岸、フィルダム等、斜面安定検討と概ね同一の手法（円弧すべり計算等）を用いて安定検討を行う分野における指針・基準類の考え方等について整理した。

a) 道路土工 盛土工指針（H22 年度版）

①地震時安定性評価に対する基本的考え方

当該指針では、重要度 1（崩壊した場合、交通機能や周辺施設に著しい影響を与える場合）の盛土については、地震時における安定性評価を行うことを原則とすると示されている。また、地震動の作用に対する盛土の安定性照査に当たっては、レベル 1 地震動、重大な二次被害のある盛土についてはレベル 2 地震動の対して照査を行うことが望ましいとされる。

地震動に対する照査は、地震の影響を考慮した円弧すべり法により行ってよいとされ、照査の内容は盛土及び基礎地盤がすべりに対して安定であること、ないしは変位が許容変位以下であることを照査するものとする。

本文 p 119 より抜粋

②地震時安定性評価の手法

照査の手法としては、構造物の変形を直接的に求めることができる残留変形解析手法と、構造物の地震時安定性を安全率等により詳細する震度法による安定解析手法が示されている。このうち、震度法による安定解析手法については、修正 fellenius 法に震度法を適用した式が示されている。

$$F_s = \frac{\sum \{ c l + [(W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha] \cdot \tan \phi \}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + h/r \cdot k_h \cdot W)}$$

F_s : 安全率

c : すべり面の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 ($^\circ$)

l : 分割片のすべり面長 (m)

W : 分割片の重量 (kN/m)

u : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)

b : 分割片の幅 (m)

α : すべ面の分割片部における傾斜角 ($^\circ$)

k_h : 設計水平震度

h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

r : すべり円弧の半径 (m)

$$k_h = C_z \cdot k_{h0}$$

k_{h0} : 設計震度の標準値

C_z : 地域別補正係数

本文 p 124

表- 3.2.9 水平設計震度の標準値

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動※	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

③地震時計画安全率

当該指針に示される計算は照査という位置づけであり、計画安全率という言葉は用いられていないが、地震時に対して必要とする安全率は次のとおりに示されている。

- ・円弧すべり面を過程した安定解析手法によって算出した地震時安全率の値が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は十分に小さいと考えられるため、レベル 1 地震動に対しての性能 1※を満足すると見なしてよい。
- ・レベル 2 地震動に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析手法によって算定した地震時安全率の値が、1.0 以上であれば、盛土の変形量は限定的にとどまると考えられるため、レベル 2 地震動の作用に対して性能 2※※を満足するとみなしてよい。

※ 性能 1 : 盛土としての健全性を損なわない性能

※※性能 2 : 損傷が限定的なものに留まり、盛土としての機能の回復が速やかに行い得る性能

b) 改定新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] (河川堤防)

①地震時安定性評価に対する基本的考え方

当該基準では、河川堤防（土堤）に求められる耐震性能が示されている。

河川堤防の耐震性評価では、堤防の被害による二次災害の可能性を判断するために、地震後の堤防の変形量を評価できることが望まれるとされる。ただし、変形量を適切に予想する実用的な手法は、現時点では確率されていないため、当面は震度法を用いた円弧すべり法による安定計算により、地震時安全率を算出し、堤防天端の沈下量と地震時安全率の関係から、堤防沈下量を推定することが現実的であると示されている。

地震時安全率は、地震時慣性力のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(k_h)$ と過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(\Delta\mu)$ を求め、小さい方を作用する。

表- 3.2.10 堤防天端の沈下量（上限値）と地震時安全率の関係

地震時安全率 F_{sd}		沈下量（上限値）
$F_{sd}(k_h)$	$F_{sd}(\Delta\mu)$	
$1.0 < F_{sd}$		0
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$		(堤高) $\times 0.25$
$F_{sd} \leq 0.8$	$0.6 < F_{sd} \leq 0.8$	(堤高) $\times 0.50$
-----	$F_{sd} \leq 0.6$	(堤高) $\times 0.75$

本文 p 16

②地震時安定性評価の手法

照査の手法としては、一般的に用いられている震度法を用いた円弧すべり法による安定計算による、と示されるのみで具体的な計算手法は示されていないが、ここで示す一般的な手法とは、同基準の計画編に示される fellenius 法を示すものと考えられる。

また、水平設計震度は下表のように設定される。

表- 3.2.11 慣性力に対する設計震度 (k_h)

地域区分 堤防規模	強震帯地帯	中震帯地帯	弱震帯地帯
$B/H \leq 10$	0.18	0.15	0.12
$10 < B/H \leq 20$	0.16	0.14	0.11
$20 < B/H$	0.15	0.12	0.10

B：堤防幅、H 堤防高さ

本文 p 16～17

③地震時計画安全率

計画安全率に対する明確な記載はないが、地震時の沈下により著しい二次災害が生じないような対策を施すことが必要とされ、対策後の安全率が 1.0 を上回るようにすることで、仮に地震により堤防が部分的に被災しても、著しい沈下を生じないようにすると示されている。

本文 p 18

c) 改定新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I]（フィルダム）

①地震時安定性評価に対する基本的考え方

当該基準では、フィルダムに求められる安定性について示されている。

細かい考え方は示されていないが、堤体および基礎地盤は、すべり破壊に対して安全となるように設計するものとし、すべり破壊に対する検討は、原則として円弧すべりについて行うものと示される。

本文 p 119 より抜粋

②地震時安定性評価の手法

原則としてスライス法により行う示されている。

式については水平震度を考慮した fellenius 法である。

$$F_s = \frac{\sum (N - U - Ne) \tan \phi' + c' \sum l}{\sum (T + Te)}$$

F_s : 安全率

N : 分割片の重力による法線力 (kN/m) = $W \cdot \cos \theta$

Ne : 地震時慣性力の垂直成分 (kN/m) = $k \cdot W \cdot \sin \theta$

T : 分割片の重力による切線力 (kN/m) = $W \cdot \sin \theta$

Te : 地震時慣性力の接線成分 (kN/m) = $k \cdot W \cdot \cos \theta$

k : 堤体震度（設計震度）

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m) = $u l$

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

W : 分割片の重量 (kN/m)

θ : すべ面の分割片部における傾斜角 (°)

A_w : 地下水位以下の分割片の面積 (m²)

γ_w : 水の単位堆積重量 (kN/m³)

本文 p 226

表- 3.2.12 設計震度

地域区分	ダムの基礎条件	ゾーン型フィルダム	均一型フィルダム
強震地帯	通常の岩盤基礎	0.15	0.15～0.18
	土質基礎	0.18	0.20
中震地帯	通常の岩盤基礎	0.12～0.15	0.15
	土質基礎	0.15～0.18	0.18～0.20
弱震地帯	通常の岩盤基礎	0.10～0.12	0.12
	土質基礎	0.15	0.18

※これらは目安であり、当該地域の地震歴、地質条件、堤体の動力学特性を考慮し、これらの値以上をとることとする。

本文 p 165 を簡略化

③地震時計画安全率

計画安全率については、1.2 以上とすると示されている。

本文 p 224

d) まとめ

下表に先に示した斜面・法面以外の各指針に示される地震時安定性評価に関する考え方、ならびに求められる安全率のまとめを示す。

表- 3.2.13 斜面・法面安定対策以外の指針・基準における評価方法のまとめ

No.	名称	対象 構造物	地震時計算式	地震時 計画安全率	計算方法・安全率 などに関する考え方
1	道路土工盛土工指針 (H21 年度版)	道路盛土	修正 fellenius 法 + 震度法	レベル 1 : 1.0 レベル 2 : 1.0	・震度法に用いる設計水平震度は、地震動レベル 1、2 で使い分けるとともに、地盤種別、地域により異なる値を用いる。 ・レベル 1 地震動に対しては健全性を損なわない性能が要求される。 ・レベル 2 地震動に対しては損傷が限定的で機能が速やかに回復する性能が要求される。
2	改定版 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 計画編	堤防 (土堤)	一般的に用いられる震度法を用いた円弧すべり法 (具体的記載なし)	$P \cdot F_s > 1.0$	・円弧すべりによる安全率から沈下量を推定し対策を検討することが現実的。 ・沈下に対する対策後の安全率が 1.0 を上回ること著しい沈下が生じないものと評価。
3	改定版 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 計画編	フィルダム	fellenius 法 + 震度法	$P \cdot F_s \geq 1.2$	・すべり破壊に対する検討は、原則とし円弧すべりにより行うものとし、安全率は 1.2 以上とする。

3) 学識経験者や準公的機関・非公的機関などの論文・報文の整理

本節では、学識経験者や準公的機関・非公的機関などの論文・報文などに示される考え方等について整理する。

整理した論文・報文は以下のとおりである。

- ①地すべり分野における安全率に関する座談会
- ②地すべり対策斜面の耐震性と地震時安定性評価に関する研究
- ③既往対策工による地下水位低下状況と地震による地すべり変動の関係

下表に各論文における地震時計画安全率に関する考え方の要約を示す。下表に示すとおり、No.1 については地震時における斜面安全率の基本的な考え方を示したものであり、地震時安全率をどの程度見込むか等の具体的な数値は示されていない。論文No.2 およびNo.3 は、地震によって崩壊した斜面に対して安全率を評価した結果等を示したものであるが、この内容より対策後安全率が $F_s=1.10$ を上回っていれば、地震時における変動発生確率が低くなる旨を読み取ることができる。

表- 3.2.14 論文・報文における地震時計画安全率の要旨

No.	タイトル	掲載誌等	要 旨
1	地すべり分野における安全率に関する座談会	J. of the Jpn. Landslide Soc., Vol. 45, No. 6 455 (2009)	・地震に対する対策工を検討する場合、震度いくつまでは耐えられるような方向性はあるが、斜面の上がどの位揺れるかということすらわかっていない。 ・現在の方向性としてはよほど特殊な斜面でない限り耐震設計を考えるという方向ではない。 ・最近では耐震の基準が厳しくなっているため、切土や盛土の耐震性も、家屋など他の構造物と相対的に耐震の必要性を考えなきゃいけないと思う。家屋の耐震規準は厳しいのに、切土や盛土の耐震設計はしなくても良いというわけにはいかない。 ※地震時の安全率をいくつにすべきかに関する記載はなし
2	地すべり対策斜面の耐震性と地震時安定性評価に関する研究	雪崩・地すべり研究センター資料	・施設設置前の斜面安全率を 0.95～1.00 とした場合に、地すべり防止施設の設置によってそれがどの程度向上したかという観点から、斜面安全率と地すべり対策概成斜面における地震時の変動の有無との関係を分析した。 ・地震により変動が発生したブロックの大半が、地すべり対策概成後の斜面安全率が 1.10 以下であり、対策による安全率の向上が小さいブロックであったことが示された。
3	既往対策工による地下水位低下状況と地震による地すべり変動の関係	J. of the Jpn. Landslide Soc., Vol. 48, No. 5 455 (2011)	・地すべり防止施設設置後の斜面の安全率が 1.10 以下のブロックで変動の発生が多く認められる傾向が認められた。

4) 事例調査結果

本節では、地震時を考慮した斜面安定解析・安定計算における計画安全率の数値事例について収集・整理を行った。

a) 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 ―急傾斜地崩壊防止工事技術指針―

本指針には、地震時を考慮した擁壁の背面部斜面の安定性を円弧すべり法によって確認した事例が参考資料に掲載されている。

なお、このときの計画安全率は以下のとおりである。

常 時 : $P \cdot F_s = 1.20$

地震時 : $P \cdot F_s = 1.00$

※擁壁背面斜面の安定性を照査したものであり、地震時に対する計画安全率を満足する必要抑止力を算出したものではない。擁壁設計における土圧算出は水平震度を考慮したくさび土圧が採用されている。

以下に關係する部分を掲載する。

10.3 地震力を考慮したもたれ擁壁工の設計例

地震力を考慮した設計事例として、高さ 8 m のもたれ式擁壁の設計事例を以下に示す。

10.3.1 設計条件

(1) 工 種

もたれ式擁壁 (高さ 8 m)

(2) 斜面概要

対象地区の地質は火山灰質粘性土・基岩の 2 層に分布するが、支持力的にみると以下の 3 層に分類できる。

①火山灰質粘性土 (GL-0.00~GL-3.70m に分布, N 値は 5~8)

②風化岩 (GL-3.70~GL-6.00m に分布, N 値は 14~22)

③基盤岩 (GL-6.00m 以深に分布, N 値は 50 以上)

ボーリング結果および地質報告書より、本設計では、支持地盤を GL-6.00m 以深に分布, N 値は 50 以上の基盤岩 (泥岩) とする。

(3) 高 さ $H = 8.0\text{m}$

(4) 設計水平震度 $K_h = 0.17$

(5) 裏込め土

本設計の裏込め土は、以下のような土質定数の裏込め材を用いる。

単 位 重 量 : $\gamma = 20\text{KN/m}^3$

内部摩擦角 : $\phi = 40^\circ$

(6) 土圧およびその算定方法

もたれ擁壁に作用する土圧は、以下に示す裏込め土、堆積土砂、不安定土砂による土圧とする。

(a) 裏込め土による土圧

裏込め土中に擁壁のかかとを通る平面すべり面を仮定し、このすべり面において土くさびに対する力のつり合いから土圧を求めた。

(b) 堆積土砂による土圧

堆積勾配は常時15°、地震時水平とし、(a)裏込め土による土圧と同様な方法で算出した。

不安定土砂による土圧は、掘削のり面における想定不安定土砂を円弧すべりにより推定し、安定計算を行う。

本設計では、掘削時の切土面が安定しており、地山からの影響を考慮しない（不安定土砂による土圧は含めない）。

(7) 水 圧 なし

(8) 載荷荷重 なし

(9) 安定に対する条件

表 10-7 安定条件

	常 時	地 震 時
滑 動	$F_s=1.5$ 以上	$F_s=1.2$ 以上
転 倒	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$
支持力	600kN/m ²	900kN/m ²

10.3.2 円弧すべりの計算による不安定土砂の想定

想定不安定土砂の影響を考慮するために、掘削のり面における想定不安定土砂を円弧すべりにより推定し、安定計算を行う。

表10-8に各層の土質定数を示し、そのり面安定計算結果を図10-16に示す。

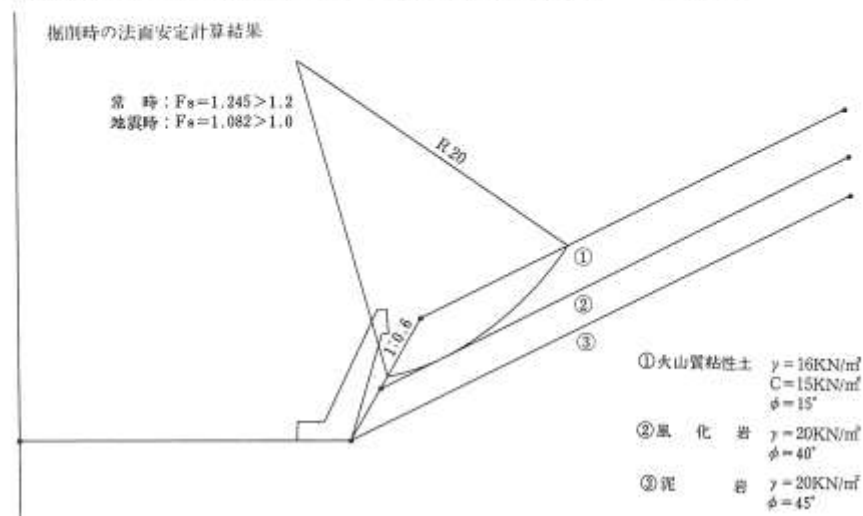


表 10-8 各層の土質定数

	単位重量 γ (kN/m ³)	粘 着 力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
火山質粘性土	16	15	15
風 化 岩	20	0.0	40
泥 岩	20	0.0	45

図10-16は、最小安全率を与えるすべり面（地震時）を示している。想定されたすべり面は計画安全率以上（常時 $F_s=1.2$ 、地震時 $F_s=1.0$ ）を満たしているため、地山からの影響はないと考え、地山からの土圧は考慮しない。

b) B ダムの事例

B ダムでは、ダム基礎および左岸頂部に大規模な地山の緩み域があり、法面対策工を実施している。また、法面検討分科会の中で地震時の安全率は $F_s=1.0$ としている。



出典：B ダム基本設計会議資料(試験湛水)、平成 11 年 4 月

図- 3.2.29 斜面変状の範囲

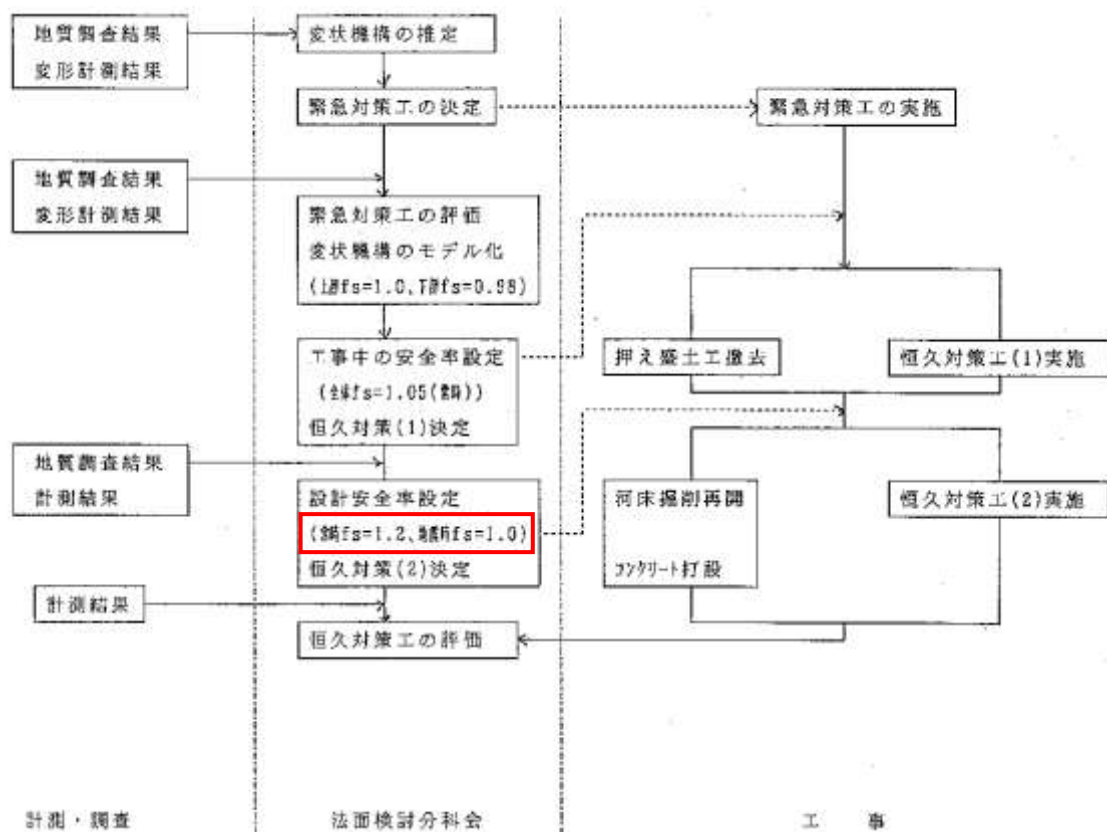


図- 3.2.30 対策工検討の流れ

5) 調査結果のまとめ

以上の結果より、地震時の考え方としては、以下のとおり整理ができる。

- ①斜面・法面の安定性評価に用いられる一般的指針・基準類（No.7「道路震災対策便覧」は除く）を調査した結果では、6 指針中 4 指針（基準）においては地震時安定性評価に関する考え方は示されていない。また、考え方が示される 2 指針（基準）についても、計画安全率をいくつにすべきかといった具体的な数値は示されていない。これらの指針では耐震計算を行わない理由として、地震時の安定性評価については不確定要素が多いこと、地震時の斜面・法面の被害は限定的であり、一般的に復旧が容易である事等が挙げられている。
- ②斜面・法面以外の各指針において、fellenius 法あるいは修正 fellenius 法により安定性評価を行う分野における地震時の考え方を調査した結果では、対象とする構造物として、道路盛土、河川堤防（土堤）、フィルダムが抽出された。これらに関連する各指針とも、具体的な計算方法としては地震時水平力を考慮する震度法が示されており、そのときの地震時計画安全率は道路盛土、河川堤防（土堤）で $P \cdot F_s = 1.00$ 以上、フィルダム本体では $P \cdot F_s = 1.20$ 以上と示されている。道路盛土、河川堤防（土堤）の計画安全率が低い理由としては、これらが土構造物であり、一般に復旧が容易であることが挙げられる。
- ③学識経験者や準公的機関・非公的機関などの論文・報文を整理した結果では、地震時安全率をどの程度見込むか等の具体的な数値は示されたものは確認できなかったものの、実際の地震時における崩壊事例より、対策後の安全率が $F_s = 1.1$ 以上であれば地震時における変動発生確率が低くなる旨が示された論文が確認された。
- ④地震時を考慮した斜面安定解析・安定計算における計画安全率の数値事例については、ネット検索では該当する数値事例は確認できなかったものの、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 一急傾斜地崩壊防止工事技術指針一参考編」に設計事例が示されており、そのときの地震時計画安全率は $P \cdot F_s = 1.00$ であった。
- ⑤当該斜面と同様に、掘削時の地形変化によって変状が生じた B ダムでは常時計画安全率を $F_s = 1.2$ としていると共に地震時においても $F_s = 1.0$ 以上確保していることを確認している。

6) 計画安全率の設定

以上を踏まえると、当該斜面はダムに近接する重要斜面であることを考慮すると地震時においても安全率を満足させておく必要があるといえる。

また、地震時の安全率については既往事例等を踏まえ、 $F_s=1.0$ 以上確保することとした。

なお、地下水位の設定にあたっては想定される水位上昇を最大限考慮することとした。

【本検討における計画安全率】

常時 : $F_s=1.2$

地震時 : $F_s=1.0$

(5) 水平地震力

水平地震力は、ダム本体および関連構造物設計時と同様 $k_h=0.15$ とした。

(6) ブロック内水位の設定

ブロック内水位は、地下水位計 No.6 地点において、以下のとおり設定した。

○常時 : EL. 155.5m(出水時に一時的に発生し得る水位の最大相当)

○地震時 : EL. 153.0m(定常的に記録される水位で最大相当)

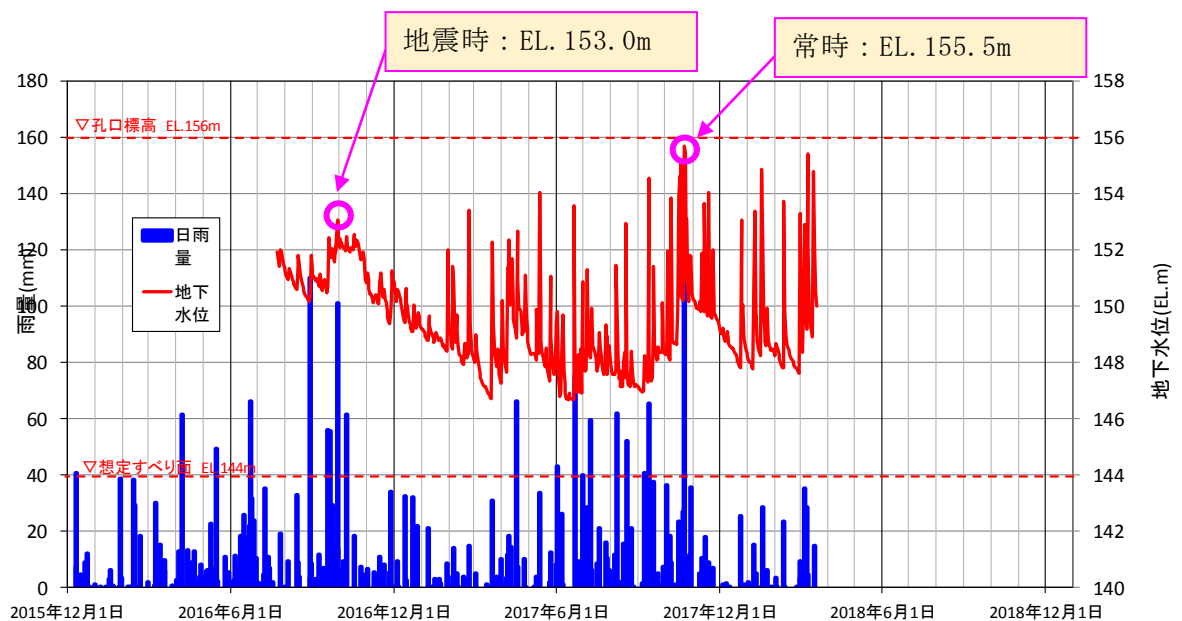


図- 3.2.31 必要抑止力に用いるすべり面と水位線

(7) 計算結果

1) アンカー工 6 本分の効果を考慮した際の安全率

前節で検討したグラウンドアンカー（ダム天端以上に 6 本配置）の効果を考慮した時の永久法面の安全率を求めた。

計算の結果、常時（地下水位 EL. 155. 5m）、地震時（地下水位 EL. 153. 0m）共に計画安全率を満足しない結果となった。

また、参考に地下水位を低下させた場合の安全率を求めた。計算の結果、常時は EL. 150. 5m まで、地震時は EL. 145. 0m まで水位を低下させることができれば計画安全率を満足することができる。しかし、これらは現時点での定常的な水位分布よりも低く、水抜き対策を実施してもそれらの効果を定量的に推定することが困難であること、降雨時には一時的に上昇することも考えられることから、水抜き対策工を斜面对策工に当初より盛り込むことは困難であると判断される。

表- 3. 2. 15 アンカー 6 本分の効果を考慮した場合の計算結果総括表

水位 (EL.m)	状態	起動力 (kN/m)	抵抗力 (kN/m)	安全率 (無対策)	計画 安全率	必要 抑止力 (kN/m)	グラウンドアン カー による抵抗力	安全率 (アンカー考慮)
155.5	常時	11,256.1	9,302.0	0.826	1.2	4205.32	2090.9	1.012
	地震時	14,615.2	8,257.6	0.565	1.0	6357.6	2090.9	0.708
153.0	常時	11,339.6	10,521.4	0.928	1.2	3086.12	2090.9	1.112
	地震時	14,725.7	9,469.2	0.643	1.0	5256.5	2090.9	0.785
150.5	常時	11,421.7	11,683.0	1.023	1.2	2023.04	2090.9	1.206
	地震時	14,833.4	10,623.3	0.716	1.0	4210.1	2090.9	0.857
145.0	常時	11,596.7	14,058.6	1.212	1.2	-142.56	2090.9	1.393
	地震時	15,060.7	12,982.6	0.862	1.0	2078.1	2090.9	1.001

○グラウンドアンカー (6 本分) による抵抗力

粘着力c=	17	kN/m ²
内部摩擦角φ =	31.74	°
既設アンカー力	1064	kN/本
既設アンカー本数	6	本
奥行方向間隔	3	m
アンカー打設角度	30	°
すべり面勾配	35.06	°
アンカーとすべり面のなす角	65.06	°

下向き打設角

グラウンドアンカーによる抵抗力

$$Po = Td \times m \div a = 1064 \times 6 \div 3 = 2128 \text{ kN/m}$$

$$r = Po \times (\cos\beta + \sin\beta \times \tan\varphi) = 2128 \times \{(\cos(65.06) + \sin(65.06) \times \tan(31.74))\} = 2090.9 \text{ kN/m}$$

2) アンカー工 8 本分の効果を考慮した際の安全率

前節で検討したグラウンドアンカーの配置ではダム天端から 1 段目（9 段目斜面）の高さ 3m の斜面にはグラウンドアンカーを配置しない計画としていた。また、グラウンドアンカー 6 本分の効果を考慮した際の永久法面は想定水位に対する計画安全率を満足しない結果となった。

そこで、ダム天端から 1 段目の高さ 3m の斜面にも同規模のグラウンドアンカーを配置した場合（合計 8 本）についても計算を行った。

計算の結果、6 本分とケースと同様、常時（地下水位 EL. 155. 5m）、地震時（地下水位 EL. 153. 0m）共に計画安全率を満足しない結果となった。

また、本ケースにおいても参考に地下水位を低下させた場合の安全率を求めた。計算の結果、常時は EL. 152. 0m まで、地震時は EL. 146. 5m まで水位を低下させる必要があり、前ケースと同様の理由により、水抜き対策工を斜面对策工に当初より盛り込むことは困難であると判断される。

表- 3. 2. 16 アンカー 8 本分の効果を考慮した場合の計算結果総括表

水位 (EL.m)	状態	起動力 (kN/m)	抵抗力 (kN/m)	安全率 (無対策)	計画 安全率	必要 抑止力 (kN/m)	グラウンドアン カー による抵抗力	安全率 (アンカー考慮)
155.5	常時	11,256.1	9,302.0	0.826	1.2	4205.32	2,787.9	1.074
	地震時	14,615.2	8,257.6	0.565	1.0	6357.6	2,787.9	0.756
153.0	常時	11,339.6	10,521.4	0.928	1.2	3086.12	2,787.9	1.174
	地震時	14,725.7	9,469.2	0.643	1.0	5256.5	2,787.9	0.832
152.0	常時	11,372.6	10,992.8	0.967	1.2	2654.32	2,787.9	1.212
	地震時	14,769.1	9,937.6	0.673	1.0	4831.5	2,787.9	0.862
146.5	常時	11,549.8	13,434.8	1.163	1.2	424.96	2,787.9	1.405
	地震時	15,000.1	12,363.2	0.824	1.0	2636.9	2,787.9	1.010

○グラウンドアンカー (8 本分) による抵抗力

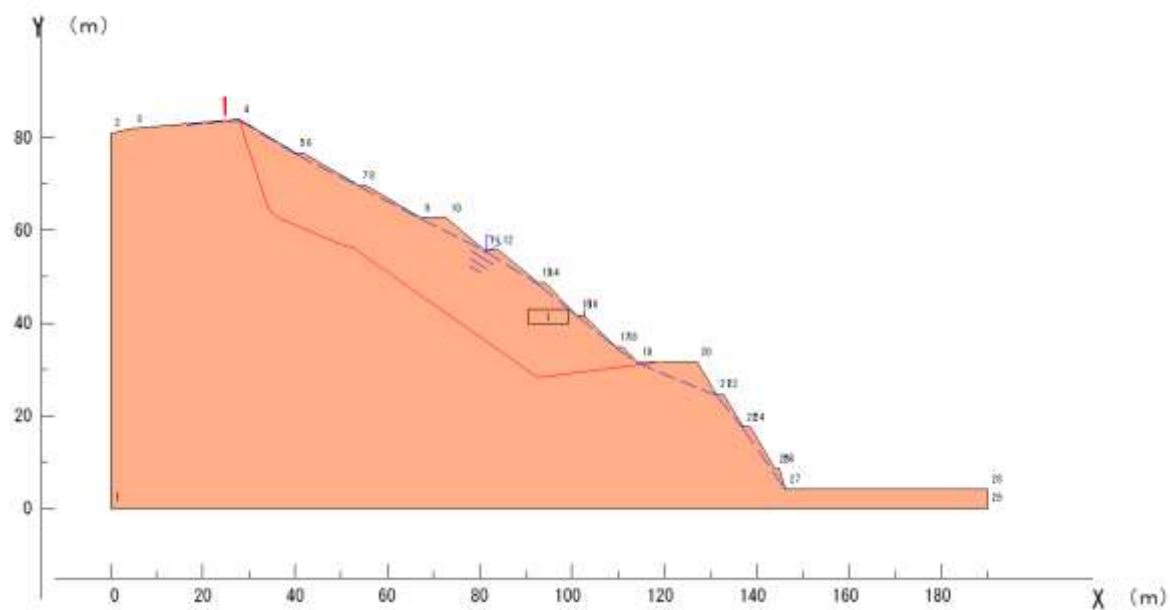
粘着力c=	17	kN/m ²
内部摩擦角φ =	31.74	°
既設アンカー力	1064	kN/本
既設アンカー本数	8	本
奥行方向間隔	3	m
アンカー打設角度	30	°
すべり面勾配	35.06	°
アンカーとすべり面のなす角	65.06	°

下向き打設角

グラウンドアンカーによる抵抗力

$$P_o = T_d \times m \div a = 1064 \times 8 \div 3.0 = 2837.333 \text{ kN/m}$$

$$r = P_o \times (\cos\beta + \sin\beta \times \tan\varphi) = 2837.333 \times \{(\cos(65.06) + \sin(65.06) \times \tan(31.74))\} = 2787.9 \text{ kN/m}$$



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

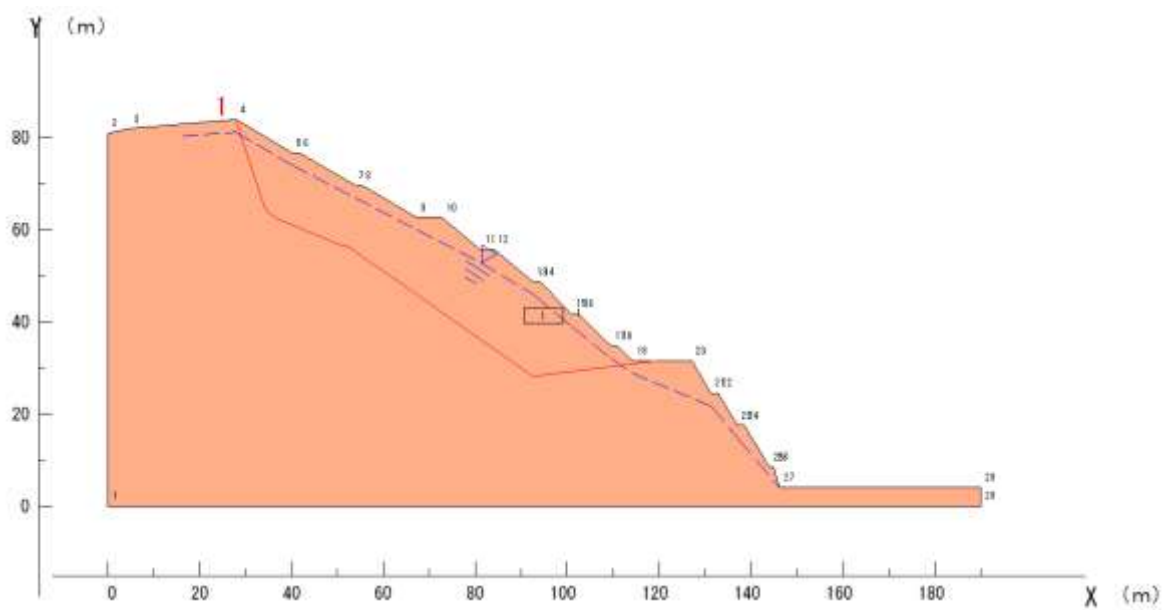
最小安全率：常時

ｽﾃｰｼﾞ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.826	9302.0	11256.1

最小安全率：地震時

ｽﾃｰｼﾞ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.565	8257.6	14615.2

図- 3.2.32 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 155.5m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

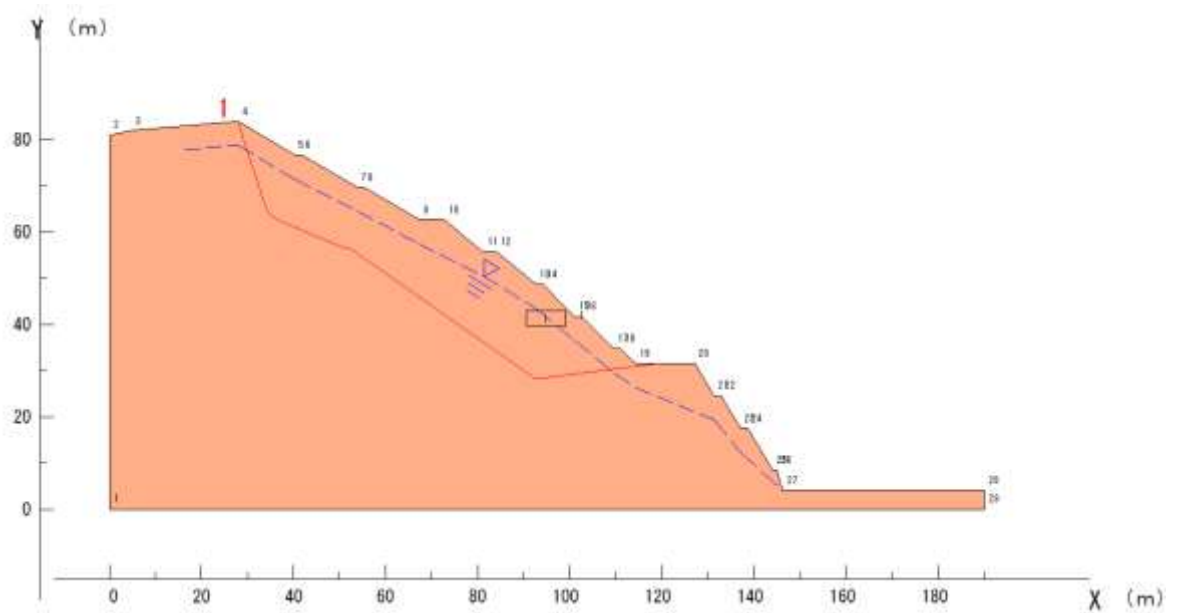
最小安全率：常時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.928	10521.4	11339.6

最小安全率：地震時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.643	9469.2	14725.7

図- 3.2.33 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 153.0m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

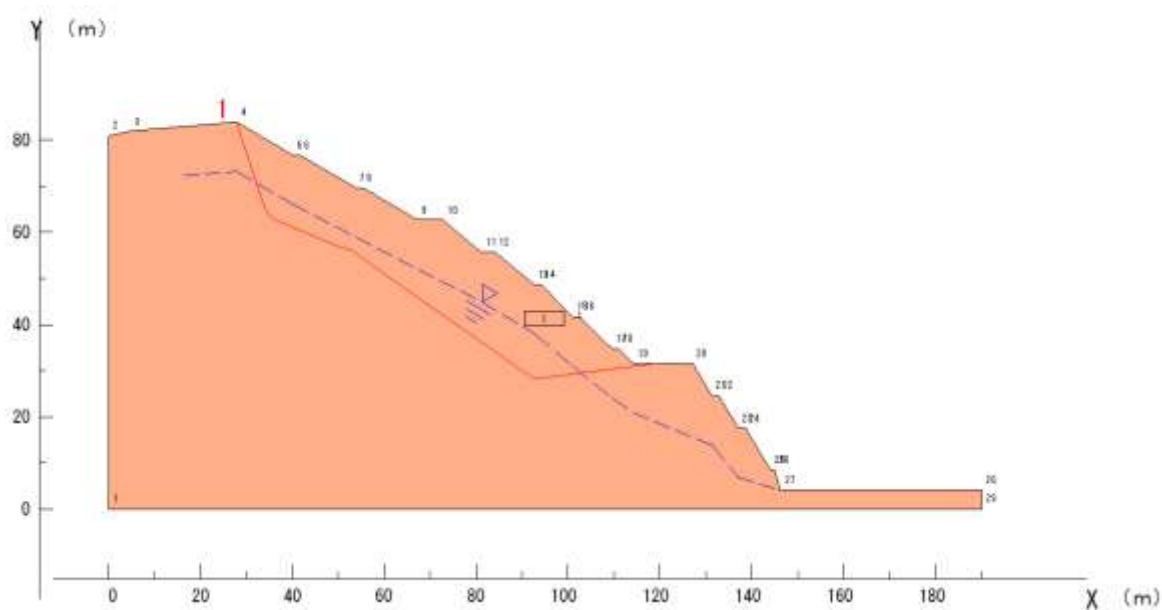
最小安全率：常時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	1.023	11683.0	11421.7

最小安全率：地震時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.716	10623.3	14833.4

図- 3.2.34 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 150.5m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

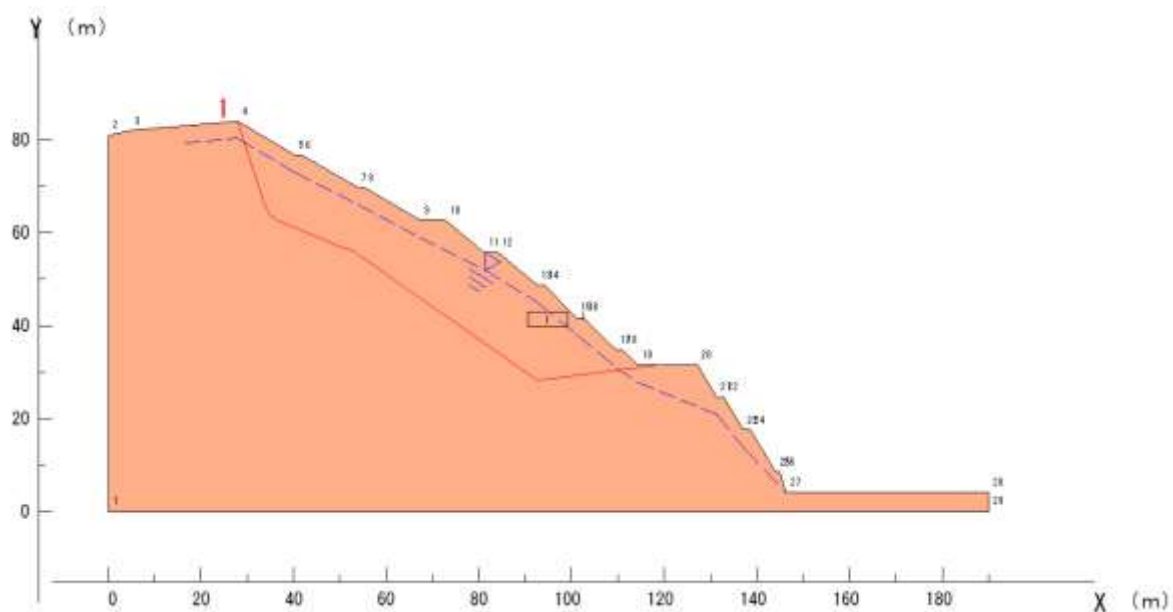
最小安全率：常時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	1.212	14058.6	11596.7

最小安全率：地震時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.862	12982.6	15060.7

図- 3.2.35 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 145.0m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

最小安全率：常時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.967	10992.8	11372.6

最小安全率：地震時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.673	9937.6	14769.1

図- 3.2.36 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 152.0m)



最小安全率：常時

最小安全率：地震時

スリット	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
2	1	0.824	12363.2	15000.1

3. 2-70

3) 頭部排土を併用した場合の安全率

前ケースまでの検討の結果、グラウンドアンカーを左岸頂部全体に配置しても永久法面の計画安全率を満足しない結果となった。

そこで、グラウンドアンカーを配置していない当該すべりブロックの頭部を排土した場合について計算を行った。

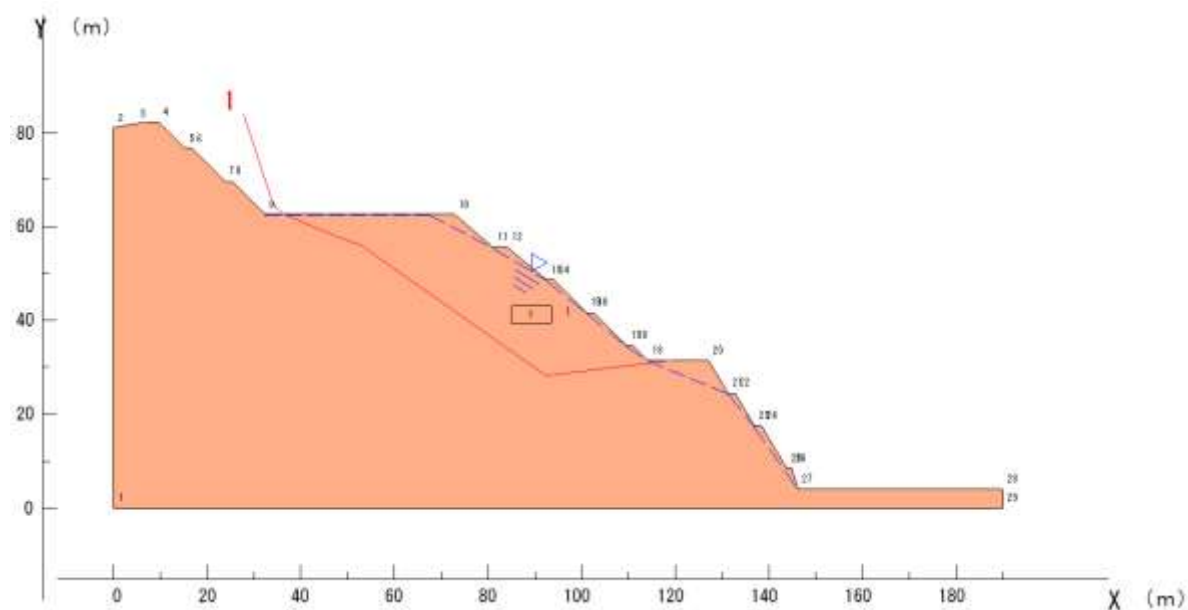
頭部排土はグラウンドアンカーを配置していない1段目～4段目斜面を対象に掘削することとした。

また、地下水分布の考え方はこれまでの検討と同様に地表からの深度が一様となるよう設定した。

計算の結果、グラウンドアンカーを8本配置し、且つ、1～4段目斜面を頭部排土した場合、想定水位時においても、計画安全率を満足した。

表- 3.2.17 頭部排土+アンカー8本分の効果を考慮した場合の計算結果総括表

水位 (EL.m)	状態	起動力 (kN/m)	抵抗力 (kN/m)	安全率 (無対策)	計画 安全率	必要 抑止力 (kN/m)	グラウンドアン カー による抵抗力	安全率 (アンカー考慮)
155.5	常時	7,627.3	7,135.8	0.936	1.2	2016.96	2,787.9	1.301
	地震時	10,162.5	6,428.1	0.633	1.1	4750.65	2,787.9	0.907
153.0	常時	7,689.9	8,243.0	1.072	1.2	984.88	2,787.9	1.434
	地震時	10,249.5	7,529.5	0.735	1.1	3744.95	2,787.9	1.007



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

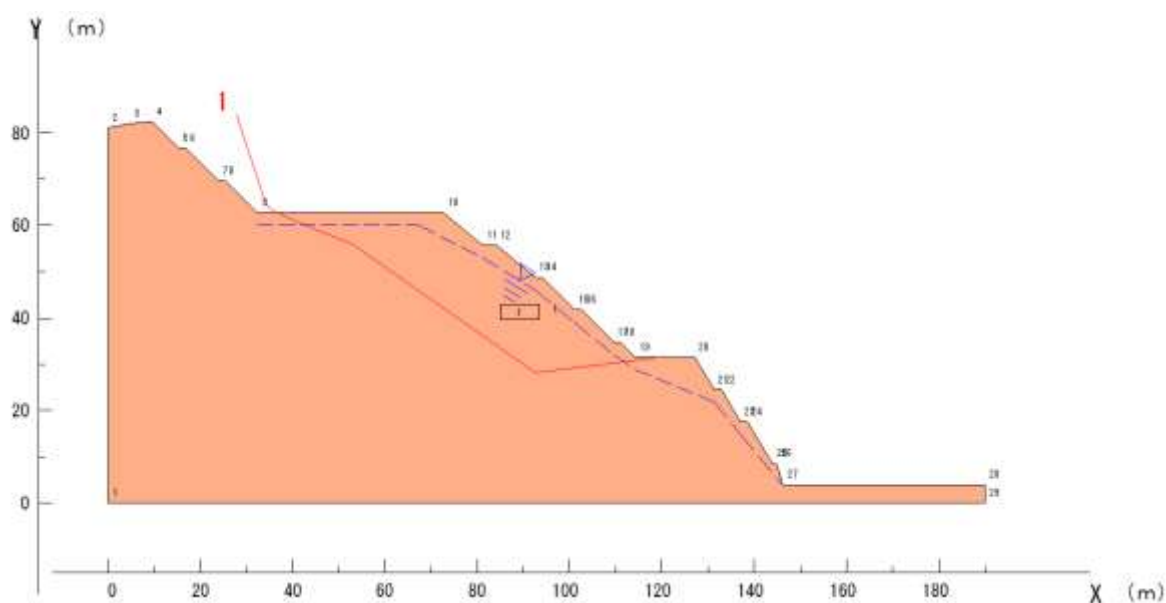
最小安全率：常時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
3	1	0.936	7135.8	7627.3

最小安全率：地震時

ステージ	すべり 面番号	最小 安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
3	1	0.633	6428.1	10162.5

図- 3.2.38 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 155.5m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	水平震度	鉛直震度	粘着力 (kN/m^2)	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	20.00	21.00	0.150	0.000	17.00	0.00	31.74

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

最小安全率：常時

ステージ	すべり面番号	最小安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
3	1	1.072	8243.0	7689.9

最小安全率：地震時

ステージ	すべり面番号	最小安全率	抵抗力 (kN)	起動力 (kN)
3	1	0.735	7529.5	10249.5

図- 3.2.39 永久法面の安全率図(地下水位 EL. 153.0m)

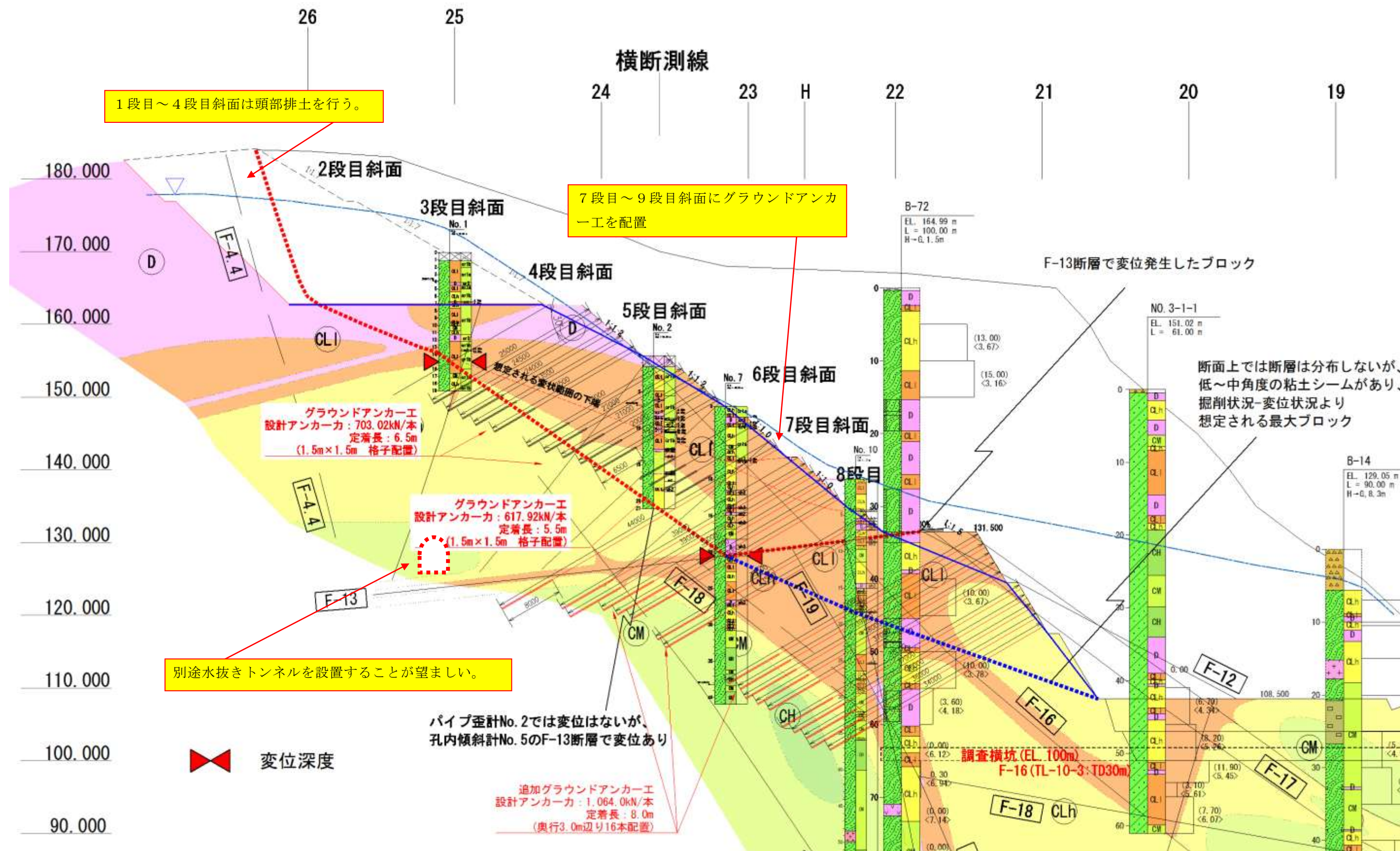


図- 3.2.40 永久法面に対する左岸頂部法面对策工図 (案)