

2.4 当面の対策工

2.4.1 末端部湛水地対策

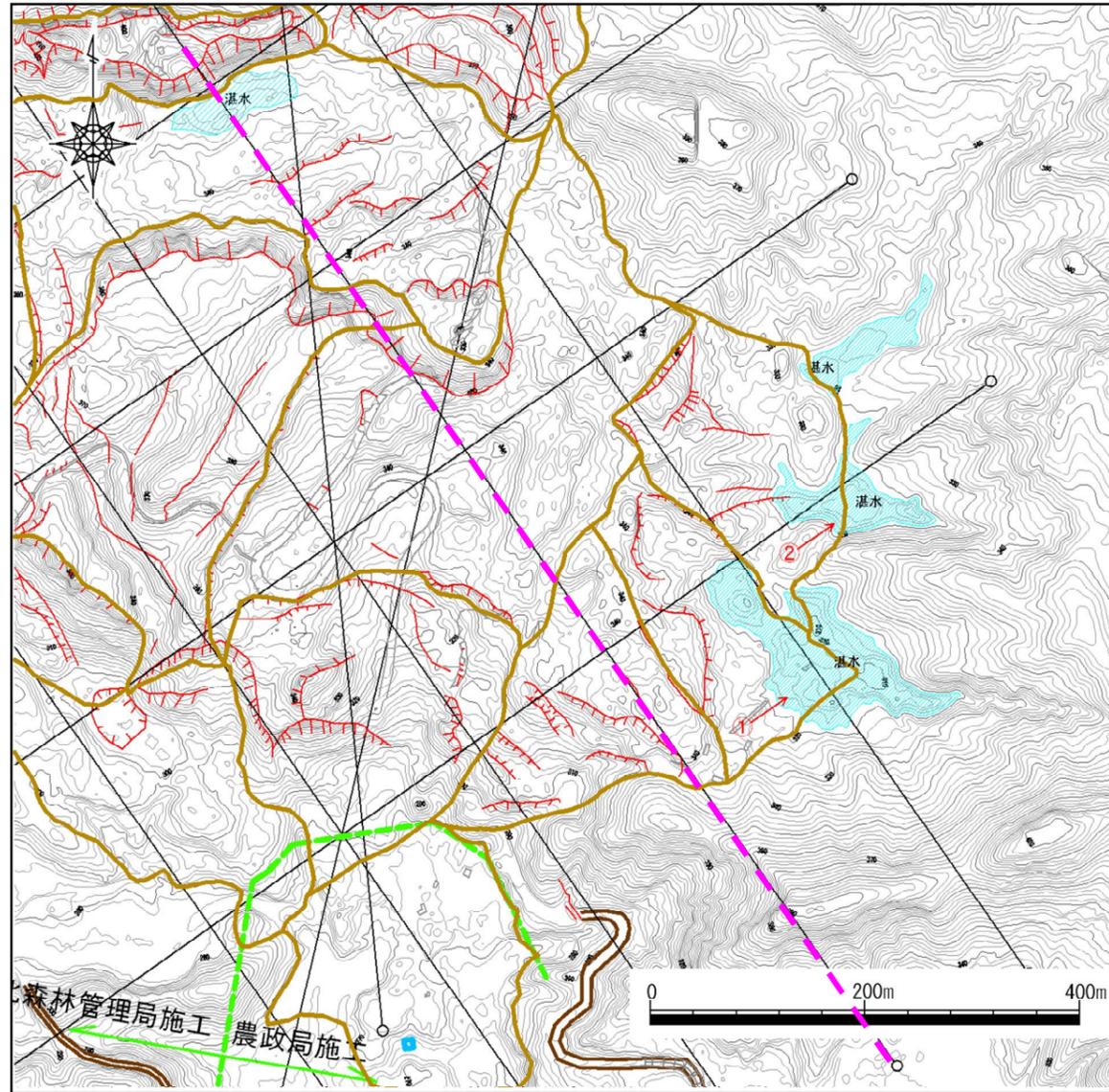


図 2.21 末端部湛水箇所平面図

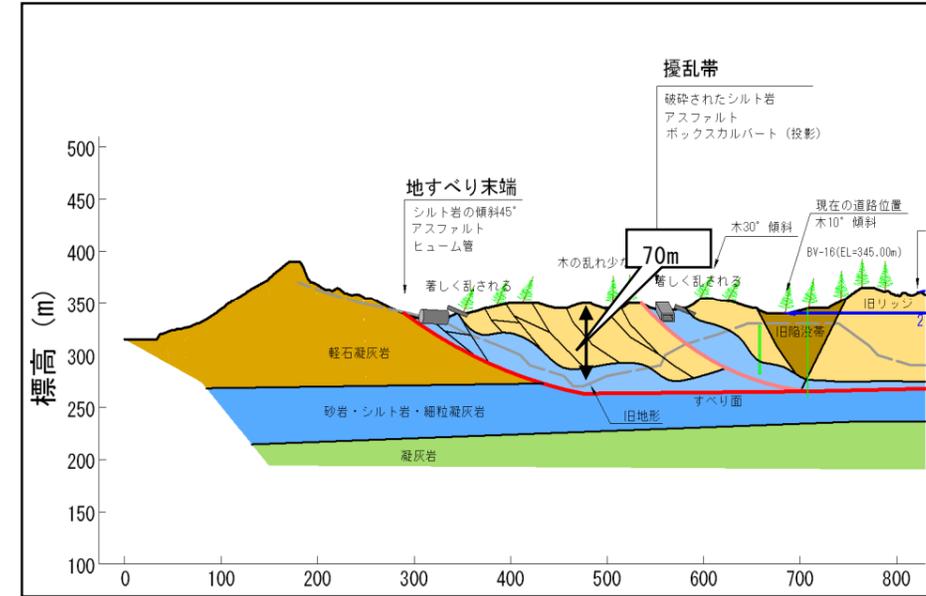


図 2.22 地すべり末端部模式断面図



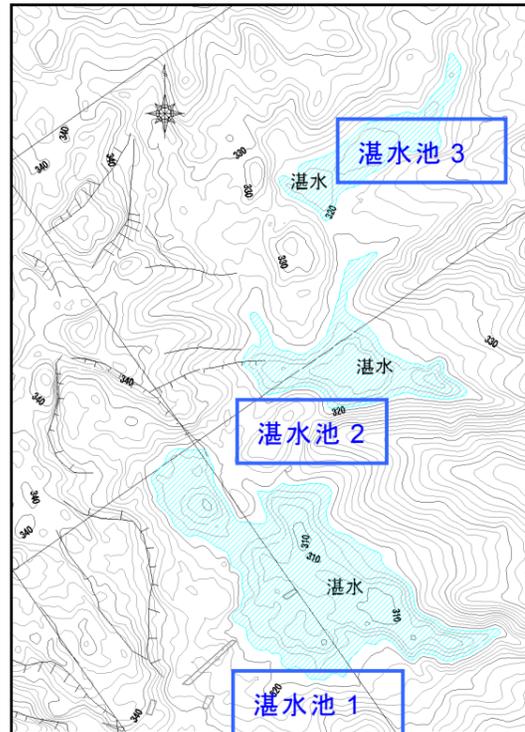
写真 2.1 湛水池全景 (図 2.24 の①)



写真 2.2 湛水池全景 (図 2.24 の②)

(1) 平成 20 年度の推定湛水量

平成 20 年 10 月末に現地確認された湛水範囲から、平均断面法で湛水量を推定している(図 2.23)。この時点における推定湛水量は、3 箇所合計で 85,385m³であった。



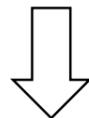
湛水A			
測点番号	距離	湛水面積	
		断面	数量
A+0	0.00	0.00	
A+50	50.00	98.55	2,463.75
A+100	50.00	473.76	14,307.75
A+150	50.00	438.27	22,800.75
A+200	50.00	137.47	14,393.50
A+250	50.00	0.00	3,436.75
計			57,402.50

湛水B			
測点番号	距離	湛水面積	
		断面	数量
B+0	0.00	0.00	
B+10	10.00	42.63	213.15
B+25	15.00	102.40	1,087.73
B+50	25.00	119.90	2,778.75
B+62.3	12.30	291.34	2,529.13
B+75	12.70	293.33	3,712.65
B+100	25.00	98.69	4,900.25
B+125	25.00	80.90	2,244.88
B+150	25.00	0.00	1,011.25
計			18,477.79

湛水C			
測点番号	距離	湛水面積	
		断面	数量
C+0	0.00		
C+18	18.00	88.40	795.60
C+66.8	48.80	76.57	4,025.27
C+100	51.20	61.79	3,542.02
C+137	37.00	0.00	1,143.12
計			9,506.01

図 2.23 推定湛水量

- ・ 地すべり末端側に位置するせき止め土塊の掘削は地すべり(Aブロックおよび全体ブロック)の安定度の低下に繋がる恐れがある。
- ・ 攪乱された土塊のため、大きな切土を行うと周辺斜面が不安定化する恐れがある。
- ・ 大規模な切土工事が必要であり、流路工の整備を含めれば施工に長期間を要し、湛水池の早急な解消対策として不相当



排水ボーリングの管径については、池の水文状況に十分なデータが得られていないことから、

- ・ 平均的な湛水池への日流入量 614m³/day に対して 1.5 倍の安全率を適用した 920m³/day を排水できる管径 90mm (SGP-90A : 打設角度 4 度) が採用された

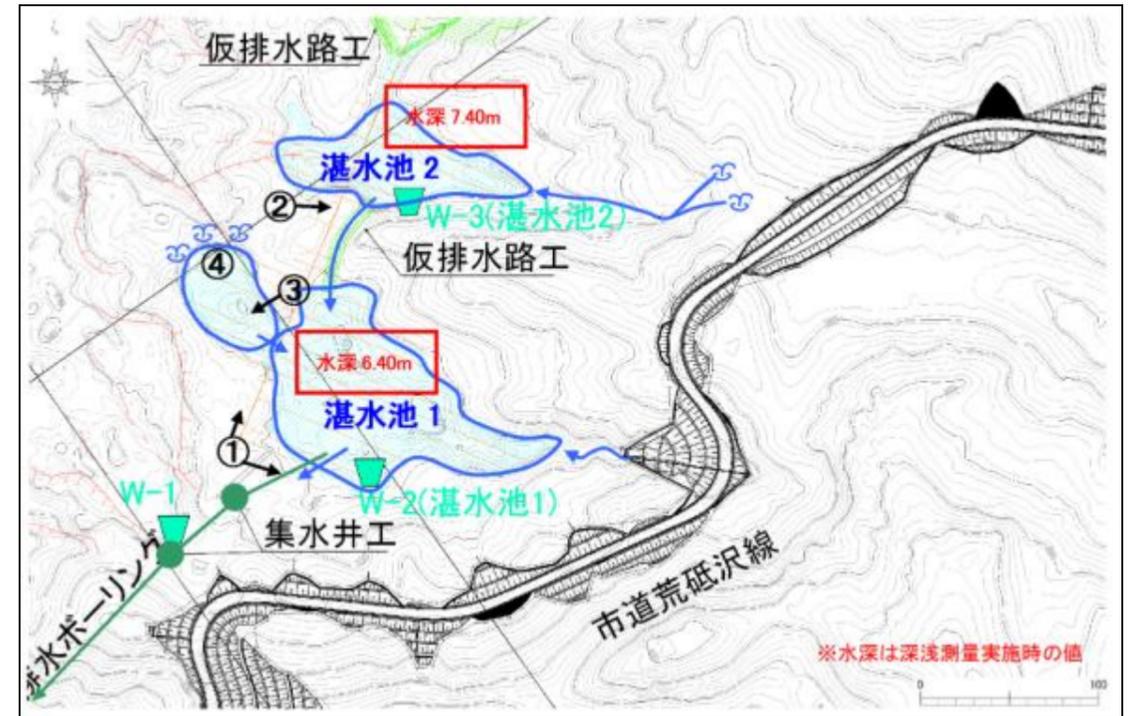


図 2.24 「末端東部」湛水池周辺平面図

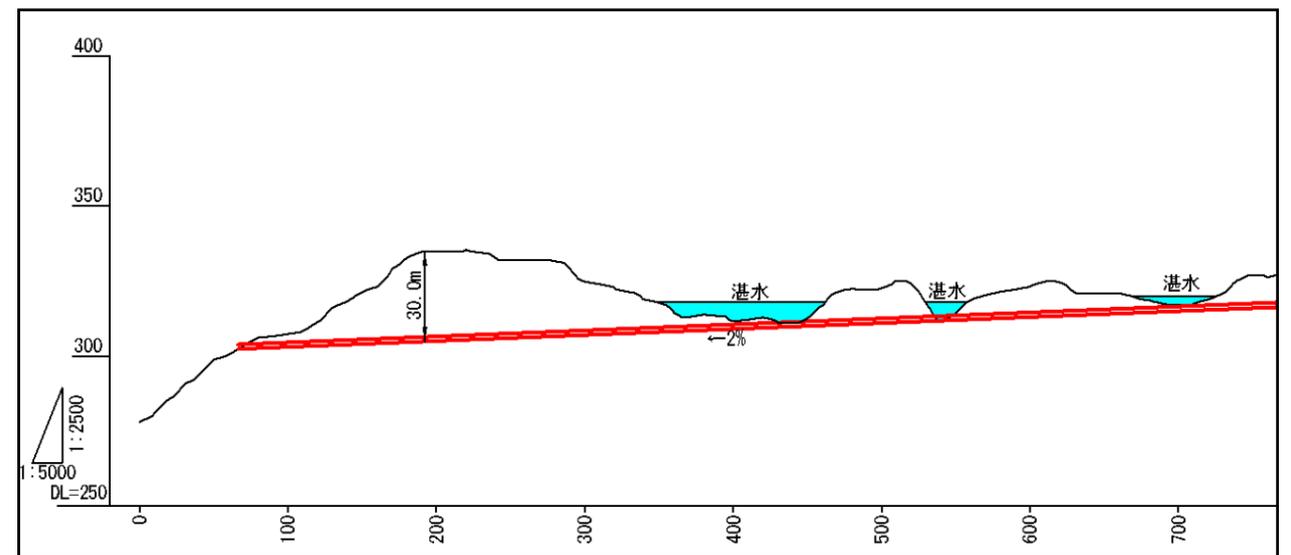


図 2.25 模式断面図

(2) 水位－湛水量モデル

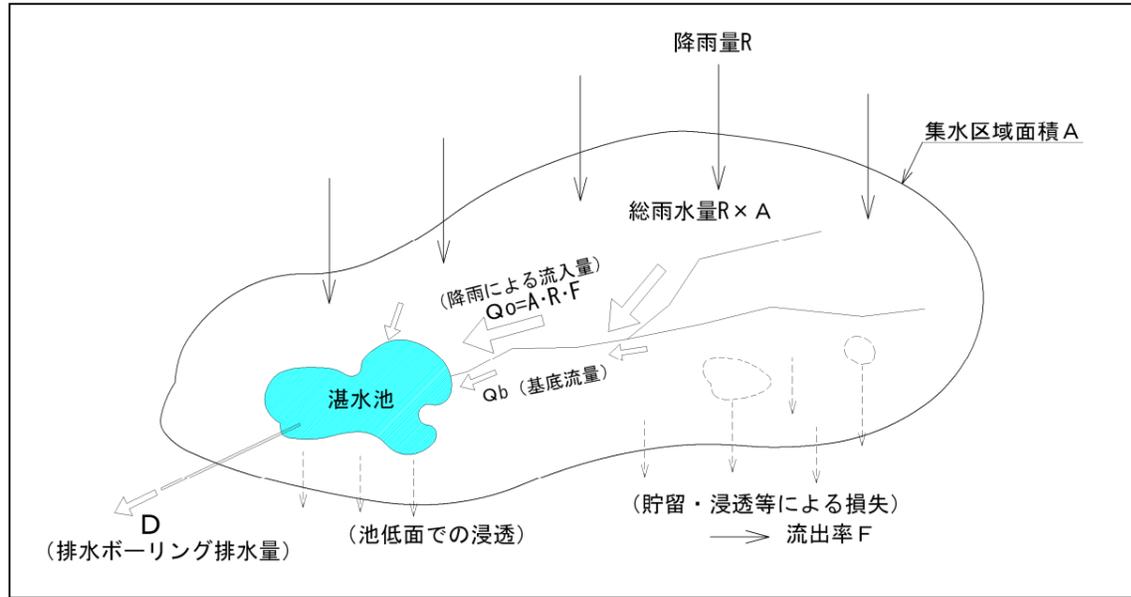


図 2.26 湛水池の水文条件模式図

表 2.15 「湛水位－湛水量モデル」計算手順

No.	項目	データおよび計算方法
①	降雨量	荒砥沢地内の雨量計で観測された日雨量。
②	降雨による流出量	流出係数は先述の観測データによる算出値の平均値を参考として $F=0.09$ とする。 降雨による流出量は次式による。 $Q_r = A \times R \times F$ (A: 集水面積、R: 日雨量、F: 流出係数)
③	基底流量	無降雨期間の日減水量と排水ボーリング排水量から算出した値として、次の数値を用いる。 基底流量 $Q_b = 750$ (m ³ /日)
④	総流入量	湛水池への日当たりの流入量は降雨による流入量 Q_r と基底流量 Q_b の合計値とする。 総流入量 $Q = Q_r + Q_b$ (m ³ /日)
⑤	ボーリング排水量	既設排水ボーリングの日排水量は流量公式を用いて算定。 管径SGP90A 日排水量 $D = 1,070$ (m ³ /日)
⑥	湛水量の日変化量	湛水池への日流入量と排水ボーリングの日排水量の差引で湛水量の日変化量を算定する。 日変化量 $\Delta V = Q - D$ (m ³ /日)
⑦	湛水量	前日の湛水量に当日の日変化量を加算して当日の湛水量とする。 湛水量 $V = V' + \Delta V$ (V' : 前日の湛水量)
⑧	湛水位	湛水量と水位の関係式から当日の湛水量に対応する水位を算出。 湛水位 $WL = 283.18 \times V^{0.0105}$
⑨	観測水位	湛水池 1 に設置した水位計の観測データ

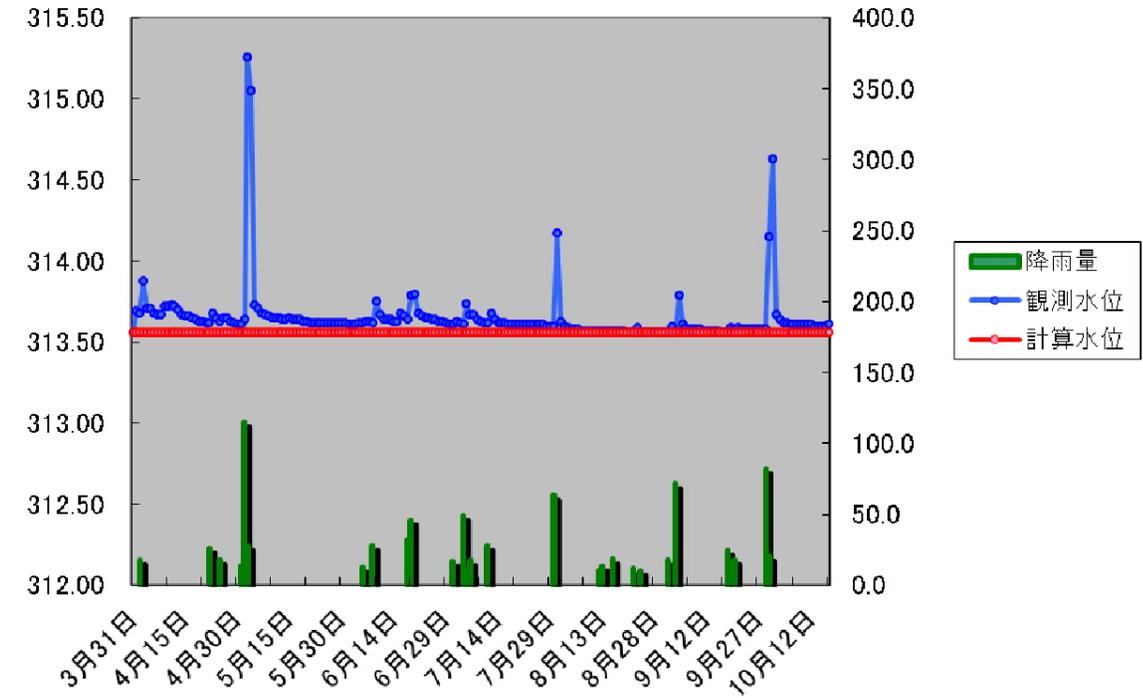


図 2.27 観測水位と計算水位の比較 (H22 モデル)

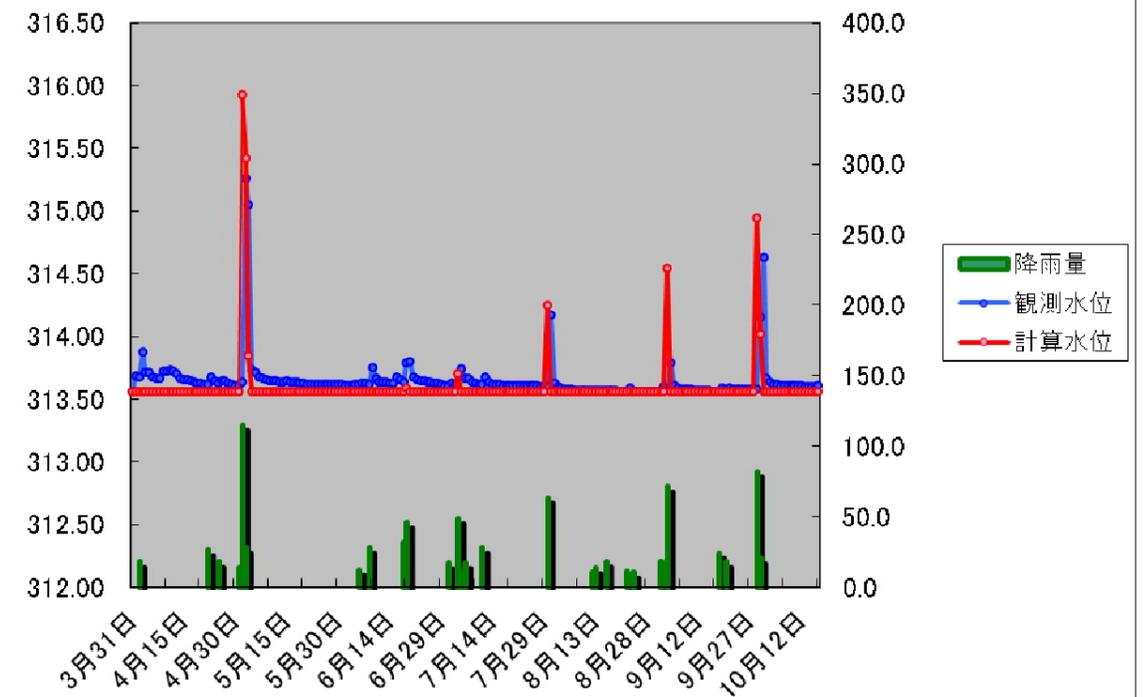
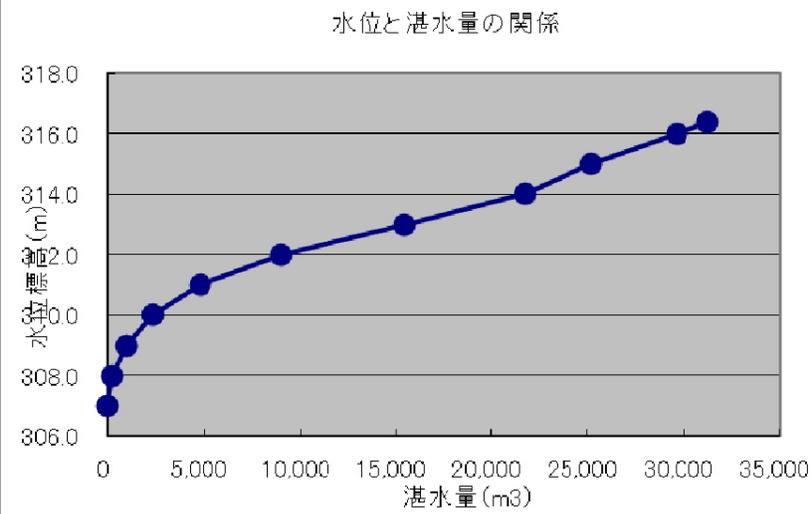


図 2.28 観測水位と計算水位の比較 (修正モデル)

図 2.29 湛水位と湛水量の関係



<水位標高 WL=314.0m 以上>

$$WL = 255.43 \times V^{0.0207}$$

$$V = (WL / 255.43)^{1/0.0207}$$

(R²=0.999)

<水位標高 WL=312.0m 以上 314.0m 未満>

$$WL = 0.0002 \times V + 310.59$$

$$V = (WL - 310.59) / 0.0002$$

(R²=1.000)

<水位標高 WL=310.0m 以上 312.0m 未満>

$$WL = 298.74 \times V^{0.0048}$$

$$V = (WL / 298.74)^{1/0.0048}$$

(R²=0.998)

<水位標高 WL=308.0m 以上 310.0m 未満>

$$WL = 303.19 \times V^{0.0028}$$

$$V = (WL / 303.19)^{1/0.0028}$$

(R²=0.983)

<水位標高 WL= 308.0m 未満>

$$WL = 0.0043 \times V + 306.96$$

$$V = (WL - 306.96) / 0.0043$$

(R²=1.000)

(3) 排水量の検討

図 2.30 は排水管標高を考慮に入れず、流入に対する排水量のみで計算した結果をグラフにしたものである。図に示されるように、現状の水量でもφ318.5mmにより3日程度で排水可能である。

しかし、63.5~115.5mmと通常発生する降雨で4~7mの水位上昇が起こり、100年確率雨量(270mm)では約14m上昇し、低下まで5日程度を要する。

以下では前項で作成したモデルを用いて「100年確率雨量 270mmによる流入量」と「最大高水流量 Qmax(15.62m³/sec)」を排水可能な排水管径の組み合わせを求める。

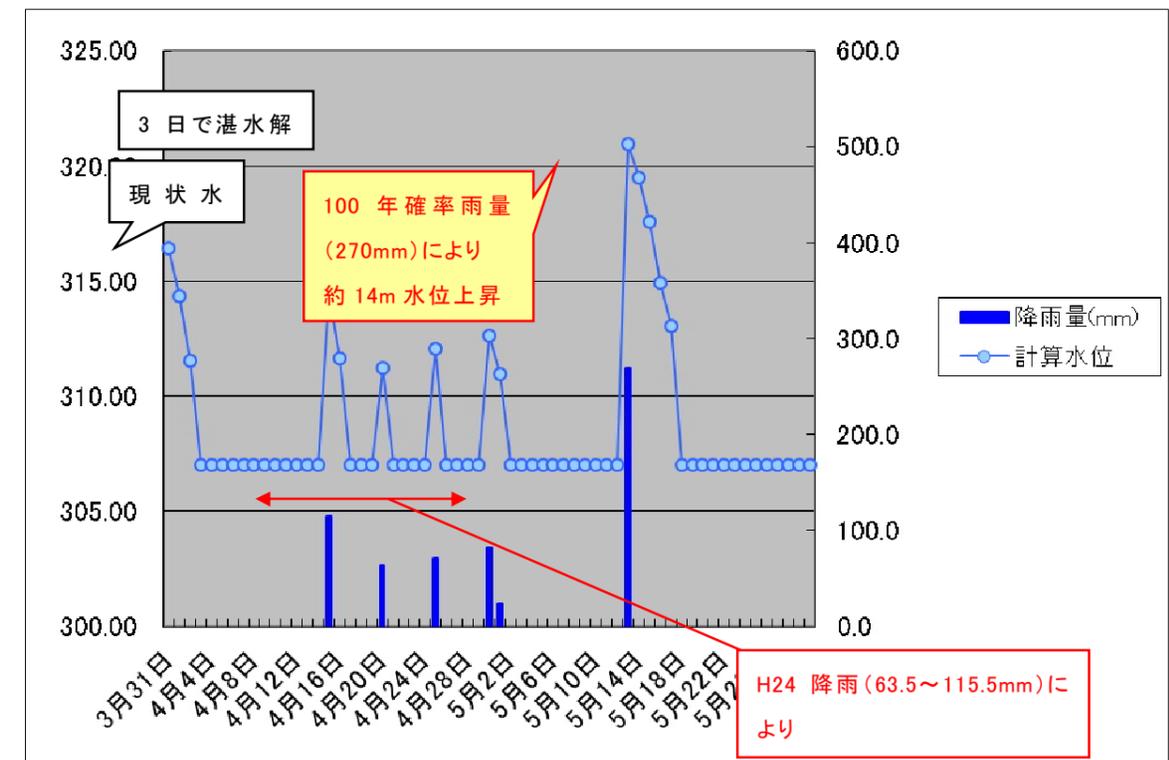


図 2.30 水位変動再現図① φ318.5mm排水管による排水

(4) 排水管径検討のまとめ

以上のように、排水管径の組み合わせを検証した結果をまとめると、以下のとおりとなる。

(i) 観測データを用いた計算、100年確率270mm/日

- ① φ1000mm×1本
- ② φ800mm×1本
- ③ φ318.5mm×4本
- ④ φ318.5mm×3本+φ150mm×11本

(ii) 最大高水流量=15.62m³/secの場合(H22)(原案14.84 m³/sec→農政局へ)

- ① φ1000mm×4本
- ② φ1000mm×3本+φ800mm×1本
- ③ φ1000mm×2本+φ800mm×3本
- ④ φ1000mm×2本+φ800mm×2本+φ318.5mm×4本
- ⑤ φ1000mm×1本+φ800mm×5本
- ⑥ φ1000mm×1本+φ800mm×4本+φ318.5mm×2本
- ⑦ φ800mm×6本
- ⑧ φ800mm×5本+φ318.5mm×10本以上→NG
- ⑨ φ318.5mm×10本→NG(※40本必要)

(5) 湛水地排水工法の検討

5.2で述べた基本方針に基づき、対策工の比較検討を行う。基本方針は以下に示すとおりである。

- ① 降雨による表面水は湛水させない事を目的に、「最大高水流量 Qmax」の排水が可能な対策工
- ② 既設応急対策工を可能な限り有効活用し、湧水量分は「沈砂池」として湛水を許容す

②や③については、①の工法にかかわらずに検討可能である。

②は例えば、山腹工的な対処によって3つの湛水池の水が沈砂池に集水されるような水路系統を構築し、沈砂池から溢れる水を排水工へ導くといった方法が考えられる。

一方、③については、当該区域は荒砥沢地すべりの移動体が対岸の山体に衝突した区域であり、著しく脆弱で風化・侵食に弱い土質性状を有する。したがって、施工可能な対策は限られると考えられ、また①で採用する対策工法によって対策は異なり、逆に、斜面の安定性も考慮した上で排水工の工法選定を行うことが望ましい。排水工法としては、以下の5つの工法があげられる。

- ① 切土開削+流路工
 - ② 切土開削+流路工+盛土工
 - ③ 排水トンネル工(シールド工法)
 - ④ 排水ボーリング工(推進工法)
 - ⑤ 集水井工(4基)+排水ボーリング(φ1000mm×3本+φ800mm×1本)
- 地上構造物主

地下構造物主

以上の工法は、主体とする構造物を「地上に設ける」か、「地下に設ける」かによって上記③に大きな影響を及ぼす。したがって、以下では「地上構造物主体」と「地下構造物主体」で分けて、特徴や適用性について検討する。

(a) 流路工の検討

① 流路工1(切土開削+流路工)

堰き止め土塊部をオープンカットし、流路工を施工する。堰き止め土塊より下流側は農政局所管の水路工までの区間を「床固工+流路工」で接続する(図2.31)。堰き止め土塊は最大で約70mもせり上がっていることから、最大で落差40mもの大規模な法面が形成される(図2.33)。

D測線断面図上に横断図を図示すると、荒砥沢地すべりのすべり面まで掘削することとなる(図2.33)。上述のように非常に脆弱な地質で地下水も豊富であることから、図に示すようなすべりが新たに発生する可能性が高い。地形条件を考慮すると斜面長170m、幅130mの地すべりが発生すると考えられる(図2.34)。地すべり層厚だけでも40mを超えるのに加え、荒砥沢地すべり本体のすべり面はさらに深いため、定着岩盤(基岩)が非常に深く、約70mに達する。そのため、抑止工の施工は不可能であり、対策工は地下水排除工に頼らざるを得ない状態となる。また長大な法面は脆弱な地質で構成されるため、法面の安定を維持するための対策も膨大なものとなる。

以上より当工法は、新たな地すべり発生を誘発するなど、斜面の安定性の面で非常に大きな問題が発生するおそれが大きく採用は難しい。

