

被圧地下水を有するフィルダムの 地下水構造モデル

Confined Groundwater Measures for Embankment Dam on Muddy Gravel Basements

○片山 善郎* 才田 進** 原 成市*** 中野 裕之****

1. はじめに

ダム基礎岩盤はダムの安定性が確保でき、十分な遮水性が得られることが重要である。しかし、近年良好な地質条件を有するダムサイトが減少しており、各ダムにおいて様々な対策工が実施されている。

現在施工中の藤波ダム（福岡県）は中央コア型ロックフィルダムであり、地質は新第三世紀鮮新世の火山岩類の上に、低～未固結の泥質砂礫層が厚く覆った分布をなしている。このようなダムサイトに対し、右岸側に一尾根を越えて隣接する合所ダムの試験湛水時に、藤波ダムサイトの地下水位の上昇現象が確認された。地下水構造調査の結果、合所ダム貯水位に連動して被圧地下水の最大水頭が 24m に達することが確認された。

本報告では、隣接する合所ダムから当ダムサイトまでの地下水構造を解明し、施工中の被圧地下水対策として実施した特殊基礎処理工について報告するものである。

2. 地質及び地下水構造

(1) 地質構造

藤波ダムと合所ダムとの間の地質概要図を図

－1 に、また地質層序と主要地質の透水特性を表－1 及び表－2 にそれぞれ示す。ダムサイトの地質は、新第三紀鮮新世釈迦岳火山岩類の Tb1 を基礎とし、Ap1 と Ap2 の 2 枚の輝石安山岩溶岩が、Tb2 と It を挟んで尾根部に連続して分布している。Ap1 と Ap2 は 30Lu 以上の割れ目性の高透水性岩盤であるが、Ap1 は藤波ダム貯水池内に露頭せず地山深部に分布する。Mg 類は低～未固結の堆積物であるが、透水性は表層部を除き 5Lu 以下の難透水性で締まりが良く、変形性も当ダム規模の基礎として問題ないことが判明した。

(2) 地下水特性

図－2 に合所ダム貯水池と地質別地下水変動の関係を示す（被圧地下水は自由水面までの標高を地下水位又は水頭として示す）。

Ap1 内の地下水位（水頭）は、合所ダム貯水池からの距離に関係なく、貯水位に応じて変動している。一方、Mg 類、Ap2 及び Tb1 の地下水位（水頭）は、合所ダムサイト付近や Ap1 近傍に位置するものを除くと合所ダム貯水位の影響は小さい。このため、合所ダム貯水位の影響を最も受けるのは Ap1 の分布範囲であることが地下水構造の検討により確認された。

* 八千代エンジニアリング株式会社 九州支店 技術第一部 主幹 ** 同社 総合事業本部 河川部 部長
*** 同社 九州支店 技術第一部 部長 **** 同社 九州支店 技術第一部 職員

表-1 ダムサイト地質層序

地質時代		地層名	記号	記事	
第四紀	現世	崖錐堆積物	t	角礫混じりシルト(一部に巨礫の転石含む)	
		現河床堆積物	r	巨礫を含む砂礫	
	更新世	段丘堆積物	tr	砂礫	
第四紀～第三紀	更新世～鮮新世	Mg類	Mg	基質は泥質～砂質で、雲母を多く含む。固結度低い。	
		Mg類	Vcgl	礫質シルト岩～シルト質礫岩。雲母はなく固結度高～中程度。	
新第三紀	鮮新世	釈迦岳安山岩類	輝石安山岩2	Ap2	角閃石含有輝石安山岩溶岩で基底に自破砕部伴う。左岸には塊状部は認められない。
			間隙堆積物3	I13	古期崖錐～古期表土。茶褐色を呈し、固結している。
			凝灰角礫岩2	Tb2	凝灰角礫岩、火山礫凝灰岩、凝灰岩など。右岸に分布。
			輝石安山岩1	Ap1	両輝石安山岩溶岩で、まれにカンラン石を含有。河床部から右岸の地下に伏在する。
			間隙堆積物2	I12	古期崖錐～古期表土とみられ、河床深部に局部的に分布。
			角閃石安山岩3	Ah3	角閃石輝石安山岩溶岩で、自破砕部のみからなる。黒色安山岩のゼノリス多い。
			間隙堆積物1	I11	古期表土・崖錐・ローム等。左岸のみに薄く分布する。
			角閃石安山岩2 角閃石安山岩1	Ah2 Ah1	角閃石輝石安山岩溶岩で、自破砕部からなる。Ah2・Ah1とも連続性に乏しい。
			凝灰角礫岩1	Tb1	凝灰角礫岩を主とし、火山礫凝灰岩、凝灰岩を挟むほか水成シルト岩～砂岩を挟む。

(3) 地下水構造モデル

Ap1 の上面は難透水性の Mg 類または Ap2, Tb2 及び Ap1 の自破砕部が、下面は Ap1 自破砕部と Tb1 の風化帯が一体となって低～難透水性ゾーンを形成して被圧させている。浸透経路は合所ダム貯水池内に Ap1 が直接露頭していないことから、合所ダム貯水池に広い範囲に分布する Tb1 の亀裂を介して Ap1 に流入していると考えられた。ただし、Ap1 は地下水で飽和された状態にあるため、合所ダム貯水の Ap1 内への浸透量はそれほど多くないと推測された。

3. 被圧地下水対策

本体基礎掘削により河床部 Mg 類の被り厚さが減少するため、浸透流に対する Mg 類基礎の安全性、湧水制御による施工性の確保が必要である。また、本体基礎掘削時は河床部コア敷の Mg 類の被り厚さが最小で 8m となることから、この状況を仮定し、

① Mg 類基礎持ち上げ (ヒービング)

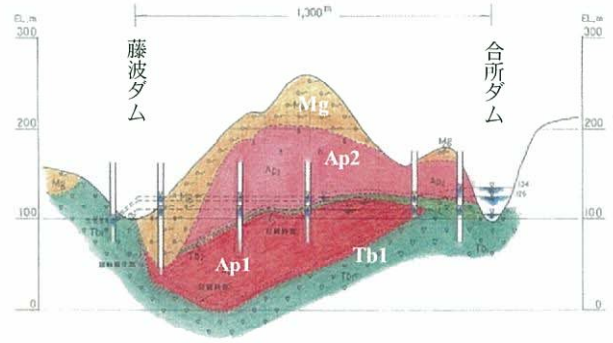


図-1 地下水構造モデル概念図

表-2 主要地質の透水特性

Mg 類	河床部では深度 10m、右岸斜面部付近では深度 15m 程度でほぼ 2Lu 以下である。
Ap2	塊状部の下位にある自破砕部では、2Lu 前後から 50Lu 前後であり、塊状部に比べて低い透水性を示す。
Ap1	塊状部は地表からの深度に関わりなく 5Lu～50Lu 以上の高透水性岩であり、自破砕部も 2Lu から 20～50Lu であり高透水性である。
Tb1	全体的に 10Lu 以下のゾーンが存在し、河床中央部の Ap1 接触部は 2Lu 以下で Ap1 地下水の被圧構造を形成している。

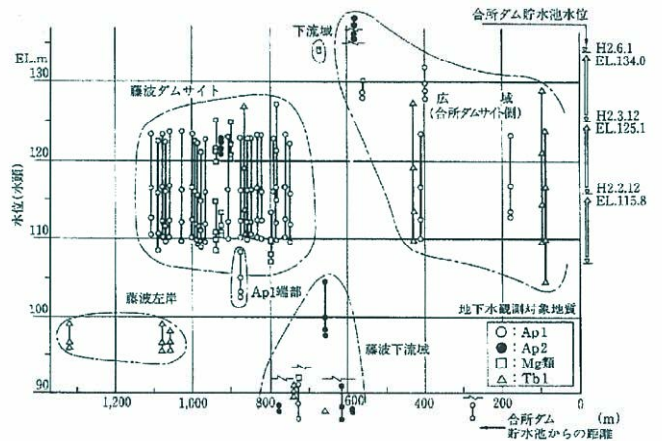


図-2 合所ダム貯水位と地質別地下水位変動状況

被圧水頭 (図-4 参照)

② Mg 類基礎浸透流耐性

被圧水頭、動水勾配、浸透流速

の検証を行った。その結果、表-3 に示すように被圧地下水頭を低下させる必要があり、対策工の検討を行った。

被圧地下水対策は表-4 に示す対策工を組み合わせて実施した。Ap1 遮断カーテンは本体基礎掘削の仮設工であるため、合理的かつ経済的に施工する必要がある。Ap1 の分布深度は右岸側に急激に深くなるため、Ap1 遮断カー

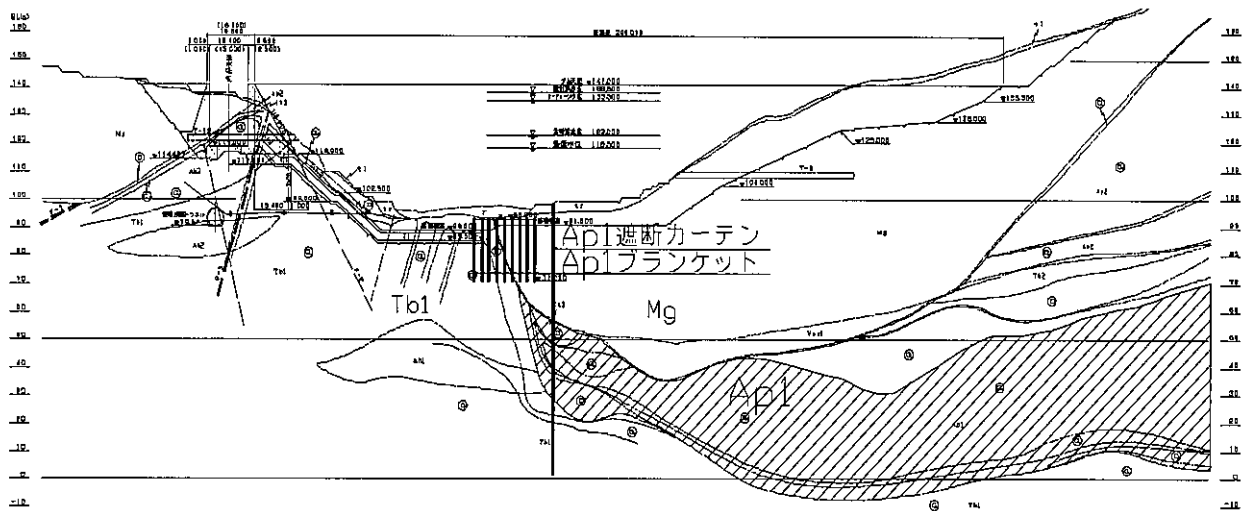


図-3 ダム軸縦断面図(右側:合所ダム)

表-3 掘削時の被圧地下水頭条件

項目	条件
ヒーピング	被圧水頭: 16m 低下 (EL.108m)
浸透流耐性	被圧水頭: 12m 低下 (EL.112m)

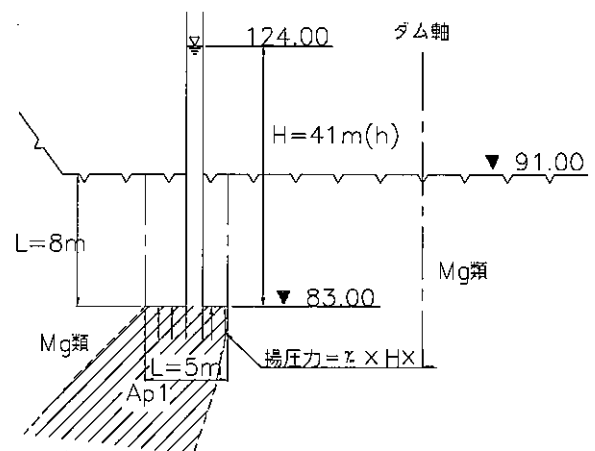
表-4 被圧地下水対策工

対策工	概要
Ap1 遮断	Ap1 舌端状急上昇部で被圧地下水をカーテングラウトで遮断し、浸透流を抑制
Ap1 ブランケットグラウト	Ap1 舌端状急上昇部の先端付近をブランケットグラウトで処理し被圧地下水の負荷への抵抗性向上
地下水排水工	遮断カーテンにかかる大きな動水勾配を緩和するためにカーテン右岸側では既設ボーリング孔を解放して自然排水し、左岸側では湧水を自然排水かポンプ排水

テンの位置が右岸側に行くほど施工数量が多くなる。そのため Ap1 遮断カーテンの施工配置に際して、以下の点に留意した。

- ①Mg 類層厚を 30m 程度確保できる(被圧の影響を受けない)こと。
- ②Ap1 の急上昇部が施工位置として望ましいが、グラウチングが困難であるため Ap1 分布下面勾配がやや緩くなる位置であること。
- ③河床部ブランケットグラウト範囲をカバーでき、排水ポンプは上流ロック敷に配置(①を満たす)できること。

Ap1 遮断カーテンのグラウト注入は、Ap1 が割れ目性の高透水性岩盤であるため、ステー



ただし、 γ_t : Mg 類単位体積重量, γ_d : 河床砂礫層単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量, H : Mg 類下面に作用する被圧水頭, t : Mg 類被厚さ, d : 河床砂礫層被厚さ, S_u : 剪断力, L : 検討ブロック幅

図-4 ヒーピング検討モデル

ジ注入工法では注入セメントが当該ステージに止まらず下方に拡散することが懸念された。このため相対的に透水性が低い下位の Tb1 あるいは Ap1 自破碎部を受け盤とするパッカー注入工法による注入を採用した。

グラウト施工仕様は以下のとおりである。

- ①孔配置; 4次孔まで (@0.75m) の2列配置
- ②改良目標値; 10Lu (試験施工により決定)

また、湧水による削孔中の孔壁崩壊を避けるために、高濃度 (1:0.8) のセメントミルクの暫定注入を行い、3次孔以降はステージ注入工法で施工を行った。

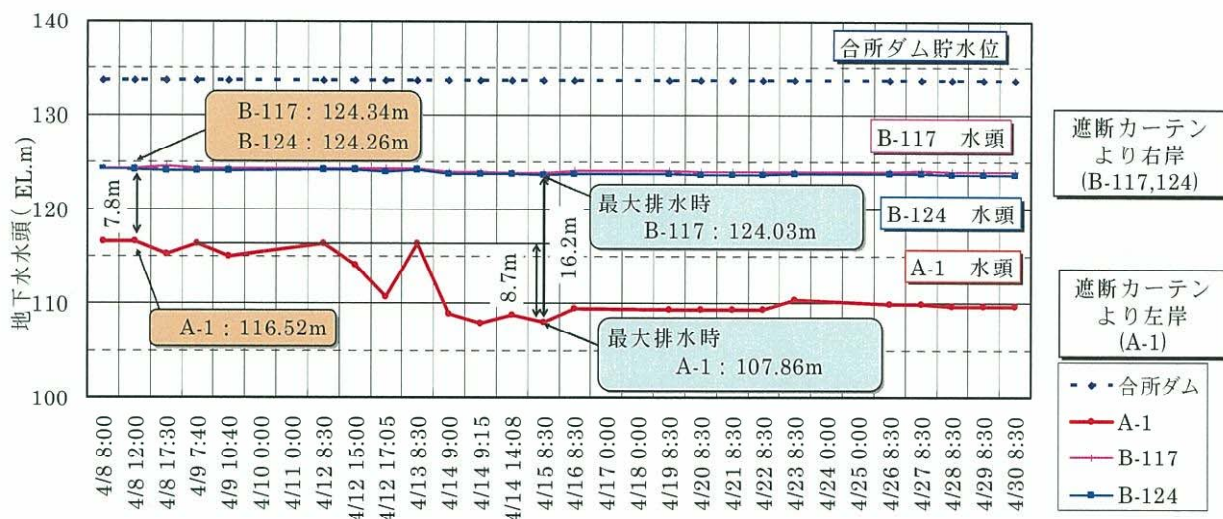


図-5 Ap1 遮断カーテン施工後の排水試験結果

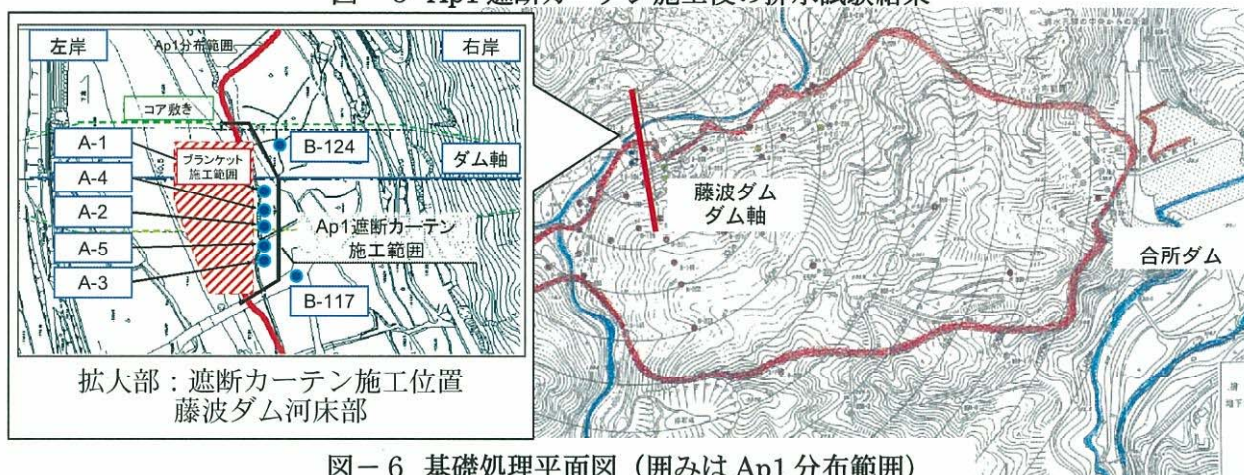


図-6 基礎処理平面図 (囲みは Ap1 分布範囲)

4. 被圧地下水対策効果

Ap1 遮断カーテンの施工により、右岸側と被圧地下水と遮断した左岸側では約 7.8m の水頭差が見られた。加えて左岸側の A-4, A-5 からポンプ排水した結果、遮断カーテンより右岸側の B-117, B-124 の水頭はほとんど変化しないが、左岸側の A-1 ではさらに 8.7m の地下水位の低下が認められ、右岸と左岸の水頭差は 16.2m となった (図-5 参照)。なお、この間合所ダム水位に変化はなかった。

このことから、排水を併用することにより、本体掘削時に影響のない地下水頭(EL.108m)まで低下させることが可能と予測され、表-3 に示した掘削時被圧地下水条件を満たす結果を得ることができた。

5. おわりに

今回、藤波ダムの被圧地下水がダムサイトの地質特性から Ap1 による影響であることを推定し、当ダムサイトの地下水構造モデルを構築した。また、被圧地下水対策工を実施した結果、本体基礎掘削時に必要とされる安全性を確保することができたと考える。

藤波ダムは現在(2006年10月)特殊基礎処理工を終えており、今後本体基礎掘削を実施する予定である。

【謝辞】最後に本業務に多大なるご指導を頂いた(財)ダム技術センター、(独)土木研究所、ならびに関係各位の皆様に御礼申し上げます。