ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第3847号

土 木 研 究 所 資 料

殿ダム水理模型実験報告書

平成14年２月

独立行政法人 土木研究所
水工研究グループダム水理

Copyright © (2002) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3847号　2002年2月

殿ダム水理模型実験報告書

水工研究グループダム水理チーム　　上席研究員　柏井条介
　　研究補助員　大黒真希
国土技術政策総合研究所企画部企画課　　課長　箱石憲昭※1
独立行政法人土木研究所企画部研究企画課　　塚原千明※2

要旨

殿ダムは千代川水系袋川に建設が計画されているロックフィルダムである。

本報告書は，平成11年度から12年度にわたって実施した殿ダムの洪水吐きに関する水理設計ならびに水理模型実験の検討結果をとりまとめたものである。

殿ダムでは，自然調節による洪水調節が計画されており，常用洪水吐きはオリフィス（2条），非常用洪水吐きは横越流式の自由越流頂がされている。

水理模型実験では，各放流設備の放流機能を明らかにするとともに，導入部，減勢工部形状について比較検討を実施し，各部の適切な形状を求めている。

キーワード：水理模型実験，オリフィス，導流部湾曲形状，空気混入，壁高，減勢工

※1：旧国土高通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　主任研究員
※2：旧国土高通省土木研究所ダム部水工水資源研究室　研究員

まえがき

本報告書は平成 11 年度から 12 年度にわたり、土木研究所において実施した殿ダムの洪水吐きに関する水理設計ならびに水理模型実験の検討結果をとりまとめたものである。

殿ダムは、千代川水系袋川に建設が計画されている堤高 73.0m、集水面積 38.1km^2、総貯水容量 12,400,000m^3 のロックフィルダムで、洪水調節、既得用水の安定化及び河川環境の保全等と発電および新規利水の確保を目的として建設するものである。

殿ダム洪水吐きはロックフィルダム堤体の左岸側隣接位置に配置され、流入部において常用洪水吐きとしてオリフィス(2 条)、非常用洪水吐きとして横越流型の自由越流頂が設けられる。また、導流部は平面湾曲形状の側水路ならびにシュートにより、減勢工は跳水式水平水叩き型によって構成されている。

本ダム水理模型実験では各部における規模及び形状の検討を行うとともに水理機能調査を行った。

目　　次

まえがき

第１章　ダム計画の概要 …… 1
第２章　最終案形状 …… 3
第３章　水理模型実験 …… 16
3.1　水理設計の基本諸量と放流条件 …… 16
3.2　実験目的 …… 16
3.3.1　実験設備 …… 16
3.3.2　模型縮尺 …… 17
3.3.3　相似律 …… 17
3.3.4　計測方法 …… 17
第４章　流入部及び側水路部の検討 …… 19
4.1　実験内容 …… 19
4.2　実験結果 …… 19
4.2.1　案１ …… 19
4.2.2　案２ …… 22
第５章　導流部の検討 …… 58
5.1　実験内容 …… 58
5.2　実験結果 …… 58
5.2.1　流況及び水面形 …… 58
5.2.2　シュート部(導流部)側壁 …… 59
第６章　減勢工の検討 …… 79
6.1　減勢池規模の概略検討 …… 79
6.2　減勢池検討実験 …… 80
6.3　２次減勢池 …… 81

あとがき……100

参考文献……101

図　目　次

第１章
図－1.1　計画高水流配分図 …… 1
図－1.2　洪水調節図 …… 2
図－1.3　貯水池容量配分図 …… 2
第２章
図－2.1　洪水吐き平面図(最終案) …… 5
図－2.2　洪水吐き縦断面図(最終案) …… 6
図－2.3　常用洪水吐き平面図(最終案１) …… 7
図－2.4　常用洪水吐き縦断面図(最終案１) …… 8
図－2.5　常用洪水吐き正面図(最終案１) …… 9
図－2.6　常用洪水吐き下流面図(最終案１) …… 10
図－2.7　常用洪水吐き縦断面図(最終案１) …… 11
図－2.8　常用洪水吐き平面図(最終案２) …… 12
図－2.9　常用洪水吐きオリフィスの貯水位と放流量の関係 …… 13
図－2.10　常用洪水吐きオリフィスのH/Dと流量係数Cの関係 …… 13
図－2.11　非常用洪水吐き越流部の貯水位と放流量の関係 …… 14
図－2.12　非常用洪水吐き越流部のHs/Hdと流量係数Cの関係 …… 14
図－2.13　洪水吐き全体の貯水位と放流量の関係 …… 15
第３章
図－3.1　水理模型実験装置系統図 …… 16
図－3.2　模型概要図(模型縮尺1/50) …… 18
第４章
図－4.1　洪水吐き平面図(案２) …… 24
図－4.2　常用洪水吐きオリフィスのHo/Dと流量係数Coの関係(案１) …… 25
図－4.3　非常用洪水吐き越流部のHs/Hdと流量係数Csの関係(案１) …… 25
図－4.4　流入水路部及び側水路内の流況 …… 26
図－4.5　流入水路部及び側水路内の流況 …… 27
図－4.6　流入水路部及び側水路内の流況 …… 28
図－4.7　オリフィス出口形状を変化させた側水路部の検討(例)(デフレクタ形状) …… 29
図－4.8　流入水路部の流速分布(案１) …… 30
図－4.9　流入水路部の流速分布(案１) …… 31

図－4.10　流入水路部の流速分布（案１）…… 32
図－4.11　側水路部の水面形（案１）…… 33
図－4.12　側水路部の水面形（案１）…… 34
図－4.13　側水路部の水面形（案１）…… 35
図－4.14　非常用洪水吐き越流部の水面形（案１）…… 36
図－4.15　側水路部の水面形（案２）…… 37
図－4.16　側水路部の水面形（案２）…… 38
第５章
図－5.1　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）…… 61
図－5.2　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）…… 62
図－5.3　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）…… 63
図－5.4　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）…… 64
図－5.5　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）…… 65
図－5.6　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径80m）…… 66
図－5.7　導流部の水面形（ガメンスキー式による補正）…… 67
第６章
図－6.1　減勢工諸量定義図 …… 79
図－6.2　減勢池内水面形（案５（最終案），計画最大法流量200m^3/s）…… 83
図－6.3　減勢池内水面形（案５（最終案），740m^3/s）…… 84
図－6.4　減勢池内水面形（案５（最終案），ダム設計洪水流量1,100m^3/s）…… 85
図－6.5　２次減勢池の水面形（740m^3/s）…… 86
図－6.6　２次減勢池の水面形（ダム設計洪水流量1,100m^3/s）…… 86

表　目　次

第１章
表－1.1　ダム及び貯水池の計画諸元 …… 1
第３章
表－3.1　模型に対する諸量の縮尺 …… 17
第４章
表－4.1　放流能力調査（案１）常用洪水吐きオリフィス …… 39
表－4.2　放流能力調査（案１）非常用洪水吐き越流部 …… 40
表－4.3　放流能力調査（案１）全体 …… 41
表－4.4　側水路部水面形（案１） …… 42
表－4.5　側水路部水面形（案１） …… 43
表－4.6　側水路部水面形（案１） …… 44
表－4.7　左岸側壁沿いの最高水位発生位置の時間平均及び最高水位 …… 22
表－4.8　非常用洪水吐き越流部水面形（案１） …… 45
表－4.9　側水路部水面形（案２） …… 46
表－4.10　側水路部水面形（案２） …… 47
表－4.11　左岸側壁沿いの最高水位発生位置の時間平均及び最高水位の比較 …… 23
第５章
表－5.1　導流部水面形（取付け円弧半径60m） …… 68
表－5.2　導流部水面形（取付け円弧半径60m） …… 69
表－5.3　導流部水面形（取付け円弧半径60m） …… 70
表－5.4　導流部水面形（取付け円弧半径80m） …… 71
表－5.5　導流部水面形（取付け円弧半径80m） …… 72
表－5.6　導流部水面形（取付け円弧半径80m） …… 73
表－5.7　導流部水面形（ガメンスキー式による補正） …… 74
表－5.8　水路傾斜角θと平衡状態の平均空気容積比Ceの関係 …… 60
表－5.9　導流部水面形（Woodの方法による補正：左岸側壁沿い） …… 75
第６章
表－6.1　計算条件及び計算結果 …… 80
表－6.2　減勢池実験ケース …… 80
表－6.3　減勢池内水面形（案５（最終案）） …… 87

表－6.4　減勢池内水面形（案５（最終案））…… 88
表－6.5　減勢池内水面形（案５（最終案））…… 89
表－6.6　副ダム減勢工の水理量 …… 82
表－6.7　２次減勢池の水面形（740m^3/s）…… 90
表－6.8　２次減勢池の水面形（1.100m^3/s）…… 90

写 真 目 次

第4章
写真－4.1　流入水路及び側水路内の流況（案１）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 48
写真－4.2　流入水路及び側水路内の流況（案１）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 48
写真－4.3　流入水路及び側水路内の流況（案１）Q＝740m³/s …… 49
写真－4.4　流入水路及び側水路内の流況（案１）Q＝740m³/s …… 49
写真－4.5　流入水路及び側水路内の流況（案１）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 50
写真－4.6　流入水路及び側水路内の流況（案１）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 50
写真－4.7　非常用洪水吐き上流端側壁部の流況（案１）設計洪水水位 EL.197.000m …… 51
写真－4.8　非常用洪水吐き下流端側壁部の流況（案１）設計洪水水位 EL.197.000m …… 51
写真－4.9　水路部の流況（案１）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 52
写真－4.10　側水路部の流況（案１）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 52
写真－4.11　側水路部の流況（案１）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 52
写真－4.12　側水路部の流況（案１）Q＝740m³/s …… 53
写真－4.13　側水路部の流況（案１）Q＝740m³/s …… 53
写真－4.14　側水路部の流況（案１）Q＝740m³/s …… 54
写真－4.15　側水路部の流況（案１）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 54
写真－4.16　側水路部の流況（案１）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 54
写真－4.17　側水路部の流況（案１）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 54
写真－4.18　オリフィス出口形状を変化させた側水路部の流況（例）
　　デフレクタ形状１　模型 …… 55
写真－4.19　オリフィス出口形状を変化させた側水路部の流況（例）
　　デフレクタ形状１　ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 55
写真－4.20　流入水路及び側水路内の流況（案２）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 56
写真－4.21　流入水路及び側水路内の流況（案２）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 56
写真－4.22　流入水路及び側水路内の流況（案２）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 56
写真－4.23　流入水路及び側水路内の流況（案２）Q＝740m³/s …… 57
写真－4.24　流入水路及び側水路内の流況（案２）Q＝740m³/s …… 57
写真－4.25　流入水路及び側水路内の流況（案２）Q＝740m³/s …… 57
第5章
写真－5.1　導流部の流況（取付け円弧半径60m）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 76
写真－5.2　導流部の流況（取付け円弧半径60m）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 76

写真－5.3　導流部の流況（取付け円弧半径60m）計画最大放流量Q＝200m³/s …… 76
写真－5.4　導流部の流況（取付け円弧半径60m）Q＝740m³/s …… 77
写真－5.5　導流部の流況（取付け円弧半径60m）Q＝740m³/s …… 77
写真－5.6　導流部の流況（取付け円弧半径60m）Q＝740m³/s …… 77
写真－5.7　導流部の流況（取付け円弧半径60m）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 78
写真－5.8　導流部の流況（取付け円弧半径60m）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 78
写真－5.9　導流部の流況（取付け円弧半径60m）ダム設計洪水流量Q＝1,100m³/s …… 78
第6章
写真－6.1　案1の流量（740m³/s）…… 91
写真－6.2　案1の流量（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 91
写真－6.3　案2の流量（740m³/s）…… 92
写真－6.4　案2の流量（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 92
写真－6.5　案3の流量（740m³/s）…… 93
写真－6.6　案3の流量（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 93
写真－6.7　案4の流量（740m³/s）…… 94
写真－6.8　案4の流量（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 94
写真－6.9　案5（最終案）の流況（計画最大放流量200m³/s）…… 95
写真－6.10　案5（最終案）の流況（計画最大放流量200m³/s）…… 95
写真－6.11　案5（最終案）の流況（計画最大放流量200m³/s）…… 95
写真－6.12　案5（最終案）の流況（740m³/s）…… 96
写真－6.13　案5（最終案）の流況（740m³/s）…… 96
写真－6.14　案5（最終案）の流況（740m³/s）…… 96
写真－6.15　案5（最終案）の流況（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 97
写真－6.16　案5（最終案）の流況（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 97
写真－6.17　案5（最終案）の流況（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 97
写真－6.18　案6の流況（740m³/s）…… 98
写真－6.19　案6の流況（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 98
写真－6.20　2次減勢池内の流況（740m³/s）…… 99
写真－6.21　2次減勢池内の流況（ダム設計洪水流量1,100m³/s）…… 99

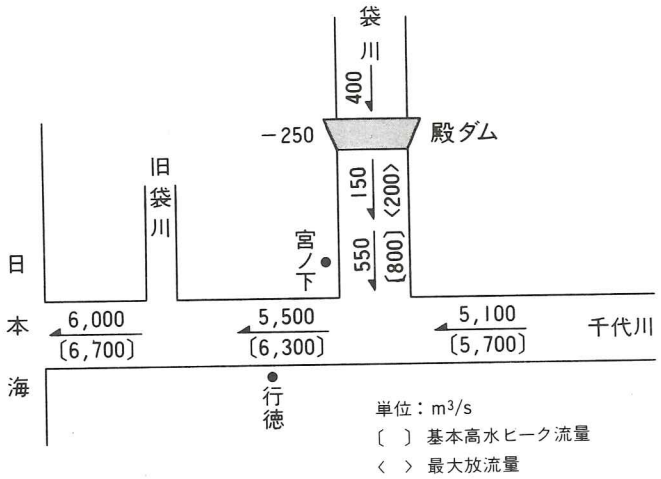
1章　ダム計画の概要

殿ダムは千代川水系袋川に建設が計画されている多目的ロックフィルダムであり、洪水調節、既得用水の安定化及び河川環境の保全等、発電、水道用水及び工業用水の開発を目的とする。

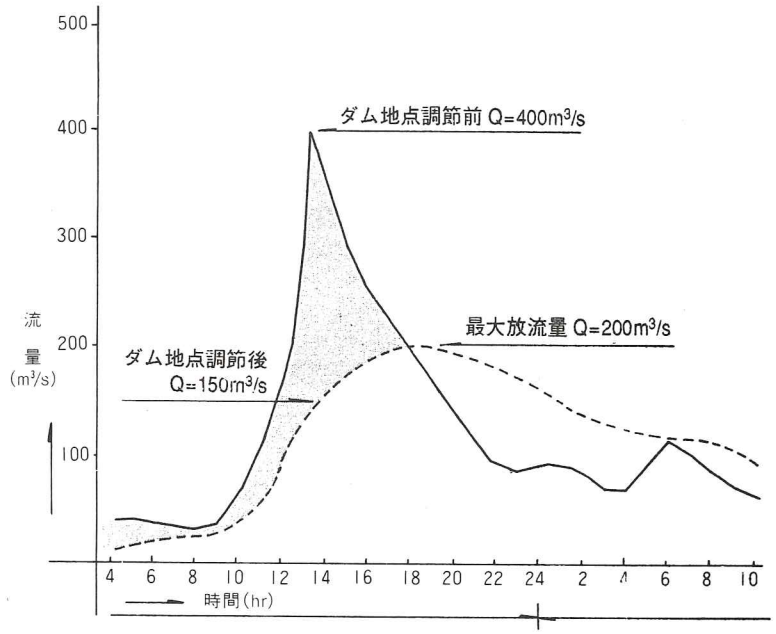
このうち洪水調節は図－1.1 に示すように、殿ダム地点の計画高水流量 400m³/s を 150m³/s（最大放流量 200m³/s）に低減させるものである。図－1.2 に洪水調節図を、図－1.3 に貯水池容量配分図を、また、表－1.1 に殿ダム及び貯水池の計画諸元を示す。

表－1.1　ダム及び貯水池の計画諸元

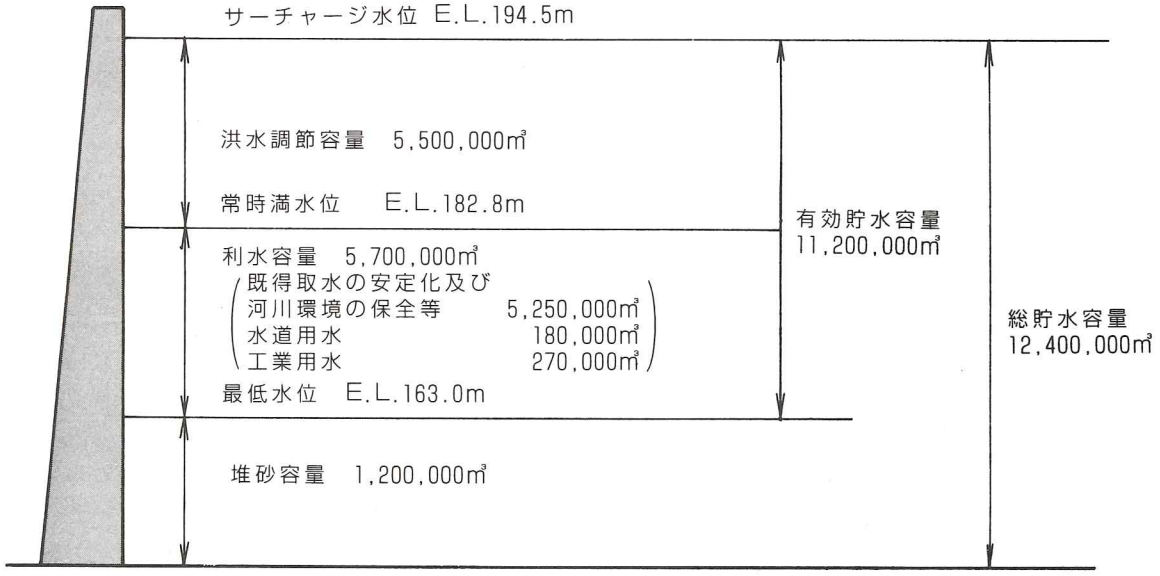
ダム		貯水池	
位置	鳥取県岩美郡国府町殿地内	集水面積	38.1km²
河川名	千代川水系袋川	湛水面積	0.6km²
形式	ロックフィルダム	総貯水容量	12,400,000m³
堤高	約73.0m	有効貯水容量	11,200,000m³
堤頂長	280.0m	洪水調節容量	5,500,000m³
堤体積	約2,000,000m³	利水容量	5,700,000m³
堤頂標高	EL.200.0m	設計洪水位	EL.197.000m
		サーチャージ水位	EL.194.500m
		常時満水位	EL.182.800m
		最低水位	EL.163.000m
		放流設備	
		常用洪水吐き（オリフィス）	2門
		非常用洪水吐き（自由越流）	1門
		ダム設計流量	1,100m³/sec
		計画高水流量	400m³/sec
		計画最大放流量	200m³/sec



図－1.1　計画高水流配分図



図－1.2　洪水調節図



図－1.3　貯水池容量配分図

2章　実験結果のまとめ

殿ダム洪水吐きの最終案形状として図－2.1～2.7 に示す案１、及び図－2.8 に示す案２を得た。両案の違いは横越流頂対岸の側水路壁の勾配にあり、図－2.8 に示す案２の側水路壁以外の各部の形状は案１同じである。

案１は側水路壁を鉛直壁としたもの、案２はもたれ壁を想定したものであり、両者の水理的な差はなく、いずれの形状も採用可能である。

また、両案の中間的な案を採用することも可能であり、側水路壁勾配については今後の地質調査等の進展を踏まえて設定を行えば良い。

最終案の減勢工については副ダム高が 10m と高いことから２次減勢工を設けるものとした。図示した規模は 1,100m³/s 放流量で、副ダム下流端で跳水始端の得られる規模であるが、減勢池と河道の取り付け方法については十分な検討が実施されていないので、今後、河道との取り付け方法を具体化するに当たり、下流河道の流れに対する耐侵食性等を勘案の上、２次減勢池必要規模を判断する必要がある。

本形状における常用洪水吐きオリフィス及び非常用洪水吐き越流部の放流量の推定式を以下に示す(図－2.9～2.13 参照)。

① 常用洪水吐きオリフィス

$$Q = CA(2gh)^{0.5} \tag{2-1}$$

開水路流時

$$C = 0.120 + 0.319(H/D) \tag{2-2}$$

適用範囲：$H/D \leqq 1.503$

管路流時

$$C = 0.350 + 0.200(H/D) - 0.026(H/D)^2 \tag{2-3}$$

適用範囲：$1.618 \leqq H/D \leqq 4.300$

管路流時(非常用からの流入影響有り)

$$C = 21.244 - 8.436(H/D) + 0.853(H/D)^2 \tag{2-4}$$

適用範囲：$H/D > 4.300$

ここに、

Q ：放流量(m³/s)

C ：流量係数

H ：吐口底面標高(EL.182.8m)を基準とする貯水池での総水頭

A ：吐口断面積(2 条×B=3.0m×H=3.0m=18.0m²)

D ：吐口断面高(3.0m)

常用洪水吐きの放流量は非常用洪水吐きからの放流の影響を受け、非常用洪水吐きの流量が大きくなると放流量が急激に小さくなる。実験結果によれば、貯水位がサーチャージ水位を越え、非常用洪水吐きからの放流が生じても常用洪水吐きの放流量はすぐには影響を受けずに H/D＞4.30 までは非常用の放流がない場合の延長線上に放流量が変化している。このことを考慮し上記の放流量推定式を求めた。

② 非常用洪水吐き越流部

$$Q = CBH^{1.5} \qquad (2\text{-}5)$$

$$C = 1.625 + 0.777(H/H_d) - 0.344(H/H_d)^2 \qquad (2\text{-}6)$$

ここに、

Q ：放流量(m³/s)

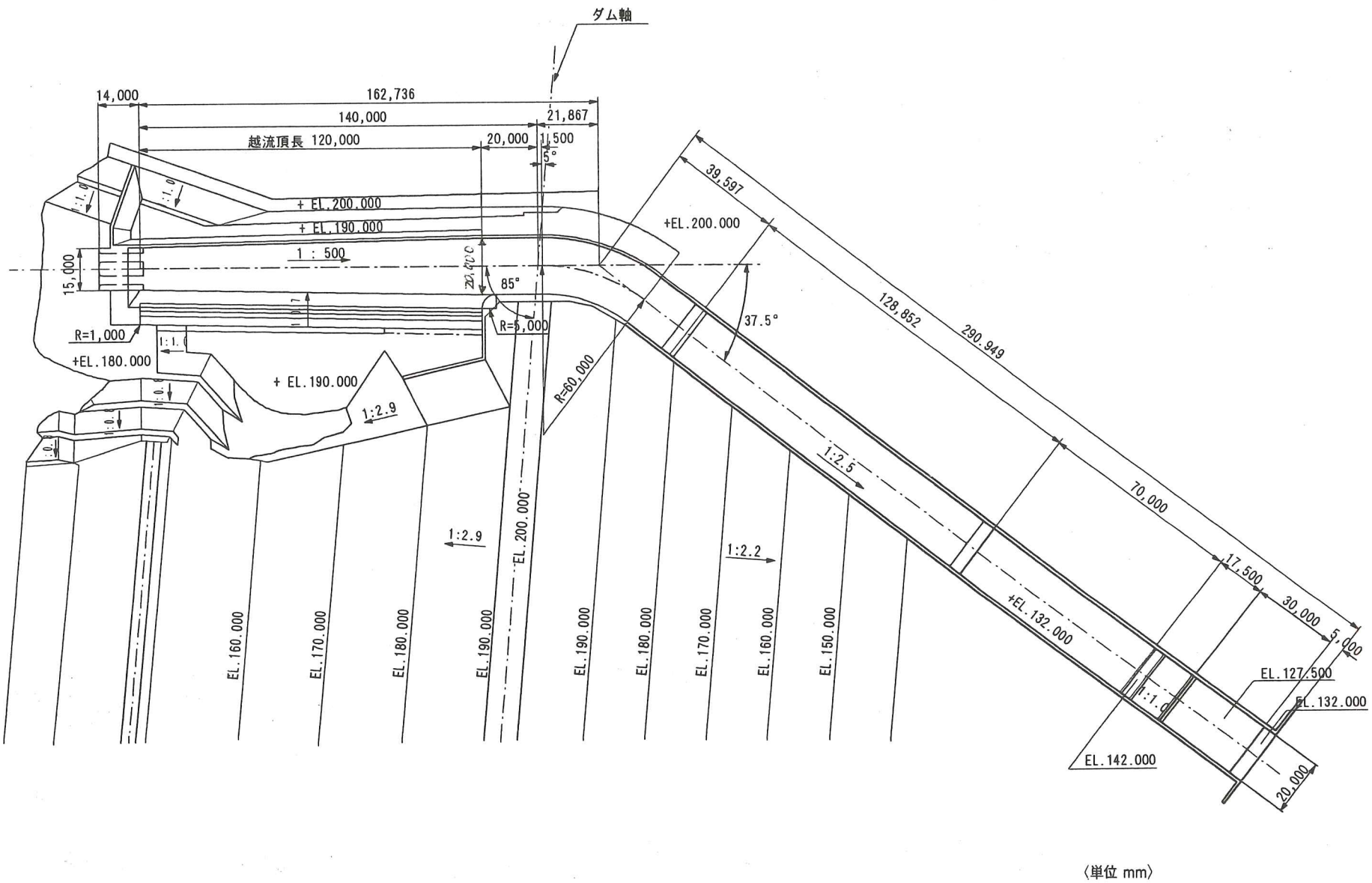
C ：流量係数

B ：越流幅(120.0m)

H ：越流頂(EL.194.5m)を基準とする貯水池での総水頭

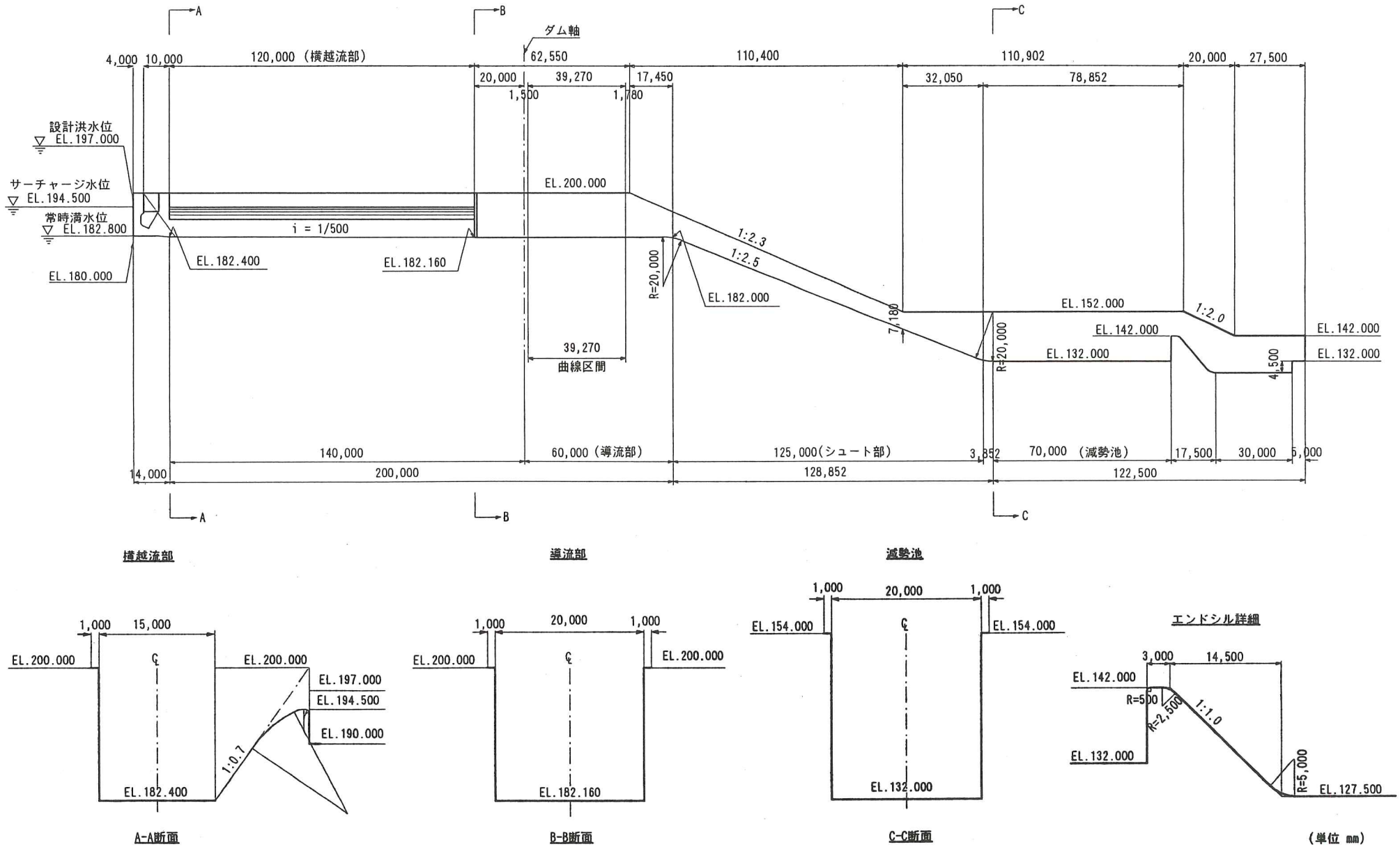
H_d ：設計水頭(EL.197.0m－EL.194.5m=2.5m)

(2-1)，(2-3)式からサーチャージ水位 EL.194.5m における放流量を算出すると 200.8m³/s であり、計画最大放流量 200.0m³/s にほぼ一致する。また、(2-1)，(2-4)式から設計洪水位 EL.197.0m における常用洪水吐きのみの放流量を算出すると 128.5m³/s、(2-5)，(2-6)式から非常用洪水吐きのみの放流量を算出すると 989.0m³/s である。全体の放流量は 1,117.5m³/s であり、ダム設計洪水流量 1,100.0m³/s の放流が可能である。両者の差は約 1.6%程度であり、ほぼ一致している。

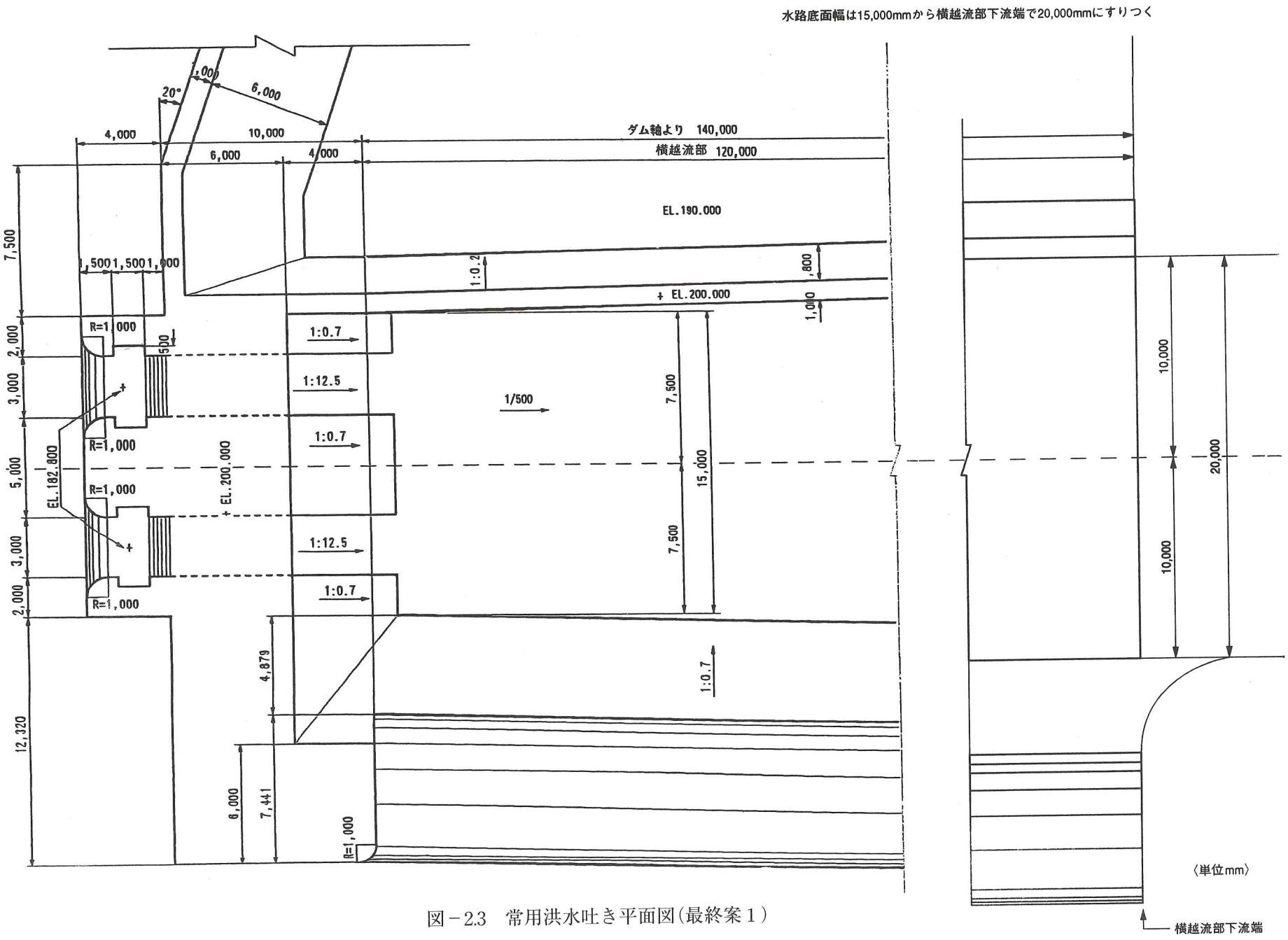


〈単位 mm〉

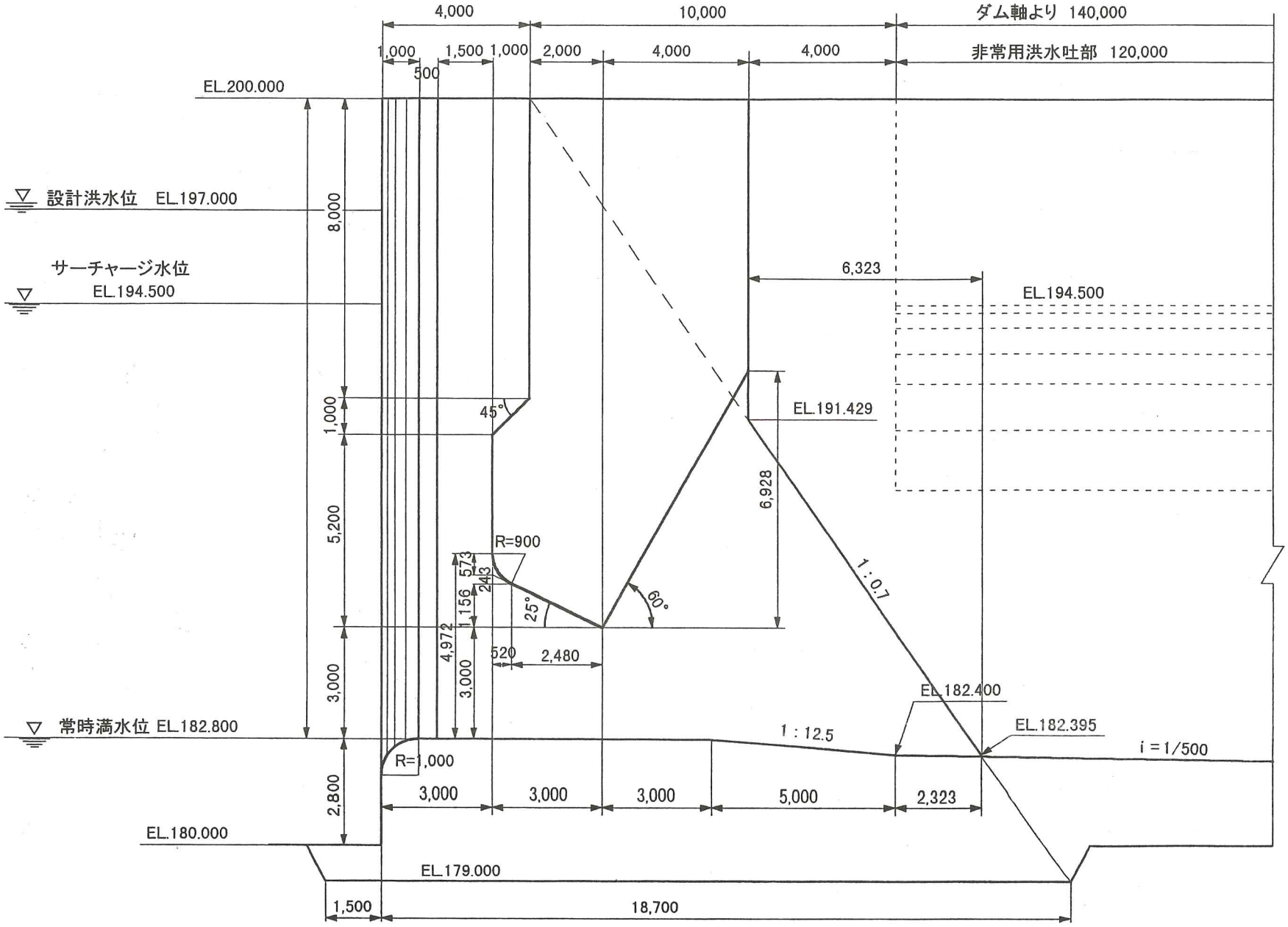
図－2.1　洪水吐き平面図(最終案)



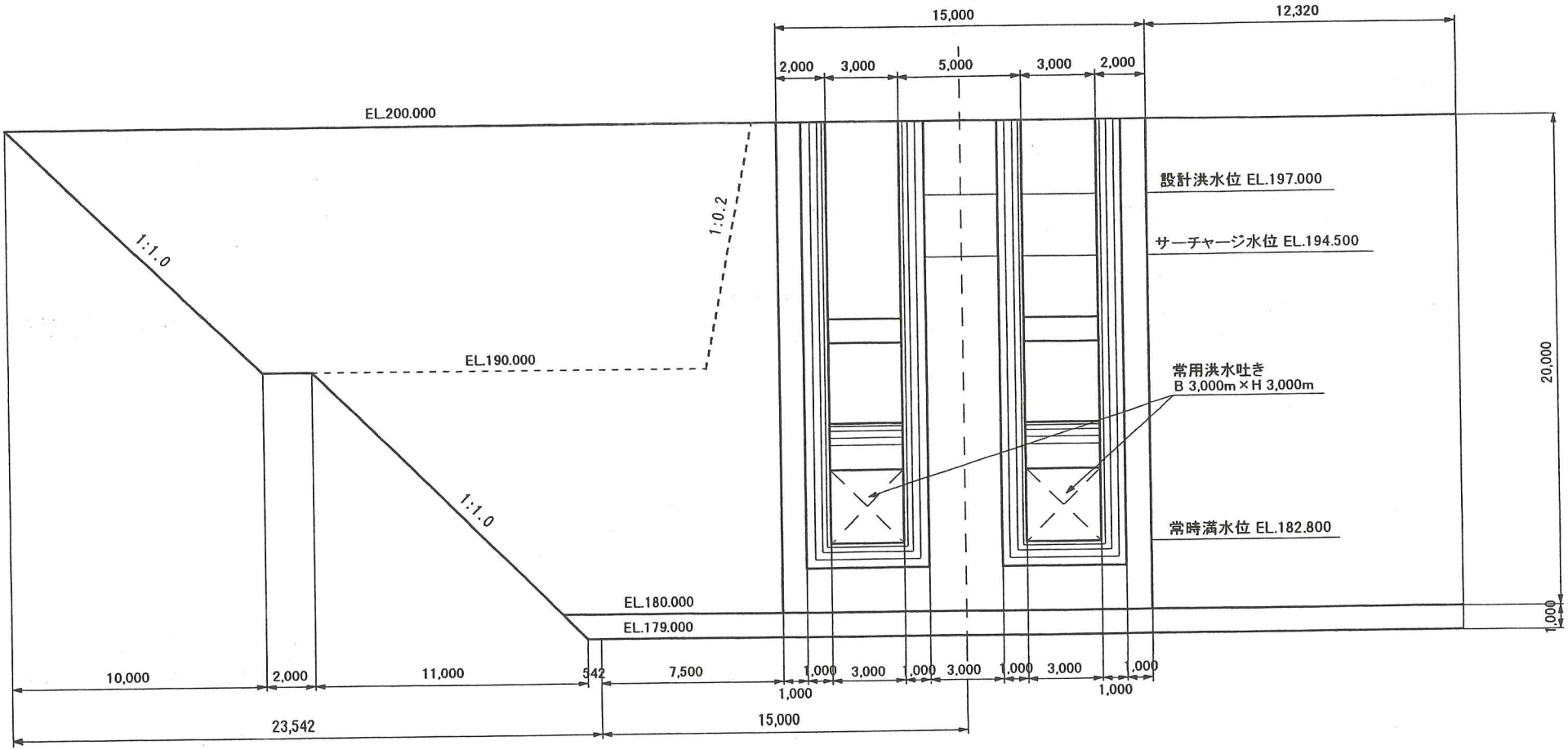
図－2.2　洪水吐き縦断面図(最終案)



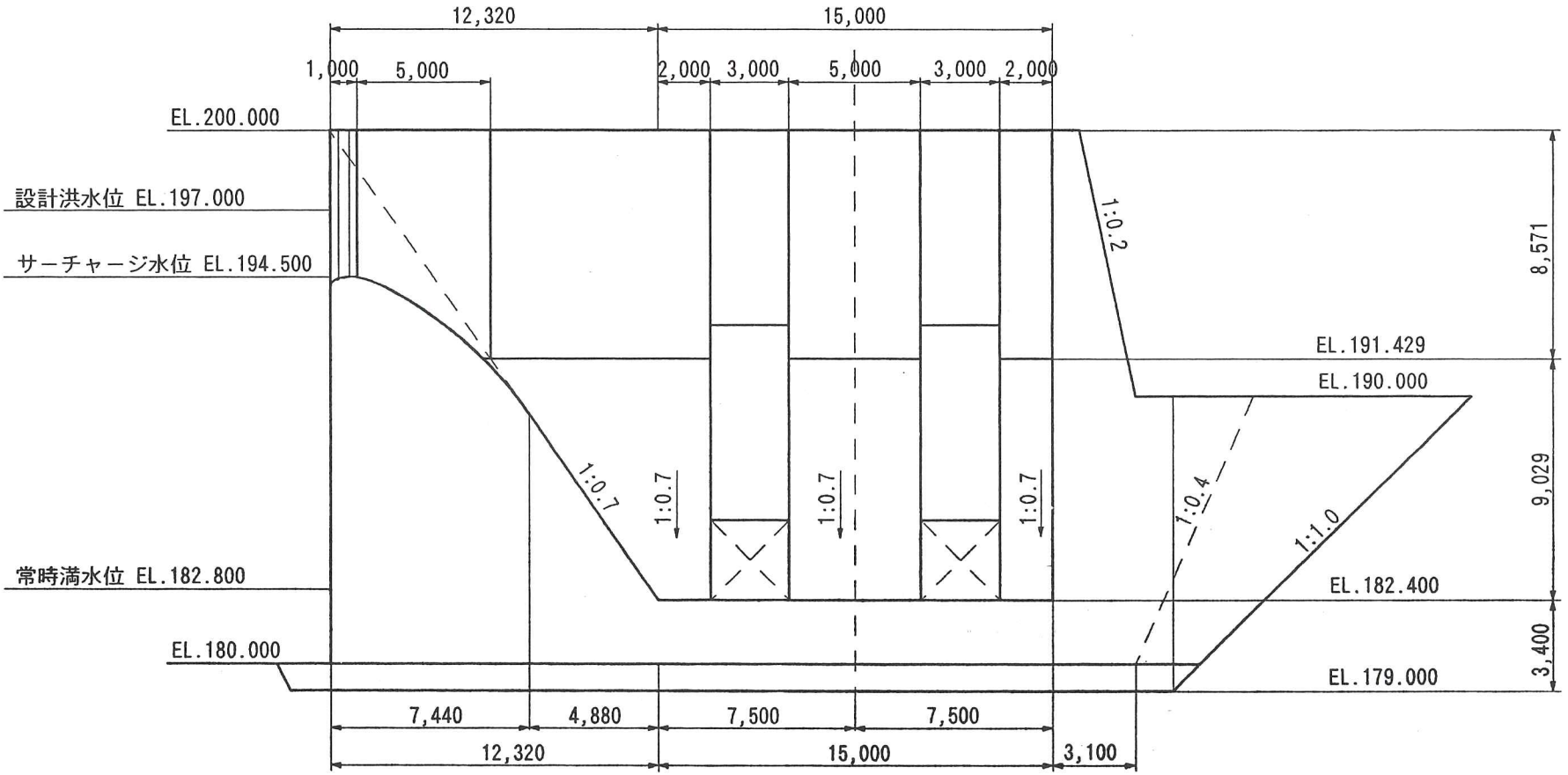
図－2.3　常用洪水吐き平面図(最終案１)



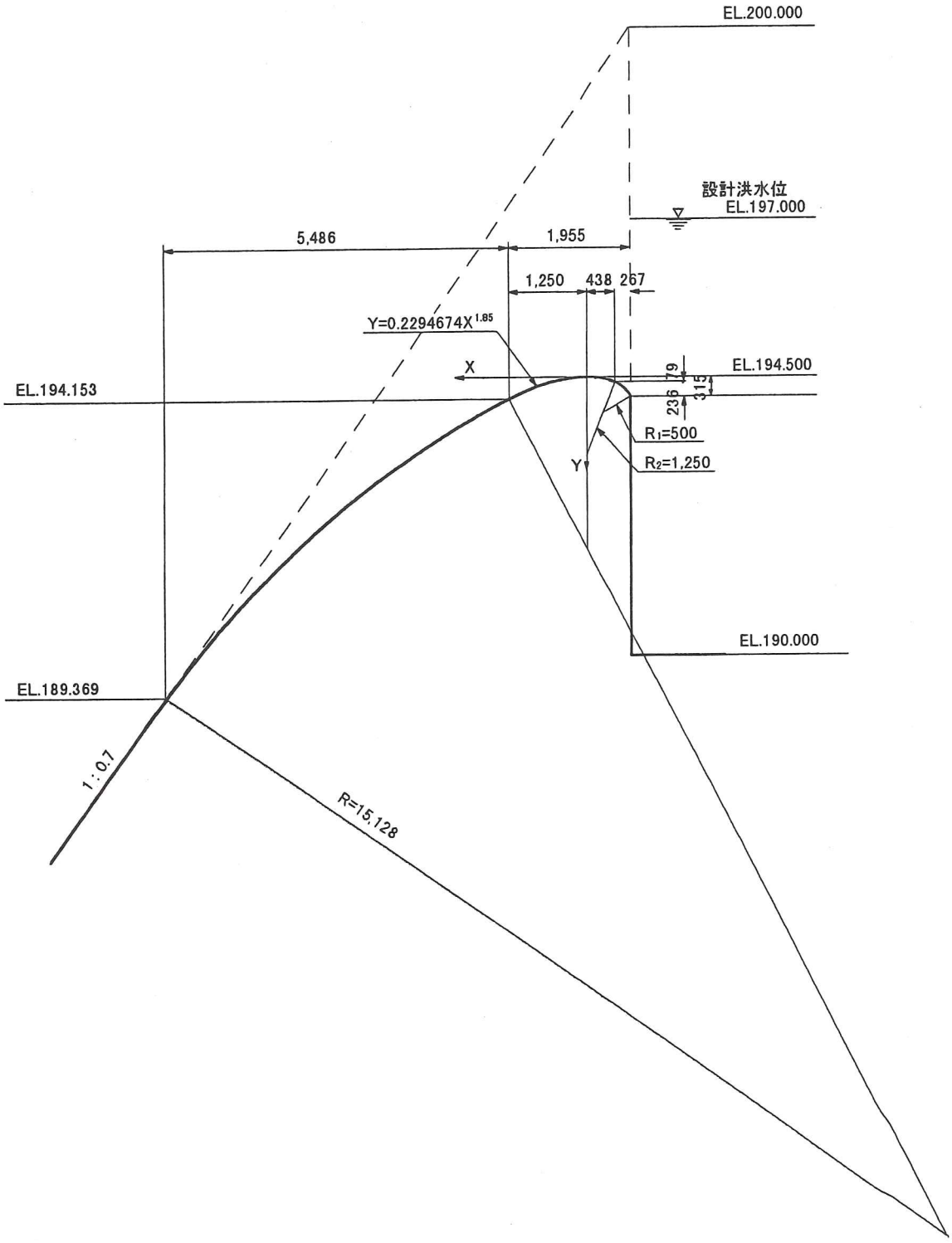
図－2.4　常用洪水吐き縦断面図(最終案１)



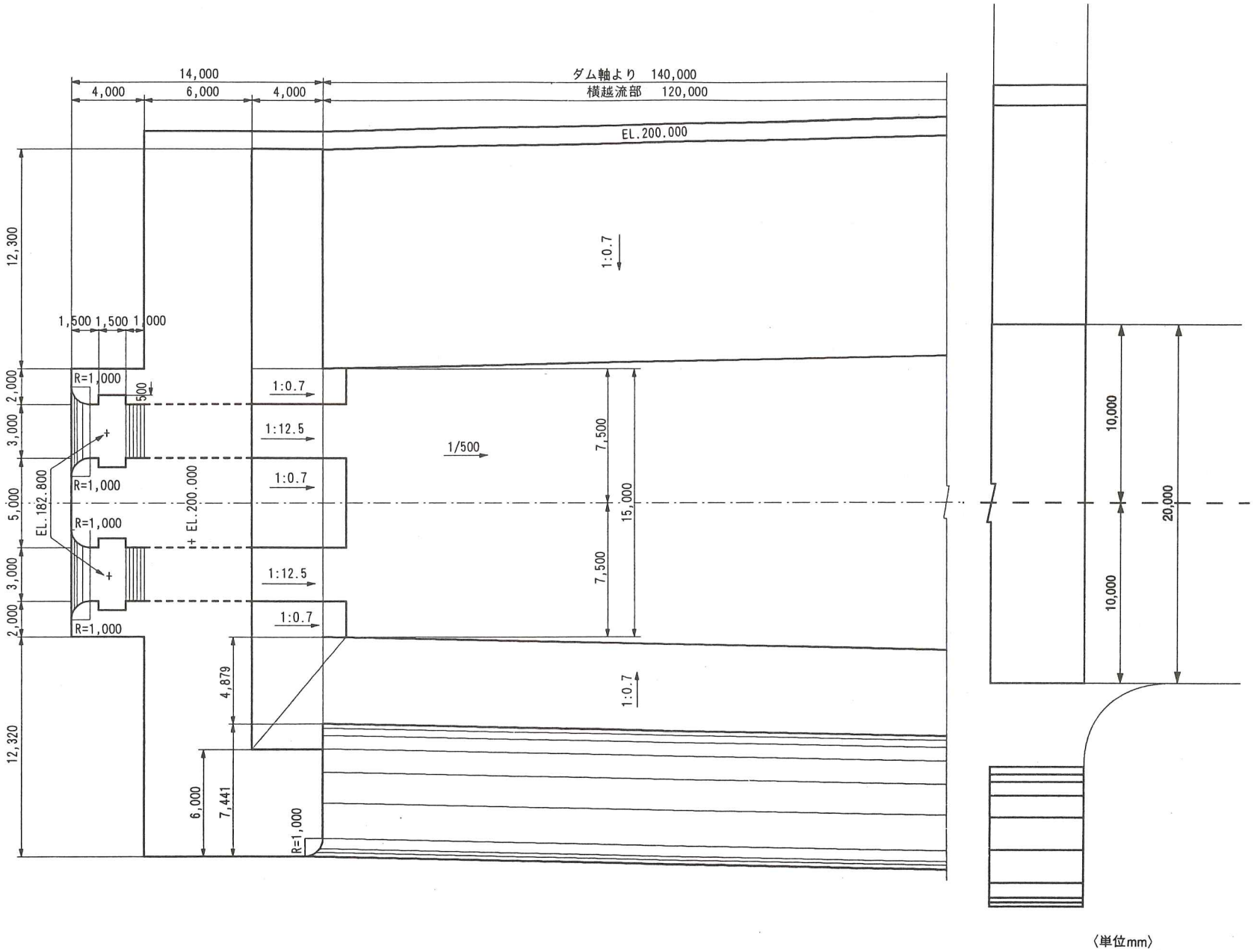
図－2.5　常用洪水吐き正面図(最終案１)



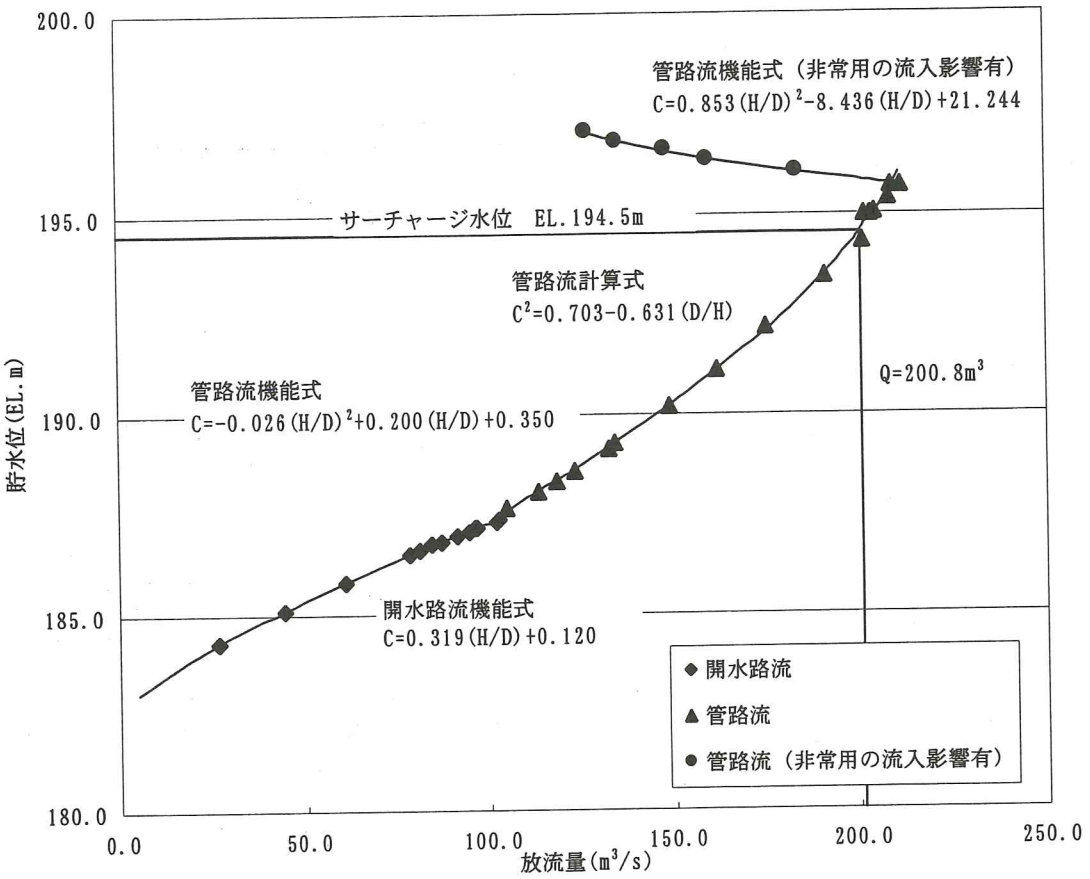
図－2.6　常用洪水吐き下流面図(最終案１)



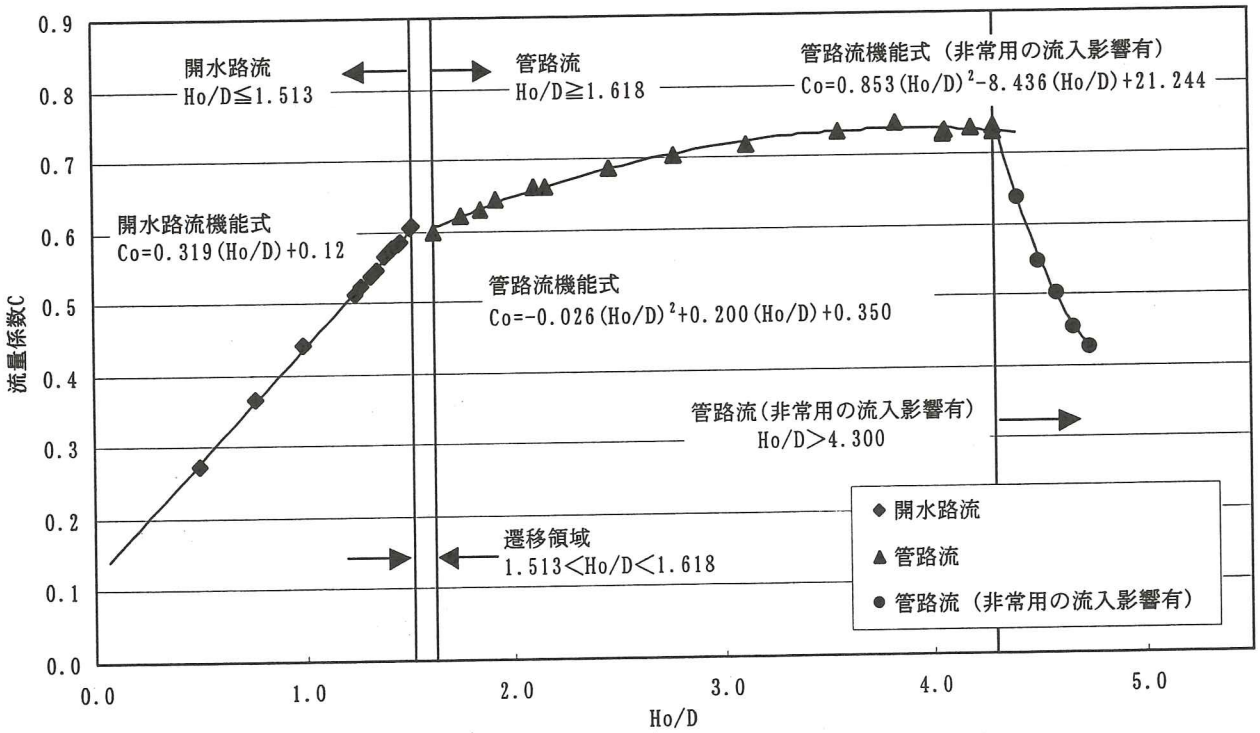
図－2.7　常用洪水吐き縦断面図(最終案１)



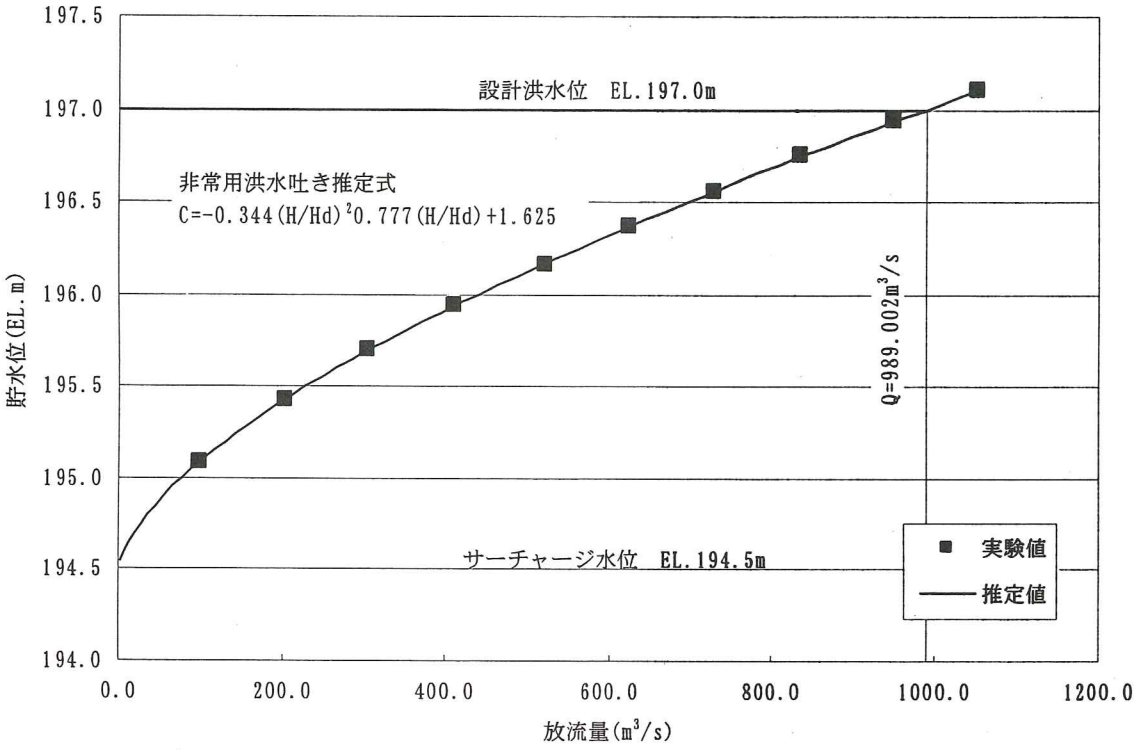
図－2.8　常用洪水吐き平面図(最終案２)



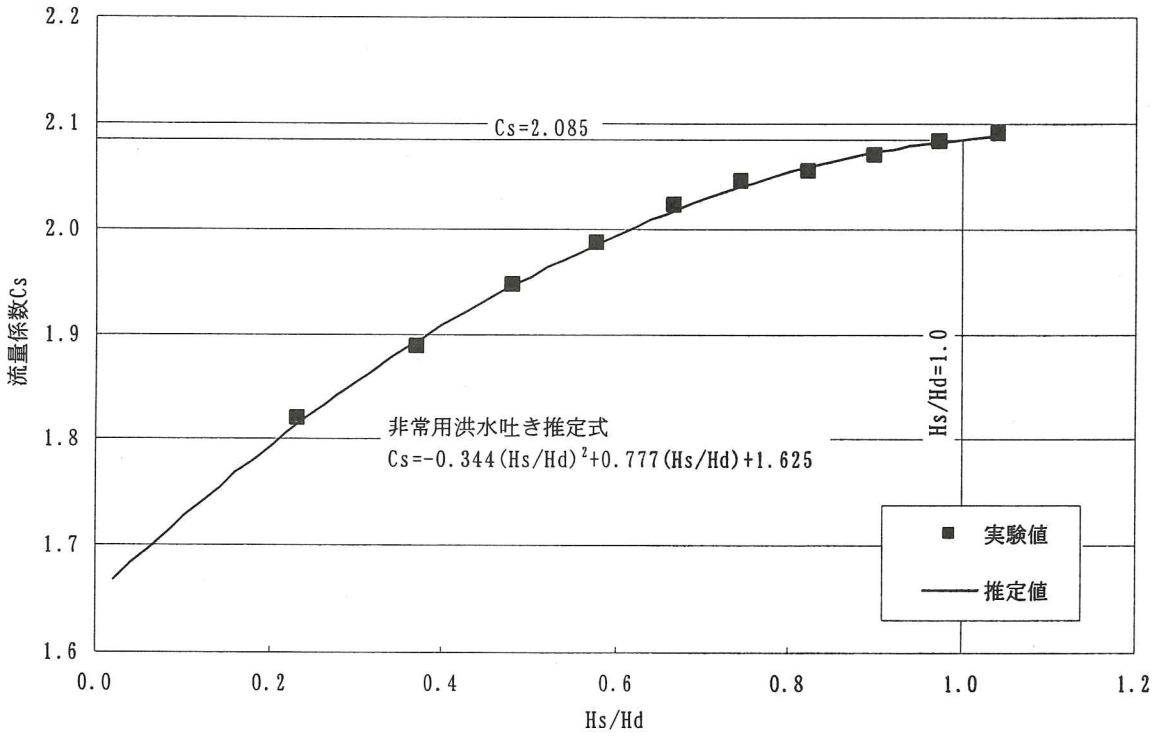
図－2.9　常用洪水吐きオリフィスの貯水位と放流量の関係



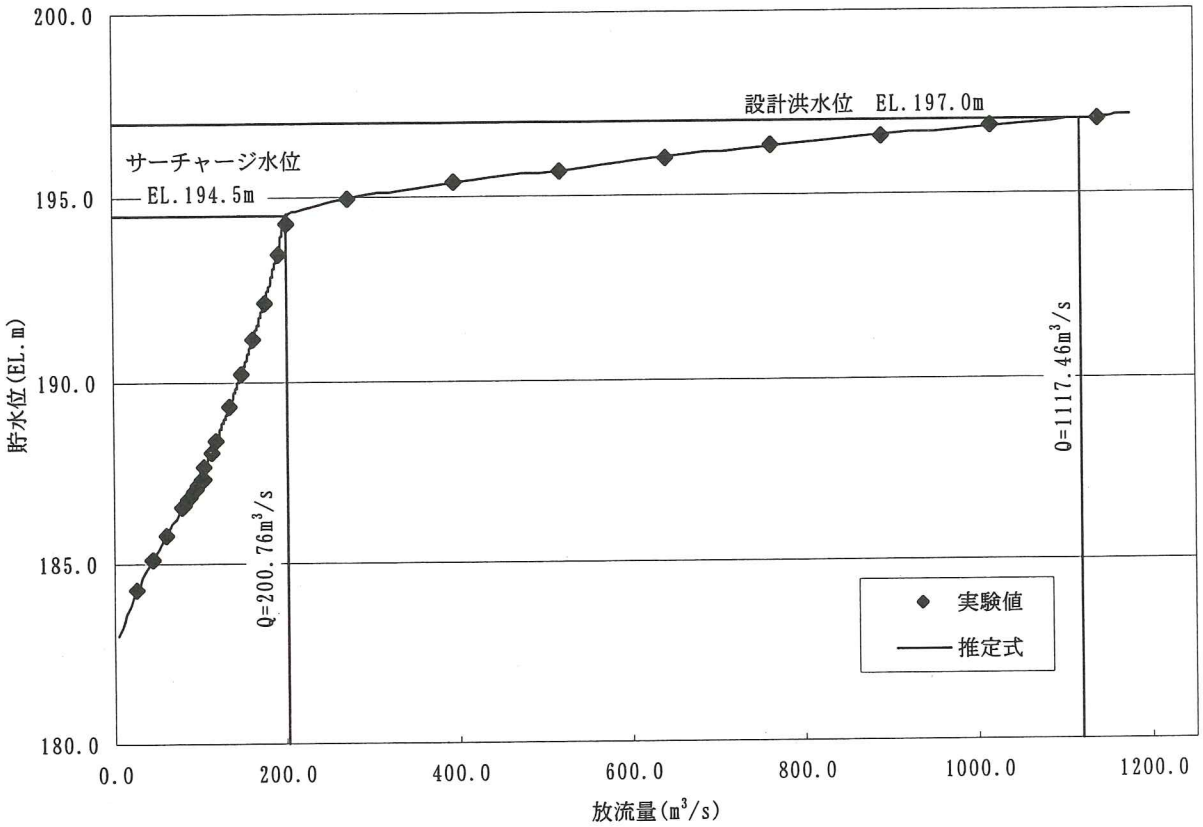
図－2.10　常用洪水吐きオリフィスのHo/Dと流量係数Coの関係



図－2.11　非常用洪水吐き越流部の貯水位と放流量の関係



図－2.12　非常用洪水吐き越流部のHs/Hdと流量係数Cの関係



図－2.13　洪水吐き全体の貯水位と放流量の関係

3章　水理模型実験

3.1　水理設計の基本諸量と放流条件

設計の基本条件となる水位と流量を示すと以下のとおりである。

設計洪水位	：	EL.197.000m
サーチャージ水位	：	EL.194.500m
常時満水位	：	EL.182.800m
最低水位	：	EL.163.000m
ダム設計洪水流量	：	1,100m³/s
計画高水流量	：	400m³/s
計画最大放流量	：	200m³/s

本ダム洪水吐きの放流量条件を以下に示す。

① 常用洪水吐き：オリフィス２条　敷高 EL.182.800m

サーチャージ水位　EL.194.500m において、計画最大放流量 200m³/s の放流能力とする。なお、自然調節の洪水調節により、ダム地点の計画高水流量 400m³/s を 150m³/s に低減可能なこと。

② 非常用洪水吐き：自由越流頂 120m　敷高 EL.194.500m

設計洪水 EL.197.000m において、常用洪水吐きからの放流量と併せてダム設計洪水流量 1,100m³/s の放流が可能なこと。

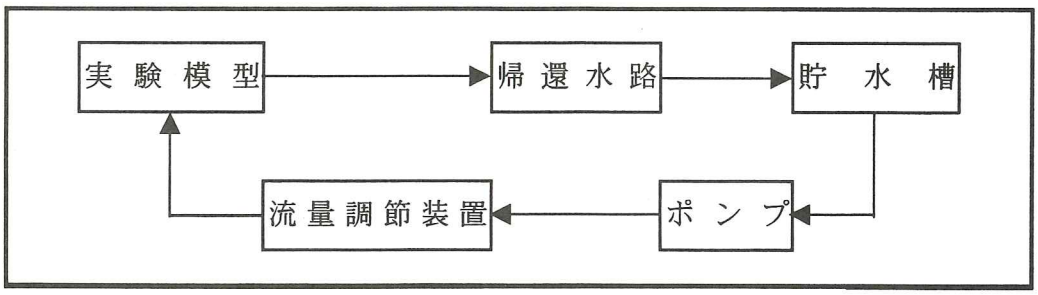
3.2　実験目的

殿ダムの洪水吐き案について、水理模型実験により水理機能調査を実施し、形状の妥当性を検討するとともに必要に応じて形状変更を行い、殿ダムに適する洪水吐き形状を提示することを目的とする。

3.3　実験方法

3.3.1　実験設備

実験設備は、旧建設省土木研究所ダム水理実験棟の設備を使用し、給水設備は第 5 系統を使用した。実験装置の系統は次の通りである。



図－3.1　水理模型実験装置系統図

3.3.2　模型縮尺

模型の縮尺は、測定の精度、模型の範囲、実験施設の規模、経済性を考慮し、1/50 とした。模型再現範囲は図－3.2 に示す通りであり、貯水池流入部の掘削地形形状を含め、非常用越流部下流端より上流側 200m、下流側は 2 次減勢工まで再現した。洪水吐き部は木製塗装仕上げ（一部導流壁、減勢工壁は流況観察の便を図り透明アクリル板を使用）貯水池地形はモルタル仕上げとし、洪水吐き各部分での模型の製作・改造・据付の精度は±1mm 以内とした。

3.3.3　相似律

洪水吐き上の流れは、重力に起因する慣性力の影響が卓越すると考えられることから、以下の実験結果の解析では実物と模型とのフルード数を等しくするフルード数の相似律を適用した。

表－3.1　模型に対する諸量の縮尺

諸量	次元	記号	縮尺
長さ	L	K_L	1/50
時間	T	$K_T=K_L^{1/2}$	1/7.071
流速	LT^{-1}	$K_V=K_L^{1/2}$	1/7.071
流量	L^3T^{-1}	$K_Q=K_L^{5/2}$	1/17,677

3.3.4　計測方法

本水理模型実験における観測項目は、流入部については流量、流速(流入水路部)、導水路部、シュート部、減勢工部については水面形であり、全ての部分について流況観察を行っている。各項目の計測方法は以下の通りである。

①　流量

給水管に設置されている電磁流速計のデジタルインジケータ表示値（1 分間の平均値）10 個の平均値を測定する。

②　水位

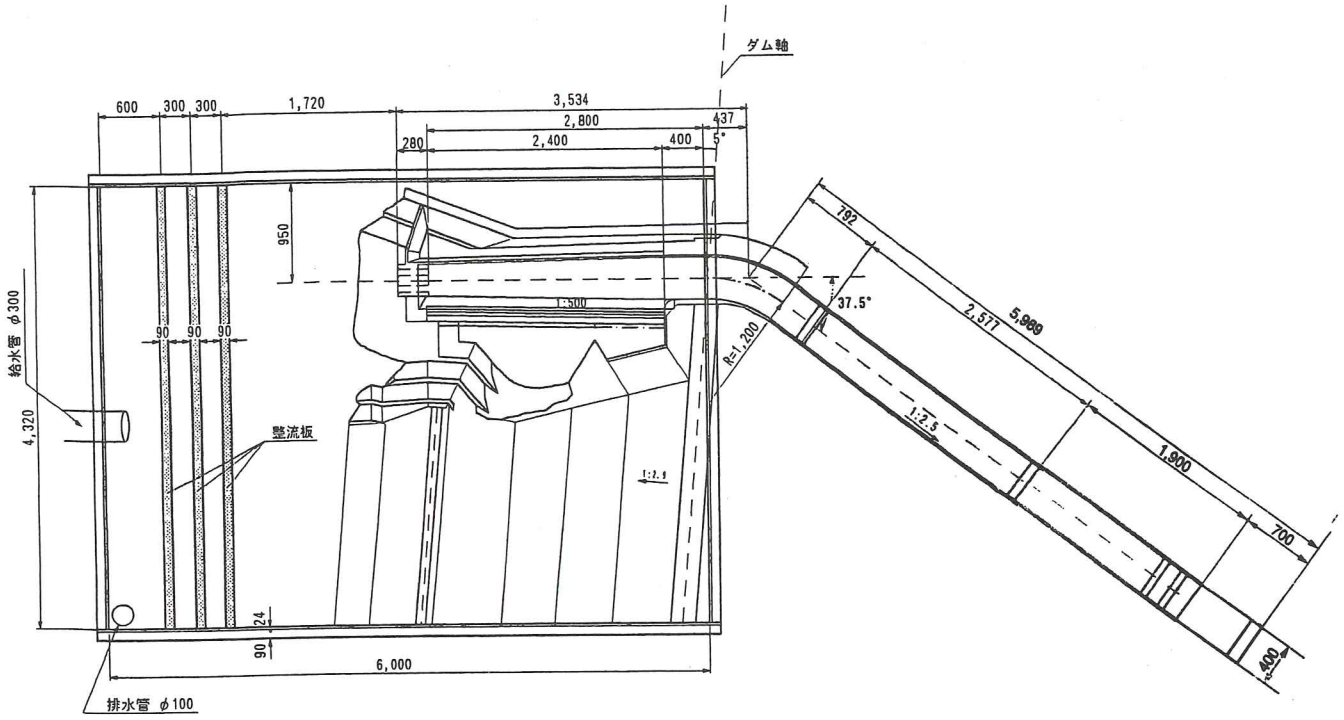
貯水池水位は、水槽横に設置したマノメータ内水位をポイントゲージより、流入部・導流部および減勢工内水面形状は 1mm 読みスケールとレベルにより測定した。

③　流況観察

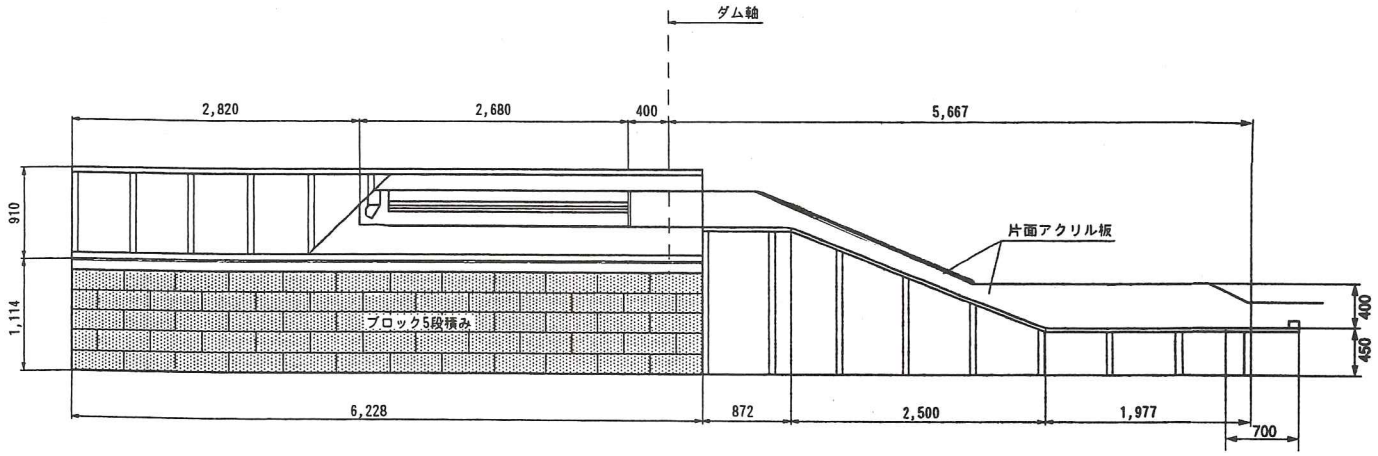
流況スケッチによる流況観察図を作成するとともにビデオ、35mm カラー写真に記録する。

④　流速

流入水路部の流速は、流れの向きに合わせてプロペラ式小型流速計を設置し測定した。



〔平面図〕



〔縦断図〕

単位mm

図－3.2　模型概要図(模型縮尺1/50)

4章　流入部及び側水路部の検討

4.1　実験内容

実験を行った流入部及び側水路部形状は図－2.1~2.7及び図－2.8に示すとおりであり、次の2案について検討した。

- 案1：左岸側壁を直壁
- 案2：側水路底面幅は原案と同様、両側壁面とも1:0.7の台形水路

2章で述べたように案2は左岸側壁をもたれ壁とした場合を想定したものである。案2の実際の実験形状は図－4.1に示すように、2章に示した図とシュートへの取り付け半径が若干異なるものであるが、その影響は小さいと考え、2章では案1と同じ取り付け形状とした。実験での両案の観測項目は以下の通りである。

① 常用洪水吐きオリフィスおよび非常用洪水吐き越流部
　放流能力調査

② 流入部（流入水路部、側水路部）
　流況観察、流速測定、水面形測定

上記の観測を行った対象流量は、計画最大放流量 200m³/s、ダム設計洪水流量1,100m³/s及び中間的流量の740m³/sの3流量である。

4.2　実験結果

4.2.1 案1

a.放流能力

案1における常用及び非常用の放流特性は2章に示したとおりであり、サーチャージ水位及び設計洪水位での放流量条件を満足している。表－4.1、4.2には図－2.9~2.12に示す実測データを(2-1)~(2-6)式から求められる推定値と比較して示す。また、表－4.3には全体放流量についての結果を示す。実測値と推定値の差は、常用洪水吐きで1%強、非常用洪水吐きでは1%以下であり、良い近似が得られる。ここで、常用洪水吐きとして用いられている一面ベルマウス式オリフィスについては既往の研究により、管路流状態において次の流量係数が与えられる[1)]。

$$C_o^2 = a - b(D/H_o) \qquad (4\text{-}1)$$

$$a = 0.914 - 0.500\sin\theta$$

$$b = 0.895 - 0.625\sin\theta$$

ここに、θは下面に対する上面の傾斜面であり、上式の適用範囲は$0.15 \leqq \sin\theta \leqq 0.50$である。本形状では$\theta = 25°$であり、図－4.2に実験値と計算

値の流量係数を比較して示す。図より計算値と実験値は概ね一致しているが、水位の低い状態では、実験値が若干大きい。また、H_o/Dが大きくなるにしたがって、両者の差が小さくなり、$H_o/D > 4.0$では計算値が大きい傾向がみられている。(4-1)式は本設計形状と同じオリフィス出口下流の水平長さが1以上の場合のものであり、H_o/Dが小さい場合の差として、流入水路形状とともにゲート戸溝の存在の影響等が考えられる。また、$H_o/D > 4.0$で両者が逆転するのは非常用洪水吐きからの越流の影響によるものと思われる。$H_o/D < 4.3$の領域においてもそれなりの影響が生じているものと思われる。

一方、本ダム非常用洪水吐きとして、越流頂長さをできるだけ短くする意味から標準越流頂が採用されており、図－4.3に実験結果と次の2次元標準越流頂の流量係数を比較して示す[2)]。

$$C_s = 1.704(1 + 0.648H_s/R)^{0.5} \qquad (4\text{-}2)$$
$$R = 0.920H_d$$

図より、H_sが大きくなるにしたがって、実験値は計算値より小さくなる傾向にあり、流量係数で増加傾向が小さいことが分かる。後に示すように越流は側水路内水位の影響を受けない完全越流のものであり、流量係数の減少は上流地形の影響により、上流水路内の流向が越流頂と直角方向から傾きをもっていることによるものと思われる。このため、$H_s = H_d$では約7%の流量の減少が生じている。

b.流況

1) 流入水路部

計画最大放流量200m³/s及び740m³/sの放流では図－4.4,4.5及び写真－4.1~4.4に示すように、水面の乱れも小さく安定した流れである。740m³/sでは、非常用洪水吐きに対して流線が斜め方向となっており、常用洪水吐き上流端及び下流端付近は側壁による縮流がみられている。この傾向は、ダム設計洪水流量時により顕著であり(図－4.6、写真－4.5,4.6)、先に示したように越流量の減少がみられている。

なお、図－2.1に示したように、最終案の非常用洪水吐き上流端及び下流端の側壁形状は、上流端では流入側に、下流端では側水路合流側にそれぞれR=1.0m、5.0mの円弧を設けているが、これは、上述の縮流の影響を緩和するために必要な処置である。実験当初案は直角形状であったが、縮流の影響がより顕著で流況に乱れを生じており、形状の変更が必要と判断した。円弧を設けた場合の、ダム設計洪水流量放流時の側壁部の状況を写真－4.7,4.8

に示す。

2) 側水路部

計画最大放流量 200m³/s を放流した場合、図－4.4 及び写真－4.9~4.11 に示すように、左右オリフィスからの流れは側水路中央部で合流しひれ状の水脈が発生するが、合流後はほぼ均等の流れとなる。200m³/s 放流時の非常用洪水吐き越流部越流頂付近は死水領域となり反時計回りの穏やかな渦が生じている。200m³/s 以上の流量ではオリフィスからの放流と非常用越流頂からの越流水が干渉することになるが、460m³/s 以下の流量ではオリフィスからの流れが卓越しており、側水路内は比較的速い流れとなっている。また、460m³/s~620m³/s までの流量では、オリフィスからの流れと非常用洪水吐きからの流れとが十分に拡散、減勢され、安定した流れで流下する。

740m³/s 及びダム設計洪水流量 1,100m³/s では、図－4.5、4.6 及び写真－4.12~4.17 に示すように、非常用洪水吐きからの越流水脈が対岸(左岸側壁沿い)で盛り上がり壁沿いの水面が若干乱れるが、全体として通常の側水路でみられる流況であり、流れは安定しており問題ない。

以上のように側水路内の流れは全体として安定した問題のないものであるが、オリフィスのみからの放流時のひれ状の衝撃波が流況を乱している。また、越流水深が小さい場合の越流水脈との干渉により流況の乱れがみられており、これを改善するためオリフィス出口下流に乱れ消しのための導流構造物を検討した。検討は様々の形状について行ったがいずれの形状も越流水深が大きい場合にはかえって流況の悪化を招く結果であった(図－4.7、写真－4.18,4.19 参照)。構造物がない場合の流況も比較的安定したものであり、このような構造物の設置は望ましくないものと判断した。

ひれ状の衝撃波の緩和策として、また、460m³/s 程度の流量までは射流的な流況を呈し、湾曲及びシュート部での衝撃波の形成による流況悪化、減勢池流況の擾乱の原因となる可能性があることから、側水路下流端にシルを設置する方法についても検討を行ったが、計画最大放流量 200m³/s 及び 460m³/s までの放流を常流とするためには、それぞれ 2 及び 3m 程度のシル高が必要であり、設計洪水位での側水路内水深の増加と増加に伴う流量の低下を招く。流量の低減は、シル高 2m で約 2.5%、3m で約 5.0%であり、もともとダム設計洪水流量に対する余裕がなく、流量の低減は好ましくないこと、衝撃波などによる流況の乱れが許容できるものと考えられることから、シルの設置は得策ではないと判断した。

c.流速

流速測定は流入水路内にて水面直下と底面直上で実施しており、各放流量に

おける流速分布を図－4.8~4.10 に示す。「河川砂防技術基準(案)」の解説では土砂の流水を防止するために流入水路の流速(接近流速)の限界は一般に 4.0m/s 程度とされている。底面付近の最大流速はダム設計洪水流量で 1.0m/s 強であり、問題となるものではない。

d.水面形

水面形測定は、側水路部左岸側壁沿い及び側水路部中心線沿いの 2 測線について実施した。水面形測定結果を図－4.11~4.13、表－4.4~4.6 に示す。

表－4.7　左岸側壁沿いの最高水位発生位置の時間平均及び最高水位

計画最大放流量 200m³/s	最高水位(EL.m)	184.875
	平均水位(EL.m)	184.625
	水面変動幅(m)	0.250
740m³/s	最高水位(EL.m)	193.050
	平均水位(EL.m)	192.000
	水面変動幅(m)	1.050
ダム設計洪水流量 1,100m³/s	最高水位(EL.m)	195.625
	平均水位(EL.m)	195.000
	水面変動幅(m)	0.625

計画最大放流量 200m³/s の場合、左右オリフィスからの流れが側水路中央部で合流しひれ状の水脈が生じているため水面が盛り上がっており、左岸側壁沿いと中央線沿いとの最高水位を比較すると、中央線沿いの水位が約 0.7m 高くなっている。また、740m³/s、ダム設計洪水量 1,100m³/s では、非常用洪水吐き越流部からの越流水脈が対岸(左岸側壁沿い)を這い上がるため、左岸側壁沿いと中央線沿いとの最高水位を比較すると、左岸側壁沿いの水位が高くなっている。表－4.7 には左岸側壁沿いの最高水位発生位置での時間平均水位と最高水位及び両者の差(水面変動幅)を示す。最高水位発生位置での水面変動幅は、740m³/s で最も大きくなり、越流量の大きい 1,100m³/s では水面変動幅は小さくなっている。740m³/s での変動幅も 1.300m とそれほど大きくなく流れも比較的穏やかであることが分かる。側水路部設計壁高はダム設計洪水流量の最高水位をベースに決める必要があり、余裕をみて EL.197.0m 程度以上必要と考える。図－4.14、表－4.8 には設計洪水位における非常用越流部の水面形を示す。越流は側水路内の水位の影響のない完全越流状態であることが確認される。

4.2.2 案 2

a.放流能力

案 2 は、案 1 の側水路左岸側壁に勾配を持たせたものであり、基本的には案

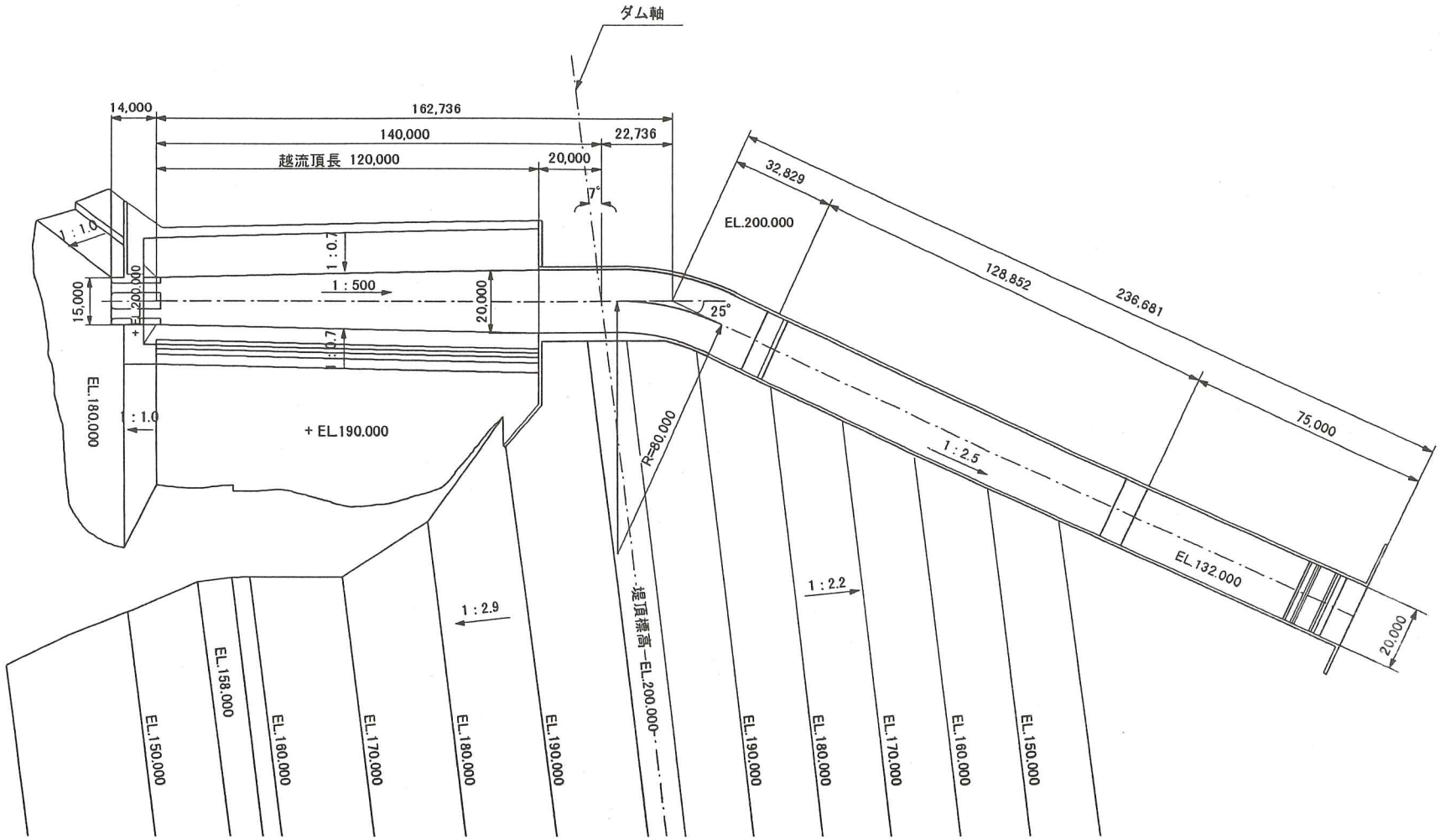
1と変わるものではない。ここでは、側壁に勾配をつけた場合の影響が考えられる放流特性及び側水路内流況、水面形について述べることとする。

まず放流特性であるが、越流のないサーチャージ水位以下の放流では側水路形状の影響はないと考えてよい。また、非常用洪水吐きの越流は完全越流であり、これも案1と同じと考えられる。側水路形状の影響が生じる可能性があるのは、越流水の影響による常用洪水吐き放流量低減の部分である。つまり、側水路内水深が変化することにより、常用洪水吐きへの背水の影響が変化することが考えられるが、案1、2の設計洪水位時の放流量を比較すると、案1で1,117.5m³/s、案2で1,141.2m³/sであり、その差は2%程度と小さい。したがって、案2の放流特性についても案1の推定式を用いて推定して問題ないものと考える。

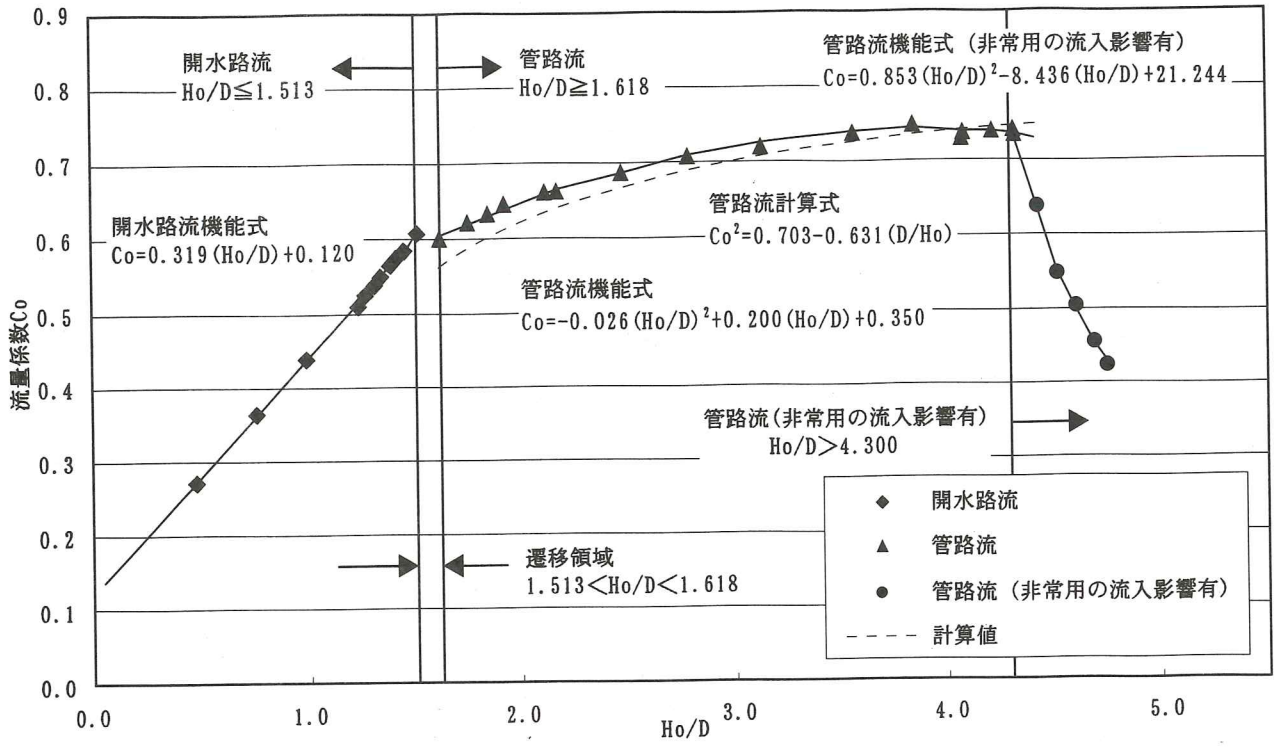
次に側水路内の流況及び水面形であるが、非常用洪水吐きからの放流がある場合の流況を写真－4.20~4.25に、水面形を図－4.15,4.16及び表－4.9,4.10に示す。側水路内流況は、案1と変わりなく安定した穏やかなものであり問題ない。表－4.11には、水面形の盛り上がりが見られる左岸側壁沿いの最高水位発生位置での時間平均及び最高水位を案1と比較して示す。案2では案1と比べて平均水位が若干下がり、水面変動がやや大きくなる傾向がある。一般に、側壁勾配を緩くすると、側壁上への這い上がりが顕著になってくることがいわれており、側壁に勾配を設けた影響が見られている。また、平均水位の低下は先に示した案2での設計洪水位での放流量が若干大きい要因と考えることができよう。こうした影響は見られるが、水面変動の絶対値は大きくなく問題となるものではない。案2の採用も十分可能である。この場合、側壁高は案1と同様に余裕をみてEL.197.0m程度以上必要と考える。

表－4.11　左岸側壁沿いの最高水位発生位置の時間平均及び最高水位の比較

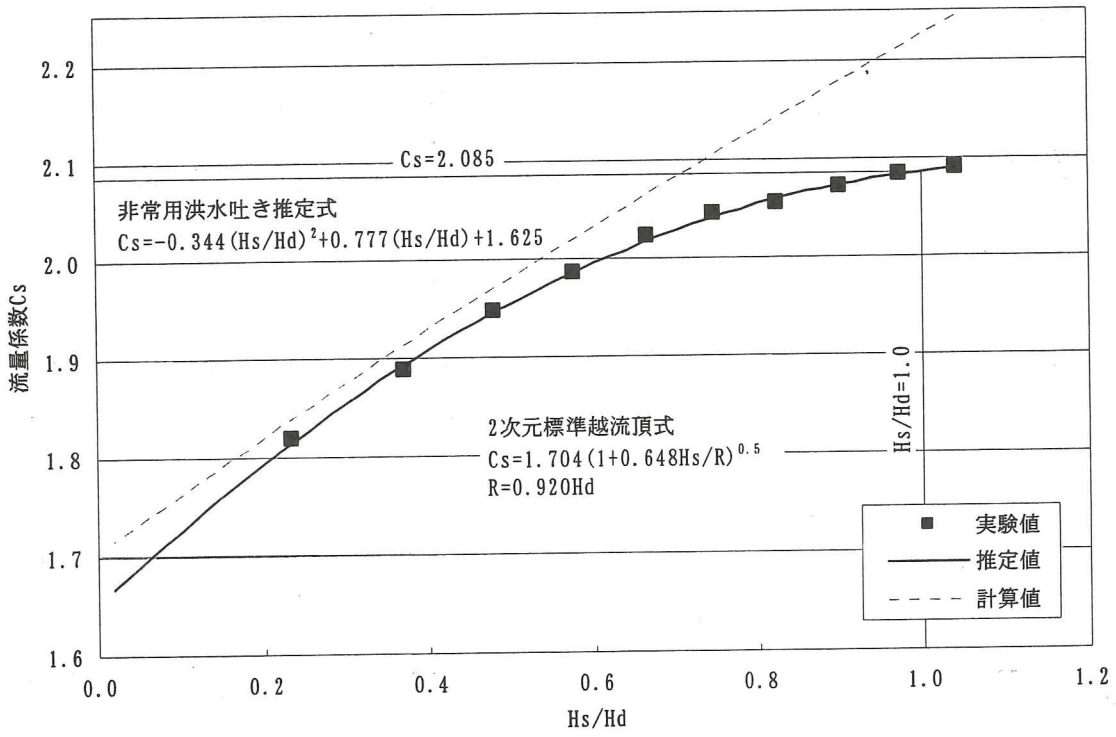
		案1	案2
740m³/s	最高水位(EL.m)	193.050	193.500
	平均水位(EL.m)	192.000	191.450
	水面変動幅(m)	1.050	2.050
ダム設計洪水流量 1,100m³/s	最高水位(EL.m)	195.625	195.850
	平均水位(EL.m)	195.000	194.200
	水面変動幅(m)	0.625	1.650



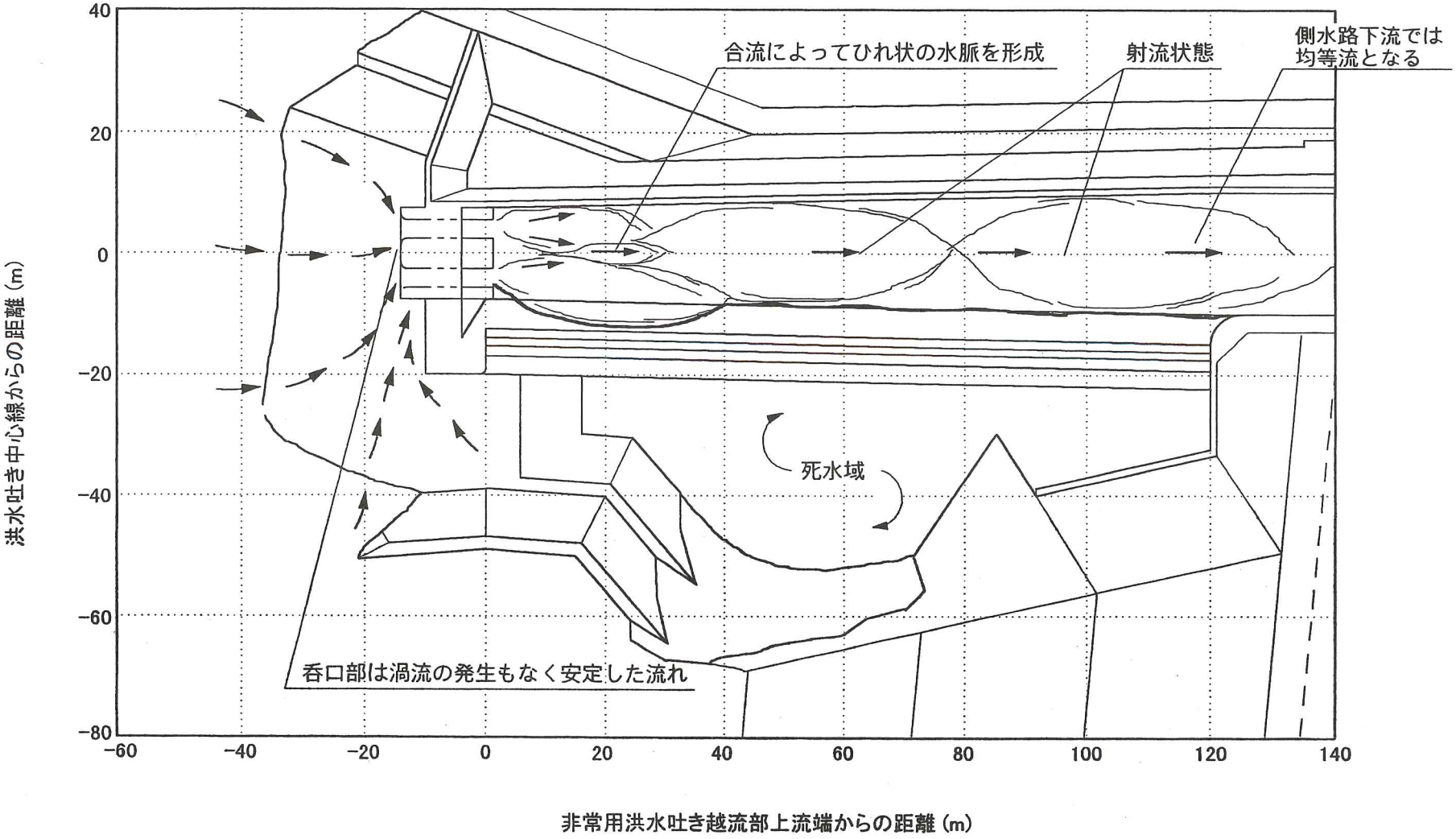
図－4.1　洪水吐き平面図(案２)



図－4.2　常用洪水吐きオリフィスのHo/Dと流量係数Coの関係（案１）

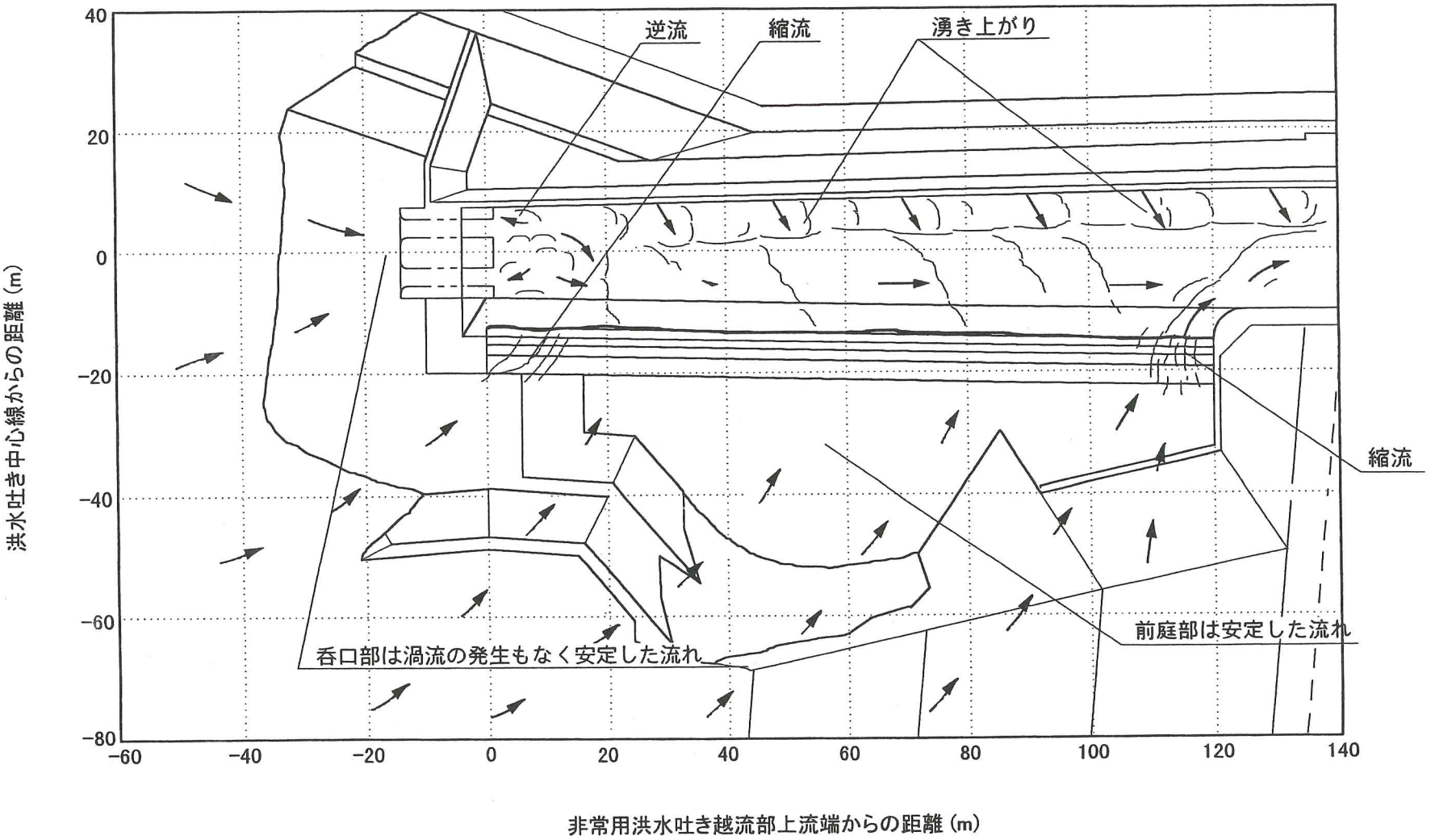


図－4.3　非常用洪水吐き越流部のHs/Hdと流量係数Csの関係（案 １）



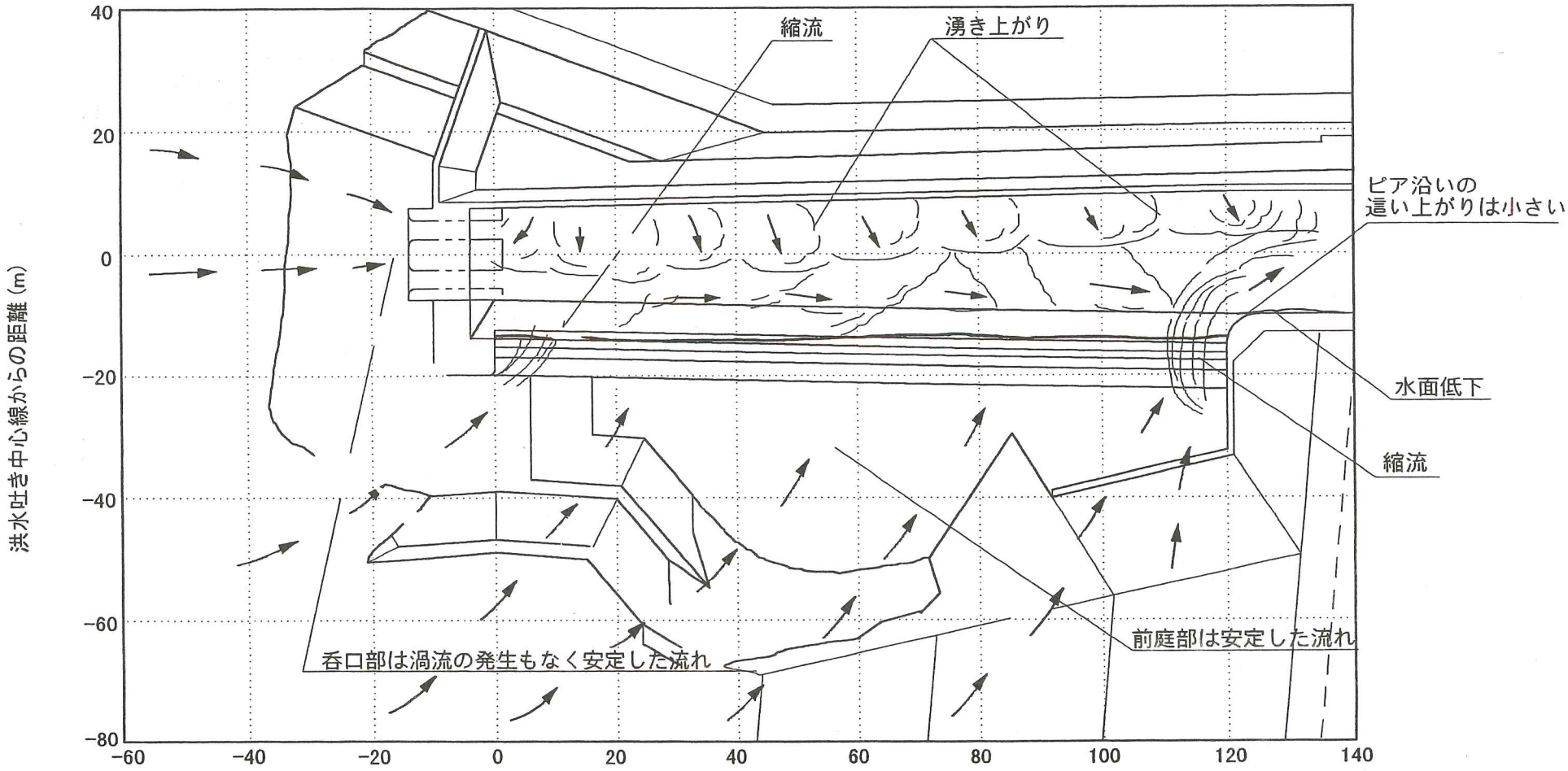
側水路形状：案1
計画最大放流量：200m³/s

図－4.4　流入水路部及び側水路内の流況



側水路形状：案1
計画最大放流量：740m^3/s

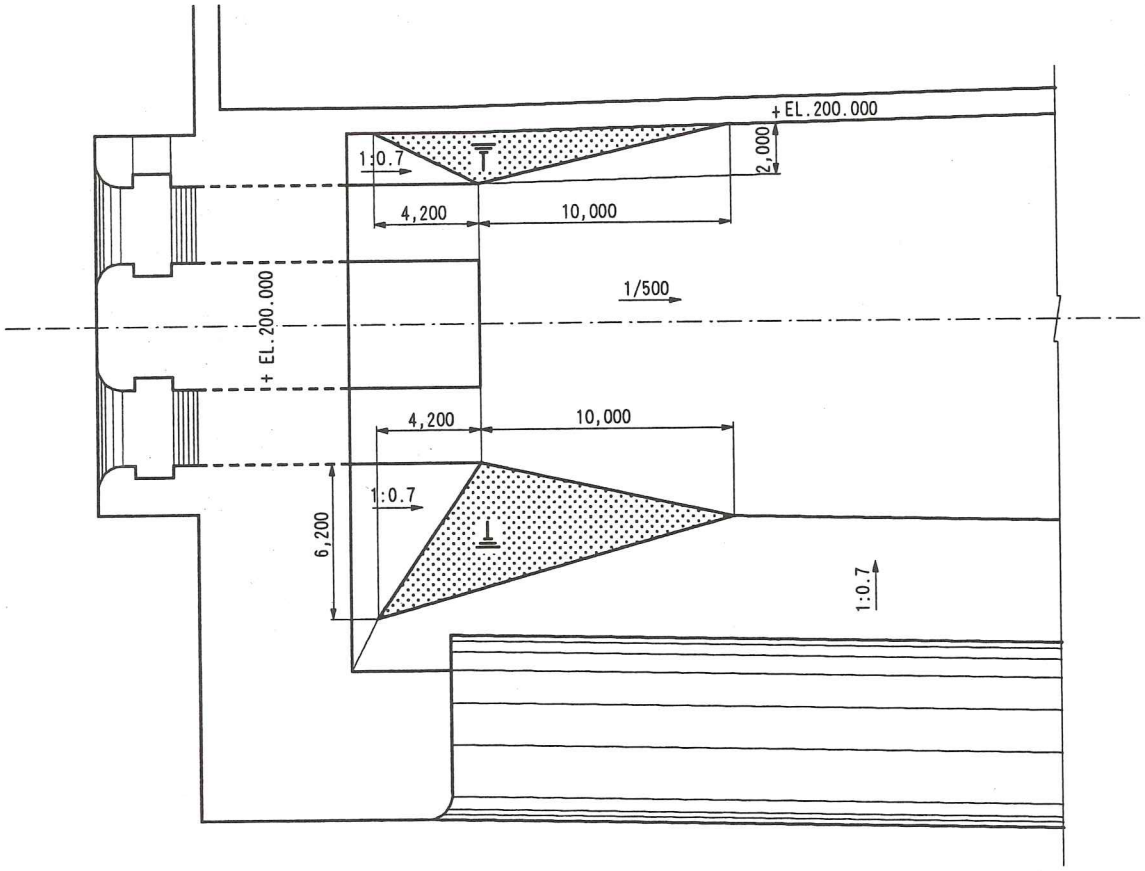
図－4.5　流入水路部及び側水路内の流況



側水路形状：案1
計画最大放流量：1,100m³/s

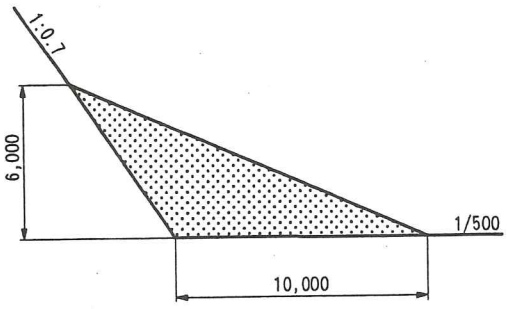
図－4.6　流入水路部及び側水路内の流況

平面図

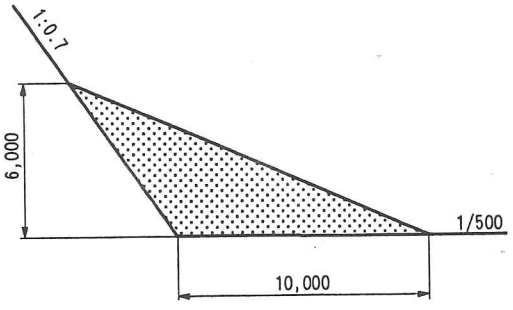


断面図

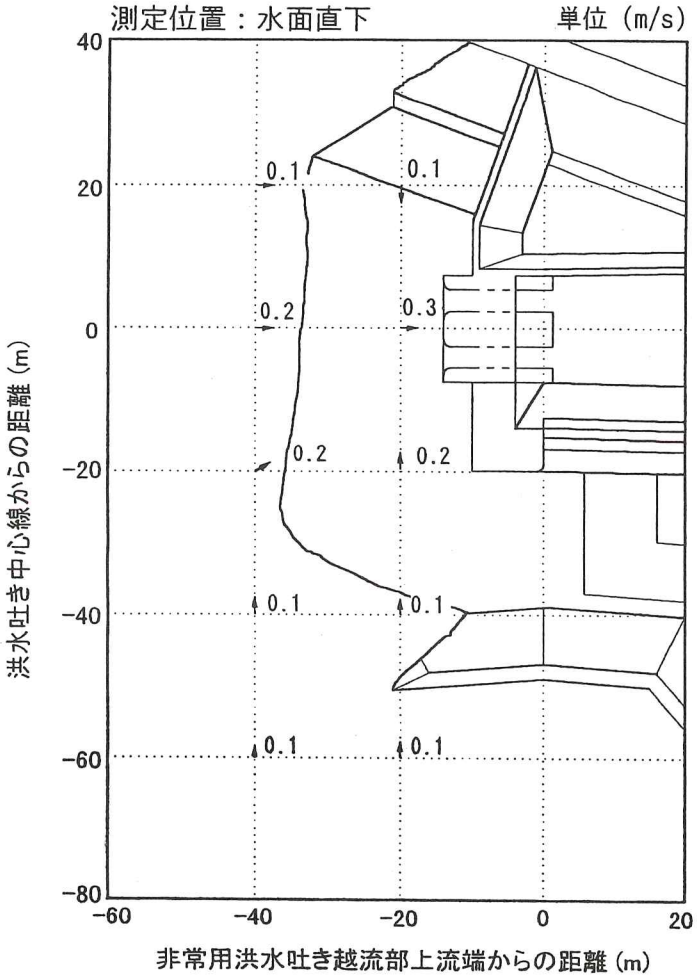
左岸側デフレクタ

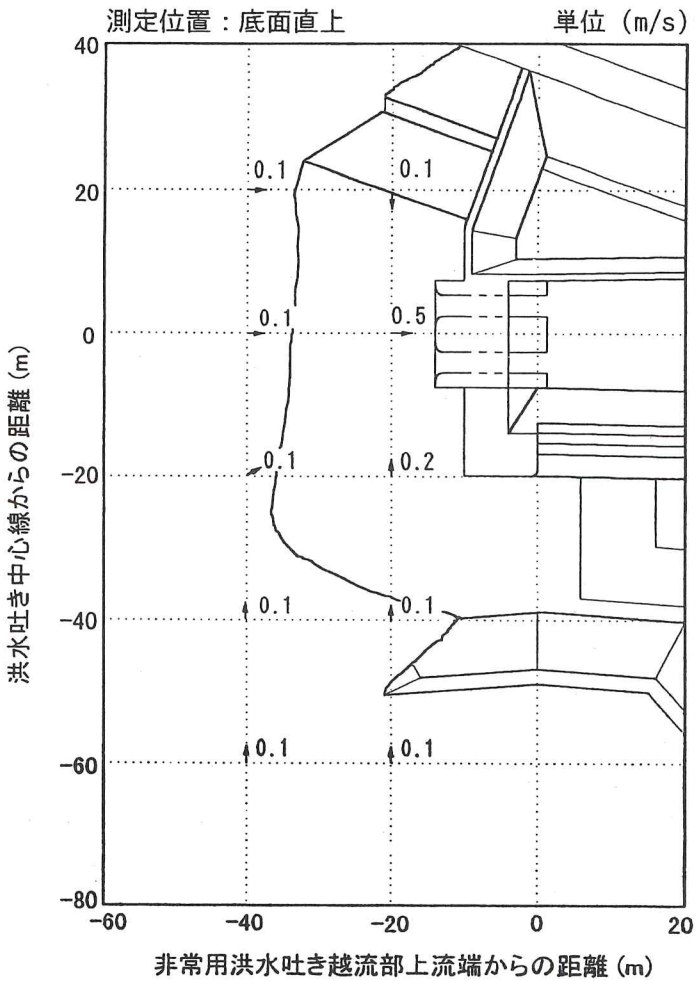


右岸側デフレクタ

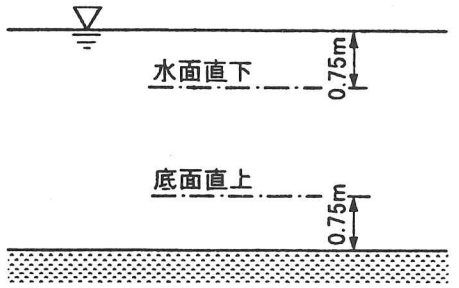


図－4.7　オリフィス出口形状を変化させた側水路部の検討(例)(デフレクタ形状)

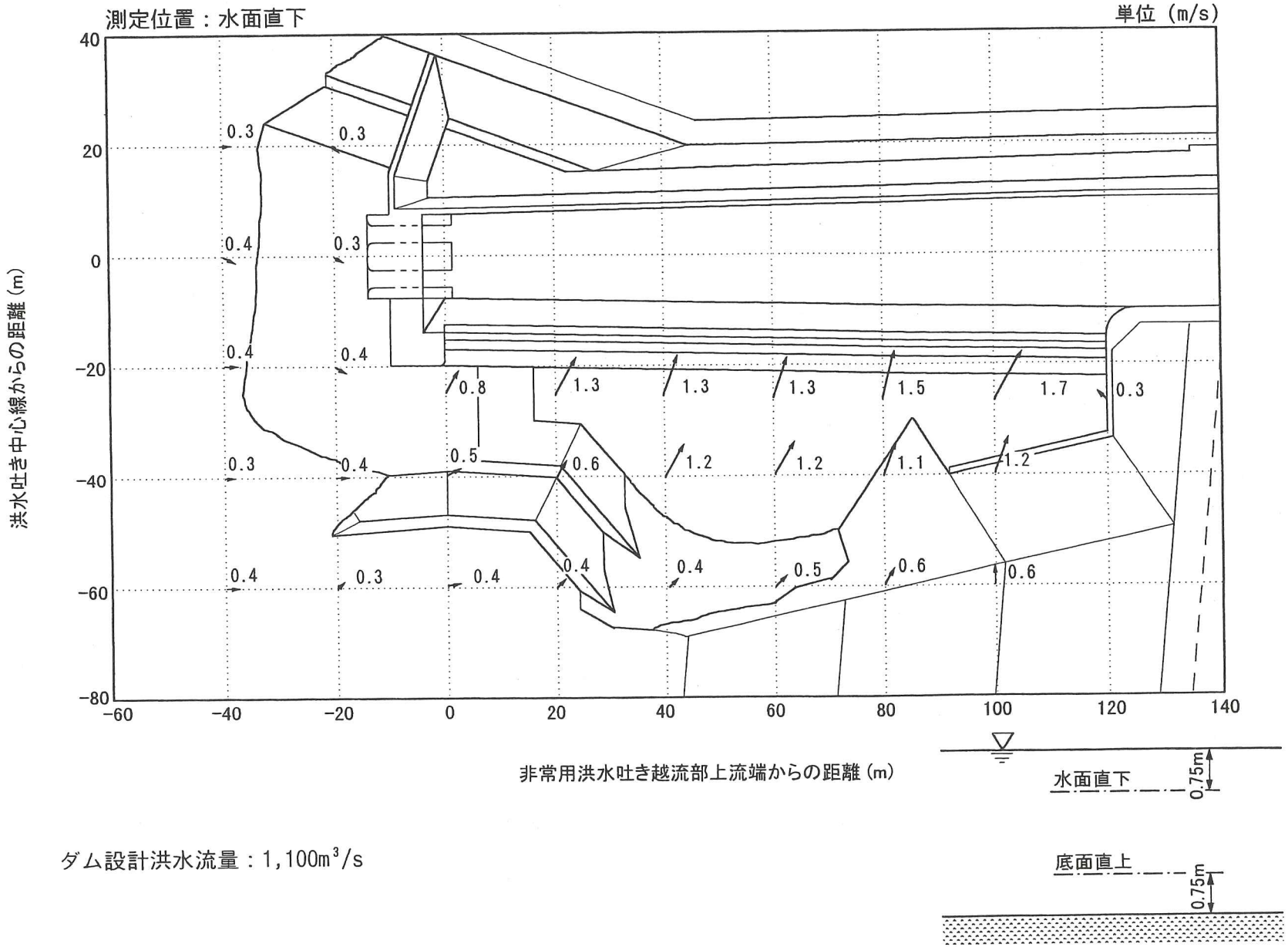




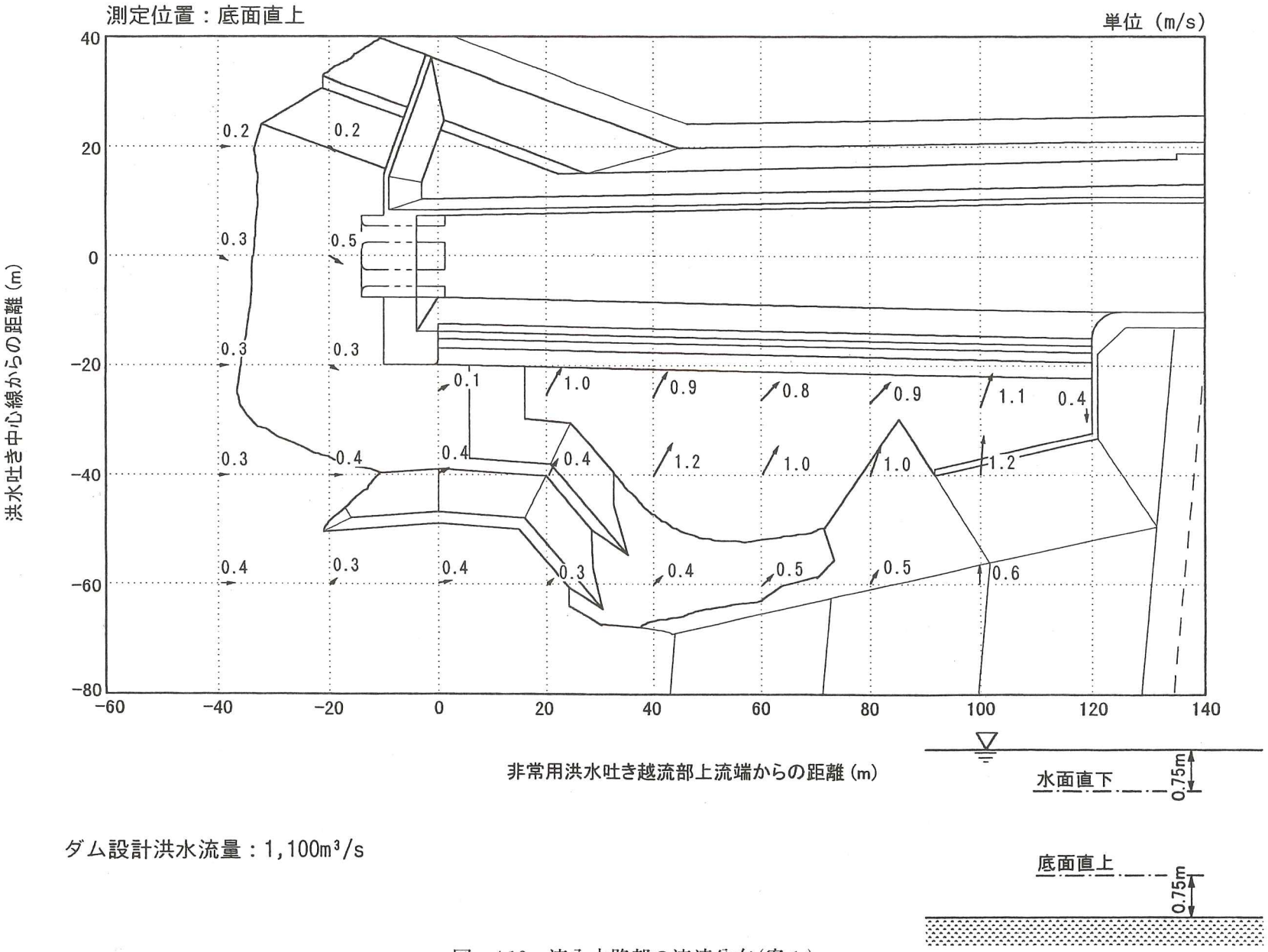
計画最大放流量：200m³/s



図－4.8　流入水路部の流速分布（案１）

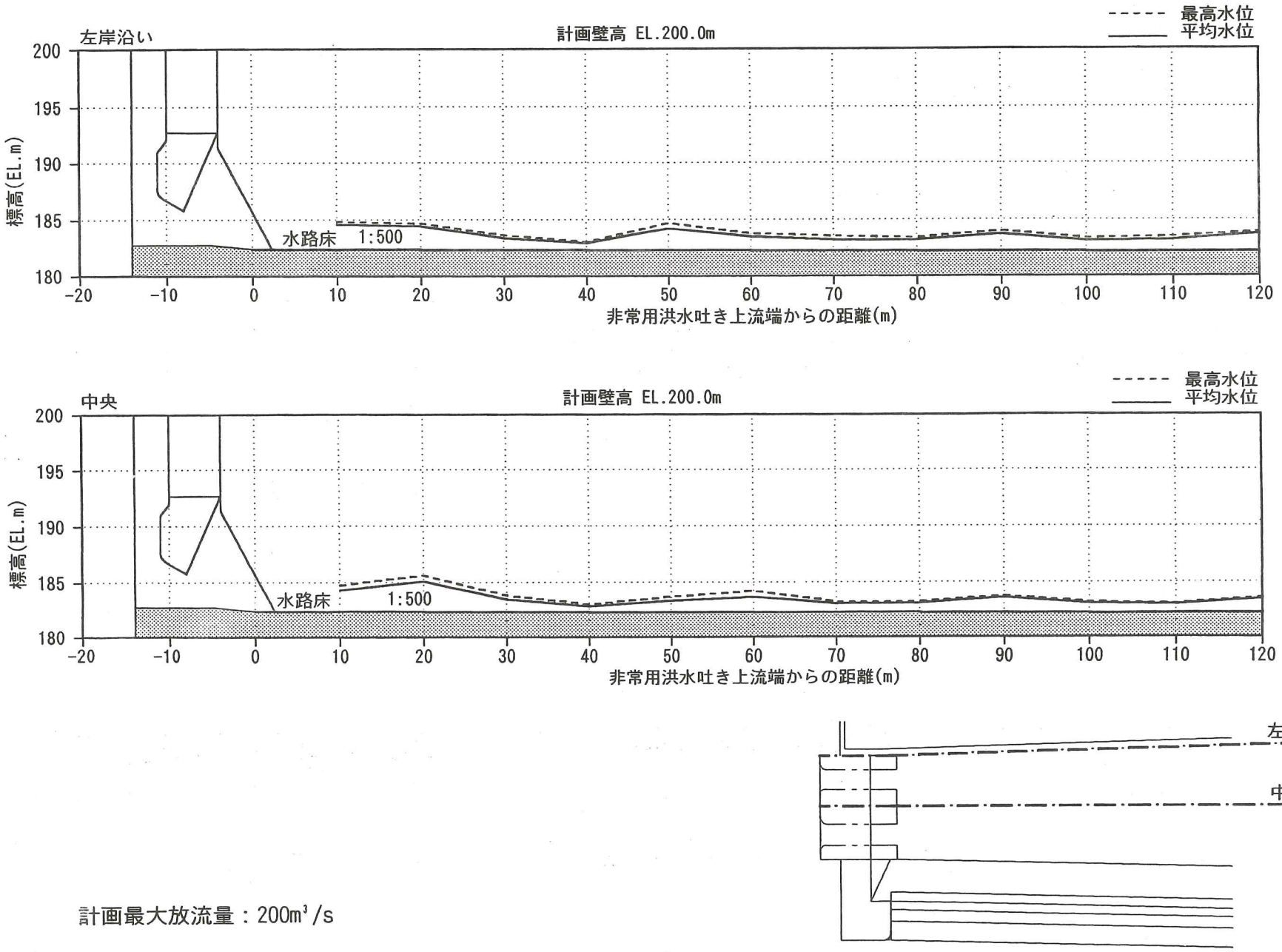


図－4.9　流入水路部の流速分布（案１）

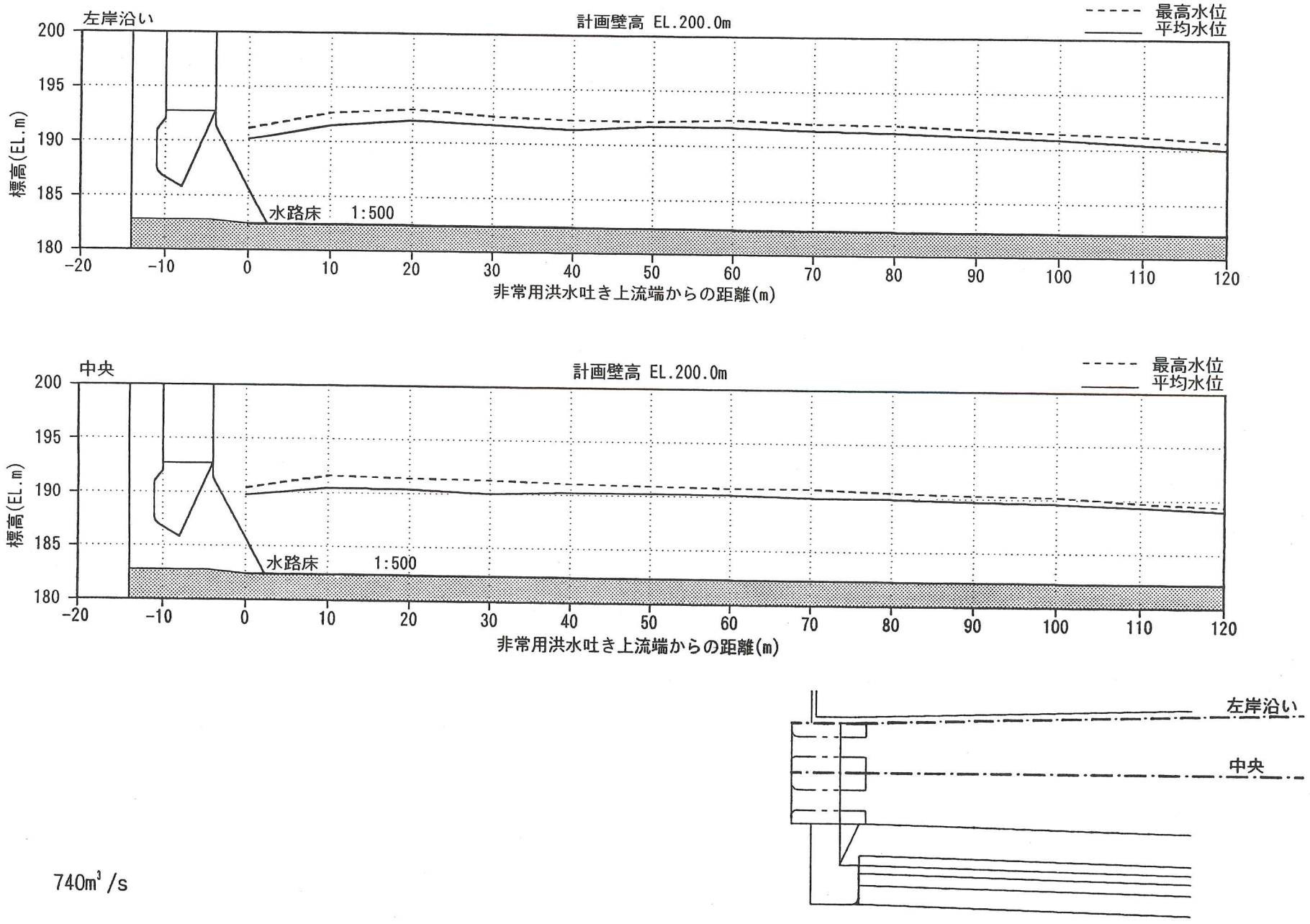


ダム設計洪水流量：1,100m³/s

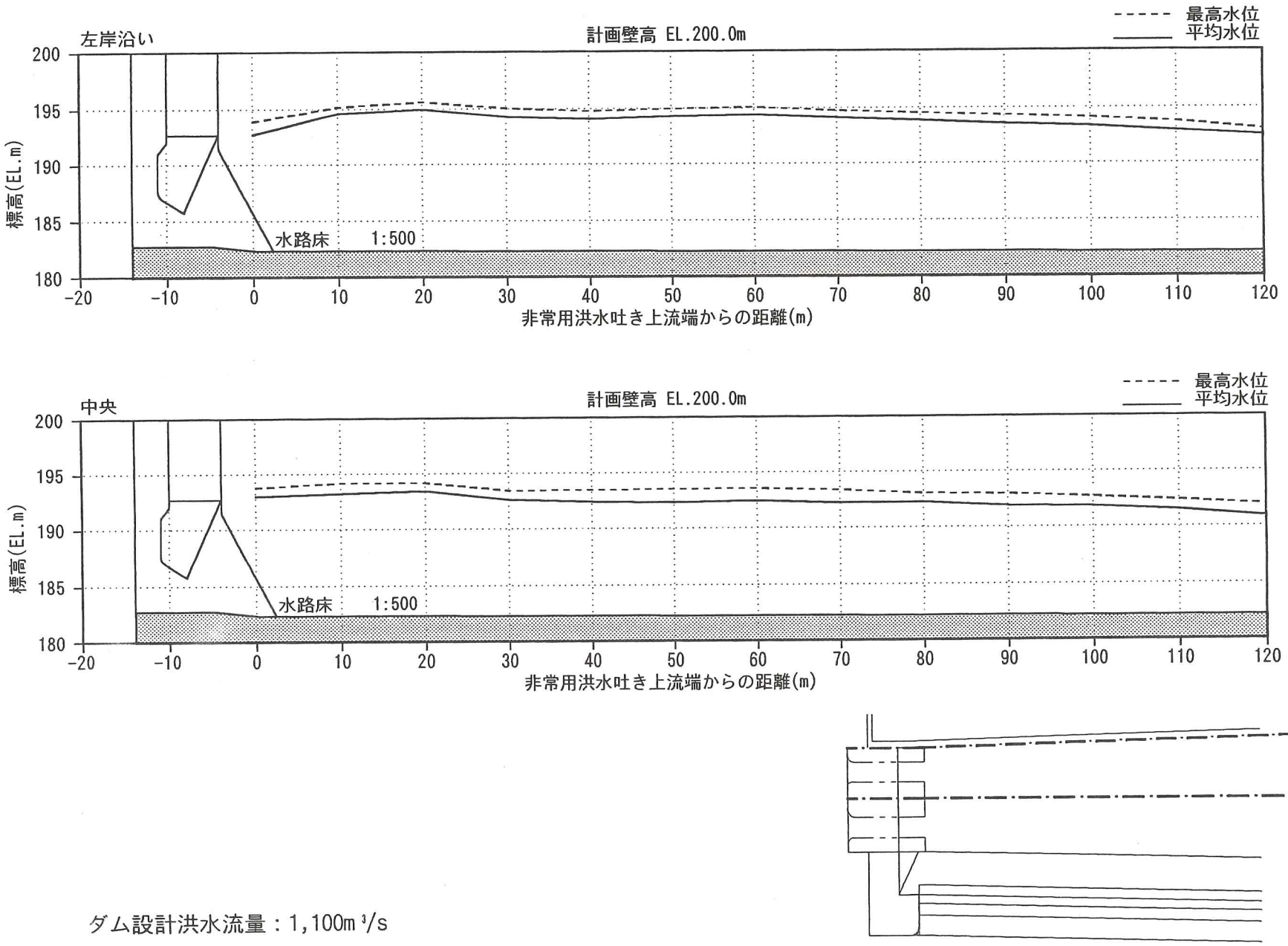
図－4.10　流入水路部の流速分布（案１）



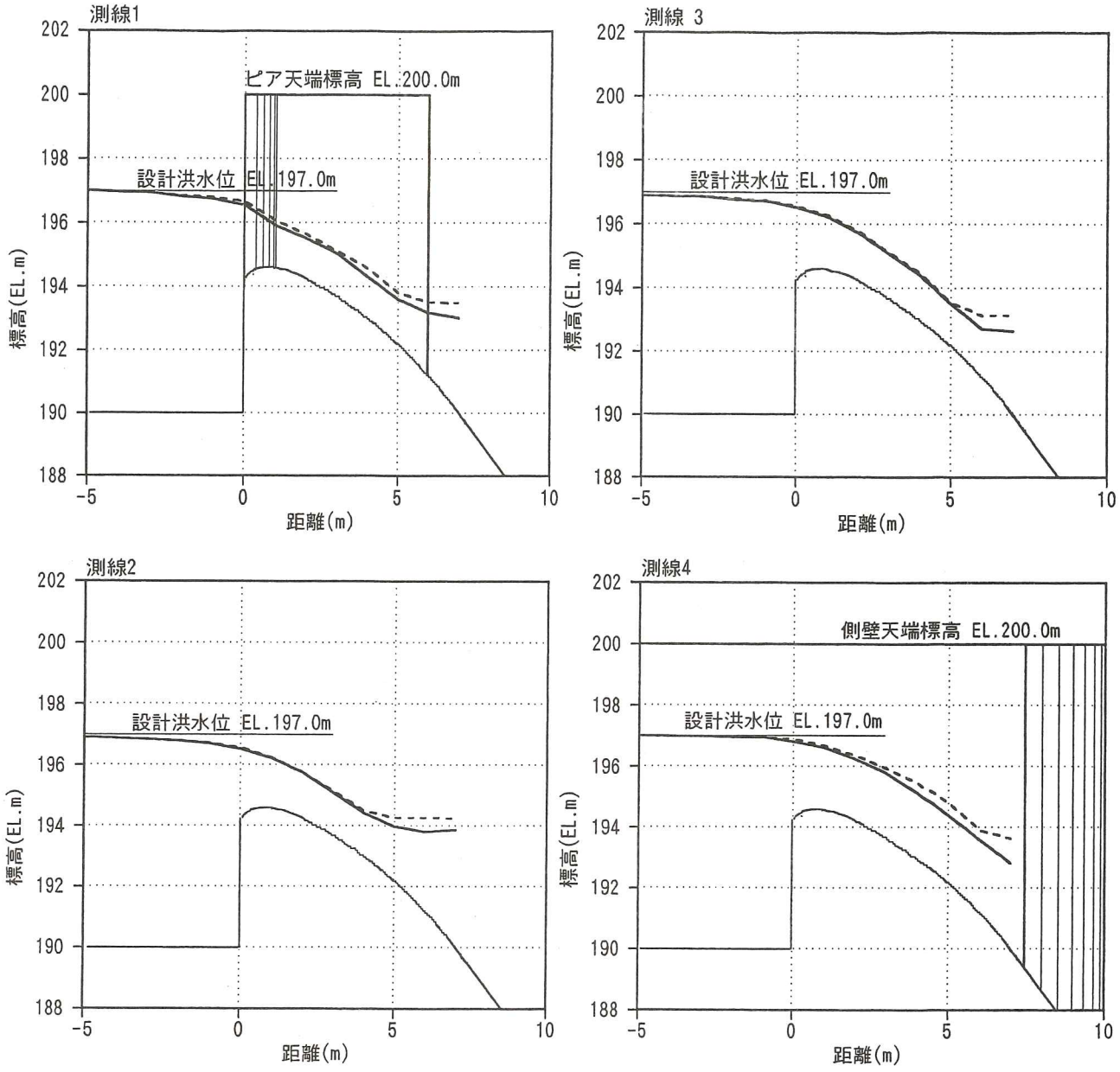
図－4.11　側水路部の水面形（案１）

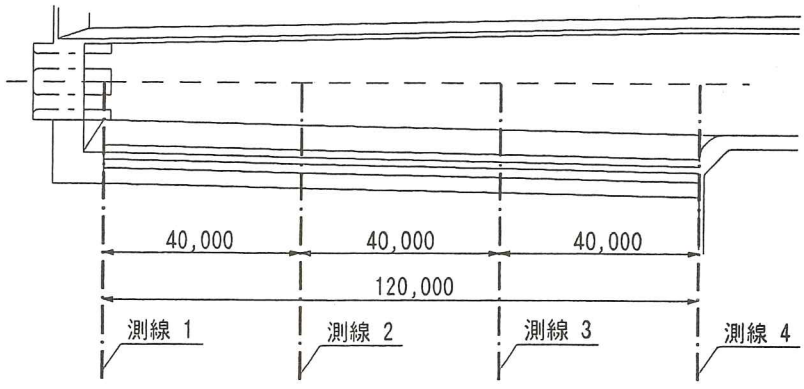


図－4.12　側水路部の水面形(案１)



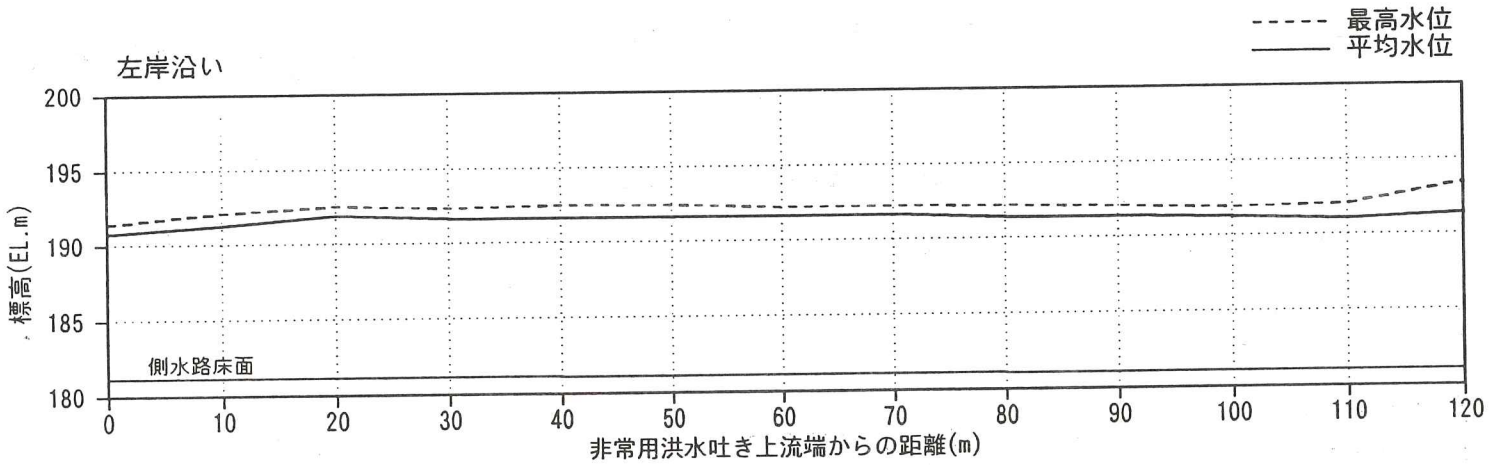
図－4.13　側水路部の水面形（案１）

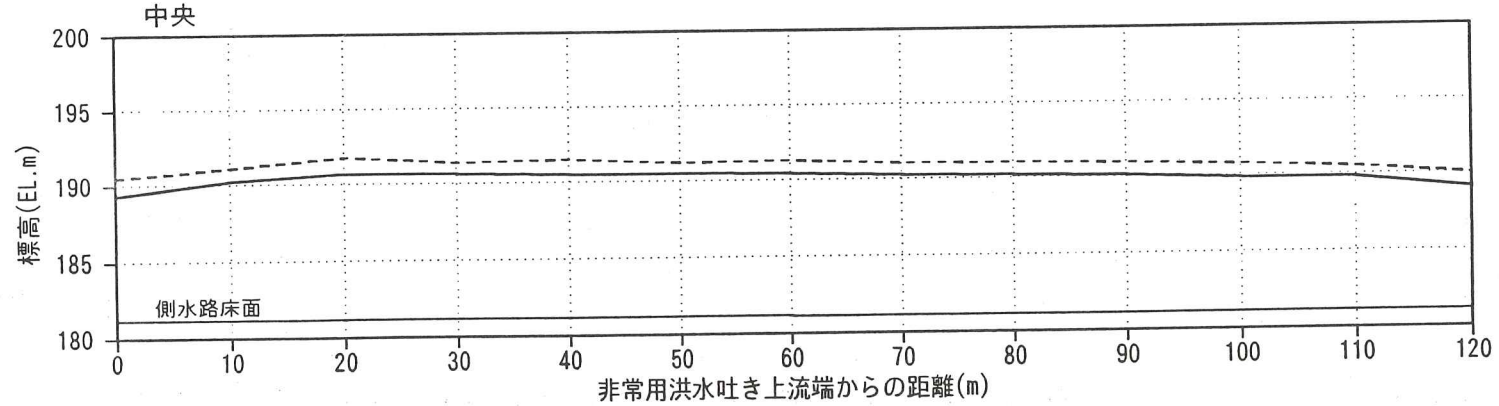




設計洪水位：EL.197.000m

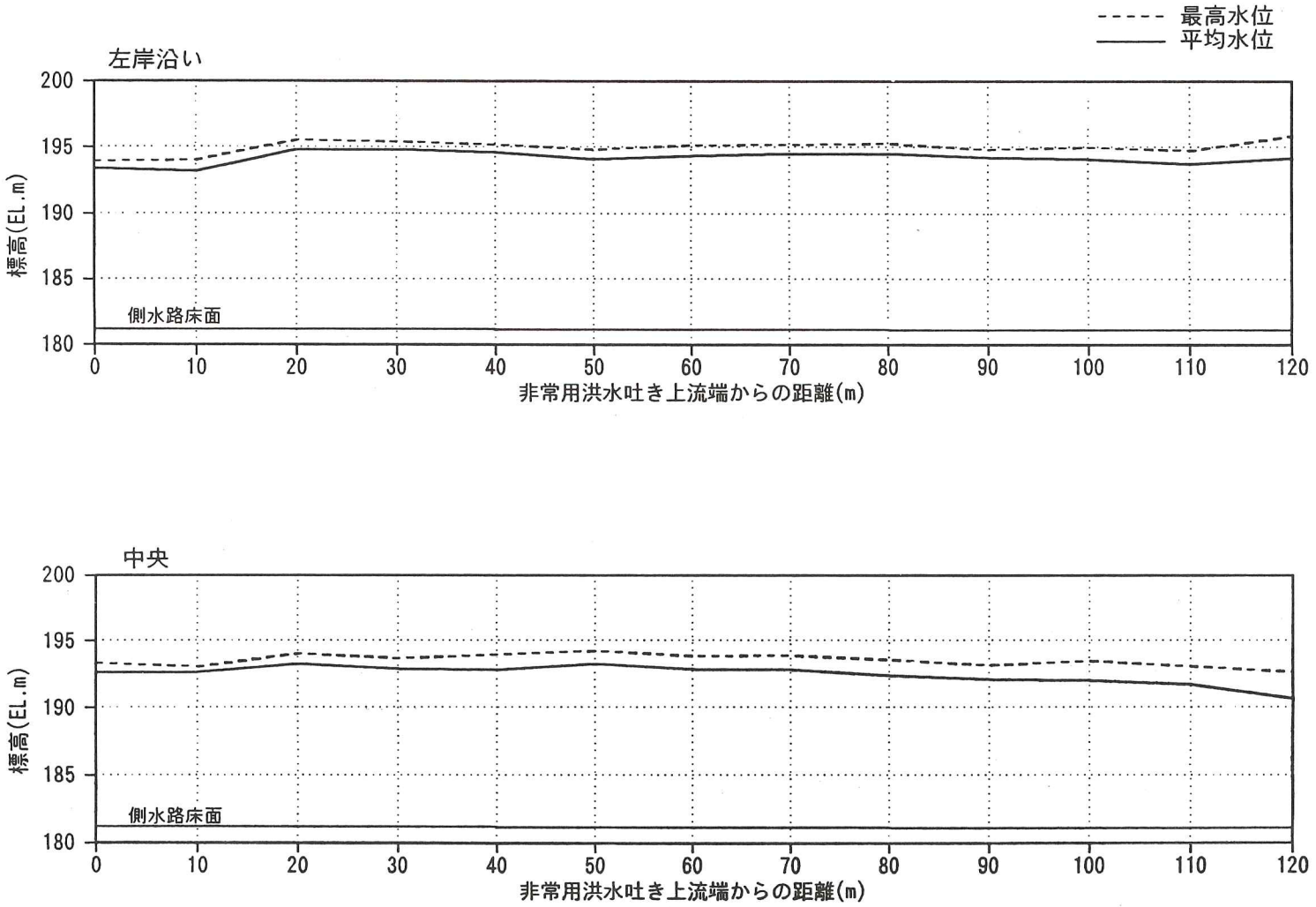
図－4.14　非常用洪水吐き越流部の水面形（案１）





740m³/s

図－4.15　側水路部の水面形（案２）



ダム設計洪水流量：1100m³/s

図－4.16　側水路部の水面形(案２)

表－4.1　放流能力調査(案１)

常用洪水吐きオリフィス

流況	貯水位 (EL.m)	実験値				推定式による		
		放流量 (m^3/s)	貯水頭 H_o(m)	H_o/D	流量係数 C_o	流量係数 C_o	放流量 (m^3/s)	相対誤差 (%)
開水路流	184.275	26.517	1.475	0.492	0.274	0.276	26.759	0.908
	185.090	44.194	2.290	0.763	0.366	0.363	43.797	−0.908
	185.785	60.634	2.985	0.995	0.440	0.437	60.181	−0.754
	186.520	78.489	3.720	1.240	0.511	0.515	79.199	0.896
	186.605	81.317	3.805	1.268	0.523	0.524	81.504	0.229
	186.745	84.853	3.945	1.315	0.536	0.539	85.347	0.579
	186.820	87.328	4.020	1.340	0.547	0.547	87.429	0.116
	186.955	91.747	4.155	1.385	0.565	0.562	91.217	−0.581
	187.060	94.752	4.260	1.420	0.576	0.573	94.200	−0.587
	187.155	96.697	4.355	1.452	0.581	0.583	96.925	0.235
	187.165	97.227	4.365	1.455	0.584	0.584	97.213	−0.015
	187.310	102.530	4.510	1.503	0.606	0.599	101.425	−1.090
	187.340	103.061	4.540	1.513	0.607	0.603	102.303	−0.741
管路流	187.655	105.005	4.855	1.618	0.598	0.605	106.314	1.231
	188.060	113.667	5.260	1.753	0.622	0.621	113.443	−0.198
	188.350	118.440	5.550	1.850	0.631	0.631	118.467	0.023
	188.575	123.390	5.775	1.925	0.644	0.639	122.315	−0.879
	189.130	132.759	6.330	2.110	0.662	0.656	131.607	−0.875
	189.285	134.350	6.485	2.162	0.662	0.661	134.148	−0.150
	190.200	148.492	7.400	2.467	0.685	0.686	148.615	0.083
	191.115	161.751	8.315	2.772	0.704	0.705	162.066	0.195
	192.160	175.009	9.360	3.120	0.718	0.722	176.008	0.568
	193.460	191.272	10.660	3.553	0.735	0.734	190.949	−0.169
	194.305	201.525	11.505	3.835	0.746	0.736	199.071	−1.233
	194.975	202.203	12.175	4.058	0.727	0.736	204.547	1.146
	194.990	203.465	12.190	4.063	0.731	0.736	204.659	0.583
	195.005	204.485	12.205	4.068	0.735	0.736	204.771	0.140
	195.385	208.644	12.585	4.195	0.738	0.734	207.455	−0.573
	195.690	209.307	12.890	4.297	0.732	0.732	209.393	0.041
	195.700	211.563	12.900	4.300	0.739	0.732	209.453	−1.007
	196.035	183.994	13.235	4.412	0.635	0.632	183.159	−0.456
	196.330	159.595	13.530	4.510	0.544	0.551	161.417	1.129
	196.580	148.394	13.780	4.593	0.502	0.495	146.391	−1.368
	196.820	135.096	14.020	4.673	0.453	0.452	135.000	−0.071
	197.035	127.320	14.235	4.745	0.423	0.424	127.390	0.055

表－4.2　放流能力調査（案１）

非常用洪水吐き越流部

貯水位 (EL.m)	実験値				推定式による		
	放流量 (m^3/s)	貯水頭 H_s(m)	H_s/H_d	流量係数 C_s	流量係数 C_s	放流量 (m^3/s)	相対誤差 (%)
195.085	97.651	0.585	0.234	1.819	1.815	97.451	−0.205
195.430	203.116	0.930	0.372	1.887	1.893	203.778	0.325
195.700	306.884	1.200	0.480	1.945	1.946	306.923	0.013
195.940	411.713	1.440	0.576	1.985	1.985	411.697	−0.004
196.165	521.491	1.665	0.666	2.023	2.017	519.980	−0.291
196.365	625.082	1.865	0.746	2.045	2.040	623.552	−0.245
196.560	729.027	2.060	0.824	2.055	2.059	730.417	0.190
196.750	838.452	2.250	0.900	2.070	2.073	839.427	0.116
196.935	949.644	2.435	0.974	2.083	2.082	949.522	−0.013
197.100	1051.468	2.600	1.040	2.090	2.088	1050.446	−0.097

表－4.3　放流能力調査（案１）

全体

貯水位 (EL.m)	放流量 (m^3/s)	推定式による放流量(m^3/s)			相対誤差 (%)
		常用洪水吐き (m^3/s)	非常用洪水吐き (m^3/s)	合計 (m^3/s)	
184.275	26.517	26.759	0.000	26.759	0.908
185.090	44.194	43.797	0.000	43.797	-0.908
185.785	60.634	60.181	0.000	60.181	-0.754
186.520	78.489	79.199	0.000	79.199	0.896
186.605	81.317	81.504	0.000	81.504	0.229
186.745	84.853	85.347	0.000	85.347	0.579
186.820	87.328	87.429	0.000	87.429	0.116
186.955	91.747	91.217	0.000	91.217	-0.581
187.060	94.752	94.200	0.000	94.200	-0.587
187.155	96.697	96.925	0.000	96.925	0.235
187.165	97.227	97.213	0.000	97.213	-0.015
187.310	102.530	101.425	0.000	101.425	-1.090
187.340	103.061	102.303	0.000	102.303	-0.741
187.655	105.005	106.314	0.000	106.314	1.231
188.060	113.667	113.443	0.000	113.443	-0.198
188.350	118.440	118.467	0.000	118.467	0.023
189.285	134.350	134.148	0.000	134.148	-0.150
190.200	148.492	148.615	0.000	148.615	0.083
191.115	161.751	162.066	0.000	162.066	0.195
192.160	175.009	176.008	0.000	176.008	0.568
193.460	191.272	190.949	0.000	190.949	-0.169
194.305	201.525	199.071	0.000	199.071	-1.233
194.975	272.413	204.547	70.210	274.757	0.853
195.385	396.864	207.455	188.220	395.675	-0.301
195.700	518.486	209.453	306.923	516.376	-0.409
196.035	640.285	183.159	456.291	639.450	-0.131
196.330	764.559	161.417	604.964	766.381	0.238
196.580	890.071	146.391	741.677	888.069	-0.225
196.820	1015.759	135.000	880.663	1015.662	-0.010
197.035	1137.735	127.390	1010.415	1137.804	0.006

表－4.4　側水路部水面形（案１）

計画最大放流量　：　200m³/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸					中央				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
0	……	……	……	……	……	……	……	……	……	……
10	184.875	184.625	2.495	2.245	0.250	184.775	184.300	2.395	1.920	0.475
20	184.675	184.425	2.315	2.065	0.250	185.675	185.125	3.315	2.765	0.550
30	183.650	183.375	1.310	1.035	0.275	183.825	183.450	1.485	1.110	0.375
40	183.025	182.975	0.705	0.655	0.050	183.025	182.850	0.705	0.530	0.175
50	184.725	184.225	2.425	1.925	0.500	183.725	183.325	1.425	1.025	0.400
60	183.800	183.525	1.520	1.245	0.275	184.200	183.675	1.920	1.395	0.525
70	183.600	183.275	1.340	1.015	0.325	183.250	183.075	0.990	0.815	0.175
80	183.450	183.275	1.210	1.035	0.175	183.250	183.125	1.010	0.885	0.125
90	184.000	183.725	1.780	1.505	0.275	183.750	183.600	1.530	1.380	0.150
100	183.425	183.175	1.225	0.975	0.250	183.225	183.125	1.025	0.925	0.100
110	183.550	183.275	1.370	1.095	0.275	183.075	183.000	0.895	0.820	0.075
120	183.950	183.750	1.790	1.590	0.200	183.600	183.450	1.440	1.290	0.150

表－4.5　側水路部水面形（案１）

740m³/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸					中央				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅(m)	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅(m)
	最高	平均	最高	平均		最高	平均	最高	平均	
0	191.200	190.225	8.800	7.825	0.975	190.475	189.800	8.075	7.400	0.675
10	192.650	191.500	10.270	9.120	1.150	191.650	190.525	9.270	8.145	1.125
20	193.050	192.000	10.690	9.640	1.050	191.475	190.425	9.115	8.065	1.050
30	192.425	191.675	10.085	9.335	0.750	191.375	190.100	9.035	7.760	1.275
40	192.200	191.325	9.880	9.005	0.875	191.100	190.325	8.780	8.005	0.775
50	192.150	191.725	9.850	9.425	0.425	190.975	190.325	8.675	8.025	0.650
60	192.350	191.675	10.070	9.395	0.675	190.850	190.225	8.570	7.945	0.625
70	192.050	191.475	9.790	9.215	0.575	190.850	190.000	8.590	7.740	0.850
80	192.025	191.350	9.785	9.110	0.675	190.575	189.975	8.335	7.735	0.600
90	191.725	191.075	9.505	8.855	0.650	190.375	189.800	8.155	7.580	0.575
100	191.425	190.850	9.225	8.650	0.575	190.275	189.700	8.075	7.500	0.575
110	191.225	190.450	9.045	8.270	0.775	189.800	189.400	7.620	7.220	0.400
120	190.725	190.075	8.565	7.915	0.650	189.475	189.050	7.315	6.890	0.425

表－4.6　側水路部水面形（案１）

ダム設計洪水流量　：　1100m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸					中央				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
0	193.925	192.750	11.525	10.350	1.175	193.750	193.025	11.350	10.625	0.725
10	195.225	194.625	12.845	12.245	0.600	194.200	193.200	11.820	10.820	1.000
20	195.625	195.000	13.265	12.640	0.625	194.175	193.425	11.815	11.065	0.750
30	195.100	194.275	12.760	11.935	0.825	193.425	192.625	11.085	10.285	0.800
40	194.850	194.075	12.530	11.755	0.775	193.475	192.425	11.155	10.105	1.050
50	195.025	194.275	12.725	11.975	0.750	193.525	192.350	11.225	10.050	1.175
60	195.125	194.400	12.845	12.120	0.725	193.550	192.450	11.270	10.170	1.100
70	194.775	194.100	12.515	11.840	0.675	193.400	192.250	11.140	9.990	1.150
80	194.550	193.850	12.310	11.610	0.700	193.050	192.300	10.810	10.060	0.750
90	194.325	193.575	12.105	11.355	0.750	192.975	191.900	10.755	9.680	1.075
100	194.100	193.375	11.900	11.175	0.725	192.700	191.825	10.500	9.625	0.875
110	193.725	192.950	11.545	10.770	0.775	192.425	191.475	10.245	9.295	0.950
120	193.050	192.500	10.890	10.340	0.550	192.000	190.950	9.840	8.790	1.050

表－4.8　非常用洪水吐き越流部水面形(案１)

設計洪水位（EL.197.000m）

堤体上流面からの距離 (m)	測線1（左岸沿い）		測線2(40m)		測線3（80m）		測線4（右岸沿い）	
	最高水位 (EL.m)	平均水位 (EL.m)	最高水位 (EL.m)	平均水位 (EL.m)	最高水位 (EL.m)	平均水位 (EL.m)	最高水位 (EL.m)	平均水位 (EL.m)
-5	197.013	197.013	196.918	196.918	196.903	196.903	197.023	197.023
-4	196.963	196.963	196.883	196.883	196.873	196.873	197.013	197.013
-3	196.948	196.938	196.858	196.858	196.863	196.863	197.003	197.003
-2	196.863	196.828	196.823	196.803	196.808	196.763	196.988	196.978
-1	196.818	196.763	196.728	196.713	196.738	196.723	196.978	196.968
0	196.678	196.553	196.578	196.538	196.558	196.523	196.903	196.823
1	196.063	195.918	196.253	196.233	196.278	196.243	196.703	196.633
2	195.663	195.523	195.778	195.768	195.788	195.738	196.383	196.258
3	195.133	195.053	195.153	195.103	195.138	195.093	195.973	195.823
4	194.568	194.308	194.523	194.433	194.488	194.423	195.478	195.158
5	193.808	193.618	194.283	193.973	193.563	193.503	194.823	194.403
6	193.523	193.198	194.283	193.813	193.153	192.728	193.903	193.583
7	193.508	193.043	194.268	193.873	193.153	192.668	193.633	192.818

表－4.9　側水路部水面形(案２)

740m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸					中央				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
0	191.450	190.800	9.060	8.410	0.650	190.500	189.300	8.110	6.910	1.200
10	192.150	191.300	9.780	8.930	0.850	191.150	190.250	8.780	7.880	0.900
20	192.600	191.950	10.250	9.600	0.650	191.850	190.700	9.500	8.350	1.150
30	192.400	191.700	10.070	9.370	0.700	191.450	190.650	9.120	8.320	0.800
40	192.550	191.700	10.240	9.390	0.850	191.550	190.550	9.240	8.240	1.000
50	192.500	191.700	10.210	9.410	0.800	191.250	190.550	8.960	8.260	0.700
60	192.300	191.700	10.030	9.430	0.600	191.350	190.450	9.080	8.180	0.900
70	192.300	191.700	10.050	9.450	0.600	191.100	190.300	8.850	8.050	0.800
80	192.250	191.450	10.020	9.220	0.800	191.050	190.200	8.820	7.970	0.850
90	192.100	191.450	9.890	9.240	0.650	190.950	190.100	8.740	7.890	0.850
100	191.950	191.300	9.760	9.110	0.650	190.800	189.850	8.610	7.660	0.950
110	192.100	191.100	9.930	8.930	1.000	190.550	189.800	8.380	7.630	0.750
120	193.500	191.450	11.350	9.300	2.050	190.050	189.100	7.900	6.950	0.950

表－4.10　側水路部水面形（案２）

ダム設計洪水流量：1,100m^3/s

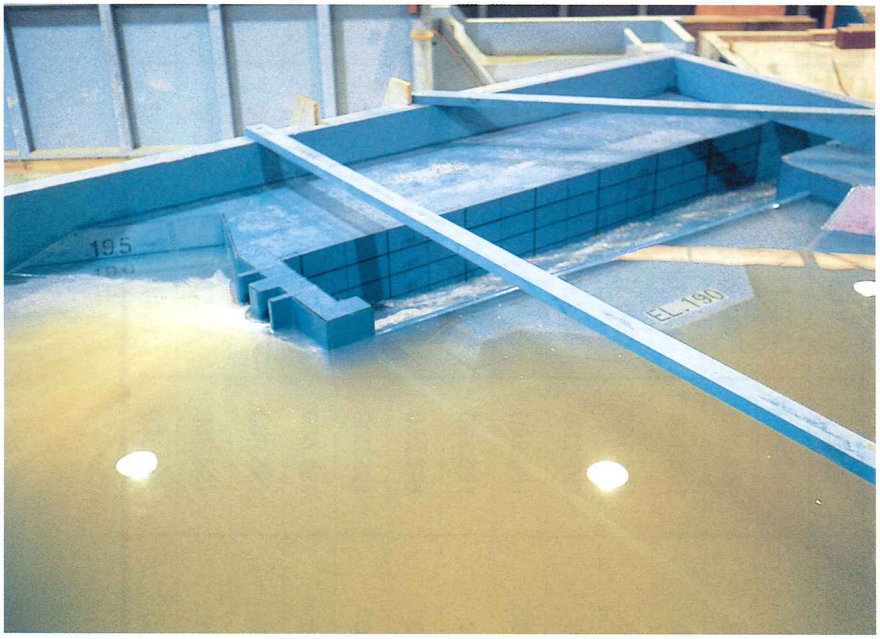
非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸					中央				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
0	193.950	193.400	11.560	11.010	0.550	193.350	192.650	10.960	10.260	0.700
10	194.050	193.200	11.680	10.830	0.850	193.100	192.700	10.730	10.330	0.400
20	195.700	195.100	13.350	12.750	0.600	194.050	193.300	11.700	10.950	0.750
30	195.700	195.100	13.370	12.770	0.600	193.700	192.950	11.370	10.620	0.750
40	195.250	194.650	12.940	12.340	0.600	193.950	192.850	11.640	10.540	1.100
50	194.850	194.150	12.560	11.860	0.700	194.250	193.300	11.960	11.010	0.950
60	195.200	194.400	12.930	12.130	0.800	193.850	192.900	11.580	10.630	0.950
70	195.250	194.550	13.000	12.300	0.700	193.900	192.850	11.650	10.600	1.050
80	195.300	194.550	13.070	12.320	0.750	193.600	192.450	11.370	10.220	1.150
90	194.850	194.250	12.640	12.040	0.600	193.200	192.150	10.990	9.940	1.050
100	195.000	194.150	12.810	11.960	0.850	193.550	192.050	11.360	9.860	1.500
110	194.750	193.800	12.580	11.630	0.950	193.100	191.750	10.930	9.580	1.350
120	195.850	194.200	13.700	12.050	1.650	192.700	190.700	10.550	8.550	2.000



写真－4.1

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－4.2

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－4.3

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

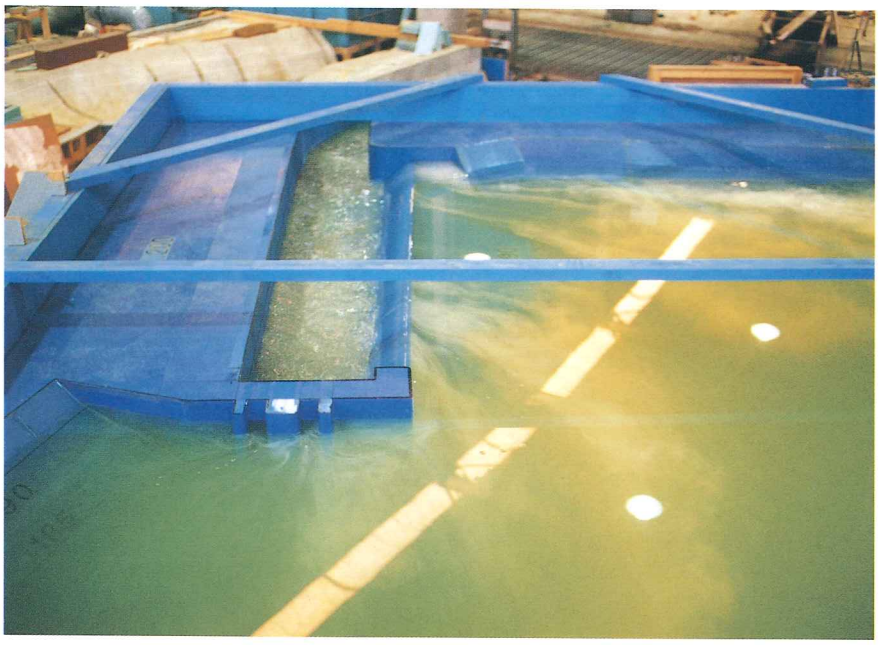
Q＝740m^3/s



写真－4.4

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

Q＝740m^3/s



写真－4.5

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

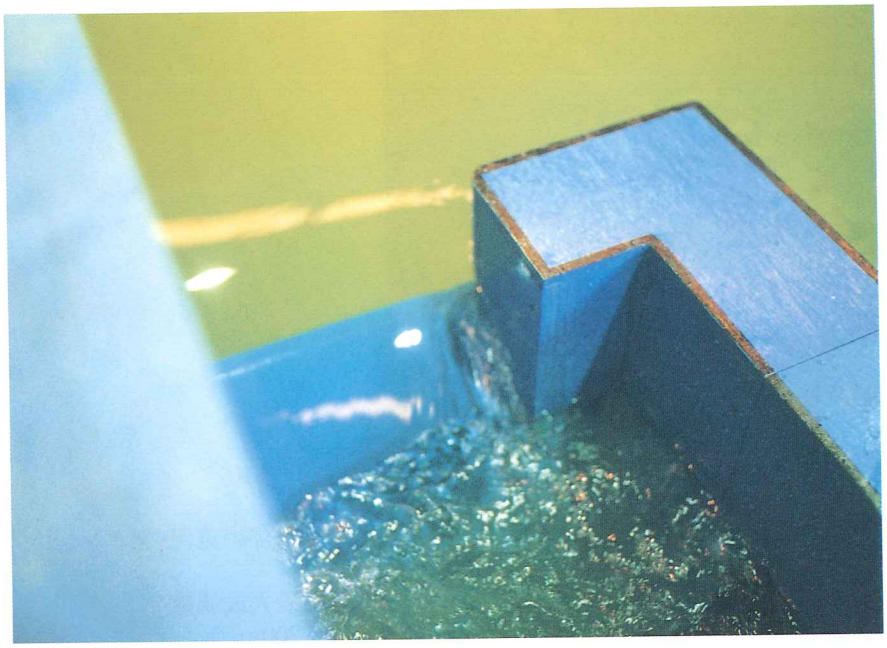
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－4.6

流入水路及び側水路内の
流況（案１）

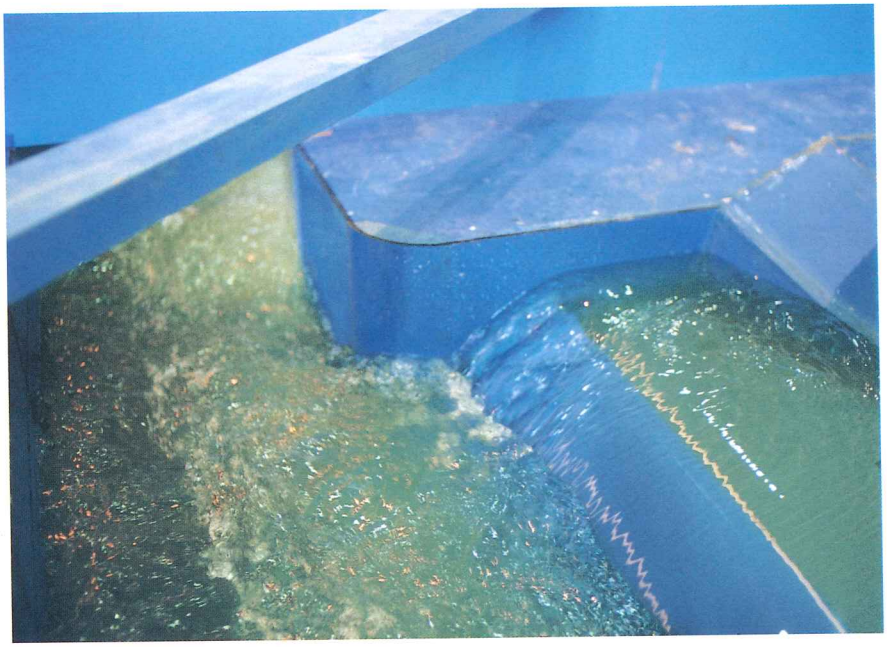
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－4.7

非常用洪水吐き上流端側
壁部の流況（案１）

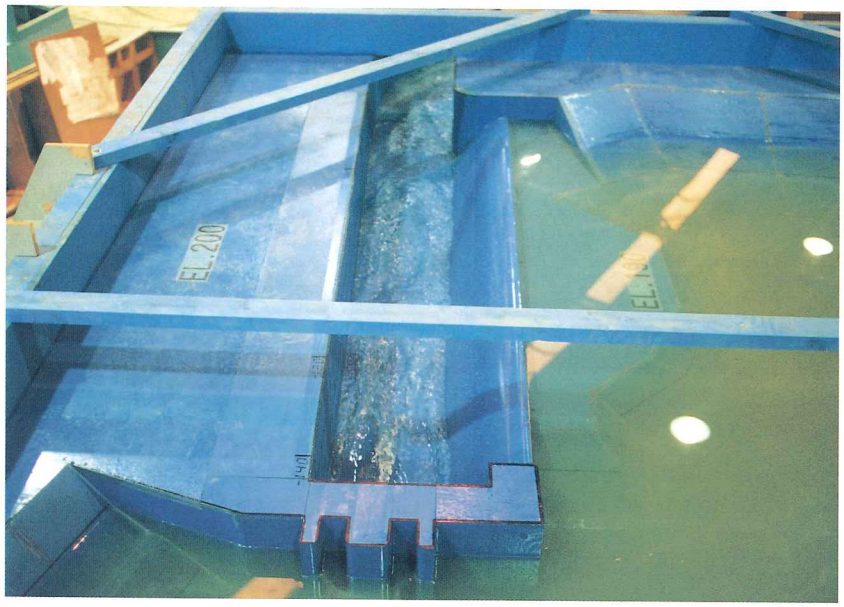
設計洪水水位
EL.197.000m



写真－4.8

非常用洪水吐き上流端側
壁部の流況（案１）

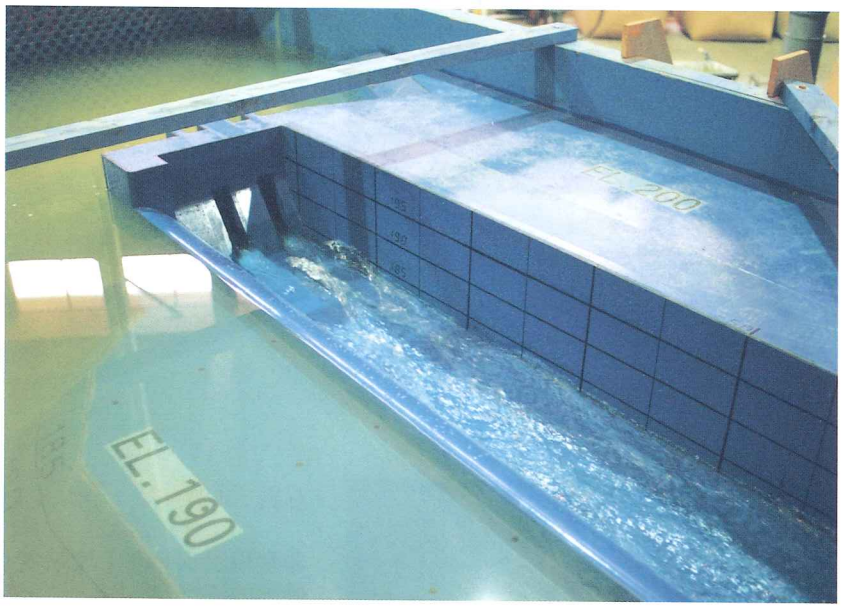
設計洪水水位
EL.197.000m



写真－4.9

側水路部の流況（案１）

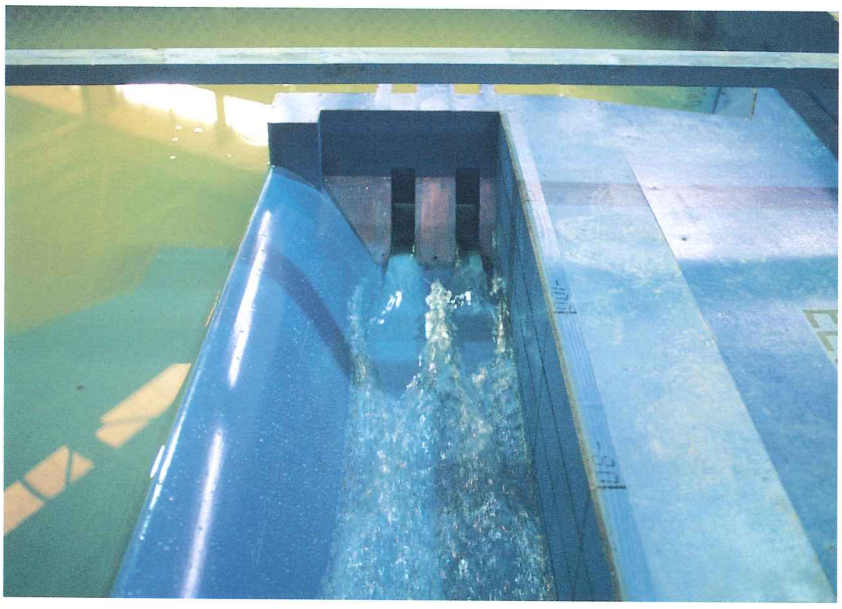
計画最大放流量
Q＝200m³/s



写真－4.10

側水路部の流況（案１）

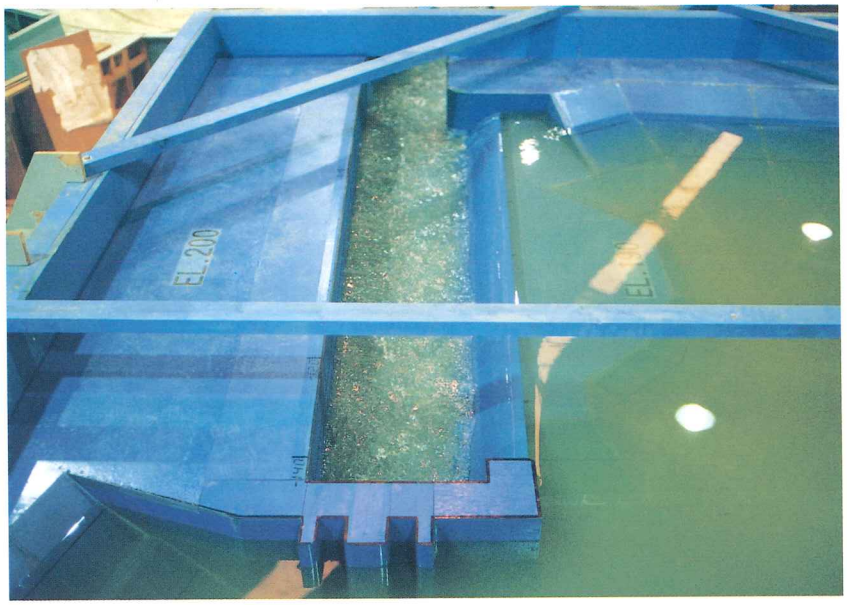
計画最大放流量
Q＝200m³/s



写真－4.11

側水路部の流況（案１）

計画最大放流量
Q＝200m³/s



写真－4.12

側水路部の流況（案１）

Q＝740m^3/s



写真－4.13

側水路部の流況（案１）

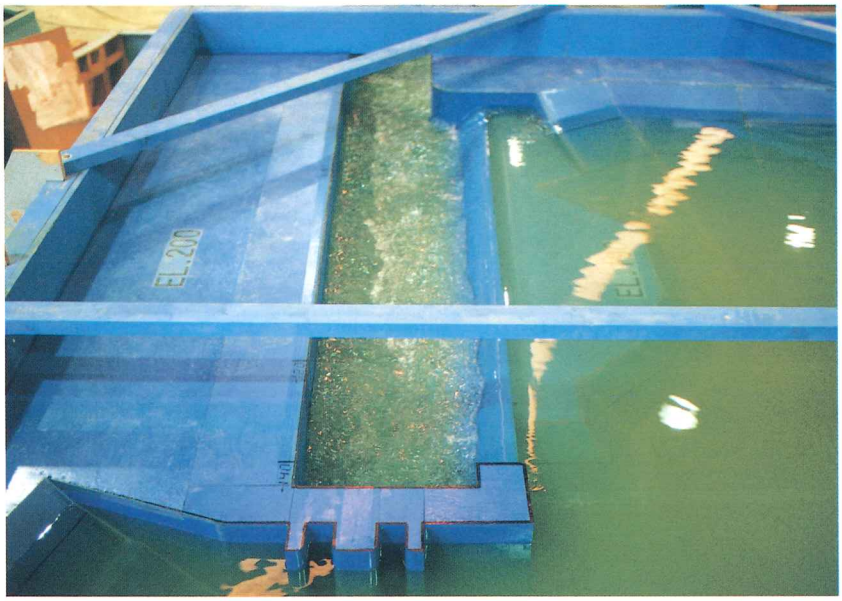
Q＝740m^3/s



写真－4.14

側水路部の流況（案１）

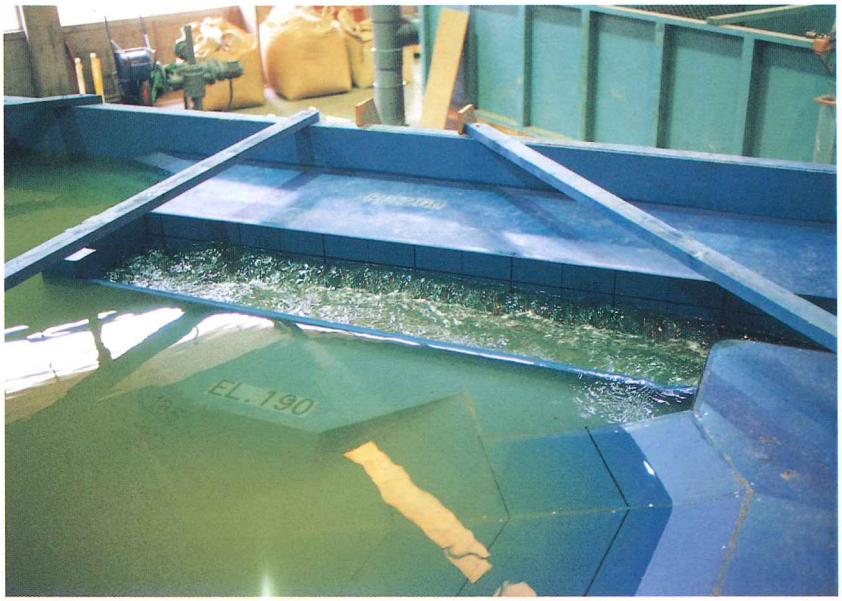
Q＝740m^3/s



写真－4.15

側水路部の流況（案１）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－4.16

側水路部の流況（案１）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－4.17

側水路部の流況（案１）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－4.18

オリフィス出口形状を変化
させた側水路部の流況(例)

デフレクタ形状1

模型

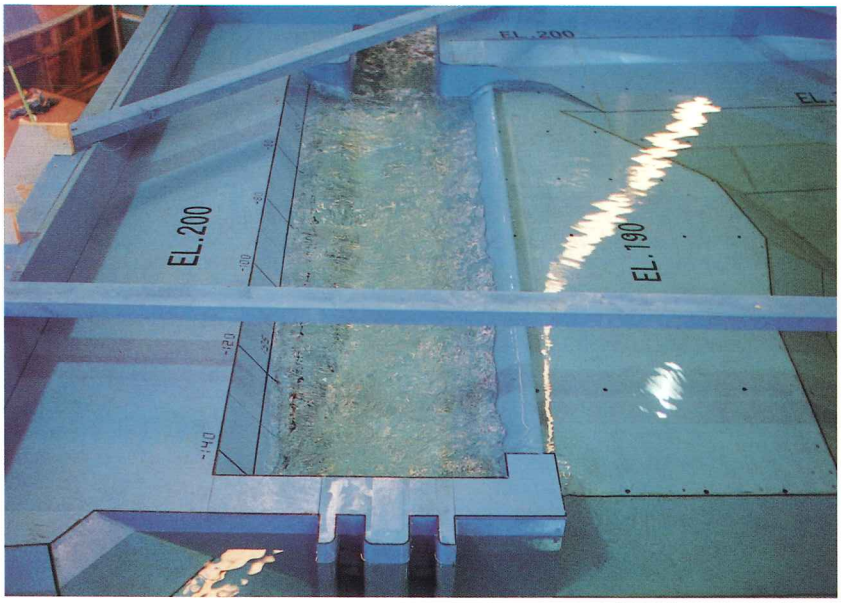


写真－4.19

オリフィス出口形状を変化
させた側水路部の流況(例)

デフレクタ形状1

ダム設計洪水流量
$Q = 1.100 m^3/s$



写真－4.20

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

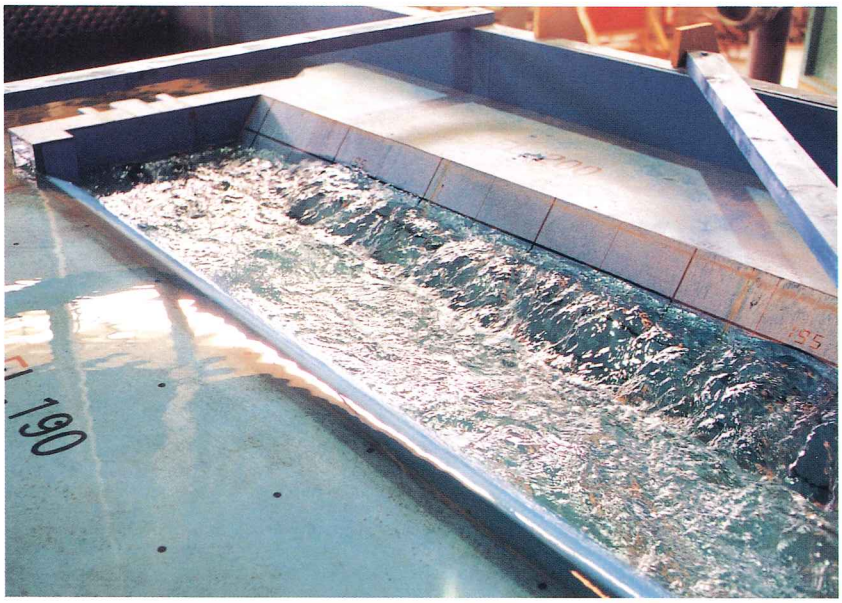
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－4.21

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

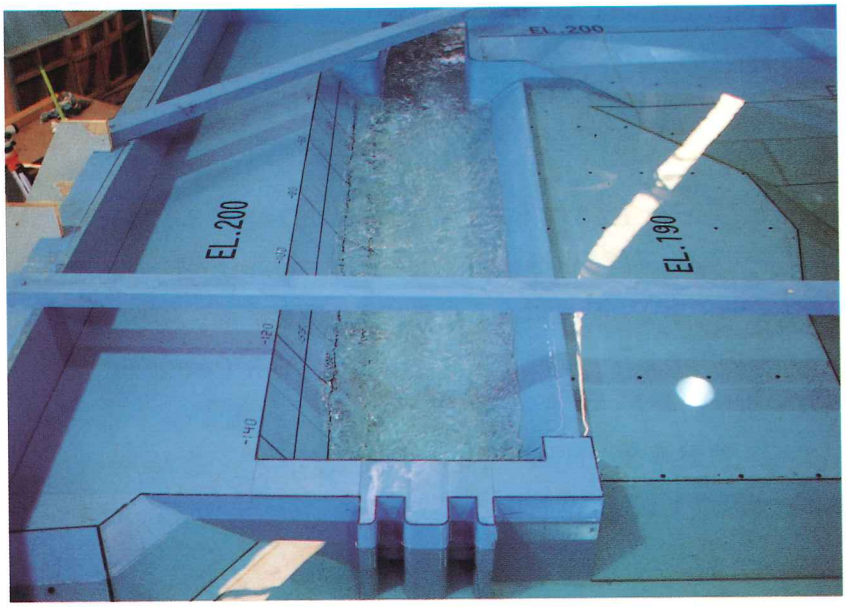
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－4.22

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－4.23

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

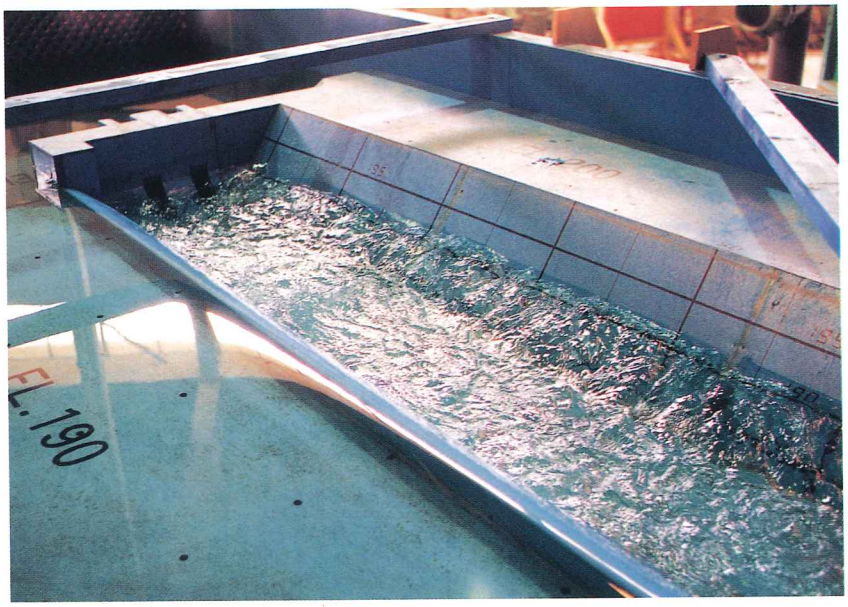
Q＝740m³/s



写真－4.24

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

Q＝740m³/s



写真－4.25

流入水路及び側水路内の
流況（案２）

Q＝740m³/s

5章　導流部の検討

5.1　実験内容

実験を行った導流部形状は図－2.1,2.2 に示す通りである。また、図－4.1 に示す、側水路とシュートの取り付半径の異なる（図－2.1,2.2 ではR＝60mが図－4.1 では80m）場合についても実施している。両者は、それぞれ現地地形の取り合いの関係で事務所から提案されたものであるが、結果に余り差はなく、ここでは最終形状である図－2.1,2.2 の形状を主に述べることとする。

実験での観測項目は、流況観察及び水面形測定であり、計画最大放流量 200m³/s、740m³/s 及びダム設計洪水流量 1,100m³/s を中心に実施した。

5.2　実験結果

5.2.1 流況及び水面形

ここでまず、図－2.1,2.2 の取り付け半径R=60m の場合について示す。計画最大放流量 200m³/s の放流では図－5.1、表－5.1、写真－5.1~5.3 に示すように、側水路部からの流れは射流であり、湾曲部において衝撃波を生じる。左岸側に大きく偏ったままシュート部に達するが、湾曲部内での流れはシュート部末端付近では右岸側に寄っており、流れの偏りはシュート部末端まで解消されていない。

740m³/s の放流では側水路内の流れも常流的であり、図－5.2、表－5.2、写真－5.4~5.6 に示すように湾曲部での流れも比較的穏やかである。湾曲部で流れは左岸側に偏るが、シュート部では左右に拡がり、ほぼ均等に減勢工に流下する。

設計洪水流量 1,100m³/s の放流時の流況は図－5.3、表－5.3、写真－5.7~5.9 に示すように、ほぼ 740m³/s の場合と同様であり、湾曲部の偏った流れはシュート部で拡がる。シュート部末端では、若干右岸側に偏る傾向があるが、それ程顕著ではない。

以上示したように、湾曲部の流れの偏りは見られるものの、シュート部では、側水路内の流れが射流で流下する流量の小さい場合を除き、顕著な偏り、乱れはみられておらず比較的スムーズに流下している。湾曲部の流れの偏りは、水深を大きくする以外解消の方策のないものであり、偏流による水位上昇も大きくないことから特に問題にならない。また、射流で流下する流量時には水深が小さく、いずれにしても、本導流部形状で水理的な問題は特になく採用可能と考えられる。

以上の結果は図－2.1,2.2 に示す取り付け円弧半径がR=60mの場合のものであるが、図－4.1 の取り付け半径 80mの場合もほぼ同様であり（側水路形状案1で検証、案2でも同様と考えてよいであろう）、取り付け半径はある程度変化

させても流況的な問題はないであろう。参考までに、取り付け半径 80mの場合の流況及び水面形を図－5.4~5.6、表－5.4~5.6 に示すが、次に検討する導流壁高の決定流量であるダム設計洪水流量時のシュート内最高水位は、取り付け半径 80m の場合が大きい傾向が見られるので注意が必要である。この理由は明確ではないが、湾曲部での偏りの違いによるものと思われる。

5.2.2 シュート部(導流部)側壁高

シュート部側壁高は、上記に示したようにシュート部の側壁沿いを流下する水脈の水深から越水しないものとして検討されるが、模型実験における水面形には高速流の実構造物で生じると思われる空気混入による流下断面の増大が完全に再現されないことから、実験による水深に対して空気混入による影響を補正する必要がある、空気混入の補正方法として(5-1)式に示すガメンスキの式が従来から用いられている。

$$h_o = (1 + 0.005F_r^2)h_w \qquad (5\text{-}1)$$
$$F_r = V/(gh_w)^{0.5} = Q/(Bh_w(gh_w)^{0.5})$$

ここに、

h_w ：実験値による最高水深(m)
h_o ：空気混入を考慮した水深(m)
F_r ：フルード数
V ：流速(m/s)
Q ：放流量(1,100m³/s)
g ：重力加速度(=9.8m/s²)
B ：水路幅(=20m)

水深が最も大きくなるダム設計洪水流量時についてガメンスキーの式による補正計算結果を表－5.7 に結果を基にプロットした図を図－5.7 に示す。ここで水深データは取り付け円弧半径 60m の場合を用いている。また、表中の壁高は図－2.2 の導流壁勾配が 1：2.2 の場合の壁高である。ここに、1：2.2 は当初事務所から提示されたものである。

空気混入による水深の増加率は、フルード数が増大するシュート部下流区間で大きくなり、最大で 10%程度であった。設計壁高に対し 0.9m 程度の余裕がある結果となった。

上記で用いたガメンスキー式は、水理公式集 [3]にも示されているように、極めて概略的な式であり、ここでは、より理論的な扱いをしている次の Wood[4),3)]の

提案式についても検討を行うこととする。

$$h_{0.9} = h_w(1-c) \tag{5-2}$$

$$dc/dx = u_r \cos\theta(c_e - c)(1-c)^2/q \tag{5-3}$$

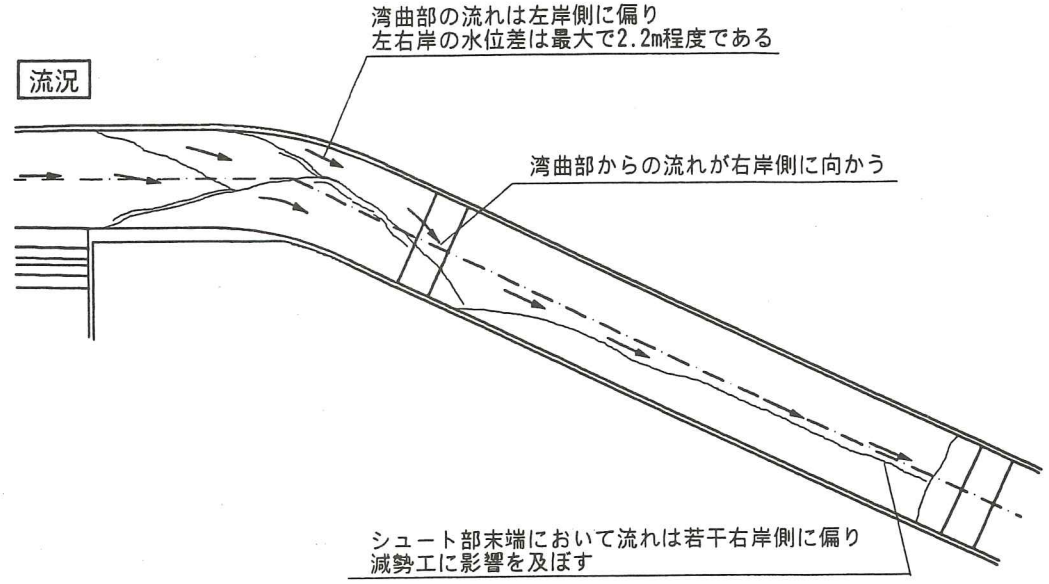
ここに、$h_{0.9}$：空気容積比が 0.9 となる水深、h_w：水のみの場合の水深、c：平均空気容積比、x：流下距離、c_e：xが十分大きく、cが一定とみなせる平衡状態での空気容積比、u_r：気泡の上昇速度(＝0.4m/ｓ)、θ：水平面と水路面のなす角、q：単位幅当たり流量であり、c_eとして、Staub と Anderson の実験結果である表－5.8 を示している。

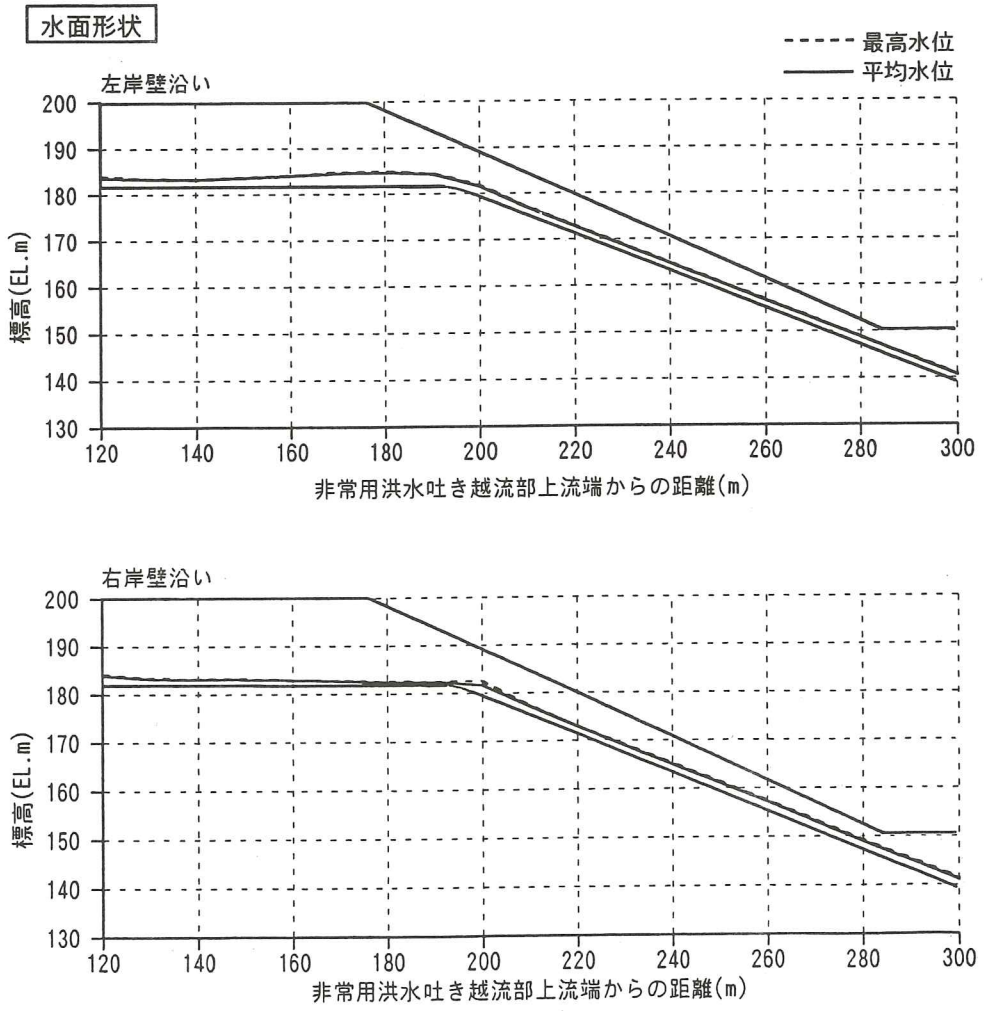
表－5.8　水路傾斜角θと平衡状態の平均空気容積比Ceの関係

θ（度）	c_e
0.0	0.0
7.5	0.16
15.0	0.24
22.5	0.31
30.0	0.41

上式は、越流水の空気混入流の発達過程を表現したものである。この場合には、クレスト上に発達する境界層が水面に達したのち空気混入が開始すると考えられており、この点を始点として式(5-3)による逐次計算がなされる。ここで検討する側水路からの流れは、クレスト上の流れとかなり様相の異なる螺旋流であるが、シュート上では、こうした螺旋流の影響は少ないとして、また、シュートが始まる非常用洪水吐き上流端位置からの距離 200m位置にて空気混入が始まるものとして水位の高い左岸側に適用を試みると、表－5.9 のようになる。ただし、θ＝21.8 度であり、ここでは、c_e＝0.31 として計算した。表から分かるように、導流壁天端勾配が 1：2.2 の場合、距離 280m位置での壁高の余裕は鉛直方向に 0.34m であり、ガメンスキーの場合と比較してかなり小さい結果となる。与えられた水深は水の容積濃度が 90％であること、また、現象の複雑さを考慮するとより大きな余裕が必要と考え、図－2.2 では導流壁勾配を 1：2.3 として提示した。得られている余裕は鉛直高で 1m 強である。

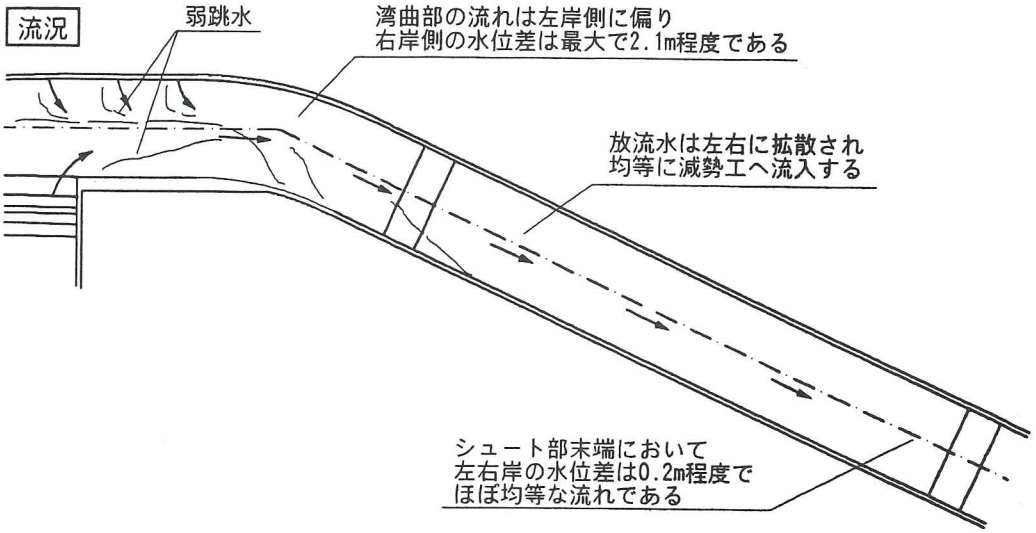
なお、以上は取り付け半径が 60mの場合のものであり、80m の場合には、シュート末端付近で更に 1m程度高くなるよう 1:2.4 程度の勾配が必要になろう。

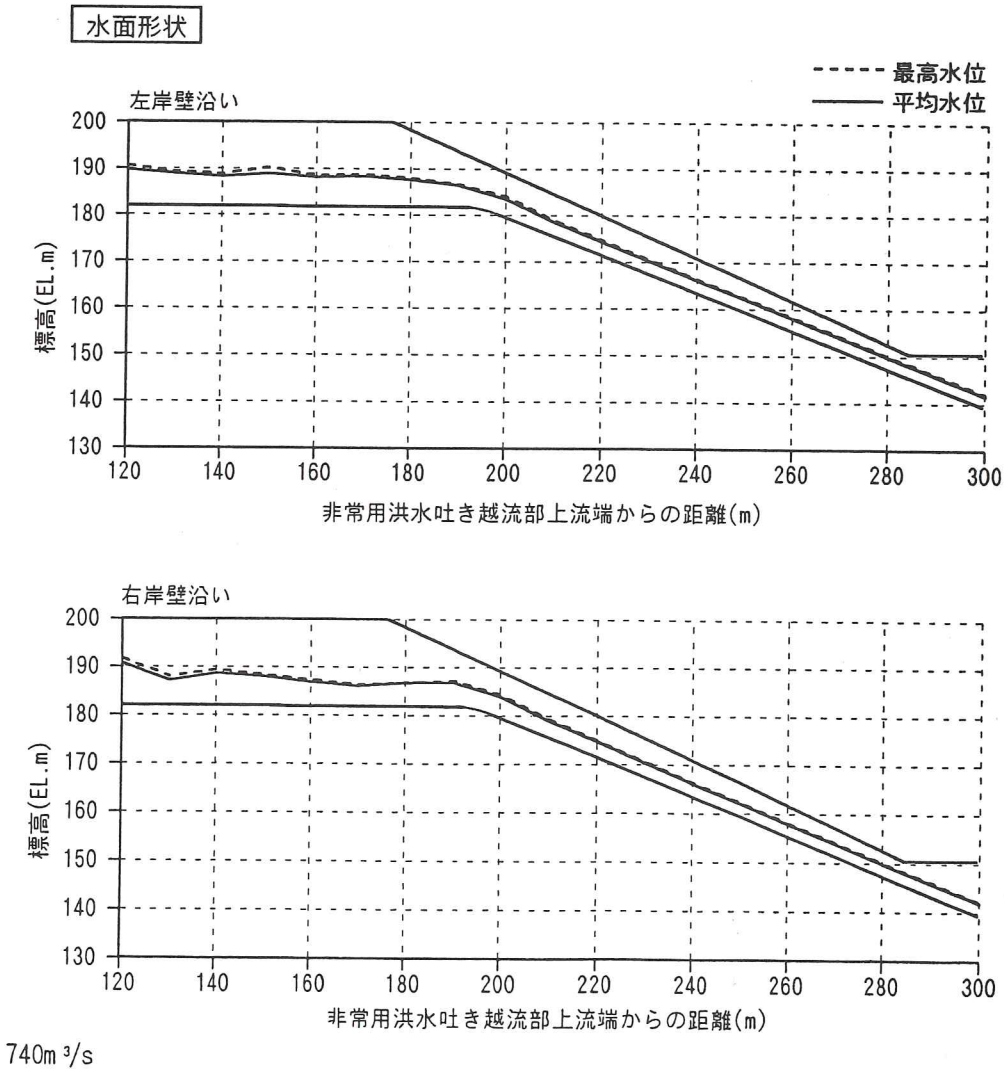




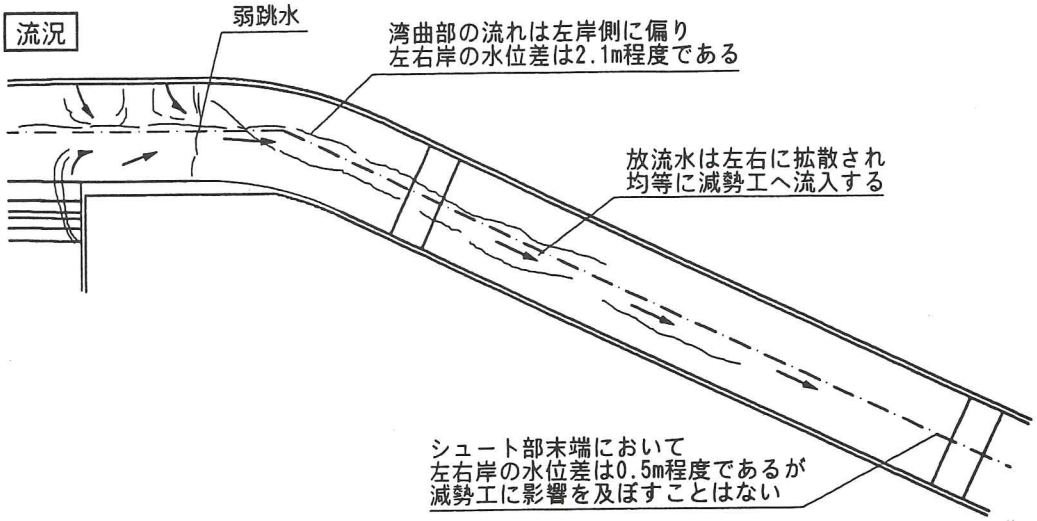
計画最大放流量：200m³/s

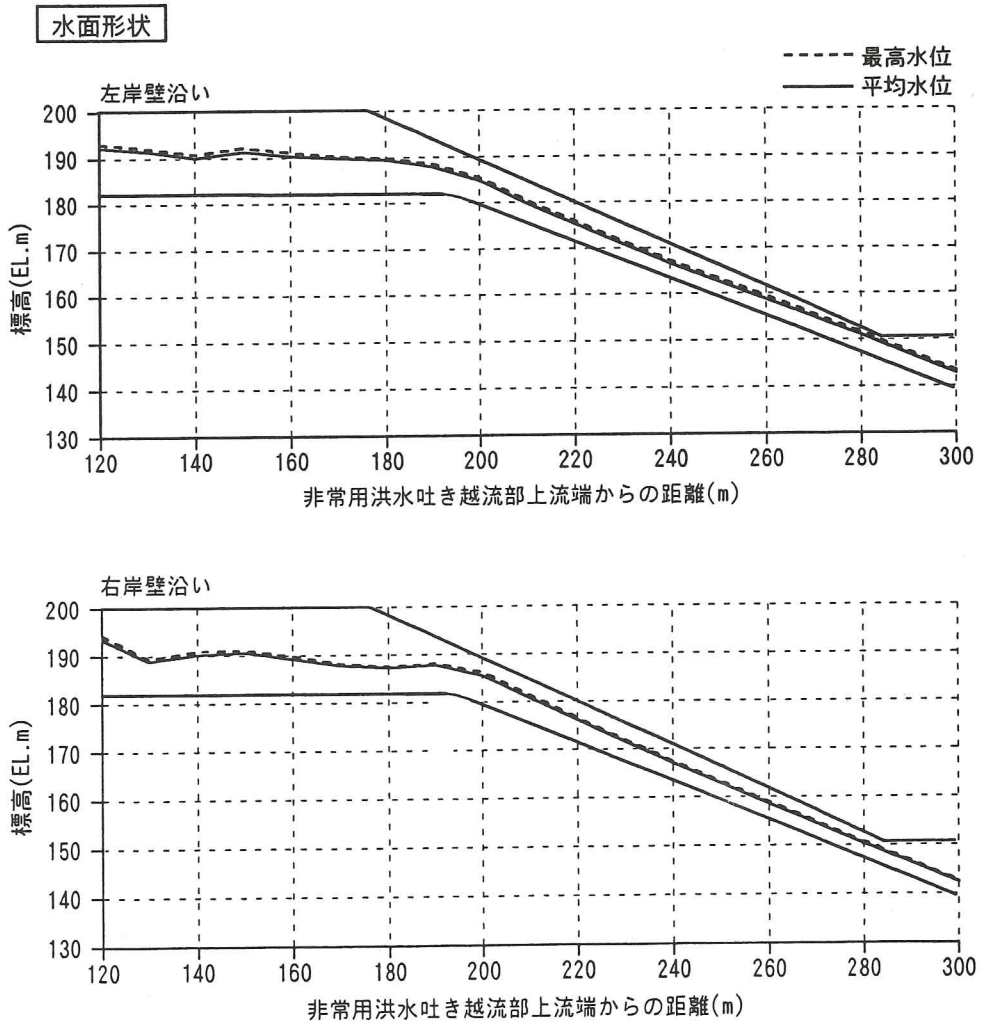
図－5.1　導流部の流況及び水面形(取付け円弧半径60m)





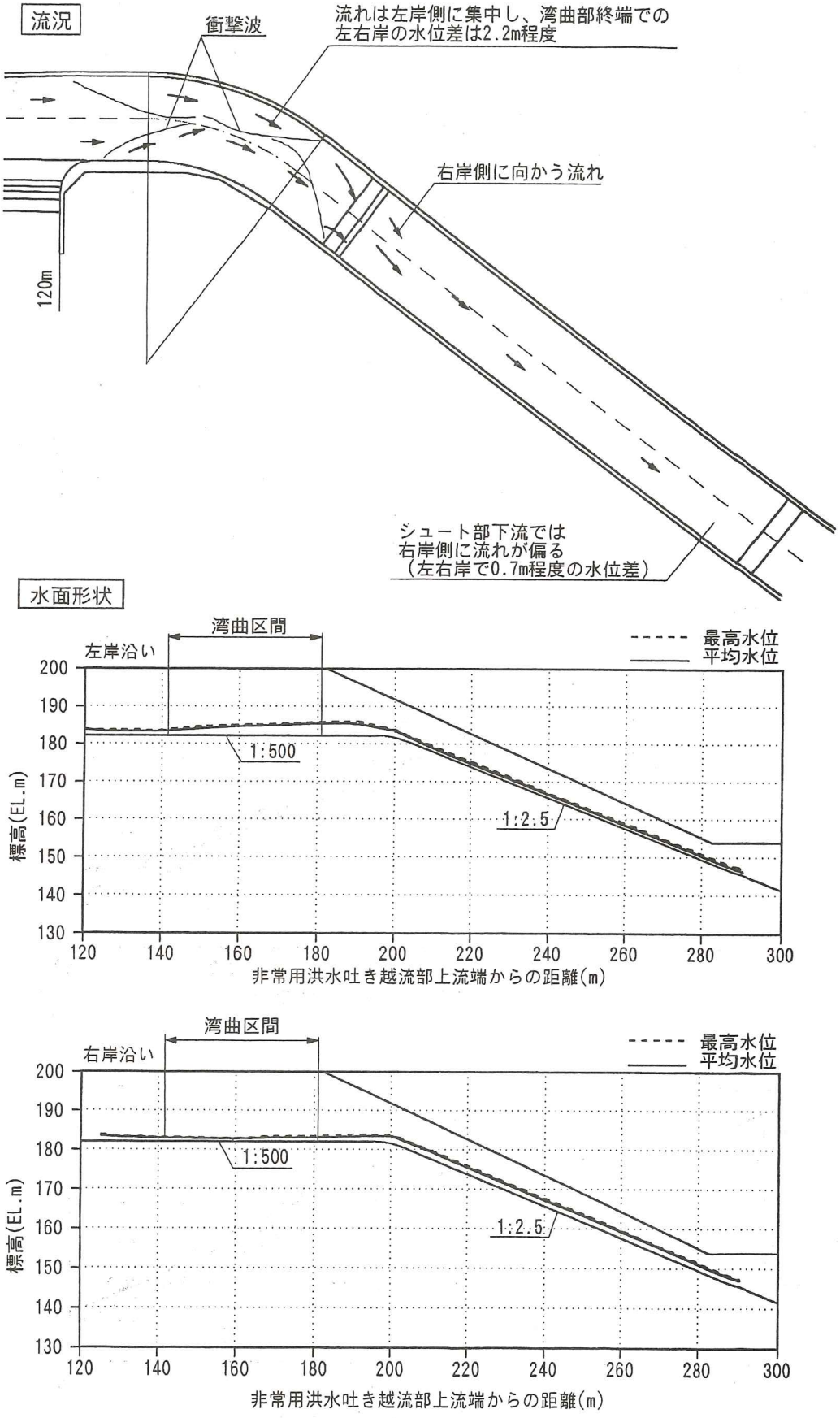
図－5.2　導流部の流況及び水面形(取付け円弧半径60m)





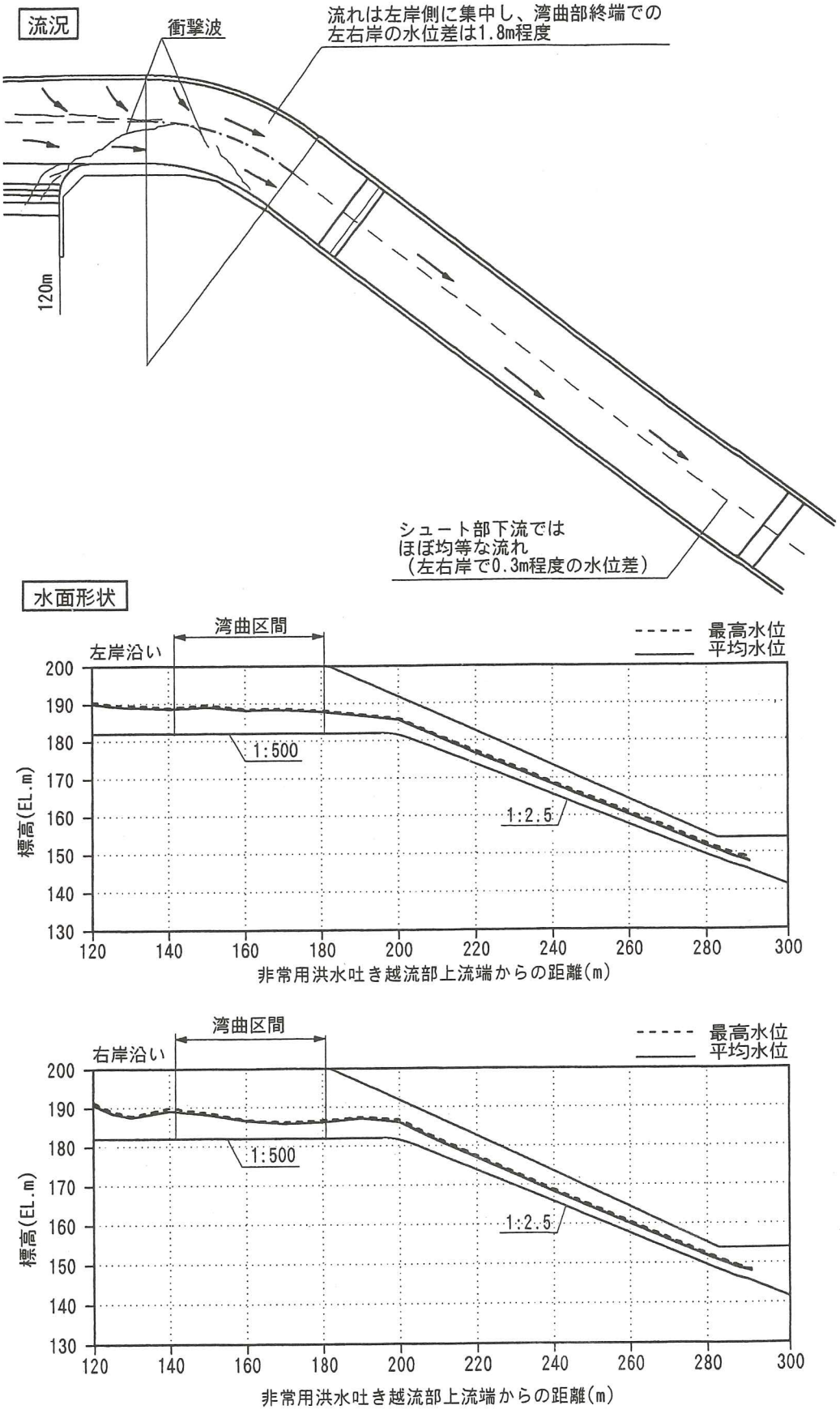
ダム設計洪水流量：1,100m³/s

図－5.3　導流部の流況及び水面形(取付け円弧半径60m)

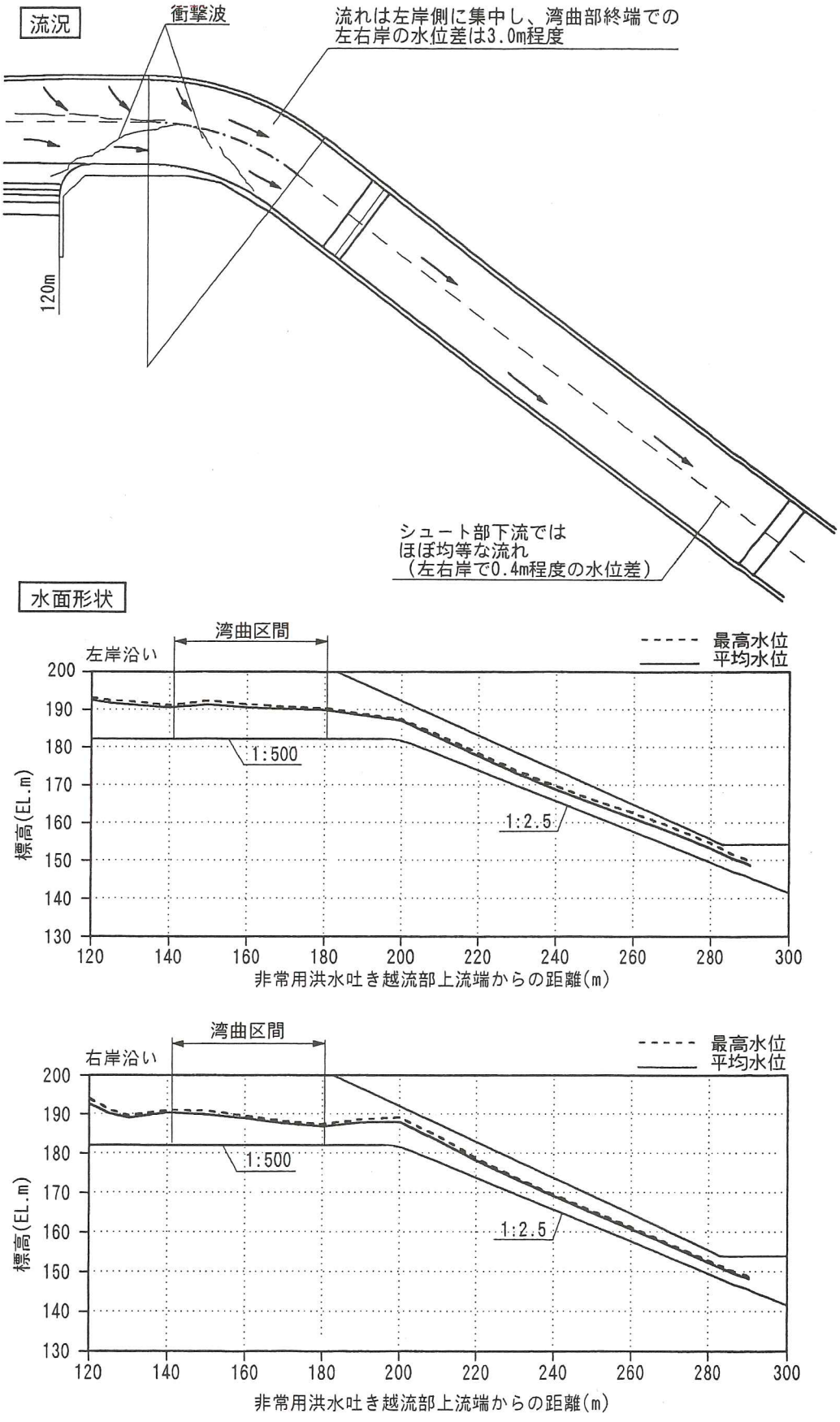


計画最大放流量：200㎥/s

図－5.4　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）

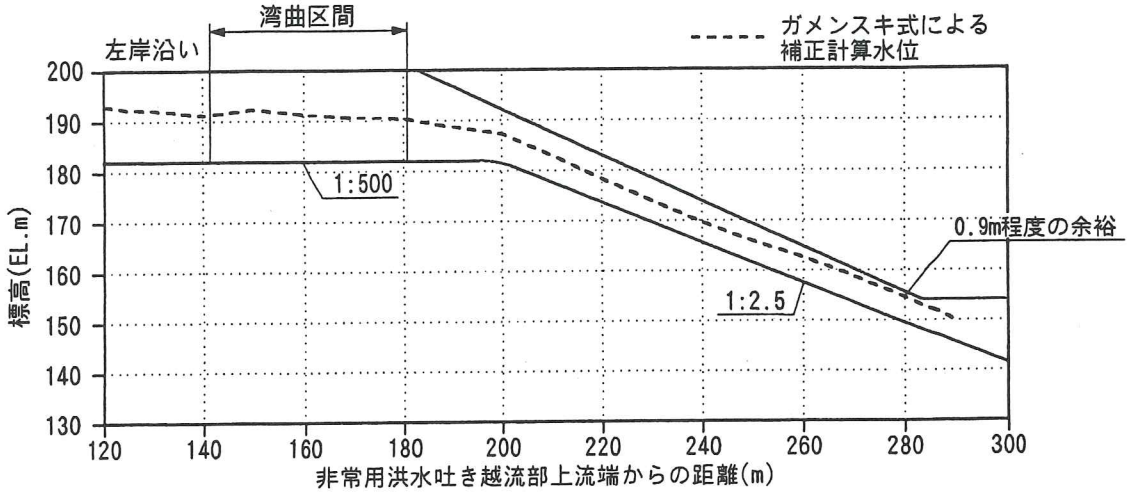


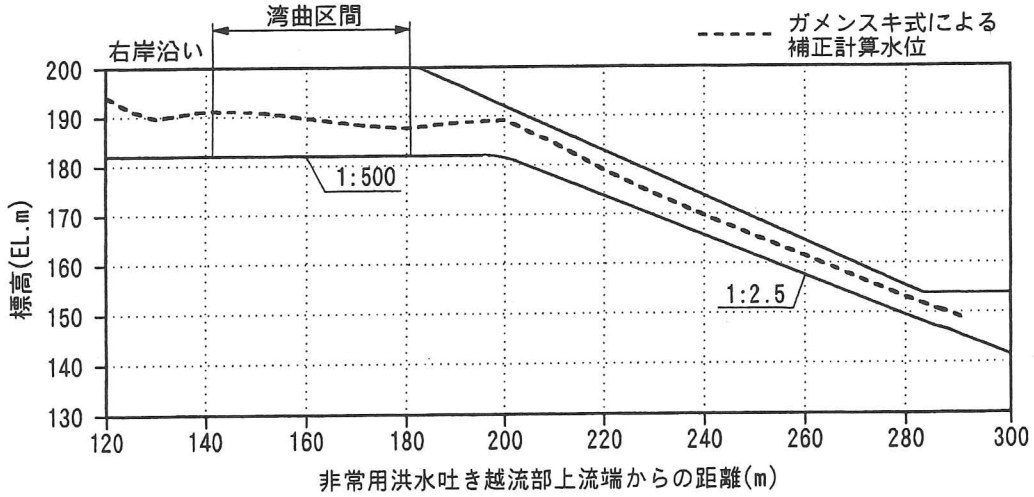
図－5.5　導流部の流況及び水面形（取付け円弧半径60m）



ダム設計洪水流量：1,100m ³/s

図－5.6　導流部の流況及び水面形(取付け円弧半径80m)





ダム設計洪水流量：1,100m³/s

図－5.7　導流部の水面形(ガメンスキー式による補正)

表－5.1　導流部水面形（取付け円弧半径60m）

計画最大放流量：200m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	184.025	183.675	1.875	1.525	184.295	183.975	2.145	1.825	−0.270
130	183.565	183.360	1.435	1.230	183.495	183.240	1.365	1.110	0.070
140	183.345	183.215	1.235	1.105	183.365	183.215	1.255	1.105	−0.020
150	183.825	183.680	1.735	1.590	183.365	183.095	1.275	1.005	0.460
160	184.185	183.990	2.115	1.920	183.020	182.920	0.950	0.850	1.165
170	184.850	184.575	2.800	2.525	182.840	182.715	0.790	0.665	2.010
180	184.965	184.680	2.935	2.650	182.655	182.485	0.625	0.455	2.310
190	184.390	184.225	2.380	2.215	182.565	182.450	0.555	0.440	1.825
200	181.810	181.580	1.810	1.580	182.590	181.725	2.590	1.725	−0.780
210	177.090	176.935	1.090	0.935	177.275	177.140	1.275	1.140	−0.185
220	173.055	172.925	1.055	0.925	173.015	172.950	1.015	0.950	0.040
240	164.860	164.745	0.860	0.745	165.245	165.015	1.245	1.015	−0.385
260	156.790	156.665	0.790	0.665	157.405	157.215	1.405	1.215	−0.615
280	148.790	148.685	0.790	0.685	149.220	149.025	1.220	1.025	−0.430
300	140.840	140.625	0.840	0.625	141.365	141.165	1.365	1.165	−0.525

表－5.2　導流部水面形（取付け円弧半径60m）

740m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	190.725	189.825	8.575	7.675	191.850	190.815	9.700	8.665	−1.125
130	189.555	188.855	7.425	6.725	188.055	187.185	5.925	5.055	1.500
140	188.890	188.265	6.780	6.155	189.465	188.715	7.355	6.605	−0.575
150	190.260	189.065	8.170	6.975	188.515	188.055	6.425	5.965	1.745
160	188.660	188.115	6.590	6.045	187.405	186.915	5.335	4.845	1.255
170	188.740	188.320	6.690	6.270	186.595	186.220	4.545	4.170	2.145
180	187.970	187.590	5.940	5.560	186.915	186.760	4.885	4.730	1.055
190	186.720	186.390	4.710	4.380	187.360	186.950	5.350	4.940	−0.640
200	184.065	183.550	4.065	3.550	184.480	184.030	4.480	4.030	−0.415
210	179.005	178.620	3.005	2.620	179.440	178.965	3.440	2.965	−0.435
220	174.790	174.420	2.790	2.420	175.005	174.740	3.005	2.740	−0.215
240	166.460	166.120	2.460	2.120	166.375	166.115	2.375	2.115	0.085
260	158.290	158.065	2.290	2.065	158.175	157.905	2.175	1.905	0.115
280	150.170	149.935	2.170	1.935	150.070	149.815	2.070	1.815	0.100
300	142.105	141.725	2.105	1.725	142.140	141.955	2.140	1.955	−0.035

表－5.3　導流部水面形（取付け円弧半径60m）

ダム設計洪水流量：1,100m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	192.975	192.275	10.825	10.125	194.425	193.455	12.275	11.305	−1.450
130	192.100	191.450	9.970	9.320	189.405	188.840	7.275	6.710	2.695
140	190.905	190.100	8.795	7.990	191.010	190.265	8.900	8.155	−0.105
150	192.230	191.300	10.140	9.210	191.210	190.700	9.120	8.610	1.020
160	191.130	190.325	9.060	8.255	189.890	189.225	7.820	7.155	1.240
170	190.265	189.830	8.215	7.780	188.315	187.895	6.265	5.845	1.950
180	189.790	189.430	7.760	7.400	187.580	187.355	5.550	5.325	2.210
190	188.500	187.940	6.490	5.930	188.220	187.810	6.210	5.800	0.280
200	185.310	184.740	5.310	4.740	186.350	185.610	6.350	5.610	−1.040
210	180.265	179.735	4.265	3.735	181.480	180.865	5.480	4.865	−1.215
220	175.935	175.305	3.935	3.305	176.555	176.190	4.555	4.190	−0.620
240	167.210	166.665	3.210	2.665	167.435	167.025	3.435	3.025	−0.225
260	159.500	158.780	3.500	2.780	158.945	158.585	2.945	2.585	0.555
280	151.730	151.100	3.730	3.100	150.780	150.370	2.780	2.370	0.950
300	143.400	142.875	3.400	2.875	142.665	142.405	2.665	2.405	0.735

表－5.4　導流部水面形（取付け円弧半径80m）

計画最大放流量　：　200m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	183.935	183.735	1.775	1.575	----------	----------	----------	----------	----------
125	183.675	183.375	1.525	1.225	184.075	183.675	1.925	1.525	−0.400
130	183.840	183.465	1.700	1.325	183.565	183.315	1.425	1.175	0.275
140	183.620	183.470	1.500	1.350	183.370	183.145	1.250	1.025	0.250
150	184.625	184.075	2.525	1.975	183.200	183.050	1.100	0.950	1.425
160	185.080	184.730	3.000	2.650	183.055	182.855	0.975	0.775	2.025
170	185.360	184.885	3.300	2.825	183.585	183.285	1.525	1.225	1.775
180	185.815	185.440	3.775	3.400	183.640	183.290	1.600	1.250	2.175
190	185.920	185.295	3.900	3.275	184.070	183.495	2.050	1.475	1.850
200	183.825	183.500	1.825	1.500	183.925	183.650	1.925	1.650	−0.100
210	179.400	178.900	1.400	0.900	180.050	179.800	2.050	1.800	−0.650
220	175.325	174.800	1.325	0.800	176.125	175.725	2.125	1.725	−0.800
230	171.375	170.825	1.375	0.825	171.800	171.400	1.800	1.400	−0.425
240	167.175	166.725	1.175	0.725	167.725	167.325	1.725	1.325	−0.550
250	163.200	162.700	1.200	0.700	163.850	163.450	1.850	1.450	−0.650
260	159.125	158.650	1.125	0.650	159.600	159.450	1.600	1.450	−0.475
270	155.100	154.625	1.100	0.625	155.725	155.400	1.725	1.400	−0.625
280	151.100	150.600	1.100	0.600	151.500	151.200	1.500	1.200	−0.400
290	147.150	146.525	1.150	0.525	147.600	147.225	1.600	1.225	−0.450

表－5.5　導流部水面形(取付け円弧半径80m)

740m³/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	190.735	190.135	8.575	7.975	191.410	190.785	9.250	8.625	----------
125	190.075	189.475	7.925	7.325	189.250	188.575	7.100	6.425	0.825
130	189.740	189.190	7.600	7.050	187.940	187.515	5.800	5.375	1.800
140	189.170	188.745	7.050	6.625	189.945	189.295	7.825	7.175	-0.775
150	189.925	189.250	7.825	7.150	188.700	188.225	6.600	6.125	1.225
160	188.780	188.380	6.700	6.300	186.980	186.655	4.900	4.575	1.800
170	188.860	188.535	6.800	6.475	186.260	185.960	4.200	3.900	2.600
180	188.390	188.040	6.350	6.000	186.765	186.265	4.725	4.225	1.625
190	187.195	186.770	5.175	4.750	187.520	187.170	5.500	5.150	-0.325
200	186.000	185.725	4.000	3.725	186.800	186.175	4.800	4.175	-0.800
210	181.600	181.175	3.600	3.175	181.900	181.425	3.900	3.425	-0.300
220	177.325	176.700	3.325	2.700	177.600	177.000	3.600	3.000	-0.275
230	173.175	172.550	3.175	2.550	173.200	172.650	3.200	2.650	-0.025
240	169.050	168.425	3.050	2.425	168.875	168.350	2.875	2.350	0.175
250	165.075	164.400	3.075	2.400	164.700	164.250	2.700	2.250	0.375
260	160.900	160.225	2.900	2.225	160.600	160.075	2.600	2.075	0.300
270	156.900	156.125	2.900	2.125	156.475	156.000	2.475	2.000	0.425
280	152.575	151.925	2.575	1.925	152.400	151.950	2.400	1.950	0.175
290	148.650	147.725	2.650	1.725	148.425	148.025	2.425	2.025	0.225

表－5.6　導流部水面形(取付け円弧半径80m)

ダム設計洪水流量　：　1100m^3/s

非常用洪水吐き越流部上流端からの距離(m)	左岸側				右岸側				左右岸の水位差(m)
	水位(EL.m)		水深(m)		水位(EL.m)		水深(m)		
	最高	平均	最高	平均	最高	平均	最高	平均	
120	193.135	192.460	10.975	10.300	194.110	192.785	11.950	10.625	----------
125	192.475	191.775	10.325	9.625	191.350	190.325	9.200	8.175	1.125
130	192.290	191.390	10.150	9.250	189.740	189.190	7.600	7.050	2.550
140	191.295	190.645	9.175	8.525	191.270	190.545	9.150	8.425	0.025
150	192.450	191.375	10.350	9.275	191.075	190.025	8.975	7.925	1.375
160	191.480	190.605	9.400	8.525	189.730	189.055	7.650	6.975	1.750
170	190.810	190.185	8.750	8.125	188.385	187.710	6.325	5.650	2.425
180	190.465	189.990	8.425	7.950	187.590	186.990	5.550	4.950	2.875
190	188.870	188.520	6.850	6.500	188.745	187.995	6.725	5.975	0.125
200	187.450	186.950	5.450	4.950	189.250	188.075	7.250	6.075	−1.800
210	183.000	182.325	5.000	4.325	184.475	183.300	6.475	5.300	−1.475
220	178.375	177.625	4.375	3.625	178.900	178.250	4.900	4.250	−0.525
230	173.850	173.075	3.850	3.075	174.025	173.700	4.025	3.700	−0.175
240	169.650	168.750	3.650	2.750	169.625	169.275	3.625	3.275	0.025
250	165.950	165.000	3.950	3.000	165.375	164.975	3.375	2.975	0.575
260	162.575	161.250	4.575	3.250	161.300	160.750	3.300	2.750	1.275
270	158.800	157.425	4.800	3.425	157.100	156.675	3.100	2.675	1.700
280	154.675	153.300	4.675	3.300	152.950	152.525	2.950	2.525	1.725
290	149.850	148.825	3.850	2.825	148.850	148.425	2.850	2.425	1.000

表－5.7　導流部水面形（ガメンスキー式による補正）

ダム設計洪水流量　：　1100m³/s（左岸側壁沿い）

実験値		角度補正	流下面積	平均流速	Fr数	計算値		
非常用洪水吐き	鉛直水深	最高水深				最高水深	鉛直水深	余裕高(m)
上流端基準(m)	(m)	(m)	(m²)	(m/s)		(m)	(m)	壁高－鉛直水深
120	10.975	10.190	203.801	5.397	0.540	10.205	10.991	6.849
125	10.325	9.587	191.730	5.737	0.592	9.603	10.343	7.507
130	10.150	9.424	188.481	5.836	0.607	9.441	10.169	7.691
140	9.175	8.519	170.375	6.456	0.707	8.540	9.198	8.682
150	10.350	9.610	192.195	5.723	0.590	9.626	10.368	7.532
160	9.400	8.728	174.554	6.302	0.681	8.748	9.422	8.498
170	8.750	8.124	162.483	6.770	0.759	8.148	8.775	9.165
180	8.425	7.822	156.448	7.031	0.803	7.848	8.452	9.508
190	6.850	6.360	127.201	8.648	1.095	6.398	6.891	7.703
200	5.450	5.060	101.204	10.869	1.543	5.120	5.515	4.553
210	5.000	4.642	92.848	11.847	1.756	4.714	5.077	4.445
220	4.375	4.062	81.242	13.540	2.146	4.156	4.476	4.500
230	3.850	3.575	71.493	15.386	2.600	3.695	3.980	4.450
240	3.650	3.389	67.779	16.229	2.816	3.523	3.795	4.089
250	3.950	3.667	73.350	14.997	2.501	3.782	4.074	3.264
260	4.575	4.248	84.956	12.948	2.007	4.333	4.667	2.125
270	4.800	4.457	89.134	12.341	1.867	4.534	4.884	1.362
280	4.675	4.341	86.813	12.671	1.943	4.423	4.763	0.937
290	3.850	3.575	71.493	15.386	2.600	3.695	3.980	4.020

（右岸側壁沿い）

実験値		角度補正	流下面積	平均流速	Fr数	計算値		
非常用洪水吐き	鉛直水深	最高水深				最高水深	鉛直水深	余裕高(m)
上流端基準(m)	(m)	(m)	(m²)	(m/s)		(m)	(m)	壁高－鉛直水深
120	11.950	11.095	221.906	4.957	0.475	11.108	11.964	5.876
125	9.200	8.542	170.840	6.439	0.704	8.563	9.223	8.627
130	7.600	7.056	141.128	7.794	0.937	7.087	7.633	10.227
140	9.150	8.496	169.911	6.474	0.710	8.517	9.173	8.707
150	8.975	8.333	166.662	6.600	0.730	8.355	8.999	8.901
160	7.650	7.103	142.057	7.743	0.928	7.133	7.683	10.237
170	6.325	5.873	117.452	9.366	1.235	5.917	6.373	11.567
180	5.550	5.153	103.061	10.673	1.502	5.211	5.613	12.347
190	6.725	6.244	124.880	8.808	1.126	6.284	6.768	7.826
200	7.250	6.731	134.629	8.171	1.006	6.766	7.287	2.781
210	6.475	6.012	120.238	9.149	1.192	6.055	6.521	3.001
220	4.900	4.550	90.991	12.089	1.811	4.624	4.980	3.996
230	4.025	3.737	74.742	14.717	2.432	3.848	4.144	4.286
240	3.625	3.366	67.315	16.341	2.845	3.502	3.772	4.112
250	3.375	3.134	62.672	17.552	3.167	3.291	3.544	3.794
260	3.300	3.064	61.279	17.951	3.276	3.228	3.477	3.315
270	3.100	2.878	57.566	19.109	3.598	3.065	3.301	2.945
280	2.950	2.739	54.780	20.080	3.876	2.945	3.172	2.528
290	2.850	2.646	52.923	20.785	4.082	2.867	3.087	4.913

※壁高は導流壁勾配が1:2.2の場合のもの

表－5.9　導流部水面形(Woodの方法による補正：左岸側壁沿い)

距離(m)	c	$h_{0.9}$水深(m)	鉛直水深(m)	壁高－鉛直水深(m)
200	0	5.060	5.449	4.619
210	0.023	4.749	5.115	4.407
220	0.043	4.242	4.569	4.407
230	0.060	3.805	4.098	4.332
240	0.076	3.669	3.952	3.932
250	0.091	4.034	4.344	2.994
260	0.104	4.741	5.106	1.686
270	0.116	5.042	5.430	0.816
280	0.127	4.973	5.356	0.344
290	0.137	4.143	4.462	3.538

注）距離は、非常用洪水吐き常流端基準の水平距離

壁高は、導流壁勾配が１：2.2 の場合の壁高



写真－5.1

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－5.2

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－5.3

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－5.4

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

Q＝740m^3/s



写真－5.5

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

Q＝740m^3/s



写真－5.6

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

Q＝740m^3/s



写真－5.7

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－5.8

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－5.9

導流部の流況
（取付け円弧半径60m）

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s

6章　減勢工の検討

6.1　減勢池規模の概略検討

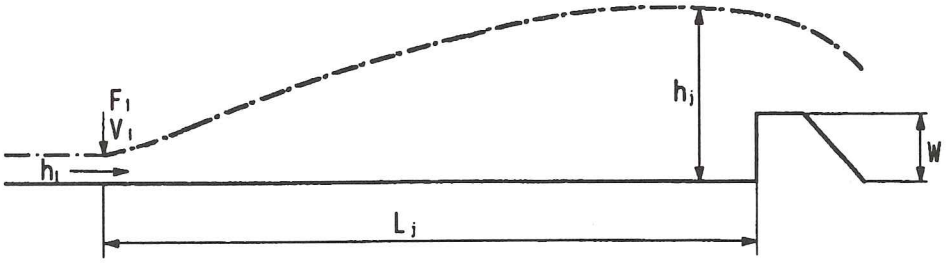
水平水叩き式減勢工の減勢池規模は、ダム設計洪水流量 1/1.4~1.5 を対象流量とした跳水計算により求められる規模が一応の目安となる[5]。跳水計算は次式により行われる。

$$h_j / h_1 = \frac{-1+\sqrt{8F_1^2+1}}{2} \tag{6-1}$$

$$q = C(H_j - W)^{1.5} \tag{6-2}$$

$$L_j = 4.5h_j \tag{6-3}$$

ここに、h_1：水叩きの流入水深、h_j：跳水水深、H_j：h_j に対応する水叩き底面を基準とする全水頭、q：単位幅当たり越流量、C：副ダムの流量係数、W：副ダム高、L_j：減勢池長、F_1：流入フルード数である（図－6.1 参照）。シュートから幅方向に均一に流入するものとして、ダム設計洪水流量 1,100m³/s 及び約 1/1.5 流量である 740m³/s を対象に計算した結果を表－6.1 に示す。減勢池規模の実験ケースは表－6.1 を元に検討実施している。



図－6.1　減勢工諸量定義図

表－6.1　計算条件及び計算結果

計算条件	貯水池水位	EL.196.150m	EL.197.000m
	放流量	740m³/s	1,100m³/s(ダム設計洪水流量)
計算結果	減勢工幅(m):B	20	20
	貯水頭(m):H	64.150	65.000
	流入流速(m/s):V_1	31.913	32.124
	流入水深(m):h_1	1.159	1.712
	流入フルード数:F_1	9.468	7.842
	対応水深(m):h_j	14.955	18.152
	跳水長(m):L_j	67.295	81.684
	副ダム高(m):W	7.756	8.838
詳細	放流水脈は減勢工幅に均等に流入したとする		
	副ダムの流量係数はC_1=1.8とする		

6.2　減勢池検討実験

減勢池の検討ケースを表－6.2 に示す。このうち、案１は事務所提示の当初案であり、表－6.1 の計算値と比べ小さい減勢池規模となっている。各案について 740m³/s 及び 1,100m³/s の流量に対し流況確認した結果は以下の通りである。なお、以下の実験における上流側の条件は、側水路案１でシュートの取付半径が図－4.1 に示す 80mのものである。

表－6.2　減勢池実験ケース

	副ダム高(m)	水叩き長さ(m)
1 案	7.0	55.0
2 案	8.0	70.0
3 案	9.0	70.0
4 案	9.0	65.0
5 案	10.0	70.0
6 案	10.0	75.0

・１案（写真－6.1,6.2）

740m³/s では水叩き始端に露出射流が現れており、副ダム上を飛散して越流する状況が見られている。また、1,100m³/s では、水脈が副ダムを大きく飛び越えており、流況は極めて乱れたものとなっている。減勢は不十分であり、副ダム高、水叩き長ともに不足している。

・２案（写真－6.3,6.4）

表－6.1 の 740m³/s に対応した減勢池規模である。740m³/s では露出射流は生じないが、跳水状態が不安定で減勢池内の水面動揺が大きい。また、1,100m³/s では露出射流が生じ副ダム上方の水脈は飛散状態となり、副ダム高が不足していると思われる。計算値の規模であるにもかかわらずこうした流況の悪化が生じた理由として、流入が均等でないこと及びシュート勾

配がかなり緩やかであることが考えられる。

・３案、４案（写真－6.5~6.8）

副ダム高９ｍのもので、740m³/s の減勢状況は問題ない安定したものである。1,100m³/s 時にも露出射流の発生はなくなったが、水面の動揺が大きく跳水が安定しない。1,100m³/s 時には副ダム上の水脈が飛散する傾向がある。

・５案、６案（写真－6.9~6.19）

副ダム高 10mのものである。３、４案と比較して 1,100m³/s 時の流況が改善され、副ダムを超える流れの飛散状況も緩和されるが水面の動揺は比較的大きい。５案、６案の流況の差は余りない。

以上の検討の結果、露出射流がなく、また、副ダム上を超える流れの飛散状態が改善されている案５が適当と考える。案５においても 1,100m³/s 放流時の水面変動は比較的大きいが、これは、先にも述べたように、不均一な流入や緩傾斜のシュート勾配に原因があるものと思われ、解消するためにはシュートブロック等の補助構造物が必要と思われる。ここでは、変動そのものは許容され得る安定性の範囲にあると判断し、補助構造物の必要性はないものと考えた。

案５における水面形を図－6.2~6.4、表－6.3~6.5 に示す。減勢池壁高は、平均水位より低くなると急激に越水量が大きくなり、流況も変化する[5]ので、少なくともダム設計洪水流量における最高平均水位以上とする必要がある。測定結果によると、測定されている最高平均水位は EL.149.7m（水深 17.7m）であり、水面変動が大きいことも考慮し、余裕をみて導流壁天端標高を EL.152m（壁高 20m）以上とする。740m³/s での最高水位は 151.7mであり、700～800m³/s 程度以上では水位変動に伴う越水が生じると想定されるので、減勢池周辺の状況を十分把握の上排水対策を検討する必要がある。

先に示したように、以上は、シュートへの取り付け半径が 80m のものであるが、取り付け半径 60mの場合について、最終形状である案５の流況が同様になることを確認している。また、1,100m³/s 時の最高平均水位、740m³/s 時の最高水位はそれぞれ EL.149.4m、EL.152.2mであり、上記とほぼ同じ値が得られている。従って、取り付け半径によらず案５を最終形状として問題ないと考える。

6.3　２次減勢池

主減勢池の副ダム高は10mと大きく、2次減勢池が必要と考え検討を行った。2 次減勢池として掘りこみ式の減勢を考え、式(6-1)～(6-3)を用いて減勢池規模を検討した結果を表－6.6 に示す。ただし、流下によるエネルギー損失を 10％、シルの越流係数を掘り込みであることを考慮して 1.7 としている。

表－6.6 の値を参考に、ダム設計洪水流量において副ダム下流に跳水が生じる

ことを目安に実験を行った。なお、想定している 2 次減勢池は掘りこみ式のものであるが、種々の形状の実験を容易に実施するため、エンドシル幅４ｍとして実験を行った。幅がより広ければ下流水位もより高い水位が得られると考えられ,本実験により得られる結果は安全側の結果と考えて良い。

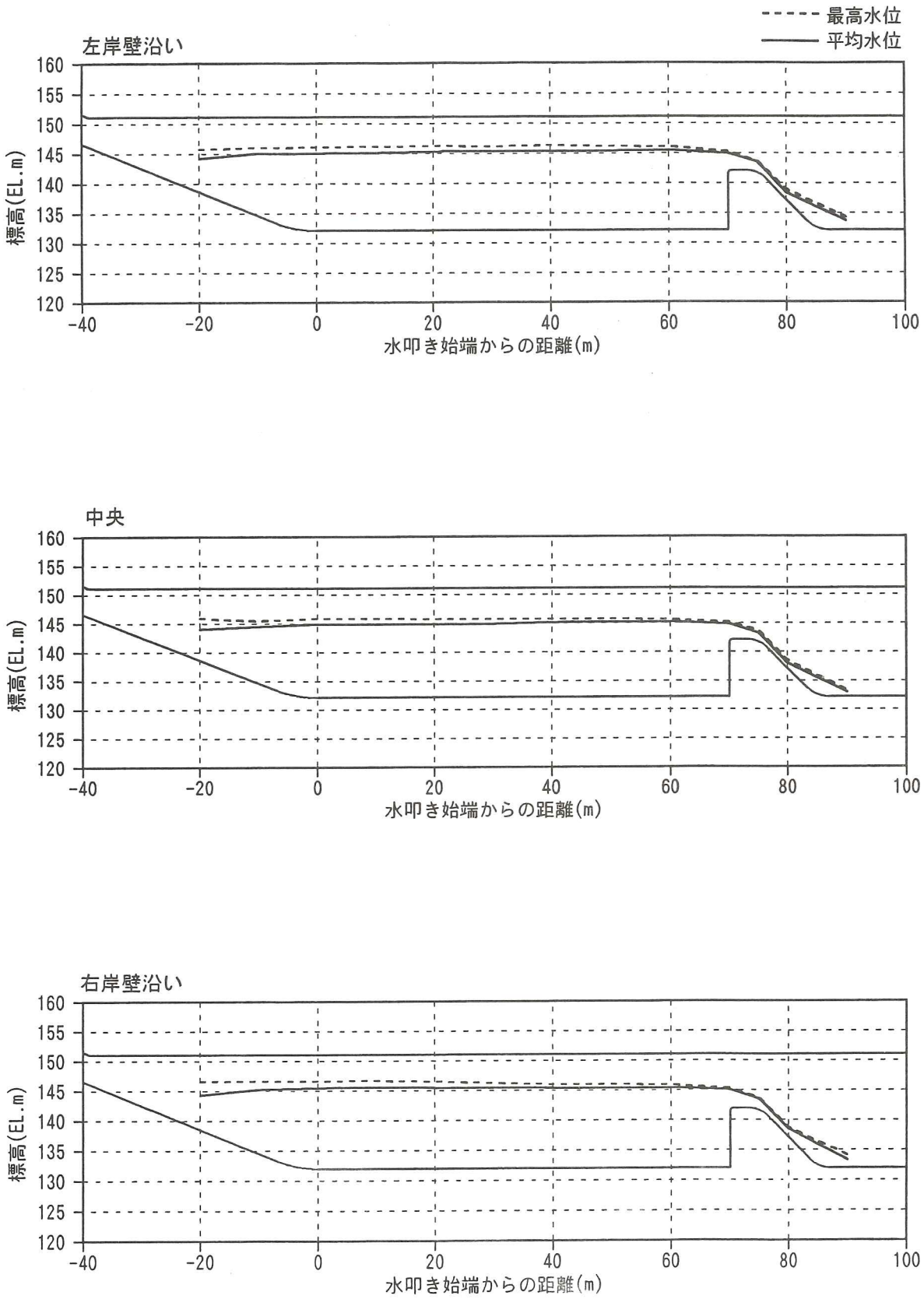
種々の形状について実施した結果、図－2.2 に示す形状で適当な流況が得られた。エンドシル高は 4mと計算値より大きくなっているが、3mでは、1,100m³/s 時に飛散することが確認されており、副ダムを超える流れが完全には減勢されず、エネルギーを持っているためと考えられる。また、減勢長については、高いエンドシルを効率的に用いて強制的に跳水させる方向で検討を行い、30mの短区間のものとなった。

写真－6.20,6.21 に本形状での流況を、図－6.5,6.6、表－6.7,6.8 に水面形を示す。主減勢池と同様に考えると、ダム設計洪水流量 1,100m³/s 時の最高平均水位 EL.140.5mであり、導流壁天端標高は余裕をみて EL.142m程度以上必要と考える。740m³/s での最高水位は EL.140.9mであり主減勢工と同様に 800m³/s 程度から水面変動による越水が始まるものと思われる。

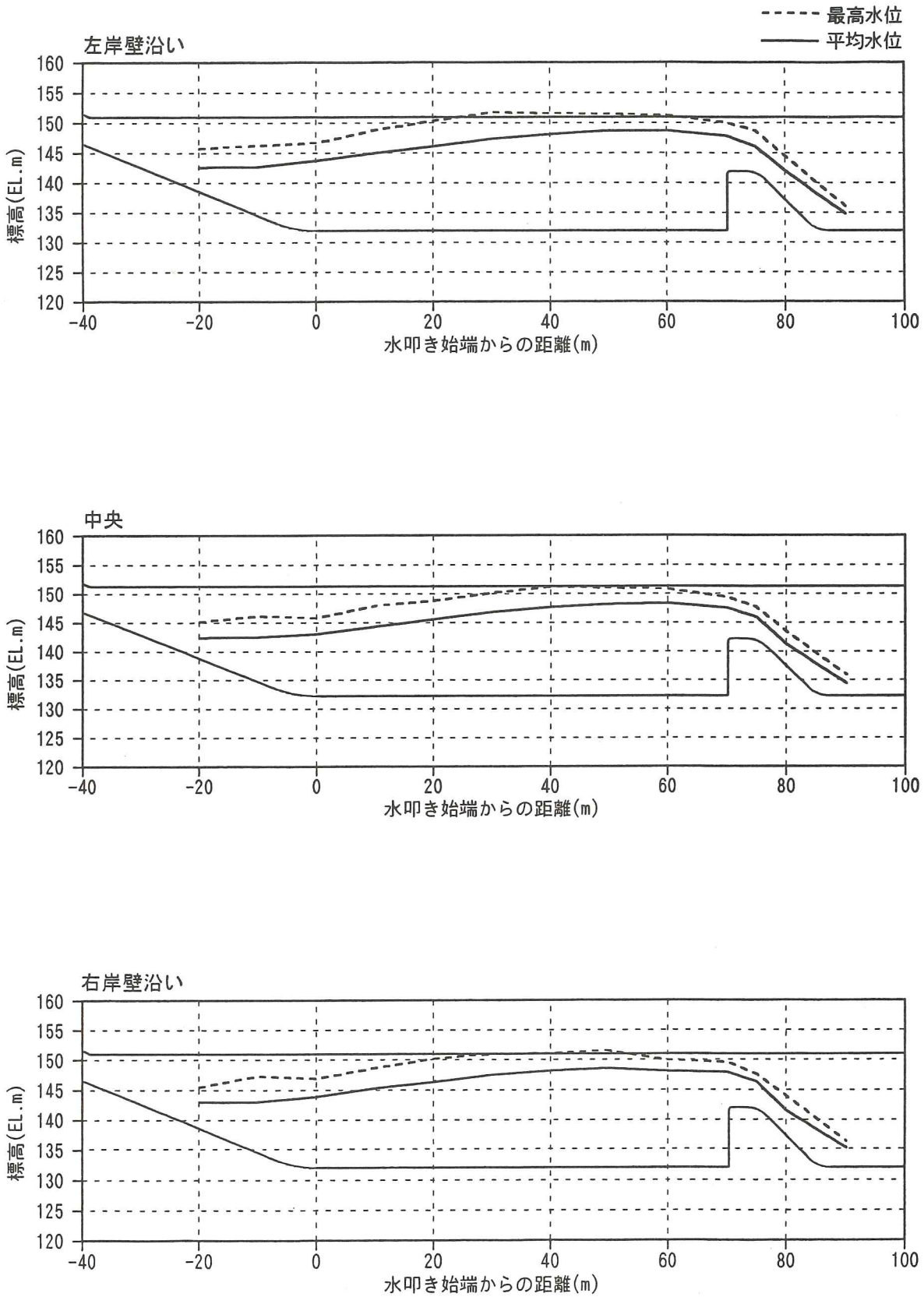
以上示したように、ここでは、ダム設計洪水流量 1,100m³/s で跳水状態が得られる規模として 2 次減勢池を検討した。減勢池と河道の取り付けに付いては現在十分な検討が実施されていない状況にあるので、2 章で述べたように、今後、河道との取り付け方法を具体化するにあたり、下流河道の流れの耐侵食性等を勘案の上、2 次減勢池必要規模を判断して行く必要がある。

表－6.6　副ダム減勢工の水理量

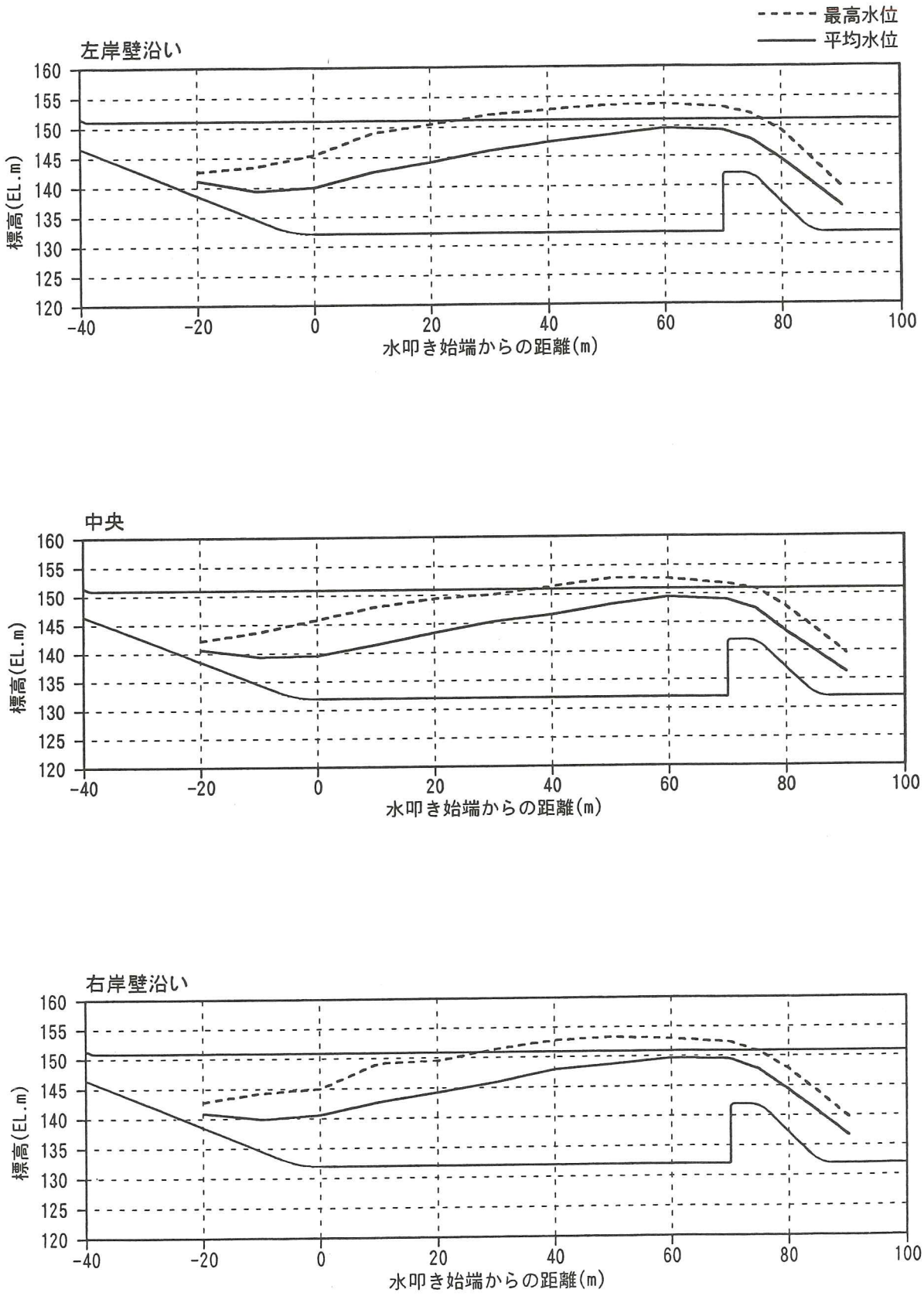
$Q(m^3/s)$	H(m)	V_1(m/s)	F_1	h_1(m)	h_j(m)	W(m)	L_j(m)
200	12.7	14.20	5.40	0.70	5.04	1.99	22.69
740	15.6	15.74	3.28	2.35	9.79	2.73	44.05
1,100	16.9	16.38	2.86	3.36	11.98	2.92	53.93



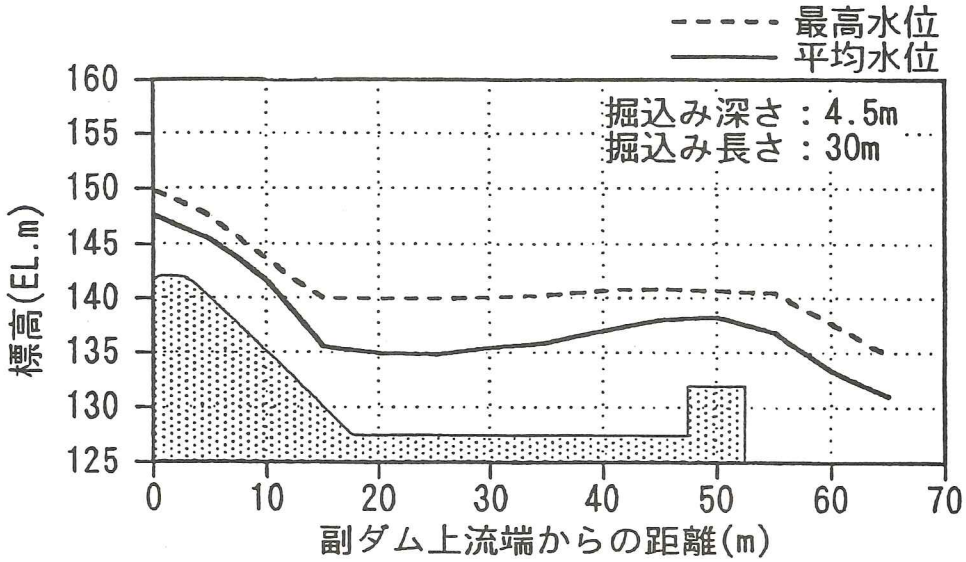
図－6.2　減勢池内水面形(案５(最終案)，計画最大法流量200m^3/s)



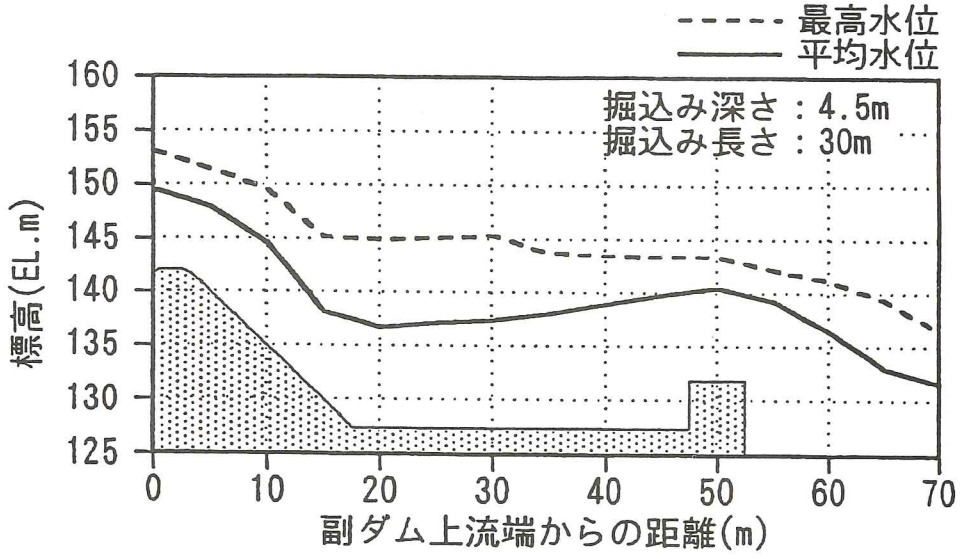
図－6.3　減勢池内水面形(案5（最終案），740m^3/s)



図－6.4　減勢池内水面形(案5（最終案），ダム設計洪水流量1,100m^3/s)



図－6.5　2次減勢池の水面形(740m³/s)



図－6.6　2次減勢池の水面形(ダム設計洪水流量1,100m³/s)

表－6.3　減勢池内水面形(案５(最終案))

計画最大放流量　：　200m³/s

水叩き始端からの距離	左岸					中央					右岸				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
(m)	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
−20	145.771	144.221	13.771	12.221	1.550	145.921	144.021	13.921	12.021	1.900	146.571	144.321	14.571	12.321	2.250
−10	145.971	145.071	13.971	13.071	0.900	145.471	144.471	13.471	12.471	1.000	146.571	145.271	14.571	13.271	1.300
0	146.071	145.071	14.071	13.071	1.000	145.821	144.921	13.821	12.921	0.900	146.621	145.521	14.621	13.521	1.100
10	146.171	145.171	14.171	13.171	1.000	145.871	144.921	13.871	12.921	0.950	146.671	145.571	14.671	13.571	1.100
20	146.271	145.321	14.271	13.321	0.950	145.721	144.921	13.721	12.921	0.800	146.471	145.521	14.471	13.521	0.950
30	146.221	145.421	14.221	13.421	0.800	145.721	144.921	13.721	12.921	0.800	146.221	145.471	14.221	13.471	0.750
40	146.371	145.421	14.371	13.421	0.950	145.721	145.171	13.721	13.171	0.550	146.021	145.371	14.021	13.371	0.650
50	146.171	145.421	14.171	13.421	0.750	145.721	145.221	13.721	13.221	0.500	146.021	145.421	14.021	13.421	0.600
60	146.121	145.521	14.121	13.521	0.600	145.621	145.221	13.621	13.221	0.400	145.871	145.371	13.871	13.371	0.500
70	145.371	145.021	13.371	13.021	0.350	145.171	144.821	13.171	12.821	0.350	145.321	145.071	13.321	13.071	0.250
75	143.671	143.521	11.671	11.521	0.150	143.671	143.171	11.671	11.171	0.500	143.621	143.421	11.621	11.421	0.200
80	139.021	138.421	7.021	6.421	0.600	138.571	137.921	6.571	5.921	0.650	138.671	138.421	6.671	6.421	0.250
90	134.321	133.721	2.321	1.721	0.600	133.321	132.921	1.321	0.921	0.400	134.121	133.321	2.121	1.321	0.800

表－6.4　減勢池内水面形（案５（最終案））

740m³/s

水叩き始端からの距離	左岸					中央					右岸				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅
(m)	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)	最高	平均	最高	平均	(m)
−20	145.771	142.571	13.771	10.571	3.200	145.121	142.471	13.121	10.471	2.650	145.471	142.971	13.471	10.971	2.500
−10	146.271	142.671	14.271	10.671	3.600	146.171	142.521	14.171	10.521	3.650	147.321	143.021	15.321	11.021	4.300
0	146.671	143.671	14.671	11.671	3.000	145.821	143.021	13.821	11.021	2.800	146.921	143.821	14.921	11.821	3.100
10	148.771	144.971	16.771	12.971	3.800	147.921	144.321	15.921	12.321	3.600	148.671	145.271	16.671	13.271	3.400
20	150.271	146.121	18.271	14.121	4.150	148.821	145.521	16.821	13.521	3.300	150.221	146.321	18.221	14.321	3.900
30	151.721	147.321	19.721	15.321	4.400	150.171	146.821	18.171	14.821	3.350	150.971	147.471	18.971	15.471	3.500
40	151.571	148.071	19.571	16.071	3.500	151.171	147.671	19.171	15.671	3.500	151.171	148.171	19.171	16.171	3.000
50	151.471	148.671	19.471	16.671	2.800	151.021	148.221	19.021	16.221	2.800	151.521	148.621	19.521	16.621	2.900
60	151.271	148.671	19.271	16.671	2.600	150.771	148.321	18.771	16.321	2.450	149.921	148.071	17.921	16.071	1.850
70	150.071	147.821	18.071	15.821	2.250	149.371	147.471	17.371	15.471	1.900	149.621	147.921	17.621	15.921	1.700
75	148.671	146.071	16.671	14.071	2.600	147.671	145.871	15.671	13.871	1.800	147.571	146.321	15.571	14.321	1.250
80	144.471	142.021	12.471	10.021	2.450	143.421	141.271	11.421	9.271	2.150	143.921	141.521	11.921	9.521	2.400
90	136.071	134.821	4.071	2.821	1.250	135.921	134.421	3.921	2.421	1.500	136.421	135.271	4.421	3.271	1.150

表－6.5　減勢池内水面形(案５(最終案))

ダム設計洪水流量　：　1,100m³/s

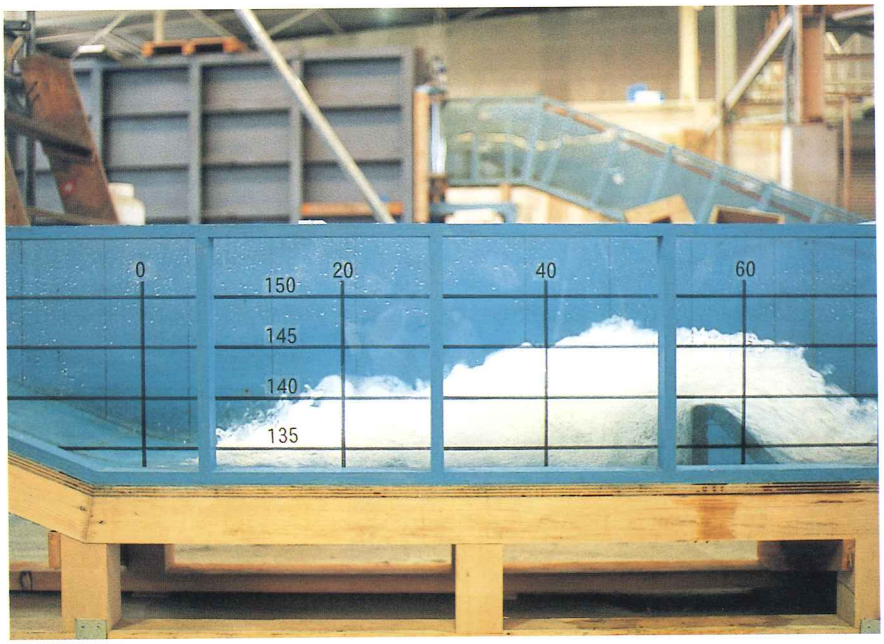
水叩き始端からの距離 (m)	左岸					中央					右岸				
	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅 (m)	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅 (m)	水位(EL.m)		水深(m)		変動幅 (m)
	最高	平均	最高	平均		最高	平均	最高	平均		最高	平均	最高	平均	
−20	142.671	141.171	10.671	9.171	1.500	142.171	140.671	10.171	8.671	1.500	142.771	140.921	10.771	8.921	1.850
−10	143.571	139.421	11.571	7.421	4.150	143.671	139.421	11.671	7.421	4.250	144.271	139.871	12.271	7.871	4.400
0	145.421	140.021	13.421	8.021	5.400	145.821	139.571	13.821	7.571	6.250	144.921	140.521	12.921	8.521	4.400
10	149.021	142.521	17.021	10.521	6.500	148.021	141.421	16.021	9.421	6.600	149.171	142.671	17.171	10.671	6.500
20	150.521	144.171	18.521	12.171	6.350	149.371	143.471	17.371	11.471	5.900	149.571	144.171	17.571	12.171	5.400
30	151.971	145.971	19.971	13.971	6.000	150.071	145.271	18.071	13.271	4.800	151.471	145.871	19.471	13.871	5.600
40	152.821	147.421	20.821	15.421	5.400	151.421	146.471	19.421	14.471	4.950	152.871	147.921	20.871	15.921	4.950
50	153.521	148.521	21.521	16.521	5.000	152.771	148.171	20.771	16.171	4.600	153.321	148.771	21.321	16.771	4.550
60	153.671	149.671	21.671	17.671	4.000	152.671	149.421	20.671	17.421	3.250	152.971	149.671	20.971	17.671	3.300
70	153.221	149.321	21.221	17.321	3.900	151.721	148.921	19.721	16.921	2.800	152.421	149.521	20.421	17.521	2.900
75	152.021	147.671	20.021	15.671	4.350	150.921	147.321	18.921	15.321	3.600	150.821	147.721	18.821	15.721	3.100
80	149.171	144.421	17.171	12.421	4.750	147.771	143.371	15.771	11.371	4.400	147.821	144.271	15.821	12.271	3.550
90	139.671	136.521	7.671	4.521	3.150	139.571	136.171	7.571	4.171	3.400	139.671	136.671	7.671	4.671	3.000

表－6.7　2次減勢池の水面形(740m³/s)

2次減勢池上流端からの距離(m)	掘込み区間長　：30m 掘込み深さ：4.5m		
	水位(EL.m)		変動幅
	最高	平均	(m)
0	149.825	147.675	2.150
5	147.600	145.450	2.150
10	143.450	141.700	1.750
15	139.950	135.550	4.400
20	140.000	135.000	5.000
25	139.975	134.775	5.200
30	140.100	135.500	4.600
35	140.300	135.925	4.375
40	140.750	137.050	3.700
45	140.925	138.000	2.925
50	140.775	138.300	2.475
55	140.500	136.850	3.650
60	137.700	133.350	4.350
65	134.800	131.050	3.750

表－6.8　2次減勢池の水面形(1.100m³/s)

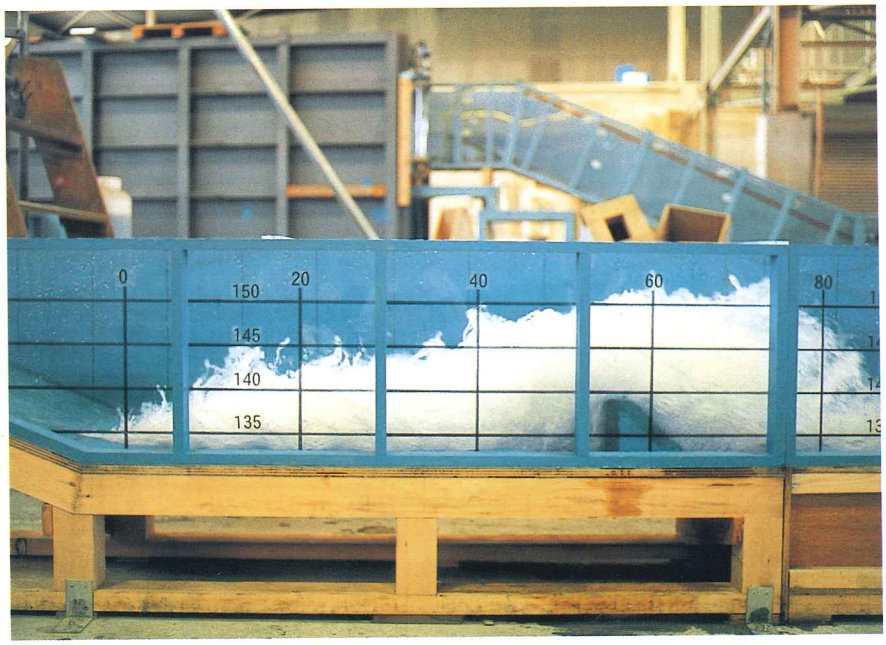
2次減勢池上流端からの距離(m)	掘込み区間長　：30m 掘込み深さ：4.5m		
	水位(EL.m)		変動幅
	最高	平均	(m)
0	153.150	149.600	3.550
5	151.475	147.975	3.500
10	149.600	144.650	4.950
15	145.275	138.200	7.075
20	145.025	136.775	8.250
25	145.200	137.200	8.000
30	145.450	137.450	8.000
35	143.800	138.100	5.700
40	143.600	139.025	4.575
45	143.500	139.850	3.650
50	143.450	140.525	2.925
55	142.250	139.300	2.950
60	141.200	136.575	4.625
65	139.525	133.100	6.425
70	136.500	131.750	4.750



写真－6.1

案１の流況

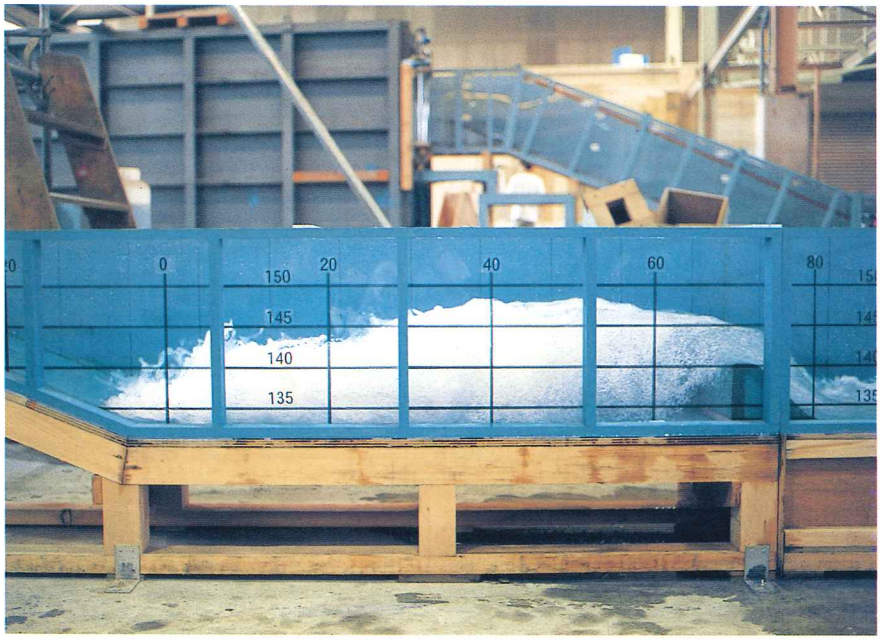
Q＝740m³/s



写真－6.2

案１の流況

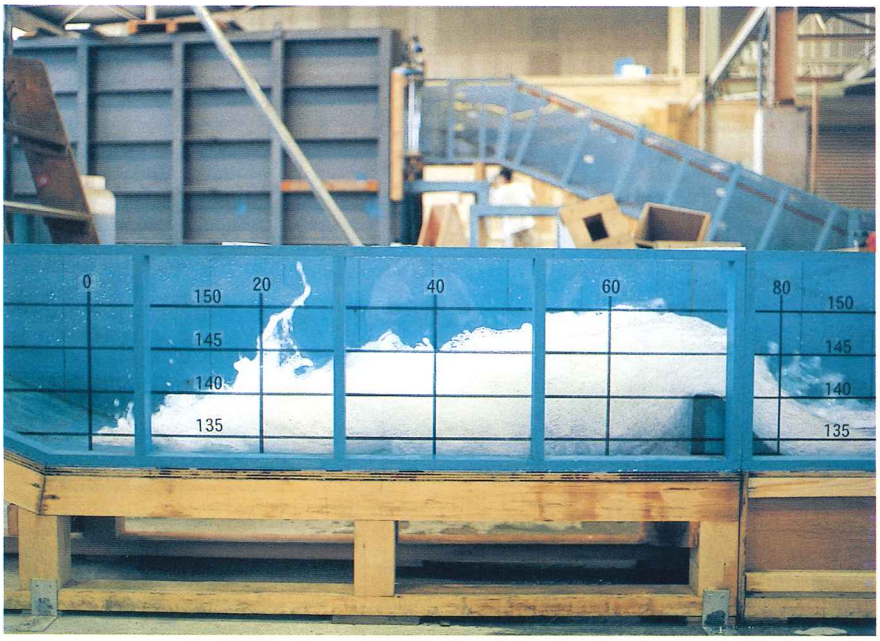
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－6.3

案２の流況

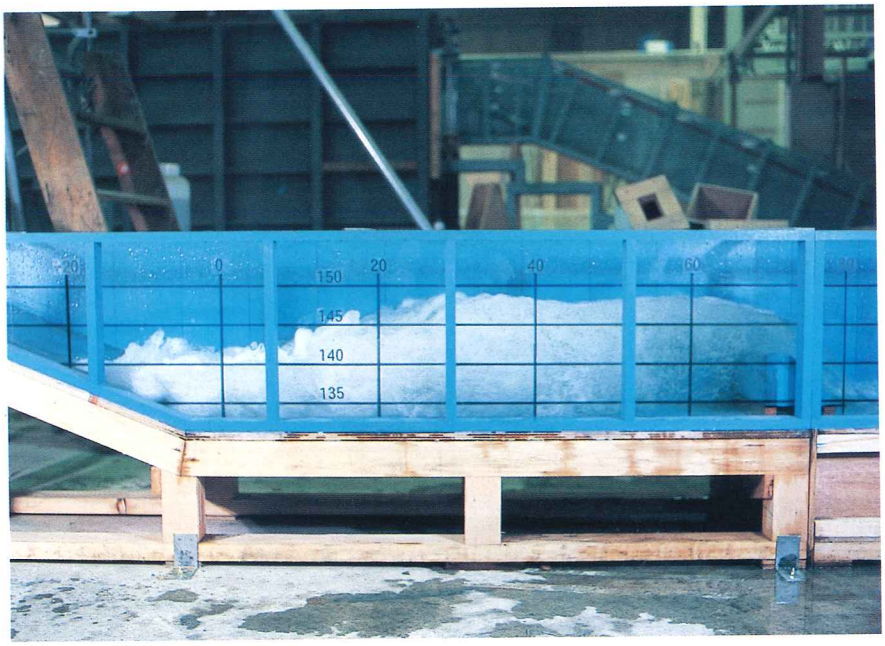
Q＝740m³/s



写真－6.4

案２の流況

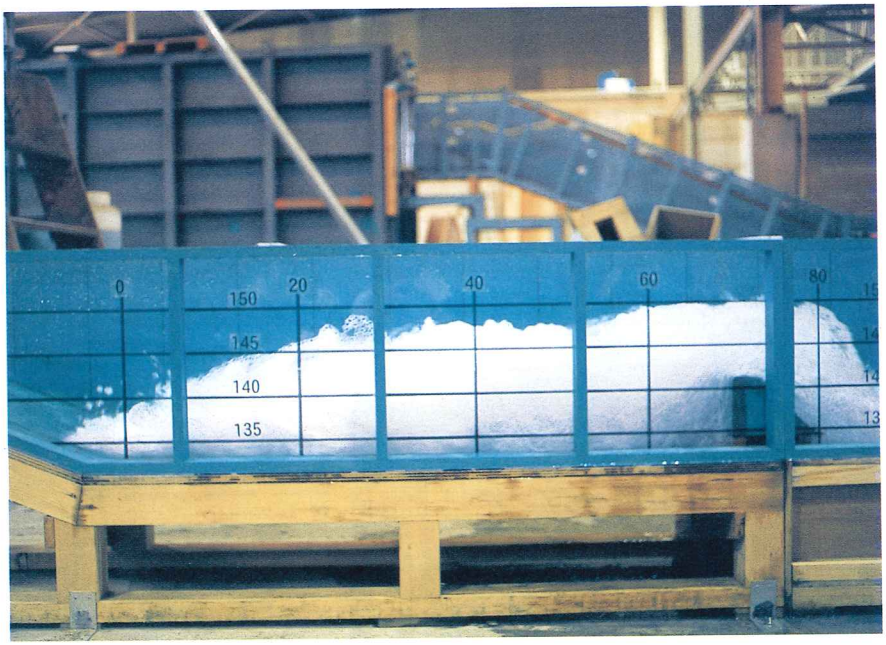
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－6.5

案 3 の流況

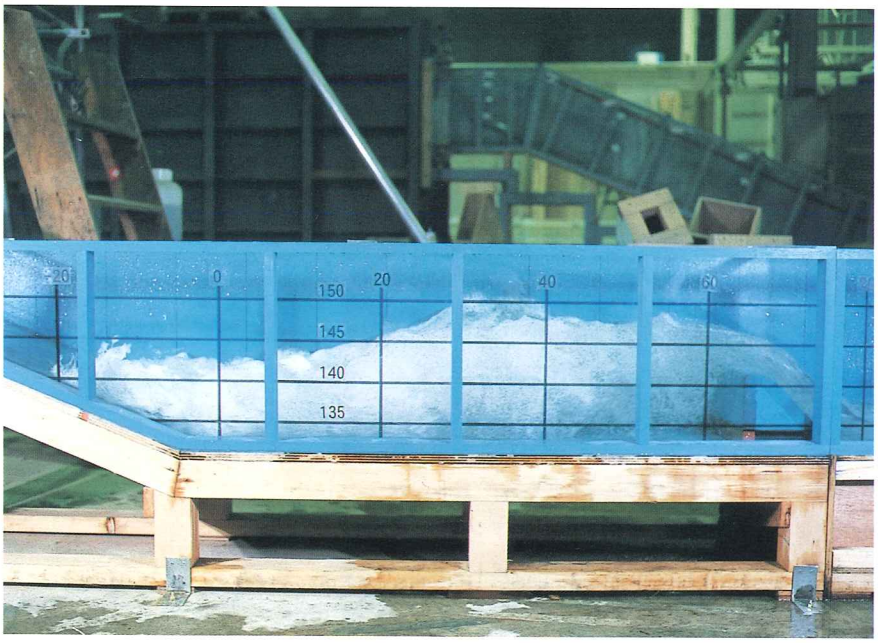
Q＝740m³/s



写真－6.6

案 3 の流況
ダム設計洪水流量

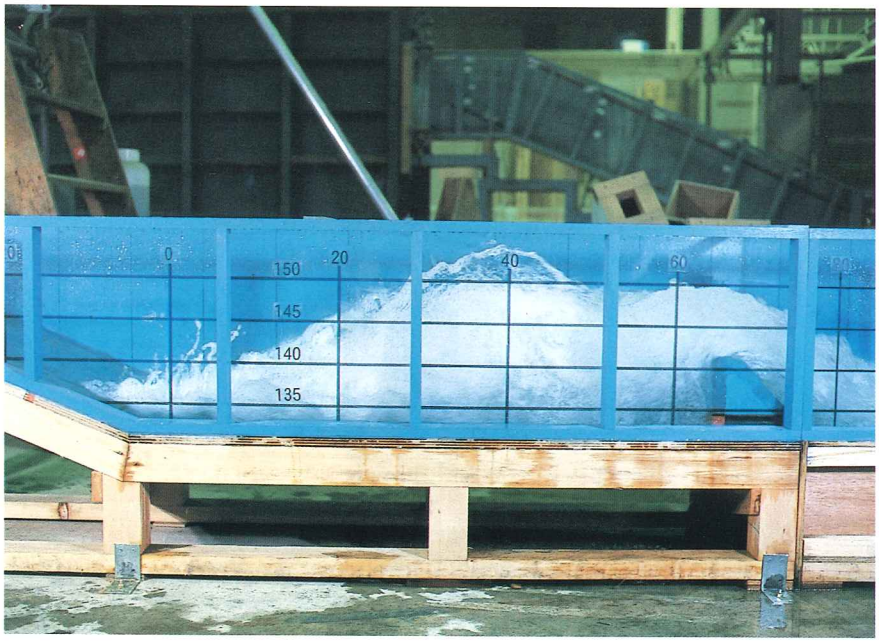
Q＝1,100m³/s



写真－6.7

案４の流況

Q＝740m³/s



写真－6.8

案４の流況

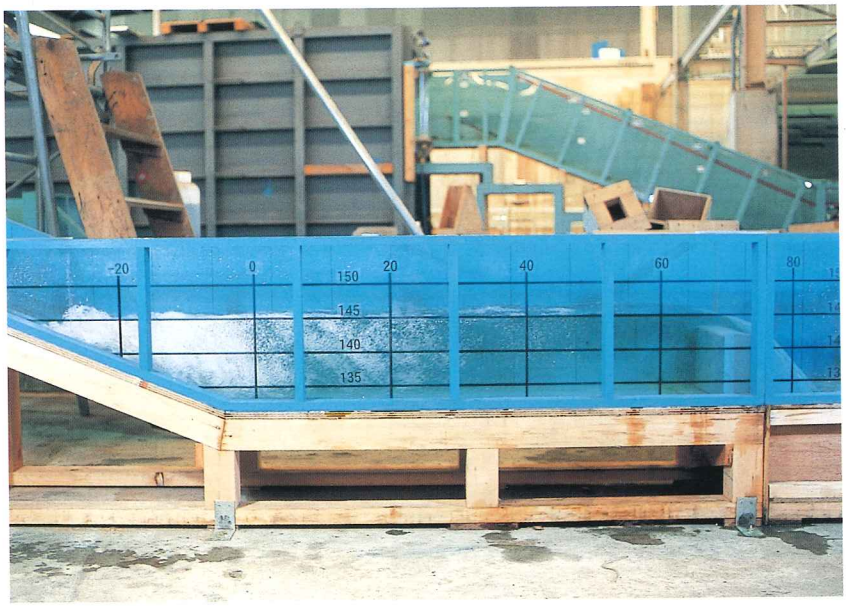
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－6.9

案５（最終案）の流況

計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－6.10

案５（最終案）の流況

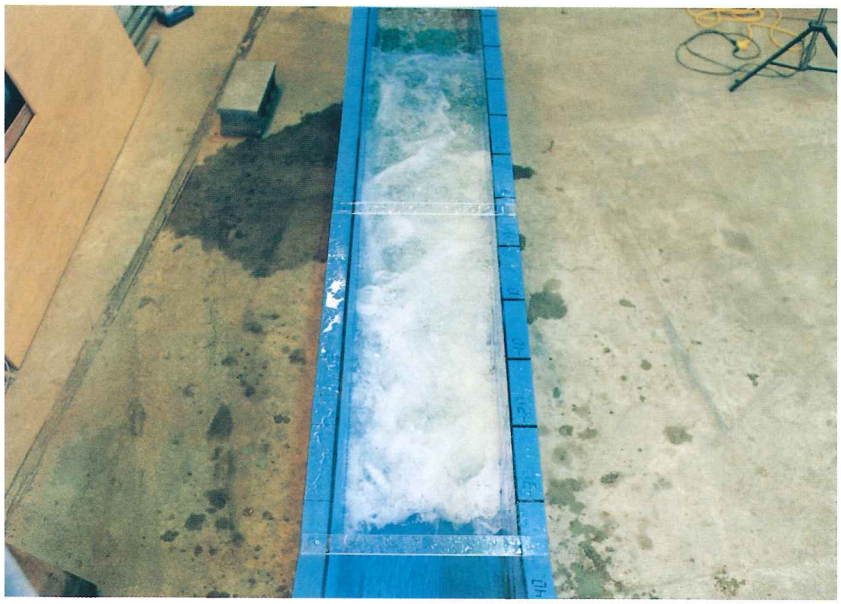
計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－6.11

案５（最終案）の流況

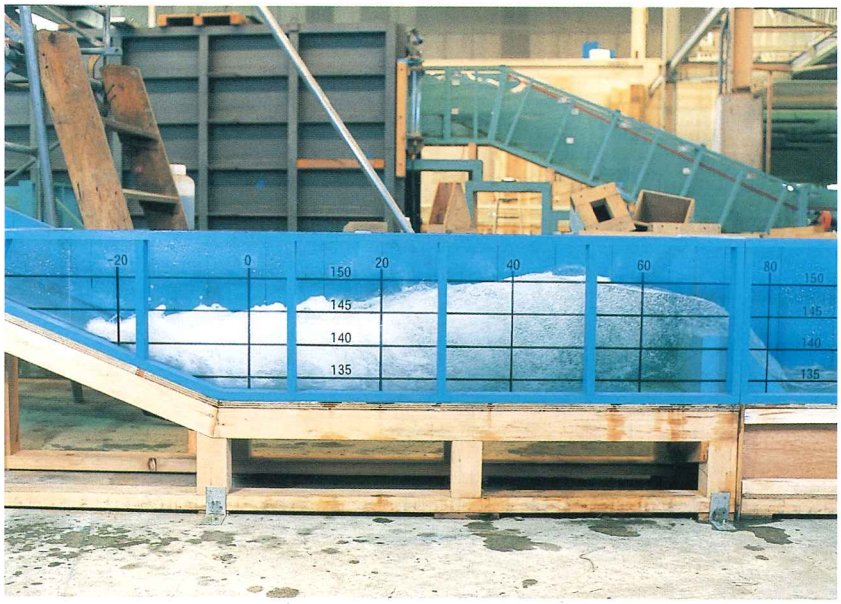
計画最大放流量
Q＝200m^3/s



写真－6.12

案５（最終案）の流況

Q＝740m^3/s



写真－6.13

案５（最終案）の流況

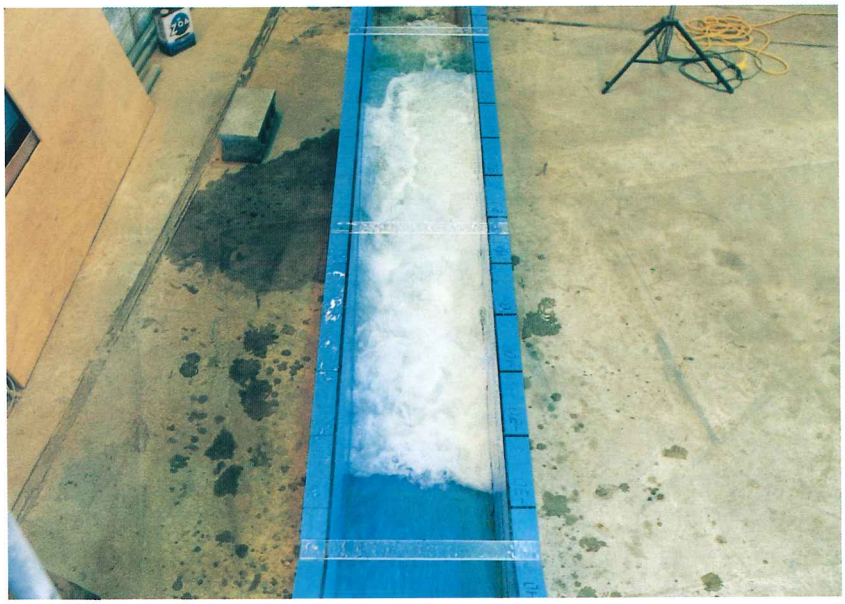
Q＝740m^3/s



写真－6.14

案５（最終案）の流況

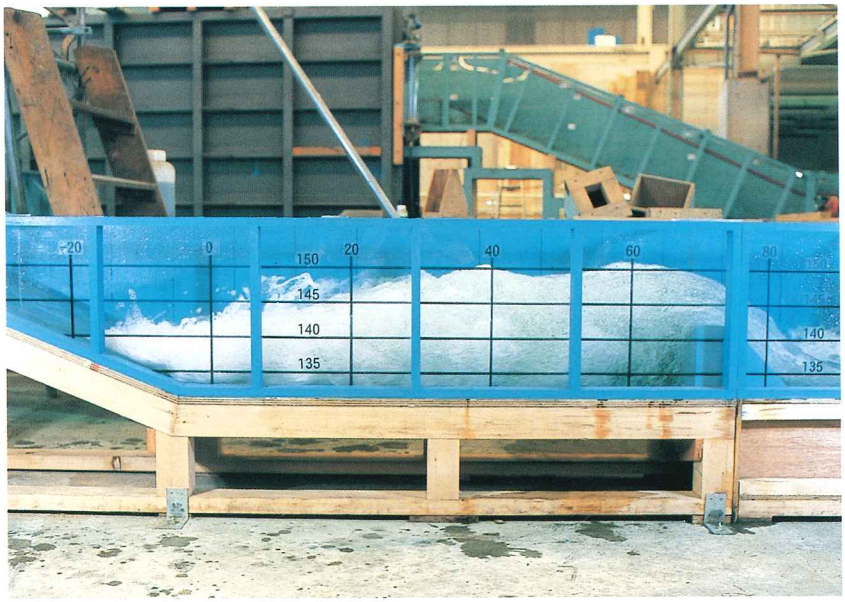
Q＝740m^3/s



写真－6.15

案５（最終案）の流況

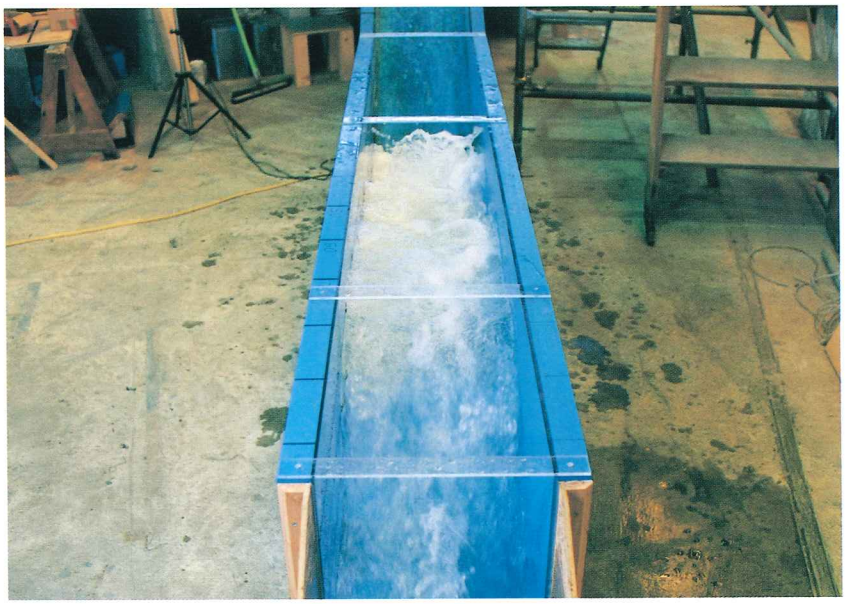
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－6.16

案５（最終案）の流況

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－6.17

案５（最終案）の流況

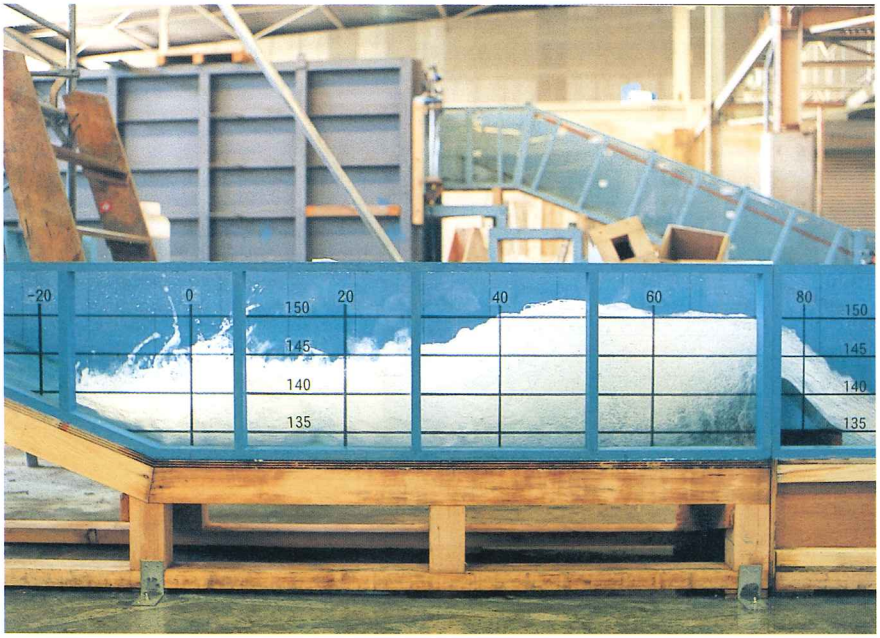
ダム設計洪水流量
Q＝1,100m^3/s



写真－6.18

案 6 の流況

Q＝740m³/s



写真－6.19

案 6 の流況

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s



写真－6.20

2 次減勢池内の流況

Q＝740m³/s



写真－6.21

2 次減勢池内の流況

ダム設計洪水流量
Q＝1,100m³/s

あとがき

平成 11 年度・12 年度にかけて旧国土交通省土木研究所ダム部水工水資源研究室において実施された殿ダム洪水吐きの水理設計、水理模型実験結果について報告し、最終形状を示した。

本水理模型実験の担当者は次の通りである。

柏井　条介（平成 11 年度～平成 12 年度，室長）

箱石　憲昭（平成 11 年度～平成 12 年度，主任研究員）

塚原　千明（平成 11 年度～平成 12 年度，研究員）

本水理模型実験を進めるにあたり、中国地方整備局殿ダム工事事務所をはじめ多くの方々の御協力、御助言を賜りましたことを、ここに記して感謝の意を表します。

平成 14 年 2 月

独立行政法人土木研究所

水工研究グループ・ダム水理

執筆担当　大黒　真希

参考文献

1)柏井条介・小島治久：一面ベルマウス式低圧放流設備の水理特性と設計,ダム水理関係発表論文集　資料Ⅴ,昭和 63 年 11 月

2)石井文雄・藤本　成：越流型余水吐の水理機能に関する研究(2),土木研究所報告,第 130 号,1967 年

3)土木学会編：平成 11 年版　水理公式集,pp.264,265,1999 年

4)WOOD,I.R.edt：Air Entrainment in Free-Surface Flows,IAHR Hydraulic Strucures Design Manual,pp62~84,1991 年

5)角　哲也：副ダムを有する跳水式減勢工の水理特性,土木技術資料,Vol.28,No.10,1986 年