ISSN 0386－5878
土研資料 第2171号
8

土木研究所資料

瑞慶山ダム水理模型実験報告書

昭和60年2月

建設省土木研究所
ダム水工研究室

Copyright © 1985 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 Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所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、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

土木研究所資料
第2171号 昭和60年2月

瑞慶山ダム水理模型実験報告書

ダム水工研究室　柏井条介
中西　徹

要　旨

本報告書は、比謝川水系与那原川に再開発ダムとして建設される瑞慶山ダムの洪水吐きおよび貯水位低下用放流設備に関して昭和58年度から59年度にわたって実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

洪水吐きは、流入部、越流部、側水路部、導流部、減勢工および下流河道に区分して取りあつかう。全体の配置、形状および規模の検討は縮尺1/60の木材を主体とする模型を使用し、越流部は縮尺1/10の木製模型を使用して検討を行っている。ただし、下流河道は表面モルタル仕上げとした。貯水位低下用放流設備については縮尺1/56とし検討を行っている。

以上の水理実験を中心とする検討の結果、瑞慶山ダムに適切な洪水吐きの実施設計案を提示した。

キーワード：ダム水理模型実験、洪水吐き、貯水位低下用放流設備

まえがき

本報告書は，沖縄開発庁沖縄総合事務局の依頼により昭和58年度および昭和59年度に建設省土木研究所ダム部ダム水工研究室の担当で実施した，瑞慶山ダム洪水吐きおよび貯水位低下用放流設備について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。

瑞慶山ダムは沖縄本島河川総合開発の一環をなす，再開発ダムである。本ダム洪水吐きはゾーン型フィルダム堤体の右岸側隣接位置に配置され，流入部は横越流型の自由越流頂形式で側水路，導流部は平面湾曲形状導水路ならびにシュート式水路，減勢工は副ダム跳水式水平水叩き型によって構成される形状を有している。また，貯水位低下用放流設備は，全管路型放流管で出口に取り付けたジェットフローゲートにより流量制御を行い，その放流水を水中減勢工で減勢させたのち導流水路を経て洪水吐き減勢池へ放流される。

以上の各部の検討は，洪水吐きについてはダム水理実験施設内，貯水位低下用放流設備についてはダム水理実験施設別棟で実施された。

なお，これら水理設計に基づく模型製作，実験計測，資料解析の主たるものは土木研究所の実施計画により，株式会社アイ・エヌ・エー新土木研究所が行ったものである。

昭和６０年２月

建設省土木研究所　ダム水工研究室

柏　井　条　介

中　西　　徹

目　　次

まえがき

第1章　ダム計画の概要 …… 1

1.1　計画の大要 …… 1

1.2　流域の概要 …… 2

1.3　ダムサイトの地質 …… 2

1.4　洪水調節計画 …… 2

第2章　検討結果 …… 6

2.1　洪水吐きの実施設計形状 …… 6

2.2　洪水吐きの放流能力 …… 9

2.3　貯水位低下用放流設備 …… 10

第3章　洪水吐きの水理設計条件 …… 11

第4章　洪水吐き原案形状 …… 12

4.1　常用洪水吐き形状 …… 12

4.2　非常用洪水吐き形状 …… 12

4.3　側水路およびシュート部形状 …… 12

4.4　減勢工 …… 12

第5章　洪水吐きの検討経緯 …… 16

第6章　水理模型実験 …… 17

6.1　実験目的 …… 17

6.2　実験内容 …… 17

6.3　模型 …… 18

6.4　相似則 …… 25

6.5　計測方法 …… 25

6.6　越流部抽出実験 …… 25

6.6.1　非常用洪水吐き …… 25

6.6.2　常用洪水吐き …… 31

6.6.3　越流幅の検討 …… 38
6.7　全体模型実験 …… 39
6.7.1　変更案－1の放流能力 …… 39
6.7.2　対応策の検討 …… 39
6.7.3　変更案－2 …… 55
6.7.4　接近水路の流況と流速 …… 59
6.7.5　側水路部の流況 …… 65
6.7.6　導流部の流況 …… 91
6.7.7　減勢池 …… 93
6.7.8　下流河道流況 …… 115

第7章　貯水位低下用放流設備水理模型実験 …… 119
7.1　貯水位低下用放流設備の概要 …… 119
7.2　貯水位低下用放流設備の放流量 …… 119
7.3　実験目的 …… 119
7.4　実験内容 …… 119
7.5　下流境界条件 …… 120
7.6　模型および相似則 …… 124
7.7　計測方法 …… 126
7.8　実験結果 …… 126
7.8.1　補助構造物のない場合 …… 126
7.8.2　バッフルピアを設置した場合 …… 126
7.8.3　デフレクターを設置した場合 …… 126
7.8.4　バッフルピアとデフレクターを設置した場合 …… 136
7.8.5　減勢池長の検討 …… 145
7.8.6　最適形状の選定 …… 153
7.8.7　減勢池壁高 …… 153
7.9　最適減勢工規模 …… 158

参考資料 …… 159

第１章　ダム計画の概要

1.1　計画の大要

瑞慶山ダムは，比謝川水系与那原川の左岸沖縄県石川市字楚南及び右岸沖縄県沖縄市字倉敷原地先に位置し，再開発ダムとして建設されるものである。（図1.1）

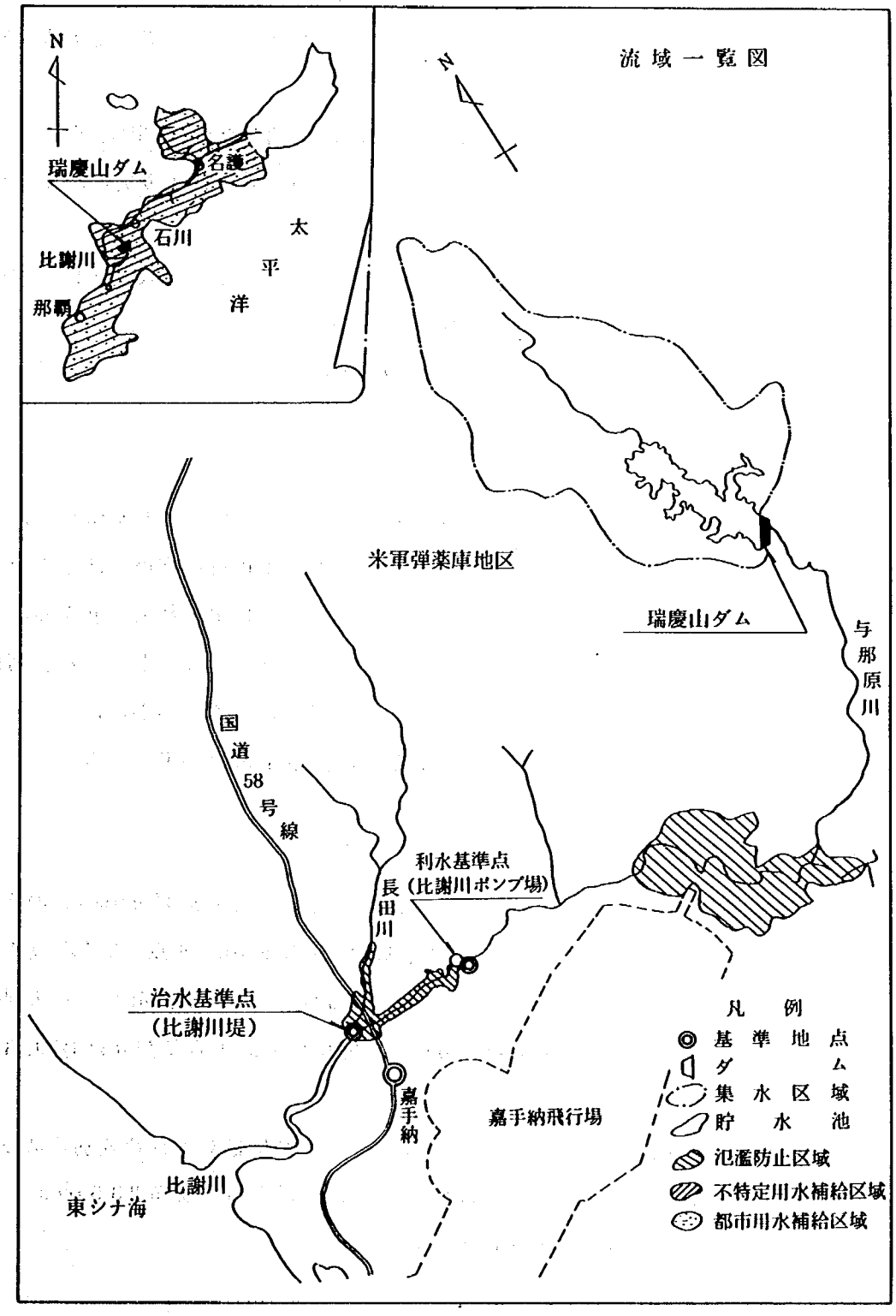


図 1.1　ダムの位置と流域図

再開発後の瑞慶山ダムは，ゾーン型フィルダムとして高さ35.0ｍ，総貯水容量7,100,000㎥，有効貯水容量6,900,000㎥で，洪水調節，流水の正常な機能の維持及び水道用水の供給を目的とするものである。

1.2 流域の概要

比謝川は沖縄本島の中部に位置し，その源を沖縄市の緩やかな丘陵地帯に発し，途中国道58号線付近で長田川を合流して，読谷村と嘉手納町の境界で東シナ海に注ぐ流域面積53.4 Km²，幹線流路延長16.6 Kmの沖縄県最大の2級河川である。

比謝川流域は，亜熱帯海洋性気候帯に属し，降雨量は梅雨期及び台風期に多く，豊水と渇水の差が著しく，その流況は非常に不安定である。特に台風期の豪雨により災害が多く発生している。

比謝川の水利用は古くから行われ，沖縄本島地域の水道用水の重要な水源として利用されている。また，比謝川下流部には嘉手納町の市街地が形成されている。

流域の年平均降水量は2,300mm，年平均気温は22.3℃である。

1.3 ダムサイトの地質

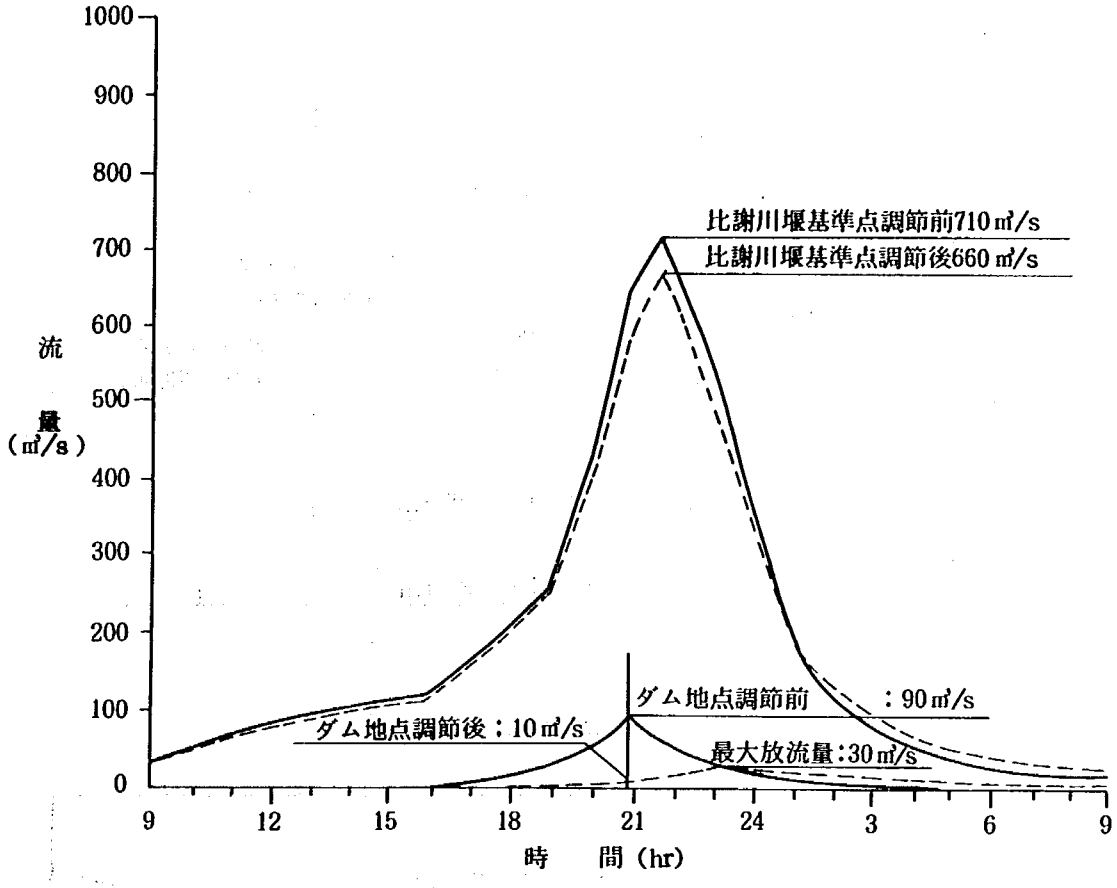
ダムサイト付近の地質は，基盤岩である時代未詳名護累層の千枚岩とこれを覆う第四紀琉球層群，国頭礫層から構成されている。ダムサイト付近一帯は，30ｍ程度の高低差を有する起伏の乏しい緩やかな地形を呈しており，既設ダムの基盤は，主として千枚岩よりなる。断層は確認されておらず，崖錐が左岸において，部分的に2ｍ程度の厚さで分布している。河床には，泥質～砂質堆積物が3～4ｍ程度堆積しているものと推定され，また岩盤は，千枚岩，国頭礫層とも表面下5～6ｍは風化が進んでいると推定され，赤色土に漸移している。

1.4 洪水調節計画

洪水調節は，自然調節方式により行いダム地点における計画高水流量90㎥/sのうち80㎥/sを調節し，放流量を10㎥/s(最大30㎥/s)とし，基準点の比謝川堰地点での基本高水流量710㎥/sを660㎥/sに調節する計画である。その洪水調節計画を図1.2に示す。この洪水調節に要する容量は2割の余裕を見込むと1,000,000㎥となり貯水池の容量配分は図1.3に示すとおりである。

また，ダム設計洪水流量は，200年確率流量，既往最大流量および地域別比流量図から求まる流量のうち，最大となる流量はここでは地域別比流量図から求まる235㎥/sにフィルダムとしての2割増流量の290㎥/sとされている。

洪水調節図



計画高水流量配分図（単位：㎥/s）

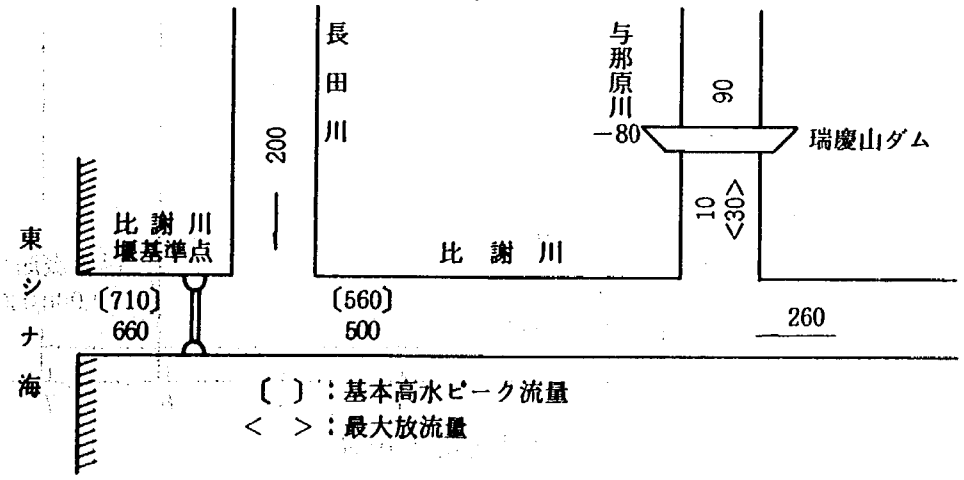
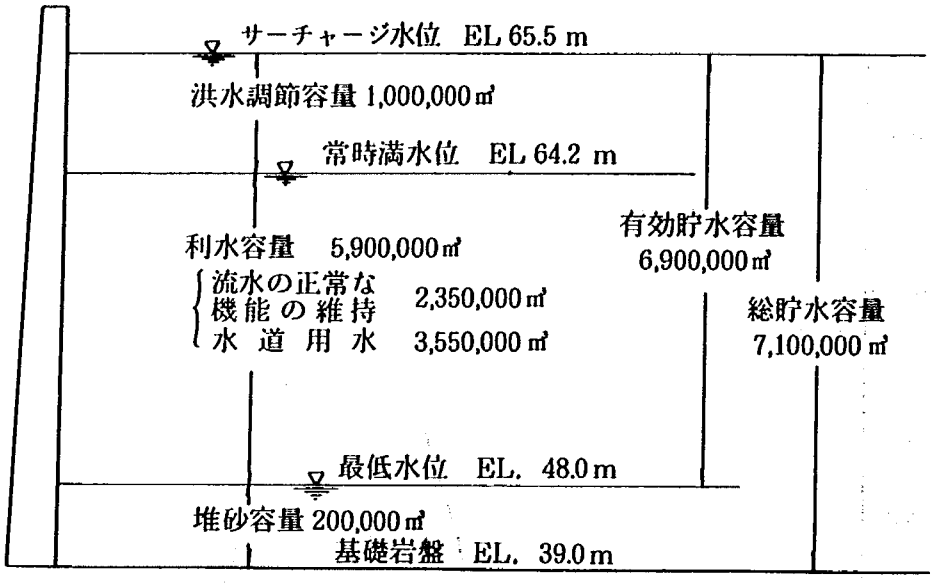


図 1.2　洪水調節計画図

貯 水 容 量 配 分 図



貯 水 位 ― 容 量 曲 線

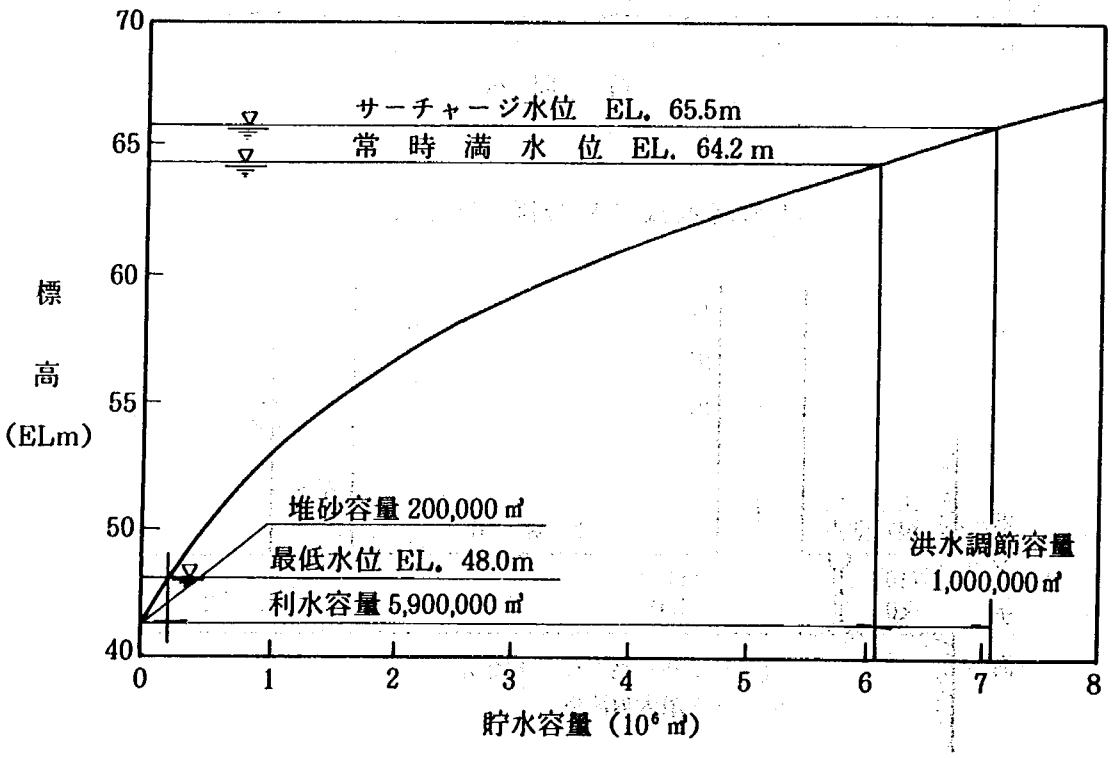


図 1.3 貯水容量計画図

表1.1にダムおよび貯水池の諸元を示す。

表1.1　ダムおよび貯水池の計画諸元

ダム	河川名	比謝川水系与那原川
	位置	左岸・沖縄県石川市字楚南 右岸・沖縄県沖縄市字倉敷原
	型式	ゾーン型フィルダム
	ダム頂標高	EL．69,00m
	ダム高	本ダム35.0m，脇ダム16.5m
	堤頂長	本ダム434.0m，脇ダム172.0m
貯水池	流域面積	4.7 Km^2
	湛水面積	0.77 Km^2
	総貯水容量	7,100,000 m^3
	有効貯水容量	6,900,000 m^3
	洪水調節容量	1,000,000 m^3
	洪水調節方式	自然調節方式
	常時満水位	EL. 64.20m
	サーチャージ水位	EL. 65.50m
	設計洪水位	EL. 66.50m
放流設備	計画高水流量	90 m^3/s
	ダム設計洪水流量	290 m^3/s
	計画最大放流量	30 m^3/s
	非常用洪水吐き	自由越流型：越流頂標高EL. 65.50m 越流幅　109.50m
	常用洪水吐き	自由越流型：越流頂標高EL. 64.20m 越流幅　10.50m

第２章　検討結果

本水理模型実験の検討結果を要約すると下記のとおりである。

2.1　洪水吐きの実施設計形状（図2.1～2.4）

1）洪水吐き前庭部の地形掘削敷高

常用および非常用洪水吐きに対して，EL．６0.0０m

2）常用洪水吐き形状

型式＝横流入自由越流型

越流頂敷高＝EL．６4.2０m，　　越流幅B＝１0.5０m

越流頂上流面形状　　R＝0.5０mの単一円弧

越流頂下流面形状　　R＝1.5０mの単一円弧

3）非常用洪水吐き形状

型式＝横流入自由越流型

越流頂敷高＝EL．６5.5０m，　　越流幅B＝１0２.0０m

越流頂上流面形状　　R＝0.3０mの単一円弧

越流頂下流面形状　　R＝0.5０mの単一円弧

4）側水路部

水路始端形状＝常用洪水吐き区間は階段状

長さ（流下方向）は各々5.2５m，敷高EL．６2.0０m，EL．６0.0０m

水路勾配＝非常用洪水吐き区間始端より1：200

水路平面形状＝底面始端幅7.8０m，非常用洪水吐き始端幅6.5５mで，これより下流１０4.3９mの地点での幅１2.0０m。この区間漸拡形状。非常用洪水吐き末端と導流水路との接点形状はR＝2.0０mの円弧ですり付け。

5）導流水路部

水路形状＝長方形平面湾曲開水路（一部直線部）

水路幅＝１2.0０m，水路勾配＝水平，底面標高＝５8.4３m

湾曲半径　R＝５0.0０m，中心角θ＝２4°　　湾曲部中心長＝２0.9４m

6）シュート部

水路形状＝長方形平面直線開水路

水路勾配＝1：2.7６　；始端標高EL.５8.4３m　　終端標高EL.５4.8０m

1：20　；始端標高EL.５4.8０m　　終端標高EL.５2.7７m

1：2.0　；始端標高EL.５2.7７m　　終端標高EL.４0.0０m

導流壁高＝鉛直で4.0m

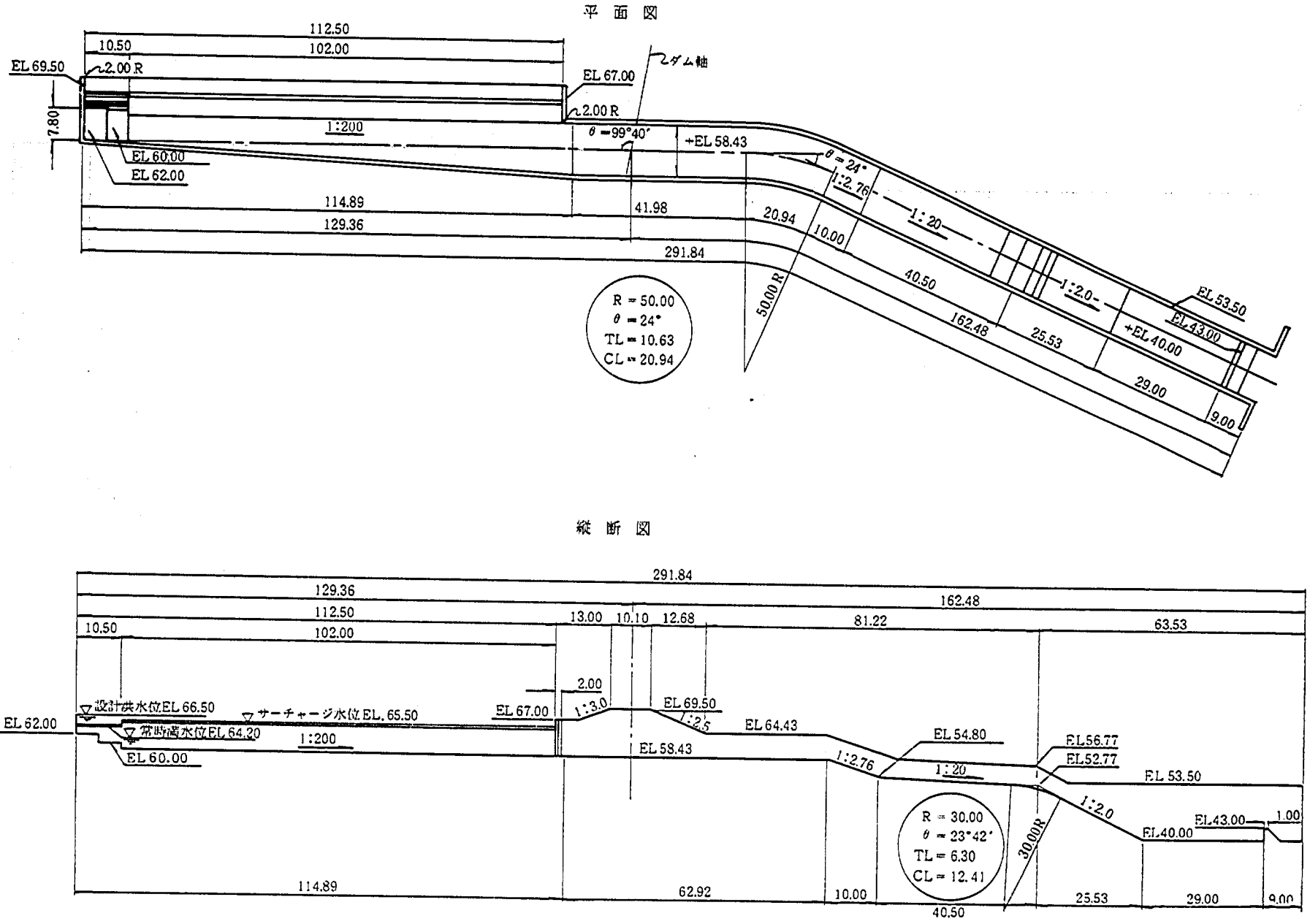


図 2.1　実施設計図　洪水吐き全体図

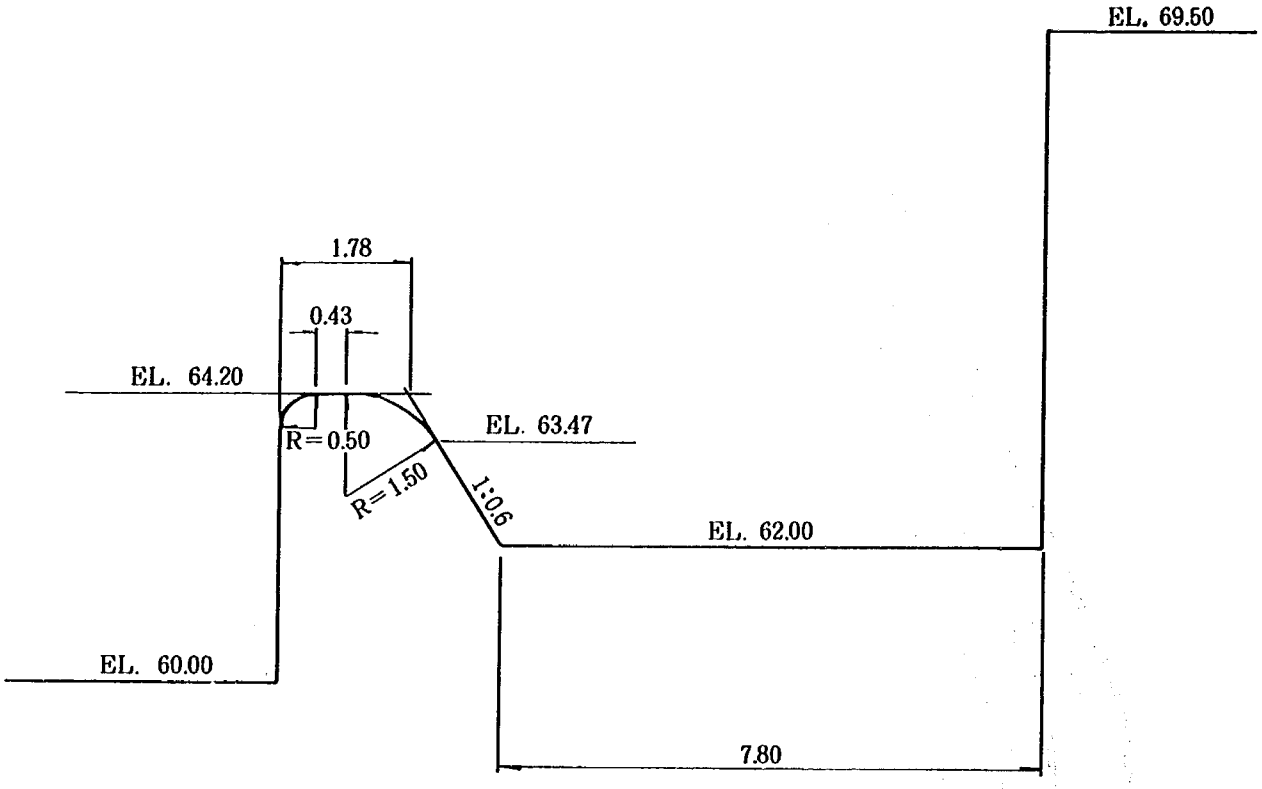


図 2.2　常用洪水吐き最上流端横断図

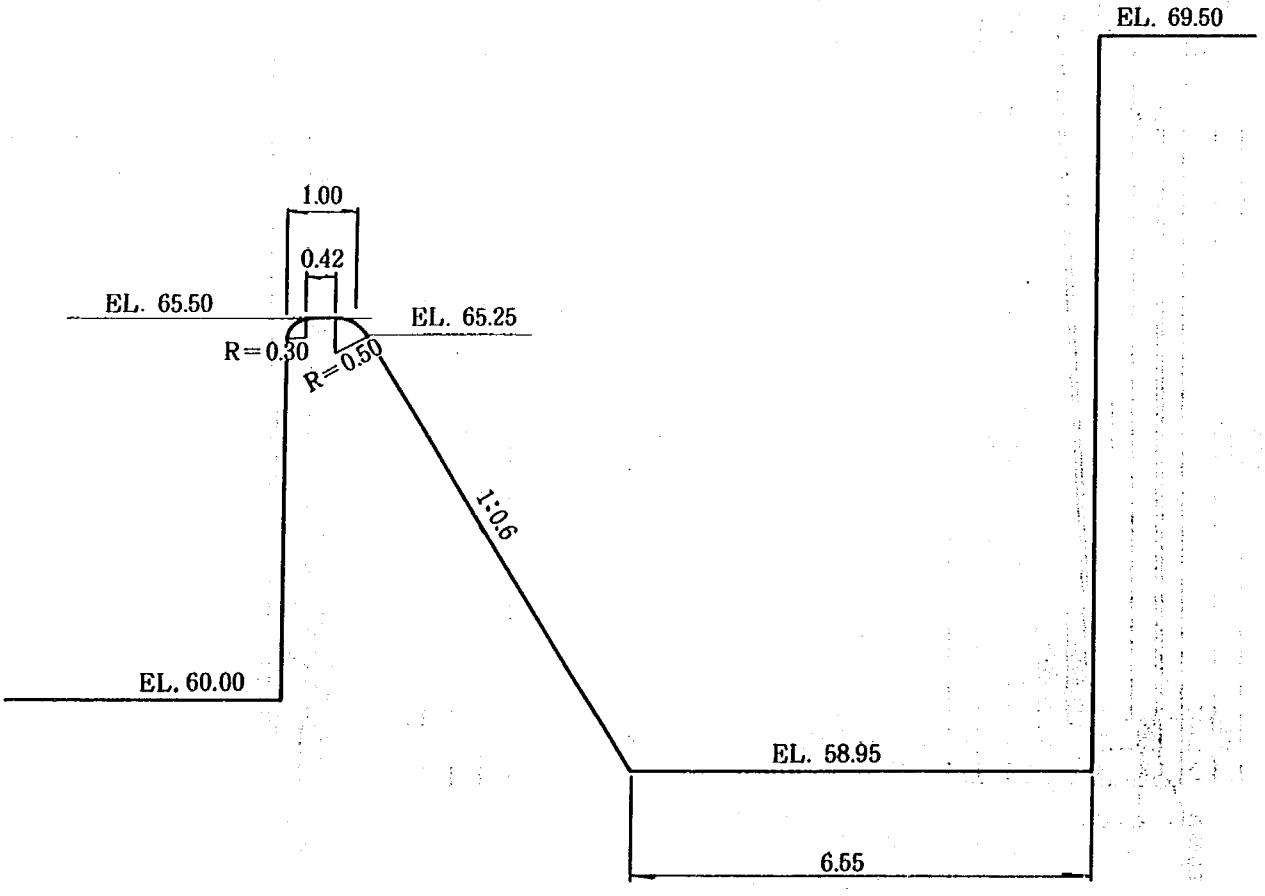


図 2.3　非常用洪水吐き最上流端横断図

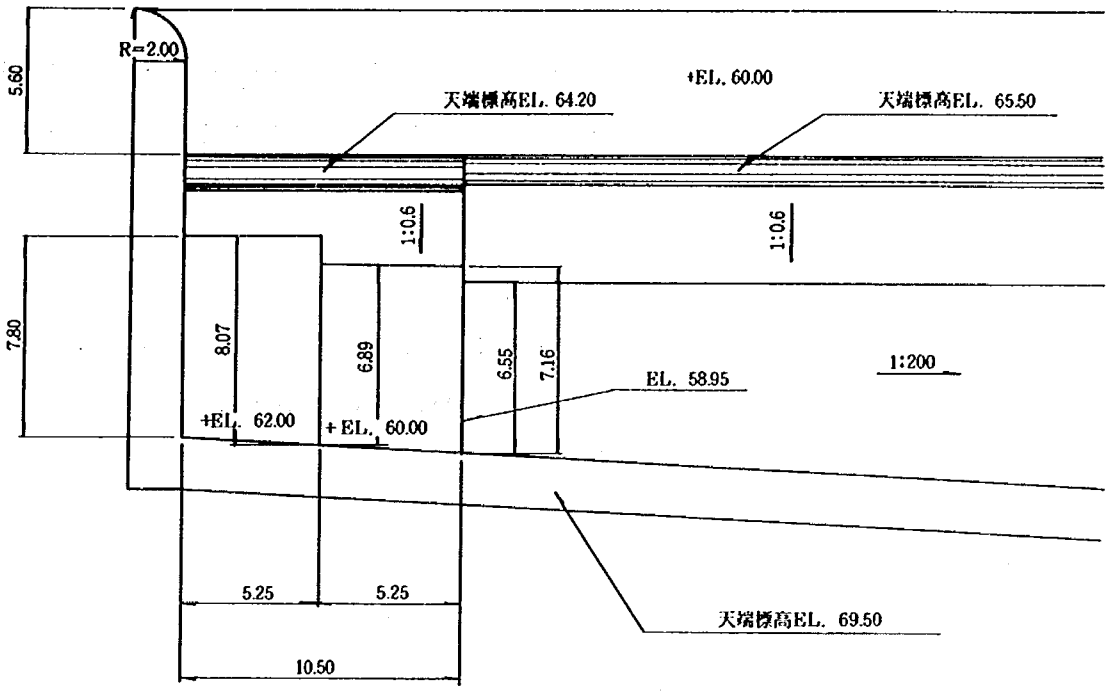


図 2.4　実施設計図　常用洪水吐き部平面詳細図

7）減　勢　工

底面敷高＝ＥＬ．４０.００ｍ，幅１２.００ｍ，水平水叩き長Ｌ＝２９.００ｍ

副ダム高＝ 3.００ｍ（天端標高ＥＬ．４３.００ｍ）

導流壁高＝１３.５０ｍ（天端標高ＥＬ．５３.５０ｍ）

2.2　洪水吐きの放流能力

洪水吐きの放流量は次に示す実験式によって求まる貯水位～放流量の関係を使用できる。

1）常用洪水吐きの放流能力

$$Q_1 = k C_1 B_1 H_1^{3/2} \quad \cdots\cdots (1K)$$

$$C_1 = -0.0384 H_1^2 + 0.393 H_1 + 1.51 \quad \cdots\cdots (2K)$$

ここに，Q_1 は常用洪水吐きの放流量（m^3/s）

C_1 は常用洪水吐きの流量係数

B_1 は常用洪水吐きの越流幅（＝１０.５ｍ）

H_1 は常用洪水吐きの越流頂標高（ＥＬ．６４.２０ｍ）を基準とする越流水深（ｍ）

k　は流量係数の補正係数で次式で示される。

$H_1 \leq 2.15$ｍ ： $k = 1$

$$H_1 > 2.15\text{m} : k = 1 - \frac{(9.064h + 0.047)^2}{100}$$

ここに，ｈはＥＬ．６６.３５ｍを基準とする水深(ｍ)である。

2) 非常用洪水吐きの放流能力

$$Q_2 = C_2 B_2 H_2^{3/2} \quad \cdots\cdots (3K)$$

$$C_2 = -0.108 H_2^2 + 0.665 H_2 + 1.52 \quad \cdots\cdots (4K)$$

ここに，Q_2 は非常用洪水吐きの放流量（m^3/s）

C_2 は非常用洪水吐きの流量係数

B_2 は非常用洪水吐きの越流幅（＝102.0m）

H_2 は非常用洪水吐きの越流頂標高（EL．65.50m)を基準とする越流水深（m）

従って，貯水位がサーチャージ水位EL．65.50mを越えた場合は（1K)式と（3K）式により求まるそれぞれの放流量の合流量（$Q_1 + Q_2$）となる。

2.3 貯水位低下用放流設備

検討の結果，得られた形状は以下の通りである。（図2.5参照）

減　勢　池：幅　4.20m

：長さ11.20m

壁　　高：EL．50.50m以上

バッフルピア：高さ1.40m×幅2.10m×長さ1.40m

デフレクター：高さ1.40m×長さ1.40m

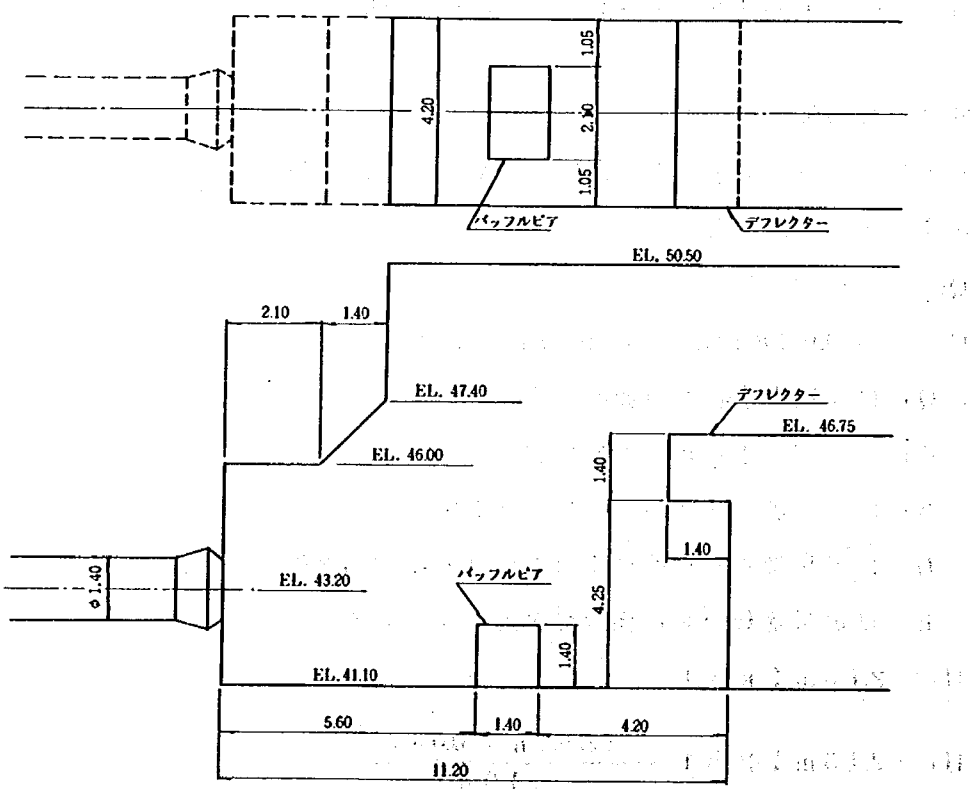


図2.5　実施設計図　貯水位低下用放流設備

第３章　洪水吐きの水理設計条件

(1)　洪水吐きはダム流域面積が 4.7Km² と小さいことから常用ならびに非常用洪水吐きとも自由越流形式を採用する。

(2)　常用洪水吐きはクレスト敷高を常時満水位のＥＬ．６４.２０ｍに一致させ，サーチャージ水位ＥＬ．６５.５０ｍにおいて計画最大放流量３０㎥/ｓが放流可能とする。

(3)　非常用洪水吐きはクレスト敷高をサーチャージ水位と一致させたＥＬ．６５.５０ｍとし，設計洪水位で常用洪水吐きの放流量と合わせてダム設計洪水流量の２９０㎥/ｓの放流能力を有していること。

第４章　洪水吐き原案形状

第３章の設計条件により，事務所で設計された洪水吐きの原案形状（以下，単に原案形状とする）は，図4.1～4.3に示すとおりである。常用，非常用洪水吐きとも横越流型で側水路，湾曲導水路，シュート式水路を経て減勢工に導流する形式の洪水吐きである。

4.1　常用洪水吐き形状

設計条件より常用洪水吐きの越流頂標高をＥＬ．６４.２０ｍとし，越流頂形状は，施工精度の観点から高い精度が必要となる標準越流頂形状とすることは難しいので前面が鉛直な台形で円弧を有するものが採用された。その必要越流幅は放流量条件から次式によって決定されている。

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \qquad \cdots\cdots (4.1)$$

ここに，Q：洪水吐きの放流量（m^3/s），C：流量係数，B：越流幅（m），H：対象越流水深（ＥＬ．６５.５０－６４.２０＝1.30ｍ）

(1)式において，C＝2.0と仮定し，Q＝３０m^3/s，H＝1.3ｍを代入し，Bを求めると約１０.５ｍの越流幅が必要である。なお，常用洪水吐きの位置は，ダム堤体に影響のないように，また，越流部最上流端以外に設置した場合３０m^3/s以下の流量で，常用洪水吐き部直上流の側水路で平面渦の発生が懸念されることなどの理由により越流部の最上流端とされた。

4.2　非常用洪水吐き形状

非常用洪水吐きは越流頂標高をＥＬ．６５.５０ｍとし，その形状は常用洪水吐きと同様に前面が鉛直な台形で円弧を有するものが採用された。その必要幅は設計条件より，常用洪水吐きと合わせて２９０m^3/sの放流能力が必要であり，Ｂ＝１０９.５ｍとされた。

4.3　側水路およびシュート部形状

側水路，およびシュート部形状は，地形を考慮して図4.1，4.2に示す形状とされた。

4.4　減　勢　工

減勢工は跳水式水平水叩き型とし，原案形状は図4.1，4.2に示すものである。

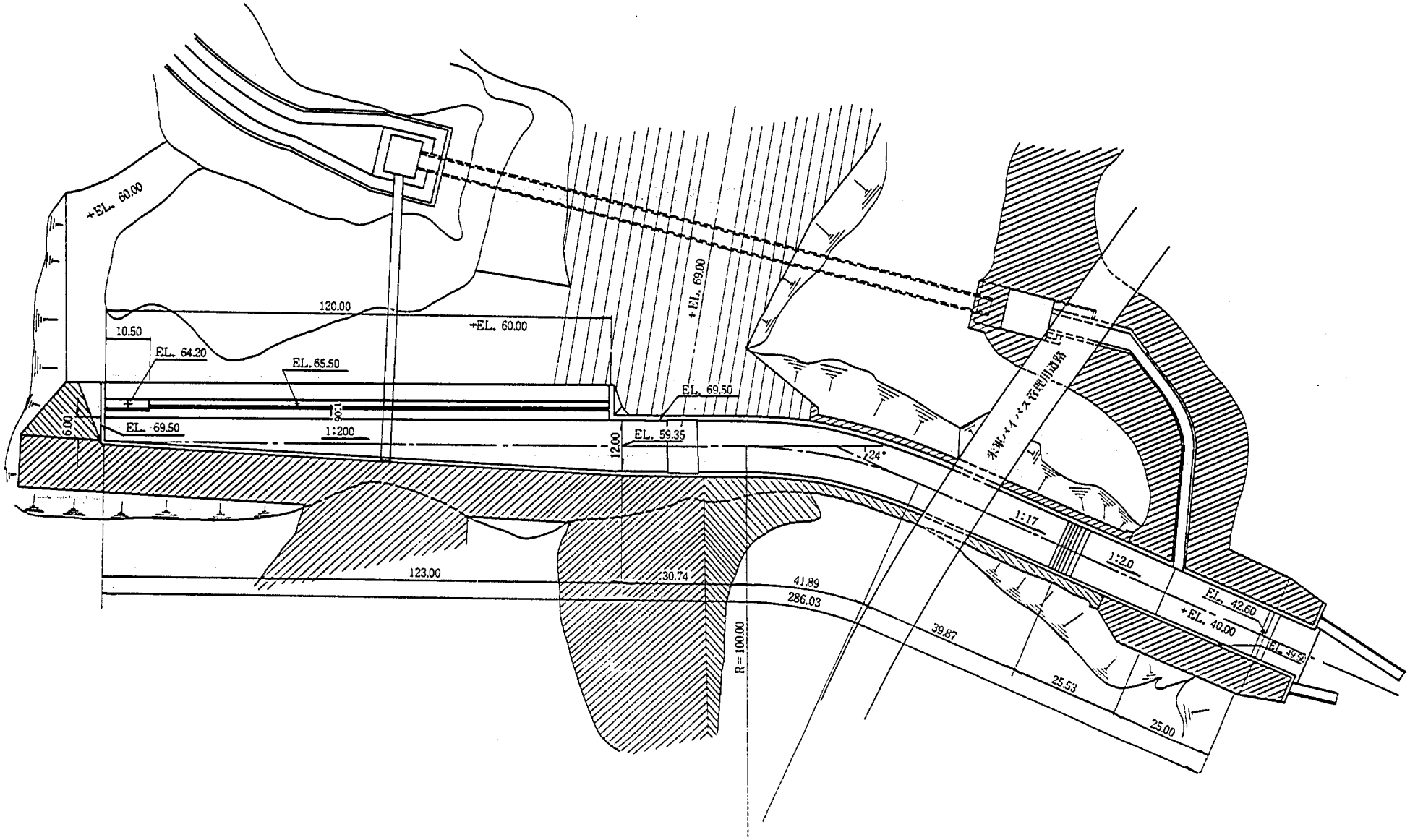


図 4.1　洪水吐き平面図（原案）（m）

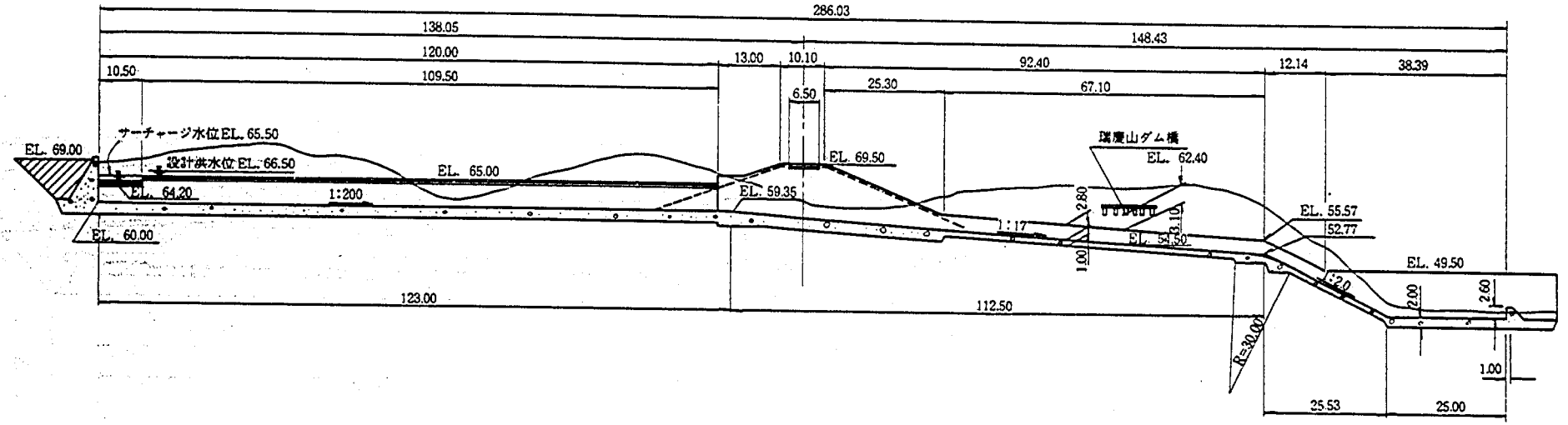


図 4.2　洪水吐き縦断図（原案）（m）

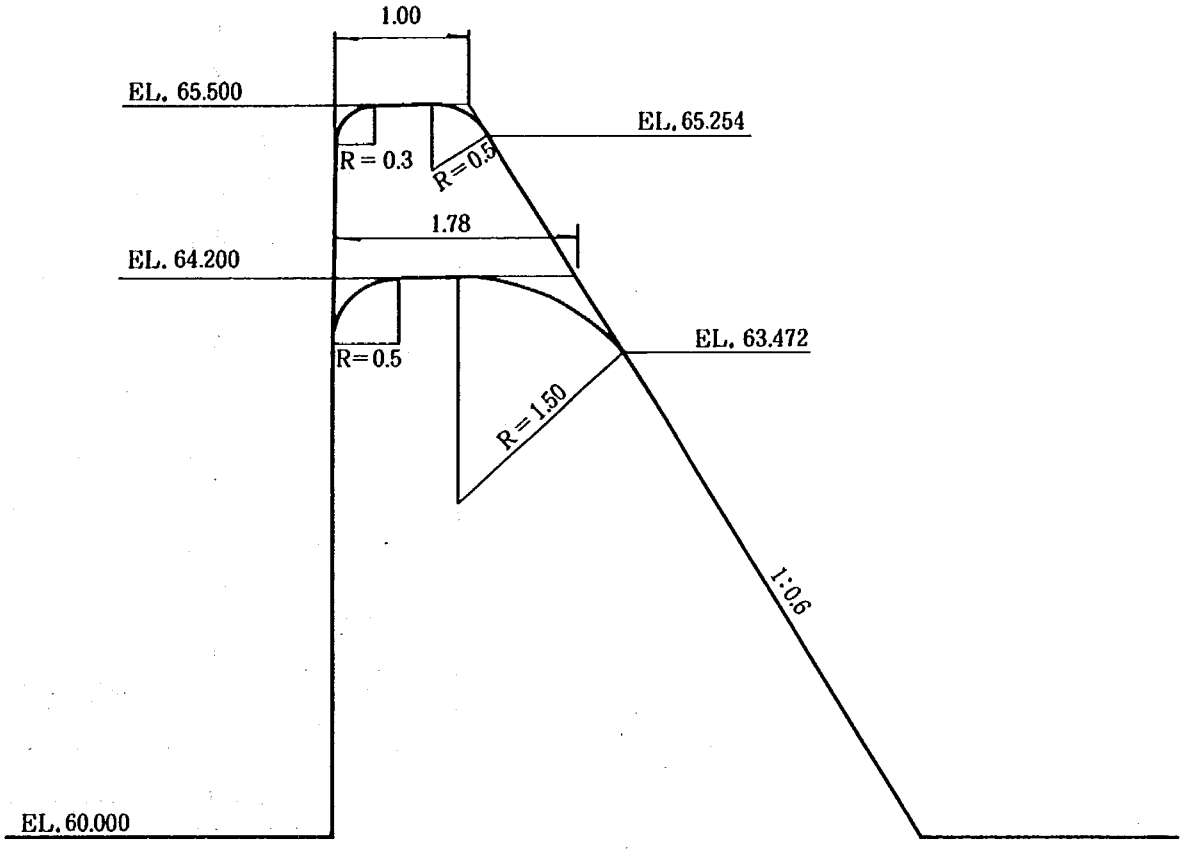

1.00
EL. 65.500
EL. 65.254
R = 0.3
R=0.5
1.78
EL. 64.200
EL. 63.472
R=0.5
R=1.50
1:0.6
EL. 60.000

図 4.3　越 流 部 横 断 図

第５章　洪水吐き検討経緯

本ダム洪水吐きの検討経緯を図 5.1 に示す流れ図に示す。

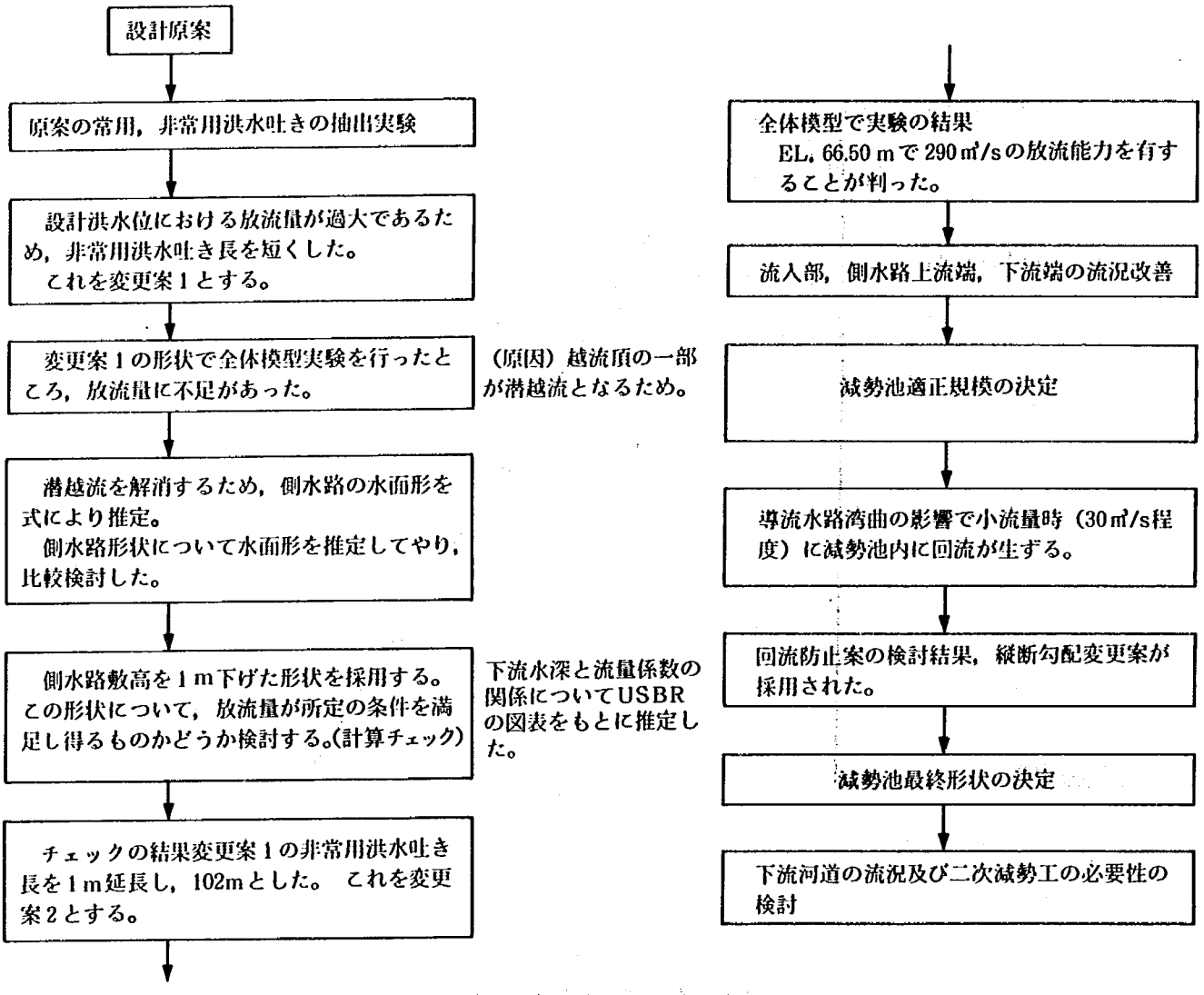


図 5.1　洪水吐き水理模型実験流れ図

第６章　水理模型実験

6.1　実験目的

本水理模型実験は，洪水吐き原案形状について模型実験によりその水理特性を明らかにし，所定の機能を満足しているかチェックするとともに，必要に応じて形状の変更を行い最終的に適切と考えられる洪水吐き形状を求めることを目的として行ったものである。

6.2　実験内容

まず，越流部抽出実験により越流頂の放流能力調査を行い，その結果をもとに原案形状の越流頂幅を変更した。その後，洪水吐き全体実験により細部形状を検討した。

各々についての実験内容は次のとおりである。

1）越流部抽出実験（模型縮尺 1/10）

越流部の詳細な水理特性を明らかにするために，常用洪水吐き，非常用洪水吐きについて，大縮尺模型を用いて実験を行った。計測内容は貯水位～放流量計測，圧力計測，水面形計測である。

2）全体実験（模型縮尺 1/20）

流入部から減勢池，下流河道に至る洪水吐き全体の模型を用いて実験を行った。検討内容は次の通りである。

①　接近水路部

洪水吐き前庭部の流況観察および流入流速を計測し，水路敷高の検討を行うとともにダム堤体および地山との接合部付近では堤体に影響がないかどうか検討する。

②　越流部

側水路内の水位の変化による，常用洪水吐き区間での完全越流およびもぐり越流などの越流状態の変化に着目し，抽出実験結果と照合しながら，所定の放流能力を確保しているかチェックする。

③　導流部

水路の湾曲に伴う衝撃波の発生に着目し，局所的な水位の上昇や，減勢状態の悪化を招かないように検討する。

④　減勢池

確率 1/100 年流量である 110 ㎥/s を設計対象流量とし，ダム設計洪水流量 290 ㎥/s に対し減勢池側壁を越水しないことを目安として適切な減勢池規模を求める。

⑤　下流河道

ダム下流河道の流況を調査し，護岸，護床の必要性について検討を行う。

6.3 模　　型

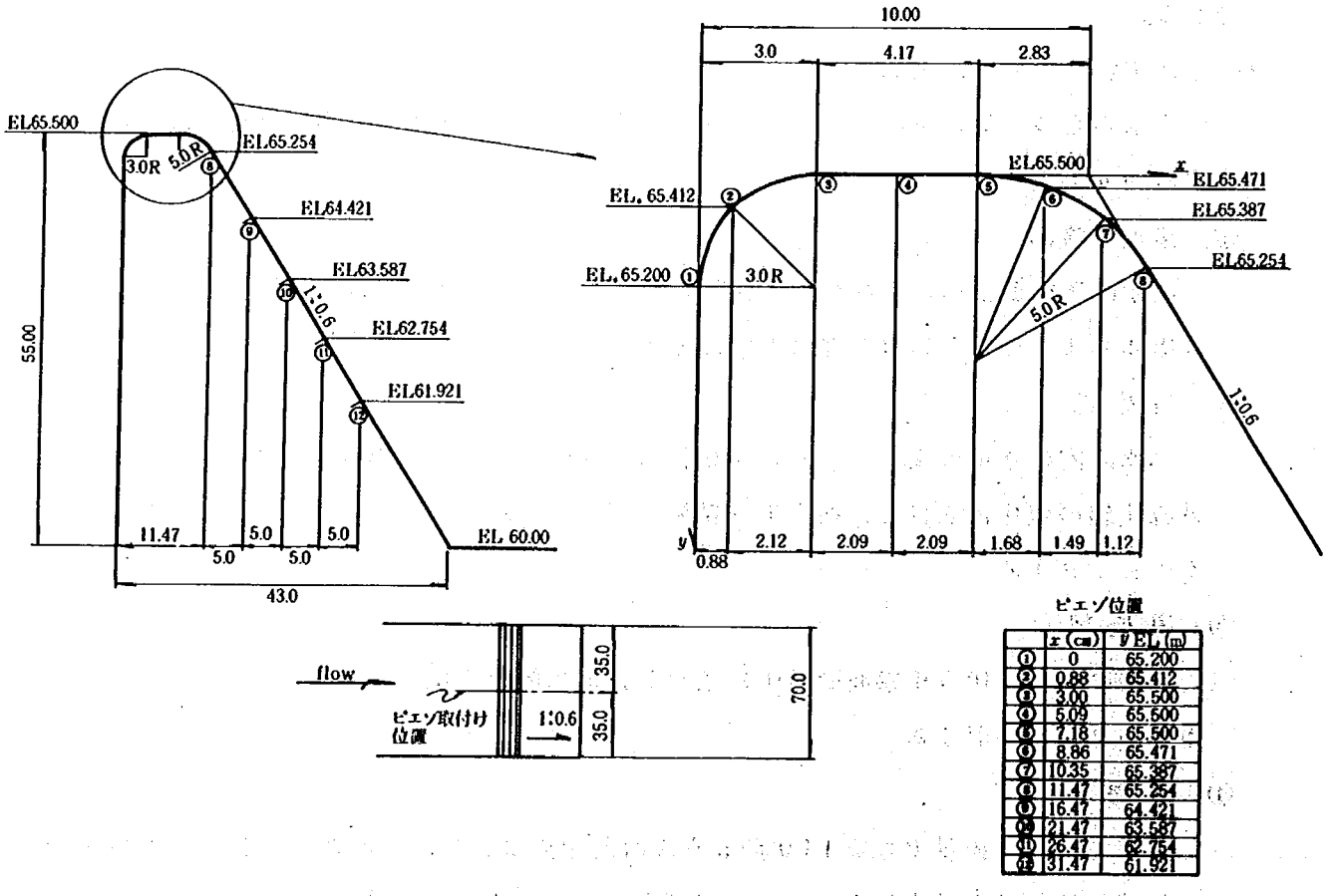
抽出実験模型，全体実験模型の概要は次のとおりである。

(1) 抽出実験模型（図 6.1）

常用，非常用洪水吐き模型とも縮尺 1/10 の木製とし所定の位置に圧力測定用のピエゾ管（直径 1 mm）を埋設したものを使用した。なお，模型表面はペイント仕上げとしている。

(2) 全体実験模型（図 6.2）

縮尺 1/20 とし，貯水槽として幅 5.3 m×長さ 8.5 m×深さ 0.75 mの木製水槽を用い，水槽内は堤体および地形模型を設置した。洪水吐き模型については木製，ペイント仕上げとし，流況観察の便宜をはかるため導流部および減勢池左岸は透明アクリル製とした。また，下流河道については，モルタル仕上げとし，減勢池下流約２００m（実寸）まで製作し，下流端には，水位調節板を設置した。

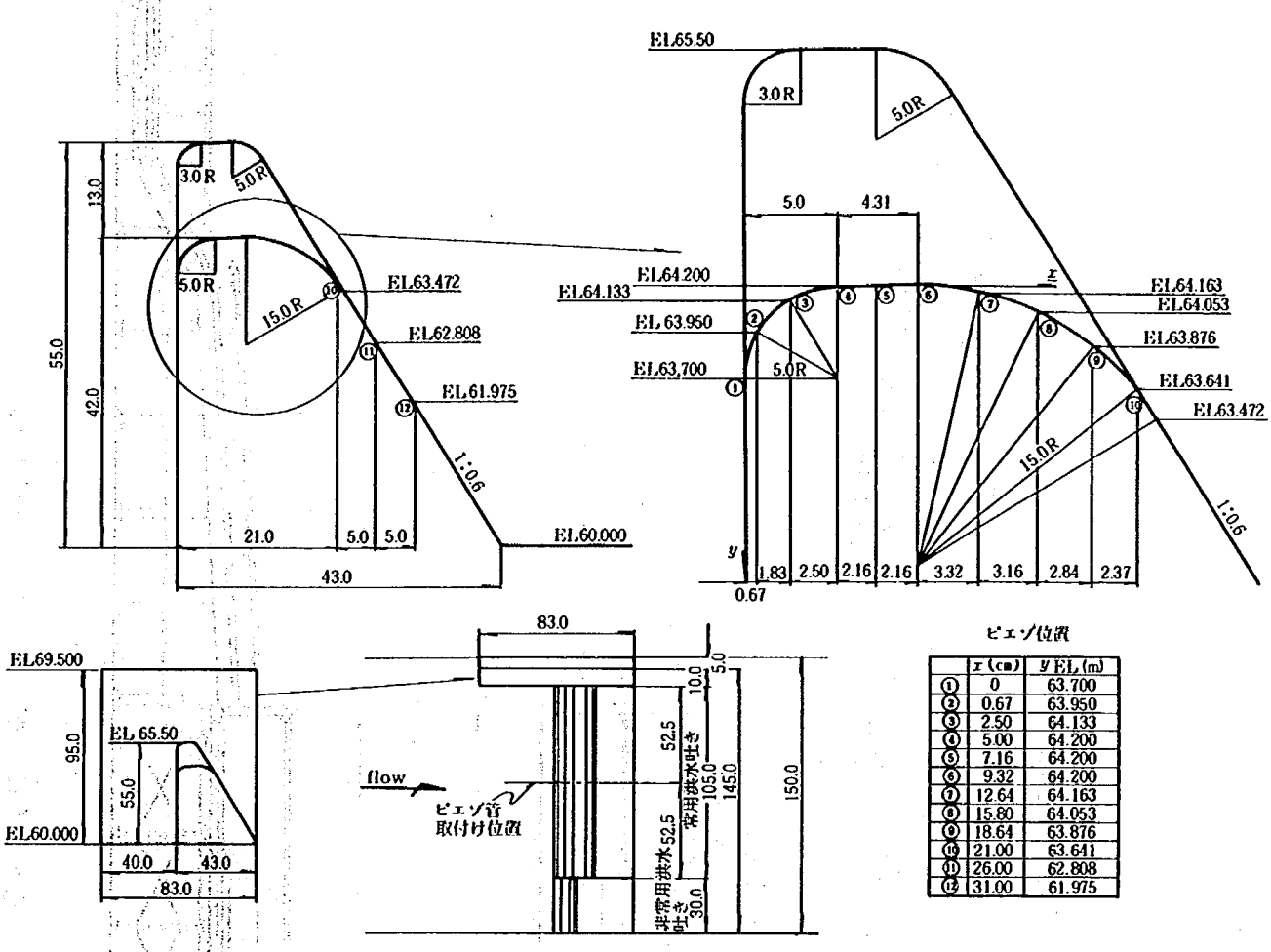


ピエゾ位置

	x (cm)	y EL. (m)
①	0	65.200
②	0.88	65.412
③	3.00	65.500
④	5.09	65.500
⑤	7.18	65.500
⑥	8.86	65.471
⑦	10.35	65.387
⑧	11.47	65.254
⑨	16.47	64.421
⑩	21.47	63.587
⑪	26.47	62.754
⑫	31.47	61.921

図 6.1（a）　非常用洪水吐き模型図

単位〔cm〕



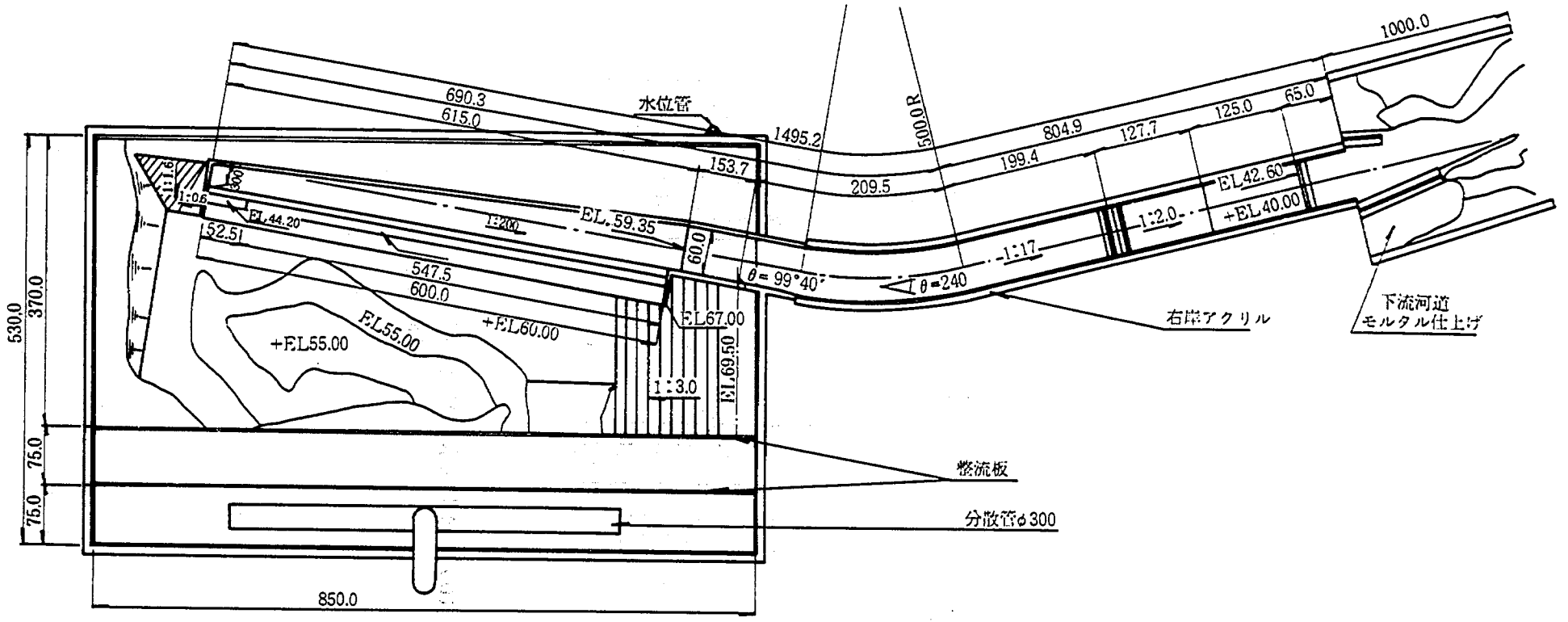
ピエゾ位置

	x (cm)	y EL (m)
①	0	63.700
②	0.67	63.950
③	2.50	64.133
④	5.00	64.200
⑤	7.16	64.200
⑥	9.32	64.200
⑦	12.64	64.163
⑧	15.80	64.053
⑨	18.64	63.876
⑩	21.00	63.641
⑪	26.00	62.808
⑫	31.00	61.975

図 6.1 (b)　常用洪水吐き模型図

単位〔cm〕

平 面 図



縦 断 図

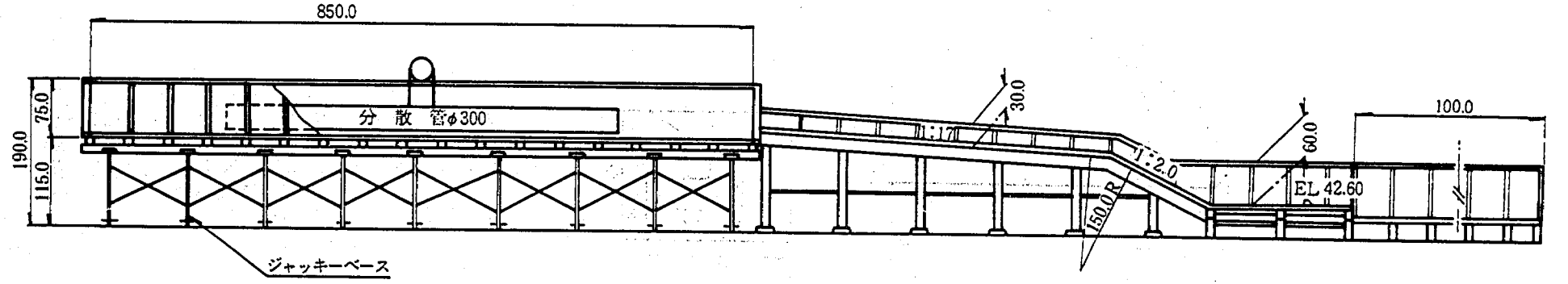


図 6.2 (a) 模 型 図 単位〔cm〕

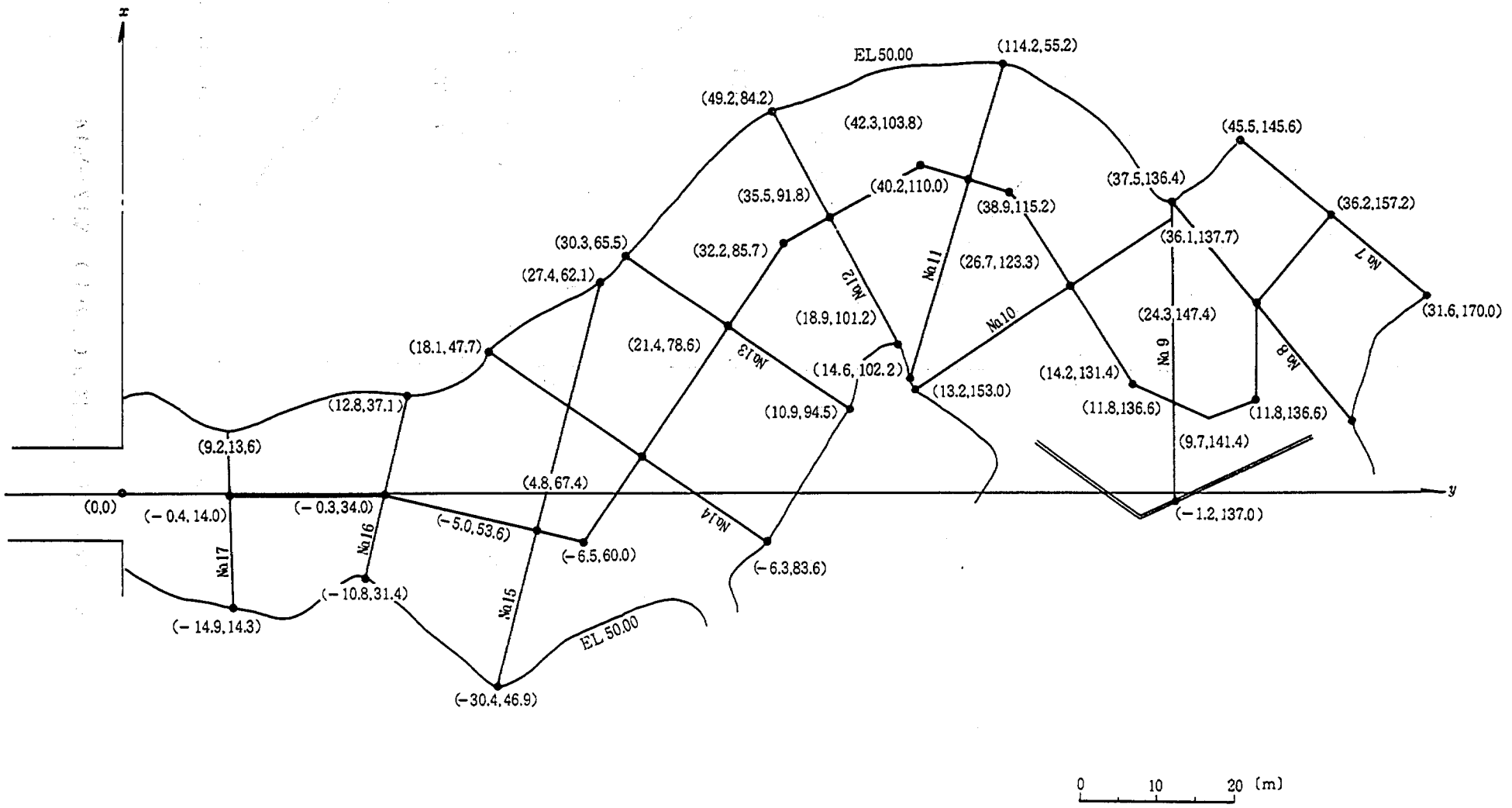


図 6.2 (b)　下流河道横断面位置

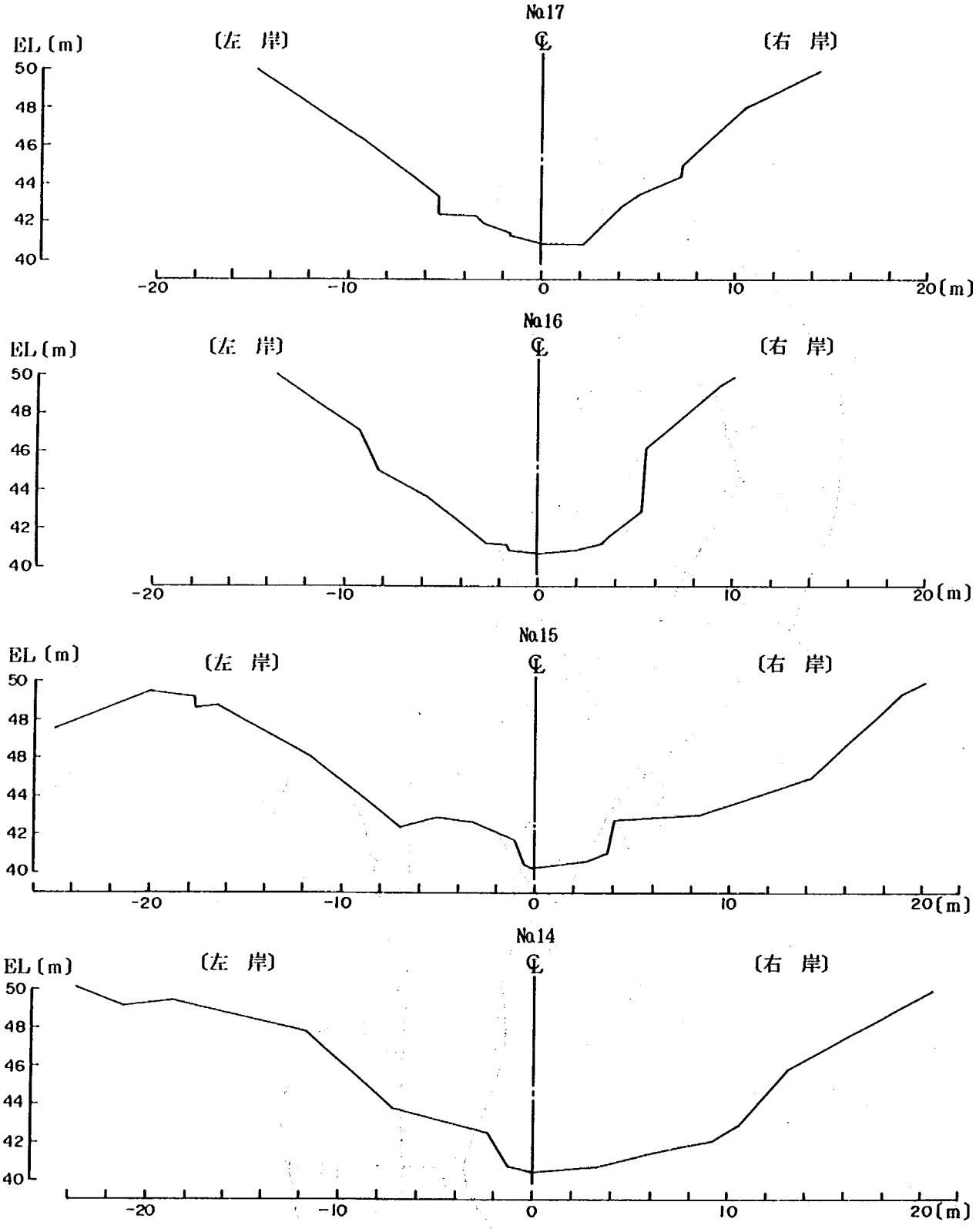
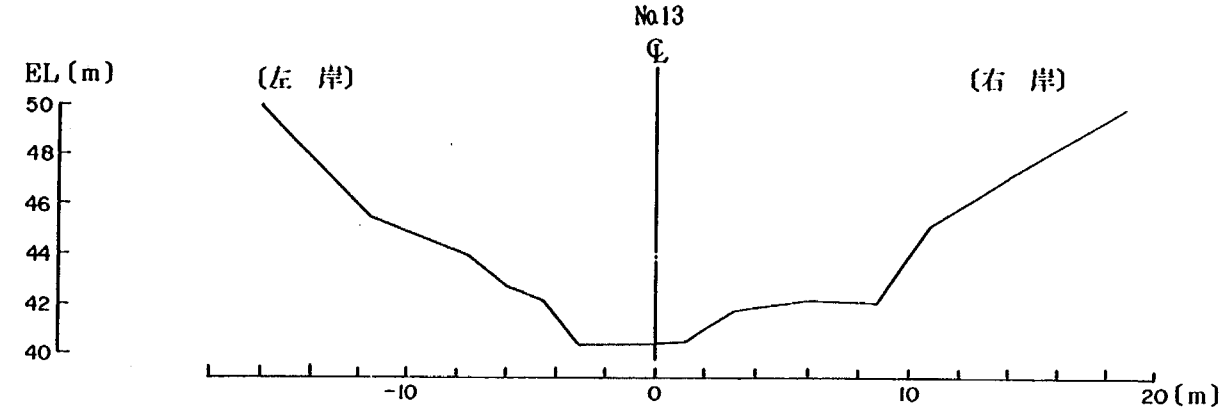
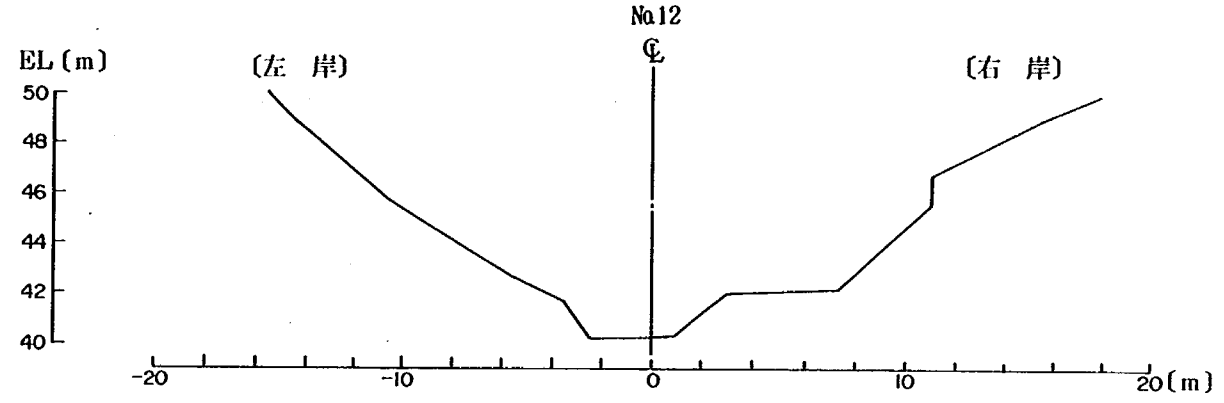
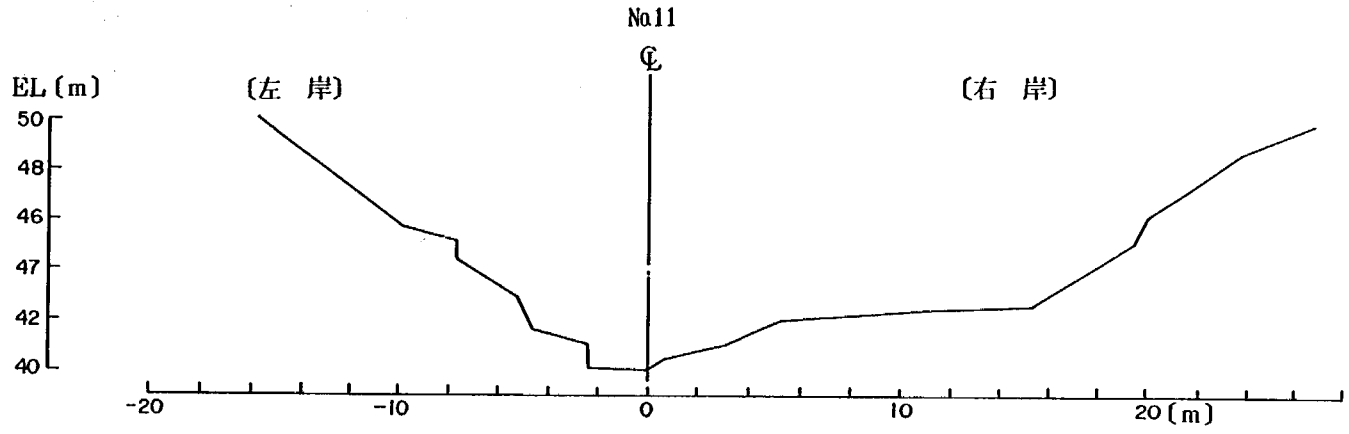


図 6.2（c） 下流河道横断（その１） No.17～No.14







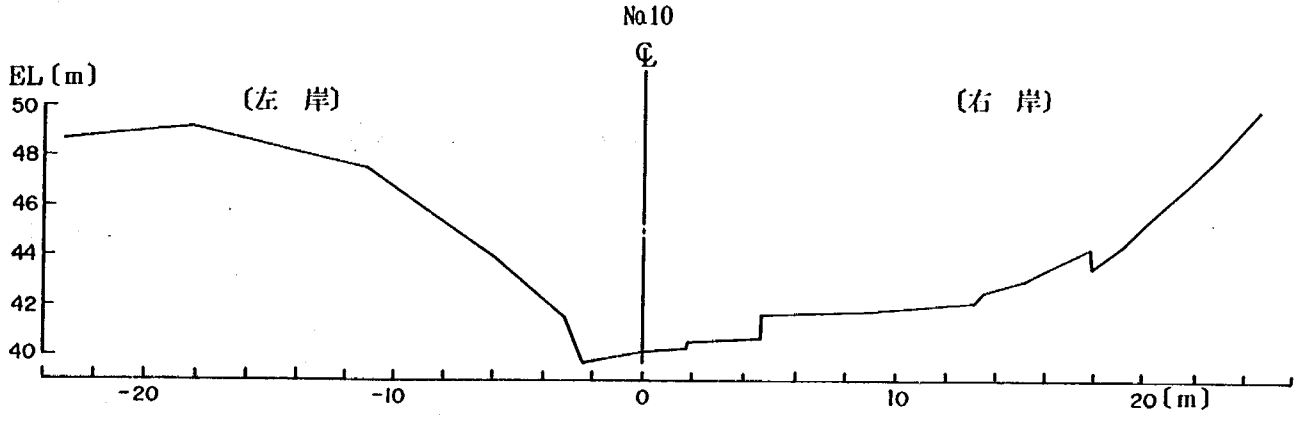


図 6.2 (d)　下流河道横断（その２）　No.13～No.10

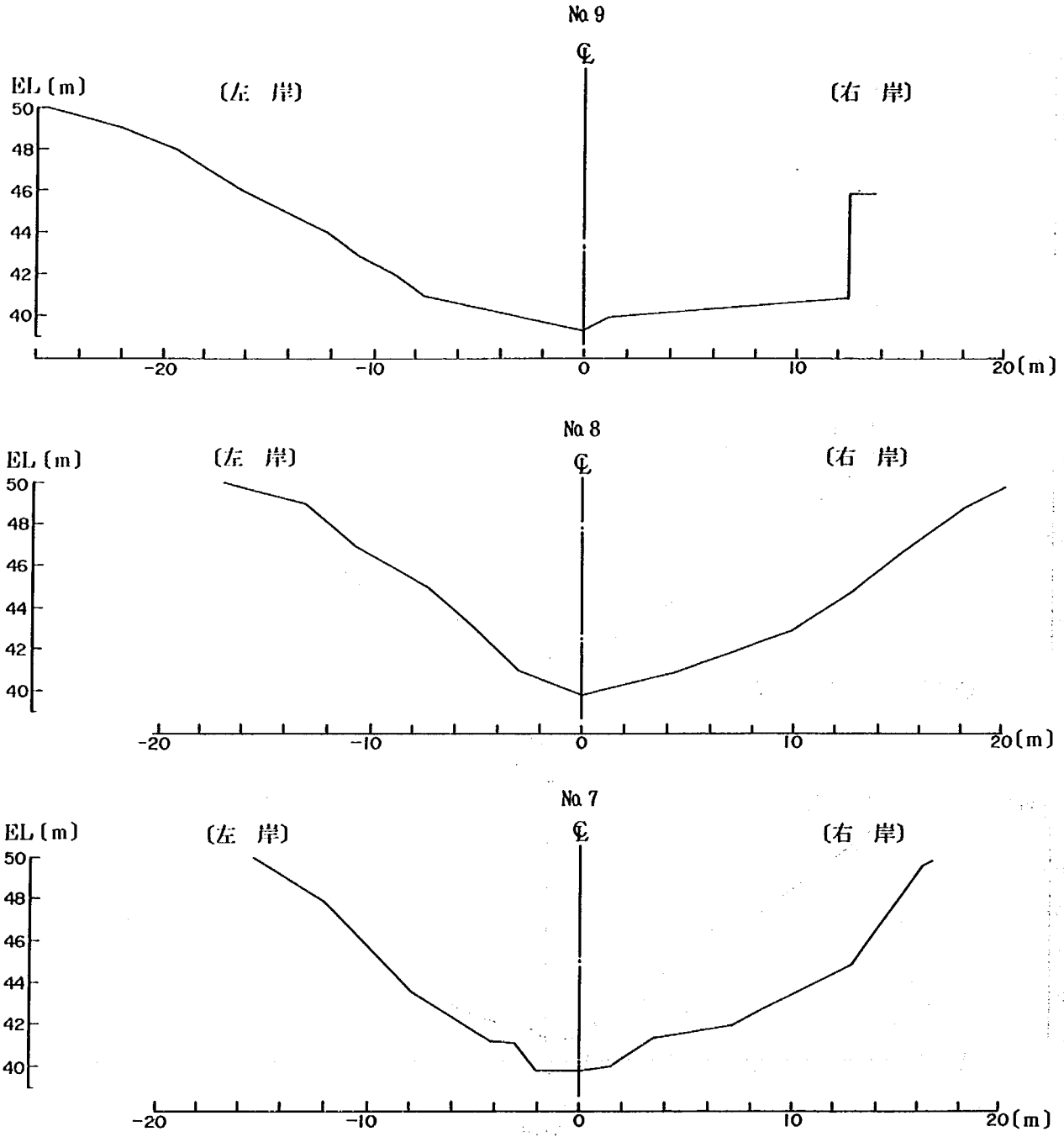


図 6.2（e） 下流河道横断（その３） No.9～No.7

6.4 相似則

実験模型と原型は幾何学的に相似であり，力学的にはフルードの相似則に従うものとする。

なお，本報告書に記載する数値は全て表6.1のフルードの相似則により原型に換算した値としている。

表6.1 基本量の縮尺比

	基本量	次元	縮尺比
抽出実験	水深	〔L〕	1/10
	流量	〔L^3T^{-1}〕	1/316.2
	流速	〔LT^{-1}〕	1/3.162
全体実験	水深	〔L〕	1/20
	流量	〔L^3T^{-1}〕	1/1789
	流速	〔LT^{-1}〕	1/4.472

6.5 計測方法

各種の計測は次の方法で行ったものである。

1) 流量計測

給水管途中に設置されているφ100mmおよびφ300mmの電磁流量計により測定した。

2) 水面形計測

貯水面，越流面等の水面変動の小さい部分ではポイントゲージを使用し，それ以外の部分では1mm読みのスケールを使用して計測した。

3) 流速計測

プロペラ流速計を用いて計測した。

4) 圧力計測

模型壁面上に埋設されたピエゾ管をマノメーターと連絡し計測を行った。

5) 流況観察

スケッチ，写真，ビデオにより流況の記録を行った。

6.6 越流部抽出実験

6.6.1 非常用洪水吐き

(1) 放流量特性

非常用洪水吐きは台形円弧付きであり，そのH～Q計測の結果を表6.2，図6.3に，H～C関係を図6.4に示す。ここで流量係数の算定には次式を用いている。

$$Q = C\,B\,H^{3/2}$$

ここに，Q ： 放流量〔㎥/s〕

C ： 流量係数

B ： 越流幅〔m〕

H ： 越流水深〔m〕

表 6.2　非常用洪水吐き水位～流量特性　B：越流幅（7.0m）

No.	貯水位 〔EL.m〕	越流水深 〔m〕	流量 〔㎥/s〕	流量係数 C
1	65.780	0.280	1.64	1.581
2	65.905	0.405	3.21	1.779
3	66.013	0.513	4.71	1.831
4	66.105	0.604	6.20	1.887
5	66.198	0.698	7.91	1.938
6	66.276	0.776	9.42	1.969
7	66.350	0.850	11.03	2.011
8	66.420	0.920	12.64	2.046
9	66.483	0.983	14.18	2.078
10	66.550	1.050	15.80	2.098

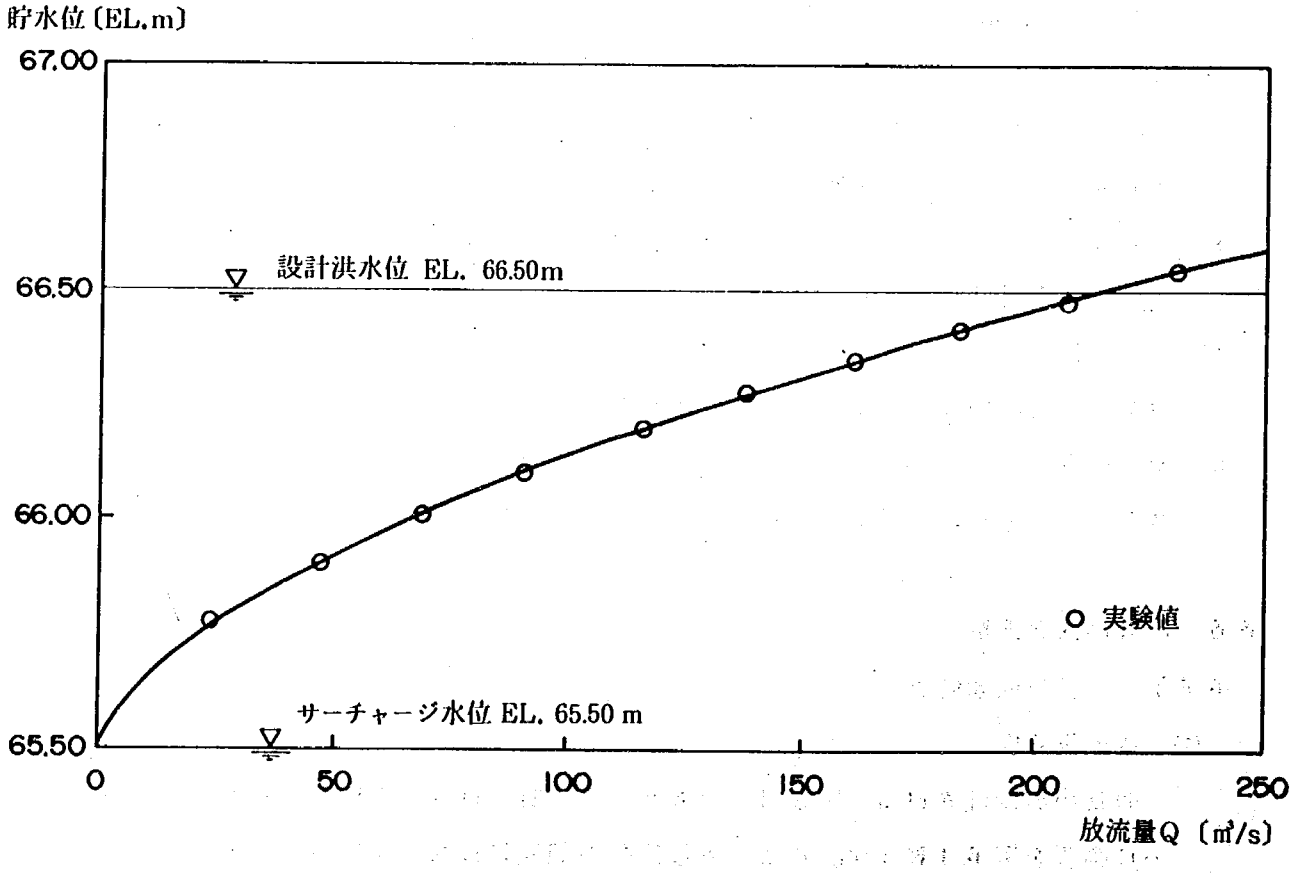


図 6.3　非常用洪水吐きの貯水位と放流量の関係

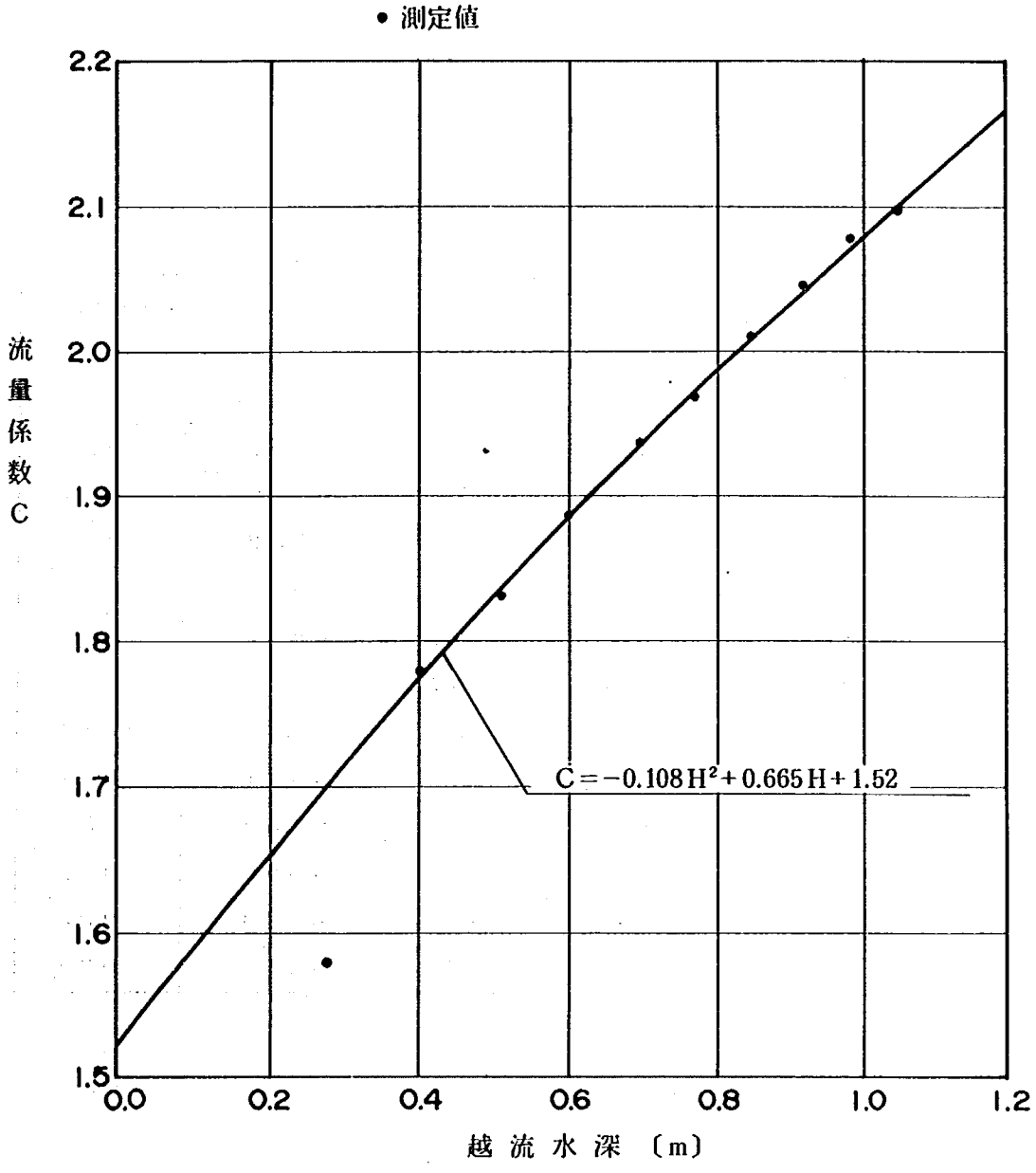


図 6.4　非常用洪水吐きH～C特性（$Q = CBH^{\frac{3}{2}}$）

図 6.4 の式は，実験結果より最小二乗法を用いて流量係数Cを越流水深Hの二次式で近似したものである。ただし，越流水深 0.280 mの点は計算に含んでいない。

$$C = -0.108H^2 + 0.665H + 1.52 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.2)$$

(2)　圧力特性

非常用洪水吐きの圧力特性については次の 2 水位において計測を行った。

EL．66.53m（≒設計洪水位）

EL．66.01m

結果は表6.3，図6.5に示す通りである。越流頂の下流側円弧末端付近で圧力が最も低くなり，設計洪水位において－0.8ｍ水柱となっているが，許容負圧（－3.0ｍ水柱）より高いので水理構造物として問題はないものと思われる。

表6.3　非常用洪水吐き越流面圧力

		貯水位 EL66.53m (≒設計洪水位)		貯水位　EL66.01m	
ピエゾ番号	測点標高 〔EL.m〕	マノメータ水位 〔EL.m〕	壁面圧力 〔水柱m〕	マノメータ水位 〔EL.m〕	壁面圧力 〔水柱m〕
①	65.200	66.35	1.15	65.97	0.77
②	65.412	65.89	0.75	65.90	0.49
③	65.500	65.76	0.26	65.82	0.32
④	65.500	65.87	0.37	65.83	0.33
⑤	65.500	65.53	0.03	65.67	0.17
⑥	65.471	64.90	－0.57	65.43	－0.04
⑦	65.387	64.45	－0.80	65.16	－0.23
⑧	65.254	64.63	－0.62	65.11	－0.14
⑨	64.421	64.68	0.26	64.50	0.08
⑩	63.587	63.85	0.26	63.68	0.09
⑪	62.754	63.00	0.25	62.80	0.05
⑫	61.921	62.26	0.24	62.18	0.26

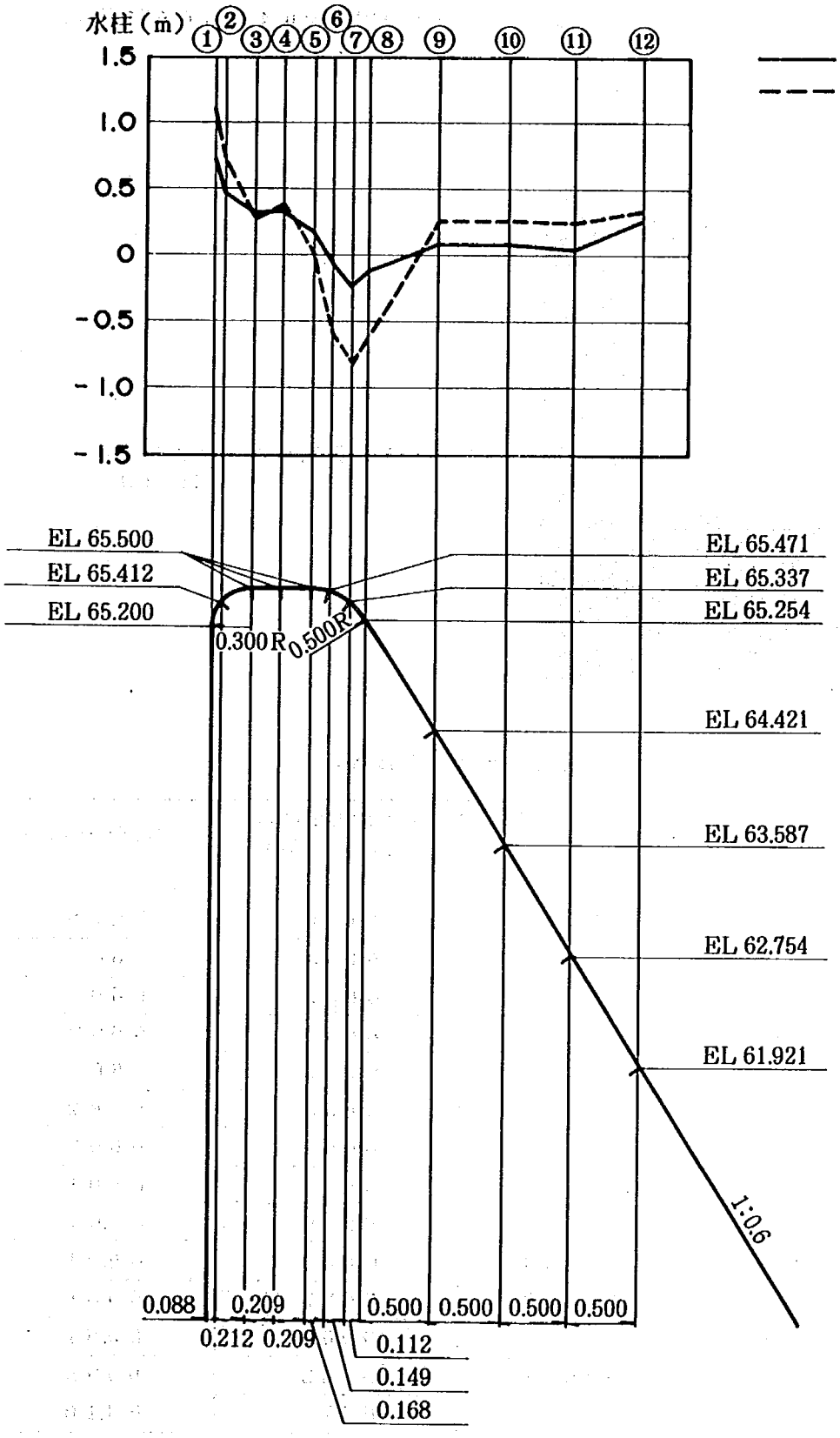


図 6.5　非常用洪水吐き圧力測定結果

(3) 流　　況

越流水脈の流況を写真 6.1 に示す。越流水脈の水面形を表 6.4，図 6.6 に示す。

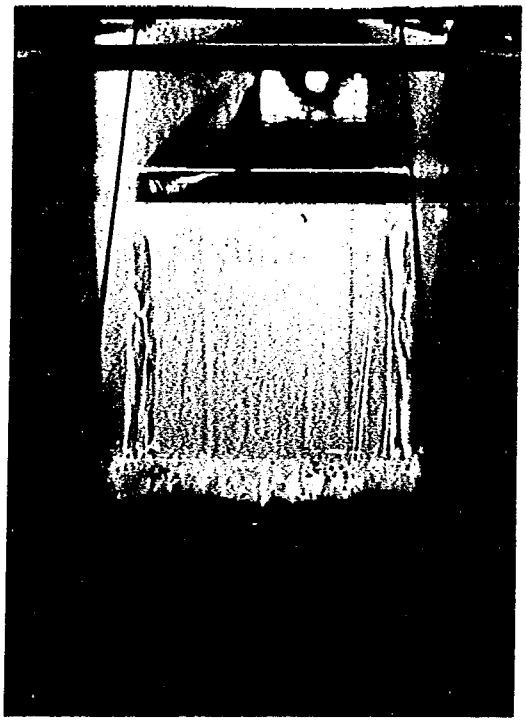


写真 6.1　非常用洪水吐きの流況
H＝1.0m

表 6.4　非常用洪水吐き越流部水面形

測点 ＼ 条件			貯水位 66.53m（設計洪水位）	貯水位 66.01m
No.	L〔m〕	測点位置標高〔EL.m〕	水位〔EL.m〕	水位〔EL.m〕
1	−4.000		66.53	66.02
2	−3.500		66.53	66.02
3	−3.000		66.53	66.02
4	−2.500		66.53	66.02
5	−2.000		66.53	66.02
6	−1.500		66.51	66.02
7	−1.000		66.49	66.01
8	−0.500		66.46	66.01
9	0.000	65.200	66.40	66.01
10	0.500	65.500	66.27	65.88
11	1.000	65.412	66.06	65.67
12	1.500	64.664	65.62	64.95
13	2.000	63.831	64.70	64.10
14	2.500	62.997	63.77	63.22
15	3.000	62.164	62.86	62.38
16	3.500	61.331	61.97	61.49
17	4.000	60.497	61.12	60.72

L：越流頂上流面からの水平距離

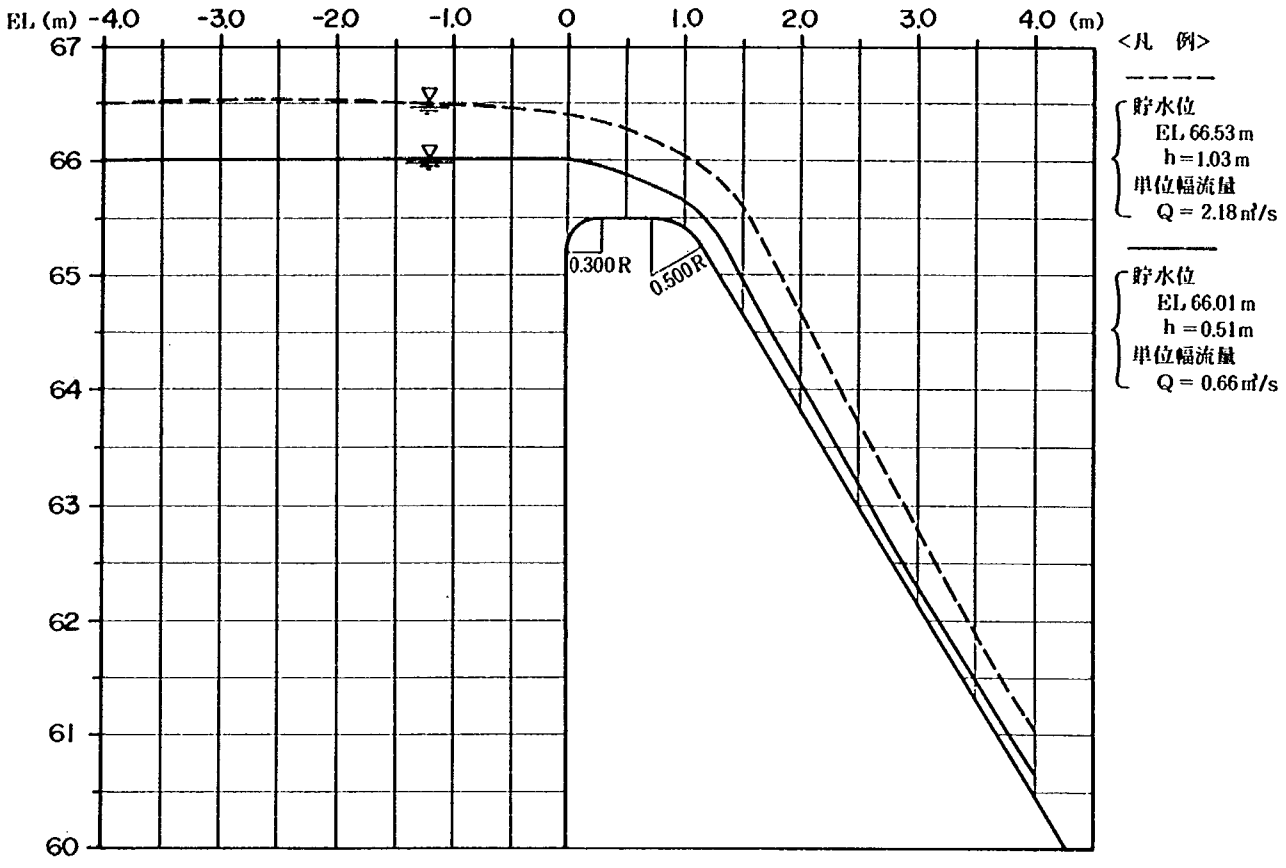


図 6.6　非常用洪水吐き水面形

6.6.2　常用洪水吐き

(1)　放流量特性

実験では，縮流の影響を考慮して，常用洪水吐き 10.5 m と非常用洪水吐き 3.0 m 区間とした。サーチャージ水位以上の貯水位に対しては，全体の放流量から非常用洪水吐き（3.0 m区間）の放流量を差し引いた流量を常用洪水吐きからの放流量とした。表 6.5 (a)は，全体の放流量，表 6.5 (b)はサーチャージ水位以上の常用洪水吐き単独の放流量である。図 6.7 は，常用洪水吐き単独の H～Q 特性であり，図 6.8 の式は，流量係数 C を越流水深 H の 2 次式で最小二乗法で近似した H～C 特性を示す。ただし，越流水深 0.317 m の点は計算に含んでいない。

$$C = -0.0384H^2 + 0.393H + 1.51 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.3)$$

表 6.5(a) 常用洪水吐き水位～放流量特性

流量係数(C)算定式：$Q = C\ B\ h^{\frac{3}{2}}$

Q：流量（m^3/s）　C：流量係数　B：越流幅（10.5m）

h：越流水深（m）

No.	貯水位 〔EL.m〕	越流水深 〔m〕	流量 〔m^3/s〕	流量係数 C
1	64.517	0.317	2.95	1.574
2	64.703	0.503	6.30	1.682
3	64.837	0.637	9.32	1.746
4	64.966	0.766	12.66	1.798
5	65.077	0.877	15.79	1.831
6	65.159	0.959	18.31	1.857
7	65.274	1.074	22.05	1.887
8	65.369	1.169	25.37	1.912
9	65.454	1.254	28.54	1.936
10	65.530	1.330	31.81	
11	65.677	1.477	38.31	
12	65.802	1.602	44.21	
13	65.924	1.724	50.48	
14	66.033	1.833	56.94	
15	66.141	1.941	63.23	
16	66.240	2.040	69.34	
17	66.339	2.139	75.93	
18	66.419	2.219	81.87	
19	66.512	2.312	88.61	

表 6.5(b) 常用洪水吐き単独水位～放流量特性

（サーチャージ水位以上）

No.	貯水位 〔EL.m〕	越流水深 〔m〕	流量 〔m^3/s〕	流量係数 C
10	65.530	1.330	31.79	1.974
11	65.677	1.477	37.94	2.013
12	65.802	1.602	43.37	2.036
13	65.924	1.724	49.02	2.062
14	66.033	1.833	54.80	2.102
15	66.141	1.941	60.30	2.124
16	66.240	2.040	65.61	2.144
17	66.339	2.139	71.30	2.153
18	66.419	2.219	76.46	2.203
19	66.512	2.312	82.26	2.228

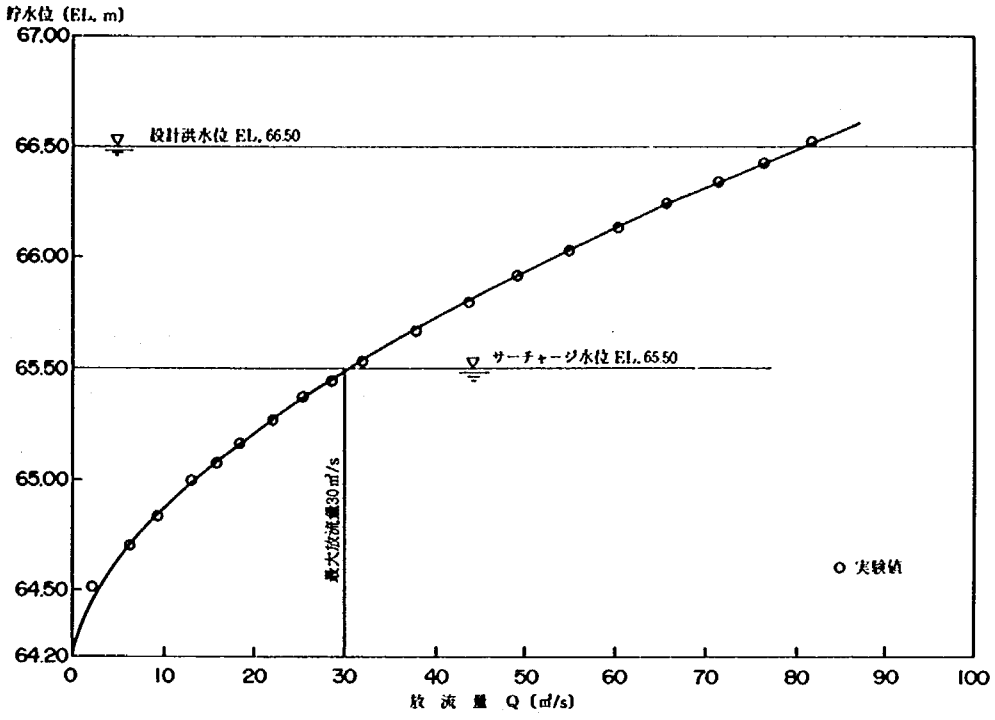


図 6.7　常用洪水吐きの貯水位と放流量の関係

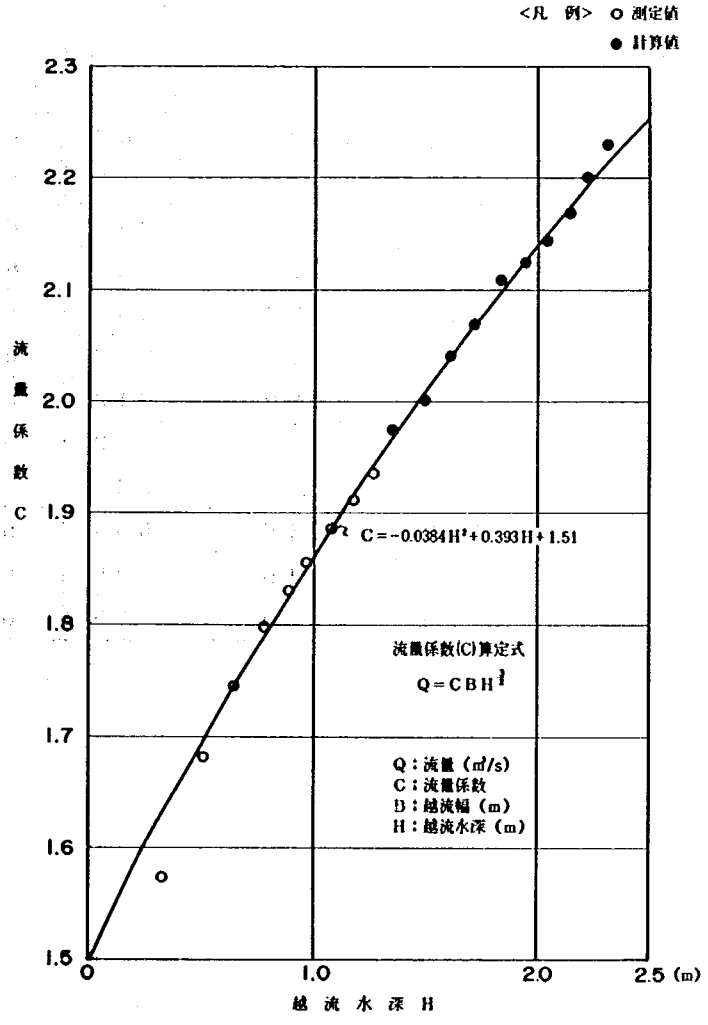


図 6.8　常用洪水吐きH～C特性

(2) 圧力特性

次に示す貯水位において越流面の圧力計測を行った。

貯水位　EL. 66.50m　(設計洪水位)

貯水位　EL. 65.49m　(サーチャージ水位程度)

貯水位　EL. 64.52m

結果を表6.6，図6.9に示す。常用洪水吐きの圧力特性も非常用洪水吐きと同様に，下流側円弧末端付近でサーチャージ水位程度の時－0.54m水柱，設計洪水位時において－1.62m水柱の負圧となるが，－3.0mを下回わることはない。従って，水理構造物として問題はない。

表6.6　常用洪水吐き越流面圧力

		貯水位　66.50m (設計洪水位)		貯水位　65.49m (サーチャージ水位程度)		貯水位　64.52m	
ピエゾ番号	測点標高 〔EL.m〕	マノメータ水位 〔EL.m〕	壁面圧力 〔水柱 m〕	マノメータ水位 〔EL.m〕	壁面圧力 〔水柱 m〕	マノメータ水位 〔EL.m〕	壁面圧力 〔水柱 m〕
①	63.700	66.04	2.34	65.36	1.66	64.54	0.84
②	63.950	65.07	1.12	65.10	1.15	64.51	0.56
③	64.133	64.08	－0.05	64.75	0.62	64.48	0.35
④	64.200	64.08	－0.12	64.73	0.53	64.45	0.25
⑤	64.200	64.62	0.42	64.83	0.63	64.44	0.24
⑥	64.200	64.40	0.20	64.72	0.52	64.37	0.17
⑦	64.163	63.46	－0.70	64.92	0.13	64.25	0.09
⑧	64.053	62.76	－1.29	63.82	－0.23	64.08	0.03
⑨	63.876	62.26	－1.62	63.46	－0.42	63.89	0.01
⑩	63.641	62.05	－1.59	63.10	－0.54	63.61	－0.03
⑪	62.808	63.15	0.34	63.10	0.29	62.88	0.07
⑫	61.975	62.67	0.70	62.25	0.28	62.10	0.13

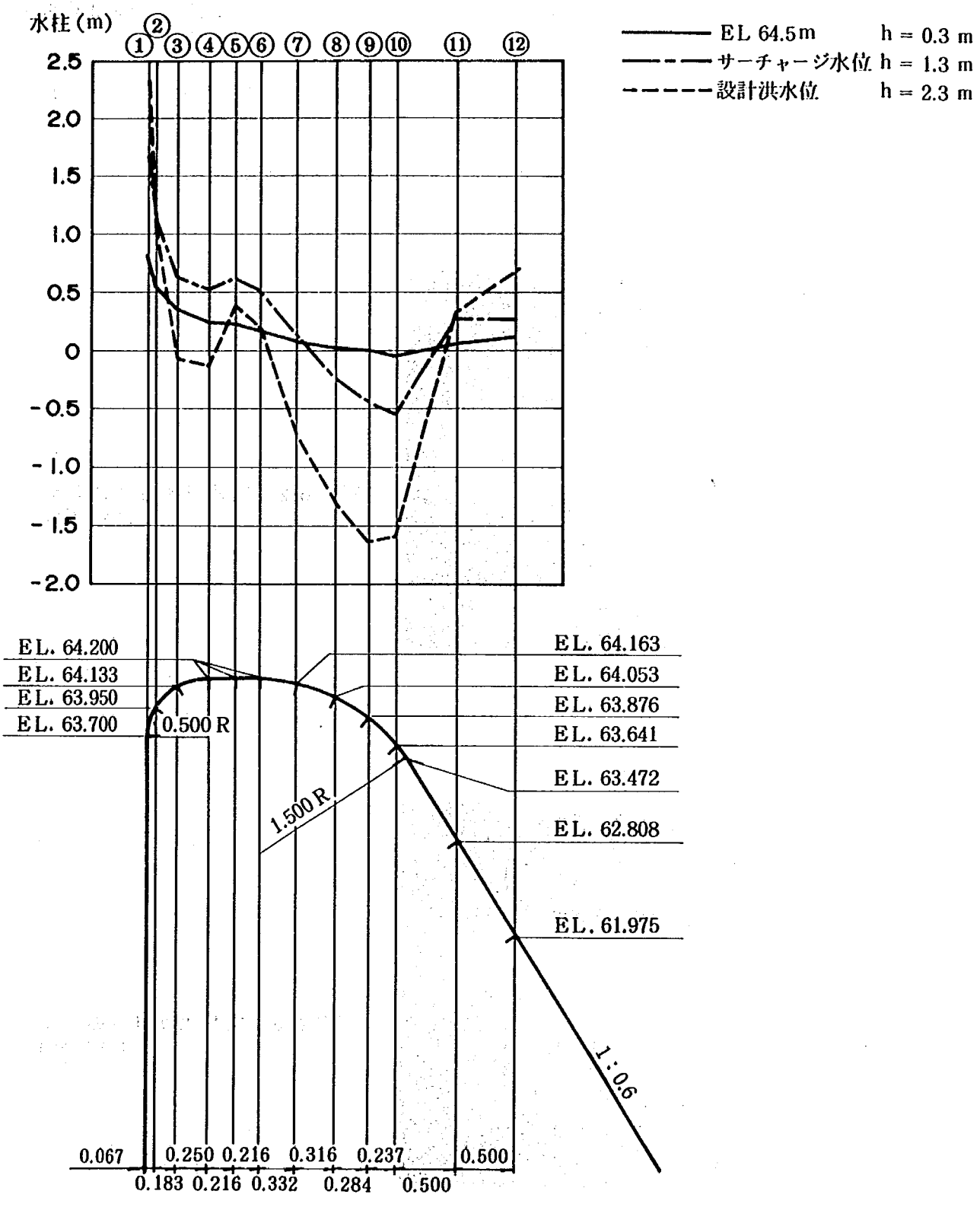


図 6.9　常用洪水吐き圧力測定結果

(3) 流　　況

EL．66.52m（≒設計洪水位），EL．65.52m（≒サーチャージ水位），および貯水位EL．64.50mの時の越流状況を写真6.2，6.3に示す。

サーチャージ水位付近では，常用洪水吐きと非常用洪水吐きとの境界での水脈が乱れるが，特に悪影響はない。

洪水吐き中央部における水面形は地6.7，図6.9に示す通りである。

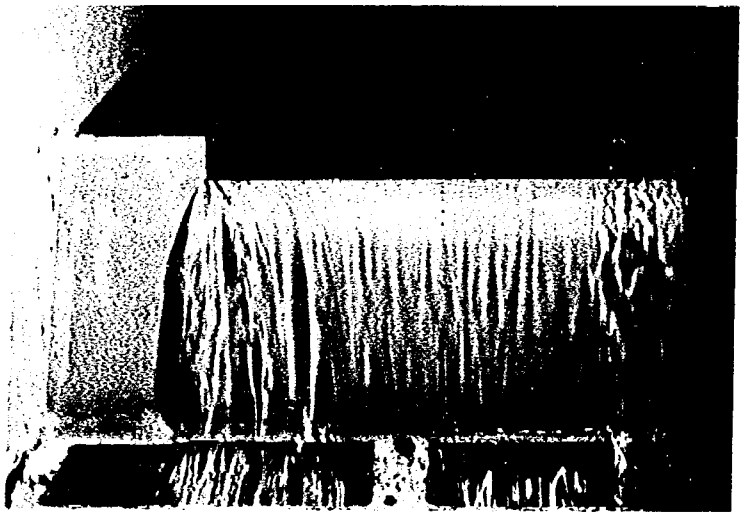


写真6.2　常用洪水吐きの流況
H＝1.3m

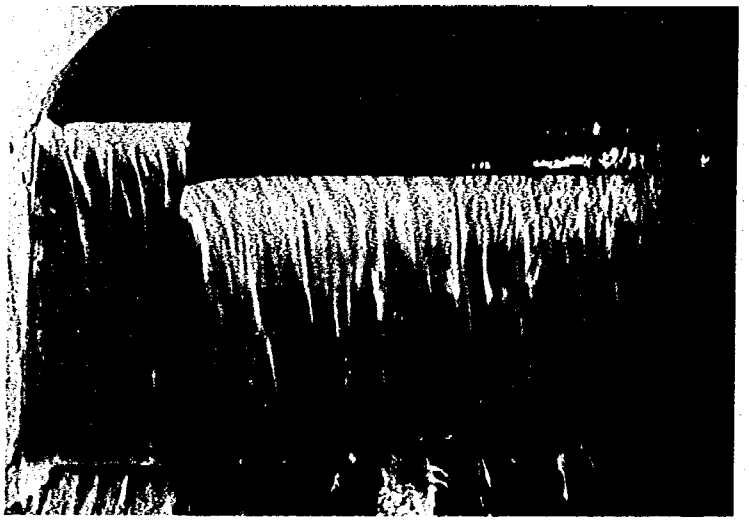


写真6.3　常用洪水吐きの流況
H＝2.3m

表 6.7　常用洪水吐き越流部水面形

測点			水位〔EL.m〕	
No.	L〔m〕	測点位置標高〔EL.m〕	貯水位 66.52m（設計洪水位）	貯水位 65.52m（サーチャージ水位）
1	−4.000		66.46	65.46
2	−3.500		66.45	65.46
3	−3.000		66.44	65.46
4	−2.500		66.44	65.45
5	−2.000		66.38	65.44
6	−1.500		66.35	65.43
7	−1.000		66.31	65.42
8	−0.500		66.24	65.39
9	0.000	63.700	66.14	65.35
10	0.500	64.200	66.02	65.25
11	1.000	64.198	65.87	65.13
12	1.500	64.088	65.63	64.90
13	2.000	63.752	65.33	64.63
14	2.500	63.078	64.88	64.13
15	3.000	62.254	64.34	63.40
16	3.500	61.411	63.54	62.45
17	4.000	60.578	62.49	61.62

L：越流頂上流面からの水平距離

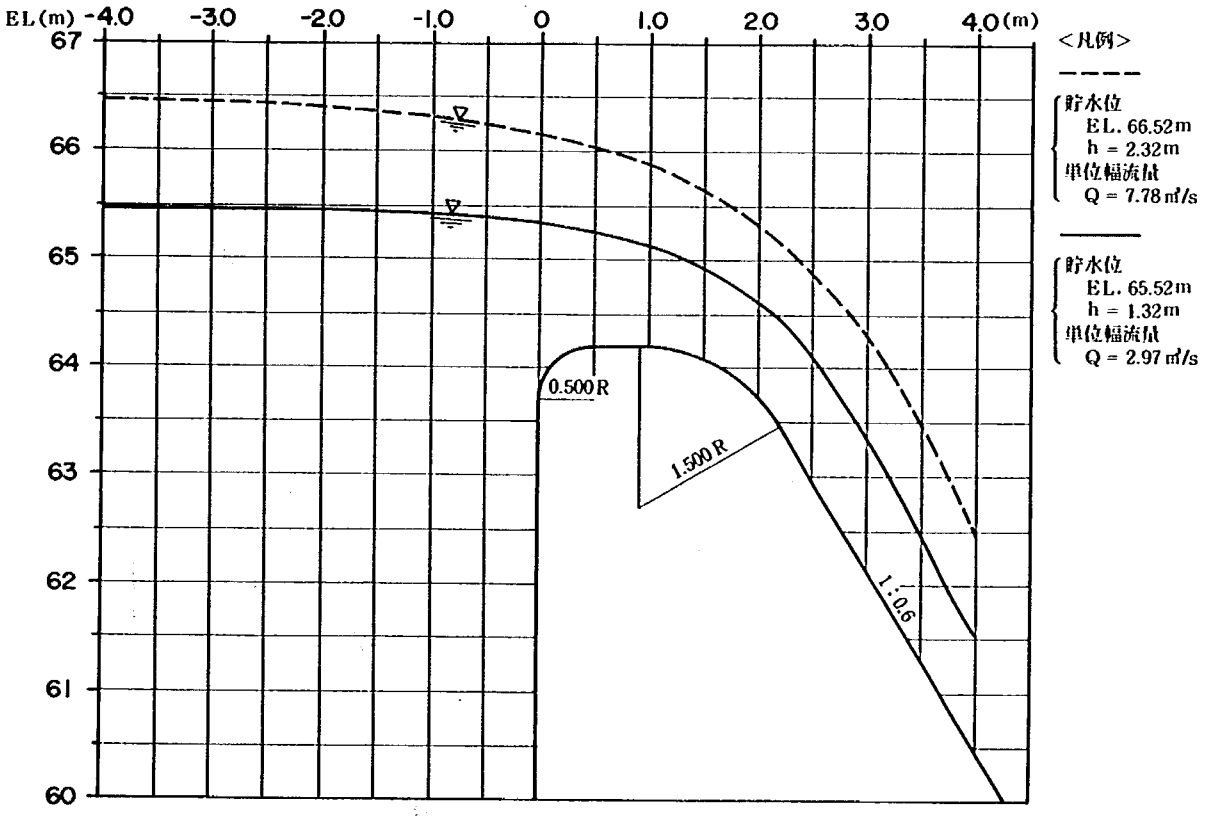


図 6.10　常用洪水吐き水面形（径間部中央）

6.6.3　越流幅の検討

6.6.1(1)，6.6.2(1)で述べた結果よりサーチャージ水位，設計洪水位での放流量は次のように計算される。

サーチャージ水位　：　Q＝30.43㎥/s≒30㎥/s

（EL．65.50m）　　（計画最大放流量）

設計洪水位　：　Q＝308.76㎥/s＞290㎥/s

（EL．66.50m）　　（ダム設計洪水流量）

以上の結果，常用洪水吐きの規模はほぼ妥当であるが，非常用洪水吐きの規模はやや過大と考えられる。そこで，抽出模型実験の結果を用いて，設計洪水位の放流量≒290㎥/s となるように越流幅を101.0mとした。これを変更案－1とし，全体模型実験を行う水理実験原案とした。（図6.11）

変更案－1規模
- 常用洪水吐き越流頂長　　ℓ＝10.50m
- 非常用洪水吐き越流頂長　　ℓ＝101.00m

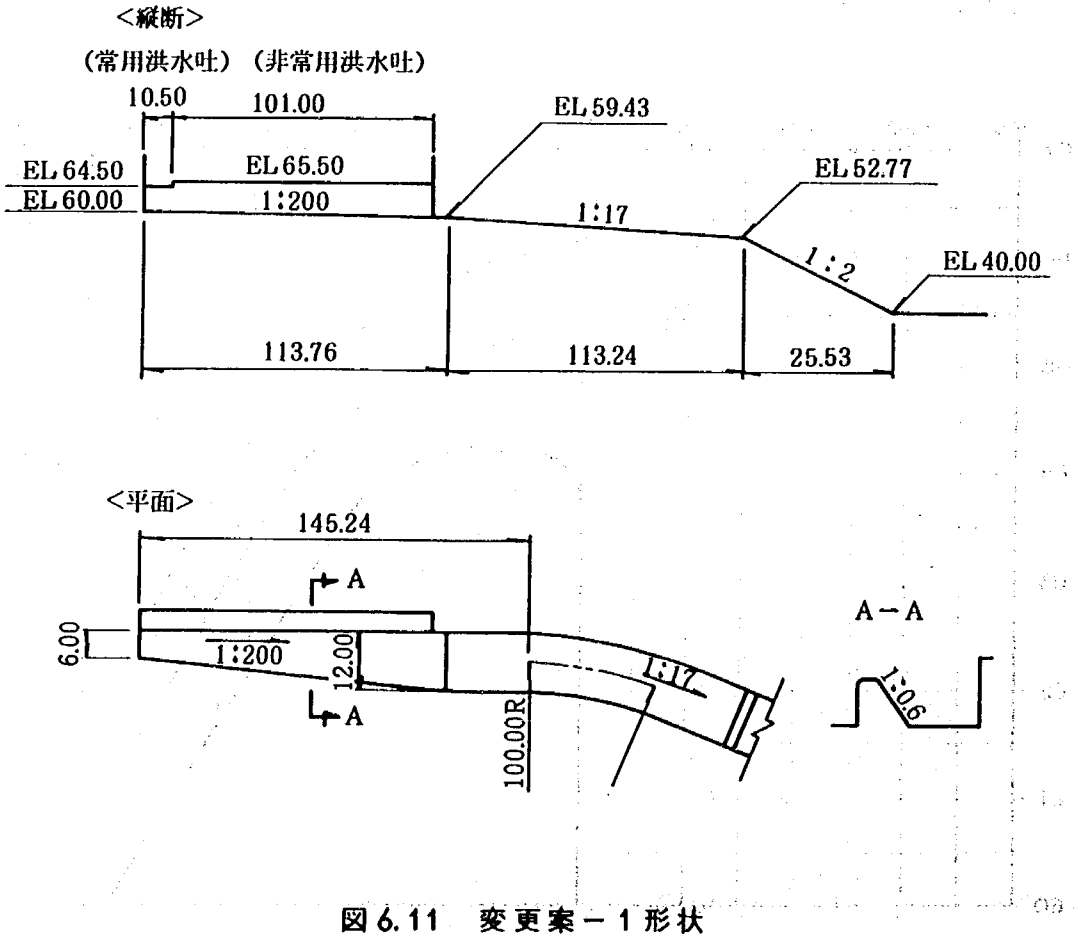


図6.11　変更案－1形状

6.7　全体模型実験

6.7.1　変更案－１の放流能力

変更案－１の洪水吐き規模は，抽出実験結果より推定された以下の形状である。

常用洪水吐き越流頂長　　$\ell = 10.50$m
非常用洪水吐き越流頂長　　$\ell = 101.00$m

この形状の放流能力を洪水吐き全体水理模型実験で確認したところ，設計洪水位EL．66.50mにおいて約240m³/sであり，ダム設計洪水流量290m³/sより50m³/s程度不足している。また，290m³/sに対する貯水位はEL．66.71mであり，設計洪水位を0.2m程度上回ることが明らかとなった。この原因は，側水路内の水位が高く，常用洪水吐き部が潜越流状態となっているためである。その結果自由越流時に比べ放流能力が低く，放流量不足を招いている。

以上の結果，放流能力が不足するので次節において，計算により潜り越流とならない方策について検討する。

6.7.2　対応策の検討

越流頂の場合は堰頂を基準とした下流水位h_2が越流水深h_1の2/3以上になると潜越流状態となり放流能力が低下する。従って側水路内の水位は少なくともダム設計洪水流量流下時にこの水位を上回らないように設計する必要がある。（図6.12）

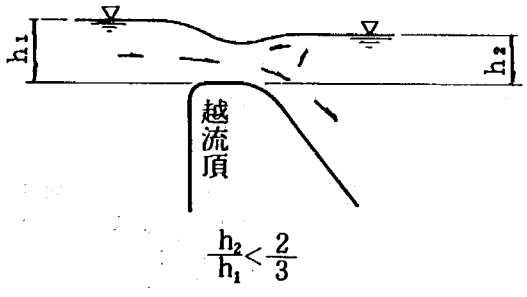


図6.12　完全越流の条件

以上の条件に従えば常用洪水吐きの越流頂標高がEL．64.20m，設計洪水位時の越流水深h_1が$h_1 = 2.3$mであることから，ダム設計洪水流量290m³/s流下時の側水路内水位を次の水位より低くする必要がある。

$$64.2 + \frac{2}{3} \times 2.3 = 65.73 \quad 〔\text{EL．m}〕$$

一方，変更案－１での側水路上流端での水位は，EL．66.43m と上記の境界水位に対して１m程度高くなっていた。そこで潜越流にならないように側水路の形状，規模を計算により検討した。

表 6.8　側水路内水面形（変更案－１）
（水理実験による）

番号	測点距離 (m)	水路床標高 EL(m)	Q=100m³/s	Q=200m³/s	Q=290m³/s
0	0	60.00	63.48	65.04	66.43
1	10.00	59.95	62.85	64.65	66.25
2	20.00	59.90	62.76	64.46	66.14
3	30.00	59.85	62.57	64.35	66.05
4	40.00	59.80	62.46	64.20	66.00
5	50.00	59.75	62.37	64.31	65.87
6	60.00	59.70	62.34	63.98	65.74
7	70.00	59.65	62.25	63.89	65.55
8	80.00	59.60	62.14	63.72	65.36
9	90.00	59.55	62.03	63.59	65.21
10	100.00	59.50	61.92	63.36	65.02
11	110.00	59.45	61.75	62.99	64.39
12	114.00	59.43	61.31	62.43	63.97
13	120.00	59.08	60.54	61.58	62.76

※ここでの測点距離は，側水路上流端を基準とし下流方向に計測を行っている。

設計の変更は，横流入を伴う水路の水面形方程式を解いて行うこととし，まず，変更案－１の水理実験結果との比較により計算の妥当性を確認した上で，変更設計案の水面形を推定して行うものとする。

(1)　計算方法および計算方法の検証

横流入のある水路の水面形は次式で示される。

$$F(x,h)=\frac{dh}{dx}=\frac{i-\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A^2}-\frac{2Qq}{gA^2}+\frac{Q^2h}{gA^3}+\frac{Q^2h}{gA^3}\cdot\frac{dB}{dx}}{1-\frac{Q^2T}{gA^3}} \quad \cdots\cdots (6.4)$$

ここに，h：水深〔m〕，x：下流方向を正としたときの水路に沿った距離〔m〕，i：水路勾配（$i=\tan\theta \fallingdotseq \sin\theta$），n：粗度係数（＝0.015），Q：流量〔m³/s〕，q：単位幅当り流量〔m³/s〕，R：径深〔m〕，A：流積〔m²〕，g：重力加速度（＝9.8m/S²）B：水路幅〔m〕，T：水面幅である。

上式を解くにあたっては，ルンゲークッタ法を用いて数値積分を行った，計算条件は，次の通りである。

下流端水位：勾配変化点で限界水深が発生しているとする。

計算ピッチ：1.00m

横流入量：抽出実験結果より推定

計算結果と実験値とを比較したものを図6.13～6.14，表6.9～6.12に示す。比較の結果，Q＝100㎥/s，200㎥/s流下時の水面形はよく一致している。Q＝290㎥/sの場合には，実際には上流側の一部が不完全越流状態となっているのに対し，計算の仮定では全区間完全越流としているため，横流入量にくい違いがあり，実際の水面形よりもやや低い計算結果となっている。

従って，計算方法としては実用上十分な精度をもっていると考えられることから，この方法を用いて設計検討を行うものとする。

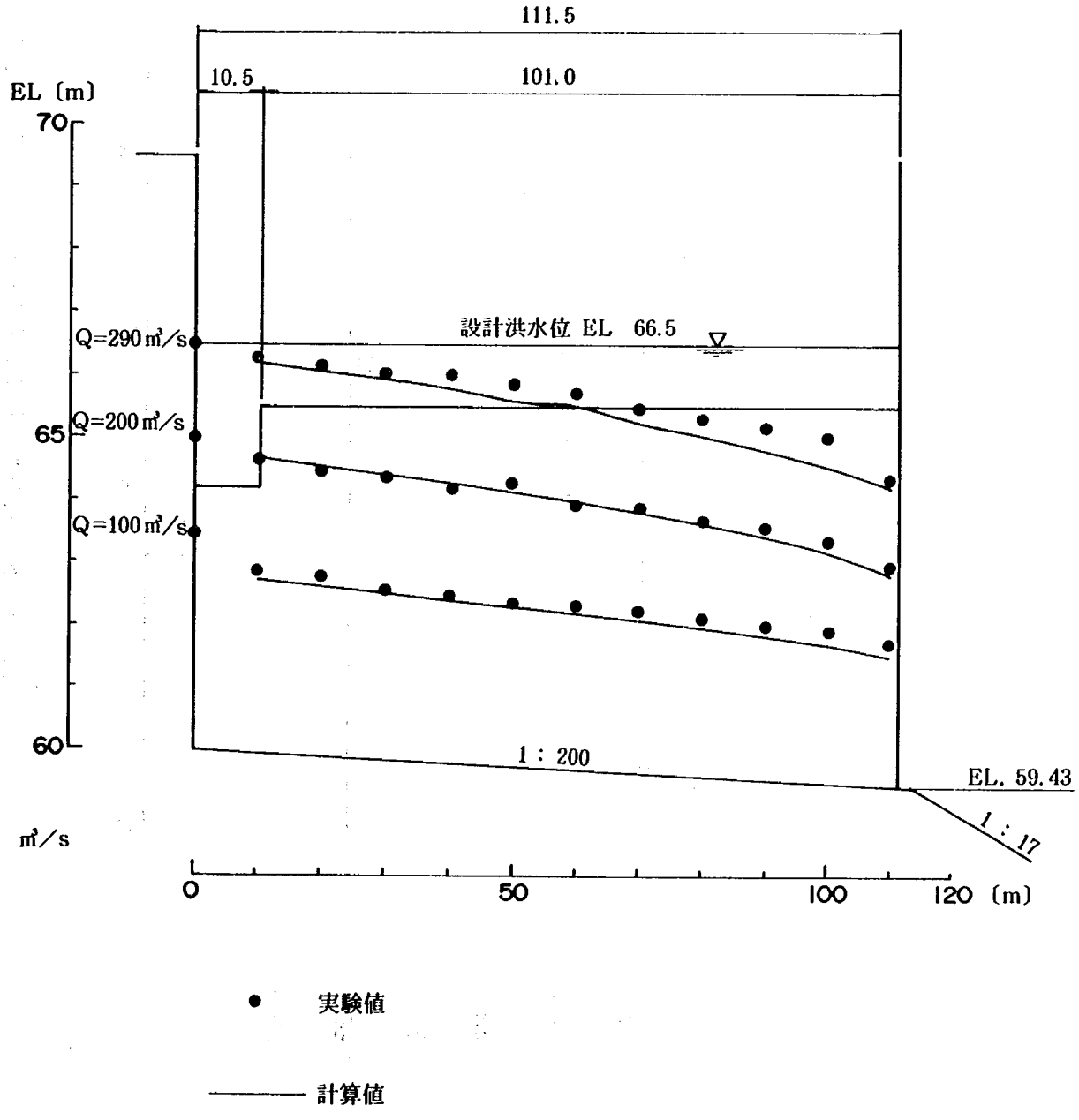


図6.13　側水路内水面形（変更案－1,数値計算の検証）

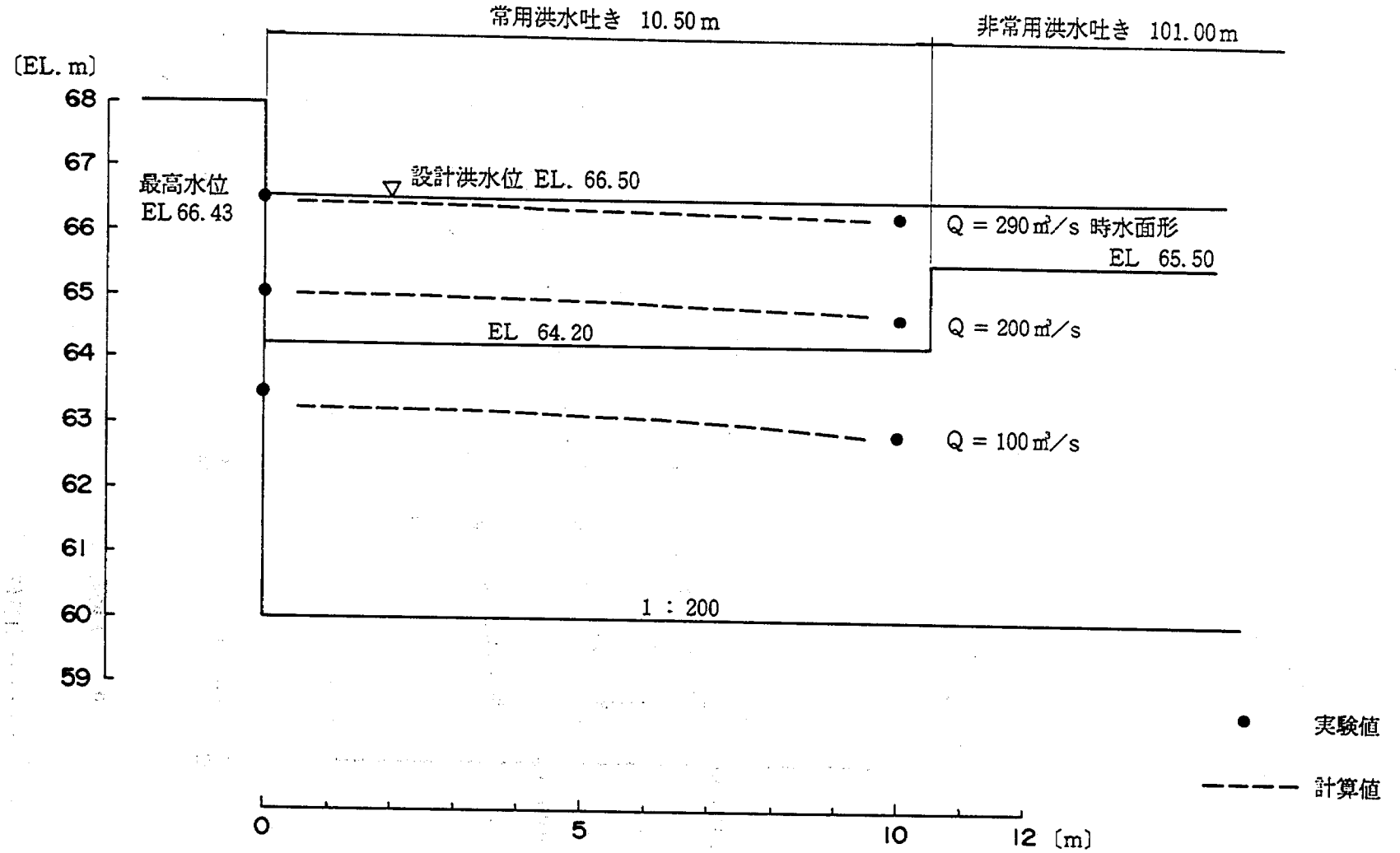


図 6.14　側水路内水面形（変更案－1，数値計算の検証）
常用洪水吐き区間詳細

表 6.9　側水路内水面形　変更案－1　Q＝290㎥/S

Shape of Channel

B (upside)	=	6.000 (m)
B (Down side)	=	12.000 (m)
Length of Channel	=	111.500 (m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000
Slope of Cannel	=	.005
Manning Coef	=	.015

Boundary Condission:

Discharge	=	290.000 (㎥/S)
Increasing Disc.	=	2.081 (㎥/S)
Depth in Downstream	=	.000 (m)
Interval of Calcu.	=	1.000

※ 位置（X）は側水路勾配変化点を基準として上流方向に正距離としている。

※ 常用・非常用洪水吐き境界位置　X＝103.26 m

※ 常用洪水吐き区間については表　参照

Result of Calcu.:

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	4.775017	64.18517	.69889	38.000000	5.56321	65.18321	.47238	75.000000	6.02183	65.82683	.32252
2.000000	4.78659	64.22459	.68895	39.000000	5.57850	65.20350	.46798	76.000000	6.02160	65.84160	.31857
3.000000	4.81756	64.26256	.67950	40.000000	5.59360	65.22360	.46362	77.000000	6.04125	65.85625	.31461
4.000000	4.84922	64.29922	.67049	41.000000	5.60851	65.24351	.45929	78.000000	6.05076	65.87076	.31064
5.000000	4.87971	64.33471	.66185	42.000000	5.62322	65.26322	.45500	79.000000	6.06015	65.88515	.30666
6.000000	4.90914	64.36914	.65357	43.000000	5.63775	65.28275	.45074	80.000000	6.06941	65.89941	.30267
7.000000	4.93760	64.40260	.64559	44.000000	5.62510	65.30210	.44650	81.000000	6.07853	65.91353	.29867
8.000000	4.96517	64.43517	.63789	45.000000	5.66627	65.32127	.44230	82.000000	6.08753	65.92753	.29465
9.000000	4.99193	64.46693	.63045	46.000000	5.68027	65.34027	.43812	83.000000	6.09640	65.94140	.29062
10.000000	5.01792	64.49792	.62324	47.000000	5.69410	65.35910	.43396	84.000000	6.10513	65.95513	.28658
11.000000	5.04322	64.52822	.61625	48.000000	5.70777	65.37777	.42983	85.000000	6.11373	65.96873	.28253
12.000000	5.06786	64.55786	.60945	49.000000	5.72127	65.39627	.42572	86.000000	6.12220	65.98220	.27846
13.000000	5.09188	64.58688	.60284	50.000000	5.73461	65.41461	.42163	87.000000	6.13054	65.99554	.27437
14.000000	5.11534	64.61534	.59640	51.000000	5.74779	65.43279	.41755	88.000000	6.13874	66.00874	.27026
15.000000	5.13825	64.64325	.59011	52.000000	5.76082	65.45082	.41350	89.000000	6.14680	66.02180	.26613
16.000000	5.16065	64.67065	.58397	53.000000	5.77369	65.46869	.40946	90.000000	6.15472	66.03472	.26199
17.000000	5.18257	64.69757	.57797	54.000000	5.78642	65.48642	.40544	91.000000	6.16251	66.04751	.25782
18.000000	5.20404	64.72404	.57209	55.000000	5.79900	65.50400	.40143	92.000000	6.17015	66.06015	.25363
19.000000	5.22507	64.75007	.56634	56.000000	5.81143	65.52143	.39743	93.000000	6.17765	66.07265	.24642
20.000000	5.24569	64.77569	.56069	57.000000	5.82372	65.53872	.39344	94.000000	6.18500	66.08500	.24518
21.000000	5.26592	64.80092	.55515	58.000000	5.83587	65.55587	.38947	95.000000	6.19221	66.09721	.24092
22.000000	5.28578	64.82578	.54971	59.000000	5.84787	65.57287	.38550	96.000000	6.19927	66.10927	.23663
23.000000	5.30528	64.85028	.54436	60.000000	5.85974	65.58974	.38154	97.000000	6.20617	66.12117	.23231
24.000000	5.32444	64.87444	.53910	61.000000	5.87147	65.60647	.37759	98.000000	6.21293	66.13293	.22797
25.000000	5.34327	64.89827	.53393	62.000000	5.88307	65.62307	.37365	99.000000	6.21952	66.14452	.22359
26.000000	5.36179	64.92179	.52883	63.000000	5.89453	65.63953	.36971	100.000000	6.22596	66.15596	.21918
27.000000	5.38000	64.94500	.52380	64.000000	5.90585	65.65585	.36578	101.000000	6.23224	66.16724	.21474
28.000000	5.39792	64.96792	.51884	65.000000	5.91705	65.67205	.36185	102.000000	6.23835	66.17835	.21027
29.000000	5.41557	64.99057	.51395	66.000000	5.92811	65.68811	.35792	103.000000	6.24430	66.18930	.20576
30.000000	5.43294	65.01294	.50912	67.000000	5.93904	65.70404	.35399	104.000000	6.25007	66.20007	.20121
31.000000	5.45005	65.03505	.50435	68.000000	5.94984	65.71984	.35007				
32.000000	5.46691	65.05691	.49964	69.000000	5.96051	65.73551	.34614				
33.000000	5.48353	65.07853	.49498	70.000000	5.97105	65.75105	.34221				
34.000000	5.49991	65.09991	.49037	71.000000	5.98146	65.76646	.33828				
35.000000	5.51606	65.12106	.48580	72.000000	5.99175	65.78175	.33435				
36.000000	5.52199	65.14199	.48129	73.000000	6.00190	65.79690	.33041				
37.000000	5.54770	65.16270	.47681	74.000000	6.01193	65.81193	.32647				

表 6.10　側水路内水面形　変更案－1　Q＝２００㎥／S

Shape of Channel:

B (upside)	= 6.000	(m)
B (Down side)	= 12.000	(m)
Length of Channel	=111.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	= .600	
Slope of Sidewall(LE.)	= .000	
Slope of Cannel	= .005	
Manning Coef.	= .015	

Boundary Condission:

Discharge	=200.000	(㎥/S)
Increasing Disc.	= 1.303	(㎥/S)
Depth in Downstream	= .000	
Interval of Calcu.	= 1.000	

※ 位置（Ｘ）は側水路勾配変化点を基準として上流方向に正距離としている。

※ 常用・非常用洪水吐き境界位置　Ｘ＝１０３.２６m

※ 常用洪水吐き区間については表　参照

Result of Calcu.:

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	3.301760	62.736760	.84850	38.000000	4.126910	63.746910	.53984	75.000000	4.516810	64.321810	.39084
2.000000	3.355490	62.795490	.82574	39.000000	4.139900	63.764900	.53524	76.000000	4.525380	64.335380	.38708
3.000000	3.401770	62.846770	.80660	40.000000	4.152710	63.782710	.53069	77.000000	4.533850	64.348850	.38332
4.000000	3.442930	62.892930	.78991	41.000000	4.165330	63.800330	.52620	78.000000	4.542250	64.362250	.37955
5.000000	3.480290	62.935290	.77501	42.000000	4.177780	63.817780	.52176	79.000000	4.550550	64.375550	.37578
6.000000	3.514690	62.974690	.76149	43.000000	4.190070	63.835070	.51736	80.000000	4.558780	64.388780	.37201
7.000000	3.546700	63.011700	.74907	44.000000	4.202190	63.852190	.51301	81.000000	4.566920	64.401920	.36823
8.000000	3.576740	63.046740	.73755	45.000000	4.214160	63.869160	.50871	82.000000	4.574970	64.414970	.36445
9.000000	3.605090	63.080090	.72679	46.000000	4.225970	63.885970	.50444	83.000000	4.582950	64.427950	.36067
10.000000	3.632000	63.112000	.71667	47.000000	4.237630	63.902630	.50021	84.000000	4.590840	64.440840	.35687
11.000000	3.657660	63.142660	.70710	48.000000	4.249160	63.919160	.49602	85.000000	4.598640	64.453640	.35307
12.000000	3.682200	63.172200	.69801	49.000000	4.260540	63.935540	.49186	86.000000	4.606370	64.466370	.34926
13.000000	3.705760	63.200760	.68935	50.000000	4.271790	63.951790	.48774	87.000000	4.614010	64.479010	.34545
14.000000	3.728430	63.228430	.68107	51.000000	4.282910	63.967910	.48364	88.000000	4.621570	64.491570	.34162
15.000000	3.750310	63.255310	.67312	52.000000	4.293890	63.983890	.47958	89.000000	4.629040	64.504040	.33778
16.000000	3.771450	63.281450	.66548	53.000000	4.304760	63.999760	.47554	90.000000	4.636430	64.516430	.33392
17.000000	3.791930	63.306930	.65811	54.000000	4.315500	64.015500	.47152	91.000000	4.643740	64.528740	.33006
18.000000	3.811790	63.331790	.65099	55.000000	4.326120	64.031120	.46753	92.000000	4.650960	64.540960	.32618
19.000000	3.831100	63.356100	.64410	56.000000	4.336630	64.046630	.46357	93.000000	4.658090	64.553090	.32228
20.000000	3.849880	63.379880	.63741	57.000000	4.347020	64.062020	.45962	94.000000	4.665140	64.565140	.31837
21.000000	3.868170	63.403170	.63092	58.000000	4.357300	64.077300	.45570	95.000000	4.672110	64.577110	.31444
22.000000	3.886010	63.426010	.62461	59.000000	4.367470	64.092470	.45179	96.000000	4.678990	64.588990	.31050
23.000000	3.903420	63.448420	.61845	60.000000	4.377540	64.107540	.44790	97.000000	4.675780	64.600780	.30653
24.000000	3.920440	63.470440	.61245	61.000000	4.387500	64.122500	.44403	98.000000	4.692480	64.612480	.30255
25.000000	3.937080	63.492080	.60660	62.000000	4.397350	64.137350	.44017	99.000000	4.699090	64.624090	.29854
26.000000	3.953360	63.513360	.60087	63.000000	4.407110	64.152110	.43632	100.000000	4.705610	64.635610	.29452
27.000000	3.969310	63.534310	.59526	64.000000	4.416770	64.166770	.43249	101.000000	4.712040	64.647040	.29047
28.000000	3.984950	63.554950	.58977	65.000000	4.426320	64.181320	.42867	102.000000	4.718370	64.658370	.28639
29.000000	4.000290	63.575290	.58439	66.000000	4.435790	64.195790	.42485	103.000000	4.724610	64.669610	.28229
30.000000	4.015340	63.595340	.57911	67.000000	4.445150	64.210150	.42105	104.000000	4.730760	64.680760	.27816
31.000000	4.030120	63.615120	.57392	68.000000	4.454430	64.224450	.41726				
32.000000	4.044640	63.634640	.56882	69.000000	4.463610	64.238610	.41347				
33.000000	4.058910	63.653910	.56381	70.000000	4.472700	64.252700	.40969				
34.000000	4.072950	63.672950	.55888	71.000000	4.481700	64.266700	.40591				
35.000000	4.086760	63.691760	.55402	72.000000	4.490610	64.280610	.40214				
36.000000	4.100350	63.710350	.54923	73.000000	4.499430	64.294430	.39837				
37.000000	4.113730	63.728720	.54450	74.000000	4.506170	64.308170	.39461				

表 6.11　側水路内水面形　変更案－1　Q＝100㎥／S

Shape of Channel:

B (upside)	= 6.000	(m)
B (Down side)	= 12.000	(m)
Length of Channel	=111.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	= .600	
Slope of Sidewall(LE.)	= .000	
Slcope of Cannel	= .005	
Manning Coef	.015	

Boundary Condission:

Discharge	=100.000	(㎥/S)
Increasing Disc.	= .505	(/㎥S)
Depth in Downstream	= .000	
Interval of Calcu	= 1.000	

※ 位置（X）は側水路勾配変化点を基準として上流方向に正距離としている。
※ 常用・非常用洪水吐き境界位置　X＝103.26m
※ 常用洪水吐き区間については表　参照

Result of Calcu.:

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	2.03288	61.46788	.89426	38.000000	2.42248	62.04248	.66237	75.000000	2.62225	62.42725	.55755
2.000000	2.05980	61.49980	.87587	39.000000	2.42869	62.05369	.65907	76.000000	2.62715	62.43715	.55497
3.000000	2.08248	61.52748	.86074	40.000000	2.43482	62.06482	.65582	77.000000	2.63204	62.44704	.55239
4.000000	2.10238	61.55238	.84772	41.000000	2.44089	62.07589	.65260	78.000000	2.63692	62.45692	.54982
5.000000	2.12026	61.57526	.83622	42.000000	2.44689	62.08689	.64943	79.000000	2.64179	62.46679	.54725
6.000000	2.13661	61.59661	.82586	43.000000	2.45283	62.09783	.64629	80.000000	2.64665	62.47665	.54468
7.000000	2.15173	61.61673	.81640	44.000000	2.45871	62.10871	.64319	81.000000	2.65150	62.48650	.54211
8.000000	2.16586	61.63586	.80767	45.000000	2.46454	62.11954	.64012	82.000000	2.65634	62.49634	.53955
9.000000	2.17914	61.65414	.79955	46.000000	2.47031	62.13031	.63708	83.000000	2.66117	62.50617	.53698
10.000000	2.19172	61.67172	.79194	47.000000	2.47603	62.14103	.63407	84.000000	2.66599	62.51599	.53442
11.000000	2.20368	61.68868	.78477	48.000000	2.48170	62.15170	.63109	85.000000	2.67080	62.52580	.53185
12.000000	2.21510	61.70510	.77799	49.000000	2.48732	62.16232	.62814	86.000000	2.67561	62.53561	.52929
13.000000	2.22604	61.72104	.77153	50.000000	2.49290	62.17290	.62522	87.000000	2.68041	62.54541	.52672
14.000000	2.23656	61.73656	.76538	51.000000	2.49844	62.18344	.62232	88.000000	2.68521	62.55521	.52415
15.000000	2.24670	61.75170	.75948	52.000000	2.50393	62.19393	.61944	89.000000	2.69000	62.56500	.52158
16.000000	2.25649	61.76649	.75383	53.000000	2.50939	62.20439	.61659	90.000000	2.69478	62.57478	.51901
17.000000	2.26598	61.78098	.74839	54.000000	2.51480	62.21480	.61375	91.000000	2.69956	62.58456	.51644
18.000000	2.27517	61.79517	.74314	55.000000	2.52018	62.22518	.61094	92.000000	2.70434	62.59434	.51386
19.000000	2.28411	61.80911	.73807	56.000000	2.52553	62.23553	.60815	93.000000	2.70911	62.60411	.51127
20.000000	2.29280	61.82280	.73316	57.000000	2.63085	62.23585	.60537	94.000000	2.71388	62.61388	.50869
21.000000	2.30128	61.83628	.72840	58.000000	2.53613	62.25613	.60261	95.000000	2.71864	62.62364	.50609
22.000000	2.30955	61.84955	.72378	59.000000	2.54138	62.26638	.59987	96.000000	2.72341	62.63341	.50350
23.000000	2.31762	61.86262	.71928	60.000000	2.54660	62.27660	.59714	97.000000	2.72817	62.64317	.50089
24.000000	2.32552	61.87552	.71490	61.000000	2.55180	62.28680	.59443	98.000000	2.73293	62.65293	.49829
25.000000	2.33325	61.88825	.71063	62.000000	2.55697	62.29697	.59173	99.000000	2.73768	62.66268	.49567
26.000000	2.34083	61.90083	.70646	63.000000	2.56211	62.30711	.58904	100.00000	2.74244	62.67244	.49305
27.000000	2.34826	61.91326	.70239	64.000000	2.56723	62.31723	.58637	101.00000	2.74720	62.68220	.49042
28.000000	2.35556	61.92556	.69840	65.000000	2.57233	62.32733	.58371	102.00000	2.75195	62.69195	.48778
29.000000	2.36272	61.93772	.69450	66.000000	2.57740	62.33740	.58105	103.00000	2.75671	62.70171	.48513
30.000000	2.36977	61.94977	.69067	67.000000	2.58246	62.34746	.57841	104.00000	2.76147	62.71147	.48247
31.000000	2.37670	61.96170	.68692	68.000000	2.58749	62.35749	.57578				
32.000000	2.38352	61.97352	.68324	69.000000	2.59251	62.36751	.57315				
33.000000	2.39024	61.98524	.67962	70.000000	2.59750	62.37750	.57054				
34.000000	2.39686	61.99686	.67606	71.000000	2.60248	62.38748	.56793				
35.000000	2.40339	62.00839	.67256	72.000000	2.60745	62.39745	.56532				
36.000000	2.40984	62.01984	.66911	73.000000	2.61239	62.40739	.56273				
37.000000	2.41620	62.03120	.66572	74.000000	2.61733	62.41733	.56014				

表 6.12 側水路内水面形 変更案－1

常用洪水吐き区間水面形

※ （X）は常用洪水吐きの境界部を原点とし上流方向に（正）としている。

Q＝290㎥／S時

Shape of Channel :

B (Upside)	=	6.000	(m)
B (Down Side)	=	6.554	(m)
Length of Channel	=	10.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600	
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000	
Slope of Cannel	=	.005	
Manning Coef.	=	.015	

Boundary Condission :

Discharge	=	79.800	(㎥/S)
Increasing Disc.	=	7.707	(㎥/S)
Depth in Downsteam	=	6.244	(m)
Interval of Calcu.	=	1.000	

Result of Calcu :

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD
1.00000	6.28248	66.23748	.19300
2.00000	6.31628	66.27628	.17202
3.00000	6.34558	66.31058	.15132
4.00000	6.37048	66.34048	.13081
5.00000	6.39107	66.36607	.11040
6.00000	6.40738	66.38738	.09004
7.00000	6.41942	66.40442	.06964
8.00000	6.42716	66.41716	.04913
9.00000	6.43054	66.42554	.02844
10.00000	6.42945	66.42945	.00749

Q＝200㎥／S時

Shape of Channel :

B (upside)	=	06.000	(m)
B (Down side)	=	6.554	(m)
Length of Channel	=	10.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600	
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000	
Slope of Cannel	=	.005	
Manning Coef	=	.015	

Boundary Condission :

Discharge	=	68.400	(㎥/S)
Increasing Disc.	=	6.373	(㎥/S)
Depth in Downstream	=	4.725	(m)
Interval of Calcu.	=	1.000	

Result of Calcu.:

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.00000	4.78184	64.73684	.25946
2.00000	4.83121	64.79121	.23061
3.00000	4.87376	64.83876	.20278
4.00000	4.90996	64.87996	.17572
5.00000	4.94015	64.91515	.14922
6.00000	4.96458	64.94458	.12311
7.00000	4.98339	64.96839	.09722
8.00000	4.99666	64.98666	.07140
9.00000	5.00439	64.99939	.04550
10.00000	5.00650	65.00650	.01937

Q＝100㎥／S時

Shape nf Channel :

B (upside)	=	6.000	(m)
B (Down side)	=	6.554	(m)
Length of Channel	=	10.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600	
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000	
Slope of Cannel	=	.005	
Manning Coef.	=	.015	

Boundary Condission :

Discharge	=	49.000	(㎥/S)
Increasing Disc.	=	4.719	(㎥/S)
Depth in Dawnstream	=	2.757	(m)
Interval of Calcu.	=	1.000	

Result of Calcu.:

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.00000	2.87766	61.83266	.41589
2.00000	2.97162	61.93162	.35594
3.00000	3.04676	62.01176	.30369
4.00000	3.10733	62.07733	.25648
5.00000	3.15584	62.13084	.21270
6.00000	3.19388	62.17388	.17126
7.00000	3.22244	62.20744	.13136
8.00000	3.24214	62.23214	.09237
9.00000	3.25329	62.24829	.05375
10.00000	3.25593	62.25593	.01500

(2) 側水路形状の比較検討

側水路内の水面を下げる方法としては，側水路幅を拡幅する方法，側水路縦断勾配を変化させる方法等が考えられる。そこで，次に示す4形状について検討を行った。（図6.15）

① CASE−1（上流側拡幅）

現形状では，水路底幅を6mから12mに漸拡しているが，これを12mの一様断面水路とする。水路勾配は現形状と同じ（i＝1/200）とする。

② CASE−2（ゼロ勾配）

水路幅は現形状の6mから12mの漸拡とし，水路床勾配をゼロとし，上流端敷高を下流端と同じEL．59.43mとした。

③ CASE−3（1/100勾配）

水路幅は現形状どおりとし，勾配変化点を不動点とし，i＝1/100とする。

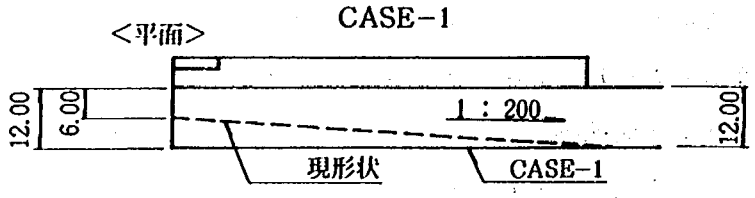
④ CASE−4（下流端拡幅）

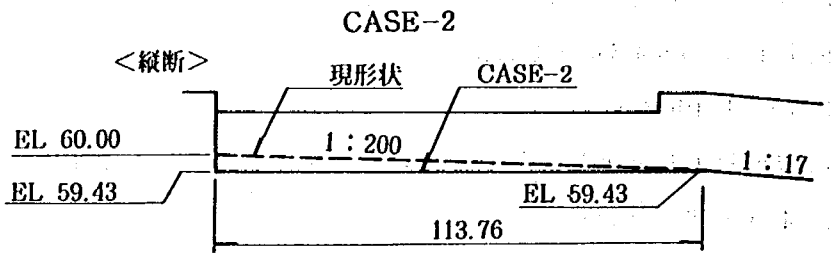
勾配変化点における水路幅を15mとし，勾配は現形状のi＝1/200とする。

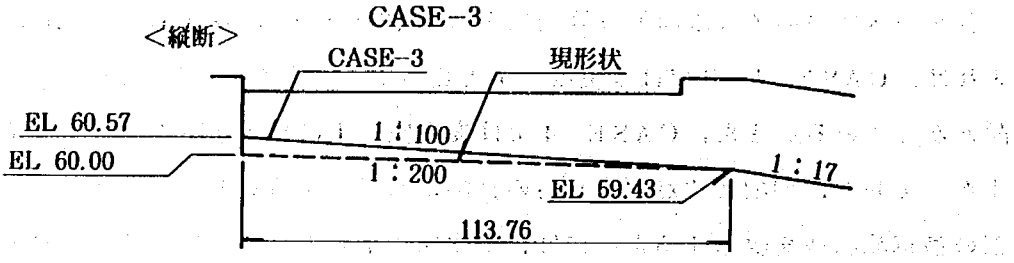
以上の4ケースの側水路形状について前項の(1)で述べた計算条件のもとで検討を行った。ただし，流量は290㎥/sとし，常用，非常用洪水吐きの単位幅流量は，それぞれ，7.707㎥/s，2,081㎥/sとした。

各ケースについての水面形計算結果を図6.16～6.17，表6.13～6.16に示す。これによれば，CASE−1～3では変更案−1と比べほとんど水位の変化がなく，同様の水面勾配となっている。また，CASE−4では変更案−1に比べ水路上流端で0.7m程度水位が下がっており，勾配変化点での水路の拡幅が有効であることを示している。常用洪水吐き部の潜越流状態を改善するためには，側水路の形状の操作では水位を下げることは難しく，側水路下流端のエネルギー高を低くする方法以外には水位を下げられないものと思われる。これには，勾配変化点（支配断面）の水路幅を拡げるか水路床敷高を下げるかの2案が考えられる。前者は，CASE−4の案である。後者については，ここで，CASE−5として，側水路床敷高を1m下げ，上流端敷高をEL．59.00mとし，水路床勾配は現形状と同じ（i＝1/200）とした。常用洪水吐き区間について側水路の水面形計算を行ったものが表6.17である。この結果上流端における水位は290㎥/s放流時にEL．65.43m程度となり，完全越流と潜越流との境界であるEL．65.73mより低くなる。

従って，CASE−4，5において効果が認められた。しかし，CASE−4については，現状においてもシュート部では水路幅に余裕があるうえ，水路幅を拡げた場合，漸縮させて減勢池にすりつけなければならず，この漸縮部において衝撃波など発生する可能性もあり，形状が複雑になることが予想される。よって側水路敷高を1m下げたCASE−5の形状を採用するものとする。







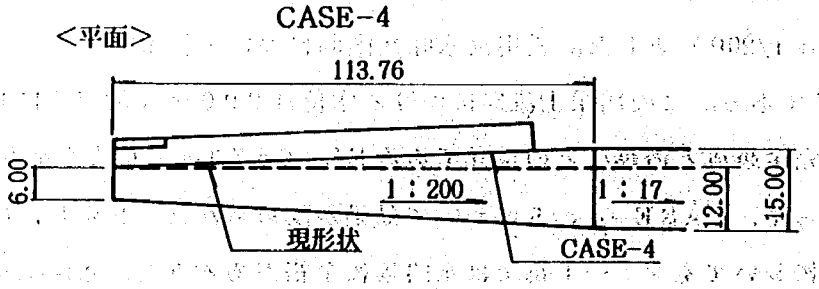


図 6.15　側水路形状比較検討（CASE−1～4）

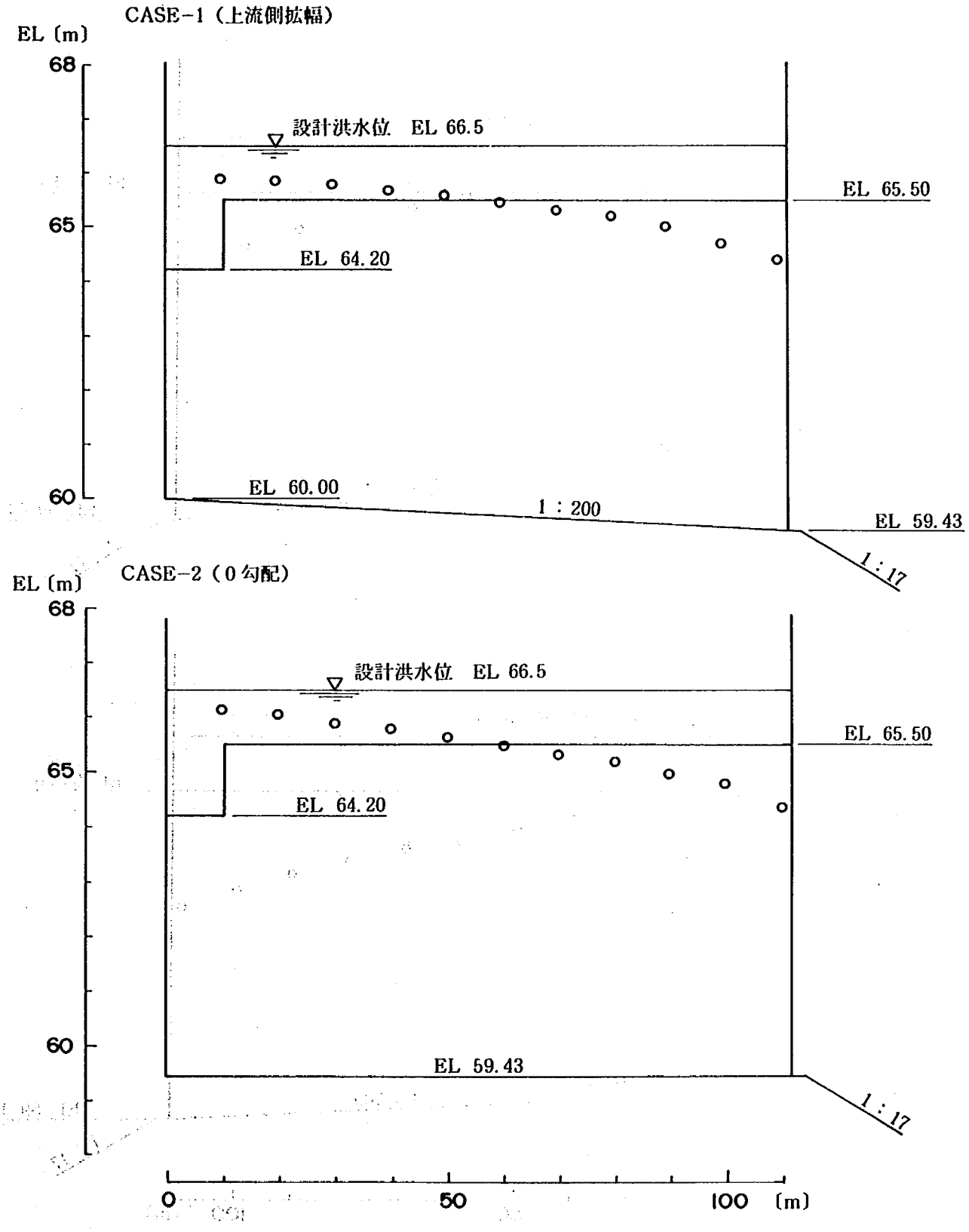


図 6.16　側水路水面形計算結果（側水路形状比較検討）

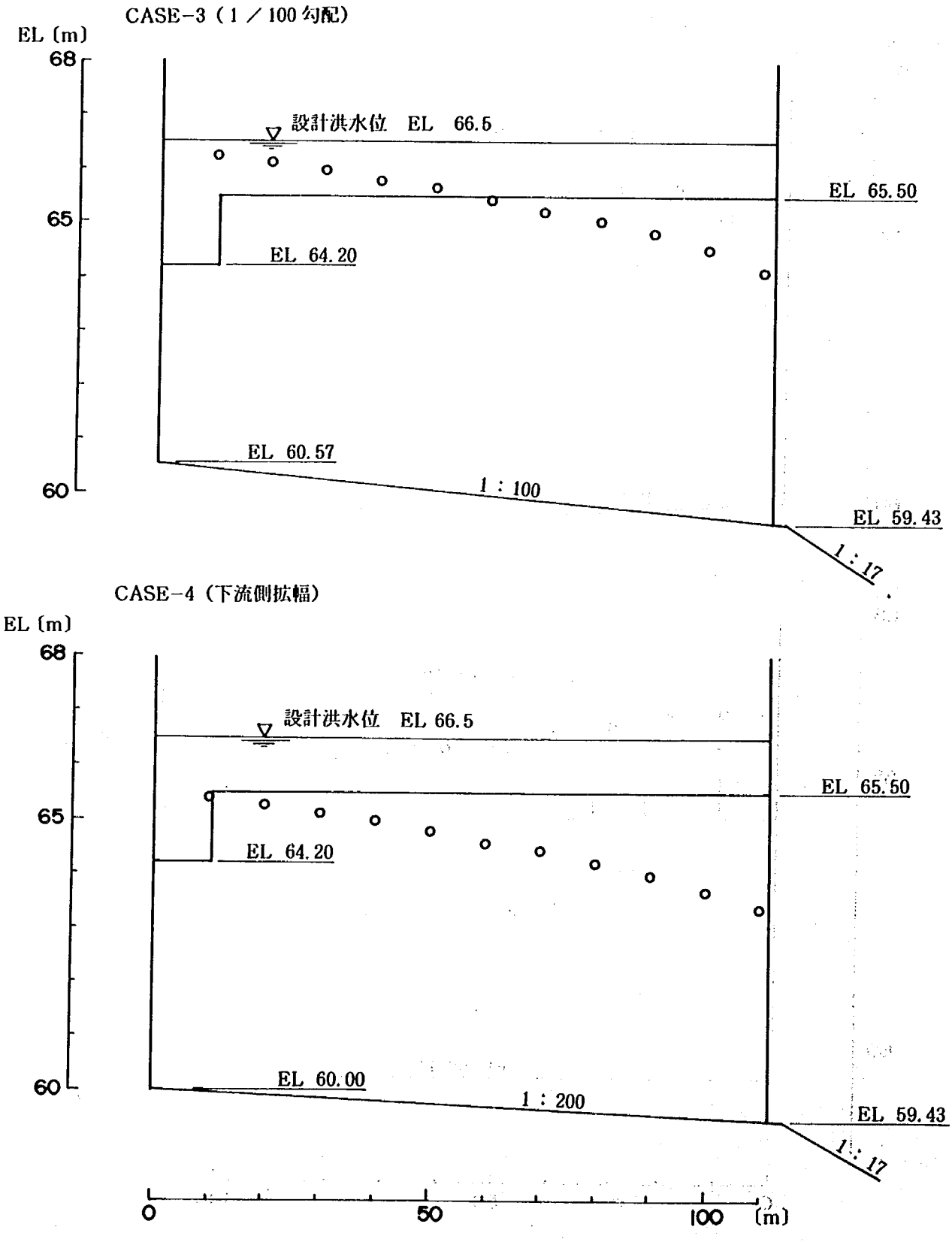


図 6.17　側水路水面形計算結果（側水路形状比較検討）

表 6.13　側水路内水面形　CASE−1　Q=290㎥/S

側水路形状比較検討　上流側拡幅

Shape of Channel:

B (upside)	= 12.000	(m)
B (Down side)	= 12.000	(m)
Length of Channel	=111.500	(m)
Slope of Sidewall(RI.)	= .600	
Slope of Sidewall(LE.)	= .000	
Slope of Cannel	= .005	
Manning Coef.	= .015	

Boundary Condission:

Discharge	=290.000	(㎥/S)
Increasing Disc.	= 2.081	(㎥/S)
Depth in Downstreem	= .000	(m)
Interval of Calcu	= 1.000	

※ 位置(X)は側水路勾配変化点を基準として上流方向に正距離 している。

※ 常用・非常用洪水吐き境界位置　X=103.26m

Result of Calcu

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	4.807228	64.24228	.68307	38.000000	5.66019	65.28019	.38723	75.000000	5.93664	65.74164	.22806
2.000000	4.853315	64.29315	.66813	39.000000	5.67209	65.29709	.38215	76.000000	5.94038	65.75038	.22429
3.000000	4.895997	64.34097	.65421	40.000000	5.68368	65.31368	.37712	77.000000	5.94396	65.75896	.22054
4.000000	4.936818	64.38618	.64115	41.000000	5.69496	65.32996	.37216	78.000000	5.94737	65.76737	.21681
5.000000	4.974409	64.42909	.62883	42.000000	5.70594	65.34594	.36726	79.000000	5.95063	65.77563	.21309
6.000000	5.009999	64.46999	.61716	43.000000	5.71664	65.36164	.36242	80.000000	5.95373	65.78373	.20939
7.000000	5.044407	64.50907	.60606	44.000000	5.72704	65.37704	.35763	81.000000	5.95668	65.79168	.20570
8.000000	5.076754	64.54654	.59546	45.000000	5.73717	65.39217	.35290	82.000000	5.95947	65.79947	.20202
9.000000	5.107753	64.58253	.58532	46.000000	5.74704	65.40704	.34821	83.000000	5.96211	65.80711	.19836
10.000000	5.137117	64.61717	.57558	47.000000	5.75663	65.42163	.34358	84.000000	5.96459	65.81459	.19471
11.000000	5.165558	64.65058	.56621	48.000000	5.76597	65.43597	.33899	85.000000	5.96693	65.82193	.19108
12.000000	5.192866	64.68286	.55718	49.000000	5.77506	65.45006	.33445	86.000000	5.96912	65.82912	.18745
13.000000	5.219008	64.71408	.54845	50.000000	5.78390	65.46390	.32995	87.000000	5.97117	65.83617	.18384
14.000000	5.244432	64.74432	.54000	51.000000	5.79250	65.47750	.32549	88.000000	5.97306	65.84306	.18024
15.000000	5.268864	64.77364	.53182	52.000000	5.80086	65.49086	.32108	89.000000	5.97481	65.85981	.17665
16.000000	5.292211	64.80211	.52387	53.000000	5.80899	65.50399	.31670	90.000000	5.97642	65.85642	.17307
17.000000	5.314777	64.82977	.51615	54.000000	5.81689	65.51689	.31236	91.000000	5.97789	65.86289	.16949
18.000000	5.336667	64.85667	.50863	55.000000	5.82458	65.52958	.30806	92.000000	5.97921	65.86921	.16593
19.000000	5.357885	64.88285	.50131	56.000000	5.83204	65.54204	.30379	93.000000	5.98039	65.87539	.16228
20.000000	5.378436	64.90836	.49417	57.000000	5.83928	65.55428	.29956	94.000000	5.98143	65.88143	.15883
21.000000	5.398322	64.93322	.48720	58.000000	5.84632	65.56632	.29536	95.000000	5.98234	65.88734	.15529
22.000000	5.417477	64.95747	.40839	59.000000	5.85315	65.57815	.29120	96.000000	5.98310	65.89310	.15176
23.000000	5.436113	64.98113	.47372	60.000000	5.85977	65.58977	.28706	97.000000	5.98373	65.89873	.14823
24.000000	5.454424	65.00424	.46720	61.000000	5.86619	65.60119	.28295	98.000000	5.98422	65.90422	.14472
25.000000	5.471811	65.02681	.46082	62.000000	5.87242	65.61242	.27887	99.000000	5.98457	65.90957	.14120
26.000000	5.488887	65.04887	.45455	63.000000	5.87845	65.62345	.27482	100.00000	5.98479	65.91479	.13770
27.000000	5.505445	65.07045	.44841	64.000000	5.88429	65.63429	.27080	101.00000	5.98487	65.91987	.13420
28.000000	5.521555	65.09155	.44237	65.000000	5.88994	65.64494	.26680	102.00000	5.98482	65.92482	.13070
29.000000	5.537220	65.11220	.43646	66.000000	5.89541	65.65541	.26283	103.00000	5.98463	65.92963	.12721
30.000000	5.552442	65.13242	.43064	67.000000	5.90069	65.66569	.25888	104.00000	5.98431	65.93431	.12372
31.000000	5.567222	65.15222	.42492	68.000000	5.90579	65.67579	.25495				
32.000000	5.581561	65.17161	.41929	69.000000	5.91072	65.68572	.25105				
33.000000	5.595562	65.19062	.41375	70.000000	5.91546	65.69546	.24717				
34.000000	5.609224	65.20924	.40829	71.000000	5.92004	65.70504	.24331				
35.000000	5.622550	65.22750	.40291	72.000000	5.92444	65.71444	.23946				
36.000000	5.635540	65.24540	.39762	73.000000	5.92868	65.72368	.23564				
37.000000	5.647796	65.26296	.39239	74.000000	5.93274	65.73274	.23184				

表 6.14　側水路内水面形　CASE−2　Q＝290㎥／S

Shape of Channel :

B (upside)	=	6.000 (m)
B (Down side)	=	12.000 (m)
Length of Channel	=	111.500 (m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000
Slope of Cannel	=	.000
Manning Coef.	=	.015

側水路形状比較検討　　ゼロ勾配

Boundary Condission :

Discharge	=	290.000 (㎥/s)
Increasing Disc.	=	2.081 (㎥/s)
Depth in Downstream	=	.000 (m)
Interval of Calcu.	=	1.000

※　位置(X)は側水路勾配変化点を基準とし上流方向に正距離としている。

※　常用・非常用洪水吐き境界位置　X＝103.26m

Result of Calcu. :

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	4.873033	64.303033	.671520	38.000000	5.829120	65.259120	.438540	75.000000	6.410020	65.840020	.291390
2.000000	4.911840	64.341840	.661220	39.000000	5.847890	65.277890	.434110	76.000000	6.422990	65.852990	.287610
3.000000	4.949150	64.379150	.651420	40.000000	5.866460	65.296460	.429730	77.000000	6.435820	65.865820	.283830
4.000000	4.985120	64.415120	.642070	41.000000	5.884820	65.314820	.425390	78.000000	6.448520	65.878520	.280050
5.000000	5.019890	64.449890	.633110	42.000000	5.902970	65.332970	.421090	79.000000	6.461100	65.891100	.276760
6.000000	5.053570	64.483570	.624510	43.000000	5.920930	65.350930	.416830	80.000000	6.473540	65.903540	.272470
7.000000	5.086230	64.516230	.616230	44.000000	5.938690	65.368690	.412600	81.000000	6.485850	65.915850	.268670
8.000000	5.117980	64.547980	.608250	45.000000	5.956270	65.386270	.408400	82.000000	6.498040	65.928040	.264870
9.000000	5.148870	64.578870	.600530	46.000000	5.973660	65.403660	.404230	83.000000	6.510090	65.940090	.261060
10.000000	5.178980	64.608980	.593060	47.000000	5.990870	65.420870	.400100	84.000000	6.522010	65.952010	.257
11.000000	5.208350	64.638350	.585820	48.000000	6.007900	65.437900	.395990	85.000000	6.533810	65.963810	.253420
12.000000	5.237030	64.667030	.578780	49.000000	6.027460	65.454760	.391910	86.000000	6.545460	65.975460	.249590
13.000000	5.265070	64.695070	.571940	50.000000	6.041460	65.471460	.387850	87.000000	6.556990	65.986990	.245740
14.000000	5.292500	64.722500	.565280	51.000000	6.057980	65.487980	.383820	88.000000	6.568380	65.998380	.241880
15.000000	5.319370	64.749370	.558780	52.000000	6.074340	65.504340	.379820	89.000000	6.579640	66.009640	.238020
16.000000	5.345690	64.775690	.552440	53.000000	6.090540	65.520540	.375830	90.000000	6.590770	66.020770	.234130
17.000000	5.371520	64.801520	.546250	54.000000	6.106570	65.536570	.371860	91.000000	6.601760	66.031760	.230240
18.000000	5.396850	64.826850	.540190	55.000000	6.122460	65.552460	.367920	92.000000	6.612610	66.042610	.226330
19.000000	5.421740	64.851740	.534270	56.000000	6.138190	65.568190	.363990	93.000000	6.623320	66.053320	.222400
20.000000	5.446180	64.876180	.528460	57.000000	6.153760	65.583760	.360070	94.000000	6.633900	66.063900	.218460
21.000000	5.470210	64.900210	.522770	58.000000	6.169190	65.599190	.356180	95.000000	6.644330	66.074330	.214500
22.000000	5.493850	64.923850	.517180	59.000000	6.184470	65.614470	.352300	96.000000	6.654620	66.084620	.210520
23.000000	5.517100	64.947100	.511700	60.000000	6.199600	65.629600	.348430	97.000000	6.664770	66.094770	.206520
24.000000	5.540000	64.970000	.506310	61.000000	6.214590	65.644590	.344570	98.000000	6.674770	66.104770	.202500
25.000000	5.562540	64.992540	.501010	62.000000	6.229440	65.659440	.340730	99.000000	6.684620	66.114620	.198460
26.000000	5.584750	65.014750	.495800	63.000000	6.244150	65.674150	.336900	100.000000	6.694330	66.124330	.194390
27.000000	5.606640	65.036640	.490670	64.000000	6.258710	65.688710	.333070	101.000000	6.703880	66.133880	.190300
28.000000	5.628220	65.058220	.485610	65.000000	6.273140	65.703140	.329260	102.000000	6.713280	66.143280	.186190
29.000000	5.649500	65.079500	.480630	66.000000	6.287430	65.717430	.325450	103.000000	6.722530	66.152530	.182050
30.000000	5.670490	65.100490	.475720	67.000000	6.301580	65.731580	.321650	104.000000	6.731610	66.161610	.177880
31.000000	5.691200	65.121200	.470870	68.000000	6.315600	65.745600	.317860				
32.000000	5.711650	65.141650	.466090	69.000000	6.329490	65.759490	.314070				
33.000000	5.731830	65.161830	.461360	70.000000	6.343240	65.773240	.310280				
34.000000	5.751770	65.181770	.456690	71.000000	6.356860	65.786860	.306500				
35.000000	5.771450	65.201450	.452080	72.000000	6.370350	65.800350	.302720				
36.000000	5.790900	65.220900	.447520	73.000000	6.383700	65.813700	.298940				
37.000000	5.810120	65.240120	.443000	74.000000	6.396930	65.826930	.295170				

表 6.15　側水路内水面形　CASE−3　Q＝290㎥／S

側水路形状比較検討　　勾配　1／100

Shape of Channel :

B (upside)	=	6.000 (m)
B (Down side)	=	12.000 (m)
Length of Channel	=	111.500 (m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000
Slope of Cannel	=	.010
Manning Coef.	=	.015

Boundary Condission :

Discharge	=	290.000 (㎥/s)
Increasing Disc.	=	2.081 (㎥/s)
Depth in Downstream	=	.000 (m)
Interval of Calcu.	=	1.000

※　位置(X)は側水路勾配変化点を基準とし上流方向に正距離としている。

※　常用・非常用洪水吐き境界位置　X＝103.26m

Result of Calcu. :

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	4.624566	64.064566	.728788	38.000000	5.297555	65.107555	.510553	75.000000	5.643796	65.823796	.358196
2.000000	4.654554	64.104554	.719286	39.000000	5.309577	65.129577	.506196	76.000000	5.650696	65.840696	.354046
3.000000	4.683111	64.143111	.710266	40.000000	5.321411	65.151411	.501876	77.000000	5.657486	65.857486	.349896
4.000000	4.710411	64.180411	.701666	41.000000	5.333077	65.173077	.497586	78.000000	5.664136	65.874136	.345726
5.000000	4.736596	64.216596	.693436	42.000000	5.344555	65.194555	.493316	79.000000	5.670676	65.890676	.341536
6.000000	4.761756	64.251756	.685536	43.000000	5.355587	65.215857	.489076	80.000000	5.677076	65.907076	.337336
7.000000	4.785999	64.285999	.677926	44.000000	5.367036	65.237036	.484856	81.000000	5.683356	65.923356	.333106
8.000000	4.809386	64.319386	.670586	45.000000	5.378026	65.258026	.480656	82.000000	5.689506	65.939506	.328866
9.000000	4.832006	64.352006	.663486	46.000000	5.388856	65.278856	.476476	83.000000	5.695536	65.955536	.324606
10.000000	4.853916	64.383916	.656606	47.000000	5.399954	65.299954	.472316	84.000000	5.701426	65.971426	.320316
11.000000	4.875156	64.415156	.649926	48.000000	5.410076	65.320076	.468166	85.000000	5.707186	65.987186	.316016
12.000000	4.895776	64.445776	.643436	49.000000	5.420456	65.340456	.464036	86.000000	5.712806	66.002806	.311686
13.000000	4.915836	64.475836	.637106	50.000000	5.430686	65.360686	.459926	87.000000	5.718306	66.018306	.307326
14.000000	4.935346	64.505346	.630946	51.000000	5.440776	65.380776	.455826	88.000000	5.723656	66.033656	.302946
15.000000	4.954356	64.534356	.624926	52.000000	5.450726	65.400726	.451726	89.000000	5.728876	66.048876	.298546
16.000000	4.972896	64.562896	.619036	53.000000	5.460536	65.420536	.447646	90.000000	5.733956	66.063956	.294106
17.000000	4.990986	64.590986	.613276	54.000000	5.470216	65.440216	.443576	91.000000	5.738886	66.078886	.289646
18.000000	5.008656	64.618656	.607626	55.000000	5.479746	65.459746	.439506	92.000000	5.743676	66.093676	.285146
19.000000	5.025926	64.646926	.602086	56.000000	5.489156	65.479156	.435446	93.000000	5.748316	66.108316	.280626
20.000000	5.042816	64.676816	.596646	57.000000	5.498426	65.498426	.431396	94.000000	5.752806	66.122806	.276066
21.000000	5.059336	64.699336	.591306	58.000000	5.507576	65.517576	.427346	95.000000	5.757156	66.137156	.271466
22.000000	5.075526	64.725526	.586056	59.000000	5.516576	65.536576	.423296	96.000000	5.761336	66.151336	.266836
23.000000	5.091376	64.751376	.580886	60.000000	5.525456	65.555456	.419256	97.000000	5.765356	66.165356	.262176
24.000000	5.106916	64.776916	.575796	61.000000	5.534216	65.574216	.415216	98.000000	5.769236	66.179236	.257466
25.000000	5.122156	64.802156	.570776	62.000000	5.542846	65.592846	.411166	99.000000	5.772936	66.192936	.252726
26.000000	5.137106	64.827106	.565826	63.000000	5.551346	65.611346	.407126	100.000000	5.776466	66.206466	.247936
27.000000	5.151786	64.851786	.560936	64.000000	5.559726	65.629726	.403086	101.000000	5.779836	66.219836	.243106
28.000000	5.166196	64.876196	.556116	65.000000	5.567986	65.647986	.399036	102.000000	5.783016	66.233016	.238236
29.000000	5.180346	64.900346	.551346	66.000000	5.576116	65.666116	.394986	103.000000	5.786026	66.246026	.233316
30.000000	5.194256	64.924256	.546636	67.000000	5.584126	65.684126	.390926	104.000000	5.788856	66.258856	.228346
31.000000	5.207926	64.947926	.541976	68.000000	5.592016	65.702016	.386866				
32.000000	5.221366	64.971366	.537356	69.000000	5.599776	65.719776	.382796				
33.000000	5.234576	64.994576	.532796	70.000000	5.607416	65.737416	.378716				
34.000000	5.247586	65.017586	.528266	71.000000	5.614936	65.754936	.374636				
35.000000	5.260376	65.040376	.523776	72.000000	5.622336	65.772336	.370536				
36.000000	5.272966	65.062966	.519336	73.000000	5.629616	65.789616	.366436				
37.000000	5.285356	65.085356	.514916	74.000000	5.636776	65.806776	.362316				

表6.16　側水路内水面形　CASE－4　Q＝290㎥/S

側水路形状比較検討　　下流側拡幅

Shape of Channel :

B (upside)	=	6.000 (m)
B (Down side)	=	15.000 (m)
Length of Channel	=	111.500 (m)
Slope of Sidewall(RI.)	=	.600
Slope of Sidewall(LE.)	=	.000
Slope of Cannel	=	.005
Manning Coef.	=	.015

Boundary Condission :

Discharge	=	290.000 (㎥/s)
Increasing Disc.	=	2.081 (㎥/s)
Depth in Downstream	=	.000 (m)
Interval of Calcu.	=	1.000

※　位置(X)は側水路勾配変化点を基準とし上流方向に正距離としている。

※　常用・非常用洪水吐き境界位置　X＝103.26m

Result of Calcu. :

位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.	位置 X (m)	水深 H (m)	水位 WL (EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.000000	3.731750	63.166750	.82274	38.000000	4.672080	64.292080	.52598	75.000000	5.170470	64.975470	.37136
2.000000	3.785910	63.225910	.80305	39.000000	4.688080	64.311308	.52132	76.000000	5.181900	64.991900	.36731
3.000000	3.834120	63.279120	.78591	40.000000	4.703890	64.333389	.51671	77.000000	5.193240	65.008240	.36325
4.000000	3.877940	63.327940	.77064	41.000000	4.719510	64.354510	.51215	78.000000	5.204490	65.024490	.35918
5.000000	3.918360	63.373360	.75680	42.000000	4.734950	64.374950	.50764	79.000000	5.215650	65.040650	.35510
6.000000	3.956020	63.416020	.74410	43.000000	4.750210	64.395210	.50317	80.000000	5.226720	65.056720	.35100
7.000000	3.991410	63.456410	.73234	44.000000	4.765310	64.415310	.49874	81.000000	5.237700	65.072700	.34688
8.000000	4.024890	63.494890	.72135	45.000000	4.780250	64.435250	.49435	82.000000	5.248590	65.088590	.34275
9.000000	4.056720	63.531720	.71102	46.000000	4.795030	64.455030	.48999	83.000000	5.259390	65.104390	.33860
10.000000	4.087110	63.567110	.70126	47.000000	4.809650	64.474650	.48567	84.000000	5.270090	65.120090	.33443
11.000000	4.116240	63.601240	.69200	48.000000	4.824130	64.494130	.48138	85.000000	5.280700	65.135700	.33024
12.000000	4.144250	63.634250	.68317	49.000000	4.838470	64.513470	.47712	86.000000	5.291220	65.151220	.32603
13.000000	4.171260	63.666260	.67472	50.000000	4.852660	64.532660	.47289	87.000000	5.301640	65.166640	.32179
14.000000	4.197350	63.697350	.66663	51.000000	4.866720	64.551720	.46868	88.000000	5.311970	65.181970	.31753
15.000000	4.222630	63.727630	.65884	52.000000	4.880650	64.570650	.46449	89.000000	5.322190	65.197190	.31324
16.000000	4.247150	63.757150	.65133	53.000000	4.894450	64.589450	.46033	90.000000	5.332320	65.212320	.30892
17.000000	4.270980	63.785980	.64408	54.000000	4.908130	64.608130	.45619	91.000000	5.342350	65.227350	.30457
18.000000	4.294180	63.814180	.63706	55.000000	4.921680	64.626680	.45207	92.000000	5.352280	65.242280	.30019
19.000000	4.316790	63.841790	.63025	56.000000	4.935120	64.645120	.44796	93.000000	5.362100	65.257100	.29578
20.000000	4.338850	63.868850	.62364	57.000000	4.948440	64.663440	.44387	94.000000	5.371820	65.271820	.29133
21.000000	4.360400	63.895400	.61721	58.000000	4.961640	64.681640	.43980	95.000000	5.381430	65.286430	.28684
22.000000	4.381480	63.921480	.61094	59.000000	4.974730	64.699730	.43574	96.000000	5.390920	65.300920	.28232
23.000000	4.402120	63.947120	.60483	60.000000	4.987720	64.717720	.43168	97.000000	5.400310	65.315310	.27775
24.000000	4.422330	63.972330	.59886	61.000000	5.000059	64.735590	.42764	98.000000	5.409580	65.329580	.27314
25.000000	4.442160	63.997160	.59302	62.000000	5.013360	64.753360	.42361	99.000000	5.418720	65.343720	.26849
26.000000	4.461610	64.021610	.58731	63.000000	5.026030	64.771030	.41958	100.000000	5.427750	65.357750	.26379
27.000000	4.480710	64.045710	.58171	64.000000	5.038600	64.788600	.41556	101.000000	5.436650	65.371650	.25904
28.000000	4.499480	64.069480	.57622	65.000000	5.051060	64.806060	.41155	102.000000	5.445420	65.385420	.25424
29.000000	4.517940	64.092940	.57083	66.000000	5.063430	64.823430	.40753	103.000000	5.454050	65.399050	.24939
30.000000	4.536090	64.116090	.56554	67.000000	5.075700	64.840700	.40352	104.000000	5.462550	65.412550	.24448
31.000000	4.553960	64.138960	.56033	68.000000	5.087870	64.857870	.39951				
32.000000	4.571560	64.161560	.55521	69.000000	5.099950	64.874950	.39550				
33.000000	4.588900	64.183900	.55017	70.000000	5.111930	64.891930	.39149				
34.000000	4.605990	64.205990	.54520	71.000000	5.123820	64.908820	.38748				
35.000000	4.622850	64.227850	.54030	72.000000	5.135620	64.925620	.38346				
36.000000	4.639470	64.249470	.53547	73.000000	5.147330	64.942330	.37943				
37.000000	4.655880	64.270880	.53069	74.000000	5.158940	64.958940	.37540				

表 6.17　側水路水位（常用洪水吐き区間詳細，変更案－２）Q＝290 m³／s

Shape of Channel：

B (upside)	= 6.000	(m)
B (Down side)	= 6.554	(m)
Length of Channel	= 10.500	(m)
Slope of Sidewall (RI.)	= .600	
Slope of Sidewall (LE.)	= .000	
Slope of Cannel	= .005	
Manning Coef.	= .015	

Boundary Condission：

Discharge	= 79.800	(m³/s)
Incrasing Disc.	= 7.707	(m³/s)
Depth in Downstream	= 6.244	(m)
Interval of Calcu.	= 1.000	

Result of Calcu.：

位　置 x (m)	水　深 H (m)	水　位 WL(EL.m)	フルード数 FLOUD.
1.00000	6.28248	65.23748	.19300
2.00000	6.31628	65.27628	.17202
3.00000	6.34558	65.31058	.15132
4.00000	6.37048	65.34048	.13081
5.00000	6.39107	65.36607	.11040
6.00000	6.40738	65.38738	.09004
7.00000	6.41942	65.40442	.06964
8.00000	6.42716	65.41716	.04913
9.00000	6.43054	65.42554	.02844
10.00000	6.42945	65.42945	.00749

6.7.3　変更案－２

前節 6.7.2 で述べたように，側水路内の水位の上昇には水路敷を 1.0 m下げて対応することとするが，堰の越流量の低下は，正確には下流水位が越流水深の⅔に達した後に生じるものではなく，⅔に達する前に不完全越流状態になり越流量が低下する。従って，越流頂が所定の流量を流下し得るものかどうか検討した後，変更設計形状を定めるものとする。

USBRの定理によれば，標準型越流頂のもぐり越流の流量係数の自由越流時からの減少率は図 6.18 のようになる。本ダムにおける値を推定すると表 6.18 のようになる。

表 6.18　本ダムにおける下流水位影響の推定

貯水位と下流水位の差　△H	完全越流時に対する流量係数の比	瑞慶山ダムの場合の下流水位
0.80H	100%	EL 64.66
0.53H	98%	EL 65.28
0.40H	96%	EL 65.58

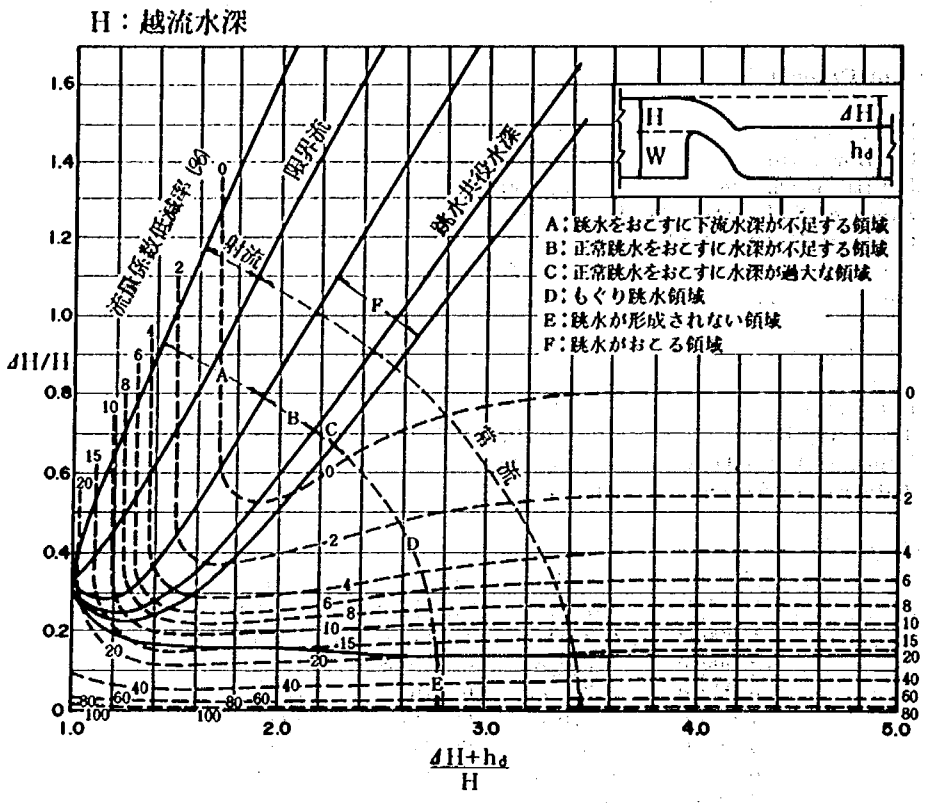


図 6.18　越流頂における下流水位の影響

側水路の水路床を１ｍ下げた場合の上流端における水位は計算上，Ｑ＝２９０㎥/ｓ時にEL．６５.４３ｍ程度となる。これは，完全越流時に対して９７％程度の放流量となる。常用洪水吐き全区間で９７％の放流量となった場合の洪水吐き全体での放流量Q_Nは次の通りである。

（非常用洪水吐き長１０１.００ｍの場合）

Q_N＝７８.５０（常用洪水吐き）＋２１０.１５（非常用洪水吐き）＝２８８.６５㎥/ｓ

ダム設計洪水流量２９０㎥/ｓに対し計算上１.３５㎥/ｓ不足する。非常用洪水吐きの越流頂長を１０１.００ｍより上流側へ１.００ｍ延長し，１０２.００ｍとすれば２９０.７３㎥/ｓとなり設計条件を満足する。従って，変更案－２の形状は常用洪水吐き越流幅１０.５０ｍ，非常用洪水吐き越流幅１０２.００ｍとする。（図 6.19）

変更案－２に対し全体模型実験により放流能力をチェックした。その結果を図 6.20，表 6.19 に示す。設計洪水位ＥＬ．６６.５０ｍにて，ダム設計洪水流量２９０㎥/ｓ放流することができる。ただし，放流量推定式としては，6.6.1，6.6.2 で示した抽出実験の結果より推定された式を用いることが適当と考える。それらの推定式によれば設計洪水位での放流量は293.１５㎥/ｓとなる。6.7.5 で後述する，側水路上流端の流況の影響を考慮した常用洪水吐き流量係数の補正係数について述べる。

表 6.19　貯水位～放流量特性（変更案－２）

但し，常用洪水吐きピアーは丸み付に改造を施している。

No.	貯水位 H（EL.m）	常用洪水吐き越流水深 h_1 (m)	非常用洪水吐き越流水深 h_2 (m)	流量 Q (m^3/s)	流量係数 C
1	64.818	0.618	—	10.02	1.964
2	65.148	0.948	—	19.86	2.049
3	65.446	1.246	—	29.87	2.045
4	65.660	1.460	0.160	50.27	—
5	65.774	1.574	0.274	69.77	—
6	65.878	1.678	0.378	90.87	—
7	65.968	1.768	0.468	110.09	—
8	66.042	1.842	0.542	130.23	—
9	66.118	1.918	0.618	150.08	—
10	66.166	1.966	0.666	172.20	—
11	66.234	2.034	0.734	190.12	—
12	66.294	2.094	0.794	210.41	—
13	66.350	2.150	0.850	230.30	—
14	66.400	2.200	0.900	250.08	—
15	66.446	2.246	0.946	270.51	—
16	66.506	2.306	1.006	290.40	—

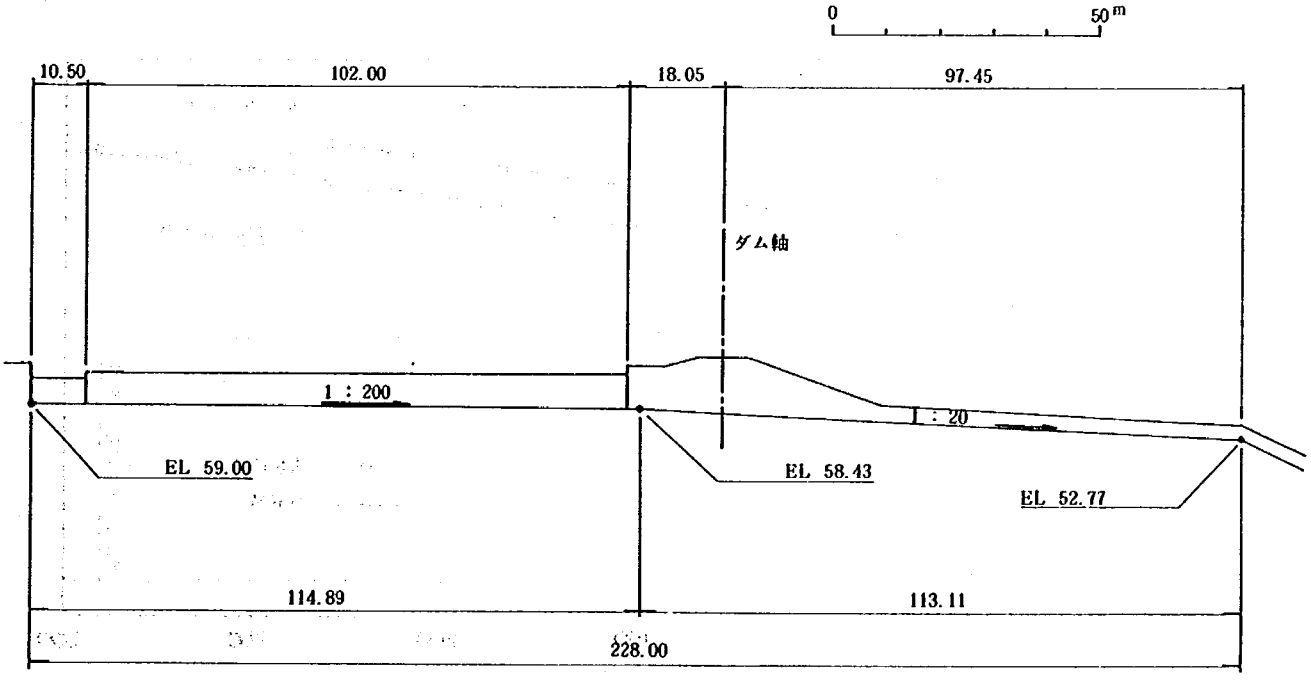


図 6.19　変　更　案－2

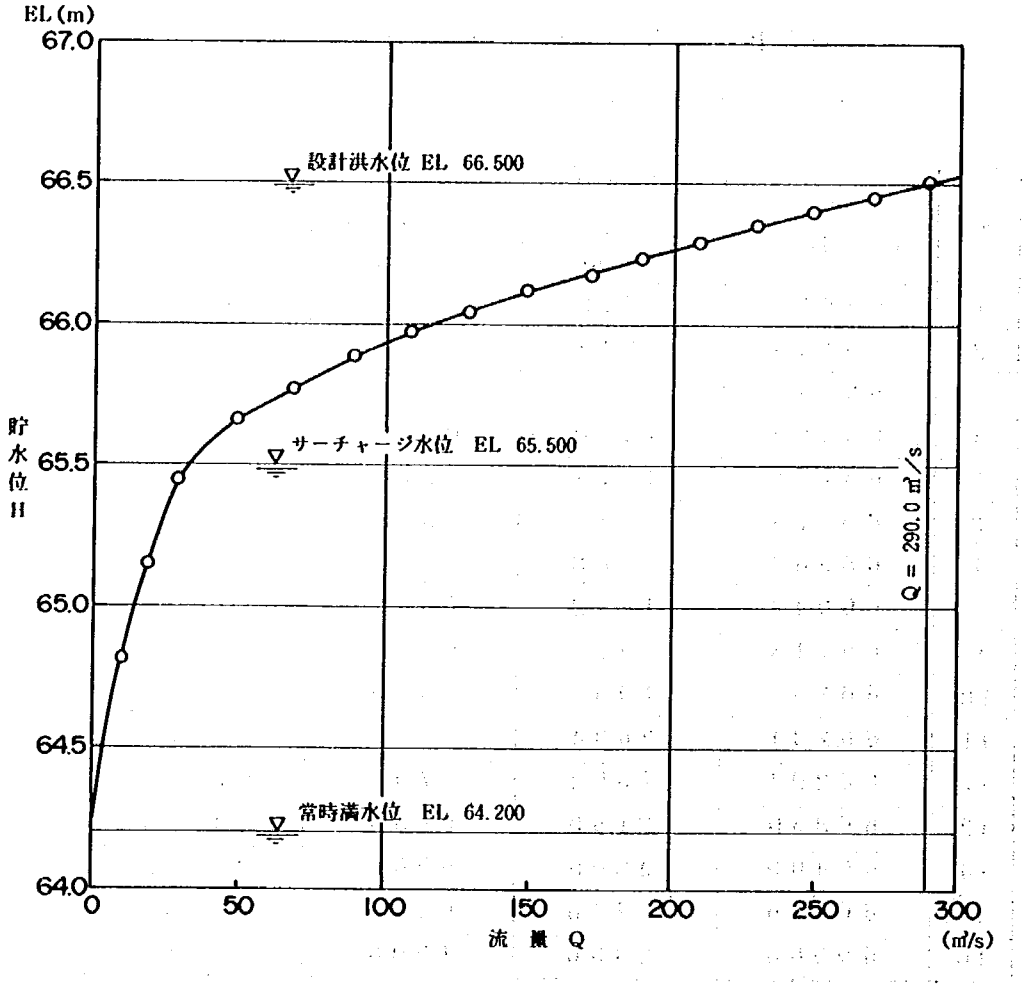


図 6.20　貯水位～放流量特性（変更案－２）

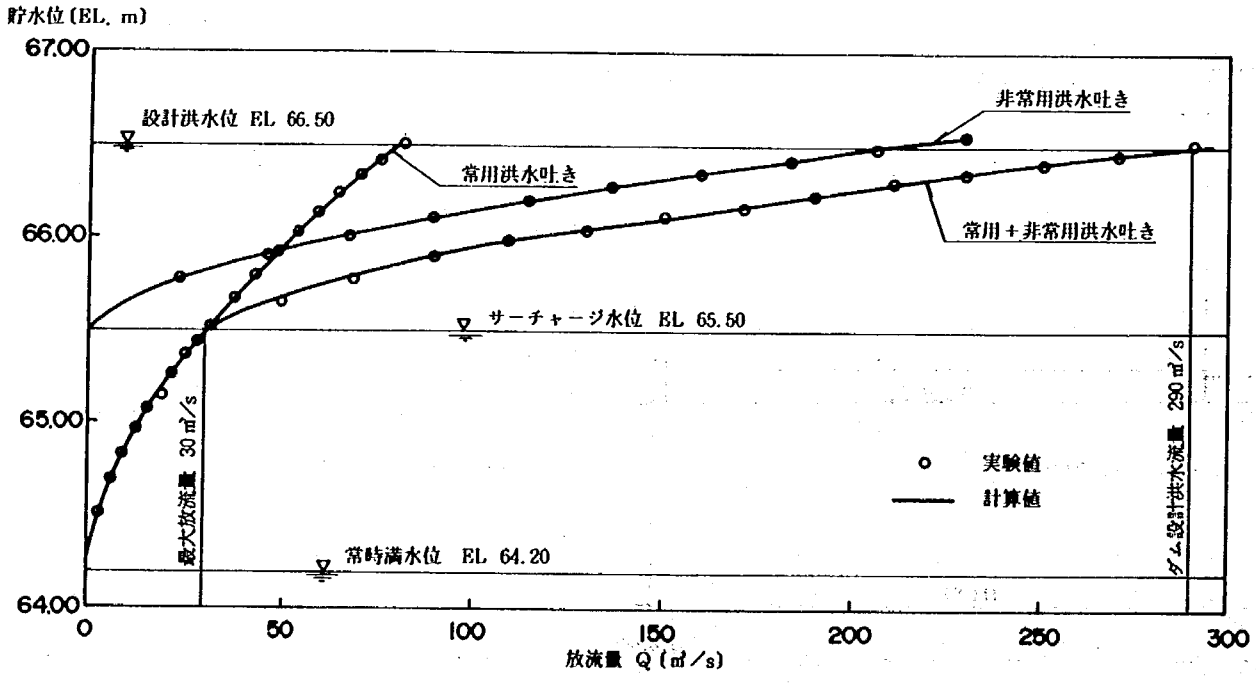


図 6.21　貯水位と放流量の関係図

（6.4）式により側水路の水深を求め，図6.18を用いて流量係数の低減率を推定した。この結果，貯水位がEL．66.35mを越える水位で側水路水位の影響を受けることがわかり，流量係数の補正が必要となる。貯水位と流量係数の低減率より推定された補正係数の式を次に示す。

$$k = 1 - \frac{(9.064h + 0.047)^2}{100} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.5)$$

ここに，k：流量係数の補正係数

h：EL．66.35m基準の越流水深

従って，貯水位がEL．66.35mを上回る場合は（6.3）式の流量係数に（6.5）式の補正係数を掛けた流量係数を用いて放流量の計算を行うものとする。図6.21に越流頂の貯水位と放流量の関係を示す。

6.7.4　接近水路の流況と流速

洪水吐き流入部は，EL．60.00mで水平に掘削されており，堤体とは越流部下流端において接している。この掘削敷高および堤体との接続の適性を検証するため，図6.22に示す前庭部33測点の流速および流向について測定した結果を図6.23～6.30，表6.20，6.21に示す。測定の対象とした流量はダム設計洪水流量の290㎥/sおよび計画最大放流量の30㎥/sとし，測定は上層付近と下層付近とした。

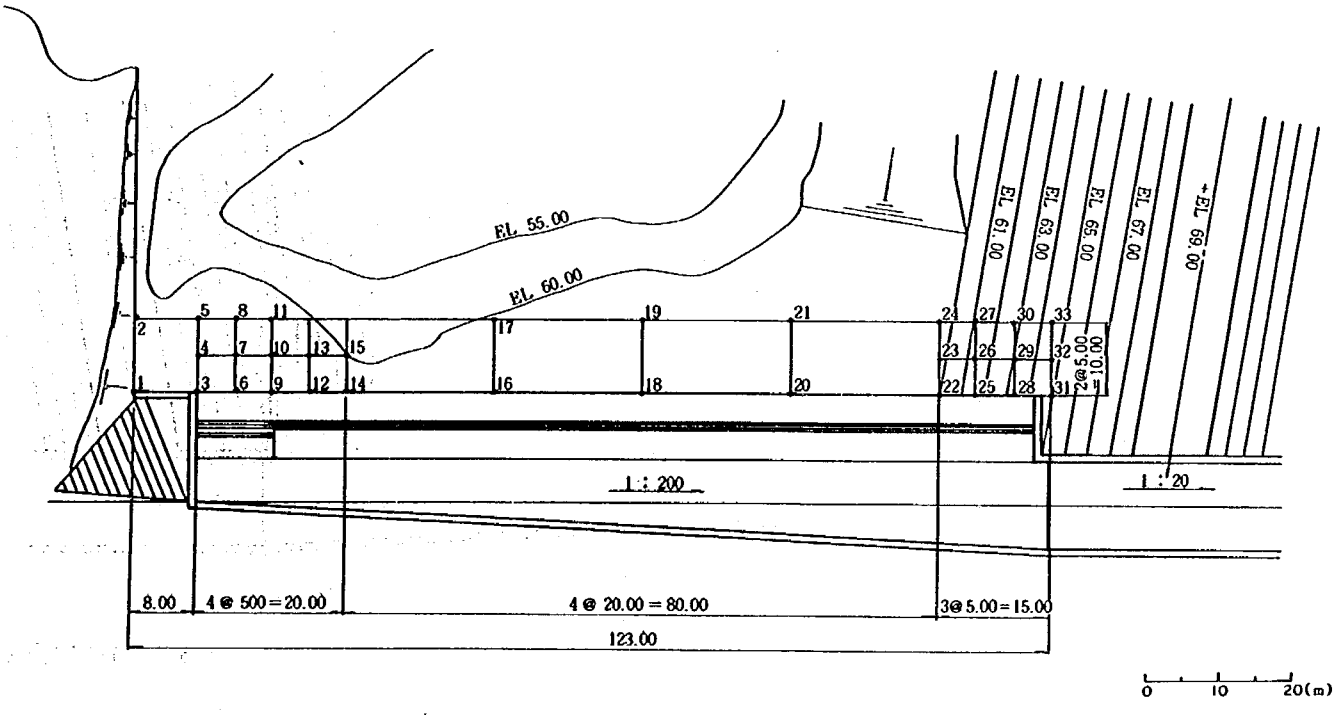


図6.22　前庭部流向　流速測定位置

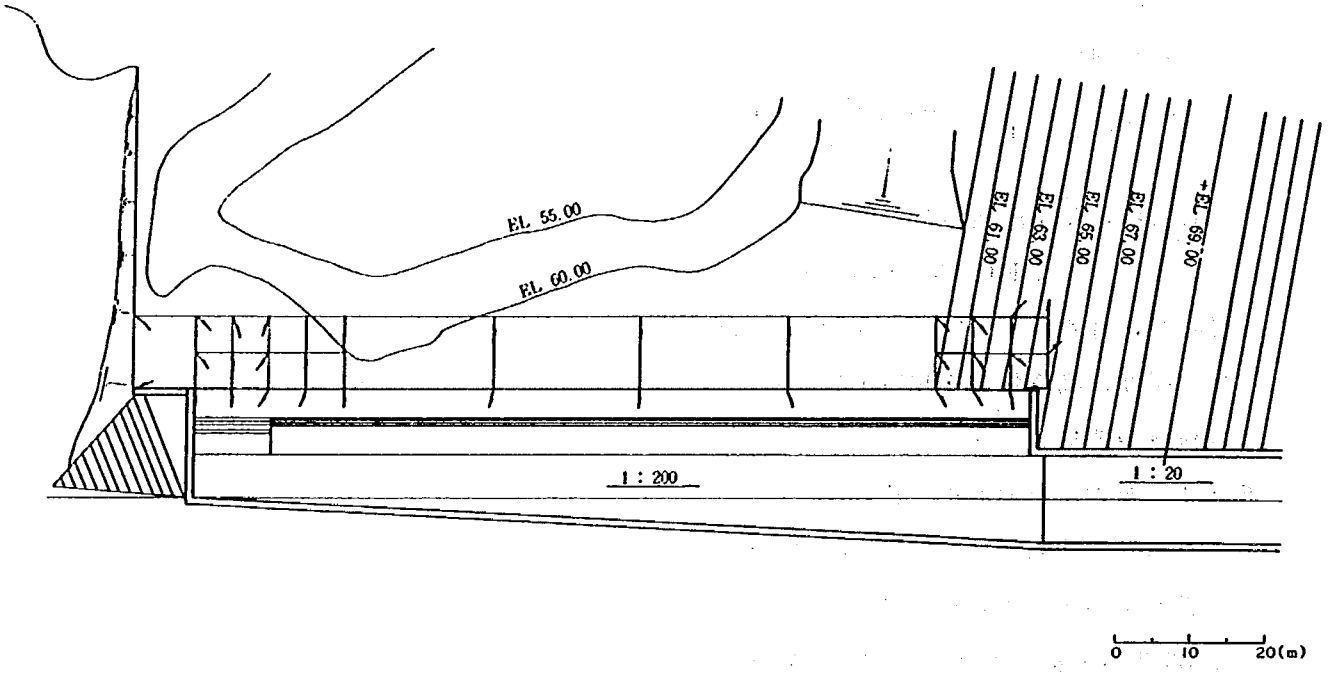


図 6.23　前庭部流向　Q＝290 m³/s

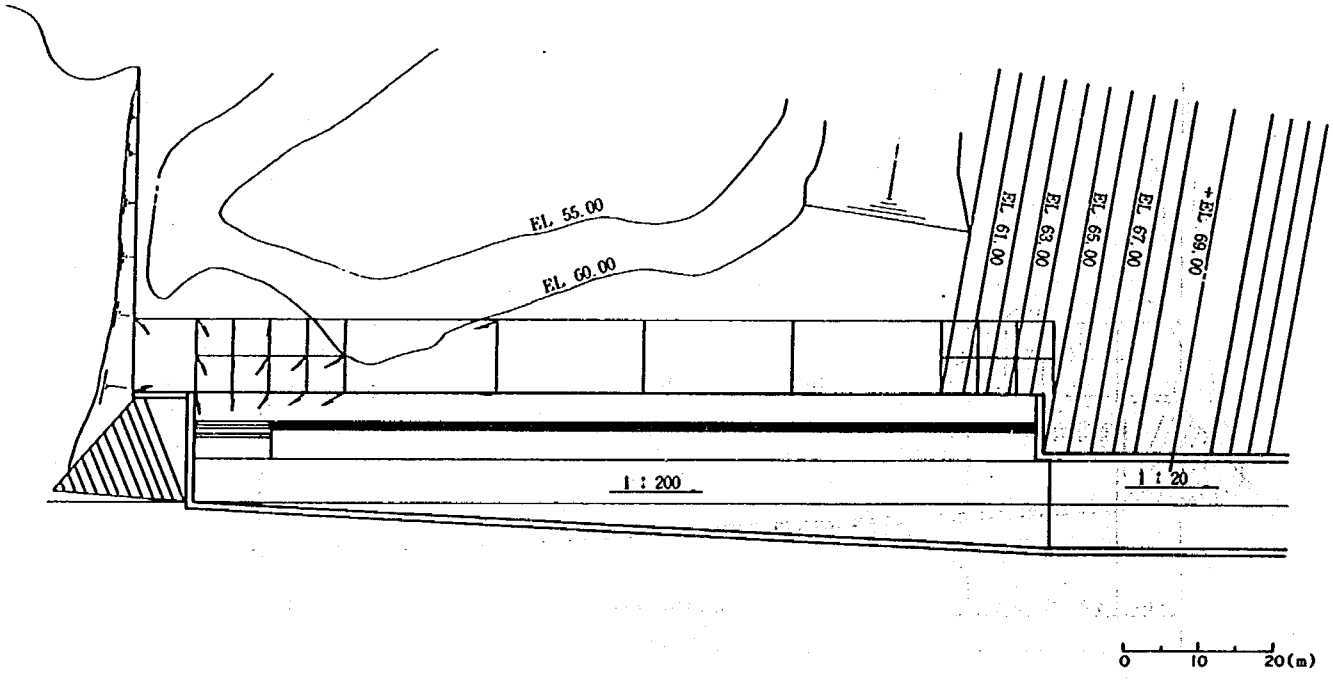


図 6.24　前庭部流向　Q＝30 m³/s

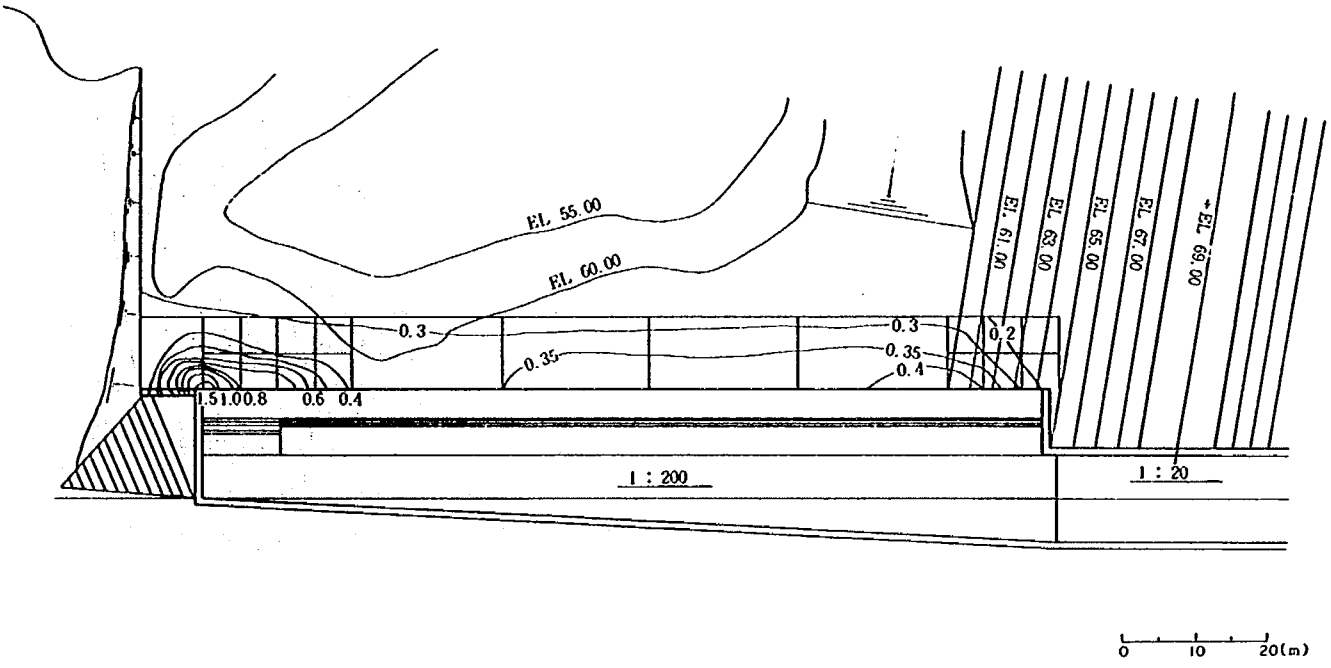


図 6.25　前庭部流速　Q＝290㎥／s（上層付近）

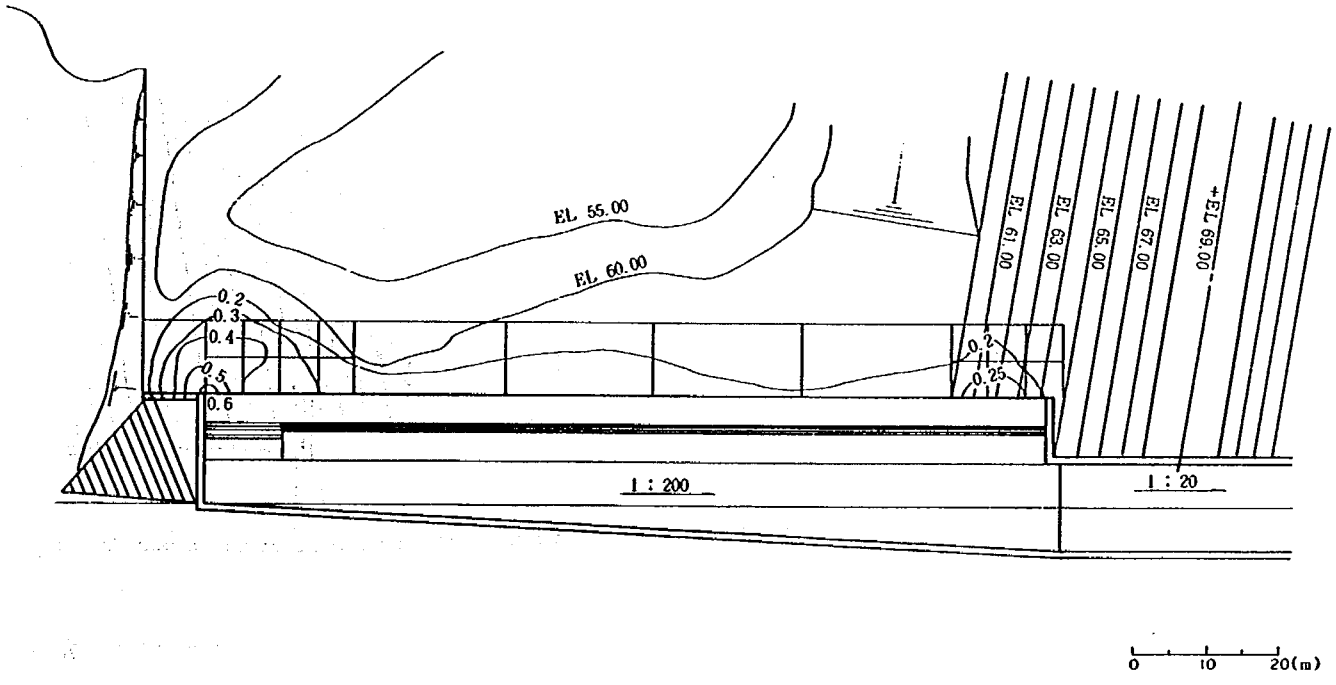


図 6.26　前庭部流速　Q＝290㎥／s（下層付近）

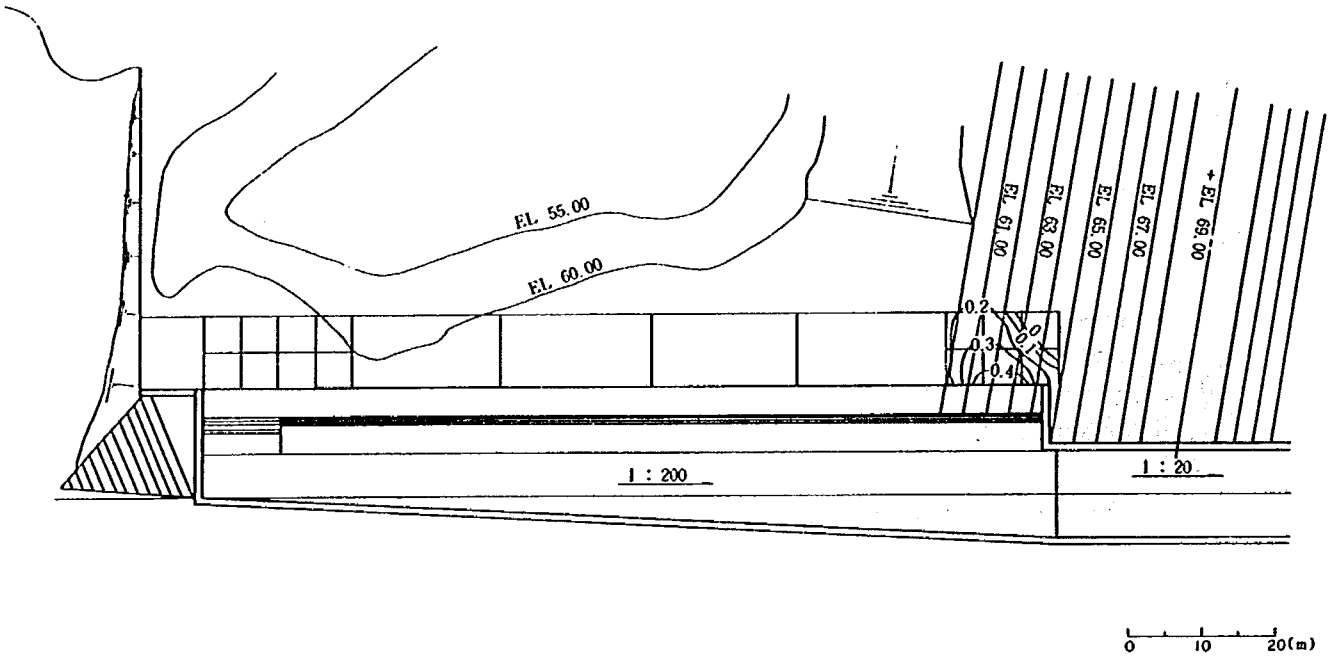


図 6.27　前庭部流速，堤体を延長した場合　Q＝290㎥／s（上層付近）

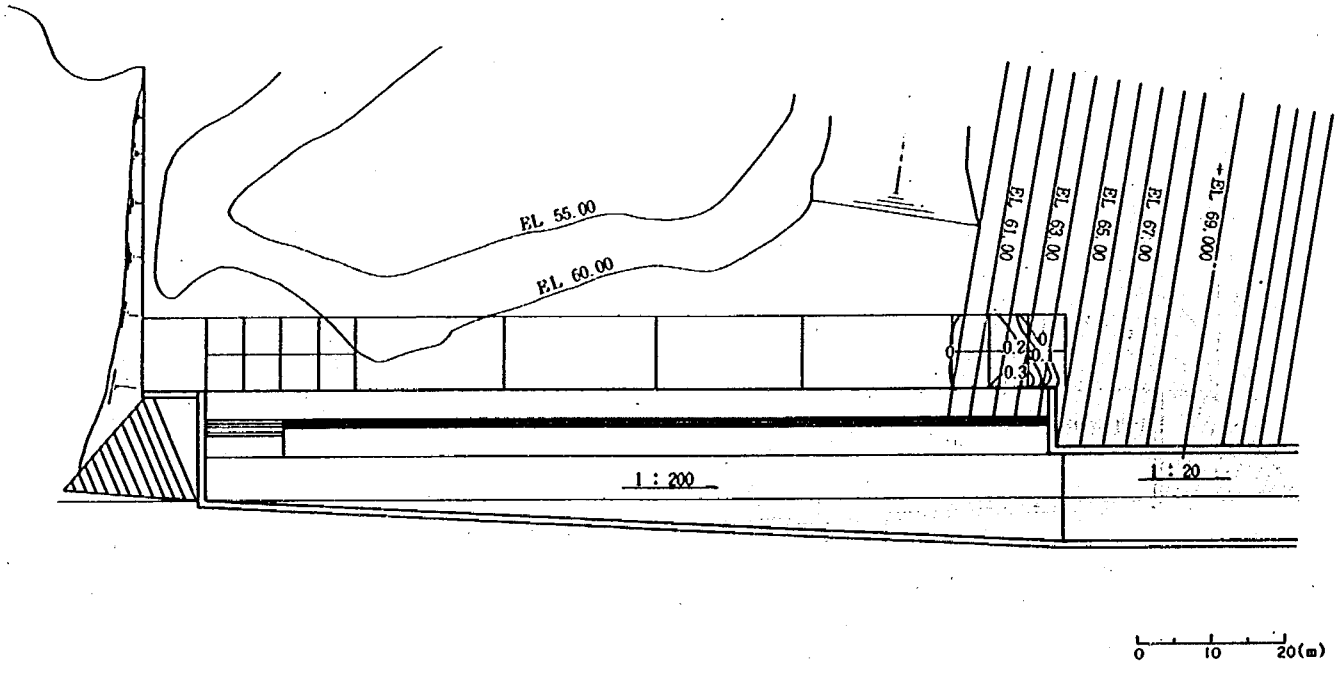


図 6.28　前庭部流速，堤体を延長した場合　Q＝290㎥／s（下層付近）

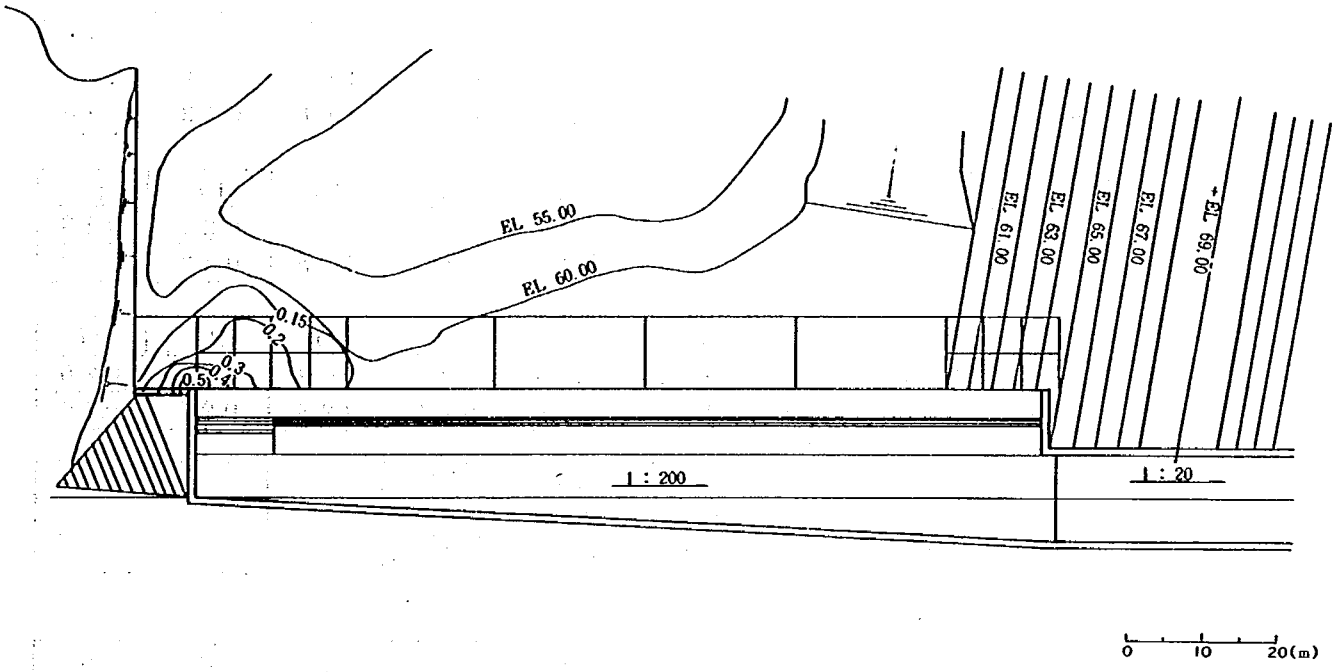


図 6.29　前庭部流速　Q＝30㎥／s（上層付近）

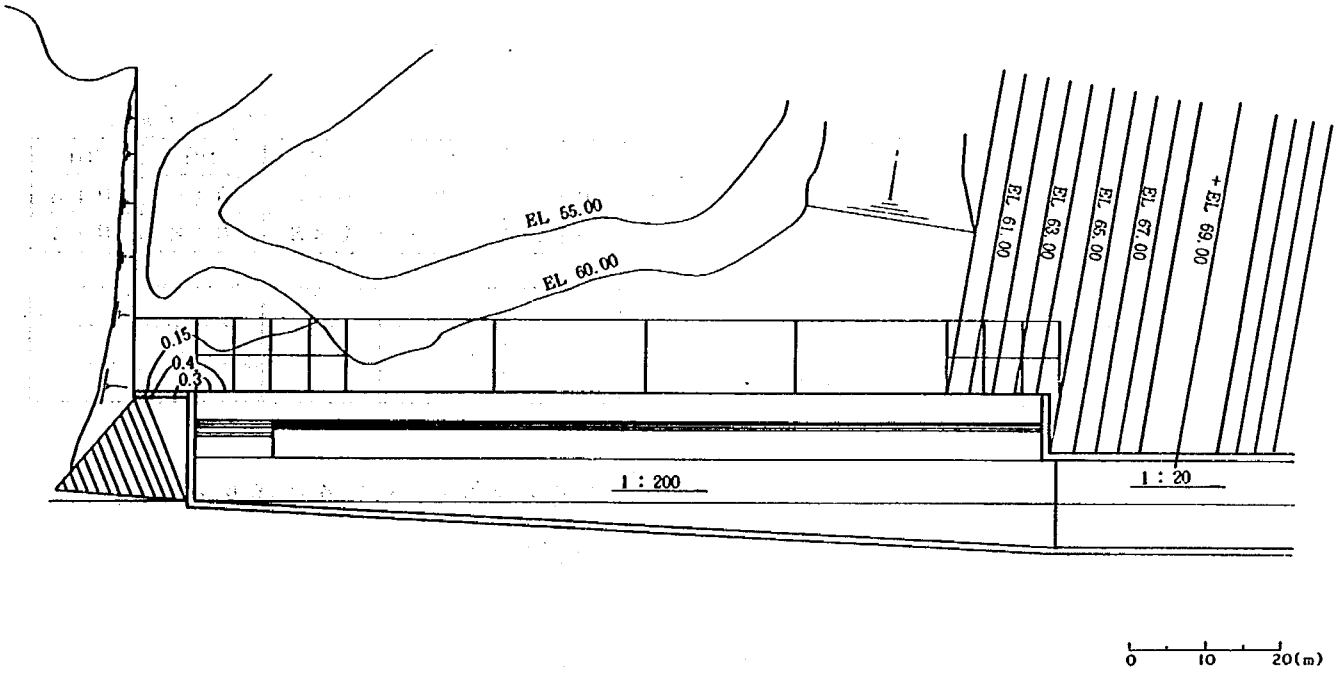


図 6.30　前庭部流速　Q＝30㎥／s（下層付近）

表 6.20　前 庭 部 流 速

Q = 290 m³/s　　単位；〔m³/s〕

測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9
上　層	0.22	0.25	1.61	0.54	0.34	0.76	0.48	0.31	0.76
下　層	0.19	0.13	0.64	0.54	0.29	0.38	0.44	0.33	0.30

測点	10	11	12	13	14	15	16	17	18
上　層	0.32	0.29	0.51	0.39	0.35	0.38	0.35	0.25	0.38
下　層	0.39	0.18	0.30	0.21	0.22	0.18	0.17	0.32	0.22

測点	19	20	21	22	23	24	25	26	27
上　層	0.28	0.37	0.31	0.42	0.34	0.20	0.40	0.30	0.20
下　層	0.16	0.20	0.18	0.17	0.21	0.14	0.28	0.27	0.19

測点	28	29	30	31	32	33			
上　層	0.30	0.18	0.19	0.15	0.15	0.17			
下　層	0.25	0.18	0.18	0.14	0.14	0.16			

Q = 30 m³/s

測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9
上　層	0.15	0.16	0.56	0.18	0.15	0.37	0.21	0.20	0.24
下　層	0.13	0.13	0.36	0.19	0.14	0.13	0.14	0.13	0.14

測点	10	11	12	13	14	15			
上　層	0.22	0.15	0.19	0.18	0.15	0.15			
下　層	0.14	0.20	0.16	0.13	0.13	0.14			

表 6.21　前 庭 部 流 速

Q = 290 m³/s （堤体延長の場合）　　単位；〔m³/s〕

測点	22	23	24	25	26	27	28	29	30
上　層	0.15	0.16	0.17	0.44	0.32	0.28	0.46	0.16	0.16
下　層	0	0	0	0.30	0.29	0.28	0.38	0.18	0.14

測点	31	32	33						
上　層	0.16	0.15	0.18						
下　層	0.14	0.14	0.14						

測定結果によれば，290 m³/s 放流時における最大接近流速は，次の通りである。

- 上層　1.61 m/s （常用洪水吐きピアー先端）
- 下層　0.64 m/s （常用洪水吐きピアー先端）

また，堤体上における最大流速は 290 m³/s において，

堤体上最大接近流速
- 上層　0.42 m/s
- 下層　0.28 m/s

である。

以上の結果，接近流速は常用洪水吐きピアー先端の上層付近の流速が局所的に若干大きいだけで，流況は平穏であり問題はないものと思われる。なお，当初上流端ピア形状を角形としていたが，縮流が生じ，ピアー沿いに水面が隆起する流況を呈していたため，円弧付きのピアーに修正した。（図 6.31，写真 6.4）本流速測定はピアー先端形状を円弧としたものについて行っている。

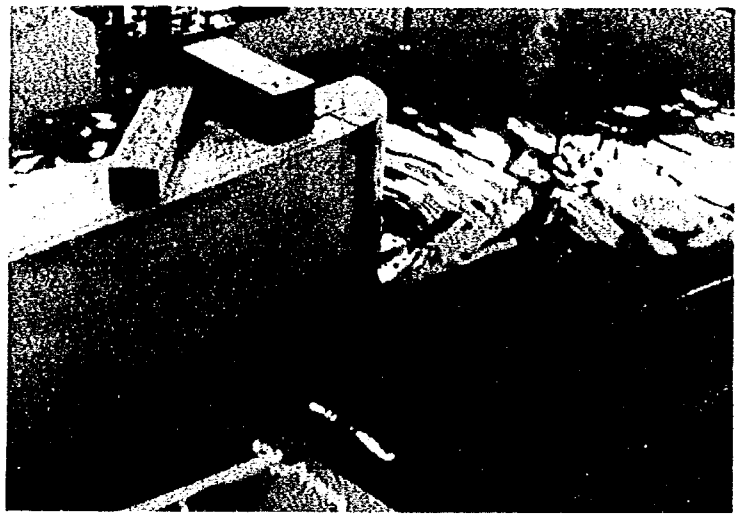


写真 6.4　常用洪水吐き
ピア付近の流況

また，原案の場合堤体上流面は図 6.32 のようにカットされているが，流速測定の結果によると接近流速も小さく問題がないと思われるので，改造案として堤体を越流部上流面まで延長した場合（図 6.32）についても測定を行った。結果は以下の通りとなった。

堤体上における最大接近流速は 290 ㎥/s において，

堤体上最大接近流速 { 上層　0.46 m/s
　　下層　0.38 m/s

であり，原案とほぼ同程度の値となっており，堤体を越流部上流面まで延長した場合でも影響はないと思われる。従ってこの改造案を採用するものとする。前庭部の流況を写真 6.5 ～ 6.7 に示す。

6.7.5　側水路部の流況

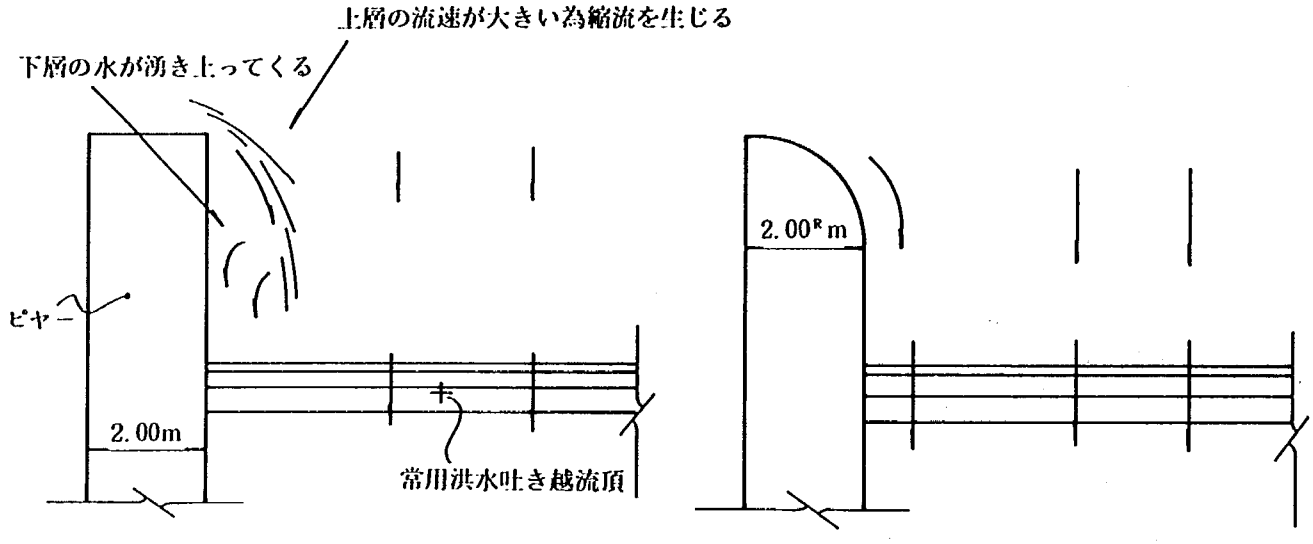
変更案－2における越流部流況の問題点は次に示す項目である。（図 6.33 参照）

① 常用洪水吐き部の側水路内（Ⓑ地点）での水面動揺が認められる。（図 6.34 参照）

② 横流入側水路から下流導水路との接続箇所（Ⓐ地点）における縮流により流況の乱れが認められる。

(1) 変更案－2の側水路部流況

変更案－2の水面形を図 6.35 ～ 43，表 6.22 ～ 6.24 に，流況を写真 6.8 ～ 6.10 に示す。



(1) 変更案－1　流況　　(2) 改造案

図 6.31　常用洪水吐きピヤーの改造（平面図）

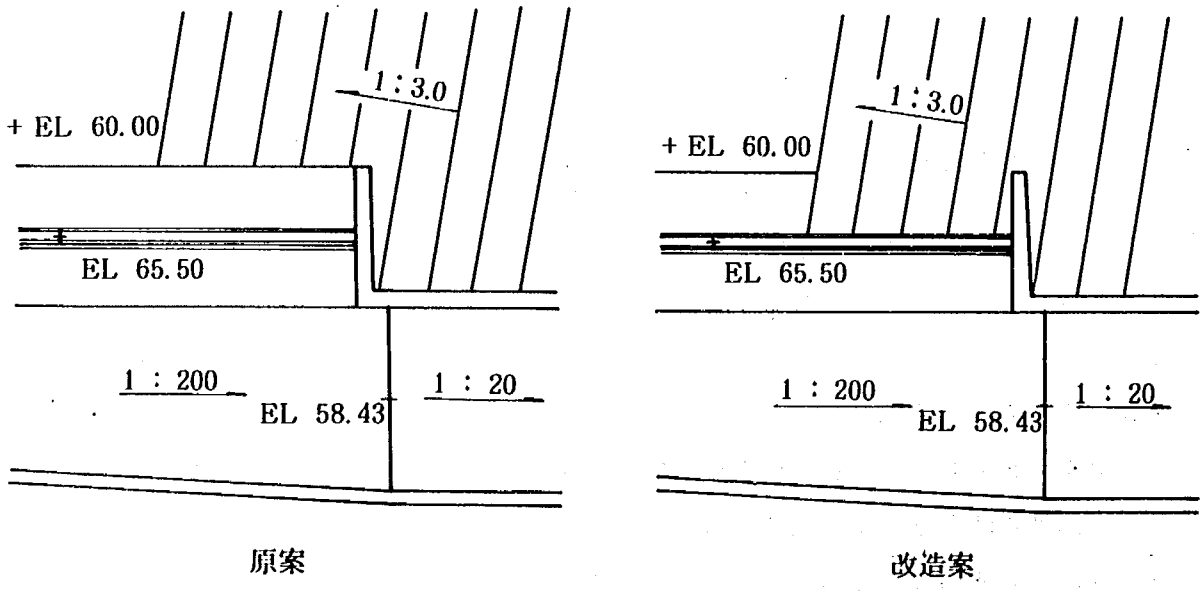


図 6.32　堤体上流面形状

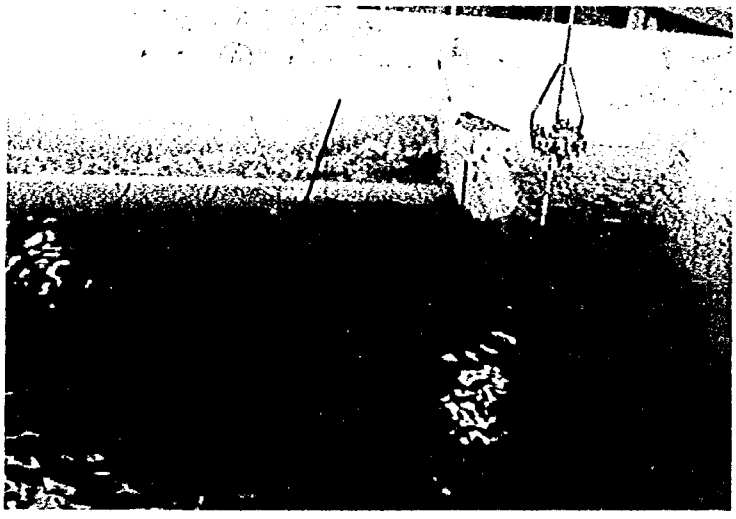


写真 6.5　洪水吐き前庭部の流況
（Q＝290㎥／s）

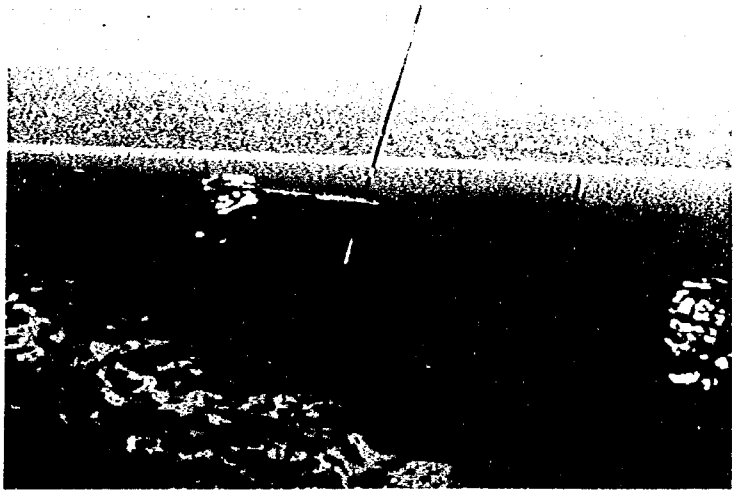


写真 6.6　洪水吐き前庭部の流況
（Q＝290㎥／s）

写真 6.7　洪水吐き前庭部の流況
（Q＝290㎥／s）

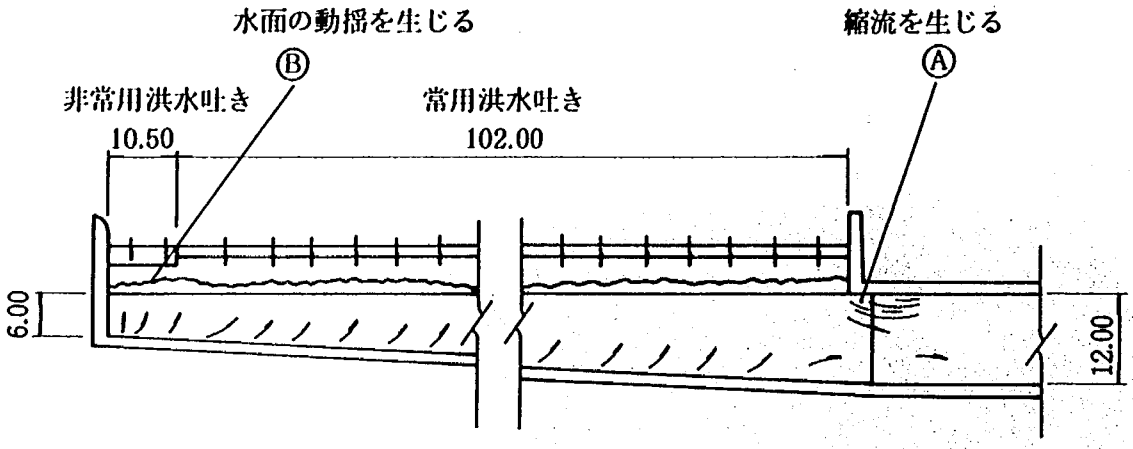


図 6.33　変更案－２の問題点（Q＝290㎥／s）

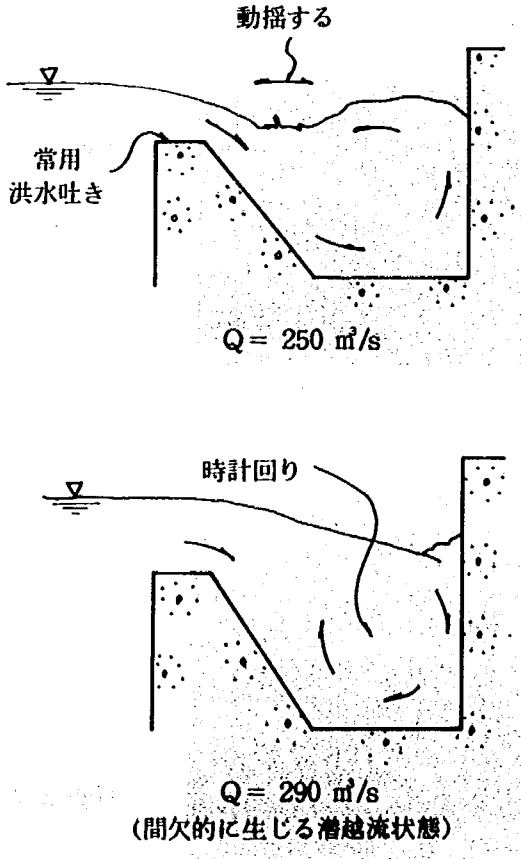


図 6.34　常用洪水吐き部の流れ

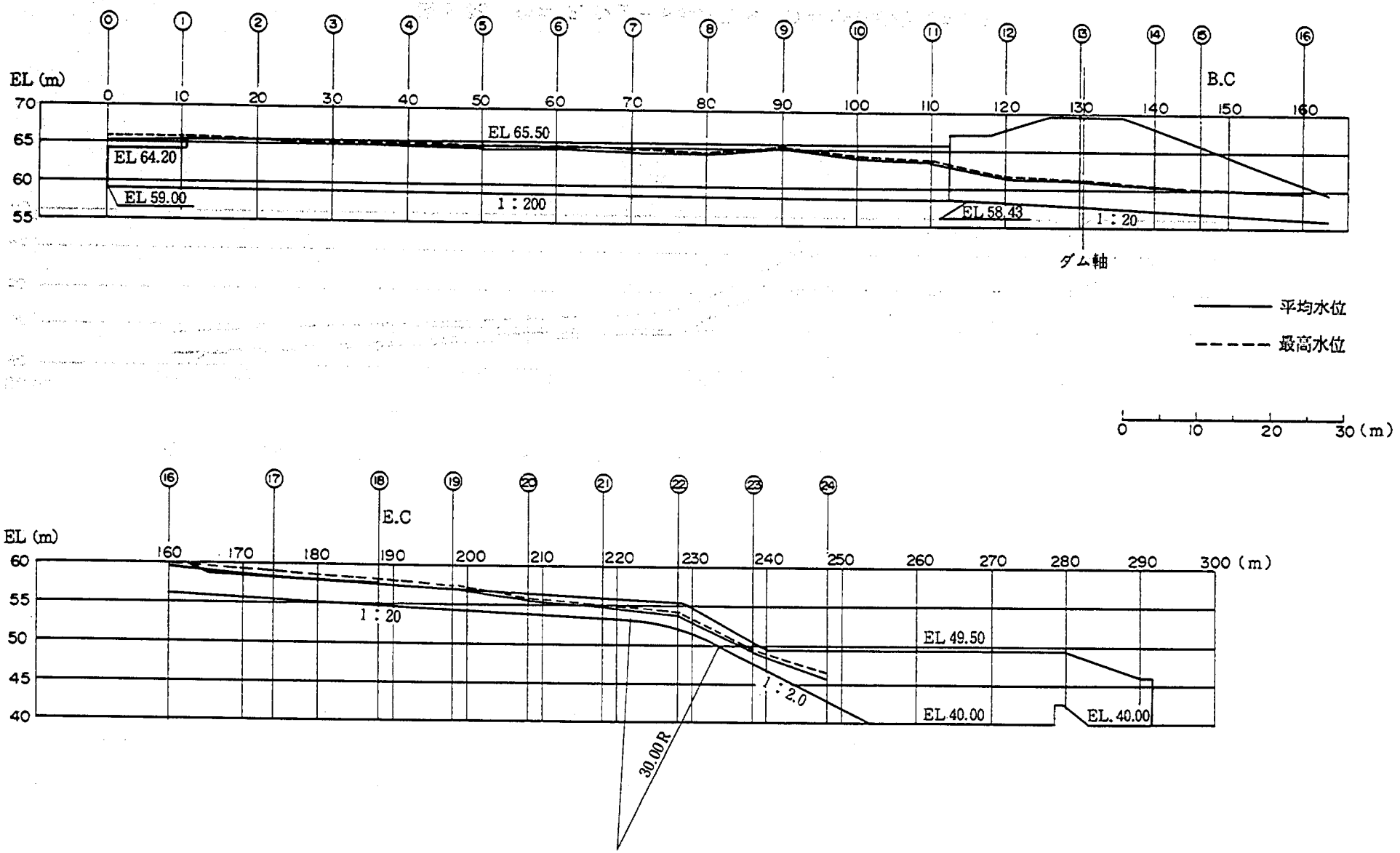


図 6.35　側水路，シュート部水面形　Q＝290 m³/s（左岸）

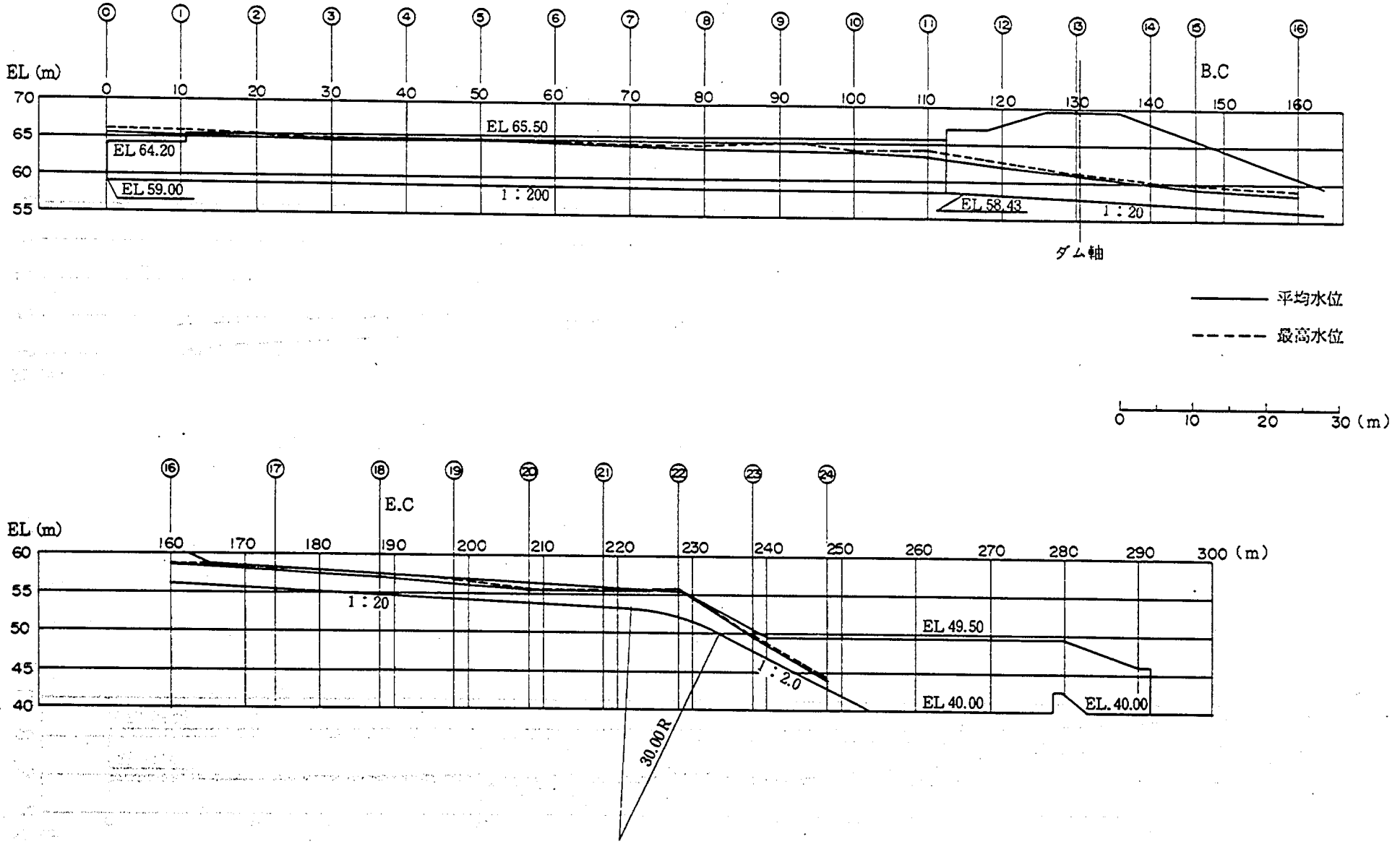


図 6.36　側水路，シュート部水面形　Q＝290㎥/s（中央）

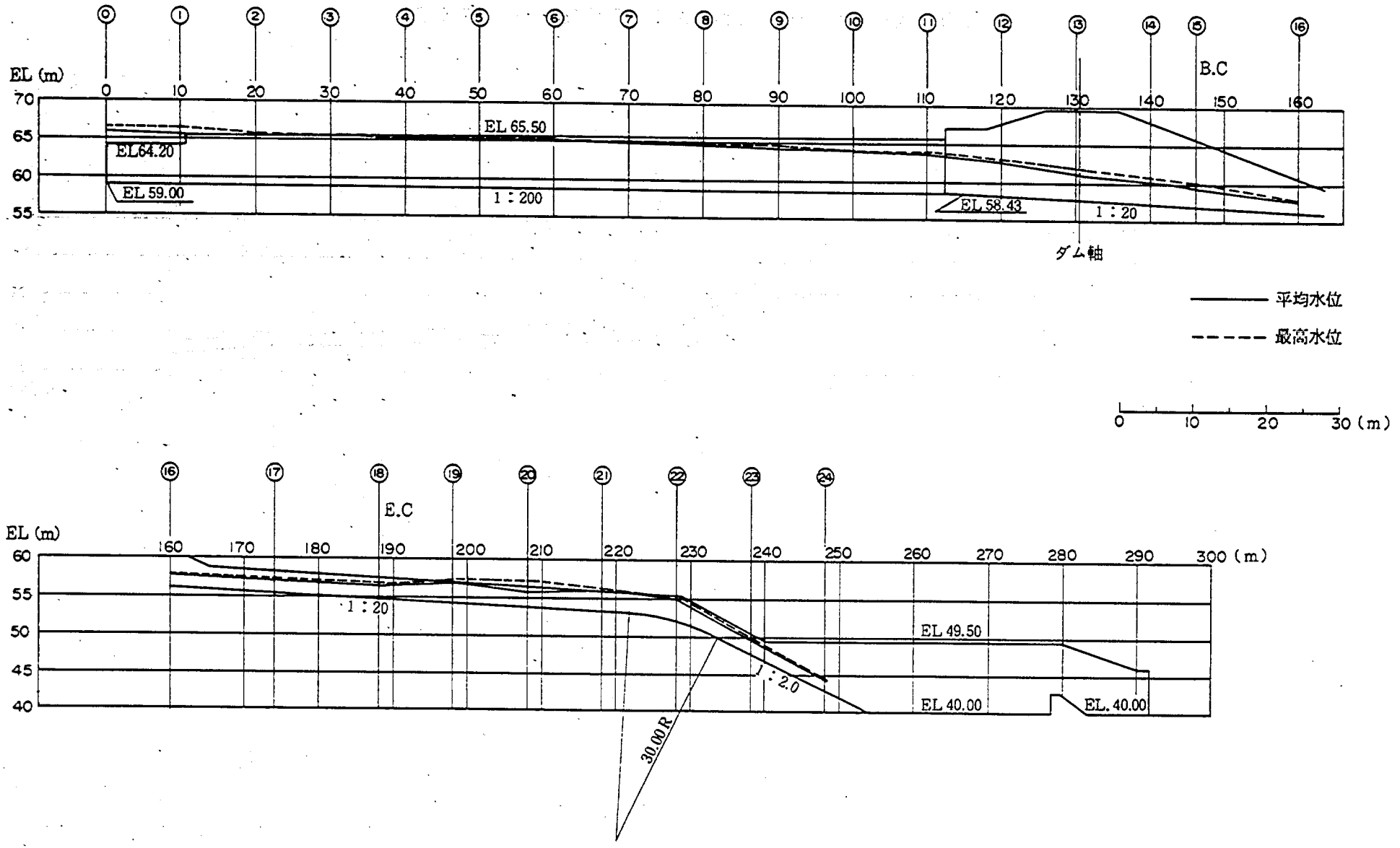


図 6.37　側水路，シュート部水面形　Q＝290 m³/s（右岸）

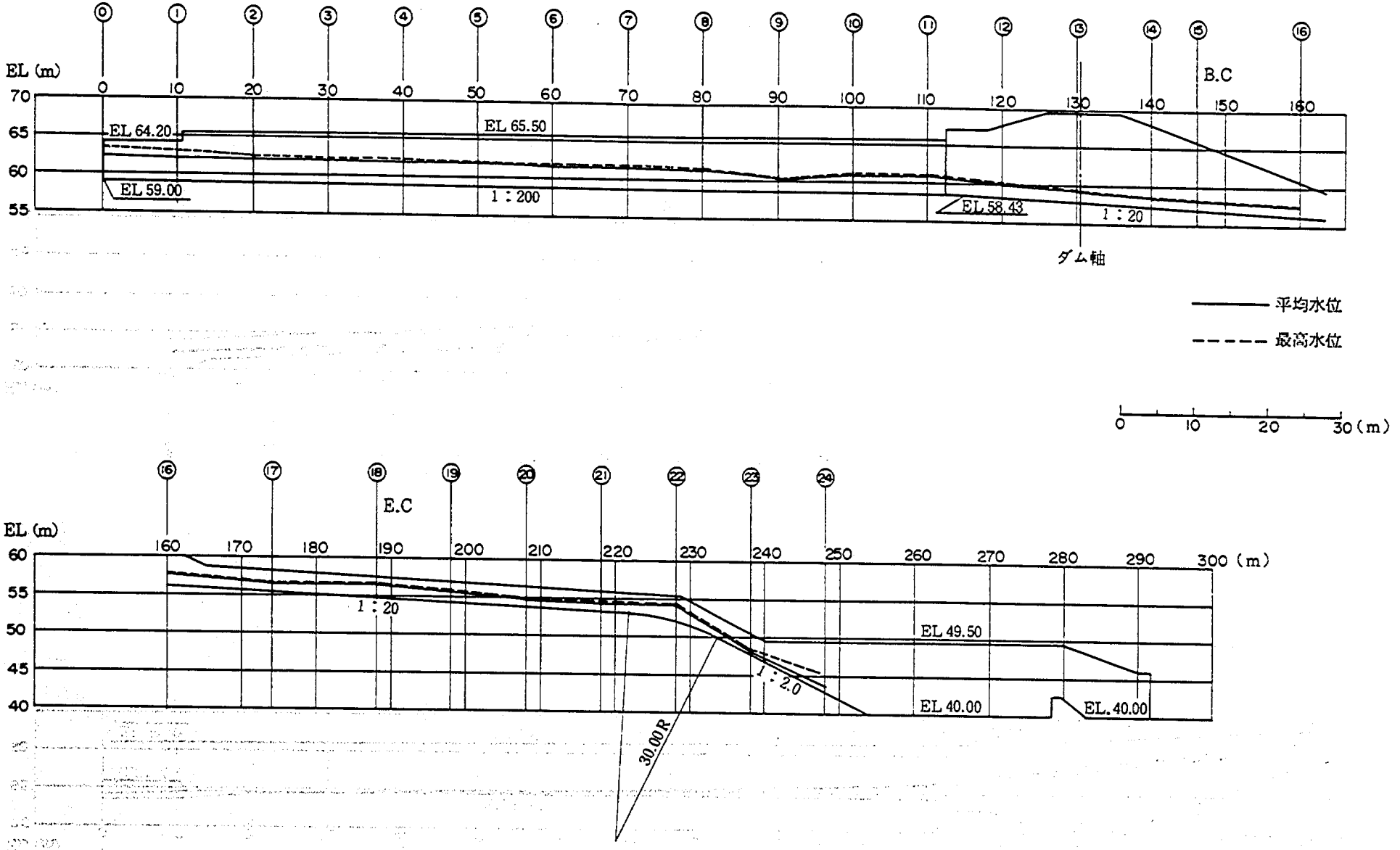


図 6.38　側水路，シュート部水面形　$\dot{Q} = 110\,m^3/s$（左岸）

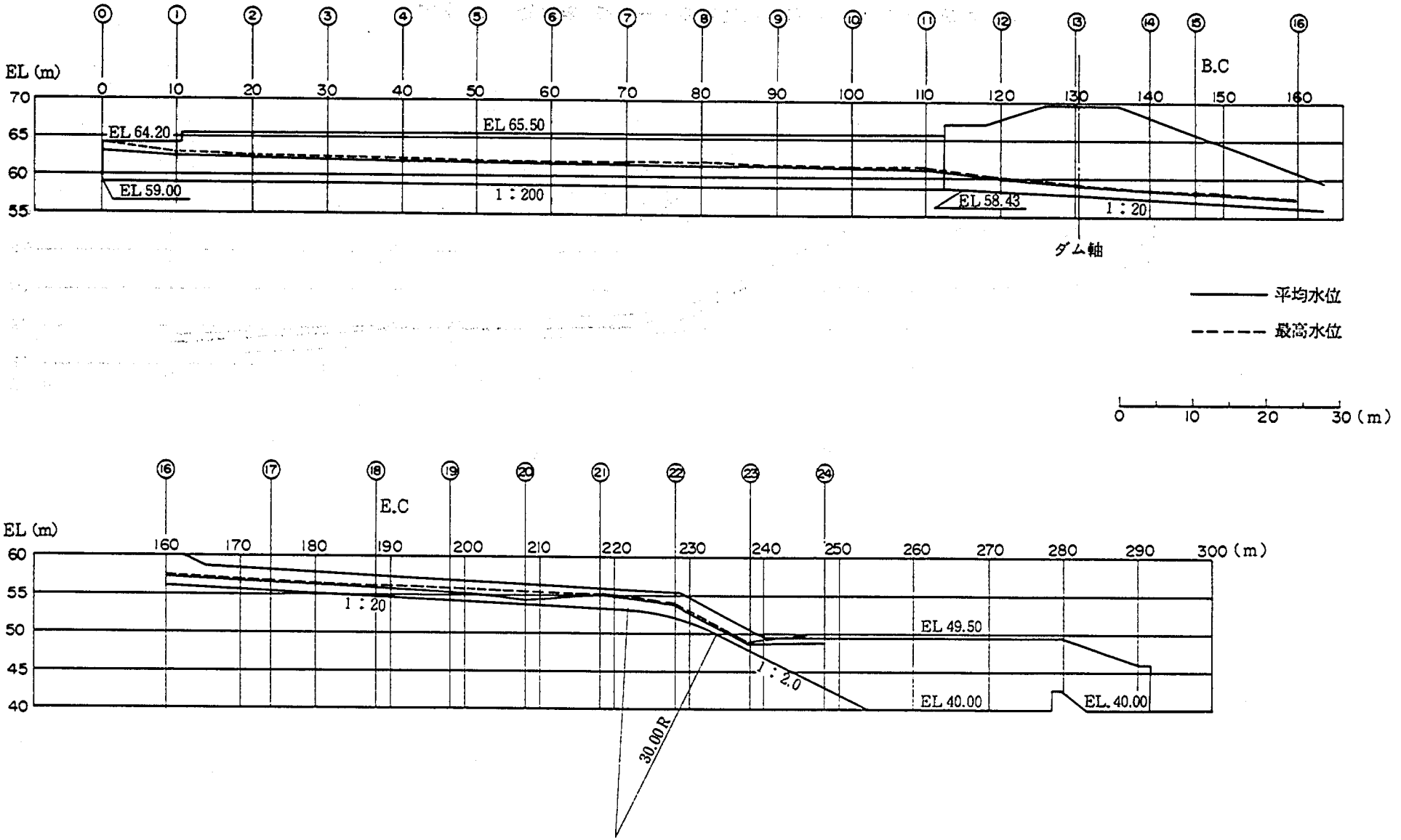


図 6.39　側水路，シュート部水面形　Q＝110㎥/s（中央）

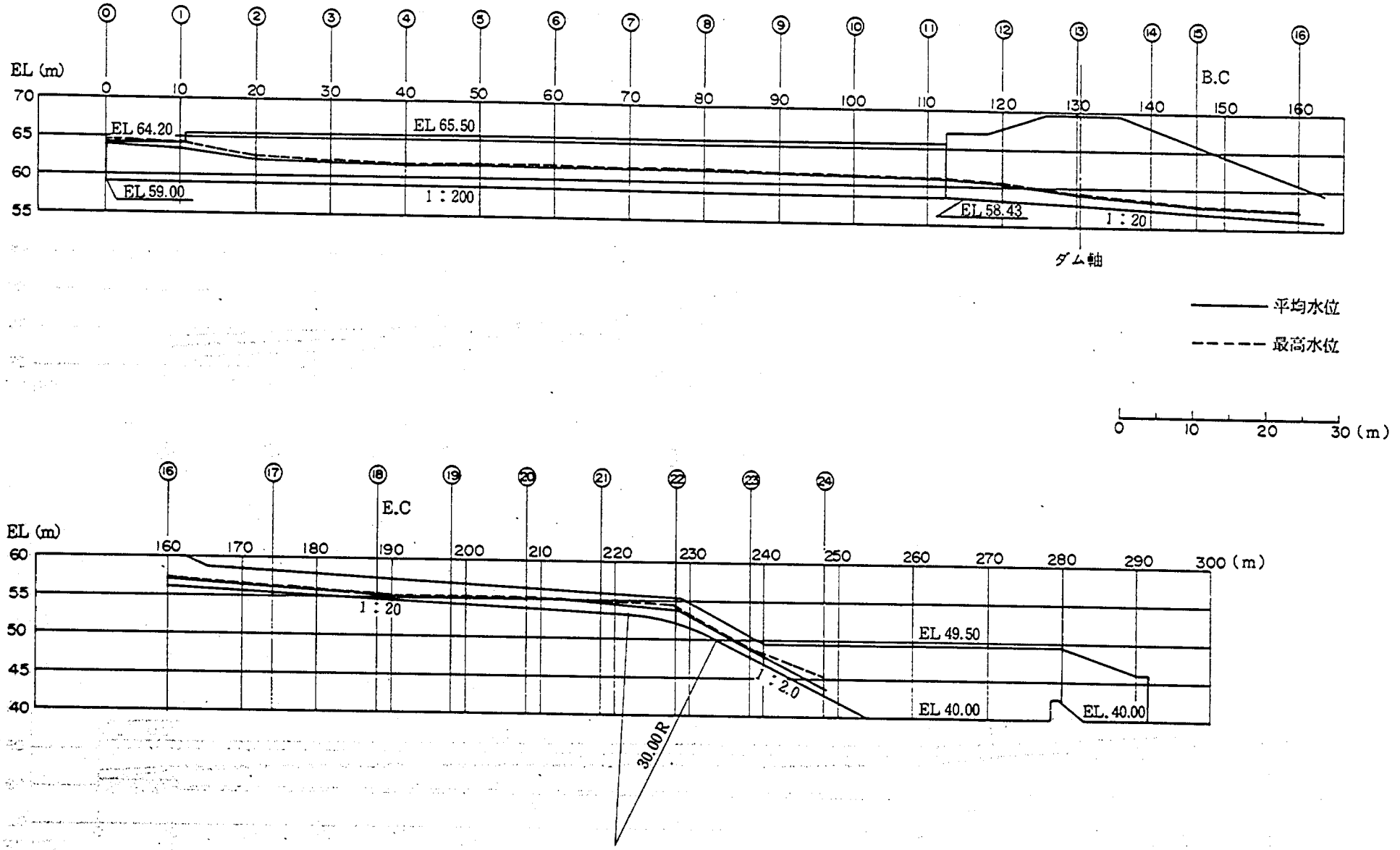


図 6.40　側水路，シュート部水面形　Q＝110 m³/s（右岸）

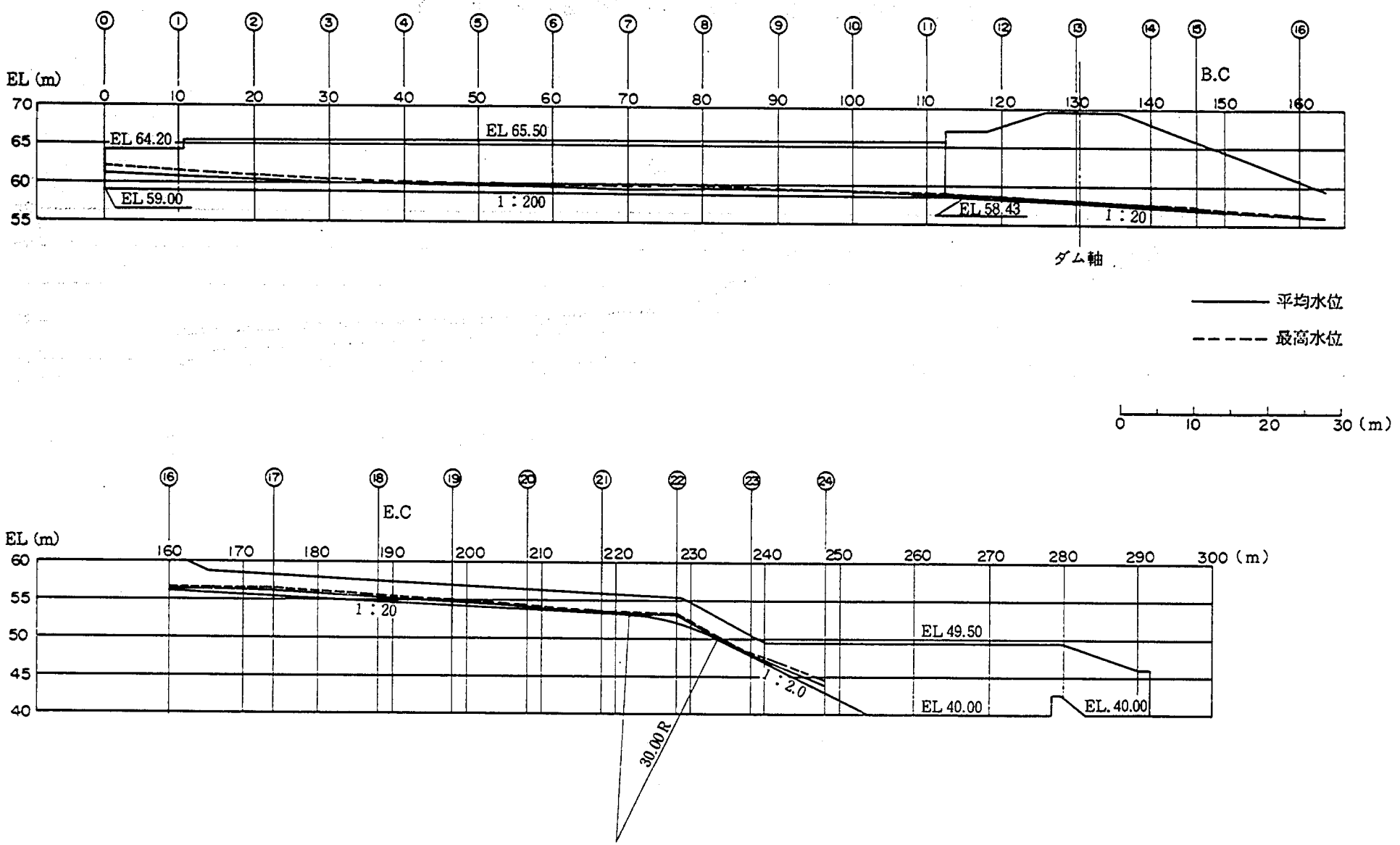


図 6.41　側水路，シュート部水面形　Q＝30㎥/s（左岸）

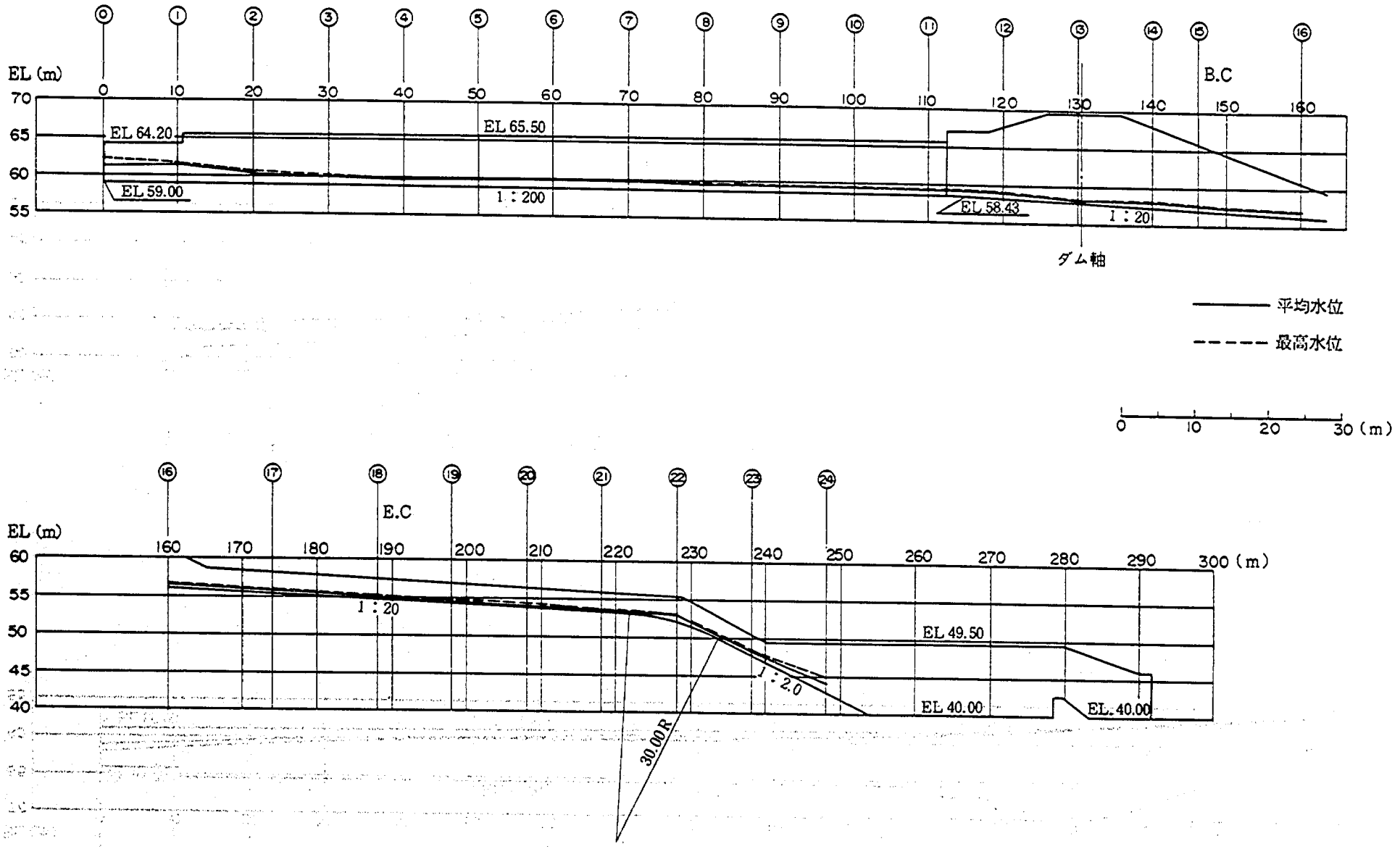


図 6.42　側水路，シュート部水面形　Q＝30㎥／s（中央）

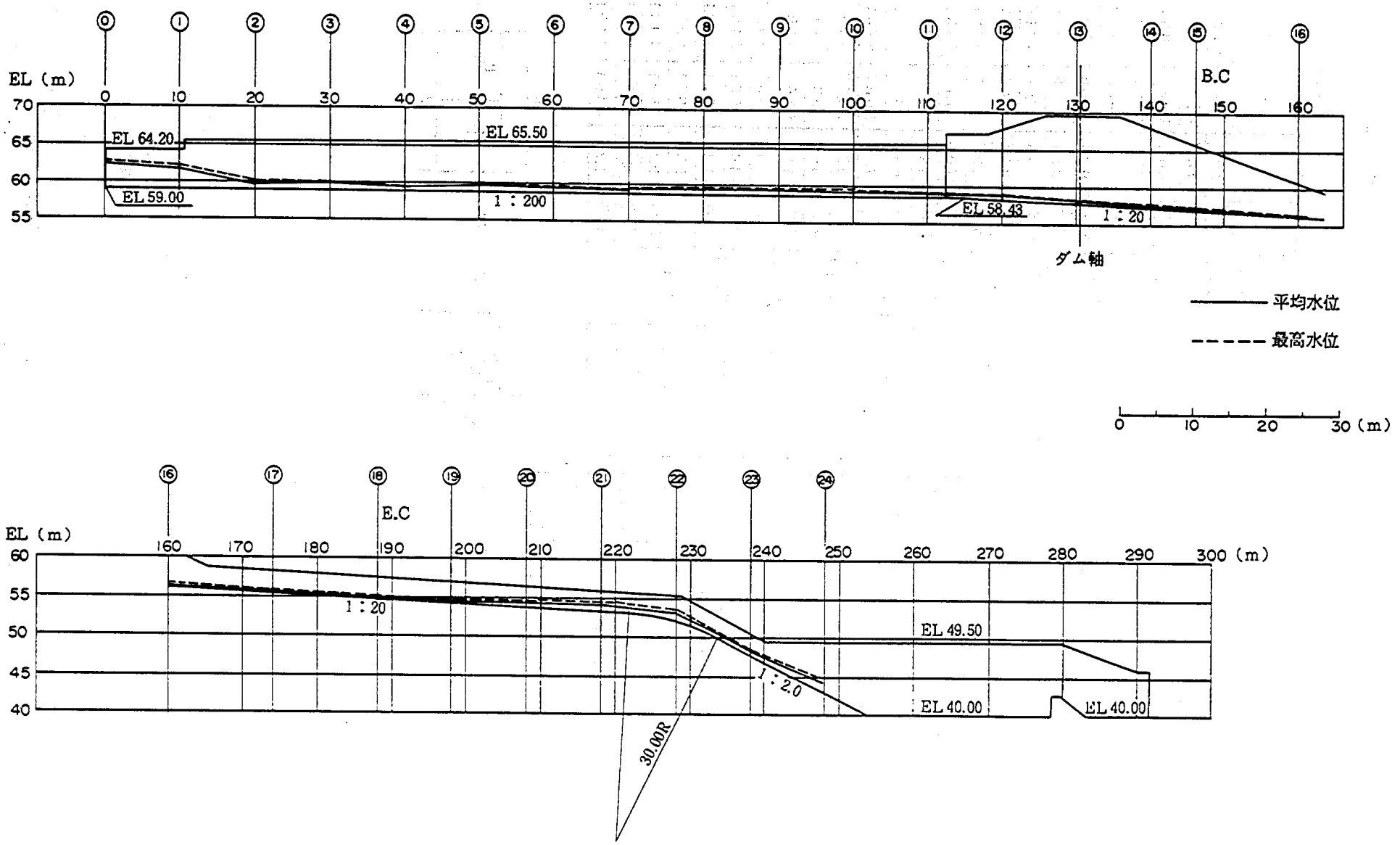


図 6.43　側水路，シュート部水面形　Q＝30 m³/s（右岸）

表 6.22　側水路部・シュート部水面形（変更案－２）　Q＝２９０㎥／s

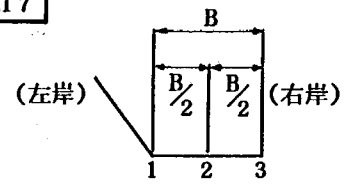
〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ(m)	測点＼	1	2	3
⓪	59.00	0	平均	65.20	65.60	66.00
			最高	65.60	66.40	66.60
①	58.95	10.00	平均	65.35	65.15	65.75
			最高	66.15	66.15	66.55
②	58.90	20.00	平均	65.10	65.50	65.50
			最高	65.70	65.90	65.70
③	58.85	30.00	平均	65.05	64.65	65.25
			最高	65.45	65.05	65.65
④	58.80	40.00	平均	64.80	64.80	65.20
			最高	65.20	65.20	65.60
⑤	58.75	50.00	平均	64.55	64.75	64.95
			最高	64.95	65.35	65.35
⑥	58.70	60.00	平均	64.50	64.50	64.90
			最高	64.90	64.90	65.10
⑦	58.65	70.00	平均	64.25	64.25	64.85
			最高	64.65	64.85	65.05
⑧	58.60	80.00	平均	64.20	64.00	64.60
			最高	64.40	64.60	64.80
⑨	58.55	90.00	平均	63.95	63.95	64.35
			最高	64.15	64.55	64.75
⑩	58.50	100.00	平均	63.70	63.70	64.10
			最高	64.10	64.30	64.30
⑪	58.45	110.00	平均	63.25	63.25	63.65
			最高	63.85	64.05	64.05
⑫	58.17	120.00	平均	61.37	61.97	62.77
			最高	61.97	62.77	63.17

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ(m)	測点＼	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	61.27	60.87	61.07
			最高	61.87	61.27	61.87
⑭	57.17	140.00	平均	60.37	60.37	60.37
			最高	60.77	60.97	60.97
⑮	56.86	146.24	平均	59.86	59.66	59.46
			最高	60.26	60.06	60.06
⑯	56.16	160.20	平均	59.16	58.76	58.56
			最高	59.56	58.96	59.16
⑰	55.47	174.17	平均	58.87	58.07	56.87
			最高	59.27	58.47	57.27
⑱	54.77	188.13	平均	57.97	57.17	56.37
			最高	58.37	57.57	56.77
⑲	54.27	198.13	平均	56.87	56.47	56.87
			最高	57.27	56.87	57.47
⑳	53.77	208.13	平均	55.77	55.77	56.57
			最高	55.97	55.97	57.17
㉑	53.27	218.13	平均	54.87	55.67	55.87
			最高	55.07	56.07	56.27
㉒	52.71	228.13	平均	53.91	55.31	54.91
			最高	54.31	55.71	55.31
㉓	47.71	238.13	平均	49.31	49.51	49.51
			最高	49.71	49.91	49.91
㉔	42.71	248.13	平均	45.71	44.31	44.11
			最高	46.71	44.91	44.51

※距離ℓは中心線上の水平距離



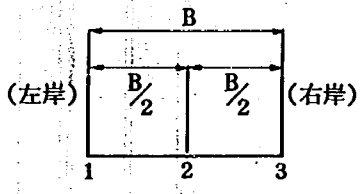


表6.23　側水路部・シュート部水面形（変更案－２）　Q＝110㎥／s

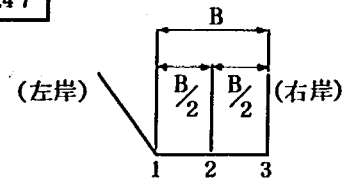
〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	59.00	0	平均	62.40	63.00	63.80
			最高	63.40	64.40	64.80
①	58.95	10.00	平均	62.15	62.15	63.55
			最高	63.15	62.75	64.35
②	58.90	20.00	平均	62.10	62.10	62.10
			最高	62.50	62.50	62.70
③	58.85	30.00	平均	61.85	61.85	61.85
			最高	62.05	62.25	62.25
④	58.80	40.00	平均	61.70	61.70	61.80
			最高	62.00	62.00	61.65
⑤	58.75	50.00	平均	61.71	61.75	61.75
			最高	61.87	61.75	61.95
⑥	58.70	60.00	平均	61.46	61.48	61.70
			最高	61.78	61.70	61.97
⑦	58.65	70.00	平均	61.35	61.35	61.59
			最高	61.79	61.53	61.77
⑧	58.60	80.00	平均	61.24	61.20	61.50
			最高	61.40	61.52	61.64
⑨	58.55	90.00	平均	61.07	61.13	61.33
			最高	61.31	61.19	61.45
⑩	58.50	100.00	平均	60.96	60.98	61.18
			最高	61.16	61.14	61.34
⑪	58.45	110.00	平均	60.89	60.83	60.97
			最高	61.09	61.07	61.19
⑫	58.17	120.00	平均	59.77	59.87	60.27
			最高	60.23	60.11	60.47

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	59.35	59.13	59.19
			最高	59.53	59.31	59.41
⑭	57.17	140.00	平均	58.69	58.67	58.43
			最高	58.89	58.81	58.61
⑮	56.86	146.24	平均	58.26	58.12	58.14
			最高	58.40	58.30	58.30
⑯	56.16	160.20	平均	57.66	57.34	57.20
			最高	57.90	57.54	57.46
⑰	55.47	174.17	平均	57.37	56.63	56.13
			最高	57.57	56.73	56.31
⑱	54.77	188.13	平均	56.57	55.97	55.23
			最高	56.73	56.13	55.39
⑲	54.27	198.13	平均	55.67	55.39	55.17
			最高	55.91	55.51	55.41
⑳	53.77	208.13	平均	54.83	54.33	55.17
			最高	54.95	54.85	55.37
㉑	53.27	218.13	平均	54.19	54.15	54.71
			最高	54.31	54.23	54.93
㉒	52.71	228.13	平均	53.39	53.71	53.81
			最高	53.55	54.05	54.13
㉓	47.71	238.13	平均	48.27	48.67	48.61
			最高	48.39	48.77	48.85
㉔	42.71	248.13	平均	43.71	43.91	43.91
			最高	45.11	45.11	45.31

※距離ℓは中心線上の水平距離



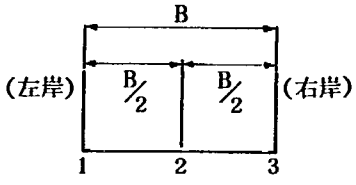


表6.24　側水路部・シュート部水面形（変更案－２）　Q＝30㎥／s

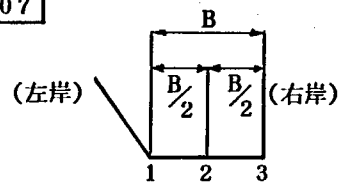
〔EL.m〕

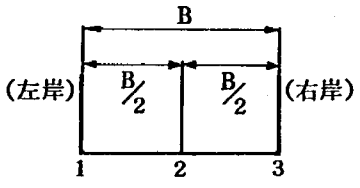
測線	水路床標高〔EL.m〕	距離 ℓ〔m〕	測点	1	2	3
⓪	59.00	0	平均	61.00	61.20	62.50
			最高	61.90	62.26	62.96
①	58.95	10.00	平均	60.55	61.05	61.75
			最高	61.01	61.87	62.15
②	58.90	20.00	平均	60.30	60.20	59.84
			最高	60.58	60.60	60.48
③	58.85	30.00	平均	59.75	59.95	59.95
			最高	60.15	60.35	60.45
④	58.80	40.00	平均	59.80	59.86	59.70
			最高	60.08	60.08	60.04
⑤	58.75	50.00	平均	59.55	59.69	59.75
			最高	59.87	59.91	60.07
⑥	58.70	60.00	平均	59.50	59.56	59.60
			最高	59.80	59.70	59.82
⑦	58.65	70.00	平均	59.49	59.55	59.53
			最高	59.65	59.69	59.79
⑧	58.60	80.00	平均	59.34	59.46	59.48
			最高	59.52	59.56	59.70
⑨	58.55	90.00	平均	59.35	59.35	59.33
			最高	59.49	59.53	59.59
⑩	58.50	100.00	平均	59.26	59.24	59.26
			最高	59.38	59.36	59.50
⑪	58.45	110.00	平均	59.15	59.19	59.15
			最高	59.39	59.35	59.37
⑫	58.17	120.00	平均	58.73	58.81	58.83
			最高	58.89	58.97	59.07

〔EL.m〕

測線	水路床標高〔EL.m〕	距離 ℓ〔m〕	測点	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	58.19	58.21	58.31
			最高	58.29	58.33	58.47
⑭	57.17	140.00	平均	57.57	57.77	57.81
			最高	57.69	57.87	58.07
⑮	56.86	146.24	平均	57.26	57.36	57.40
			最高	57.42	57.46	57.62
⑯	56.16	160.20	平均	56.72	56.64	56.48
			最高	56.80	56.76	56.66
⑰	55.47	174.17	平均	56.31	55.85	55.67
			最高	56.63	55.95	55.79
⑱	54.77	188.13	平均	55.67	55.29	54.93
			最高	55.81	55.37	55.01
⑲	54.27	198.13	平均	54.91	54.69	54.41
			最高	55.13	54.81	54.49
⑳	53.77	208.13	平均	54.25	54.25	54.27
			最高	54.43	54.45	54.77
㉑	53.27	218.13	平均	53.81	53.69	53.95
			最高	53.87	53.81	54.39
㉒	52.71	228.13	平均	53.05	53.11	53.21
			最高	53.17	53.19	53.55
㉓	47.71	238.13	平均	47.99	48.07	48.13
			最高	48.11	48.15	48.39
㉔	42.71	248.13	平均	43.71	44.01	44.11
			最高	44.35	44.95	44.89

※距離ℓは中心線上の水平距離





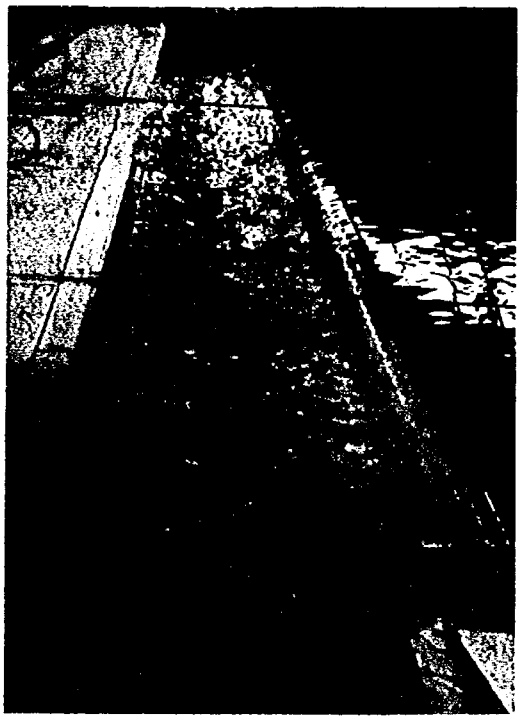


写真 6.8　変更案－2における側水路流況

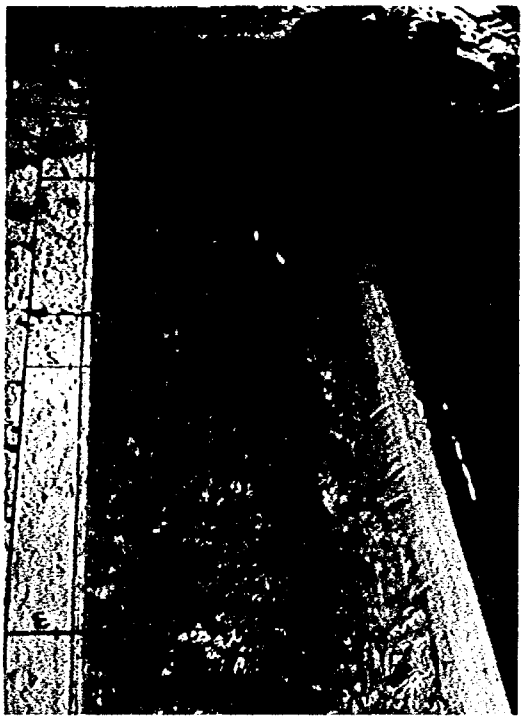


写真 6.9　変更案－2における側水路流況

写真 6.10　変更案－2における側水路流況

Q＝３０㎥/ｓ（計画最大放流量），Q＝１１０㎥/ｓ（確率1/100年流量）では，１１０㎥/ｓ流下時に側水路と導水路との接続点（図6.33のⒶ地点）で多少縮流を生じるほかは問題はない。２００㎥/ｓ以上になると，上記Ⓐ地点の縮流はやや大きくなる。また，側水路内は上流からみて反時計回りのらせん流で流下しているが，側水路上流端の常用洪水吐き部（図6.33Ⓑ地点）では流下方向の流速が小さいため，らせん流にはなりにくく，越流した水脈は側水路右岸壁で巻き返され，越流水脈と衝突する地点で水面が乱れ，周期的に大きく動揺している（図6.34）。この動揺が最も激しくなる流量は２５０㎥/ｓ付近である。更に，２９０㎥/ｓ流下時では常用洪水吐きから流下する水脈は，側水路内の水位が自由越流→遷移状態→潜り越流の遷移状態となるため，側水路表面を導流壁に向う流れが間欠的に生じる。流況を写真6.9に示す（図6.34）。

この常用洪水吐き部の水面の動揺は，側水路上流端の水路幅を大きくすることでも解消可能と思われるが下流の側水路では問題がなく，上流端水路幅を拡幅して洪水吐き規模を大きくするよりも，側水路上流端部のみの処理により流況を改善する方が得策であると考え検討を行った。以下にその検討について述べる。

(1) 側水路上流端部

２９０㎥/ｓ流下時の潜り越流状態や２００㎥/ｓ以上流下時に発生する不安定な流況を改善するために，以下述べるような検討を行った。なお，検討対象流量は２９０㎥/ｓ，２５０㎥/ｓ，３０㎥/ｓである。

① 右岸直壁の平面形状を変更した場合（Type 1～3），形状を図6.44に示す。

Type 1，2，3とも２９０㎥/ｓ流下時には，間欠的に越流水脈が水面を這うような流れとなり，側水路でローラーが巻かず，常用洪水吐きと非常用洪水吐きとの境界付近で水面の隆起がみられる。２５０㎥/ｓ流下時は，全形状において改造前に生じていた水面の動揺は小さくなるが，３０㎥/ｓ流下時には，側水路上流端で側水路右岸壁によって戻された越流水脈が上流方向への平面渦を生じる。以上の結果，平面形状の改造では全流量に対して良好な流況とならないため，次に縦断形状の改造により検討を行った。

② 側水路の敷高を変更した場合（Type 4～6），形状を図6.45に示す。

Type 4は，常用洪水吐き区間の水路床を２ｍ上げた形状であり，３０㎥/ｓ流下時には別に問題はないが，流量が増加するにつれて改造前にみられたような越流水脈と側水路により巻き返された水脈の相互干渉による水面の変動が大きくなり，２９０㎥/ｓ流下時には，間欠的に潜り越流となる。

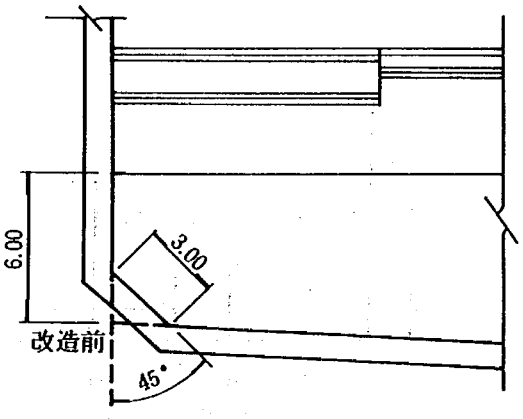
Type 5，Type 6は，両形状ともType4と同様に常用洪水吐き区間を階段式にしたものであり，上段の階段敷高が異なるものである。３０㎥/ｓ流下時には両案とも階段上で露出射流が発生し，階段より下流で衝撃波を生じるが，問題はないと思われる。２５０㎥/ｓ流下時は両案とも水面の動揺はないが，２９０㎥/ｓ流下時に，Type 5において間

欠的に潜り越流となるが，Type 6においては発生せず比較的良好な流況となっている。流況を写真 6.11 ～ 6.31 に示す。

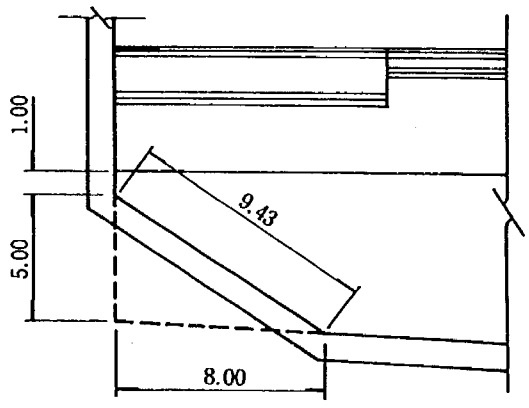
以上の結果，縦断形状を変更したType 6を改良案として採用する。

(3) 側水路と導水路の接続部の流況

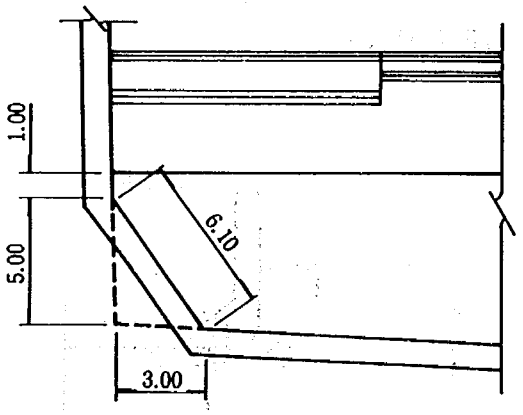
側水路と導水路の接続部での縮流は，接続部に円弧を用いることでかなり改善される。縮流を完全におさえるには円弧半径を相当大きくするか，トランジションを設けて漸縮で導水路に接続すれば良いものと思われるが，縮流規模も小さくまた下流に対する悪影響も認められない事から図 6.46 に示すようなR＝2.0 mの円弧で十分と考える。円弧設置前と設置後の流況を写真 6.32，6.33 に示す。



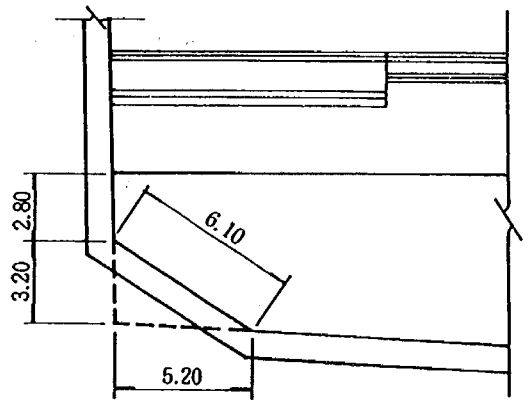
Type 1（最小規模）



Type 2

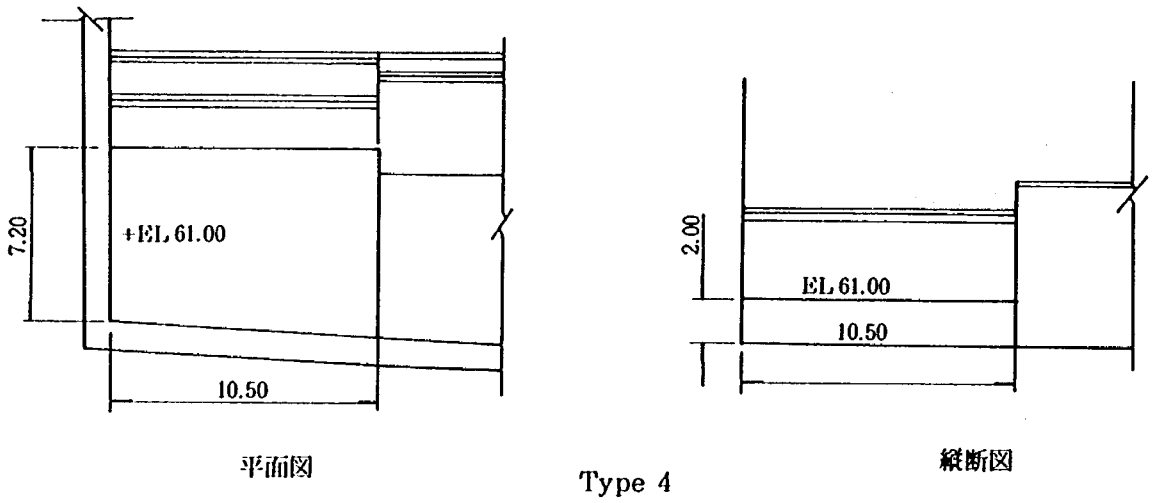


Type 3−1

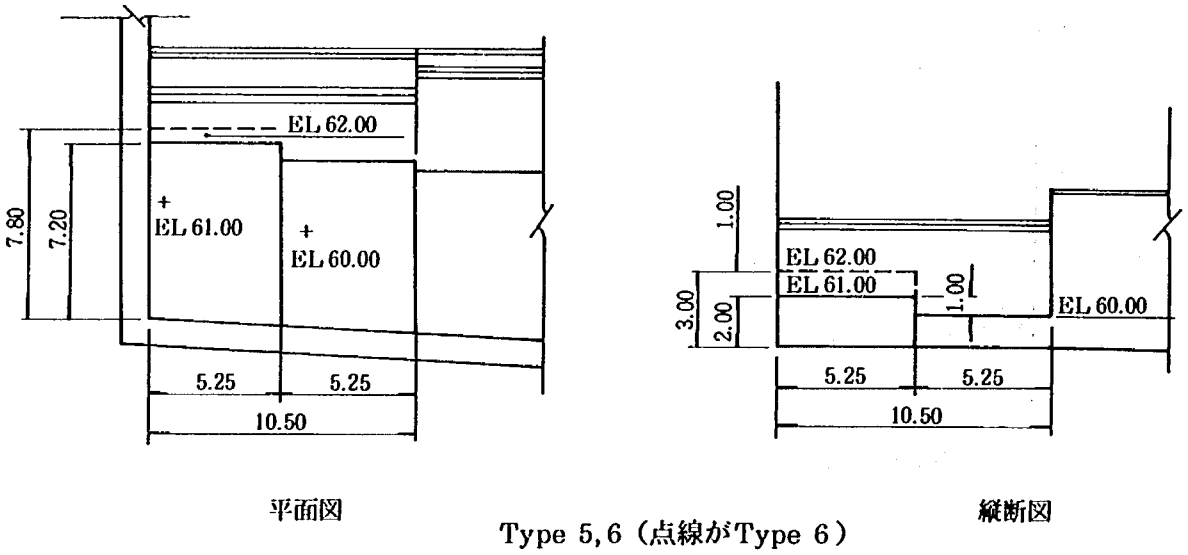


Type 3−2

図 6.44　側水路上流端平面形状変更



Type 4



Type 5,6（点線がType 6）

図 6.45　側水路上流端縦断形状変更

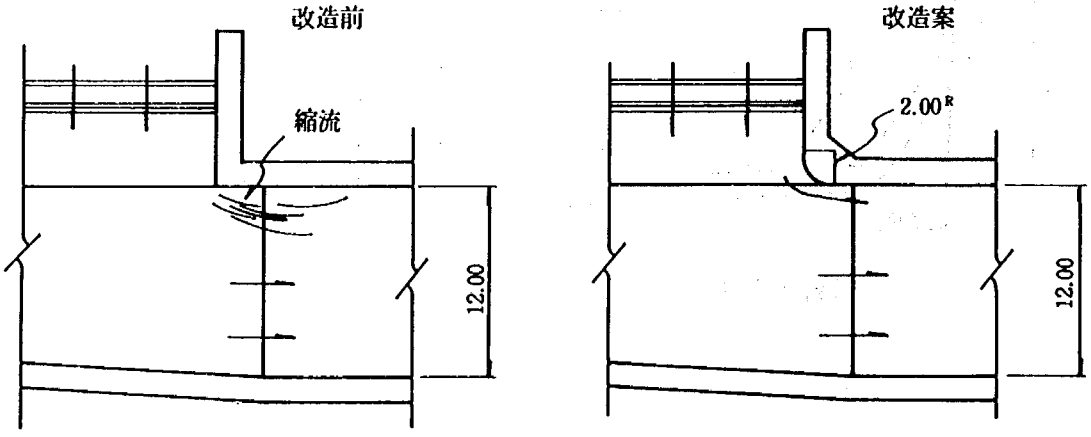


図 6.46　側水路と導水路の接続部の改造

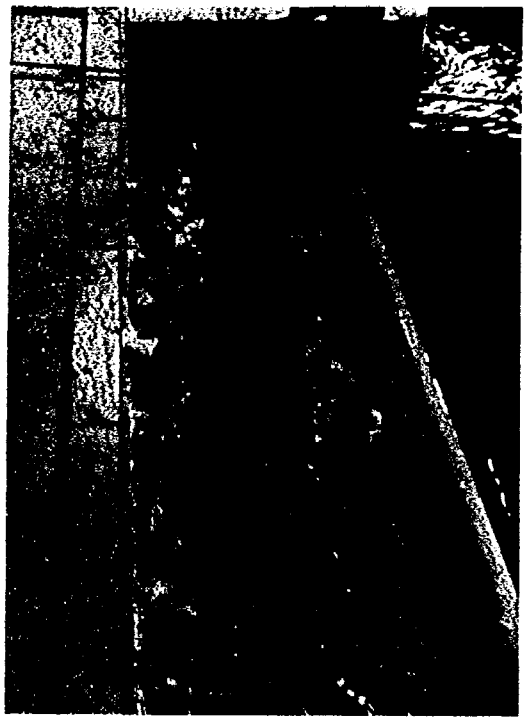


写真6.11　Type 1　290㎥/s

写真6.12　Type 1　250㎥/s

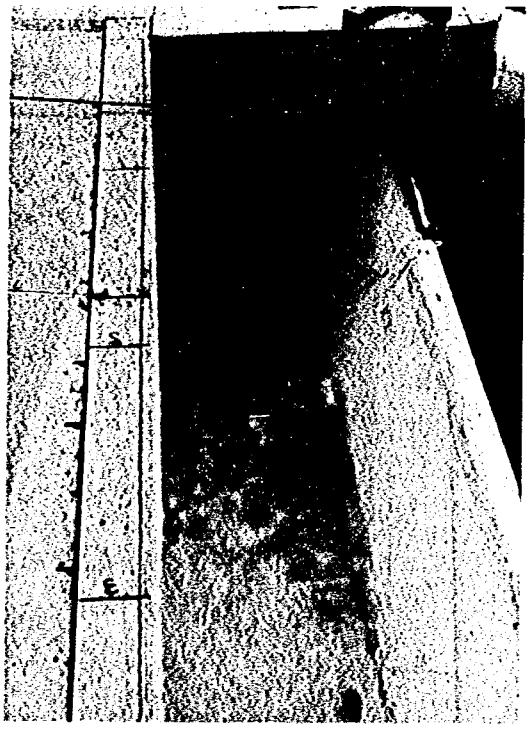


写真6.13　Type 1　30㎥/s

写真6.14　Type 2　290㎥/s

写真 6.15　Type 2　250㎥/s

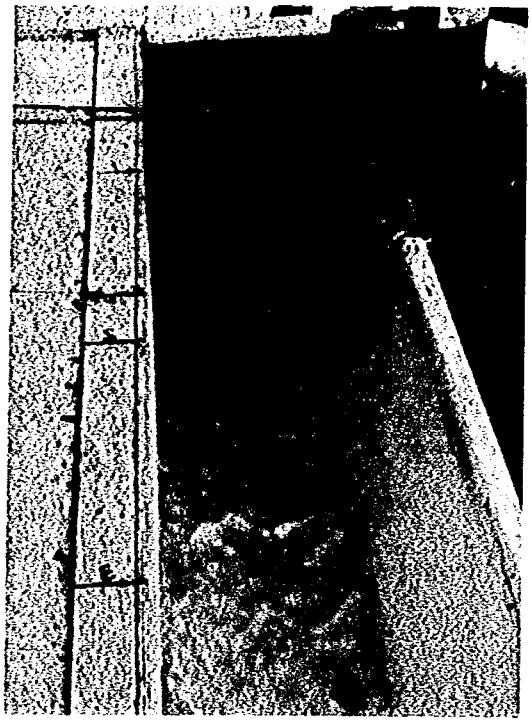


写真 6.16　Type 2　30㎥/s

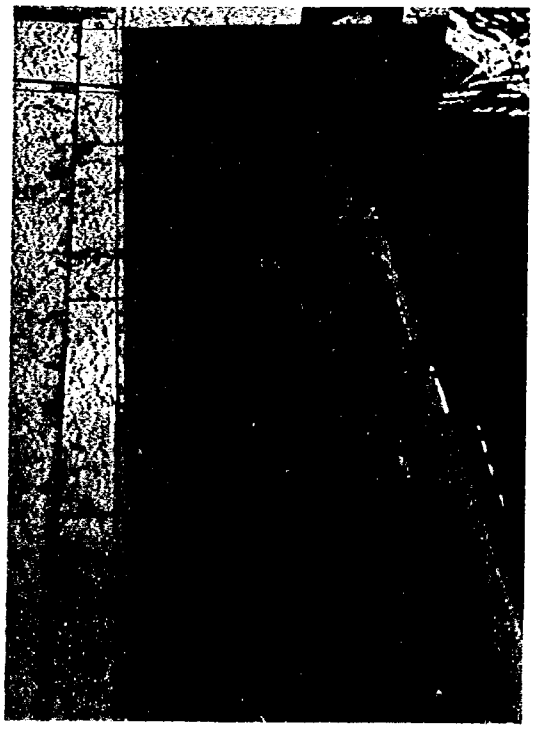


写真 6.17　Type 3－1　290㎥/s

写真 6.18　Type 3－1　250㎥/s

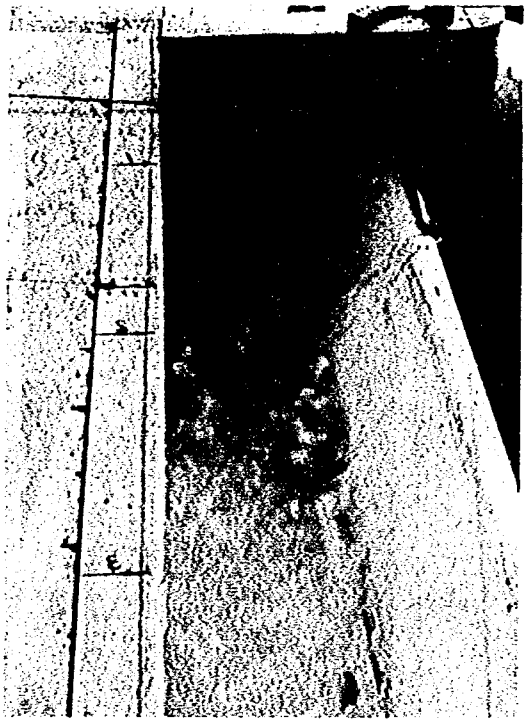


写真 6.19　Type 3－1　30㎥/s

写真 6.20　Type 3－2　290㎥/s

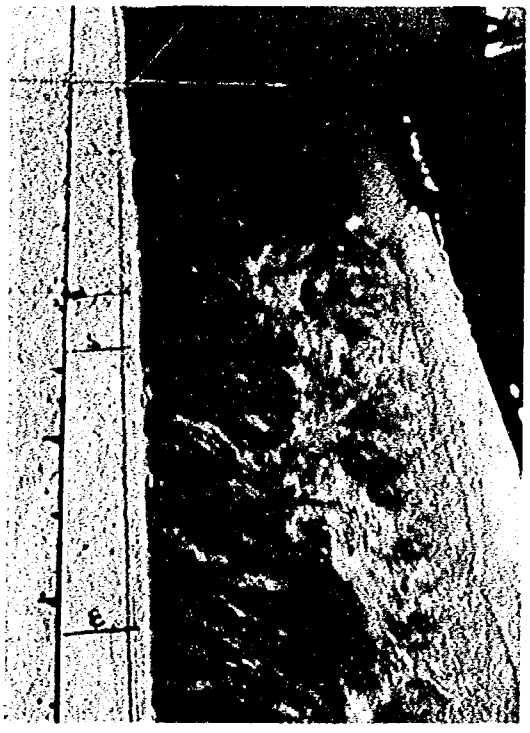


写真 6.21　Type 3－2　250㎥/s

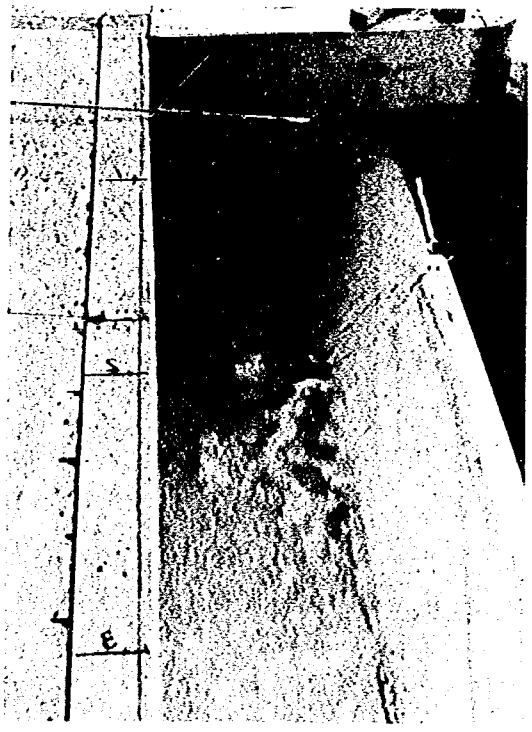


写真 6.22　Type 3－2　30㎥/s

写真6.23　Type 4 290㎥/s

写真6.24　Type 4 250㎥/s

写真6.25　Type 4 30㎥/s

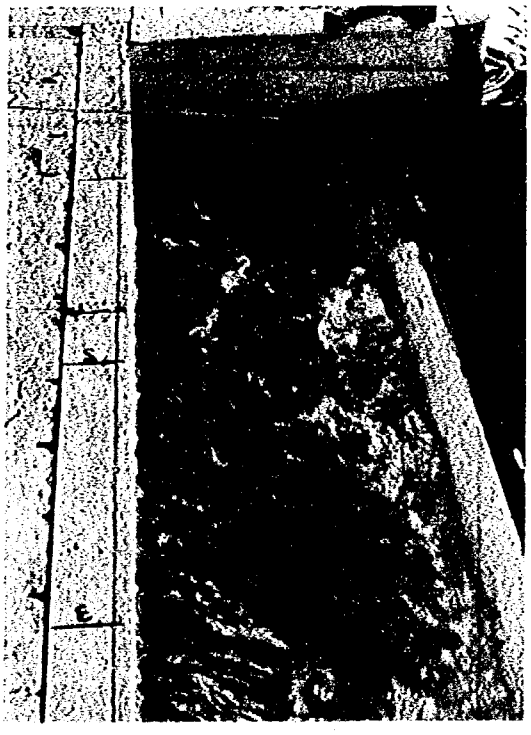


写真6.26　Type 5 290㎥/s

写真 6.27　Type 5 250㎥/s

写真 6.28　Type 5　30㎥/s

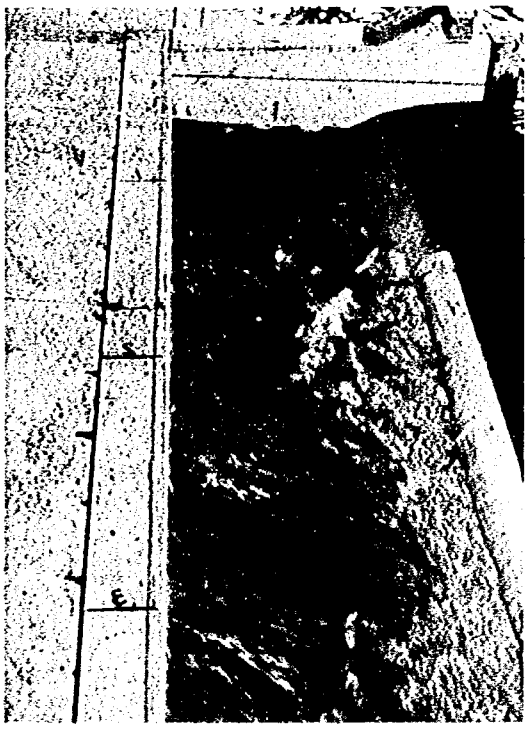


写真 6.29　Type 6 290㎥/s

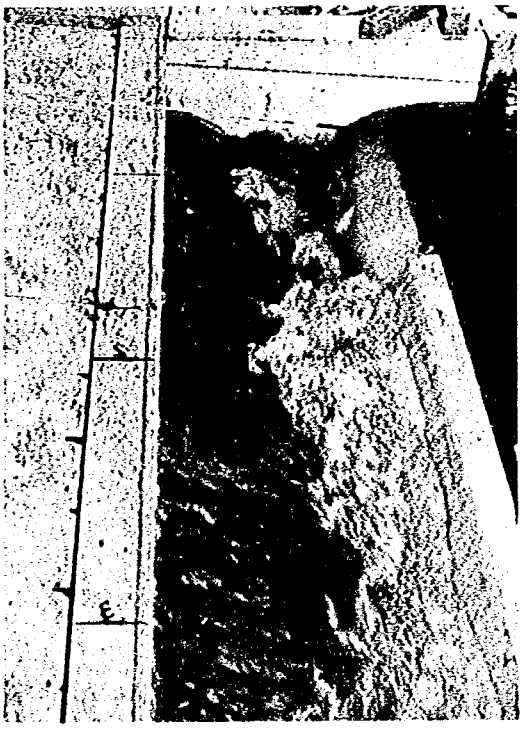


写真 6.30　Type 6 250㎥/s

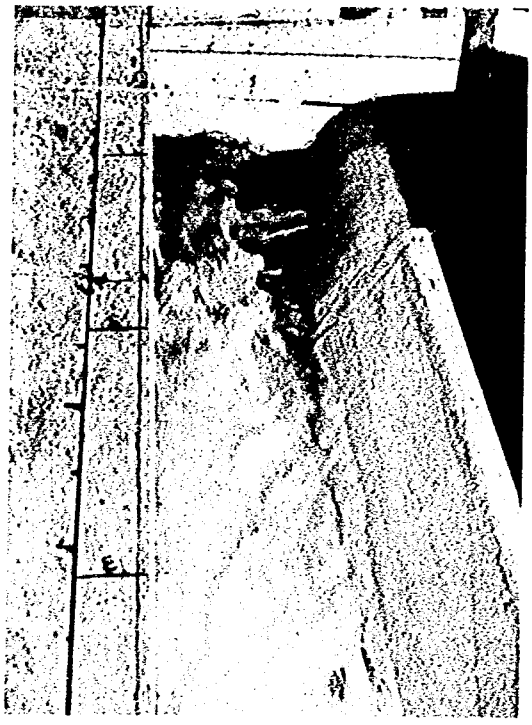


写真 6.31　Type 6　30㎥/s

写真 6.32　側水路と導水路接続部流況
改造前

写真 6.33　側水路と導水路接続部
改造後

6.7.6　導流部の流況

本ダムの導流部は湾曲しているため，その湾曲により衝撃波が発生し，それが減勢池の偏流を誘発している。その減勢池偏流を解消するために種々の検討を行ったが，この項では，変更案－２における導流部流況のみの記述にとどめ減勢池偏流に対する検討は減勢池の項で述べることにする。

変更案－２の導流部形状は図 6.47 の通りであり，水路勾配は 1：20 と 1：2.0 の区間があり，1：20 の区間で右岸へ湾曲している。

導流路の流れは全区間に亘り射流であり，このため湾曲部で顕著な衝撃波が発生し，減勢池に偏流を生じさせている。導流部による減勢池始端の偏流は大流量時はさほど影響を与えないが；小流量時には影響が顕著に現われ，Q＝３０㎥/s（計画最大放流量）では，減勢池左岸が逆流するようになり，上方からみて反時計回りに減勢池内水流は回転するようになる。この回流の流速は 2.2 m/s 程度であり，また減勢状態には問題はないが，小流量放流は頻度も多く回流に伴う砂れきの回転による減勢池床版の摩耗が懸念される。

次項の減勢池でこの回流について検討を行っている。

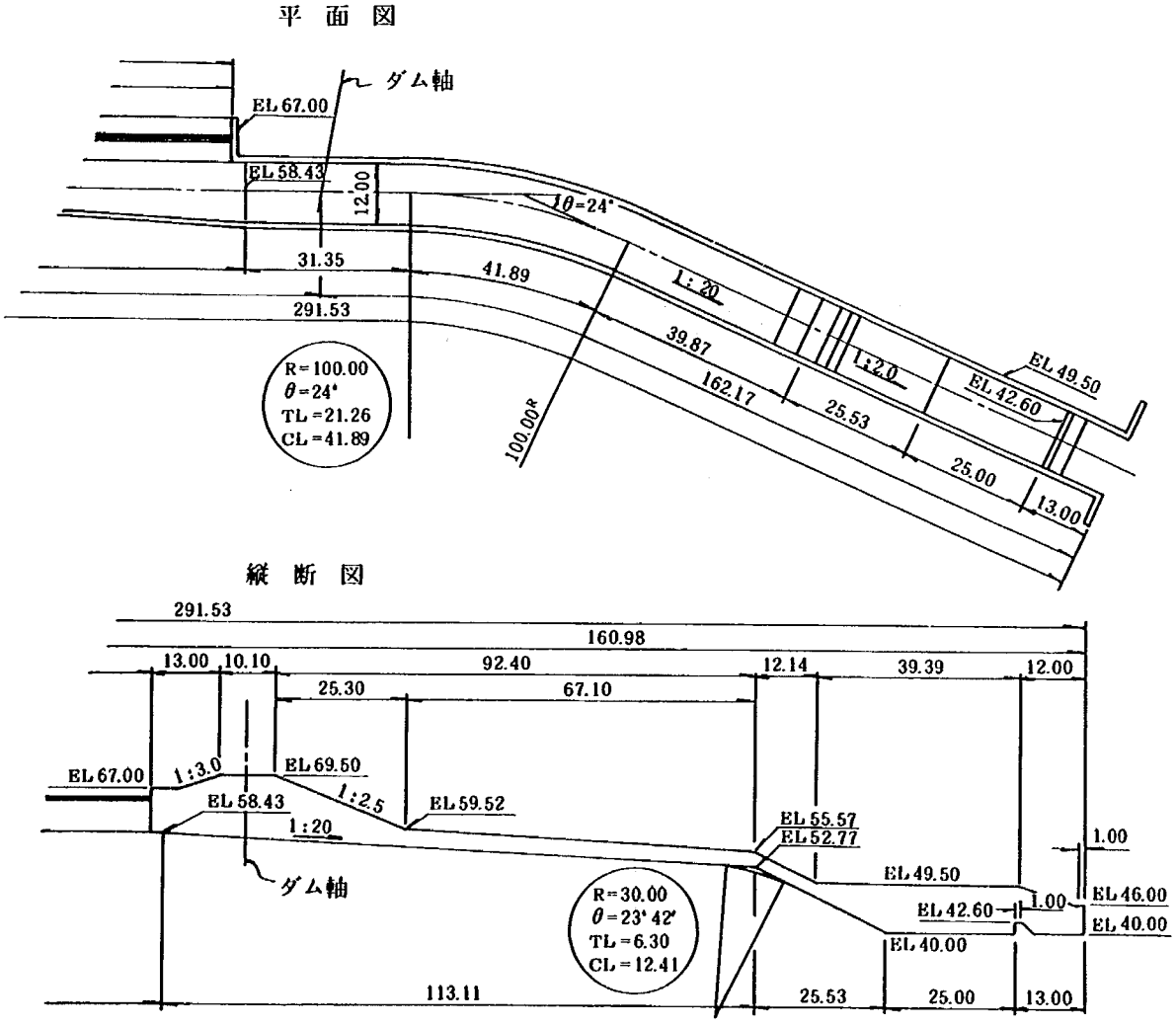


図 6.47　変更案－２導水路形状

写真 6.34　変更案－2における
導流部流況　290㎥/s

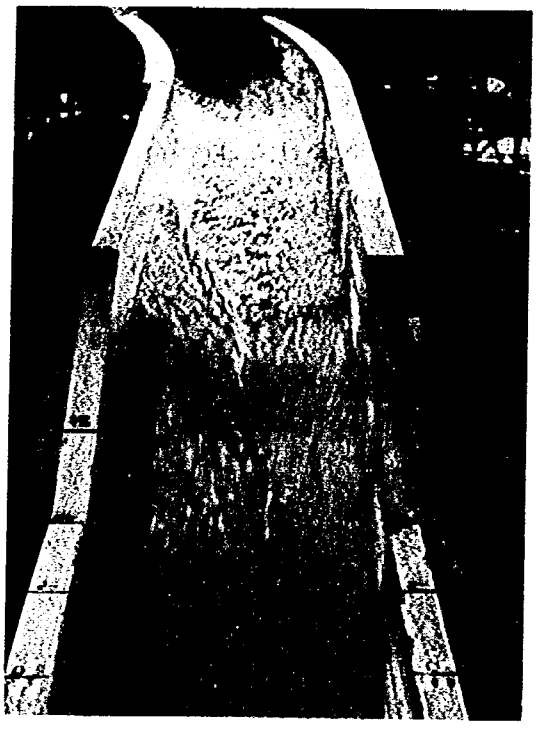


写真 6.35　変更案－2における
導流部流況　110㎥/s

写真 6.36　変更案－2における
導流部流況　30㎥/s

6.7.7 減勢池

(1) 下流端水位条件

模型下流端（No.7断面）における水位については，実河川のH～Q特性が明らかでないことから次の方法により推定する。

1) 不等流計算による推定

模型下流断面（No.7）より140m下流の断面（No.0）では河道上を道路が横切っており部分的にカルバート水路となっている。このために流量によってはこの断面が支配断面となり上流側の水位が堰上げとなることが予想される。そこでNo.0断面での疎通能力を推定した結果が次のとおりである。No.0断面は図6.48のとおりである。

計算は次のような仮定に基づいて行った。

① 水位＜EL.43.98m（カルバート天端標高）：開水路流

$$Q_0 = A_0 \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \cdots\cdots (6.5)$$

ここに，Q_0：流量〔m^3/s〕

A_0：流積〔m^2〕

n ：粗度係数（＝0.035）

R ：径深〔m〕

I ：勾配（＝1/160）

② EL.43.98m＜水位＜EL.47.18m：管路流

$$Q_1 = A_1 \cdot C_1 \sqrt{2gh_1} \quad \cdots\cdots (6.6)$$

ここに，Q_1：流量〔m^3/s〕

A_1：断面積〔m^2〕 （＝39.87m^2）

C_1：流量係数 （＝0.5）

g ：重力加速度 （＝9.8m/S^2）

h_1：水深〔m〕 （＝H－43.98m）

なお，流量係数Cについては0.5～0.6*が適当と思われるが，ここではより上流水位を高める危険側の値としてC＝0.5を用いる。

＊ダムの計画と設計　米国内務省開拓局編

③ 水位＞EL.47.18m

道路から越流する。このためカルバート内の流量Q_1と越流する流量Q_2とを合計したものが全流量となる。

$$Q_1 = A_1 \cdot C_1 \sqrt{2gh_1} \quad \cdots\cdots (6.7)$$

$$Q_2 = C_2 \cdot B \cdot h_2^{3/2} \quad \cdots\cdots (6.8)$$

ここに，Q_1：管路流流量〔m^3/s〕

Q_2：越流量〔m^3/s〕

C_2 ：流量係数（＝1.7）

B　：越流幅〔m〕（＝30m）

h_2 ：越流水深〔m〕（＝H−47.18m）

なお，越流幅Bについては30～50mが適当と思われるが，ここでは上流水位を高める危険側の値としてB＝30mを用いる。

①，②，③の計算より№0断面におけるH～Q特性は図6.49のとおりとなる。

この結果より，Q＝290m^3/sでの№0断面水位はWL.48.72mと高く，支配断面となっていると判断されることから，直上流（約20m）の№1断面に同水位を与えて背水計算を行い，模型下流端（№7断面）での水位を求めた。

一方，Q＝110m^3/s，30m^3/sなどの流量時では，どの断面に支配断面が生じているか判明しないため№1，№2，№5の3断面に等流水深が生じたと仮定して不等流計算を行いその結果の比較を行った。

不等流計算の基本式は次の差分公式を用いている。

$$\alpha\frac{V_1^2}{2g}+H_1=\alpha\frac{V_0^2}{2g}+H_0+\left(\frac{V_0^2}{R_0^{4/3}}+\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}}\right)\cdot\frac{n^2\ell}{2} \quad \cdots\cdots\cdots (6.9)$$

ここに，α　：エネルギー補正係数（＝1.1）

V_1 ：上流断面流速〔m/s〕

H_1 ：上流断面水位〔EL.m〕

R_1 ：上流断面径深〔m〕

V_0 ：下流断面流速〔m/s〕

H_0 ：下流断面水位〔EL.m〕

R_0 ：下流断面径深〔m〕

ℓ　：断面間距離〔m〕

n　：粗度係数（＝0.035）

不等流計算結果の詳細を付表15～27に示す。

この結果を要約すると№1，№2断面で等流水深を与えた場合，№4～№5断面までにはほとんどすり付いており，また，№5で等流水深を与えた場合も№7断面ではほとんどすり付いていることからどの結果を用いてもさしつかえがないと思われる（図6.50）。そこで今回の実験での計測でQ＝110m^3/s，30m^3/sについては№1断面で等流水深を与え，不等流計算を行ったものを用いるものとする。

以上の検討より№7断面でのH～Q特性を図6.51に示す。実験ではこのH～Q曲線を用いて下流水位の設定を行うものとする。ただし，減勢池長および検討については下流水位の設定は行わず，減勢池導流高の検討については，下流水位の設定を行っている。

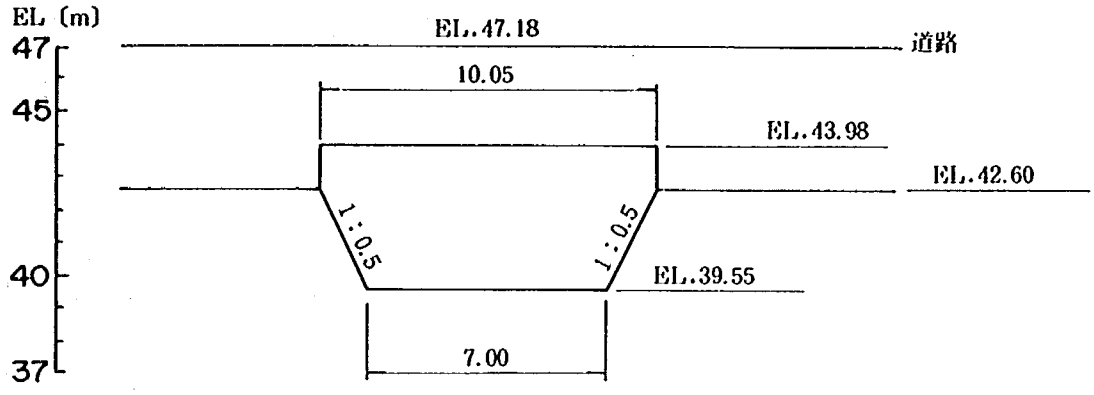


図 6.48　No.0 断面のカルバート

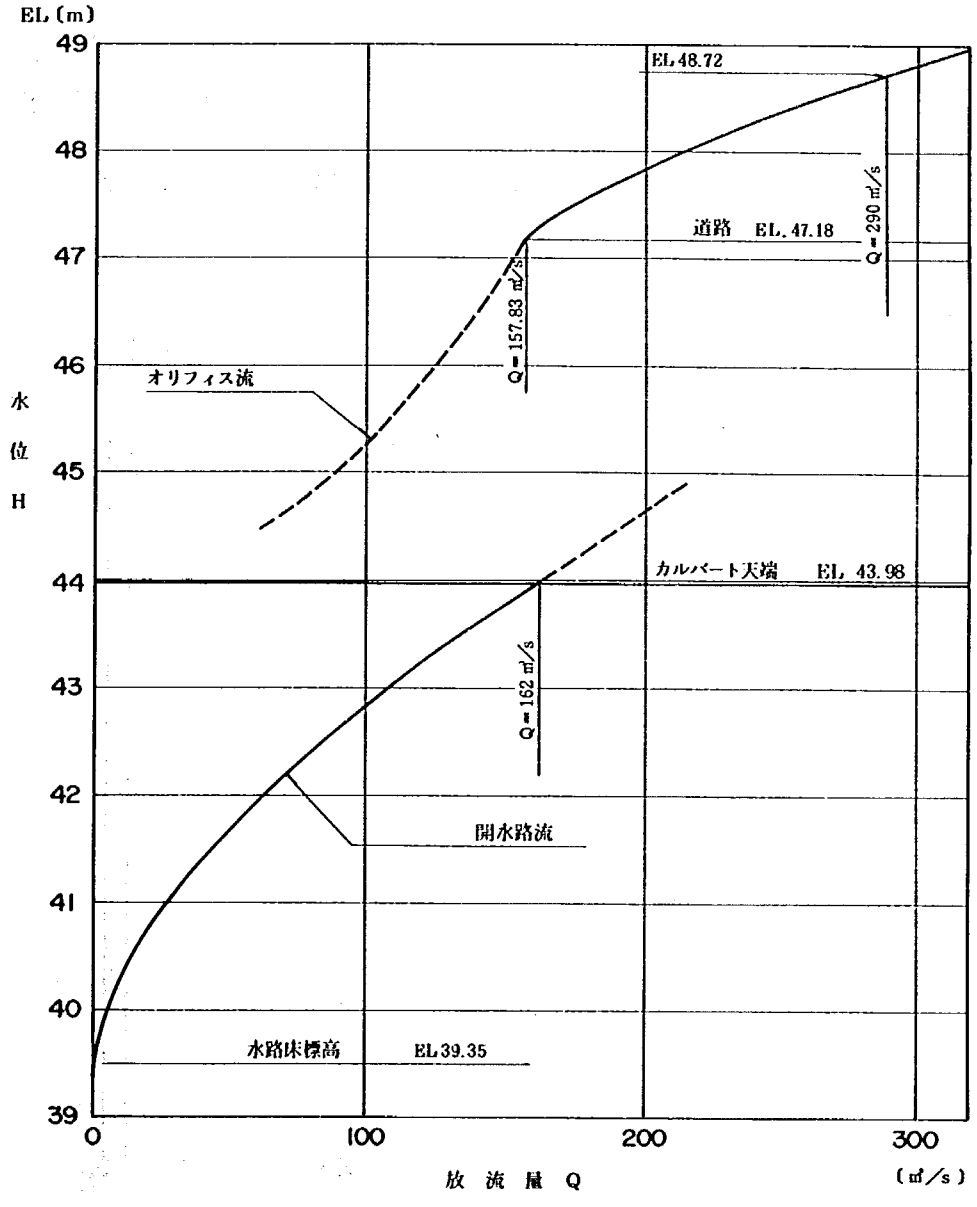


図 6.49　等流計算による No.0 断面の H～Q 特性

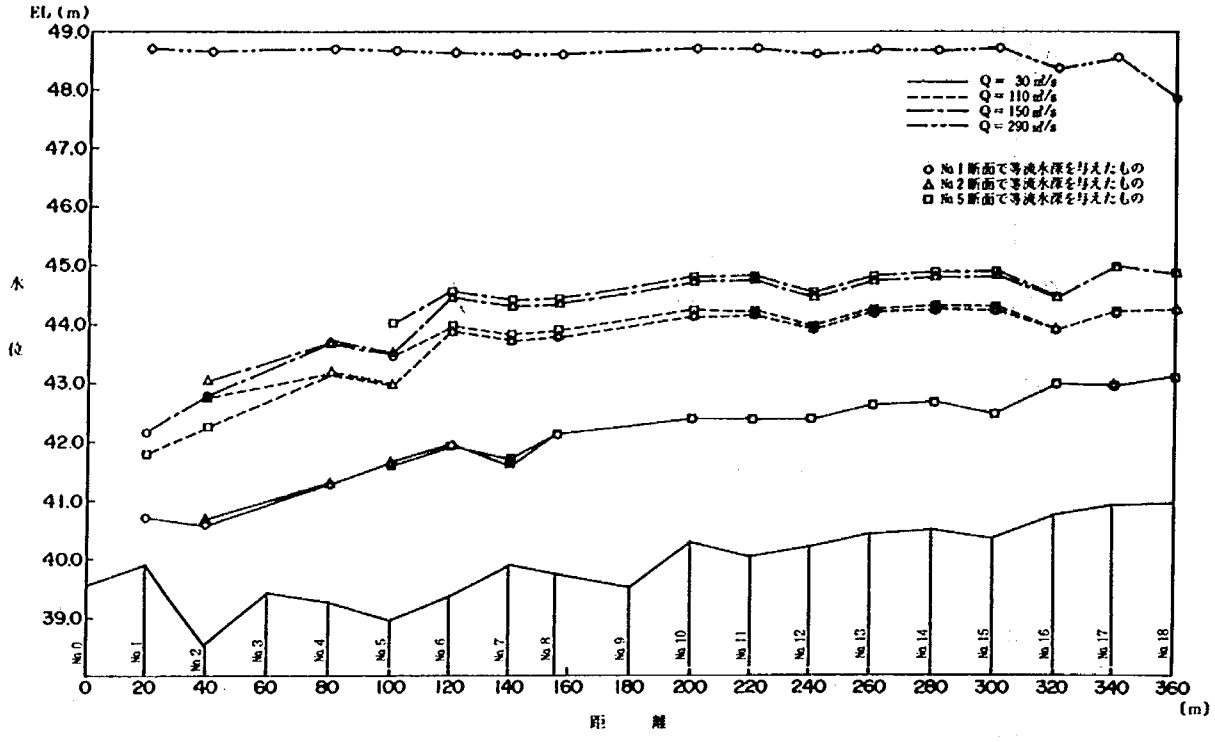


図 6.50　不等流計算によるH～Q特性（No.1～No.18）

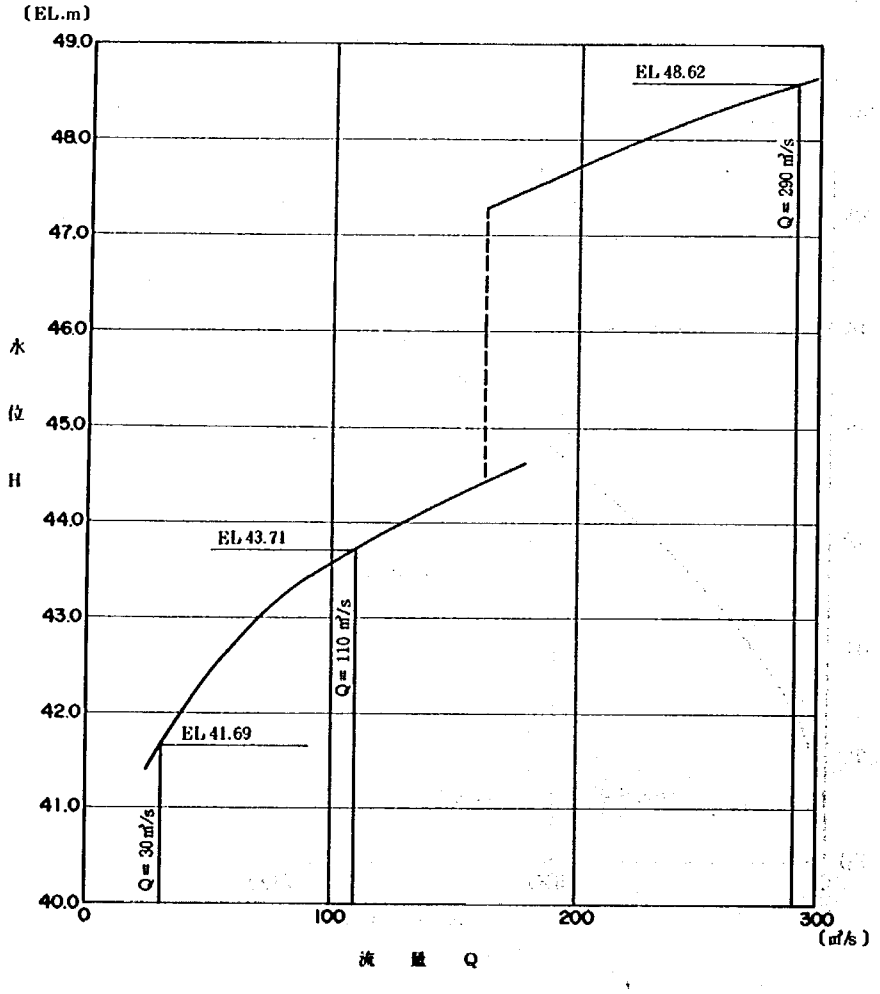
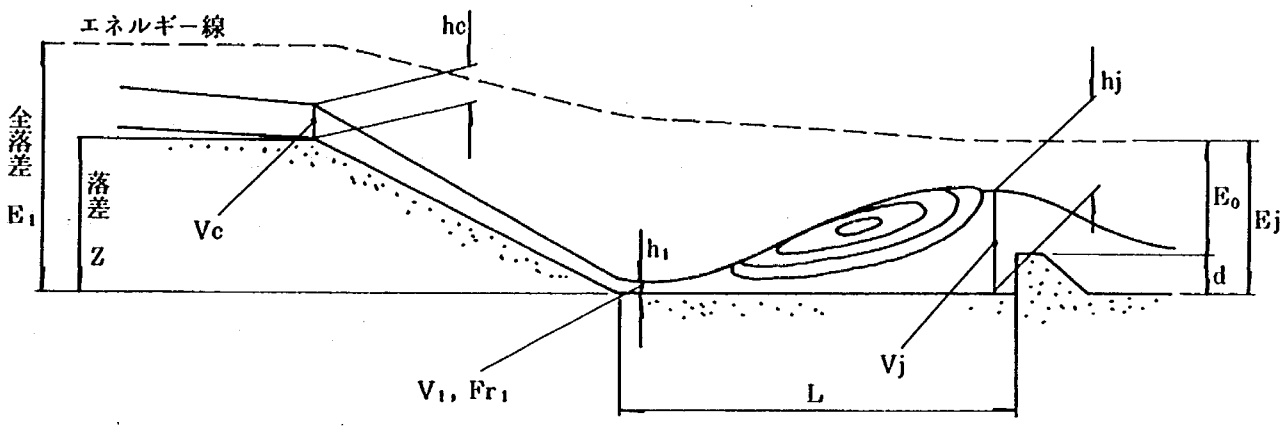


図 6.51　不等流計算によるH～Q特性（No.7 断面）

(2) 減勢池規模の検討

減勢池の設計対象流量を1/100年確率流量である１１０㎥/ｓ，減勢池幅Ｂ＝１２ｍとし，減勢池長，副ダム高を以下の方法で求めた。（図6.52参照）



Q：流量（＝110 ㎥／ｓ）
q ：単位幅流量（＝9.17 ㎥／ｓ／ｍ）
B ：水路幅（＝12.0ｍ）
Z ：落差（＝12.77ｍ）
hc：シュート始端限界水深〔ｍ〕
Vc：シュート始端限界流速〔ｍ／ｓ〕
E_1：全落差〔ｍ〕
h_1：シュート末端水深〔ｍ〕
g ：重力加速度（＝9.8ｍ／s^2）

Fr_1：シュート末端フルード数
V_1 ：シュート末端流速〔ｍ／ｓ〕
hj ：跳水深〔ｍ〕
Vj ：跳水後流速〔ｍ／ｓ〕
Ej ：跳水後エネルギー（水叩き基準）〔ｍ〕
E_0 ：跳水後エネルギー（シル上面基準）〔ｍ〕
L ：跳水長〔ｍ〕
d ：シル高〔ｍ〕

図6.52　減勢池規模計算諸元

(a) シュート始端水深

$$h_c = \sqrt[3]{q^2/g} = \sqrt[3]{9.17^2/9.8} = 2.047\text{m}$$

ここに，h_c：シュート始端限界水深〔ｍ〕，q：単位幅流量（Q/B＝110/12＝9.17 ㎥/ｓ），g：重力加速度（＝9.8ｍ/s^2）

(b) 全落差を求める

$$E_1 = 3h_c/2 + Z = (3\times2.047)/2 + 12.77 = 15.841\text{m}$$

ここに，E_1：全落差〔ｍ〕，Z：シュート始端と水叩き面との標高差（＝52.77－40.00＝12.77ｍ）。

(c) 水叩き流入フルード数F_{r1}

減勢池流入流速は，

$$v_1 = 0.95\sqrt{2gE_1} = 16.740\text{m/s}$$

$h_1 = q/v_1 = 9.17/16.740 = 0.548\,m$

$F_{r1} = v_1/\sqrt{gh_1} = 16.740/\sqrt{9.8\times0.548} = 7.224$

ここに，v_1：シュート末端流速〔m/s〕，h_1：シュート末端水深〔m〕，F_{r1}：水叩き流入フルード数である。

(d) 減勢池内の対応水深hj，跳水後のエネルギーを求める。

$h_j = h_1(\sqrt{1+gF_{r1}^2}-1)/2 = 5.331\,m$

$v_j = q/h_j = 9.17/5.331 = 1.720\,m/s$

$E_j = h_j + v_j^2/2g = 5.331 + 1.720^2/2\times9.8 = 5.482\,m$

ここに，h_j：減勢池内の対応水深〔m〕，v_j：跳水後の流速〔m/s〕，E_j：跳水後のエネルギーである。

(e) 副ダム上でのエネルギーを求め，副ダム高を求める。なお，副ダムの流量Cを1.9とする。

$q = CE_0^{3/2}$より，$E_0 = (q/C)^{2/3} = (9.17/1.9)^{2/3} = 2.856\,m$

$d = E_j - E_0 = 5.482 - 2.856 = 2.626 \fallingdotseq 2.6\,m$

ここに，E_0：副ダム上のエネルギー（副ダム天端基準）〔m〕，C：副ダムの流量係数（＝1.9），d：副ダム高である。

(f) 跳水長Lは

$L = 4.5\times5.328 = 23.976\,m$

以上の計算結果より，減勢池長L＝25m，副ダム高d＝2.6mとし，これを水理設計案とした。

この規模で流況を調査した。110㎥/sでは，ローラーの発達が不十分であり，シルを越える流れに脈動が残っており十分減勢しているとはいいがたい。また，290㎥/sでは，跳水先端位置が不安定であり，それに伴い減勢池にうねりが発生し流況が乱れている。従って，規模が不足していることがわかった。

適切な減勢池規模を決定するため，減勢池長を25.0m，29.0m，33.0m，シル高さ3.0m，3.5mと変化させて流況観察を行った。なお，導流部の形状は変更案－2の形状とし，減勢工下流の水位は減勢池内の跳水に対し危険側と考えられるA0断面のカルバートによる背水を考慮しない（下流水位を与えない）条件で，検討を行った。なお，検討対象流量は110㎥/s，290㎥/sとした。

それぞれの規模について流況観察を行った結果を表6.25に示す。水面形の詳細は付図1～15，付表1～8に，流況図は図6.53に示す。

表6.25によれば，減勢池設計対象流量110㎥/sに対しては減勢池長L＝29.0m，シル高d＝3.0m程度が適切な規模と思われ，ダム設計洪水流量290㎥/sに対する減勢池内の流況も比較的安定しており，また最高水位も低いことからこれが最適な規模である

表 6.25　減勢池の流況比較（下流水位を与えない場合）

シル高	流量	減勢池長 L		
		L＝25m	L＝29m	L＝33m
d＝2.6m	Q＝110 m³/s	跳水先端は，EL42.5m 付近にあり，減勢池内の水深が浅くローラーの発達が不十分である。シルを越える流れに脈動が残っており完全減勢状態とはいいがたい。 最高水位　EL47.80m	———	———
	Q＝290 m³/s	跳水先端の位置が不安定でありEL42.0～EL44.0mの間で激しく変動する。それにともなって減勢池内の状態も乱れ，飛散やうねりが発生する。シルを越える流れは飛散状態であり乱れが激しい。 最高水位　EL51.60m	———	———
d＝3.0m	Q＝110 m³/s	跳水のローラー先端は，EL44m程度に位置し，導水路からの水脈はややもぐり気味でありローラーの発達が悪く，水面の乱れも減勢池長Lが長い他の案に比して大きい。また間ケツ的に流速が大きい水塊がシルを越え，下流河道に流入する。 最高水位　EL47.20m	減勢池長Lが長くなった分，L＝25mの場合よりもローラー先端の位置が下流へ下り，EL43m程度であり，ローラーの発達も良く減勢も良好である。また乱れも小さい。適当な規模であると考えられる。 最高水位　EL46.80m	減勢池長には十分な余裕があり減勢池内の乱れは小さく，ローラーもシルのかなり上流で終了しており，やや過大であるという感を持つ。 最高水位　EL47.80m
	Q＝290 m³/s	Q＝110m³/sと同様に，ローラー先端が導水路内にはい上っている為（EL45m程度）跳水前水脈はもぐり気味であり，シル上流底面の流速が大きい為，シル付近の乱れが大きい。 最高水位　EL51.20m	Q＝110m³/sと同じく，ローラー先端はL＝25mの場合よりも下り，EL43.5m程度である。乱れは大きいものの他の案と比して小さく，また減勢もかなり行なわれていて，Q＝290 m³/sに対しては十分安全に下流へ導水できているものと考える。 最高水位　EL51.00m	ローラーの先端はほぼ減勢池インバート上に位置し，ローラーの上流側部分は厚さが薄く，この部分のローラーの飛散が目立つ。この為減勢池内の乱れは，d＝3.0mL＝29mの場合よりもやや大きくなる。 最高水位　EL52.80m
d＝3.5m	Q＝110 m³/s	シル高dが高くなった分ローラー先端の位置が上り，d＝3.0mL＝25m　の場合よりも更にもぐり跳水に近くなりローラーの発達が不十分となり流況はやや悪化する。 最高水位　EL47.20m	やはりローラー先端の位置が高く減勢池流入水脈はややもぐり気味であるが，減勢池容量が大きく流況はさほど悪化しない。減勢池内水位もd＝3.0m L＝29m と比べてシルの増分だけ増す程度である。 最高水位　EL47.20m	ローラーの状態は良好であり，減勢長の5～6割の位置で跳水が終了している。完全減勢状態であるが規模は過大と考えられる。 最高水位　EL47.40m
	Q＝290 m³/s	ローラー先端の位置は高くもぐり跳水状態である。そのためローラーの発達が不完全で水面のうねりが目立つ。またシル高が高い分減勢池内の水位も高く，最高水位が他案に比べ高くなっている。 最高水位　EL51.40m	ローラーの先端は高いが，Q＝110m³/sと同じく減勢池容量が大きい為，流況の悪化は認められない。最高水位は，d＝3.0m L＝29mの場合と同程度である。 最高水位　EL52.00m	L＝29mに比べローラーの位置が下流へ移動するだけで減勢状態，水面の乱れについては差がない。最高水位も同程度である。 最高水位　EL52.00m

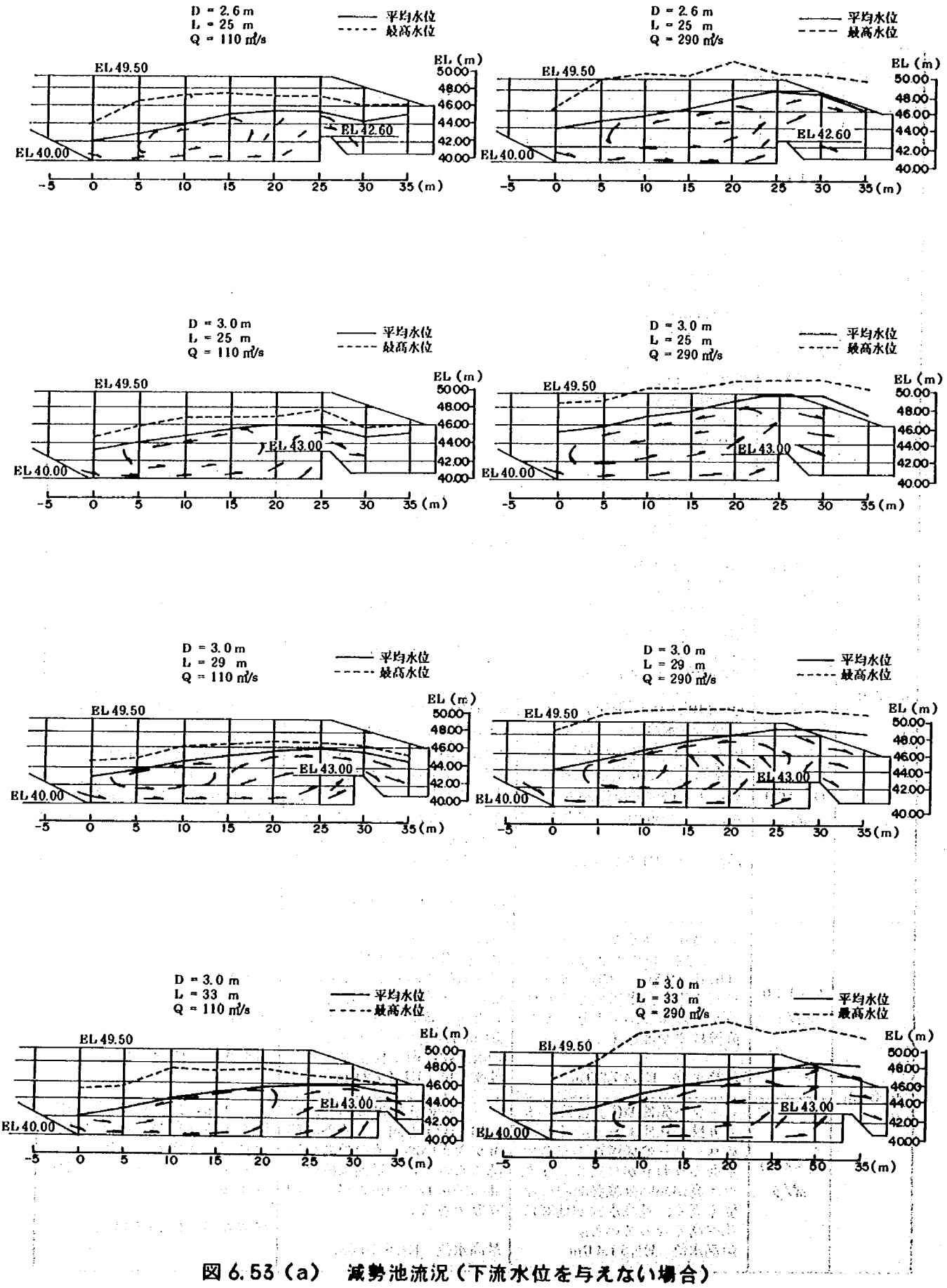


図 6.53 (a)　減勢池流況（下流水位を与えない場合）

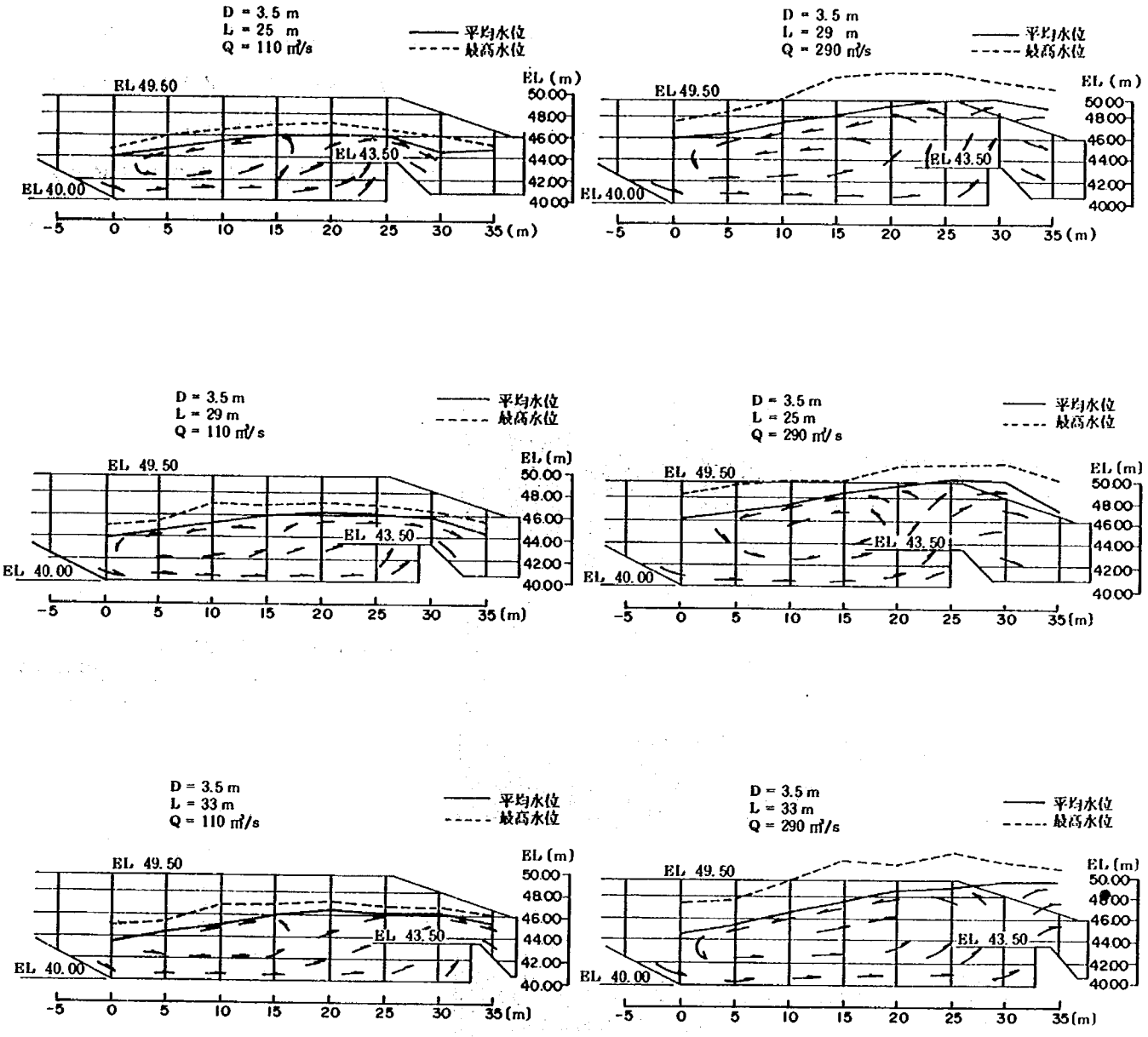


図 6.53 (b)　減勢池流況（下流水位を与えない場合）

と考えられる。なお，d＝2.6ｍではＬ＝２５ｍにおいて２９０㎥/ｓ放流時に跳水始端位置が減勢池始端で不安定なことからこれ以上叩き長を延ばすことは，露出射流が発生し完全な跳水状態にならないと判断される。従ってｄ＝2.6ｍについてはＬ＝２９ｍ，３０ｍと水叩き長を延ばした規模の検討は行っていない。

順傾斜から水叩きへのすり付け形状としてバケットカーブを設置した場合の減勢効果について検討した。観察の結果，バケットカーブを設置しても設置前と変化はなかった。施工継目を屈曲点より十分離せばバケットカーブは設けなくてもよいと考えられ，従って本ダムは，バケットカーブを設置しない形状で以下検討を行った。

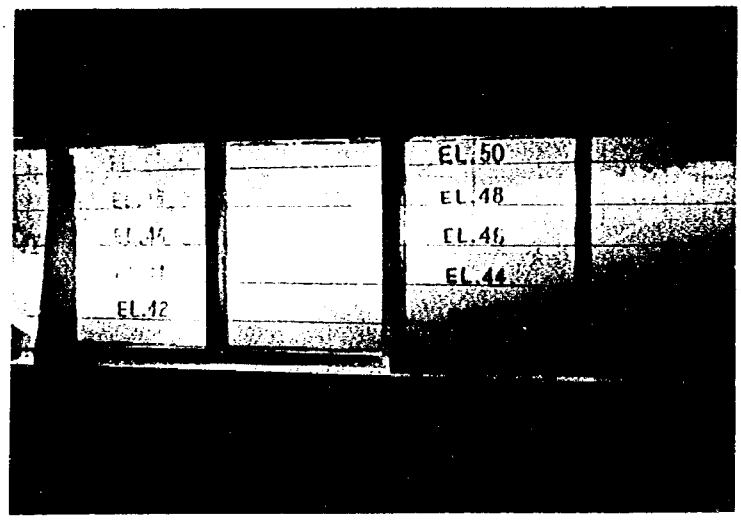


写真 6.37　減勢池流況
（d＝3.0ｍ，L＝29.0ｍ）
290㎥/s

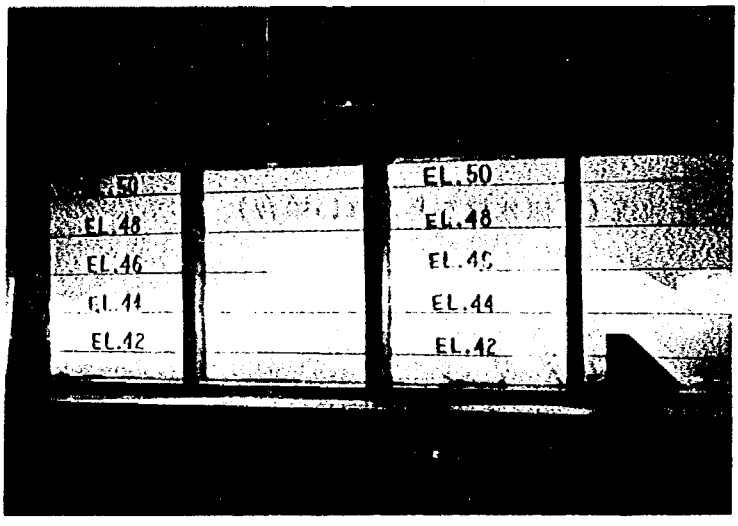


写真 6.38　減勢池流況
（d＝3.0ｍ，L＝29.0ｍ）
110㎥/s

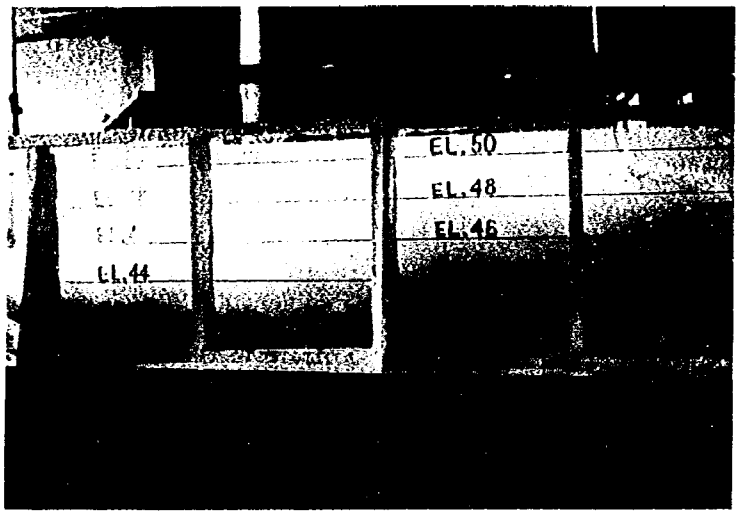


写真 6.39　バケットカーブ設置
290㎥/s

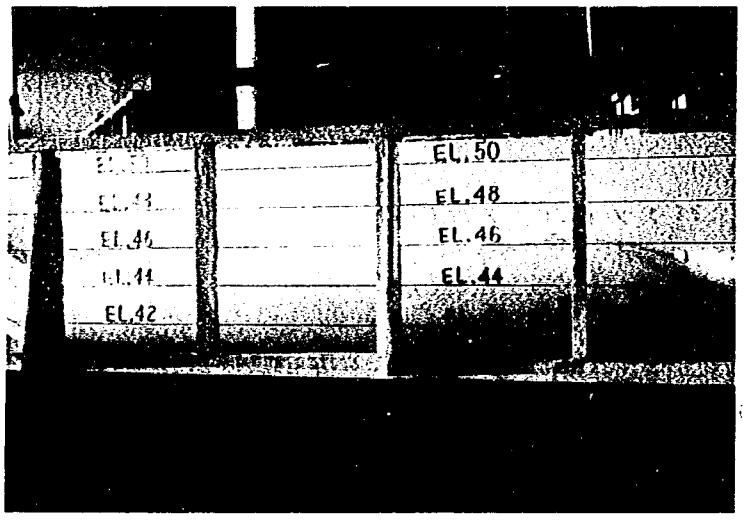


写真 6.40　バケットカーブ設置
110㎥/s

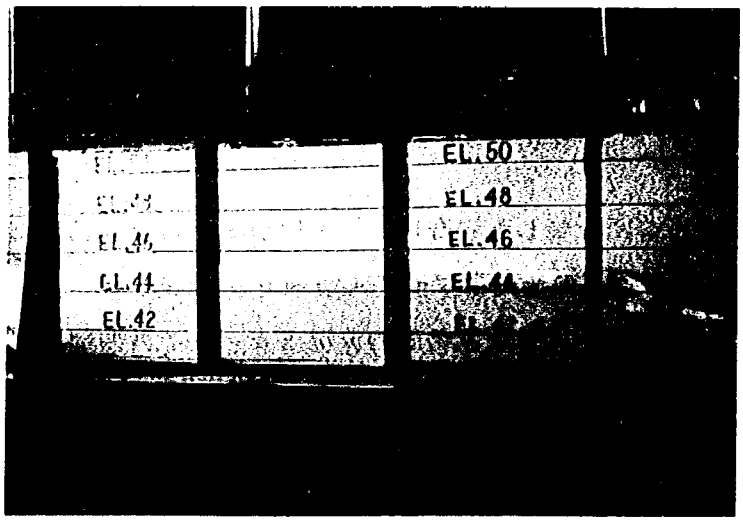


写真 6.41　バケットカーブ設置
30㎥/s

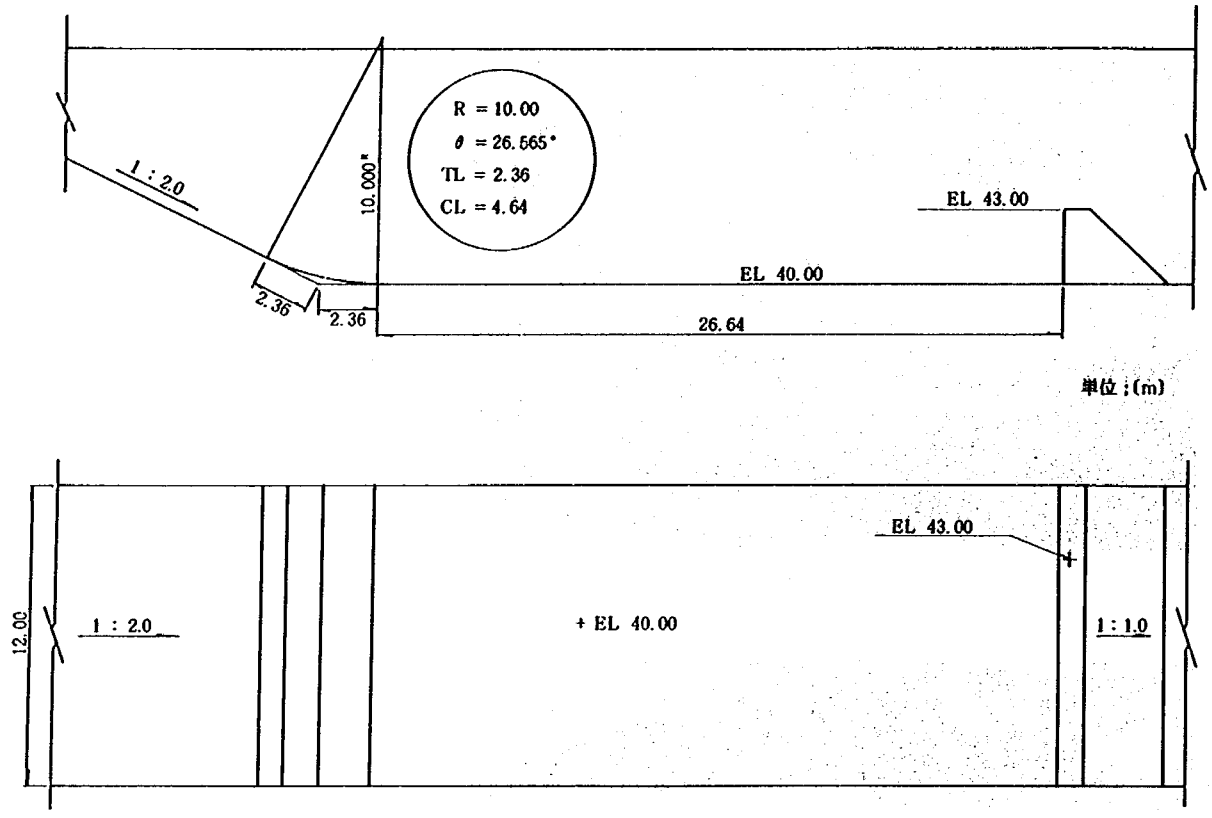


図 6.54　バケットカーブ詳細図

(3)　平面渦解消策の検討

6.7.6 で述べたように導流部湾曲部において生じた偏流により，反時計回りの平面渦が発生し，特に 30 m³/s 程度の小流量時に顕著である。110m³/s，290m³/s といった大流量時においても減勢池内の流況に影響を及ぼしていると考えられ，この湾曲部における偏流を防止するために以下の検討を行った。検討形状は図 6.55 ～ 6.60 に示す通りである。なお，検討対象流量は 30 m³/s，110 m³/s，290 m³/s の 3 流量である。

1)　デフレクター設置（図 6.55）

30 m³/s の小流量では平面渦も発生せず有効であるが，110 m³/s，290 m³/s では導流部で衝撃波が発生し，その影響で減勢池内の偏流が著しくなる。

2)　斜めシル設置（図 6.56）

斜めシルは湾曲部始端，中間，終端に設置した場合について検討を行った。湾曲部始端に設置した場合の 30 m³/s 流下時には減勢池内の平面渦も解消され効果があるが，110 m³/s，290 m³/s 流下時には設置前と同様な減勢池内流況となった。湾曲部中間，終端に設置した場合では，斜めシル直下流で衝撃波が生じ，導水路，減勢池ともに流況は改善されない。

3)　分流壁設置（図 6.57）

湾曲区間に分流壁を設置した場合は，30 m³/s 流下時には減勢池内の平面渦は解消さ

れるが，１１０㎥/s，２９０㎥/s流下時には設置前とほとんど変わらない流況となった。

4) 縦断勾配変更（図6.58）

側水路勾配の変化点から湾曲部終端までを水平区間とした形状である。小流量時における減勢池内平面渦も解消され，１１０㎥/s，２９０㎥/s流下時も導流部湾曲部での衝撃波も著しいものでなく比較的良好な流況と思われる。湾曲部でのフルード数は２９０㎥/s流下時で1.1～1.2程度である。

各形状での流況を写真6.42～6.59に示す。

以上，述べた結果をまとめると分流壁，斜めシル，縦断勾配変更が偏流を防ぎ効果的な流況となるが，分流壁の場合，施工時には幅の厚い壁となり工事数量が増してしまう事から不利と考えられる。また，斜めシルを設置した場合，小流量時にはシル直下流に跳水が発生し，シル周辺の流れは流速の速いものとなる。一方，縦断勾配変更の場合は流れもスムーズで湾曲部での衝撃波の発生もなく穏やかな流況となっており，多少壁高は高くなるが縦断勾配を変更するものを採用する。

以上の検討により導流部の形状および減勢池長，副ダム高について決定した。この形状規模での副ダム作用圧力の調査を行った。また，本ダムにおいては減勢池内へカルバートによる背水の影響が考えられることから減勢池導流壁高については下流水位を設定して検討を行った。

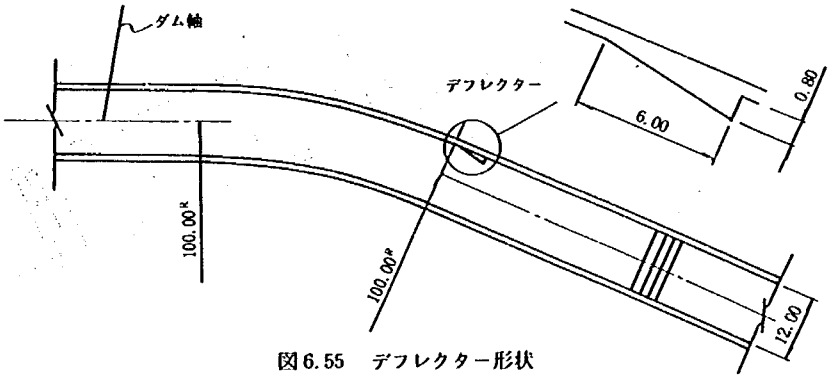


図6.55　デフレクター形状

図6.55　デフレクター形状

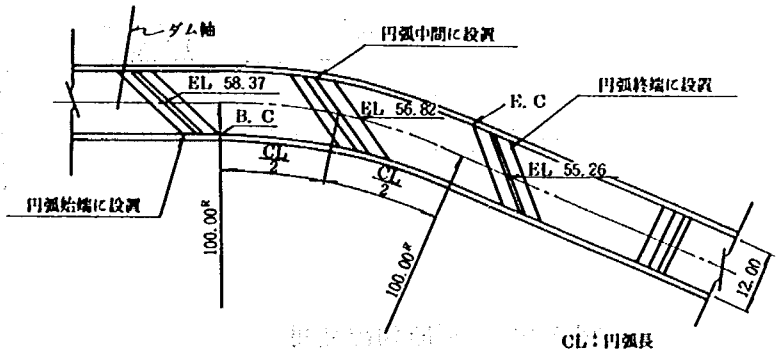


図6.56　斜めシル設置位置
（斜めシル詳細形状は図6.59参照）

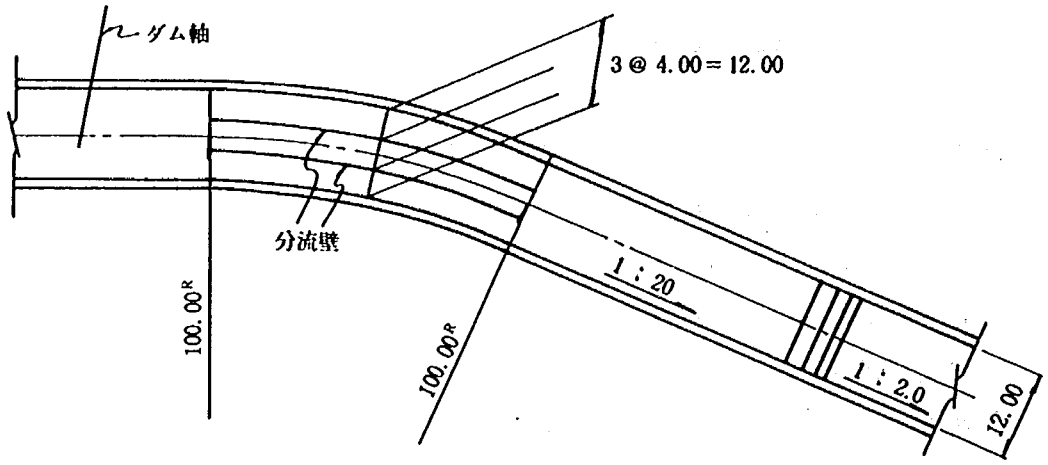


図 6.57　分流壁の設置（壁幅 0.6 m）

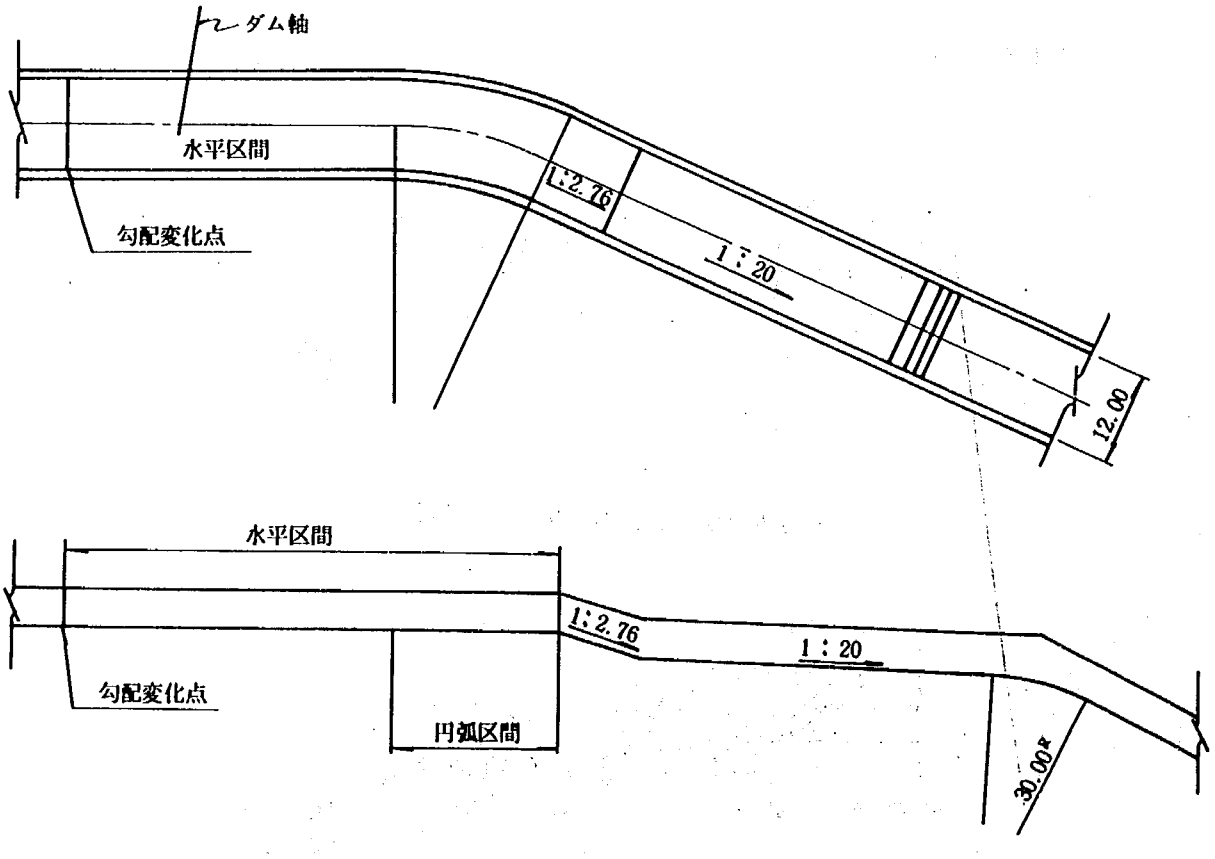


図 6.58　縦断勾配変更
（詳細は図 6.60 参照）

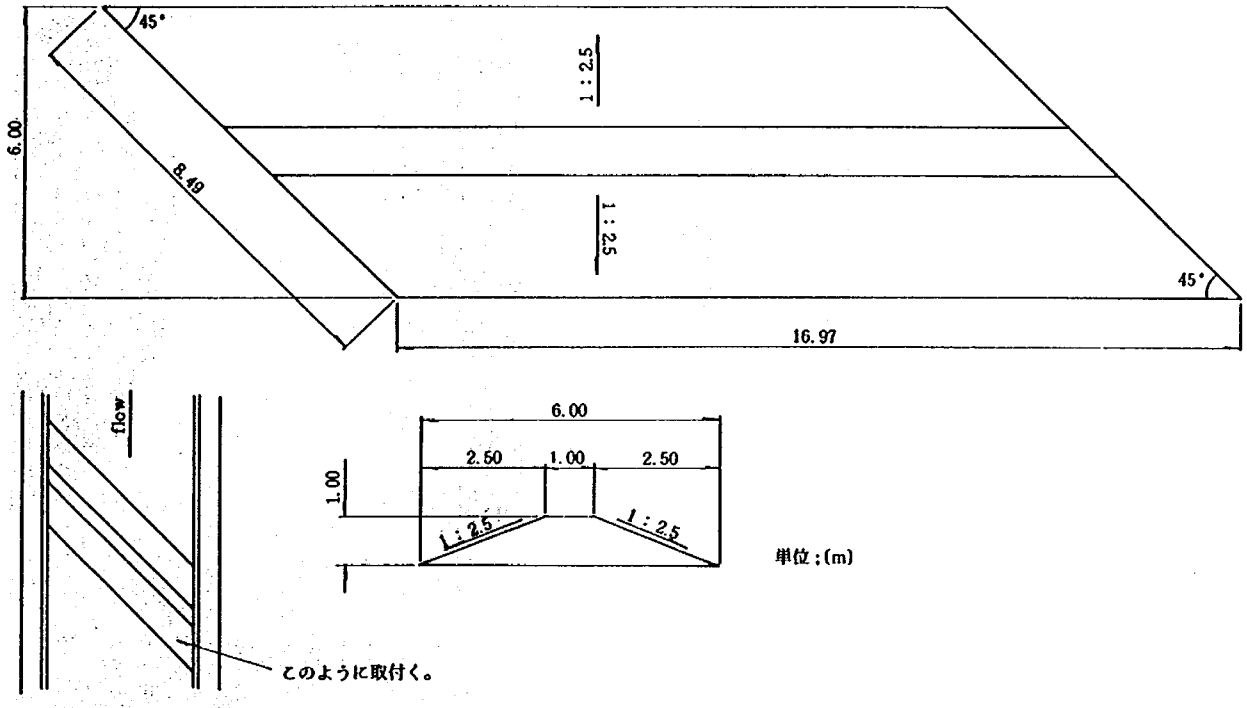


図 6.59　斜めシル詳細図

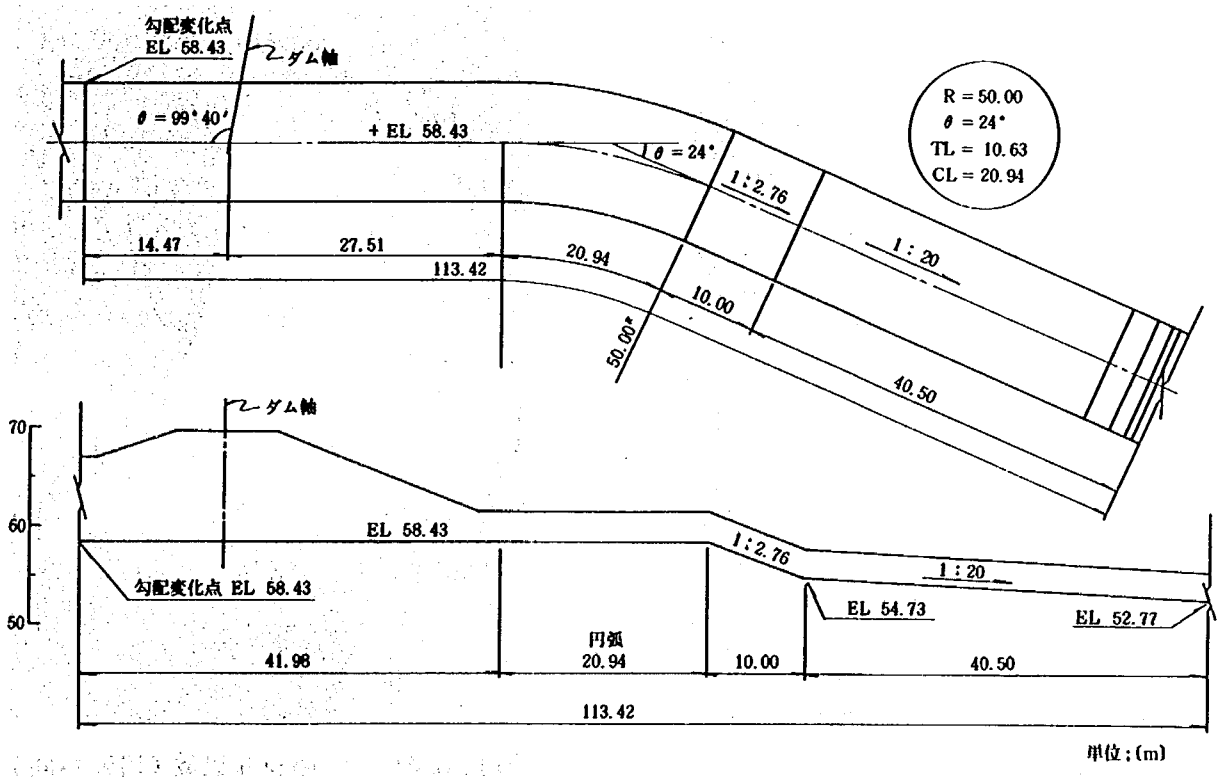


図 6.60　縦断勾配変更詳細図

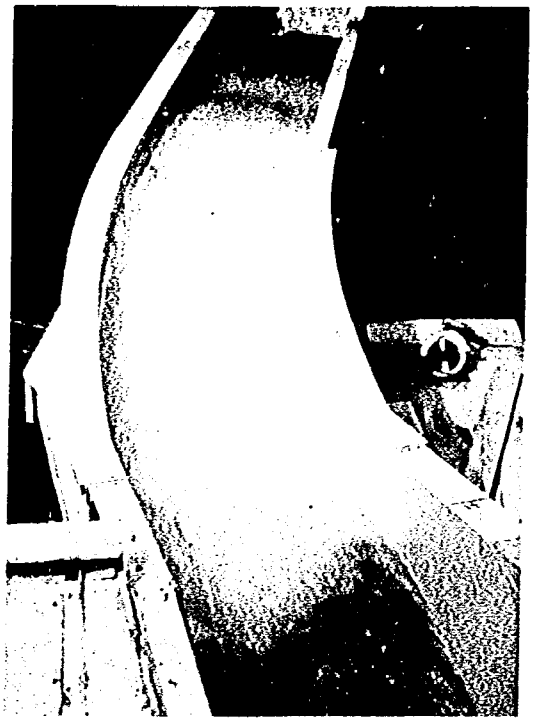


写真 6.42　斜めシル設置（円弧始端）
290 m³/s

写真 6.43　斜めシル設置（円弧始端）
110 m³/s

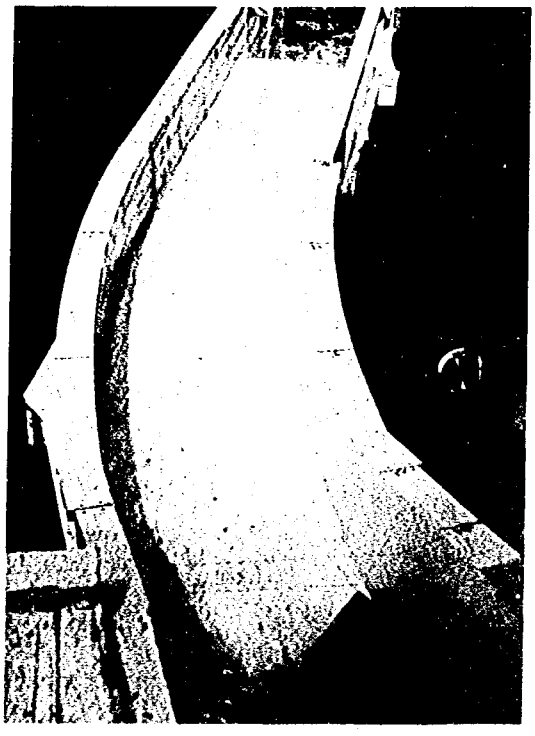


写真 6.44　斜めシル設置（円弧始端）
30 m³/s

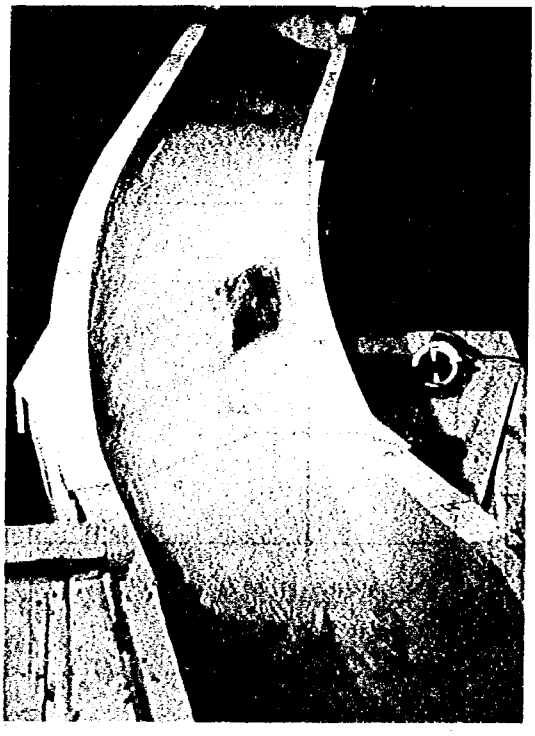


写真 6.45　斜めシル設置（円弧中間）
290 m³/s

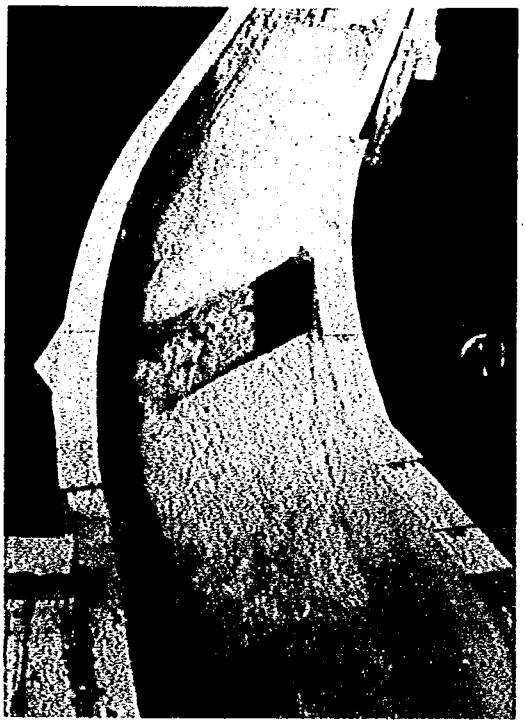


写真 6.46　斜めシル設置（円弧中間）
110 m³/s

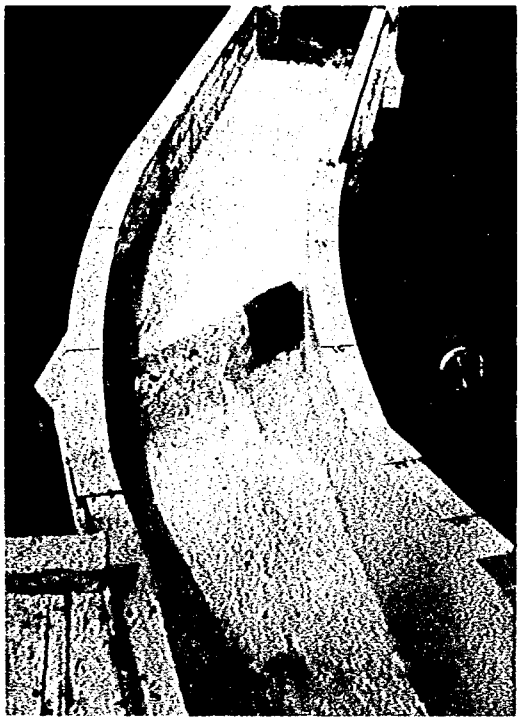


写真 6.47　斜めシル設置（円弧中間）
30 m³/s

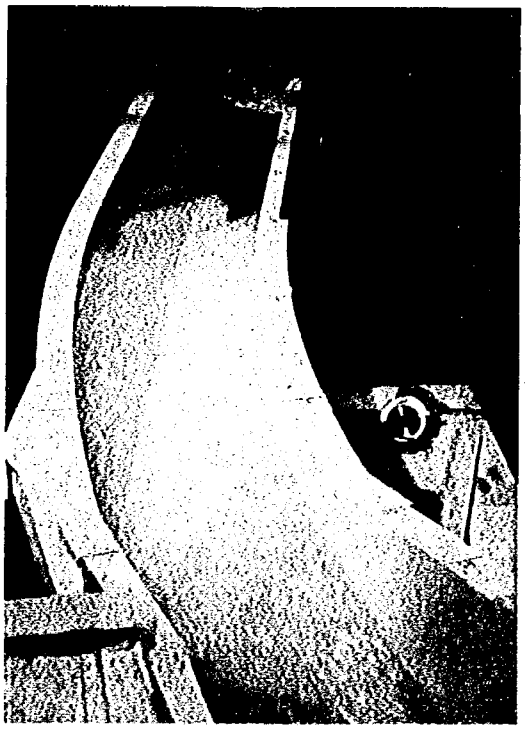


写真 6.48　斜めシル設置（円弧終端）
290 m³/s

写真 6.49　斜めシル設置（円弧終端）
110 m³/s

写真6.50　斜めシル設置（円弧終端）
30㎥/s

写真6.51　デフレクター設置
290㎥/s

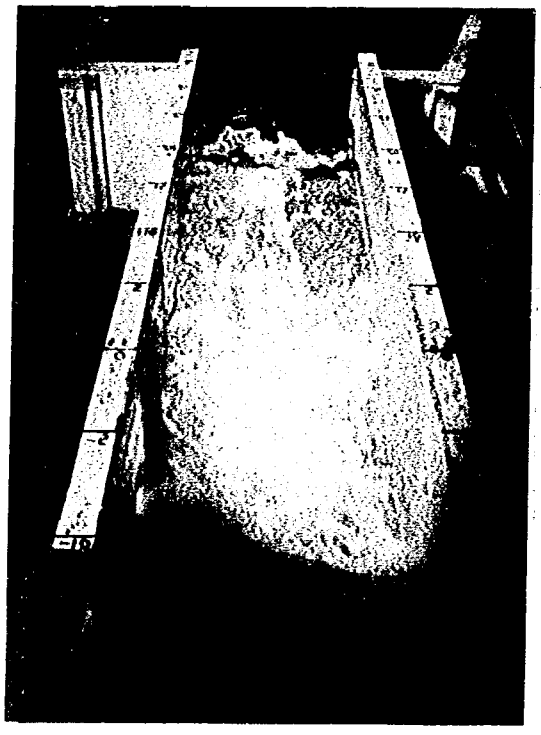


写真6.52　デフレクター設置
110㎥/s

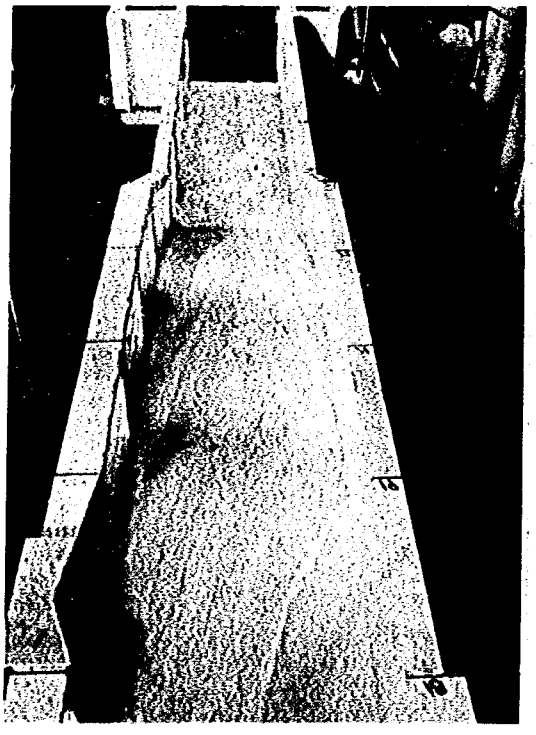


写真6.53　デフレクター設置
30㎥/s

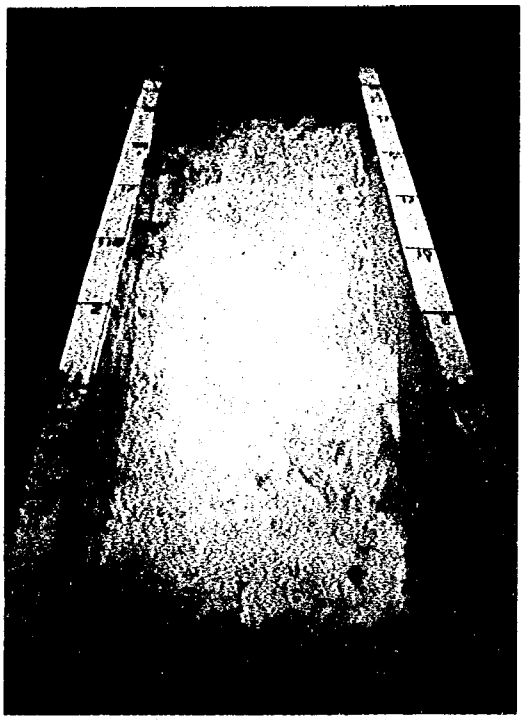


写真 6.54　分流壁設置
290㎥/s

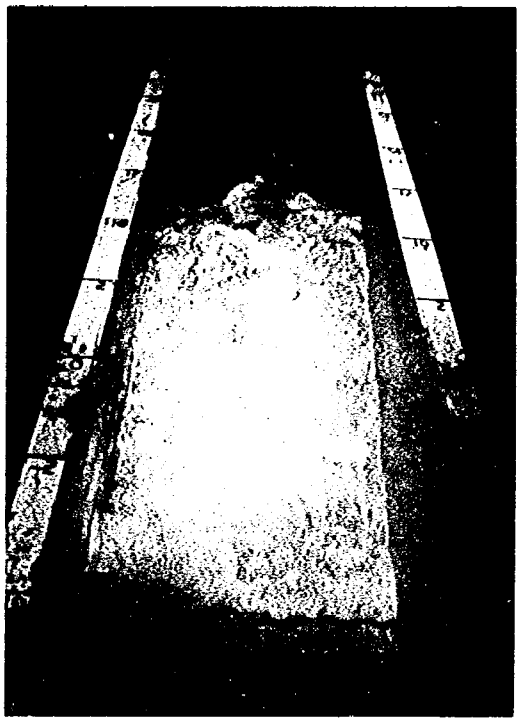


写真 6.55　分流壁設置
110㎥/s

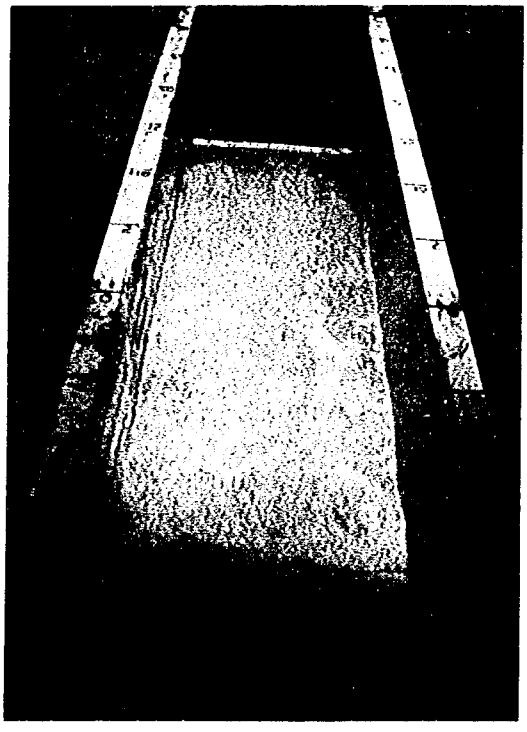


写真 6.56　分流壁設置
30㎥/s

写真 6.57　縦断勾配変更
290㎥/s

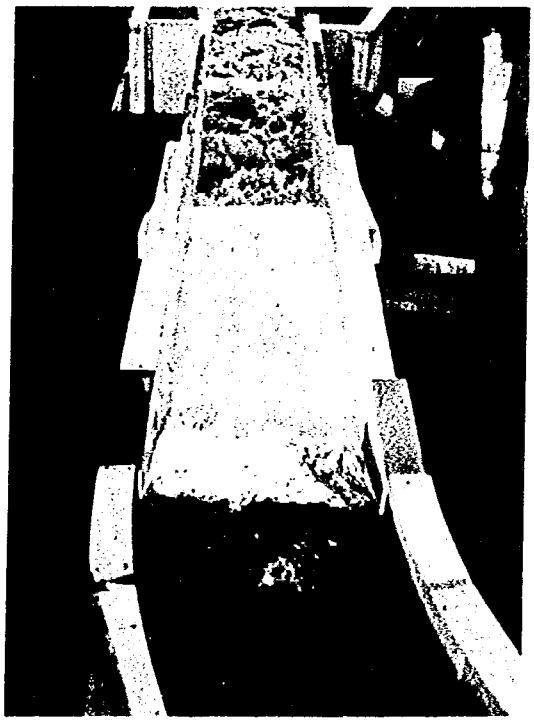


写真 6.58　縦断勾配変更
110 m³/s

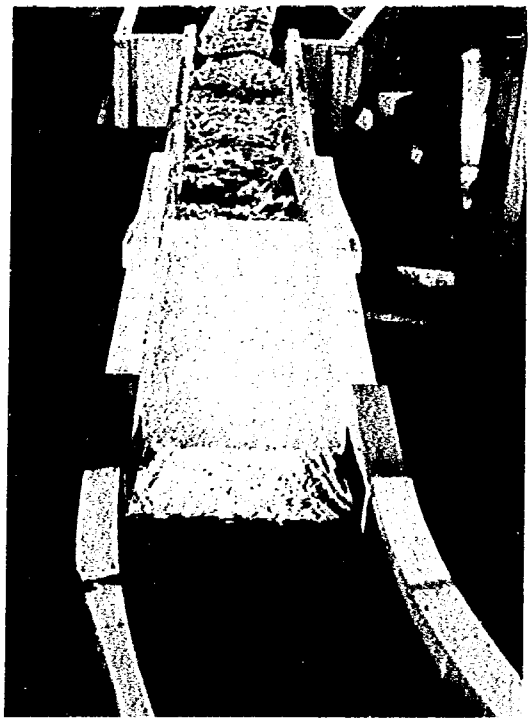


写真 6.59　縦断勾配変更
30 m³/s

(4)　副ダム形状

副ダム形状を図 6.61 に示す。副ダム作用圧力は，危険側と思われる下流水位を与えない場合において調査を行った。副ダム圧力分布を図 6.62 に示す。壁面圧力は，副ダム天端および天端下流で低下するが，負圧の発生は，30 m³/s 放流時の 0.7 m であり，キャビテーション損傷による副ダムの水理的機能に及ぼす影響は少ないと考える。なお，110 m³/s，290 m³/s 放流時には負圧はみられなかった。

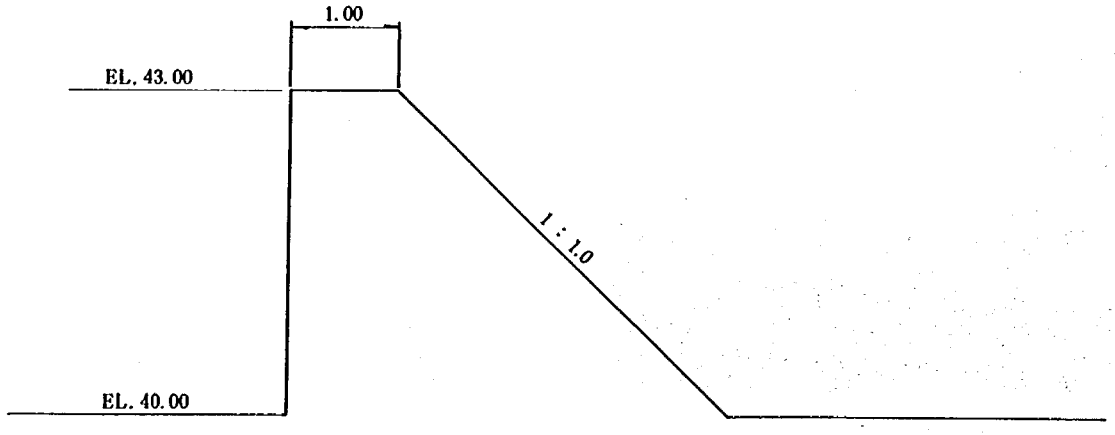


図 6.61　副ダム形状

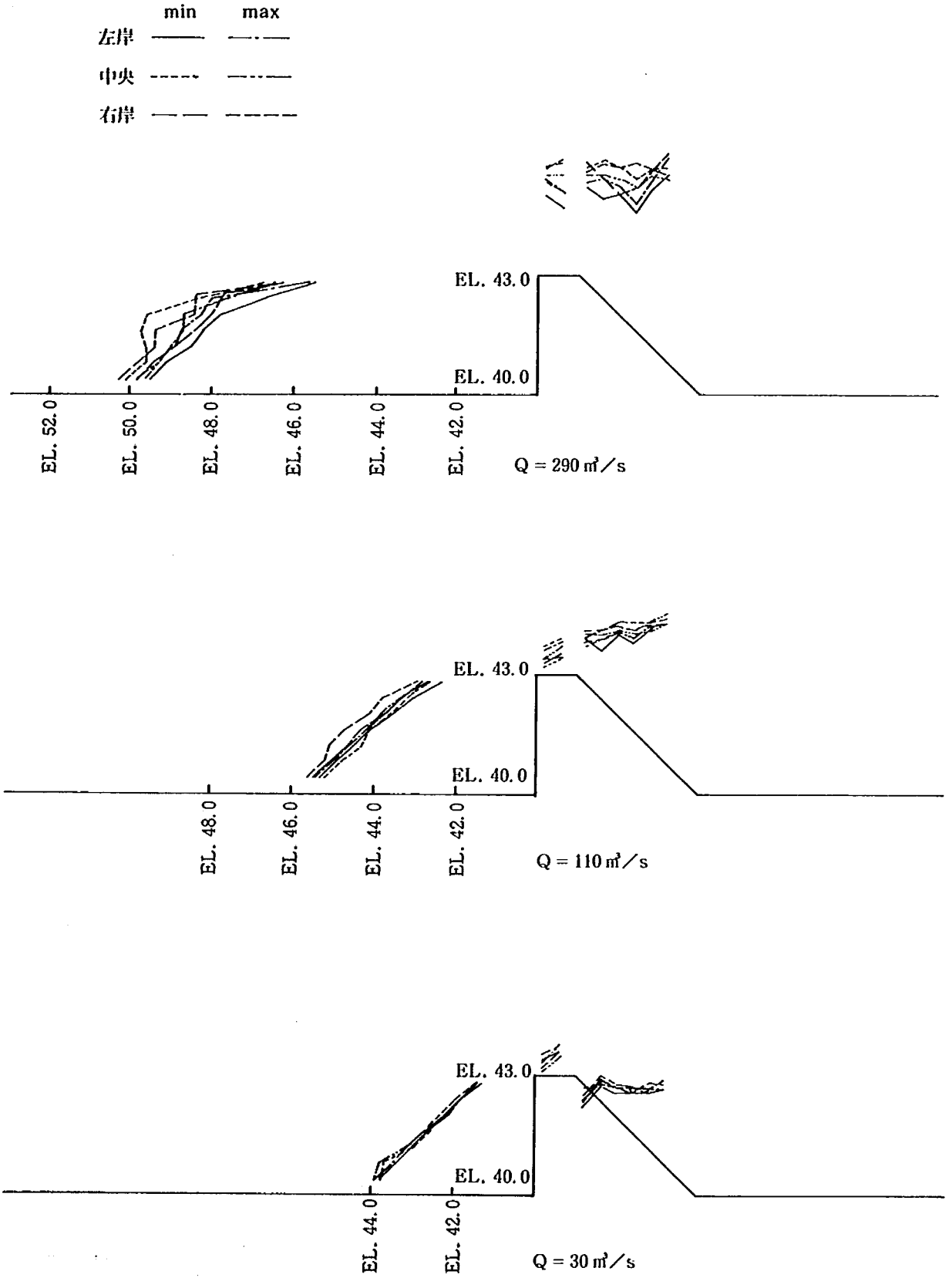


図 6.62　副ダム作用圧力

(5) 導流壁高

減勢池長29m，副ダム高３ｍの規模で下流水位を与えて，減勢池導流壁高について検討を行った。実験の結果３０㎥/ｓ，１１０㎥/ｓについては影響はみられないが，２９０㎥/ｓ 流下時には，下流水位の影響により減勢池内の水位が上昇する。ローラーの先端がＥＬ．４６．００ｍ程度と高くなり，潜り跳水状態となっているためうねりが目立つようになる。この流況の悪化はダム設計洪水流量におけるものであり，ある程度許容でき得るものと考える。この時の減勢池内最高水位はＥＬ．５２.２０ｍである。減勢池導流壁天端標高は実験で得られた最高水位に余裕をみてＥＬ．５３.５０ｍとする。（図 6.63，表 6.26）

表 6.26　減勢池最終規模水位一覧表　〔EL.m〕

※	左岸		中央		右岸	
ℓ (m)	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5	45.90	48.10	46.70	47.90	46.10	47.90
0	47.00	48.60	47.40	49.20	47.40	49.00
5	47.40	50.20	47.40	49.20	47.40	49.60
10	48.40	50.20	48.20	50.40	48.20	51.20
15	48.80	52.20	48.60	51.60	48.80	51.00
20	49.40	52.20	49.20	51.20	49.60	51.20
25	50.00	51.60	50.00	51.60	50.00	51.60
30	50.20	51.80	50.20	51.60	50.00	51.80
35	49.80	51.40	50.00	51.20	49.60	51.80

※ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流方向に（正）としている。

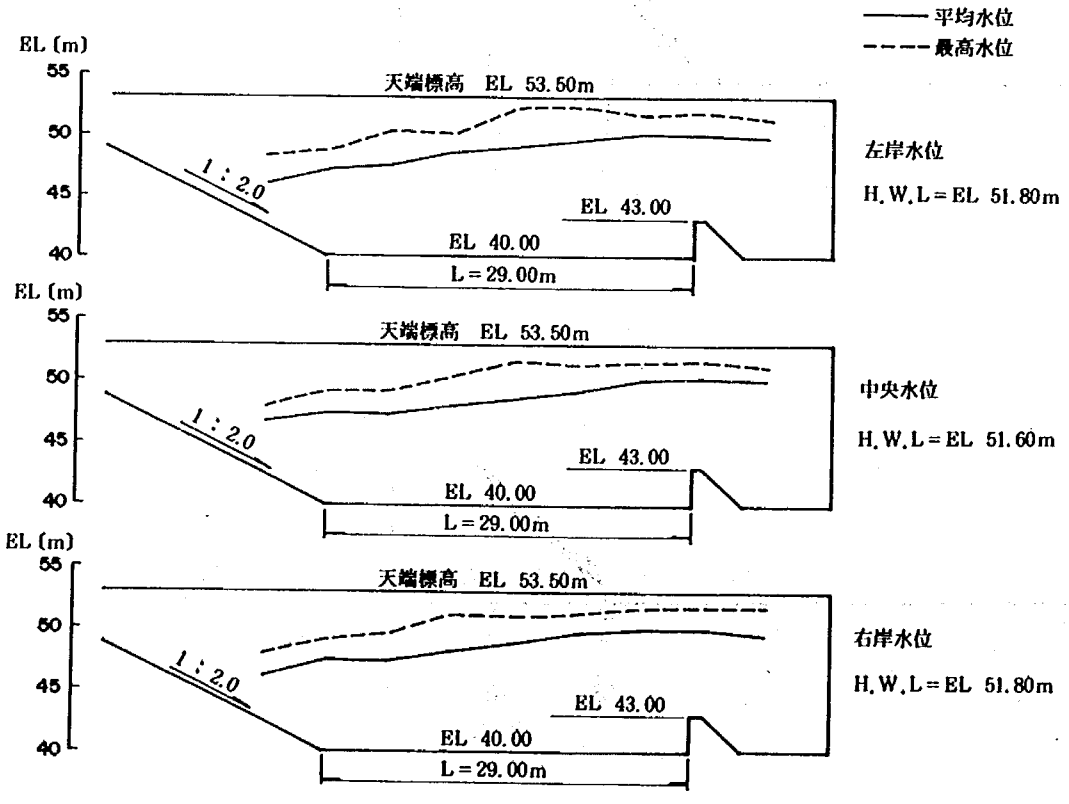


図 6.63　減勢池水面形（最終形状）
No.7 断面で下流水位を与えた場合

(6) 減勢池最終規模

以上の検討の結果，得られた減勢池最終規模は次のとおりである。

減勢長　２９.０m

副ダム高　３.０m（天端標高 EL.４３.００m）

導流壁高　１３.５m（天端標高 EL.５３.５０m）

6.7.8 下流河道流況

下流河道については縮尺1/20の洪水吐き全体模型と減勢池下流約２００m区間の河道模型によりダム下流現況河道の流況調査を行った。なお，実験は固定床にて行っている。また，6.7.7(1)で述べたような下流水位の設定により実験を行っている。

(1) ２９０㎥/s（ダム設計洪水流量）

カルバートによる背水のためほぼ全区間でEL.４９.００m 程度まで水位が上昇し減勢池にまで影響している。このため減勢池内の流況は乱れるが，減勢池下流のNo.17断面付近での水面変動は０.６m前後であり，最大流速も４m/s程度で河床を走る速い流れもなく一様な流れになっている。

(2) １１０㎥/s

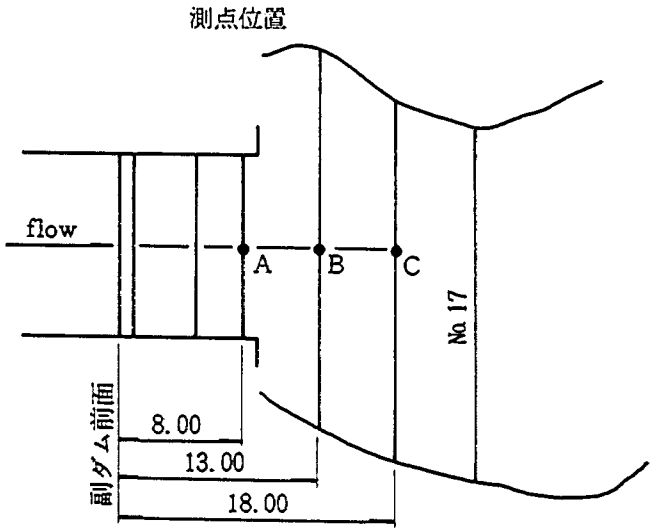
減勢池内で十分に減勢されているため，副ダムを越流する流れは安定した状態で流下している。副ダム直下流で跳水を起こし下流まで常流である。No.15断面で４m/s 程度の流速となっているが，それ以外では３m/s程度となっている。

(3) ３０㎥/s（計画最大放流量）

減勢池内で十分に減勢されており，何ら問題はない。流速も２m/s程度である。

流況を写真6.60～6.62に示す。

また，二次減勢工については，危険側と考えられるカルバートによる背水を考慮しない，下流水位を設定しない条件で検討を行った。その結果，減勢池下流に露出射流は見られず，副ダム直下流で跳水を起こしていることから必要ないものと思われる。流況を写真6.63～6.65に示す。護床については，図6.64に示されるように副ダム下流４m付近でも河床付近の流れは速くなく，全般的に上層，中層，下層とも均一した流れであるため，副ダム直下だけで十分と思われる。



流速一覧表

〔m／s〕

水深	測点A	測点B	測点C
0	1.71	2.67	2.89
2.0	2.24	2.89	3.19
4.0	3.04	2.81	2.85
6.0	3.70	2.54	2.71
8.0	3.20	2.38	2.87
10.0	1.12		

※水深は河床を0としている。

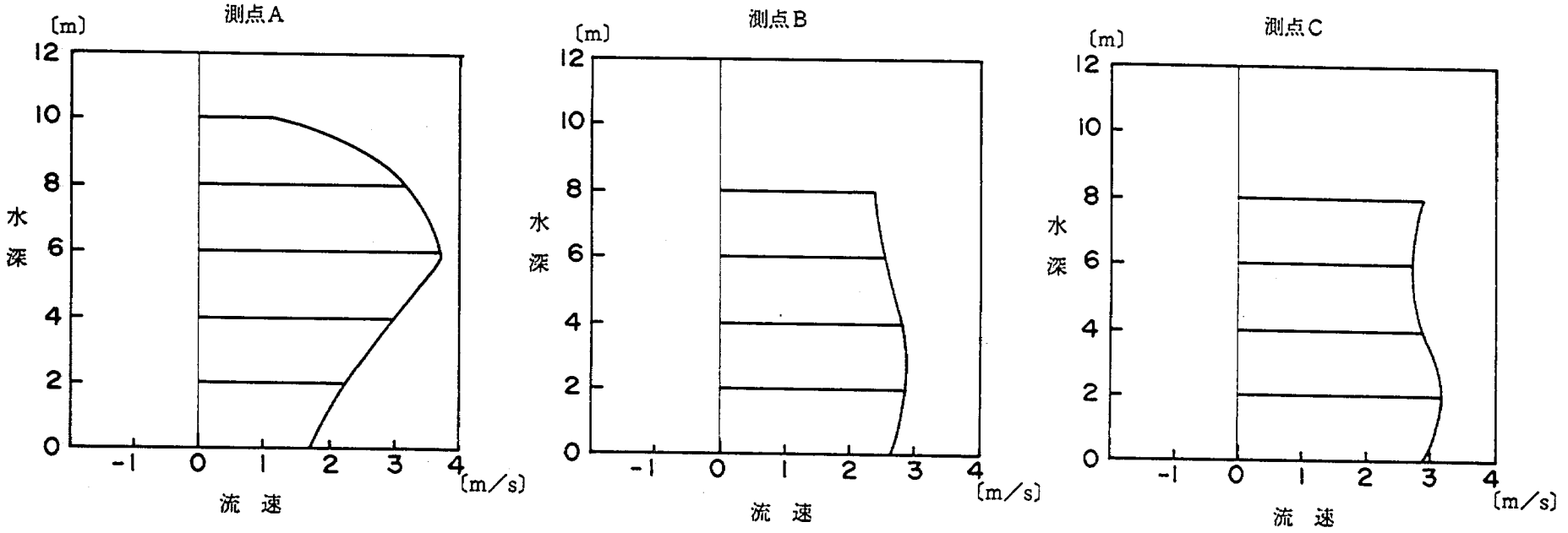


図6.64　副ダム直下流速

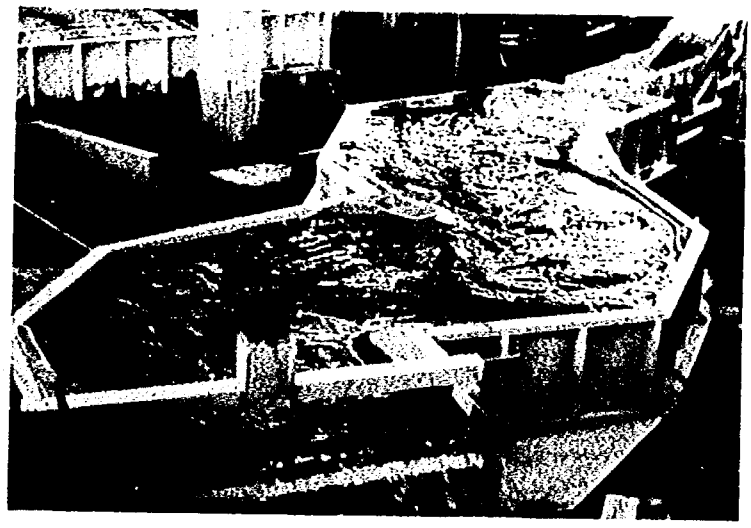


写真 6.60　下流河道流況
290 m³/s

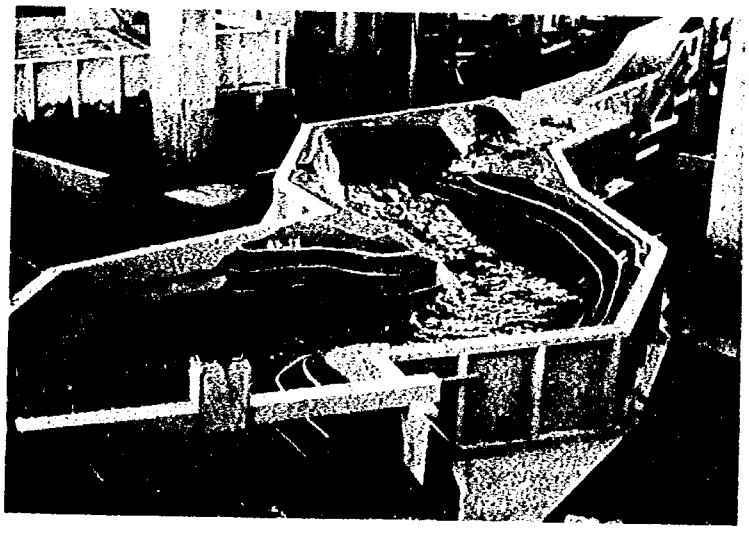


写真 6.61　下流河道流況
110 m³/s

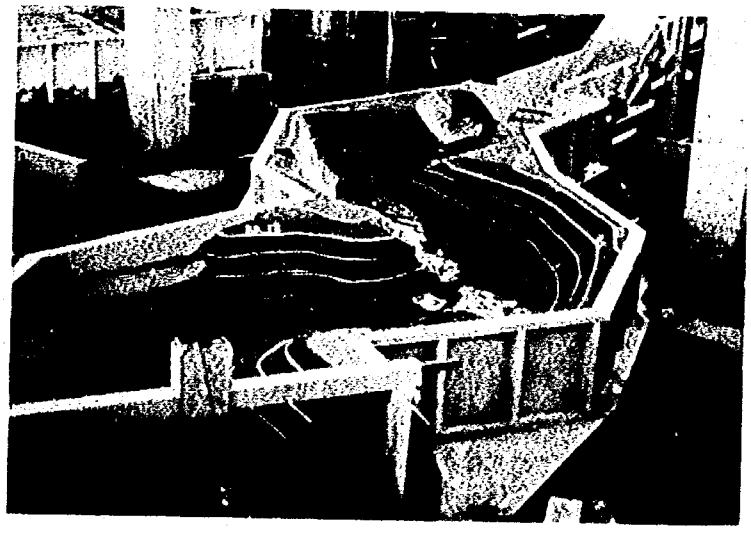


写真 6.62　下流河道流況
30 m³/s

写真 6.63　二次減勢工の検討
（下流水位なし）
290㎥/s

写真 6.64　二次減勢工の検討
（下流水位なし）
110㎥/s

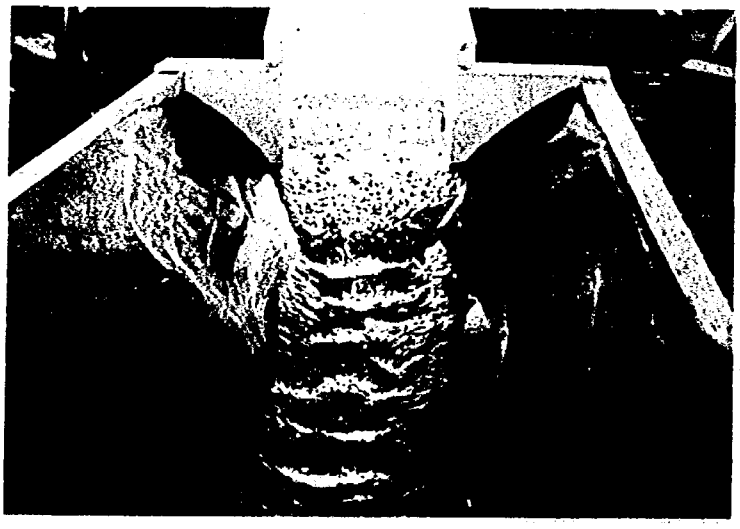


写真 6.65　二次減勢工の検討
（下流水位なし）
30㎥/s

第 7 章　貯水位低下用放流設備水理模型実験

7.1　貯水位低下用放流設備の概要

実験の対象となった放流設備は，河川管理施設等構造令でフィルダムにその設置が義務づけられているダムの堤体の点検修理等のため貯水池の水位を低下させることができる放流設備であり，次に示すように計画されている。

主ゲート
- ：ジェットフローゲート（以下 J.F.G と略記）
- ：口径　D＝1.40m
- ：ゲート中心標高　EL．43.20m

減勢工は，水中減勢工が採用された。

7.2　貯水位低下用放流設備の放流量

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2g(H - \Sigma h - H_T)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (7.1)$$

ここに，C　：流量係数（図 7.1 による※）

A　：ゲート吐口断面積＝$\pi/4 \times 1.2^2 = 1.539\,m^2$

H　：貯水位（m）

Σh：合計損失水頭＝$0.03842Q^2$　※

H_T：減勢池背水位（EL．m）

※　沖縄総合事務局北部ダム事務所　瑞慶山ダム概略設計業務報告書　1983－3

ただし，H_T は J.F.G 減勢池の連絡水路（I＝1/500，B＝2.5m の長方形水路）の等流水深に水路上流端敷高 EL．46.75m を加えたものである。従って，放流量 Q と減勢池水位 H_T の関係は次式で表される。

$$Q = 7.98596 \cdot (H_T - 46.75) \left\{ \frac{2.5(H_T - 46.75)}{2.5 + 2(H_T - 46.75)} \right\}^{2/3} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (7.2)$$

J.F.G の開度（G）と流量係数（C）の関係は図 7.1 に示す通りである。また，(2)式より，放流量（Q）と下流水位（H_T）の関係は図 7.2 の通りである。これらの図に基づいたゲート開度ごとの H－Q 曲線は図 7.3 に示してある。

7.3　実験目的

貯水位低下用放流設備の減勢工として計画されている水中減勢工の適正規模，形状を実験により明らかにすることを目的とする。

7.4　実験内容

実験モデルの基本形状は図 7.4 に示す通りである※※。実験は，まず，補助構造物（バッフルピ

※※ 佐藤，高須，小容量放流設備の水中減勢工 土木技術資料 26−10(1984)：本論文では最終形状が与えられているが，本論文検討と並行して，本ダムの検討も行われた。

ア，デフレクター）がない場合の減勢状態を確認した。次に適宜バッフルピア，デフレクターを設置し，最終形状について検討を行った。実験ケースを表7.1に示す。実験は，常時満水位EL．64.20mにおけるJ.F.Gの放流量，減勢池背水位を用いて行い，ゲート開度は，100％ 80％， 50％とした。また，必要に応じて減勢状態を定量的に把握するために，水面変動，圧力測定を行った。

表7.1 実験ケース一覧表

単位；m

補助構造物 実験ケース		バッフルピア			デフレクター	減勢池長
		⑭×⑮×⑬	設置位置（J.F.Gからの距離）	個数	⑫×⑪	
補助構造物なし	CASE− 1	—	—	0	—	11.2
バッフルピアの効果	CASE− 2	1.4×0.7×1.4	5.6	3	—	11.2
デフレクターの効果	CASE− 3	—	—	0	1.4×2.1	11.2
	CASE− 4	—	—	0	1.4×0.7	11.2
	CASE− 5	—	—	0	1.4×1.4	11.2
バッフルピアとデフレクターの効果	CASE− 6	1.4×0.7×1.4	5.6	3	1.4×2.1	11.2
	CASE− 7	1.4×0.7×1.4	5.6	3	1.4×1.4	11.2
	CASE− 8	2.1×0.7×1.4	5.6	3	1.4×1.4	11.2
	CASE− 9	1.4×0.7×1.4	8.4	3	1.4×1.4	11.2
	CASE−10	1.4×4.2×1.4	5.6	1	1.4×1.4	11.2
	CASE−11	1.4×2.1×1.4	5.6	1	1.4×1.4	11.2
	CASE−12	1.4×1.05×1.4	5.6	2	1.4×1.4	11.2
減勢長の検討	CASE−13	1.4×1.05×1.4	5.6	2	1.4×1.4	15.0
	CASE−14	1.4×2.1×1.4	5.6	1	1.4×1.4	15.0
	CASE−15	1.4×1.05×1.4	5.6	2	1.4×1.4	13.0
	CASE−16	1.4×2.1×1.4	5.6	1	1.4×1.4	13.0

※ ⑭×⑮×⑬ ＝高さ×幅×長さ（バッフルピア形状）

⑫×⑪ ＝高さ×長さ（デフレクター形状）

7.5 下流境界条件

実験の対象となるJ.F.Gの減勢工は図7.5に示すような水中減勢工であるために，減勢池背水深の影響を受ける。この場合の減勢池背水深は下流の連絡水路の形状により決定される。連絡水路は長さ59.23m，幅2.50m，水路勾配1/500の定規断面の水路であるので，減勢池下流では等流水深になるものと考えられる。従って，模型下流端の境界条件としては（7.2）式で計算した等流水深を用いるものとした。実験は減勢工のエンドシルから下流16mの位置で水位調節板を用いて表7.2に示す水位に設定した。

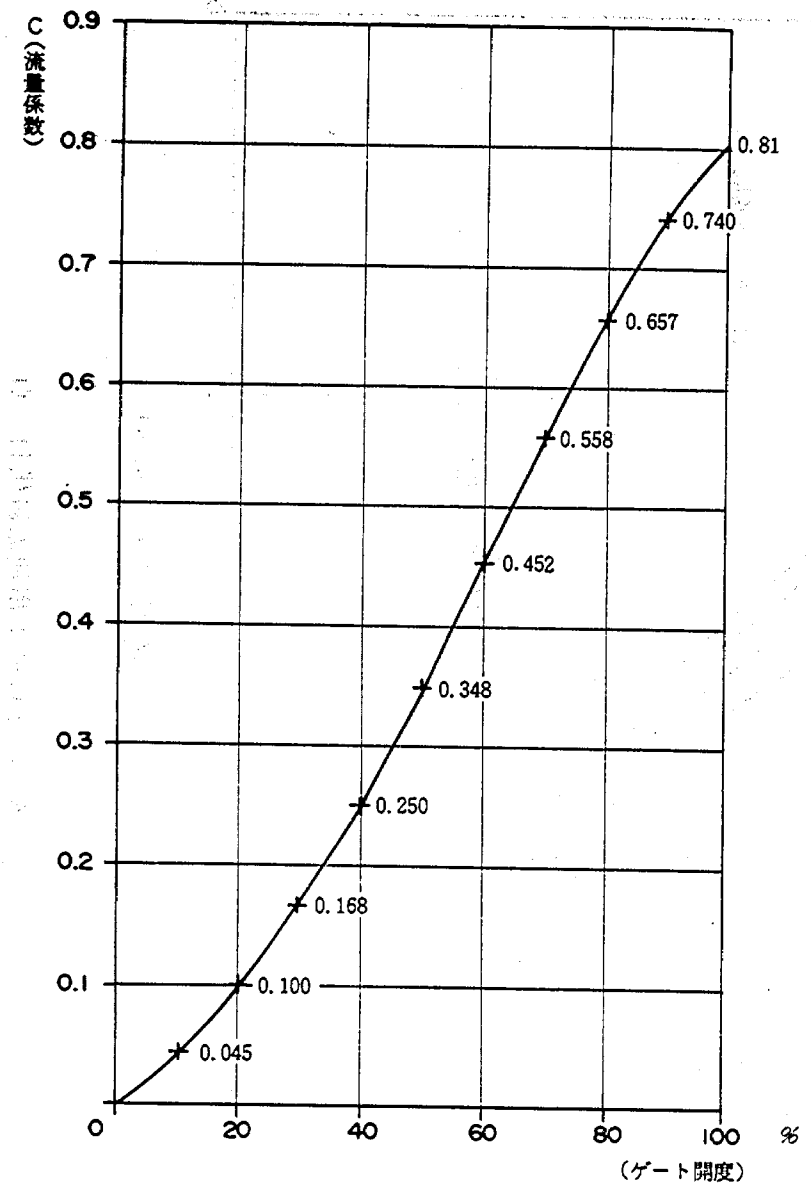
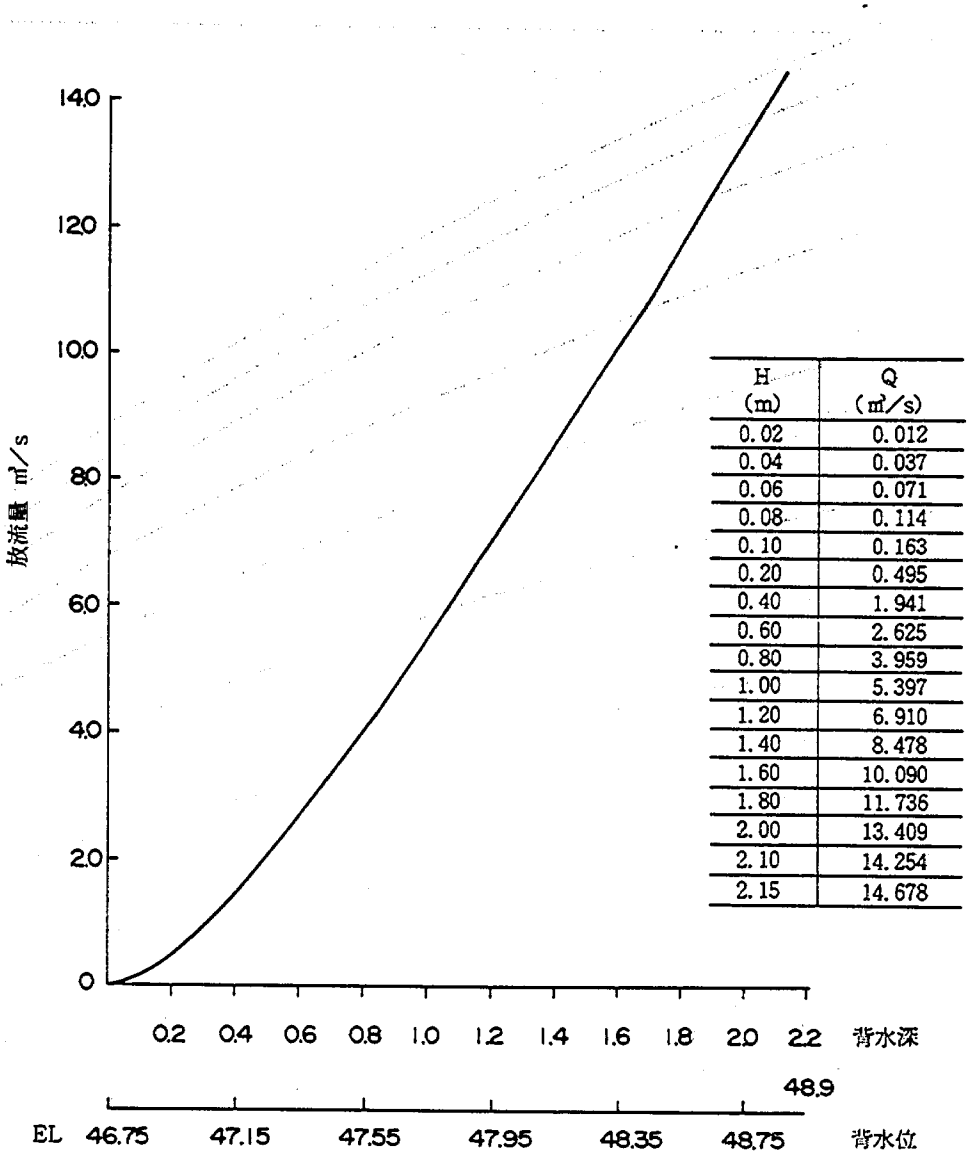


図 7.1　水中減勢式ジェットフローゲートの流量係数



H (m)	Q (m³/s)
0.02	0.012
0.04	0.037
0.06	0.071
0.08	0.114
0.10	0.163
0.20	0.495
0.40	1.941
0.60	2.625
0.80	3.959
1.00	5.397
1.20	6.910
1.40	8.478
1.60	10.090
1.80	11.736
2.00	13.409
2.10	14.254
2.15	14.678

図 7.2　放流量背水位曲線

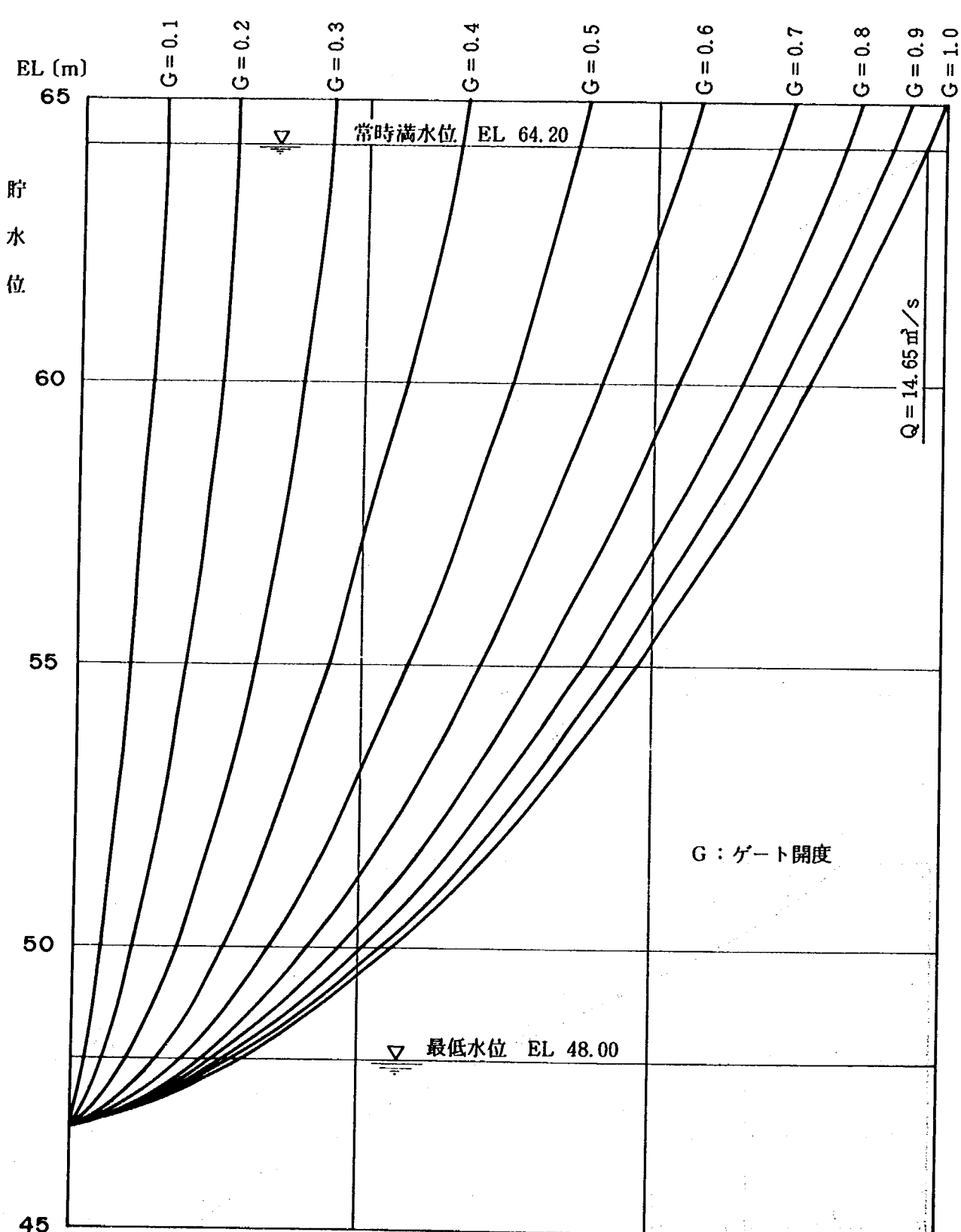


図 7.3　貯水位低下用放流設備 H～Q

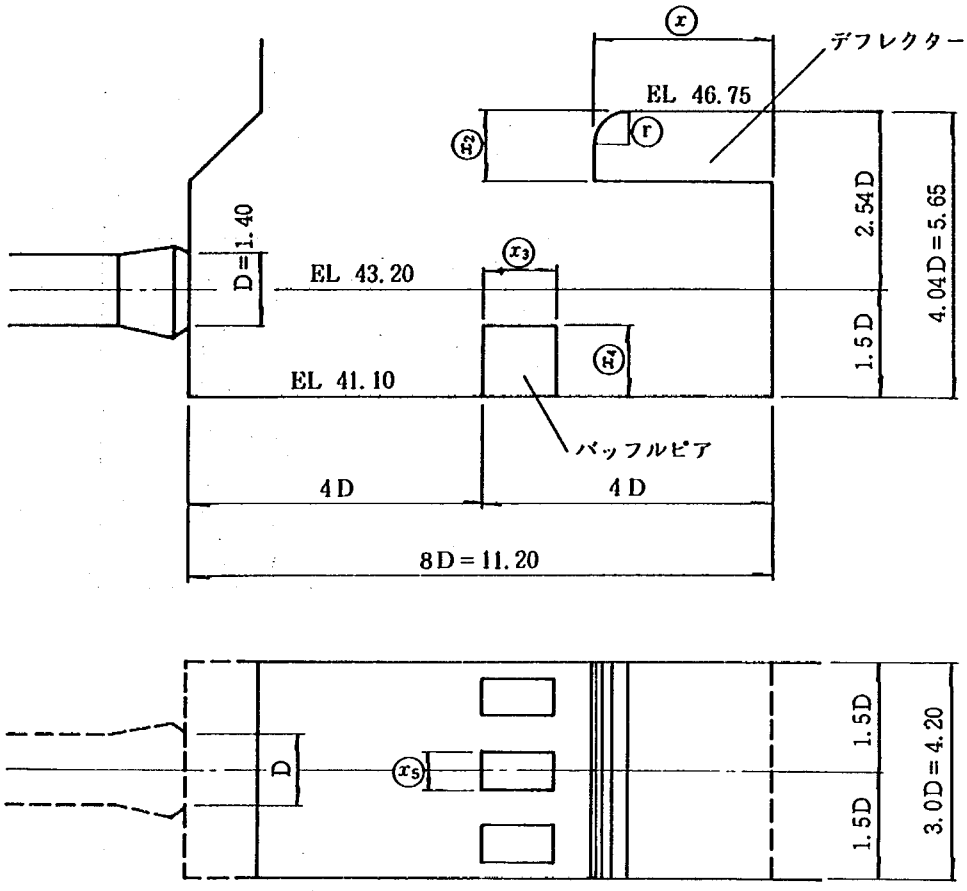


図 7.4　減勢池基本形状　　○印は未定寸法

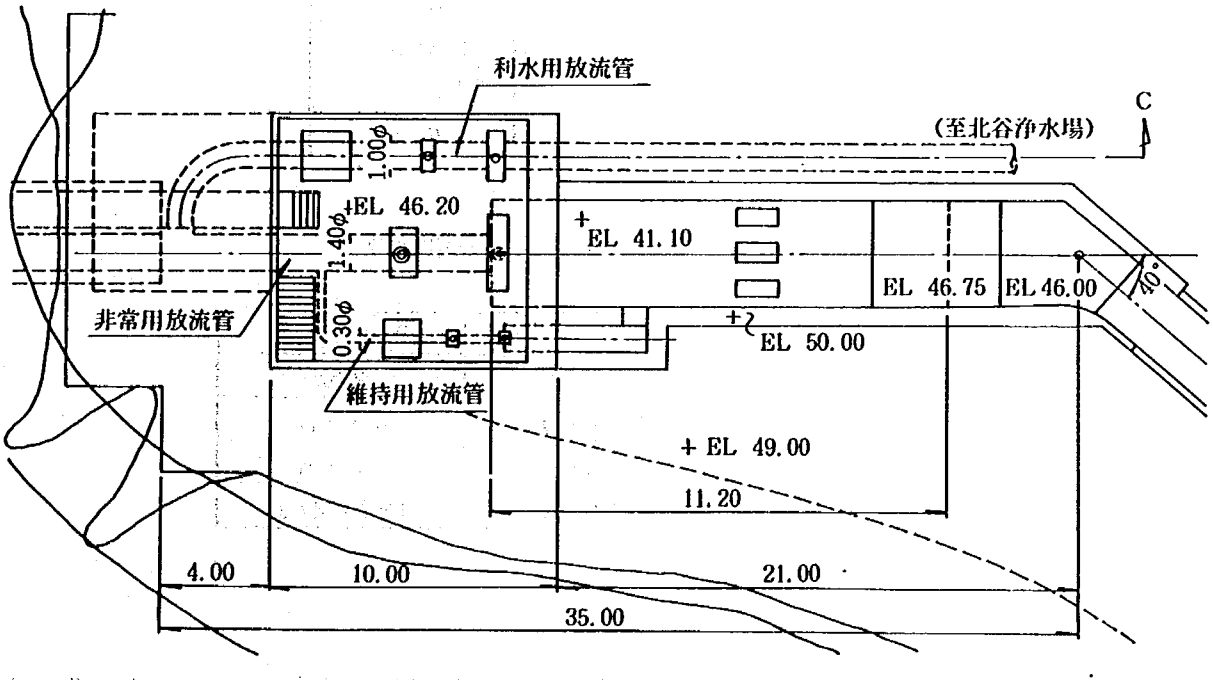


図 7.5　減勢工平面図

表 7.2　放流量～減勢池背水位

ゲート開度 G (%)	放流量 Q(m^3/s)	減勢池背水位 H_T (EL.m)
100	14.65	48.90
90	14.06	48.83
80	13.25	48.73
70	12.03	48.59
60	10.46	48.39
50	8.60	48.17
40	6.49	47.89
30	4.49	47.62
20	2.74	47.37
10	1.06	47.03

7.6　模型および相似則

(1)　相似則と縮尺

模型は縮尺 1/5.6 の幾何学的相似模型とした。

また，力学的相似条件としてはフルードの相似則を適用する。これより，実物と模型における縮尺比，および代表的量に関する対応を表 7.3，7.4 にそれぞれ示す。

表 7.3　実物・模型　縮尺比

物理量	縮尺比
長さ	1/ 5.6
流速	1/ 2.366
流量	1/74.21
圧力	1/ 5.6

表 7.4　実物・模型　代表量比較

	実物	模型
J.F.G口径	1.40m	25cm
減勢長	11.20m	200cm
減勢池幅	4.20m	75cm
最大流量	14.65m^3/s	197.4ℓ/s

(2)　模　型

模型は幅 87.5 cmの二次元水路の中に設置し，流況観察の便宜をはかるため側壁の片面は透明アクリル製とする。（図 7.6）

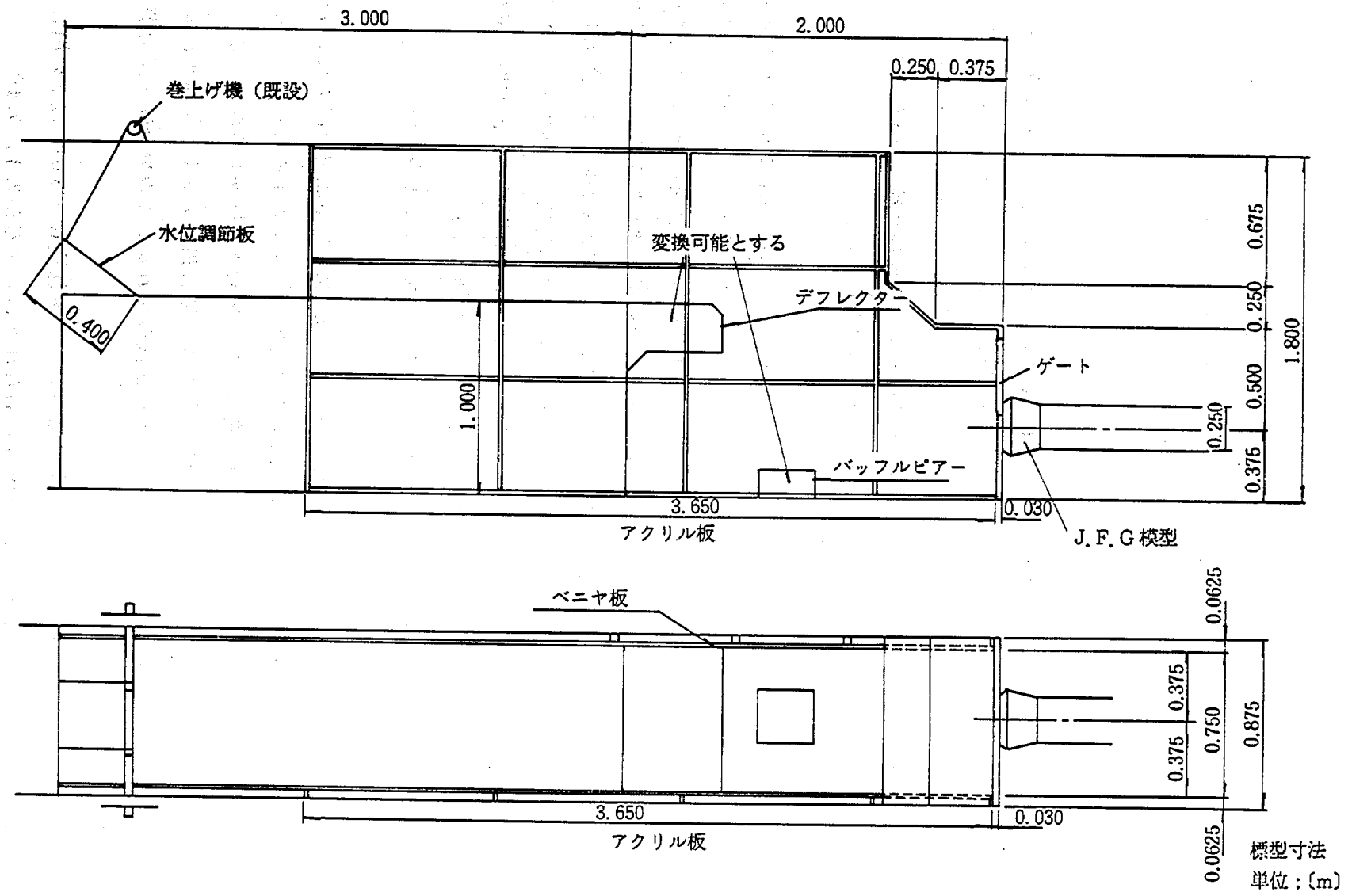


図 7.6　貯水位低下用放流設備減勢工実験模型

7.7　計測方法

各計測は以下の方法で行う。

流　量：既設の電磁流量計を用いて行う。

水面形：スケールにて計測する。なお，詳細な変動量測定には，容量式波高計を用いた。

圧　力：模型にピエゾ管を埋設し，これをマノメータと連結し計測する。

流　況：スケッチ，写真，ビデオを用いて観察する。

7.8　実験結果

本ダムの貯水位低下用放流設備のJ.F.G.水中減勢工としては，図7.4に示されるような減勢池長11.2m（8D，D：J.F.G.の口径1.4m），減勢池幅4.2m（3D）を基本形状としている。この基本形状について，補助構造物（バッフルピア，デフレクター）を設置しない場合の種々のゲート開度での減勢状況を調査し，補助構造物の必要性およびその形状について検討した。その他に減勢池長を長くして更に流況改善が可能かどうか実験を行った。

7.8.1　補助構造物のない場合

ゲート開度G100%～80%程度ではJ.F.G.からの流出ジェットは図7.7に示される流況図のように，減勢されないままエンドシルに衝突する。この時，主流はエンドシルに沿って鉛直上方に向きを変え水面に噴き上げ（ボイリング），上下流に分れ，減勢池表層は逆流する。減勢池左右岸壁沿いで下層からのボイリングがみられ，その結果，減勢池横断方向の水面形は中央部が凹型となる。この時の水面変動は大きく，減勢状態は非常に悪い。（写真7.1）

ゲート開度G＝50%程度になると，J.F.G.からの流出ジェットの特性（図7.8ジェットの下向角度）からも推察されるように，ジェットが下向きになるため減勢池内に流向が一定している大きな回流が発生し，水面変動が更に激しくなる。（写真7.2）

従って，補助構造物なしでは流況が悪く何らかのものが必要であることがわかる。

7.8.2　バッフルピアを設置した場合

バッフルピアを図7.9のように配置した場合の各ゲート開度における流況を図7.10に示す。

ゲート開度G＝100～80%程度では，J.F.G.からの流出ジェットの主流がバッフルピアにほとんど衝突しないために，減勢状態は補助構造物なしの場合とほぼ同じ流況である。

ゲート開度G＝50%程度になると，図7.10に示したように流出ジェットは下向きになり，主流がバッフルピアに衝突し，拡散され，エネルギーが減殺される。この場合は水面変動も小さくなり良好な減勢状態である。

以上の結果，バッフルピアの効果が認められるのは，ゲート開度G＝50% 以下の場合であり，G＝100～80%程度ではほとんど効果が認められない。（写真7.3，7.4）

7.8.3　デフレクターを設置した場合

水中減勢工の補助構造物としてデフレクターのみを設置した場合の減勢工の流況について

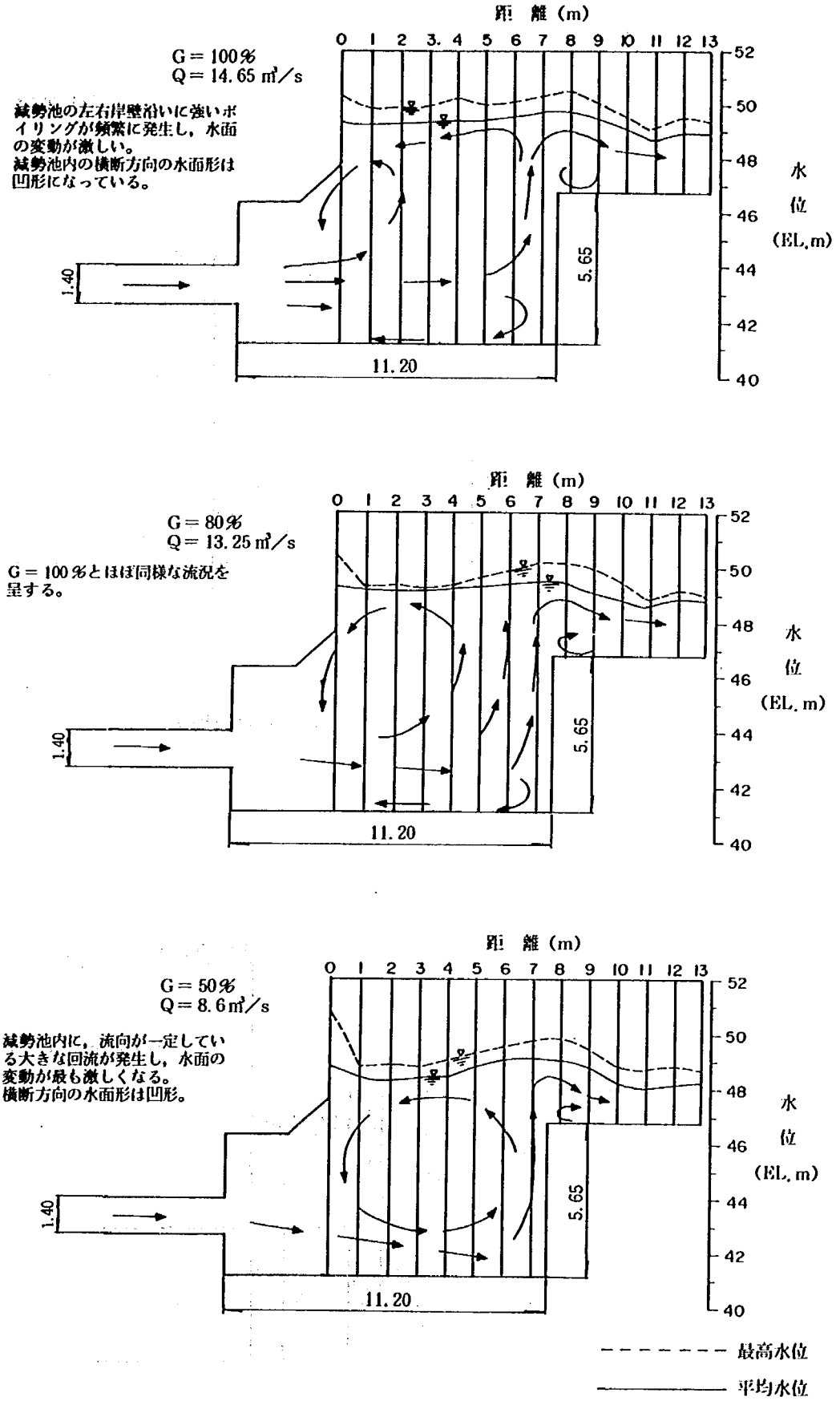


図 7.7　減勢池水面形（CASE－1）
デフレクター無，バッフルピア無

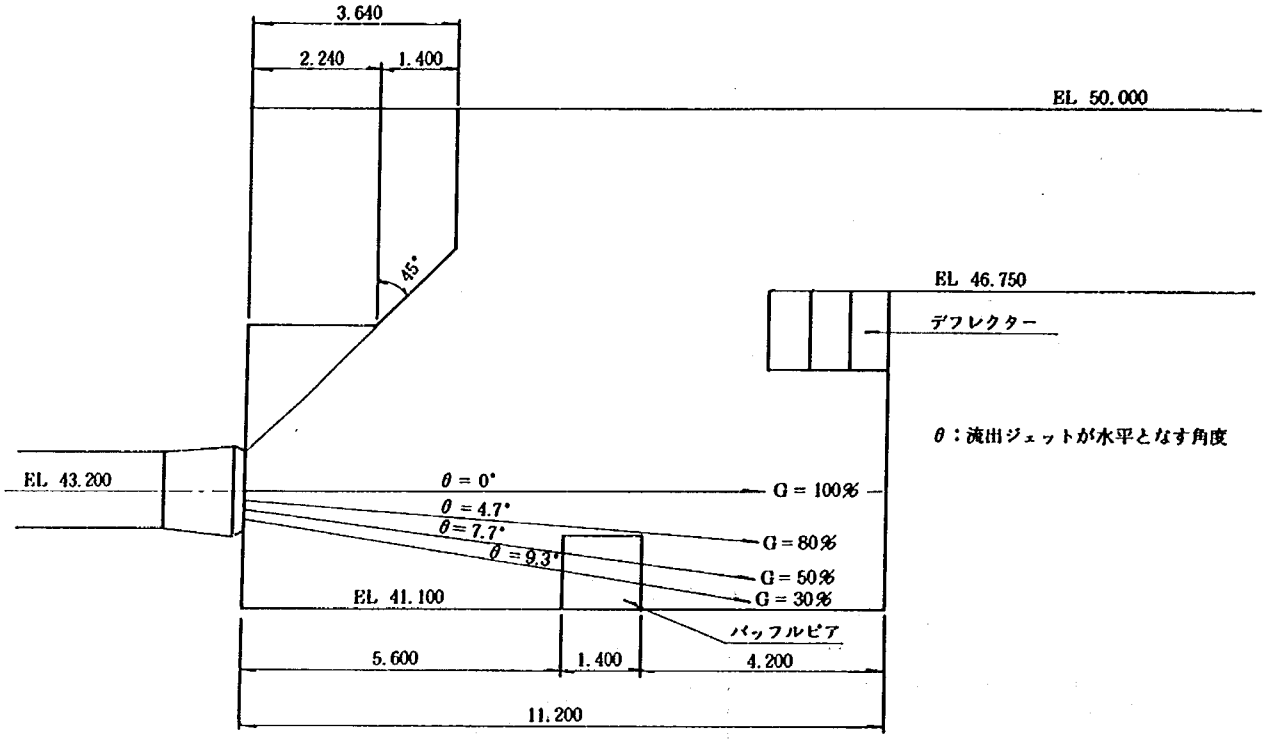


図 7.8　ジェットの下向角度（空中放流時）

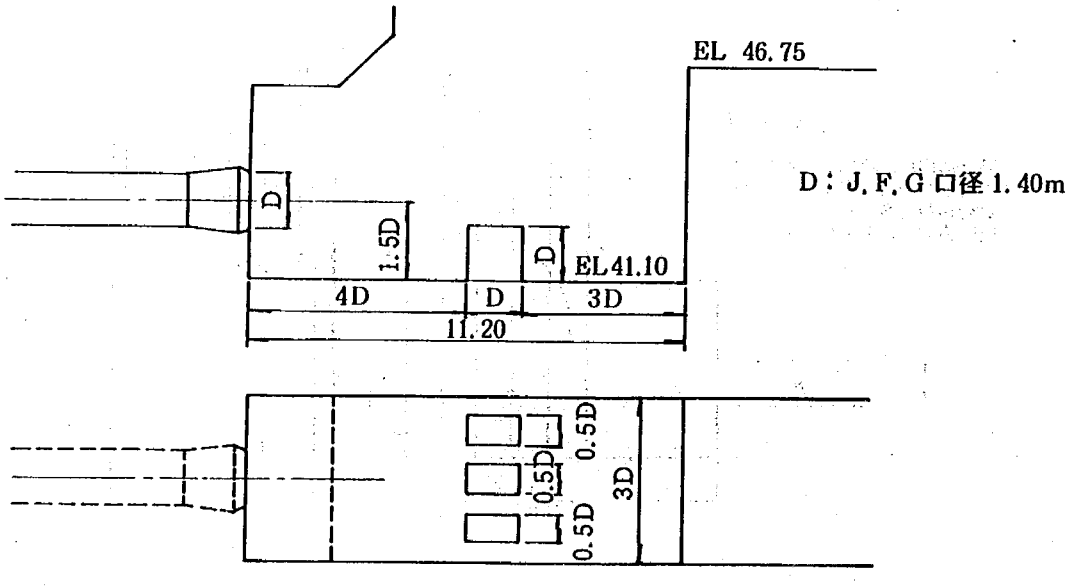


図 7.9　バッフルピア配置図

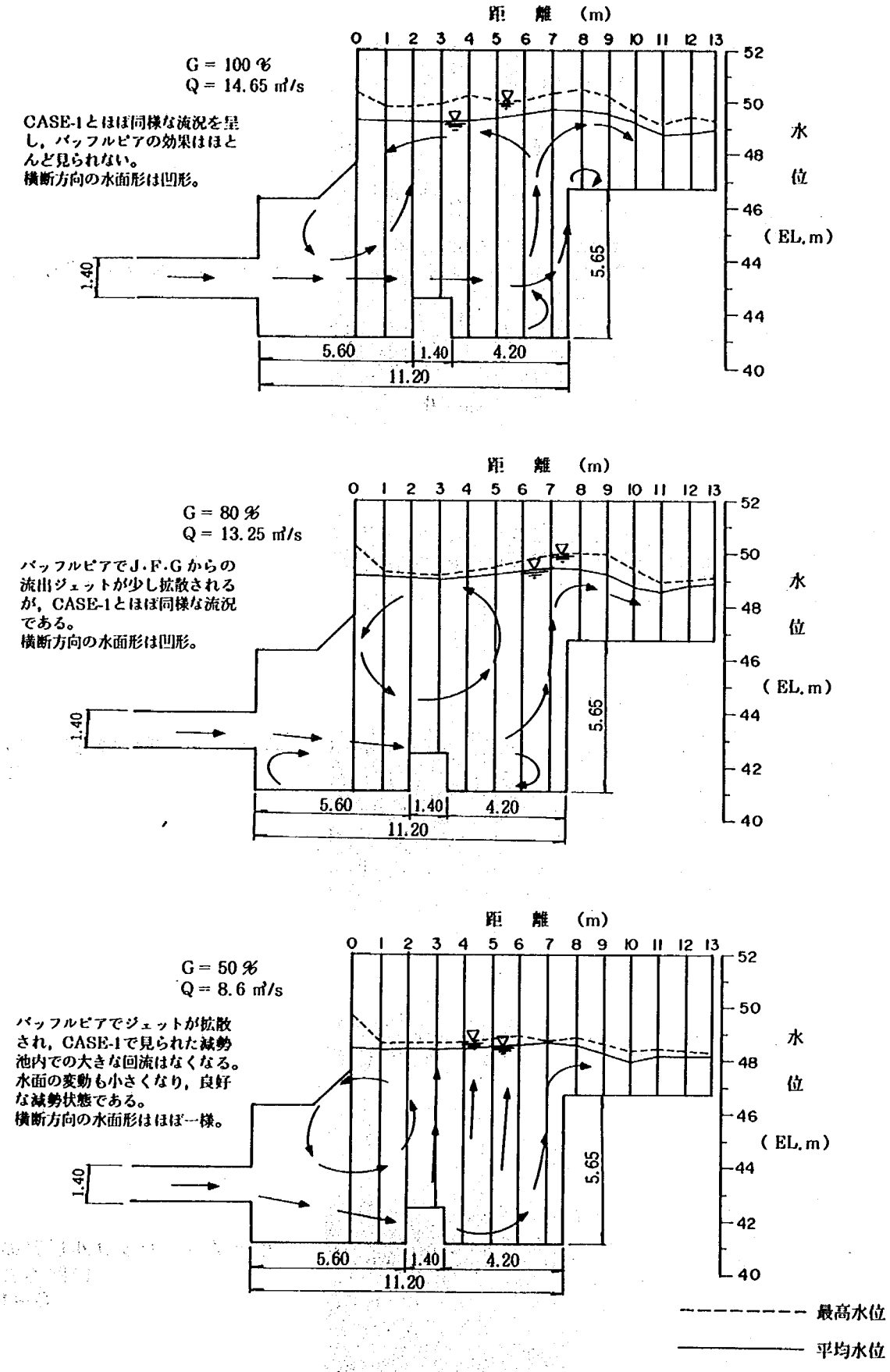


図 7.10　減勢池水面形（CASE－2）
デフレクター　無
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.5 D，長さ＝D）

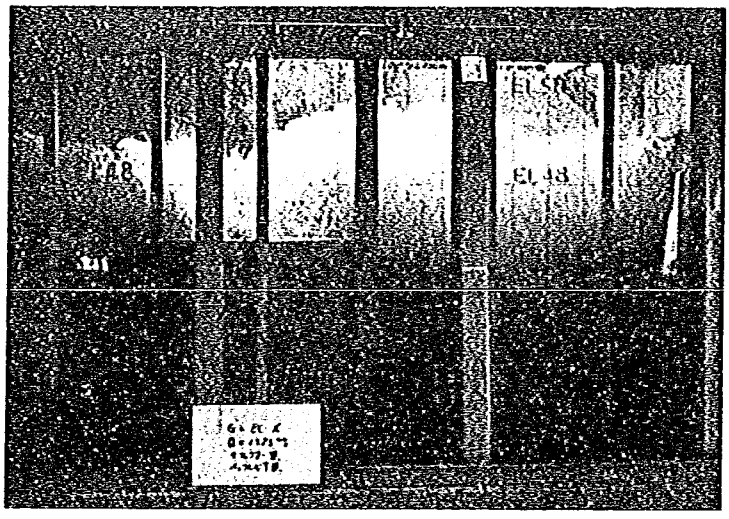


写真 7. 1　補助構造物なしの流況
G=80%

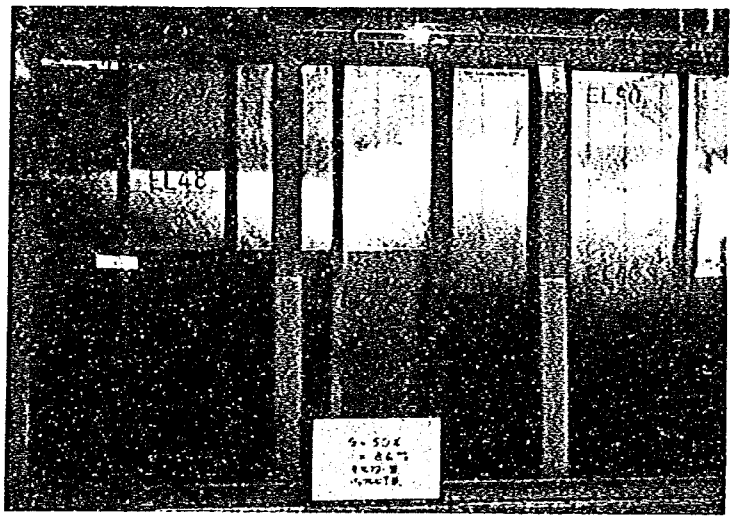


写真 7. 2　補助構造物なしの流況
G=50%

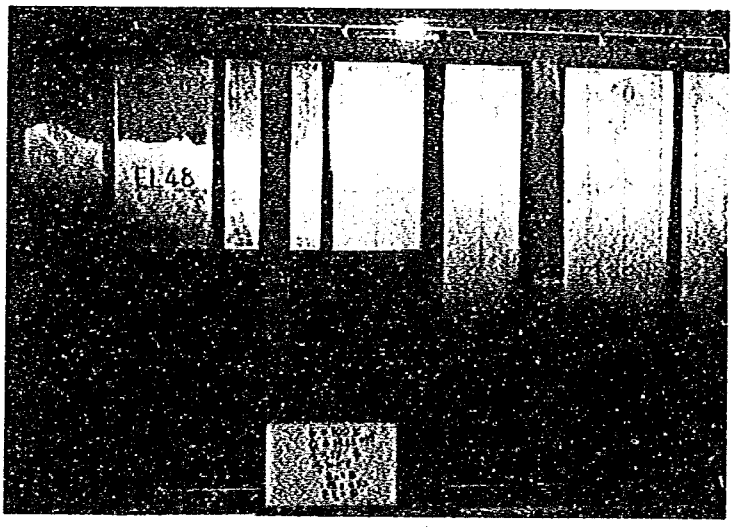


写真 7. 3　バッフルピアのみ
設置の流況
G=100%

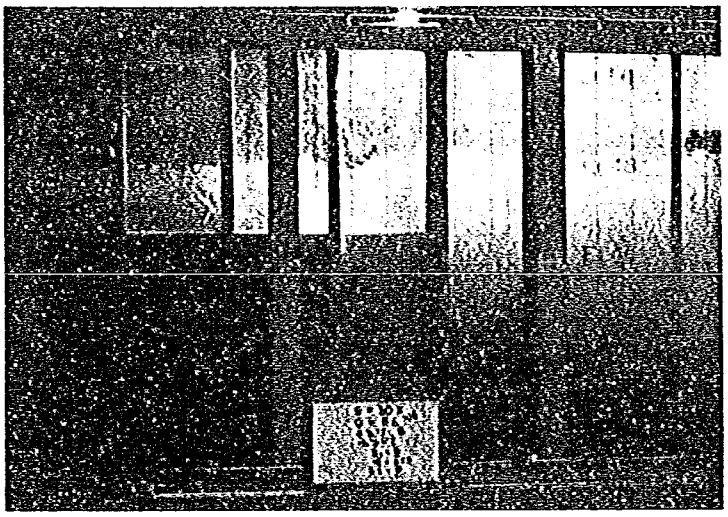


写真7.4　バッフルピアのみ
設置の流況
G=50%

調査を行った。この場合のデフレクター形状は①長さ1.5D，高さD，②長さD，高さD，③長さ0.5D，高さDとし，デフレクターの長さを変化させた場合の流況について比較した。

(1) デフレクター長さD，1.5Dの場合

実験ケース，CASE−3，6のデフレクター長をD，15Dとした場合の流況は，ほぼ同様であった。その流況を図7.11～7.12，写真7.5，7.6に示す。

ゲート開度G＝100%では，J.F.G.からの流出ジェットの主流がほぼ水平に進みエンドシルに衝突する。衝突後，上方へ向かう水脈はデフレクターにより，水平方向に反転される。減勢池中央付近で流出ジェットと反転流は相互に減勢しあい，水面変動が小さくなり良好な減勢状態となる。（写真7.5）

ゲート開度G＝80%程度では，G＝100%と比較し流出ジェットが下向きになるためエンドシルおよびデフレクターによる反転流との相互の減殺が弱くなる。このため主流の変動により減勢池上流に断続的なジェットの噴き上げが発生し，水面変動はかなり激しくなる。

ゲート開度G＝50%程度になると，J.F.G.からの流出ジェットが下方に向けられ，エンドシルで斜め上方に反転されるため減勢池内に一定した大きな回流（縦断面上）が生じる。水面変動は激しくなり減勢状況は悪化する。（写真7.6）

(2) デフレクター長0.5D（CASE−4）

各ゲート開度における流況は図7.13に示す通りである。

ゲート開度G＝100%では，デフレクター無しの場合より幾分かは流況は改善されるがデフレクター長がD以上の場合のような効果はみられない。（写真7.7）

ゲート開度G＝80%では，エンドシルで反転したジェットが断続的に斜め上方に噴き上げられるためにボイリングが生じ，大きな水面変動となり減勢状態はデフレクター長D以上より悪化する。

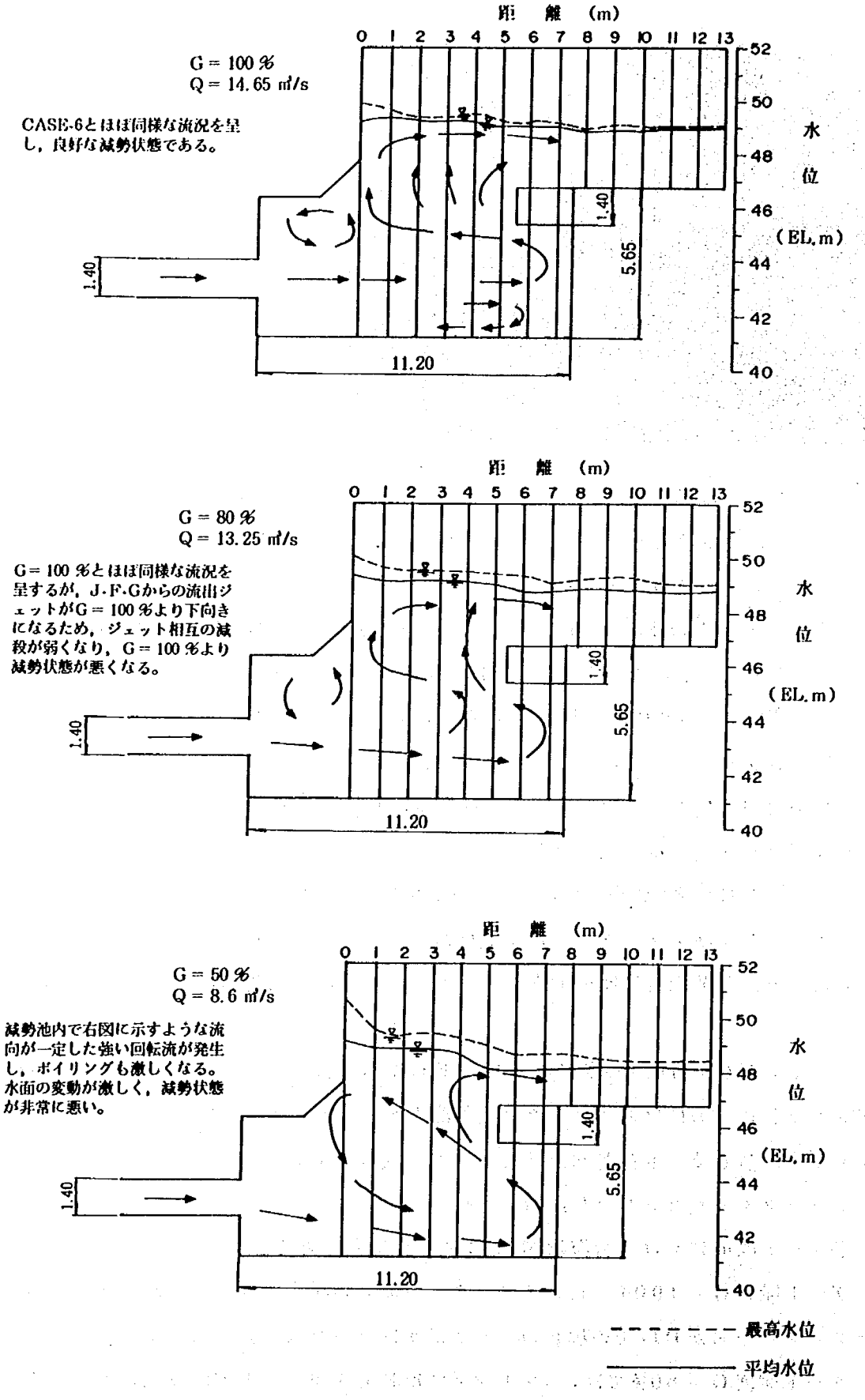


図 7.11　減勢池水面形（CASE－3）
デフレクター（1.5 D）
バッフルピア 無

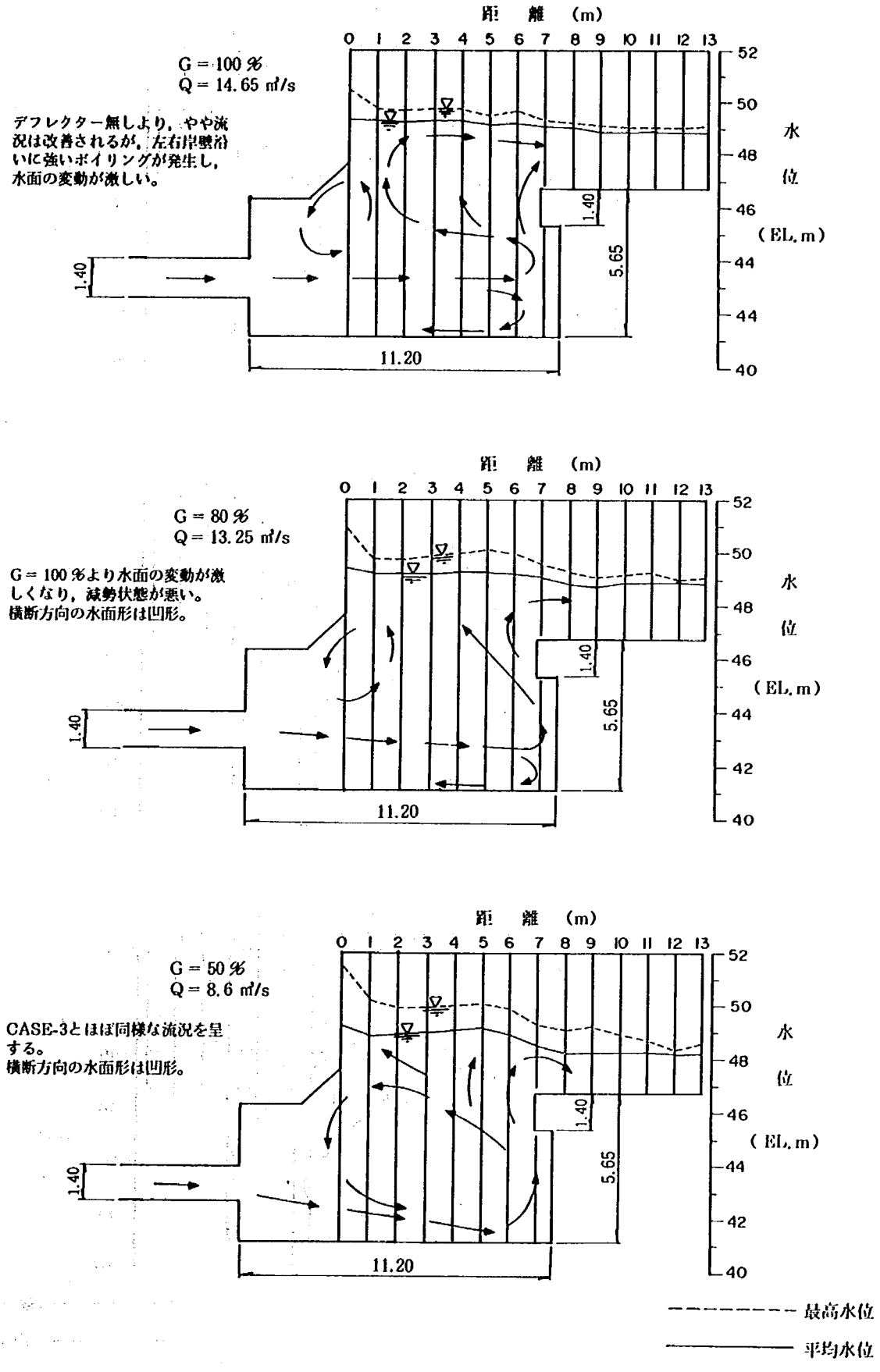


図 7.12　減勢池水面形（CASE－4）
デフレクター（0.5 D）
パッフルピア　無

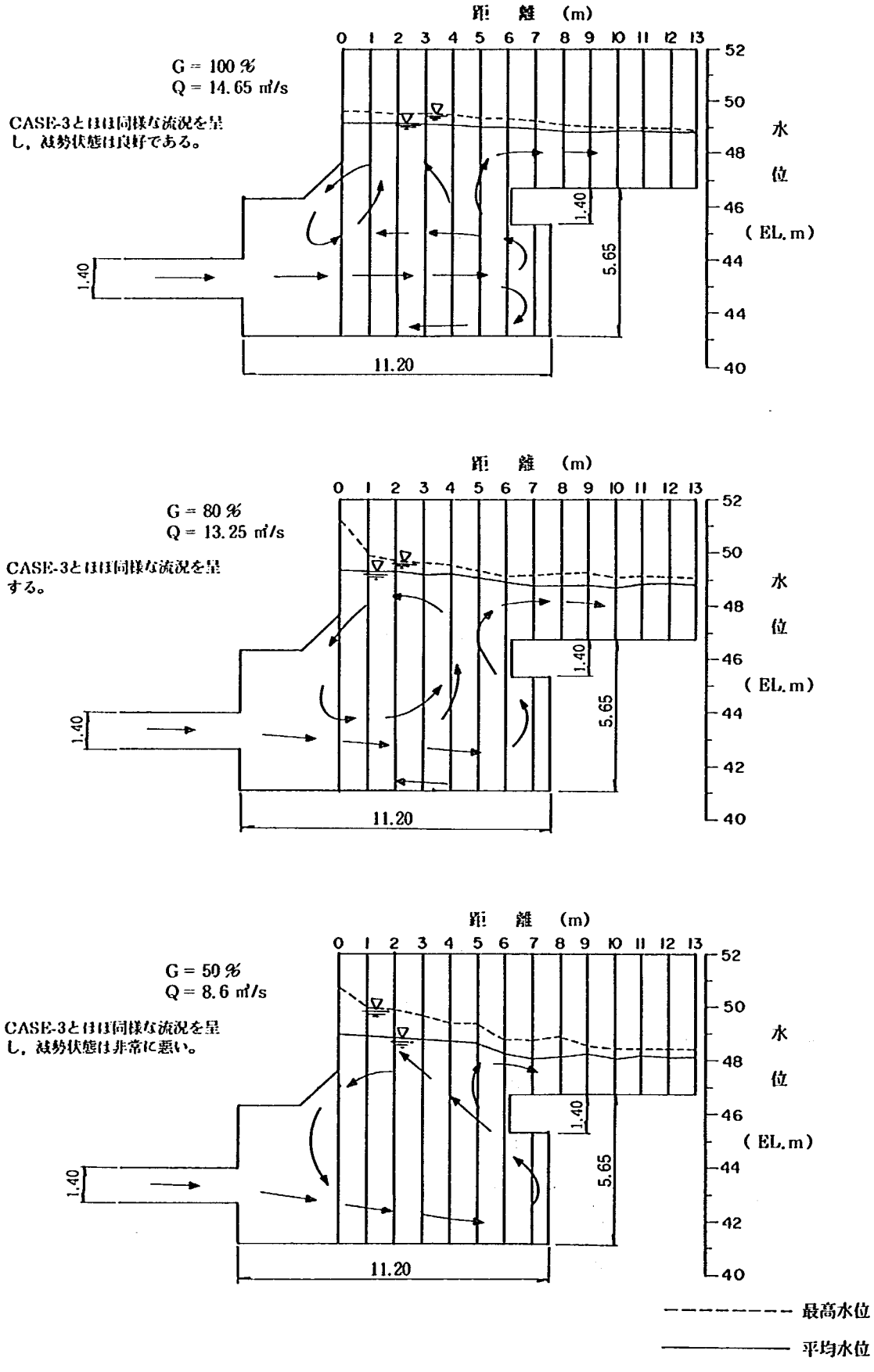


図 7. 13　減勢池水面形（CASA－5）
デフレクター（D）
バッフルピア　無

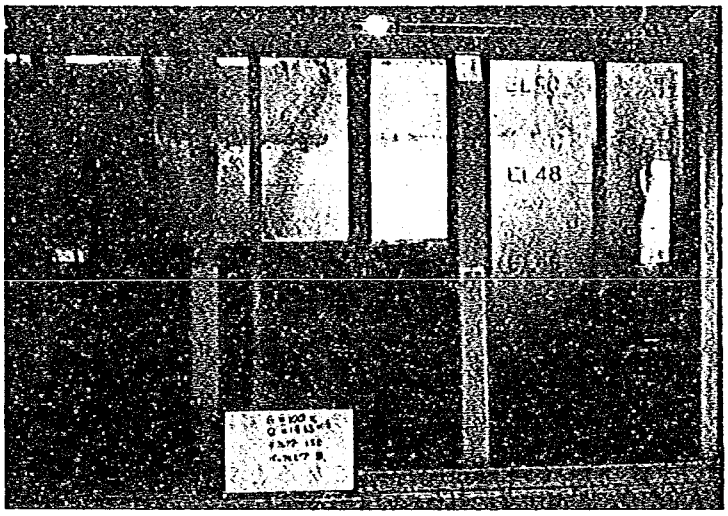


写真 7.5　デフレクターのみ
設置の流況　G＝100％

写真 7.6　デフレクターのみ
設置の流況　G＝50％

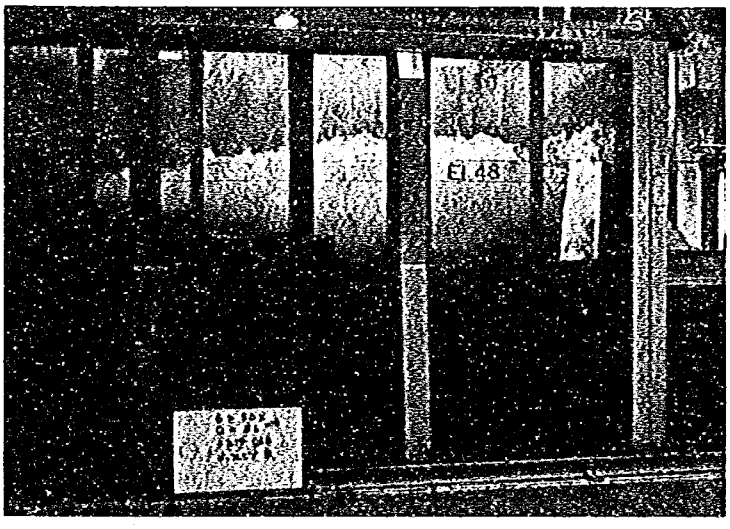


写真 7.7　デフレクター長
（0.5D）の流況
G＝100％

ゲート開度G＝50%程度以下では，デフレクター長D以上の場合と同様にエンドシルで斜め上方に反転されるために減勢池内に流向一定の大きな回流（縦断面方向）が生じ，水面変動が激しくなり減勢状態を悪くしている。

以上の結果から，ゲート開度G＝100～80%においてはデフレクター長としてDを確保しておけば比較的良好な減勢状態を維持できる。

一方，ゲート開度G＝50%程度以下の流況はデフレクター単独設置の場合は減勢効果はみられない。

7.8.4　バッフルピアとデフレクターを設置した場合

これまでの流況観察の結果，ゲート開度G＝100～80%程度まではデフレクター（長さD以上）の単独設置で減勢効果はあるが，G＝50%程度になるとデフレクターの効果はみられないことが示された。

また，バッフルピア単独の場合はG＝100～80%では効果がみられないが，流出ジェットが下向きになるG＝50%では効果があることがわかった。

従って，基本形状で示している減勢池長8D，幅3Dの減勢池規模で各ゲート開度に対して良好な減勢効果を期待するためにはバッフルピアとデフレクターの両者の設置が必要と考えられる。

7.8.3節で求められたデフレクターの形状（高さD，長さD）を用いバッフルピアの検討を行った。実験では，バッフルピアの位置をJ.F.G.噴出口から下流4Dの位置に，また，高さ，長さをD，総幅を1.5Dに固定し，分割数を3，2，1として分割の影響を調査した。（CASE−7，11，12）

各ケースの流況は，図7.14～7.16，写真7.8～7.10に示す通りである。各ケースともどのゲート開度でも良好な減勢状態となるがゲート開度G＝80～70%程度の水面変動がその他のゲート開度に比較し大きくなる。この原因としては，J.F.G.からの流出ジェットの減勢池内での微妙な変動による水面の乱れが考えられる。これを改善するためにバッフルピアの高さを高くしてG＝80～70%時の放流水脈をバッフルピアに当てる形状についても検討を行ったが（CASE−8），流況はかえって悪化し改善はみられなかった。

各ゲート開度におけるバッフルピアの形状の違いによる水面変動を定量的に把握するために，図7.17に示す位置で容量式波高計を用いて水面変動を連続的に計測しその特性を調査した。計測方法は容量式波高計→インターフェイス→電子計算機の流れによった。電子計算機では変動の確率処理を行い，データの読み取り間隔は各ケースとも0.1秒とし，データ数は2048個とした。

各ケースの水面変動の確率分布はほぼ正規分布しており，水面変動値の比較は，標準偏差を用いて行うこととした。各ケースの各測点におけるゲート開度Gと水面変動の標準偏差σの関係は図7.18～7.20に示す通りである。これより各ケースともG＝80%の標準

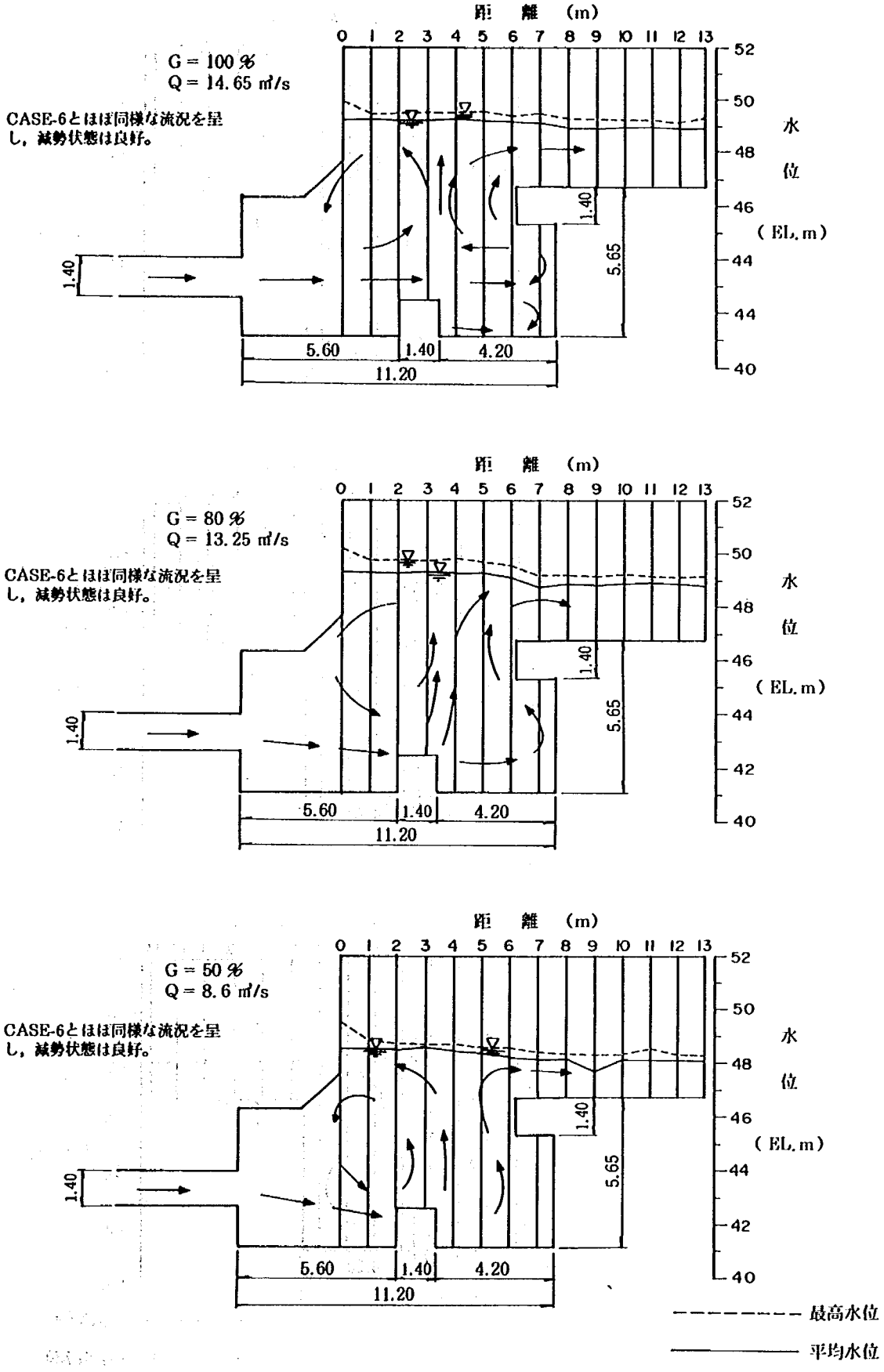


図 7.14　減勢池水面形（CASE－7）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.5 D，長さ＝D）3分割

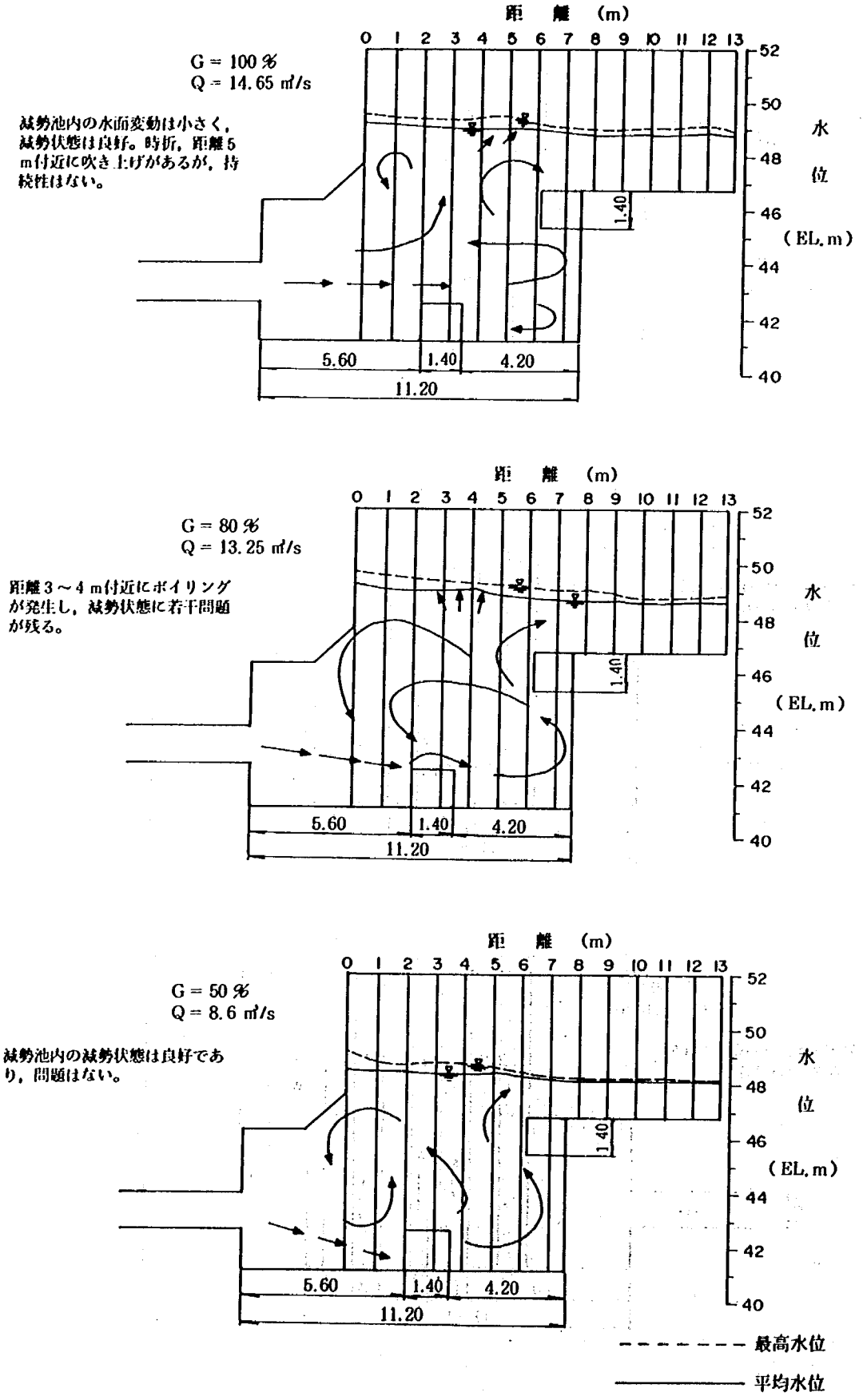


図 7.15　減勢池水面形（CASE－12）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.75D，長さ＝D）2分割

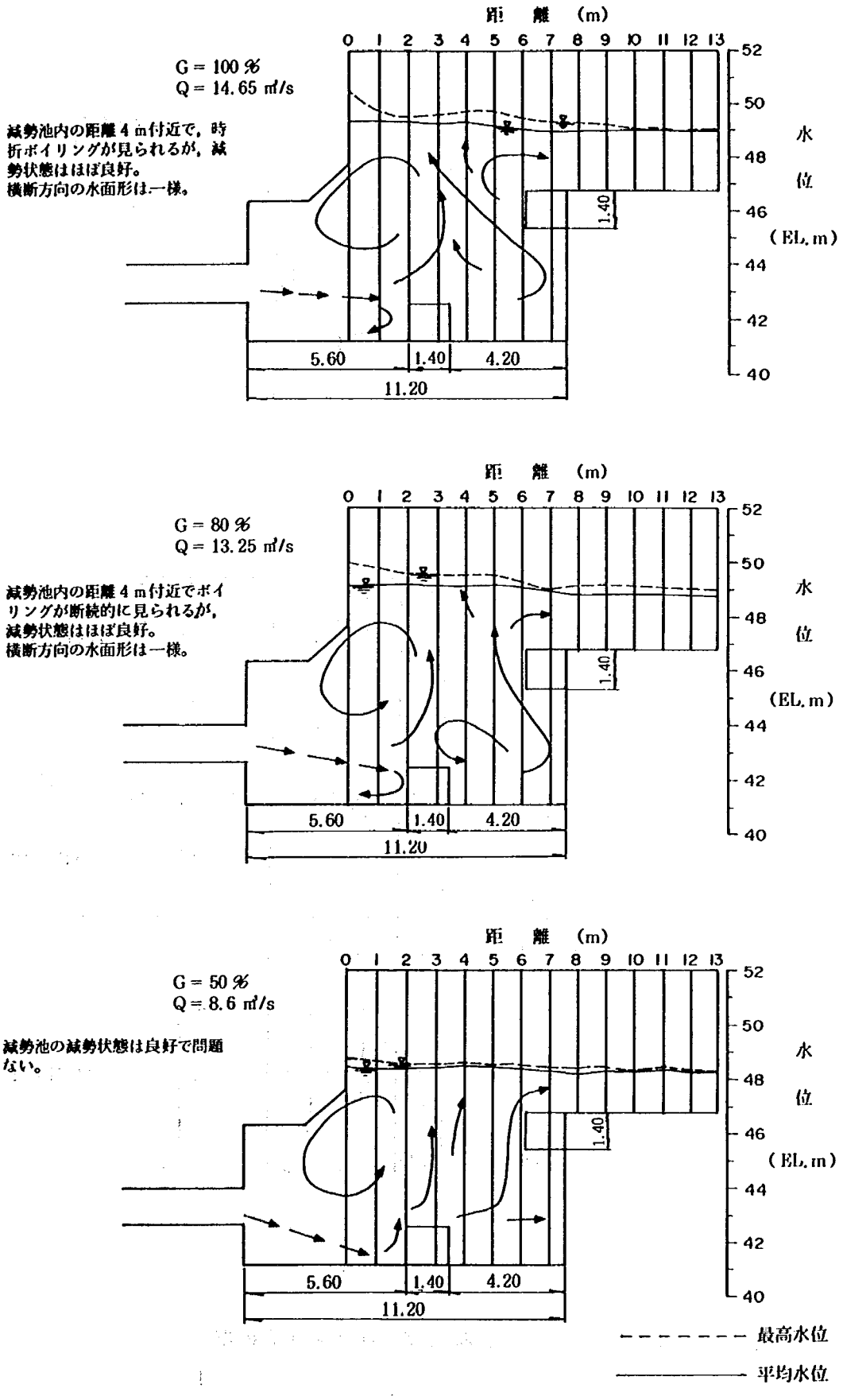


図 7.16　減勢池水面形（CASE－11）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝1.5D，長さ＝D）1分割

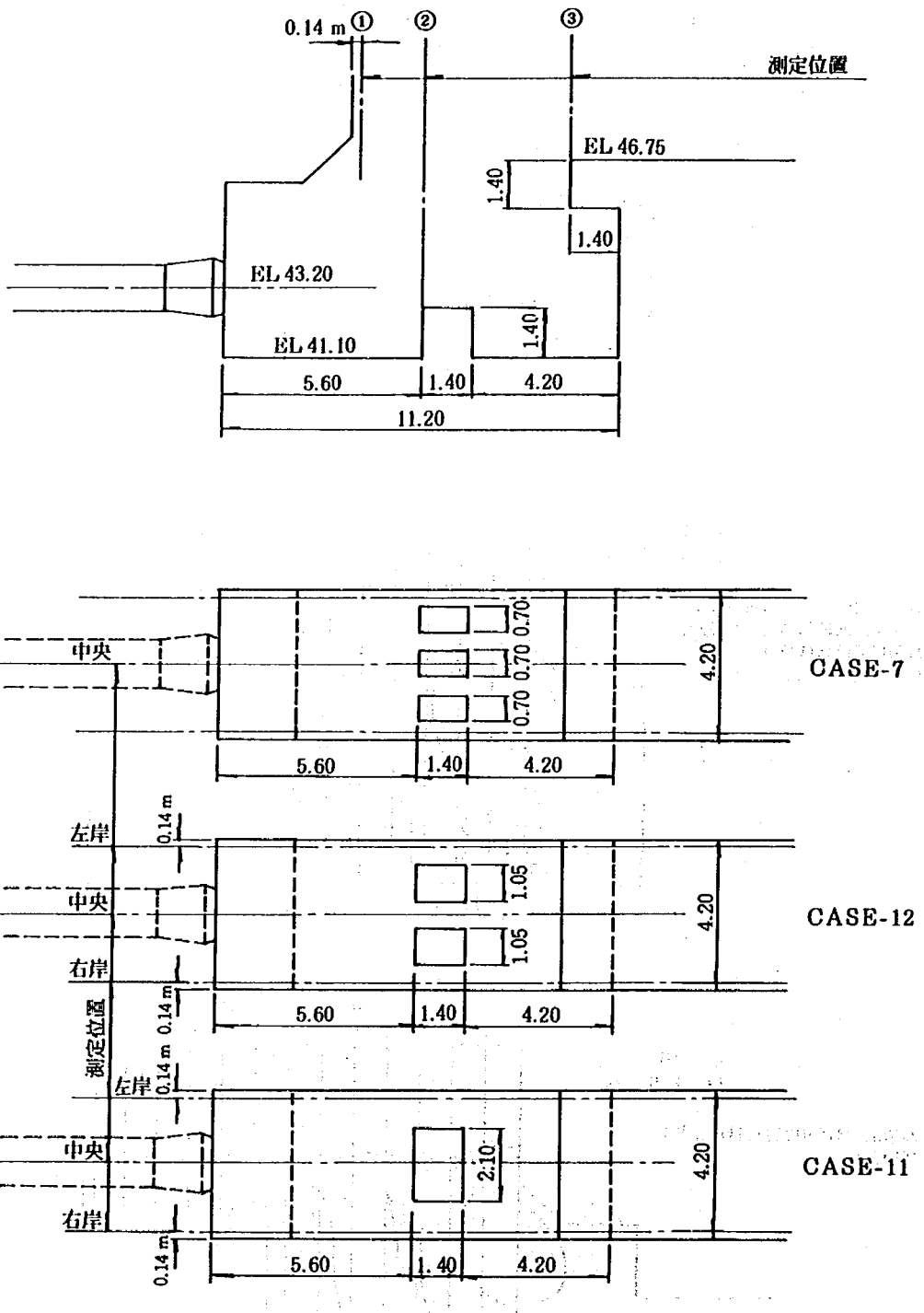


図 7.17　実験形状および水面変動測定位置

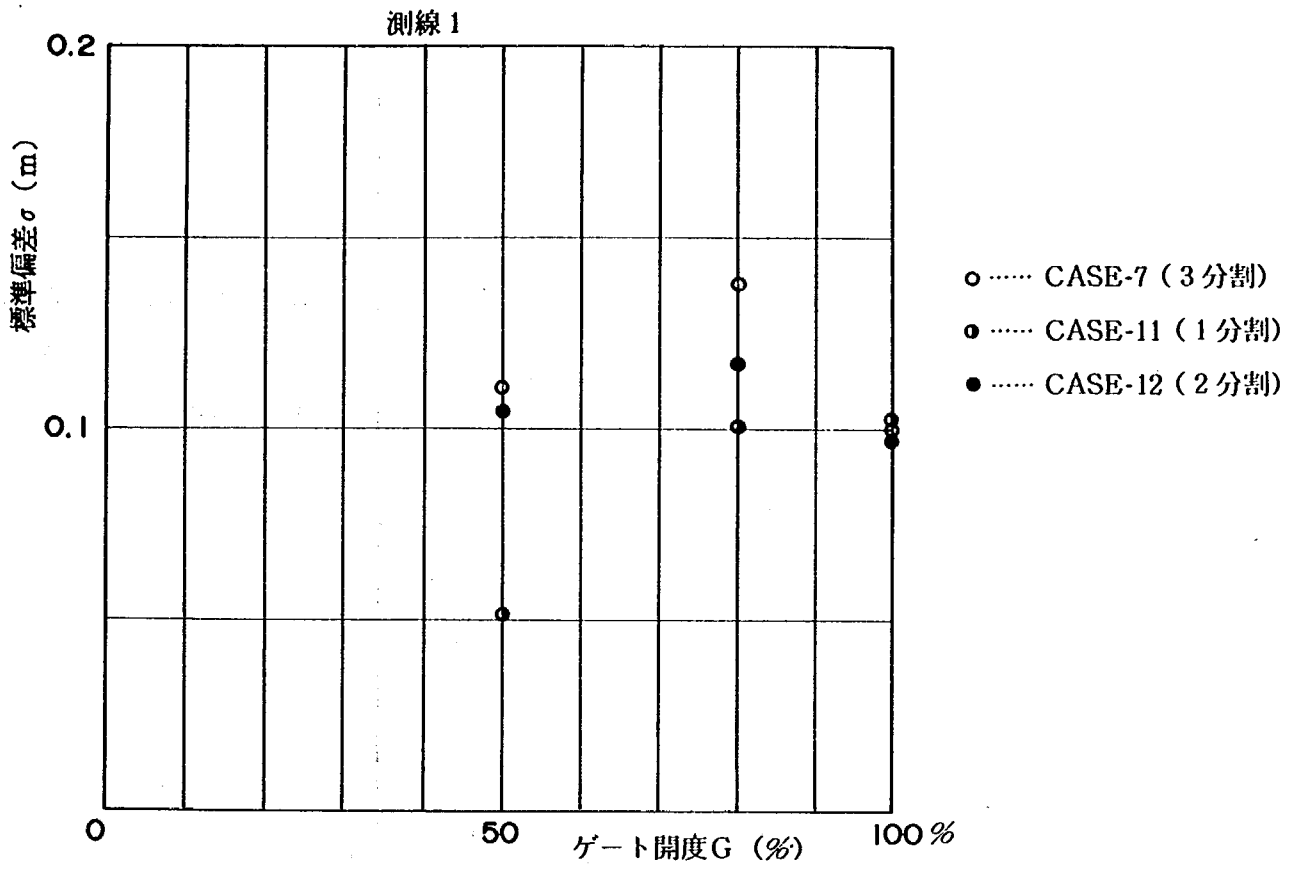


図 7.18　G～σ

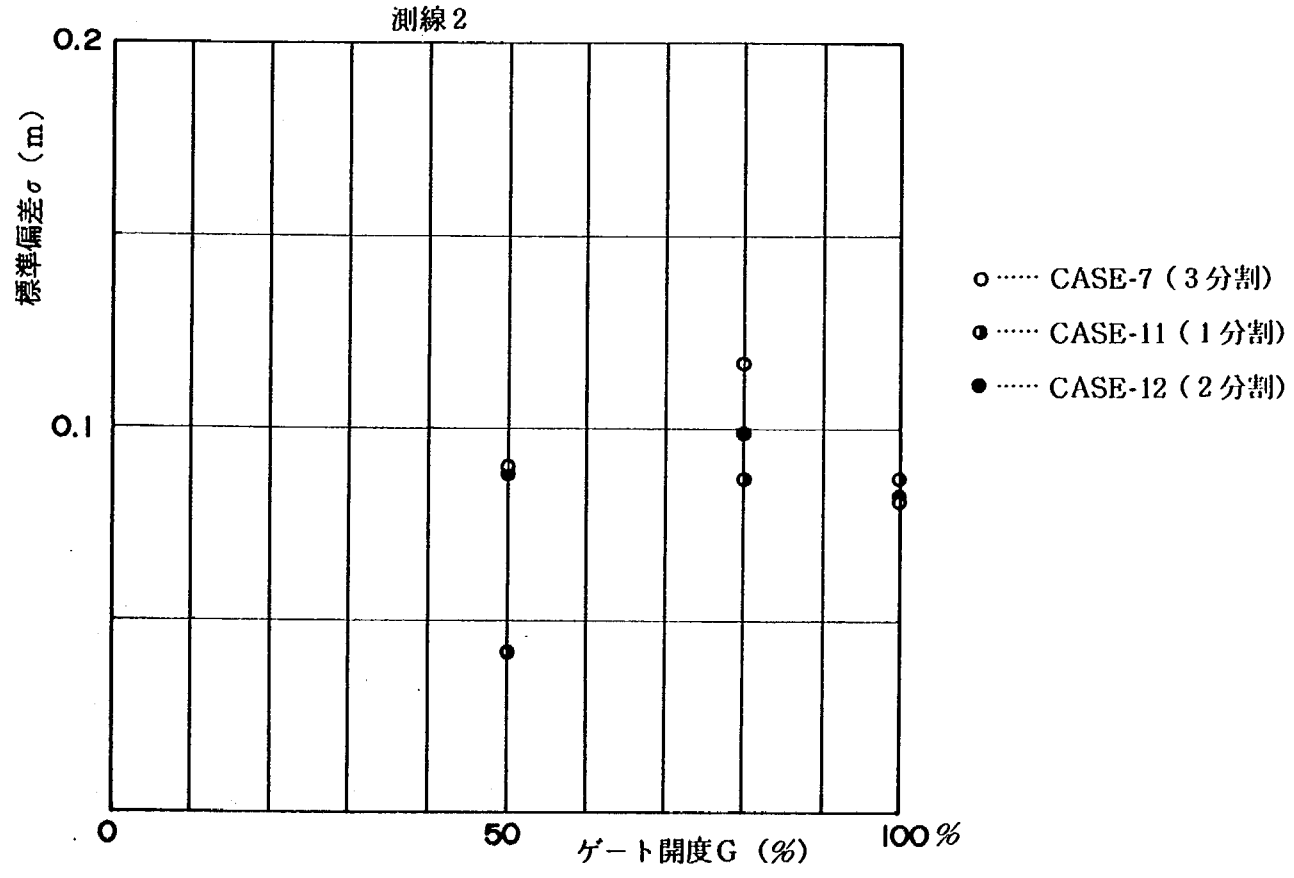


図 7.19　G～σ

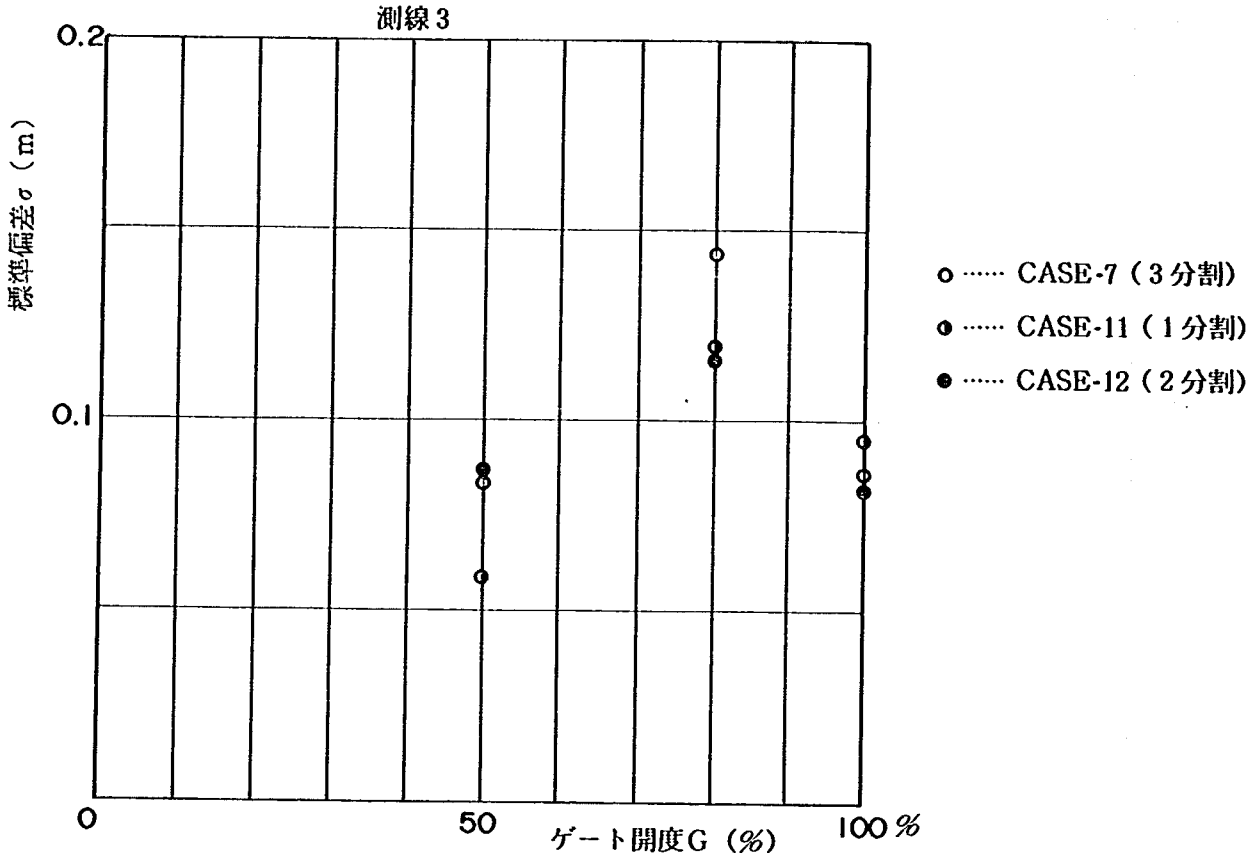

測線3
0.2
0.1
0
標準偏差σ（m）
50
100％
ゲート開度G（％）
○ …… CASE-7（3分割）
◐ …… CASE-11（1分割）
● …… CASE-12（2分割）

図 7.20　G～σ

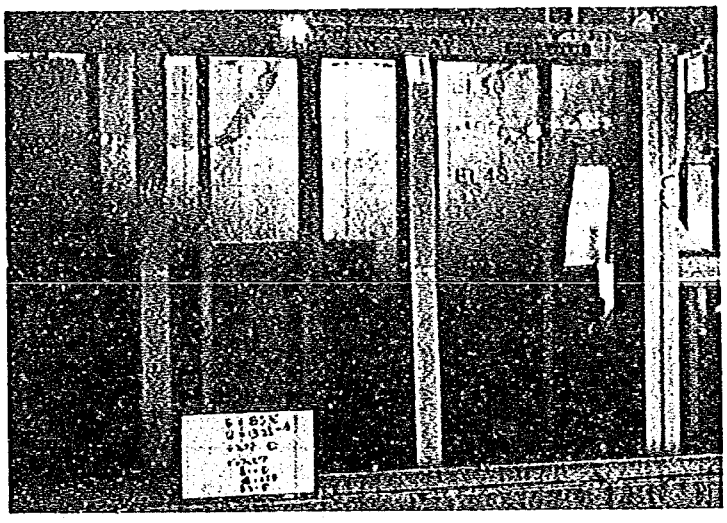


写真 7. 8　バッフルピア
3 分割の流況
G=80%

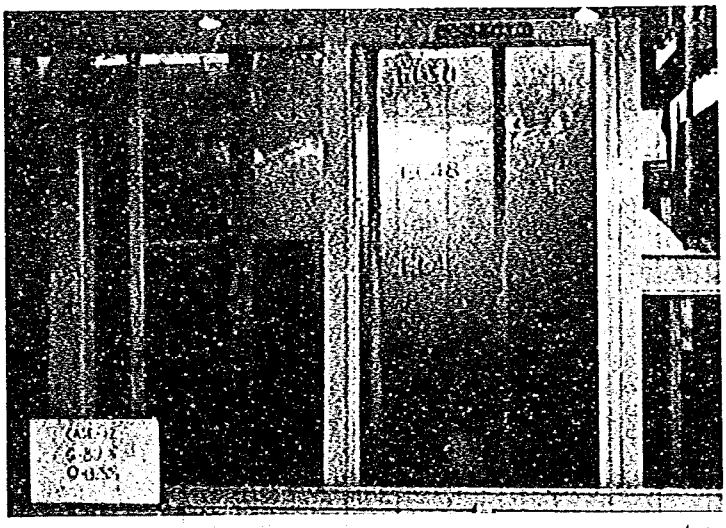


写真 7. 9　バッフルピア
2 分割の流況
G=80%

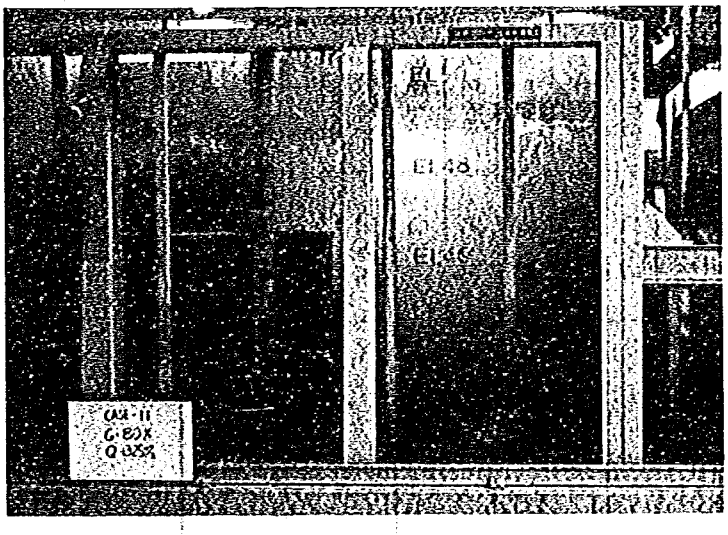


写真 7. 10　バッフルピア
1 分割 G=80%

表7.5　容量式波高計による水位変動（CASE−6，CASE−7，CASE−11，CASE−12）

AVE，MAX，MINは単位〔EL.m〕，SSDは単位〔m〕

実験ケース＼測点		G=100%，Q=14.65 m³/s			G=80%，Q=13.25 m³/s			G=50%，Q=8.6 m³/s		
		No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
CASE−6	AVE	49.27	49.21	49.13	49.24	49.21	48.85	48.44	48.37	48.13
	MAX	49.62	49.55	49.66	49.83	49.69	49.61	48.88	48.74	48.60
	MIN	48.96	48.91	48.67	48.81	48.87	48.11	48.05	48.07	47.73
	SSD	0.092	0.079	0.090	0.123	0.118	0.176	0.089	0.086	0.112
CASE−7	AVE	49.26	49.20	49.10	49.28	49.20	48.81	48.56	48.48	48.23
	MAX	49.62	49.64	49.49	49.83	49.68	49.36	49.08	48.88	48.56
	MIN	48.87	48.92	48.86	48.85	48.79	48.34	48.24	48.19	47.90
	SSD	0.100	0.081	0.086	0.138	0.117	0.144	0.111	0.090	0.084
CASE−11	AVE	49.29	49.22	49.01	49.17	49.09	49.00	48.38	48.28	48.30
	MAX	49.74	49.62	49.44	49.57	49.43	49.54	48.63	48.49	48.67
	MIN	48.98	48.85	48.63	48.84	48.78	48.57	48.22	48.14	48.12
	SSD	0.103	0.087	0.095	0.101	0.087	0.120	0.052	0.042	0.059
CASE−12	AVE	49.27	49.20	49.07	49.23	49.14	48.82	48.57	48.49	48.33
	MAX	49.68	49.61	49.50	49.63	49.47	49.24	48.96	48.86	48.72
	MIN	49.00	48.89	48.68	48.84	48.77	48.41	48.17	48.17	48.01
	SSD	0.097	0.082	0.092	0.117	0.099	0.116	0.105	0.089	0.087

CASE−6　デフレクター（高さD，長さ1.5D）　バッフルピア（高さD，幅0.5D，長さD）

CASE−7　デフレクター（高さD，長さ　D）　バッフルピア（高さD，幅0.5D，長さD）

CASE−11　デフレクター（高さD，長さ　D）　バッフルピア（高さD，幅1.5D，長さD）

CASE−12　デフレクター（高さD，長さ　D）　バッフルピア（高さD，幅0.75D，長さD）

偏差が他のゲート開度に比べて大きく，また減勢池の上流側とデフレクター上の水面変動が減勢池中央のそれより大きいことがわかる。このことは，流況観察からデフレクターによりJ.F.G.からの流出ジェットが，一部は減勢池上流側へ噴き上げ，一部は鉛直上方へ噴き上げているに対応している。

また，バッフルピアの形状の違いによるゲート開度Gと標準偏差σの関係より次の事がわかる。G＝100%ではバッフルピアの形状による水面変動の大きさはほとんどないが，G＝80，50%では，バッフルピアを1個設置した場合が水面変動が小さくなる傾向にあり，バッフルピア上（測線2）の水面変動はσ＝0.087m，G＝50%でσ＝0.042mである。

7.8.5　減勢池長の検討

これまでの実験によりデフレクターとバッフルピアの効果が認められたが，減勢池長ℓ＝11.2mの場合G＝80%程度での水面変動が他のゲート開度に比べて若干大きくなるため減勢池長ℓを変化させて改善されるかどうかを検討した。ここではデフレクターとバッフルピアを設置し，減勢池長ℓを13.0m，15.0mの2ケースについて検討を行った。（図7.21）

(1)　減勢池長ℓ＝13.0mの場合

減勢池長をℓ＝13.0mとした形状で，さらにバッフルピアを2個設置した場合（CASE−15），1個設置した場合（CASE−16）について検討した。

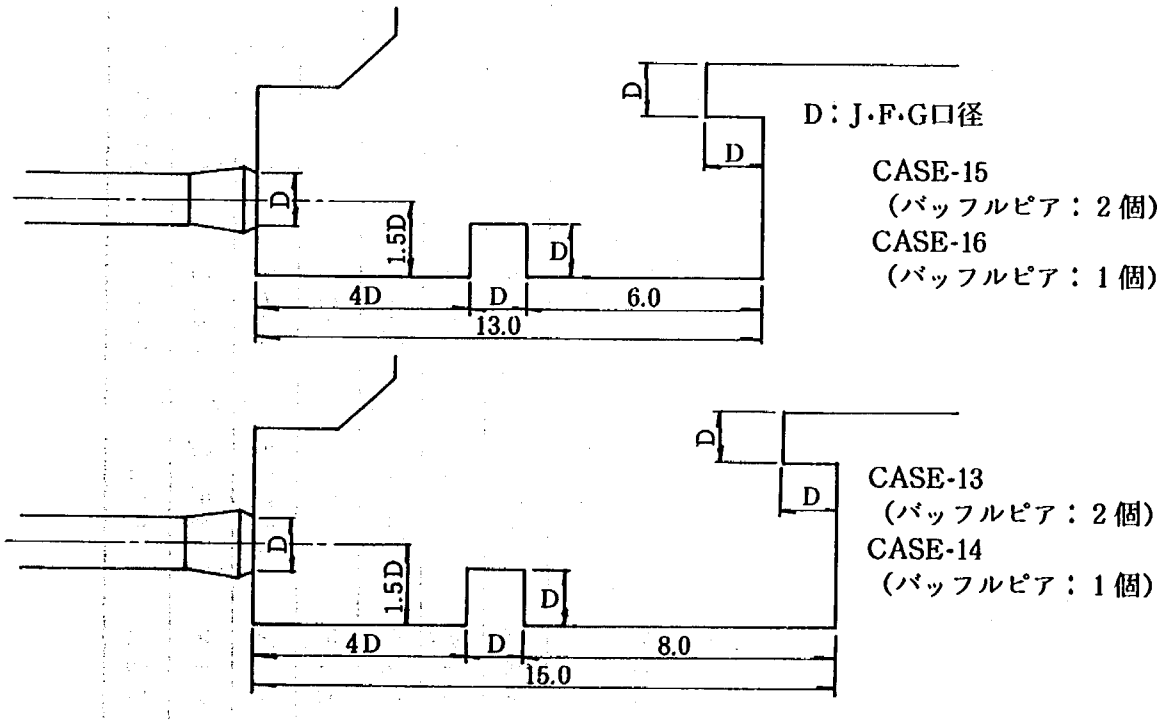


図7.21　減勢池長の検討

表7.6　容量式波高計による水位変動（CASE−15）

減勢長（ℓ＝13m）　デフレクター（長さD，高さD）　バッフルピア（高さD，幅0.75D，長さD）

AVE，MAX，MINは単位〔EL.m〕，SSDは単位〔m〕

測線		G＝100%，Q＝14.65㎥/s			G＝80%，Q＝13.25㎥/s			G＝50%，Q＝8.6㎥/s		
		右岸側	中　央	左岸側	右岸側	中　央	左岸側	右岸側	中　央	左岸側
No.1	AVE	49.43	49.44	49.46	49.33	49.31	49.32	48.71	48.73	48.74
	MAX	49.97	49.85	50.07	49.92	49.78	49.84	49.14	49.10	49.25
	MIN	49.01	49.07	49.02	48.95	48.93	48.90	48.34	48.44	48.41
	SSD	0.126	0.106	0.129	0.139	0.112	0.143	0.118	0.091	0.120
No.2	AVE	49.27	49.25	49.29	49.17	49.12	49.12	48.50	48.47	48.52
	MAX	49.60	49.53	49.70	49.61	49.45	49.47	48.87	48.73	48.93
	MIN	48.93	48.85	48.95	48.83	48.79	48.73	48.21	48.28	48.22
	SSD	0.092	0.093	0.101	0.099	0.086	0.104	0.082	0.063	0.083
No.3	AVE	49.25	49.19	49.23	49.09	49.03	49.01	48.36	48.32	48.34
	MAX	50.06	49.87	49.85	49.58	49.54	49.54	48.79	48.67	48.76
	MIN	48.93	48.81	48.77	48.82	48.55	48.72	48.02	49.05	48.00
	SSD	0.128	0.104	0.125	0.102	0.103	0.109	0.092	0.098	0.096

表7.7　容量式波高計による水位変動（CASE−16）

減勢長（ℓ＝13.0m）　デフレクター（長さD，高さD）　バッフルピア（高さD，幅1.5D，長さD）

AVE，MAX，MINは単位〔EL.m〕，SSDは単位〔m〕

測線		G＝100%，Q＝14.65m³/s			G＝80%，Q＝13.25m³/s			G＝50%，Q＝8.6m³/s		
		右岸側	中　央	左岸側	右岸側	中　央	左岸側	左岸側	中　央	左岸側
No.1	AVE	49.34	49.35	49.37	49.24	49.22	49.24	48.47	48.49	48.54
	MAX	49.77	49.69	49.73	50.12	49.74	49.89	48.68	48.69	48.78
	MIN	49.06	49.05	49.04	48.68	48.80	48.85	48.30	48.34	48.37
	SSD	0.093	0.079	0.095	0.158	0.106	0.140	0.053	0.049	0.057
No.2	AVE	49.23	49.22	49.22	49.08	49.04	49.07	48.41	48.37	48.41
	MAX	49.54	49.44	49.60	49.59	49.38	49.50	48.61	48.53	48.57
	MIN	48.89	49.00	48.90	48.61	48.70	48.65	48.25	48.25	48.25
	SSD	0.082	0.065	0.078	0.122	0.096	0.116	0.046	0.039	0.049
No.3	AVE	49.26	49.23	49.22	49.30	49.28	49.27	48.36	48.34	48.39
	MAX	49.96	49.68	49.87	50.04	50.08	48.88	48.68	48.60	48.64
	MIN	48.94	48.88	48.98	48.90	48.84	48.90	48.11	48.13	48.15
	SSD	0.111	0.101	0.117	0.147	0.133	0.139	0.062	0.051	0.056

(a) バックルピア２個設置の場合（CASE−15）

各ゲート開度における流況は，図7.22に示してある。G＝100%では，減勢池内はデフレクターの内側を沿う流れにより，水面に間欠的な噴き上げがみられるが，ジェットの噴流とエンドシルからの反転流が相互に減殺しあい，減勢状態は比較的良好である。G＝80%では，図7.22に示すようにバッフルピアとデフレクターとの間で高い噴き上げを発生する。これは，バッフルピアの減勢状態が不完全であり，バッフルピア上部を通過した流れとエンドシルおよびデフレクターにより反転した流れが合流して水面に噴き上がるためにG＝100%より幾分流況は悪くなる。G＝50%では，バッフルピアによりジェットは拡散され，回流等の流れはほとんど見られず水面変動も少なく，減勢状態は良好である。

(b) バッフルピア１個の場合（CASE−16）

各ゲート開度における流況は，図7.23に示す通りである。G＝100%では，デフレクター直上流で小さな噴き上げが見られる程度でバッフルピア２個設置した場合とほぼ同様な流況を呈しており，減勢状態は良好である。G＝80%では，バッフルピアの減勢効果はあまりなく，バッフルピアを通過した後の流れは減勢池底面をはうようにしてエンドシルに達する。全体的に減勢池内には上向きの流れがみられるようになり，噴き上げが頻繁となる。水面は幅広く盛り上がり，バッフルピア２個の場合より流況は悪化する。G＝50%では，バッフルピアの効果が現われ，減勢池内流況は穏やかである。

(2) 減勢池長ℓ＝15.0mの場合

ここでは減勢池長をさらにℓ＝15.0mとした場合について検討した。デフレクターとバッフルピアはℓ＝13.0mの場合と同様の２ケースについて検討した。

各ケースの流況は，図7.24，7.25に示してある。観察の結果，バッフルピアが１個の場合（CASE−14）と２個の場合（CASE−13）との流況に大きな差異はなく，その特徴は以下の通りである。

ゲート開度G＝100〜80%では，減勢池内の反転流，回流の速度が遅くなり，一見安定したかのように見えるが流況のバランスが崩れると水面が大きく動揺する。デフレクター直上流での噴き上げが発生する。特にG＝80%では，水面近くの流れが速くなり，水中に表面水を巻き込むような乱れを形成し，減勢状態は悪い。G＝50%の場合は，バッフルピアの効果があり減勢状態は良好である。

以上の検討の結果，減勢池長ℓ＝15.0mでは，バッフルピアとエンドシルおよびデフレクターとに囲まれたポケットが大きいため，デフレクターの効果がなくなり流況を悪くしている。一方，減勢池長ℓ＝13.0mとした場合は減勢状態は比較的安定しているが，G＝80%の場合減勢池長ℓ＝11.2mと比較すると，若干水面変動が小さい程度である。従って，減勢池長は，11.2mで適当と考える。

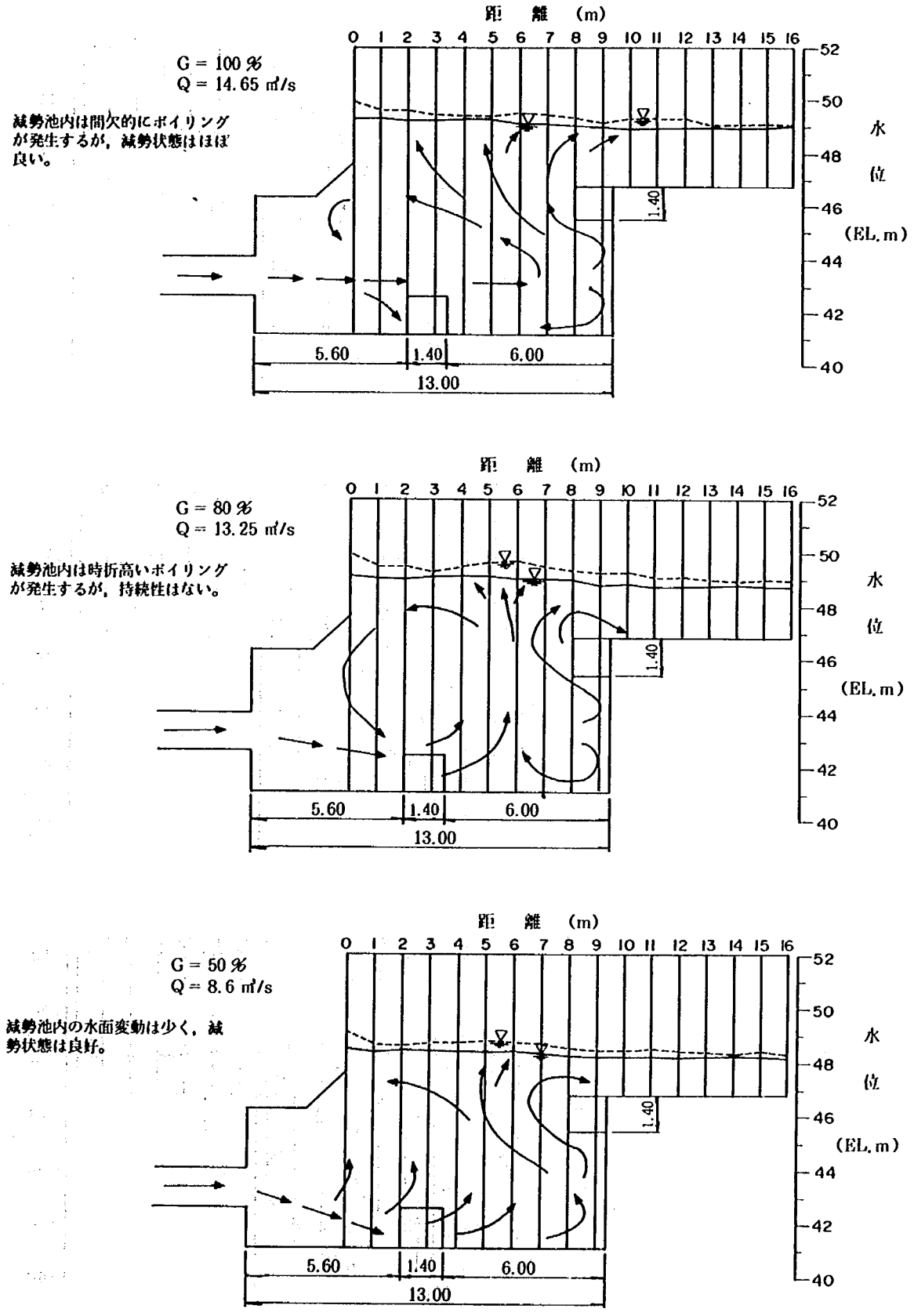


図 7.22　減勢池水面形（CASE－15）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.75D，長さ＝D）

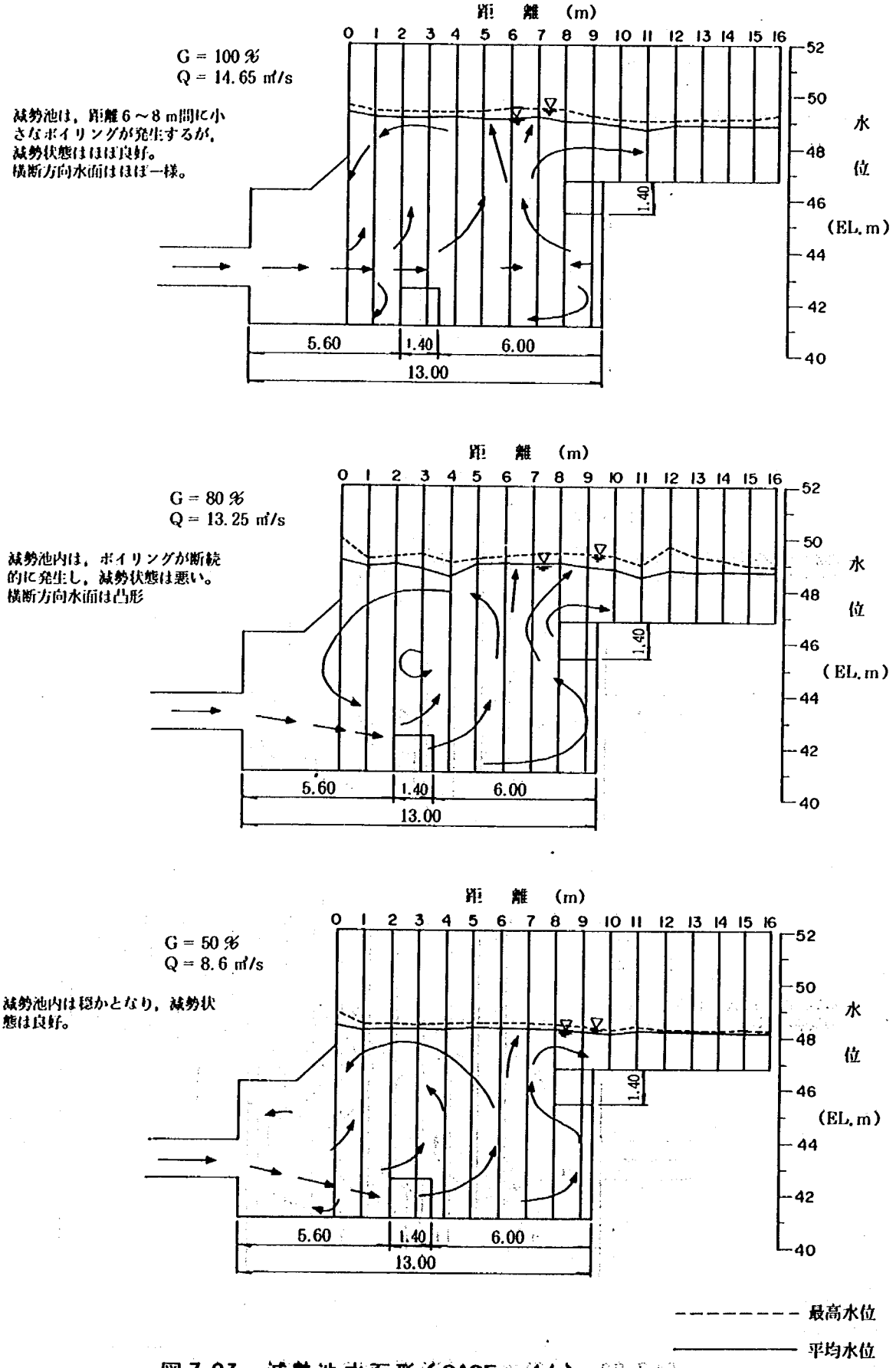


図 7.23　減勢池水面形（CASE－16）
デフレクター(D)
バッフルピア（高さ＝D，幅＝1.5D，長さ＝D）

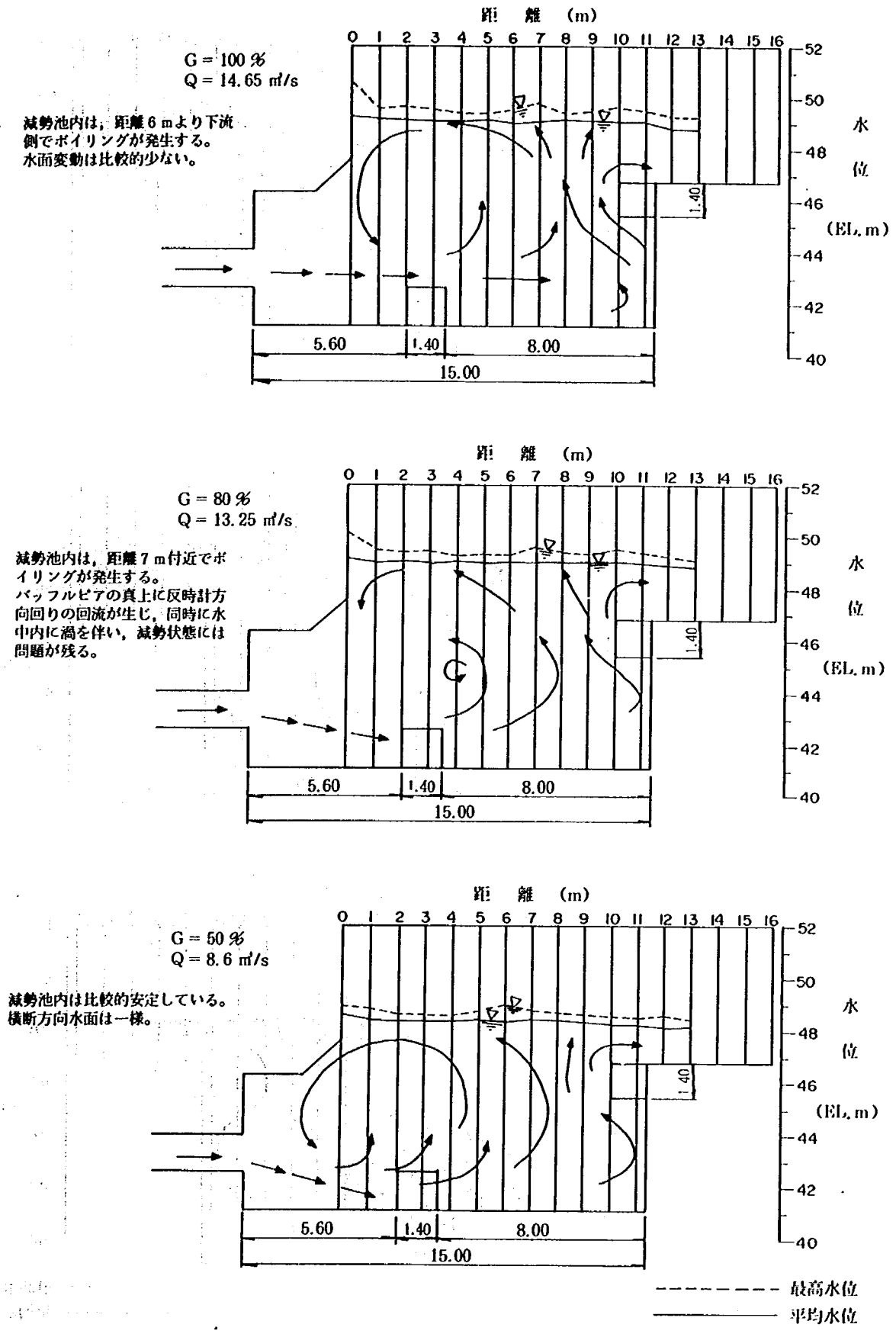


図 7.24　減勢池水面形（CASE－13）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.75D，長さ＝D）

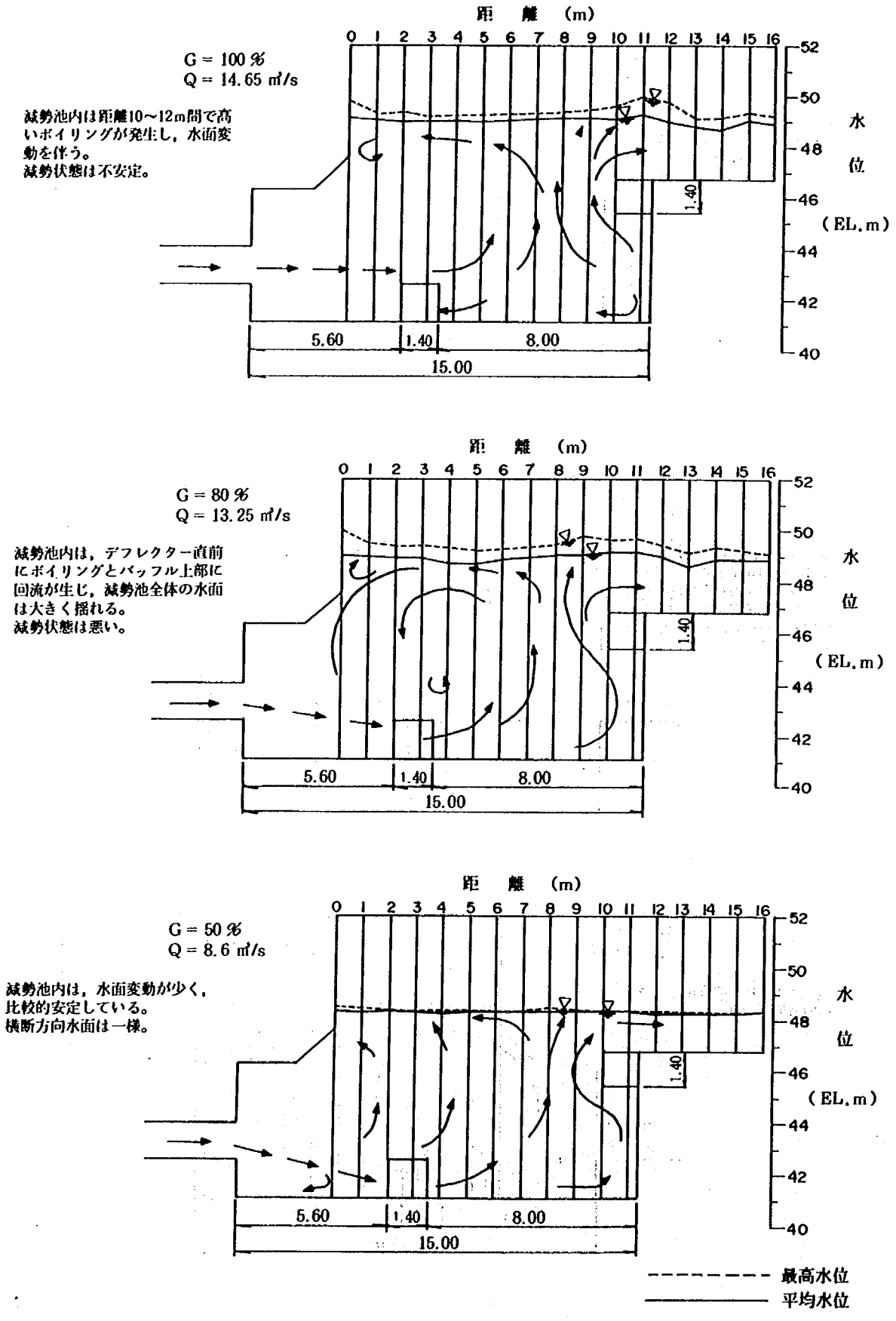


図 7.25　減勢池水面形（CASE－14）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝ 1.5D，長さ＝D）

7.8.6　最適形状の選定

以上の検討結果より，減勢池内補助構造物の形状は，ゲート半開時に水面の変動が小さいCASE−11と決定した。バッフルピアは高速流にさらされるため，キャビテーション損傷を受けることが懸念されるため，バッフルピアに作用する圧力を測定し，その安全性について検討を行った。

圧力測定位置及び測定結果を図7.26，7.27に示す。その結果，全測点で大気圧以上の圧力となりキャビテーションによる損傷の心配はないと思われる。各ゲート開度ごとの作用圧力の特徴は次の通りである。G＝100%，80%での圧力は，バッフルピア前面中央を除けば，ほぼ同様な圧力となり，その値は測定により約1～2mの開きはあるが，静水圧に近い値であった。G＝80%において上面中央上流端での圧力が低くほぼ大気圧となっている。これは，放流水脈がバッフルピアの上面に直接衝突していることを示しており，同地点で水脈のはく離が生じており圧力低下をまねいているものである。

7.8.7　減勢池壁高

これまでの検討の結果，CASE−11の形状が本減勢工として適当であることがわかった。このCASE−11における減勢池内水位測定結果より，全開時の最高水位はEL.50.31mとなった。この水位にある程度余裕を考え，減勢池壁高としてEL.50.50mが適当であると考える。（写真7.11～13）

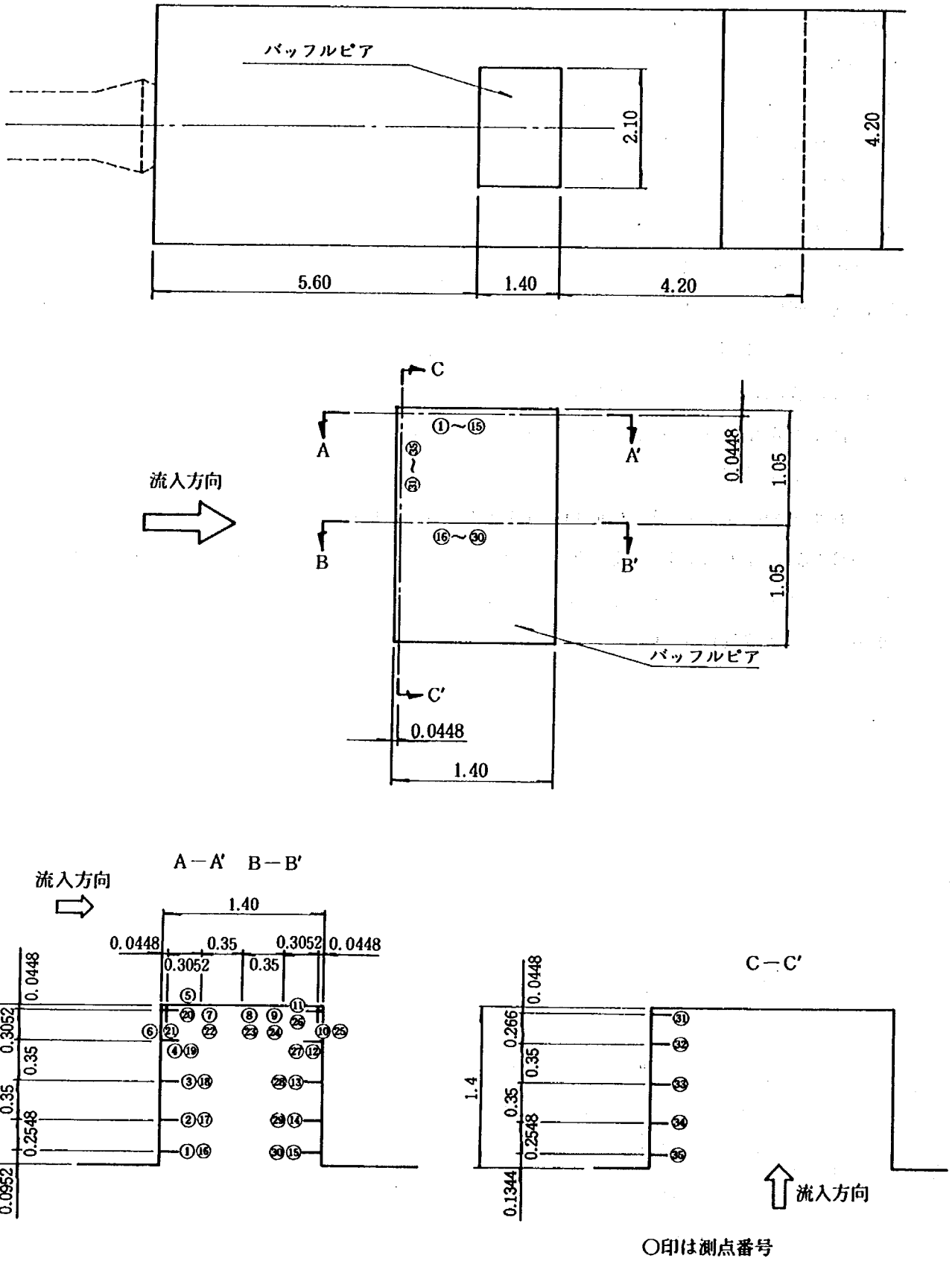

バッフルピア
2.10
4.20
5.60
1.40
4.20
C
A
A′
①～⑮
⑮～㉛
0.0448
1.05
流入方向
B
B′
⑯～㉚
1.05
バッフルピア
C′
0.0448
1.40
A－A′　B－B′
流入方向
1.40
0.0448
0.35
0.3052
0.0448
0.3052
0.35
0.0448
0.3052
0.35
0.35
0.2548
0.0952
1.4
C－C′
0.0448
0.266
0.35
0.35
0.2548
0.1344
1.4
流入方向
○印は測点番号

図 7.26　圧 力 測 定 位 置

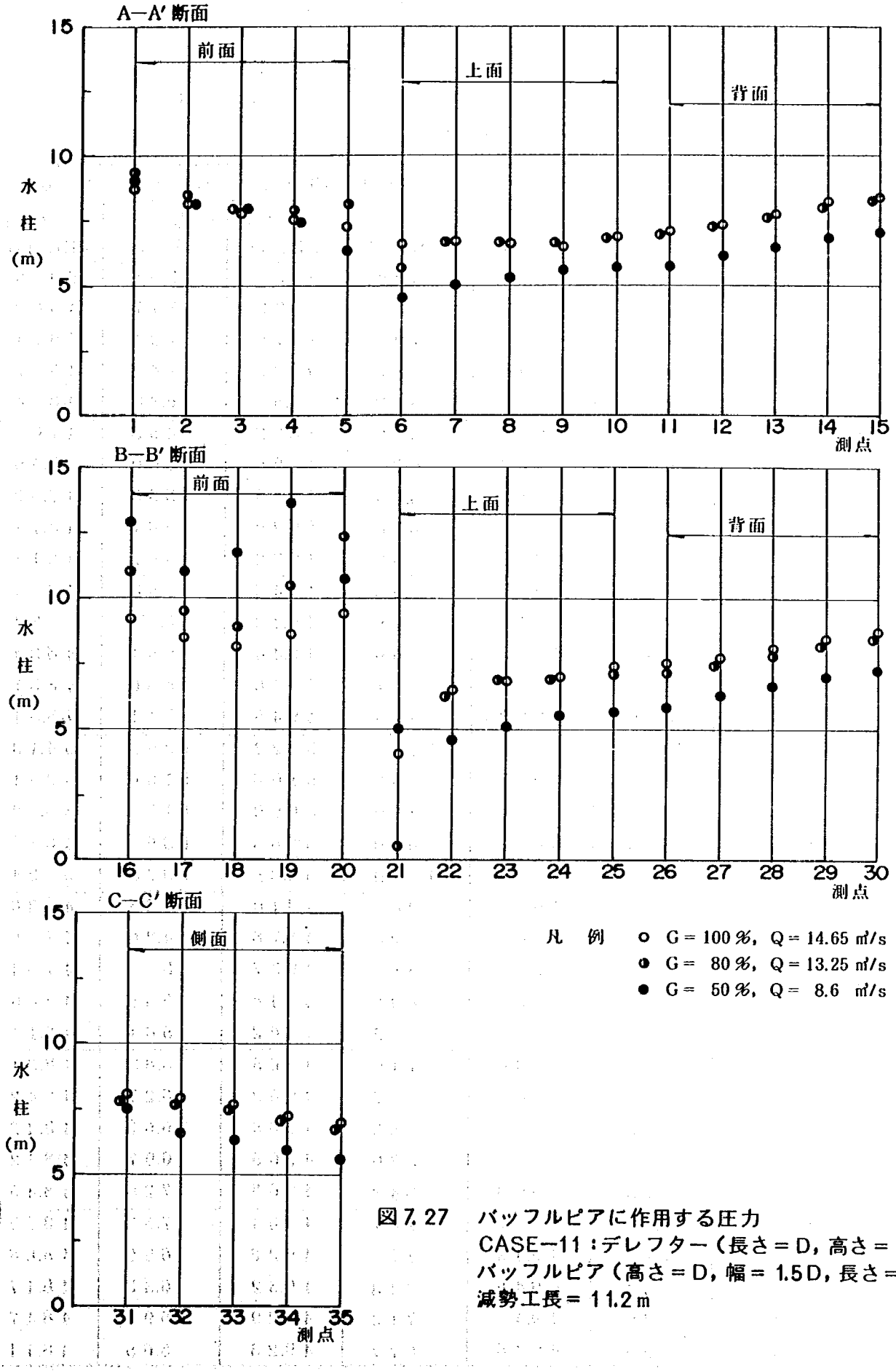


図 7.27　バッフルピアに作用する圧力
CASE−11：デレフター（長さ＝D，高さ＝D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝1.5D，長さ＝D）
減勢工長＝11.2 m

表7.8　バッフルピアに作用する圧力

CASE−11：デフレクター（長さ：D，高さ：D）
バッフルピア（高さ：D，幅1.5D，長さ：D）
減勢池長：11.2m

測点	測点位置標高 (EL.m)	G=100%,Q=14.65m³/s		G=80%,Q=13.25m³/s		G=50%,	Q=8.6m³/s
		圧力水頭 (水柱.m)	ピエゾ水頭 (EL.m)	圧力水頭 (水柱.m)	ピエゾ水頭 (EL.m)	圧力水頭 (水柱.m)	ピエゾ水頭 (EL.m)
1	41.20	8.68	49.88	9.38	50.58	9.01	50.26
2	41.45	8.17	48.62	9.38	49.90	8.17	49.62
3	41.80	7.80	49.60	7.96	49.76	7.94	49.74
4	42.15	7.53	49.68	7.87	50.02	7.42	49.57
5	42.46	7.25	49.71	8.12	50.58	6.38	48.84
6	42.50	6.62	49.12	5.72	48.22	4.55	47.05
7	42.50	6.79	49.29	6.70	48.20	5.00	47.50
8	42.50	6.62	49.12	6.68	49.18	5.33	47.83
9	42.50	6.54	49.04	6.70	49.20	5.61	48.11
10	42.50	6.90	49.40	6.82	49.32	5.67	48.17
11	42.46	7.11	49.57	7.00	49.46	5.88	48.34
12	42.15	7.33	49.48	7.28	49.43	6.19	48.34
13	41.80	7.80	49.60	7.66	49.46	6.54	48.34
14	41.45	8.26	49.71	8.01	49.46	6.86	48.31
15	41.20	8.40	49.60	8.28	49.48	7.11	48.31
16	41.20	9.24	50.44	11.03	52.23	12.93	54.13
17	41.45	8.57	50.02	9.55	51.00	11.06	52.51
18	41.80	8.16	49.96	8.89	50.69	11.72	53.52
19	42.15	8.65	50.80	10.50	52.65	13.63	55.78
20	42.46	9.43	51.89	12.40	54.86	10.78	53.24
21	42.50	4.10	46.60	0.60	43.10	4.86	47.36
22	42.50	6.54	49.04	6.28	48.78	4.86	47.36
23	42.50	6.87	49.37	6.87	49.37	5.14	47.64
24	42.50	7.04	49.54	6.98	49.48	5.56	48.06
25	42.50	7.40	49.90	7.12	49.62	5.61	48.11
26	42.46	7.50	49.96	7.19	49.65	5.85	48.31
27	42.15	7.73	49.88	7.47	49.62	6.27	48.42
28	41.80	8.10	49.90	7.88	49.68	6.62	48.42
29	41.45	8.43	49.88	8.20	49.65	6.97	48.42
30	41.20	8.73	49.93	8.48	49.68	7.25	48.45
31	41.23	8.06	49.29	7.81	49.04	7.52	48.75
32	41.49	7.94	49.43	7.77	49.26	6.59	48.08
33	41.84	7.64	49.48	7.48	49.32	6.33	48.17
34	42.19	7.29	49.48	7.10	49.29	5.98	48.17
35	42.46	7.00	49.46	6.77	49.23	5.65	48.11

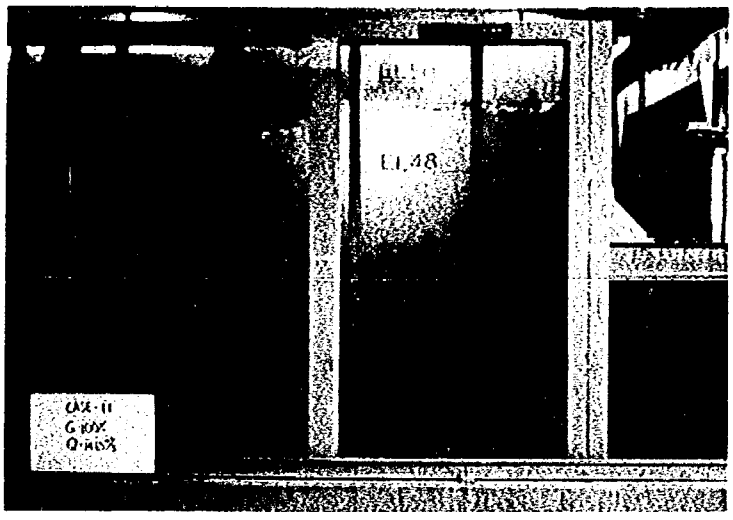


写真 7. 11　最適形状の流況
G=100%

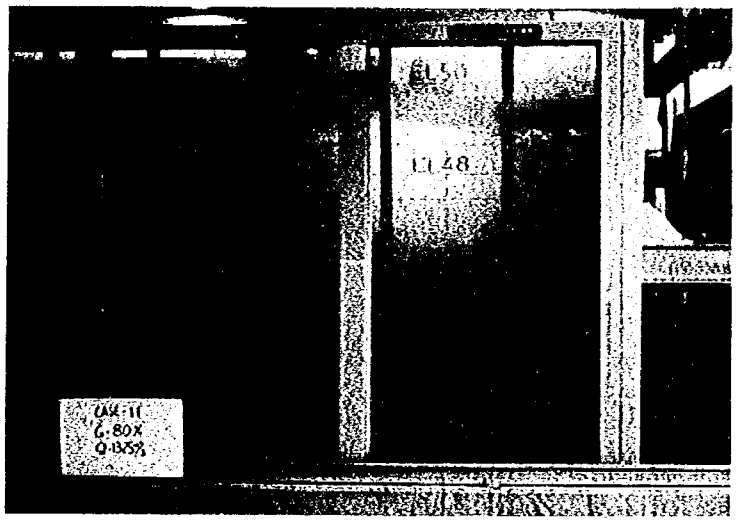


写真 7. 12　最適形状の流況
G=80%

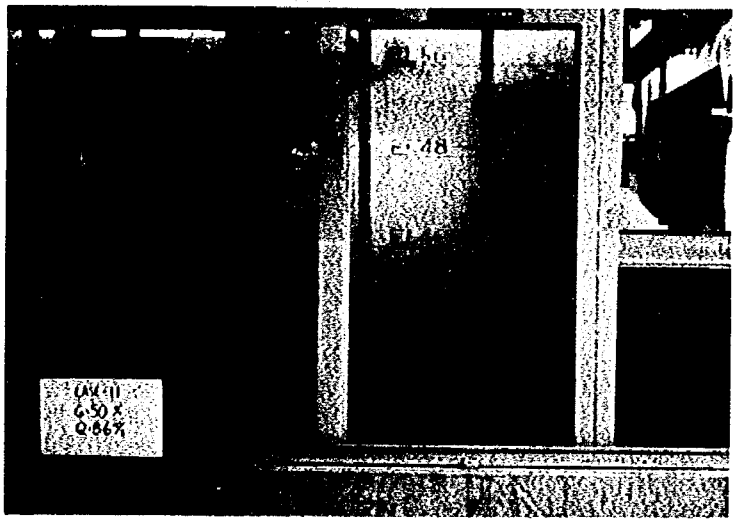


写真 7. 13　最適形状の流況
G=50%

7.9　最適減勢工規模

検討の結果得られた最適形状を図 7.28 に示す。

最適形状諸元

減　勢　池 ；幅　　4.20m

；長さ　11.20m

壁　　高 ；EL. 50.50 m以上

バッフルピア ；高さ 1.40m×幅 2.10m×長さ 1.40m

デフレクター ；高さ 1.40m×長さ 1.40m

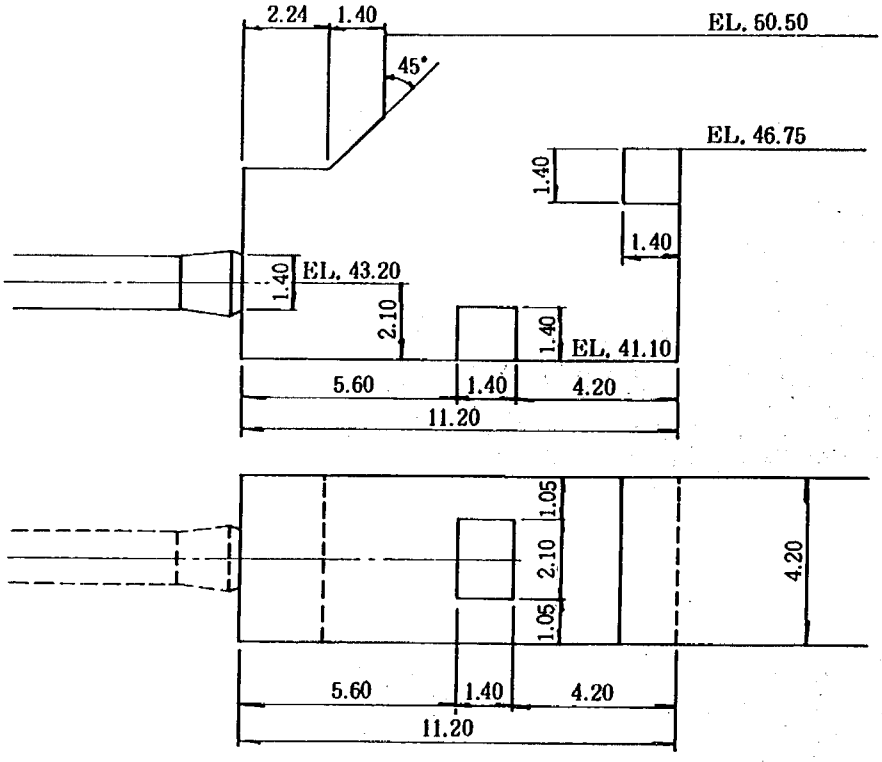


図 7.28　最 適 形 状

参　考　資　料

付　表 …… 161

付　図 …… 209

付表 1　減勢池水面形

D＝ 2.6m
L＝ 25m
Q＝290㎥/s

(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.60	46.20	43.60	46.40	43.60	46.40
5	44.60	49.40	44.40	50.60	44.40	49.60
10	45.20	50.00	45.00	50.80	45.40	50.80
15	46.00	50.00	46.60	51.20	46.00	51.00
20	47.40	51.60	47.40	50.20	47.40	50.40
25	48.40	50.40	48.40	51.20	48.60	50.00
30	48.00	50.20	48.00	50.80	48.00	50.00
35	46.20	49.60	46.60	49.20	46.80	48.60

D＝ 2.6m
L＝ 25m
Q＝110㎥/s

(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	42.00	44.00	41.80	46.00	41.80	43.60
5	42.80	46.60	42.80	47.60	42.80	46.00
10	43.80	47.20	44.00	47.20	43.80	46.40
15	45.00	47.40	44.80	47.80	44.80	47.40
20	45.40	47.00	45.20	47.00	45.00	47.20
25	45.40	47.00	45.40	46.80	45.20	46.60
30	44.20	46.00	44.40	45.60	44.40	46.00
35	45.00	46.20	44.80	45.80	44.80	46.00

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表2　減勢池水面形

D＝ 3.0m
L＝ 25m
Q＝290㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	45.40	48.60	45.60	48.40	45.20	47.80
5	45.80	48.80	45.80	49.00	46.00	49.00
10	47.00	50.20	47.00	50.20	47.00	49.20
15	47.60	50.20	47.60	50.40	47.80	50.60
20	48.80	51.00	48.80	50.40	49.20	50.40
25	49.60	51.20	49.60	50.20	49.60	50.40
30	49.40	51.20	49.00	50.20	48.40	50.80
35	47.40	50.20	47.20	49.40	46.60	49.20

D＝ 3.0m
L＝ 25m
Q＝110㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.20	44.60	43.20	44.80	43.20	44.20
5	44.00	45.80	44.00	45.60	43.80	46.20
10	44.80	46.80	45.00	46.60	44.80	46.60
15	45.60	46.80	45.60	47.20	45.60	47.00
20	46.00	46.80	45.80	46.60	45.80	47.00
25	45.80	46.60	45.80	46.60	45.80	46.80
30	44.60	45.60	44.60	45.80	44.60	46.00
35	45.00	46.00	45.20	45.80	45.00	46.00

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に(正)としている。

付表３　減勢池水面形最適形状

D＝　3.0m
L＝29.0m
Q＝290㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	44.00	48.40	45.00	48.20	44.60	48.60
5	45.20	50.20	45.00	48.80	45.20	49.00
10	46.20	50.80	46.00	50.80	46.60	50.80
15	47.40	51.00	47.00	50.00	47.00	50.40
20	48.00	51.00	48.00	50.20	47.60	51.00
25	49.00	50.60	48.80	50.20	49.20	50.40
30	49.00	51.00	49.00	50.80	49.20	51.20
35	48.40	50.60	48.40	49.80	48.40	49.60

D＝　3.0m
L＝29.0m
Q＝110㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.00	44.80	43.00	44.60	42.80	44.40
5	43.60	45.00	43.60	45.60	44.00	45.80
10	44.60	46.40	44.80	45.80	44.80	46.80
15	45.40	46.40	45.60	47.00	45.40	46.40
20	45.80	46.80	45.80	46.60	46.00	46.60
25	46.00	46.60	46.00	46.60	46.00	46.80
30	45.60	46.20	45.40	46.00	45.40	46.20
35	44.40	45.20	44.80	45.40	44.80	45.40

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表４　減勢池水面形最適形状

D＝3.0m
L＝29m
Q＝30㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.80	44.00	44.00	44.20	44.00	44.60
5	44.00	44.20	44.00	44.60	44.20	44.60
10	44.00	44.60	43.80	44.40	44.20	44.80
15	44.20	44.40	44.00	44.20	44.20	44.60
20	44.20	44.40	44.00	44.40	44.20	44.60
25	44.20	44.60	44.20	44.60	44.20	44.60
30	44.20	44.40	44.00	44.20	44.00	44.20
35	42.80	43.00	42.80	43.20	42.80	43.00

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表5　減勢池水面形

D＝　3.0m
L＝　33m
Q＝290m³/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	42.80	46.60	42.80	47.20	43.00	46.00
5	43.60	48.60	43.60	50.00	44.00	49.60
10	45.00	51.80	45.20	52.20	45.00	52.20
15	46.00	52.40	45.80	53.20	45.80	51.00
20	46.80	53.20	46.60	52.80	47.00	52.00
25	47.80	51.80	47.80	52.60	48.60	51.80
30	48.60	52.60	48.80	51.40	48.60	51.80
35	48.20	51.40	47.80	50.00	48.40	50.40

D＝　3.0m
L＝　33m
Q＝110m³/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	42.20	45.20	44.20	45.00	42.00	43.40
5	43.00	45.60	42.80	46.20	43.00	46.20
10	44.20	47.60	44.00	47.80	44.00	47.40
15	45.00	47.40	45.00	47.40	44.80	47.20
20	45.60	47.60	45.60	47.20	45.40	47.80
25	45.80	47.00	45.80	46.80	45.60	47.20
30	45.80	46.60	45.60	46.60	45.60	46.60
35	45.00	45.80	44.80	45.60	44.80	45.60

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表6　減勢池水面形

D＝ 3.5m
L＝ 25m
Q＝290㎥/s

(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	46.20	48.40	46.40	47.80	46.00	47.80
5	46.80	49.20	47.00	49.20	46.80	49.20
10	47.40	49.60	47.40	49.60	47.60	49.40
15	48.40	49.60	48.00	50.20	48.20	50.40
20	49.20	51.00	49.20	51.00	49.20	51.00
25	49.80	51.20	48.80	50.80	49.60	51.00
30	49.80	51.40	49.00	50.40	48.40	50.60
35	47.00	50.00	46.80	49.40	46.40	48.60

D＝ 3.5m
L＝ 25m
Q＝110㎥/s

(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.80	44.60	44.00	45.00	43.80	45.20
5	44.40	45.60	44.40	45.60	44.40	45.60
10	45.20	46.20	45.00	46.00	45.40	46.00
15	46.00	46.80	45.80	46.60	46.00	47.40
20	46.00	47.00	46.00	47.20	46.20	47.00
25	46.00	46.40	46.00	46.40	46.00	46.80
30	44.40	46.00	44.40	45.40	44.40	45.80
35	44.60	45.20	44.60	45.20	44.60	44.80

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表7　減勢池水面形

D＝ 3.5m
L＝ 29m
Q＝290㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	45.80	47.40	45.60	47.20	45.20	47.40
5	46.20	48.40	46.00	48.60	46.00	49.20
10	47.40	49.60	47.20	49.60	47.20	49.40
15	48.00	51.60	47.80	50.40	47.80	51.60
20	48.80	52.00	48.40	51.00	48.80	51.00
25	49.40	52.00	49.20	51.40	49.60	51.60
30	49.70	51.30	49.50	50.70	49.50	51.10
35	48.80	50.60	48.60	50.00	48.00	49.80

D＝ 3.5m
L＝ 29m
Q＝110㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.80	45.00	43.80	44.80	43.80	44.80
5	44.40	45.40	44.20	45.60	44.40	45.80
10	45.20	47.00	45.40	46.40	45.40	46.80
15	46.00	47.00	45.80	46.80	46.00	47.00
20	46.20	47.20	46.20	47.00	46.20	47.00
25	46.20	47.00	46.40	47.00	46.40	47.20
30	45.90	46.50	45.90	46.50	45.70	46.50
35	44.40	45.60	44.60	45.40	44.40	45.40

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に（正）としている。

付表8　減勢池水面形

D＝ 3.5m
L＝ 33m
Q＝290㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	44.60	47.60	45.00	47.20	44.60	46.80
5	45.40	47.80	45.60	47.20	45.20	47.40
10	46.60	49.40	45.80	48.60	46.80	49.40
15	47.60	51.40	47.00	50.40	47.80	50.00
20	48.60	51.00	48.00	50.40	48.20	50.80
25	48.80	52.00	48.80	50.60	48.80	51.00
30	49.40	51.20	49.40	51.40	49.20	52.00
35	49.50	50.70	49.30	50.30	49.10	50.70

D＝ 3.5m
L＝ 33m
Q＝110㎥/s　　(EL.m)

※ ℓ (m)	左岸		中央		右岸	
	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位	平均水位	最高水位
−5						
0	43.40	44.80	43.80	45.40	43.60	45.40
5	44.20	45.20	44.00	45.80	44.40	46.00
10	45.00	46.80	45.00	46.60	45.20	47.40
15	46.00	47.00	45.80	46.60	45.80	47.20
20	46.40	47.20	46.00	46.80	46.20	47.40
25	46.20	46.80	46.20	47.00	46.20	47.00
30	46.20	46.80	46.20	46.80	46.20	46.80
35	45.50	46.10	45.50	45.90	45.50	46.10

※距離ℓは減勢池水叩き始端を基準とし下流に(正)としている。

付表９　　側水路部・シュート部水面形（変更案－２，斜めシル設置）

〔EL.m〕

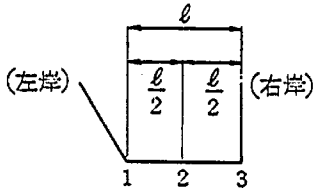
測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点＼	1	2	3
⓪	59.00	0	平均			
			最高			
①	58.95	10.00	平均			
			最高			
②	58.90	20.00	平均			
			最高			
③	58.85	30.00	平均			
			最高			
④	58.80	40.00	平均			
			最高			
⑤	58.75	50.00	平均			
			最高			
⑥	58.70	60.00	平均			
			最高			
⑦	58.65	70.00	平均			
			最高			
⑧	58.60	80.00	平均			
			最高			
⑨	58.55	90.00	平均			
			最高			
⑩	58.50	100.00	平均			
			最高			
⑪	58.45	110.00	平均			
			最高			
⑫	58.17	120.00	平均	61.37	62.17	62.97
			最高	62.37	62.77	63.37

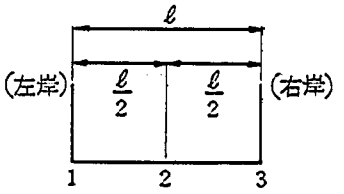
※距離ℓは中心線上の水平距離

Q＝290㎥/s

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点＼	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	60.87	61.07	61.47
			最高	61.27	61.67	62.07
⑭	57.17	140.00	平均	60.37	60.57	60.97
			最高	60.97	61.37	61.37
⑮	56.86	146.24	平均	60.06	59.46	60.06
			最高	60.86	59.86	60.86
⑯	56.16	160.20	平均	59.56	58.96	58.06
			最高	59.96	59.36	58.26
⑰	55.47	174.17	平均	58.67	58.07	57.17
			最高	59.17	58.37	57.67
⑱	54.77	188.13	平均	57.77	56.97	57.07
			最高	58.17	57.27	57.57
⑲	54.27	198.13	平均	56.67	56.67	56.47
			最高	56.98	56.87	56.77
⑳	53.77	208.13	平均	55.87	56.07	56.07
			最高	56.27	56.27	56.67
㉑	53.27	218.13	平均	55.87	55.77	56.27
			最高	56.37	55.97	56.87
㉒	52.71	228.13	平均	54.51	54.91	54.71
			最高	55.01	55.41	55.41
㉓	47.71	238.13	平均	49.41	49.81	49.51
			最高	49.81	50.21	50.01
㉔	42.71	248.13	平均	44.31	44.31	44.31
			最高	46.71	45.91	46.51





付表10　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）

Q＝110㎥/s

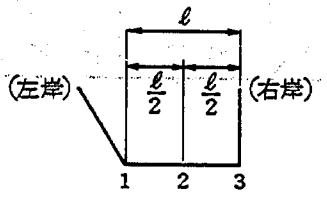
〔EL.m〕

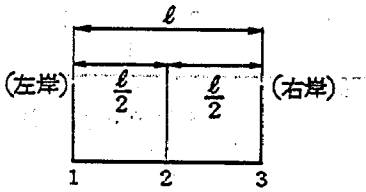
測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	59.00	0	平均			
			最高			
①	58.95	10.00	平均			
			最高			
②	58.90	20.00	平均			
			最高			
③	58.85	30.00	平均			
			最高			
④	58.80	40.00	平均			
			最高			
⑤	58.75	50.00	平均			
			最高			
⑥	58.70	60.00	平均			
			最高			
⑦	58.65	70.00	平均			
			最高			
⑧	58.60	80.00	平均			
			最高			
⑨	58.55	90.00	平均			
			最高			
⑩	58.50	100.00	平均			
			最高			
⑪	58.45	110.00	平均			
			最高			
⑫	58.17	120.00	平均	59.77	59.81	60.27
			最高	60.31	60.01	60.63

※距離ℓは中心線上の水平距離

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	60.15	59.41	59.37
			最高	60.39	59.51	59.48
⑭	57.17	140.00	平均	59.07	58.69	60.33
			最高	59.31	58.85	60.81
⑮	56.86	146.24	平均	59.06	58.10	58.06
			最高	59.30	58.30	58.32
⑯	56.16	160.20	平均	58.06	57.52	56.58
			最高	58.32	57.66	56.76
⑰	55.47	174.17	平均	56.97	56.57	56.59
			最高	57.15	56.69	56.89
⑱	54.77	188.13	平均	56.31	56.11	55.93
			最高	56.53	56.29	56.23
⑲	54.27	198.13	平均	55.51	55.27	55.19
			最高	55.71	55.43	55.61
⑳	53.77	208.13	平均	55.23	54.87	54.77
			最高	55.57	55.03	55.17
㉑	53.27	218.13	平均	54.17	54.17	54.43
			最高	54.33	54.37	54.31
㉒	52.71	228.13	平均	53.67	53.71	53.81
			最高	53.95	54.01	54.11
㉓	47.71	238.13	平均	48.51	48.51	48.61
			最高	48.75	48.65	48.91
㉔	42.71	248.13	平均	43.41	43.47	43.61
			最高	43.91	43.91	43.91





付表11　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）

Q＝30㎥/s

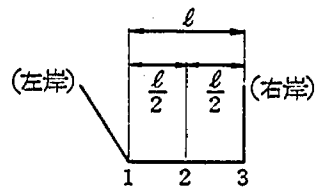
〔EL.m〕

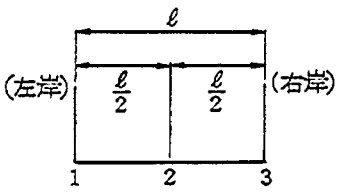
測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	59.00	0	平均			
			最高			
①	58.95	10.00	平均			
			最高			
②	58.90	20.00	平均			
			最高			
③	58.85	30.00	平均			
			最高			
④	58.80	40.00	平均			
			最高			
⑤	58.75	50.00	平均			
			最高			
⑥	58.70	60.00	平均			
			最高			
⑦	58.65	70.00	平均			
			最高			
⑧	58.60	80.00	平均			
			最高			
⑨	58.55	90.00	平均			
			最高			
⑩	58.50	100.00	平均			
			最高			
⑪	58.45	110.00	平均			
			最高			
⑫	58.17	120.00	平均	58.73	59.81	60.27
			最高	59.01	60.01	60.63

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	57.67	130.00	平均	59.23	59.37	59.37
			最高	59.51	59.61	59.73
⑭	57.17	140.00	平均	58.09	57.67	59.23
			最高	58.43	57.73	59.47
⑮	56.86	146.24	平均	57.76	57.30	57.56
			最高	58.12	57.34	57.76
⑯	56.16	160.20	平均	57.14	56.82	56.26
			最高	57.30	56.92	56.36
⑰	55.47	174.17	平均	56.23	55.99	55.87
			最高	56.37	56.03	56.29
⑱	54.77	188.13	平均	55.55	55.15	55.37
			最高	55.73	55.23	55.57
⑲	54.27	198.13	平均	54.85	54.67	54.77
			最高	54.99	54.73	54.95
⑳	53.77	208.13	平均	54.21	54.27	54.23
			最高	54.27	54.37	54.41
㉑	53.27	218.13	平均	53.67	53.67	53.81
			最高	53.75	53.73	54.01
㉒	52.71	228.13	平均	53.01	53.11	53.21
			最高	53.11	53.17	53.35
㉓	47.71	238.13	平均	48.01	48.05	48.11
			最高	48.11	48.11	48.23
㉔	42.71	248.13	平均	44.11	44.11	44.11
			最高	44.51	44.51	44.51

※距離ℓは中心線上の水平距離





付表 12　　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	62.00	0	平均	65.40	65.80	66.40
			最高	66.00	66.60	66.70
①	60.00	10.00	平均	65.20	65.40	65.90
			最高	65.60	65.80	66.30
②	58.90	20.00	平均	65.30	65.10	65.40
			最高	65.60	65.30	65.70
③	58.85	30.00	平均	65.25	64.55	65.45
			最高	66.45	64.85	65.65
④	58.80	40.00	平均	64.20	64.00	64.50
			最高	64.40	64.40	64.70
⑤	58.75	50.00	平均	64.75	64.55	65.15
			最高	64.95	65.15	65.35
⑥	58.70	60.00	平均	64.70	64.30	65.10
			最高	65.00	64.70	65.30
⑦	58.65	70.00	平均	64.45	64.45	64.85
			最高	64.85	64.85	65.05
⑧	58.60	80.00	平均	64.30	64.20	64.70
			最高	64.70	64.60	65.00
⑨	58.55	90.00	平均	64.15	64.15	64.55
			最高	64.95	64.75	64.95
⑩	58.50	100.00	平均	64.10	63.90	64.40
			最高	64.50	64.50	64.70
⑪	58.45	110.00	平均	63.85	63.65	64.05
			最高	64.25	64.25	64.25
⑫	58.43	120.00	平均	62.03	62.83	63.43
			最高	63.03	63.23	63.63

※距離 ℓ は中心線上の水平距離

Q＝290㎥/s

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	58.43	130.00	平均	62.63	62.23	62.23
			最高	63.03	62.63	62.63
⑭	58.43	140.00	平均	61.93	62.63	62.13
			最高	62.23	62.93	62.73
⑮	58.43	150.00	平均	61.93	61.63	62.23
			最高	62.13	62.03	62.53
⑯	58.43	156.87	平均	62.33	62.03	61.63
			最高	62.73	62.43	61.93
⑰	58.43	167.34	平均	62.63	62.03	61.43
			最高	63.03	62.43	61.73
⑱	58.43	177.81	平均	62.03	61.43	61.03
			最高	62.43	61.73	61.23
⑲	54.77	187.81	平均	57.57	57.27	57.47
			最高	57.87	57.47	57.77
⑳	54.27	197.81	平均	56.47	56.37	56.77
			最高	56.87	56.77	57.27
㉑	53.77	207.81	平均	55.67	55.87	56.27
			最高	55.97	56.17	56.77
㉒	53.27	217.81	平均	55.07	55.47	55.57
			最高	55.37	55.77	55.97
㉓	52.71	227.81	平均	54.51	54.71	54.61
			最高	55.11	55.01	54.91
㉔	47.71	237.81	平均	49.81	49.61	49.31
			最高	50.31	49.81	49.71
㉕	42.71	247.81	平均	44.91	44.31	44.51
			最高	45.91	45.91	46.31

測点1，（左岸）　測点2，（中央）　測点3，（右岸）

付表 13　　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）

Q＝110㎥/s

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	62.00	0	平均	63.80	64.40	65.00
			最高	63.90	65.00	65.60
①	60.00	10.00	平均	61.20	62.00	63.40
			最高	61.80	62.40	64.00
②	58.90	20.00	平均	61.90	62.10	62.10
			最高	62.60	62.40	63.00
③	58.85	30.00	平均	61.85	61.75	62.05
			最高	62.15	62.05	62.45
④	58.80	40.00	平均	61.70	61.80	61.80
			最高	62.00	62.00	62.20
⑤	58.75	50.00	平均	61.65	61.65	61.75
			最高	61.75	61.85	61.95
⑥	58.70	60.00	平均	61.50	61.60	61.70
			最高	61.70	61.80	61.90
⑦	58.65	70.00	平均	61.55	61.45	61.65
			最高	61.65	61.55	61.75
⑧	58.60	80.00	平均	61.30	61.40	61.60
			最高	61.50	61.50	61.70
⑨	58.55	90.00	平均	61.25	61.15	61.45
			最高	61.45	61.35	61.55
⑩	58.50	100.00	平均	61.10	61.10	61.40
			最高	61.30	61.30	61.50
⑪	58.45	110.00	平均	61.15	60.95	61.25
			最高	61.25	61.15	61.35
⑫	58.43	120.00	平均	60.53	60.53	60.73
			最高	60.73	60.73	60.83

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	58.43	130.00	平均	60.43	60.43	60.33
			最高	60.53	60.63	60.43
⑭	58.43	140.00	平均	60.23	60.23	60.43
			最高	60.43	60.43	60.53
⑮	58.43	150.00	平均	60.33	60.13	60.13
			最高	60.53	60.33	60.23
⑯	58.43	156.87	平均	60.33	60.23	60.33
			最高	60.43	60.43	60.43
⑰	58.43	167.34	平均	60.93	60.63	59.93
			最高	61.03	60.23	60.03
⑱	58.43	177.81	平均	60.33	60.03	60.13
			最高	60.43	60.23	60.33
⑲	54.77	187.81	平均	56.17	55.97	56.07
			最高	56.27	56.07	56.17
⑳	54.27	197.81	平均	55.27	55.27	55.37
			最高	55.37	55.37	55.47
㉑	53.77	207.81	平均	54.77	54.67	54.97
			最高	54.87	54.77	55.07
㉒	53.27	217.81	平均	54.17	54.27	54.47
			最高	54.27	54.37	54.57
㉓	52.71	227.81	平均	53.41	53.61	53.71
			最高	53.51	53.71	53.81
㉔	47.71	237.81	平均	48.31	48.61	48.41
			最高	48.51	48.71	48.61
㉕	42.71	247.81	平均	43.51	43.51	43.51
			最高	44.31	44.11	44.11

※距離ℓは中心線上の水平距離

測点１，（左岸）　測点２，（中央）　測点３，（右岸）

付表14　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⓪	62.00	0	平均	63.10	63.40	64.20
			最高	63.30	64.00	64.70
①	60.00	10.00	平均	60.50	61.40	62.00
			最高	60.60	62.40	63.20
②	58.90	20.00	平均	60.20	59.80	59.50
			最高	60.50	60.40	60.00
③	58.85	30.00	平均	59.75	59.75	59.35
			最高	60.15	59.95	60.05
④	58.80	40.00	平均	59.40	59.50	59.90
			最高	59.60	59.60	60.20
⑤	58.75	50.00	平均	59.23	59.51	59.61
			最高	59.73	59.79	59.89
⑥	58.70	60.00	平均	59.40	59.48	59.46
			最高	59.62	59.60	59.64
⑦	58.65	70.00	平均	59.33	59.45	59.41
			最高	59.51	59.59	59.69
⑧	58.60	80.00	平均	59.24	59.30	59.36
			最高	59.46	59.40	59.54
⑨	58.55	90.00	平均	59.15	59.27	59.35
			最高	59.31	59.41	59.51
⑩	58.50	100.00	平均	59.10	59.18	58.66
			最高	59.26	59.40	59.32
⑪	58.45	110.00	平均	59.05	59.05	59.65
			最高	59.45	59.21	59.25
⑫	58.43	120.00	平均	58.93	59.17	59.13
			最高	59.17	59.35	59.37

※距離ℓは中心線上の水平距離

Q＝30㎥/s

〔EL.m〕

測線	水路床標高 (EL.m)	距離 ℓ (m)	測点	1	2	3
⑬	58.43	130.00	平均	59.03	59.03	59.37
			最高	59.23	59.23	59.57
⑭	58.43	140.00	平均	59.07	59.19	59.09
			最高	59.37	59.31	59.37
⑮	58.43	150.00	平均	59.23	59.07	59.09
			最高	59.47	59.19	59.33
⑯	58.43	156.87	平均	59.21	59.13	59.13
			最高	59.37	59.27	59.33
⑰	58.43	167.34	平均	59.43	59.33	59.03
			最高	59.61	59.45	59.17
⑱	58.43	177.81	平均	59.23	59.15	59.19
			最高	59.39	59.27	59.37
⑲	54.77	187.81	平均	55.17	55.17	55.17
			最高	55.31	55.27	55.37
⑳	54.27	197.81	平均	54.75	54.59	54.67
			最高	54.95	54.79	54.89
㉑	53.77	207.81	平均	54.17	54.17	54.23
			最高	54.31	54.23	54.41
㉒	53.27	217.81	平均	53.67	53.71	53.75
			最高	53.79	53.85	53.89
㉓	52.71	227.81	平均	53.03	53.07	53.25
			最高	53.11	53.15	53.51
㉔	47.71	237.81	平均	47.91	48.03	48.11
			最高	48.01	48.11	48.39
㉕	42.71	247.81	平均	44.11	44.11	44.31
			最高	44.71	44.71	44.71

測点1，（左岸）　測点2，（中央）　測点3，（右岸）

瑞慶山ダム副ダム作用圧力

流量：２９０㎥/s

単位〔m〕

測線 / ピエゾ標高		左岸		中央		右岸	
		最大	最小	最大	最小	最大	最小
1	40.400	9.80	9.50	10.14	9.56	10.30	9.80
2	40.800	9.42	9.12	9.64	9.30	9.80	9.34
3	41.200	8.94	8.48	9.60	9.06	9.36	8.90
4	41.600	8.82	8.24	9.70	8.70	9.40	8.40
5	42.000	8.30	7.84	9.56	8.70	8.44	8.00
6	42.400	7.96	6.74	8.40	7.66	8.36	7.68
7	42.800	5.60	5.56	6.74	6.54	6.20	6.16
8	43.000	2.42	2.02	2.74	2.58	2.74	2.30
9	43.000	2.12	1.68	2.68	2.38	2.80	2.10
10	42.859	2.94	2.34	2.82	2.68	2.76	2.40
11	42.434	3.01	2.47	2.45	3.11	3.37	3.01
12	42.010	3.23	3.01	3.73	3.43	3.73	3.03
13	41.586	3.25	2.97	3.81	3.65	4.25	3.63
14	41.162	4.26	4.04	4.58	4.36	4.52	4.50
15	40.737	5.20	4.76	4.92	4.62	5.30	4.80

瑞慶山ダム副ダム作用圧力

流量：１１０㎥/s

単位〔m〕

測線 / ピエゾ標高		左岸		中央		右岸	
		最大	最小	最大	最小	最大	最小
1	40.400	5.42	5.26	5.46	5.24	5.64	5.50
2	40.800	5.02	4.88	4.96	4.82	5.20	5.04
3	41.200	4.60	4.46	4.56	4.26	5.06	4.70
4	41.600	4.16	4.06	4.24	4.08	4.68	4.30
5	42.000	3.70	3.56	3.80	3.60	4.08	3.68
6	42.400	3.42	3.10	3.36	3.16	3.80	3.26
7	42.800	2.60	2.30	2.82	2.74	2.88	2.84
8	43.000	0.64	0.30	0.40	0.16	0.70	0.40
9	43.000	0.84	0.50	0.70	0.40	0.90	0.40
10	42.859	1.18	1.02	1.08	0.84	1.24	0.94
11	42.434	1.53	1.17	1.65	1.47	1.67	1.47
12	42.010	2.11	2.01	2.21	2.11	2.31	2.09
13	41.586	2.31	2.23	2.55	2.47	2.71	2.57
14	41.162	3.16	3.08	3.12	2.94	3.12	3.10
15	40.737	3.70	3.60	3.72	3.56	3.68	3.56

瑞慶山ダム副ダム作用圧力

流量：30㎥/s

単位〔m〕

測線 / ピエゾ標高		左岸		中央		右岸	
		最大	最小	最大	最小	最大	最小
1	40.400	3.84	3.80	3.88	3.84	3.92	3.86
2	40.800	3.52	3.44	3.84	3.80	3.48	3.44
3	41.200	3.06	3.02	3.04	2.98	3.12	3.04
4	41.600	2.64	2.58	2.66	2.58	2.70	2.64
5	42.000	2.22	2.18	2.22	2.18	2.28	2.24
6	42.400	1.86	1.84	1.84	1.78	1.92	1.84
7	42.800	1.38	1.34	1.36	1.32	1.42	1.42
8	43.000	0.52	0.36	0.22	0.18	0.34	0.22
9	43.000	0.70	0.56	0.68	0.48	0.74	0.64
10	42.859	−0.20	−0.66	−0.40	−0.54	−0.36	−0.46
11	42.434	0.41	0.37	0.53	0.49	0.53	0.47
12	42.010	0.73	0.67	0.81	0.75	0.79	0.75
13	41.586	1.13	1.09	1.05	1.01	1.13	1.07
14	41.162	1.48	1.44	1.62	1.58	1.56	1.54
15	40.737	2.02	1.94	2.04	2.00	2.10	2.06

付表15　　不等流計算結果

（No.1断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=30.00　DWL=40.710

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 1	0.00	30.00	40.710	15.53	0.811	1.931	0.703	1.1000	40.522	0.035	39.300	44.650	45.900	0	0
	2	No. 2	20.00	30.00	40.578	10.21	1.197	2.939	0.783	1.1000	40.313	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
**	3	No. 4	60.00	30.00	41.271	9.66	0.937	3.105	1.000	1.1000	41.271	0.035	39.260	50.100	46.500	−1	0
	4	No. 5	80.00	30.00	41.650	12.09	1.271	2.480	0.632	1.1000	41.036	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	5	No. 6	100.00	30.00	41.960	21.93	1.412	1.368	0.351	1.1000	40.806	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	6	No. 7	120.00	30.00	41.688	9.88	0.920	3.038	1.000	1.1000	41.688	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	7	No. 8	135.57	30.00	42.113	15.14	1.190	1.982	0.583	1.1000	41.636	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	8	No.10	180.00	30.00	42.353	19.66	0.974	1.526	0.481	1.1000	41.573	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	9	No.11	200.00	30.00	42.359	15.92	0.980	1.884	0.598	1.1000	41.835	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	10	No.12	220.00	30.00	42.375	12.93	0.918	2.320	0.763	1.1000	42.184	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	11	No.13	240.00	30.00	42.625	18.01	1.068	1.666	0.509	1.1000	42.002	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	12	No.14	260.00	30.00	42.675	17.55	1.223	1.710	0.493	1.1000	42.056	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
**	13	No.15	280.00	30.00	42.468	9.56	0.903	3.138	1.000	1.1000	42.468	0.035	40.340	49.400	52.900	−1	0
	14	No.16	300.00	30.00	42.970	15.04	1.306	1.994	0.548	1.1000	42.385	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
	15	No.17	320.00	30.00	42.966	12.51	1.103	2.399	0.702	1.1000	42.672	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
	16	No.18	340.00	30.00	43.105	13.16	1.286	2.279	0.593	1.1000	42.594	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表 16　　不等流計算結果

（No.1断面で等流水位を与えた場合）

··· NESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=70.00　DWL=41.280

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 1	0.00	70.00	41.280	26.45	1.248	2.646	0.771	1.1000	41.053	0.035	39.300	44.650	45.900	0	0
**	2	No. 2	20.00	70.00	41.627	18.58	1.275	3.768	1.000	1.1000	41.627	0.035	38.500	45.800	45.900	−1	0
	3	No. 4	60.00	70.00	42.435	27.72	1.239	2.526	0.729	1.1000	42.128	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	4	No. 5	80.00	70.00	42.391	18.74	1.247	3.736	1.000	1.1000	42.391	0.035	38.930	47.310	49.930	−1	0
	5	No. 6	100.00	70.00	43.150	40.64	1.917	1.722	0.383	1.1000	41.699	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	6	No. 7	120.00	70.00	43.007	27.25	1.552	2.569	0.654	1.1000	42.499	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	7	No. 8	135.57	70.00	43.102	28.51	1.687	2.455	0.602	1.1000	42.446	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	8	No.10	180.00	70.00	43.392	39.56	1.614	1.769	0.433	1.1000	42.448	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	9	No.11	200.00	70.00	43.415	37.25	1.469	1.879	0.491	1.1000	42.731	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	10	No.12	220.00	70.00	43.262	25.14	1.462	2.784	0.720	1.1000	42.888	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	11	No.13	240.00	70.00	43.517	32.18	1.683	2.175	0.526	1.1000	42.780	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	12	No.14	260.00	70.00	43.561	31.14	1.610	2.248	0.565	1.1000	42.834	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	13	No.15	280.00	70.00	43.512	25.05	1.230	2.795	0.792	1.1000	43.281	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
	14	No.16	300.00	70.00	43.369	19.19	1.526	3.648	0.911	1.1000	43.251	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
**	15	No.17	320.00	70.00	43.512	17.94	1.385	3.901	1.000	1.1000	43.512	0.035	40.910	50.310	59.080	−1	0
	16	No.18	340.00	70.00	43.867	19.74	1.541	3.547	0.807	1.1000	43.579	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表17

不等流計算結果

（No.1断面で等流水位を与えた場合）

--- RESULT OF CALCULATION ---　　CALCULATION METHOD -1-　　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA-BACK WATER　Q=110.00　DWL=41.800

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 1	0.00	110.00	41.800	37.57	1.489	2.928	0.781	1.1000	41.472	0.035	39.300	44.650	45.900	0	0
**	2	No. 2	20.00	110.00	42.268	27.30	1.498	4.029	1.000	1.1000	42.268	0.035	38.500	45.800	45.900	-1	0
	3	No. 4	60.00	110.00	43.138	43.75	1.612	2.514	0.637	1.1000	42.581	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	4	No. 5	80.00	110.00	42.996	26.52	1.545	4.148	1.000	1.1000	42.996	0.035	38.930	47.310	49.930	-1	0
	5	No. 6	100.00	110.00	43.865	54.06	2.298	2.035	0.411	1.1000	42.341	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	6	No. 7	120.00	110.00	43.713	39.22	1.922	2.805	0.640	1.1000	43.042	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	7	No. 8	135.57	110.00	43.776	39.40	2.059	2.792	0.615	1.1000	43.026	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	8	No.10	180.00	110.00	44.122	56.05	1.947	1.963	0.433	1.1000	42.905	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	9	No.11	200.00	110.00	44.152	54.82	1.949	2.006	0.454	1.1000	43.131	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	10	No.12	220.00	110.00	43.909	35.42	1.827	3.106	0.715	1.1000	43.421	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	11	No.13	240.00	110.00	44.178	43.69	2.054	2.518	0.547	1.1000	43.268	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	12	No.14	260.00	110.00	44.241	43.87	2.010	2.507	0.560	1.1000	43.397	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	13	No.15	280.00	110.00	44.227	38.96	1.635	2.824	0.694	1.1000	43.755	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	14	No.16	300.00	110.00	43.893	24.97	1.779	4.406	1.000	1.1000	43.893	0.035	40.750	54.690	59.640	-1	0
	15	No.17	320.00	110.00	44.210	26.15	1.649	4.207	0.995	1.1000	44.202	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	16	No.18	340.00	110.00	44.240	23.13	1.707	4.756	1.000	1.1000	44.240	0.035	40.930	60.490	63.910	-1	0

付表18　　不等流計算結果

（No.1断面で等流水位を与えた場合）

--- RESULT OF CALCULATION ---　　CALCUATION METHOD -1-　　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA-BACK WATER　Q=150.00　DWL=42.170

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 1	0.00	150.00	42.170	47.03	1.668	3.190	0.804	1.1000	41.887	0.035	39.300	44.650	45.900	0	0
**	2	No. 2	20.00	150.00	42.783	35.63	1.663	4.210	1.000	1.1000	42.783	0.035	38.500	45.800	45.900	-1	0
	3	No. 4	60.00	150.00	43.701	58.87	1.900	2.548	0.595	1.1000	42.952	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	4	No. 5	80.00	150.00	43.495	33.72	1.782	4.448	1.000	1.1000	43.495	0.035	38.930	47.310	49.930	-1	0
	5	No. 6	100.00	150.00	44.445	65.91	2.594	2.276	0.432	1.1000	42.829	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	6	No. 7	120.00	150.00	44.289	50.20	2.234	2.988	0.630	1.1000	43.493	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	7	No. 8	135.57	150.00	44.325	49.15	2.346	3.052	0.627	1.1000	43.482	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	8	No.10	180.00	150.00	44.723	71.42	2.250	2.100	0.429	1.1000	43.290	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	9	No.11	200.00	150.00	44.751	70.35	2.335	2.132	0.438	1.1000	43.478	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	10	No.12	220.00	150.00	44.446	44.78	2.112	3.349	0.715	1.1000	43.870	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	11	No.13	240.00	150.00	44.728	54.29	2.312	2.763	0.564	1.1000	43.688	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	12	No.14	260.00	150.00	44.801	55.09	2.355	2.723	0.558	1.1000	43.837	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	13	No.15	280.00	150.00	44.824	52.24	1.957	2.871	0.646	1.1000	44.151	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	14	No.16	300.00	150.00	44.448	31.64	2.006	4.741	1.000	1.1000	44.448	0.035	40.750	54.690	59.640	-1	0
	15	No.17	320.00	150.00	44.963	36.72	2.009	4.085	0.865	1.1000	44.711	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	16	No.18	340.00	150.00	44.843	28.64	1.928	5.237	1.000	1.1000	44.843	0.035	40.930	60.490	63.910	-1	0

付表 19

不等流計算結果

（No. 2断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYMA−BACK WATER　　Q=30.00　　DWL=40.670

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 2	0.00	30.00	40.670	10.80	1.236	2.777	0.725	1.1000	40.313	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
**	2	No. 4	40.00	30.00	41.271	9.66	0.937	3.105	1.000	1.1000	41.271	0.035	39.260	50.100	46.500	−1	0
	3	No. 5	60.00	30.00	41.650	12.09	1.271	2.480	0.632	1.1000	41.036	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	4	No. 6	80.00	30.00	41.960	21.93	1.412	1.368	0.351	1.1000	40.806	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	5	No. 7	100.00	30.00	41.688	9.88	0.920	3.038	1.000	1.1000	41.688	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	6	No. 8	115.57	30.00	42.113	15.14	1.190	1.982	0.583	1.1000	41.636	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	7	No.10	160.00	30.00	42.353	19.66	0.974	1.526	0.481	1.1000	41.573	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	8	No.11	180.00	30.00	42.359	15.92	0.980	1.884	0.598	1.1000	41.835	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	9	No.12	200.00	30.00	42.375	12.93	0.918	2.320	0.763	1.1000	42.184	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	10	No.13	220.00	30.00	42.625	18.01	1.088	1.666	0.509	1.1000	42.002	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	11	No.14	240.00	30.00	42.675	17.55	1.223	1.710	0.493	1.1000	42.056	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
**	12	No.15	260.00	30.00	42.468	9.56	0.903	3.138	1.000	1.1000	42.468	0.035	40.340	49.400	52.900	−1	0
	13	No.16	280.00	30.00	42.970	15.04	1.306	1.994	0.548	1.1000	42.385	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
	14	No.17	300.00	30.00	42.966	12.51	1.103	2.399	0.702	1.1000	42.672	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
	15	No.18	320.00	30.00	43.105	13.16	1.286	2.279	0.593	1.1000	42.594	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表 20　　不等流計算結果

（No. 2 断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=70.00　　DWL=42.070

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 2	0.00	70.00	42.070	24.42	1.411	2.867	0.732	1.1000	41.672	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
	2	No. 4	40.00	70.00	42.411	27.22	1.226	2.571	0.746	1.1000	42.128	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	3	No. 5	60.00	70.00	42.391	18.74	1.247	3.736	1.000	1.1000	42.391	0.035	38.930	47.310	49.930	−1	0
	4	No. 6	80.00	70.00	43.150	40.64	1.917	1.722	0.383	1.1000	41.699	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	5	No. 7	100.00	70.00	43.007	27.25	1.552	2.569	0.654	1.1000	42.499	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	6	No. 8	115.57	70.00	43.102	28.51	1.687	2.455	0.602	1.1000	42.446	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	7	No.10	160.00	70.00	43.392	39.56	1.614	1.769	0.433	1.1000	42.448	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	8	No.11	180.00	70.00	43.415	37.25	1.469	1.879	0.491	1.1000	42.731	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	9	No.12	200.00	70.00	43.262	25.14	1.462	2.784	0.720	1.1000	42.888	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	10	No.13	220.00	70.00	43.517	32.18	1.683	2.175	0.526	1.1000	42.780	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	11	No.14	240.00	70.00	43.561	31.14	1.610	2.248	0.565	1.1000	42.834	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	12	No.15	260.00	70.00	43.512	25.05	1.230	2.795	0.792	1.1000	43.281	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
	13	No.16	280.00	70.00	43.369	19.19	1.526	3.648	0.911	1.1000	43.251	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
**	14	No.17	300.00	70.00	43.512	17.94	1.385	3.901	1.000	1.1000	43.512	0.035	40.910	50.310	59.080	−1	0
	15	No.18	320.00	70.00	43.867	19.74	1.541	3.547	0.807	1.1000	43.579	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表 21

不等流計算結果

（No. 2断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=110.00　　DWL=42.750

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 2	0.00	110.00	42.750	35.05	1.660	3.139	0.746	1.100	42.268	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
	2	No. 4	40.00	110.00	43.158	44.27	1.622	2.485	0.628	1.100	42.581	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	3	No. 5	60.00	110.00	42.996	26.52	1.545	4.148	1.000	1.100	42.996	0.035	38.930	47.310	49.930	−1	0
	4	No. 6	80.00	110.00	43.865	54.06	2.298	2.035	0.411	1.100	42.341	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	5	No. 7	100.00	110.00	43.713	39.22	1.922	2.805	0.640	1.100	43.042	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	6	No. 8	115.57	110.00	43.776	39.40	2.059	2.792	0.615	1.100	43.026	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	7	No.10	160.00	110.00	44.122	56.05	1.947	1.963	0.433	1.100	42.905	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	8	No.11	180.00	110.00	44.152	54.82	1.949	2.006	0.454	1.100	43.131	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	9	No.12	200.00	110.00	43.909	35.42	1.827	3.106	0.715	1.100	43.421	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	10	No.13	220.00	110.00	44.178	43.69	2.054	2.518	0.547	1.100	43.268	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	11	No.14	240.00	110.00	44.241	43.87	2.010	2.507	0.560	1.100	43.397	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	12	No.15	260.00	110.00	44.227	38.96	1.635	2.824	0.694	1.100	43.755	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	13	No.16	280.00	110.00	43.893	24.97	1.779	4.406	1.000	1.100	43.893	0.035	40.750	54.690	59.640	−1	0
	14	No.17	300.00	110.00	44.210	26.15	1.649	4.207	0.995	1.100	44.202	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	15	No.18	320.00	110.00	44.240	23.13	1.707	4.756	1.000	1.100	44.240	0.035	40.930	60.490	63.910	−1	0

付表22　　不等流計算結果

（No.2断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=150.00　DWL 43.030

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 2	0.00	150.00	43.030	40.33	1.699	3.719	0.880	1.1000	42.783	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
	2	No. 4	40.00	150.00	43.668	57.92	1.883	2.590	0.608	1.1000	42.952	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
**	3	No. 5	60.00	150.00	43.495	33.72	1.782	4.448	1.000	1.1000	43.495	0.035	38.930	47.310	49.930	−1	0
	4	No. 6	80.00	150.00	44.445	65.91	2.594	2.276	0.432	1.1000	42.829	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	5	No. 7	100.00	150.00	44.289	50.20	2.234	2.988	0.630	1.1000	43.493	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	6	No. 8	115.57	150.00	44.325	49.15	2.346	3.052	0.627	1.1000	43.482	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	7	No.10	160.00	150.00	44.723	71.42	2.250	2.100	0.429	1.1000	43.290	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	8	No.11	180.00	150.00	44.751	70.35	2.335	2.132	0.438	1.1000	43.478	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	9	No.12	200.00	150.00	44.446	44.78	2.112	3.349	0.715	1.1000	43.870	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	10	No.13	220.00	150.00	44.728	54.29	2.312	2.763	0.564	1.1000	43.688	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	11	No.14	240.00	150.00	44.800	55.09	2.355	2.723	0.558	1.1000	43.837	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	12	No.15	260.00	150.00	44.824	52.24	1.957	2.871	0.646	1.1000	44.151	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	13	No.16	280.00	150.00	44.448	31.64	2.006	4.741	1.000	1.1000	44.448	0.035	40.750	54.690	59.640	−1	0
	14	No.17	300.00	150.00	44.963	36.72	2.009	4.085	0.865	1.1000	44.711	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	15	No.18	320.00	150.00	44.843	28.64	1.928	5.237	1.000	1.1000	44.843	0.035	40.930	60.490	63.910	−1	0

付表 23　　不等流計算結果

（No.5断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CACULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=30.00　　DWL=41.580

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 5	0.00	30.00	41.560	11.61	1.267	2.583	0.657	1.1000	41.036	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	2	No. 6	20.00	30.00	41.919	21.41	1.396	1.401	0.362	1.1000	40.806	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
**	3	No. 7	40.00	30.00	41.688	9.87	0.920	3.038	1.000	1.1000	41.688	0.035	39.880	54.450	49.080	−1	0
	4	No. 8	55.57	30.00	41.113	15.14	1.190	1.982	0.583	1.1000	41.636	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	5	No.10	100.00	30.00	42.353	19.66	0.974	1.526	0.481	1.1000	41.573	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	6	No.11	120.00	30.00	42.359	15.92	0.980	1.884	0.598	1.1000	41.835	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	7	No.12	140.00	30.00	42.375	12.93	0.918	2.320	0.763	1.1000	42.184	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	8	No.13	160.00	30.00	42.625	18.01	1.088	1.666	0.509	1.1000	42.002	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	9	No.14	180.00	30.00	42.675	17.55	1.223	1.710	0.493	1.1000	42.056	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
**	10	No.15	200.00	30.00	42.468	9.56	0.903	3.138	1.000	1.1000	42.468	0.035	40.340	49.400	52.900	−1	0
	11	No.16	220.00	30.00	42.970	15.04	1.306	1.994	0.548	1.1000	42.385	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
	12	No.17	240.00	30.00	42.966	12.51	1.103	2.399	0.702	1.1000	42.672	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
	13	No.18	260.00	30.00	43.105	13.16	1.286	2.279	0.593	1.1000	42.594	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表24　　不等流計算結果

（No.5断面で等流水位を与えた場合）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA−BACK WATER　Q=70.00　　DWL=42.800

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 5	0.00	70.00	42.800	23.68	1.450	2.932	0.729	1.1000	42.391	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	2	No. 6	20.00	70.00	43.202	41.57	1.945	1.684	0.371	1.1000	41.699	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	3	No. 7	40.00	70.00	43.072	28.29	1.587	2.475	0.623	1.1000	42.499	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	4	No. 8	55.57	70.00	43.153	29.29	1.716	2.390	0.581	1.1000	42.446	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	5	No.10	100.00	70.00	43.422	40.21	1.633	1.741	0.424	1.1000	42.448	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	6	No.11	120.00	70.00	43.445	37.92	1.489	1.846	0.479	1.1000	42.731	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	7	No.12	140.00	70.00	43.298	25.68	1.483	2.726	0.700	1.1000	42.888	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	8	No.13	160.00	70.00	43.536	32.49	1.695	2.154	0.519	1.1000	42.780	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	9	No.14	180.00	70.00	43.579	31.45	1.618	2.226	0.558	1.1000	42.834	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	10	No.15	200.00	70.00	43.533	25.42	1.242	2.753	0.776	1.1000	43.281	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
	11	No.16	220.00	70.00	43.384	19.35	1.534	3.617	0.900	1.1000	43.251	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
**	12	No.17	240.00	70.00	43.512	17.94	1.385	3.901	1.000	1.1000	43.512	0.035	40.910	50.310	59.080	−1	0
	13	No.18	260.00	70.00	43.867	19.74	1.541	3.547	0.807	1.1000	43.579	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表 25

不等流計算結果

（ No. 5 断面で等流水位を与えた場合 ）

--- RESULT OF CALCULATION ---　　CALCULATION METHOD -1-　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA-BACK WATER　Q=110.00　　DWL=43.470

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 5	0.00	110.00	43.470	33.35	1.770	3.299	0.744	1.1000	42.996	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	2	No. 6	20.00	110.00	43.938	55.51	2.336	1.982	0.397	1.1000	42.341	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	3	No. 7	40.00	110.00	43.804	40.89	1.972	2.690	0.605	1.1000	43.042	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	4	No. 8	55.57	110.00	43.854	40.74	2.101	2.700	0.589	1.1000	43.026	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	5	No.10	100.00	110.00	44.171	57.25	1.966	1.921	0.422	1.1000	42.905	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	6	No.11	120.00	110.00	44.199	56.02	1.978	1.964	0.441	1.1000	43.131	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	7	No.12	140.00	110.00	43.973	36.49	1.862	3.014	0.688	1.1000	43.421	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	8	No.13	160.00	110.00	44.216	44.39	2.072	2.478	0.536	1.1000	43.268	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	9	No.14	180.00	110.00	44.276	44.56	2.032	2.469	0.548	1.1000	43.397	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	10	No.15	200.00	110.00	44.265	39.75	1.656	2.767	0.676	1.1000	43.755	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	11	No.16	220.00	110.00	43.893	24.97	1.779	4.406	1.000	1.1000	43.893	0.035	40.750	54.690	59.640	-1	0
	12	No.17	240.00	110.00	44.210	26.15	1.649	4.207	0.995	1.1000	44.202	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	13	No.18	260.00	110.00	44.240	23.13	1.707	4.756	1.000	1.1000	44.240	0.035	40.930	60.490	63.910	-1	0

付表 26　　不等流計算結果

（No.5 断面で等流水位を与えた場合）

--- RESULT OF CALCULATION ---　　CALCULATION METHOD -1-　CONDUIT FORM No.1　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA-BACK WATER　Q=150.00　DWL=44.000

	No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
	1	No. 5	0.00	150.00	44.000	41.76	2.017	3.592	0.760	1.1000	43.495	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
	2	No. 6	20.00	150.00	44.527	67.66	2.635	2.217	0.418	1.1000	42.829	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
	3	No. 7	40.00	150.00	44.389	52.19	2.287	2.874	0.598	1.1000	43.493	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
	4	No. 8	55.57	150.00	44.416	50.84	2.393	2.951	0.600	1.1000	43.482	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
	5	No.10	100.00	150.00	44.780	72.94	2.285	2.056	0.417	1.1000	43.290	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
	6	No.11	120.00	150.00	44.806	71.81	2.370	2.069	0.426	1.1000	43.478	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
	7	No.12	140.00	150.00	44.523	46.20	2.153	3.247	0.687	1.1000	43.870	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
	8	No.13	160.00	150.00	44.777	55.28	2.335	2.714	0.551	1.1000	43.688	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
	9	No.14	180.00	150.00	44.844	56.01	2.381	2.678	0.545	1.1000	43.837	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
	10	No.15	200.00	150.00	44.869	53.33	1.981	2.813	0.629	1.1000	44.151	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
**	11	No.16	220.00	150.00	44.448	31.64	2.006	4.741	1.000	1.1000	44.448	0.035	40.750	54.690	59.640	-1	0
	12	No.17	240.00	150.00	44.963	36.72	2.009	4.085	0.865	1.1000	44.711	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
**	13	No.18	260.00	150.00	44.843	28.64	1.928	5.237	1.000	1.1000	44.843	0.035	40.930	60.490	63.910	-1	0

付表 27

不等流計算結果

（ No. 0 断面での水位を No. 1 断面で与えた場合 ）

··· RESULT OF CALCULATION ···　　CALCULATION METHOD −1−　　CONDUIT FORM No.1　　MANNING=0.0350

ZUKEYAMA-BACK WATER　Q=290.00　　DWL=48.720

No.	NAME	L	Q	H	A	R	V	FR	ALP	HC	N	HM	HL	HR	IA	ICA
1	No. 1	0.00	290.00	48.720	299.68	6.635	0.968	0.121	1.1000	42.873	0.035	39.300	44.650	45.900	0	0
2	No. 2	20.00	290.00	48.667	207.90	5.514	1.395	0.185	1.1000	43.960	0.035	38.500	45.800	45.900	0	0
3	No. 4	60.00	290.00	48.712	255.18	4.791	1.136	0.167	1.1000	43.936	0.035	39.260	50.100	46.500	0	0
4	No. 5	80.00	290.00	48.658	188.02	3.610	1.542	0.256	1.1000	44.971	0.035	38.930	47.310	49.930	0	0
5	No. 6	100.00	290.00	48.637	169.24	5.038	1.714	0.229	1.1000	44.037	0.035	39.350	46.030	50.650	0	0
6	No. 7	120.00	290.00	48.617	155.73	4.465	1.862	0.267	1.1000	44.687	0.035	39.880	54.450	49.080	0	0
7	No. 8	135.57	290.00	48.623	154.61	4.341	1.876	0.278	1.1000	44.735	0.035	39.810	50.000	50.000	0	0
8	No.10	180.00	290.00	48.725	200.00	4.047	1.450	0.221	1.1000	44.370	0.035	39.760	49.160	50.390	0	0
9	No.11	200.00	290.00	48.730	198.02	4.471	1.465	0.214	1.1000	44.456	0.035	40.010	55.450	54.060	0	0
10	No.12	220.00	290.00	48.627	141.72	4.009	2.046	0.310	1.1000	45.104	0.035	40.200	54.610	57.390	0	0
11	No.13	240.00	290.00	48.685	157.10	4.212	1.846	0.276	1.1000	44.914	0.035	40.380	53.700	50.050	0	0
12	No.14	260.00	290.00	48.694	155.33	3.947	1.867	0.293	1.1000	44.951	0.035	40.470	49.290	52.520	0	0
13	No.15	280.00	290.00	48.737	169.03	3.730	1.716	0.277	1.1000	45.216	0.035	40.340	49.400	52.900	0	0
14	No.16	300.00	290.00	48.364	91.12	3.423	3.183	0.488	1.1000	45.882	0.035	40.750	54.690	59.640	0	0
15	No.17	320.00	290.00	48.574	108.77	3.495	2.666	0.430	1.1000	46.112	0.035	40.910	50.310	59.080	0	0
16	No.18	340.00	290.00	47.868	62.98	2.732	4.604	0.717	1.1000	46.689	0.035	40.930	60.490	63.910	0	0

付表28　下流河道水面形

Q＝290㎥/s

〔EL.m〕

	測点(m)	−21.0	−18.0	−15.0	−12.0	−9.0	−6.0	−3.0	℄ 0	3.0	6.0	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0
No.17	平均				49.50	49.32	49.54	49.60	49.60	49.60	49.44	49.50	49.40				
	最高				50.20	50.00	50.20	50.20	50.20	50.20	50.20	50.10	49.90				
No.16	平均				49.64	49.54	49.62	49.70	49.58	49.48	49.54	49.64					
	最高				50.20	49.80	50.20	50.02	49.82	49.80	50.02	50.20					
No.15	平均			49.52	49.58	49.60	49.58	49.38	49.62	49.40	49.46	49.50	49.62	49.52	49.70		
	最高			49.74	49.74	49.80	49.78	49.80	49.80	49.80	49.78	49.70	49.78	49.80	50.00		
No.14	平均				49.40	49.38	49.42	49.40	49.38	49.20	49.60	49.70	49.56	49.62	49.72		
	最高				49.78	49.66	49.64	49.70	49.78	49.74	49.76	49.84	49.70	49.84	50.00		
No.13	平均			49.40	49.26	49.30	49.16	49.26	49.20	49.20	49.30	49.40	49.48	49.50	49.90		
	最高			49.70	49.52	49.48	49.52	49.42	49.48	49.40	49.50	49.56	49.60	49.94	50.02		
No.12	平均				49.42	49.44	49.40	49.32	49.40	49.40	49.30	49.20	49.10	49.12			
	最高				49.70	49.70	49.60	49.62	49.60	49.60	49.56	49.50	49.48	49.40			
No.11	平均				49.60	49.36	49.34	49.48	49.44	49.48	49.48	49.18	49.02	49.30	49.20	49.20	49.20
	最高				49.82	49.76	49.78	49.62	49.58	49.60	49.58	49.56	49.42	49.44	49.40	49.42	49.42
No.10	平均				49.00	48.90	48.90	49.04	48.84	48.90	49.08	48.90	49.04	49.00	49.02	49.06	49.20
	最高				49.10	49.10	49.22	49.22	49.06	49.14	49.26	49.20	49.22	49.12	49.10	49.10	49.28
No. 9	平均	48.92	48.40	48.60	49.00	49.00	48.94	49.18	49.12	49.12	49.04	49.14	49.02	49.10			
	最高	48.98	48.68	48.90	49.18	49.22	49.22	49.20	49.26	49.34	49.28	49.20	49.24	49.30			
No. 8	平均				48.58	48.62	48.66	48.48	48.60	48.80	48.92	49.06	49.20	49.12	49.08		
	最高				48.80	48.84	48.72	48.80	48.82	49.00	49.16	49.22	49.30	49.36	49.20		
No. 7	平均				48.50	48.34	48.50	48.32	48.58	48.62	48.64	48.60	48.62	48.78			
	最高				48.70	48.84	48.70	48.56	48.78	48.74	48.78	48.78	48.88	48.96			

※測点は河道横断中心線を基準とし右岸に（正），左岸に（負）としている。

付表29　下流河道水面形

Q＝110㎥/s

〔EL.m〕

	測点(m)	−21.0	−18.0	−15.0	−12.0	−9.0	−6.0	−3.0	℄ 0	3.0	6.0	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0
No17	平均						44.64	44.70	44.70	44.76	44.80						
	最高						44.90	44.96	45.10	45.20	45.22						
No16	平均						44.60	44.64	44.64	44.60							
	最高						44.84	44.90	44.86	44.90							
No15	平均					44.56	44.42	44.50	44.64	44.68	44.72	44.72	44.72				
	最高					44.72	44.60	44.68	44.86	44.92	44.90	44.84	45.08				
No14	平均						44.22	44.14	44.26	44.44	44.60	44.64	44.72				
	最高						44.58	44.56	44.50	44.68	44.84	44.86	45.18				
No13	平均					44.50	44.50	44.48	44.50	44.46	44.46	44.48					
	最高					44.80	44.58	44.70	44.62	44.60	44.60	44.66					
No12	平均						44.64	44.56	44.58	44.48	44.30	44.06					
	最高						44.74	44.70	44.70	44.60	44.52	44.44					
No11	平均						44.62	44.64	44.60	44.48	44.46	44.34	44.28	44.26			
	最高						44.80	44.78	44.70	44.64	44.58	44.52	44.46	44.48			
No10	平均						44.24	44.20	44.10	44.08	44.10	44.16	44.26	44.18	44.20		
	最高						44.38	44.26	44.26	44.26	44.32	44.30	44.38	44.40	44.36		
No 9	平均					43.68	43.76	44.02	44.02	44.12	44.08	44.20	44.20				
	最高					44.02	44.02	44.22	44.20	44.32	44.38	44.24	44.30				
No 8	平均						43.80	43.82	43.86	43.92	44.00	44.08					
	最高						44.22	44.12	44.20	44.16	44.20	44.14					
No 7	平均						43.80	43.78	43.70	43.70	43.62	43.74					
	最高						43.96	43.92	43.90	43.90	43.82	43.98					

※測点は河道横断中心線を基準とし右岸に（正），左岸に（負）としている。

付表30　下流河道水面形

Q＝30㎥/s

〔EL.m〕

	測点(m)	−21.0	−18.0	−15.0	−12.0	−9.0	−6.0	−3.0	℄ 0	3.0	6.0	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0
No.17	平均							42.90	42.96	43.04							
	最高							42.96	43.06	43.12							
No.16	平均							42.90	42.82	42.82							
	最高							43.00	42.98	43.00							
No.15	平均						43.02	42.88	42.78	42.92	42.92						
	最高						43.12	42.98	42.90	42.98	43.04						
No.14	平均								42.28	42.36	42.34						
	最高								42.40	42.48	42.46						
No.13	平均							42.30	42.20	42.32	42.40						
	最高							42.40	42.38	42.38	42.46						
No.12	平均							42.32	42.22	42.32	42.36						
	最高							42.40	42.34	42.40	42.44						
No.11	平均							42.48	42.36	42.24	42.24						
	最高							42.52	42.38	42.30	42.28						
No.10	平均							42.12	42.20	42.26	42.30	42.22	42.22				
	最高							42.16	42.32	42.32	42.34	42.28	42.38				
No. 9	平均					41.98	41.92	42.04	42.18	42.16	42.20	42.24	42.22				
	最高					42.08	42.06	42.18	42.22	42.20	42.26	42.28	42.28				
No. 8	平均							42.06	41.90	41.94	42.10						
	最高							42.14	42.02	42.10	42.28						
No. 7	平均							41.70	41.68	41.76	42.04						
	最高							41.72	41.84	41.80	42.10						

※測点は河道横断中心線を基準とし右岸（正），左岸に（負）としている。

付表31　　下流河道流速

Q＝290m³/s

No.17

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速							0.2	−1.50	0.2	2.33	0.2	3.12	0.2	4.13	0.2	4.17	0.2	2.09	0.2	−1.01	0.2	−1.37						
									2.2	−1.00	2.2	3.29	2.2	3.58	2.2	4.15	2.2	−1.27	2.2	−1.16								
											4.2	3.44	4.2	3.97	4.2	4.49	4.2	−1.01										
											6.2	4.13	6.2	4.53	6.2	4.03												
													8.2	3.26	7.0	2.99												

No.15

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速			0.2	2.50	0.2	2.91	0.2	2.99	0.2	2.64	0.2	3.45	0.2	2.45	0.2	1.20	0.2	0.66	0.2	0.54	0.2	0.92	0.2	−0.62				
					2.2	3.10	2.2	3.12	2.2	2.82	2.2	3.00	2.2	2.39	2.2	1.20	2.2	0.42	2.2	1.09	2.2	0.45	2.2	−0.70				
							4.2	3.26	4.2	3.31	4.2	3.46	4.2	2.55	4.2	1.22	4.2	0.51	4.2	0.54	4.2	−0.80	3.2	−0.76				
									6.2	3.90	6.2	3.39	6.2	2.33	6.2	1.65	6.2	1.10	5.2	0.70								
													8.2	2.53	8.2	1.04												

No.13

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速					0.2	−0.81	0.2	−0.57	0.2	1.39	0.2	2.54	0.2	2.99	0.2	3.16	0.2	3.55	0.2	2.72	0.2	3.18	0.2	2.11				
					2.2	−0.73	2.2	−0.43	2.2	1.61	2.2	2.22	2.2	2.59	2.2	2.79	2.2	3.11	2.2	3.02	2.2	2.73						
					3.3	−0.68	4.2	−0.65	4.2	0.51	4.2	1.37	4.2	1.81	4.2	1.97	4.2	2.82	4.2	2.84								
									6.2	0.74	6.2	0.83	6.2	1.14	6.2	1.53	6.2	2.50	6.2	2.69								
											8.2	0.45	8.2	1.09	7.2	1.39												

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　　v：流速(m/s)

付表32　下流河道流速

Q＝290m³/s

No 11

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
					0.2	0.32	0.2	0.44	0.2	0.75	0.2	1.27	0.2	2.01	0.2	1.72	0.2	3.42	0.2	3.55	0.2	2.38	0.2	−0.57	0.2	−0.51	0.2	−0.71
							2.2	0.42	2.2	1.09	2.2	1.74	2.2	2.52	2.2	2.45	2.2	3.22	2.2	3.25	2.2	1.83	2.2	−0.57	2.2	−0.56		
流							3.2	0.93	4.2	0.94	4.2	1.59	4.2	1.88	4.2	2.10	4.2	2.13	4.2	2.75	4.2	1.82	4.2	−0.55	4.2	−0.60		
速									5.2	0.95	6.2	1.29	6.2	1.78	6.2	1.44	6.2	1.79	6.2	2.16	6.2	1.54	0.2	−0.51				
											8.2	0.59	8.2	1.45	8.2	1.57												

No 9

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
	0.2	2.10	0.2	1.50	0.2	3.50	0.2	4.23	0.2	3.09	0.2	2.24	0.2	1.12	0.2	0.97	0.2	0.69	0.2	−1.06	0.2	−0.46	0.2	−0.67				
			2.2	1.81	2.2	3.59	2.2	3.76	2.2	2.74	2.2	2.02	2.2	1.04	2.2	0.79	2.2	0.61	2.2	−0.51	2.2	−0.39	2.2	−0.66				
流					4.2	3.11	4.2	3.04	4.2	1.95	4.2	1.43	4.2	1.32	4.2	0.65	4.2	0.58	4.2	−0.47	4.2	−0.49						
速							6.2	2.49	6.2	2.34	6.2	1.35	6.2	1.20	6.2	0.66	6.2	0.40	6.2	−0.56	6.2	−0.88						
									8.2	1.46	8.2	1.80	8.2	0.71	8.2	0.68	8.2	0.49	8.2	−0.66	7.2	−0.81						
													9.2	0.99														

No 7

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
							0.2	−1.05	0.2	−0.89	0.2	1.86	0.2	2.34	0.2	3.28	0.2	3.90	0.2	3.86	0.2	3.65						
							2.2	−0.87	2.2	−0.93	2.2	1.28	2.2	2.70	2.2	3.02	2.2	3.88	2.2	2.96	2.2	3.67						
流							3.2	−1.22	4.2	−0.91	4.2	1.01	4.2	2.66	4.2	3.60	4.2	3.38	4.2	3.25	4.2	3.20						
速									5.2	−0.88	6.2	0.82	6.2	2.28	6.2	2.86	6.2	2.73										
											7.2	1.02	8.2	1.99	7.2	2.81												

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　　v：流速（m/s）

付表33　下流河道流速

Q＝110m³/s

No.17

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速									0.2	2.74	0.2	3.61	0.2	3.43	0.2	3.21	0.2	2.36										
											1.2	3.17	1.2	3.33	1.2	2.87												
											2.2	2.71	2.2	3.33	2.2	2.97												
													3.2	2.89														

No.15

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速							0.2	2.27	0.2	3.57	0.2	4.19	0.2	3.76	0.2	1.83	0.2	−0.34	0.2	−0.57								
									1.2	3.48	1.2	3.53	1.2	3.73	1.2	2.14	1.2	−0.31									
													2.2	3.66	2.2	2.05												
													3.2	3.35	3.2	1.63												
													4.2	2.54														

No.13

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速									0.2	0.40	0.2	1.33	0.2	2.08	0.2	3.08	0.2	3.12	0.2	3.08								
									1.2	0.78	1.2	1.08	1.2	2.38	1.2	2.97	1.2	2.95	1.2	2.43								
											2.2	1.39	2.2	1.75	2.2	2.73	2.2	2.51										
											3.2	0.93	3.2	1.78														
											4.2	0.34																

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　　v：流速(m/s)

付表34　下流河道流速

Q＝110m³/s

No.11

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速									0.2	0.30	0.2	0.60	0.2	1.25	0.2	1.75	0.2	1.89	0.2	2.48	0.2	2.04	0.2	0.39				
									1.2	0.22	1.2	0.61	1.2	2.03	1.2	2.23	1.2	2.38	1.2	3.06	1.2	1.02						
											2.2	0.73	2.2	2.13	2.2	2.04	2.2	2.34										
											3.2	0.82	3.2	1.77	3.2	1.67												
													4.2	1.25														

No.9

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速							0.2	3.14	0.2	3.46	0.2	2.37	0.2	1.86	0.2	0.95	0.2	−0.55	0.2	−0.72	0.2	−0.58						
							1.2	2.86	1.2	2.73	1.2	1.81	1.2	2.28	1.2	1.58	1.2	−0.90	1.2	−0.79	1.2	−0.82						
									2.2	3.36	2.2	1.94	2.2	1.78	2.2	1.41	2.2	−0.57	2.2	−0.80	2.2	−1.04						
									3.2	1.58	3.2	1.98	3.2	1.66	3.2	0.86	3.2	−0.99	3.2	0.72								
											4.2	1.29	4.2	1.38														

No.7

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速									0.2	0.45	0.2	2.12	0.2	3.20	0.2	3.33	0.2	3.95	0.2	2.87								
									1.2	0.54	1.2	1.89	1.2	2.21	1.2	3.20	1.2	3.49										
											2.2	1.58	2.2	2.47	2.2	2.88												
													3.2	2.73														

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　　v：流速（m/s）

付表36　下流河道流速

Q＝30m³/s

No.17

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速											0.2	2.75	0.2	2.43	0.2	2.67												
													1.2	1.89														

No.15

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速											0.2	1.63	0.2	2.75	0.2	1.82												
											1.2	0.96	1.2	2.45	1.2	1.41												
													2.2	2.08	2.2	0.43												

No.13

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速											0.2	1.19	0.2	3.53	0.2	3.27												
											1.2	1.18	1.2	3.73	1.2	2.08												

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　v：流速(m/s)

付表37　下流河道流速

Q＝30m³/s

No 11

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速											0.2	1.25	0.2	2.86	0.2	2.14												
											1.2	0.74	1.2	2.84	1.2	0.73												

No 9

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速									0.2	2.55	0.2	2.38	0.2	0.57	0.2	0.69	0.2	−0.31	0.2	−0.58	0.2	−0.67						
											1.2	2.25	1.2	0.47	1.2	0.37	1.2	−0.42	1.2	−0.49								
													2.2	1.23														

No 7

C(m)	−18.0		−15.0		−12.0		−9.0		−6.0		−3.0		0 ℄		3.0		6.0		9.0		12.0		15.0		18.0		21.0	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
流速											0.2	2.07	0.2	3.71	0.2	2.79												
													1.2	2.90														

C：河道中心より右岸方向を正とした場合の測線位置　　H：河床から測点迄の鉛直距離(m)　　v：流速(m/s)

付表 38　CASE－1 デフレクター無，バッフルピア無

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65 m³/s		G=80%, Q=13.25 m³/s		G=50%, Q=8.6 m³/s	
0	49.31	50.20	49.33	50.50	48.71	50.62
1	49.29	49.78	49.16	49.38	48.49	48.85
2	49.26	49.80	49.16	49.41	48.38	48.94
3	49.27	49.83	49.08	49.33	48.49	48.82
4	49.38	50.17	49.22	49.41	48.46	49.05
5	49.36	49.89	49.30	49.61	48.88	49.30
6	49.47	49.94	49.44	49.92	49.16	49.55
7	49.66	50.22	49.50	50.17	49.10	49.72
8	49.75	50.39	49.50	50.20	49.05	49.86
9	49.44	50.00	49.16	50.08	48.88	49.52
10	49.10	49.58	48.88	49.61	48.26	48.94
11	48.68	48.99	48.60	48.91	48.10	48.77
12	48.94	49.47	48.88	49.22	48.21	48.82
13	48.96	49.38	48.88	49.13	48.29	48.71

付表 39　CASE－2 デフレクター無，バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.5D，長さ＝D）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65 m³/s		G=80%, Q=13.25 m³/s		G=50%, Q=8.6 m³/s	
0	49.33	50.45	49.27	50.22	48.54	49.66
1	49.33	50.11	49.13	49.80	48.46	48.68
2	49.27	49.83	49.08	49.78	48.52	48.68
3	49.22	49.66	49.10	49.66	48.52	48.68
4	49.38	50.11	49.19	49.66	48.57	48.74
5	49.47	50.22	49.24	50.00	48.63	48.85
6	49.50	50.17	49.38	50.06	48.68	48.99
7	49.55	50.11	49.33	49.89	48.77	48.88
8	49.83	50.11	49.33	49.92	48.66	48.94
9	49.50	50.03	49.16	49.78	48.40	48.77
10	49.16	49.89	48.77	49.50	48.12	48.38
11	48.66	49.50	48.66	49.22	48.26	48.57
12	48.77	50.06	48.88	49.50	48.29	48.46
13	48.94	49.94	48.91	49.27	48.29	48.43

付表 40　CASE−6 デフレクター（1.5D），バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.5D，長さ＝D）

距離 (m)	減勢池水位 (EL. m)					
	G=100%，Q=14.65 m³/s		G=80%，Q=13.25 m³/s		G=50%，Q=8.6 m³/s	
0	49.24	49.69	49.30	50.17	48.60	49.27
1	49.27	49.47	49.27	49.64	48.57	48.94
2	49.27	49.44	49.33	49.66	48.46	48.80
3	49.24	49.52	49.22	49.52	48.60	48.99
4	49.30	49.55	49.13	49.38	48.54	48.85
5	49.10	49.41	49.10	49.58	48.29	48.57
6	49.10	49.36	48.80	49.22	48.24	48.49
7	48.99	49.55	48.91	49.27	48.29	48.57
8	48.88	49.24	48.82	49.24	48.24	48.49
9	48.99	49.16	48.88	49.19	48.26	48.49
10	49.02	49.19	48.88	49.13	48.26	48.46
11	48.94	49.16	48.85	49.22	48.32	48.43
12	48.94	49.10	48.91	49.08	48.29	48.49
13	48.96	49.19	48.91	49.22	48.32	48.43

付表 41　CASE−3 デフレクター（1.5D），バッフルピア無

距離 (m)	減勢池水位 (EL. m)					
	G=100%，Q=14.65 m³/s		G=80%，Q=13.25 m³/s		G=50%，Q=8.6 m³/s	
0	49.16	49.78	49.27	49.94	49.10	50.56
1	49.22	49.50	49.10	49.52	48.82	49.50
2	49.13	49.30	49.13	49.50	48.71	49.38
3	49.10	49.30	49.13	49.41	48.82	49.44
4	49.16	49.41	49.08	49.44	48.63	49.33
5	48.96	49.19	48.99	49.38	48.15	48.99
6	48.96	49.16	48.71	49.36	48.21	48.66
7	48.94	49.16	48.77	49.10	48.15	48.71
8	48.85	48.96	48.85	49.16	48.21	48.71
9	48.88	49.05	48.82	49.22	48.24	48.54
10	48.91	49.08	48.80	49.22	48.21	48.52
11	48.94	49.05	48.80	49.10	48.32	48.52
12	48.94	49.08	48.77	49.08	48.24	48.49
13	48.94	49.10	48.82	49.10	48.24	48.46

付表 42　CASE－4　デフレクター（0.5D），バッフルピア無

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65m³/s		G=80%, Q=13.25m³/s		G=50%, Q=8.6m³/s	
0	49.33	50.39	49.44	50.95	49.24	51.40
1	49.33	49.72	49.22	49.89	48.85	50.17
2	49.30	49.66	49.22	49.78	48.88	49.89
3	49.33	49.72	49.22	49.89	48.99	49.94
4	49.38	49.72	49.30	50.00	49.10	50.00
5	49.22	49.52	49.33	50.11	49.16	50.03
6	49.24	49.64	49.22	50.00	48.96	49.86
7	49.16	49.36	49.10	49.61	48.54	49.33
8	49.13	49.27	48.82	49.36	48.26	49.16
9	48.94	49.16	48.77	49.19	48.26	49.22
10	48.94	49.10	48.82	49.22	48.24	48.94
11	48.99	49.16	48.88	49.30	48.29	48.77
12	48.96	49.13	48.85	49.16	48.26	48.40
13	48.99	49.19	48.82	49.16	48.26	48.63

付表 43　CASE－5　デフレクター（D），バッフルピア無

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65m³/s		G=80%, Q=13.25m³/s		G=50%, Q=8.6m³/s	
0	49.22	49.52	49.36	51.12	48.94	50.62
1	49.19	49.55	49.30	49.83	48.91	49.94
2	49.19	49.50	49.33	49.72	48.88	49.83
3	49.16	49.50	49.22	49.61	48.80	49.64
4	49.16	49.50	49.22	49.58	48.77	49.41
5	49.08	49.38	49.13	49.36	48.68	49.38
6	49.02	49.33	48.94	49.13	48.26	48.82
7	48.99	49.27	48.80	49.13	48.15	48.80
8	48.91	49.19	48.82	49.27	48.18	48.94
9	48.88	49.08	48.82	49.24	48.29	48.60
10	48.94	49.10	48.77	49.10	48.15	48.49
11	48.94	49.08	48.85	49.19	48.24	48.52
12	48.91	49.08	48.88	49.19	48.21	48.52
13	48.91	49.05	48.85	49.16	48.21	48.54

付表 44　CASE−7　デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅0.5D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%，Q=14.65 m³/s		G=80%，Q=13.25 m³/s		G=50%，Q=8.6 m³/s	
0	49.22	49.86	49.22	50.11	48.52	49.44
1	49.22	49.44	49.22	49.66	48.49	48.82
2	49.19	49.44	49.19	49.66	48.43	48.71
3	49.22	49.47	49.24	49.55	48.52	48.66
4	49.22	49.52	49.19	49.72	48.40	48.66
5	49.16	49.51	49.22	49.66	48.32	48.57
6	49.16	49.38	49.05	49.50	48.18	48.60
7	49.13	49.44	48.66	49.16	48.10	48.40
8	48.88	49.22	48.80	49.16	48.10	48.38
9	48.85	49.19	48.74	49.10	47.79	48.35
10	48.88	49.22	48.82	49.19	48.18	48.35
11	48.94	49.19	48.88	49.16	48.18	48.49
12	48.91	49.13	48.88	49.10	48.18	48.32
13	48.91	49.24	48.85	49.13	48.15	48.29

付表 45　CASE−8　デフレクター（D），バッフルピア（高さ1.5D，幅0.5D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%，Q=14.65 m³/s		G=80%，Q=13.25 m³/s		G=50%，Q=8.6 m³/s	
0	49.24	49.75	49.27	50.11	48.54	49.83
1	49.22	49.66	49.22	49.61	48.49	48.74
2	49.24	49.50	49.22	49.61	48.49	48.77
3	49.24	49.41	49.16	49.58	48.46	48.71
4	49.24	49.69	49.10	49.50	48.46	48.68
5	49.16	49.66	48.88	49.19	48.38	48.63
6	49.08	49.83	48.82	49.10	48.26	48.46
7	49.08	50.03	48.80	49.33	48.18	48.40
8	48.99	49.66	48.74	49.16	48.15	48.32
9	48.96	49.19	48.80	49.02	48.18	48.32
10	48.94	49.36	48.82	48.96	48.26	48.35
11	48.99	49.30	48.80	49.05	48.21	48.35
12	48.99	49.36	48.87	48.96	48.21	48.35
13	48.96	49.33	48.80	49.02	48.21	48.32

付表 46　CASE－9　デフレクター（D），バッフルピア（位置6D，高さD，幅0.5D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%，Q=14.65m³/s		G=80%，Q=13.25m³/s		G=50%，Q=8.6m³/s	
0			49.27	50.06		
1			49.19	49.66		
2			49.16	49.61		
3			49.16	49.80		
4			49.22	49.92		
5			49.13	49.82		
6			48.88	49.41		
7			48.85	49.47		
8			48.71	49.30		
9			48.71	49.30		
10			48.82	49.24		
11			48.77	49.13		
12			48.80	49.16		
13			48.80	49.13		

付表 47　CASE－10　デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅3D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%，Q=14.65m³/s		G=80%，Q=13.25m³/s		G=50%，Q=8.6m³/s	
0			49.19	50.45		
1			49.02	49.75		
2			48.99	49.66		
3			48.96	49.50		
4			49.13	49.75		
5			49.16	49.89		
6			49.22	50.11		
7			49.10	49.89		
8			48.94	49.80		
9			48.71	49.52		
10			48.71	49.24		
11			48.94	49.38		
12			48.91	49.22		
13			48.91	49.24		

付表48　CASE－11　デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅1.5D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G＝100%，Q＝14.65 m³/s		G＝80%，Q＝13.25 m³/s		G＝50%，Q＝8.6 m³/s	
0	49.27	50.31	49.16	49.89	48.38	48.71
1	49.30	49.58	49.08	49.69	48.35	48.63
2	49.27	49.50	49.08	49.52	48.38	48.57
3	49.19	49.58	49.10	49.47	48.40	48.54
4	49.22	49.61	49.05	49.47	48.43	48.63
5	49.13	49.72	49.10	49.50	48.40	48.54
6	48.96	49.47	49.05	49.24	48.35	48.54
7	48.96	49.38	48.82	48.96	48.32	48.46
8	48.85	49.24	48.77	49.10	48.18	48.43
9	48.91	49.27	48.77	49.08	48.34	48.46
10	48.91	49.13	48.80	49.08	48.21	48.38
11	48.96	49.13	48.80	49.05	48.26	48.46
12	48.91	49.05	48.80	49.02	48.24	48.32
13	48.94	49.13	48.77	49.02	48.21	48.35

付表49　CASE－12　デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G＝100%，Q＝14.65 m³/s		G＝80%，Q＝13.25 m³/s		G＝50%，Q＝8.6 m³/s	
0	49.30	49.61	49.27	49.78	48.54	49.16
1	49.22	49.47	49.13	49.61	48.49	48.80
2	49.19	49.47	49.10	49.55	48.43	48.71
3	49.13	49.41	49.13	49.47	48.38	48.80
4	49.19	49.47	49.19	49.44	48.40	48.82
5	49.10	49.58	48.91	49.36	48.43	48.71
6	49.05	49.36	48.82	49.27	48.32	48.57
7	48.99	49.19	48.80	49.10	48.24	48.38
8	48.85	49.16	48.71	49.19	48.15	48.35
9	48.82	49.02	48.77	48.99	48.18	48.32
10	48.88	49.16	48.71	48.88	48.18	48.32
11	48.85	49.10	48.71	48.85	48.21	48.32
12	48.94	49.22	48.77	48.91	48.15	48.29
13	48.88	49.08	48.74	48.96	48.15	48.29

付表 50　CASE－13　減勢長（15m），デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅0.75D，長さD）

距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65 m³/s		G=80%, Q=13.25 m³/s		G=50%, Q=8.6 m³/s	
0	49.22	50.45	49.16	51.40	48.63	48.99
1	49.16	49.44	49.02	49.50	48.46	48.82
2	49.16	49.55	49.05	49.44	48.49	48.71
3	49.10	49.47	48.99	49.44	48.46	48.68
4	49.13	49.38	49.05	49.30	48.46	48.66
5	49.19	49.33	49.02	49.38	48.54	48.80
6	49.10	49.47	49.05	49.38	48.46	49.02
7	49.16	49.72	49.02	49.64	48.52	48.85
8	49.22	49.41	49.08	49.44	48.52	48.77
9	49.19	49.47	49.08	49.41	48.43	48.71
10	49.19	49.66	49.08	49.58	48.35	48.63
11	49.19	49.61	48.99	49.44	48.32	48.60
12	48.96	49.38	48.94	49.33	48.26	48.63
13	48.91	49.27	48.85	49.13	48.26	48.49

付表 51　CASE－14　減勢長（15m），デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅1.5D，長さD）

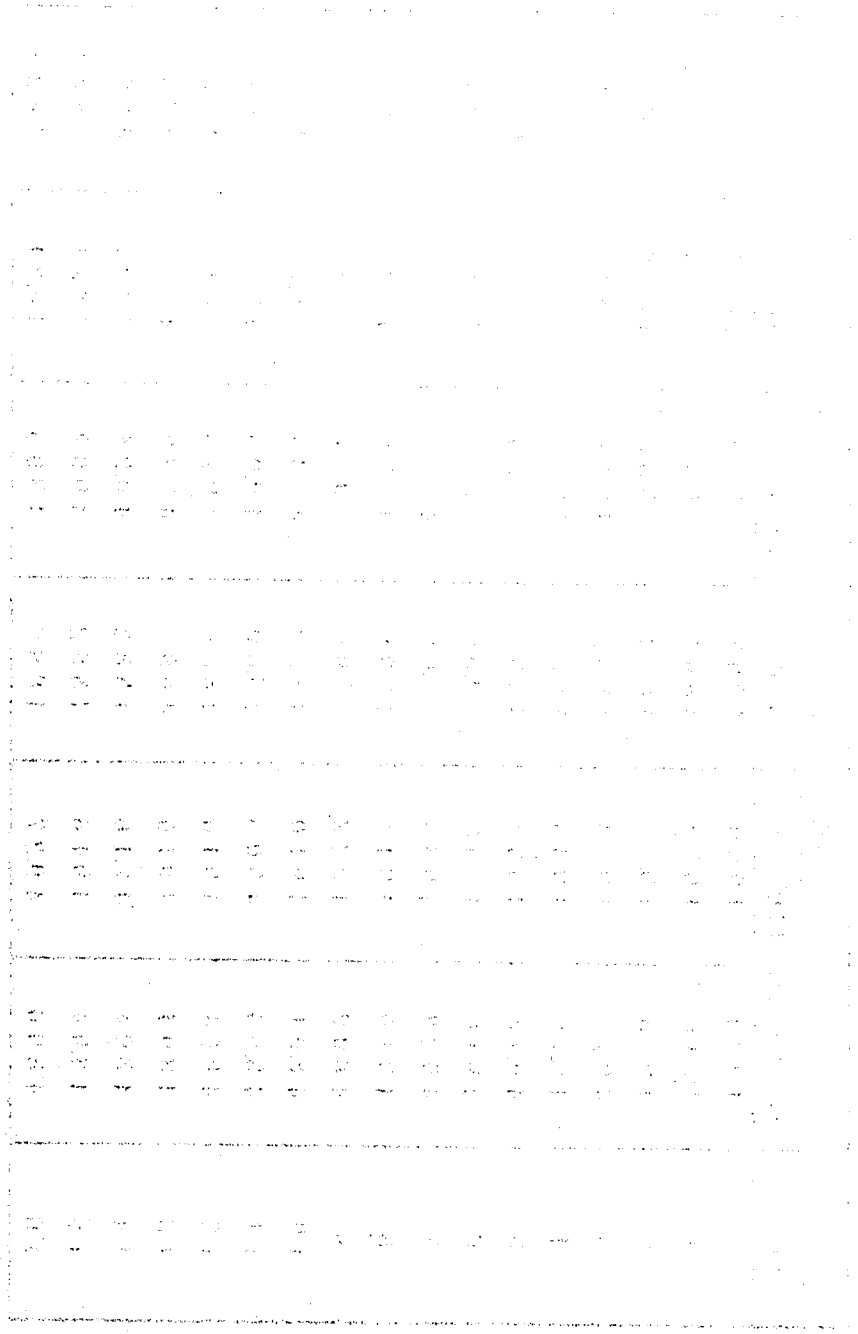
距離 (m)	減勢池水位 (EL.m)					
	G=100%, Q=14.65 m³/s		G=80%, Q=13.25 m³/s		G=50%, Q=8.6 m³/s	
0	49.19	49.72	48.96	50.00	48.35	48.49
1	49.08	49.33	48.94	49.44	48.29	48.43
2	49.05	49.38	48.88	49.33	48.32	48.38
3	49.02	49.19	48.82	49.38	48.32	48.38
4	49.05	49.24	48.66	49.27	48.24	48.35
5	49.02	49.27	48.71	49.16	48.29	48.40
6	49.08	49.30	48.82	49.30	48.32	48.38
7	49.13	49.38	48.94	49.38	48.32	48.38
8	49.19	49.38	49.05	49.44	48.35	48.40
9	49.19	49.50	49.05	49.78	48.38	48.49
10	49.16	49.61	49.16	49.66	48.32	48.46
11	49.27	50.00	49.13	49.75	48.24	48.40
12	49.02	49.72	48.88	49.41	48.18	48.32
13	48.80	49.16	48.57	49.13	48.21	48.35
14	48.77	49.22	48.82	49.33	48.21	48.35
15	49.05	49.38	48.82	49.22	48.21	48.29
16	48.96	49.27	48.82	49.16	48.24	48.35

付表 52　CASE－15 減勢長（L＝13m），デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅0.75D，長さD）

距離 (m)	減勢池水面形 (EL.m)					
	G＝100%，Q＝14.65 m³/s		G＝80%，Q＝13.25 m³/s		G＝50%，Q＝8.6 m³/s	
0	49.22	49.83	49.16	49.89	48.54	49.16
1	49.24	49.50	49.05	49.47	48.43	48.66
2	49.19	49.47	49.05	49.44	48.49	48.63
3	49.19	49.36	49.10	49.30	48.49	48.77
4	49.22	49.38	49.13	49.44	48.46	48.74
5	49.22	49.38	49.10	49.61	48.46	48.82
6	49.16	49.38	49.02	49.66	48.46	48.77
7	49.10	49.50	49.02	49.41	48.35	48.68
8	49.02	49.44	48.96	49.30	48.29	48.57
9	48.99	49.30	48.80	49.22	48.26	48.52
10	48.88	49.19	48.85	49.27	48.26	48.46
11	48.85	49.33	48.77	49.10	48.29	48.54
12	48.96	49.33	48.80	49.08	48.26	48.46
13	48.96	49.16	48.80	48.99	48.26	48.40
14	48.94	49.10	48.82	48.96	48.24	48.38
15	48.96	49.13	48.80	49.02	48.24	48.43
16	48.96	49.10	48.82	48.99	48.21	48.35

付表 53　CASE－16 減勢長（L＝13m），デフレクター（D），バッフルピア（高さD，幅1.5D，長さD）

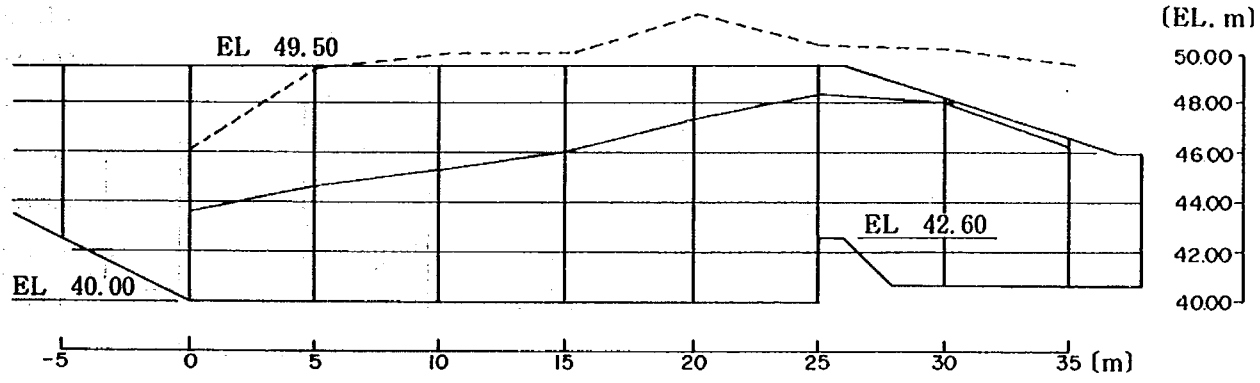
距離 (m)	減勢池水面形 (EL.m)					
	G＝100%，Q＝14.65 m³/s		G＝80%，Q＝13.25 m³/s		G＝50%，Q＝8.6 m³/s	
0	49.30	49.50	49.08	50.00	48.43	48.99
1	49.10	49.30	48.91	49.38	48.35	48.54
2	49.13	49.33	48.94	49.33	48.38	48.49
3	49.13	49.33	48.82	49.41	48.35	48.46
4	49.19	49.33	48.58	49.13	48.32	48.52
5	49.13	49.38	49.02	49.30	48.40	48.52
6	49.16	49.58	49.08	49.38	48.38	48.57
7	49.22	49.50	49.08	49.44	48.35	48.52
8	49.10	49.44	49.08	49.58	48.32	48.54
9	48.99	49.22	48.96	49.47	48.26	48.43
10	48.91	49.10	48.82	49.36	48.18	48.29
11	48.85	49.05	48.60	49.05	48.26	48.43
12	48.94	49.10	48.88	49.78	48.18	48.29
13	48.94	49.16	48.88	49.38	48.21	48.32
14	48.94	49.16	48.82	49.24	48.21	48.26
15	48.94	49.16	48.82	49.02	48.21	48.32
16	48.96	49.27	48.82	48.99	48.21	48.29



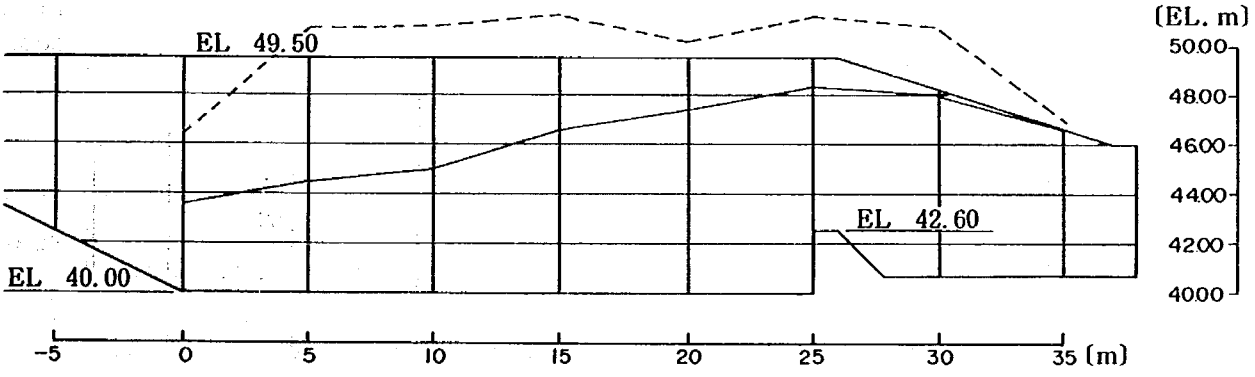
D = 2.6 m
L = 2 5 m
Q = 2 9 0㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

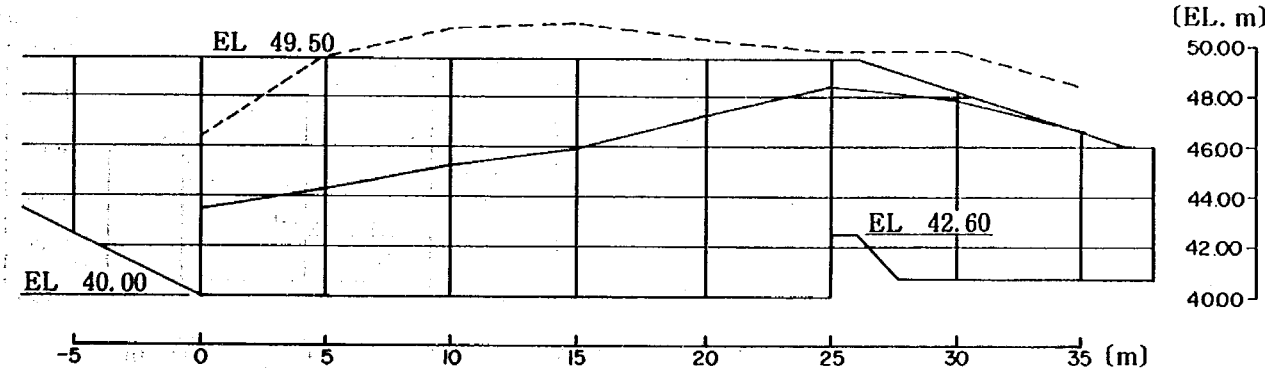
(左岸)



(中央)



(右岸)

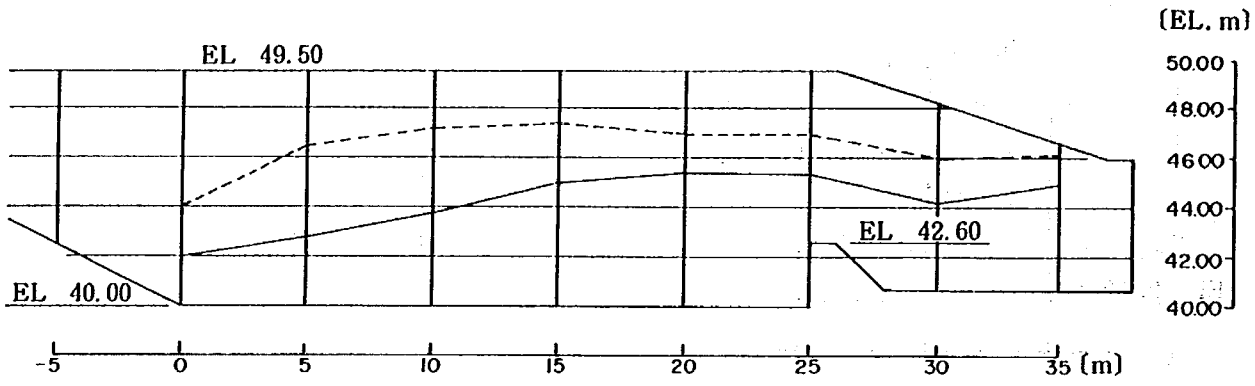


付図1　減勢池水面形

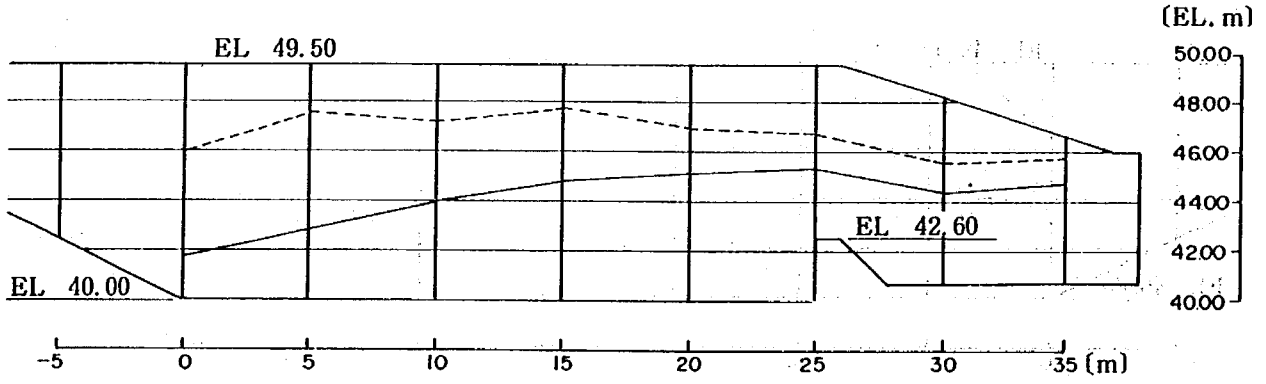
D = 2.6 m
L = 2 5 m
Q = 1 1 0㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

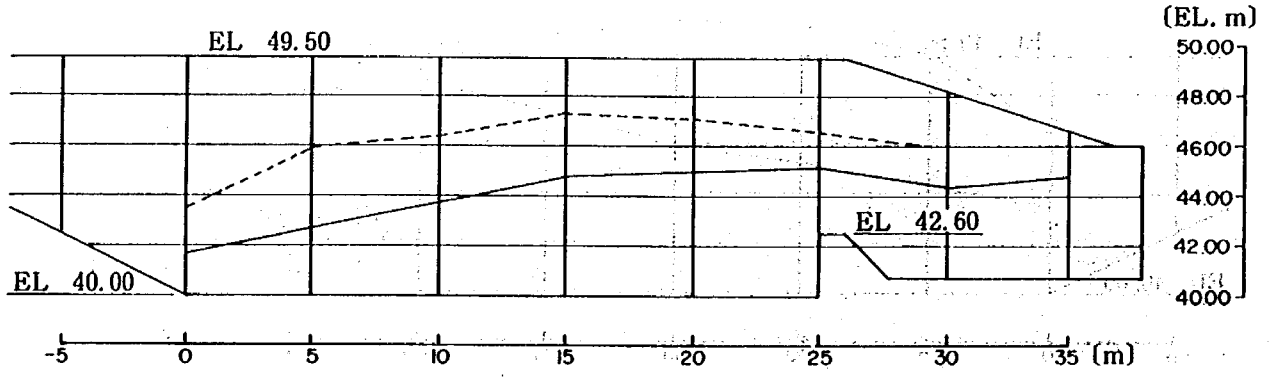
(左岸)



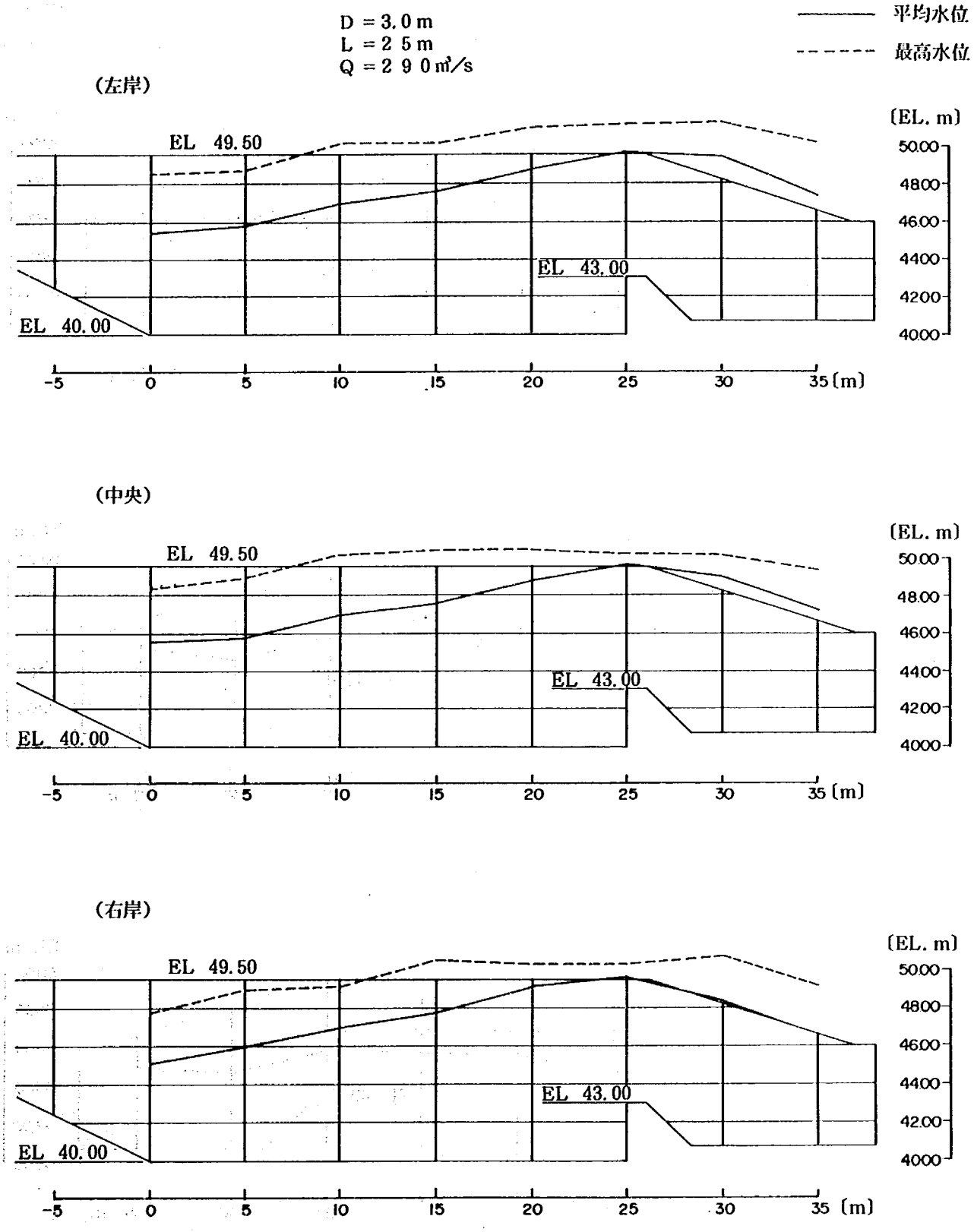
(中央)



(右岸)



付図2 減勢池水面形

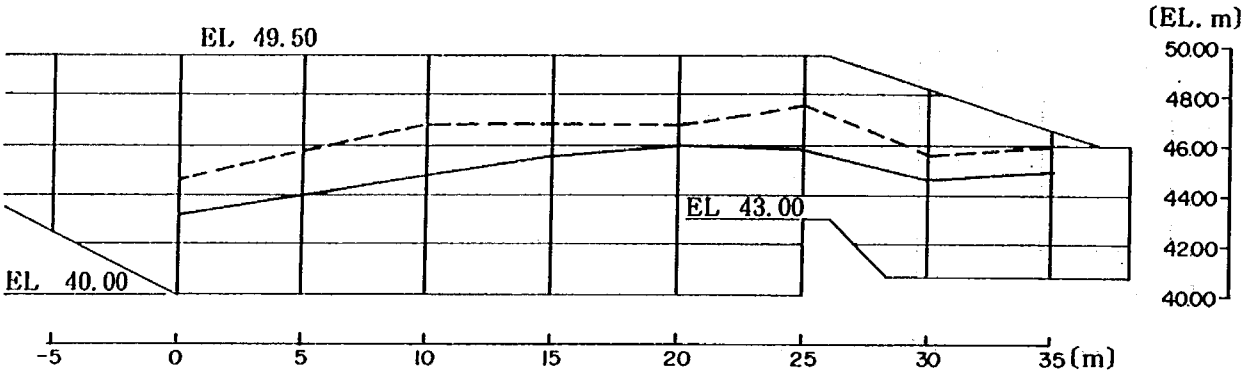

D = 3.0 m
L = 2 5 m
Q = 2 9 0 ㎥/s
平均水位
最高水位
(左岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

付図3　減勢池水面形

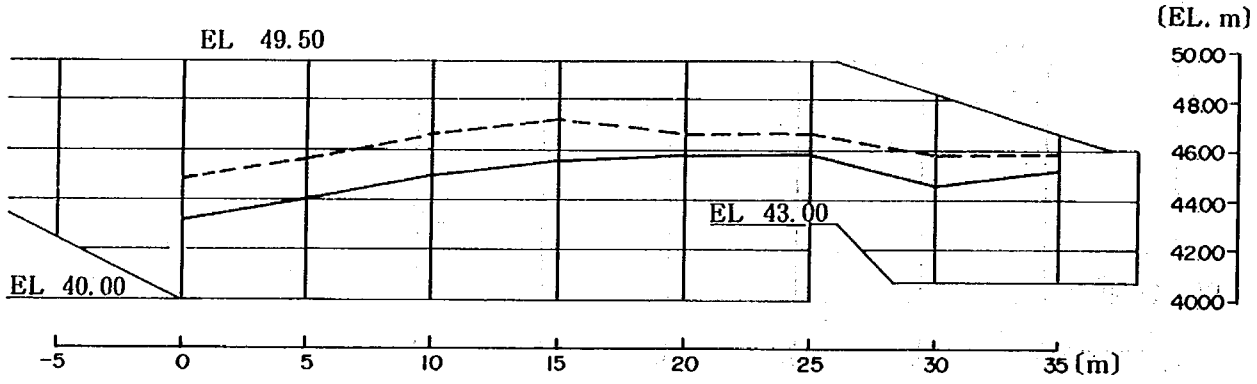
D = 3.0 m
L = 2 5 m
Q = 1 1 0 m³/s

——— 平均水位
- - - - - - 最高水位

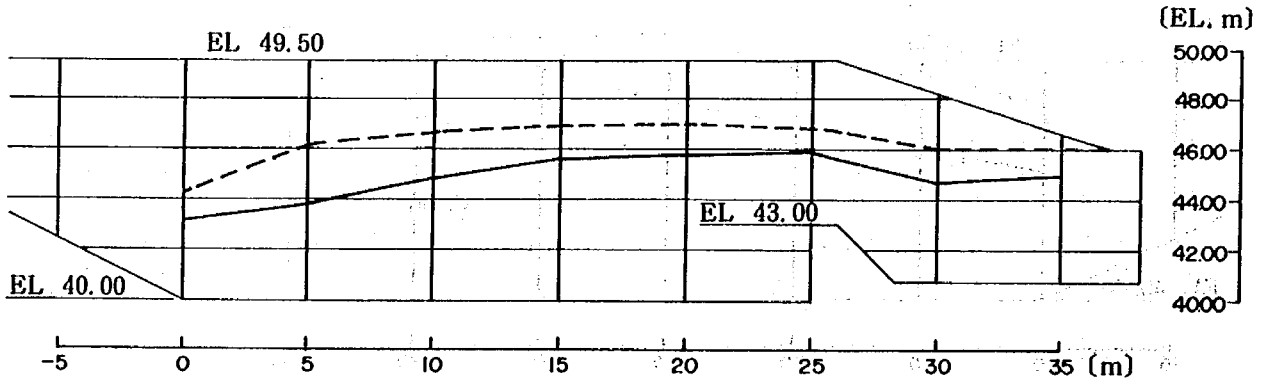
(左岸)



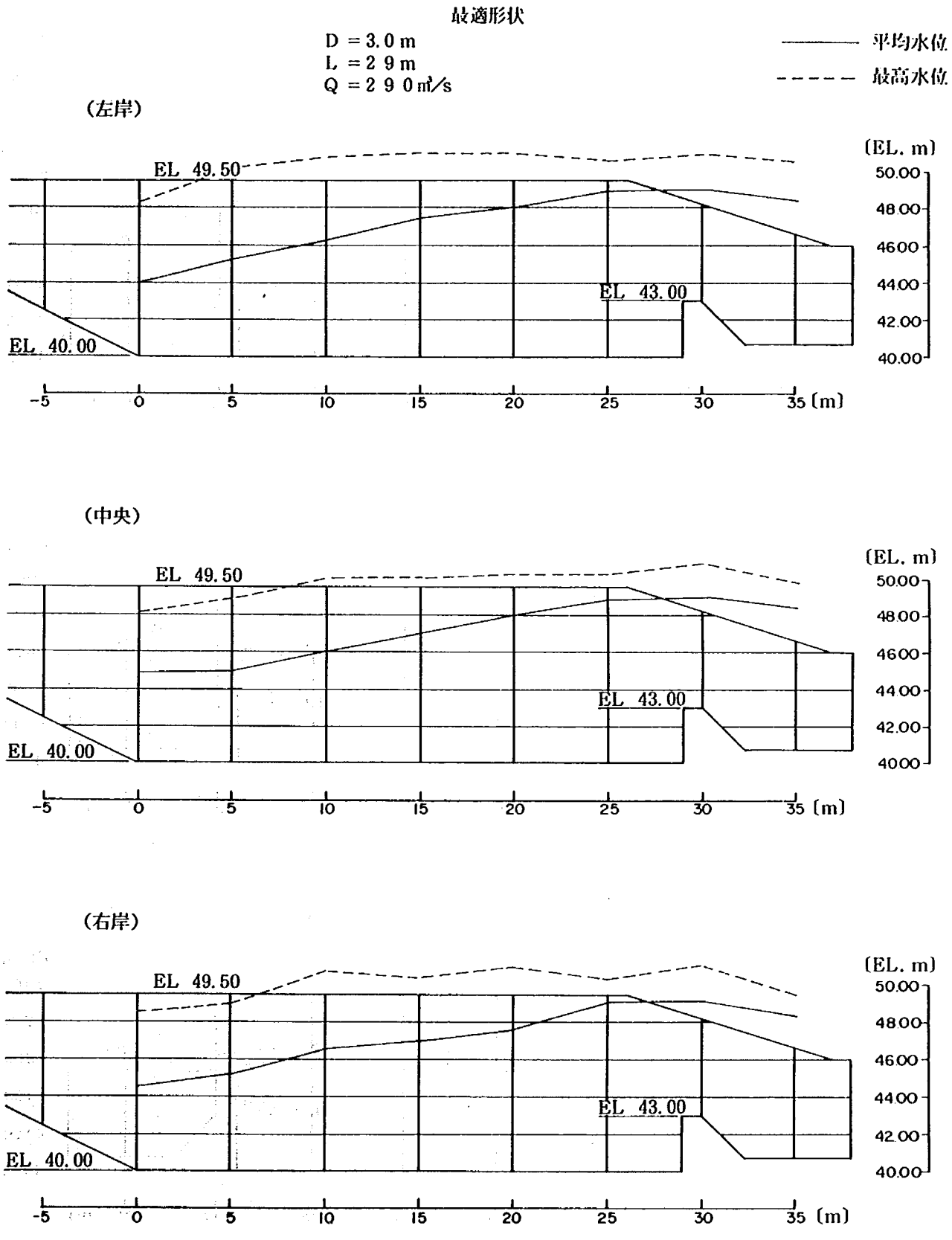
(中央)



(右岸)



付図4 減勢池水面形

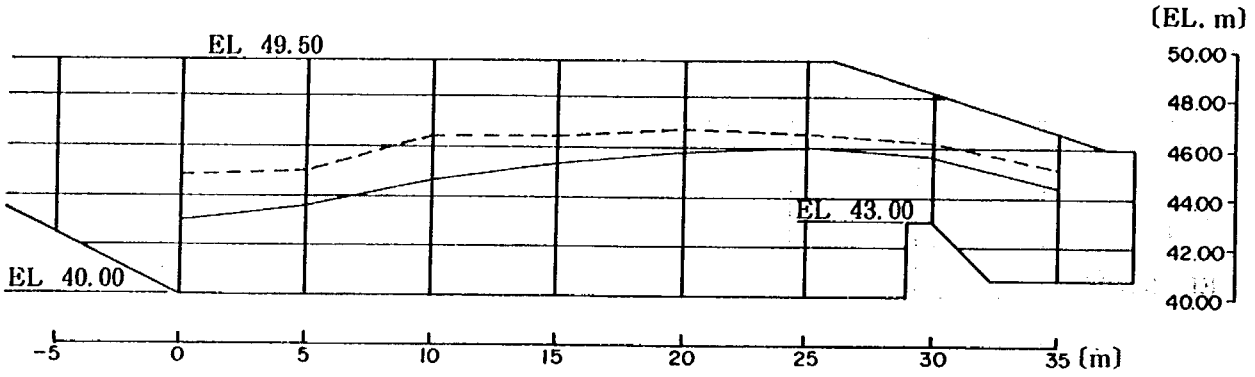

最適形状
D = 3.0 m
L = 2 9 m
Q = 2 9 0 ㎥/s
平均水位
最高水位
(左岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

付図5　減勢池水面形

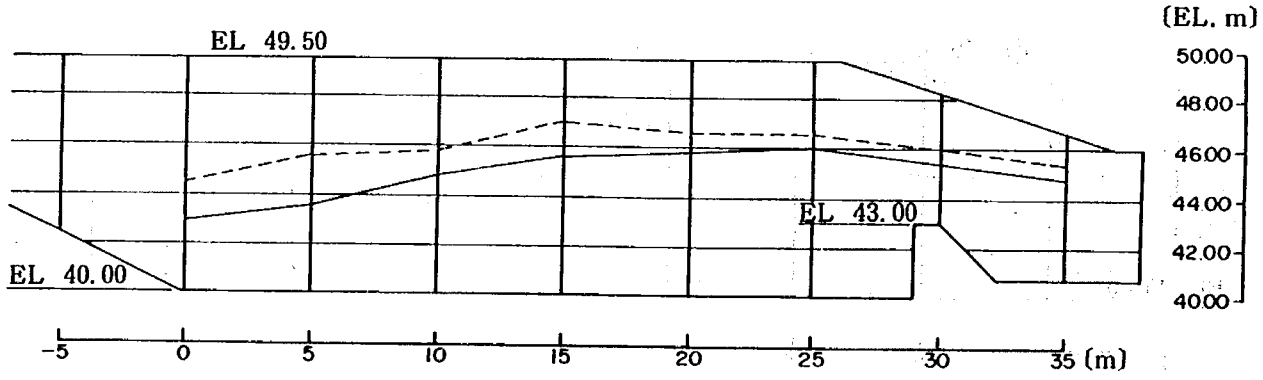
D = 3.0 m
L = 2 9 m
Q = 1 1 0 ㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

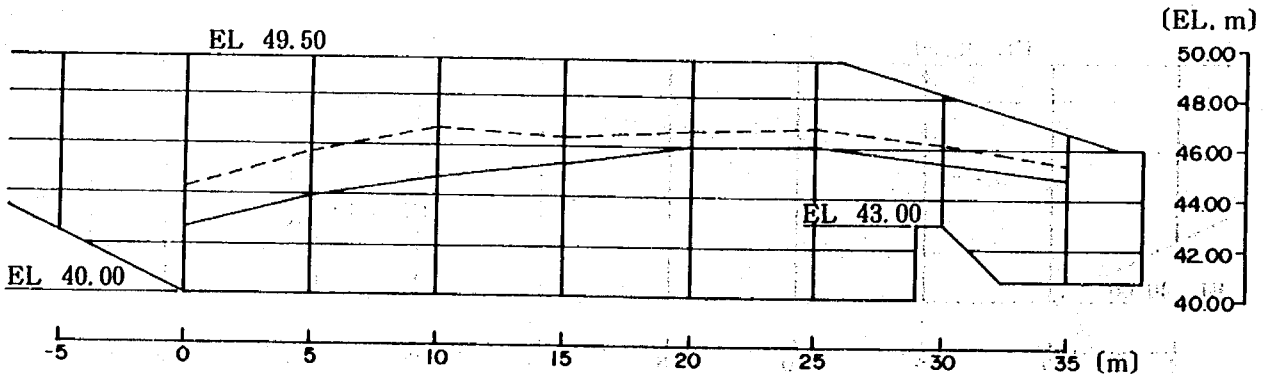
(左岸)



(中央)



(右岸)

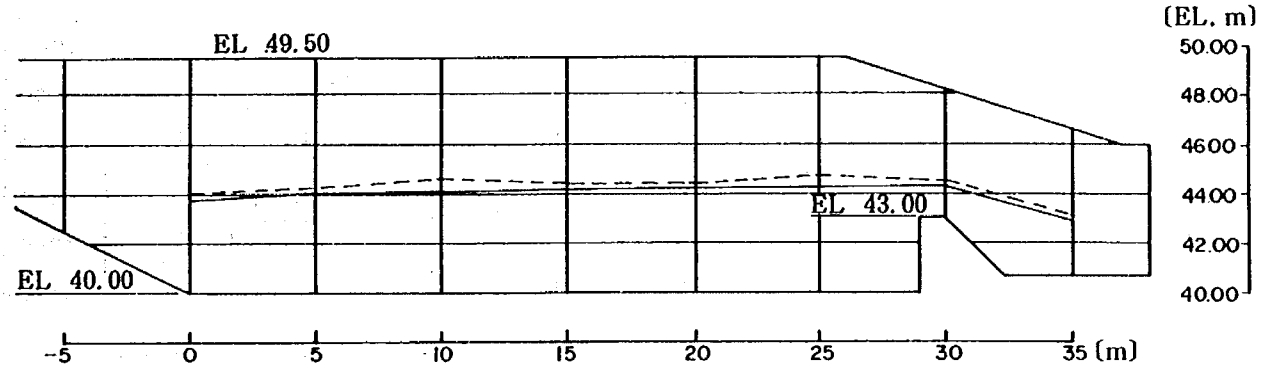


付図6 減勢池水面形

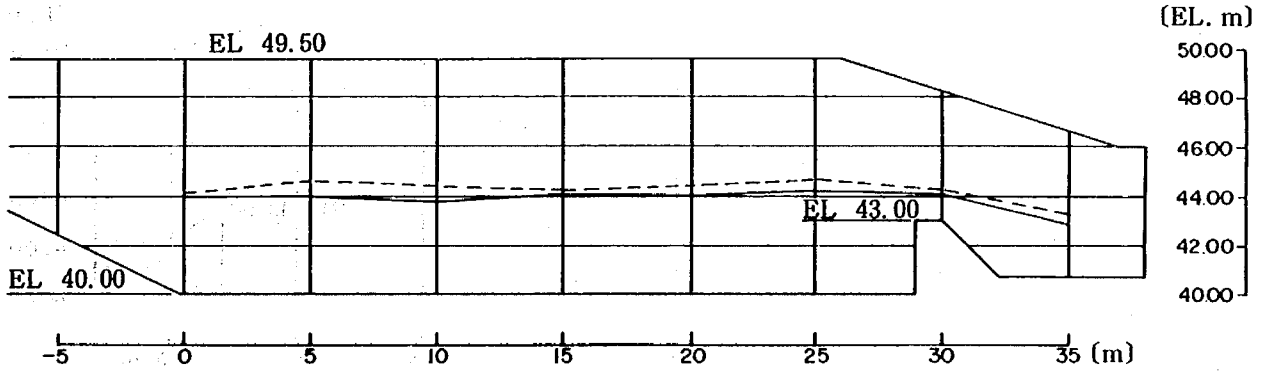
D = 3.0 m
L = 2 9 m
Q = 3 0 ㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

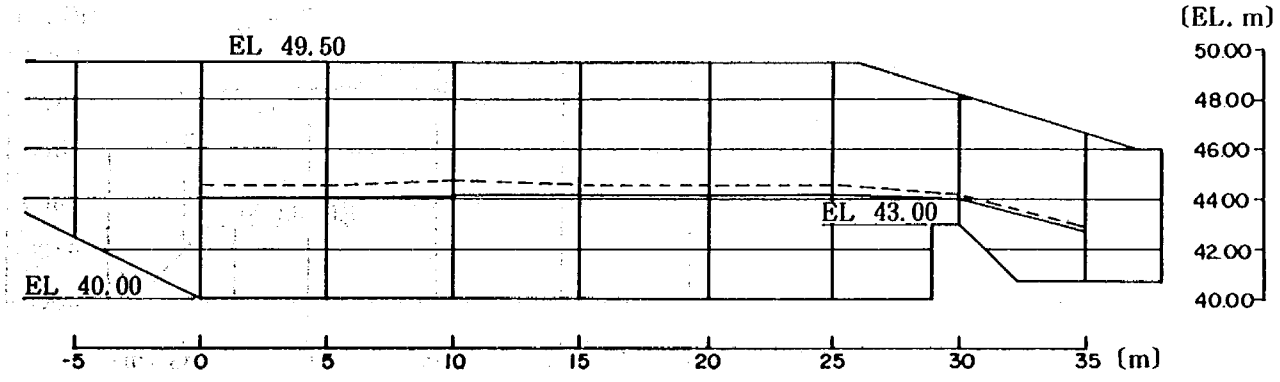
(左岸)



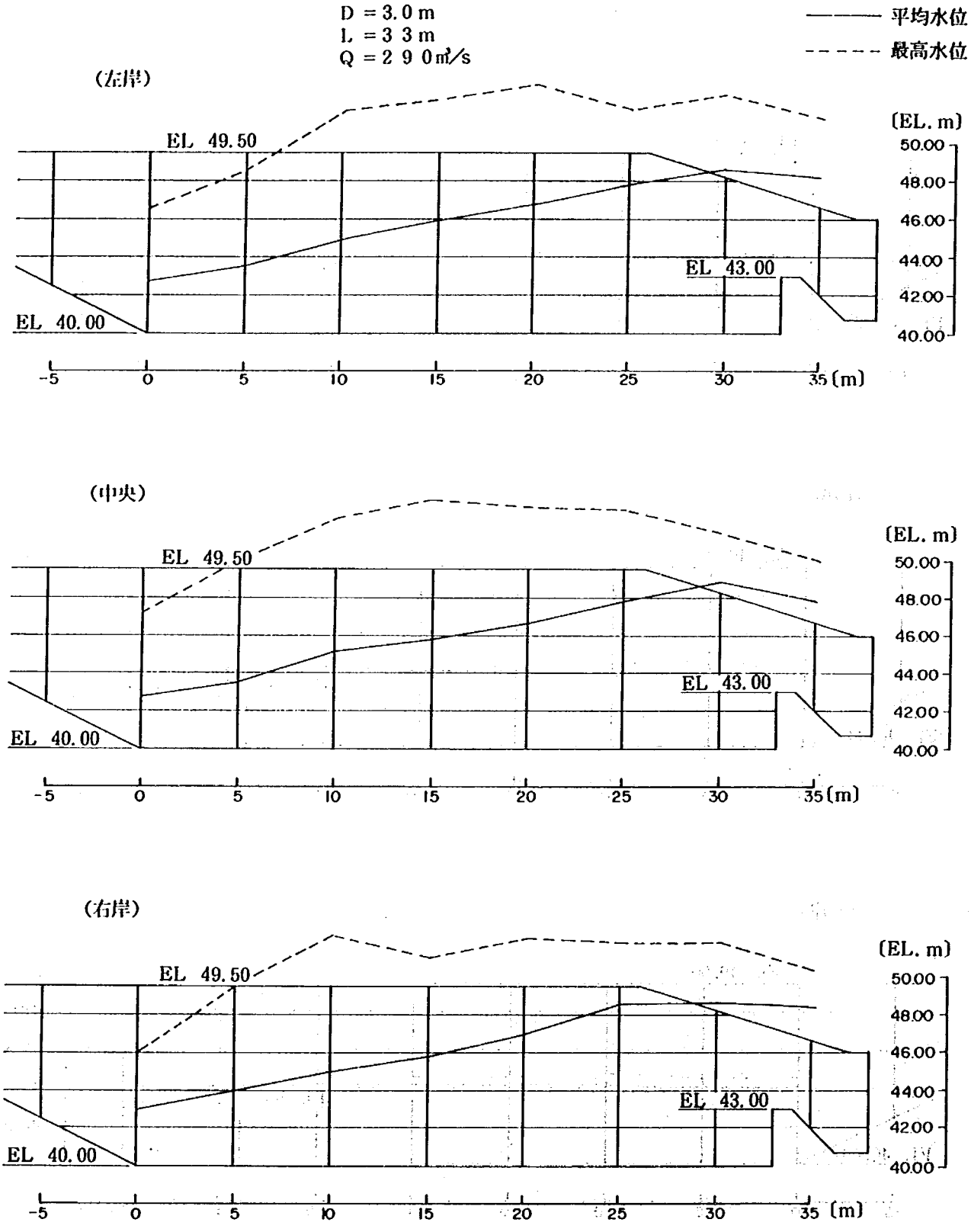
(中央)



(右岸)



付図7　減勢池水面形

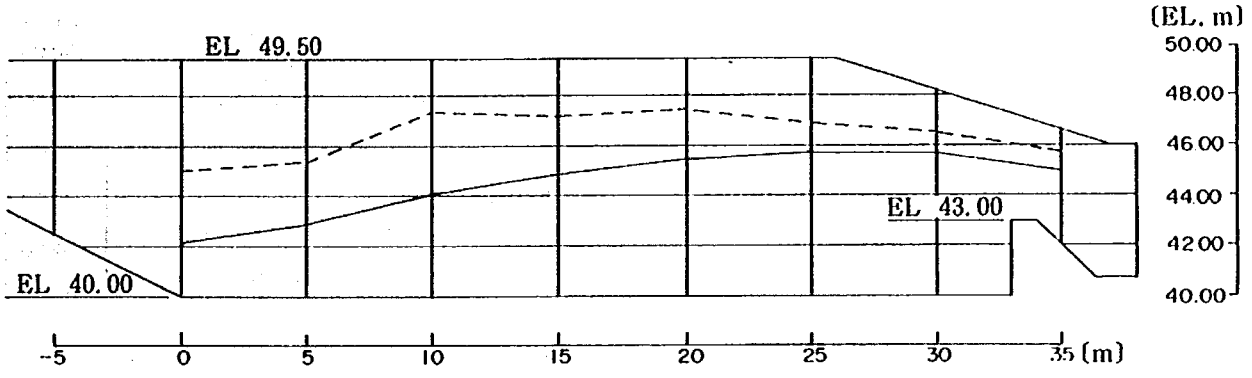

D = 3.0 m
L = 3 3 m
Q = 2 9 0㎥/s
平均水位
最高水位
(左岸)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
EL 49.50
EL 43.00
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

付図8 減勢池水面形

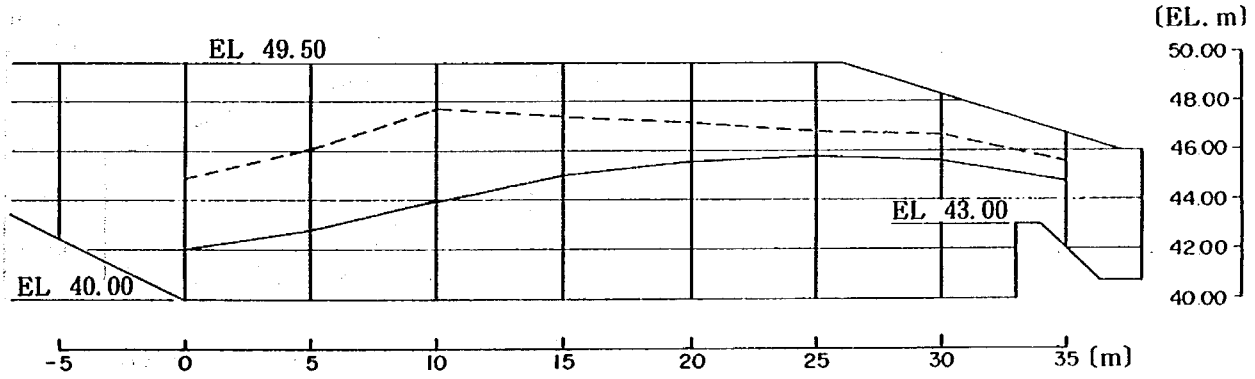
D = 3.0 m
L = 3 3 m
Q = 1 1 0㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

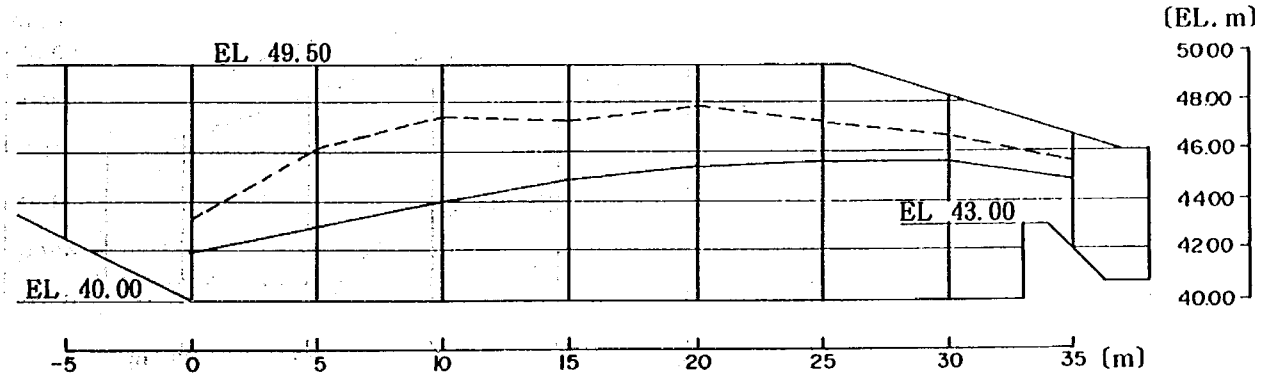
(左岸)



(中央)



(右岸)

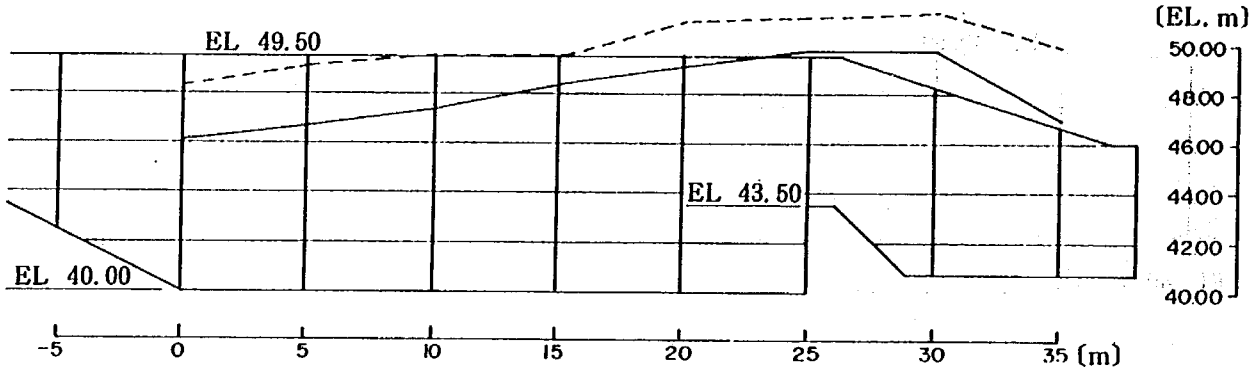


付図9　減勢池水面形

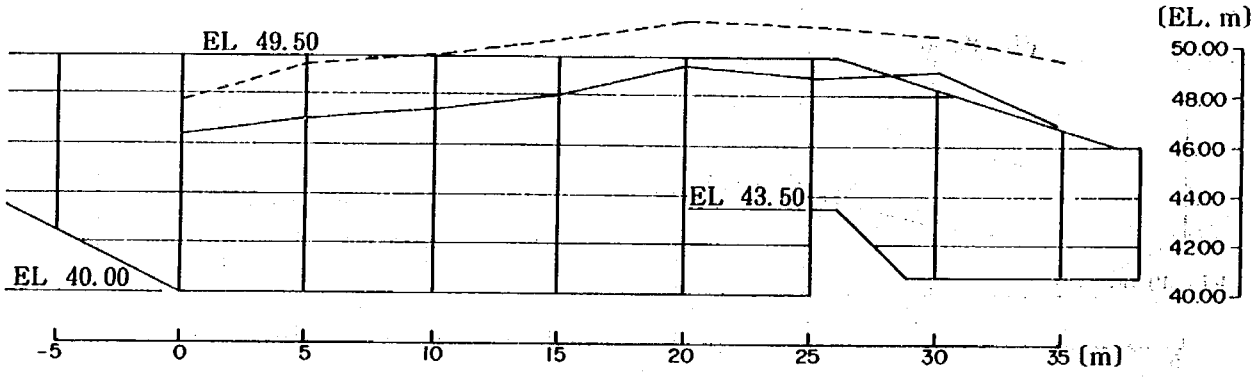
D = 3.5 m
L = 2 5 m
Q = 2 9 0 ㎥/s

——— 平均水位
- - - - - - 最高水位

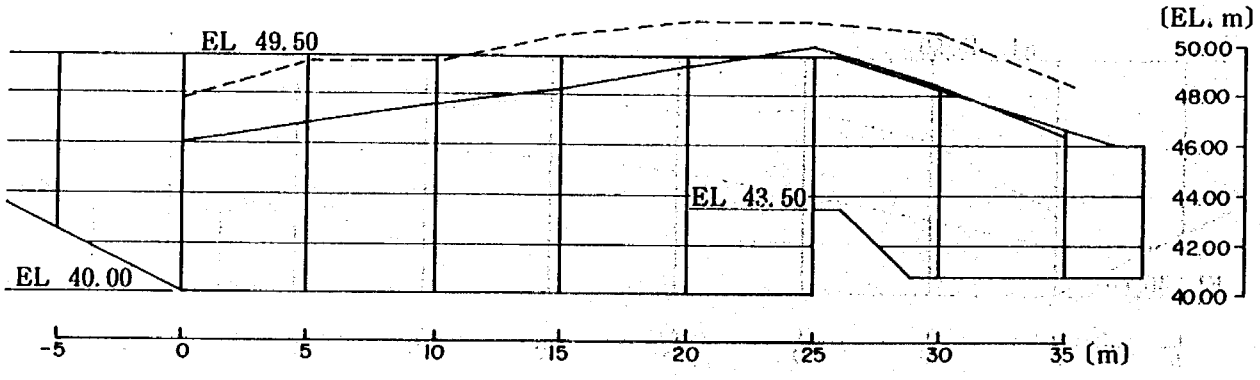
(左岸)



(中央)



(右岸)

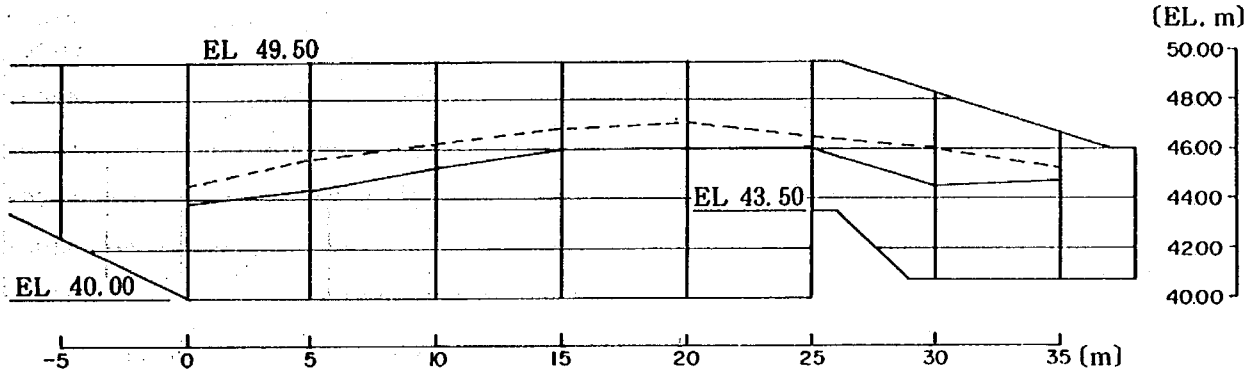


付図10 減勢池水面形

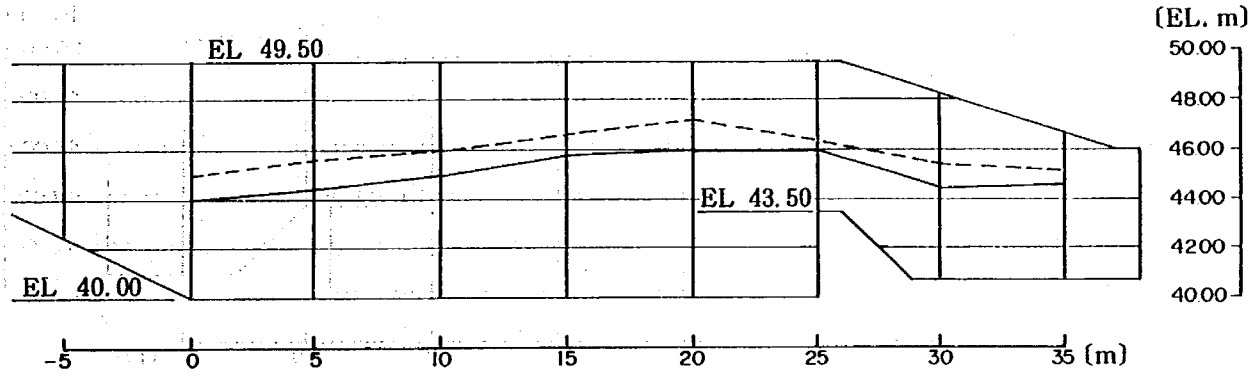
D = 3.5 m
L = 2 5 m
Q = 1 1 0㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

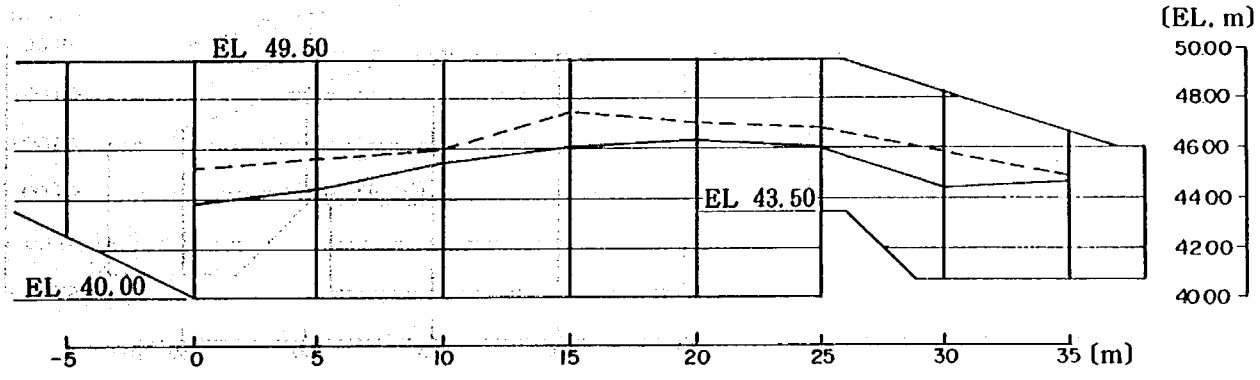
(左岸)



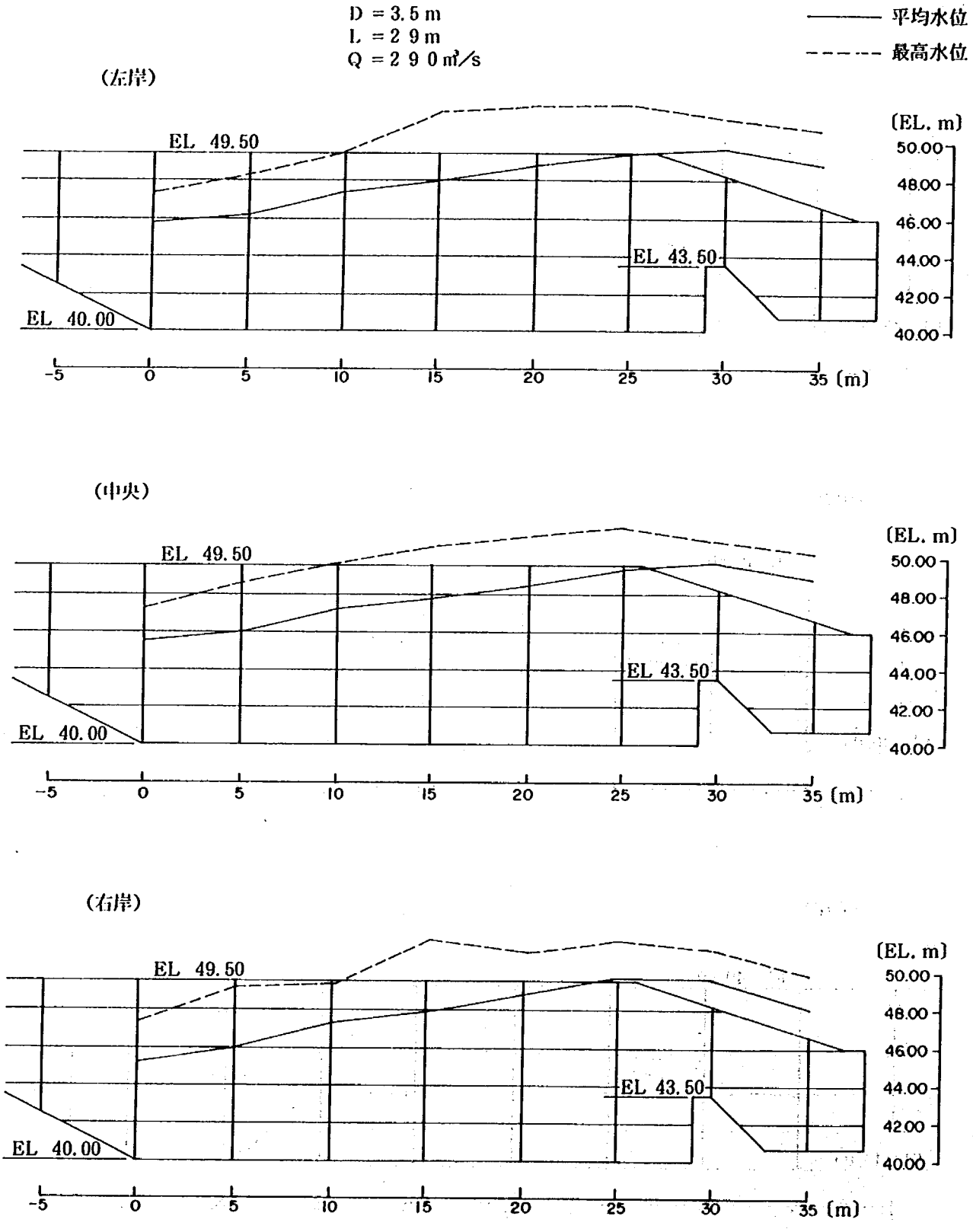
(中央)



(右岸)



付図11 減勢池水面形

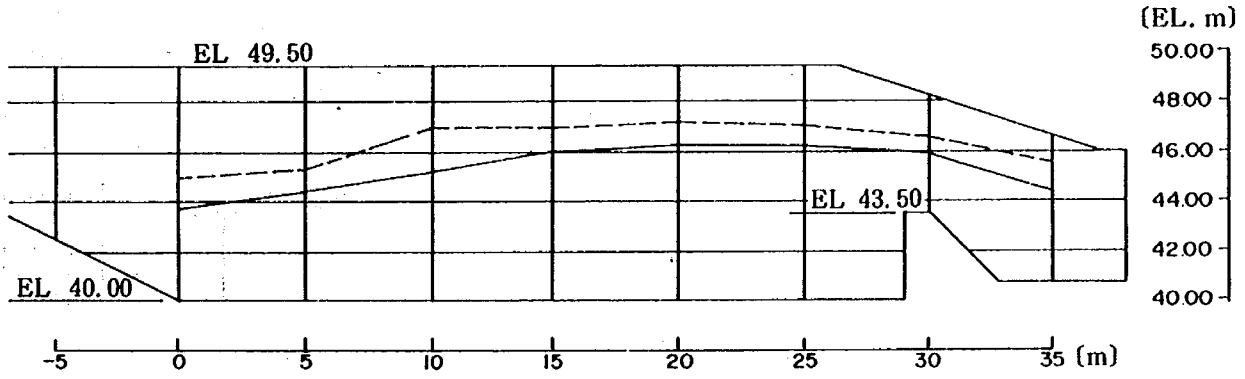

D = 3.5 m
L = 2 9 m
Q = 2 9 0 m³/s
平均水位
最高水位
(左岸)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

付図12 減勢池水面形

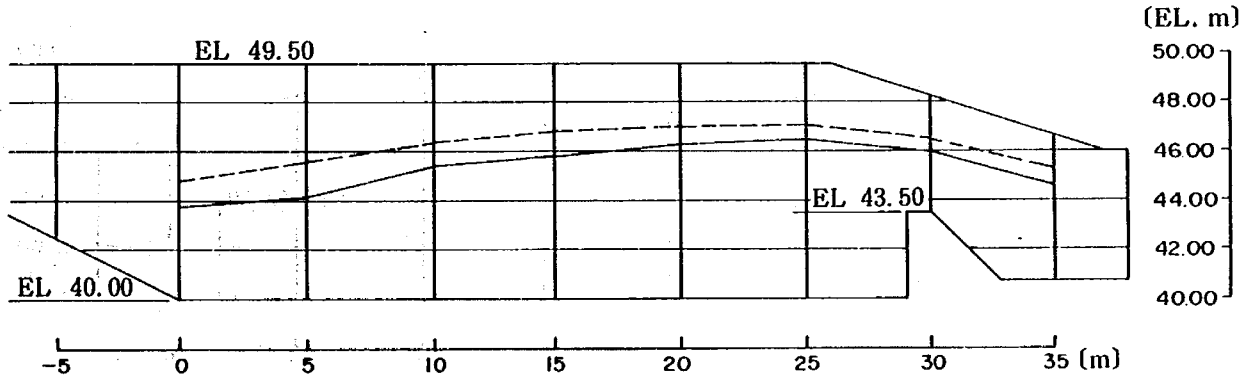
D = 3.5 m
L = 2 9 m
Q = 1 1 0 ㎥/s

——— 平均水位
- - - - - 最高水位

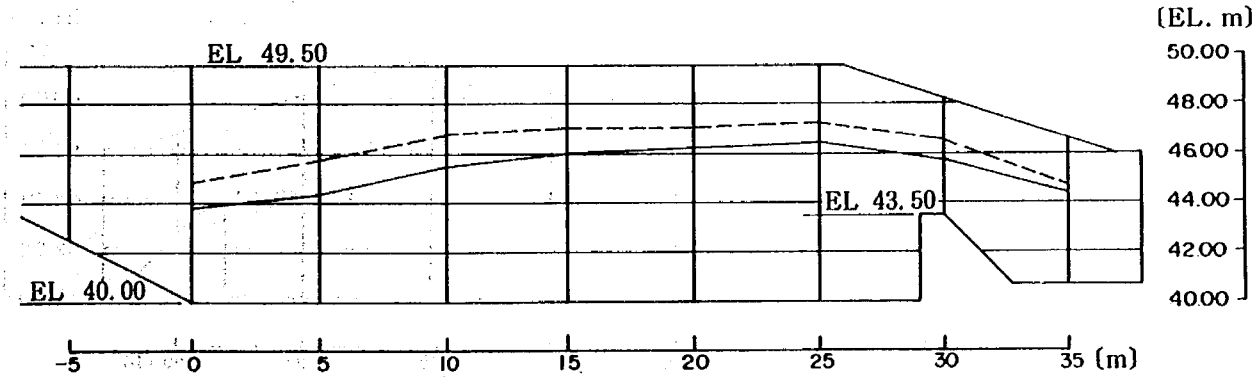
(左岸)



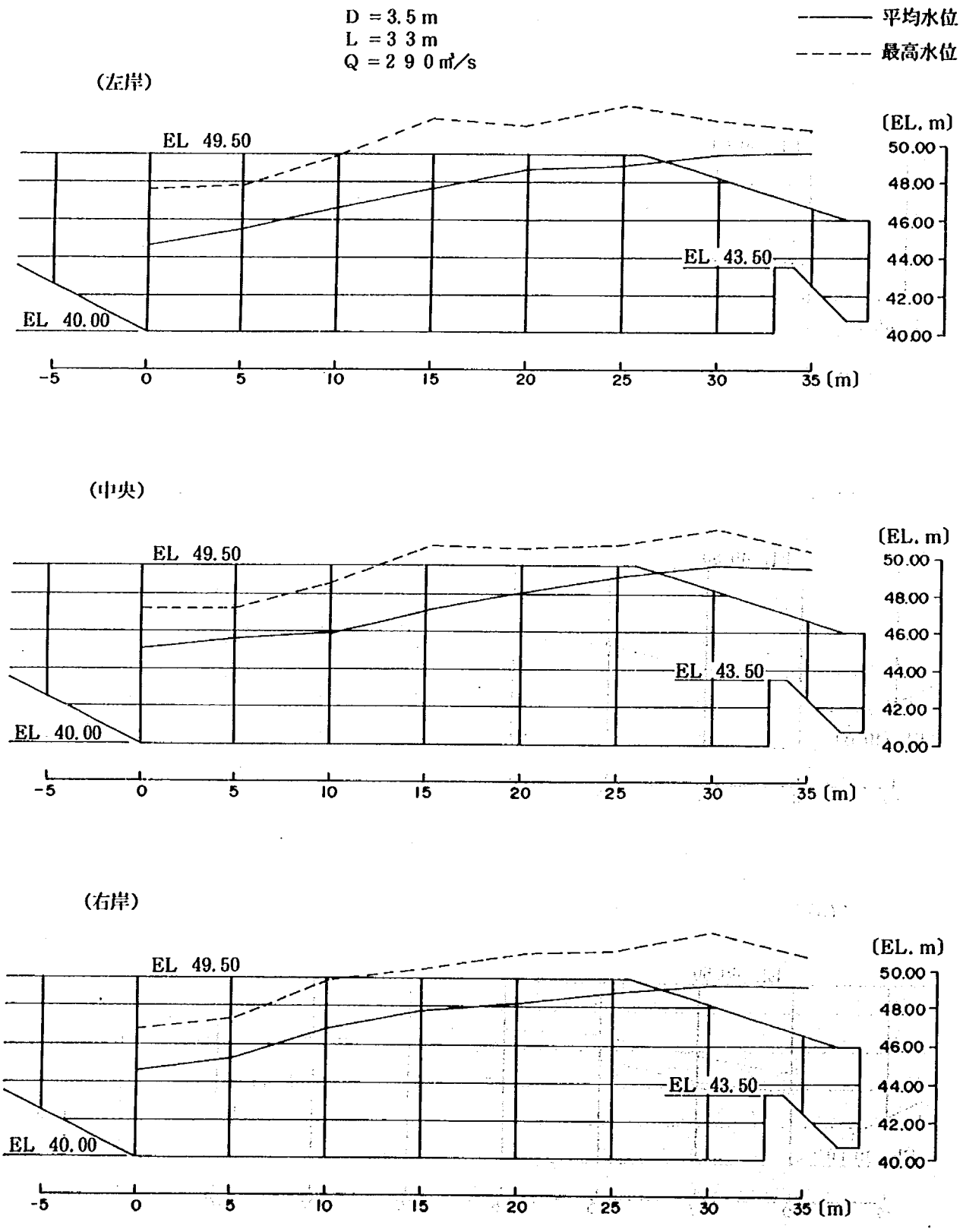
(中央)



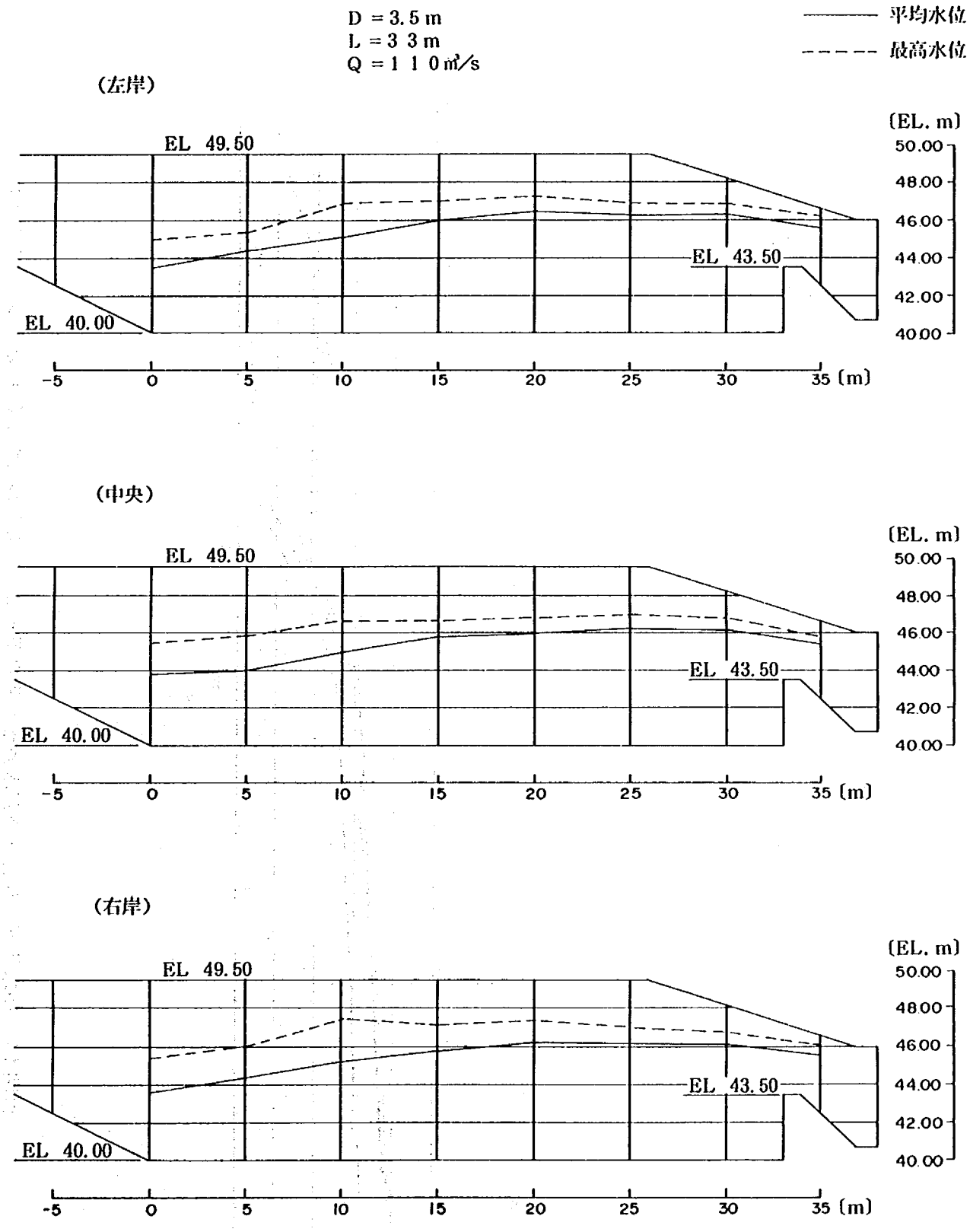
(右岸)



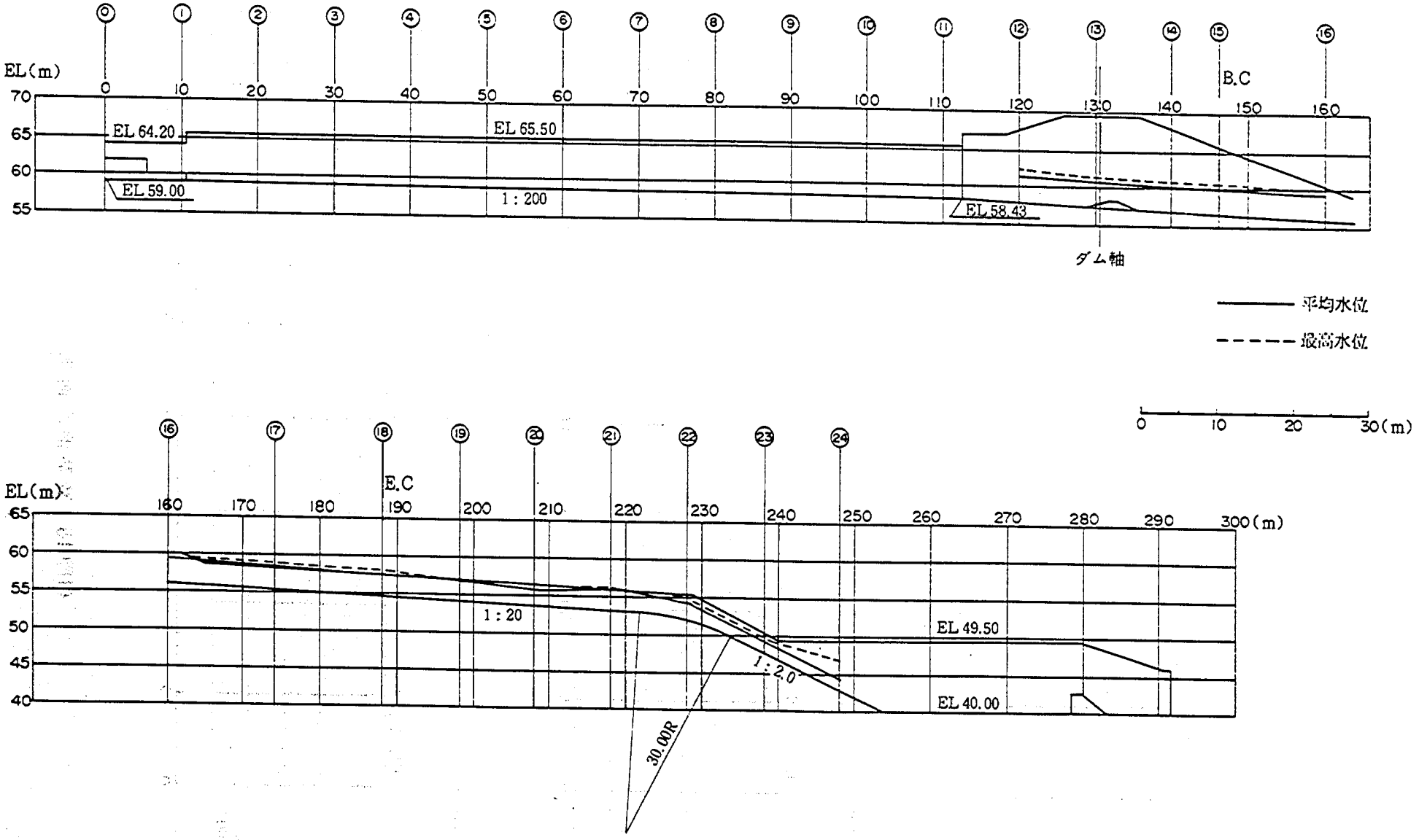
付図13　減勢池水面形


D = 3.5 m
L = 3 3 m
Q = 2 9 0 ㎥/s
平均水位
最高水位
(左岸)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
(EL. m)
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

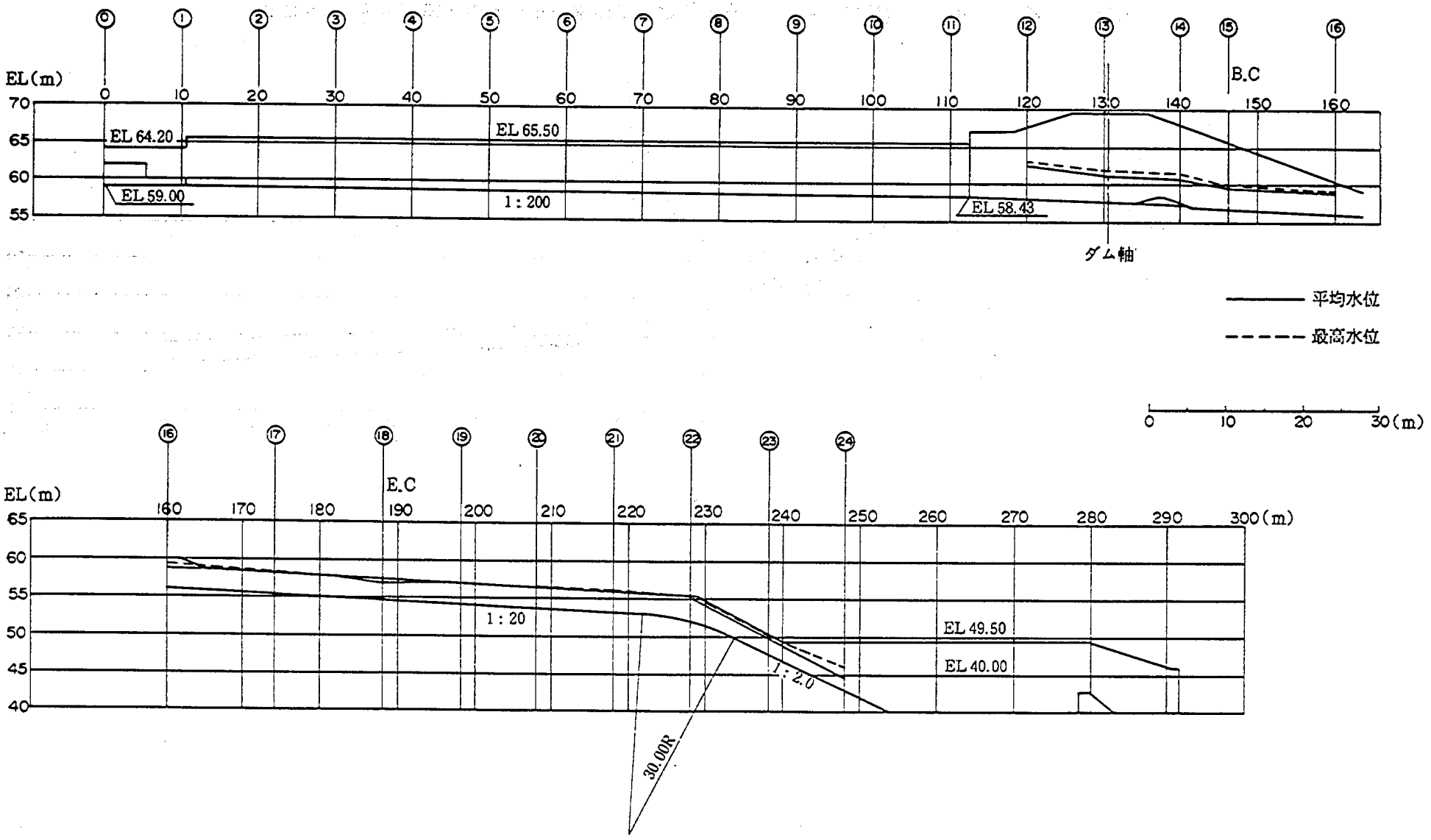
付図 14　減勢池水面形


D = 3.5 m
L = 3 3 m
Q = 1 1 0 ㎥/s
平均水位
最高水位
(左岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(中央)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)
(右岸)
(EL. m)
EL 49.50
EL 43.50
EL 40.00
50.00
48.00
46.00
44.00
42.00
40.00
-5
0
5
10
15
20
25
30
35 (m)

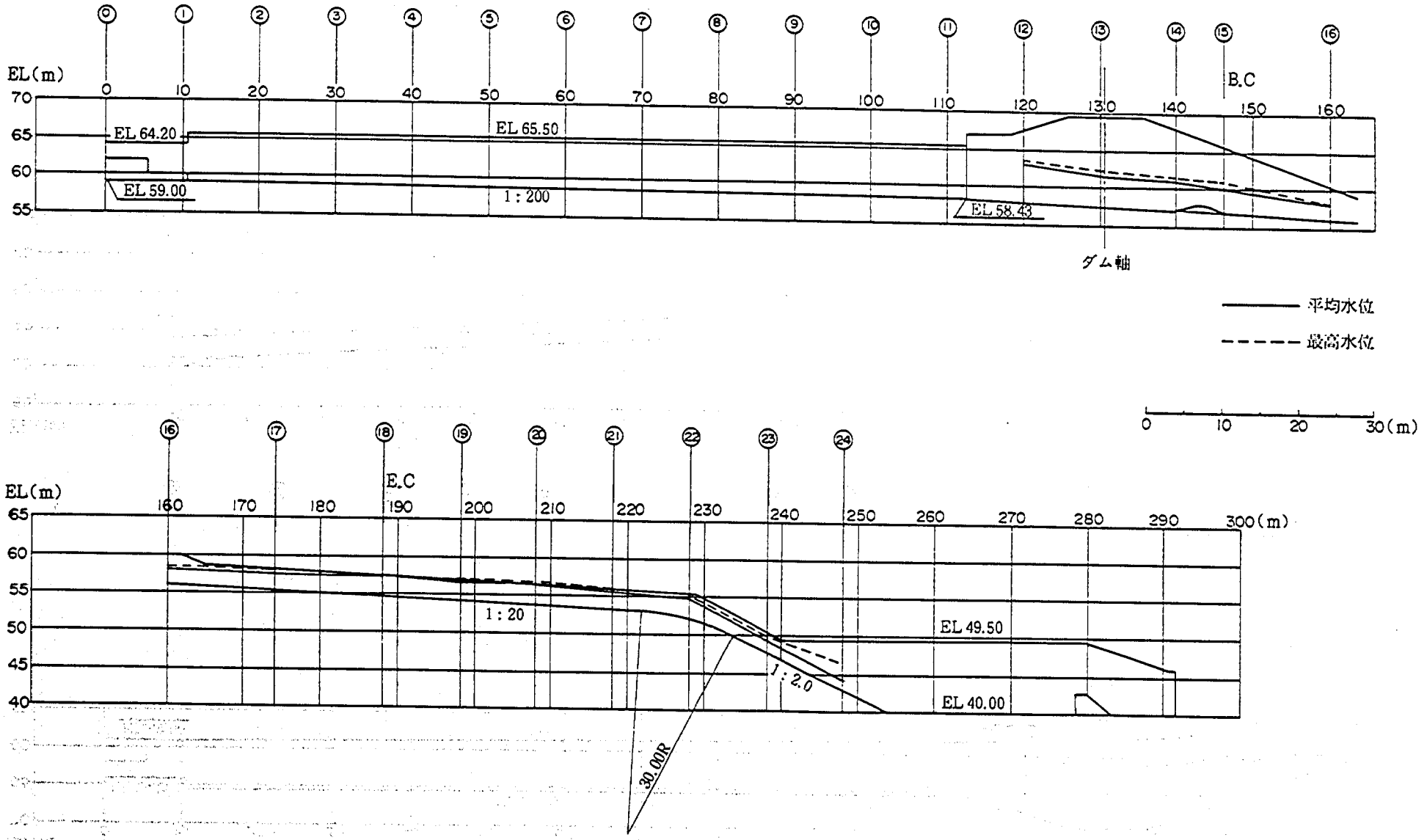
付図15　減勢池水面形



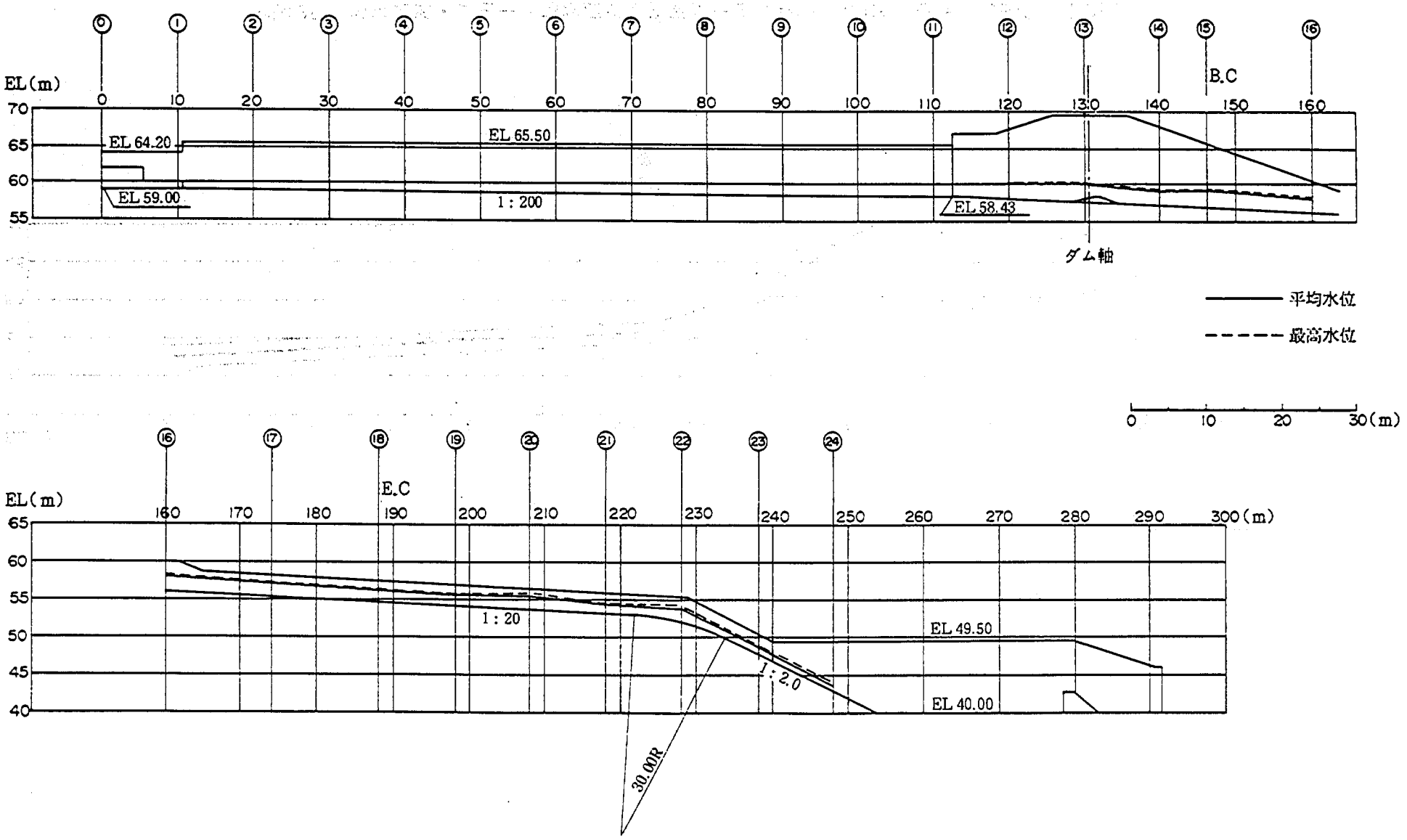
付図16　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝290㎥/s　（左岸）



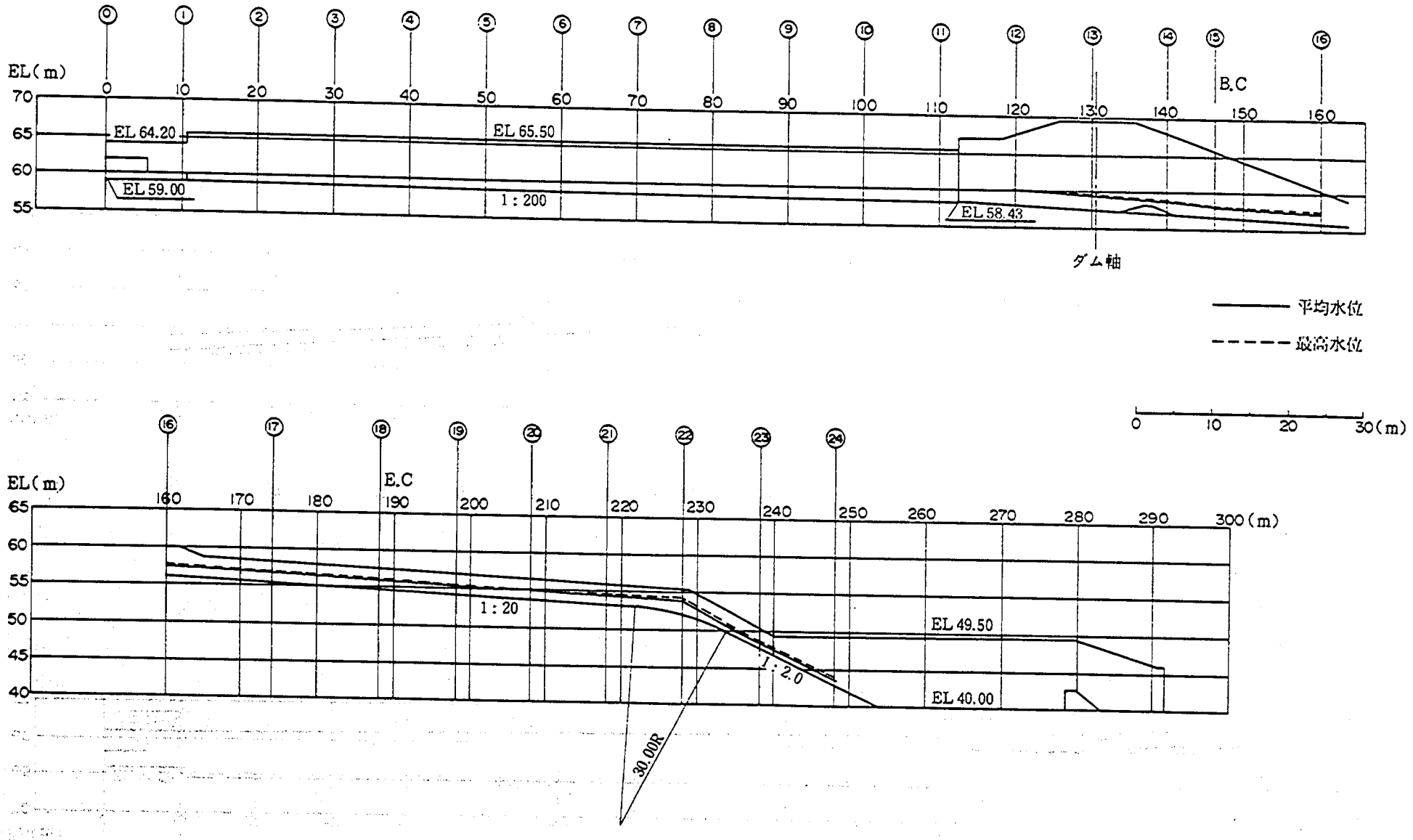
付図 17　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q = 290 m³/s　（中央）



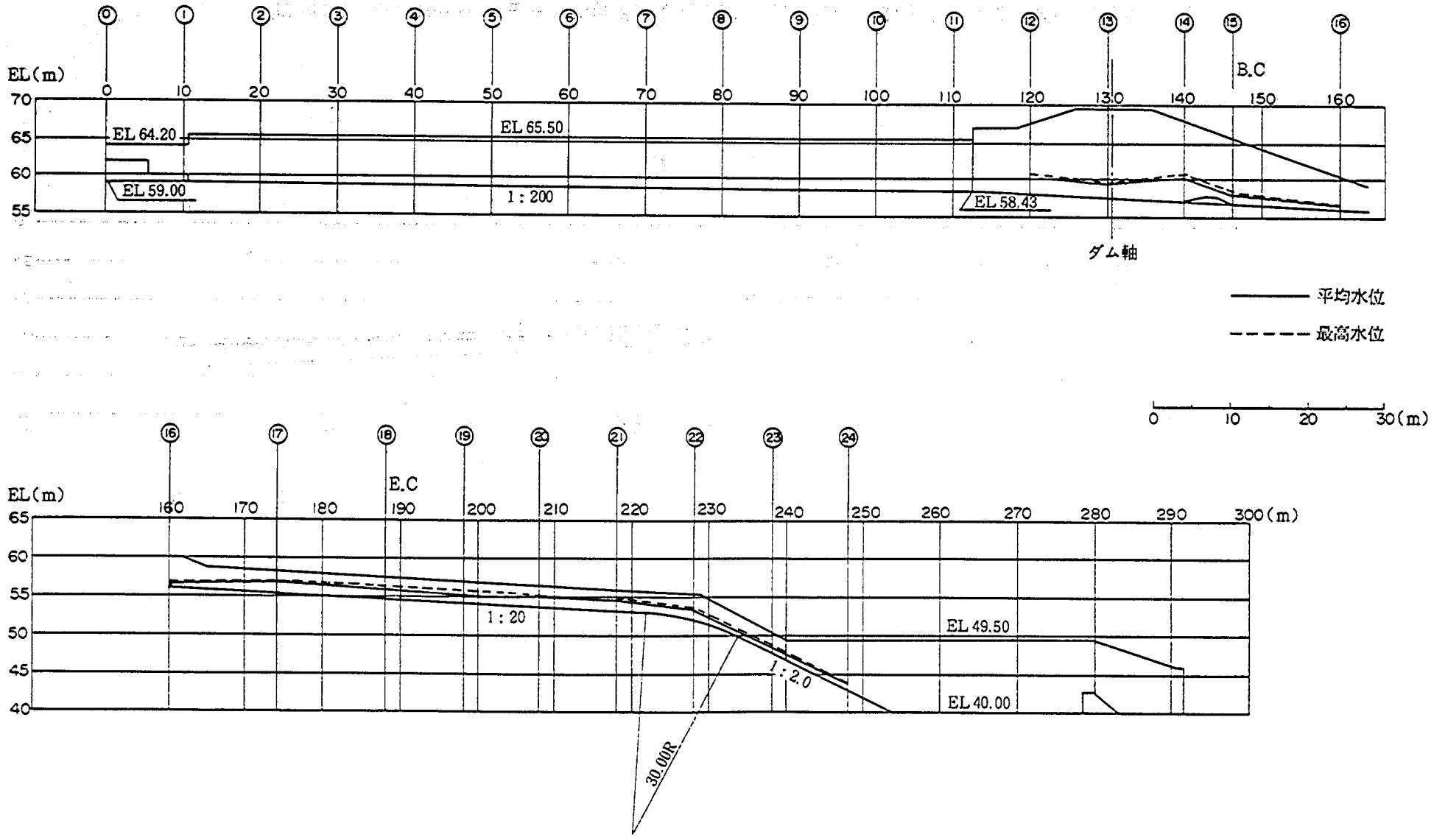
付図18　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝290 m³/s　（右岸）



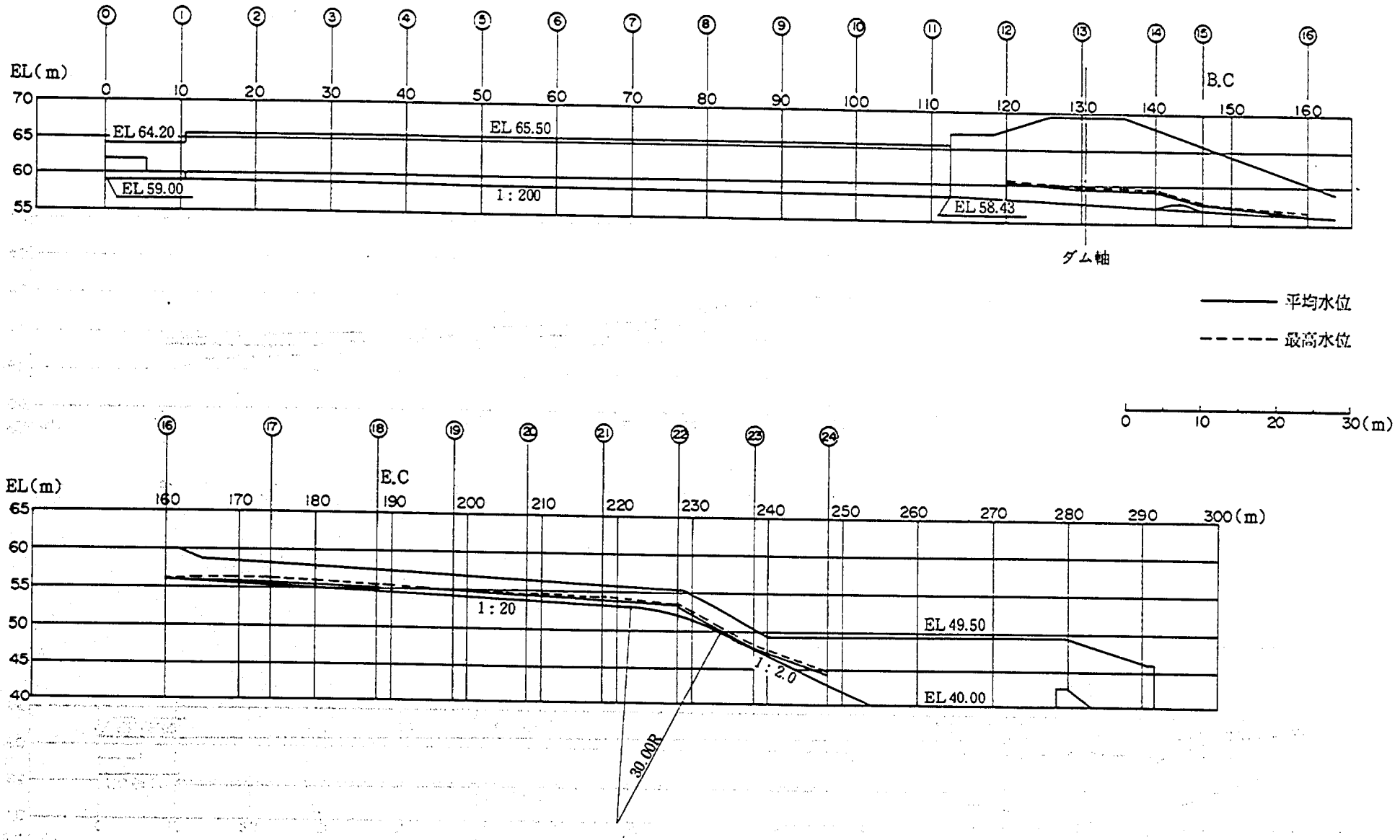
付図19　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝110㎥/s　（左岸）



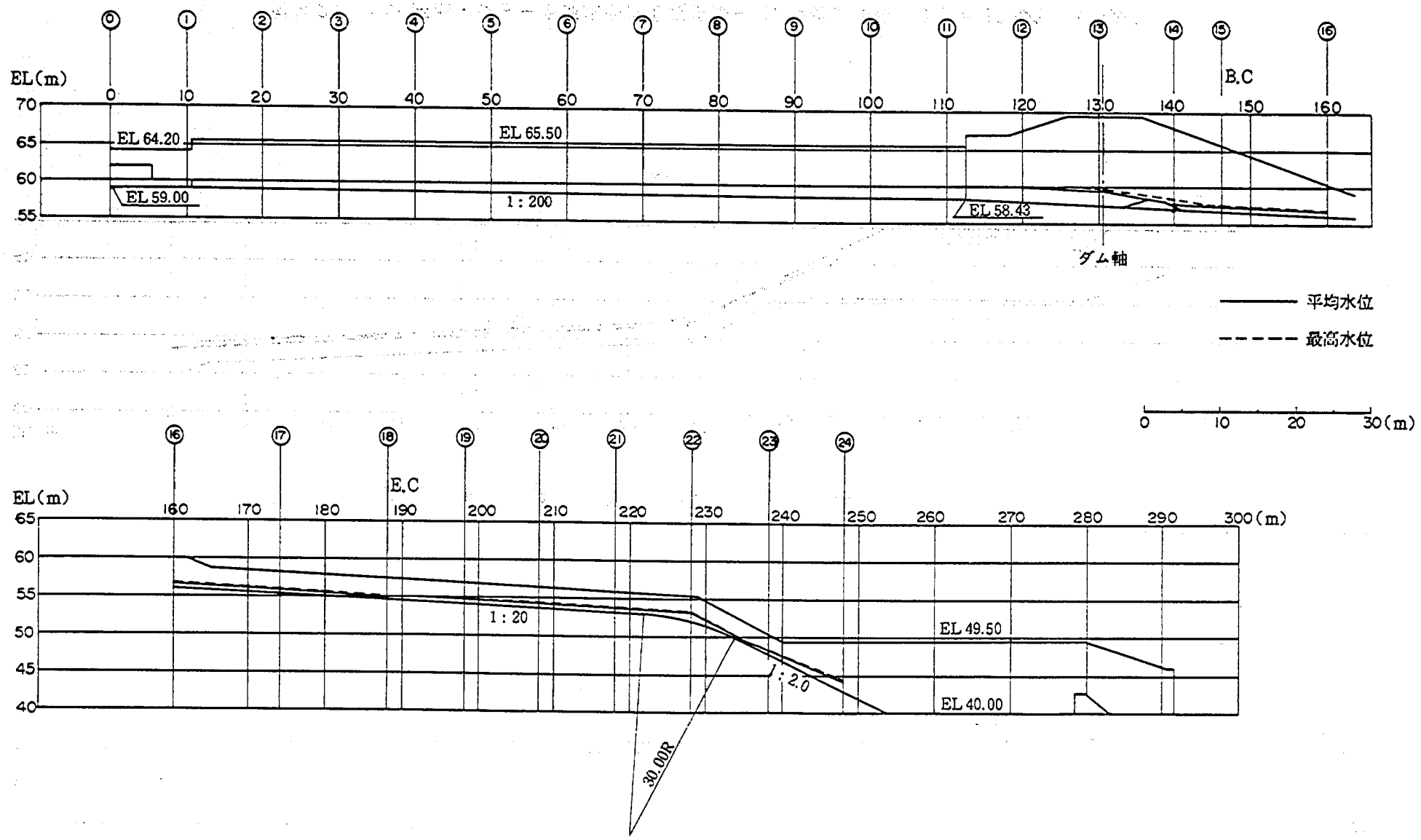
付図20　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝110㎥/s　（中央）



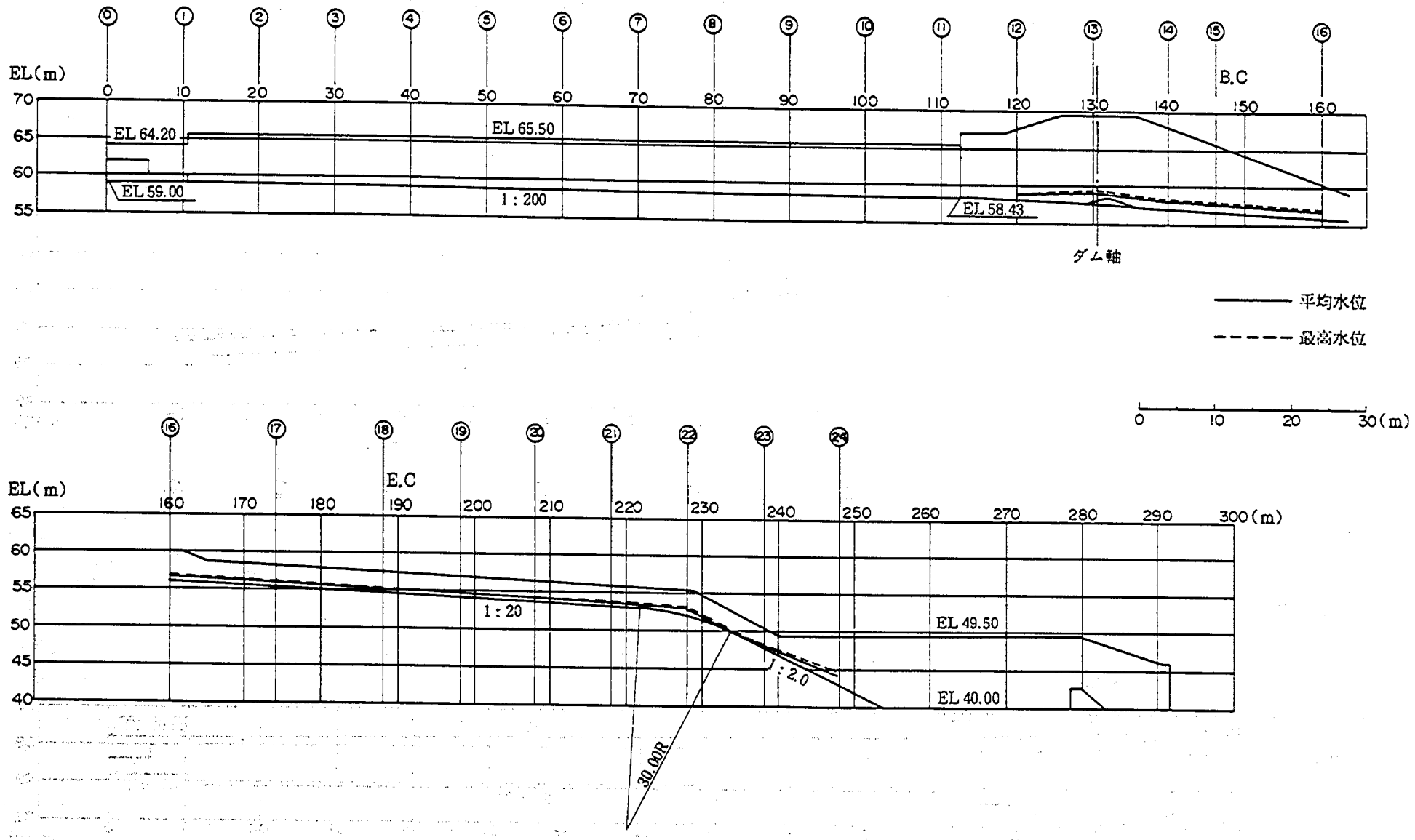
付図 21　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q = 110 m³/s　（右岸）



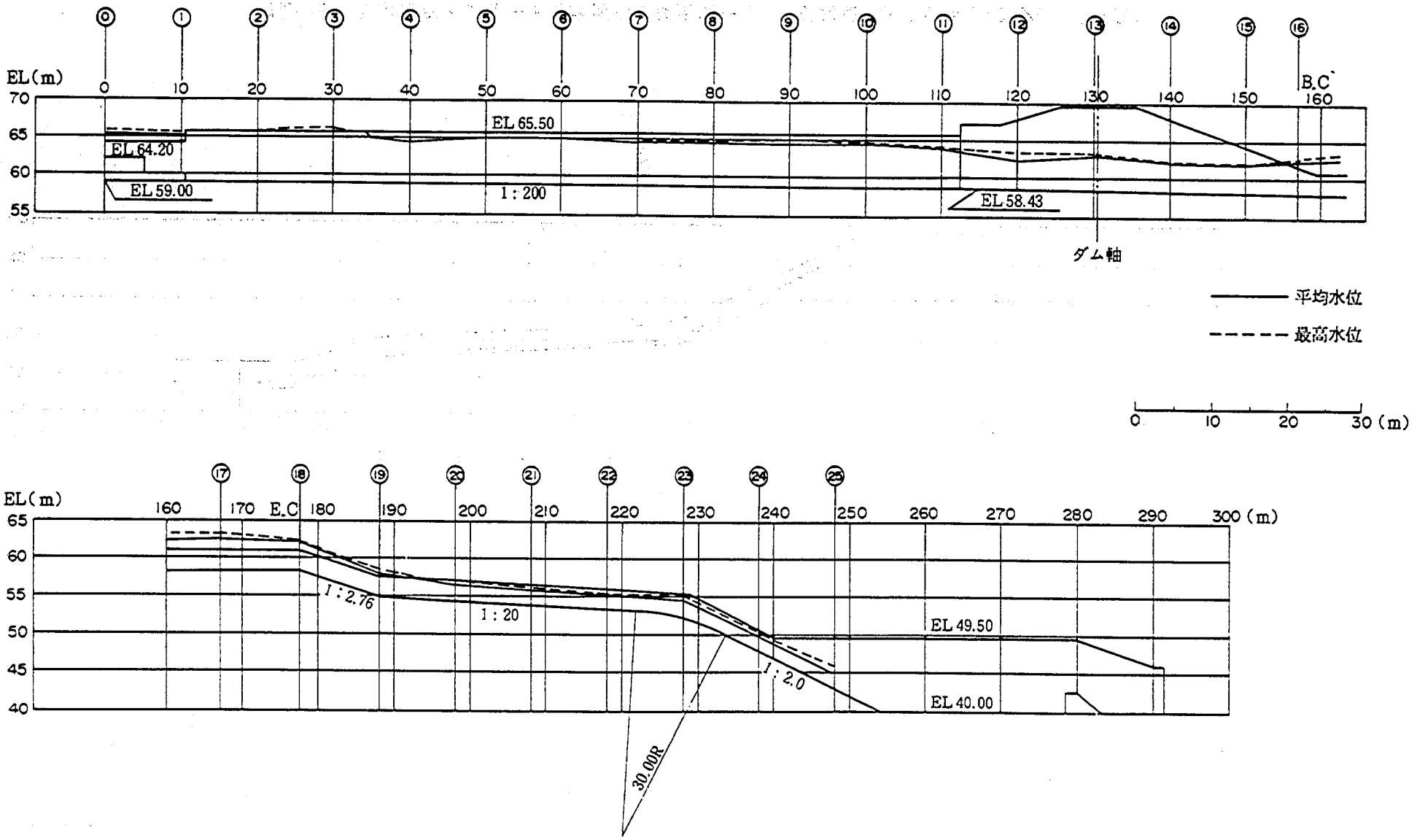
付図 22　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q = 30 ㎥/s　（左岸）



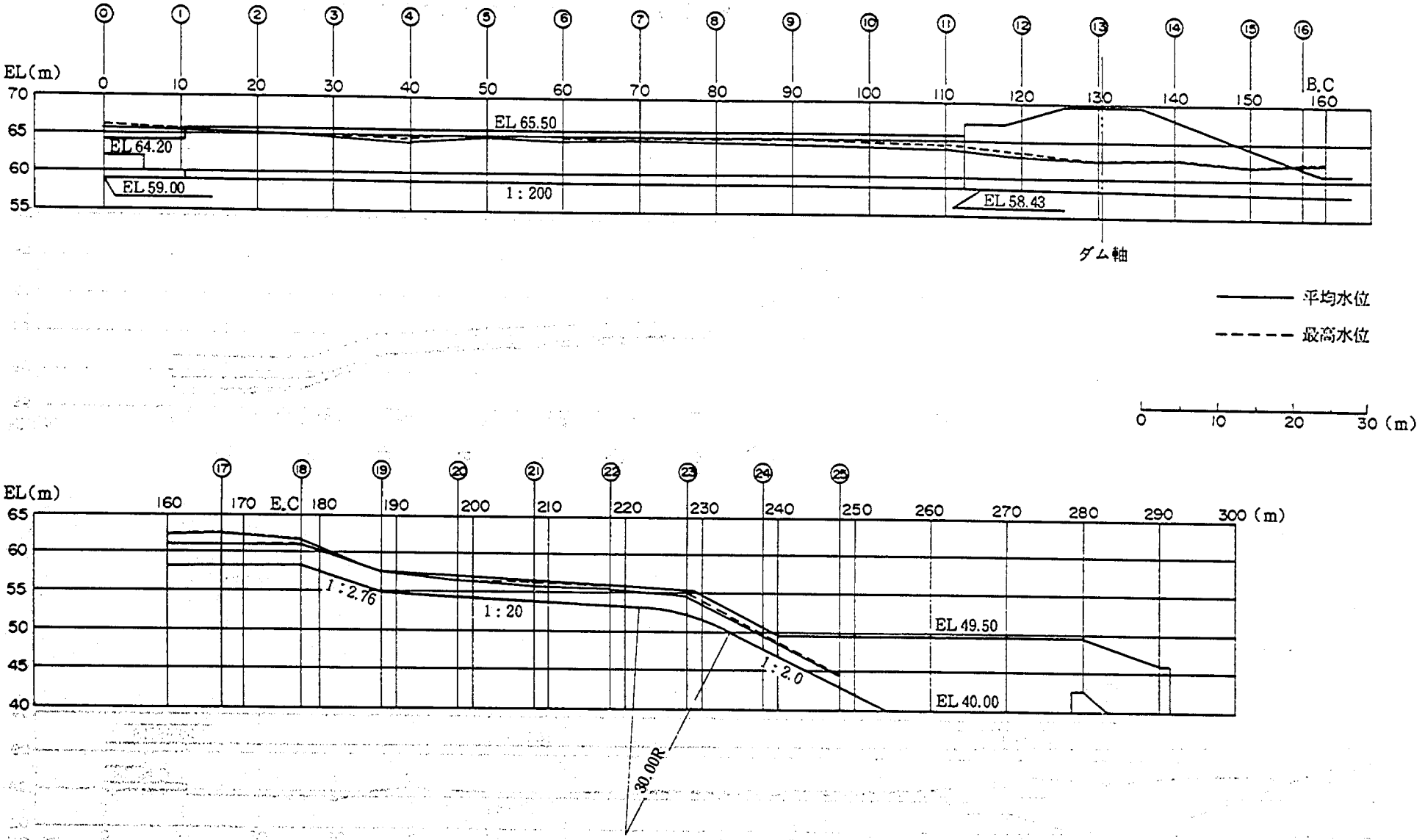
付図23　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝30㎥/s　（中央）



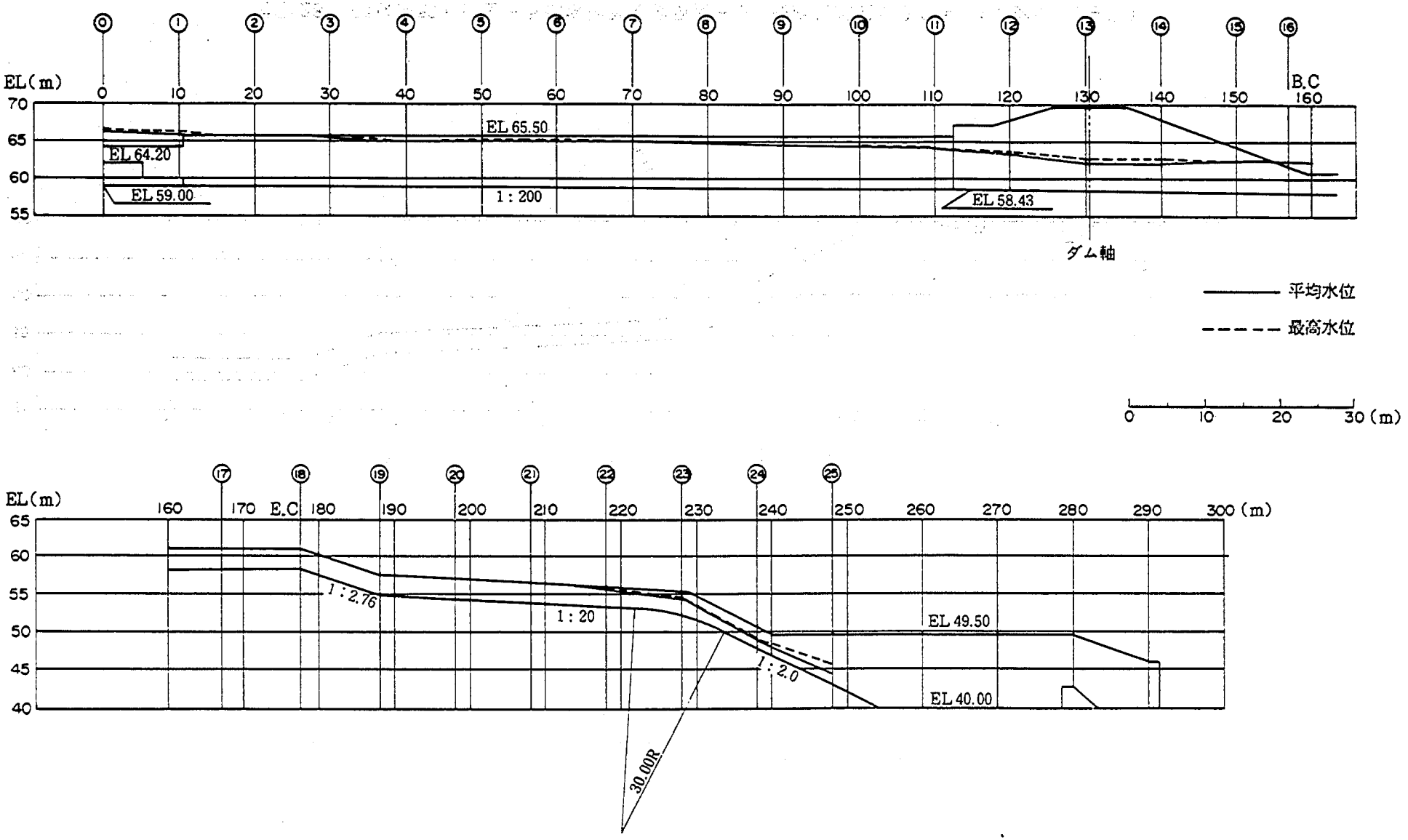
付図24　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，斜めシル設置）Q＝30㎥/s　（右岸）



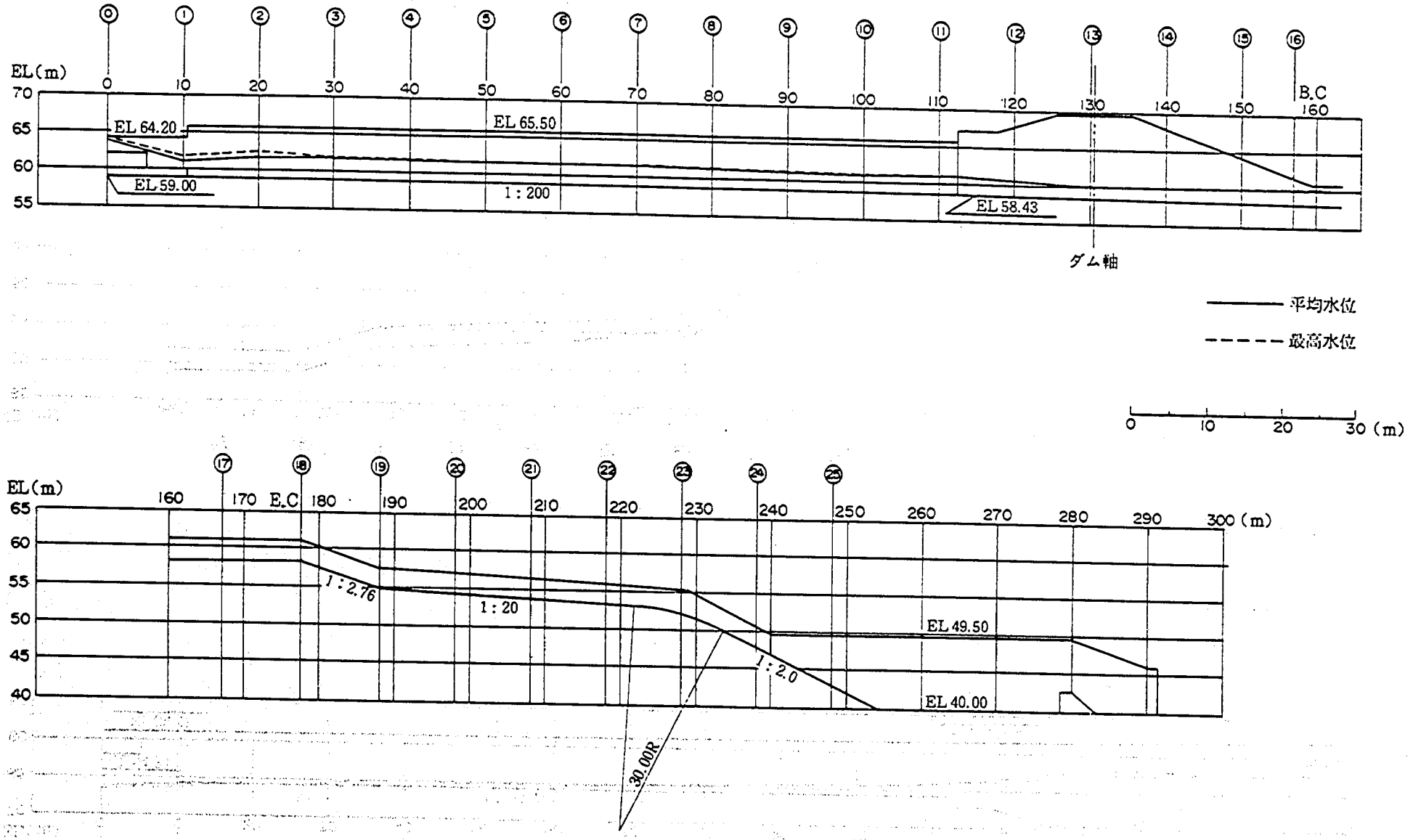
付図25　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 290 m³/s　（左岸）



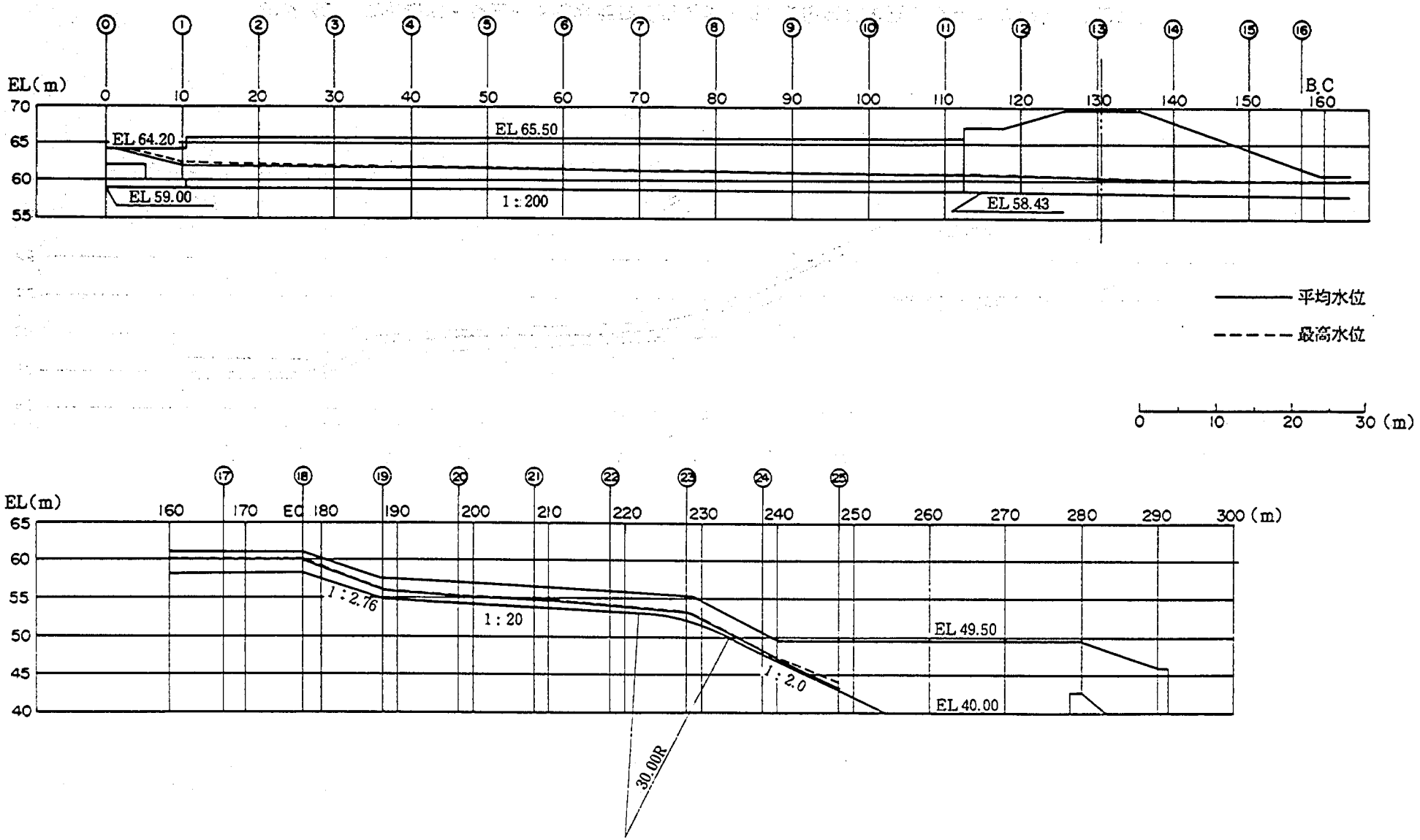
付図 26　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q＝290 m³/s　（中央）



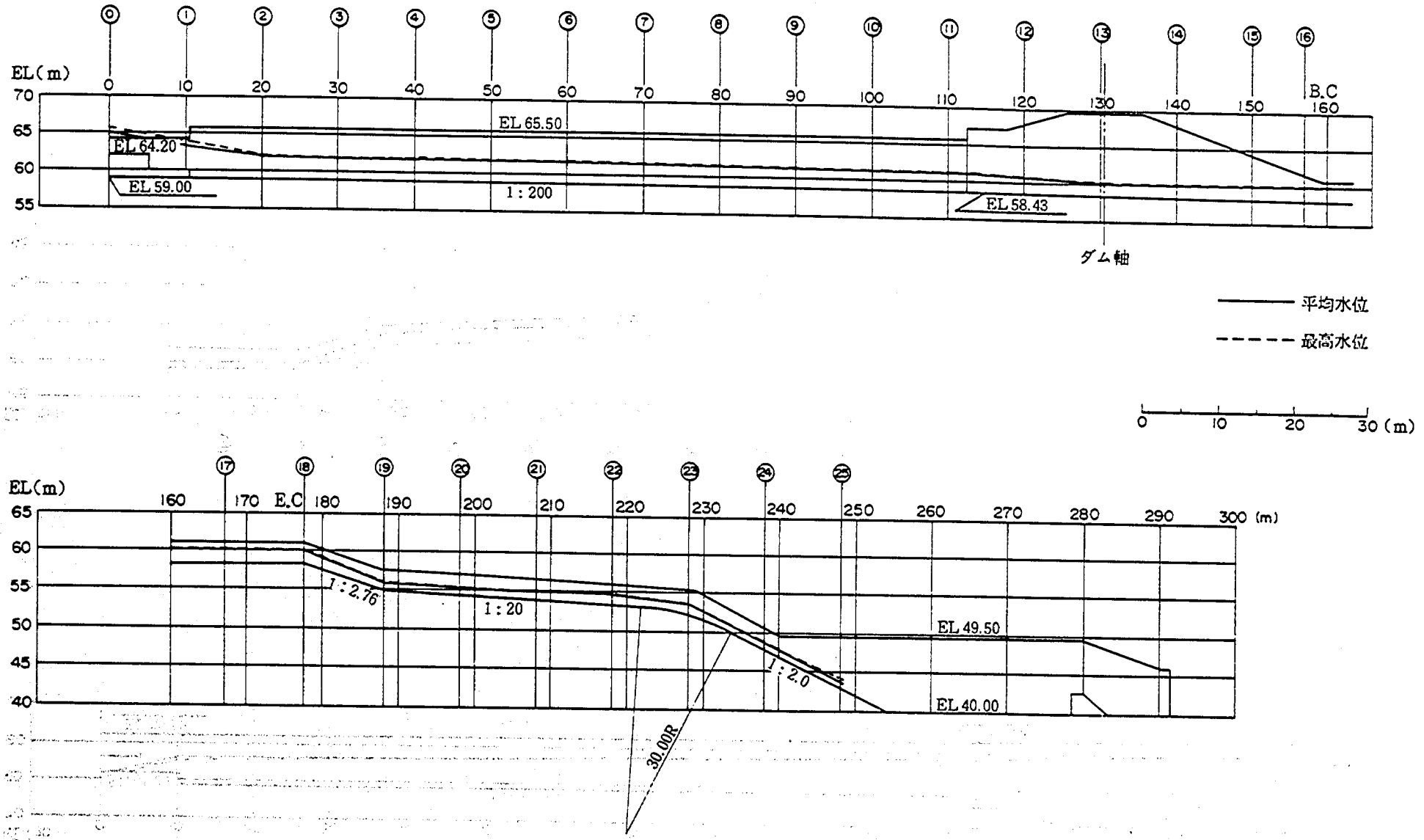
付図 27　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 290 m³/s　（右岸）



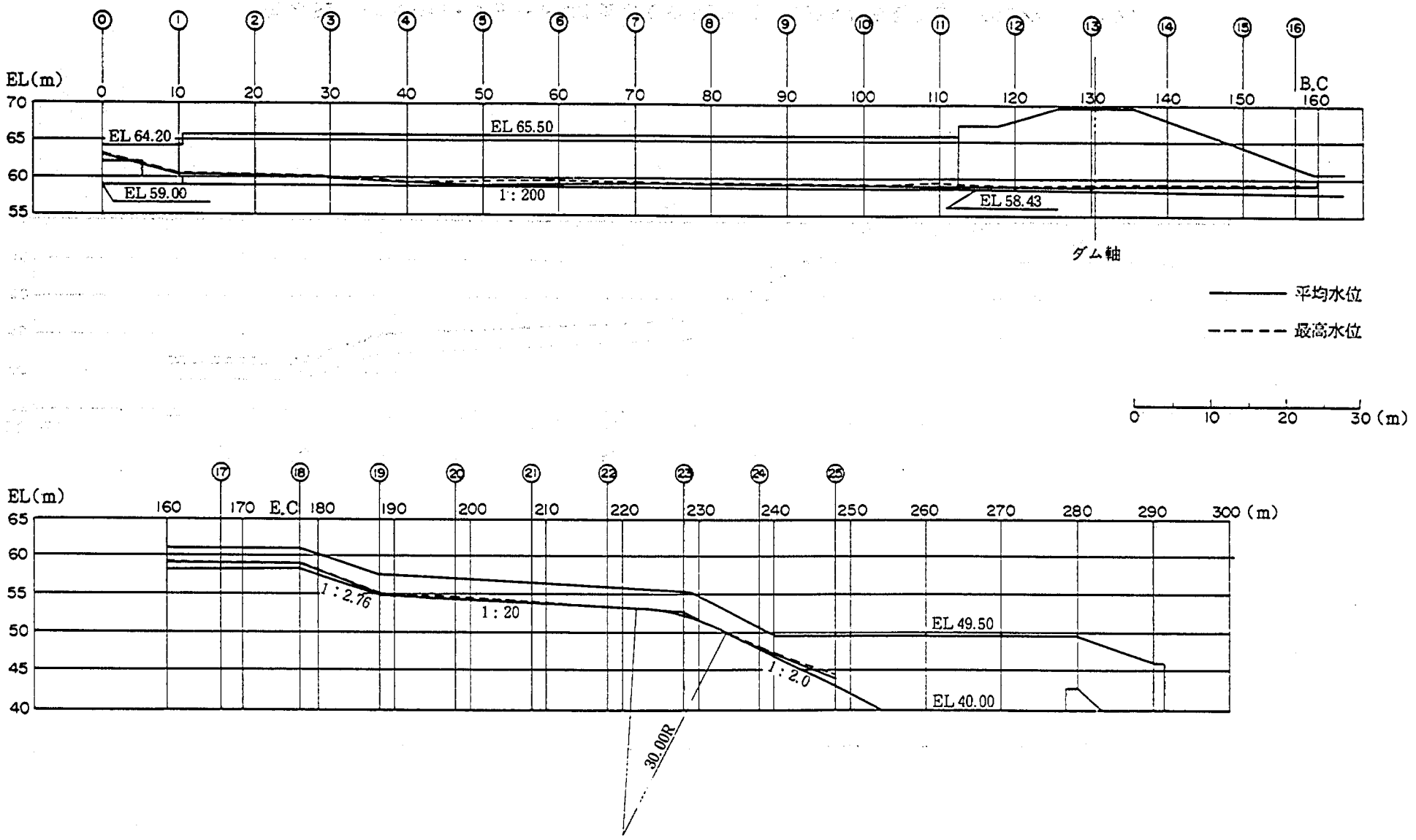
付図 28　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q＝110 m³/s　（左岸）



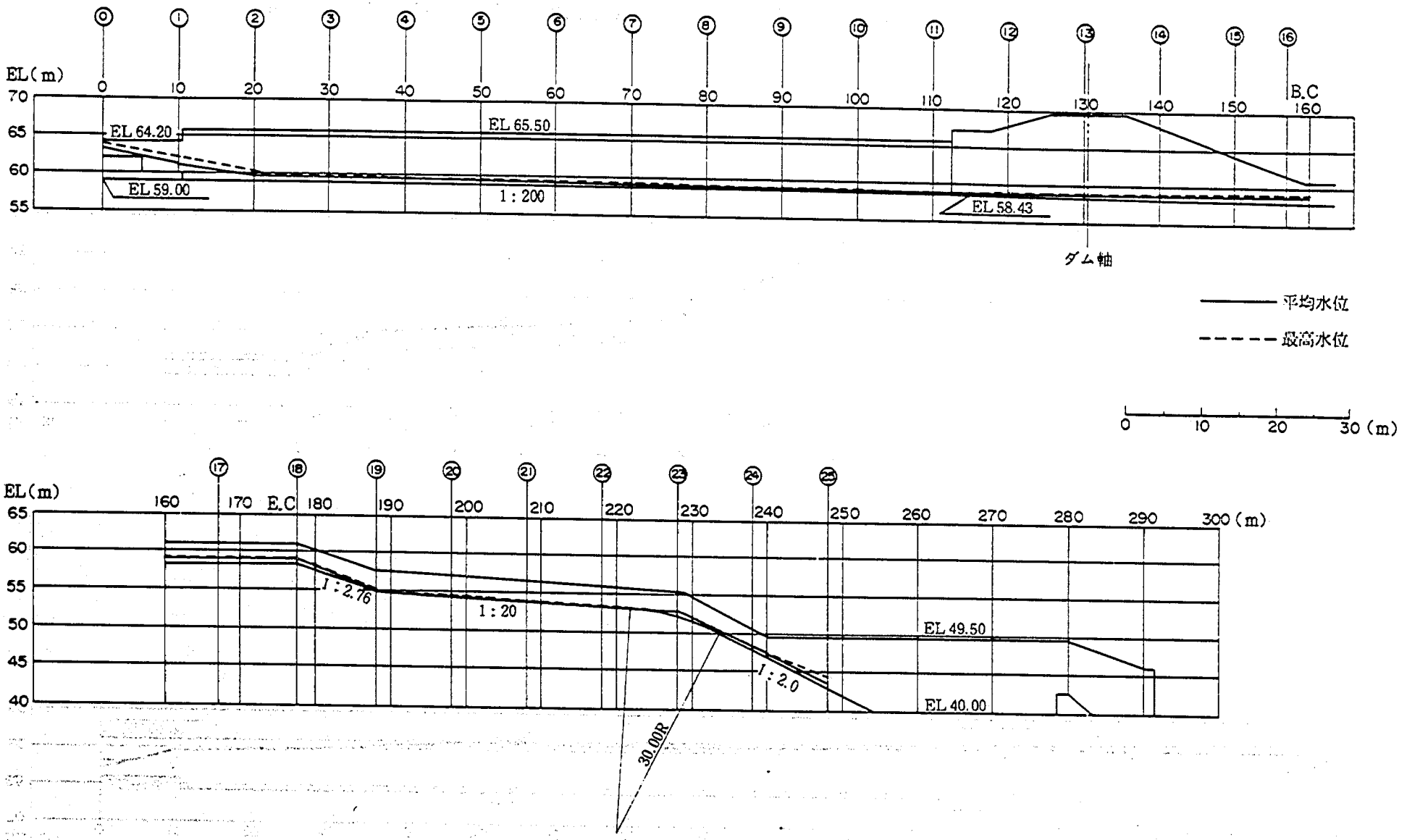
付図 29　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 110 m³/s　（中央）



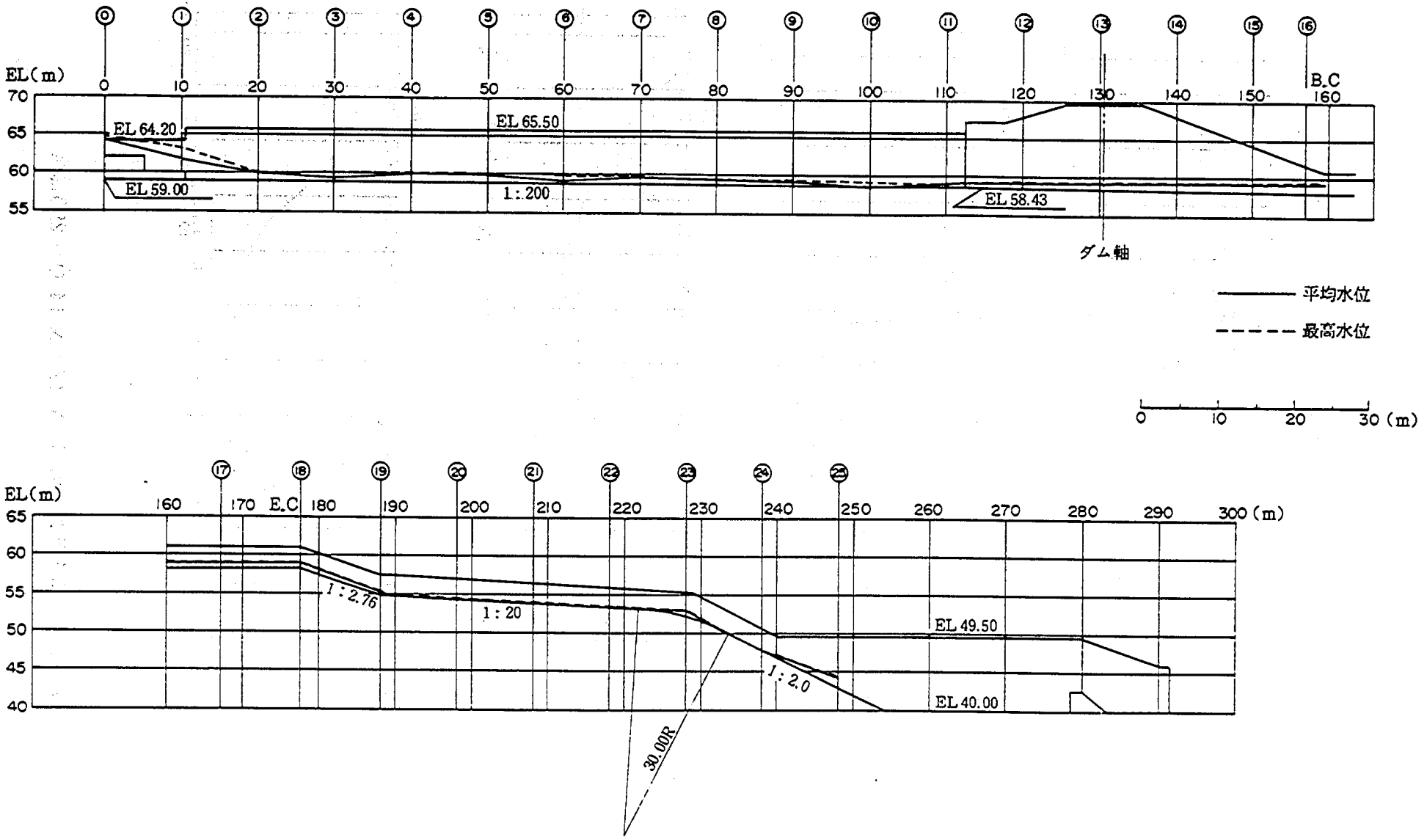
付図 30　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 110 ㎥/s　（右岸）



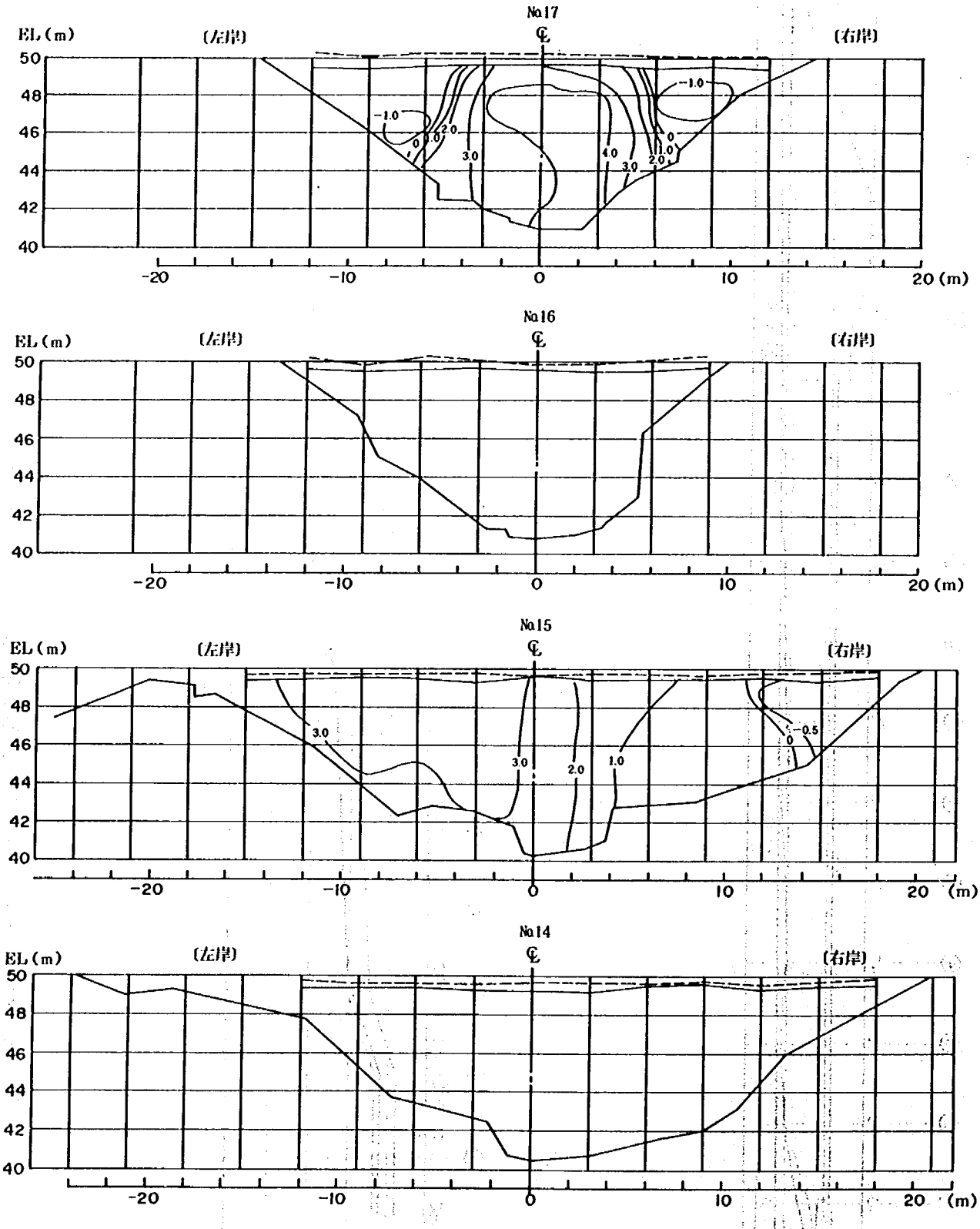
付図 31　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 30 m³/s　（左岸）



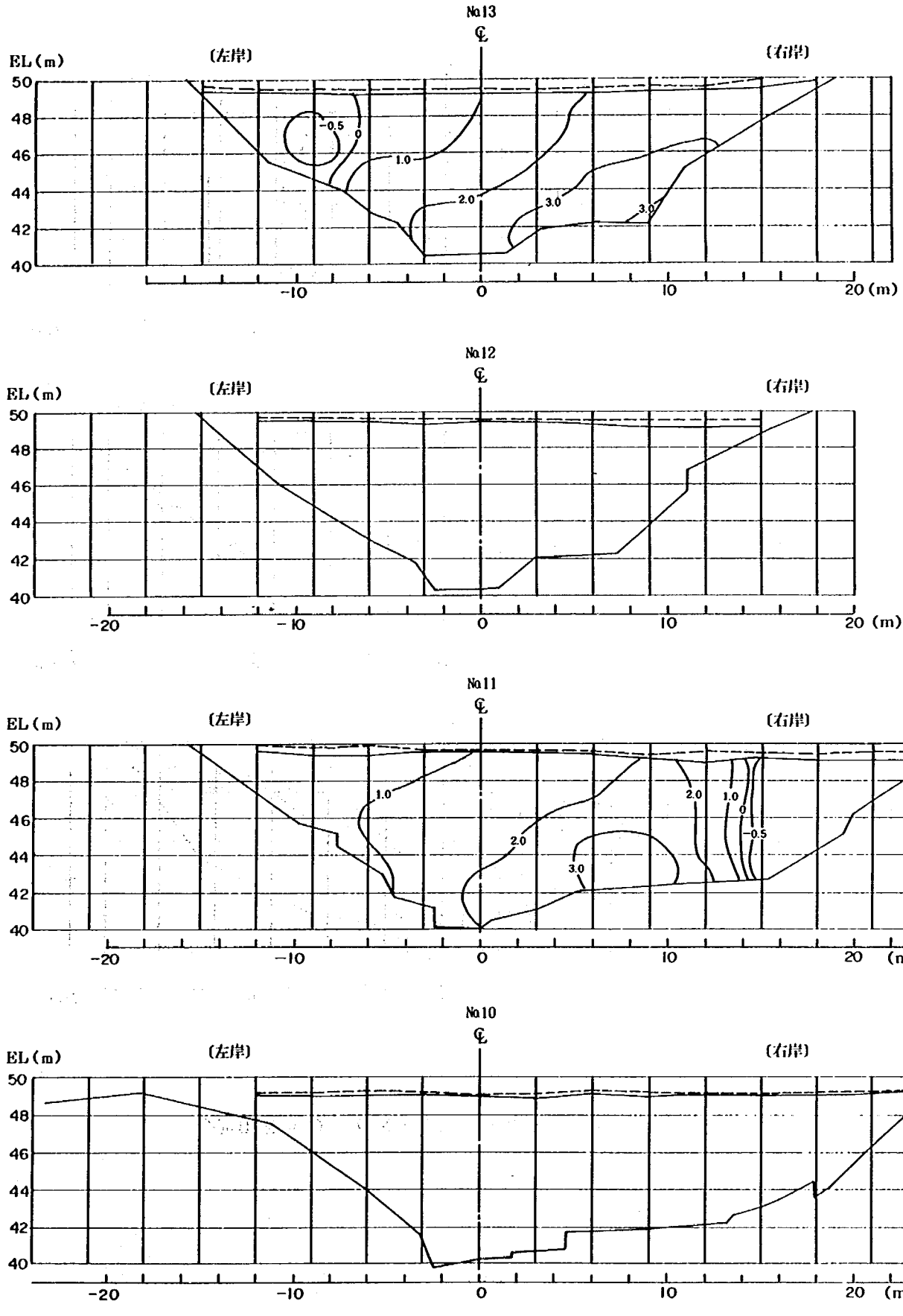
付図 32　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 30 ㎥/s　（中央）



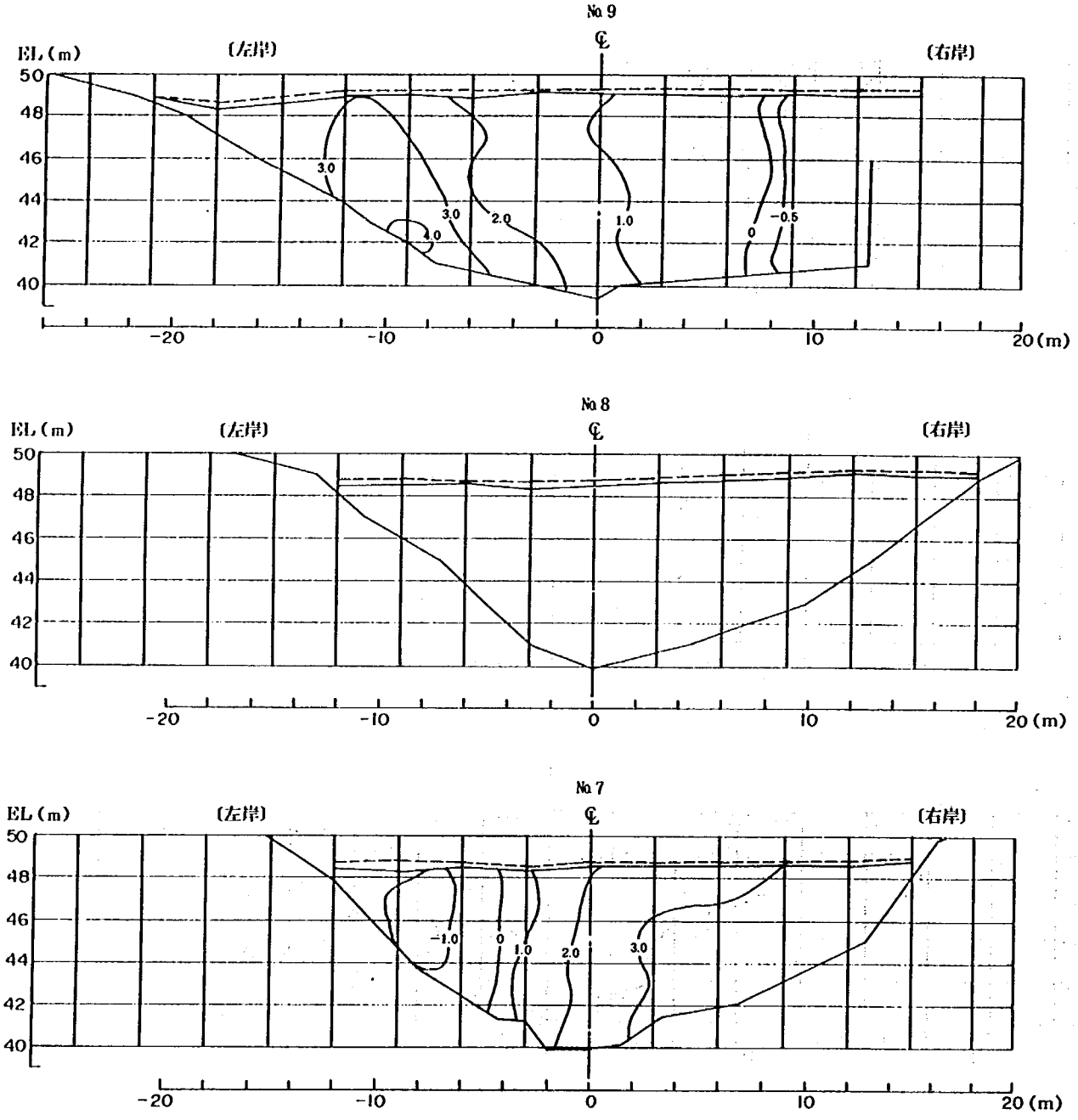
付図 33　側水路部・シュート部水面形（変更案－2，縦断勾配変更）Q = 30 m³/s　（右岸）



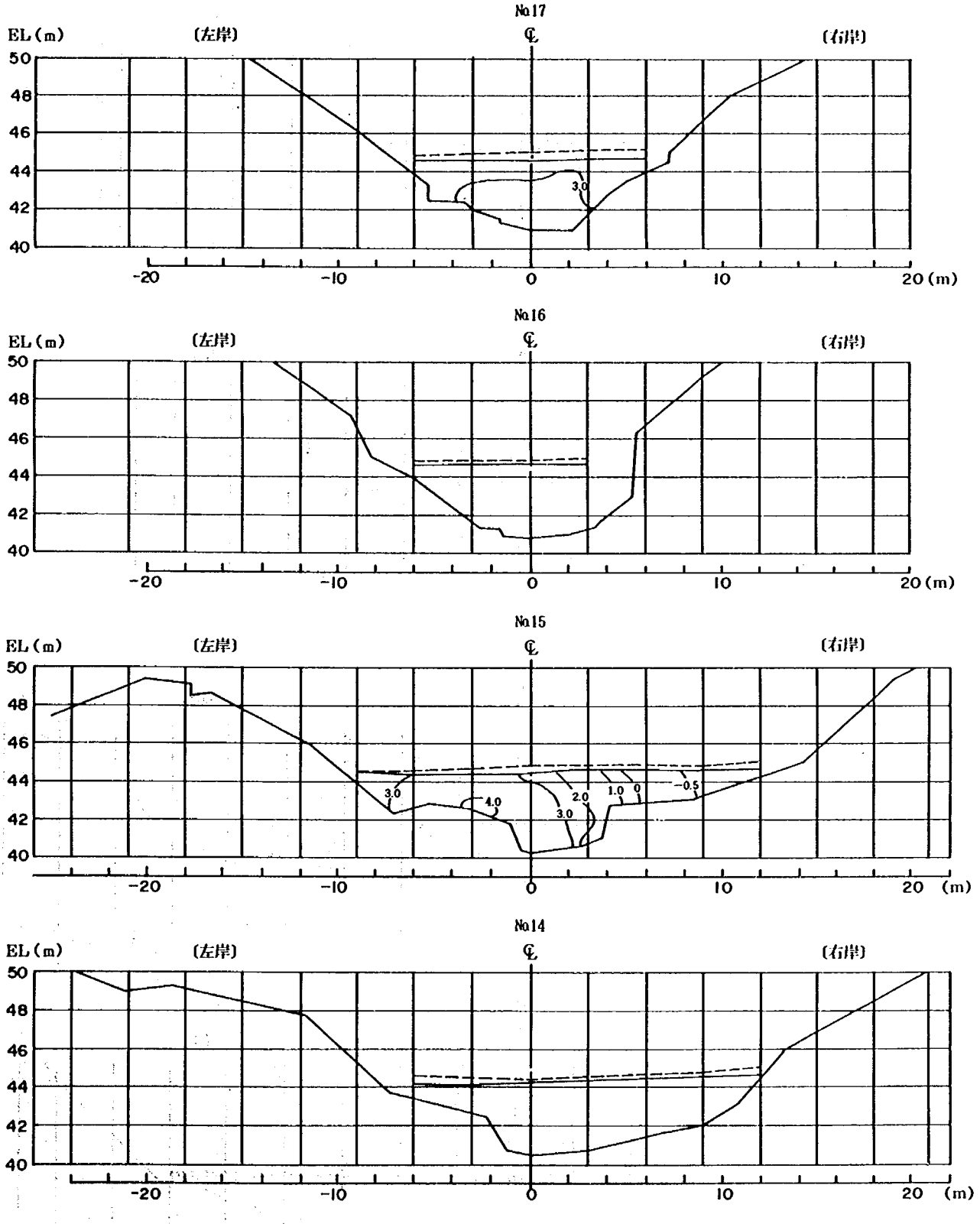
付図 34　下流河道水面形・流速　No. 17～No. 14　Q = 290 m³/s



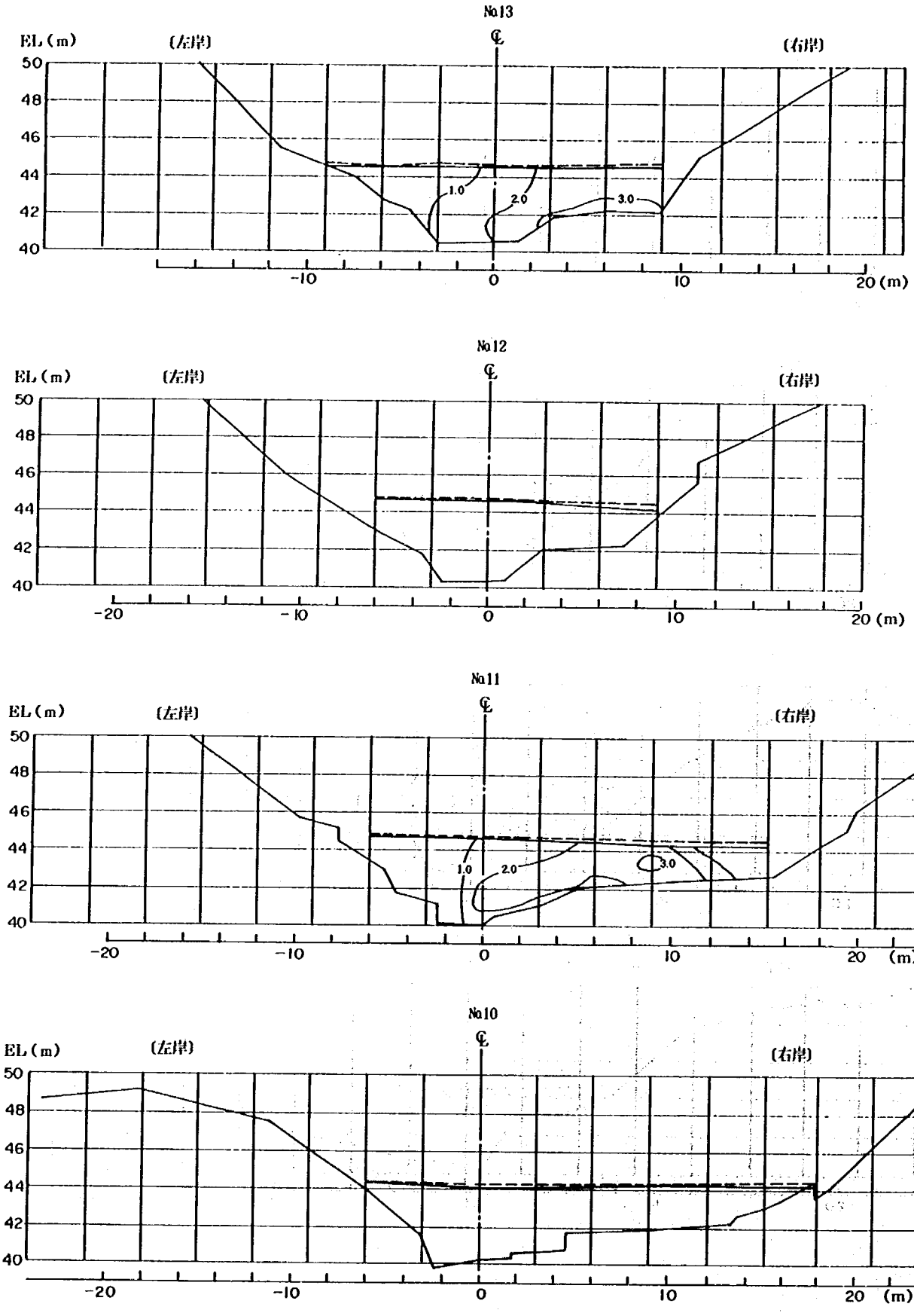
付図 35　下流河道水面形・流速　No 13 ～No 10　Q = 290 m³/s



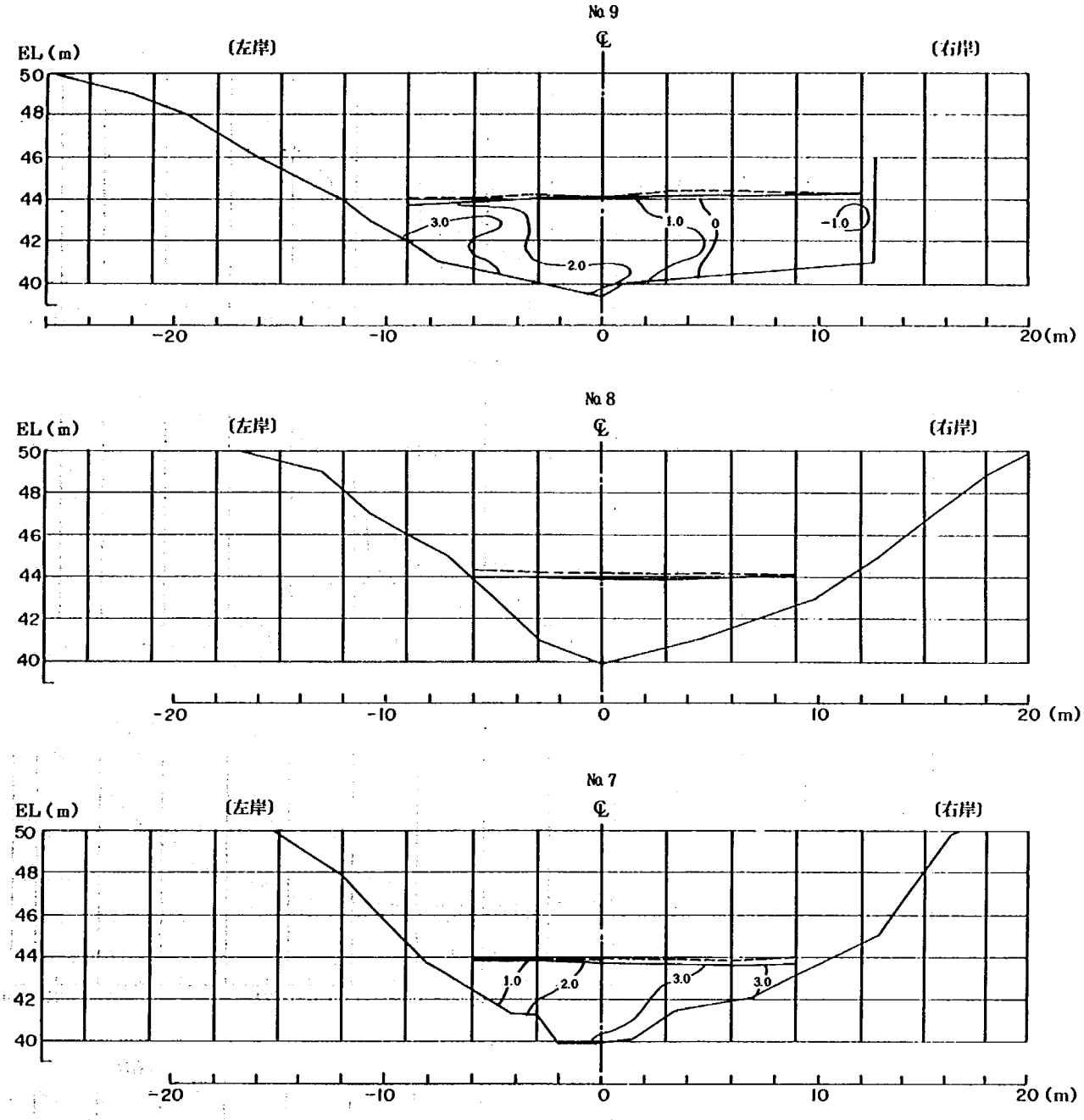
付図 36　下流河道水面形・流速　No 9 ～No 7　Q = 290 m³/s



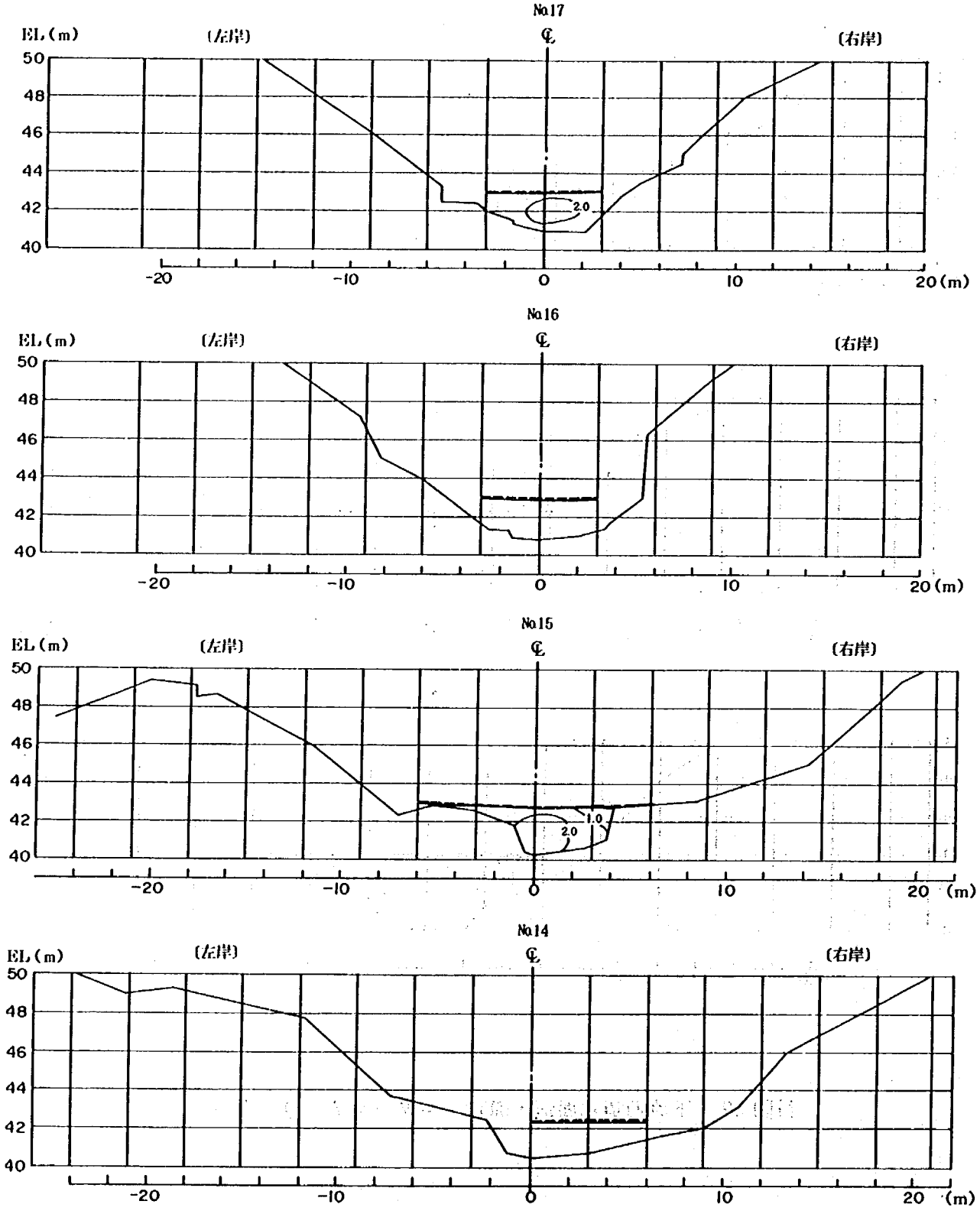
付図 37　下流河道水面形・流速　No. 17 ～No. 14　Q = 110 m³/s



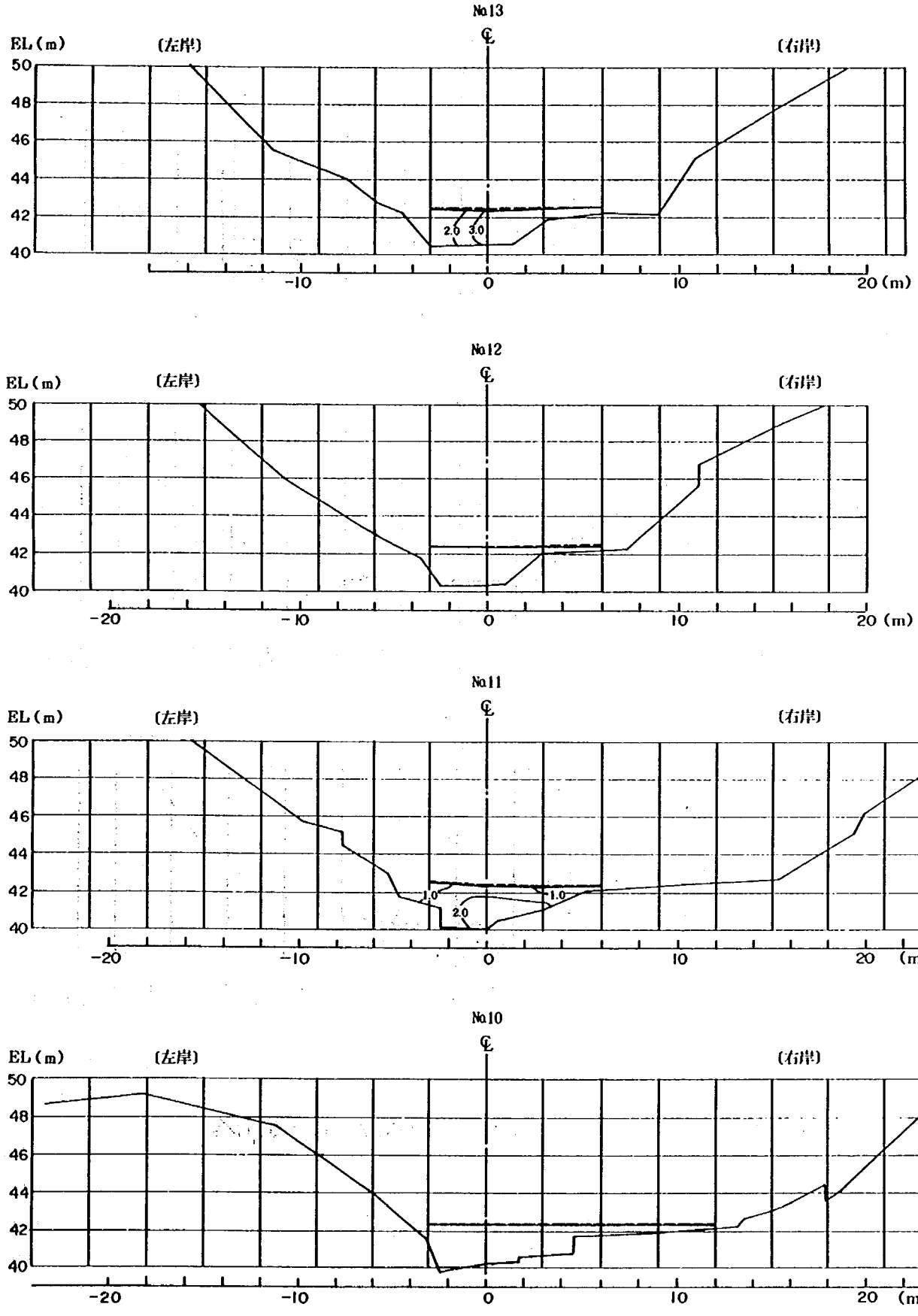
付図 38　下流河道水面形・流速　No 13～No 10　Q = 110 m³/s



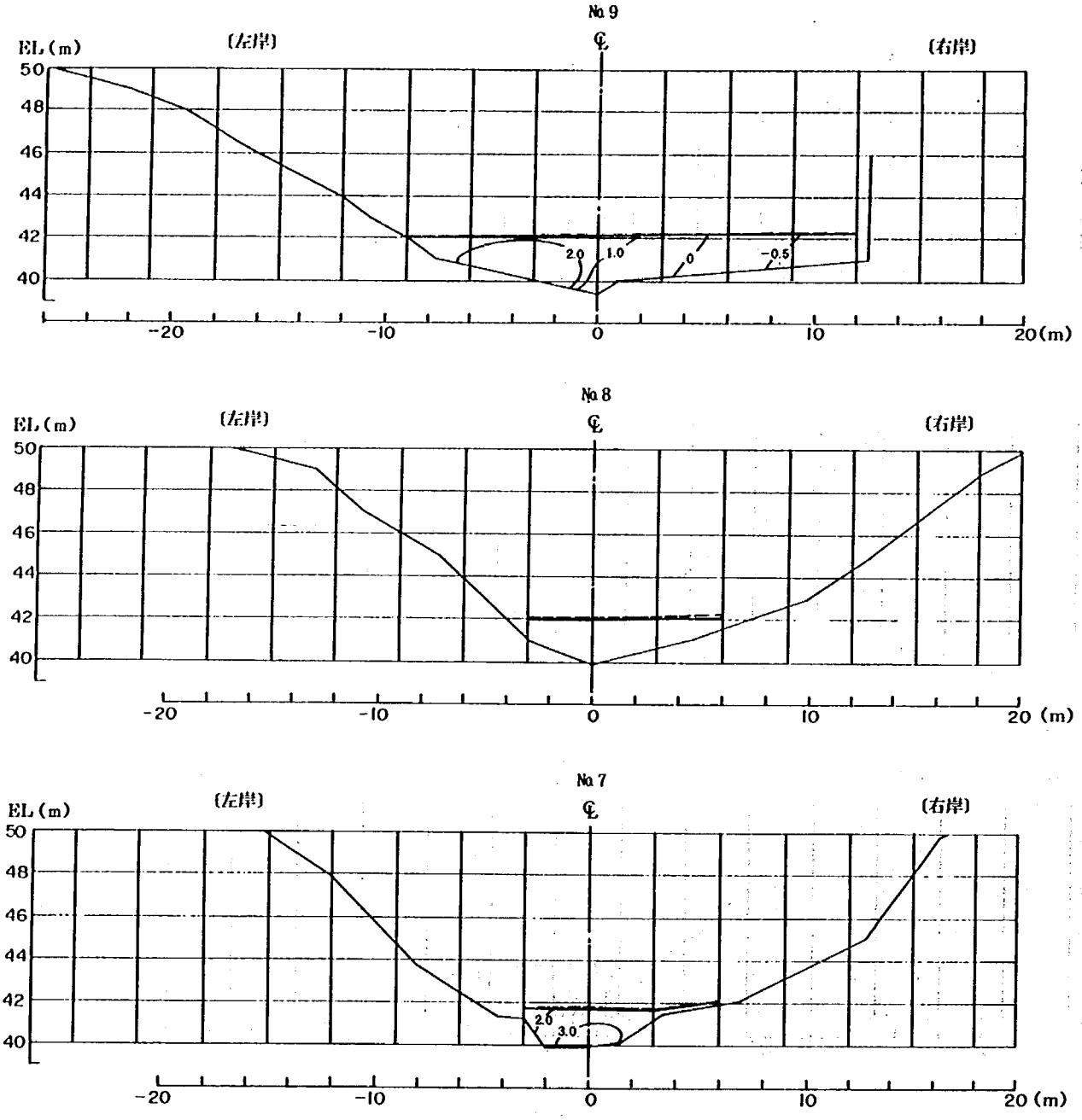
付図 39　下流河道水面形・流速　No 9～No 7　Q = 110 m³/s



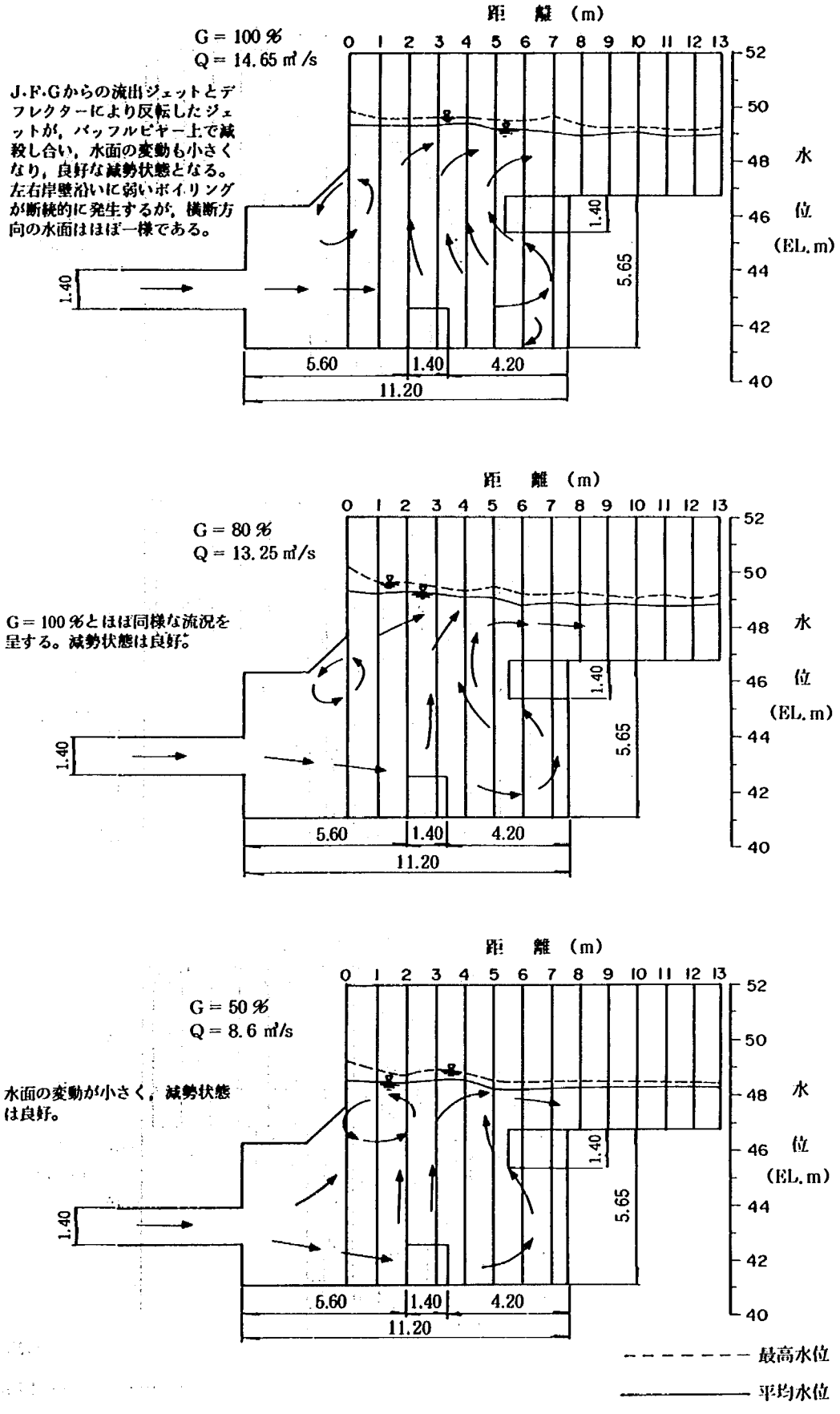
付図40　下流河道水面形・流速　No.17～No.14　Q＝30㎥/s



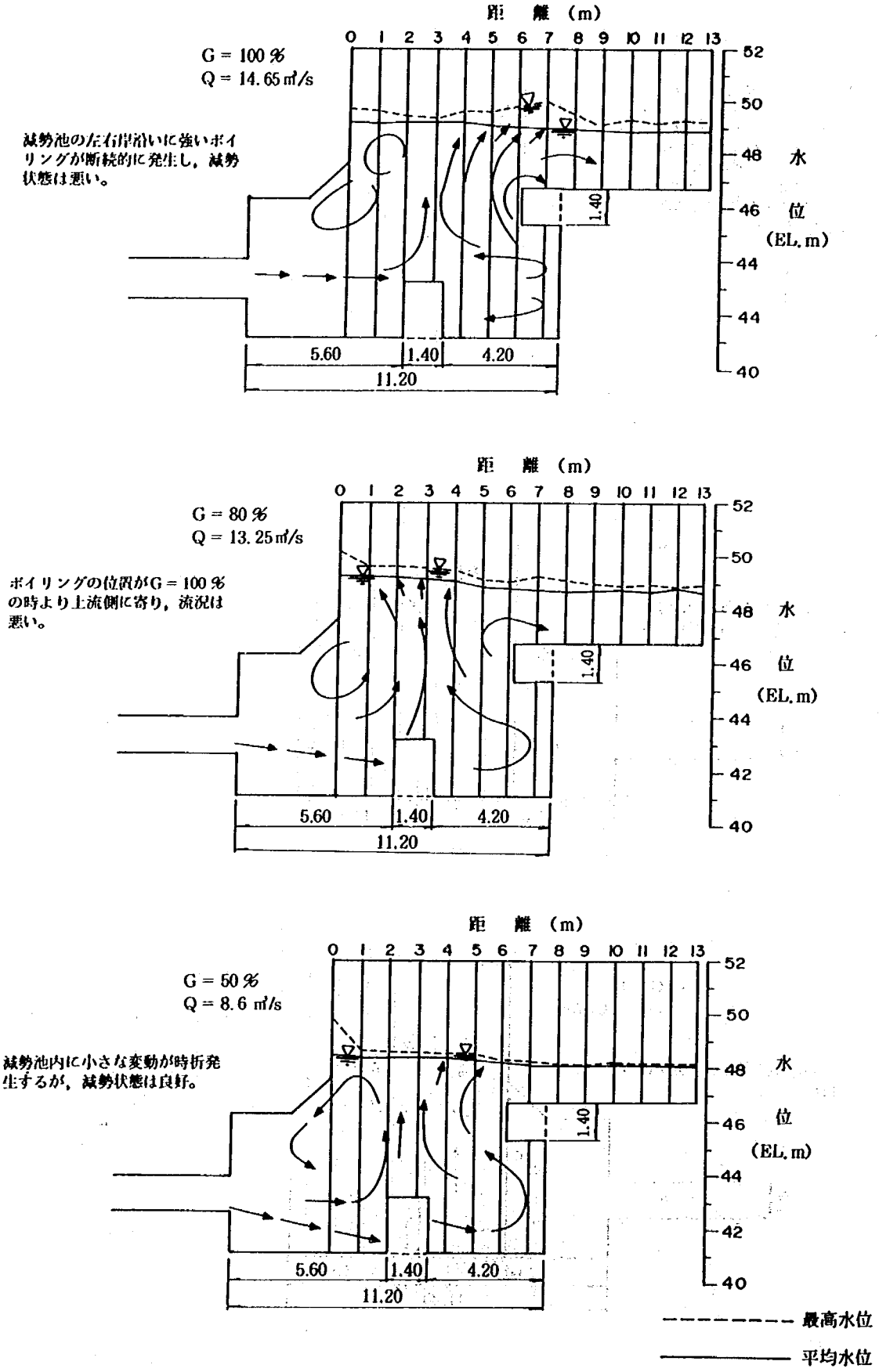
付図41　下流河道水面形・流速　No 13～No 10　Q = 30 m³/s



付図42　下流河道水面形・流速　No 9～No 7　Q = 30 m³/s



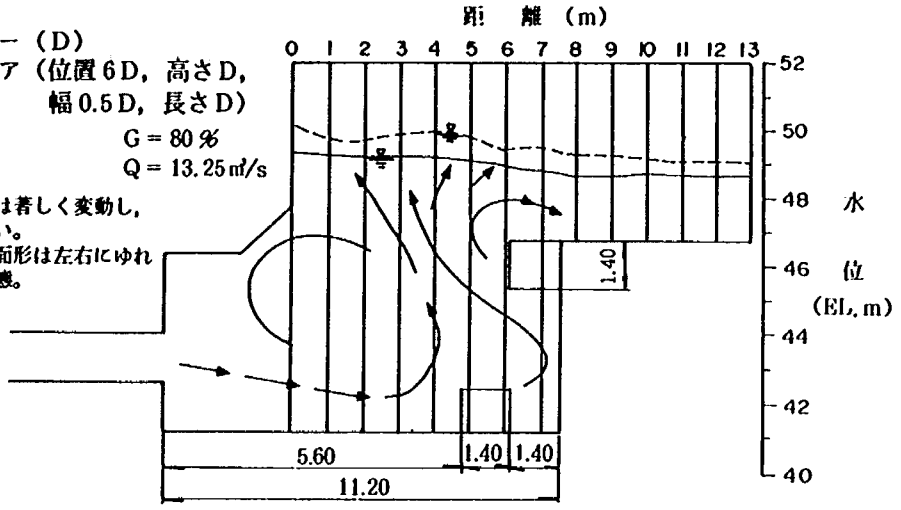
付図 43　減勢池水面形（CASE－6）
デフレクター（1.5D）
バッフルピア（高さ＝D，幅＝0.5D，長さ＝D）



付図44　減勢池水面形（CASE-8）
デフレクター（D）
バッフルピア（高さ＝1.5D，幅＝0.5D，長さ＝D）

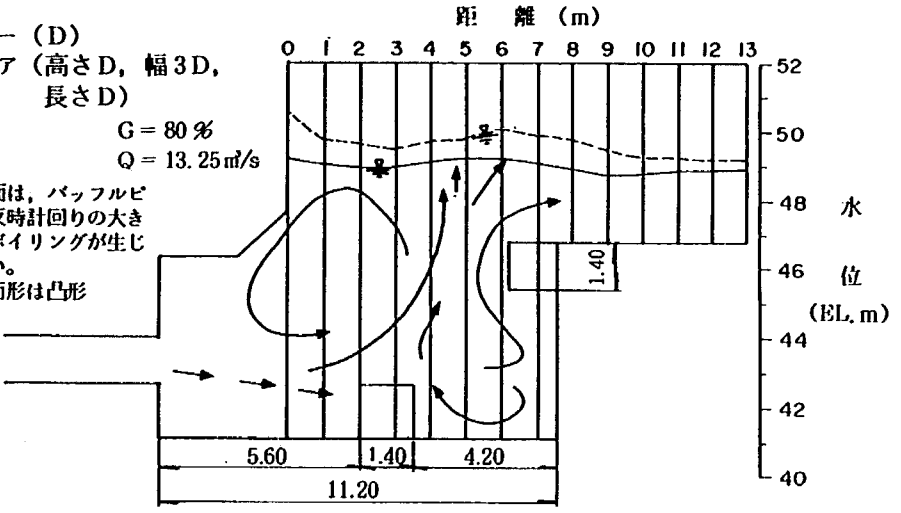
CASE-9
デフレクター（D）
バッフルピア（位置6D，高さD，
幅0.5D，長さD）
G＝80％
Q＝13.25㎥/s

減勢池の水面は著しく変動し，
減勢状態は悪い。
横断方向の水面形は左右にゆれ
て不安定な状態。



CASE-10
デフレクター（D）
バッフルピア（高さD，幅3D，
長さD）
G＝80％
Q＝13.25㎥/s

減勢池内の水面は，バッフルピ
アの上流側に反時計回りの大き
な回流によりボイリングが生じ
減勢状態は悪い。
横断方向の水面形は凸形



- - - - - - - 最高水位
———— 平均水位

付図45　減勢池水面形（CASE−9，10）
G＝80％
Q＝13.25㎥/s

瑞慶山ダム
水理模型実験報告書

ISSN 0386－5878
土研資料 第2171号
昭和60年2月 (1985年)
ダム水工研究室 柏井条介
中西 徹

キーワード：ダム水理模型実験、洪水吐き、
貯水位低下用放流設備

要 旨

本報告書は、比謝川水系与那原川に再開発ダムとして建設される瑞慶山ダムの洪水吐きおよび貯水位低下用放流設備に関して昭和58年度から59年度にわたって実施した水理模型実験の結果を取りまとめたものである。

洪水吐きは、流入部、越流部、側水路部、導流部、減勢工および下流河道に区分して取りあつかう。全体の配置、形状および規模の検討は縮尺1/50の木材を主体とする模型を使用し、越流部は縮尺1/25の木製模型を使用して検討を行っている。ただし、下流河道は表面モルタル仕上げとした。貯水位低下用放流設備については縮尺1/10とし検討を行っている。

以上の水理実験を中心とする検討の結果、瑞慶山ダムに適切な洪水吐きの実施設計案を提示した。

郵便はがき

40円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
ダム水工研究室 御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2171号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏 名　　㊞