土研資料第１１４３号
マイクロフィルム第　　号

土木研究所資料

川治ダム洪水吐水理模型実験報告書

昭和51年3月

建設省土木研究所
篠崎試験所

序

本報告書は、関東地方建設局の依頼により昭和４７年度から５０年度に亘って実施した川治ダム洪水吐の水理設計および水理実験の結果を収録し、とりまとめたものである。

昭和５１年３月

建設省土木研究所

目　　次

まえがき …… 1

第1章　ダムの計画と概要 …… 3

第2章　洪水吐の計画と推移 …… 7

第3章　洪水吐の予備設計とその水理実験 …… 11

第1節　洪水吐の水理設計 …… 11

§1. 洪水吐の設計条件 …… 11

§2. 放水管の設計 …… 11

§3. 越流部の設計 …… 17

§4. 減勢部の設計 …… 21

§5. 設計された洪水吐の形状 …… 24

第2節　全体模型による水理実験 …… 24

§1. 実験概要 …… 24

§2. 実験とその結果 …… 25

第4章　洪水吐の水理設計と水理実験 …… 53

第1節　洪水吐の水理設計 …… 53

§1. 放水管の設計 …… 53

§2. 越流部の設計 …… 58

§3. 減勢部の設計 …… 64

第2節　全体模型による水理実験 …… 65

§1. 実験概要 …… 65

§2. 基本形状に関する実験 …… 66

§3. 減勢部の修正案1に関する実験 …… 74

§4. 減勢部の修正案2に関する実験 …… 76

§5. 減勢部の修正案3に関する実験 …… 79

§6. 減勢部の修正案4に関する実験 …… 81

§7. 減勢部の修正案5に関する実験 …… 83

§8. 減勢部の最終案に関する実験 …… 85

§9. 副ダムに関する実験 …… 86

§10. 2次減勢工および河道部関する実験 …… 89
第3節 放水管の変更設計と抽出模型実験 …… 94
§1. 放水管の変更設計 …… 94
§2. 実験概要 …… 103
§3. 実験とその結果の適用 …… 106
第4節 越流部抽出模型実験 …… 117
§1. 実験概要 …… 117
§2. 越流面の形状に関する実験 …… 118
§3. 橋脚に関する実験 …… 121
§4. 越流面の形状に関する実験(ローラーゲートの場合) …… 124

第5章 最終案の洪水吐 …… 299
第1節 放水管 …… 299
§1. 放水管の配置と設定 …… 299
§2. 放水管の形状 …… 300
§3. 放水管の水理機能 …… 308
第2節 越流部 …… 313
§1. 越流部の配置と設定 …… 313
§2. 越流部の形状 …… 318
§3. 越流部の水理機能 …… 318
第3節 減勢部 …… 319
§1. 減勢部の規模 …… 319
§2. 減勢部の水理機能 …… 319
第4節 2次減勢工と河道部 …… 320
§1. 2次減勢工 …… 320
§2. 河道部 …… 320
あとがき …… 330
参考文献 …… 331

図　目　次

第 1 章

図－ 1. ダム計画位置図 …… 4

図－ 2. 鬼怒川流量配分図 …… 4

図－ 3. 洪水調節計画図 …… 5

図－ 4. 貯水池の容量配分図 …… 5

第 2 章

図－ 5. 既設ダム放水管の最高操作水頭とゲートに作用する全水圧の関係図 …… 8

図－ 6. 設計洪水の波形とその調節計画図 …… 9

第 3 章

図－ 7. アーチ堤体の形状図 …… 29

図－ 8. 既設ダム放水管のC～H／a_0の関係図 …… 30

図－ 9. 放水管の基本形状図 …… 30

図－10. 放水管の形状寸法および主要点の座標の記号図 …… 31

図－11. 設計された放水管の形状と断面図 …… 31

図－12. 標準型越流面形状の記号図 …… 32

図－13. *WES*型余水吐の形状図 …… 32

図－14. 設計された越流部の越流水面形状図 …… 33

図－15. 設計された越流部の形状図 …… 34

図－16. 設計された橋脚の形状図 …… 35

図－17. 減勢部の設計記号図 …… 35

図－18. 減勢部の形状図 …… 36

図－19. 設計された洪水吐の形状図 …… 37

図－20. 実験模型の洪水吐配置図 …… 38

図－21. 減勢部底面の圧力測定位置図 …… 39

図－22. 実験模型の形状図 …… 40

図－23. 洪水吐の貯水位と放流量との関係図 …… 40

図－24. 水クッションによる減勢の流況図 …… 41

図－25. 放水管の放流における流況－*B*の下流水深と放流量との関係図 …… 41

図－26. 越流部の放流における流況－*B*の下流水深と放流量との関係図 …… 41

図－２７. 放水管の放流における流況－Bの水叩き面の圧力図 …… 42
図－２８. 越流部の放流における流況－Bの水叩き面の圧力図 …… 42
図－２９. 越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図 …… 43
図－３０. 越流部の放流における下流水深と最高動水圧との関係図 …… 45

第 4 章

図－３１. ベルマウス部形状の記号図 …… 132
図－３２. 設計されたベルマウス部形状図 …… 133
図－３３. 設計されたベルマウス部の横断面図 …… 134
図－３４. 放水管の漸縮部形状の記号図 …… 136
図－３５. 設計された漸縮部形状図 …… 137
図－３６. 設計された越流面の形状図 …… 140
図－３７. 越流部の配置と諸形状の記号図 …… 140
図－３８. 設計された越流部の配置と形状図 …… 141
図－３９. 設計された越流部からの落下水脈の位置図 …… 142
図－４０. 減勢部の形状図 …… 143
図－４１. 設計された放水管および越流部の形状図 …… 144
図－４２. 放水管の貯水位と放流量の関係図 …… 145
図－４３. 越流部の貯水位～ゲート開度～放流量の関係図 …… 145
図－４４. 放水管と越流部の同時放流における貯水位と放流量の関係図 …… 146
図－４５. 越流水面形の測定位置図 …… 146
図－４６. 越流水面形とテンターゲートピンとの関係図 …… 147
図－４７. 放流条件における減勢部流況の型式 …… 148
図－４８. 基本形状における減勢部の流況図 …… 149
図－４９. 基本形状による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 152
図－５０. 基本形状による減勢部底面の圧力分布図 …… 153
図－５１. 減勢部底面の圧力分布型式図 …… 157
図－５２. 基本形状による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 158
図－５３. 減勢部の修正案１による減勢部の流況図 …… 159
図－５４. 減勢部の修正案１による減勢部底面の圧力分布図 …… 163
図－５５. 減勢部の修正案１による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 167
図－５６. 減勢部の修正案１による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 168
図－５７. 減勢部の修正案２による減勢補助構造物の位置図 …… 169
図－５８. 減勢部の修正案２による減勢部の流況図 …… 170

図－５９．減勢部の修正案２による減勢部底面の圧力分布図 …… 174
図－６０．減勢部の修正案２による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 178
図－６１．減勢部の修正案２による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 179
図－６２．減勢部の修正案３による減勢補助構造物の形状図 …… 180
図－６３．減勢部の修正案３による減勢部の流況図 …… 181
図－６４．減勢部の修正案３による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 185
図－６５．減勢部の修正案３による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 186
図－６６．減勢部の修正案４による減勢部の流況図 …… 187
図－６７．減勢部の修正案４による減勢部底面の圧力分布図 …… 191
図－６８．減勢部の修正案４による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 195
図－６９．減勢部の修正案４による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 196
図－７０．越流部の橋脚末端のデフレクター形状図 …… 197
図－７１．減勢部の修正案５による減勢部の流況図 …… 198
図－７２．減勢部の修正案５による減勢部底面の圧力分布図 …… 202
図－７３．減勢部の修正案５による減勢部の下流水深と放流量との関係図 …… 206
図－７４．減勢部の修正案５による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図 …… 207
図－７５．減勢部の最終案の形状図 …… 208
図－７６．減勢部の最終案による減勢部底面の圧力測定位置図 …… 209
図－７７．減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図 …… 210
図－７８．減勢部の最終案による減勢部底面の圧力分布図 …… 217
図－７９．副ダムの形状と圧力測定位置図 …… 219
図－８０．副ダム表面に作用する圧力分布図 …… 219
図－８１．２次減勢工の基本的な記号図 …… 220
図－８２．２次減勢工の型式と設計図 …… 221
図－８３．実験のための２次減勢工の形状図 …… 222
図－８４．実験ケースの２次減勢工の形状図 …… 223
図－８５．河道部の形状図 …… 224
図－８６．減勢部及び河道部の水面形縦断図 …… 225
図－８７．河道部の横断面の流速分布図 …… 230
図－８８．放水管の方形フード付円形ベルマウスの形状図 …… 232
図－８９．放水管の漸縮部形状の記号図 …… 233
図－９０．実験の放水管形状図 …… 234
図－９１．放水管抽出実験の実験施設図 …… 235
図－９２．放水管形状の記号説明図 …… 236

図－９３. 放水管の入口部におけるピエゾ水頭分布図 …… 236
図－９４. 放水管の入口部における入口損失係数とH/Dの関係図 …… 237
図－９５. 方形フードを付けない場合と付けた場合の入口部の圧力分布図 …… 237
図－９６. 実験の越流面形状図 …… 238
図－９７. 越流部抽出実験の実験施設図 …… 239
図－９８. 越流面の圧力測定位置図 …… 240
図－９９. 越流部抽出実験の貯水位～ゲート開度～放流量の関係図 …… 241
図－１００. 越流部抽出実験の越流面の圧力分布図 …… 242
図－１０１. 越流部抽出実験の橋脚先端位置図 …… 247
図－１０２. 越流部抽出実験の橋脚先端位置による貯水位と放流量との関係図 …… 248
図－１０３. 橋脚による収縮係数と越流水深との関係図 …… 248
図－１０４. 橋脚による越流水面形と堤頂構造物(テンターゲートピン)の位置関係図 …… 249
図－１０５. ローラーゲートによる貯水位～ゲート開度～放流量の関係図 …… 251
図－１０６. ローラーゲートによる越流面の圧力分布図 …… 252

第５章
図－１０７. 放水管の配置と設定による座標軸の基準図 …… 322
図－１０８. 放水管の最終案の形状図 …… 322
図－１０９. 放水管のフード付円形ベルマウスの最終案の記号説明図 …… 323
図－１１０. 放水管の漸縮部の最終案の記号説明図 …… 324
図－１１１. 越流部の最終案の配置図 …… 325
図－１１２. 越流部の最終案の形状図 …… 326
図－１１３. 越流部の最終案のゲート操作安全領域図 …… 327
図－１１４. 減勢部の最終案の形状図 …… 328
図－１１５. 減勢部の最終案の底面圧力分布図 …… 329

表　目　次

第　1　章

表－　1.　ダムおよび貯水池利用の計画諸元 …… 3

第　3　章

表－　2.　既設ダム放水管の断面絞り …… 13

表－　3.　ベルマウスの形状値 …… 15

表－　4.　放水管の形状寸法および主要点の座標 …… 15

表－　5.　放水管内の隅取円弧 …… 17

表－　6.　設計された放水管の放流量と管内圧力 …… 17

表－　7.　設計された越流部の越流水面形 …… 19

表－　8.　設計された越流部の貯水位と放流量の関係 …… 20

表－　9.　洪水吐の貯水位と落下水脈の位置 …… 22

表－10.　設計された洪水吐の貯水位～放流量～減勢規模の関係 …… 23

表－11.　全体模型の水理諸量の原型と模型との換算係数 …… 25

表－12.　洪水吐の放流能力 …… 26

第　4　章

表－13.　設計されたベルマウス部形状値 …… 55

表－14.　設計された漸縮部形状値 …… 57

表－15.　越流部の放流量と越流水深 …… 58

表－16.　越流部配置の形状値 …… 61

表－17.　越流部橋脚の方程式と橋脚、径間中心の座標値 …… 62

表－18.　越流部橋脚の形状値 …… 63

表－19.　越流水深と落下位置との関係 …… 64

表－20.　基本形状による放流条件と放流量 …… 69

表－21.　基本形状による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 73

表－22.　減勢部の修正案1による放流条件と放流量 …… 75

表－23.　減勢部の修正案1による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 75

表－24.　減勢部の修正案2による放流条件と放流量 …… 77

表－25.　減勢部の修正案2による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 78

表－26.　減勢部の修正案3による放流条件 …… 79

表－２７. 減勢部の修正案３による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 80
表－２８. 減勢部の修正案４による放流条件 …… 82
表－２９. 減勢部の修正案４による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 82
表－３０. 減勢部の修正案５による放流条件 …… 84
表－３１. 減勢部の修正案５による減勢部流況、圧力の型式と水理諸量 …… 84
表－３２. 副ダム表面に作用する圧力値 …… 87
表－３３. ２次減勢工の型式と設計値 …… 91
表－３４. 放水管漸縮部の実験形状値 …… 104
表－３５. 放水管の実験における各部模型の組合せ表 …… 106
表－３６. 放水管の実験における水理諸量値 …… 107
表－３７. 傾斜(１：２)した放水管の入口部の圧力分布係数 …… 112
表－３８. 出口部(B型)の流量係数 …… 115
表－３９. 傾斜(１：２)した放水管の出口部(B型)の圧力分布係数 …… 116
表－４０. 越流部抽出実験の水理諸量の原型と模型との換算係数 …… 118
表－４１. 越流部抽出実験の越流面形状による貯水位～ゲート開度～放流量の数値 …… 119
表－４２. 越流部抽出実験の橋脚先端位置による貯水位と放流量との数値 …… 121
表－４３. 越流部抽出実験の橋脚先端位置による越流水面形の数値 …… 123
表－４４. 越流部抽出実験のローラー・ゲートによる貯水位～ゲート開度～
放流量の数値 …… 125
表－４５. ローラー・ゲートによる越流面の圧力値 …… 127

第 5 章

表－４６. 放水管の最終案の各部寸法、標高、各種損失係数 …… 309
表－４７. 放水管の最終案による貯水位～ゲート開度～放流量の数値 …… 310
表－４８. 放水管の最終案による入口部のピエゾ水頭と圧力値 …… 312
表－４９. 放水管の最終案による出口部のピエゾ水頭と圧力値 …… 312
表－５０. 越流部の最終案による配置角度と基線の方向 …… 316
表－５１. 越流部の最終案による構造物の頂点の座標と基線の式 …… 317

写　真　目　次

第　3　章

写真－　1.　予備実験の模型 …… 46

写真－　2.　予備実験の放流状態 …… 47

写真－　3.　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況(貯水位 605.7 m) …… 48

写真－　4.　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況(貯水位 608.7 m) …… 49

写真－　5.　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況(貯水位 611.7 m) …… 50

写真－　6.　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況(貯水位 614.7 m) …… 51

写真－　7.　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況(貯水位 616.7 m) …… 52

第　4　章

写真－　8.　洪水吐の水理実験模型(本案) …… 254

写真－　9.　基本形状による放水管2門単独放流の流況 …… 255

写真－10.　基本形状による越流部3門単独放流の流況 …… 256

写真－11.　基本形状による越流部6門単独放流の流況 …… 257

写真－12.　基本形状による放水管2門、越流部3門放流の流況 …… 258

写真－13.　基本形状による放水管2門、越流部6門放流の流況 …… 259

写真－14.　減勢部の修正案1による放水管2門単独放流の流況 …… 260

写真－15.　減勢部の修正案1による越流部中央3門単独放流の流況 …… 261

写真－16.　減勢部の修正案1による越流部6門単独放流の流況 …… 262

写真－17.　減勢部の修正案1による放水管2門、越流部中央3門放流の流況 …… 263

写真－18.　減勢部の修正案1による放水管2門、越流部6門放流の流況 …… 264

写真－19.　減勢部の修正案2による放水管2門単独放流の流況 …… 265

写真－20.　減勢部の修正案2による越流部中央3門単独放流の流況 …… 266

写真－21.　減勢部の修正案2による越流部6門単独放流の流況 …… 267

写真－22.　減勢部の修正案2による放水管2門、越流部中央3門放流の流況 …… 268

写真－23.　減勢部の修正案2による放水管2門、越流部6門放流の流況 …… 269

写真－24.　減勢部の修正案3による放水管2門単独放流の流況 …… 270

写真－25.　減勢部の修正案3による越流部中央3門単独放流の流況 …… 271

写真－26.　減勢部の修正案3による越流部6門単独放流の流況 …… 272

写真－27.　減勢部の修正案3による放水管2門、越流部中央3門放流の流況 …… 273

写真－28.　減勢部の修正案3による放水管2門、越流部6門放流の流況 …… 274

写真－２９. 減勢部の修正案４による放水管２門単独放流の流況 …… 275
写真－３０. 減勢部の修正案４による越流部中央３門単独放流の流況 …… 276
写真－３１. 減勢部の修正案４による越流部６門単独放流の流況 …… 277
写真－３２. 減勢部の修正案４による放水管２門、越流部中央３門放流の流況 …… 278
写真－３３. 減勢部の修正案４による放水管２門、越流部６門放流の流況 …… 279
写真－３４. 減勢部の修正案５による放水管２門単独放流の流況 …… 280
写真－３５. 減勢部の修正案５による越流部中央３門単独放流の流況 …… 281
写真－３６. 減勢部の修正案５による越流部６門単独放流の流況 …… 282
写真－３７. 減勢部の修正案５による放水管２門、越流部中央３門放流の流況 …… 283
写真－３８. 減勢部の修正案５による放水管２門、越流部６門放流の流況 …… 284
写真－３９. 減勢部の最終案による単独放流の流況 …… 285
写真－４０. 減勢部の最終案による同時放流の流況 …… 286
写真－４１. ２次減勢工の各ケースにおける流況 …… 287
写真－４２. 越流部抽出模型実験における流況 …… 294

ま　え　が　き

川治ダム洪水吐の水理設計及び水理実験は，副島　健，飯田隆一（前，現ダム部長）の監督の下に，篠崎試験所において松山宜信，藤本　成（前，現試験所長）の直接の指導とダム構造研究室及び川治ダム工事事務所の援助を得て，梅原卓也，田村正秀，福井　明，川口信幸の担当で実施した。水理模型実験の実験計測は，土木研究所の実験計画に基づき建設技術研究所が行ったものである。

なお本報告書の編集は川口信幸が担当した。

第1章　ダムの計画と概要

第1章　ダムの計画と概要

川治ダムは，利根川水系左支川鬼怒川の川治地先（図－1参照）に計画された高さ140 m，堤頂長360 mアーチ式コンクリートダムである。

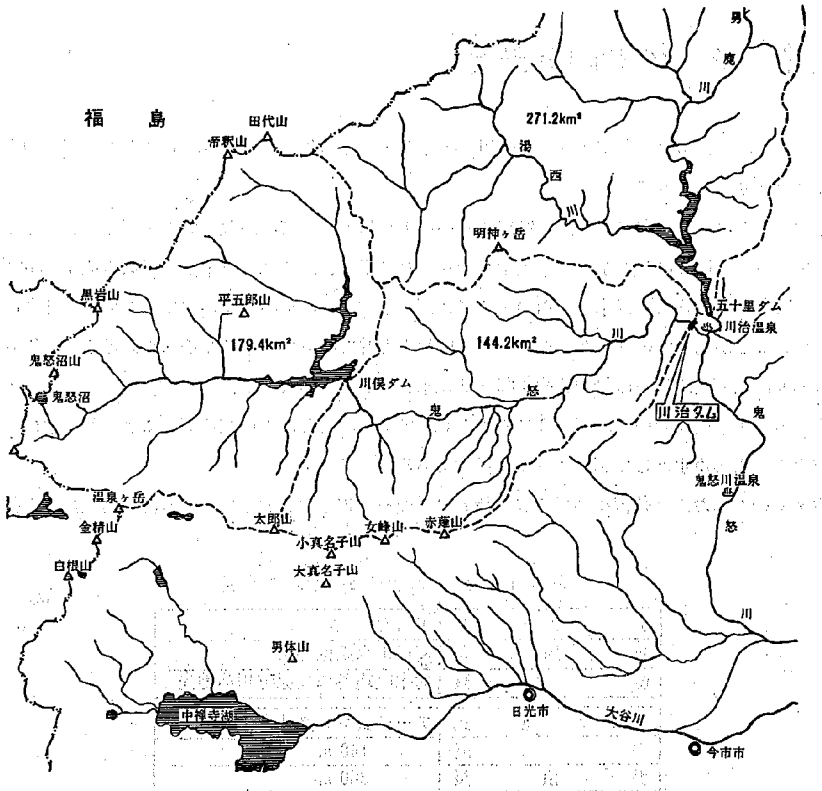
鬼怒川は，これまで昭和13年9月，24年9月の洪水を対象にして河川改修計画が実施されてきたが，鬼怒川の基準地点石井における洪水の確率流量を推算した結果，自然状態の $\frac{1}{100}$ 確率洪水流量8,800 m^3/s（従来は5,400 m^3/s）が求められ，五十里，川俣ダムによる洪水調節と河道の流下能力ではこの流量を満足することができないことが明らかになった。このため基準地点石井での計画高水流量を6,200 m^3/s とし，川治ダムによる洪水調節計画（鬼怒川の流量配分図を図－2に示す）が立案された。

川治ダムの洪水調節計画は，図－3に示すとおりである。また，この川治ダムによる貯留水は，かんがい，上水道および工業用水として利用される多目的である。

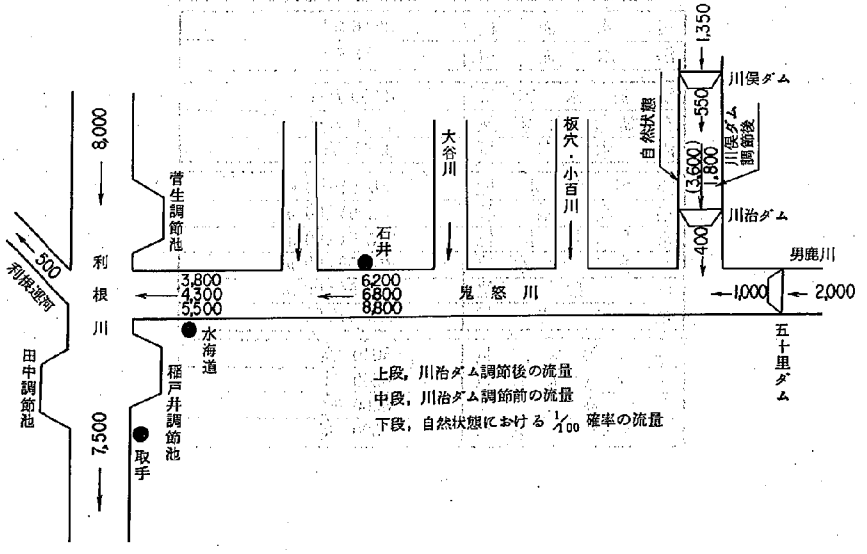
川治ダムのダムおよび貯留池利用の計画諸元は，表－1に示すとおりで，貯水池の容量配分を図－4に示す。

表－1　ダムおよび貯水池の諸元

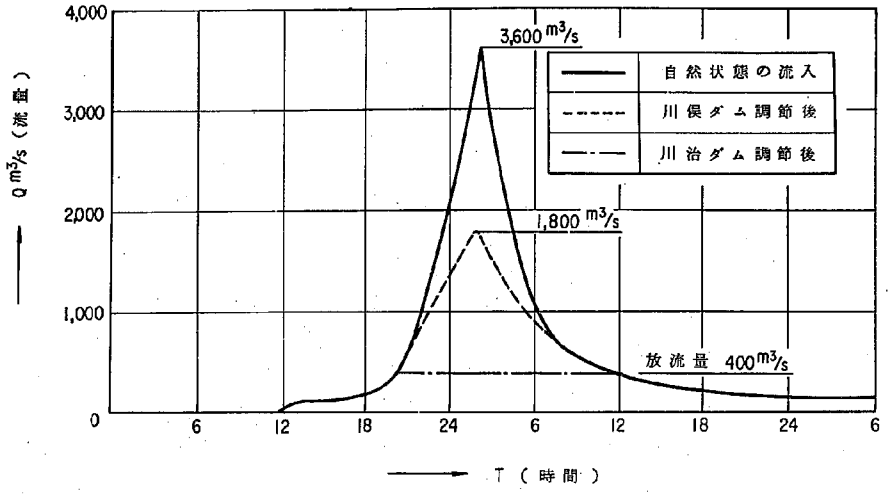
ダム名	川治ダム
河川名	利根川水系鬼怒川
位置	栃木県塩谷郡藤原町川治地先
ダム型式	アーチ式コンクリートダム
堤高	140 m
堤頂長	360 m
堤体積	790,000 m^3
集水面積	323.6 Km^2
湛水面積	2.3 Km^2
総貯水容量	8,300万 m^3
有効貯水容量	7,600万 m^3
治水容量	3,600万 m^3
設計洪水位	WL 616.00 m
最高水位	WL 617.00 m
常時満水位	WL 616.00 m
夏季制限水位	WL 594.00 m
堆砂位	EL 544.00 m
基礎岩盤	EL 479.00 m
異常洪水流量	5040 m^3/s
設計洪水流量	4200 m^3/s
計画高水流量	3600 m^3/s
計画最大放流量	500 m^3/s



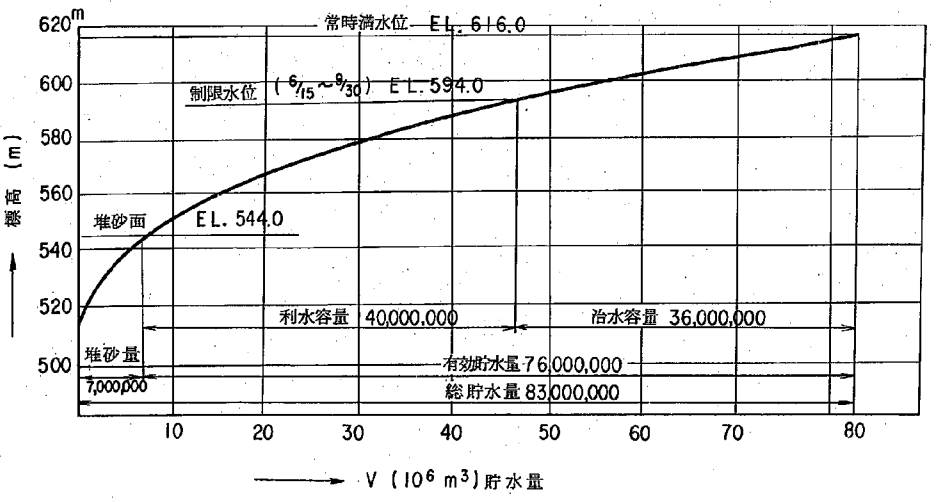
図－1　ダム計画位置図



図－2　鬼怒川流量配分図



図－3　洪　水　調　節　計　画　図



図－4　貯　水　池　の　容　量　配　分　図

第２章　洪水吐の計画と推移

第２章　洪水吐計画の推移

川治ダムの洪水吐計画にあたっては，次の事項が問題にされた。

1. 洪水調節用の常用放流設備としては，五十里，川俣ダムおよび川治ダムを含めた鬼怒川支川のダム統合操作計画があるため，川治ダムでは余裕をもたせた計画とし，制限水位 WL 594.0mでの放流能力を計画最大放流量400㎥/sに対して500㎥/s程度とする。

　常用放流設備は，全管路型の放水管で高圧ローラゲートとするが，その門数を１門とすると高圧ローラゲートに作用する全水圧が1,300tを上回る（図－５参照，国内で最大級となる）ために，操作頻度の高い構造物としては確実な製作と施工および，ゲート操作に対する安全性が必要であることから１門に対して疑問がもたれた。

　このため，工費は高くなるけれども１門250㎥/sの放水管２門とした方が技術的に最良であると判断された。

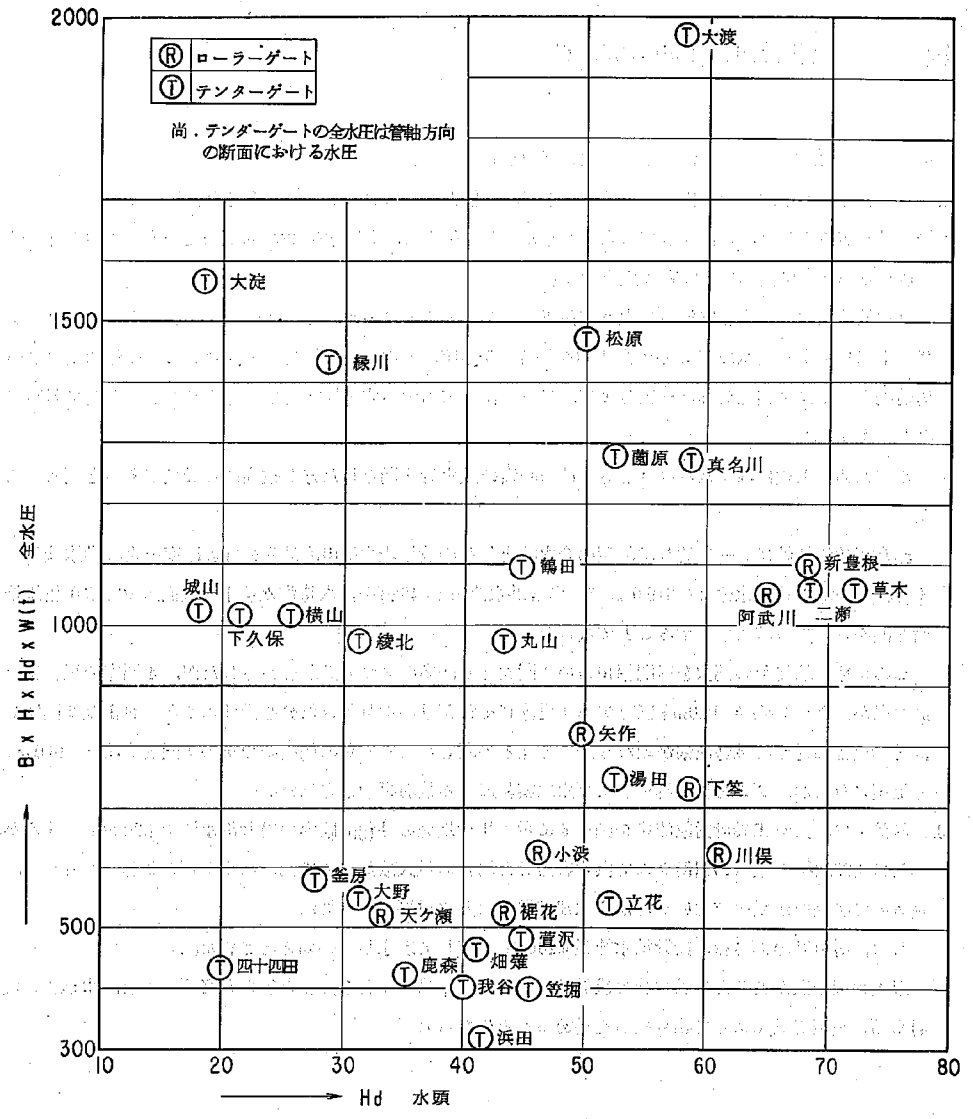
2. 非常用放流設備は，一般的な越流型の余水吐としその放流能力は川治地先の$\frac{1}{100}$確率の設計洪水流量4,200㎥/sを洪水時満水位 WL 616.0 mで，異常洪水流量5,040㎥/sを洪水時満水位上の最高水位で常用放流設備２門を含めて放流可能とすることになった。

　このため，越流部の門数を径間幅10mの４門案と６門案の２つの案が提案されたが，４門案の場合は設計水頭が大きく（$H_d \fallingdotseq 16.0m$程度）アーチ堤体にそれだけの切り欠き部分を設けること，および６門案では総越流幅に対して減勢池幅が取れないことなどの問題があり，更に径間幅12mの４門案（$H_d \fallingdotseq 14.0m$）も提案されたが，ダムの構造解析および水理実験による検討事項とされた。

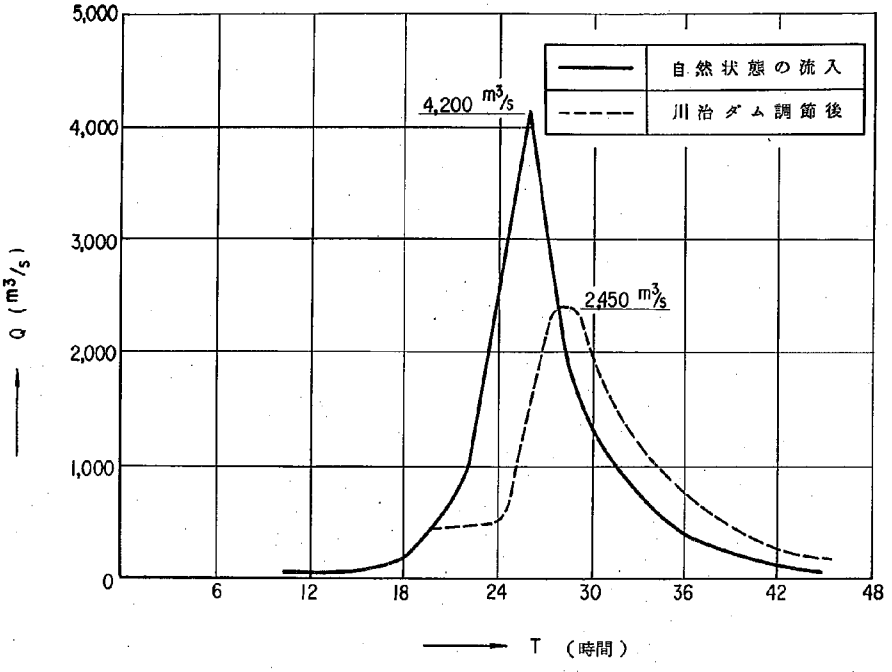
3. 減勢部は，減勢工設計対象流量を図－６に示す川治地先の$\frac{1}{100}$確率の設計洪水流量4,200㎥/sにするか，または4,200㎥/sを上流の川俣ダムで洪水調節した場合の最大放流量2,450㎥/sにするかの問題があったが，両者の減勢機能が明確でないことから水理実験による検討事項とされた。

　なお，導流壁の高さは，設計洪水流量4,200㎥/sに対して越水しない高さとされた。

　以上の問題点があるため洪水吐の設計は，水理および構造を含む実験と解析が必要とされ，水理上の検討事項は模型実験によって調査検討を進めることになった。



図－5　既設ダム放水管の最高操作水頭とゲートに作用する全水圧



図－6　設計洪水の波形とその調節計画図

第3章　洪水吐の予備設計とその水理実験

第３章　洪水吐の予備設計とその水理実験

川治ダムの基本的な洪水吐計画の検討事項をまとめるために，洪水吐の予備設計を行い，その水理実験を実施した。

第１節　洪水吐の水理設計

予備実験のための洪水吐は，放水管２門，越流部４門である。

§ 1. 洪水吐の設計条件

川治ダム洪水吐の設計条件としては，次のとおりである。

1. 川治ダムのアーチ堤体の形状は，図－７に示すとおりである。
2. 放水管は，図－２に示す川治ダムの洪水調節計画から，制限水位 WL 594m での放流量500m^3/sが放流できるようにする。
3. 越流部は，放水管の放流量を含めて設計洪水位 WL 616 mで設計洪水流量 4,200m^3/s，異常洪水位 WL 617mで異常洪水流量 5,040m^3/s を放流できるようにする。
4. 減勢工設計対象流量は，第２章に示す条件を考慮し水理実験によりまとめるものとする。

§ 2. 放水管の設計

放水管の設計は，次の設計条件および事項を考慮して行った。

1. 放水管は，制限水位 WL 594mで放流量500m^3/s を放流できること。
2. 放水管の形式は，全管路型放水管（略称Ｉ型放水管）で方形断面とする。
3. 放水管の設定は，平面的には越流部の配置を考慮に配置するが，その方向は放水管の設定高さ位置のアーチ中心線に直角に設ける。設定高さ位置としては，低い標高に設ける方が断面を小さくすることができるが，反面，高圧ローラーゲートに作用する水圧が増大し，構造的かつゲート操作に対する技術が困難となる。

   このことから，図－５に示す既設ダムのゲートに作用する水圧（$H \times B \times H_d$，H：出口断面高，B：出口断面幅，H_d：全水頭）と全水頭（H_d）との関係を考慮し，計画堆砂面 EL 544 m より高いEL550 mを放水管設置標高にした。
4. 放水管の管軸が水平となす角度（θ）としては，とりあえず$\theta = 10°$にした。
5. 放水管はベルマウス部と直管部から構成する。

6. 放水管の呑口には，非常用ゲートを設置し，ゲートに作用するダウンプル力を軽減するために堤体上流面にリセスを設ける。

7. ベルマウス部の上，下，側面の形状は，村，中川らの“角形放水管流入口に関する実験的考察”にしたがい，次式のベルマウス曲線を適用した。

$$\frac{X^2}{D^2}+\frac{Y^2}{(D/4)^2}=1$$

ここに，D：放水管の管高

8. 直管部の上，下，側面の形状は，管内に負圧が生じないように，出口に向かって管軸対称に絞る。

9. ベルマウス部および直管部の断面隅角には，村，荒木らの“鐘状入口に関する実験的考察”にしたがい，隅取円弧を入れる。

10. 出口の高圧ローラーゲートの開閉の軸は，垂直に設置する。

〔1〕出口断面の算定

放水管1門当りの放流量は設計条件により制限水位 WL 594 m で 250 m^3/s 放流できる出口断面積が必要とされ，断面積は一般に(1)式の簡便式にて求められる。

$$A_2=\frac{Q}{C\sqrt{2gH}} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，A_2：1門の出口断面積

Q：1門当りの放流量

C：流量係数

g：重力加速度

H：貯水位と出口断面中心との標高差

流量係数 C は，図－8に示す既設ダムの水理実験結果の $C\sim H/a_0$（a_0：出口断面高）の関係から0.9程度に仮定しておけば安全と考えられるので，その値を(1)式に代入すると $A_2=9.459\ m^2$ が求められる。

そこで，出口断面に隅取円弧による隅取面積分4%を考えると，出口断面は幅3.15 m，高さ3.15 m の正方形断面（純面積は $A_2=9.5256\ m^2$）で放流量250 m^3/s を満足することができる。

〔2〕直管部形状の算定

直管部は，管内にキャビテーションによる内面の損傷を防止するために許容圧力（－3.0 m 水柱）以下にならないような形状にする必要がある。

これまでの既設ダムの水理実験結果では，図－9において，ベルマウス末端断面（直管部始端断面，Ⅰ断面とする）の上面附近に最低圧力が生じるために，表－2に示すようにⅠ断面の断面積を出口断面積（Ⅱ断面とする）の1.1～1.17程度にて与えられているのが実状である。

そこで，図－9においてベルヌィー定理および連続式を用いれば次式が得られる。

表－2　既設ダム放水管の絞り度合

ダム名	直管長 (L_m)	直管始端断面 (A_1 m²)	出口断面積 (A_2 m²)	絞り度合 A_1/A_2
下筌	17.042	13.516	11.976	1.1285
天ケ瀬	8.931	18.3175	15.6568	1.1699
矢作	10.3424	18.18	15.648	1.1618
室牧	7.758	6.8644	6.8644	1.000
小渋	7.7666	13.475	12.25	1.100

$$H_1=(1+f_e)\frac{V_1^2}{2g}+\frac{P_1}{W} \quad \cdots\cdots (2)$$

$$\frac{V_1^2}{2g}+\frac{P_1}{W}+Z=\lambda\frac{L}{4R}-\frac{V_1^2}{2g}+\frac{V_2^2}{2g} \quad \cdots\cdots (3)$$

$$A_1V_1=A_2V_2=Q \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに，H_1 ：貯水位と直管部始端断面中心との標高差

f_e ：入口（ベルマウス部を含む）の損失係数

V ：断面の流速

P ：断面中心の圧力

Z ：直管部の始端断面中心と出口断面中心との標高差

λ ：直管部における摩擦損失係数

R ：直管部の径深

L ：直管部の長さ

A ：断面の断面積

添字 1，2 ：断面を表わす

(2)，(3)，(4)式をA_2/A_1にて整理すると次式にて表される。

$$\frac{A_2}{A^1}=\sqrt{\frac{H_1-\frac{P_1}{W}}{H_1\left(1-\frac{\lambda L}{4R}\right)+\frac{P_1}{W}\left(f_e+\frac{\lambda L}{4R}\right)+Z(1+f_e)}} \quad \cdots\cdots (5)$$

(5)式のP_1は，Ⅰ断面の上面において最低圧力（P_{1u}）が生じ，次のような関係がある。

村，中川らの“角形放水管流入口に関する実験的考察”によれば，Ⅰ断面の上面附近における最低圧力値（P_e）は，直下流が大気圧下の実験結果から(6)式にて表される。

$$\frac{P_e}{W} \fallingdotseq -0.20\,D_1 - 0.10\,H_1 \quad \cdots\cdots (6)$$

ここに，D_1：Ⅰ断面の断面高

また，伊集院らの“鐘状入口に関する実験的考察”から，管内の圧力分布は静水圧的分布であるとすると，Ⅰ断面の上面における圧力P_fは，(7)式で表される。

$$\frac{P_f}{W} = \frac{P_1}{W} - \frac{D_1}{2} \quad \cdots\cdots (7)$$

したがって，Ⅰ断面直下流に背圧が作用している場合のⅠ断面の最低圧力（P_{1u}）は，$\frac{P_e}{W} + \frac{P_f}{W}$により近似的に表しうる。

そして，その最低圧力が許容圧力（P_a）以上になるという(8)式の条件を入れれば，

$$\frac{P_a}{W} \leqq \frac{P_f}{W} + \frac{P_e}{W} \quad \cdots\cdots (8)$$

となり，P_1は次式を満足すれば許容圧力以上に保つことができる。

$$\frac{P_1}{W} = \frac{P_a}{W} + \frac{D_1}{2} - \frac{P_e}{W} \quad \cdots\cdots (9)$$

そこで，Ⅰ断面の断面積を表－2の実績から$A_2/A_1 = 1.1$としてⅠ断面の断面を$3.30 \times 3.30\,m$の正方形と仮定し，下記の係数および形状寸法の諸値を(5)，(6)，(9)式に代入すると，

$$\left\{\begin{array}{l} f_e = 0.05,\ \ \lambda = 0.012\ (\text{新管の場合}),\ \ L = 15.8\ m \\ H_1 = 46.75\ m,\ \ P_a = -3.0\ m\text{水柱},\ \ D_1 = 3.3\ m \\ Z = L\sin\theta = 2.75\ m,\ \ W = 1.0,\ \ A_2 = 9.9225\ m^2 \end{array}\right\}$$

$P_1 = 3.985\ m$水柱，$A_2/A_1 = 0.950$，$A_1 = 10.444\ m^2$が得られ，隅取円弧による隅取面積4％を考えるとⅠ断面は仮定断面と同じ断面幅3.3 m，断面高3.3 m（断面積$A_1 = 10.89\ m^2$）にて十分と考えられる。このことから，Ⅰ断面の断面を$3.3 \times 3.3\ m$，Ⅱ断面の断面を$3.15 \times 3.15\ m$の正方形断面とし，それぞれの断面に隅取円弧による隅取面積4％を考えた純断面積，$A_1 = 10.4544\ m^2$，$A_2 = 9.5256\ m^2$から，Ⅰ断面における上面の最低圧力$P_{1u} = (P_f/W + P_e/W)$を求めると，新管（$\lambda = 0.012$）においては$P_{1u} = -1.965\ m$水柱となり，旧管（$\lambda = 0.024$）においては$P_{1u} = -0.23\ m$水柱となる。

また，出口における放流量は，(2)，(3)，(4)式を整理すると，(10)式で表され，新管の放流量は$Q = 259.5\ m^3/s$旧管の放流量は$Q = 246.8\ m^3/s$が求められた。

$$Q = A_2\sqrt{\frac{2g\left(H_1 - \frac{P_1}{W}\right)\left(1 - \lambda\frac{L}{4R}\right) + (1+f_e)\left(\frac{P_1}{W} + Z\right)}{(1+f_e)}} \quad \cdots\cdots (10)$$

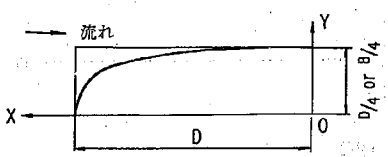
この結果，圧力的には新旧管ともに満足し，放流量に対しては旧管において満足しないものになったが，水理実験の結果によって更に検討することにする。

〔3〕 ベルマウス部の形状

ベルマウス部は設計条件の(11)式を上，下，側面の形状として考える。

$$\frac{X^2}{D^2}+\frac{Y^2}{\left(\frac{D}{4}\right)^2}=1 \quad \cdots\cdots (11)$$

Dの値は，放水管の高さ，幅のいずれか大きい方を一般に多く採用されているが本形状においては正方形断面であるために出口断面の一辺の長さ3.15 mを採用すれば，その X，Yの関係は表－3に示すとおりである。



表－3　ベルマウスの形状値

$\frac{X^2}{(3.15)^2}+\frac{Y^2}{(0.7875)^2}=1$	
X(m)	Y(m)
0	0.7875
0.5	0.7775
1.0	0.7468
1.5	0.6925
2.0	0.6084
2.5	0.4791
3.0	0.24015
3.15	0

〔4〕 形状と主要点の座標

〔1〕～〔3〕で求められた形状を図－10に示す記号にて形状寸法および主要点の座標を表わすと表－4に示すとおりである。

表－4　放水管の形状寸法および主要点の座標

記号	長　さ (m)	主要点	座標		標高(EL m)
			X(m)	Y(m)	
D_0	4.875	A_1	0.273496	−1.647522	548.352478
D_1	3.300	A_2	0.273496	−0.048225	549.951775
D_2	3.150	A_3	0.273496	1.551072	551.551072
D_3	3.199	A_4	− 0.273496	−1.551072	548.448928
L_0	1.000	A_5	0.0	0	550.0
L_1	2.150	A_6	−15.857332	1.120621	551.120621
L_b	3.150	A_7	−15.570812	2.745554	552.745554
L_5	15.811	A_8	−15.284293	4.370487	554.370487
L_2	0.278	A_9	−19.096223	0.892077	550.892077
L_3	16.871	A_{10}	−18.672957	3.292546	553.292546
L_4	1.773	A_{11}	−18.249689	5.693015	555.693015
L	19.239	O_1	−15.994080	0.345085	550.345085
		O_2	−15.147544	5.146023	555.146023

〔5〕 隅取円弧の設定

断面の隅角には，ベベリング現象による負圧の発生，並びに管内水圧による隅角への応力集中を軽減するために，次のように隅取円弧をつける。ベルマウス部は，始端断面でその断面積の0.5%，終端断面でその断面積の4%の隅取面積をそれぞれ4角に配分した円弧 r_0 ，r_1 を設け，その中間は管軸に沿って直線的に比例した円弧（r_{bx}）を入れる。

直管部の上面2隅は，始端断面（ベルマウス終端断面と同じ）の r_1 を終端断面まで同じ r_1 にて入れ，下面2隅は，r_1 から終端断面（ゲート開閉断面）で隅取円弧が零となるように下面に沿って直線的に比例した円弧（r_{sdx}）を入れる。

このことから，r_0 および r_1 は(12)式，r_{dx} および r_{sdx} は，(13)式にて表すことができる。

$$r=\sqrt{\frac{A\cdot K}{100(4-\pi)}} \qquad \cdots\cdots (12)$$

$$\left.\begin{aligned} r_{dx}&=r_0+\left(\frac{r_1-r_0}{L_b}\right)X_1 \\ r_{sdx}&=\frac{r_1}{L_s}(L_s-X_2) \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (13)$$

ここに，K：断面積に対する隅取面積比(%)

A：断面積（正方形）

π：円周率

r_{sdx}：直管部の任意断面における下面の隅取円弧

X_1：ベルマウス始端断面からの距離

X_2：直管部始端断面からの距離

L_s：直管部始端断面下端から主ゲート開閉断面下端までの距離

そして，その値を求めると

$$r_0=\sqrt{\frac{0.5\times(4.875)^2}{100\times(4-3.14159)}}=0.3721\fallingdotseq 0.38\ m$$

$$r_1=\sqrt{\frac{4\times(3.3)^2}{100\times(4-3.14159)}}=0.7124\fallingdotseq 0.71\ m$$

となり，r_{bx}，r_{sux}，r_{sdx} を求めると表－5に示すとおりである。

表－5　放水管内の隅取円弧

ベルマウス部の隅取円弧	
X_1 (m)	r_{bx} (m)
0	0.38
0.5	0.4324
1.0	0.4848
1.5	0.5371
2.0	0.5895
2.5	0.6419
3.0	0.6943
3.15	0.71

直管部の隅取円弧					
X_2(m)	r_{sux}(m)	r_{sdx}(m)	X_2(m)	r_{sux}(m)	r_{sdx}(m)
0	0.71	0.71	9	0.71	0.3193
1	〃	0.6666	10	〃	0.2759
2	〃	0.6232	11	〃	0.2325
3	〃	0.5798	12	〃	0.1891
4	〃	0.5364	13	〃	0.1457
5	〃	0.4929	14	〃	0.1022
6	〃	0.4495	15	〃	0.0588
7	〃	0.4061	15.8	0.71	0.0241
8	〃	0.3627	16	－	0.0154
			16.3554	－	0.

〔6〕 設計された放水管の断面と放流量および管内の最低圧力

〔1〕～〔5〕において設計された形状の断面は，図－11に示すとおりである。

そして，1門あたりの出口断面（Ⅱ断面）の純断面積はA_2= 9.5256 mとなり，放水管2門の放流量および管内の最低圧力値は，表－6に示すとおりである。

表－6　設計された放水管の放流量と管内圧力

貯水位 (W.L.m)	放流量 (m^3/s)		管内の最低圧力値(m水柱)	
	旧管	新管	旧管	新管
594	493.5	519.1	－0.230	－1.965
600	521.3	548.3	0.567	－1.368
605	543.3	571.4	1.230	－0.872
610	564.5	593.7	1.893	－0.375
616	588.9	619.3	2.689	0.221
617	592.9	623.5	2.822	0.320

§3. 越流部の設計

越流部は，4門として設計する。

〔1〕 設計条件

越流部の設計は，次の設計条件および事項を考慮して行なう。

1. 越流部は，放水管2門の放流量を含めて設計洪水位WL616.0 mで設計洪水流量4,200 m^3/s，異常洪水位WL617.0 mで異常洪水量5,040 m^3/s を放流できること。
2. 越流部のゲートは，テンターゲートにする。
3. 堤頂道路の有効幅員は，EL 619.0 mにおいて6.0 mとする。
4. 1門の径間幅は，とりあえず10.0 mとする。
5. 越流部4門の平面的な配置としては，ダム本体の中央に位置させ，本体の形状が放物線であるので，その放物線に近い円弧と仮定して行なう。

〔2〕必要放流量と越流水深

設計条件による放流量を満足させるための越流部の必要放流量および(13)式にて表される越流水深(H)を求めると，次表に示すとおりである。

$$H=\left(\frac{Q}{n\cdot C\cdot B}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots (13)$$

ここに，Q：越流部の放流量

n：門数（4門）

C：流量係数

B：1門の径間幅

流量係数Cは，既設ダムの水理実験結果から2.05と仮定する。

貯水位	放流量 (m^3/s)			越流水深	備考
($WL\cdot m$)	設計条件	放水管	越流部	(m)	
616	4,200	588.9	3611.1	12.48	設計洪水位
617	5,040	592.9	4447.1	14.34	異常洪水位

〔3〕越流面のクレスト敷高と形状

〔2〕において求められた貯水位と越流水深との関係からクレスト敷高はEL602.7 mとする。

越流面の形状は，図－12に示す記号において(14)，(15)式で表される標準型越流面形状であるランドルフ曲線を採用する。

クレスト上流側曲線の諸値

$$\left.\begin{aligned} X_1&=0.18\ H_d\\ X_2&=0.106\ H_d\\ W&=0.287\ H_d\\ E&=0.133\ H_d\\ r_1&=0.5\ H_d\\ r_2&=0.2\ H_d \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (14)$$

クレスト下流側曲線式

$$Y=0.53\frac{X^{1.8}}{H_d^{0.8}} \qquad \cdots\cdots (15)$$

ここに，H_d は設計水頭で，最高の越流水深より小さい値をとると，クレスト下流越流面に負圧を発生するため最高の越流水深と等しい値 $H_d=14.3\ m$ にする。

その結果，(14)，(15)式の値は次のようになる。

$$\left\{\begin{array}{lll} X_1=2.574\ m & X_2=1.5158\ m & W=4.1041\ m \\ E=1.9019\ m & r_1=7.15\ m & r_2=2.86\ m \\ Y=0.06309676X^{1.8} & & \end{array}\right\}$$

〔4〕越流水面形と諸形状の設定

標準型越流面形状における越流水面形は，図－13に示す*WES*型の余水吐における水理実験結果から求められた $X/H_d \sim Y/H_d$ 関係にほぼ近似できるものとして求めると表－7，図－14に示すとおりである。

表－7　設計された越流部の越流水面形

X (m)	ピアーがない場合のナップ上面	2型ピアー間の中心線上におけるナップ上面	ピアーに沿うナップ上面
	Y (m)	Y (m)	Y (m)
−14.30	−13.3419	−13.4563	−13.5850
−11.44	−13.0845	−13.3276	−13.4420
− 8.58	−12.7699	−13.0559	−13.2847
− 5.72	−12.3695	−12.7270	−13.2990
− 2.86	−11.7403	−12.2265	−13.2275
0	−10.7965	−11.5115	−11.1397
2.86	− 9.7383	−10.5105	− 9.3093
5.72	− 8.3798	− 9.2521	− 7.7935
8.58	− 6.6495	− 7.7077	− 6.0775
11.44	− 4.5760	− 5.5627	− 4.0755
14.30	− 2.0735	− 2.8886	− 1.7303
17.16	0.7865	0.2145	0.9581
20.02	4.2042	3.8038	4.0898
22.88	8.0509	7.4503	7.4503
25.74	12.2551	12.2980	11.1397

そこで，求められた越流水面形からゲート，ピンの高さ（ダム設計基準第8条），ゲートの巻き上げと

堤頂道路との関係，堤体の形状と越流面形状との関係などを考慮すれば，図－15に示す越流部形状で満足できるものと予想される。

〔5〕 橋脚の形状

橋脚の平面的な形状は，越流部の設置標高EL565.0 m～EL619.0 mにおける平面的な堤体形状（堤体の形状が放物線である。）に類似した曲率半径R≒200.0 mの円弧を基準に考えた。

その結果，図－16に示す形状が得られる。

なお，橋脚の幅については，上部構造および水圧などを考慮に決められるものであるが，ここでは既設ダムの例を基にして定めた。

〔6〕 越流部の放流量

〔1〕～〔4〕で求められた形状において，自由越流量を次の(15)式にて求めると表－8に示すとおりである。

$$\left.\begin{aligned} Q &= nC'BH^{\frac{3}{2}} \\ C' &= C\left\{1-M_d\left(\frac{H}{H_d}\right)^{\frac{3}{2}}\right\} \\ C &= 1.704\left\{1+0.704\left(\frac{H}{H_d}\right)\right\}^{\frac{1}{2}} \\ M_d &= 0.0756\left(\frac{H_d}{B}\right)^{0.5}\left\{\frac{1}{n}+1.465\left(\frac{n-1}{n}\right)\left(\frac{b}{S'}\right)^{1.7}\right\} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (15)$$

ここに，Q：放流量（m^3/s）　　n：径間数（＝4）

B：1径門の幅（＝10.0m）　　b：橋脚幅（≒4.20 m）

S'：堤頂から橋脚先端までの距離（≒4.10m）

表－8　設計された越流部の貯水位と放流量の関係

貯水位 ($WL.m$)	放流量 (m^3/s)	貯水位 ($WL.m$)	放流量 (m^3/s)
603.0	111.28	611.0	1,833.72
604.0	103.88	612.0	2,189.98
605.0	248.95	613.0	2,567.01
606.0	434.80	614.0	2,962.92
607.0	656.02	615.0	3,375.84
608.0	909.07	616.0	3,803.87
609.0	1,191.22	617.0	4,245.12
610.0	1,500.14		

§ 4. 減勢部の設計

〔1〕設計条件

減勢部は，次に示す設計条件および事項を考慮して設計する。

1. 減勢工の規模は，実験によって決定されるべきであるが，ここでは$\frac{1}{100}$確率の設計洪水波形を洪水調節した場合の最大放流量 2,450 m^3/s を減勢工設計対象流量として設計する。
2. 導流壁の高さとしては，設計洪水流量 4,200 m^3/s が流下しても導流壁を越水しない高さとする。
3. 減勢工の形状としては，現状地形に適合した。
4. 減勢工の方式は，副ダム設置によって減勢池水深の確保を行ない，その水深による水クッションにて減勢を行う。
5. 減勢工水叩き面の標高は，EL 482.0 mとする。

〔2〕落下水脈の位置

放水管および越流部からの流出水脈が，減勢工のどの位置に落下するかを調べる。

放水管からの流出水脈の落下軌跡は(16)式で表される。

$$Y=\frac{1+\tan^2\theta_0}{4C^2H}X^2+\tan\theta_0 X \quad \cdots\cdots (16)$$

ここに，X, Y：放水管出口中心を原点とし，X 軸は水平流下方向
Y 軸は鉛直下向きとした場合の値である。

θ_0：流出水脈の方向と水平とのなす角

C：流速係数

H：貯水面と放水管口中心との標高差

X：放水管口中心からの水平距離

また，越流部からの流下水脈の落下軌跡は(17)式で表される。

$$X=C_r^2\cos^2\theta_c(H+Z_2-Z_3)\left\{\sqrt{\tan^2\theta_c+\frac{Y}{C_r^2\cdot\cos^2\theta_c(H+Z_2-Z_3)}}-\tan\theta_c\right\} \quad \cdots\cdots (17)$$

ここに，X, Y：越流面の下流突出端を原点とし，X 軸は水平流下方向，Y 軸は鉛直下向きとした場合の値である。

C：越流面の下流突出端における流速係数（＝0.95），

θ_c：越流面の下流突出端における水流の流向と水平とのなす角

H：越流水深

Z_2：クレスト敷高の標高

Z_3：越流面の下流突出端の標高

そこで，(16)および(17)式にそれぞれ次の諸値を代入し，貯水位と減勢池落下位置を求めると表－9に示すとおりである。なお，落下位置はダム軸からの距離である。

$$\left[\begin{array}{llll}\theta_0=10^\circ & C=0.9 & C_r=0.95 & \theta_c=44.748^\circ \\ Z_2=602.7\ m & Z_3=594.44\ m & & \end{array}\right]$$

表－9　洪水吐の貯水位と落下水脈の位置

貯水位 (WL. m)	落下水脈の位置 (m)	
	放水管	越流部
594.0	107.00	
600.0	110.83	
603.0	112.66	20.93
605.0	113.84	23.24
610.0	116.69	28.21
616.0	119.94	33.21
617.0	120.47	33.97

※放水管の落下水脈の位置＝$X-2.2935$

越流部の落下水脈の位置＝X

〔3〕減勢工規模の算定

水クッションによる減勢工の規模としては，既設ダムの水理実験結果から図－17において，(18)，(19)，(20)式にて算定されるのがほぼ適当と考えられている。

$$\left.\begin{aligned} H &= 1.3\,h_j \\ h_j &= \frac{h_0}{2}\left(\sqrt{1+8F^2}-1\right) \\ F^2 &= \frac{V_0}{gH_0} \\ h_0 &= \frac{q}{V_0} \\ q &= \frac{Q}{B} \\ V_0 &= C_B\sqrt{2gH_0} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18)$$

$$L = L_1 + H + a \quad \cdots\cdots (19)$$

$$\left.\begin{aligned} h_s &= H - h_1 \\ h_1 &= \left(\frac{q_s}{C_s}\right)^{\frac{2}{3}} \\ q_s &= \frac{Q}{B_d} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (20)$$

ここに，H：必要な減勢池水深（m）

h_j：仮想跳水水深（m）

h_0：落下地点の水深

F ：落下地点のフルード数

V_0：落下地点の流速（m/s）

g ：重力加速度（$9.8 m/s^2$）

q_B：減勢池の単位巾流量（$m^3/s/m$）

B ：減勢池の幅（m）

Q ：放流量（m^3/s）

C_B：貯水面から水叩き面に達するまでの損失係数

H_0：貯水面と水叩き面との標高差（m）

L ：減勢工の必要な長さ（m）

L_1：減勢池始端から水脈の落下地点までの距離であるが，〔2〕で求められたダム軸からの落下水脈の位置までの長さとする。

a ：減勢工の余裕の長さ（m）

h_s：副ダム高（m）

h_1：副ダムの越流水深（m）

q_s：副ダム上の単位巾流量（$m^3/s/m$）

C_s：副ダム上の流量係数

なお，(18)式は，放水管単独放流および越流部との同時放流においても適用されており，本来，放水管単独放流の三次元的な減勢と越流部の二次元的な減勢とは異なる水理現象であるが，水理実験結果では，ほぼ妥当な値を示しているので，それに準拠して設計を行う。

そこで，(18)，(19)，(20)式に次に示す諸値を代入し，貯水位～放流量～減勢工規模の関係を求めると表－10のとおりである。

$$\begin{bmatrix} C_B=0.9 & g=9.8 m/s^2 & a=10.0 m \\ C_s=2.0 & B_d=50 m & B=55.0 m \end{bmatrix}$$

表－10　設計された洪水吐の貯水位～放流量～減勢規模

貯水位 (WL. m)	放流条件		放流量 (m^3/s)	減勢規模		
	放水管	越流部		H（m）	L（m）	h_s（m）
594	519.1	—	519.1	12.001	105.244	8.852
600	548.3	—	548.3	12.607	110.748	9.302
605	571.4	248.9	820.3	15.721	90.660	11.331
610	593.7	1,500.1	2093.8	23.676	103.500	16.127
616	619.3	3,803.9	4423.2	35.086	119.760	22.363
617	623.5	4,245.1	4868.6	37.239	122.646	23.466
(610.78)	—	—	2,450	25.724	105.637	17.289
(615.18)	—	—	4,200	33.738	117.682	21.655

〔4〕 減勢部の形状と副ダム高

川治ダムの減勢部の河道は，ダム軸下流115 mまではほぼ直線であるが，その下流は30度にて左岸側に弯曲している。このため，減勢部の形状は図－18に示すように水脈の落下附近の減勢池幅が35 mで両岸が1：3の傾斜を有する弯曲した減勢部となる。

そこで〔3〕で求められた減勢工規模を考慮し，減勢池長105 m，副ダム高17 m，導流壁（鉛直とした）高25 mの弯曲した減勢部を考え，水理模型実験によって更に検討する。

§ 5. 設計された洪水吐の形状

第一次案として設計された洪水吐の形状をまとめると図－19に示すとおりである。

第2節 全体模型による水理実験

実験は，第1節において水理設計された予備実験のための洪水吐に対して実施した。

なお，放水管及び越流部は，減勢部に対する配置を検討するために，放水管は5門とし，越流部は特に門数について4門案と6門案とがあることも考慮して8門とした。

§ 1. 実験概要

〔1〕 実験内容

実験は，この予備実験によって洪水吐の基本的な資料を得るために次の検討項目について実施した。

1. 洪水吐の配置と門数の検討
2. 洪水吐の放流機能の検討
3. 減勢部の減勢機能と規模の検討

〔2〕 実験模型

模型は，第1節で水理設計された放水管及び越流部の形状を図－20に示すように放水管5門，越流部8門に配置した堤体部と図－21に示す減勢部および河道部から構成される。

模型の縮尺は $\frac{1}{60}$ である。その実験模型は図－22及び写真－1に示される。

堤体部は骨組を鋼材，表面型枠をラワン合板にて組立て，放水管5門及び越流部8門は良質な木材にて製作したものを所定位置に設置し，空間はモルタルにて填充し漏水を防止するために表面塗装を施した。

減勢部は，ダム軸下流160 m附近までを減勢部と考え，その底面をラワン合板，導流壁を透明の合成樹脂板（左岸側）とラワン合板（右岸側）とした。なお，減勢池底面にはそれぞれ図－21に示す＋印の位置に圧力測定用のピェゾ管を埋設した。

河道部は，ダム軸下流160 m附近より350 m下流までの標高EL 520 m以下の範囲を現況河道及び地形に合せて製作した。

〔3〕 水理諸量の測定方法

水位の測定には $\frac{1}{10}$ ㎜読みの水位測定器を使用し，圧力の測定は1㎜の開孔部を有する内径6㎜の真鍮管をビニール管で目盛付ガラス管に連結し，その水柱高を測定する方法をとった。

流量は模型の下流にある検定水槽の鋭縁矩形堰より越流する越流水位を水位測定器にて測定し，越流水深から求めた。

〔4〕 相 似 律

原型と模型との相似の関係は，幾何学的には模型縮尺の $\frac{1}{60}$ であり，水理諸量はフルードの相似則に従うものとして表－11に示すように換算した。

表－11 全体模型の水理諸量の原型と模型との換算係数

水理諸量	次 元	縮 率	換算係数（原型から模型）
水位，水深	L	$1/n$	$1/60.0$
時 間	LT^{-1}	$1/\sqrt{n}$	$1/7.74597$
流 量	L^5T^{-1}	$1/\sqrt{n^5}$	$1/27885.48$
圧力（水柱）	L	$1/n$	$1/60.0$
流 速	LT^{-1}	$1/\sqrt{n}$	$1/7.74597$

§ 2. 実験およびその結果

〔1〕 洪水吐の適切な配置と門数の検討

実験は，放水管及び越流部の単独放流と同時放流における貯水位 WL 594～617m の範囲について流況観察を行なった。その流況の一部を写真－2に示す。

その結果，放水管単独放流においては，5門ともダム軸下流80～105 m，中心線から左右10mの範囲に集中落下しており，その附近の減勢池幅（約50m）が有効に生かされていない結果となっている。

越流部の単独放流においては，8門ともダム軸下流35～55mに落下し，中央4門は完全にその落下附近附近の減勢池幅（約60m）に収めることができるが，中央6門はその両端2門からの落下水脈が導流壁天端に一部落下しており，8門の場合は両端2門からの落下水脈が完全に導流壁の外側に落下している。

放水管と越流部の同時放流においては，それぞれの位置からの落下する水流が放水管出口標高の近傍で衝突し，その水しぶきが飛散して一部導流壁を越えている。特に，越流水深が小さい時にこの水しぶきの飛散が激しいが，越流水深が大きくなると越流部からの落下水脈の厚みが大きくなるため水しぶきが強制的に含包されて飛散が少なくなっている。

衝突は，貯水位の上昇過程において右岸側の放水管からの次第に左岸側の放水管へと移行し，貯水位WL 611m附近ではすべての放水管の落下水脈が越流部からの落下水脈に衝突している。

なお，越流部の左岸側2門は放水管の落下水脈に衝突することなく落下している。

この結果，洪水吐の配置としては，適切な配置とは考えられないことから次の事を考慮する必要がある。

1. 放水管の平面的な配置としては，減勢部に対して平行に突入するようにし，落下位置が減勢池幅に対して均等になるようにする。

このため，放水管2門は越流部中央橋脚（堤体のアーチ中心に沿って設ける）に隣接する2橋脚の真下に配置し，平面的な管軸の方向を減勢部の方向と一致させるのが最良かと思われる。

2. 越流部の平面的な配置としては，堤体のアーチ中心に左右対称に配置し，中央4門については落下水脈を減勢池幅に収めることができるので問題はないが，中央6門について落下水脈の一部を減勢池幅に収めることができない。

このため，中央6門の場合は両端越流部2門の橋台末端附近にデフレクターを設ける。または堤体の平面的な曲率半径より半径を小さくして配置する等の方法が必要と思われる。

3. 放水管と越流部の相対的な配置については，1，2に記述した配置で十分と思われるが，両者から放流される落下水脈の高い位置（*EL* 540 *m*附近）での衝突を避けるために，放水管の傾きおよび越流部の越流面形状を考慮する必要がある。

上記のことから，越流部の門数については，4門案は本設計案の中央4門として採用することができるが，6門案は設計において上述の方法により強制的に減勢池幅に収める必要がある。

〔2〕 洪水吐の放流能力の検討

実験は，放水管2門および越流部4門の全開した場合のそれぞれの単独放流と同時放流について，貯水位と放流量との関係を求めるために実施した。

その結果，図－23に示すとおりである。

そこで，設計条件の放流能力について調べてみると，表－12に示すようにいずれも満足しており，第1節で水理設計した洪水吐の形状で十分である。

表－12　洪水吐の放流能力

放流条件		貯水位	放流量（m^3/s）			備考
放水管2門	越流部4門	（*WL* *m*）	計画流量	実験流量	設計流量	
○	—	594.0	500	559		制限水位
○	—	617.0	—	710		異常洪水位
—	○	616.0	—	3,963		設計洪水位
—	○	617.0	—	4,300		異常洪水位
○	○	616.0	4,200	4,550		設計洪水位
○	○	617.0	5,040	5,210		異常洪水位

なお，放流条件の放水管2門は2，3号（左岸側から数える），越流部4門は3，4，5，6号の中央4門とした場合である。

〔3〕 減勢部の機能と必要規模の検討

実験は，放水管2号全開および越流部3，4，5，6号全開にした場合の放流量（貯水位にてそれぞれ5水位とした）に対する水クッションの減勢機能と規模について調べた。

減勢部の流況としては，落下水脈の幅と減勢池幅とが等しい状態においては下流側の水深条件によって図－24に示す3つの形をとることがこれまでの水理実験から明らかにされており，これら3つの形は水クッション内拡散現象の形態が相異するものであるが，減勢池の設計条件としては流況－Bの状態が最も合理的と考えられる。

そこで，それぞれの放流条件において放流した場合，落下位置附近に露出射流（流況－Aの状態）が現われないように下流側の水深を確保し，ほぼ流況－Bの状態となる。下流水深と水叩き面の作用圧力を測定した。

この結果，放流量と必要下流水深との関係は図－25，26に，その時の水叩き面に作用する圧力は図－27，28に示される。放水管2号単独放流では，流況－Bを示す放流量と下流水深との関係はほぼ直線的関係にあり，1門の放流量250 m^3/s を減勢する下流水深はほぼ$h_2 \fallingdotseq 6.5m$程度であり，2門の放流量500 m^3/s の必要下流水深はこの値より若干上廻るものと思われる。

水叩き面の圧力は，落下位置となるダム軸下流80～105 m附近が最も大きく，他の位置はほぼ下流水深に等しい静水圧を示している。落下位置附近の最高圧力は，すべて11～12m水柱の値である。越流部4門の単独放流では，流況－Bを示すような放流量と下流水深とは$Q_c \fallingdotseq 800 m^3/s$ 以下では2次曲線，それ以上ではほぼ直線的な関係である。

水叩き面の圧力は，ダム軸下流35～55 mの落下位置附近の圧力が最も大きくなり，その周囲で下流水深に相当する静水圧より若干小さく，他の位置では下流水深とほぼ等しい静水圧となっている。

落下位置附近の最高圧力は，越流水深が大きくなるほど大きくなり，越流水深14 mで74.28 m 水柱である。

この結果，下流水深については，第1節にて水理設計された値（H）に比較して0.5～0.7 Hとなっており，水理設計式における仮想跳水の仮定，流況判断の適否あるいは洪水吐と減勢部の形状特性などがこの差に表われたものと考えられる。

水叩き面の圧力としては，落下位置附近の圧力を除いてはいずれの放流条件においても下流水深とほぼ同じ静水圧と見なすことができるが，落下位置附近の圧力は同じ流況－Bの様相を形成したとしても放流量に対して異なっており，放水管1門の三次元的な拡散ではほぼ一定値を示しているが，越流部4門の二次元的な拡散に近い状態では放流量が増すにつれて大きくなっている。

越流部4門を単独放流した場合には，放流量5ケース（越流水位にて表わした）について下流水深を変化させた場合の水叩き面の圧力変化を調べてみると次のようになった。

下流水深は，落下位置附近に露出射流が消えた限界の流況－Bから流況－Cの状態になるまで変化させたが，放流量が大きくなると流況－Cの状態になるための下流水深が大きくなるために，実験模型の導流壁高では実施不可能となるため流況－Bの状態しか測定できなかったケースもある。

その結果は図－29に示すとおりである。

放流量440㎥/s（越流水深3m）においては，下流水深を大きくなると最高圧力は単調増加しながら下流水深に等しい静水圧に落着くが，それ以上の放流量では，下流水深を大きくすると最高圧力は次第に小さくなり，ある程度の下流水深になると最高圧力はほぼ一定となる。放流量4,360㎥/s（越流水深14m）では下流水深を大きくしても最高圧力はほぼ一定値（70～75m水柱）を示している。

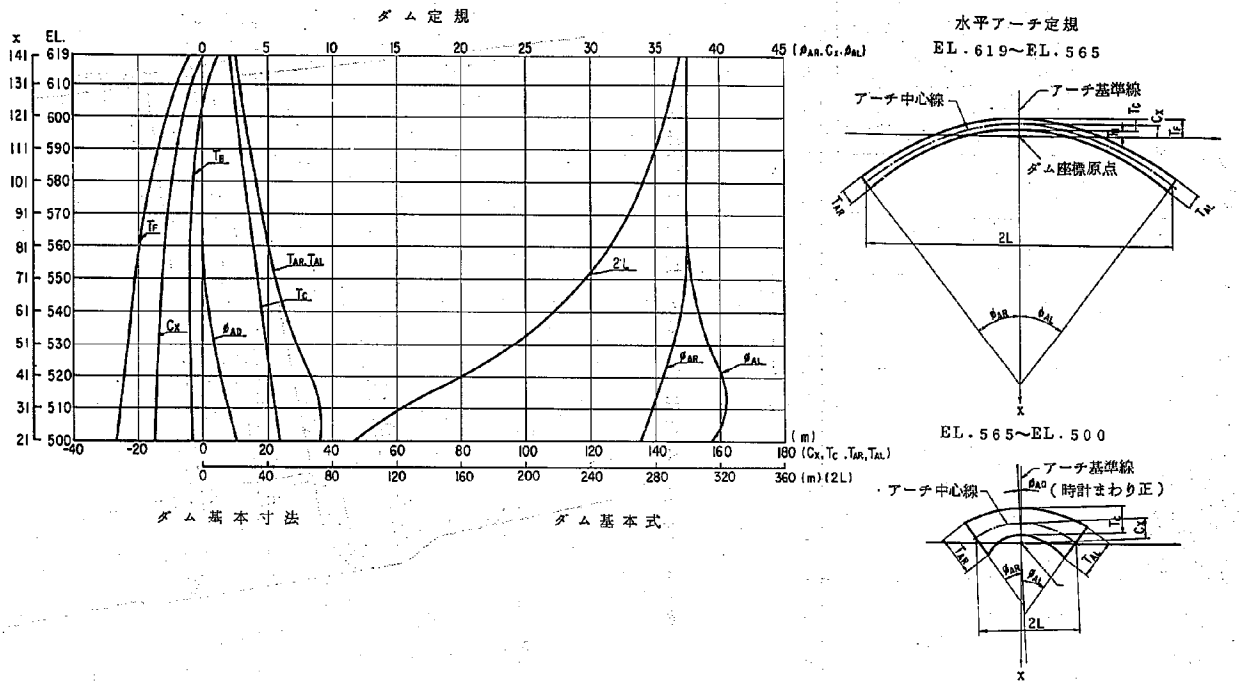
この実験資料から下流水深と最高動水圧（最高圧力－下流水深）の関係について調べた結果は，図－30に示すとおりである。

この実験から，流況－Cの状態を減勢上の規模として考えるには，下流水深が著るしく大きくなるために副ダム高，導流壁高も大きくなり不経済となる。

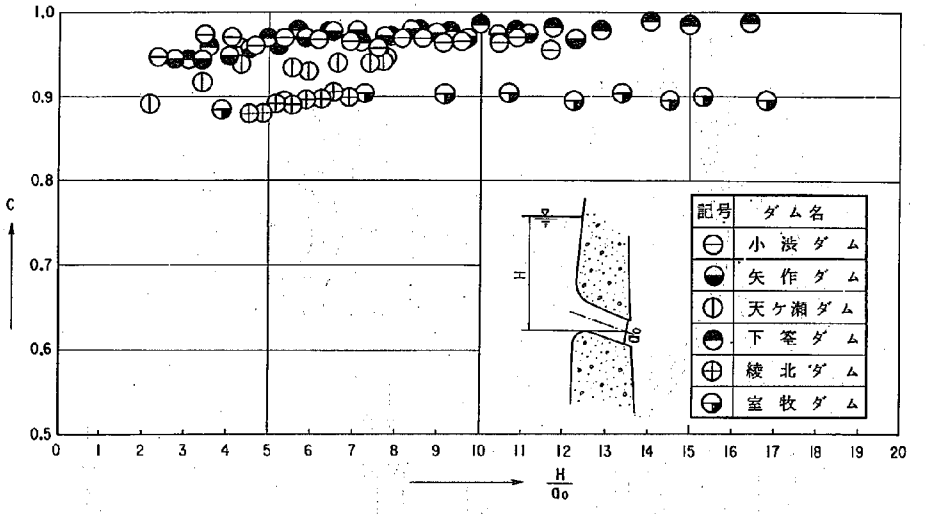
このため，流況－Bの状態で減勢工の規模を考えた方が合理的であるが，下流水深と水叩き面の圧力とは相反する関係であるため，両者を勘案する必要がある。既設ダムの水理実験の結果では最高圧力(P_{max})最高動水圧（P_d）および圧力集中部分の拡がり幅（d）を根拠に$P_{max} \fallingdotseq 50m$水柱，$P_d < 30m$水柱，$P_d/d < 1.0$となることを目標に減勢池水深（ここでは下流水深にほぼ相当する）が決められていたが，ダム高および越流水深が大きい昨今のダム（下筌，真名川ダム）ではこの目標をオーバーする値も見られるようになった。

そこで，図－30において下流水深がある程度大きくなると最高動水圧の減少率が極度に低下することから，その曲線上での変曲点附近となる下流水深が最も妥当な選定基準となるものと思われる。

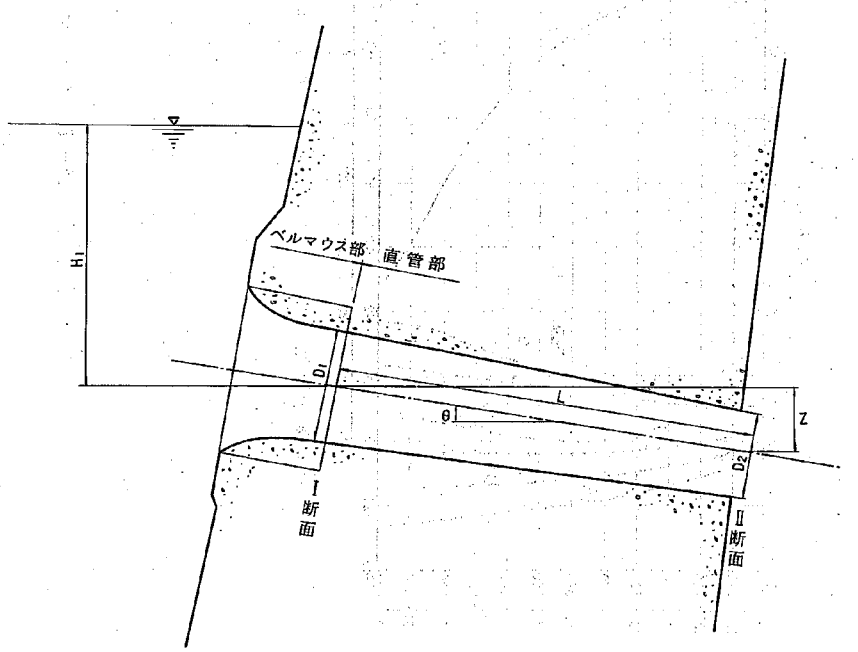
なお，減勢工設計対象流量2,450㎥/sまたは4,200㎥/sの越流部4門での単独放流では，前者の下流水深はほぼ24m，$P_{max}/W \fallingdotseq 52m$水柱，後者の下流水深はほぼ25m，$P_{max}/W \fallingdotseq 70m$水柱となる。



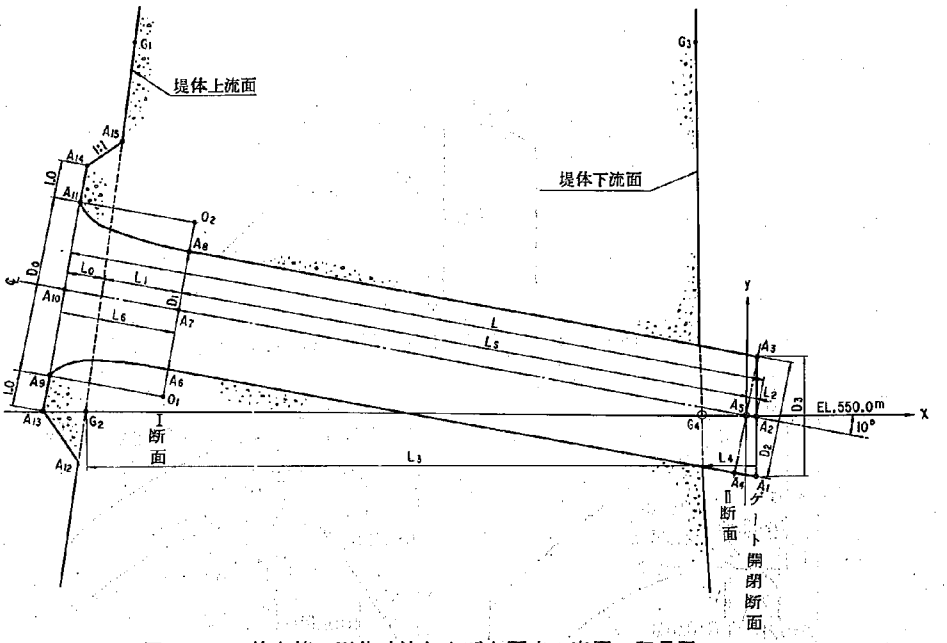
図－7　アーチ堤体の形状図



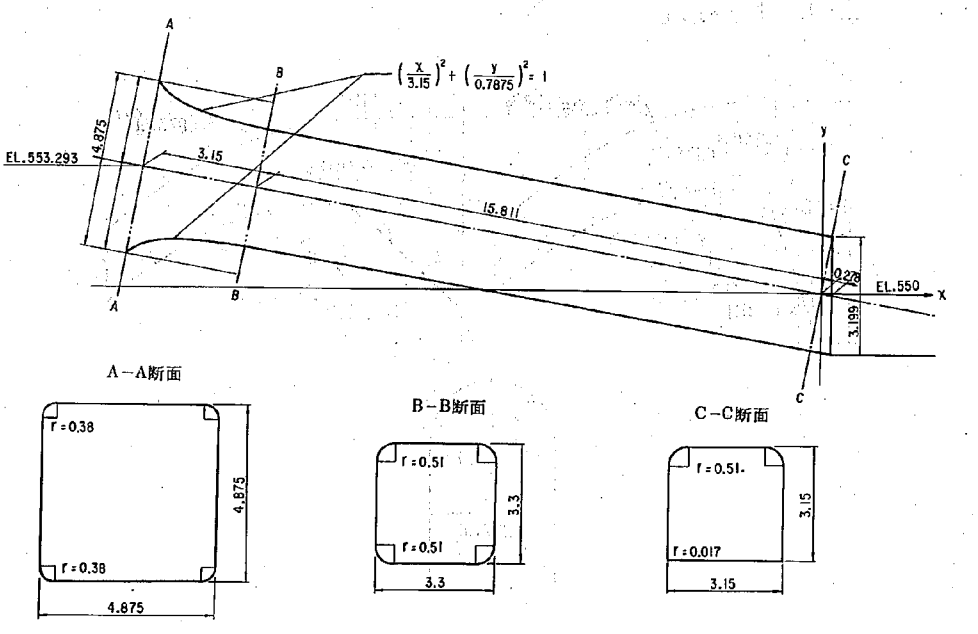
図－8　既設ダム放水管のC～H／a_0の関係図



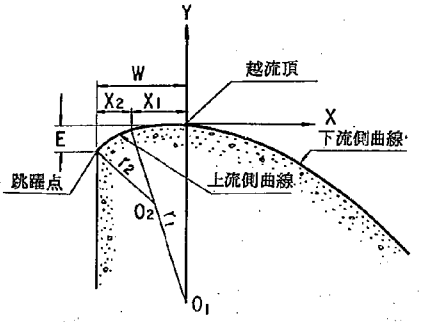
図－9　放水管の基本形状図



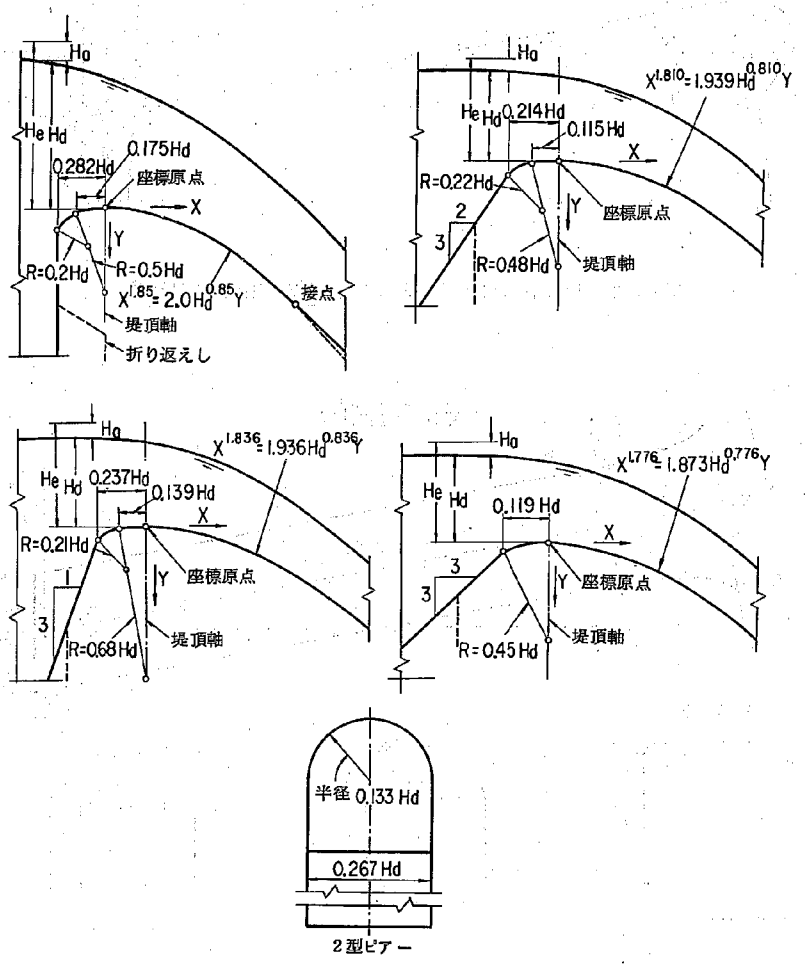
図－１０　放水管の形状寸法および主要点の座標の記号図



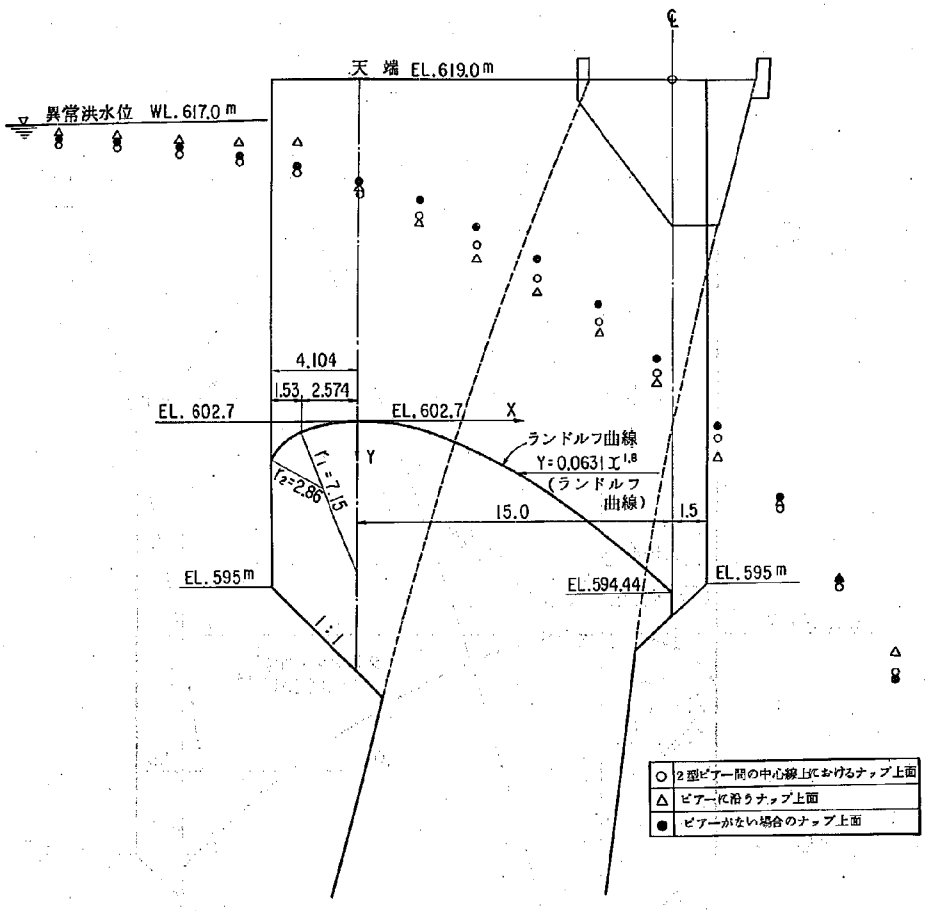
図－１１　設計された放水管の形状と断面図



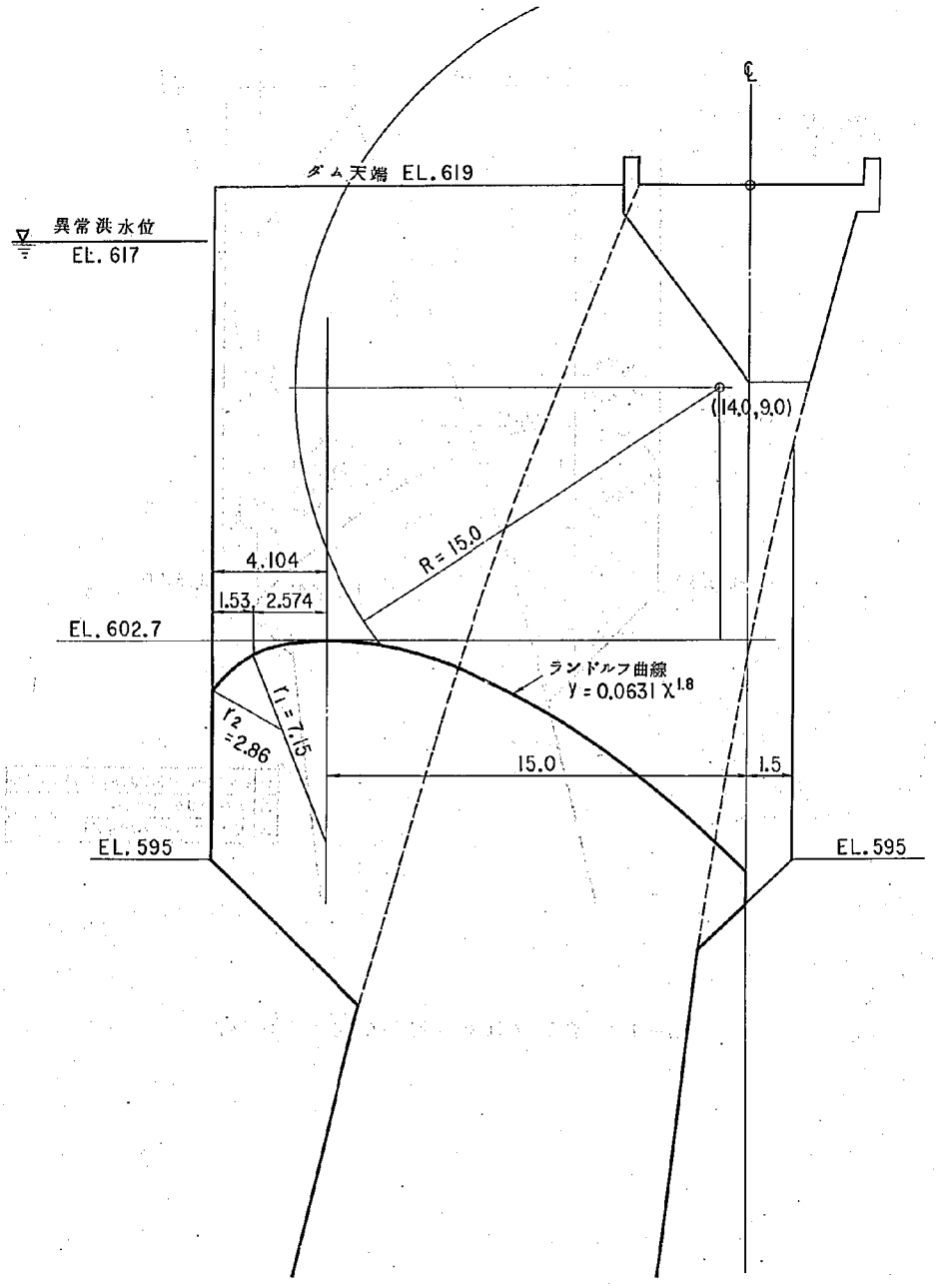
図－１２　標準型越流面形状の記号図



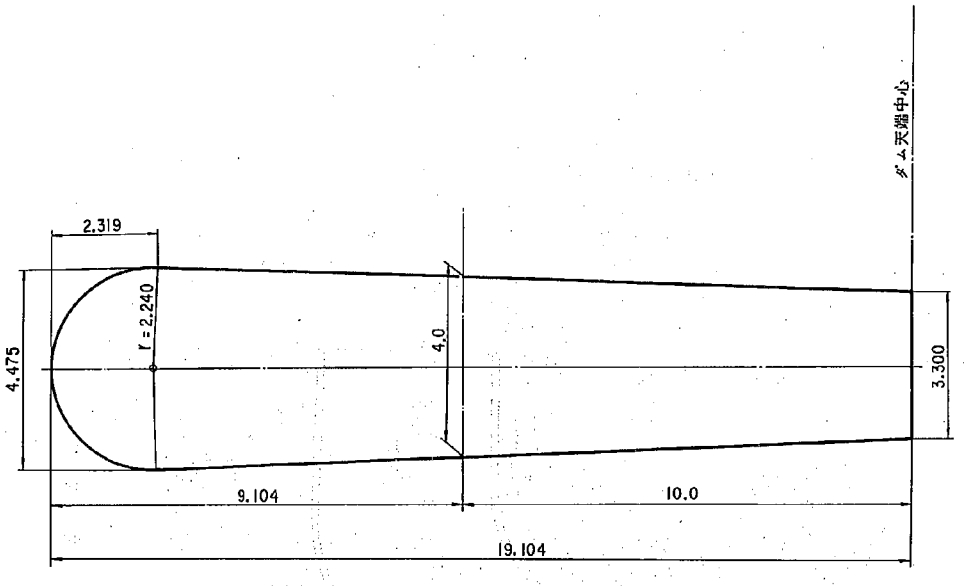
図－１３　ＷＥＳ型余水吐の形状図



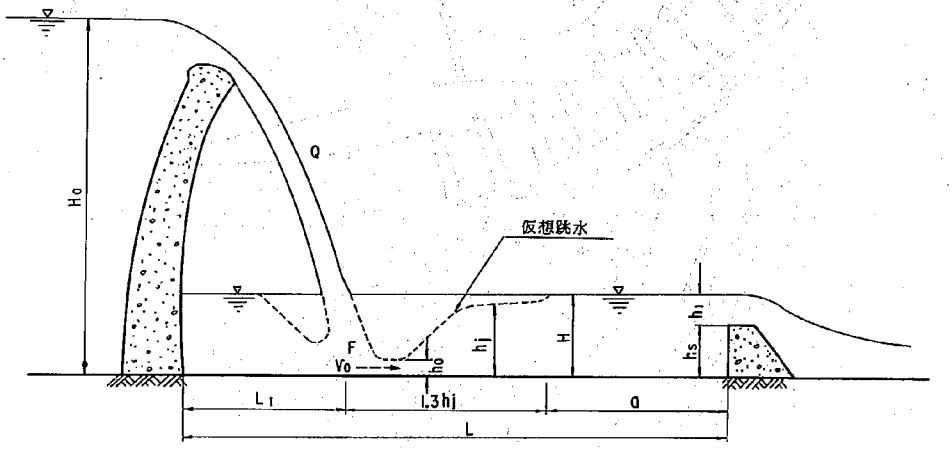
図－１４　設計された越流部の越流水面形図



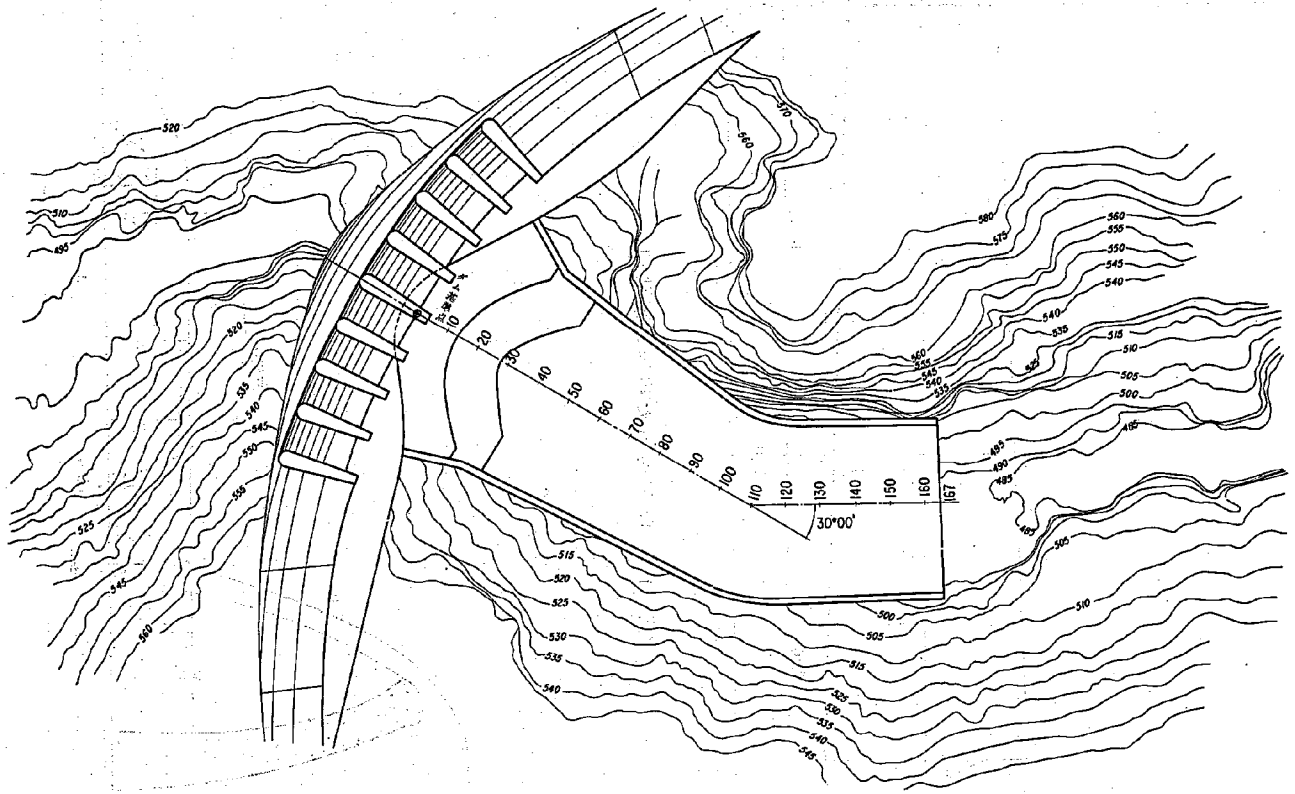
図－１５　設計された越流部の形状図



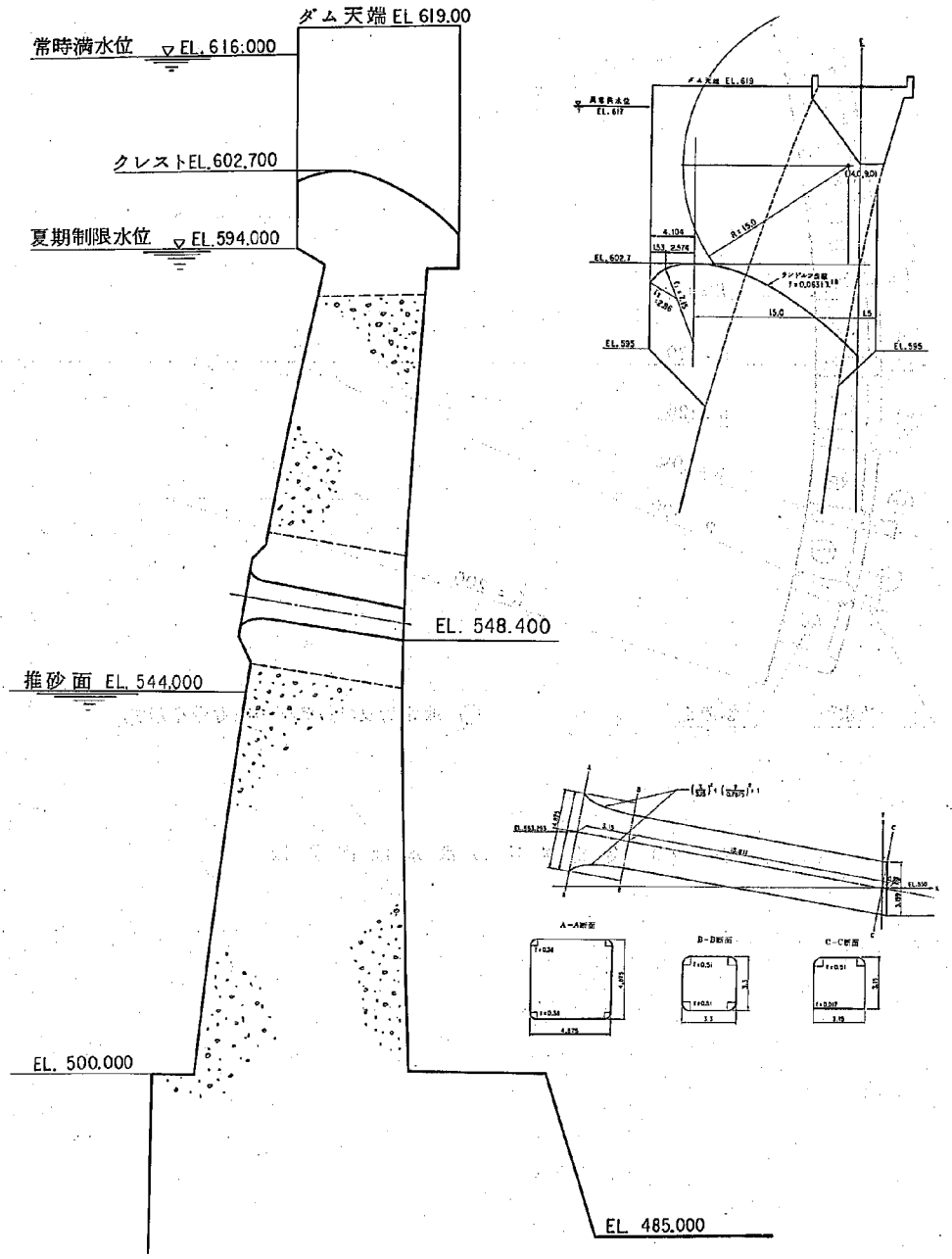
図－１６ 設計された橋脚の形状図



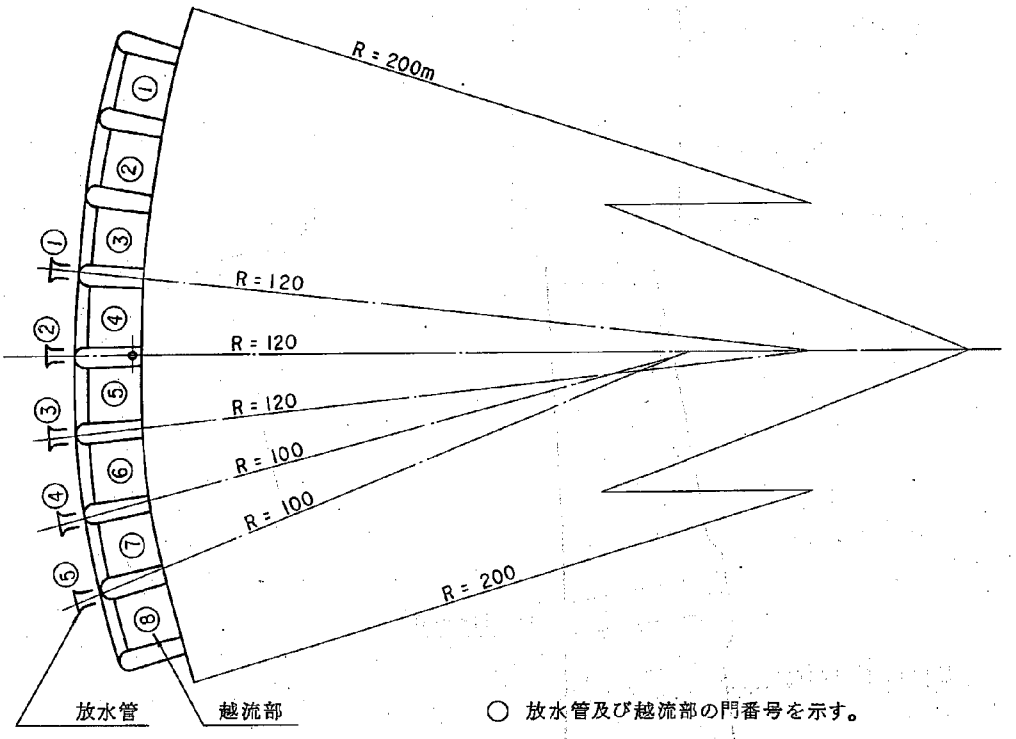
図－１７ 減勢部の設計記号図



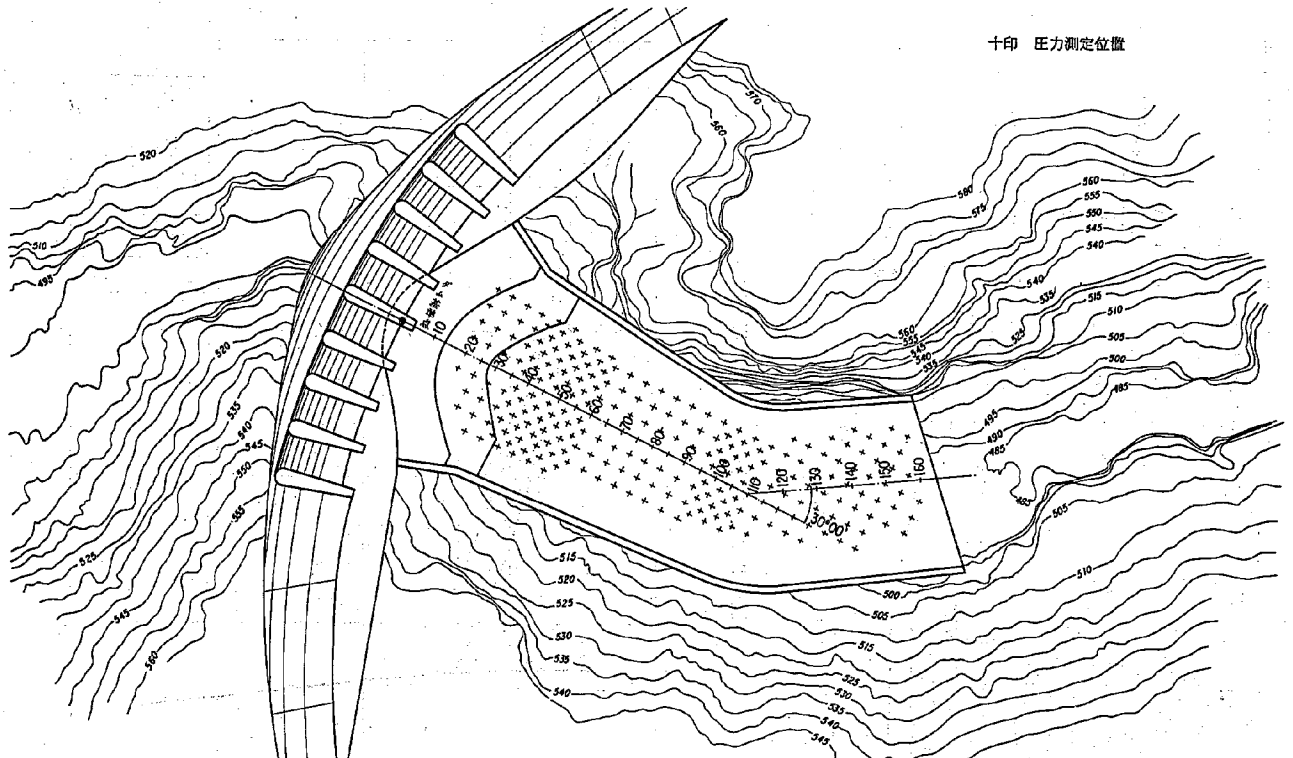
図－１８　減　勢　部　の　形　状　図



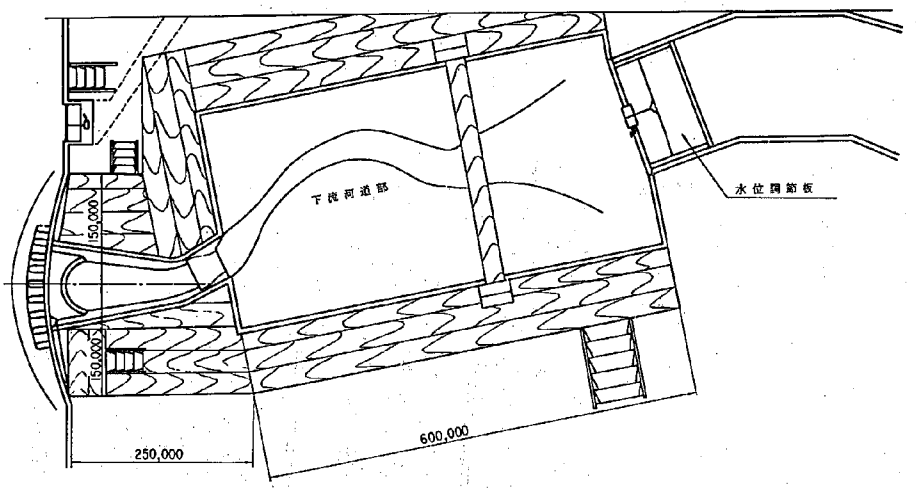
図－１９　設計された洪水吐の形状図



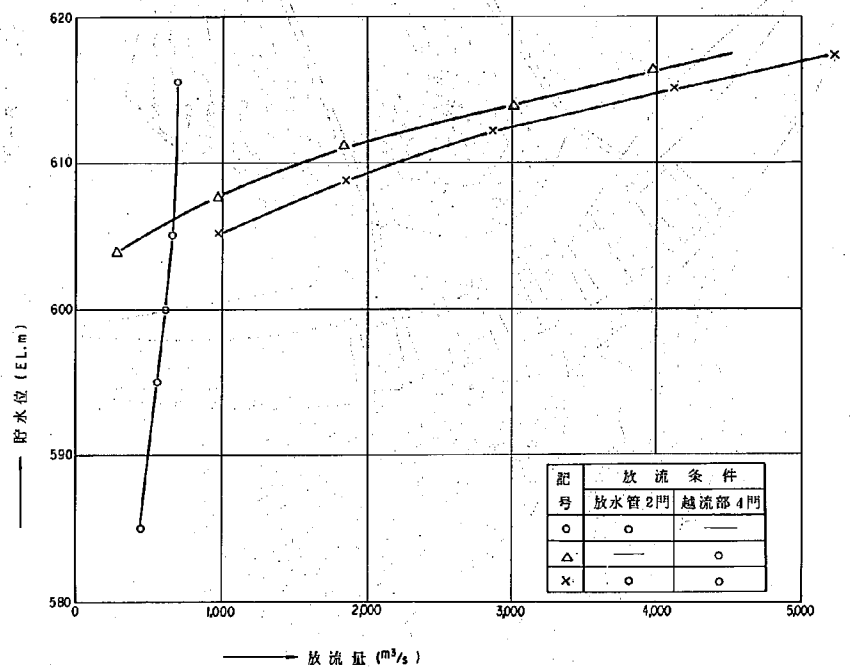
図－２０　実験模型の洪水吐配置図



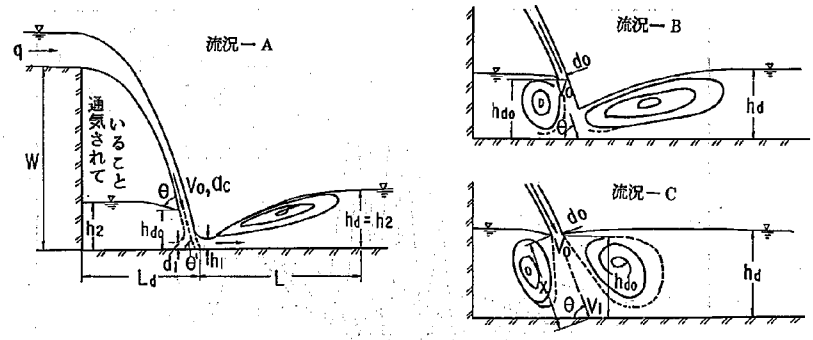
図－２１　減勢部底面の圧力測定位置図



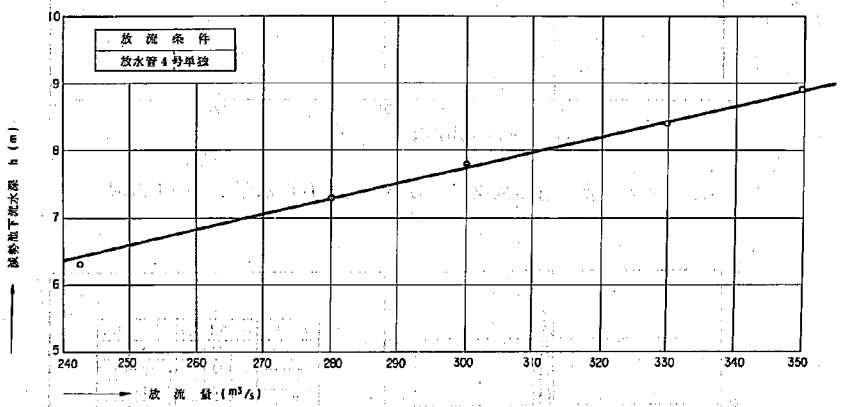
図－２２　実験模型の形状図



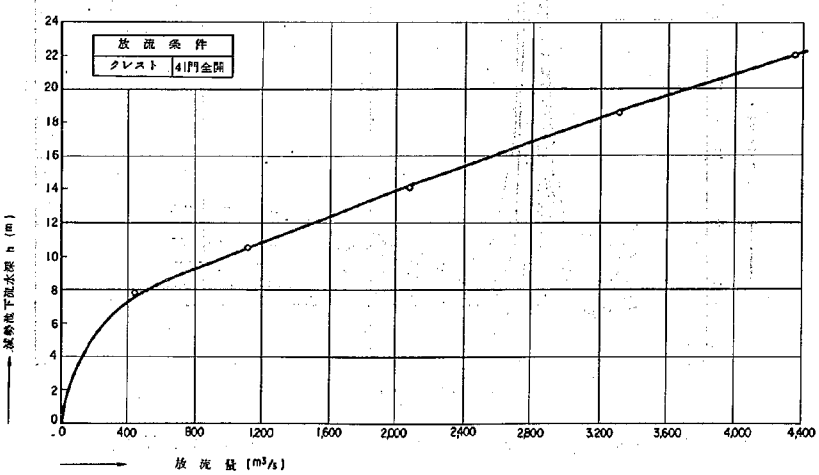
図－２３　洪水吐の貯水位と放流量との関係図



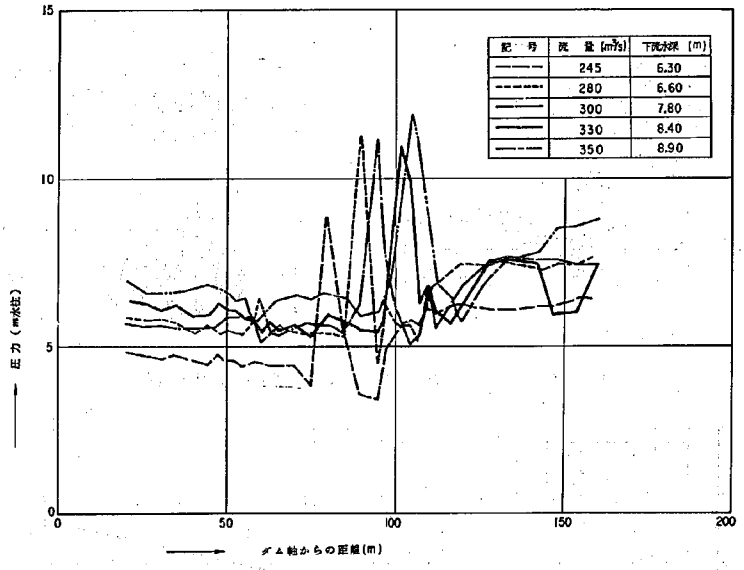
図－２４　水クッションによる減勢の流況図



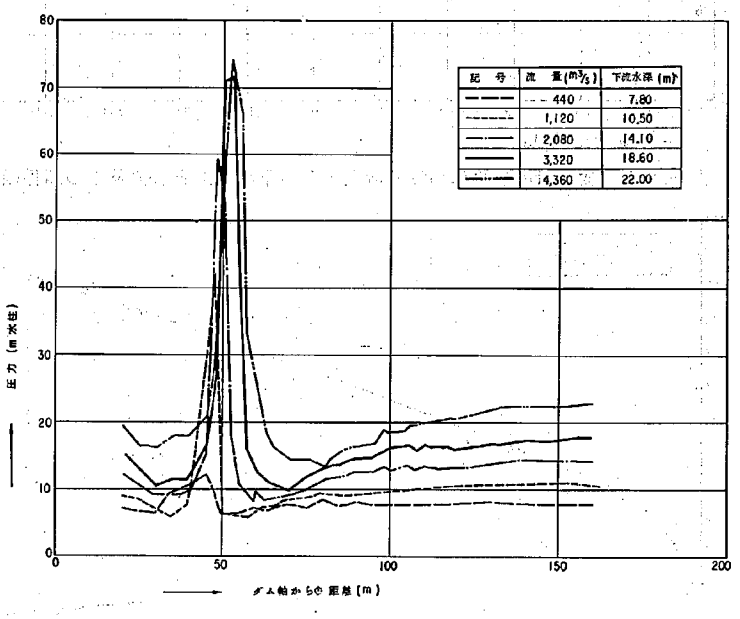
図－２５　放水管の放流における流況－Ｂの下流水深と放流量との関係図



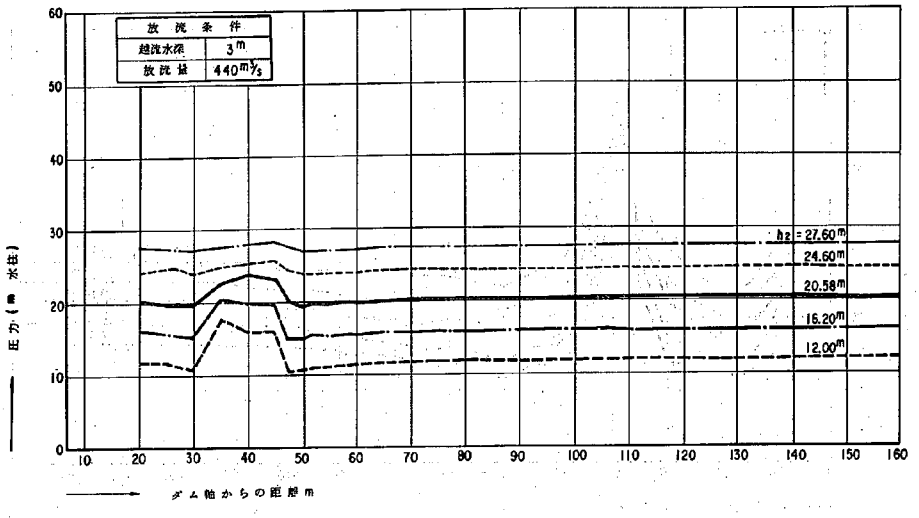
図－２６　越流部の放流における流況－Ｂの下流水深と放流量との関係図



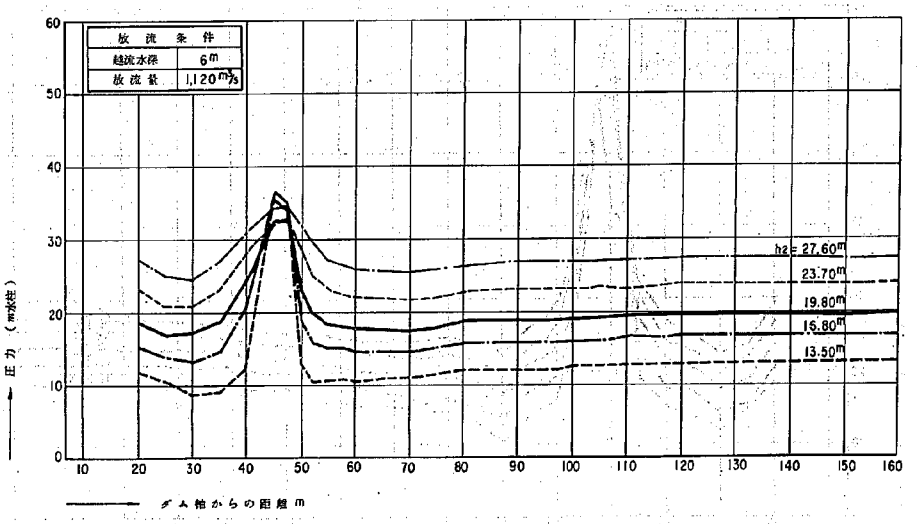
図－２７　放水管の放流における流況－Ｂの水叩き面の圧力図



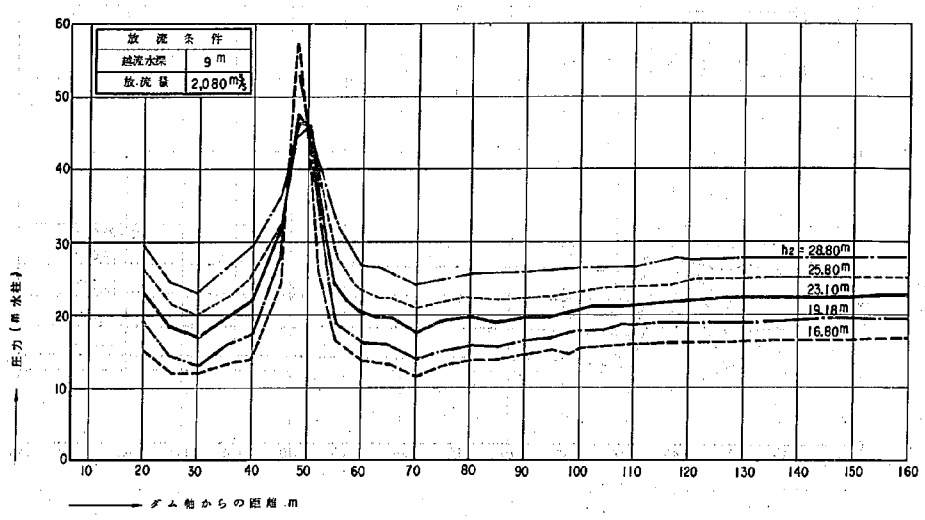
図－２８　越流部の放流における流況－Ｂの水叩き面の圧力図



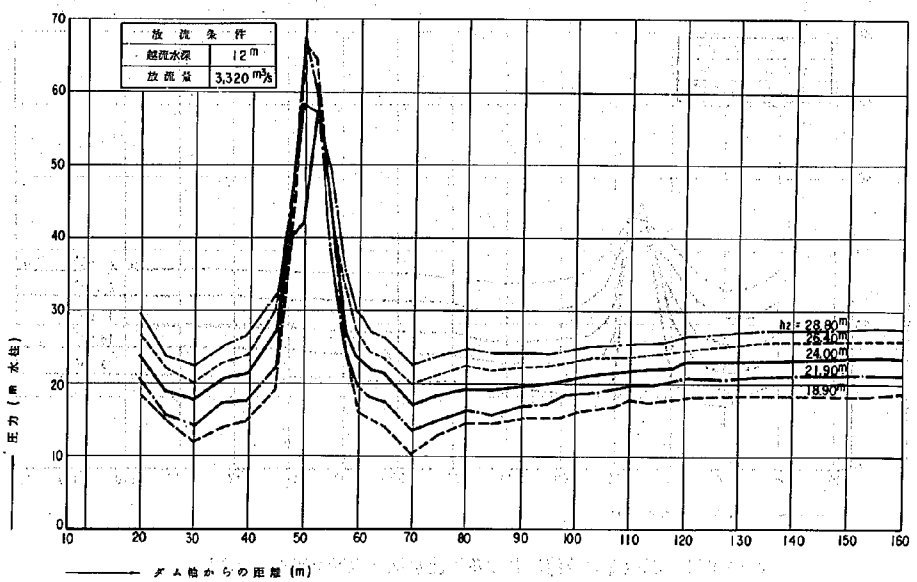
図－29(1) 越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図



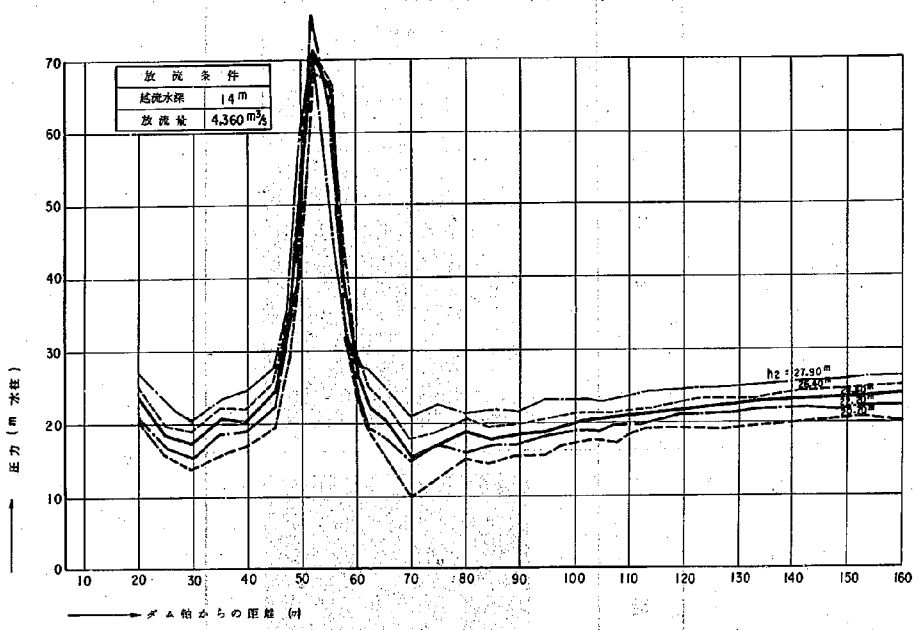
図－29(2) 越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図



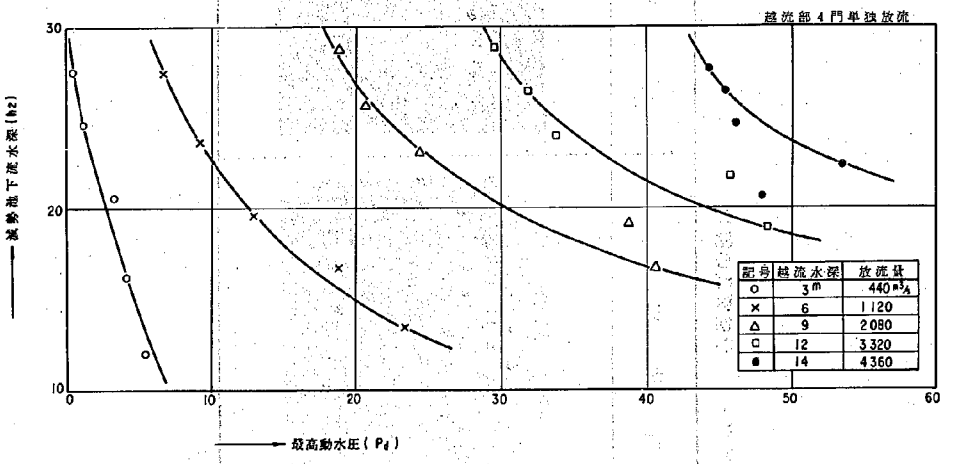
図－29(3) 越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図



図－29(4) 越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図

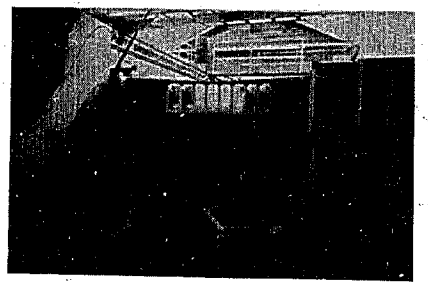
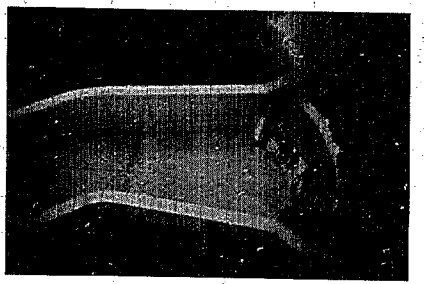
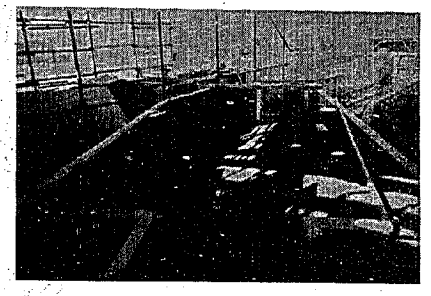


図－29(5)　越流部の放流における下流水深と水叩き面の圧力図

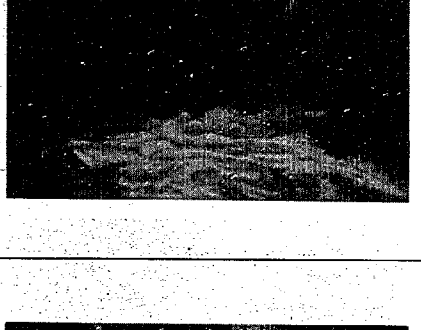
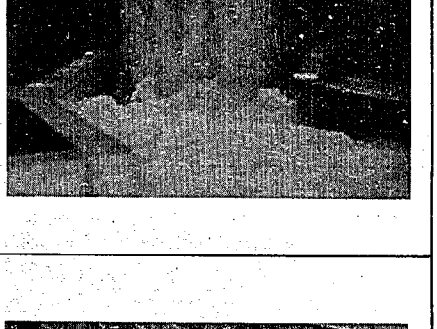
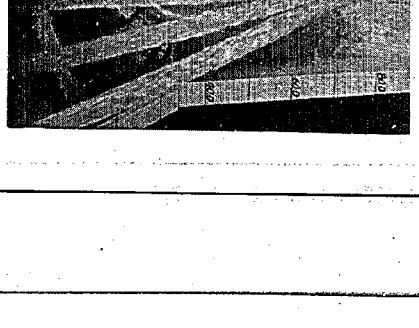
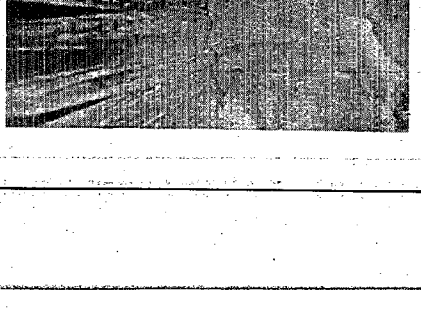
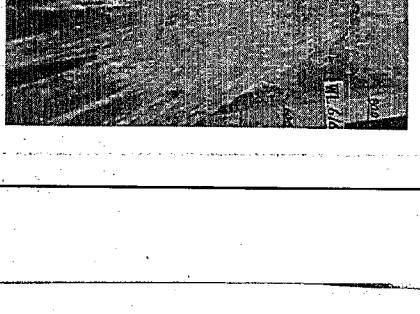


図－30　越流部の放流における下流水深と最高動水圧との関係図

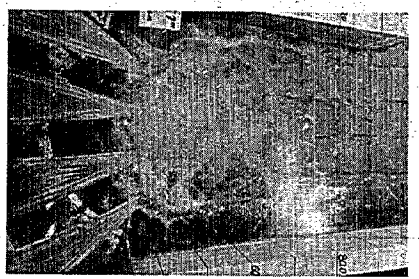
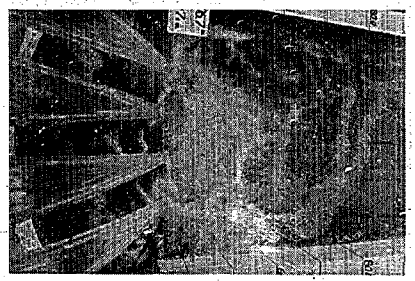
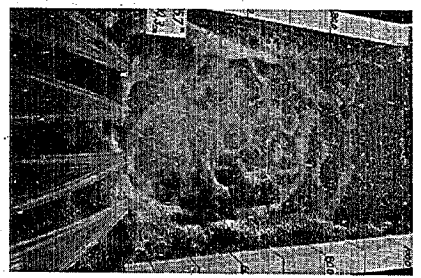
写真－1　予備実験の模型

堤　体　部	減　勢　部	河　道　部
		

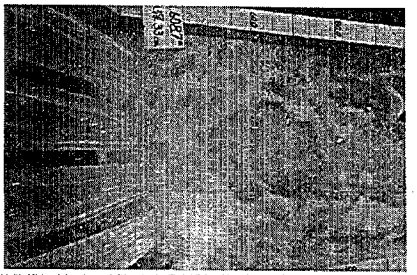
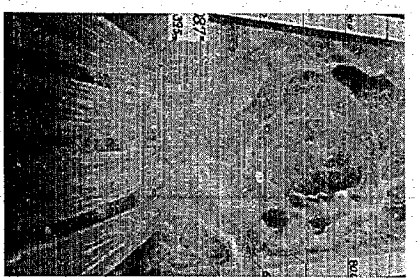
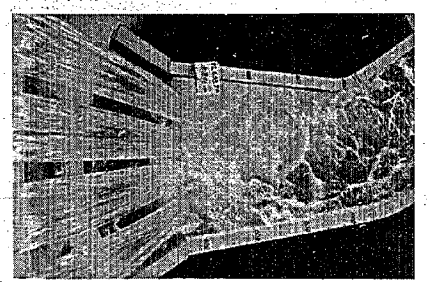
写真－2　予備実験の放流状態

放水管5門単独放流（貯水位594 m）	越流部4門単独放流（貯水位614.7 m）	放水管5門越流部4門同時放流（貯水位616 m）
		
		

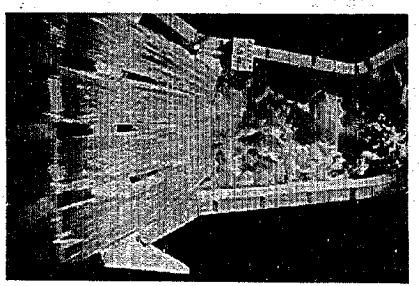
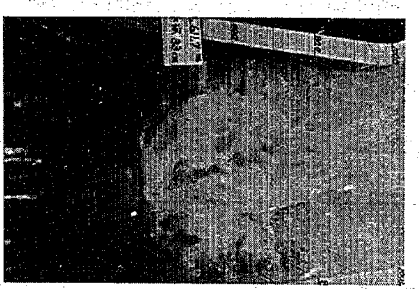
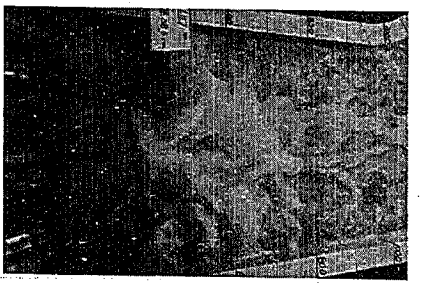
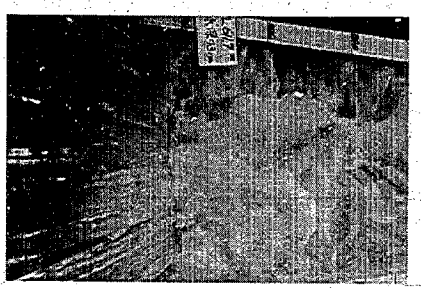
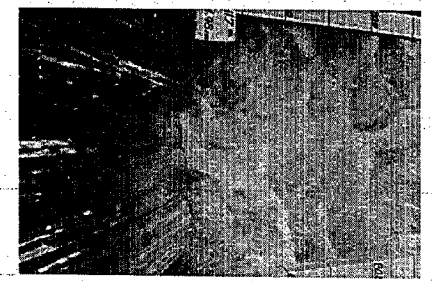
写真－3　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況　（貯水位605.7m）

減勢池水深　12.0m	減勢池水深　16.2m	減勢池水深　20.6m
		
減勢池水深　24.6m	**減勢池水深　27.6m**	
		

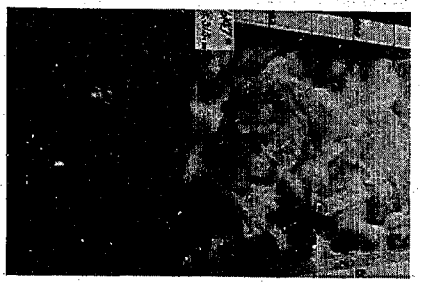
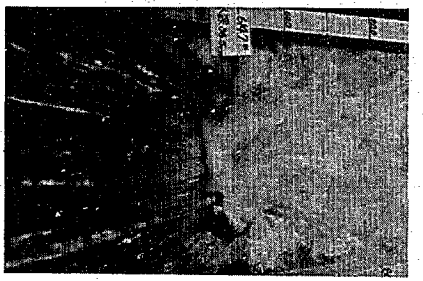
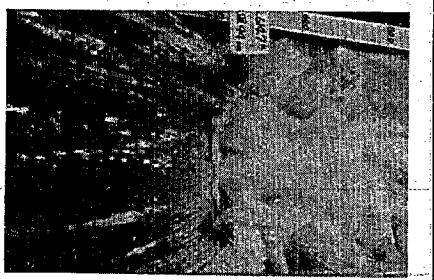
写真－4　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況　（貯水位608.7m）

減勢池水深　13.5m	減勢池水深　16.8m	減勢池水深　19.8m
		
減勢池水深　23.7m	**減勢池水深　27.6m**	
		

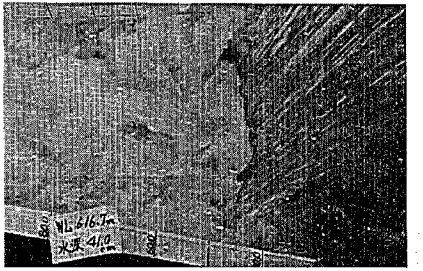
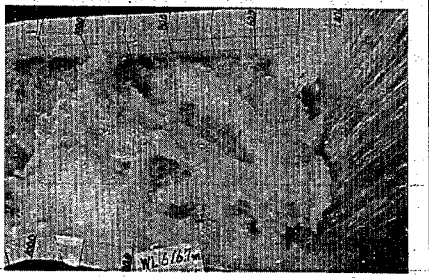
写真－５　予備実験の越流部４門単独放流における減勢池流況　（貯水位６１１.７ｍ）

減勢池水深　16.8m	減勢池水深　19.8m	減勢池水深　23.1m
		
減勢池水深　25.8m	減勢池水深　28.8m	
		

写真－6　予備実験の越流部4門単独放流における減勢池流況　（貯水位６１４.７ｍ）

減勢池水深　18.9m	減勢池水深　21.9m	減勢池水深　24.0m
		
減勢池水深　26.4m	減勢池水深　28.8m	
		

写真－７　予備実験の越流部４門単独放流における減勢池流況　（貯水位６１６.７ｍ）

減勢池水深　20.7m	減勢池水深　22.2m	減勢池水深　24.6m
		
減勢池水深　26.4m	**減勢池水深　27.9m**	
		

第4章　洪水吐の水理設計と水理実験

第4章　洪水吐の水理設計と水理実験

越流部の門数は，4門案または6門案とする意見があり第3章においてその問題について水理実験を行なった結果，水理的にはいづれも実施可能と判断された。

一方，ダム構造上の問題としては，4門案は越流部の切欠き高が大きく切欠き部の応力集中が過大となるため6門案が推奨され，越流部としては当初計画の4門案を6門案に変更して考えることになった。

第1節　水　理　設　計

放水管および越流部の形状は，予備実験の結果から新たな構想のもとに水理設計を行なった。

その特徴は，次のとおりである。

1. 放水管は，管軸の傾きを26度強（$\theta = \tan^{-1} 0.5$）とし，これまでの角形放水管から円形放水管に変更した。
2. 越流部は，越流部設置標高付近の堤体平面形状を構成する曲率半径を基礎とする配置から，曲率半径を小さくした多角形を基礎とする配置に変更した。

本案は，水理性状，機能のみを重視して設計されたもので，構造ならびに施工上の十分な検討が必要な案といえる。

§1. 放水管の設計

本案の放水管は，次の理由により変更を行なった。

1. 予備実験の結果，放水管の落下水脈が高い位置で越流部からの落下水脈と衝突しているために，その飛沫が減勢部全体を覆い導流壁外側に飛散して堤体基礎岩盤に悪影響を与える。

   このため，管軸の傾斜を26度強（わが国の既設ダムの最大値，川俣ダム－25度，新豊根ダム－ほぼ等しい）とし，飛沫が導流壁高以下になるようにした。
2. 放水管の構造は，角形放水管より円形放水管の方が安定性に富み，管の重量も軽くすることができる。また，施工的にも容易となる。

〔1〕設計条件

放水管は，次の諸条件を考慮して設計を行った。

1. 放水管2門の放流能力は，制限水位WL 594 mで500 m^3/s放流できること。
2. 構成は，ベルマウス部，直管部及び漸縮部からなり，ベルマウス部の上流端にコースターゲート，漸縮部の下流端に高圧ローラーゲートを設置する。
3. ゲートの開閉面は，コースターゲートは堤体上流面（1：0.25），高圧ローラーゲートは垂直面とする。

4. 管軸の傾斜は，$\theta = \tan^{-1} 0.5$ とする。

5. 出口断面（高圧ローラーゲート開閉面）の中心標高は EL 550.0 mとする。

6. 放水管の長さは，堤体の厚みを考慮して管軸の方向において $\ell = 20.5$ mとする。

7. ベルマウス部は，円形ベルマウスの標準形を採用し，長径は呑口断面から水平距離にて $0.5D$，短径は呑口断面の方向に $0.15D$とする。

8. 直管部は，同一の直径の円管とする。

直径は，予備実験のために水理設計された放水管出口断面（ 3.15×3.15 m ）に外接する円の直径にほぼ等しい D=4.4 mとして設計する。

9. 漸縮部は，直管部末端の円形断面から出口断面において角形断面となるように断面変化させ絞った形状とする。

〔2〕 ベルマウス部の形状

ベルマウス部は，図－31に示すように堤体上流面と管軸とが直交しないため上，下，側面の形状が異なり，次式にて表わされる。

上面，$$\frac{Y_u}{D} = -\left[\frac{0.5}{\cos\theta} + 0.15\left\{1-\sqrt{1-\left(1-\frac{X'}{0.5D}\right)^2}\right\} - \tan\theta\frac{X'}{D}\right]$$

下面，$$\frac{Y_d}{D} = \frac{0.5}{\cos\theta} + 0.15\left\{1-\sqrt{1-\left(1-\frac{X'}{0.5D}\right)^2}\right\} + \tan\theta\frac{X'}{D}$$

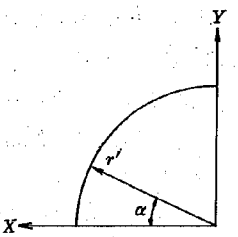
側面，$$\frac{Z}{D} = 0.5 + 0.15\left\{1-\sqrt{1-\left(1-\frac{X''\cos\theta}{0.5D}\right)^2}\right\}$$

そこで，D＝4.4 m，$\theta = \tan^{-1} 0.5 - \tan^{-1} 0.25 = 12.52880772°$，$\tan\theta = 1/4.5$，$\cos\theta = 0.97618706$を代入すると，図－32，表－13に示すとおりである。

断面形状は，呑口面に平行な断面にて形状を考えると，長円状となる。このため，断面形状を図－33に示すように直線部分を含む円弧で近似したとしても，ベルマウス終端の断面を管軸に直交する断面（直径4.4 mの円形断面）方向に見た場合に，半径方向に最大－0 ㎜～13㎜強の誤差を生じるにすぎない。

そこで，ベルマウス終端断面と直管部の始端断面（管軸に直交する断面）との管軸方向の距離を0.5 m以上の範囲で，直径4.4 mの真円になるように滑らかに接続する。

長円状の断面を直線を含む円弧で近似した場合の断面と管軸に直交する断面（真円）との相違は，ベルマウス形状を与える斜交軸と管軸とのなす角を$90 + \theta$として，



$$X^2 + \left\{\frac{Y - r(1-\cos\theta)}{\cos\theta}\right\}^2 = r^2$$

また，X^2 軸と角 α の半径方向の距離

r'は

$$r' = \frac{r}{\cos\theta} \cdot \frac{\tan\alpha\,(1 - \cos\theta + \cos\theta\sqrt{\tan^2\alpha + 2\cos\theta - 1}}{\tan^2\alpha + \cos^2\theta}$$

表－13　設計されたベルマウス部形状値

X'/D	$X'(m)$	$X''(=X'/\cos\theta)$ (m)	$0.15D\left\{1-\sqrt{1-(1-\frac{X'}{0.5D})}\right\}^2$ (m)	$-Y_u$ (m)	Y_d (m)	Z (m)
0.0	0.0	0.0	0.66	2.9136664	2.9136664	2.86
0.025	0.11	0.1126833	0.4539151	2.6831371	2.7320259	2.6539151
0.050	0.22	0.2253666	0.3723127	2.5770902	2.6748680	2.5723127
0.075	0.33	0.3380500	0.3123234	2.4926565	2.6393232	2.5123234
0.1	0.44	0.4507333	0.264	2.4198887	2.6154442	2.464
0.15	0.66	0.6760999	0.1886657	2.2956655	2.5889988	2.3886657
0.20	0.88	0.9014666	0.132	2.1901109	2.5812220	2.332
0.25	1.10	1.1268332	0.0884232	2.0976452	2.5865341	2.2884232
0.30	1.32	1.3521999	0.0551000	2.0154331	2.6020998	2.2551000
0.35	1.54	1.5775665	0.0304001	1.9418443	2.6262888	2.2304001
0.40	1.76	1.8029331	0.01333471	1.8758900	2.6581122	2.2133347
0.45	1.98	2.0282998	0.0033083	1.8169747	2.6969747	2.2033083
0.50	2.20	2.2536664	0.	1.7647775	2.7425553	2.2

そこで，$\theta=12.52880772°\left(=\tan^{-1}\frac{1}{4.5}\right)$，$r=2.2\ m$を代入すると，表－13に示すとおりである。

〔3〕漸縮部の形状

直管部末端の円形断面から放水管軸とθの角度を有する漸縮部末端の長方形断面に遷移させる場合として，直管部末端の円形断面を底面とする円錐体を出口に向って想定し，管軸と直交する断面において円形断面からそれに外接する等脚台形断面に変化させるものである。その形状を図－34において求めると，以下の式で表わされる。

$$\theta_u=43.0359°$$

$$\theta_d=46.9641°$$

$$B_{ux}=2.05411517-0.12792415X$$

$$B_{dx}=2.35624568-0.14673994X$$

$$H_x=2.2-0.13700942X$$

$$r_u=2.2-0.46172406X$$

$$r_d=2.2-0.35988955X$$

$$b_{ux}=0.30318239X$$

$$b_{dx}=0.23870924X$$

$$\left(r_u\frac{B_u}{R}\right)X=2.05411517-0.43110654X$$

$$\left(r_d\frac{B_d}{R}\right)X=2.35624568-0.38544918X$$

$$L_u = 2.2 - 0.01747283X$$

$$L_d = 2.2 - 0.03330472X$$

$$P = 13.82300768 - 0.39964554X$$

$$A = 15.20530855\ 0.87922019X - 0.06768886X^2$$

そこで，上式から形状を求めると図－35，表－14に示すとおりである。

表－14　設計された漸縮部形状値

X	B_{ux}	B_{dx}	H_x	r_{ux}	r_{dx}	b_{ux}	b_{dx}
0.0	2.05411517	2.35624568	2.20000000	2.20000000	2.20000000	0.00000000	0.00000000
0.5	1.99015309	2.28287571	2.13149529	1.96913797	2.02005522	0.15159119	0.11935462
1.0	1.92619102	2.20950574	2.06299058	1.73827594	1.84011045	0.30318239	0.23870924
1.5	1.86222894	2.13613577	1.99448587	1.50741391	1.66016567	0.45477358	0.35806386
2.0	1.79826687	2.06276580	1.92598116	1.27677188	1.48022090	0.60636478	0.47741848
2.5	1.73430479	1.98939583	1.85747645	1.04568985	1.30027612	0.75795597	0.59677310
3.0	1.67034272	1.91602586	1.78897174	0.81482782	1.12033135	0.90954717	0.71612772
3.5	1.60638064	1.84265589	1.72046703	0.58396579	0.94038657	1.06113836	0.83548234
4.0	1.54241857	1.76928592	1.65196232	0.35310376	0.76044180	1.21272956	0.95483696
4.33159145	1.50000001	1.72062821	1.60653116	0.20000000	0.64110550	1.31326224	1.03399090
4.5	1.47845649	1.69591595	1.58345761	0.12224173	0.58049702	1.36432075	1.07419158
5.0	1.41449442	1.62254598	1.51495290	-0.10862030	0.40055225	1.51591195	1.19354620
5.5	1.35053234	1.54917601	1.44644819	-0.33948233	0.22060747	1.66750314	1.31290082
5.83512360	1.30766194	1.49999999	1.40053309	-0.49421695	0.09999999	1.76910671	1.39289791
X	$(r_u\frac{B_u}{R})X$	$(r_d\frac{B_d}{R})X$	L_u	L_b	P	A	
0.0	2.05411517	2.35624568	2.20000000	2.20000000	13.82300768	15.20530855	
0.5	1.83856190	2.16352109	2.19126358	2.18334764	13.62318491	14.74877624	
1.0	1.62300863	1.97079650	2.18252717	2.16669528	13.42336214	14.25839950	
1.5	1.40745536	1.77807191	2.17379075	2.15004292	13.22353937	13.73417833	
2.0	1.19190209	1.58534732	2.16505434	2.13339056	13.02371660	13.17611273	
2.5	0.97634882	1.39262273	2.15631792	2.11673820	12.82389383	12.58420270	
3.0	0.76079555	1.19989814	2.14758151	2.10008584	12.62407106	11.95844824	
3.5	0.54524228	1.00717355	2.13884509	2.08343348	12.42424829	11.29884935	
4.0	0.32968901	0.81444896	2.13010868	2.06678112	12.22442552	10.60540603	
4.33159145	0.18673776	0.68663730	2.12431483	2.05573755	12.09190647	10.12686116	
4.5	0.11413574	0.62172437	2.12137226	2.05012876	12.02460275	9.87811828	
5.0	-0.10141753	0.42899978	2.11263585	2.03347640	11.82477998	9.11698610	
5.5	-0.31697080	0.23627519	2.10389943	2.01682404	11.62475721	8.32200949	
5.83512360	-0.46144477	0.10710207	2.09804387	2.00566284	11.49102655	7.77023458	

§ 2. 越流部の設計

越流部は，6門案として新たな構想の基に設計を行った。

〔1〕設計条件

越流部の設計は，次の設計条件および事項を考慮して設計を行った。

1. 越流部の放流量は，放水管2門の放流量を含めて設計洪水位WL616.0 m で設計洪水流量4,200m^3/s，異常洪水位WL617.0 m で異常洪水流量5,040m^3/s を放流できること。
2. 越流部1門の径間幅は，10.0 mとする。
3. 越流部のクレストゲートは，テンター・ゲートとする。
4. 堤頂道路は，EL 619.0 mにおいて有効幅員8.0 mとする。

〔2〕越流部の放流量と越流水深

設計条件における放流量を満足するための越流部の放流量(Q_c)は，§1で設計された放水管の放流量が第3章第2節による水理実験の結果と同流量と仮定すれば，表－15に示すとおりである。

また，越流水深(H)は，一般に次式で表わされる。

$$H=\left(\frac{Q_c}{n\cdot C\cdot B}\right)^{\frac{2}{3}}$$

ここに，nは越流部の門数，Cは流量係数，Bは1門の径間幅である。

表－15　越流部の放流量と越流水深

貯水位 (WL. m)	放流量 (m^3/s)			越流水深 (m)	備考
	設計条件	放水管	越流部		
616.0	4,200	711.9	3,488.1	9.454	設計洪水位
617.0	5,040	717.3	4,322.7	10.907	異常洪水位

そこで，第3章第2節の水理実験から$C \fallingdotseq 2.0$と仮定すれば，表－15に示すとおりである。

〔3〕クレスト敷高と越流面の形状

〔2〕で求められた貯水位に対する越流水深との関係からクレスト敷高は，異常洪水位での越流水深（$H \fallingdotseq 11.0\ m$）からEL 606.0 mとする。

越流面の形状は，越流部からの落下水脈の落下位置を堤防部から遠ざけ，かつ放水管からの落下水脈との衝突する高さを低くするために，クレスト下流の越流面形状を2次放物線と直線にて与えた。クレスト上流の越流面形状は，標準型の越流面形状を与えた。その越流面形状を図－36に示す。

なお，クレストゲートのテンター・ゲートの形状はこれまでの既設ダムの実例を考慮して，$R=10.0\ m$を採用した。

〔4〕越流部の配置と諸形状

越流部6門の平面的な配置は，前述したように越流部設置標高付近の堤体形状を構成する曲率半径〔R〕

の配置では，減勢池幅に収まらないことから，これより小さい越流部としての基本曲線半径（R_0）の円弧上に構成する。その配置を図－37において求めると次のとおりである。

なお，図－37及び以下に表わされる記号は，次の内容を示す。

$2B_0$：1門当りの径間幅

$2(b_0/R_0)$：基本橋脚幅

N：径間数

L_1：基本曲率半径（R_0）より下流側の越流面の長さ（流下方向）

L_2：基本曲率半径（R_0）より上流側の越流面の長さ（流下方向）

1. 基本となる角度θ_1およびθ_2

$$\theta_1 = \sin^{-1}(B/R_0)$$

$$\theta_2 = \sin^{-1}(b_0/R_0)$$

2. θ_1，θ_2とθ_1'，θ_2'との関係

$$\theta_1' = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta_2' = \theta_1 + \theta_2$$

3. 橋脚等の詳細

$$\ell = B_0(\sin\theta_2')^{-1} - L_1$$

$$b_1 = \ell\sin\theta_2'$$

$$b_2 = (\ell + L_1 + L_2)\sin\theta_2'$$

$$r = (\ell + L_1 + L_2)\tan\theta_2'$$

$$\ell_0 = (L_1 + L_2)/\cos\theta_2'$$

$$r_1 = R_0\cos\theta_2 - L_1\cos\theta_2'$$

$$r_2 = R_0\cos\theta_2 + L_1\cos\theta_2'$$

$$R_1 = R_0\cos\theta_1 - L_1$$

$$R_2 = R_0\cos\theta_1 + L_2$$

なお，$\sin\theta_2' = \sin(\theta_1 + \theta_2) = \dfrac{B_0}{R_0}\sqrt{1-\left(\dfrac{B_0}{R_0}\right)^2} + \dfrac{b_0}{R_0}\sqrt{1-\left(\dfrac{B_0}{R_0}\right)^2}$

$$\cos\theta_2' = \cos(\theta_1 + \theta_2) = \sqrt{\left\{1-\left(\frac{b_0}{R_0}\right)^2\right\}\left\{1-\left(\frac{B_0}{R_0}\right)^2\right\}} - \frac{B_0 b_0}{R_0^2}$$

$$\tan\theta_2' = \frac{\dfrac{B_0}{R_0}\sqrt{1-\left(\dfrac{b_0}{R_0}\right)^2} + \dfrac{b_0}{R_0}\sqrt{1-\left(\dfrac{B_0}{R_0}\right)^2}}{\sqrt{\left\{1-\left(\dfrac{b_0}{R_0}\right)^2\right\}\left\{1-\dfrac{B_0}{R_0}\right)^2\right\}} - \dfrac{B_0 b_0}{R_0^2}}$$

$$\cos\theta_1 = \sqrt{1-\left(\frac{B_0}{R_0}\right)^2}$$

$$\cos\theta_2 = \sqrt{1-\left(\frac{b_0}{R_0}\right)^2}$$

4. 全体の平面形状

$$\theta_n = N\theta_1 + (N-1)\theta_2$$

$$B_n = R_0 \sin\theta_n$$

$$\theta_n' = \theta_n - \theta_1$$

$$L = B_n / \sin\theta_n' - L_1$$

$$B_n' = L\sin\theta_n'$$

5. 越流部両端におけるアーチダム堤体からのづれ(D)

$$D = \sqrt{R^2 + K^2\sin^2\theta_n'} - K\cos\theta_n' - (L+L_1)$$

ここに, $K = R - R_0(1-\cos\theta_n) - (L+L_1)\cos\theta_n'$

6. 基本曲率半径R_0の選定

$$\frac{B_n}{2R_0} = \frac{W_s}{2(R_0 - X_f)} \text{ より } R_0 = \frac{B_n X_f}{B_n - W_s}$$

ここに, B_nは総越流幅, W_sは水叩き幅, X_fは越流部からの落下水脈の落下位置である。

そこで, $B_n = 75\,m$, $W_s = 40\,m$, と仮定すれば, $R_0 = 2.143\,X_f$

となり, X_fを50 mとすれば$R_0 \fallingdotseq 107$ mとなるが, ここでは$R_0 = 100$ mとして選定する。

7. 配置の形状設計

6においてR_0が決まったので, 下記の値を1～5の式に代入すると,

$$\begin{bmatrix} B = 5.0\ m & R = 185\ m & b_0 = 1.5\ m \\ N = 6 & R_0 = 100\ m & \end{bmatrix}$$

$$\theta_1 = \sin^{-1}(5/100) = 2.865984°$$

$$\theta_2 = \sin^{-1}(1.5/100) = 0.859469°$$

$$\theta_n = 6\theta_1 + (6-1)\theta_2 = 21.493248°$$

$$B_n = 100\sin\theta_n = 36.639159°$$

$$\theta'_n = \theta_n - \theta_1 = 18.627264°$$

$$L = B_n(\sin\theta'_n)^{-1} = 114.708768\ m$$

$$K = R - R_0(1-\cos\theta_n) - (L+L_1)\cos\theta'_n = 69.346151$$

$$D = \sqrt{R^2 + K^2\sin^2\theta'_n} - K\cos\theta'_n - (L+L_1) = 5.898946\ m$$

となり, アーチ堤体より下流側にほぼ6.0 mもオーバーハングすることになる。

そこで, ここでは基本曲率半径(R_0)を径間あるいは橋脚ごとに変えて堤体形状からのづれを補正することにする。

越流部6門の平面的な配置は, 堤体のアーチ中心軸線に対して左右対称に3門づつ配置するものとし, 左岸側の越流部3門について求める。

座標系は，堤体のアーチ中心軸線をX軸（流下方向を負とする）それに直交する軸をY軸（左岸側の方向を正とする）とし，その原点（0，0）を天端（$EL619.0\,m$）アーチのクラウン中心から基本曲率半径（R_0）だけ流下方向にとった位置とすると，左岸側の径間および橋脚の座標（X_0，Y_0）は表－16に示すとおりである。

表－16　越流部配置の形状値

基　線	R_0　b_0,B	$\sin^{-1}(b_0, B/R_0)$ $\triangle\theta$	$\Sigma\triangle\theta$	$R_0\sin(\Sigma\triangle\theta)$ (Y_0)	$R_0\sin(\Sigma\triangle\theta)$ (X_0)	Y_0	X_0
橋脚4号中心線			0.000000			0.000000	99.988749
	100　1.5	0.859469	0.859469	1.500000	99.988749		
橋脚4号右側面	100　5.0	2.865984			(99.993919)		
径間4号中心線			3.725453			6.489435	99.663871
橋脚5号左側面	100　5.0	2.865984	6.591437	11.478869	99.338993		
	100　1.5	0.859469			(99.643537)		
橋脚5号中心線			7.450906			12.966204	99.144478
	100　1.5	0.859469	8.310375	14.453538	98.949963		
橋脚5号右側面	100　5.0	2.865984			(99.434528)		
径間5号中心線			11.176359			19.552782	98.963055
橋脚6号左側面	102　5.0	2.809743	13.986102	24.652026	98.976147		
	102　1.5	0.842615			(98.350150)		
橋脚6号中心線			14.828717			26.102068	98.592251
	102　1.5	0.842615	15.671332	27.552110	98.208356		
橋脚6号左側面	102　5.0	2.809743			(97.936823)		
径間6号中心線			18.481075			32.611618	97.572947
橋脚7号左側面	104　5.0	2.755667	21.236742	37.671126	96.937538		
	104　1.5	0.826410			(96.123953)		
橋脚7号中心線			22.063152			39.061282	96.374096
	104　1.5	0.826410	22.889562	40.451437	95.810653		
		2.755667			(95.523354)		
			25.642229				
					(　)内R=185		

なお，堤体形状からのづれを補正する値としては，基本曲率半径（R_0）を 2.0 m毎ずらした。

径間および橋脚を表わす直線式，直線座標（X＝95.0，125.0 mにおけるY値），直線座標からの位置および落下水脈の落下位置附近（X＝40.0 mと仮定する）のY値を求めると表－17に示すとおりである。

表－17　越流部橋脚の方程式と橋脚，径間中心の座標値

	直線式		直線座標		位置		
	$\tan(\Sigma\triangle\theta)$	$Y_0-X_0\tan$	X＝95	X＝125	始点	終点	X＝40
橋脚4号中心線	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	4.988749	24.028984	
	0.065113	−5.010588	1.175147	3.128537	4.999315	23.999315	− 2.40608
					6.999315		
径間4号中心線		0.000000	6.185735	8.139125	4.673749	23.673749	
					6.348183		
	0.065113	5.010588	11.196323	13.149713	4.348183	23.348183	7.61512
						25.348183	
橋脚5号中心線	0.130781	0.000000	12.424195	16.347625	4.179769	25.224239	
	0.197577	−5.096666	13.673149	19.600459	4.026315	25.026315	2.80641
					6.026315		
径間5号中心線		0.000000	18.769815	24.697125	5.039660	24.039660	
						23.053004	
	0.197577	5.096658	23.866473	29.793783	4.053004	25.053004	12.99975
橋脚6号中心線	0.264748	0.000000	25.151060	33.0935	3.716004	24.758743	
	0.334228	−5.271880	26.47978	36.50662	3.382815	24.382815	8.09724
					5.382815		
径間6号中心線		0.000000	31.751660	41.77850	3.712856	22.712856	
	0.334228	5.271879	37.023539	47.050379	2.042896	21.042896	18.6410
				(43.708099)			
橋脚7号中心線	0.405309	0.000000	38.504355	50.663625	1.482669	20.519862	
				(46.610535)			
	0.480026	−5.540193	40.062277	54.463057	0.899224	19.899224	
				(49.662797)			
			(49.703459)				
				( ) 内			
				X＝115			

また，橋脚の形状は表－18に示すとおりである。

表－18　越流部橋脚の形状値

	θ_2'	ℓ	b_2	r	ℓ_0	L_2
	$\theta_1+\theta_2$	$b_0(\sin\theta_2')^{-1}$	$(\ell+L_1+L_2)\sin\theta_2'$	$b_2(\cos\theta_2')^{-1}$	$(L_1+L_2)(\cos\theta_2')$	
橋脚4号中心線	3.725453	23.085584	2.852792	2.858833	20.864089	20.82
径間4号中心線						
橋脚5号中心線	3.725453	23.085584	2.982744	2.989060	22.868324	22.82
径間5号中心線						
橋脚6号中心線	3.652358	23.546953	2.953691	2.959703	22.866443	22.82
径間6号中心線						
橋脚7号中心線	3.582077	24.008329	2.800799	2.806281	20.860755	20.82

以上，求められた値から越流部の配置と形状を図－38，減勢部に対する落下水脈の範囲を図－39に示す。

なお，図－39に示す越流水深に対する落下位置は，以下に示す式によって求めたものである。

越流面の最下流端から放出する流速

$$V=C_V\,2g\,(H+H_2-H_3)$$

ここに，C_Vは流速係数（＝0.95と仮定する），Hは越流水深H_2はクレスト敷高（$=EL606.0\,m$）H_3は越流面の最下端の標高（$\fallingdotseq EL\,601.8\,m$）である。

落下水脈の落下軌道

$$Y=\frac{1}{2}g\,(\,1+\tan^2\theta\,)\frac{X^2}{V^2}+\tan\theta\cdot X$$

ここに，X，Y座標は越流面の最下流端を原点とし，Yは鉛直下向き，X軸は水平流下方向，θは原点から放出する角度（$=\tan^{-1}0.5$）である。

また，

$$X=\frac{V^2\cos^2\theta}{g}\left\{\sqrt{\tan^2\theta+\frac{2gY}{V^2\cos^2\theta}}-\tan\theta\right\}$$

となる。

越流水深に対する落下位置

$$X_f = 2C_V^2 \cos^2\theta (H + H_2 - H_3)\left\{\sqrt{\tan^2\theta + \frac{H_3 - H_4}{C_V^2 \cos^2\theta (H + H_2 - H_3)}} - \tan\theta\right.$$

ここに，H_4 は水叩き面の標高（＝EL 482.0 m），その結果，表－19に示すとおりである。

表－19　越流水深と落下位置との関係

$H(m)$	0	4	8	10	11
$X_f(m)$	35.2	47.7	56.8	60.6	62.4

§ 3. 減勢部の設計

予備実験の減勢部は，現地の河道および地形をかなり拡幅した鉛直な導流壁を有するもので，両岸の岩質，地形およびアーチ堤体からの影響等を考慮すれば，実現困難な形状であることが判明し，図－40に示す事務所案の減勢部を考えた。

その減勢部は，水叩き面の幅がダム軸下流40 m で40 m，80 m で33 m，100 m で30 m，160 m で30 m 程度で，ダム軸下流110 m 附近から左岸側にほぼ30°にて弯曲し，導流壁を左岸側で1：0.2，右岸側で1：0.3で傾斜したものである。

このことから，第3章第1節に示す減勢部の設計と同様に設計する必要があるが，前章第2節の水理実験で記述したように，水理設計された減勢池水深（H）と実験から得られた減勢池水深（実験では下流水深とした）とはかなり異なっているので，実験的に検討を行うこととした。

第2節　全体模型による水理実験

実験は，第1節において水理設計された洪水吐の形状を模型化し，その水理性状と機能について調査し検討を行った。

§1. 実　験　概　要

〔1〕実験内容

実験は，下記の実験経過にてその実験内容の検討を進めた。

1. 基本形状に関する実験

洪水吐の配置に関する検討

洪水吐の放流能力に関する検討

越流部の越流水面形と堤頂構造物に関する検討

減勢部の流況と水理諸量の検討

2. 減勢部の修正案1に関する実験

副ダムの高さによる流況と水理諸量の検討

3. 減勢部の修正案2に関する実験

阻板を設けた場合の流況と水理諸量の検討

4. 減勢部の修正案3に関する実験

逆流防止工と阻板を設けた場合の流況と水理諸量の検討

5. 減勢部の修正案4に関する実験

副ダム高と阻板高との関係による流況と水理諸量の検討

6. 減勢部の修正案5に関する実験

越流部にデフレクターを設けた場合の流況と水理諸量の検討

7. 減勢部の最終案に関する実験

減勢部の導流壁を一部改造した場合の流況の検討

水理諸量の検討

8. 副ダムに関する実験

副ダムの形状と水理諸量の収集

9. 2次減勢工および河道部に関する実験

2次減勢工を設けた場合の流況と水理諸量の検討

河道部の水理諸量の収集

〔2〕実験模型，相似律および水理諸量の測定方法

1. 実験模型

実験模型は，予備実験に使用した全体模型（縮尺 $\frac{1}{60}$）の放水管，越流部および減勢部を改造した。その模型を写真－8に示す。

放水管は，第1節にて水理設計された形状を越流部の第3および第5橋脚（左岸側から数える）の真下に橋脚の中心線と一致させて設置する。

越流部は，第1節にて水理設計された形状を堤体のアーチ中心線に左右3門づつ設けた。その放水管および越流部の形状を図－41に示す。

減勢部は，事務所案の図－40（第1節の減勢部の設計で掲載する）に示す形状に改造した。

2. 相 似 律

原型と模型との幾何学的な相似律は $\frac{1}{60}$ とし，水理諸量はフルードの相似側に従う。

その水理諸量の原型と模型との関係は，第3章第2節の表－11に示す。

3. 水理諸量の測定方法

実験における水位，圧力および流量の測定は，第3章第2節に記述した方法で同じであるが，後記の§8に示す減勢部の実施案における実験での圧力測定は，水叩き面の口径7㎜のピエゾ管を圧力変換器ストレンメーター（歪計）および電磁記録計に接続し，オシログラフに記録された値を読みとった。

また，§9における河道部の流速測定は，ピトー管から傾斜マノメーター（30°傾斜）に導き，差圧から求めた。

§2. 基本形状に関する実験

〔1〕洪水吐の配置に関する検討

実験は，放水管2門，越流部6門の単独放流および同時放流について流況観察を行った。

尚，減勢部は図－40に示すように平面的に弯曲，かつ傾斜の導流壁とし，ダム軸下流160 m（ダム軸に沿った距離）に高さ12 mの副ダムを設置した。

その結果，流況を写真－9～13に示す。

放水管単独放流の貯水位 WL 594 m～617 mにおいては，放水管出口から流出した方形の水束はダム軸下流50 m～65 mの減勢池水面に落下し，噴流拡散によって減勢される。また，落下位置が全体的に左岸よりとなっているために左岸側近傍に偏流するが，副ダムに達するまでには完全に減勢されている。越流部単独放流で貯水位WL606m～617 mでは，越流水脈はダム軸下流20 m～60 mの範囲に落下している。

越流水深が1.0以下においては，水の表面張力によって水膜状に落下しているが，それ以上の越流水深になると径間幅と等しい幅で隣接径間の落下水脈と重なりながら落下している。このため，越流水脈の総幅（約70 m）に対して落下水脈の総幅は落下方向に徐々に狭くなっているが，減勢池の幅が最も狭い位置（ダム軸下流55 mで幅が約30 m）に落下するまでは収まらず，左右岸導流壁の傾斜面に直接落下している。

減勢部の流況は，越流水深が小さい時は噴流拡散による完全減勢であるが，大きくなると減勢効果は噴流拡散と跳水によって得られる。それら跳水後の流水はダム軸に沿って直進するために越流水深が大きくなると右岸導流壁に衝突する水脈が見られる。

また，落下位置の上流では，減勢池の幅に対して落下水脈の幅がほぼ等しいためプールが形成され噴流拡散による減勢効果を大きくしている。

副ダム附近の流れは，越流水深が小さい時は変動がなく静水面に近い流況を示しているが，大きくなると定常跳水および強跳水による水面変動が現われる。

放水管と越流部との同時放流の貯水位WL 606 m～617 mにおいては，越流水深が1.0 m以下では放水管から流出した方形の2本の水束は，越流部径間の2号と3号，4号と5号（左岸側から数える）の落下水脈の間を通過して落下しているが，越流水深がそれ以上になると越流水脈の幅が径間幅と等しく，隣接径間との重なりを生じながら落下するために，放水管からの落下水脈が越流部からの厚い落下水脈に衝突し，落下方向をダム寄に偏向して通過しており，更に越流水深を大きくすると越流水脈の厚さが更に大きくなるために放水管からの水脈は越流部からの落下水脈とほぼ同じ位置に偏向される。

このため，減勢部の流況は，越流部の単独放流とほぼ同じで越流水深が小さい時はそれぞれの落下位置において噴流拡散による完全減勢が行われているが，越流水深が大きくなると噴流拡散と跳水による減勢作用が生じ，さらに跳水による減勢は完全から不完全減勢へと移行する。

また，越流水深が大きくなると右岸導流壁に衝突する水脈が見られる。

以上のことから，洪水吐の配置としては，幅狭い減勢池に支配されることが明らかになったが川治ダムの減勢部としては，これ以上に幅を広げることが不可能であるために，次の事項を考慮し，本案の配置を採用することにして進めた。

(1) 減勢部の左右岸導流壁に落下する越流水脈は，越流部の橋台および橋脚の下流端にデフレクター（平面的に三角形となる）を設け，落下水脈の偏向を行う。

(2) 越流部は，洪水頻度としてかなり小さい条件での放流であり，その操作も必ずしも全門等高操作しなければならないという規則もないので減勢池に対して安全かつ安定した流況が得られる状態を優先的に操作することを考える。

その操作門数としては，1/100年確率による設計波形を洪水調節した場合の最大放流量2,450㎥/s を放流できる越流部3門（放水管2門の放流量も含める）を考え，減勢池に対して最も安全かつ安定した流況を示す3，4，5号径間（以下，中央3門として表わす）を先行操作し，1，2，6号径間を後続操作とする。

〔2〕 洪水吐の放流能力に関する検討

実験は，本案の洪水吐が所定の放流量を満足しているか否かの検証および貯水位～ゲート開度～放流量の関係を求めるために，放水管，越流部の単独放流および同時放流について実施した。

その結果，図－42～44に示す関係が得られた。放水管2門全開の単独放流においては，制限水位WL 594 mで461㎥/sの値が得られ，設計条件における500㎥/sは満足することができなかった。

また，洪水時満水位WL 616 mでは585㎥/s，異常洪水位WL 617 mでは600㎥/sが得られた。

このため，放水管の放流量については，§2に示す放水管抽出水理模型実験結果の検討を基に第3節の実施案の放水管水理設計にて満足させるものとする。

越流部単独放流においては，2，3，4号径間（以下中央3門とする）の半開（ゲート操作を定水位制御した時）と全開および6門全開にて放流した場合について求めたが，洪水時満水位WL616 mの3門全開と6門全開の放流量は1,700㎥/s および3,400㎥/s が得られ，3門と6門による放流量の変化は門数に比例して表わすことができる。

半開においては，クレストとゲート下縁との標高差を開度として表し，その開度と貯水位との関係で完全なオリフィス流と不完全なオリフィス流（自由越流の状態からゲート下縁を若干水面下においた状態の流れ）とがあり，不完全なオリフィス流はゲート直上流の平均貯水位による放流量と貯水位の変化を考慮した放流量の間に多少の相違があり，水理的にその遷移領域の放流量は一義的には定まらない。また，その領域がゲート開度に対してどの貯水位まで影響を及ぼすかについてもその模型の大きさによって異なるため第4節に示す越流部抽出模型実験によってさらに検討するものとする。

放水管2門全開と越流部3門全開の同時放流においては，洪水時満水位WL616 mでは2,280㎥/s，異常洪水位WL617 mでは2,560㎥/s の値が得られたが，それらの値は，それぞれの単独放流による貯水位と放流量の関係から加算した値と若干違ったものとなっている。このことは，放水管2門単独放流において述べたように実験における流量公式の適用範囲内外の値を加算したことに起因されるものと考えられる。このため，§2，§3に示すそれぞれの抽出水理模型実験によって検討する。

放水管2門全開と越流部6門全開の同時放流においては，洪水時満水位WL616 mでは，3,960㎥/s，異常洪水位WL617 mでは4,520㎥/s の値が得られ，設計洪水流量4,200㎥/s，異常洪水流量5,040㎥/s をいずれも満足することができなかった。このことは，放水管2門単独放流で述べたように管断面が小さく見積もられたこと，および水理設計された越流部のクレスト上流側越流面において，水平面と複合円弧による形状を与えたことによって流量係数が小さくなったことに起因されるものと考えられる。

以上のことから，放流能力については第3節，第4節の放水管，越流部の抽出模型実験において検討を要する。

〔3〕越流部の越流水面形と堤頂構造物に関する検討

実験は，水理設計された越流部の形状において越流水面形と堤頂構造物との関係を調べるために実施した。

水面形測定は，実験的観察において越流水面が最も接近する堤頂構造物のテンター・ゲートピン（クレスト下流5.5 m，EL 613 m）に対して，各径間の接近度合を調べ，図－45に示す測線にて行った。

この結果，図－46に示すように越流水面とテンター・ゲートピンとの最短距離は，洪水時満水位WL616 mでの1号，6号径間の橋台沿いで1.0 m，3号径間の橋脚沿いで2.0 m，異常洪水位WL617 mでの1号，6号径間の橋台沿いで0.1 m，3号径間の橋脚沿いで1.0 mが得られた。このことは，ダム設計基準の余水吐における第8条に述べられているように設計洪水流量を放流した場合には1.5 m，異常洪水流量を放流した場合には流れが堤頂構造物に直接当たらないこととされており，異常洪水流量5,040㎥/s を放流する異常洪水位WL617 mでの越流水面に対してはほぼ満足することができるが，設計洪水流量4,200㎥/s に対しては，その貯水位が明確でないので，2.の実験結果から考えてほぼWL616 mとして推定すると満足することができ

ない。

尚，放流量に対しては，いずれも設計条件を満足していないので，貯水位にて考慮した場合である。また，テンターゲートを巻き上げた場合にゲート・アームと道路桁との関係によって，ゲート下縁と越流水面とが問題にされるほど接近している。これは，越流面形状をゲート，堤頂道路を考慮に非標準型にし，上流側にかなり突出したことに起因される。

以上のことから，これら詳細については，第4節の越流部抽出模型実験によって更に検討する。

〔4〕減勢部の流況と水理諸量の検討

実験は，図－40に示すように平面的に弯曲し，導流壁は傾斜した減勢部において，ダム軸下流160 mの位置に高さ12 mの副ダムを設置し，減勢部の流況と水理諸量について調べた。

副ダムの設置位置は，ダム軸下流180 m附近の河道部が狭窄地形を有するために副ダムの経済性と二次減勢処理を有利にするために20 m上流の160 mとしたもので，前章の水理設計および水理実験の結果に対しては十分満足するものである。

副ダムの高さは，前章の水理実験結果から減勢工設計対象流量2,450 m^3/sの減勢部下流水深15.6 mが得られ，副ダムを自由越流による越流水深8.43 m（$h=(Q/C\cdot B)^{2/3}$，$C\fallingdotseq 2.0$とした）にて流下するものとすれば，副ダム高7.17 mとなるが，実験的観察において流況－C（前章の図－24参照）の状態を示すので，種々の副ダム高の実験的観察において流況－Bの状態を示す副ダム高12.0 mを採用したものである。

このことは，前章の鉛直な導流壁をもつ減勢部に対して，傾斜した導流壁をもつ減勢部に変えたことによって，減勢部幅が小さく（落下水脈の位置が約35 mとなる）かつ放流条件を越流部4門単独放流から放水管2門，越流部中央3門の同時放流に変えたことに起因するものと考えられる。

放流条件としては，表－20に示すように放水管2門，越流部中央3門，越流部6門の単独放流と放水管2門に対して越流部中央3門および越流部6門の同時放流とした

表－20　基本形状による放流条件と放流量

水位 (WL·m)	放水管単独放流 (2門全開)	越流部単独放流（中央3門） ゲート開度 1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	6.0m	全開	越流部単独放流 (全門全開)	越流部放水管同時放流 放水管2門全開 越流部6門全開	越流部3門全開
570	327.4									
580	413.3									
590	453.5									
594	461.6									
600	509.6									
615	537.4									
607	559.1						51.5	162.3	610.0	559.1
609	574.4	184.3	264.9				301.4	596.6	1068.3	798.0
611	585.5	215.5	429.2	548.2			660.1	1141.8	1670.4	1141.8
613	585.5	282.6	501.2	725.6	865.1		974.4	1876.6	2522.1	1623.9
615	585.5	327.4	621.3	887.8	1084.5	1259.3	1503.6	2756.6	3499.4	2060.4
616	585.5	345.9	648.6	926.1	1169.4	1290.7	1684.3	3361.9	3784.0	2287.5
617	596.6	368.6	718.1	785.9	1236.6	1460.1	2031.8	4081.5	4548.7	2543.4

この結果，減勢部の流況を写真－9～13に示す。

減勢部の流況は，前章において述べたように3つの流況が現れ，それらを放流条件において大別すると図－47に示すように分類することができる。尚，流況図を図－48に示す。

流況－Aは，放流量に対して減勢部下流水深が不足しているために，落下水脈の落下位置直下流に露出射流が現れ，その下流で強跳水による不完全減勢にて副ダム上を越水する。落下位置の上流では，落下水脈の幅に対して落下位置附近の減勢部幅が小さい場合は上流に拡散した水流が落下水脈によって遮断されるためにプールが形成され，落下水脈の上流側において噴流拡散による減勢効果を良好にしているが，逆に減勢部幅が大きい場合は，落下水脈の両側（左右岸方向）から下流に流下するためにプールが小規模となり噴流拡散による減勢効果は小さくなっている。

流況－Bは，放流量に対して減勢部下流水深の効果が平衡状態になったことによって落下水脈が噴流拡散によって減勢し，その残エネルギーが落下位置の下流で更に動揺跳水および定常跳水による完全減勢にて副ダム上を越水する。落下位置の上流側では流況－Aと同じようにプールが形成されることによって噴流拡散による減勢効果を良好にしている場合と減勢部下流水深と同じか若干低くなった水深にて噴流拡散による減勢効果を助けている。

流況－Cは，放流量に対して減勢部下流水深の効果が更に大きくなったことによって落下した水脈が落下位置の上，下流において噴流拡散による完全減勢となり，副ダム近傍の水面は波状跳水および弱跳水の様相を示しながら副ダムを越水している。

そこで，実験結果をその減勢型式にて表すと，表－21に示すとおりである。

放流管2門全開の単独放流においては，若干左岸よりですべて流況－Cの状態でダム軸下流120 m以内で完全に減勢されており，副ダム直上流は変動がなく静水面に近い状態となっている。

越流部中央3門全開の単独放流においては，減勢池に対して均等（二次元的）に落下しており，越流水深が約4 m以下では流況－C，それ以上では流況－Bの状態でダム軸に沿って跳水をおこし完全な減勢となっている。貯水位WL 616 mでは，ダム軸下流120 m附近が跳水末端となり，副ダム上を定常跳水の水面変動となって越水している。

越流部6門全開の単独放流においては，越流部両端径間からの越流水脈がダム軸下流50 m附近の左右岸導流壁の傾斜面に直接落下し，その水流が下流内側に偏向されるために越流部中央3門全開の単独放流における二次元的な跳水の発生がこわされ，右岸側に集中した減勢で越流水深が約3 m以下では流況－C，それ以上では流況－Bの状態となる。貯水位WL615 mでは，ダム軸下流110 m附近から右岸導流壁の傾斜面WL510 m附近まではい上がる水脈が見られる。

放水管2門全開と越流部中央3門全開の同時放流においては，越流水深が約3.0m以下ではそれぞれの水脈の落下位置において流況－Cの状態を示しているが，それ以上になると放水管と越流部の落下水脈が干渉し流況－Bの状態を発生する。

干渉によるそれぞれの落下水脈の位置は，越流水深が大きくなるとその落下水脈が厚くなるために放水管の落下水脈が干渉し合って，落下方向が偏向され，越流部の落下水脈とほぼ同じ位置に落下するように

なる貯水位WL617mでは，定常跳水の限界に近い状態でかつ，干渉によって跳水長が長くなるために副ダム上はかなりの水面変動を生じながら越水している。

放水管2門全開と越流部6門全開の放流においては，越流水深が約3m以下では流況－C，約3～8mでは流況－B，それ以上では流況－Aの状態にて減勢が行われる。この場合，流況－Bおよび流況－Aの状態は，越流部両端径間の落下水脈が干渉するために跳水長は更に長く右岸側に集中したものとなる。このために，右岸側弯曲部の導流壁傾斜面に直接当たる水脈が見られる。また，流況－Aの状態になると，それぞれの落下位置がほぼ同じとなるために露出射流が見られ，副ダム上は強跳水の水面変動にて越水している。

水理諸量としては，副ダム直上流の水深および底面圧力について調べた。

副ダム直上流の水深は，流況－A，流況－B，流況－Cを形成する減勢部下流水深の値を示すもので，放流量が少ない場合は減勢効果が良好であるためにほぼ一様水深となるが，放流量が多くなると減勢効果が悪く，弯曲した減勢部であることから右岸側に大きく，左岸側に小さい水深となって副ダムを越水している。

このため，減勢部下流水深としては，副ダム直上流の測点1～12で測定された平均水深を平均した値にて代表し，放流量との関係を求めると図－49に示すとおりである。尚，同図の×印は，測点1～12で測定された最高水深の中で最も大きい水深をプロットしたものである。

そこで，放流量と減勢部下流水深との関係を前章の水理設計と同様に所与の条件（$B=35.0\,m, B_d=34.5\,m$，その他の値は同じにする）を入れて計算すると，同図に示すように放流量640㎥/sで実験値と交わり，放流量が増すにつれて水理設計値が次第に大きくなり，減勢部下流水深が不足していることを表しているが，水理設計の減勢部必要下流水深1.3 h_j が流況－Bを示すものと考えれば，実験値は（放流量2,500㎥/s附近まで流況－Bを示しているため）0.85 h_j 程度の減勢部下流水深で表すことができる。

また，接近流速を無視できる自由越流の副ダム上流の水深（h_f）を次式にて表し，計算すると，

$$h_f = W + \left(\frac{Q}{C \cdot B_d}\right)^{2/3}$$

ここに，W：副ダム高（12.0 m），Q＝放流量，C＝流量係数（$C \fallingdotseq 2.0$とする），

B_d：副ダムの越流幅（流れ方向に直角な幅，$B_d = 34.5$ mとする）

図－49に示すように，放流量640㎥/s以下においてはほぼ実験値と同じh_fとなっているが，それ以上になると1.5～2.0 mほど実験値がh_fに対して小さくなっている。このことは，放流量が少ない場合は接近流速を無視できる自由越流にて副ダムを越水しているが，放流量が多くなると接近流速を無視できない自由越流となっている。

この場合，流況から判断して流況－Bの限界状態（放流量2,500㎥/sで減勢部下流水深が21.3 mの場合）の流量係数は上式から求めると$C=2.56$程度であった。ただし，これら実験値の減勢部下流水深は，×印にて示すように放流量が増すにつれ水面変動が大きくなっている状態で，かつ副ダムに対して一様幅の越水していない状態での副ダム直上流の平均水深の値であるために，それらを比較することは困難である。

減勢池内の水深は，図－48に示すとおりである（それぞれの放流条件において概略測定した水深を表したものである。

その結果，放流量700㎥/s程度までは流況－Cによる減勢であるために池内は全体的に接近流速を無視できる自由越流の副ダム直上流の水深にほぼ等しい値を示しているが，水脈の落下位置において若干の水深変化となっている。

放流量700～2,500㎥/sの範囲においては，流況－Bによる直進型の減勢であるために水脈の落下位置から下流は右岸側の弯曲部分に集中する動揺跳水および定常跳水の様相を示し，跳水末端であるダム軸下流80～120 mにおいて最も水深が大きくその下流は漸次低下する水面となり副ダムを越流する。左岸側の弯曲部分から下流は，直接落下水脈の水流が流れないために左岸側の水深は小さく右岸側からの隆起水面の落ち込みによって上，下流に流れている。

一方，水脈の落下位置の上流の水深は，越流部からの落下水脈の幅が減勢部幅に対して小さい場合（中央3門放流）は，落下位置の直下流と等しいか若干小さい値を示しているが，大きい場合（6門放流）は落下水脈によって上，下流が遮断されるために落下位置の直下流と等しいか大きい水深となる。

放流量2,500㎥/s以上になると，流況－Aによる直進型の減勢で，流況－Bと同じような現象であるが，強跳水であるために落下位置の直下流に露出射流が現れ，跳水末端が右岸側導流壁に達する。このため，右岸側導流壁沿いの水面は直接当たる水流と壁沿いに隆起した水脈によってかなり乱れた高水深となる。一方，左岸側の水深は小さいが右岸側からの乱れた隆起水面の落ち込みによって水面変動を大きくしている。

水脈の落下位置の上流の水深は，流況－Bの場合と同じことがいえるが落下位置の上下流の水深差が更に大きくなっている。底面の圧力は，図－51に示すように放流条件によって種々の圧力分布を示しているが，これらをマクロ的に分類すると図－51に示す3つの型になる。

そこで，実験結果の圧力分布をこれら3つの型に分類すると表－21に示すとおりである。

この分類は，減勢池内の流況および水深変化に関連され，流況から考えると圧力分布A型は流況－A，B型は流況－B，C型は流況－Cにほぼ相当するようである。

圧力分布A型は，放流量2,500㎥/s以上において生じる強跳水の型で，落下位置において最も大きく，直上下流の短区間において最も小さく，その下流は落下位置からの距離が大きくなるにつれ徐々に圧力が大きくなり，副ダム直上流附近で平均水深とほぼ等しい静水圧分布となる。一方，落下位置の上流側は最も小さくなった値からほぼ平均水深に等しい静水圧分布に急変する。

圧力分布B型は，放流量700～2,500㎥/sの範囲において生じる動揺跳水および定常跳水の型で，落下位置において最も大きく，直上流または直下流の短区間において最も小さくなるが，その上下流では副ダム直上流の平均水深とほぼ等しい静水圧分布となっている。B_1，B_2は落下位置の直上流における圧力が直下流の最も小さくなる圧力とほぼ同じ状態（越流部中央3門から放流した場合）と直上流の平均水深にほぼ等しい静水圧分布になった状態（越流部6門から放流した場合）に分けたものである。

圧力分布C型は，放流量700㎥/s以下において生じる噴流拡散による型で，副ダム直上流の平均水深にほ

ぼ等しい静水圧分布が池内全体に一様に作用し，落下位置で若干大きい圧力値を示すものである。

表－21　基本形状による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件			貯水位	放流量	流況型式	副ダム直上流の平均水深	副ダム直上流の最高水深	減勢池底面の最高圧力	底面圧力の分布型
放水管	越流部								
2門	3門	6門	(WL·m)	(m^3/s)		(m)	(m)	(m水柱)	
○	—	—	570	327.4	C	—	—	17.22	C
○	—	—	594	461.6	C	15.32	17.58	25.08	C
○	—	—	607	559.1	C	—	—	31.32	C
○	—	—	616	585.5	C	16.2125	19.44	28.62	C
○	—	—	617	596.6	C	—	—	33.00	C
—	○	—	607	51.5	C	13.344	13.86	13.50	C
—	○	—	615	1503.6	B	—	—	—	B_{-1}
—	○	—	616	1684.3	B	18.18	23.34	36.72	B_{-1}
—	○	—	617	2031.8	B	—	—	69.12	B_{-1}
—	—	○	607	167.3	C	13.6858	14.10	13.44	C
—	—	○	615	2756.6	A	—	—	—	B_{-2}
—	—	○	617	4087.5	A	—	—	50.10	B_{-2}
○	○	—	607	559.1	C	15.775	23.91	32.40	B_{-1}
○	○	—	611	1141.8	B	—	—	30.48	B_{-1}
○	○	—	616	2287.5	B	20.845	29.88	58.20	B_{-1}
○	○	—	617	2543.4	A	—	—	60.72	A
○	—	○	607	610.0	C	16.224	21.72	30.30	B_{-2}
○	—	○	611	1670.4	B	—	—	33.84	B_{-2}
○	—	○	616	3984.0	A	25.209	33.48	55.26	A
○	—	○	617	4548.7	A	26.4916	41.28	50.10	A
—	○(12)	—	609	184.3	C	14.06	14.82	16.68	C
—	○(24)	—	611	429.2	C	15.2925	17.04	25.08	C
—	○(36)	—	613	725.6	C	16.1308	18.54	52.62	C
—	○(48)	—	615	1084.5	C	17.233	22.92	63.60	C

このことから，減勢部底面のコンクリート床版の設計は，これら3型の圧力分布から落下位置においてU字型の圧力分布を，他の部分において副ダム直上流の平均水深に等しい圧力分布か若干大きい（特に落下位置上流のプール形成による底面圧力の増加）圧力分布として考えることができる。

しかし，落下位置におけるU字型の圧力分布は，放流条件によって位置および型の大きさが異なるためにU字型の最高圧力を基本圧力として考える必要がある。そこで，それぞれの放流条件による放流量と最高圧力との関係を調べると図－52に示すとおりである。

その結果，単一の放流条件においてはエネルギー増大によって底面圧力が増加するが，放流条件においては落下水脈の位置における減勢部の幅に対して落下水脈の幅が大きいと落下位置の上流にプールが形成されるために噴流拡散によるエネルギー減殺の効果が大きくなり，同時放流では放水管と越流部からの落下水脈の干渉によってエネルギーが分散するために越流部6門単独放流，放水管2門と越流部中央3門の同時放流および放水管2門と越流部6門の同時放流よりも越流部中央3門単独放流が大きくなったものと考えられる。

このため，落下位置附近の底面圧力は越流部中央3門単独の貯水位WL 617 m（異常洪水位）での放流における底面圧力70 m水柱を，他の部分の底面圧力は放流量と副ダム直上流の水深関係（図－49参照）から27 m水柱程度を対象に考える必要がある。

また，落下位置附近においては，瞬間的な圧力変動を生じているためにその最高圧力値と最低圧力値との差が大きくなると，コンクリート床版に対する疲労によるコンクリート強度の弱体化およびコンクリートのひび割れに圧力水が注水された場合のコンクリート床版の浮き上がりなどが考えられるために，設計および施工に対して注意する必要がある。

以上のことから，越流部両端径間からの越流水脈が左右岸導流壁の傾斜面に落下することの問題を除いては，本形状の弯曲した減勢部で十分と考えられるが，減勢工設計対象流量2,450 m³/s での流況－Bを保つ限界状態で，底面に作用する圧力が70 m水柱に近い値を示しているために，流況の安定性と底面圧力の軽減を考えて若干減勢部水深を大きくする必要がある。また，減勢作用がダム軸に沿った直進型であるために，放流量が2,500 m³/s 以上になると右岸側弯曲部分の導流壁で水面がかなり盛り上がるために減勢部水深を大きく（減勢効果を良くする）して水面の盛り上がりを軽減する必要がある。

§ 3. 減勢部の修正案1に関する実験

（副ダムの高さによる流況と水理諸量の比較検討）

基本形状による実験と同じ位置（ダム軸下流 160 m）に高さ 15.0 mの副ダムを設置し，表－22に示す放流条件において，基本形状による実験と同じ測定項目について行った。

その結果，それぞれの放流条件において代表的な流況を写真－14～18，流況スケッチを図－53，底面圧力を図－54に示す。

また，基本形状による実験結果の検討資料と同様に，それぞれの放流条件における減勢型式および圧力分布型式に分けたものを表－23，放流量と副ダム直上流水深との関係を図－55，放流量と最高圧力値との関係を図－56にまとめた。

この結果，流況としてはいずれも基本形状による実験と同様な現象であるが，副ダム高を3.0 m高くしたことによって全体的に減勢効果が良くなり，ほぼ放流量 1,500 m³/s 以下が流況－C，1,500～3,300 m³/s 程度ま

表－22　減勢部の修正案1による放流条件と放流量

水位 (WL·m)	放水管単独放流 (2門全開)	越流部単独放流（中央3門） ゲート開度 1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	全開	越流部単独放流 (全門全開)	越流部放水管同時放流 放水管2門全開 越流部6門全開	越流部3門全開
570	308.2								
594	461.6								
607						49.5	92.3	587.7	552.6
609		180.7							
611			457.6			526.7	1152.8	1645.5	1502.1
613				766.4					
615					1020.2				
616	559.1					1679.7	3381.4	3901.8	2124.0
617								4439.6	

表－23　減勢部の修正案1による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件 放水管2門	越流部 3門	越流部 6門	貯水位 (WL·m)	放流量 (m^3/s)	流況型式	副ダム直上流の平均水深 (m)	副ダム直上流の最高水深 (m)	減勢池底面の最高圧力 (m水柱)	底面圧力の分布型
○	—	—	570	308.2	C	17.7617	18.38	19.80	C
○	—	—	594	461.6	C	18.5017	21.20	27.84	C
○	—	—	616	559.1	C	19.105	20.94	31.80	C
—	○	—	607	49.5	C	16.40	16.40	16.14	C
—	○	—	611	526.7	C	—	—	35.76	C
—	○	—	616	1679.7	B	21.715	25.20	81.00	B_{-1}
—	—	○	607	92.3	C	—	16.50	16.38	C
—	—	○	611	1152.8	C	—	—	34.02	B_{-2}
—	—	○	616	3381.4	B	23.8983	33.12	53.64	B_{-2}
○	○	—	607	552.6	C	18.495	19.98	27.96	B_{-1}
○	○	—	611	1502.1	B	—	—	68.16	B_{-1}
○	○	—	616	2124.0	B	22.73	28.65	56.10	B
○	—	○	607	587.7	C	18.875	20.51	27.90	B_{-2}
○	—	○	611	1645.5	B	—	—	31.68	B_{-1}
○	—	○	616	3901.8	A	24.365	33.90	51.18	A
○	—	○	617	4439.6	A	28.585	35.91	49.80	A
—	○(1.2)	—	609	180.7	C	17.16	17.46	28.92	C
—	○(2.4)	—	611	457.6	C	18.4075	20.70	28.26	C
—	○(3.6)	—	613	766.4	C	19.5275	21.48	40.20	C
—	○(4.8)	—	615	1020.2	C	20.105	22.50	56.94	C

でが流況－B，3,300㎥/s以上が流況－Aとなる現象である。

このため，減勢工設計対象流量2,450㎥/s（ほぼ放水管2門全開と越流部中央3門全開の貯水位WL617.0mでの同時放流に相当する）では，安定した流況－Bが得られている。

右岸側弯曲部分の導流壁沿における水面の盛り上がりは，若干小さくなっているが大した変化は見られない。

副ダム直上流の水深は，ほぼ放流量1,500㎥/s以下においては基本形状の実験による平均水深に対して全体に3.0mほど大きく（副ダム高が3.0m高くなった水深に相当する）なっているが，それ以上の放流量では2.0m程度の水深の上昇として表れており，最大水深に対しては，放流量2,000㎥/s以下においては2.0～1.5mほど大きくなっているが，それ以上に対してはほぼ等しい値を示している。このことは放流量が少ない場合は落下水脈による水面の波状が伝播し，大きい場合は減勢効果によって水面変動が少なくなったものと考えられる。

底面の圧力は，落下位置附近の圧力を除いては基本形状の圧力にほぼ3.0m（副ダムを3.0m高くなった水柱に相当する）加えた値となっているが落下位置附近の最高圧力は基本形状の圧力にほぼ等しいか若干小さい値を示しているが，越流部中央3門単独放流で逆に大きい値（81.0m水柱）となっている。

これは，水深の上昇によって落下水脈の底面に達する位置が基本形状による落下位置と異なり，ピエゾ管埋設位置と一致，若しくは近接にて作用したために，大きく現れたものと考えられる。
このため，実験値の最高圧力は，ピエゾ管埋設位置で測定された値の最高を示したもので真の最高圧力でないことを理解しておく必要がある。

以上のことから，修正案1実験では基本形状による実験より減勢効果および流況の安定に対しては良くなったが，右岸側弯曲部分における水面の盛り上がり，および底面圧力の軽減などに対しては良い結果が得られなかった。

§4. 減勢部の修正案2に関する実験

（阻板を設けた場合の流況と水理諸量の検討）

修正案2実験は，修正案1実験における右岸側弯曲部分の導流壁沿での水面盛り上がりおよび底面圧力を軽減するために，減勢部底面に減勢補助構造物（以下，阻板とする）を設けた。阻板は，高さ2.0m，天端幅2.0mとし，図－57に示す①～④の位置に実験的観察において設置した。

①および②の阻板においては，放水管および越流部からの落下水脈の落下点に近接しているために底面に沿って流れる水流が阻板に衝突し，直上方および下流上方に流向が偏向され，水面の盛り上がりおよび乱れを大きくしている。

この現象は，ダム軸に沿った直進型にて作用するために放流量が多くなるほど右岸側弯曲部分の水面の盛り上がりを大きく，乱れを激しくしている。このため，修正案1実験より悪い現象となっている。また②において阻板に衝突した水流を左岸側に偏向させることを考えたが落下点に近接し，衝突するエネルギーが大きいために，その効果は得られなかった。

そこで，噴流拡散および跳水にて減勢されなかった残存エネルギー（水面の盛り上がりを大きくしている）を弯曲部分にて減勢し，かつ流向を変えるために③の阻板を設置した。

この結果，放流量が約3,300㎥/s 以下の場合は修正案1実験とほぼ同じ流況を示し，それ以上の場合は阻板の直上方および下流上方で水面の盛り上がりが現れているが修正案1実験に比較して若干小さくなっている程度で大した変化は見られなかった。

そこで，放流量に対する阻板の機能範囲を広くするために④に示す位置③より左岸側で10m，右岸側で5m上流）に設置し，表－24に示す放流条件で，基本形状と同じ測定項目について実験を行った。

表－24　減勢部の修正案2による放流条件と放流量

水位 (WL·m)	放水管単独放流 (2門全開)	越流部単独放流（中央3門） ゲート開度 1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	全開	越流部単独放流 (全門全開)	越流部放水管同時放流 放水管2門全開 越流部6門全開	越流部3門全開
570	308.2								
594	461.6								
607						49.5	92.3	587.7	552.6
609		180.7							
611			457.6			526.7	1152.8	1645.5	1502.1
613				766.4					
615					1020.2				
616	559.1					1679.7	3381.4	3901.8	2124.0
617								4439.6	

その結果，それぞれの放流条件における代表的な流況を写真－19～23，流況スケッチを図－58，底面圧力を図－59に示す。

また，実験結果の検討資料として，それぞれの放流条件における減勢型式および圧力分布型式に分けたものを表－25，放流量と副ダム直上流水深との関係を図－60，放流量と最高圧力値との関係を図－61にまとめた。

この結果，流況としては，修正案1実験による現象と同じであるが，阻板による減勢効果によって流況－Bの範囲が1,500～3,800㎥/s 程度まで広がり右岸側弯曲部分の導流壁における水面の盛り上がりを小さくしている。しかし，その減勢作用を減勢部の弯曲に沿った流れに流向を変えるまでには至っていない。

副ダム直上流の水深は，阻板によって減勢効果が良くなったために接近流速を無視できる自由越流の水深とほぼ平均水深は等しくなっており，水面変動も小さくなっている。

減勢部内の水深は，放流量が1,500㎥/s 以下では修正案実験と同じであるが，それ以上になると阻板によって更に減勢されるために水面変化を小さく，水深が全体的に若干大きくなっている。

表－25　減勢部の修正案2による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件			貯水位	放流量	流況型式	副ダム直上流の平均水深	副ダム直上流の最高水深	減勢池底面の最高圧力	底面圧力の分布型
放水管	越流部								
2門	3門	6門	(WL: m)	(m^3/s)		(m)	(m)	(m水柱)	
○	—	—	570	329.6	C	17.77	18.27	22.20	C
○	—	—	594	482.5	C	18.49	19.77	25.62	C
○	—	—	616	581.1	C	19.06	22.06	30.24	C
—	○	—	607	61.3	C	15.99	15.99	16.20	C
—	○	—	611	603.3	C			34.56	C
—	○	—	616	1673.5	B	21.895	27.27	95.70	B_{-1}
—	—	○	607	98.7	C	16.23	16.23	16.44	C
—	—	○	611	1313.6	B			31.50	B_{-2}
—	—	○	616	3389.2	B	26.84	34.80	52.50	B_{-2}
○	○	—	607	581.1	C	18.9725	20.56	25.80	B_{-1}
○	○	—	611	1158.4	B			26.94	B_{-1}
○	○	—	616	2294.4	B	22.0517	30.88	49.20	A
○	—	○	607	637.2	C	19.1225	21.04	29.88	B_{-2}
○	—	○	611	1679.7	B			30.90	B_{-2}
○	—	○	616	3959.3	B	28.5317	35.64	51.50	A
○	—	○	617	4462.9	B	28.395	38.46	54.48	A
—	○(1.2)	—	609	191.3	C	17.17	17.61	30.30	C
—	○(2.4)	—	611	437.2	C	18.39	21.03	26.70	C
—	○(3.6)	—	613	723.2	C	19.33	20.85	44.88	C
—	○(4.8)	—	615	1060.2	C	18.7675	26.55	60.90	C

減勢部の底面圧力は落下位置附近の圧力を除いては修正案1実験とほぼ等しい値を示しているが放流量が3,000m^3/s以上において阻板直下流の値が若干小さくなっている。

このことは，阻板に達した水流が直上方および下流上方に流向が変向するために低下したものと考えられる。落下位置附近の圧力は，越流部中央3門単独の貯水位WL 616mでの放流において95.7m水柱に達する最高値が得られ，修正案1実験で述べたことが発生している。

他の放流条件においては，修正案1実験とほぼ等しい値を示している。

以上のことから，阻板は，④の位置附近に設置すると減勢効果を良くし，水面変動を小さくしているが，阻板上流の底面圧力を軽減するに至っていない。

§ 5. 減勢部の修正案3に関する実験

（逆流防止工と阻板を設けた場合の流況と水理諸量の検討）

実験は，平面的に流れを弯曲に沿って変向させ，かつ右岸側弯曲部分における減勢効果を修正案2より良くするために，図－62に示すように減勢部の幅方向において高さの異なる阻板を設け，水脈の落下位置と堤体との間には導流壁に落下した水流の変向流（以下逆流とする）によって渦流を生じているために，左右岸導流壁に図－62に示す逆流防止工を設置した減勢部の形状において，表－26に示す放流条件で，基本形状と同じ測定項目について実施した。

表－26　減勢部の修正案3による放流条件と放流量

（　）内は実験の貯水位を表わす

貯水位	放水管	越流部単独放流（中央3門）					越流部	越流部放水管同時放流	
	単独放流	ゲート開度					単独放流	放水管2門全開	
(WL·m)	(2門全開)	1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	全開	(2門全開)	越流部全門全開	越流部3門全開
570	(570.30m) 320.00								
594	(593.49m) 484.40								
607						(608.17m) 210.00	(606.98m) 130.00	(607.11m) 610.03	(607.33m) 585.49
609		(608.85m) 230.00							
611			(610.66m) 380.00			(611.23m) 537.39	(610.81m) 1040.00	(610.63m) 1412.72	(611.40m) 1139.07
613				(612.78m) 671.64					
615					(614.48m) 957.14				
616	(616.03m) 587.70					(615.90m) 1562.60	(615.96m) 3346.26	(616.06m) 3714.94	(615.98m) 2137.49
617								(617.46m) 4617.76	

その結果，それぞれの放流条件における代表的な流況を写真－24～28流況スケッチを図－63に示す。

また，実験結果の検討資料として，それぞれの放流条件における減勢型式および圧力分布型式に分けたものを表－27，放流量と副ダム直上流水深との関係を図－64，放流量と最高圧力値との関係を図－65にまとめた。この結果，越流部6門単独放流および放水管2門と越流部6門の同時放流での落下位置と堤体との間に生じる渦流は，左岸側導流壁の傾斜面に落下した水流が，導流壁に直角な方向で底面に沿って変向され，一方，右岸側導流壁の傾斜面に落下した水深は逆流防止工によって制止されるが，逆流防止工を越流し，それらが右岸側のプラグ面上で盛り上がり，時計廻りに渦流を生じている。

表－27　減勢部の修正案3による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件			貯水位	放流量	流況型式	副ダム直上流の平均水深	副ダム直上流の最高水深	減勢池底面の最高圧力	底面圧力の分布型
放水管	越流部								
2門	3門	6門	(WL·m)	(m³/s)		(m)	(m)	(m水柱)	
○	—	—	570.30	320.00	C	17.76	18.27	20.70	C
○	—	—	593.49	484.40	C	18.75	20.70	28.38	C
○	—	—	616.03	587.70	C	18.38	20.58	34.20	C
—	○	—	608.17	110.00	C	—	15.99	16.20	C
—	○	—	611.23	537.39	C	—	—	34.56	C
—	○	—	615.90	1562.60	B	21.00	25.80	66.48	B_{-1}
—	—	○	606.98	130.00	C	—	16.23	16.44	C
—	—	○	610.81	1040.00	C	—	—	26.40	C
—	—	○	615.96	3346.26	B	24.46	34.98	53.82	A
○	○	—	607.33	585.49	C	19.20	21.00	28.50	B_{-1}
○	○	—	611.40	1139.07	B	—	—	26.94	B_{-1}
○	○	—	615.98	2137.49	B	24.225	27.00	58.20	A
○	—	○	607.11	610.03	C	19.325	21.00	27.90	B_{-2}
○	—	○	610.63	1412.72	C	—	—	28.02	B_{-1}
○	—	○	616.06	3714.94	B	28.565	36.36	48.60	A
○	—	○	617.46	4617.76	B	30.915	41.10	52.32	A
—	○(1.2)	—	608.85	230.00	C	17.17	17.61	25.50	C
—	○(2.4)	—	610.66	390.00	C	17.83	19.08	32.52	C
—	○(3.6)	—	612.78	671.64	C	18.815	20.52	40.50	B_{-1}
—	○(4.8)	—	614.48	957.14	B	19.52	21.84	56.46	B_{-1}

このため，左岸側の逆流防止工の効果は現れていない。

その他，越流部中央3門から放流される条件においては，落下水脈の両端水脈が導流壁沿いにはい上がってくるために，その水流が上流側にも流れ込むために左岸側で反時計廻り，右岸側で時計廻りとなり，落下水脈の中央で合流しているが渦の規模は小規模である。

このため，導流壁の形状または落下水脈の位置と堤体との間に逆流防止工などを考えることができるが，放流頻度の少ない越流部6門放流のために，これらを施すほど水理的に問題にならないものと考えられる。落下位置下流の流況は，放流量が1,000m³/s 以下の場合には阻板に達するエネルギーが微小であるために修正案1実験の流況－Cと同じ状態であるが，1,000m³/s ～ 2,000m³/s の範囲の場合は右岸側の阻板（高さ6.0m）に達するエネルギーがあるために阻板の面に沿って直上方および側方（左岸側）に変向されるために，若

干の水面の盛り上がりと平面的に左岸側に流れており，流況－Bの状態である。

2,000 ～ 4,500㎥/s の範囲の場合は，右岸側の阻板に達するエネルギーが大きいために，阻板の直上方および側方に変向され，右岸側の阻板の直上方および下流上方でかなりの水面の盛り上がりがあり，左岸側には右岸側からの変向によって左岸側導流壁に沿って流れる水流が見られ，阻板が高くなったことによって減勢効果が良くなり流況－Bの状態となっている。

副ダム直上流の水深は，阻板の減勢効果によって接近流速を無視できる自由越流の水深とほぼ平均水深は等しくなっており，最高水深との水面変動も修正案1実験とほぼ同じ様な値であった。

減勢部内の水深は，全体的に修正案2実験と同じ程度であるが，阻板附近から下流は流れの変向によって左右岸の水深差が少なくなっている。減勢部底面の圧力は，落下位置附近における最高圧力について測定した結果，越流部中央3門単独の貯水位 WL 615.9 m での放流において最高圧力 66.48 m 水柱が得られ，修正案2実験値（ 95.70 m 水柱 ）よりかなり低下した値となっているが，その測定点の周囲での値が明確でないので直接比較するには信頼性に欠ける。その他の放流条件においては，ほぼ同じような値であった。

以上のことから，高さの異なる阻板は流況－Bの範囲を更に4,500㎥/s 附近まで広げ，かつ流況の安定を図ることができ，右岸側彎曲部分における水面の盛り上がりは修正案1実験より若干高くなっている。

§ 6. 減勢部の修正案4に関する実験

（副ダム高と阻板高との関係による流況と水理諸量の比較検討）

修正案4実験は，副ダムを基本形状による実験と同じ（ダム軸下流 160 m の位置に高さ 12.0 m の副ダムを設置）にし，阻板を修正案2実験と同じ（④の位置に高さ 2.0 m，天端幅 2.0 m の阻板を設置）にした状態で，水脈の落下位置附近の左岸側導流壁上に現況地形を設置した減勢部の形状において表－28に示す放流条件で基本形状と同じ測定項目について実施した。

その結果，それぞれの放流条件における代表的な流況を写真－29～33，流況スケッチを図－66，底面圧力を図－67に示す。

また，実験結果の検討資料として，それぞれの放流条件における減勢型式および圧力分布式に分けたものを表－29，放流量と副ダム直上流水深との関係を図－68，放流量と最高圧力値との関係を図－69にまとめた。この結果，流況としては放流量がほぼ 1,100㎥/s 以下の場合はこれまでの実験と同じように安定した流況－Cによる減勢を示しているが，放流量が 1,000 ～ 3,500㎥/s では流況－Bによる減勢で，基本形状による流況－Bよりも水面変動の規模が小さく比較的安定した減勢部となっている。

放流量が 3,500㎥/s 以上になると，阻板附近で阻板に達した水流によって水面の盛り上がりがあり，右岸側彎曲部分の導流壁沿いにおいても壁に沿ってはい上がる水流が見られるが，基本形状および修正案1，2，3による実験に比較して水面の高さは小さくなっているが，越流部左端径間から越流した落下水脈が導流壁天端（実験における高さで EL 515 m ）に直接落下しているためにその飛散水が減勢部を覆っている。

副ダム直上流の水深は，接近流速を無視した自由越流の水深よりも，すべて若干上廻った水深となっており，阻板による減勢効果と平面的に流れを左岸側に変向させることによって水深が均等化されている。

表－28　減勢部の修正案4による放流条件と放流量

（　）内は実験の貯水位を表わす

貯水位	放水管単独放流	越流部単独放流（中央3門）					越流部単独放流	越流部放水管同時放流	
		ゲート開度						放水管2門全開	
(WL·m)	(2門全開)	1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	全開	(全門全開)	越流部全門全開	越流部3門全開
570	(570.30m) 320.00								
594	(593.49m) 484.40								
607						(608.17m) 210.00	(606.98m) 130.00	(607.11m) 610.03	(607.03m) 585.49
609		(608.85m) 230.00							
611			(610.66m) 380.00			(611.23m) 537.39	(610.81m) 1040.00	(610.63m) 1412.72	(611.40m) 1139.07
613				(612.78m) 671.64					
615					(614.48m) 957.14				
616	(616.03m) 587.70					(615.90m) 1562.60	(615.96m) 3346.26	(616.06m) 3714.94	(615.98m) 2137.49
617								(617.46m) 4617.76	

表－29　減勢部の修正案4による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件			貯水位	放流量	流況型式	副ダム直上流の平均水深	副ダム直上流の最高水深	減勢池底面の最高圧力	底面圧力の分布型
放水管	越流部								
2門	3門	6門	(WL·m)	(m^3/s)		(m)	(m)	(m水柱)	
○	—	—	567.68	327.04	C	—	15.24	18.48	C
○	—	—	593.30	443.30	C	16.12	17.82	26.76	C
○	—	—	615.75	585.00	C	17.76	19.74	29.88	C
—	○	—	607.00	40.00	C	13.32	13.32	13.20	C
—	○	—	611.07	515.98	C	—	—	37.62	C
—	○	—	615.94	1577.85	B	21.18	25.86	85.80	B_{-1}
—	—	○	606.93	140.00	C	13.62	13.62	13.50	C
—	—	○	610.64	412.75	C	—	—	38.64	C
—	—	○	615.97	1454.33	B	25.19	34.20	55.32	B_{-2}
○	○	—	607.10	546.04	C	17.21	18.33	29.58	C
○	○	—	611.04	1028.15	C	—	—	27.90	B_{-1}
○	○	—	615.92	975.22	B	24.05	28.44	57.36	B_{-1}
○	—	○	606.93	570.04	C	16.91	18.87	27.42	C
○	—	○	610.90	1532.23	B	—	—	27.42	B_{-2}
○	—	○	615.94	3810.36	B	26.69	34.47	43.74	A
○	—	○	616.96	4276.00	A	27.86	36.87	51.60	A
—	○ (1.2)	—	609.37	330.00	C	—	14.70	29.22	C
—	○ (2.4)	—	611.05	240.00	C	15.83	16.74	30.00	C
—	○ (3.6)	—	613.13	718.50	C	17.88	19.26	46.20	C
—	○ (4.8)	—	614.81	975.39	B	19.29	21.96	68.40	B_{-1}

なお，最高水深は，これまでの実験での最高水深と比較すると，ほぼ同値を示している。

底面圧力については，落下位置附近での最高圧力は，これまでの実験結果と同じ傾向でほぼ等しい値を示しており，越流部3門全開単独の貯水位WL 616 mでの最高圧力85.8m水柱が最高の値として得られた。また，その他の部分の圧力は基本形状による実験に対して0～2m水柱高く，修正案2実験に対して0～3m水柱低くなっており，阻板によって減勢池水深が若干大きくなっていることを示している。

以上のことから，これまでの基本形状および修正案1，2，3実験に比較して減勢部内は良い結果が得られた。

§7. 減勢部の修正案5に関する実験

（越流部にデフレクターを設けた場合の流況と水理諸量の検討）

修正案5実験としては，左右岸導流壁に落下する越流水脈を減勢池幅に収めるために越流部両端径間に楔状のデフレクターを設け，減勢部は修正案4実験から阻板を撤去した状態とした。

越流部のデフレクターは，種々の楔状のデフレクターを両端径間の橋台末端に取り付け，その実験的観察において図－70に示すデフレクターが堆奨できる形状となった。

このデフレクターは，完全に左右岸導流壁への落下を避けたものではないが，副ダムによって確保される減勢池水面下の導流壁傾斜面に落下しており，デフレクターの突出長を1.5m以上に設けると越流量に影響を及ぼし，突出長が0.6m以上になると隣接径間の落下水脈と干渉し飛沫を発生する。このため，デフレクターの突出長は左端径間で1.5m，その隣接径間で0.6m，右端径間で0.3mとした。そこで，実験は表－30に示す放流条件において基本形状と同じ測定項目について実施した。

その結果，それぞれの放流条件における代表的な流況を写真－34～38，流況スケッチを図－71，底面圧力を図－72に示す。

また，実験結果の検討資料として，それぞれの放流条件における減勢型式および圧力分布型式に分けたものを表－31，放流量と副ダム直上流水深との関係を図－73，放流量と最高圧力値との関係を図－74にまとめた。

この結果，流況としては，放流量がほぼ1,000m^3/s以下においては流況－C，1,000～4,200m^3/sの範囲では流況－B，それ以上では流況－Aの状態を示しており，阻板を撤去しても越流部落下水脈がほぼ減勢池幅に収まっていることによって，減勢効果が増している。

このことは，これまで左右岸導流壁の傾斜面に落下した水流の変向が中央径間から越流した水脈の落下位置より下流で対岸方向に向かっていたのに対し，修正案5では，中央径間とほぼ同じ位置に落下し，かつ変向が底面に近い水中で行われ，流れがほぼダム軸に沿っているために減勢効果を良くしているものと考えられる。

このため，左右岸導流壁沿いでの水面の盛り上がりが見られるが，これまでの右岸側弯曲部分の導流壁で生じた水面の盛り上がりとほぼ同じ程度である。副ダム直上流の水深は，修正案4実験とほぼ同じ水深でその水面変動も同程度であった。

表－30　減勢部の修正案５による放流条件と放流量

（　）内は実験の貯水位を表わす

貯水位	放水管	越流部単独放流（中央３門）					越流部	越流部放水管同時放流	
	単独放流	ゲート開度					単独放流	放水管２門全開	
(WL·m)	(２門全開)	1.2m	2.4m	3.6m	4.8m	全開	(全門全開)	越流部全門全開	越流部３門全開
570	(570.30m) 320.00								
594	(593.49m) 484.40								
607						(608.17m) 210.00	(606.98m) 130.00	(607.11m) 610.03	(607.33m) 585.49
609		(608.85m) 230.00							
611			(610.66m) 380.00			(611.23m) 537.39	(610.81m) 1040.00	(610.63m) 1412.72	(611.40m) 1139.07
613				(612.78m) 671.64					
615					(614.48m) 957.14				
616	(616.03m) 587.70					(615.90m) 1562.60	(615.96m) 3346.26	(616.06m) 3714.94	(615.98m) 2137.49
617								(617.46m) 4617.76	

表－31　減勢部の修正案５による減勢部流況，圧力の型式と水理諸量

放流条件			貯水位	放流量	流況型式	副ダム直上流の平均水深	副ダム直上流の最高水深	減勢池底面の最高圧力	底面圧力の分布型
放水管	越流部								
２門	３門	６門	(WL·m)	(m^3/s)		(m)	(m)	(m水柱)	
○	—	—	568.34	300.00	C	15.24	15.24	18.48	C
○	—	—	593.94	453.47	C	16.38	17.97	27.12	C
○	—	—	615.75	543.87	C	16.94	19.29	28.98	C
—	○	—	607.00	37.00	C	13.32	13.32	13.20	C
—	○	—	610.66	433.22	C	16.32	16.65	38.22	C
—	○	—	615.88	1526.18	B	19.99	24.63	88.26	B_{-1}
—	—	○	607.00	60.00	C	13.17	13.17	13.98	C
—	—	○	610.79	926.11	C	16.98	21.21	43.02	B_{-2}
—	—	○	615.89	3077.11	B	22.37	33.81	69.48	A
○	○	—	607.16	533.09	C	16.52	18.24	27.96	B_{-1}
○	○	—	611.53	1128.09	C	18.94	21.78	29.46	B_{-1}
○	○	—	615.93	2120.66	B	20.21	25.44	52.08	A
○	—	○	606.97	572.24	C	17.04	18.75	29.88	B_{-2}
○	—	○	610.93	1508.08	B	21.31	26.25	43.38	B_{-2}
○	—	○	615.89	3682.73	B	26.71	36.45	58.50	A
○	—	○	616.99	4267.56	B	27.15	39.15	63.60	A
—	○ (1.2)	—	608.80	128.00	C	14.50	14.70	29.22	C
—	○ (2.4)	—	611.01	380.00	C	15.86	16.11	30.48	C
—	○ (3.6)	—	612.77	634.90	C	16.57	17.82	44.16	C
—	○ (4.8)	—	615.16	991.12	B	17.60	21.00	67.80	B_{-1}

底面圧力は，同じ副ダム高である基本形状の実験に対して全体的に若干大きい値を示しているが修正案4実験に対しては全体的にほぼ同じ値を示している。

落下位置附近の最高圧力は，これまで実験と同じように越流部中央3門全開の単独放流の場合が最も大きい値（88.26 m水柱）を示しているが，越流部6門全開単独放流の場合も大きい値（69.48 m水柱）を示すようになった。これらは，基本形状の実験に対して副ダムを台形型の堰にし，かつ副ダムの両端に導流壁を設置したために減勢池水深が増加し圧力値が全体に大きくなったものと考えられるが，修正案4実験に対しては，阻板の効果が現れる境界（放流量が大きい場合であるために放流量が少ない場合は，ほぼ等しい値となるが，放流量が多い場合は落下位置附近で大きく，その他の部分で若干小さい値を示している）で圧力値の変化が見られるが全体的に等しいものと考えることができる。

以上のことから，越流部の1，2，6径間にデフレクターを設けたために減勢部内の流況は安定し，水理諸量の大きな変化は見られないので修正案5でも十分採用できるものと考えられる。

§8. 減勢部の最終案に関する実験

（減勢部の導流壁を一部改造した場合の流況の検討）

§2～§7の実験結果から減勢部の形状としては，越流部にデフレクターを設ければ修正案2および修正案4でも良好な結果が得られるものと思われるが，修正案5が最も合理的かつ経済的なものとして考えられるためにこれを最終案として推奨する。

また，右岸側の導流壁は，川治ダム工事事務所の案である。図－75に示すようにEL 500 mから更に現況地形に合わせた導流壁の形状とした。

そこで，実験は流況および水理諸量が基本的には修正案5実験とそれほど変化が見られないことから，各操作での貯水位WL 616 mにおける流況観察および放水管2門，越流部中央3門，越流部6門の単独放流における底面の圧力測定を実施した。

なお，圧力測定は，図－76に示す測定点に7 mmの口径を有するピエゾ管を埋設し，その水圧を圧力変換器，ストレンメーター（歪計），電磁記録計に連結させ，オシログラフにて書き表した。

その結果，流況を写真39，40，底面の圧力を図77に示す。

この結果，右岸側導流壁の緩勾配（EL 500 m）にはい上がる放流量はほぼ1,300 ㎥/s以上で，放流量がほぼ減勢工設計対象流量2,500 ㎥/s までは完全減勢された水流が副ダムによって確保された減勢池の水面と同じ水面にて覆われているが，それ以上になると副ダムによる減勢池水深が不足しているために，緩勾配面を跳水渦が流れるようになり，減勢池の水面に比較してかなりの高さまではい上がっている。

本来，このはい上がった水深は，修正案5で導流壁に沿って盛り上がっていた水流であるが，水面の高さおよび減勢効果はほぼ同程度である。一方，落下水脈の幅と減勢部幅とがほぼ等しくなる越流部6門の放流での落下位置附近では，落下位置の上流と下流において水面差が生じるために，上流の水が右岸側導流壁の緩勾配面に沿って下流に流下している。また，減勢池の中央および左岸導流壁沿いの流れは修正案5実験と同じような流況である。

たとえ，減勢部底面に阻板を設けたとしてもそれほど良い結果（修正案4実験と修正案5実験を比較し

て）は得られないものと思われる。このことから，減勢部の導流壁の天端標高としては，右岸側導流壁が EL 517 m，左岸側導流壁が EL 512 m 程度が妥当と考えられる。

底面の圧力は，落下水脈の落下位置がほぼ同じ位置となる測点（ダム軸に沿ってほぼ同距離となる測点）を多点オシログラフにて書き表した結果，その圧力変動の平均をもって代表すれば修正案5実験の最高圧力とほぼ同じ値を示しているが，その圧力変動の最高を見れば過大な値を示している。特に，底面圧力の最高値を示す越流部中央3門全開の単独放流においては瞬間的に総水頭（貯水位 WL 616 m において 134 m）より大きい 145 m 水柱に達する値が得られている。

これは，模型底面（ラワン合板）の固有振動および瞬間的なピエゾ管内の圧縮性の流体に間歇的な水撃が生じた場合などの値が表れたものと考えられる。

たとえ，このような最高圧力が生じたとしても測点の上，下流および側方の値から比較してすれば小規模な面としての値であり，実物のコンクリート床版のブロック割面から考えれば，このような過大な値を考える必要がなく周囲との平均値で表すことができる。

ただし，このような過大な圧力を示す位置には，ブロック割の目地およびコンクリートのクラックに圧力水が注入されることによってコンクリート床版が浮き上がる可能性があるために床版の構造および養生に注意する必要がある。このことから，減勢部の底面圧力は，修正案5実験のそれぞれの放流条件における圧力値を総合的にまとめると図－78に示す区割での圧力値を目安にして設計されたい。

§ 9. 副ダムに関する実験

副ダムは，ダム軸下流 160 m の位置に高さ 12 m の上流面鉛直な台形断面とした。

その細部形状は，これまでの既設ダムの実例を考慮して図－79に示す形状を採用した。副ダムには，図－79に示す位置に圧力測定のピエゾ管を中央，両側の3測線に埋設した。

実験は，放水管2門と越流部中央3門，放水管2門と越流部6門の貯水位 WL 617 m で放流した場合の各点の圧力測定を実施した。

その結果，放水管2門と越流部中央3門放流の場合は，上流面にはずれの測線もほぼ静水圧分布をしており，圧力値は両側が若干大きくなっている。また，天端および下流面では，すべて許容圧力（－3.0 m 水柱）以内に収まり問題はないが，天端と下流面との角取円弧部分に負圧（最高－1.5 m 水柱－右岸側）を生じている。その圧力値は表－32に示す。

放水管2門と越流部6門の場合は，図－80，表－32に示すように上流面の右岸側には 10 m 程度の動水圧が作用し，中央および左岸側はほぼ静水圧分布となっている。また，天端の上，下流端の角取円弧部分には負圧を生じており，許容圧力をわずかに越えた値がでている。

この負圧を小さくするためには，天端幅を広くとることおよび下流側の円弧を大きくとることにより負圧の問題は解消できることが実験的に検証されているが，この放流の頻度，放流の継続時間などを考慮すればこの値でも許容されるものと思われる。以上のことから，図－79の副ダム形状を最終案とする。なお，副ダムの構造上の安定条件としては，副ダム上流面に作用する圧力を基に設計する必要がある。

表－32(1)　副ダム表面に作用する圧力値

放流条件　貯水位　WL 617.16 m
放水管2門と越流部3門の放流
流　量　2,600 ㎥/秒

測線 / 測点番号	右岸測線				中央測線				左岸測線			
	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力
1	505.04	504.44	21.94	21.34	503.00	502.58	19.90	19.48	503.35	502.72	20.25	19.62
2	499.52	499.34	14.92	14.74	502.58	502.28	17.98	17.68	503.18	502.46	18.58	17.86
3	504.20	503.66	18.10	17.56	502.76	502.10	16.66	16.00	503.06	502.52	17.32	16.42
4	504.20	503.72	16.60	16.12	502.88	502.46	15.28	14.86	503.42	502.60	15.82	15.00
5	505.10	504.26	16.00	15.16	502.76	502.34	13.66	13.24	503.42	502.64	14.32	13.54
6	505.28	504.50	14.68	13.90	503.12	502.70	12.52	12.10	503.06	502.76	12.46	12.16
7	505.76	504.74	13.66	12.64	502.34	501.98	10.24	9.88	503.42	503.06	11.32	10.96
8	504.20	503.42	10.60	9.82	500.96	500.24	7.36	6.04	503.18	502.64	9.58	9.04
9	495.74	494.06	6.74	3.80	496.88	495.62	2.88	1.62	497.00	497.00	3.00	3.00
10	499.28	498.44	5.28	4.40	498.62	497.66	4.62	3.66	499.04	498.56	5.04	4.56
11	499.16	498.32	5.16	4.32	499.10	498.14	5.10	4.14	499.42	498.90	5.42	4.90
12	498.05	497.65	4.05	3.65	498.52	496.38	4.52	2.38	498.02	497.36	4.02	3.36
13	495.16	494.71	6.25	0.80	495.08	494.30	1.17	0.39	495.08	494.72	1.17	0.81
14	492.44	491.78	− 0.95	− 1.65	493.28	492.80	− 0.15	− 0.63	493.34	473.34	− 0.09	− 0.09
15	491.18	490.64	− 1.50	− 2.04	492.14	491.54	− 0.54	− 1.14	492.26	491.78	− 0.42	− 0.90
16	492.66	491.96	2.50	1.80	493.34	493.17	3.18	3.01	494.12	493.40	3.96	3.24
17	495.20	494.30	6.66	5.76	493.72	493.24	5.18	4.70	495.46	495.86	7.92	7.32
18	496.34	495.98	9.42	9.06	494.48	493.58	7.56	6.66	497.12	496.88	10.20	9.96
19	497.84	497.18	12.54	11.88	494.66	494.06	9.36	8.76	497.24	496.70	11.94	11.40
20	499.10	498.26	15.42	14.58	495.68	495.26	12.00	11.58	497.73	497.10	14.05	13.42

表－32(2)　副ダム表面に作用する圧力値

放流条件　貯水位　WL 617.09 m
放水管2門と越流部6門の放流
流　量　4.400 m³/s

測線 / 測点番号	右岸測線				中央測線				左岸測線			
	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力	最高ピエゾ水頭	最低ピエゾ水頭	最高圧力	最低圧力
1	509.90	509.06	26.80	25.96	504.92	504.44	21.82	21.34	503.48	502.95	20.38	19.85
2	503.18	503.06	18.58	18.46	504.26	503.48	19.66	18.88	503.42	503.00	18.82	18.40
3	507.92	507.50	21.82	21.40	503.66	503.18	17.56	17.08	503.30	502.94	17.20	16.84
4	507.76	507.50	21.16	19.90	504.02	503.30	16.42	15.70	503.70	502.94	16.10	15.34
5	509.42	507.92	20.32	18.82	504.32	503.72	15.22	14.62	503.78	503.24	14.68	14.14
6	510.74	509.18	20.14	18.58	505.46	505.16	14.86	14.56	503.90	503.18	13.30	12.58
7	511.88	510.44	19.78	18.34	505.28	504.50	13.18	12.40	504.32	503.24	12.20	11.14
8	509.36	508.40	15.76	14.80	503.78	502.76	10.18	9.16	501.56	501.08	7.96	7.48
9	495.38	491.18	1.38	− 2.82	495.68	493.64	1.68	− 0.36	497.18	496.76	3.18	2.76
10	498.68	497.00	4.68	3.00	498.14	497.30	4.14	3.30	498.50	498.26	4.50	4.26
11	498.68	497.30	4.68	3.30	498.50	497.42	4.50	3.42	498.82	498.50	4.82	4.50
12	495.03	494.40	1.03	0.40	495.48	494.20	1.48	0.20	498.02	497.66	4.02	3.66
13	491.42	490.88	− 2.49	− 3.03	492.38	491.84	− 1.53	− 2.07	495.50	495.26	1.59	1.35
14	490.10	489.20	− 3.33	− 4.23	490.82	490.34	− 2.61	− 3.13	494.66	494.18	1.23	0.75
15	490.34	489.26	− 2.34	− 3.42	491.96	490.94	− 0.72	− 1.74	494.60	494.06	1.92	1.38
16	494.66	493.84	4.50	3.68	495.80	495.38	5.64	5.22	497.00	496.58	6.84	5.42
17	496.82	496.10	8.28	7.56	495.16	495.69	7.62	7.15	498.56	498.56	10.02	10.02
18	498.62	497.30	11.70	10.38	496.96	496.45	10.02	9.53	498.18	498.74	12.06	11.82
19	499.76	498.32	14.46	13.02	497.96	497.30	12.66	12.00	499.04	498.62	13.74	13.32
20	499.88	498.86	16.20	15.18	498.20	497.84	14.52	14.03	498.28	497.92	14.60	14.24

§ 10. 2次減勢工および河道部に関する実験

川治ダムの副ダムは，高さ 12.0 m，堤頂長 35.0 mで，下流越流面の越流幅が下流面に沿って漸縮している。

このため，副ダム直下流の水流は，流下流速が15m/s以上となり，河道部の河床洗掘と河岸侵触を起す危険性があるので，それを防止する目的で2次減勢工を考えた。

〔1〕 2次減勢工の設計と実験結果の検討

2次減勢工には，種々の減勢方式が考えられるが，河道に対して最もなじみ易い跳水式減勢工を採用することとした。

2次減勢工の対象流量としては，事務所との協議により計画洪水の波形を処理できる最大放流量と今後の計画に対する余裕を考慮した 500 m/s とした。

1. 2次減勢工の設計

2次減勢工の規模および減勢構造物の形状は，以下に示す方法に求めた。その2次減勢工の基本的な記号を図－81に示す。

1) 副ダム上における全エネルギー

副ダムは，高さ（D）12m，堤頂長（B）36m，天端標高（Z_0）EL 494.0 mである。

対象流量（Q）500 m/s における越流水深（h_0）は，実験によって求めると $h_0 \fallingdotseq 4.37$ m（左岸側では 4.17 m，中央で 4.59 m，右岸側で 4.35 mで，その平均値）となった。

そこで，副ダムの平均流速（V_0）および全エネルギー（E_0）を求めると，次のとおりである。

$$V_0 = \frac{Q}{B_0 (D+h_0)} = 0.804 \text{ m/s}$$

$$E_0 = Z_0 + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = 498.403 \text{ m}$$

なお，B_0は副ダム上の越流水深に対する平均越流幅で，両側の導流壁が傾斜（1：0.3）しているのでh_0に対して$B_0 \fallingdotseq 38$ mとした。

2) 副ダム直下流における全エネルギーとエネルギー損失

副ダム直下流は，現況河道から考えて，水叩き面の標高（Z_1）を$Z_1 = 478.0$ m，水叩き幅（B_1）を$B_1 = 140$ mとした。

そこで，副ダム直下流の流速（V_1），水深（h_1），フルード数（F_1），全エネルギー（E_1）および副ダム越流によるエネルギー損失（$\triangle E_1$）を求めると，次のとおりである。

$$V_1 = C\sqrt{2g(Z_0 - Z_1)} = 15.94 \text{ m/s}$$

$$h_1 = \frac{Q}{B_1 V_1} = 2.24 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = 3.40$$

$$E_1 = Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 493.203\ m$$

$$\triangle E_1 = E_0 - E_1 = 5.2 m$$

なお，Cは副ダムを越流する損失水頭

3）自然跳水の全エネルギーとエネルギー損失

副ダム直下流から自然跳水が生じるものとすれば，跳水共役下流水深（h_2），跳水長（ℓ_j），流速（V_2），全エネルギー（E_2）および跳水によるエネルギー損失（$\triangle E_2$）は，次のとおりである。

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left\{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1\right\} = 9.70\ m$$

$$\ell_j = n\, h_2 = 53\ m$$

$$V_2 = \frac{Q}{B_1 h_2} = 3.68 m/s$$

$$E_2 = Z_1 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 488.39\ m$$

$$\triangle E_2 = E_1 - E_2 = 4.81\ m$$

ここに，nは係数で一般的な$n = 5.5$を使用した。

4）減勢工の規模と構造物の形状

跳水式減勢工の規模および構造物の大きさは，U．S．Bureau of Reclamation によるとフルード数（F_1）に対応する跳水式減勢工の設計として，次のような指針を与えている。

① $F_1 < 1.7$ の場合――水平水叩きを設ける。水叩きの長さは$4h_2$以下であってはならない。

② $1.7 < F_1 < 2.5$ の場合―― 跳水はまだ十分に発達せず，バッフルピアやシル等は必要としない。対応水深および減勢工の必要長は自然跳水により定める。

③ $2.5 < F_1 < 4.5$ の場合―― いわゆる動揺跳水であり，効果的な減勢はむずかしく，水路幅を変更することなどにより，この範囲の流れを生じないようにする。この範囲を避け得ない場合には図－82に示すⅠ型減勢工が比較的有効である。図のシュートブロックは射流を分断するもので，流れのかく乱を助長して減勢効果を増大させるのに役立つ。

④ $F_1 > 4.5$ の場合―― 流入流速が15m/s以下の場合は図－82に示すⅡ型減勢工が適している。流入流速が15m/s以上になると，バッフルピアはキャビテーション侵食を受ける危険があるのでⅢ型が用いられる。Ⅲ型減勢工はⅡ型に較べて減勢効果は低下するので，安全を見て下流側の水深は対応水深の5％増しとする。

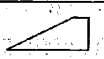
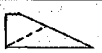
なお，川治ダムの2次減勢工下流の下流水深（対応水深）としては，その実測資料がないので明らかにすることができないが，危険側を考えて下流側からの下流水深（バックウォーター）はないものとした。

このことから，$F_1 = 3.4$ に対する減勢工の規模と構造物の大きさを図－82に示すⅠ型減勢工にて求める

と，表－33に示すとおりである。

表－33　2次減勢工の型式と設計値

$F_1 > 4.5$
$V < 15.0 m/s$

諸元＼形式			USBR－I（自然跳水）	USBRII	USBR－III
水叩き長 L_b			$5.5h_2$ 53 m	$2h_2$ 19.4 m	$3.4h_2$ 33 m
シュートブロック	高さ h		$2h_1$ 4.4 m	h_1 2.2 m	h_1 2.2 m
	幅 W		h_1 max 2.2	h_1 2.2 m	h_1 2.2 m
	間隔 S	中央	$2.5W$ 5.5 m	h_1 2.2 m	h_1 2.2 m
		両端	残ったすき間	$0.5h_1$ 1.1 m	$0.5h_1$ 1.1 m
バッフルピア	位置（始端から上流面）L_X			$0.8h_2$ 7.8 m	
	高さ h_3			$\frac{d_3}{h_1} = 1.25$ 2.7 m	
	幅（横断方向）b_1			$0.75d_3$ 2.0 m	
	天端幅 b_2			$0.2d_3$ 0.6 m	
	下流面勾配			1：1	
	間隔 S	中央		$0.75d_3$ 2.0 m	
		両端		$0.375d_3$ 1.0 m	
エンドシル	高さ h_4		$1.25h_1$ 2.75 m	2.7 m	
	幅（横断方向）b		全幅	全幅	
	天端幅 b		任意	任意	
	間隔 S	中央			
		両端			
勾配					
必要下流水深 W_n			$1.1h_2$ 10.6 m	h_2 9.7 m	

また，Ⅱ型およびⅢ型についても$F_1 = 3.4$ として想定したものを同表に示す。

この結果，Ⅰ型減勢工の長さ(L_1)としては$L_1 \fallingdotseq 53\,m$が得られ，かなり長い減勢工が必要となった。

一方，川治ダムの二次減勢工の位置は，地形，岩質とも最良とは考えられず，また，河道が右岸側に弯曲しているので，直線で$L_1 \fallingdotseq 53\,m$とることは不可能であり，事務所との協議により25 m程度が限度とされた。

このため，減勢工の長さが短かいⅡ型およびⅢ型を含めて2次減勢工を実験的に検討した。

2. 実験結果の検討

実験は，図－83に示すようにシュートブロック，バッフルピア，シル（歯形シルを含む）などの構造物と，副ダム天端上に一部副ダムを更に高くする構造物との組み合せにおいて，種々の予備実験から図－84に示す8ケースについて流況観察を行った。

構造物の形状は，これらⅡ，Ⅲ型減勢工の形状値を採用し，シルはバッフルピアと同じ高さで上流面を鉛直とした。

その実験結果は写真－41に示す。その結果，これら各ケースの構造物の水理機能としては，次のような意図があった。

シュートブロックは，二次元的な流れに対しては射流を分断し，減勢効果を増大させているが，三次元になると側方からの水流がシュートブロックの側方に衝突し流れを偏向させているが，シュートブロック附近の水深が大きくなりより中央に集中させ，減勢効果を悪くさせている。

バッフルピアは，シルによってある程度水深が確保されると減勢効果が増すが，水深が確保されないとバッフルピアの上流面に沿って直上した水流がスキージャンプの様相を示し減勢効果が悪くなっている。また，バッフルピアの単体を横方向に連続体としたシルは，単体に較べて減勢効果は良くなっているが，流量が増すとスキージャンプの様相を示す。

シルは，一部切欠き部分を設けた歯形シルと設けないシルとでは，後者のシルは減勢効果は良いが反面下流河道に対してはなじみ難い欠点があり，前者のシルはその為の現象である。このため対象流量での流況から選定する必要がある。

副ダム天端に一部副ダムを更に高くする構造物については，2次減勢工に対して最良な減勢に導びいているが，副ダムの越流幅が狭くなったことによって副ダム上流の水深が全体的に大きくなっている。

以上のことから，各ケースの比較では，放流量500㌧以下に対してはCase－4，Case－5，Case－7がほぼ減勢されかつ比較的良好な流況を示しており，放流量がそれ以上になると各ケースとも減勢効果はあまり期待できないが，その中でもCase－7の減勢効果範囲が最も大きい。よって，Case－7を最終案として推奨する。

〔2〕 河道部の水理諸量の収集

ダム洪水吐から放流する水流は，今後の河道計画および下流の諸構造物に対する設計資料として管理する必要がある。このためダム直下流の河道部での水理諸量を収集した。

実験は，現況の河道部に合した図－85に示す範囲（ダム軸から各部中心線上に測った距離がほぼ400 m

の位置まで）の河道中心の水面測定と3つの横断面における流速測定を行った。

その実験結果を図－86，87に示す。

なお，この実験結果は，河道部模型の河床，河岸ともに比較的滑面のモルタル面での値であるために，実際には水理因子である粗度係数（n）の補正を必要とする。

なお，この実験結果は二次減勢工の水叩き長を8.0 mにした場合である。この結果，放流量500㎥/s以下においては比較的スムーズな水面形にて流下しているが，それ以上の流量になると2次減勢工の効果が悪く2次減勢工シル上で隆起した水流が下流河道に波状的な水面変化として及ぼしている。このため，河道が局所的に深掘するものと思われる。

一方，3つの断面における流速は，放流量500㎥/sでは最高流速8.3㎥/s（No.1断面）程度で副ダム直下流の流速15㎥/s程度に比較して2次減勢工によってエネルギーが減殺されていることを示している。

また，放流量1,000㎥/sの最高流速は10.7㎥/s（No.3断面）程度で，放流量500㎥/sの各断面の流速分布と若干異なった様相をしている。

以上のことから，実験結果を基に現況河道に相応した管理資料に修正してまとめる必要がある。

第3節　放水管の変更設計と抽出模型実験

本章第1節の§1にて水理設計された放水管は、ベルマウス部の上、下面形状が管軸に対して非対称となっているために、形状が複雑で製作および施工が困難と思われる。

このため、新たな案として方形フード付円形ベルマウスを考えるものである。

§1. 放水管の変更設計

方形フード付円形ベルマウスとは、一般的には次式で表わされる円形ベルマウスの上流に角形フードを付けたものである。このフードは堤体上流面と管軸とが直交しないことによる調節用のものである。

$$\frac{X^2}{(0.5D)^2}+\frac{Y^2}{(0.15D)^2}=1$$

ここに、X、Yはベルマウス終端断面の長円中心を原点とし、それぞれ放水管軸に平行および垂直にとられた座標であり、Dはベルマウス終端における管の直径である。

そこで、川治ダムの堤体上流面の傾きを1：0.25、管軸の傾きを1：2とすれば図－88に示す形状が得られる。

漸縮部の形状は、第1節の§1にて水理設計されたものと基本的には同じ絞り方法であるが、方形フード付円形ベルマウスを考えたことによって形状が変化するため、図－89において、以下に示す種々の基本式から、後述の§2の〔2〕に示す実験のための5種の形状を新たに考えた。

図記号の説明

X：座標＜遷移部始端を原点とし放水管軸に沿って流下方向＞

Y：座標＜水平方向＞

Z：座標＜X～Y平面に直角、上向き方向＞

R_o：円形断面の半径

D_o：円形断面の直径（$D_o=2R_o$）

$2H_o$：長方形断面の高さ

$2B_o$：長方形断面の幅

θ：管軸と長方形断面のなす角

$2B_{ux}$：等脚台形断面の上面の幅（$X=X$）

$2B_{dx}$：等脚台形断面の下面の幅（$X=X$）

$2R_x$：等脚台形断面の高さ(等脚台形断面に内接する円の直径)（$X=X$）

r_{ux}：等脚台形断面上部隅角隅取円弧の半径（$X=X$）

r_{dx}：等脚台形断面下部隅角隅取円弧の半径（$X=X$）

ℓ_{ux}：管軸より上部最遠点までの距離（$X=X$）

ℓ_{dx}：管軸より下部最遠点までの距離（$X=X$）

L_x　：対角線長（$X=X$）

A_x　：管の断面積（$X=X$）

S_x　：管の周長（$X=X$）

K、K_1：比例定数

α、β：定数

1. $X=0$において、半径R_o（直径D_o）の円に外接する等脚台形断面は、上面の幅を$2B_{uo}$、下面の幅を$2B_{do}$とすれば、脚長（斜面長）は$B_{uo}+B_{do}$となり、これらの間には次の関係式が成立する。

$$D_o^2+(B_{do}-B_{uo})^2=(B_{uo}+B_{do})^2 \text{ より}$$

$$4B_{uo}B_{do}=D_o^2 \text{ あるいは } B_{uo}B_{do}=R_o^2 \qquad (1)$$

2. $X=X$において、$x=0$における等脚台形断面と相似な台形断面は、上面の幅を$2B_{ux}$、下面の幅を$2B_{dx}$とすれば、比例定数をKとして、

$$B_{ux}=B_{uo}(1-KX) \qquad (2-1)$$

$$B_{dx}=B_{do}(1-KX) \qquad (2-2)$$

と表わされる。また、この高さ$2RX$は、

$$R_x=\sqrt{B_{ux}B_{dx}}=\sqrt{B_{uo}B_{do}}(1-KX)$$
$$=R_o(1-KX) \qquad (2-3)$$

3. $X=X_u$において、上面の幅が$2B_{ux}=2B_o$になるものとすれば、

$$B_{ux}=B_o=B_{uo}(1-KX_u) \text{ より、}$$

$$1-KX_u=B_o/B_{uo} \qquad (3)$$

したがって、このときの高さ$2R_{xu}$は

$$R_{xu}=R_o(1-KX_u)=\frac{R_oB_o}{B_{uo}} \qquad (4)$$

となる。

4. $X=X_d$において、下面の幅が$2B_{dx}=2B_o$になるものとすれば、

$$B_{dx}=B_o-B_{do}(1-KX_d) \text{ より、}$$

$$1-KX_d=B_o/B_{do} \qquad (5)$$

したがって、このときの高さ$2R_{xd}$は

$$R_{xd}=R_o(1-KX_d)=\frac{R_oB_o}{B_{do}} \qquad (6)$$

5. 長方形断面は、管軸とθの角度を有し、その高さは$2H_o$であるから(4)および(6)式を用いて、

$$R_{xu}+R_{xd}=(2H_o)\sin\theta \text{ より}$$

$$B_o R_o \left(\frac{1}{B_{uo}} + \frac{1}{B_{do}} \right) = B_o R_o \frac{B_{uo} + B_{do}}{B_{uo} B_{do}} = 2 H_o \sin\theta \qquad (7)$$

したがって、(1) および(7)式より、

$$\left.\begin{aligned} B_{uo} B_{do} &= R_o^2 \\ B_{uo} + B_{do} &= 2 \alpha R_o \sin\theta \end{aligned}\right\} \qquad (8)$$

ここに、$\alpha = H_o / B_o$ である。これを解けば、

$$\left.\begin{aligned} B_{uo} &= R_o \{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \} \\ B_{do} &= R_o \{ \alpha \sin\theta + \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \} \end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

が得られる。

6. 比例定数Kは、(3)および(5)式より、

$$K (X_d - X_u) = B_o / B_{uo} - B_o / B_{do} = \frac{B_o}{B_{uo} B_{do}} (B_{do} - B_{uo}) \qquad (10)$$

また、長方形断面は管軸とθの角度を有し、その高さは$2 H_o$であるから、

$$X_d - X_u = 2 H_o \cos\theta \qquad (11)$$

したがって、

$$K = \frac{B_{do} - B_{uo}}{X_d - X_u} \cdot \frac{B_o}{B_{uo} B_{do}} = \frac{2 R_o \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}}{2 H_o \cos\theta} \cdot \frac{B_o}{R_o^2}$$

$$= \frac{1}{R_o} \cdot \frac{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}}{\alpha \cos\theta} \qquad (12)$$

7. X_u、X_dおよびX_cは、次のように求められる。

$$X_u = \left(1 - \frac{B_o}{B_{uo}}\right) \frac{1}{K} = \frac{B_{uo} - B_o}{K B_{uo}}$$

$$= \frac{R_o \{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \} - B_o}{R_o \{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \}} \cdot R_o \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}}$$

$$= \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} R_o \left[1 - \beta \{ \alpha \sin\theta + \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \} \right] \qquad (13)$$

$$X_d = \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} R_o \left[1 - \beta \{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \} \right] \qquad (14)$$

また、

$$X_c = X_u + \frac{R_{xw}}{\tan\theta} = \frac{1}{\tan\theta} \frac{R_o}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} \{ \alpha \sin\theta - \beta \} \qquad (15)$$

ここに、$\beta = B_o / R_o$ である。

8. 管軸より、上部あるいは下部最遠点までの距離をそれぞれℓ_{ux}あるいはℓ_{dx}とし、これらが比例定数をK_1として、

$$\ell_{ux} = \ell_{dx} = R_o (1 + K_1 KX) \tag{16}$$

を満足するように選定するものとすれば、

$$\ell_{ux} = \sqrt{B_{ux}^2 + R_x^2} - r_{ux} \sqrt{1 + (B_{ux}/R_x)^2} + r_{ux} = R_o (1 + K_1 KX)$$

より、

$$r_{ux} = R_o \left(1 + \frac{\sqrt{R_o K_1 + B_{uo}^2 + R_o^2}}{\sqrt{R_o - B_{uo}^2 + R_o^2}} KX\right) \tag{17}$$

同様に

$$\ell_{dx} = \sqrt{B_{dx}^2 + R_x^2} - r_{dx} \sqrt{1 + (B_{dx}/R_x)^2} - r_{dx} = R_o (1 + K_1 KX)$$

$$r_{dx} = R_o \left(1 + \frac{R_o K_1 + \sqrt{B_{do}^2 + R_o^2}}{R_o - \sqrt{B_{do}^2 + R_o^2}} KX\right) \tag{18}$$

9. 断面積 A_x、周長 S_x および対角長 L_x

$$A_x = 2 R_x (B_{ux} + B_{dx}) - 2 r_{ux}^2 \tan\theta_u + \pi r_{ux}^2 \frac{\theta_u}{90}$$

$$- 2 r_{dx}^2 \tan\theta_d + \pi r_{dx}^2 \frac{\theta_d}{90}$$

$$= 2 (B_{uo} + B_{do}) R_o (1 - KX)^2 + \left(\frac{\theta_u}{90} \pi - 2 \tan\theta_u\right) R_o^2 (1 - K_u KX)^2$$

$$+ \left(\frac{\theta_d}{90} \pi - 2 \tan\theta d\right) R_o^2 (1 - K_d KX)^2$$

$$= R_o^2 \left[4 \alpha \sin\theta (1 - KX)^2 + \left(\frac{\theta_u}{90} \pi - 2\tan\theta_u\right) (1 - K_u KX)^2\right.$$

$$\left. + \left(\frac{\theta d}{90} \pi - 2\tan\theta d\right) (1 - K_d KX)^2\right] \tag{19}$$

$$S_x = 4 (B_{ux} + B_{dx}) - 4 (\tan\theta_u r_{ux} + \tan\theta_d r_{dx})$$

$$+ 4 \left(\frac{\theta_u}{360} 2\pi r_{ux} + \frac{\theta_d}{360} 2\pi r_{dx}\right)$$

$$= R_o \left[8 \alpha \sin\theta (1 - KX) + 4 \left(\frac{\theta_u}{180} \pi - \tan\theta_u\right) (1 - K_u KX)\right.$$

$$\left. + 4 \left(\frac{\theta_d}{180} \pi - \tan\theta_d\right) (1 - K_d KX)\right] \tag{20}$$

$$L_x = \sqrt{(2 R_x - r_{ux} - r_{dx})^2 + \{(R_x - r_{ux}) \tan\theta_u + (R_x - r_{dx}) \tan\theta_d\}^2}$$

$$+r_{ux}+r_{dx}$$
$$=R_0\{\sqrt{(K_u+K_d-2)^2+\{(K_u-1)\tan\theta_u+(K_d-1)\tan\theta_d\}^2}\cdot KX$$
$$-(K_u+K_d)KX+2\} \tag{21}$$

ここに、

$\theta_u=\tan^{-1}(B_{uo}/R_o)$ 、　　$\theta_d=\tan^{-1}(B_{do}/R_o)$

$$K_u=\frac{R_oK_1-\sqrt{B_{uo}^2+R_o^2}}{\sqrt{B_{uo}^2-R_o^2}-R_o} \qquad K_d=\frac{R_oK_1+\sqrt{B_{do}^2+R_o^2}}{\sqrt{B_{do}^2+R_o^2}-R_o}$$

10. 関数表示

上面の式

$$Z=R_o(1-KX)=R_o-\frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta}\cdot X$$

$$Z=R_o-\frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta}\cdot X \tag{22}$$

側面の式

$$KR_o(B_{uo}+B_{do})X\pm 2R_oY-(B_{uo}-B_{do})Z-R_o(B_{uo}+B_{do})=0$$

より

$$\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}\,(\tan\theta_x+Z)\pm Y-R_o\alpha\sin\theta=0 \tag{23}$$

下面の式

$$Z=-R_o(1-KX)=-R_o+\frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta}\cdot X$$

$$Z=-R_o+\frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta}\cdot X \tag{24}$$

長方形断面管路始端断面（出口面）の式

$Z=B_o\dfrac{R_o}{B_{uo}}-\tan\theta\cdot(X-X_u)$ より

$$Z=R_o\frac{\alpha\sin\theta-\beta}{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}-\tan\theta\cdot X \tag{25}$$

11. 各面の交線

上面（22）式と出口面（25）式の交線

位置

$$X_u=R_o\frac{\alpha\cos\theta}{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}\{1-\beta\{\alpha\sin\theta+\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}\}\}$$

$$Z_u = B_o \frac{R_o}{B_{uo}} \tag{26}$$

下面(24)式と出口面(25)式の交線

位置

$$X_d = R_o \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} \left\{ 1 - \beta \left\{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \right\} \right\}$$

$$Z_d = -B_o \frac{R_o}{B_{do}} \tag{27}$$

側面(23)式と出口面(25)式の交線

$$Y = R\beta = B_o \tag{28}$$

12. 隅取円弧の式

上部

円弧の中心 (Y_u, Z_u)

$$Y_u = B_{ux} - r_{ux} \frac{B_{uo}}{R_o} = B_{uo}(1 - KX) - B_{uo}(1 - K_u K)X$$

$$= B_{uo}(K_u - 1)KX \qquad (\text{符号}\pm)$$

$$Z_u = R_x - r_{ux} = R_o(1 - KX) - R_o(1 - K_u K)X$$

$$= R_o(K_u - 1)KX$$

$$(Z - Z_u)^2 + (Y - Y_u)^2 = R_b{}^2 (1 - K_u KX)^2 \tag{29}$$

下部

円弧の中心 (Y_d, Z_d)

$$Y_d = B_{do}(K_d - 1)KX \qquad (\text{符号}\pm)$$

$$Z_d = -R_o(K_d - 1)KX$$

$$(Z - Z_d)^2 + (Y - Y_d)^2 = R_o{}^2 (1 + K_d KX)^2 \tag{30}$$

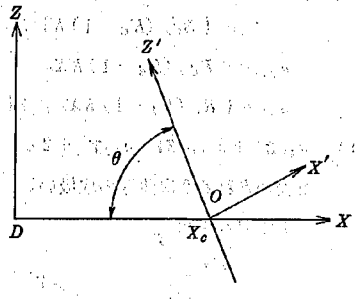
13. 出口断面の形状

$$X = X_c + X' \sin\theta - Z' \cos\theta$$

$$Z = X' \cos\theta + Z' \sin\theta$$

出口面では $X' = 0$

$$X_c = \frac{1}{\tan\theta} \frac{R_o}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} \{ \alpha \sin\theta - \beta \}$$



$(X, Z) \rightarrow (X', Z')$ に変更

上面の式 $$Z_u = \frac{B_o}{B_{uo}} \frac{1}{\sin\theta} \tag{31}$$

側面の式 $$\pm Y = R_o \beta = B_o \tag{32}$$

下面の式　$$Z_d' = -\frac{B_o}{B_{do}}\frac{1}{\sin\theta} \tag{33}$$

隅取円弧

上部

円弧の中心　$$Y_u = B_{uo}(K_u-1)KX = B_{uo}(K_u-1)K(X_c - Z'\cos\theta)$$

$$Z_u = R_o(K_u-1)KX = R_o(K_u-1)K(X_c - Z'\cos\theta)$$

$$(Z'\sin\theta - Z_u)^2 + (Y-Y_u)^2 = {R_o}^2\{1-K_uK(X_c-Z'\cos\theta)\}^2 \tag{34}$$

$$a_{11}(Z')^2 + 2a_{12}Z'Y + a_{22}Y^2 + 2a_{13}Z' + 2a_{23}Y + a_{33} = 0 \tag{35}$$

$$a_{11} = \{\sin\theta + R_o(K_u-1)K\cos\theta\}^2 + \{B_{uo}(K_u-1)K\cos\theta\}^2 - \{R_oK_uK\cos\theta\}^2$$

$$a_{12} = B_{uo}(K_u-1)K\cos\theta$$

$$a_{22} = 1$$

$$a_{13} = -R_o(K_u-1)KX_c\{\sin\theta + R_o(K_u-1)K\cos\theta\}$$
$$-\{B_{uo}(K_u-1)K\}^2X_c\cos\theta - {R_o}^2(1-K_uKX_c)K_uK\cos\theta$$

$$a_{23} = -B_{uo}(K_u-1)KX_c$$

$$a_{33} = \{R_o(K_u-1)KX_c\}^2 + \{B_{uo}(K_u-1)KX_c\}^2 - \{R_o(1-K_uKX_c)\}^2$$

下部

円弧の中心　$$Y_d = B_{do}(K_d-1)KX = B_{do}(K_d-1)K(X_c - Z'\cos\theta)$$

$$Z_d = -R_o(K_d-1)KX = -R_o(K_d-1)K(X_c - Z'\cos\theta)$$

$$(Z'\sin\theta - Z_d)^2 + (Y-Y_d)^2 = {R_o}^2\{1-K_dK(X_c-Z'\cos\theta)\}^2 \tag{35}$$

$$a_{11}(Z')^2 + 2a_{12}Z'Y + a_{22}Y^2 + 2a_{13}Z' + 2a_{23}Y + a_{33} = 0 \tag{36}$$

$$a_{11} = \{\sin\theta - R_o(K_d-1)K\cos\theta\}^2 + \{B_{do}(K_d-1)K\cos\theta\}^2 - \{R_oK_dK\cos\theta\}^2$$

$$a_{12} = B_{do}(K_d-1)K\cos\theta$$

$$a_{22} = 1$$

$$a_{13} = R_o(K_d-1)KX_c\{\sin\theta - R_o(K_d-1)K\cos\theta\}$$
$$-\{B_{do}(K_d-1)K\}^2X_c\cos\theta - {R_o}^2(1-K_dKX_c)K_dK\cos\theta$$

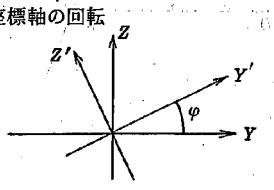
$$a_{23} = -B_{do}(K_d-1)KX_c$$

$$a_{33} = \{R_o(K_d-1)KX_c\}^2 + \{B_{do}(K_d-1)KX_c\}^2 - \{R_o(1-K_dKX_c)\}^2$$

14. $$a_{11}Z^2 + 2a_{12}ZY + a_{22}Y^2 + 2a_{13}Z + 2a_{23}Y + a_{33} = 0 \tag{37}$$

で表わされる2次曲線の取扱い。

座標軸の回転



$$Y = Y'\cos\varphi - Z'\sin\varphi$$
$$Z = Y'\sin\varphi + Z'\cos\varphi \tag{38}$$

$$a_{11}(Y'\sin\varphi + Z'\cos\varphi)^2 + 2a_{12}(Y'\sin\varphi + Z'\cos\varphi)(Y'\cos\varphi - Z'\sin\varphi)$$
$$+ a_{22}(Y'\cos\varphi - Z'\sin\varphi)^2 + 2a_{13}(Y'\sin\varphi + Z'\cos\varphi)$$
$$+ 2a_{23}(Y'\cos\varphi - Z'\sin\varphi) + a_{33} = 0$$

展開すれば、

$$A_{11}(Z')^2 + 2A_{12}(Z')(Y') + A_{22}(Y')^2 + 2A_{13}(Z') + 2A_{23}(Y') + A_{33} = 0 \qquad (39)$$

$$A_{11} = a_{11}\cos^2\varphi - 2a_{12}\sin\varphi\cos\varphi + a_{22}\sin^2\varphi$$

$$A_{12} = a_{11}\sin\varphi\cos\varphi + a_{12}(\cos^2\varphi - \sin^2\varphi) - a_{22}\cos\varphi\sin\varphi$$

$$A_{22} = a_{11}\sin^2\varphi + 2a_{12}\sin\varphi\cos\varphi + a_{22}\cos^2\varphi$$

$$A_{13} = a_{13}\cos\varphi - a_{23}\sin\varphi$$

$$A_{23} = a_{13}\sin\varphi + a_{23}\cos\varphi$$

$$A_{33} = a_{33}$$

$A_{12} = 0$　となるように座標軸を回転するものとすれば、

$$A_{12} = a_{11}\sin\varphi\cos\varphi + a_{12}(\cos^2\varphi - \sin^2\varphi) - a_{22}\cos\varphi\sin\varphi$$

$$= \frac{a_{11} - a_{22}}{2}\sin 2\varphi + a_{12}\cos 2\varphi = 0 \quad より$$

$$\tan 2\varphi = \frac{2a_{12}}{a_{22} - a_{11}} \qquad \varphi = \frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{2a_{12}}{a_{22} - a_{11}} \qquad (40)$$

また、(39)式において、

$$A_{11} + A_{22} = a_{11} + a_{22}$$

$$A_{11} - A_{22} = a_{11}(\cos^2\varphi - \sin^2\varphi) - 4a_{12}\sin\varphi\cos\varphi - a_{22}(\cos^2\varphi - \sin^2\varphi)$$

$$= a_{11}\cos 2\varphi - 2a_{12}\sin 2\varphi - a_{22}\cos 2\varphi$$

$$= \{a_{11} - a_{22} - 2a_{12}\tan 2\varphi\}\cos 2\varphi$$

$$= (a_{22} - a_{11})\left(-1 - \frac{2a_{12}}{a_{22} - a_{11}}\tan 2\varphi\right)\cos 2\varphi$$

$$= -(a_{22} - a_{11})\{1 + (\tan 2\varphi)^2\}\cos 2\varphi$$

$$= -(a_{22} - a_{11})\frac{1}{\cos 2\varphi} = -(a_{22} - a_{11})\sqrt{1 + (\tan 2\varphi)^2}$$

$$= -\sqrt{(a_{22} - a_{11})^2 + 4a_{12}^2} \qquad (a_{22} > a_{11})$$

よって、

$$A_{11} = \frac{1}{2}\{(a_{11} + a_{22}) - \sqrt{(a_{22} - a_{11})^2 + 4a_{12}^2}\}$$

$$A_{22} = \frac{1}{2}\{(a_{11} + a_{22}) + \sqrt{(a_{22} - a_{11})^2 + 4a_{12}^2}\} \qquad (41)$$

なお、上式の{　}内√の項の符号はa_{22}とa_{11}の大小により変わる。

したがって、(39)式は次のように変換できる。

$$\lambda_1 (Z'+Z'_0)^2+\lambda_2 (Y'+Y'_0)^2+C=0$$

ここに、

$$\lambda_1 = A_{11} = \frac{1}{2}\{ a_{11}+a_{22}-\sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\}$$

$$\lambda_2 = A_{22} = \frac{1}{2}\{ a_{11}+a_{22}-\sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\}$$

$$Z'_0 = \frac{A_{13}}{A_{11}} = \frac{1}{\lambda_1}\{ a_{13}\cos\varphi - a_{23}\sin\varphi \}$$

$$Y'_0 = \frac{A_{23}}{A_{22}} = \frac{1}{\lambda_1}\{ a_{13}\sin\varphi + a_{23}\cos\varphi \}$$

$$C = a_{33}-\lambda_1 (Z'_0)^2-\lambda_2 (Y'_0)^2 = \frac{|A|}{|H|}$$

である。上式において、

$$\varphi = \frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{2a_{12}}{a_{22}-a_{11}}$$

$$|H| = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{12} & a_{22} \end{vmatrix}$$

$$|A| = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{vmatrix}$$

であり、λ_1およびλ_2は、　$|H-\lambda E|=0$　(E：単位行列) の解に他ならない。すなわち、

$(a_{11}-\lambda)(a_{22}-\lambda)-a_{12}^2=0$　より

$$\lambda = \frac{1}{2}\{ (a_{11}+a_{22}) \pm \sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\}$$

隅取長円が各面と接する位置(Y'_p、Z'_p)は、(42)式を微分して

$$2\lambda_1 (Z'+Z'_0)\frac{dZ'}{dY'}+2\lambda_2 (Y'+Y'_0)=0 \quad より$$

$Z'=Z'_p$、$Y'=Y'_p$ において $\dfrac{dZ'}{dY'}=k$ のとき、

$$Y'_p+Y'_0 = -\frac{\lambda_1}{\lambda_2}(Z'_p+Z'_0)k、あるいは\quad Z'_p+Z'_0 = -\frac{\lambda_2}{\lambda_1}\cdot\frac{Y'_p+Y'_0}{k}$$

と (42)式より、

$$Z'_p = -Z'_0 \pm \{ -C / (\lambda_1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2} k^2) \}^{1/2}$$

$$Y'_p = -Y'_0 \pm \{ -C / (\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1 k^2} + \lambda_2) \}^{1/2} \qquad (43)$$

なお、上あるいは下面に対しては　$k = \frac{dZ'}{dY'} = -\tan\varphi$

側面に対しては　$k = \frac{dZ'}{dY'} = \tan(90-\varphi) = \cot\varphi$

したがって、隅取長円の中心（Y'_0、Z'_0）ならびに接点（Y'_p、Z'_p）は、元の座標に対してそれぞれ次のように与えられる。

中心（Y_0、Z_0）

$$Y_0 = -Y'_0 \cos\varphi + Z'_0 \sin\varphi$$
$$Z_0 = -Y'_0 \sin\varphi - Z'_0 \cos\varphi \qquad (44)$$

接点（Y_p、Z_p）

$$Y_p = Y'_p \cos\varphi - Z'_p \sin\varphi$$
$$Z_p = Y'_p \sin\varphi + Z'_p \cos\varphi \qquad (45)$$

§ 2. 実験概要

実験は、方形フード付円形ベルマウス、直管部および漸縮部から構成される放水管を所定の模型寸法にし、その水理性状と機能について調査を行った。

〔1〕 実験内容

実験は、新たな放水管であるということから表－35に示す種々の放水管形状とした場合の水理的な基礎資料を収集し、川治ダム放水管の最終案の設計に適用した。

〔2〕 実験模型および水理諸量の測定方法

1. 実験模型

実験模型は、方形フード、円形ベルマウス2種、直管部、漸縮部5種およびゲート開度設定板6種からなる部分模型を無色透明の合成樹脂板の加工および熱加工にて成型製作したものである。

模型の大きさは、直管部の直径を20㎝、長さを130㎝とし、各部模型はそれに準ずる大きさとした。

漸縮部の形状は、表－34に示すように絞り度合が異なる5種の模型を製作した。

これら各部模型は、表－35に示す種々の放水管形状（例、図－90に示す）になるように組合せ、図－91に示す実験施設（幅1.5 m、高さ4 m、長さ6 mの鋼製水槽）に設置した。

円形ベルマウスは、前述した一般的な円形ベルマウスと短径（Y方向）のみが0.3 Dとなる円形ベルマウスの2種を製作した。

表－34(1) 放水管漸縮部の実験形状値

($\theta = \tan^{-1} 0.5$)

寸法、計算式	形状 A	B	C	D	E
R(半径)／D(直径)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
B_o(出口幅×1/2)／D	0.400	0.415	0.430	0.445	0.460
H_o(出口高×1/2)／B_o	1.1200	1.1194	1.1190	1.1186	1.1183
$\frac{\alpha}{D}=\frac{2RH_o\cos\theta}{DB_o}=a_1$	1.001758454	1.001221798	1.000864027	1.000506256	1.000237928
$\frac{\beta}{D}=\sqrt{(\frac{\alpha}{D})^2-1}=a_2$	0.0593295879	0.0494478412	0.0415788528	0.031824016	0.0218154303
$\frac{B_u}{D}=\frac{1}{2}(a_1-a_2)$	0.471214433	0.4758869785	0.479642587	0.48434112	0.489211249
$\frac{B_d}{D}=\frac{1}{2}(a_1+a_2)$	0.530544021	0.5253348195	0.52122144	0.516165136	0.511026679
$\frac{X_d-X_u}{B_o}=\frac{2H_o}{B_o}\sin\theta$	1.001758454	1.001221798	1.000864027	1.000506256	1.000237928
$K\cdot D=\frac{B_o(B_d-B_u)D}{2H_o\sin\theta\cdot R^2}$	0.236901771	0.1975499986	0.1661718343	0.1272316522	0.0872409629
$\frac{X_u}{D}=(1-\frac{B_o}{B_u})\frac{1}{K\cdot D}$	0.6379419024	0.647654773	0.6228439569	0.6384107791	0.6844366258
$\frac{X_d}{D}=(1-\frac{B_o}{B_d})\frac{1}{K\cdot D}$	1.038645284	1.063161817	1.053215491	1.083636063	1.144546073
$K_{ou}\cdot D=\frac{R^2+B_u^2+RK_1}{R^2+B_u^2-R}\cdot K\cdot D$	$K_1=0$ 0.8701464911	$K_1=0.26$ 0.8516652871	$K_1=0.58$ 0.8468456447	$K_1=1.10$ 0.8084045915	$K_1=2.01$ 0.7453099481
$K_{od}\cdot D=\frac{R^2+B_d^2+RK_1}{R^2+B_d^2-R}\cdot K\cdot D$	$K_1=0$ 0.7540988463	$K_1=0.26$ 0.7500944934	$K_1=0.58$ 0.7567897024	$K_1=1.10$ 0.7382838991	$K_1=2.01$ 0.698080162
$X=X_u$ r_u/R	0.4448970924	0.4484149118	0.4725473078	0.4839057949	0.4898825739
$X=X_d$ r_d/R	0.2167587896	0.2025281755	0.202937362	0.1999689422	0.2010150919
$\frac{dL_u}{dX}=\{\sqrt{R^2+B_u^2}(K_{ou}-K)-RK_{ou}\}$	0.0	0.0256814998	0.0481898319	0.0699774087	0.0876771677
$\frac{dL_d}{dX}=\{\sqrt{R^2+B_d^2}(K_{od}-K)-RK_{od}\}$	0.0	0.0256814998	0.0481898319	0.0699774087	0.0876771677

表－3.4(2)　放水管漸縮部の実験形状値

寸法、係数	形状　A	B	C	D	E
D（直径）	20.00 cm	20.00	20.00	20.00	20.00
B_0（出口幅×1/2）	8.00	8.30	8.60	8.90	9.20
H_0（出口高×1/2）	8.96	9.29102	9.6234	9.95554	10.28836
B_u	9.42428866	9.51773957	9.59285174	9.68682240	9.78422498
Bd	10.61088042	10.50669639	10.42442880	10.32330272	10.22053358
X_u	12.75883805	12.95309546	12.45687914	12.76821558	13.68873252
X_d	20.77290568	21.26323634	21.06430982	21.67272126	22.89092146
R	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
r_{uo}　$(X=X_u)$	4.44897092	4.48414912	4.72547308	4.83905795	4.89882574
r_{do}　$(X=X_d)$	2.16758790	2.02528176	2.02937362	1.99968942	2.01015092
K	0.011845089	0.009877500	0.008308592	0.006361583	0.004362048
$B_{ux}=B_u-k_1X$　$k_1=B_{uk}$	0.11163153	0.09401147	0.07970309	0.06162352	0.04267926
$B_{dx}=Bd-k_2X$　$k_2=B_{dk}$	0.12568682	0.10377989	0.08661232	0.06567254	0.04458246
$H_x=k-k_3X$　$k_3=R_k$	0.11845089	0.09877500	0.08308592	0.06361583	0.04362048
$r_u=k-k_4X$、$k_4=(k-r_{uo})/X_u$	0.43507325	0.42583264	0.42342282	0.40420230	0.37265497
$r_d=k-k_5X$、$k_5=(k-r_{do})/X_d$	0.37704942	0.37504725	0.37639485	0.36914195	0.34904008
$b_{u1x}=k_6X$、$k_6=k_4Bu/k-k_1$	0.29839406	0.31128495	0.32648014	0.32992007	0.32193475
$b_{d1x}=k_7X$、$k_7=k_5Bd/k-k_2$	0.27439581	0.29027087	0.30784270	0.31540387	0.31215513
$b_{u1x}+b_{d1x}=k_8X$、$k_8=k_6+k_7$	0.57278987	0.60155582	0.63432284	0.64532394	0.63408987
$b_{u2x}=Bu-k_9X$、　$k_9=k_4Bu/k$	0.41002559	0.40529642	0.40618323	0.39154359	0.36461401
$b_{d2x}=Bd-k_{10}X$、$k_{10}=k_5Bd/k$	0.40008263	0.39405076	0.39445502	0.38107641	0.35673759
$Lu=R+k_{11}X$、 $k_{11}=\sqrt{(k_4-k_3)^2+k_6^2}-k_4$	0.0	0.02568150	0.04818983	0.06997741	0.08767717
$L_D=R+k_{12}X$、 $k_{12}=\sqrt{(k_5-k_3)^2+k_7^2}-k_5$	(1/∞)	(1/38、938536)	(1/20、751266)	(1/14、290326)	(1/11、405477)
	0.0	0.02568150	0.04818983	0.06997741	0.08767717

表－35. 放水管の実験における各部模型の組合せ表

水平管

入口部形状			漸縮部形状
方形フードの有無と方向		ベルマウス形状	
無	－	Ⅰ	A
〃	－	〃	B
〃	－	〃	C
〃	－	〃	D
〃	－	〃	E
〃	－	Ⅱ	A
有	上	〃	〃
〃	左側	〃	〃
〃	右側	〃	〃
〃	下	〃	〃

傾斜管（1：2）

入口部形状			漸縮部形状
方形フードの有無と方向		ベルマウス形状	
無	－	Ⅱ	A
有	上	〃	B
〃	〃	〃	C
〃	〃	〃	D

※ 方形フードの方向は、フードの長さが長い方を方向で表わす。

注、 ベルマウス形状、漸縮部形状の記号は、図－90参照

2. 水理諸量の測定方法

実験における貯水位は、鋼製水槽とアクリル管(内径5cm)とをU字管にて連通させ、アクリル管に定着された目盛テープの目盛を読みとった。

圧力測定は、すでに各部模型に埋設された口径1mm、外径7mm、長さ4cmのアクリルピエゾ管をビニール管で目盛付ガラス管に連結し、その水柱高を読みとった。

流量は、下流にある検定水槽の鋭縁矩形堰より越流する越流水位を水面測定器にて測定し、越流水深から換算した。

§3. 実験とその結果の適用

実験は、表－35に示す放水管での貯水位、流量および管内の各面における圧力を測定した。

その結果、ゲート全開にした場合の貯水位(H、放水管出口中心標高を零とした場合の貯水位)、流量(Q)、貯水位と直管部直径との比(H/D)および次式にて表わされる管内のレイノルズ数(R_e)を代表的なものについて取り出してみると表－36に示すとおりである。

$$R_e = \frac{V D}{\nu}$$

ここに、Vは直管部の流速（$= 4Q/\pi D^2$)、Dは直管部の直径、νは動粘性係数($= 0.9 \times 10^{-6}$ m²/s)である。

表－36. 放水管の実験における水理諸量値

水平管

入口形状		出口形状	貯水位	流量	H/D	レイノルズ数
方形フードの有無	方向		H(m)	Q(ℓ/s)		$Re\times10^6$
無	－	A型	0.603	80.61	3.02	0.570
			0.899	99.01	4.50	0.700
			1.204	115.14	6.02	0.814
			1.507	128.43	7.54	0.908
			1.801	141.19	9.01	0.999
有	上	A型	0.596	79.14	2.98	0.560
			0.896	97.40	4.48	0.689
			1.200	112.71	6.00	0.797
			1.496	125.78	7.48	0.890
			1.806	138.88	9.03	0.982
有	左	A型	0.594	76.38	2.97	0.540
			0.904	95.20	4.52	0.673
			1.204	108.50	6.02	0.767
			1.503	121.33	7.52	0.858
			1.803	132.46	9.02	0.937
有	右	A型	0.596	76.87	2.98	0.544
			0.898	95.03	4.49	0.672
			1.196	110.98	5.98	0.785
			1.506	124.51	7.53	0.881
			1.795	136.54	8.98	0.966
有	下	A型	0.596	78.16	2.98	0.553
			0.903	96.27	4.52	0.681
			1.209	111.95	6.05	0.792
			1.503	125.57	7.52	0.888
			1.803	137.30	9.02	0.971

傾斜管

入口形状		出口形状	貯水位	流量	H/D	レイノルズ数
方形フードの有無	方向		H(m)	Q(ℓ/s)		$Re\times10^6$
無	－	A型	1.200	115.62	6.00	0.818
			1.498	128.87	7.49	0.911
			1.795	141.31	8.98	0.999
			1.999	149.73	10.00	1.059
			2.200	155.85	11.00	1.102
有	上	B型	1.198	118.77	5.99	0.840
			1.495	133.69	7.48	0.946
			1.795	146.76	8.98	1.038
			1.999	154.42	10.00	1.092
			2.198	162.83	10.99	1.152
有	上	C型	1.199	127.75	6.00	0.904
			1.500	142.79	7.50	1.011
			1.799	156.53	9.00	1.107
			1.997	164.67	9.99	1.165
			2.200	173.26	11.00	1.225
有	上	D型	1.200	132.64	6.00	0.938
			1.501	148.72	7.50	1.052
			1.801	163.32	9.00	0.942
			2.000	172.66	10.00	1.221
			2.097	177.18	10.49	1.253

尚、入口部形状の円形ベルマウスは、図－90に示すⅡ型を採用し、Ⅰ型の実験結果の水理諸量は方形フードを付けていないので省略する。

管内の流れは、レイノルズ数が $\log_{10} R_e = 5.7 \sim 6.0$ の値を示していることから乱流の状態で、相対粗度（ε/D、ε は境界面の粗さ）を $\varepsilon/D \fallingdotseq 0.0005$ と仮定すれば摩擦損失係数（λ）は $\lambda \fallingdotseq 0.017$（Rouseの R_e、ε/D、λ の関係から）となり、実験範囲での相似性が十分成立するものと考えられる。

以下は、実験結果から得られた種々の放水管の水理的資料を基に、放流量および管内圧力を求める以下の基礎式に代入し、その水理性状と水理機能を明確にしょうとするものである。

〔1〕 放流量

一般に放水管の放流量は、放水管末端の管軸と直交する断面を支配断面として求める方法と放水管主ゲート上流の一様断面を支配断面として求める方法があり、前者は大規模な放水管（断面積がほぼ 5 m² 以上）で洪水調節用の放水管に多く採用されており、後者は小規模な放水管（断面積がほぼ 5 m² 以下）で利水用の放水管に多く採用されている。

これは、ゲートの機種と放水管の形状にて区別されよう。

そこで、本放水管は、漸縮部の形状と末端付近の支配断面のとり方が複雑であることから後者の方で考えることにする。

その放流量の基礎式は、図－92に示す概略記号にて表わすと次のとおりである。

貯水面と放水管出口中心とのベルヌイー定理から

$$H = \left(f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o\right)\frac{V^2}{2g} + Z_{oo} \quad \text{で表わされ、}$$

$$V = \sqrt{\frac{2g(H - Z_{oo})}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}}$$

$$Q = AV = A\sqrt{\frac{2g(H - Z_{oo})}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}}$$

で求めることができる。

一方、利水用放水管として考えられる方式を採用すると、

$Q = CA\sqrt{2gh_o}$ で表わされる。

ここに、上式の諸記号は次のとおりである。

H ：基準面からの貯水面の標高

f_e ：入口部の損失係数

f ：直管部の摩擦損失係数

ℓ ：直管部の長さ

D ：直管部の直径

f_o ：出口部の損失係数

V ：直管部の平均流速

g ：重力の加速度

Z_{oo}：基準面からの出口中心の標高

A　：直管部の断面積

Q　：放流量

C　：流量係数

h_o：主ゲート上流の基準断面（一様断面における基準点の断面）における有効水頭

両式の関係は、$f_o = 1/C^2$ となる。

そこで、主ゲート全開および半開の放流量は、次式で表わされる主ゲートの全開および半開におけるゲート開度率（G%）と流量係数（C）との関係を実験値から求めれば良い。

$$C = C_{100} \times \alpha G (1 + \beta G^2 + \gamma G^4)$$

ここに、

C_{100}：ゲート全開における流量係数

α、β、γ：定数

である。

なお、基準断面は、漸縮部始端から直管部の直径（D）だけ上流（管軸方向で）にいった位置とした。

また、これら諸係数は〔3〕の項で明らかにする。

〔2〕 管内の圧力

放水管のベルマウス部および漸縮部は、形状が若干複雑で水理的にも圧力変化の大きい部分であることから、それぞれに基準点を設けその点との圧力分布で管内の圧力を求めるものである。

尚、以下に示す入口部とはベルマウス部とその直下流の直管部を含み、出口部とは漸縮部とその直上流の直管部を含んだものである。

1）入口部基準点のピエゾ水頭（h_e）と入口部の圧力（P）

入口部基準点、放水管出口中心および貯水面とのベルヌイーの定理から、

$$H = h_e + (f_e + 1)\frac{V^2}{2g} = (f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o)\frac{V^2}{2g} + Z_{oo}$$ で表わされ、

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{H - Z_{oo}}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}$$ より、

$$h_e = (H - Z_{oo})\left\{1 - \frac{f_e + 1}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}\right\} + Z_{oo}$$

$$\frac{P_e}{W} = h_e - Z_e$$

$$h = h_e + C_R\frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{P}{W} = h - Z$$

にて求めることができる。

2) 出口部基準点のピエゾ水頭（h_o）と出口部の圧力（P）

出口部基準点、放水管出口中心および貯水面とのベルヌイーの定理から、

$$H=h_o+(f_e+f\frac{\ell}{D}+1)\frac{V^2}{2g}=(f_e+f\frac{\ell}{D}+f_o)\frac{V^2}{2g}+Z_{oo}$$ で表わされ、

$$\frac{V^2}{2g}=\frac{H-Z_{oo}}{f_e+f\frac{\ell}{D}+f_o}$$ より、

$$h_o=(H-Z_{oo})\{1-\frac{f_e+f\frac{\ell}{D}+1}{f_e+f\frac{\ell}{D}+f_o}\}+Z_{oo}$$

$$\frac{P_o}{W}=h_o-Z_o$$

$$h=h_o-Cd\frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{P}{W}=h-Z$$

にて求めることができる。

3) 直管部のピエゾ水頭（h_s）と圧力（P）

直管部は、壁面の摩擦損失係数（λ）がレイノルズ数（R_e）との関係において一定とすることができることから、

$$h_s=h_e-\lambda\frac{X}{D}\cdot\frac{V^2}{2g}$$ で表わされ

$$\frac{P}{W}=h_s-Z$$

にて求めることができる。

なお、h_sは後述の図－93に示すように直管部始端付近まで入口部の局所的な圧力降下の影響を受けているので、その影響を受けない範囲で適用される。影響を受けている範囲は入口部の圧力分布係数から求める。また、直管部の下流端付近も漸縮部の影響を受けるので、同様に出口部の圧力分布係数にて求める。

これら、上式で前述した諸記号以外の記号は、次のとおりである。

Z_e ：入口部基準点（ベルマウス終端断面の中心点）の標高

C_R ：入口部基準点に対する任意点の圧力分布係数

Z ：任意点の標高

Z_o ：出口部基準点（漸縮部始端断面から1D上流（管軸方向で）の断面中心点）の標高

C_d ：出口部基準点に対する任意点の圧力分布係数

W ：水の単位重量

X ：直管部基準点から任意点までの管軸方向の距離

なお、これら上式の諸係数は〔3〕の項で明らかにする。

〔3〕 諸係数と水理性状

〔2〕項で求められる放流量および管内圧力における諸係数とその水理性状を代表的な実験資料をとりだして検討を行った。

1) 入口損失係数（f_e）

水理設計上の入口損失係数は、ベルマウス末端までの損失で定義されているが、図－93に示すようにベルマウスの局所的な圧力降下はベルマウス末端より更に下流まで及んでいる。

したがって、この末端位置の圧力水頭を用いてf_eを定義しても全体の水理性状として表わすことができない。

そこで、一様な直管部の摩擦損失のみが有効に作用している区間の実験資料から、ベルマウス末端断面の中心におけるピエゾ水頭（h_e）を推定し、次式にて入口損失係数（f_e）を求めてみた。

$$f_e = \frac{H - h_e}{\frac{V^2}{2g}} - 1$$

その結果、図－94に示すように方形フードを付けたベルマウスは入口損失を著るしく大きくしている。

また、レイノルズ数あるいはH/Dによってある一定の変化がみられるが、これを究明するだけの実験資料が不足しているので、ここではその平均値として調べると、方形フードを付けない円形ベルマウスは$f_e \fallingdotseq 0.05$、方形フード付円形ベルマウスは$f_e \fallingdotseq 0.101$程度が一応の目安となるものと思われる。

2) 入口部の圧力分布係数（C_R）

入口部の基準点（ベルマウス末端断面の中心）におけるピエゾ水頭（h_e）を1)に記述したように実験資料から推定し、入口部各点におけるピエゾ水頭（h）の実験資料を次式に代入すれば、入口部各点の圧力分布係数が求まる。

$$C_R = \frac{h - h_e}{\frac{V^2}{2g}}$$

その結果、傾斜した放水管の方形フード付円形ベルマウスの圧力分布係数は、表－37に示す値が得られた。

なお、表中の測点番号（No）は、図－90に示す測点位置を表わす。

B'、C'、D'は傾斜（1：2）した放水管で漸縮部の形状がそれぞれB、C、D型である。

表－37　傾斜(1：2)した放水管の入口部の圧力分布係数 $\{C_R=(h-\overline{h}_{X=0.5D})/\frac{V^2}{2g}\}$

測線	No.	X/D	Y/D	測点位置 $-Z/D$	B' ×10⁻³					C' ×10⁻³					D' ×10⁻³					C_R
					1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
上面中央	5′	−0.300	0.650	−0.939	654	682	687	688	661	700	705	703	693	680	737	715	701	681	698	0.692
	4′	−0.250	0.650	−0.916	613	682	674	684	658	684	683	688	673	670	712	706	688	676	688	0.679
	3′	−0.200	0.650	−0.894	530	741	719	680	657	674	695	692	682	648	762	687	700	635	688	0.679
	2′	−0.150	0.650	−0.872	592	671	647	660	836	698	686	684	677	637	765	688	685	621	688	0.682
	1′	−0.100	0.650	−0.849																
	0	0	0.650	−0.805	928	915	920	939	935	947	941	921	935	821	953	965	961	942	885	0.927
	1	0.100	0.560	−0.680	434	460	476	457	475	479	472	471	479	479	502	489	482	486	479	0.475
	2	0.200	0.530	−0.608	170	184	154	148	147	177	169	171	159	163	186	162	170	147	154	0.164
	3	0.300	0.513	−0.548	30	27	18	19	12	32	15	32	11	17	46	18	10	12	12	0.020
	4	0.400	0.503	−0.495	− 3	− 16	− 18	− 18	− 19	1	− 11	− 13	− 18	− 11	− 8	− 4	− 12	− 13	− 9	−0.011
	5	0.500	0.500	−0.447	38	36	45	39	49	50	46	46	39	46	44	46	50	45	46	0.044
	6	0.700	0.500	−0.358	23	23	28	24	30	25	24	28	21	28	31	30	28	24	28	0.026
	7	0.900	0.500	−0.268	45	39	48	47	45	47	49	49	49	47	46	48	47	48	49	0.047
中心	0	0		−0.224	927	939	944	944	952	974	963	956	969	927	989	983	976	969	927	0.956
	1	0.100		−0.179	265	257	278	263	279	270	272	282	275	281	291	286	284	277	297	0.277
	2	0.200		−0.134	128	128	115	125	137	111	102	82	80	72	140	119	106	94	109	0.110
	3	0.300		−0.089	− 17	− 15	− 14	− 20	− 20	2	1	2	− 3	5	4	6	− 3	2	0	−0.003
	4	0.400		−0.045	− 62	− 64	− 64	− 63	− 56	− 55	− 56	− 57	− 63	− 63						−0.060
	5	0.500		0	− 6	− 21	− 15	− 18	− 2	2	− 14	− 14	− 18	− 15	− 18	− 16	− 11	− 11	− 14	−0.013
	6	0.700		0.089	− 7	− 11	− 5	− 6	− 1	− 4	− 6	− 4	− 10	− 5	− 7	− 3	− 6	− 6	− 3	−0.006
	7	0.900		0.179	5	4	9	14	11	11	13	13	10	14	8	16	12	10	13	0.011
下面中央	0	0	−0.650	0.357	1018	1044	1033	1063	1037	1042	1025	1047	1055	1047	1069	1085	1054	1056	996	1.045
	1	0.100	−0.560	0.322	71	62	81	80	70	64	77	77	80	86	74	67	83	76	88	0.076
	2	0.200	−0.530	0.340						40	− 25	− 66	− 90	−106	141	80	43	25	17	0.006
	3	0.300	−0.513	0.370	− 65	− 65	− 63	− 80	− 69	− 66	− 64	− 66	− 63	− 57	− 74	− 47	− 69	− 62	− 65	−0.065
	4	0.400	−0.503	0.405	−141	−130	−135	−130	−127	−132	−129	−125	−133	−139						−0.132
	5	0.500	−0.500	0.447	−100	−103	− 99	− 92	− 90	− 96	−102	− 98	−102	− 98	−104	−103	− 99	− 98	− 99	−0.099
	6	0.700	−0.500	0.536	− 34	− 44	− 38	− 38	− 34	− 27	− 36	− 34	− 38	− 35	− 42	− 31	− 36	− 38	− 33	−0.036
	7	0.900	−0.500	0.626	− 37	− 40	− 33	− 32	− 32	− 34	− 32	− 34	− 35	− 30	− 38	− 30	− 33	− 35	− 33	−0.034

1～5の数字は、実験貯水位を番号で表わしたもので、1は6D、2は7.5D、3は9D、4は10D、5は11D程度である。

圧力分布係数は、漸縮部の形状および貯水位に対して種々異なった値を示しており、定量かつ定性的な傾向がみられず、値の変動と大きさから考えてこれら圧力分布係数を平均した値を採用しても問題にならない。

一方、入口部各点の圧力を貯水面に対する圧力降下係数(C_D)にて表わすと次式のようになる。

$$C_D = \frac{H-h}{\frac{V^2}{2g}}$$

ここに、hは入口部の任意点におけるピエゾ水頭、Vはベルマウス末端の平均流速である。

その結果、方形フードを付けない場合と付けた場合の円形ベルマウス内の圧力分布の様相は大略的には変わらないが、詳細に比較してみると方形フードを付けた場合の方が若干圧力降下が大きくなっている。しかし、ここではほとんど差がないと見ても良いであろう。

なお、水平管において方形フードを左右においた場合では、本来同じ圧力降下係数が得られるはずであるが、流れがらせん流となっており、圧力状態が非常に不安定であることを注意されたい。

圧力降下係数と圧力分布係数との関係は、次式で表わされる。

$$C_D = 1 + f_e - C_R$$

その圧力降下係数を方形フードを付けない場合と付けた場合を比較すると、図－95に示すとおりで、上述の圧力分布の様相が大略的に変らないことを示している。

3) 摩擦損失係数(f)

放水管の材質が異なる原型と模型とでは、相当粗度(ε/D)が異なるために直接比較することができないので、原型の摩擦損失係数を考える。

円管における摩擦損失係数は、一般に次式で求められる。

$$f = \frac{12.7\,g\,n^2}{D^{1/3}} = \frac{124.46\,n^2}{D^{1/3}}$$

ここに、nは円管の粗度係数で新管を$n=0.011$、旧管を$n=0.014$とする。

その結果、摩擦損失係数は次式で表わされる。

$f = 0.012446/D^{1/3}$ ……新管

$f = 0.024394/D^{1/3}$ ……旧管

4) 出口損失係数(f_o)と流量係数(C)

出口損失係数および流量係数は、漸縮部始端から1D上流(管軸方向)の断面から出口断面までの係数で表わしたもので、主ゲート開きも含めて考えた。

出口損失係数と流量係数とは、〔1〕で述べたように$f_o = 1/C^2$で関係している。

そこで、種々の漸縮部における流量係数を求める必要があるが、管内圧力を原型換算して検証した

結果から漸縮部形状B型が最良と考えられたので、B型についてのみ検討を行った。

流量係数は、表－38に示すように水平管（B）および傾斜管（B'）から次式にて求めた。

$$C=\frac{V}{\sqrt{2g\left(\frac{V^2}{2g}+h_o\right)}}$$

この式は、出口部基準点の全水頭に対して出口断面中心までの損失を流量係数で表わしたものである。

その結果、貯水位の変化に対して流量係数は微小変化しているが、ほぼ同値として考えると、主ゲート全開において、水平管では$C=0.828$、傾斜管では$C=0.843$が得られた。

この流量係数の差は、主ゲート半開においても同比で関係するものとして考え、傾斜管（1：2）の主ゲート全開および半開の流量係数から主ゲート開度と流量係数の関係を最小自乗法にて求めると、次式が得られた。

$$C=C_{100}\times 0.758G\left(1+0.061G^2+0.258G^4\right)$$

ここに、C_{100}は傾斜管の主ゲート全開における流量係数（$=0.843$）、Gは主ゲート開度で出口断面高に対するゲート開き高の比で表わす。

その実験値と計算値との比較を表－38に示す。

なお、〔1〕の2）におけるα、β、γの定数は、次のようになる。

$\alpha=0.638994$

$\beta=0.061$

$\gamma=0.258$

5）出口部の圧力分布係数（C_d）

入口部の圧力分布係数の算定と同様に、出口部の基準点（漸縮部の始端から1D上流の直管部断面中心）におけるピエゾ水頭（h_o）を直管部の実験資料から推定し、出口部各点のピエゾ水頭の実験資料を次式に代入すれば、入口部各点の圧力分布係数が求まる。

$$C_d=\frac{h_o-h}{\frac{V^2}{2g}}$$

その結果、傾斜した放水管の漸縮部B型の圧力分布係数は表－39に示すとおりである。

なお、表中の諸記号は入口部の圧力分布係数の場合と同じである。

表－38　出口部（B型）の流量係数

実験ケース	(1) ゲート開度 %	(2) Q ℓ/s	(3) A $\times10^{-2}m^2$	(4) V m/s	(5) $\frac{V^2}{2g}$ m	(6) $h_{x'=2D}$ m	(7) C	(8) $\bar{C}$	(9) C	備考
$B'-1$	100	118.77	3.1416	3.781	0.729	0.313	0.836			
2		133.69		4.256	0.924	0.377	0.843			
3		146.76		4.672	1.113	0.451	0.844			傾斜管
4		154.42		4.915	1.233	0.492	0.845			
5		162.83		5.183	1.371	0.541	0.847	0.843	0.843	
$B-1$	100	121.10		3.857	0.759	0.350	0.827			
2		135.57		4.318	0.951	0.436	0.828			
3		149.11		4.749	1.151	0.520	0.830	0.828	0.843	
$B-4$	83.86	91.24		2.906	0.431	0.719	0.612			
5		102.61		3.268	0.545	0.895	0.615			
6		111.59		3.554	0.644	1.072	0.613	0.613	0.624	
$B-7$	67.71	69.20		2.204	0.248	0.926	0.459			
8		76.79		2.446	0.305	1.149	0.458			
9		84.57		2.693	0.370	1.382	0.460	0.459	0.467	水平管
$B-10$	51.57	51.61		1.644	0.138	1.046	0.341			
11		57.52		1.832	0.171	1.317	0.339			
12		61.34		1.954	0.195	1.572	0.332	0.337	0.343	
$B-13$	35.42	34.04		1.084	0.060	1.133	0.224			
14		38.10		1.213	0.075	1.413	0.225			
15		41.78		1.331	0.090	1.697	0.225	0.225	0.229	
$B-16$	19.28	18.60		0.592	0.018	1.186	0.122			
17		20.62		0.657	0.022	1.473	0.121			
18		22.65		0.721	0.027	1.778	0.121	0.121	0.123	
$B-19$	3.13	3.16		0.101	0.001	1.201	0.021			
20		3.53		0.112	0.001	1.503	0.021			
21		3.78		0.120	0.001	1.795	0.020	0.021	0.021	

$(7)=(4)/\sqrt{2g\{(5)+(6)\}}$、　$(9)=(8)\times 0.843/0.828$

ゲート開度%		100	83.86	67.71	51.57	35.42	19.28	3.13
C	実験値	0.843	0.624	0.467	0.343	0.229	0.123	0.021
	計算値*	0.843	0.627	0.468	0.341	0.229	0.124	0.020

*

$$C=C_{100}\times 0.758\,G\,(1+0.061\,G^2+0.258\,G^4)$$

$G=$ゲート開度%／100、　$C_{100}=0.843$

表－３９　傾斜（１：２）した放水管の出口部（B型）の圧力分布係数

$\{ Cd=(\overline{h}_{X'=2D}-h)/\frac{V^2}{2g} \}$

測線	No	X'/D	Y/D	測点位置 $-Z/D$	B' ×10⁻³ 1	2	3	4	5	C_d
上面中央	22	1.037	0.490	0.026	−57	−68	−57	−71	−58	−0.062
	23	1.137	0.480	0.079			0		− 3	−0.002
	24	1.237	0.470	0.133	52	42	52	47	48	0.048
	25	1.337	0.460	0.187	105	100	104	98	101	0.102
	26	1.437	0.451	0.240					123	0.123
上部隅角	22	1.037	0.364	0.138	25	49	66	67	−10	0.039
	23	1.137	0.366	0.181	18	16	17	11	10	0.014
	24	1.237	0.368	0.223	53	51	53	49	48	0.051
	25	1.337	0.370	0.267	96	92	97	92	104	0.096
	26	1.437	0.371	0.311	173	178	181	180	181	0.179
側面中央	*Ref. Pt*	0		0						
	22	1.037		0.464	−58	−60	−56	−58	−61	−0.059
	23	1.137		0.508	−32	−25	−22	−19	1	−0.019
	24	1.237		0.553	−18	9	31	39	50	0.022
	25	1.337		0.598	58	67	77	74	77	0.071
	26	1.437		0.643	95	96	105	101	126	0.105
	27	1.537		0.687	174	158	175	170	166	0.169
	28	1.584		0.708	208	206	205	198	201	0.204
	29	1.637		0.732	241	245	247	241	230	0.241
下部隅角	22	1.037	−0.346	0.773	5	− 4	3	− 5	− 3	−0.001
	23	1.137	−0.348	0.819	22	14	21	13	15	0.017
	24	1.237	−0.350	0.866	74	25	45	41	45	0.046
	25	1.337	−0.352	0.913	64	53	59	54	54	0.057
	26	1.437	−0.354	0.960	114	100	83	99	99	0.099
	27	1.537	−0.355	1.005	155	139	150	140	138	0.144
	28	1.584	−0.356	1.026	178	157	165	158	157	0.163
	29	1.637	−0.357	1.051	203	184	155	184	185	0.182
	30	1.737	−0.359	1.098	267	241	248	241	238	0.247
	31	1.837	−0.361	1.145	340	307	310	299	296	0.310
下面中央	22	1.037	−0.490	0.902						
	23	1.137	−0.480	0.937	− 5	−24	−15	−23	−21	−0.018
	24	1.237	−0.470	0.973	27	5	16	7	9	0.013
	25	1.337	−0.460	1.009	59	42	50	41	43	0.047
	26	1.437	−0.451	1.046	118	102	104	97	96	0.103
	27	1.537	−0.441	1.081	162	141	146	138	136	0.145
	28	1.584	−0.436	1.098	192	171	173	165	163	0.173
	29	1.637	−0.431	1.117	210	186	191	183	181	0.190
	30	1.737	−0.421	1.154	276	253	252	244	243	0.254
	31	1.837	−0.411	1.190	337	303	310	299	298	0.309
	32	1.937	−0.401	1.225	429	392	392	379	375	0.393

第4節　越流部抽出模型実験

第1節において水理設計された越流部は、アーチ堤体に対して上流側にかなりオーバーハングしており、放流能力の低下（第2節の実験結果では不足している）および構造設計と施工に対して困難なものとなっている。また、越流部橋脚の貯水池側の突出し長さが径間の左右端で等しい径間と等しくない径間とがある。

このことから、クレスト上流側の越流面のオーバーハング量を変えた（3種）場合と橋脚の突出し長さを変えた（2種）場合の水理性状と水理機能について調査し検討行った。

更に、クレストゲートをローラーゲートとした場合の実験資料も合わせて収集した。

§1. 実験概要

〔1〕実験内容

実験は、下記の実験内容について実施した。

1. 越流面の形状に関する実験
   - 放流能力の検討
   - 越流面の圧力の検討
2. 橋脚に関する実験
   - 放流能力の検討
   - 越流水面形と堤頂構造物の位置関係の検討
3. 越流面の形状に関する実験（ローラーゲートの場合）
   - 放流量に関する実験資料の収集
   - 越流面の圧力に関する実験資料の収集

〔2〕実験模型、相似律および水理諸量の測定方法

1. 実験模型

実験模型は、1径間を原型の1／30に縮尺した抽出模型を考えた。

越流部の模型は、図－96に示すようにクレスト上流側の越流面形状3種、クレスト下流側1種で、幅40cm（原型で12m）としたものを合成樹脂板を熱加工して製作した。

これら模型は、図－97に示す実験施設の幅40cm、高さ1m、長さ4mの合成樹脂板を加工して製作された水路の末端付近に設置した。橋脚は、図－101に示すように右岸側にラワン合板にて製作設置した。また、ローラーゲートは、クレスト軸から3cm上流の位置に合成樹脂板を加工したものを設置した。

なお、これら越流面には、図－98に示すように圧力測定のためのピエゾ管を埋設した。

2. 相似律

原型と模型との幾何学的な相似律は1／30とし、水理諸量はフルードの相似則に従うと表－40に

示すとおりである。

表－40. 越流部抽出実験の水理諸量の原型と模型との換算係数

水理諸量	次元	縮率	換算係数（原型から模型）
水位、水深	L	$1/n$	1／30.0
時間	LT^{-1}	$1/\sqrt{n}$	1／5.477226
流量	L^5T^{-1}	$1/\sqrt{n^5}$	1／4929.5030
圧力（水柱）	L	$1/n$	1／30.0
流速	LT^{-1}	$1/\sqrt{n}$	1／5.477226

3. 水理諸量の測定方法

水位および水面形の測定は、実験水路上から1／10㎜読みの水位測定にて測定した。

圧力の測定は、すでに模型に埋設された1㎜の開孔部を有する内径4㎜のアクリル製ピエゾ管からビニール管で、目盛付ガラス管に連結し、その水柱高を読みとった。

流量は、図－97に示すように模型の下流にある検定水槽の鋭縁四角堰より越流する越流水深を水位測定器にて測定し、越流水深から求めた。

§2. 越流面の形状に関する実験

実験は、図－96に示すようにクレスト上流越流面の水平部分の長さを変えた3種の形状で、クレスト下流越流面は第1節で水理設計された形状で、それらを組み合せて行った。

〔1〕 放流能力の検討

実験は、越流水深をほぼ2mピッチとなるような貯水位において、ゲート全開および半開時の放流量測定を行なった。

その実験結果を川治ダムの径間幅10mに換算すると、図－99、表－41に示すとおりである。

その結果、ゲート全開および半開においてもクレスト上流越流面の水平部分の長さが小さいほど放流量は大きくなっており、特にゲート半開において顕著に表われている。

このことは、ゲート全開においては流量の支配断面がクレスト頂またはクレスト頂下流に生じるために、越流面の水平部分の長さには大きく影響されないが、ゲート半開においてはゲートの直下流が支配断面となるために、越流面の水平部分の長さに大きく影響している。

これは、流線の方向、流線の急激な曲がりによる損失および越流面による摩擦損失などに起因するものと思われる。

この実験資料から、ゲート全開においては越流部の最高水位 WL 617.0 m での放流量を6門に換算すると、A、B型ではほぼ4500㎥／s、C型ではほぼ4800㎥／sが得られた。

しかし、この値は二次元的な放流量であるために、実際の三次元的な流れの場合には減じる必要があ

表－41. 越流部抽出実験の越流面形状による貯水位～ゲート開度～放流量の数値

型	開度／条件	全開		6.0 m		4.5 m		3.0 m		1.5 m	
		越流水深	流量	越流水深	流量	越流水深	流量	越流水深	流量	越流水深	流量
A		10.92	752.06	10.79	468.90	11.10	377.17	11.09	261.15	11.07	144.11
		9.83	623.16	10.02	446.09	9.99	347.70	10.05	248.45	10.09	137.98
		7.93	428.58	8.03	369.34	7.97	297.86	8.09	216.33	8.12	124.22
		5.78	252.85	6.18	281.16	6.09	236.24	6.08	175.10	6.07	101.00
		4.00	138.48					4.04	125.97	4.15	79.41
		2.02	47.50							1.98	48.30
B		10.95	750.09	10.94	488.99	11.13	396.00	11.06	269.55	11.15	147.80
		10.12	667.05	10.17	461.14	10.08	367.77	9.96	256.44	10.26	140.92
		8.01	428.10	8.07	379.69	8.93	339.46	8.16	222.64	8.18	124.22
		6.01	273.21	6.06	276.89	8.03	311.63	6.17	183.71	6.02	104.08
		4.01	140.47			6.08	245.72	4.16	131.93	4.10	78.10
		1.97	46.40							2.07	47.19
C		11.03	802.25	10.92	525.80	11.28	420.40	10.97	305.75	10.95	155.95
		9.88	656.98	9.25	463.15	9.73	382.21	9.90	282.60	9.84	150.11
		8.01	455.10	8.22	410.34	7.39	305.75	8.19	246.27	8.19	138.65
		6.03	284.01	6.88	344.34	5.73	238.94	6.09	196.25	6.00	112.00
		3.99	140.92					4.15	139.79	4.07	85.14
		2.09	51.21							2.13	50.40

り、次式で表わされる流量係数（C_e）を（この実験結果では、A、B型で$C_e \fallingdotseq 2.06$、C型で$C_e \fallingdotseq 2.19$となる。）

第2節での実験結果（$C_e \fallingdotseq 1.79$）と比較すると、少なくとも13%程度割引いて考えなければならないようである。

$$C_e = \frac{Q}{n \cdot B \cdot H^{3/2}}$$

ここに、nは越流部の門数（＝6門）、Bは1門の径間幅（＝10 m）、Hは越流水深（＝617.0－606.0＝11.0 m）である。

その結果、C型で（$C_e \fallingdotseq 1.90$）放流量は$Q \fallingdotseq 4160$ m³／sとなった。このため、後述の§4で橋脚の影響を考慮し、更に検討を行うこととする。

ゲート半開においては、二次元的な流れの様相をするため、この実験値を適用することができる。

そこで、3種の越流部におけるゲート半開の放流量をそれぞれの実験資料から最小自乗法にて求めると、次のとおりである。

$$Q = C B \{ H^{3/2} - (H-a)^{3/2} \}$$

A型　$C = 1.9068 - 0.0055819\,a^2 + 0.00013086\,a^4$

B型　$C = 1.9291 + 0.0011969\,a^2 - 0.000048990\,a^4$

C型　$C = 2.1783 - 0.012184\,a^2 + 0.00023779\,a^4$

ここに、Qは1門当りの流量、Cは流量係数、Bは径間幅、Hは貯水面とクレスト敷高との標高差、aはゲート下端とクレスト敷高との標高差である。

なお、これら最小自乗法にて求められた値と実験値との流量差はほぼ±1.5%である。

〔2〕越流面の圧力の検討

実験は、越流水深がほぼ4.0、8.0 mおよび11.0 mとなるような貯水位において、ゲート全開および半開（ほぼ1.5 m間隔のゲート開き）の越流面の圧力測定を行った。

その実験結果のピエゾ水頭を原型換算すると、図－100に示すとおりである。また、流況を写真－42に示す。

なお、川治ダムのクレスト敷高は本来EL 606 mであるが、実験資料の整理を簡単にするためにEL 5.0 mとして置換えてある。またゲート開度はクレスト頂とゲート下端との標高差で定義する。

この結果、ゲート全開においては、A、B、C型の越流面形状においてもピエゾ水頭は位置水頭より下がることはなく、すべて正圧となっているので問題はない。

ゲート半開時には水深4 m（貯水位WL 610.0 m）近傍でゲート開度が1.5 m以下で、水深8 m（貯水位WL 614.0 m）近傍ではゲート開度が4.5 m以下で、水深11 m（貯水位WL 617.0 m）近傍ではゲート開度が6.5 m以下でA、B、C型ともにクレスト下流越流面に負圧を生じている。

越流面に作用する圧力のA、B、C型による差異は、ゲート全開、半開にかかわらず顕著には表われていないが、C型になるほど圧力は全体的に多少低下している。

負圧の値は、水深1.1 m近傍で最低－0.7 m水柱程度で、許容圧力の－3.0 m水柱に対しては満足される。

なお、これらピエゾ水頭または圧力は、径間の中央と両側とでは多少異なっているがこれは、実験水路の側壁の影響が表われたものである。

上記のことから、二次元とした場合の越流面の圧力は、A、B、C型ともに問題はなく実施可能である。

実際に三次元とした場合には、ゲート全開時の流れは三次元流であるが、ゲート半開時には二次元流としての様相を示している。ゲート全開に対しては図－100に示したようにすべて高い圧力（越流水深のほぼ2割に相当する圧力水頭）を示しており、三次元流による圧力低下を見込んでも負圧を生じるとは考えられない。

一方、ゲート半開で例えオリフィス流と自由越流の遷移領域（これまで既設ダムの水理実験結果では、$1.4 < H/a < 1.7$とされている。Hは越流水深、aはゲート開き）を三次元として考えても、実験結果の負圧発生はほぼ$H/a \geqq 1.7$となり圧力は零（大気圧）または正圧で三次元による圧力低下を見込んでもオリフィス流の圧力よりも低下するとは考えられない。

オリフィス流（$H/a > 1.7$）では、ほぼ二次元の流れとして考えることができるので、この実験結果と同じ圧力として考えられる。

以上のことから、越流面の形状はC型でも十分適用できるものと考えられる。

§5. 橋脚に関する実験

実験は、図－101に示すように橋脚の先端位置をクレスト上流越流面（C型とした）の上流端から2.0 m、4.0 m突出し、その先端形状を扁平型（角部に1.5 mの半径にて1/4円を入れる）とした場合について行った。

なお、実験は実験水路（原型にして12 m）の関係から径間幅5 mとし、橋脚（幅7 m）を右岸側に設けた。

〔1〕 放流能力の検討

実験は、2種の橋脚（突出し長さ4.0 mをP－I型、2.0 mをP－II型とする）についてゲート全開にした場合の貯水位に対する流量測定を行った。

その実験結果を図－102、表－42に示す。

表－42. 越流部抽出実験の橋脚先端位置による貯水位と放流量の数値

※放流量は越流幅5 mに対するもの

橋脚	貯水位 (WL)	越流深 (m)	放流量 (m³/s)
P－I型	607.99	1.99	22.77
	609.00	3.00	44.32
	610.07	4.07	73.99
	611.50	5.50	119.00
	613.03	7.03	176.82
	614.48	8.48	237.31
	616.02	10.02	308.04
	617.01	11.01	357.09
P－II型	607.95	1.95	21.74
	609.02	3.02	44.66
	610.12	4.12	71.53
	611.54	5.54	118.06
	613.01	7.01	171.00
	614.47	8.47	231.88
	615.99	9.99	300.80
	617.03	11.03	354.28

橋脚2種においては、放流量の差が小さいことから貯水位WL 617.0 m付近で考えると、$P-$Ⅰ型が3 m³／s程度多く流れているが、中間貯水位での放流量から推定すると6～7 m³／sは多く流れているようである。

そこで、越流部6門の放流量は、$P-$Ⅰ型と$P-$Ⅱ型からなる4径間（以下、中央径間とする）と$P-$Ⅱ型からなる2径間（以下、両端径間とする）の放流量をそれぞれ求めなければならない。

この実験結果は、三次元的な流れであるが橋脚先端付近が死水域となっており、実際の流れと異なりかつ橋脚幅7 mが5.8 m（第1節において水理設計された幅）であるということと径間の中心線に実験水路の壁面があるということも含めると、放流量は小さく表われていると考えられる。

このことから、橋脚による影響を次式にて表わされる収縮係数（K）にて考える。

$$Q=C_0\,(B-KNH)^{3/2}$$

ここに、C_0は二次元の場合の流量係数、Bは径間幅（実験の径間幅0.5 Bとする）、Nは収縮の数（実験では$N=1$となる）、Hは越流水深である。

そこで、§3における越流面形状C型の流量係数（C_0）を越流水深（H）との関係と、この実験資料から収縮係数を求めると図－103に示すとおりである。

なお、二次元におけるゲート全開の流量係数は、実験資料を最小自乗法にて求めると次のとおりである。

$$Q=C_0\,B\,H^{3/2}$$

$$C_0=1.7048+0.0056338\,H^2-0.000013779\,H^4$$

この放流量と実験の放流量の差は±1.5％である。

収縮係数（K）は、越流水深に関係しており、橋脚$P-$Ⅰ型と$P-$Ⅱ型とでは$P-$Ⅱ型が全体的に大きくなっている。

このことから、$P-$Ⅰ型の収縮係数をK_1、$P-$Ⅱ型の収縮係数をK_2とし、中央径間および両端径間の1門における放流量は次式で表わされる。

中央径間　$Q_c=C\,(B-K_1H-K_2H)\,H^{3/2}$

両端径間　$Q_s=C\,(B-2\,K_2H)\,H^{3/2}$

さらに、上式を一般式に表わすために、C_0、K_1およびK_2を代入し、最小自乗法にて求めると次のとおりである。

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

中央径間　$C_c=1.7058+0.0039425\,H^2-0.0000016678\,H^4$

両端径間　$C_s=1.6930+0.0036335\,H^2-0.0000013922\,H^4$

以上のことから、越流部6門の放流量は、

$$Q_\Sigma=2\,B\,(2\,C_c+C_s)\,H^{3/2}$$

で表わされ、貯水位WL 617.0 mでの放流量は$Q_\Sigma\fallingdotseq 4.236$ m³／sとなった。

〔2〕 越流水面形と堤頂構造物の位置関係の検討

実験は、2種の橋脚についてゲート全開にした場合の貯水位に対する越流水面形の測定を行った。

なお、水面形の測定位置は、橋脚沿い（橋脚面から0.5 m離れた位置）とした。

その実験結果は、図－104、表－43に示すとおりである。

橋脚のP－Ⅰ型とP－Ⅱ型とでは、橋脚による収縮効果によって水面低下位置が異なっており、P－Ⅱ型の水面低下が大きく、その影響がクレスト下流では微小ではあるが逆に水面が高くなっている。

この現象は、越流水深が小さい場合は顕著な水面低下は見られずほぼ同一の滑らかな越流水面形となっているが、越流水深が大きくなるにつれ顕著な現象となっている。

このため、堤頂構造物として最低位置にあるテンターゲートピン（クレスト頂下流5.5 m、EL 607.0 m）に対しては、P－Ⅱ型の越流水面形がより接近しているが、貯水位WL 616.0 mではP－Ⅰ型が1.8 m、P－Ⅱ型が1.7 m、貯水位WL 617.0 mではP－Ⅰ型が1.1 m、P－Ⅱ型が1.0 mとなっている。

従って、堤頂構造物の最低位置にあるテンターゲートピンに対しては、余裕をもって流下し、ダム設計基準の余水吐における第8条に対しても満足されている。

表－43. 越流部抽出実験の橋脚先端位置による越流水面形の数値

※ Qは越流巾5.0 mに対するもの

条件 / 測点	橋脚P－Ⅰ型 ゲート開度 全開							
	H=1.99 m	H=3.00 m	H=4.07 m	H=5.50 m	H=7.03 m	H=8.48 m	H=10.02 m	H=11.01 m
	Q=22.77 m³/s	Q=44.32 m³/s	Q=73.99 m³/s	Q=119.00 m³/s	Q=176.82 m³/s	Q=237.31 m³/s	Q=308.04 m³/s	Q=357.09 m³/s
1					612.90	614.39	615.89	616.88
2	607.95	608.96	610.01	611.41	612.93	614.37	615.86	616.87
3	607.95	608.95	610.00	611.39	612.87	614.33	615.80	616.85
4	607.97	608.92	609.92	611.20	612.80	614.23	615.62	616.64
5	607.91	608.81	609.74	610.94	612.26	613.56	614.99	615.95
6	607.87	608.77	609.59	610.34	611.30	612.53	613.77	614.66
7	607.87	608.74	609.68	610.61	611.42	612.03	613.48	614.18
8	607.57	608.55	609.45	610.66	611.54	612.32	613.31	613.85
9	607.46	608.28	609.08	610.36	611.41	612.27	613.14	613.84
10	607.23	607.94	608.75	609.92	611.09	612.05	612.92	613.53
11	606.96	607.60	608.01	609.09	610.58	611.64	612.57	613.32
12	606.56	607.13	608.12	608.80	609.95	611.08	612.14	612.88
13	605.98	606.55	607.19	607.83	609.26	610.42	611.54	612.29
14	605.30	605.82	606.44	607.38	608.42	609.57	610.74	611.55
15	604.49	605.00	605.66	606.55	607.53	608.65	609.91	610.69
16	603.68	604.10	604.76	605.61	606.54	607.64	608.93	609.75
17	602.99	603.24	603.90	604.72	605.64	606.57	607.91	608.71
18	602.31	602.69	603.21	603.95	604.82	605.75	607.04	607.82

条件 / 測点	橋脚 P－Ⅱ型				ゲート開度　全開			
	H=1.95 m	H=3.02 m	H=4.12 m	H=5.54 m	H=7.01 m	H=8.47 m	H=9.99 m	H=11.03 m
	Q=21.74 m³/s	Q=44.66 m³/s	Q=71.53 m³/s	Q=118.06 m³/s	Q=171.00 m³/s	Q=231.88 m³/s	Q=300.80 m³/s	Q=354.28 m³/s
1								
2	607.94	608.99	609.98	611.49	612.93	614.39	615.89	616.91
3	607.93	608.99	609.98	611.47	612.93	614.36	615.87	616.87
4	607.93	608.99	609.94	611.44	612.90	614.33	615.83	616.84
5	607.93	608.96	609.91	611.56	612.80	614.24	615.75	616.70
6	607.87	608.83	609.70	611.05	612.43	613.82	615.26	616.42
7	607.56	608.44	609.06	610.14	611.28	612.49	613.84	614.87
8	607.67	608.55	609.17	609.94	610.86	611.90	613.08	613.93
9	607.44	608.36	609.11	610.00	610.78	611.79	612.68	613.52
10	607.22	608.00	608.81	609.86	610.67	611.48	612.49	613.34
11	606.94	607.61	608.08	609.49	610.43	611.24	612.20	612.85
12	606.55	607.15	607.83	608.93	610.02	610.83	611.95	612.59
13	605.98	606.58	607.19	608.30	609.47	610.46	611.44	612.19
14	605.25	605.84	606.42	607.52	608.68	609.74	610.71	611.63
15	604.42	605.01	605.59	606.66	607.50	608.87	610.00	610.86
16	603.60	604.14	604.59	605.69	606.78	607.88	609.05	609.95
17	602.84	603.28	603.79	604.67	605.83	606.92	608.05	608.99
18	602.27	602.69	603.19	604.00	605.06	606.13	607.31	608.17

§4. 越流面の形状に関する実験（ローラーゲートの場合）

実験は、クレストゲートとしてローラーゲートが採用された場合のことを考えて、その実験資料を収集するために行った。

ローラーゲートの設定位置としては、C型の越流面形状におけるクレスト水平部分の中間（クレスト頂より0.9 m上流）とした。

〔1〕 放流量に関する実験資料の収集

実験は、ゲート半開にした場合の貯水位に対する流量を測定した。

なお、実験は§3と同じように二次元として行った。その実験結果を径間幅10 mにてまとめると、図－105、表－44に示すとおりである。

その結果、テンター・ゲートの半開における放流量に比較して、全体的に少ない流量となっている。

そこで、ゲート半開での放流量を次式にてまとめると、

$$Q = C \cdot B \{ H^{3/2} - (H-a)^{3/2} \}$$

$$C = C_0 H$$

$$C_0 = 1.81907 + 0.0036967\,a^2 + 0.0000016458\,a^4$$

となる。ここに、aはゲート下端とクレスト頂との標高差。

なお、実験流量との差は、±1.5%程度である。

このゲート半開の放流量は、実物においてもほぼ二次元的な流れであることから、適用することができる。

表－44. 越流部抽出実験のローラーゲートによる
貯水位～ゲート開度～放流量の数値

ゲート開度 / 越流形部状	全開		6.0 m		4.5 m		3.0 m		1.5 m	
	越流水深	1径間の流量	越流水深	1径間の流量	越流水深	1径間の流量	越流水深	1径間の流量	越流水深	1径間の流量
	(m)	(m³/s/m)	(m)	(m³/s/m)	(m)	(m³/s/m)	(m)	(m³/s/m)	(m)	(m³/s/m)
	11.01	768.8	10.99	486.5	11.42	382.2	11.11	257.2	11.03	130.3
	9.99	650.5	10.10	459.4	10.15	355.4	10.16	244.4	10.12	125.0
C	8.47	492.9	8.58	411.0	8.36	309.6	8.54	217.9	8.53	112.6
	7.04	364.7	7.12	371.2	7.11	275.8	7.07	193.4	7.10	102.5
	5.41	233.2			5.41	233.2	5.49	161.5	5.35	85.2
型	3.99	142.4					3.97	141.9	4.02	71.6
	2.08	50.7							3.11	61.5
									2.05	48.7

〔2〕 越流面の圧力に関する実験資料の収集

実験は、ゲート半開にした場合の貯水位に対する越流面の圧力を測定した。

その実験結果をピエゾ水頭（位置水頭＋圧力水頭）にてまとめると図－106、表－45に示す。

なお、川治ダムのクレスト頂は本来EL 606.0 mであるが、実験資料の整理を簡単にするためにEL 5.0 mとして置換えた。

その結果、テンター・ゲートの半開放流時の越流面の圧力と比較すると流れ方向の圧力分布は異なっており、ゲート下端の位置がテンター・ゲートより下流側にあるローラー・ゲートの方が圧力低下位置が下流にあり、クレスト下流での圧力上昇位置も下流側になっている。

このため、流線の方向と越流面とのなす角がローラー・ゲートの場合が小さいために圧力値も全体的に大きくなっている。

この結果、ゲート開度6.0 mにおいては全て正圧であるが、負圧を生じるのはクレスト下流の越流面でゲート開度4.5 mでは貯水位がWL 616.15 m以上、ゲート開度3.0 mでは貯水位がWL 614.5 m、ゲート開度1.5 mでは貯水位がWL 613.1 m以上の場合である。

しかし、これら負圧の値は最低で－0.5 m水柱で、許容圧力－3.0 mに対しては十分満足されている。

ただ、越流面に負圧を生じた状態での長時間放流は避けるべきで、ゲート操作方法にて解決する必要がある。

表－45(1)　ローラー・ゲートによる越流面の圧力値

ゲート開度（G_m）	全開						
貯水位（H・m）	2.08	3.99	5.41	7.04	8.47	9.99	11.01
流量（Q m³/s）	50.7	142.4	233.2	364.7	492.9	650.5	768.8
測定点（X_m）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）
－4.62	2.78	3.99	4.47	4.44	3.69	2.76	1.20
－4.16	2.46	3.66	4.23	4.38	4.23	3.87	2.93
－3.56	2.01	3.02	3.66	3.81	3.72	3.21	2.37
－3.01	1.71	2.82	3.42	3.69	3.60	3.33	2.66
－2.41	1.53	2.61	3.30	3.72	3.81	3.63	3.15
－1.80	1.41	2.58	3.87	3.78	3.96	3.96	3.60
－1.35	1.35	2.49	3.18	3.75	4.08	4.26	4.04
－0.75	1.25	2.43	3.30	3.93	4.26	4.47	4.29
－0.30	1.22	2.40	3.30	3.93	4.35	4.65	4.53
0.0							
0.45	0.87	1.71	2.37	2.79	2.94	3.00	2.93
1.05	0.80	1.50	2.13	2.46	2.64	2.76	2.54
1.65	0.69	1.32	1.86	2.16	2.28	2.40	2.18
2.25	0.57	1.14	1.59	1.89	2.01	2.13	1.92
2.85	0.51	1.02	1.47	1.74	1.89	1.92	1.77
3.45	0.47	0.93	1.32	1.62	1.80	1.80	1.68
4.05	0.41	0.87	1.26	1.56	1.74	1.74	1.68
4.65	0.39	0.87	1.29	1.65	1.83	1.89	1.86
5.25	0.45	1.02	1.47	1.92	2.16	2.31	2.34
5.85	0.45	1.14	1.62	2.13	2.43	2.70	2.79
6.45	0.45	1.17	1.74	2.25	2.64	2.94	3.06
7.05	0.45	1.23	1.80	2.34	2.76	3.09	3.27
7.65	0.45	1.20	1.80	2.37	2.76	3.09	3.27
8.25	0.48	1.26	1.80	2.37	2.76	3.06	3.30
8.85	0.42	1.14	1.65	2.13	2.49	2.82	2.94
9.45	0.42	1.02	1.44	1.86	2.19	2.46	2.61
10.05	0.39	0.75	1.05	1.29	1.50	1.71	1.80

尚、ゲート開度（G）は、ゲート下端とクレスト敷高との標高差。
貯水位（H）は、クレスト敷高を基準にした貯水位。
流量（Q）は、径間幅10mの放流量である。
測定点（X）は、クレスト頂を基準にし上流を負(－)、下流を正(＋)としたものである。

表－4.5(2)　ローラー・ゲートによる越流面の圧力値

ゲート開度（G_m）	6.0				4.5		
貯水位（H・m）	7.19	8.58	10.10	10.99	5.41	7.11	8.36
流量（Q ㎥/s）	371.2	411.0	459.4	486.5	233.2	275.8	309.6
測定点（X m）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）
－4.62	4.35	6.00	7.17	7.65	4.41	6.15	7.29
－4.16	4.38	6.06	7.26	7.80	4.14	5.85	7.05
－3.56	3.81	5.40	6.45	6.93	3.57	5.28	6.30
－3.01	3.66	5.16	6.12	6.54	3.33	5.01	5.88
－2.41	3.66	5.01	5.91	6.33	2.94	4.80	5.6
－1.80	3.75	5.01	5.82	6.15	3.24	4.68	5.34
－1.35	3.78	4.89	5.64	6.00	3.18	4.50	5.13
－0.75	3.96	4.92	5.55	5.88	3.33	4.41	4.95
－0.30	4.02	4.89	5.46	5.76	3.21	4.20	4.77
0.0							
0.45	2.82	3.03	3.00	2.97	2.25	2.37	2.37
1.05	2.55	2.79	2.34	2.19	2.04	1.89	1.77
1.65	2.19	2.01	1.65	1.44	1.77	1.41	1.17
2.25	1.95	1.59	1.14	0.90	1.53	1.08	0.75
2.85	1.80	1.32	0.84	0.57	1.41	0.87	0.54
3.45	1.65	1.14	0.69	0.42	1.29	0.72	0.42
4.05	1.53	1.05	0.54	0.27	1.20	0.66	0.36
4.65	1.59	1.17	0.75	0.48	1.20	0.78	0.54
5.25	1.92	1.56	1.20	0.99	1.44	1.11	0.93
5.85	2.13	1.89	1.62	1.50	1.62	1.38	1.29
6.45	2.25	2.07	1.89	1.80	1.68	1.56	1.53
7.05	2.37	2.22	2.10	2.04	1.80	1.71	1.71
7.65	2.37	2.25	2.16	2.10	1.77	1.71	1.71
8.25	2.40	2.28	2.19	2.22	1.83	1.74	1.77
8.85	2.16	2.04	2.01	1.98	1.71	1.62	1.62
9.45	1.89	1.80	1.71	1.74	1.41	1.38	1.38
10.05	1.32	1.26	1.14	1.14	0.99	0.96	0.96

尚、ゲート開度（G）は、ゲート下端とクレスト敷高との標高差。
貯水位（H）は、クレスト敷高を基準にした貯水位。
流量（Q）は、径間幅10 mの放流量である。
測定点（X）は、クレスト頂を基準にし上流を負(－)、下流を正(＋)としたものである。

表－45(3)　ローラー・ゲートによる越流面の圧力値

ゲート開度（Gm）	4.5		3.0				
貯水位（H・m）	10.15	11.42	3.97	5.49	7.07	8.54	10.16
流量（Q ㎥／s）	355.4	382.2	141.9	161.5	193.4	217.9	244.4
測定点（X m）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）
－4.62	8.85	9.78	4.14	5.82	7.23	8.67	10.20
－4.16	8.55	9.63	3.72	5.37	6.84	8.22	9.72
－3.56	7.68	8.58	3.21	4.86	6.24	7.56	8.97
－3.01	7.14	8.10	3.00	4.65	5.88	7.14	8.46
－2.41	6.75	7.59	2.79	4.32	5.52	6.60	7.83
－1.80	6.39	7.11	2.70	4.08	5.13	6.09	7.17
－1.35	6.03	6.69	2.61	3.87	4.77	5.67	6.63
－0.75	5.76	6.33	2.58	3.54	4.35	5.04	5.85
－0.30	5.37	5.94	2.58	3.09	4.08	4.68	5.34
0.0							
0.45	2.34	2.34	1.83	1.62	1.56	1.50	1.44
1.05	1.59	1.41	1.59	1.23	1.02	0.81	0.60
1.65	0.81	0.57	1.41	0.90	0.60	0.30	0.03
2.25	0.30	0.03	1.20	0.69	0.36	0.09	－0.24
2.85	0.09	－0.24	1.08	0.57	0.24	0.0	－0.33
3.45	0.00	－0.30	0.99	0.54	0.24	0.0	－0.33
4.05	－0.06	－0.39	0.93	0.48	0.18	0.0	－0.33
4.65	0.12	－0.12	0.90	0.57	0.33	0.09	－0.09
5.25	0.66	0.42	1.08	0.81	0.69	0.51	0.30
5.85	1.11	0.96	1.20	1.05	0.99	0.90	0.81
6.45	1.44	1.32	1.23	1.14	1.14	1.11	1.05
7.05	1.65	1.59	1.32	1.26	1.26	1.29	1.26
7.65	1.68	1.68	1.29	1.23	1.29	1.29	1.29
8.25	1.80	1.77	1.29	1.29	1.35	1.38	1.41
8.85	1.65	1.62	1.20	1.17	1.23	1.26	1.26
9.45	1.41	1.41	1.05	1.02	1.05	1.08	1.08
10.05	0.96	0.93	0.87	0.81	0.81	0.81	0.78

尚、ゲート開度（G）は、ゲート下端とクレスト敷高との標高差。
貯水位（H）は、クレスト敷高を基準にした貯水位。
流量（Q）は、径間幅10mの放流量である。
測定点（X）は、クレスト頂を基準にし上流を負(－)、下流を正(＋)としたものである。

表－45(4)　ローラー・ゲートによる越流面の圧力値

ゲート開度（Gm）	3.0	1.5					
貯水位（H・m）	11.10	2.05	3.11	4.02	5.35	7.10	8.53
流量（Q ㎥／s）	257.2	48.7	61.5	71.6	85.2	102.5	112.6
測定点（Xm）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）
－4.62	10.95	2.97	4.08	5.04	6.42	8.07	9.42
－4.16	10.56	2.52	3.63	4.53	5.97	7.62	9.00
－3.56	9.78	2.10	3.21	4.11	5.52	7.14	8.52
－3.01	9.24	1.86	3.00	3.93	5.25	6.84	8.19
－2.41	8.64	1.59	2.79	3.63	4.89	6.45	7.74
－1.80	7.89	1.44	2.58	3.36	4.50	5.94	7.11
－1.35	7.26	1.38	2.34	3.06	4.08	5.34	6.36
－0.75	6.36	1.29	1.98	2.49	3.24	4.14	4.89
－0.30	5.76	1.32	1.80	2.13	2.64	3.33	3.84
0.0							
0.45	1.41	0.93	0.69	2.70	0.48	0.33	0.18
1.05	0.45	2.97	0.63	0.51	0.33	0.12	0.0
1.65	－0.09	0.75	0.51	0.39	0.21	0.03	－0.09
2.25	－0.45	0.66	0.45	0.33	0.18	0.0	－0.12
2.85	－0.54	0.57	0.42	0.33	0.18	0.0	－0.09
3.45	－0.54	0.51	0.39	0.33	0.18	0.03	－0.09
4.05	－0.54	0.45	0.36	0.27	0.15	0.0	－0.09
4.65	－0.27	0.45	0.36	0.30	0.21	0.09	0.0
5.25	0.24	0.51	0.48	0.45	0.39	0.33	0.24
5.85	0.75	0.54	0.54	0.54	0.57	0.54	0.51
6.45	1.02	0.51	0.57	0.60	0.60	0.63	0.63
7.05	1.36	0.54	0.63	0.66	0.69	0.69	0.72
7.65	1.26	0.54	0.57	0.63	0.66	0.69	0.69
8.25	1.38	0.54	0.63	0.69	0.72	0.78	0.51
8.85	1.29	0.54	0.54	0.63	0.66	0.69	0.72
9.45	1.05	0.45	0.51	0.54	0.57	0.63	0.63
10.05	0.78	0.54	0.48	0.54	0.54	0.81	0.51

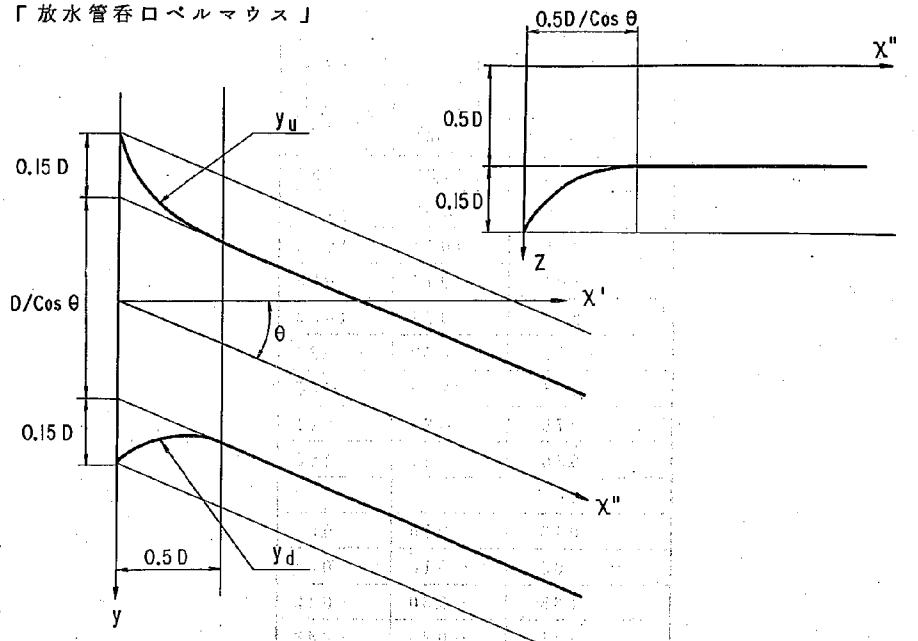
尚、ゲート開度（G）は、ゲート下端とクレスト敷高との標高差。
貯水位（H）は、クレスト敷高を基準にした貯水位。
流量（Q）は、径間幅10mの放流量である。
測定点（X）は、クレスト頂を基準にし上流を負(－)、下流を正(＋)としたものである。

表－45(5)　ローラー・ゲートによる越流面の圧力値

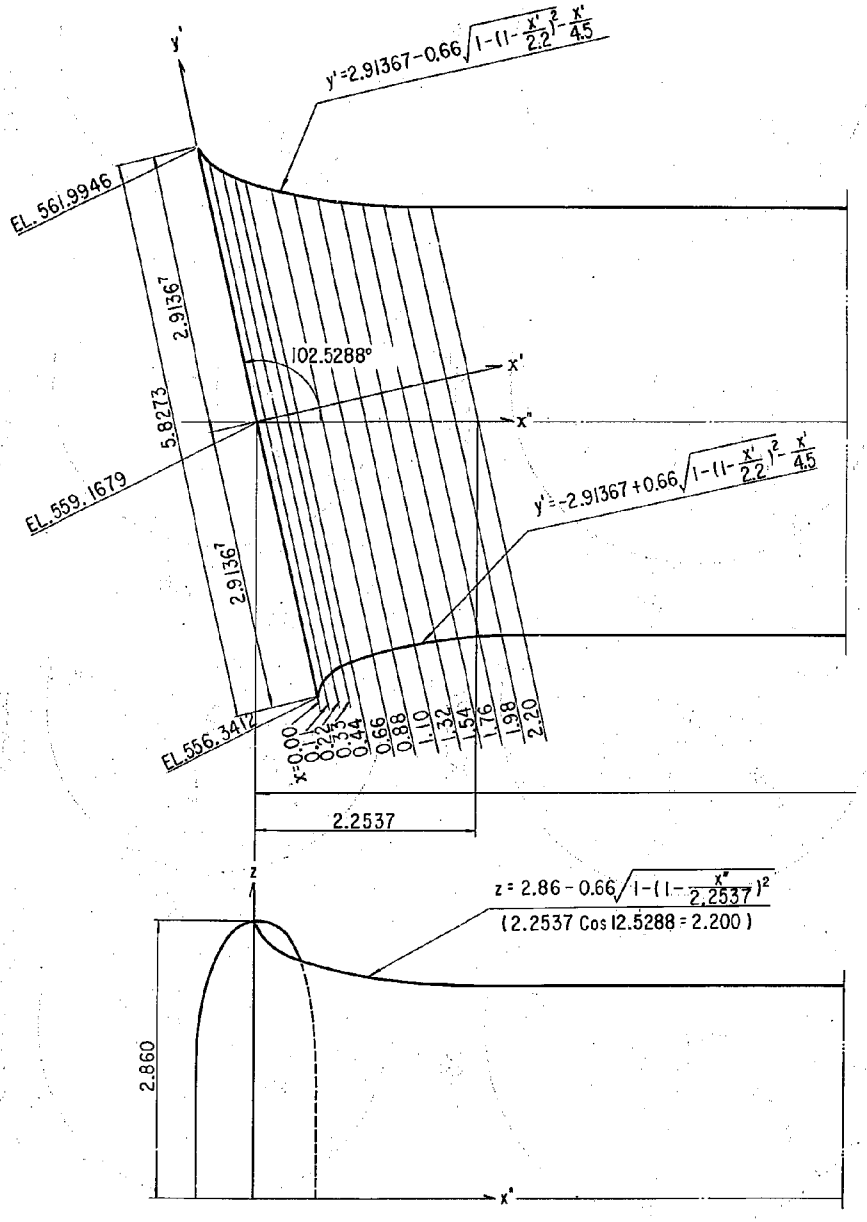
ゲート開度（G_m）	1.5	
貯水位（H・m）	10.12	11.03
流量（Q m³／s）	125.0	130.3
測定点（X_m）	平均圧力値（m水柱）	平均圧力値（m水柱）
－4.62	11.07	11.94
－4.16	10.62	11.49
－3.56	10.11	10.92
－3.01	9.75	10.56
－2.41	9.24	10.02
－1.80	8.49	9.24
－1.35	7.59	8.25
－0.75	5.76	6.21
－0.30	4.47	4.83
0.0		
0.45	0.06	0.0
1.05	－0.18	－0.27
1.65	－0.30	－0.42
2.25	－0.36	－0.48
2.85	－0.30	－0.39
3.45	－0.24	－0.33
4.05	－0.30	－0.39
4.65	－0.12	－0.21
5.25	0.15	0.12
5.85	0.48	0.45
6.45	0.63	0.60
7.05	0.72	0.75
7.65	0.72	0.72
8.25	0.81	0.81
8.85	0.75	0.75
9.45	0.66	0.66
10.05	0.51	0.51

尚、ゲート開度（G）は、ゲート下端とクレスト敷高との標高差。
貯水位（H）は、クレスト敷高を基準にした貯水位。
流量（Q）は、径間幅10mの放流量である。
測定点（X）は、クレスト頂を基準にし上流を負(－)、下流を正(+)としたものである。

「放水管呑口ベルマウス」

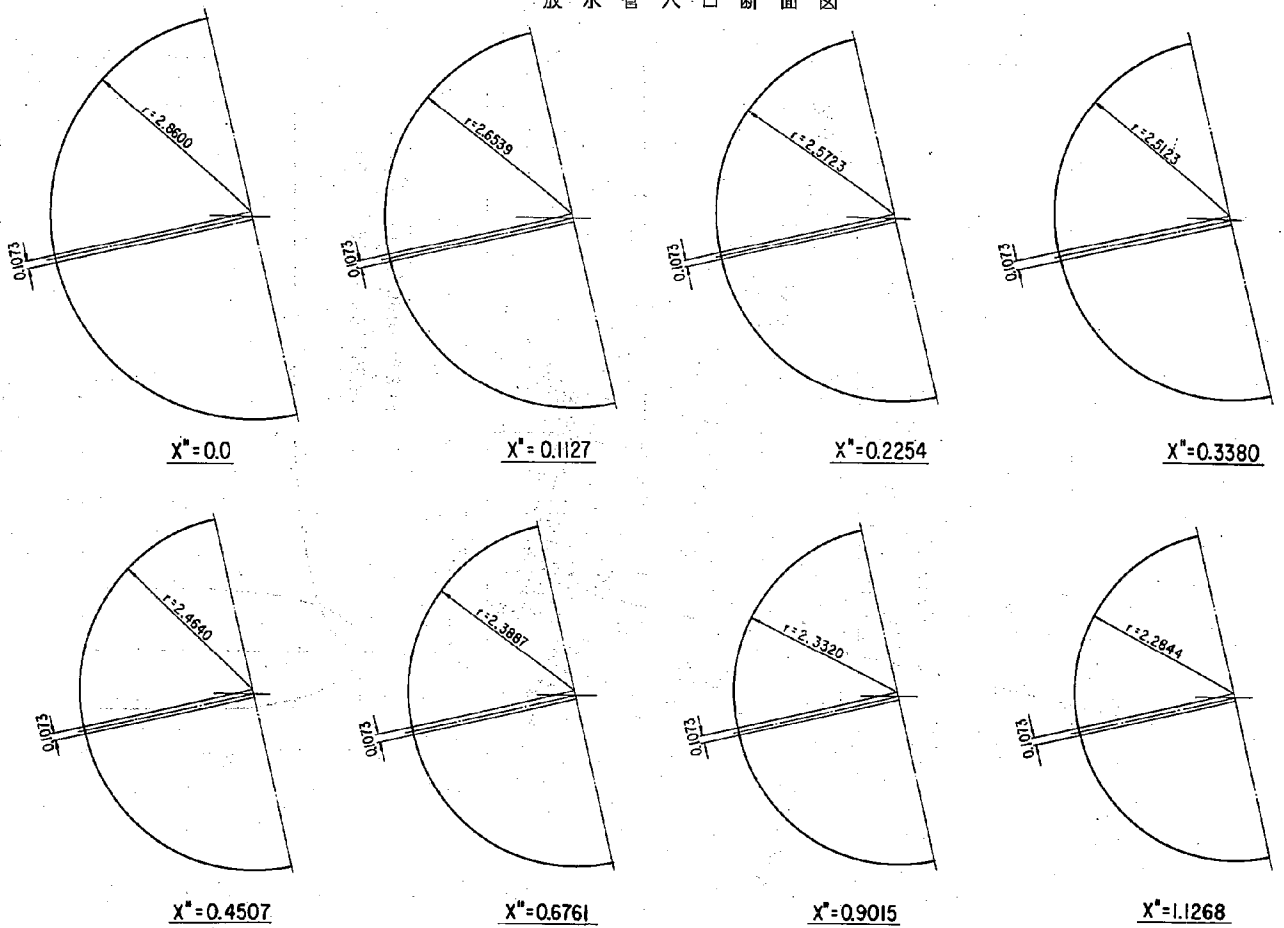


図－3.1　ベルマウス部形状の記号図



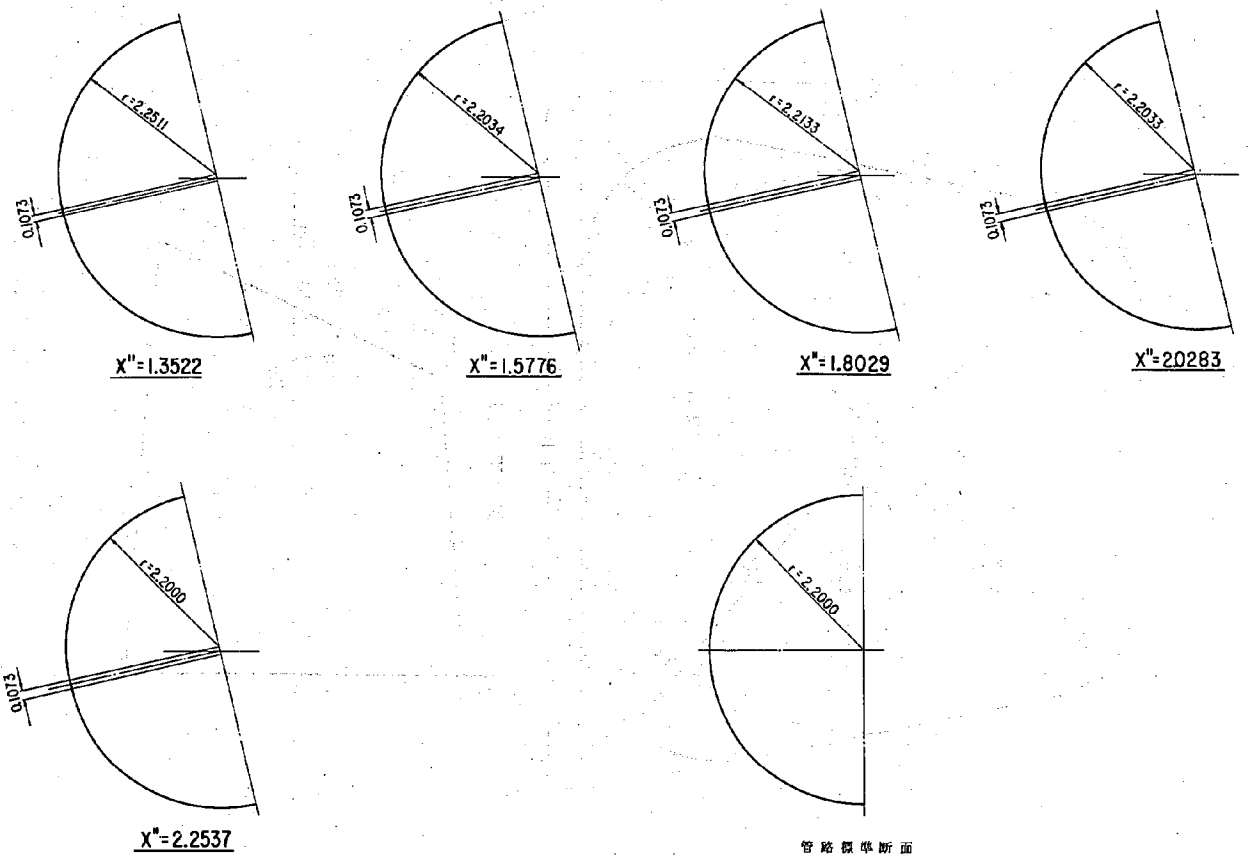
図－３２　設計されたベルマウス部形状図

放 水 管 入 口 断 面 図



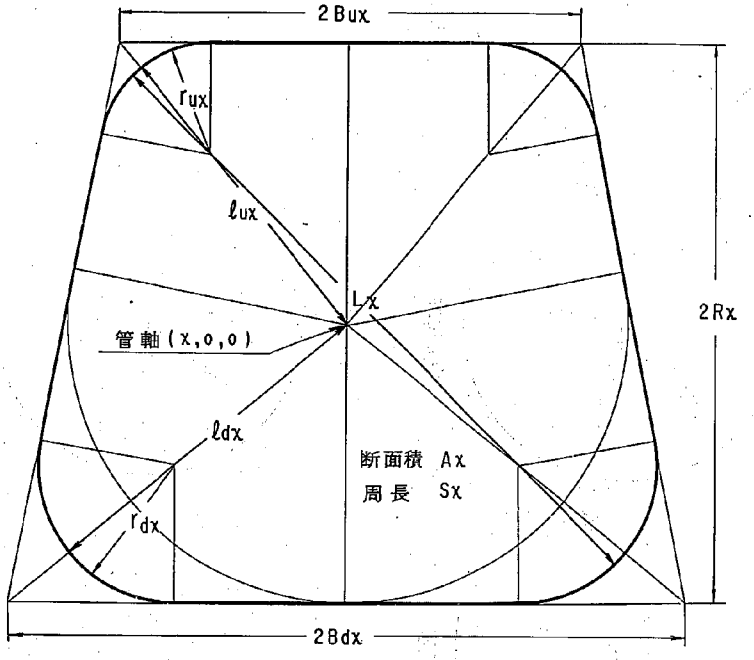
図－３３(1) 設計されたベルマウス部の横断面図

放 水 管 入 口 断 面 図

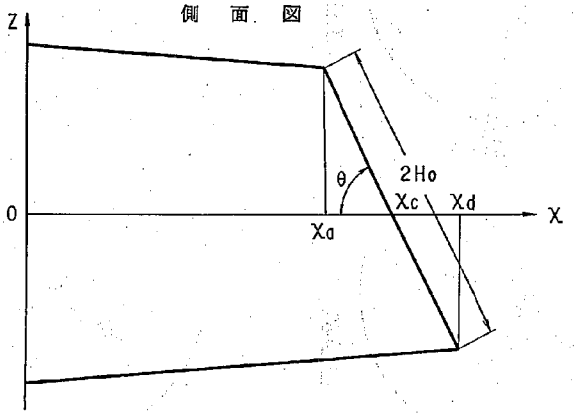


図－33(2) 設計されたベルマウス部の横断面図

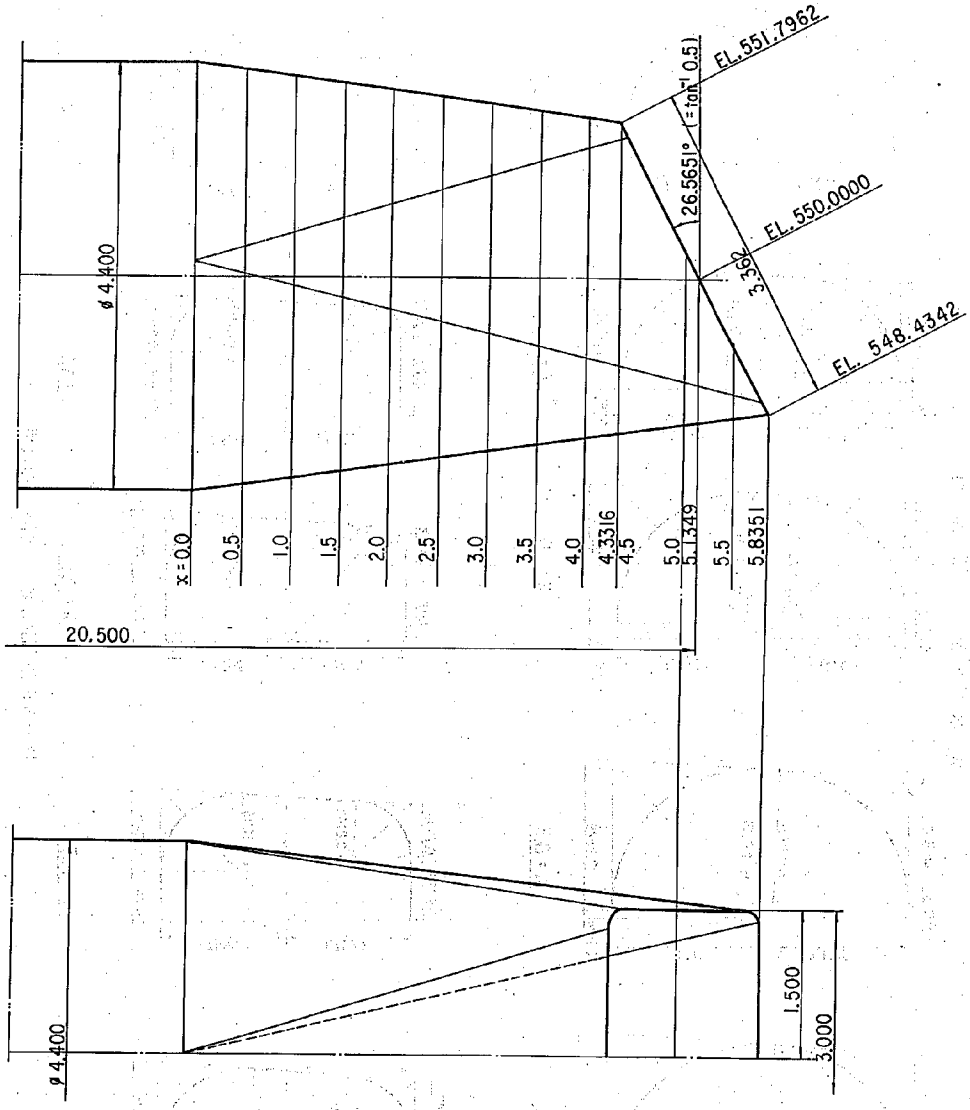
断　面　図



側　面　図

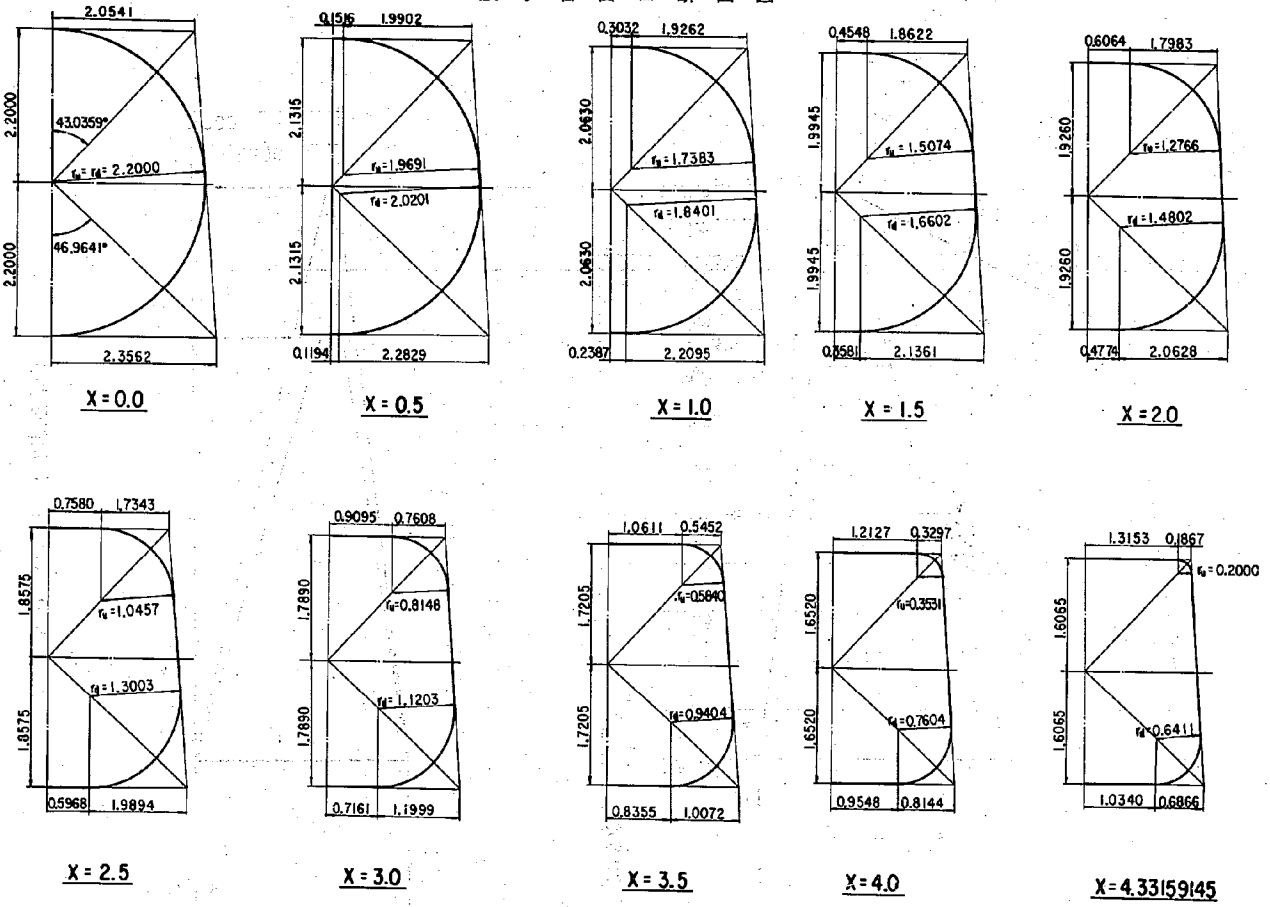


図－３４　放水管の漸縮部形状の記号図



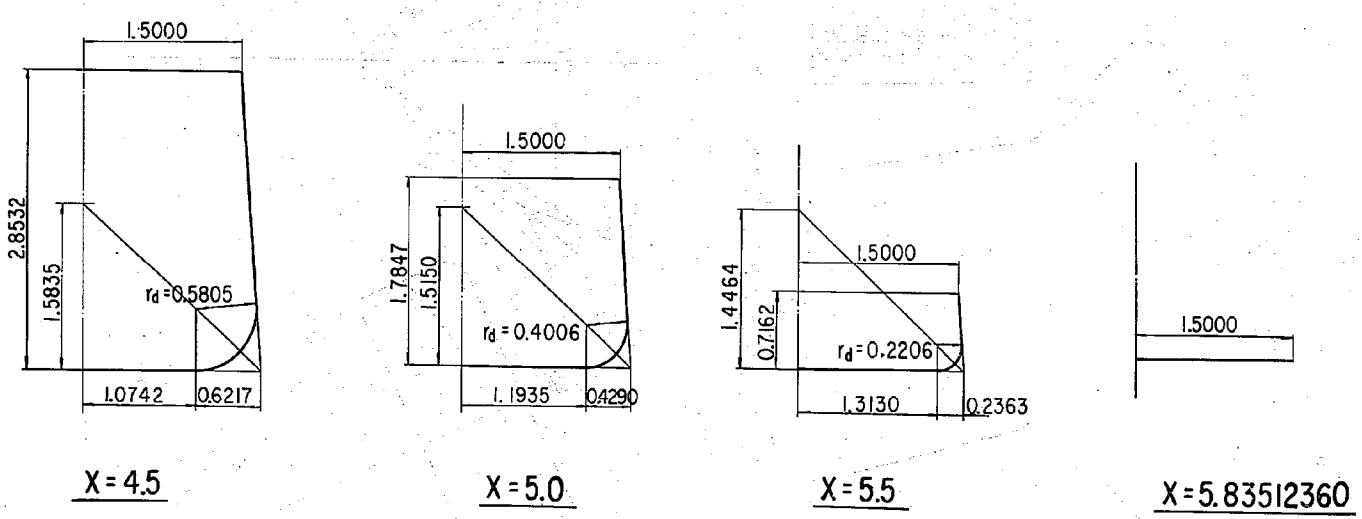
図－35(1) 設計された漸縮部形状図

放 水 管 出 口 断 面 図

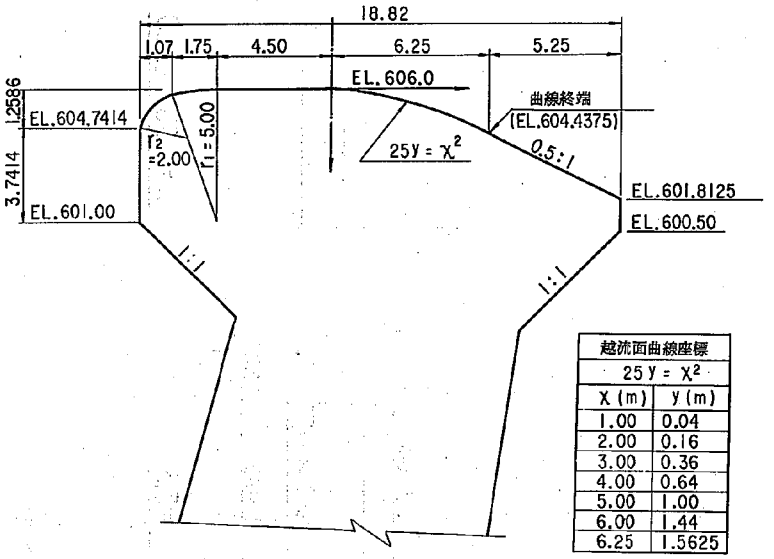


図－３５(2) 設計された漸縮部形状図

放 水 管 出 口 断 面 図

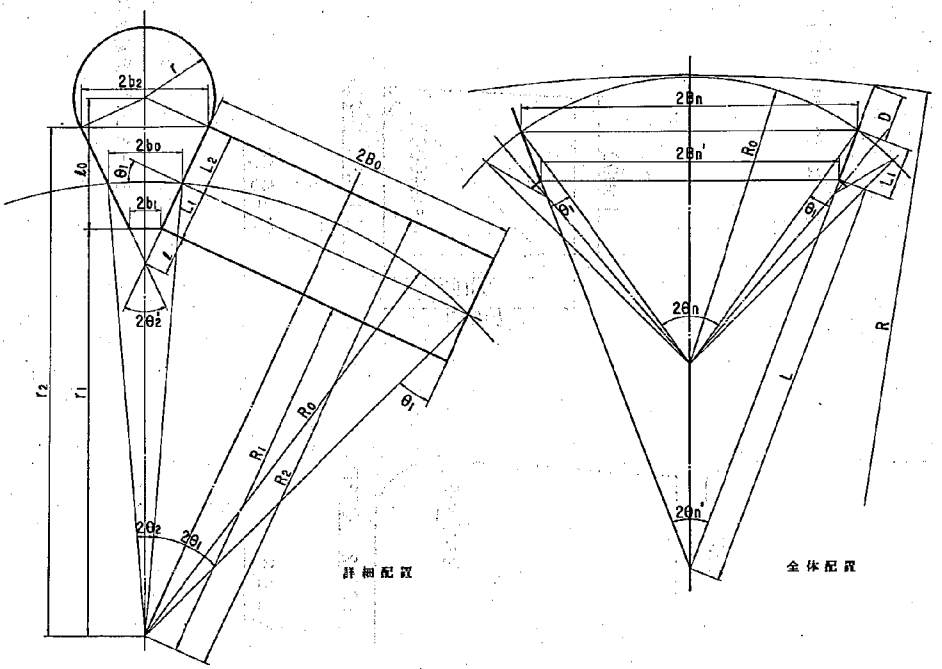


図－35(3) 設計された漸縮部形状図

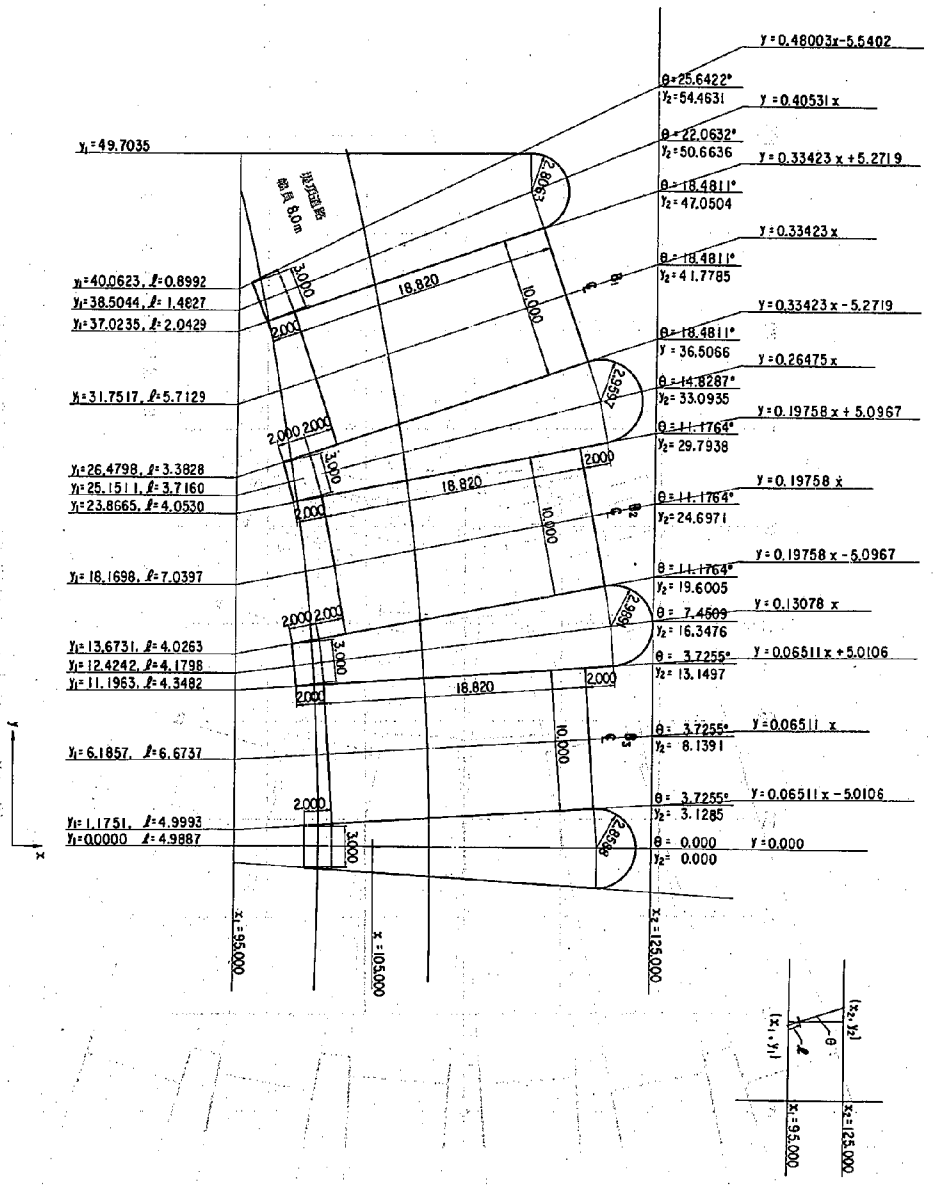


越流面曲線座標	
25 y = χ²	
χ (m)	y (m)
1.00	0.04
2.00	0.16
3.00	0.36
4.00	0.64
5.00	1.00
6.00	1.44
6.25	1.5625

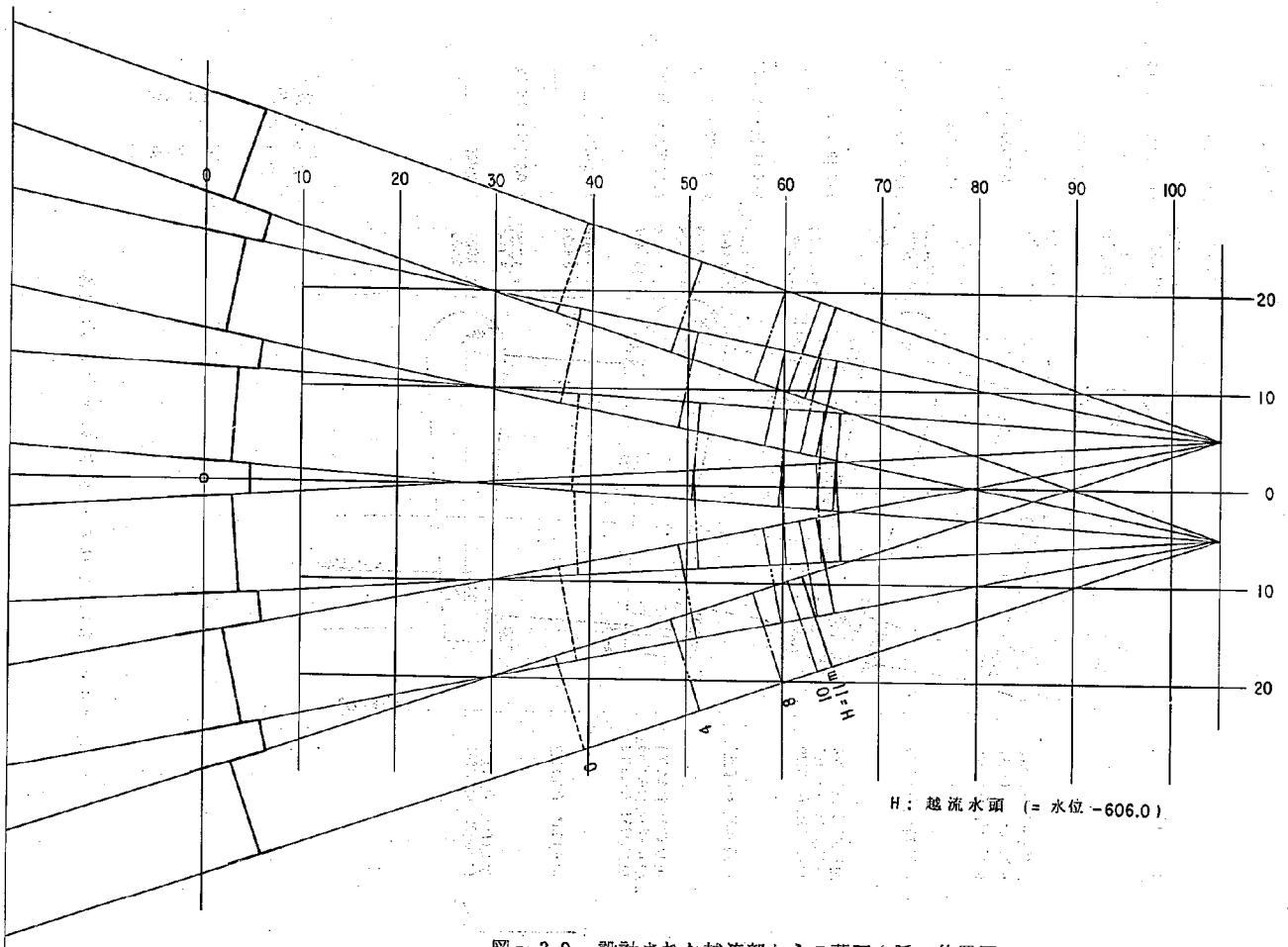
図－３６　設計された越流部の形状図



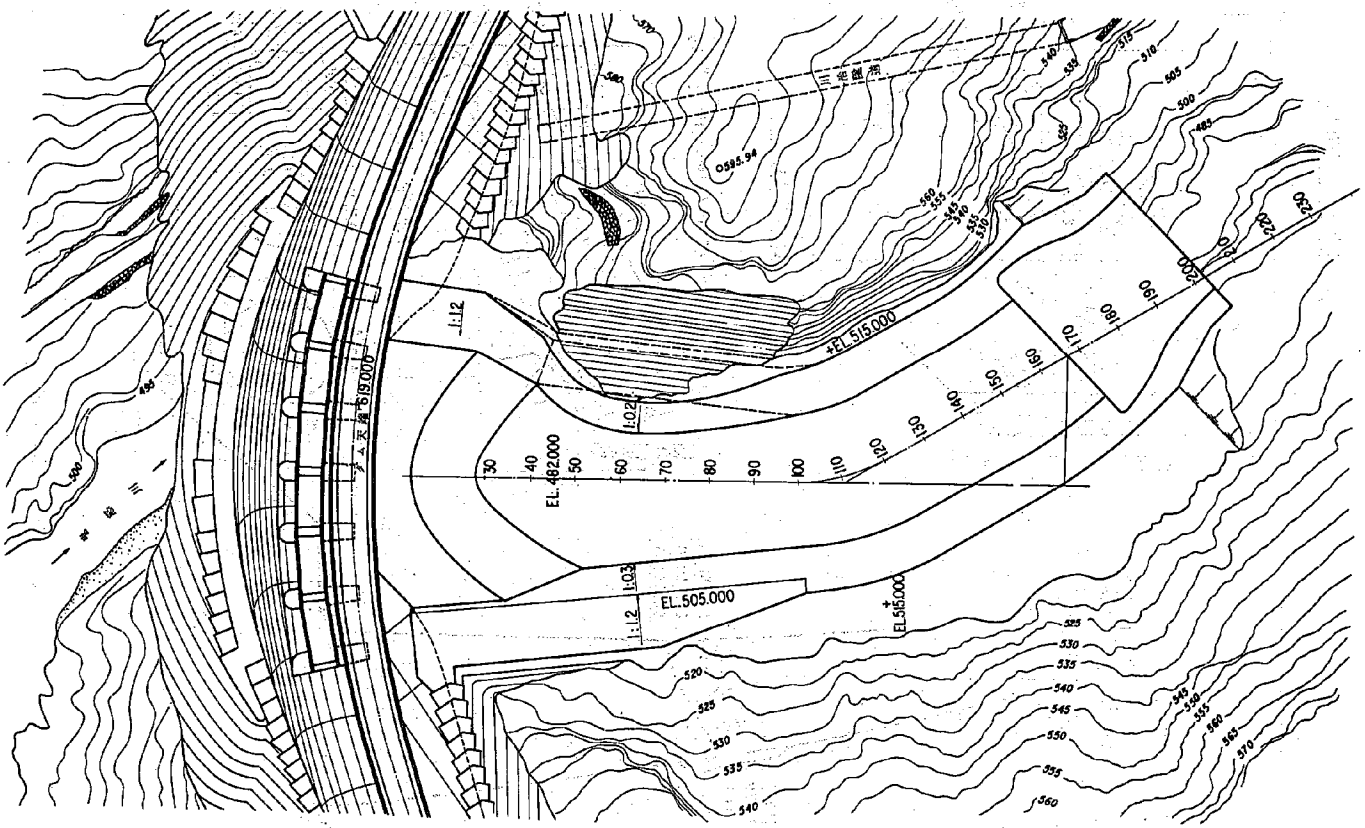
図－３７　越流部の配置と諸形状の記号図



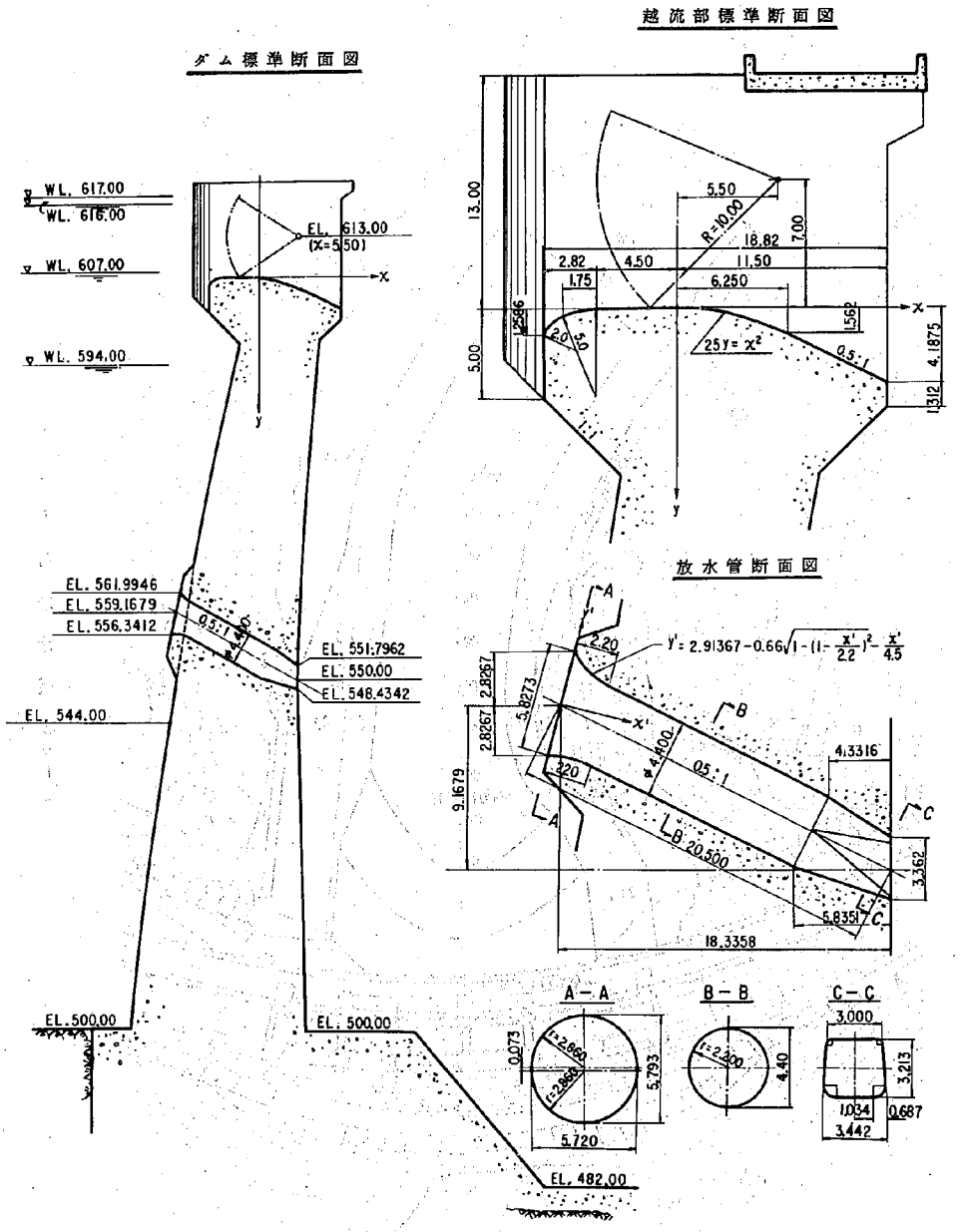
図－３８　設計された越流部の配置と形状図



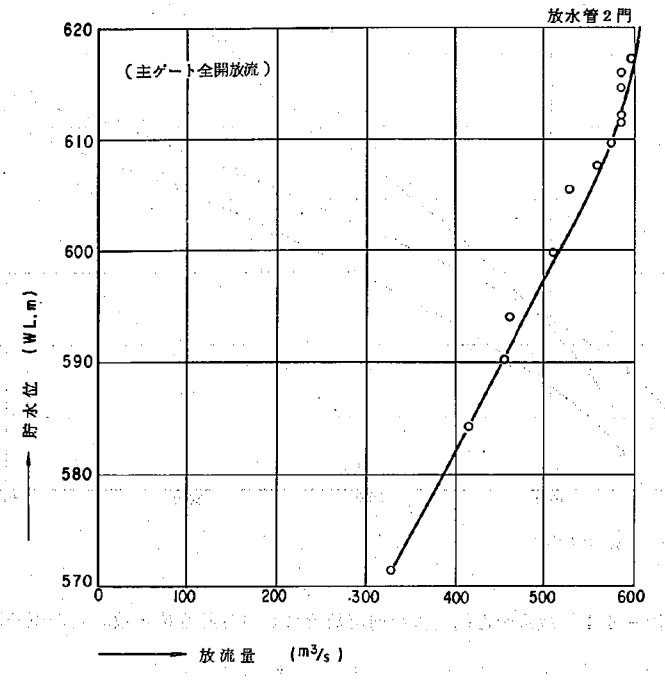
図－３９　設計された越流部からの落下水脈の位置図


三笠御流
0595.94
+EL.515.000
1:1.2
1:0.2
1:0.3
EL.482.000
EL.505.000
+EL.515.000
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
525
530
535
540
545
550
555
560
565
570

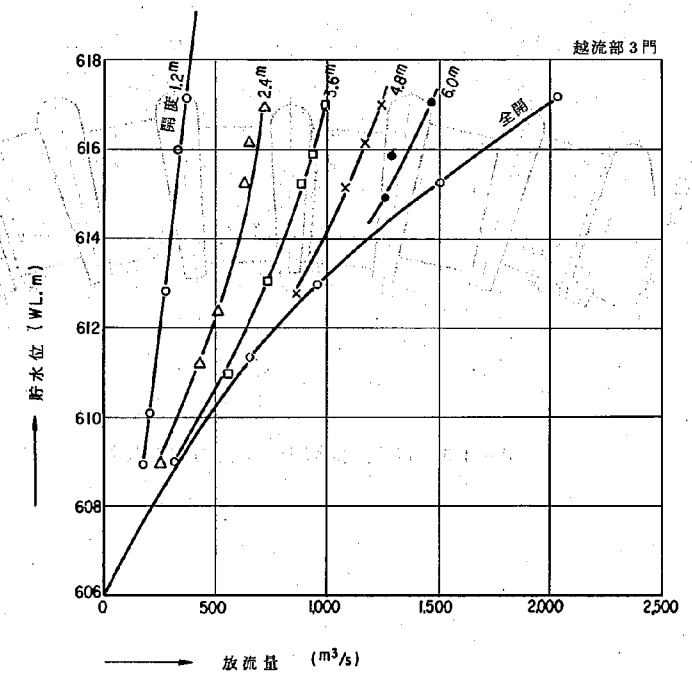
図－40　減勢部の形状図



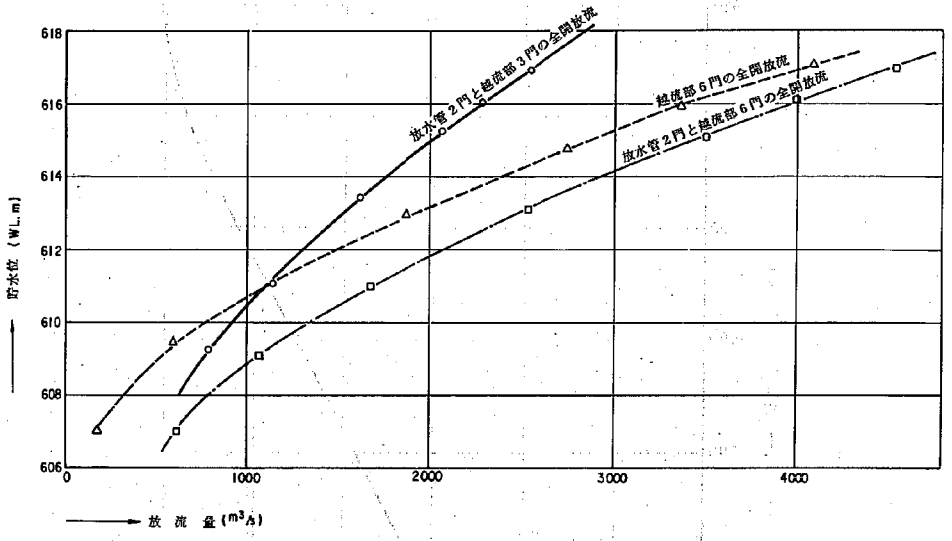
図－４１　設計された放水管および越流部の形状図



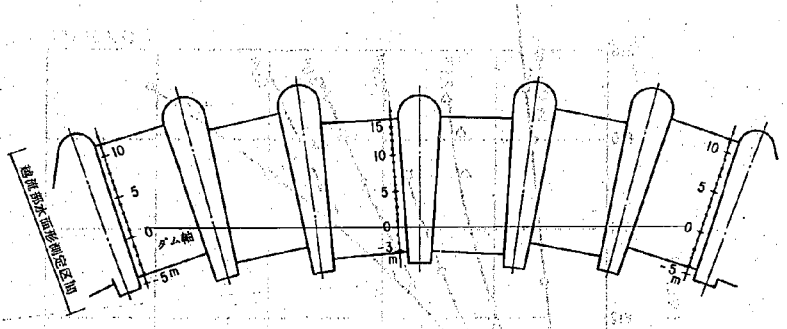
図－４２　放水管の貯水位と放流量の関係図



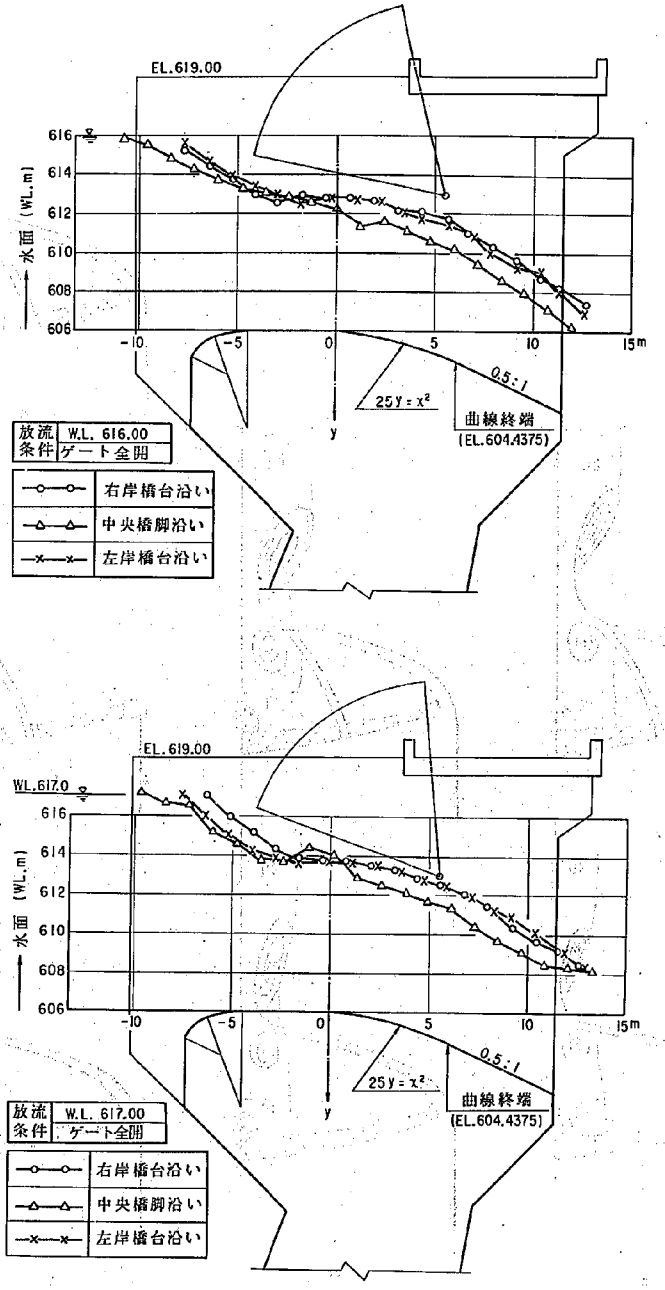
図－４３　越流部の貯水位～ゲート開変～放流量の関係図



図－４４　放水管と越流部の同時放流における貯水位と放流量の関係図

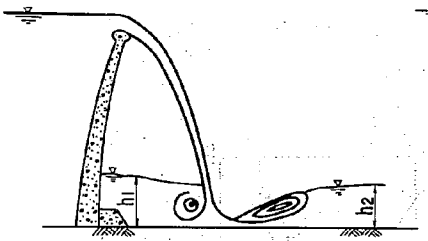


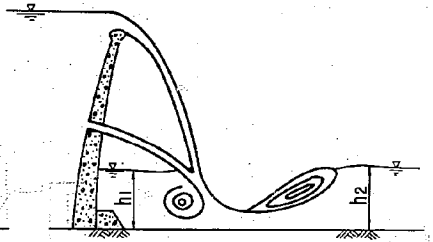
図－４５　越流水面形の測定位置図



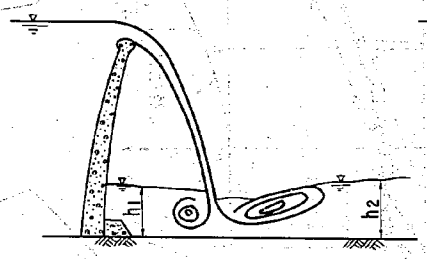
図－４６　越流水面形とテンダー・ゲートピンの関係図

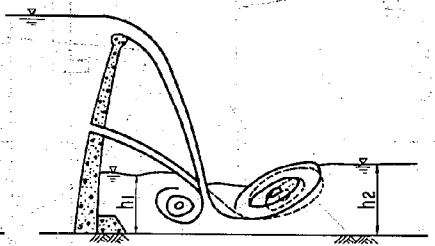
流況－A



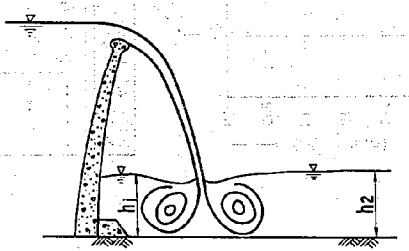


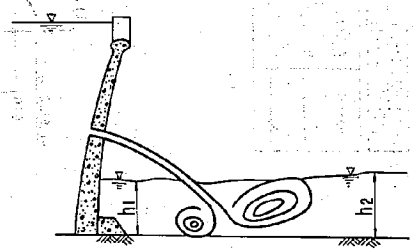
流況－B

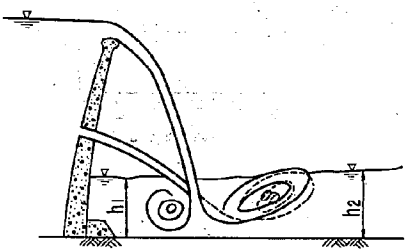




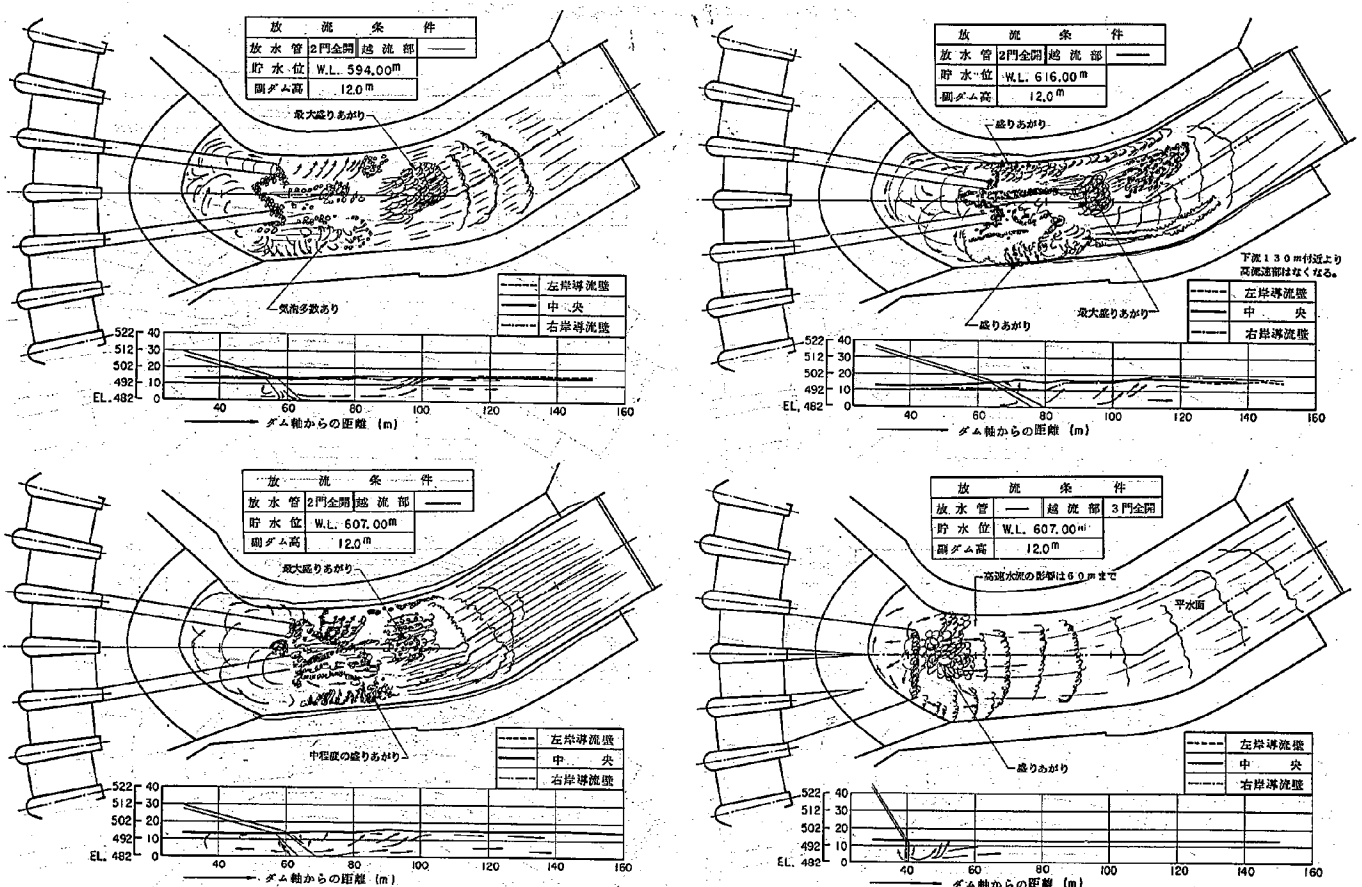
流況－C



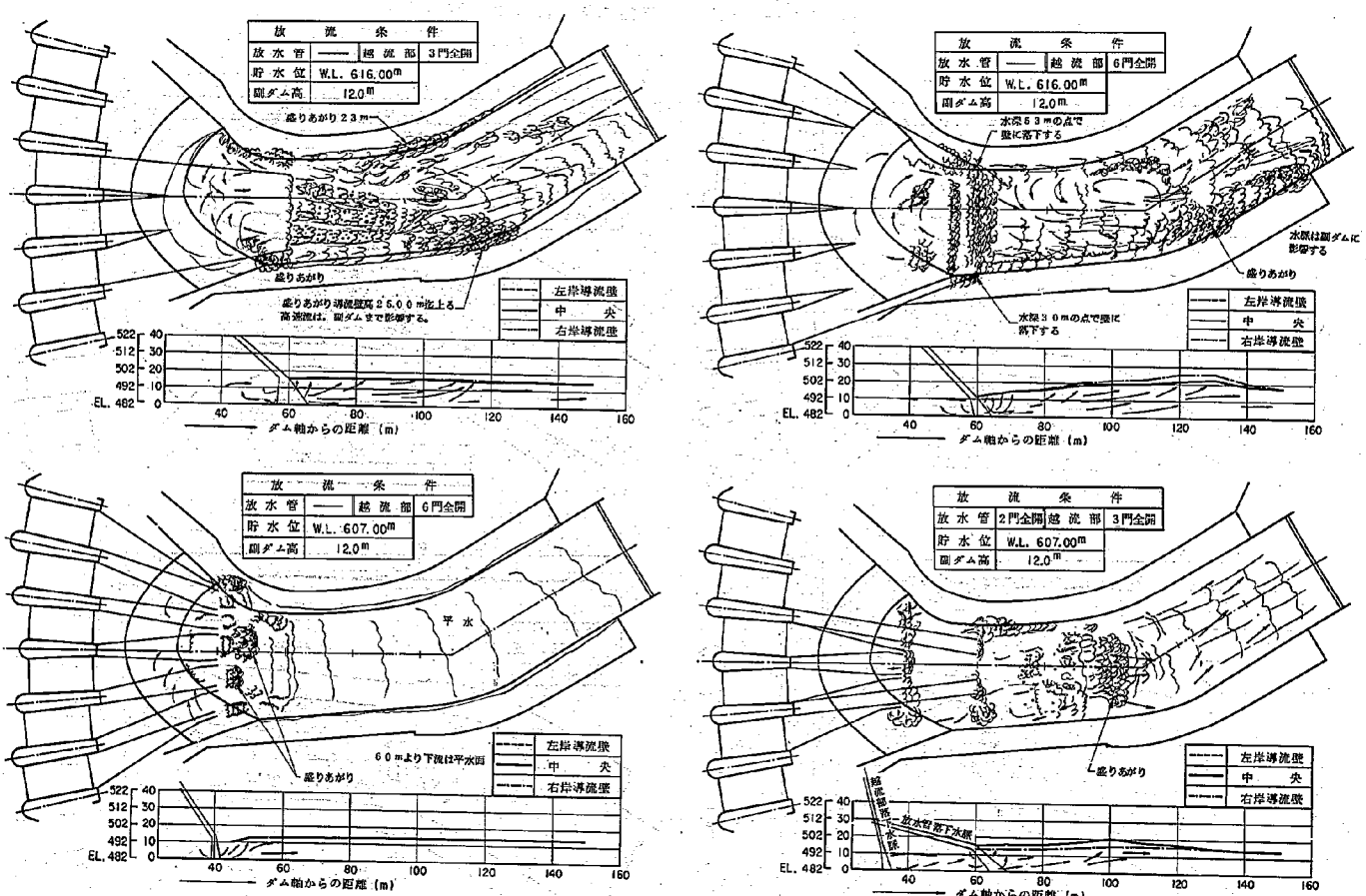




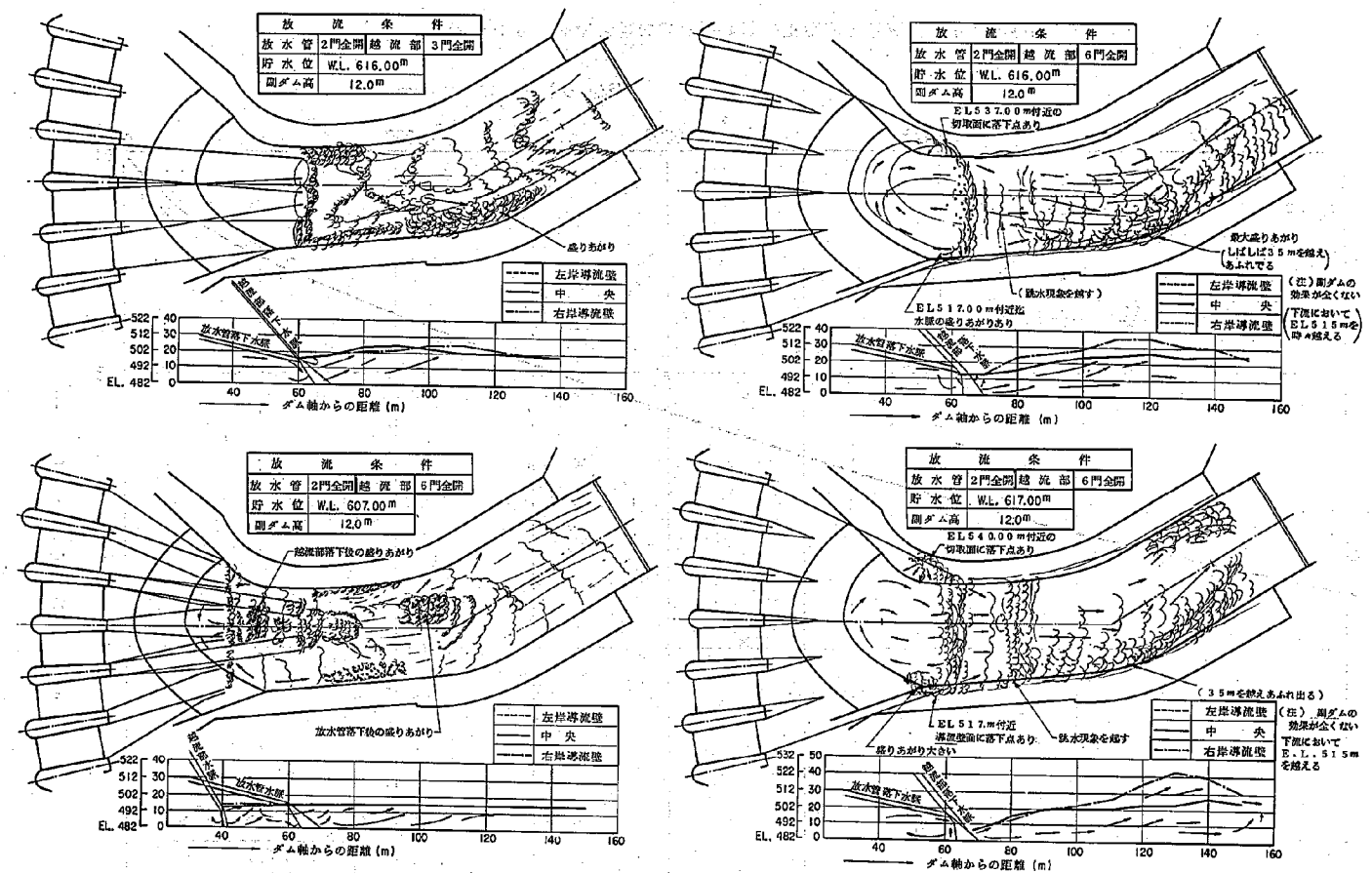
図－４７　放流条件における減勢部流況の型式



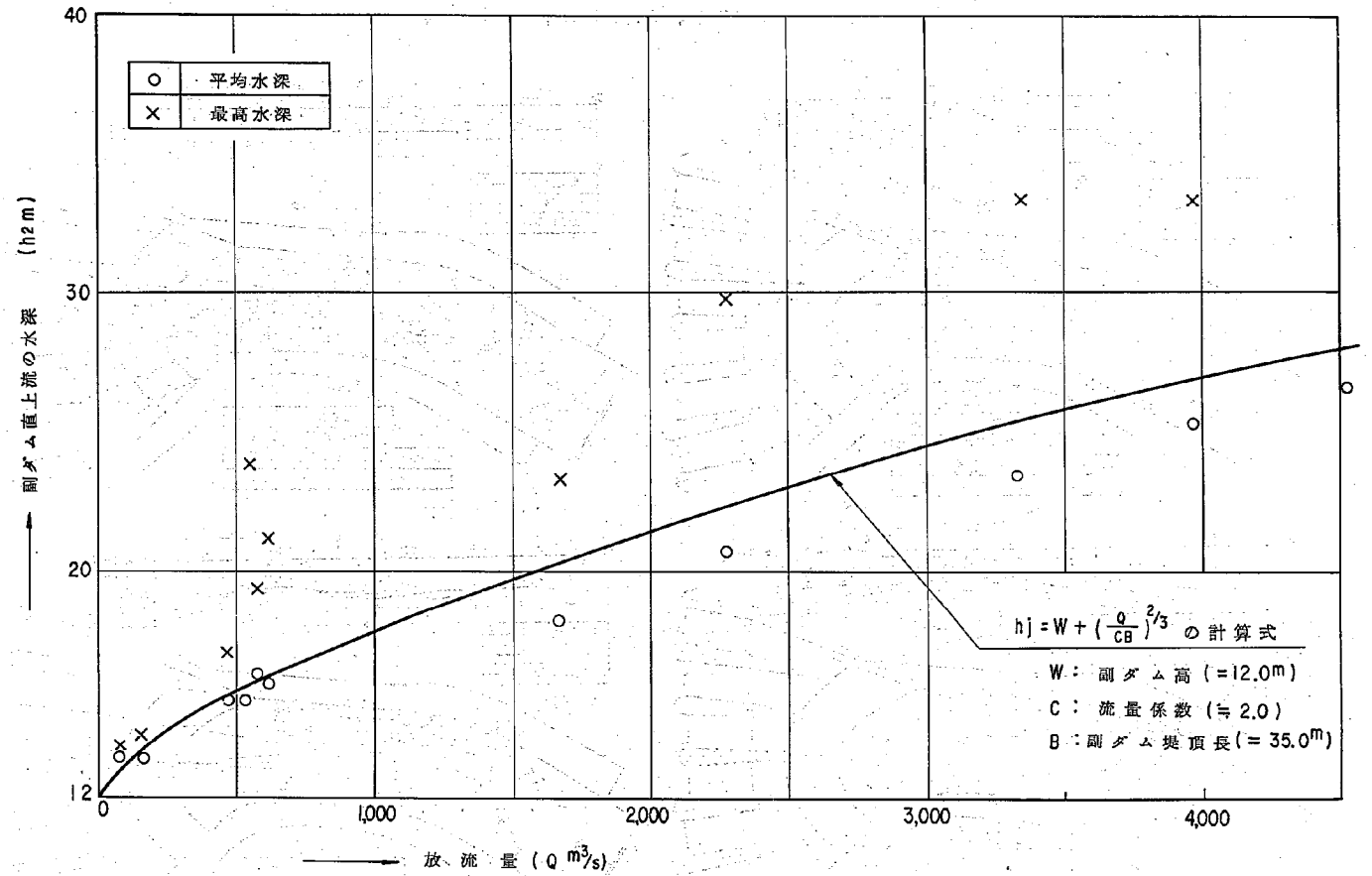
図－48(1) 基本形状における減勢部の流況図



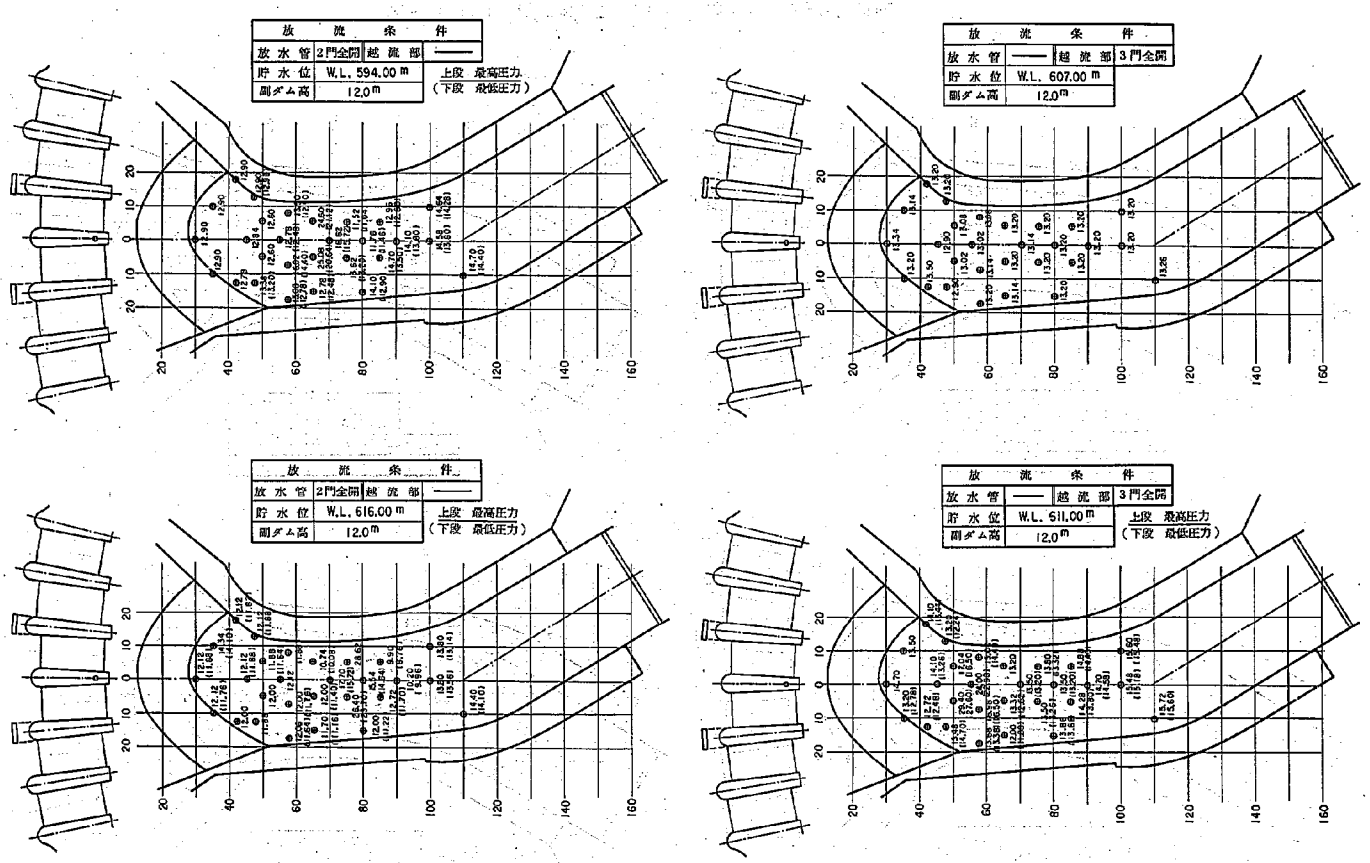
図－４８(2)　基本形状における減勢部の流況図



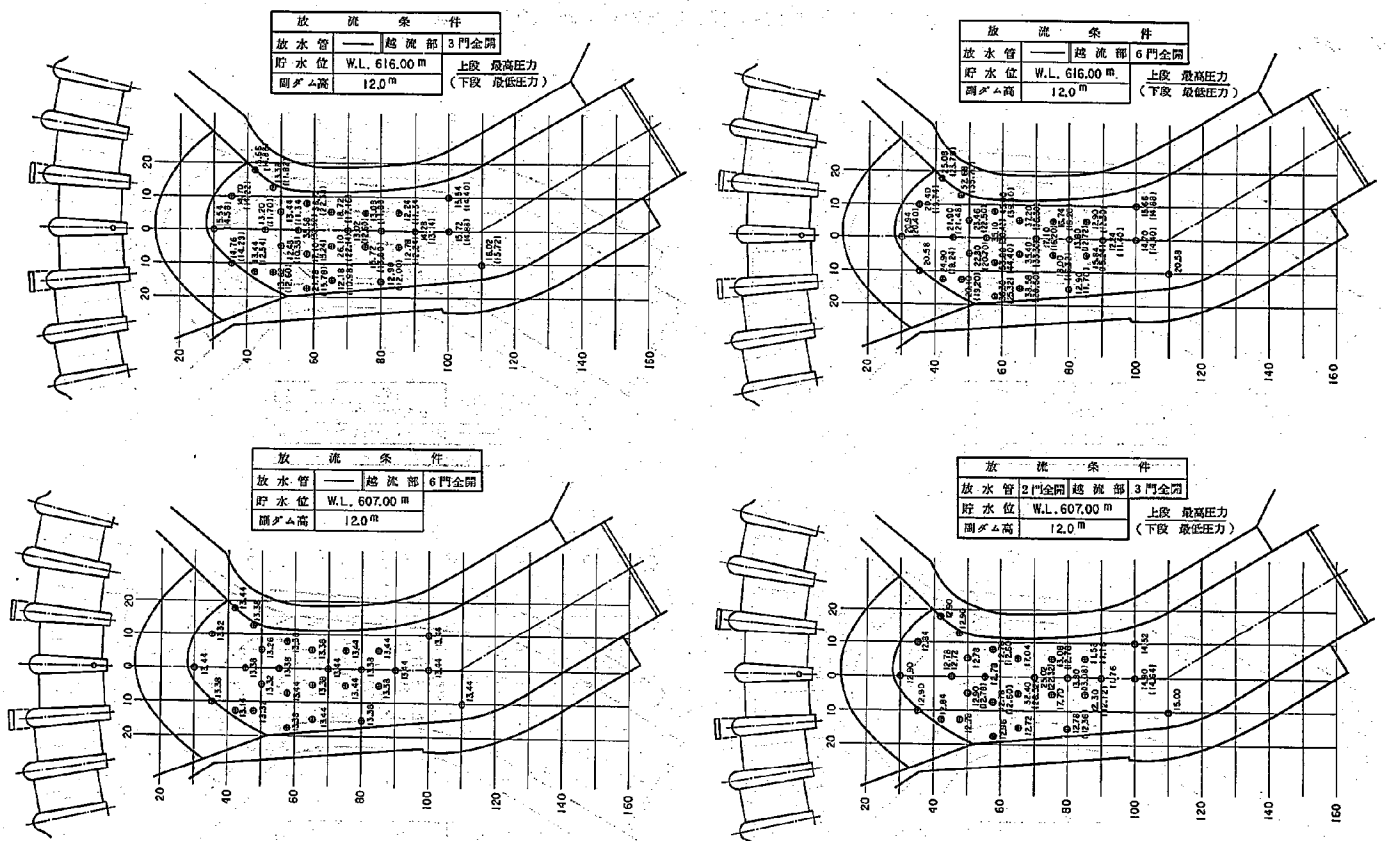
図－48(3) 基本形状における減勢部の流況図



図－４９　基本形状による減勢部の下流水深と放流量との関係図

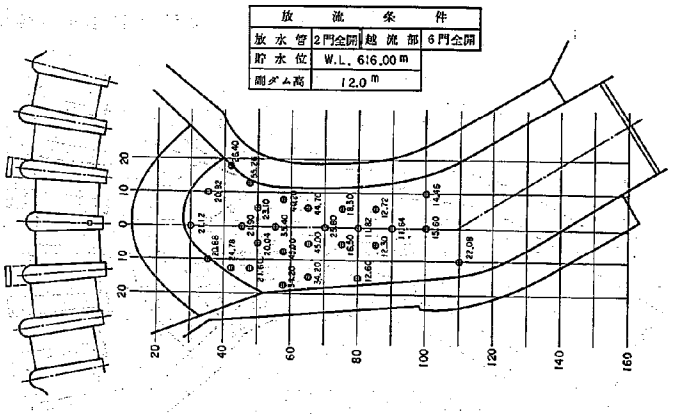


図－５０(1)　基本形状による減勢部底面の圧力分布図

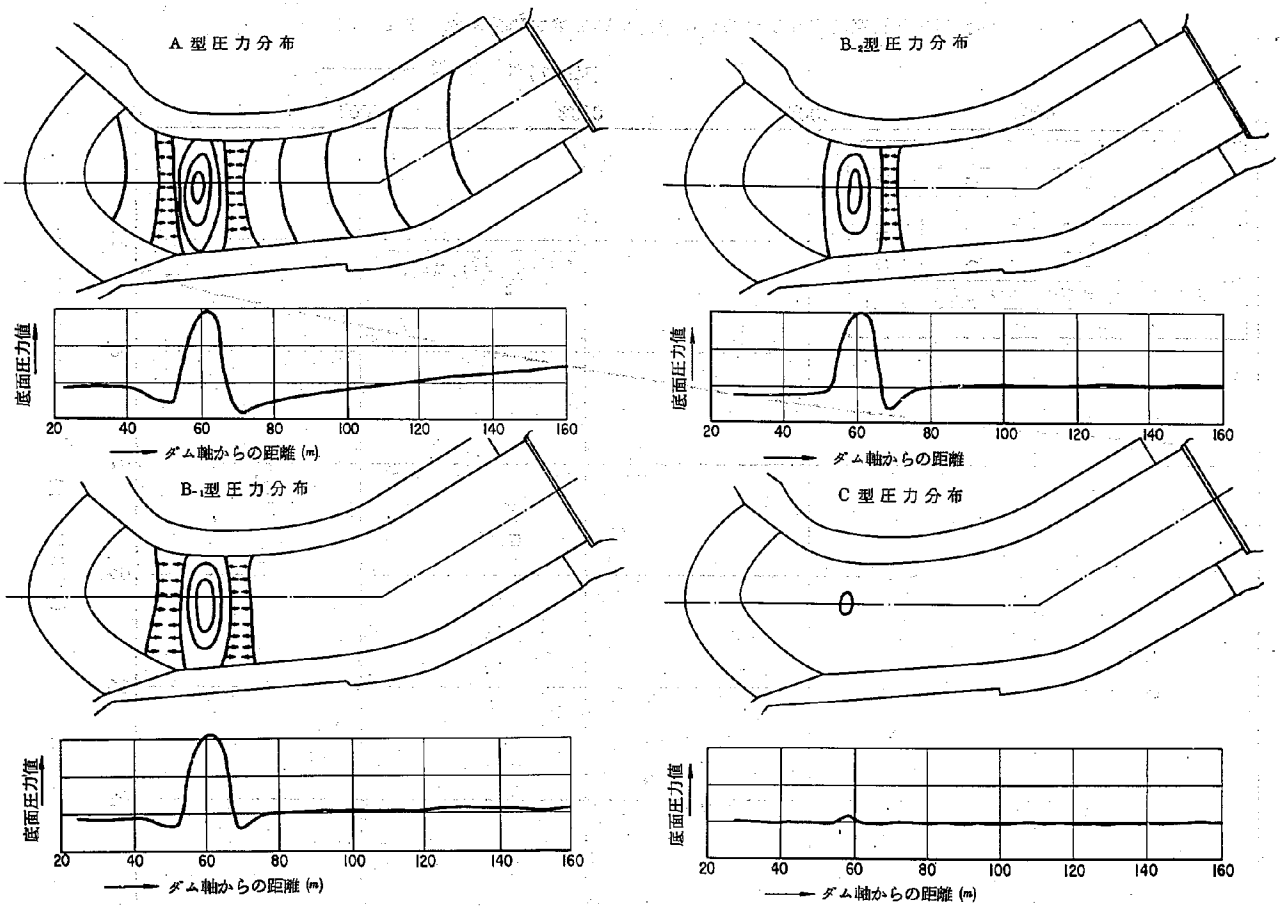


図－５０(2)　基本形状による減勢部底面の圧力分布図

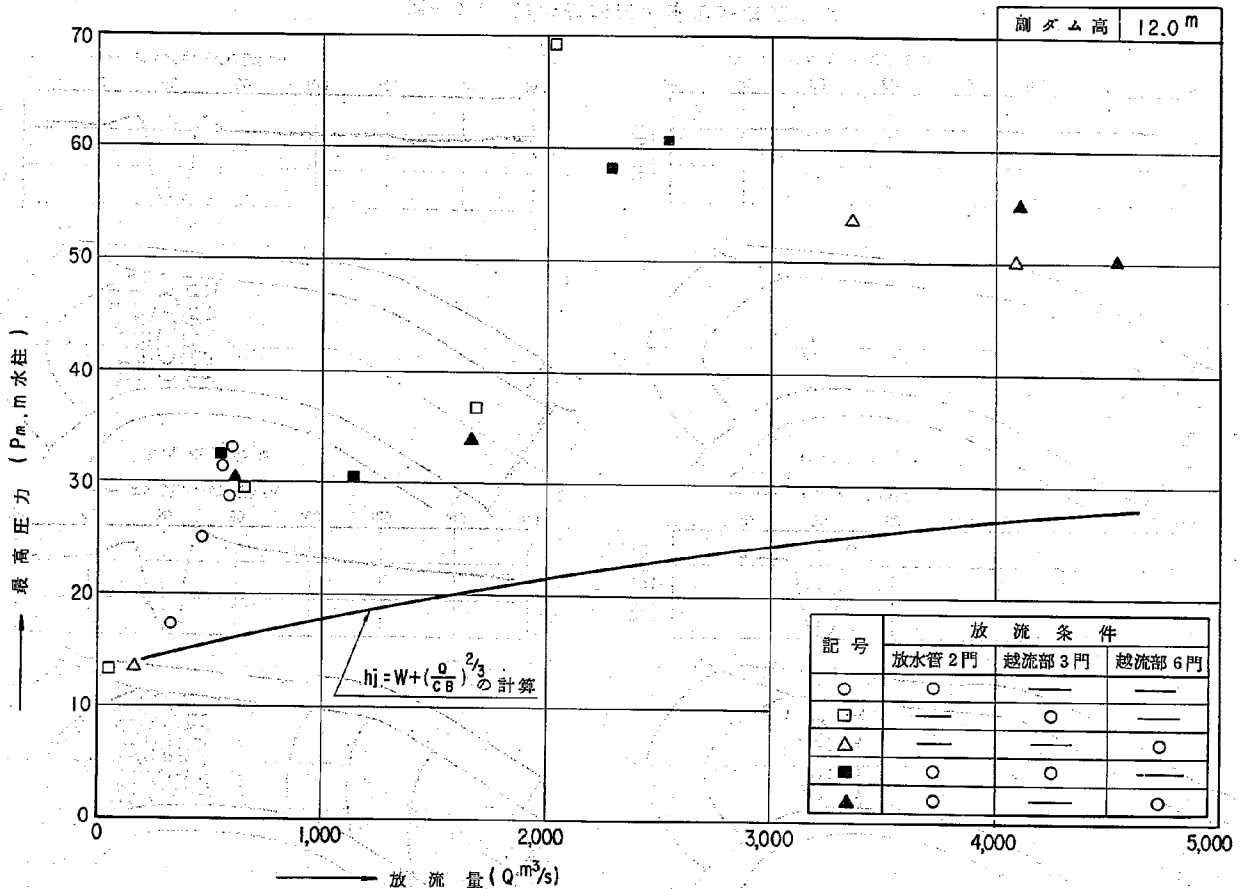
図－５０(3) 基本形状による減勢部底面の圧力分布図



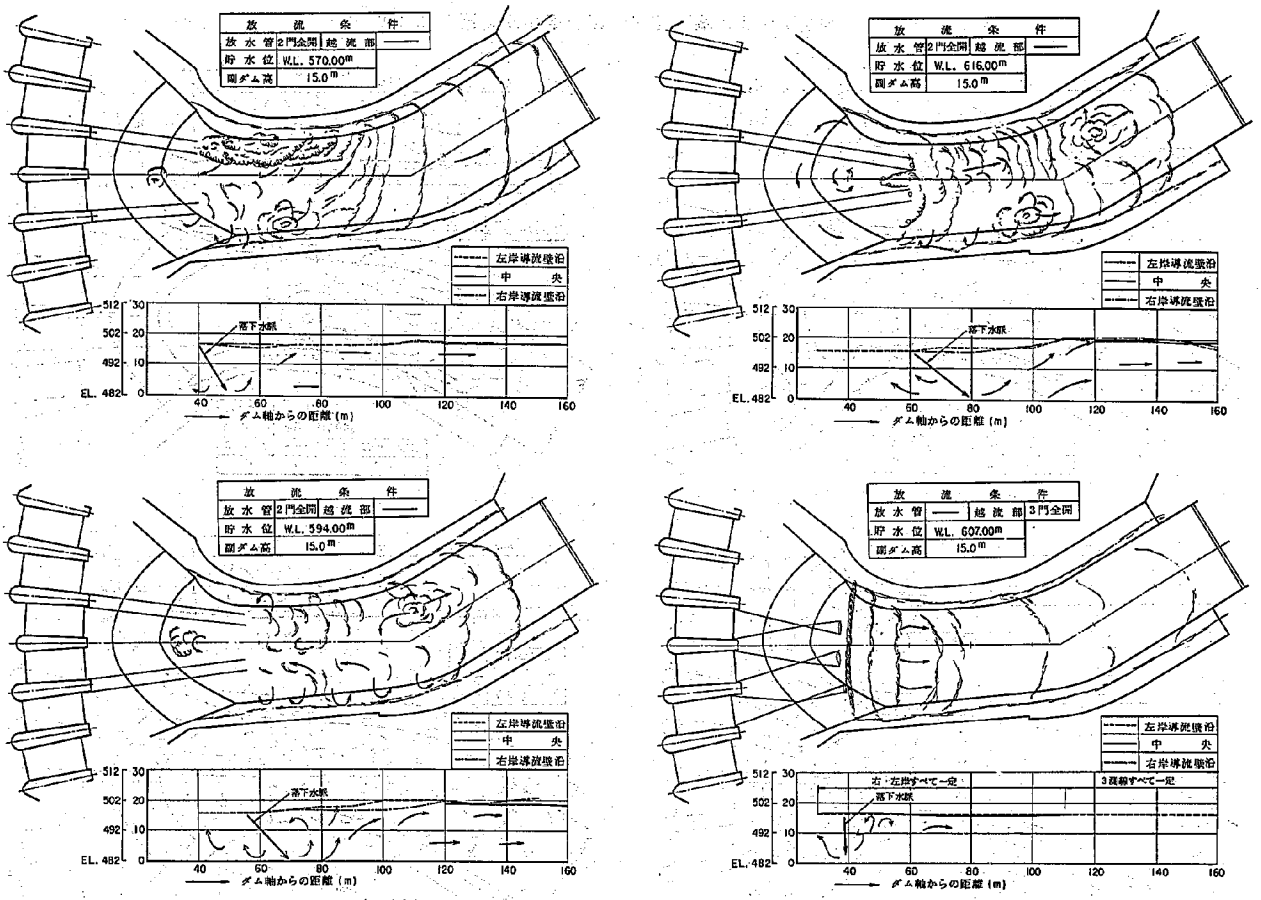
図－５０(4)　基本形状による減勢部底面の圧力分布図



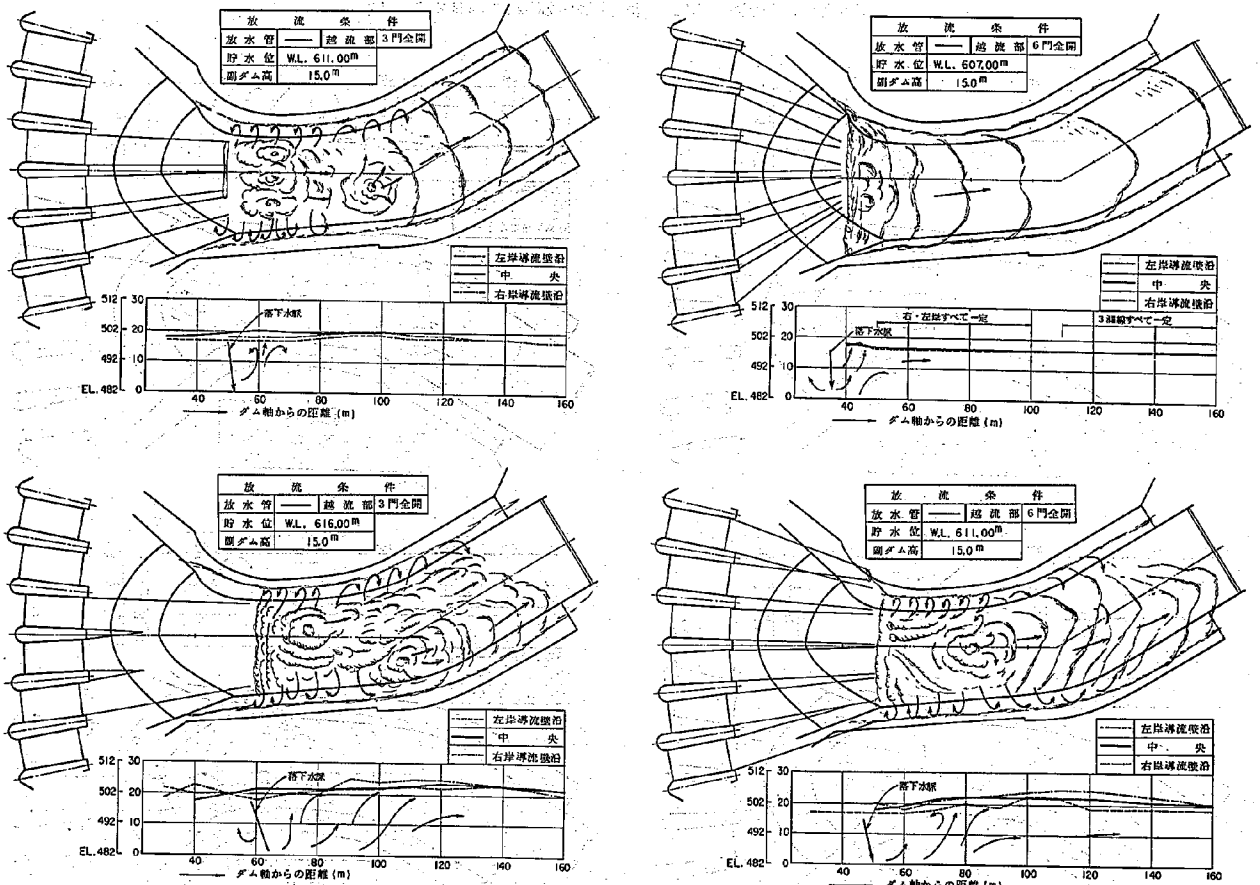
図－５１　減勢部底面の圧力分布型式図



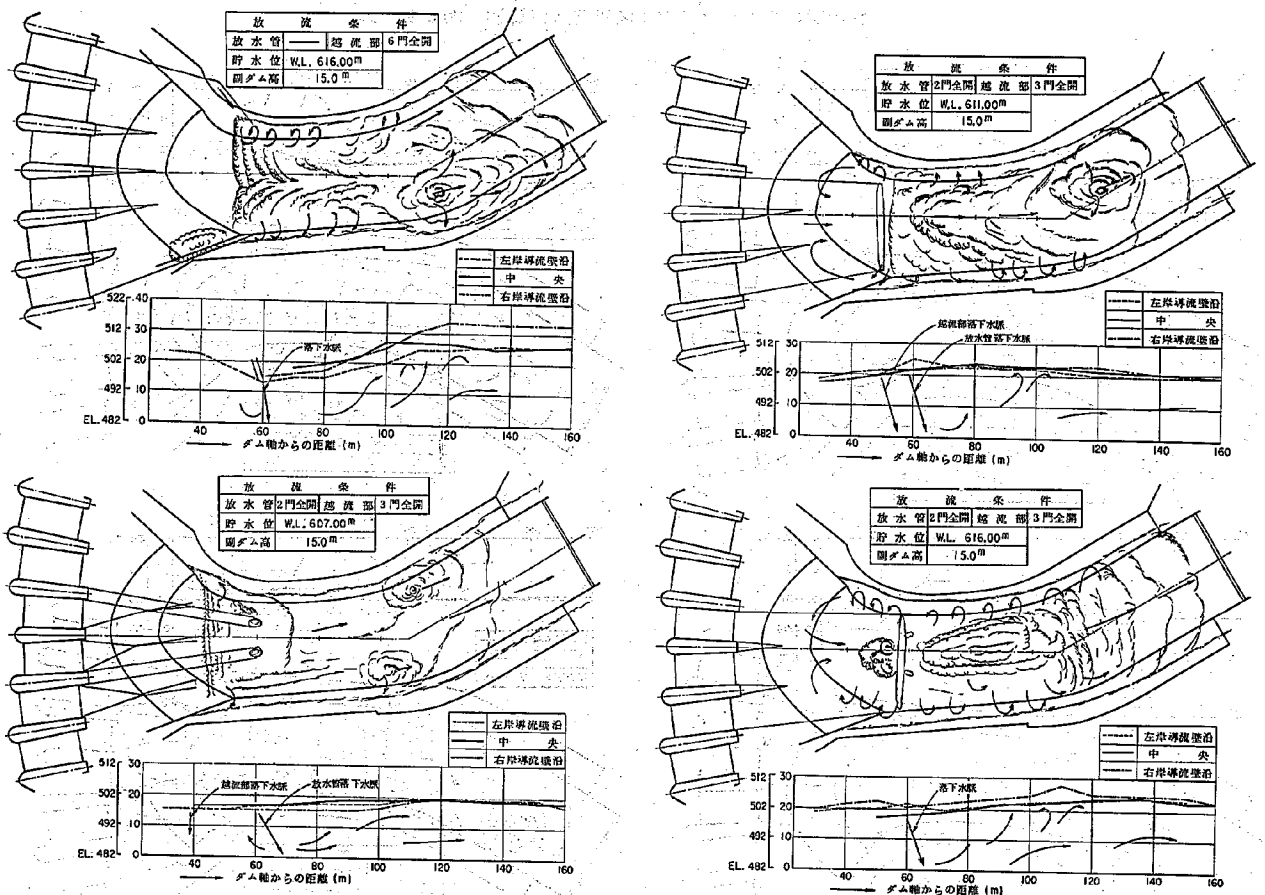
図－５２　基本形状による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



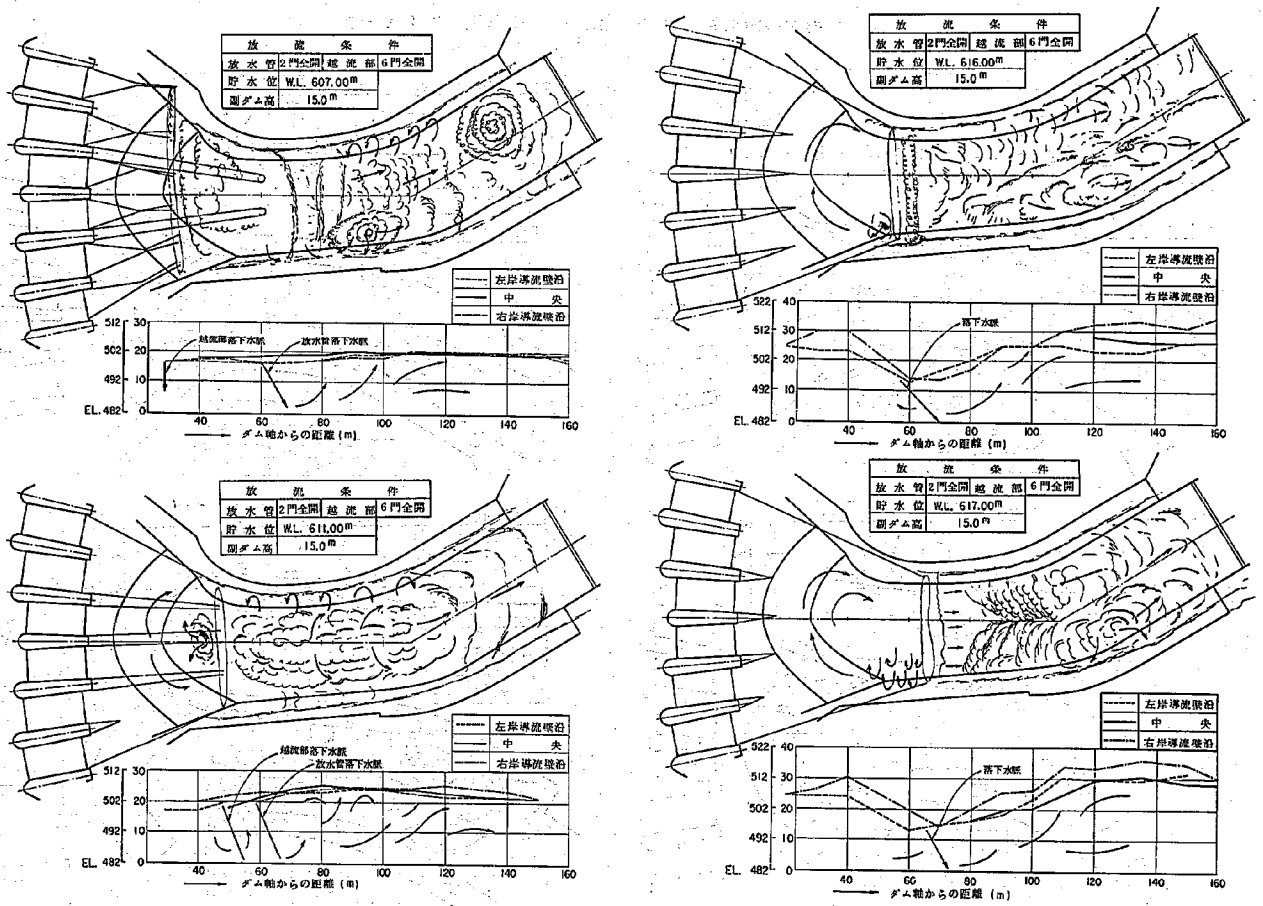
図－5'3(1) 減勢部の修正案1による減勢部の流況図



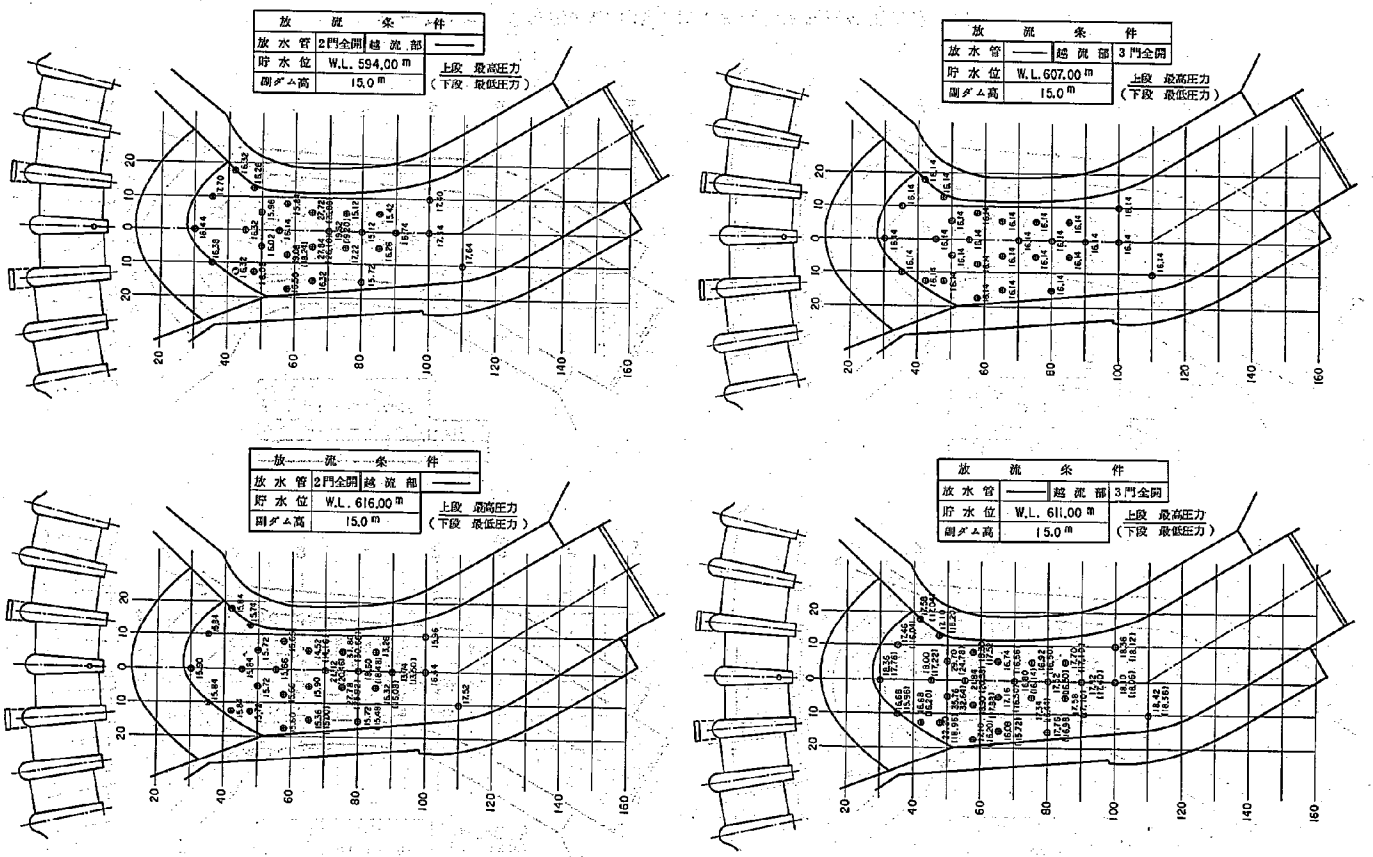
図－5 3(2)　減勢部の修正案1による減勢部の流況図



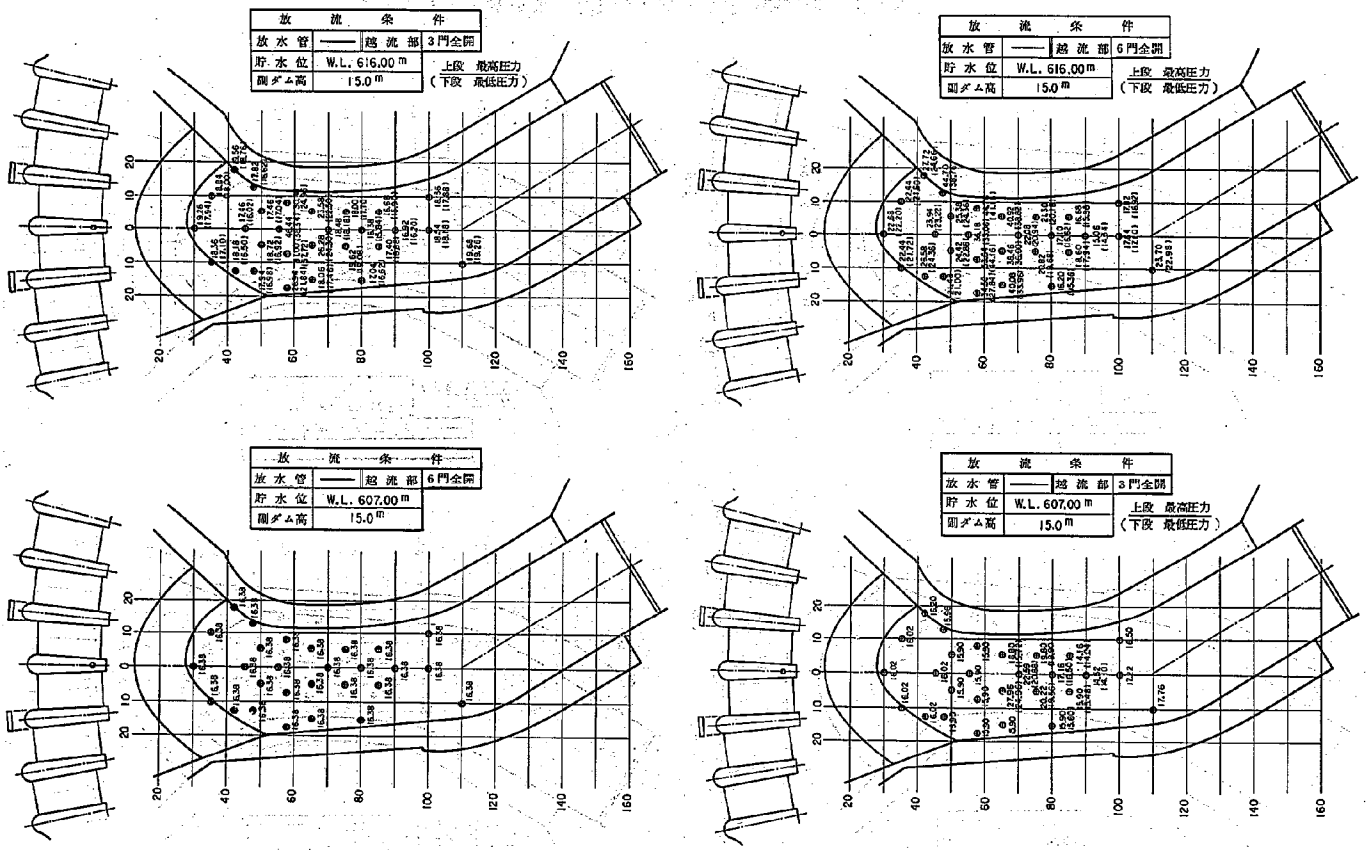
図－５３(3)　減勢部の修正案１による減勢部の流況図



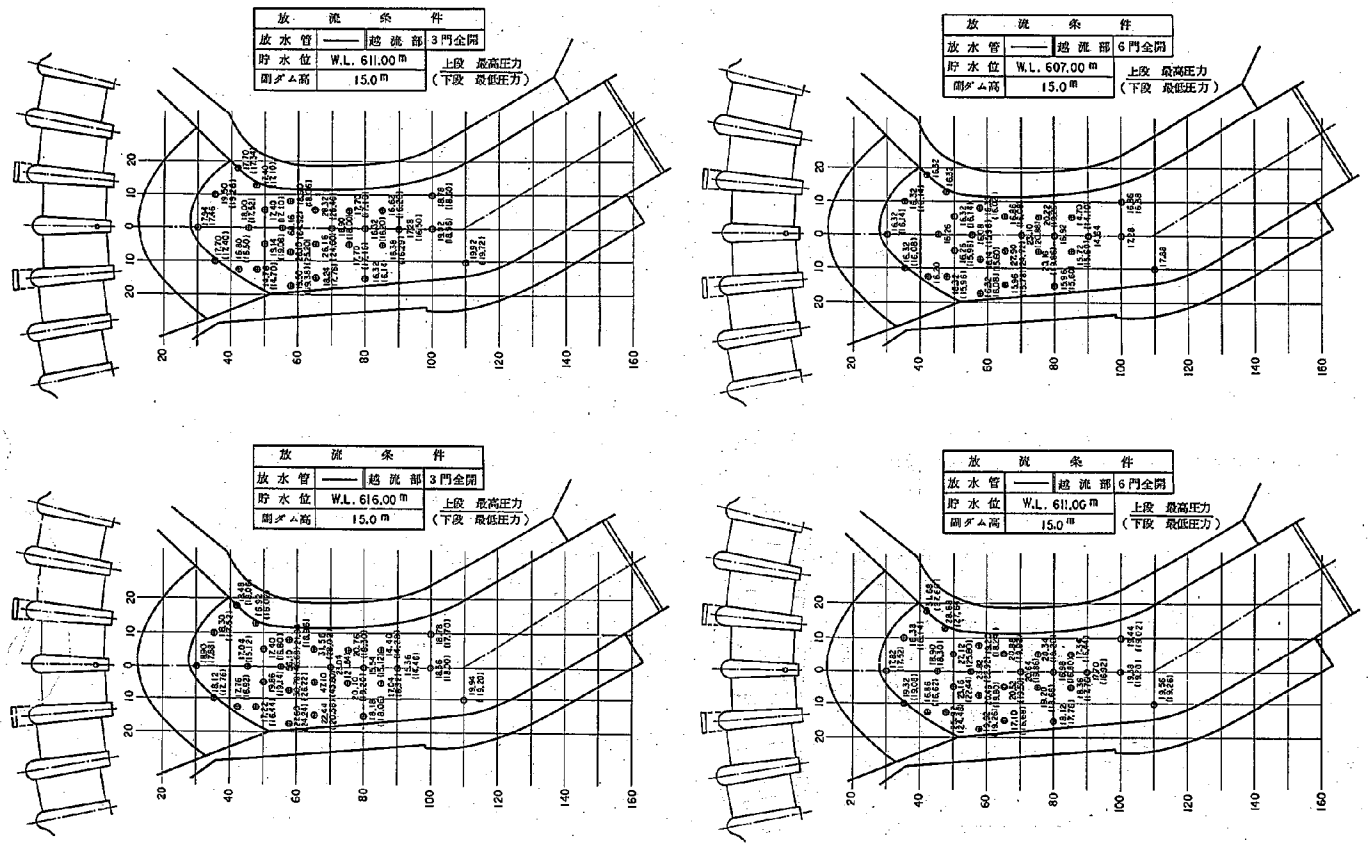
図－５３(4)　減勢部の修正案１による減勢部の流況図



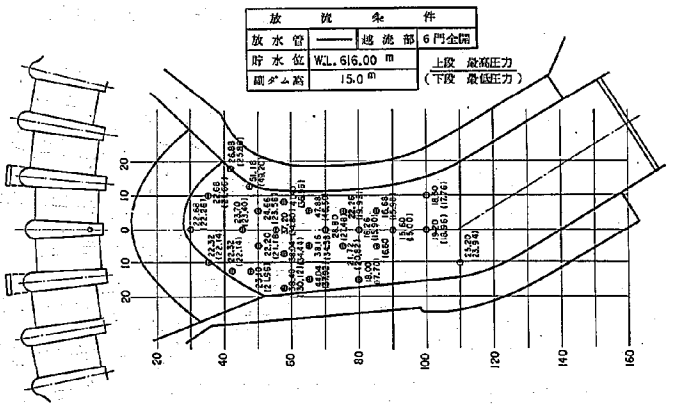
図－５４(1)　減勢部の修正案１による減勢部底面の圧力分布図



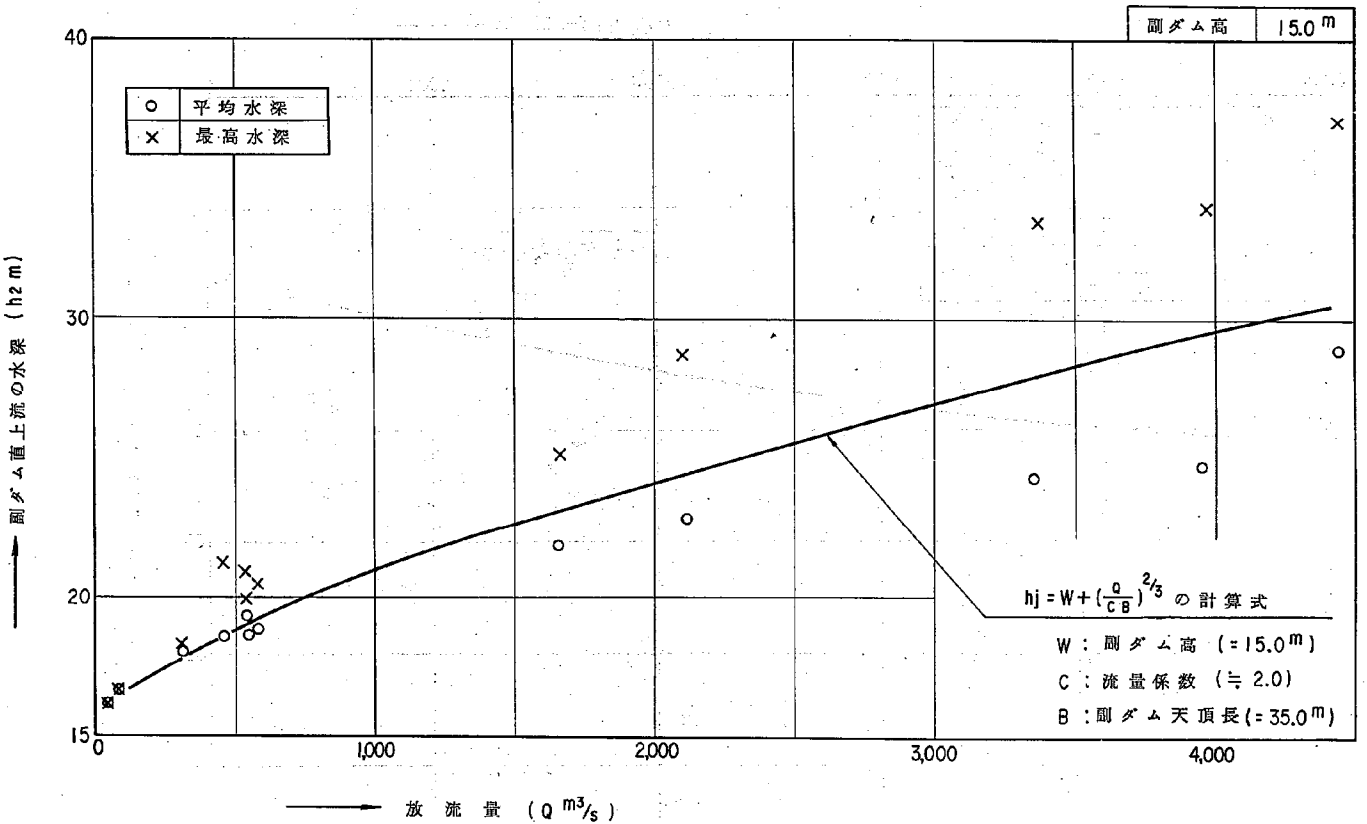
図－5.4(2) 減勢部の修正案1による減勢部底面の圧力分布図



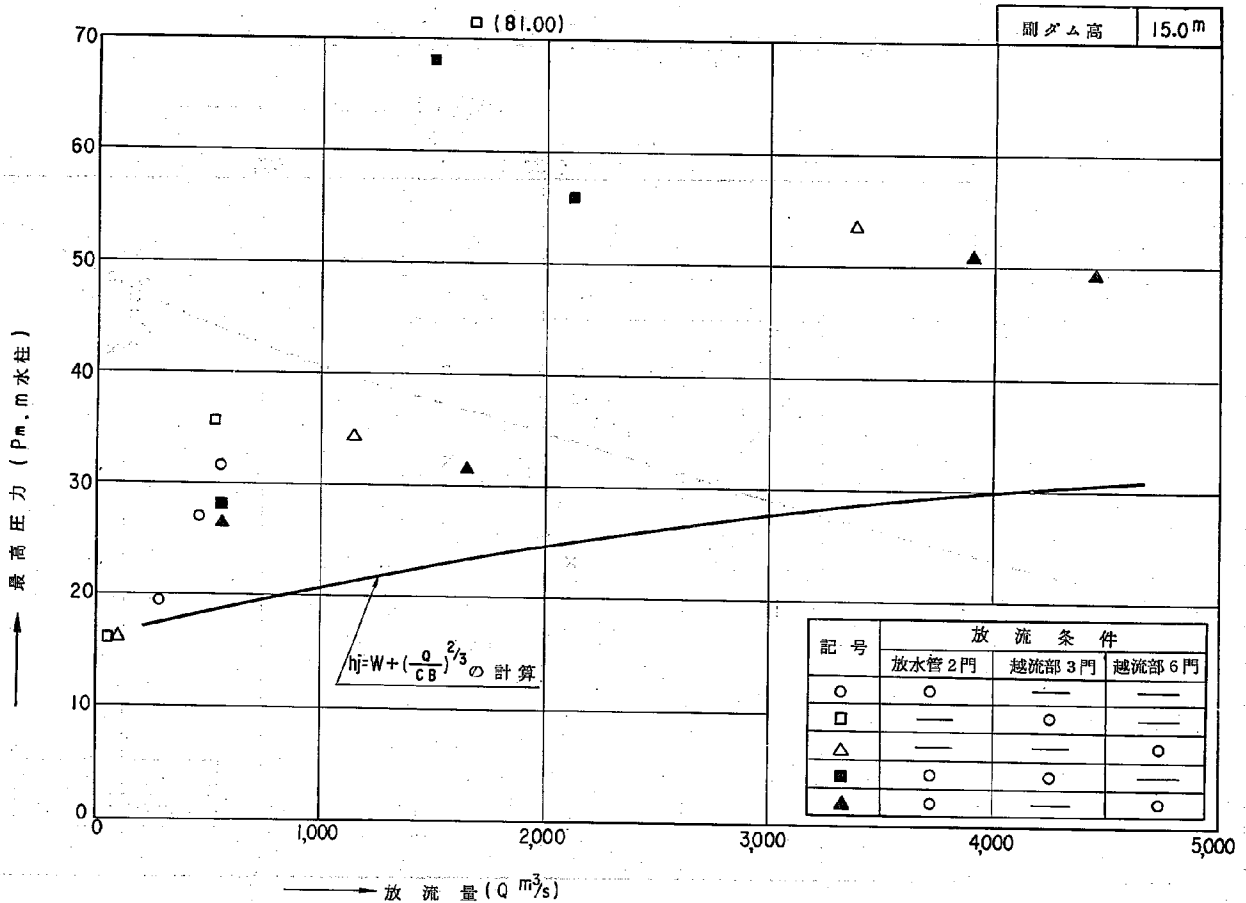
図－５４(3)　減勢部の修正案１による減勢部底面の圧力分布図



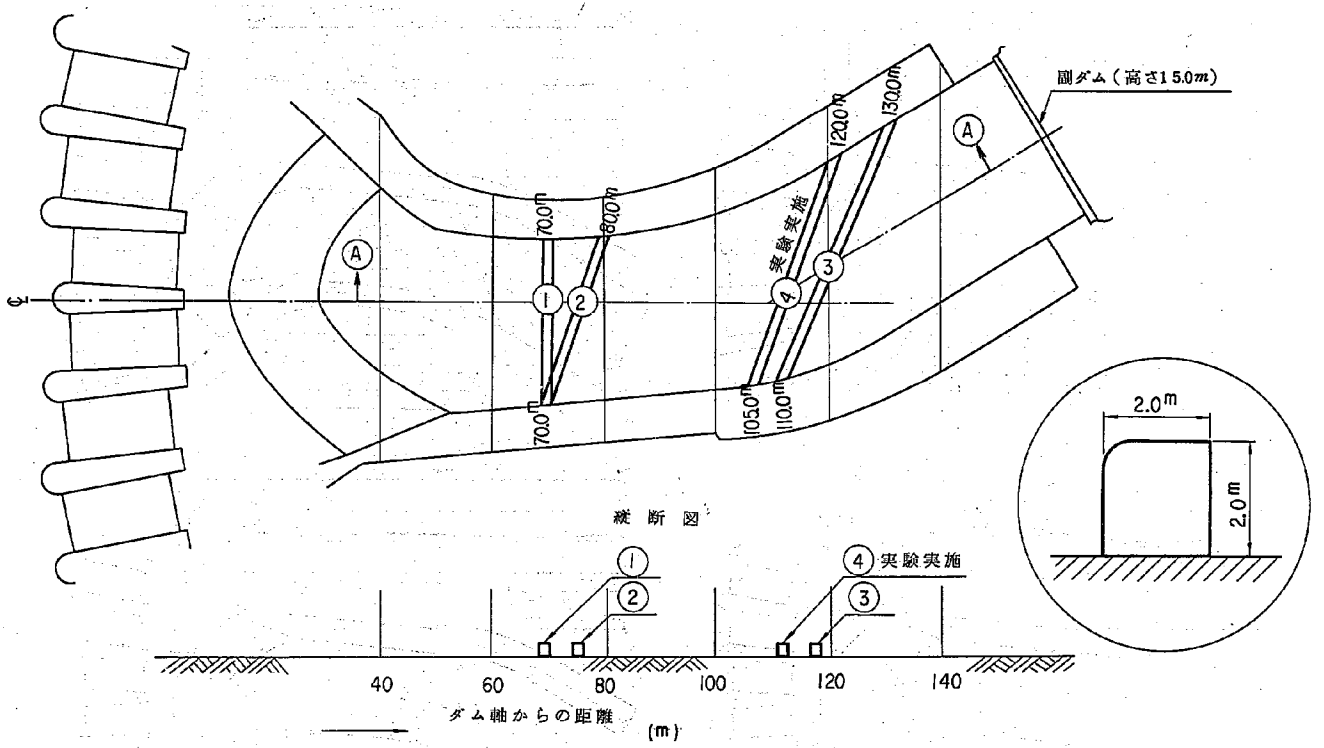
図－５４(4)　減勢部の修正案１による減勢部底面の圧力分布図



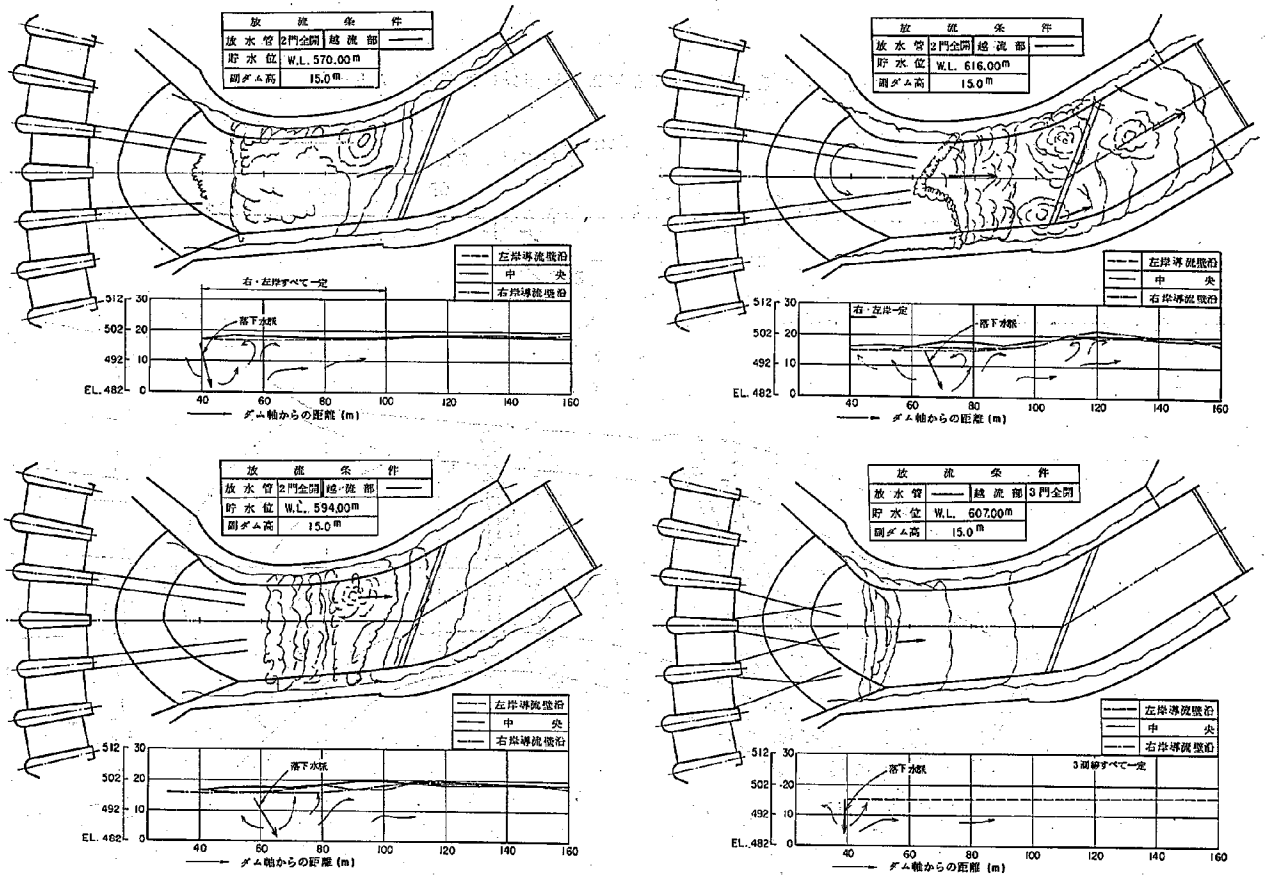
図－５５　減勢部の修正案１による減勢部の下流水深と放流量との関係図



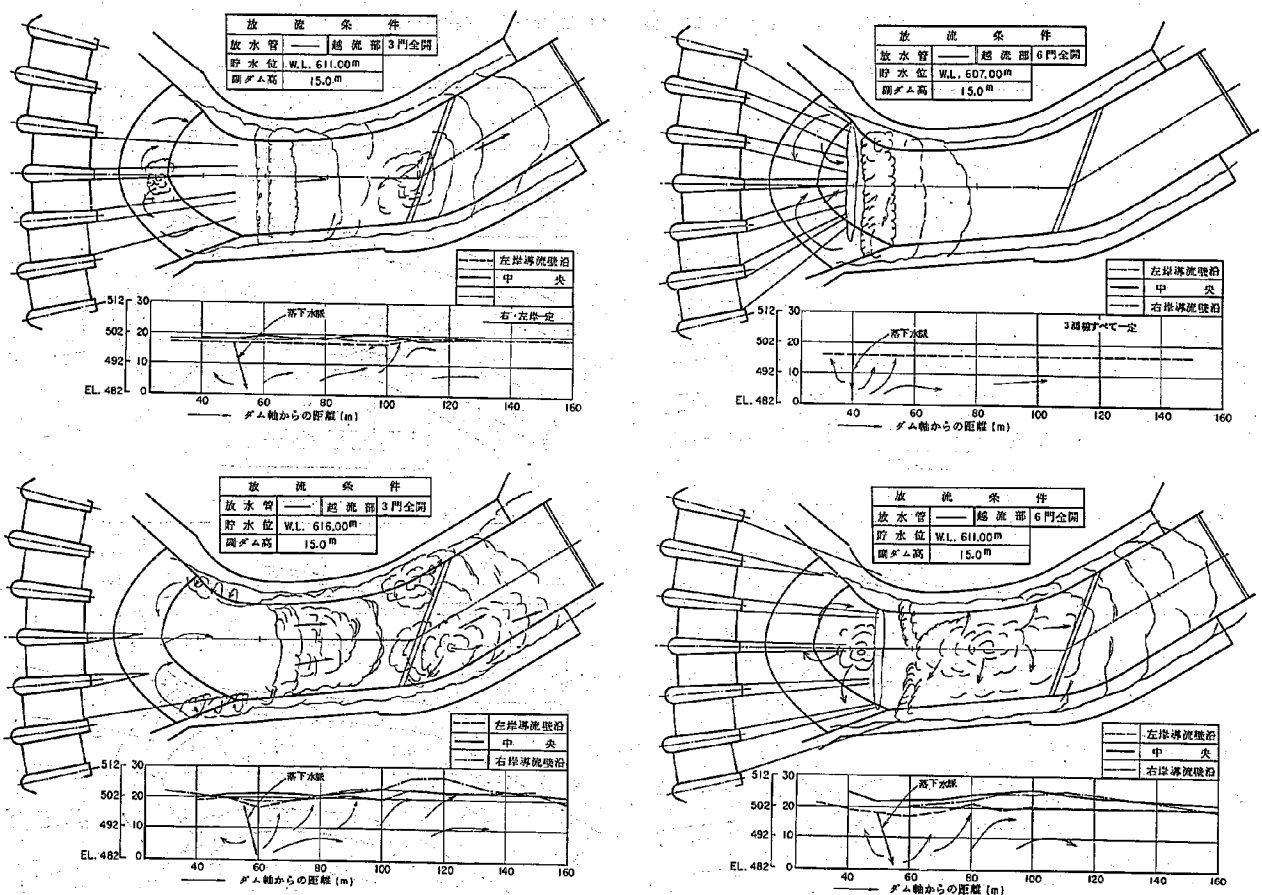
図－５６　減勢部の修正案１による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



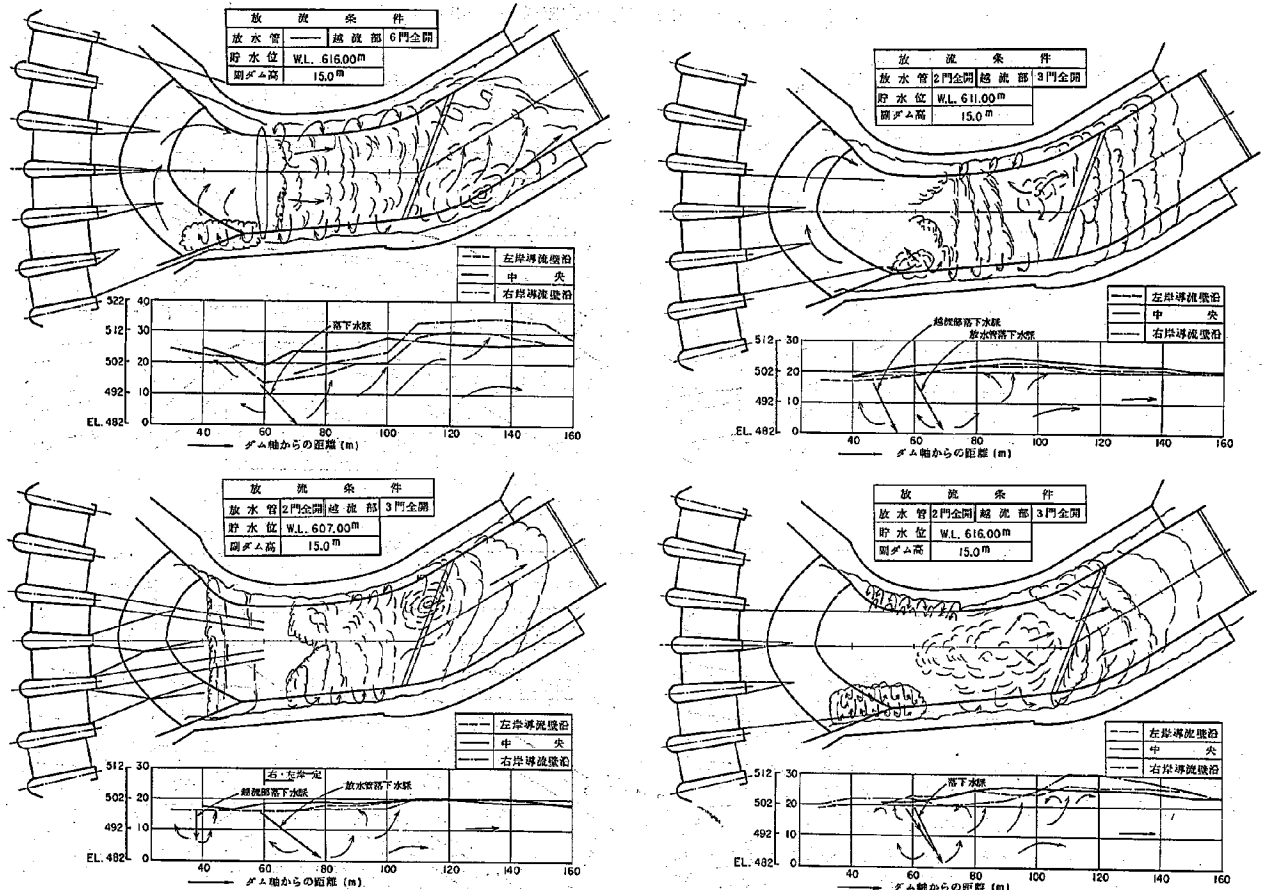
図－５７　減勢部の修正案２による減勢補助構造物の位置図



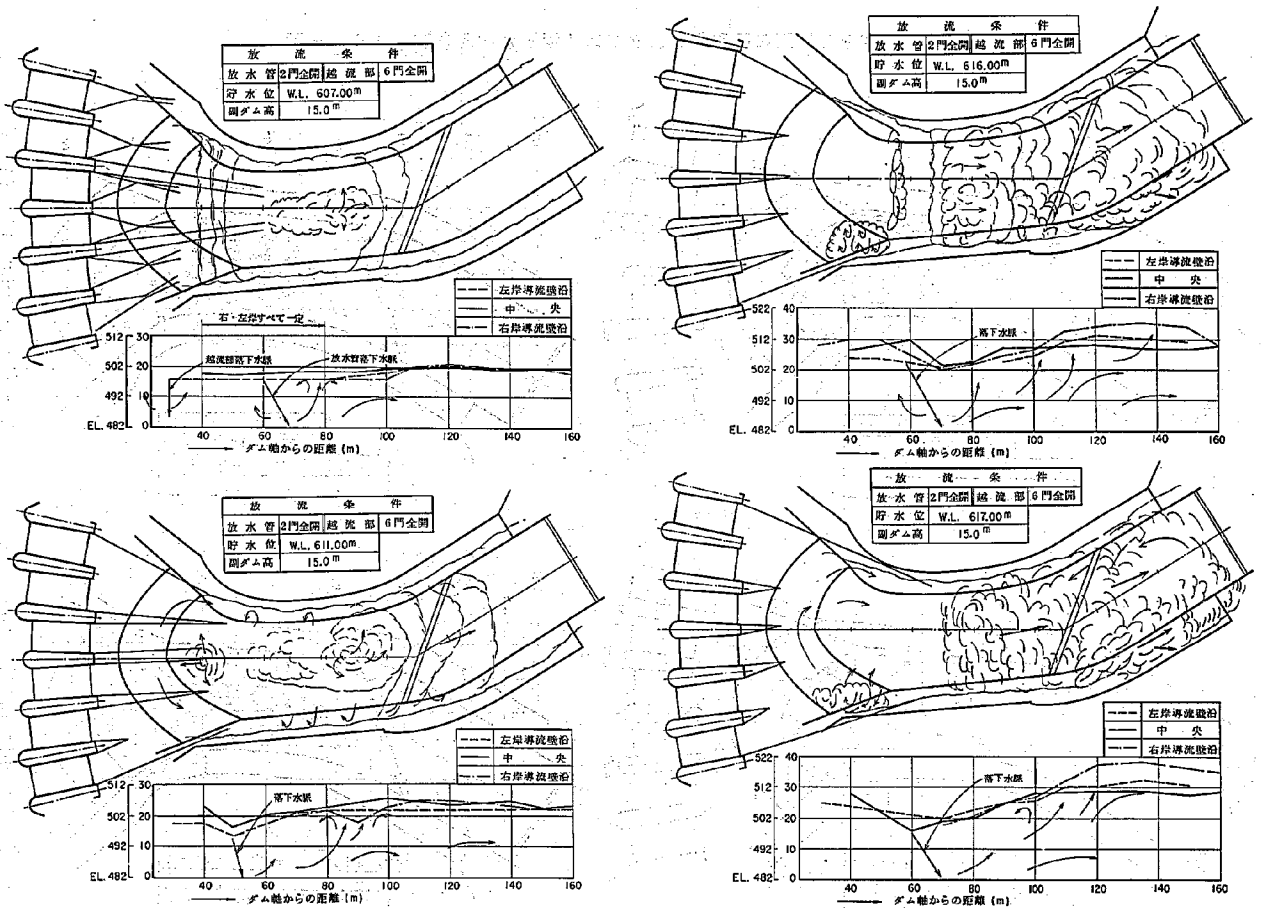
図－５８(1)　減勢部の修正案２による減勢部の流況図



図－5.8(2)　減勢部の修正案2による減勢部の流況図



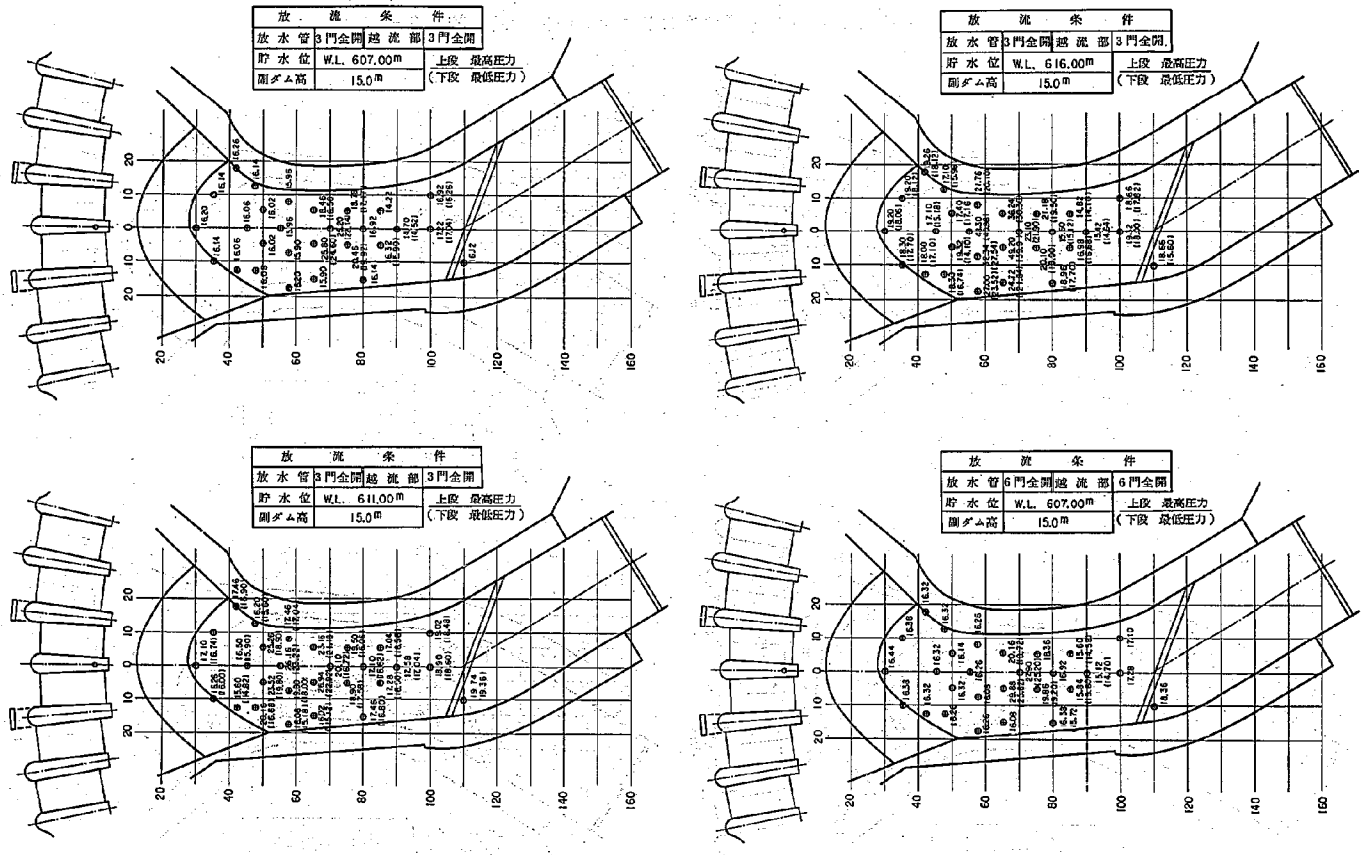
図－５８(3)　減勢部の修正案２による減勢部の流況図



図－５８(4)　減勢部の修正案２による減勢部の流況図

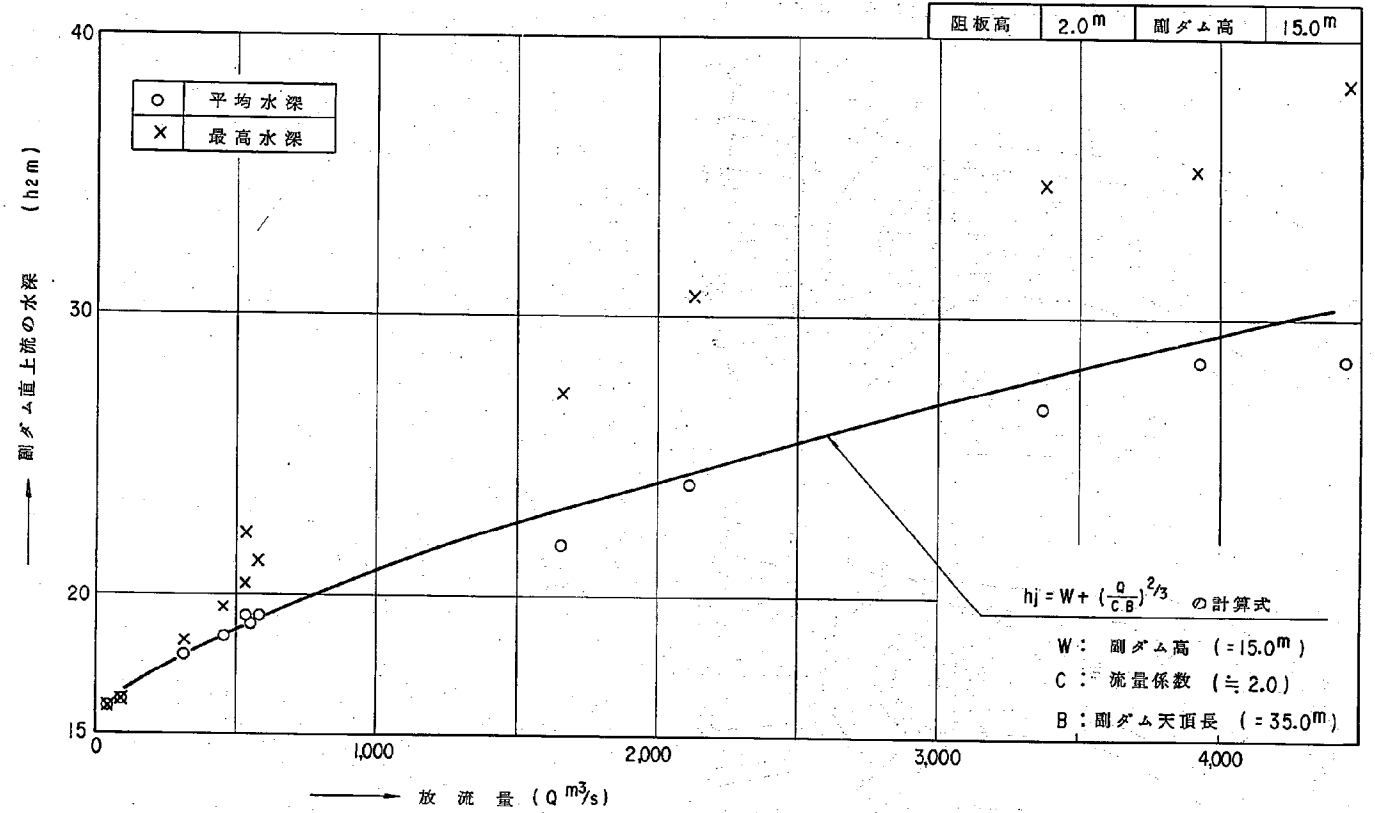
図－５９(1) 減勢部の修正案２による減勢部底面の圧力分布図

図－５９(2)　減勢部の修正案２による減勢部底面の圧力分布図

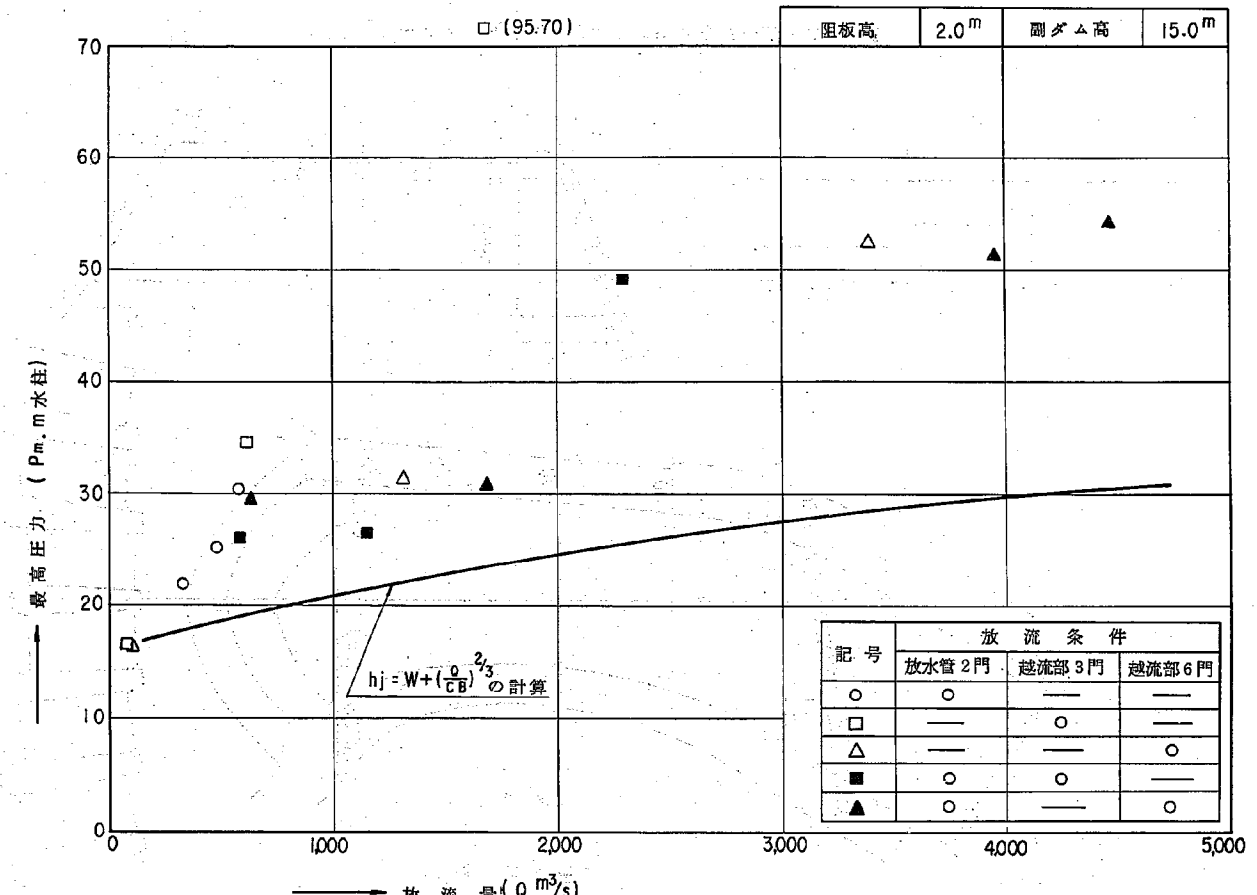


図－５９(3) 減勢部の修正案２による減勢部底面の圧力分布図

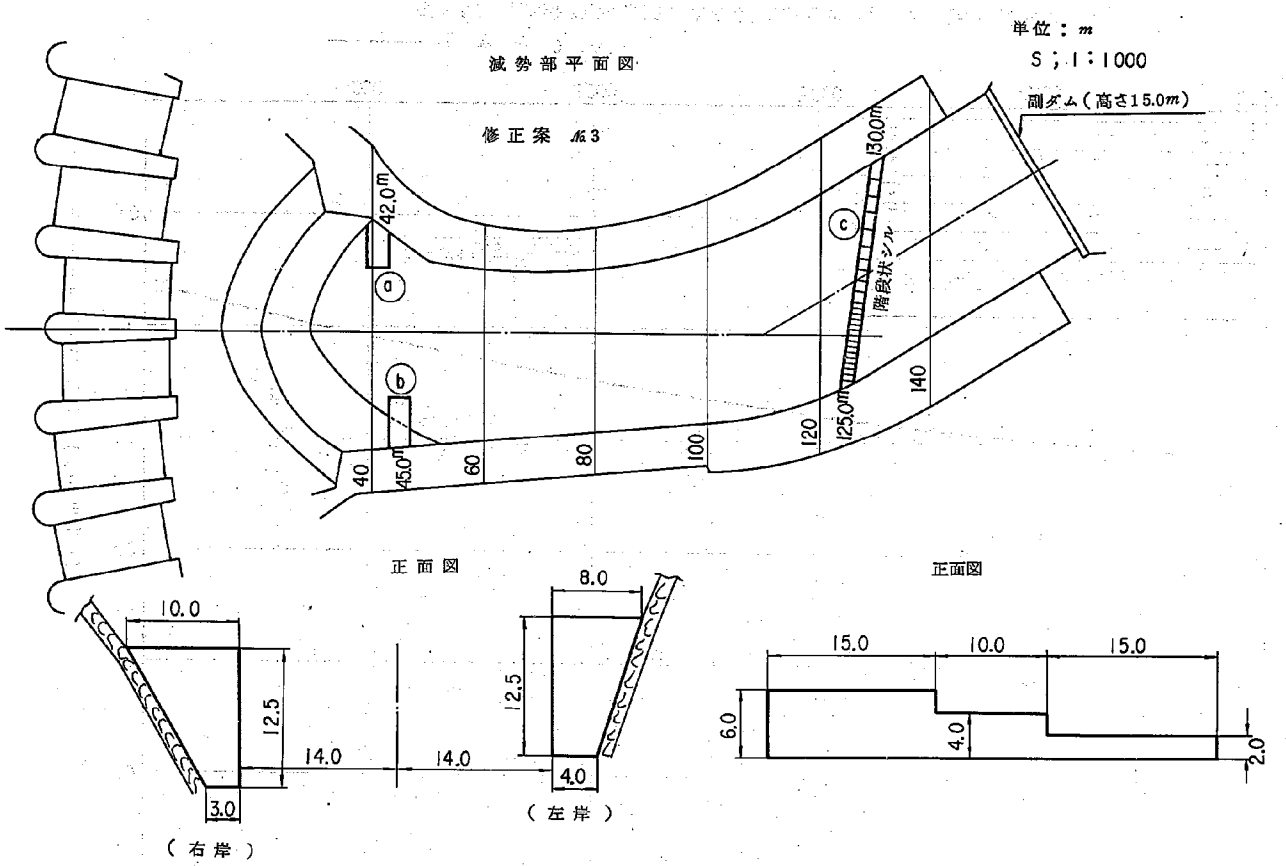
図－５９(4)　減勢部の修正案２による減勢部底面の圧力分布図



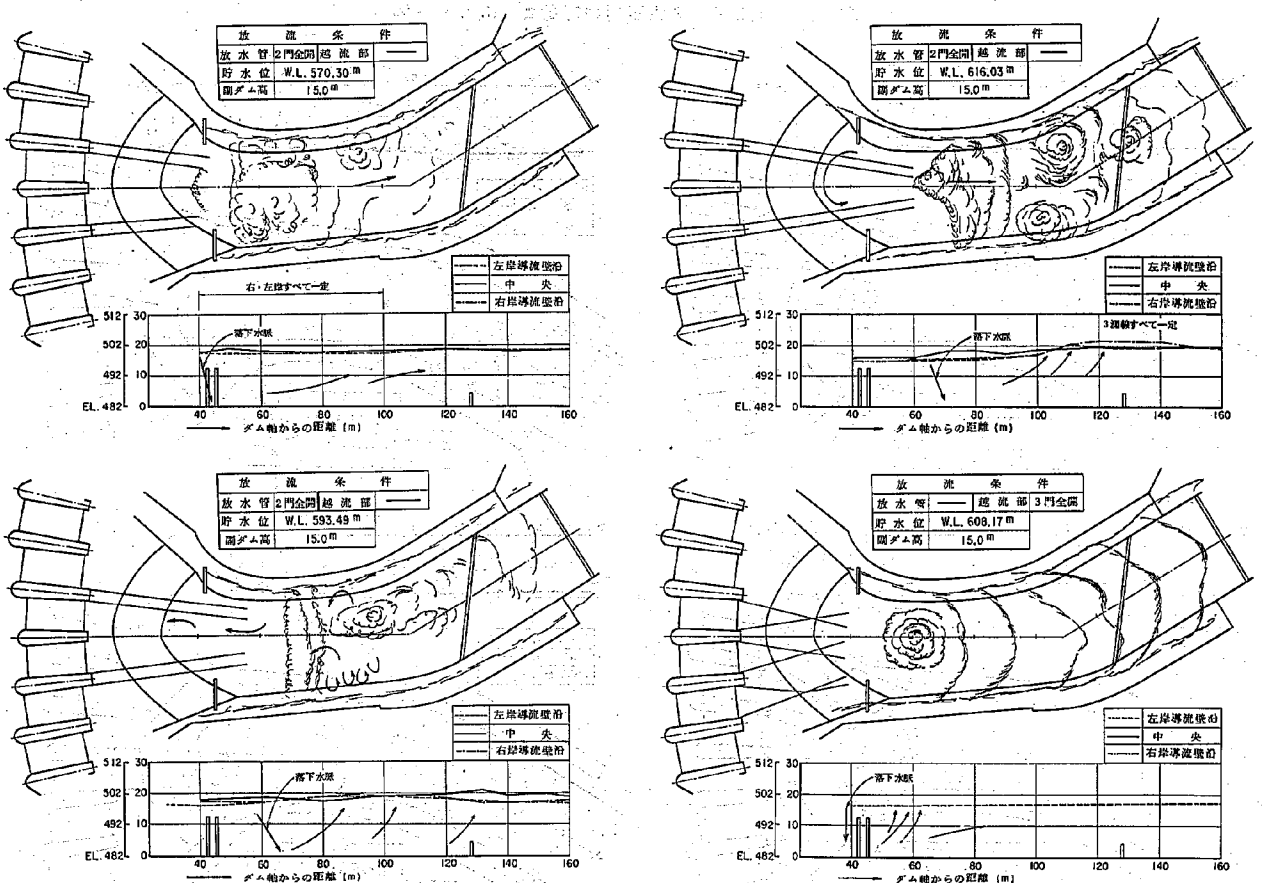
図－６０　減勢部の修正案２による減勢部の下流水深と放流量との関係図



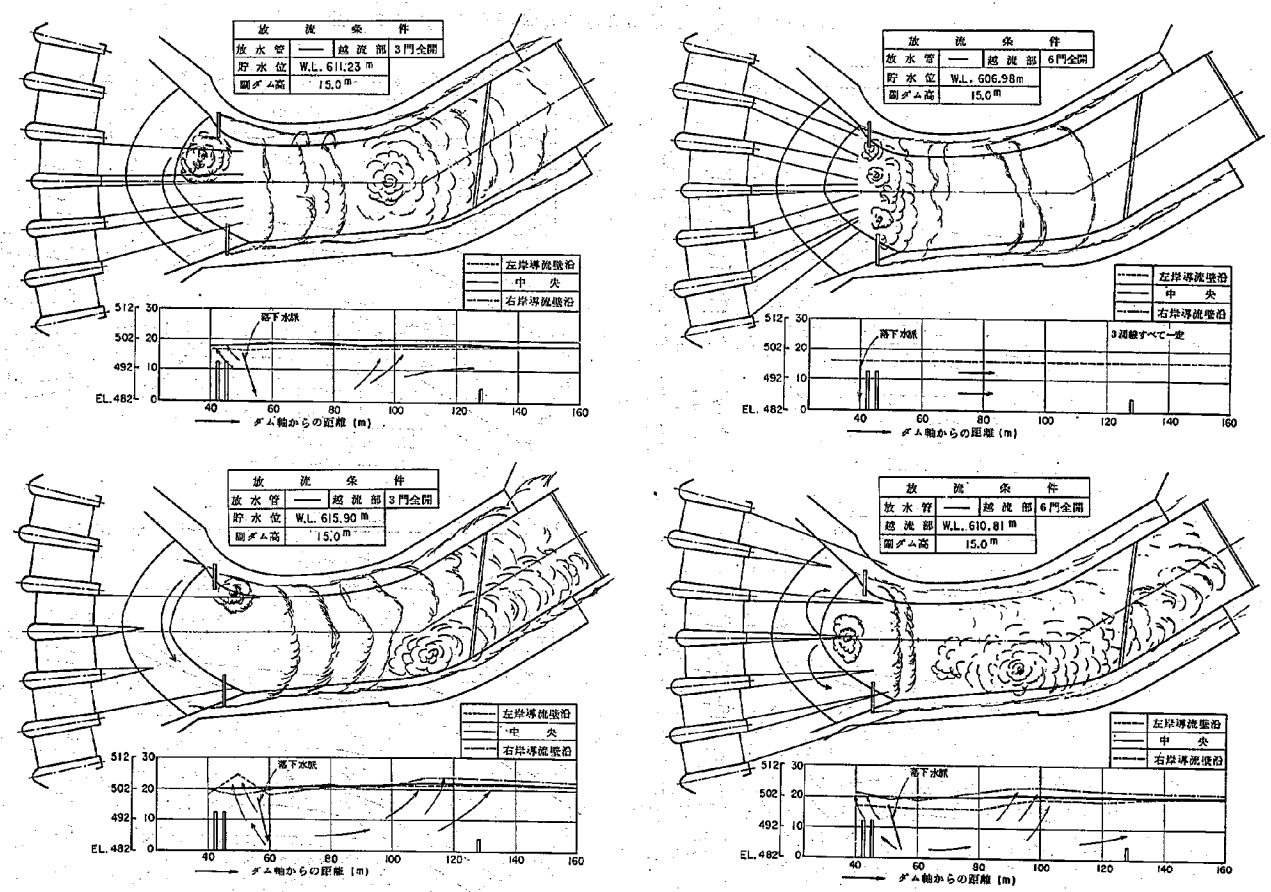
図－61　減勢部の修正案2による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



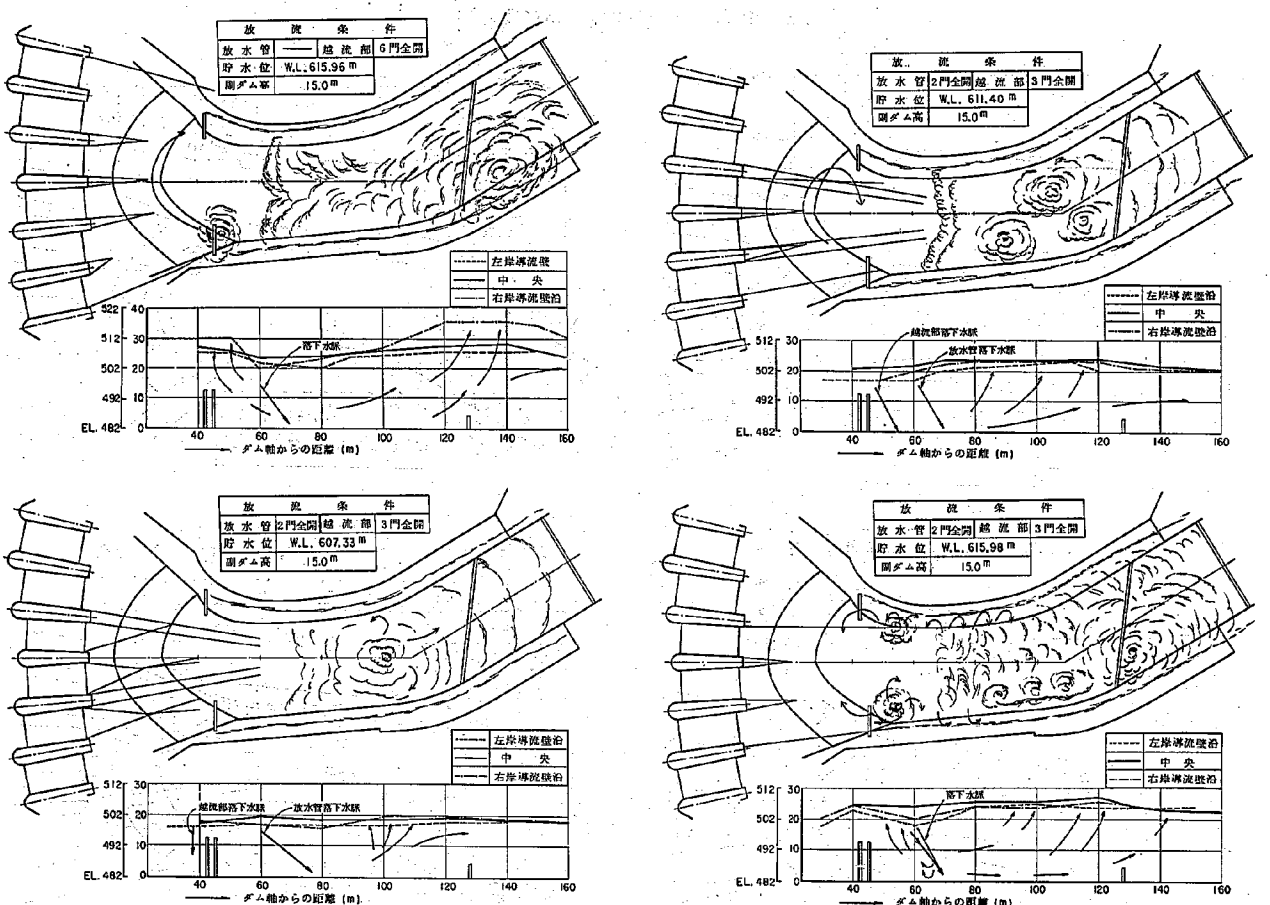
図－６２　減勢部の修正案３による減勢部助樽造物の形状図



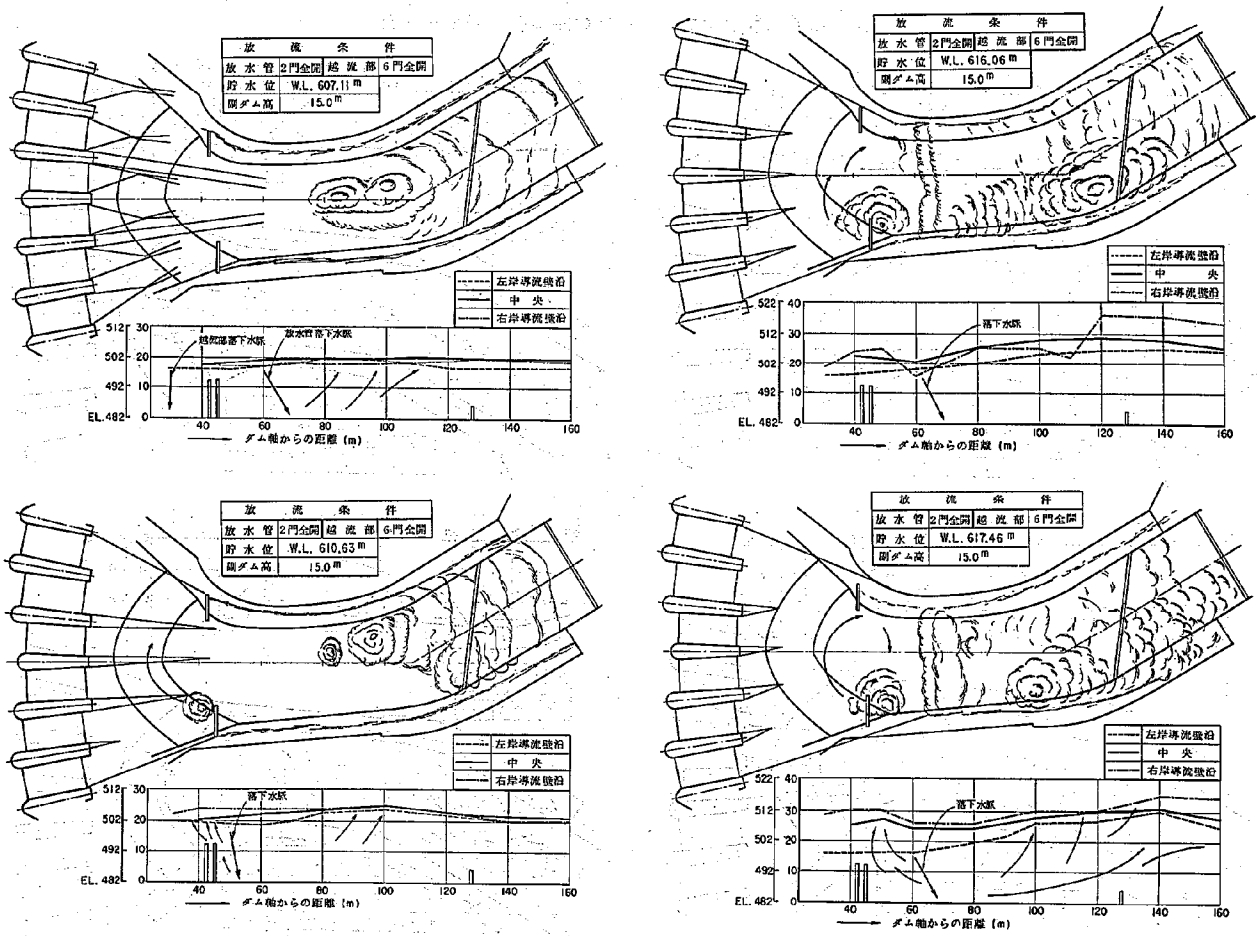
図－６３(1)　減勢部の修正案３による減勢部の流況図



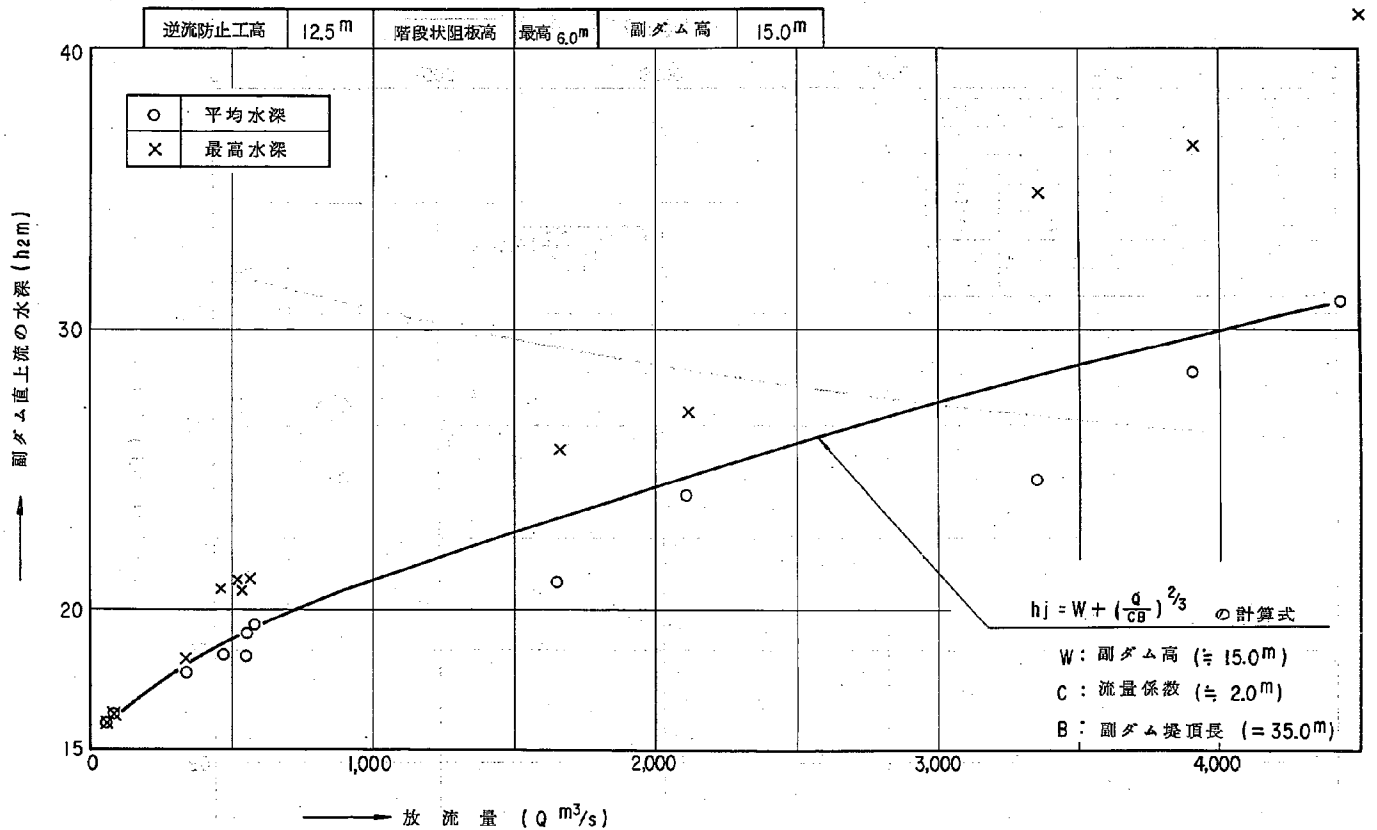
図－６３(2)　減勢部の修正案３による減勢部の流況図



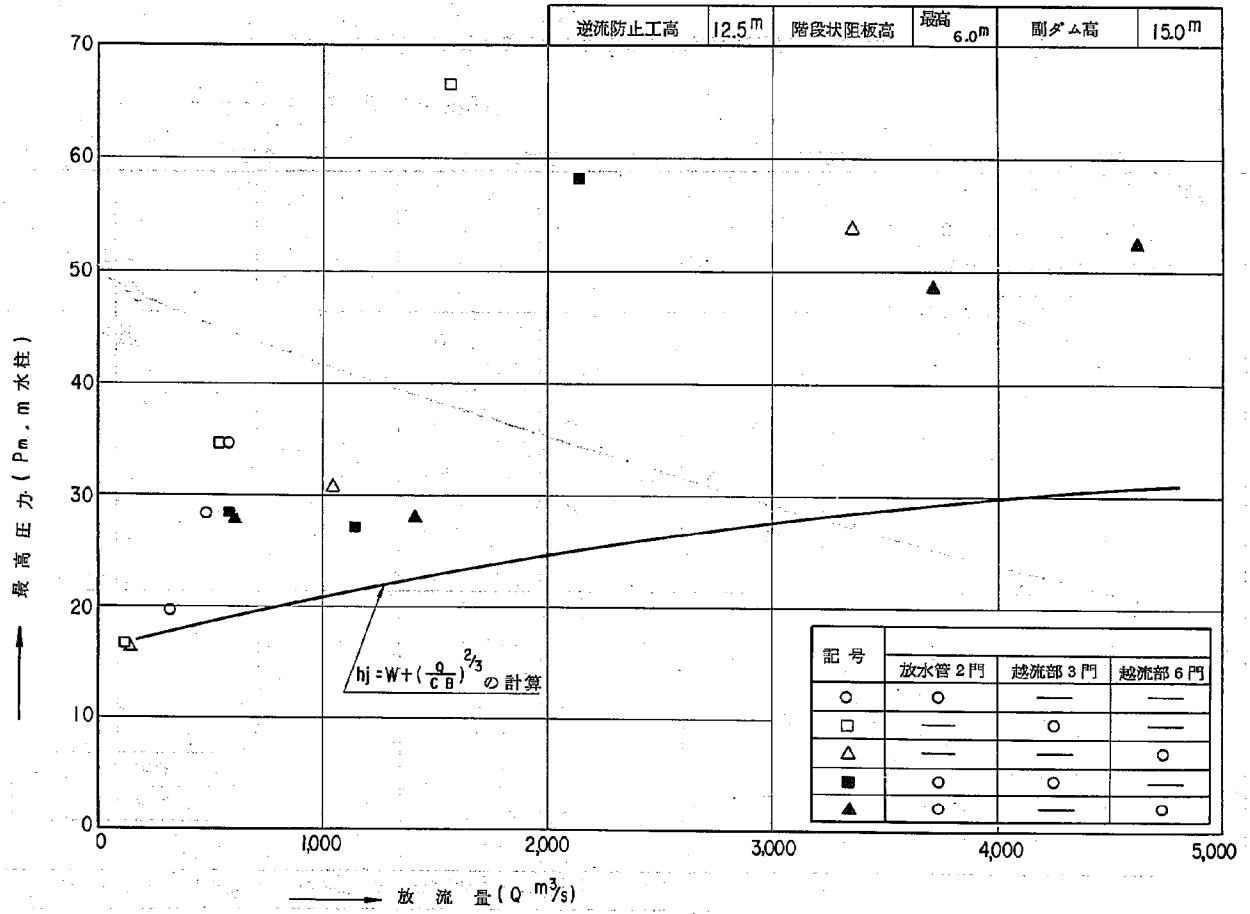
図－６３(3)　減勢部の修正案３による減勢部の流況図



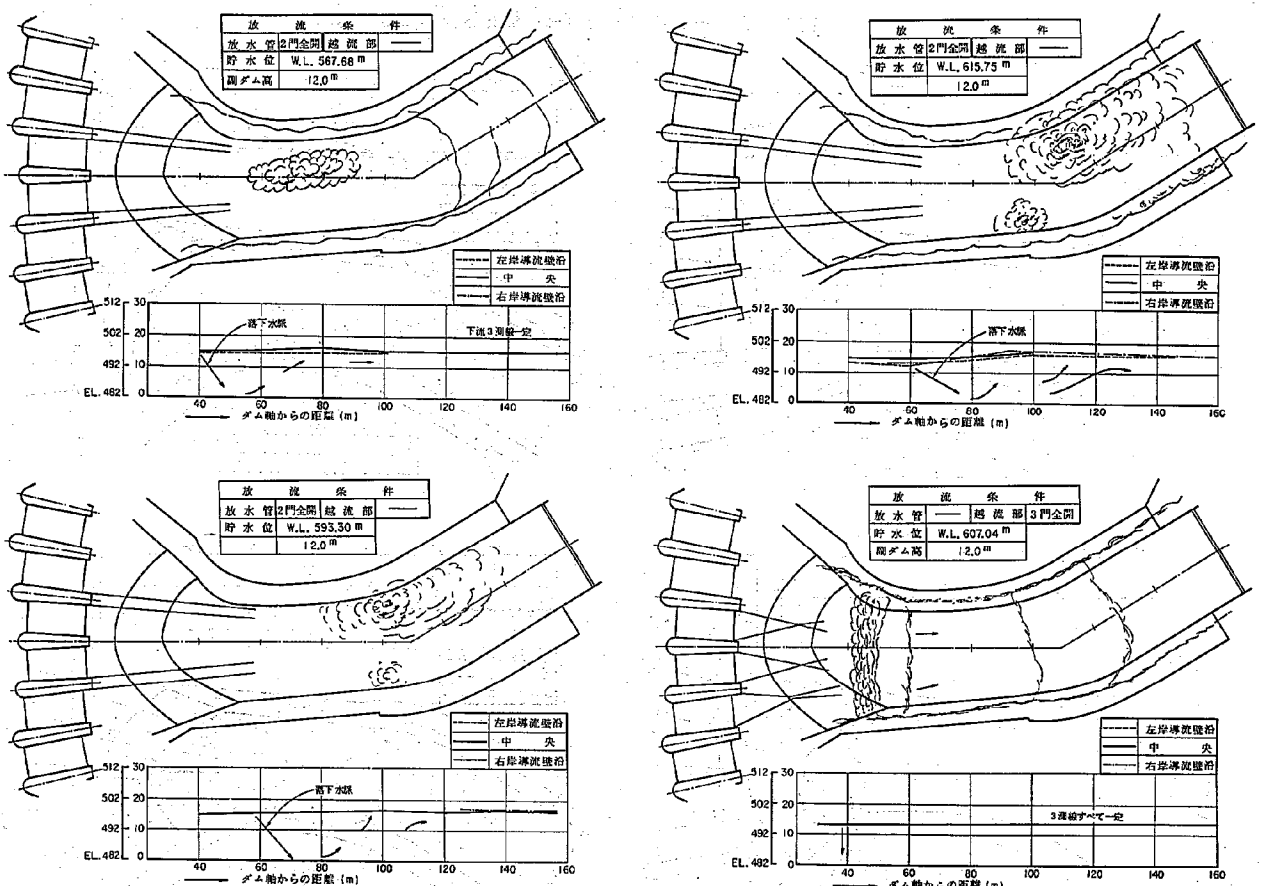
図－６３(4)　減勢部の修正案３による減勢部の流況図



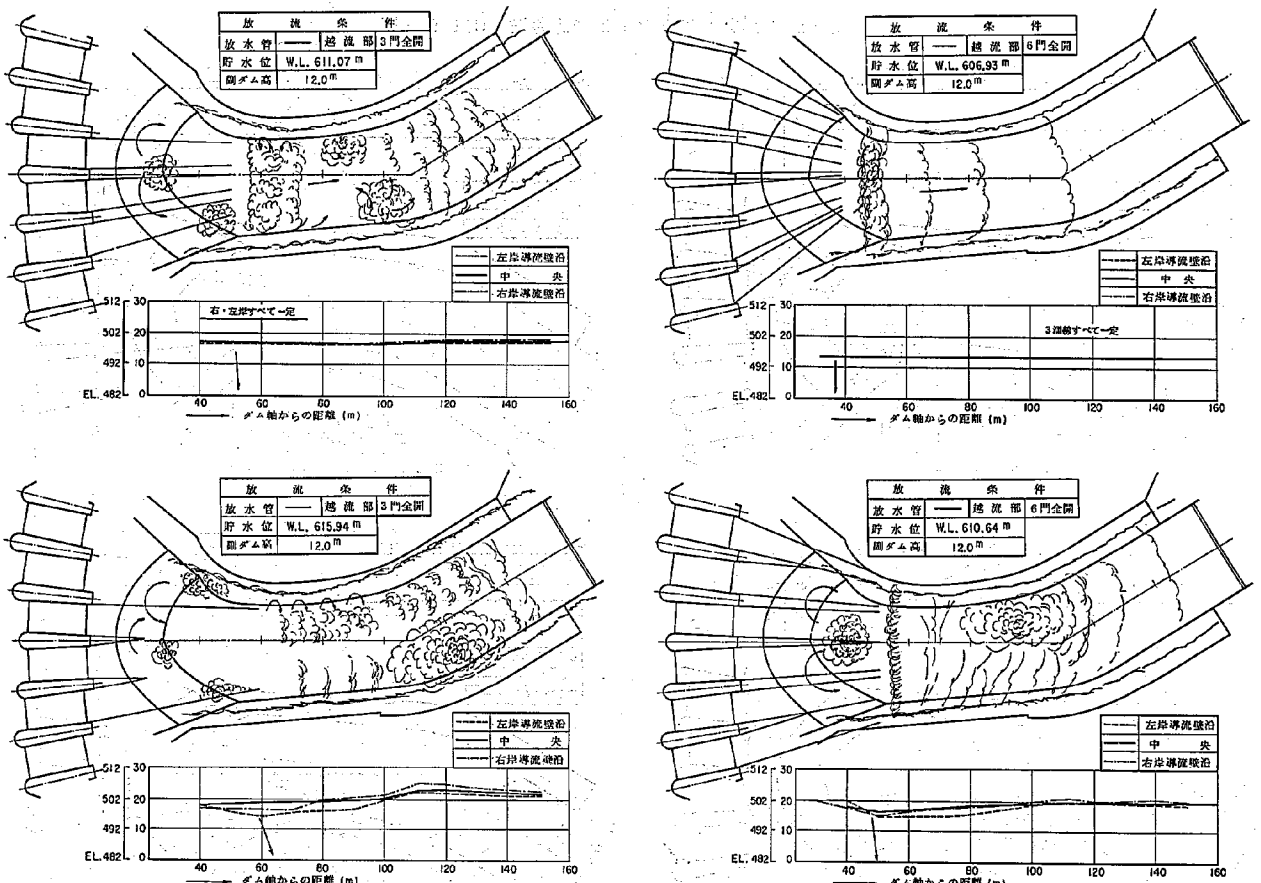
図－6-4　減勢部の修正案3による減勢部の下流水深と放流量との関係図



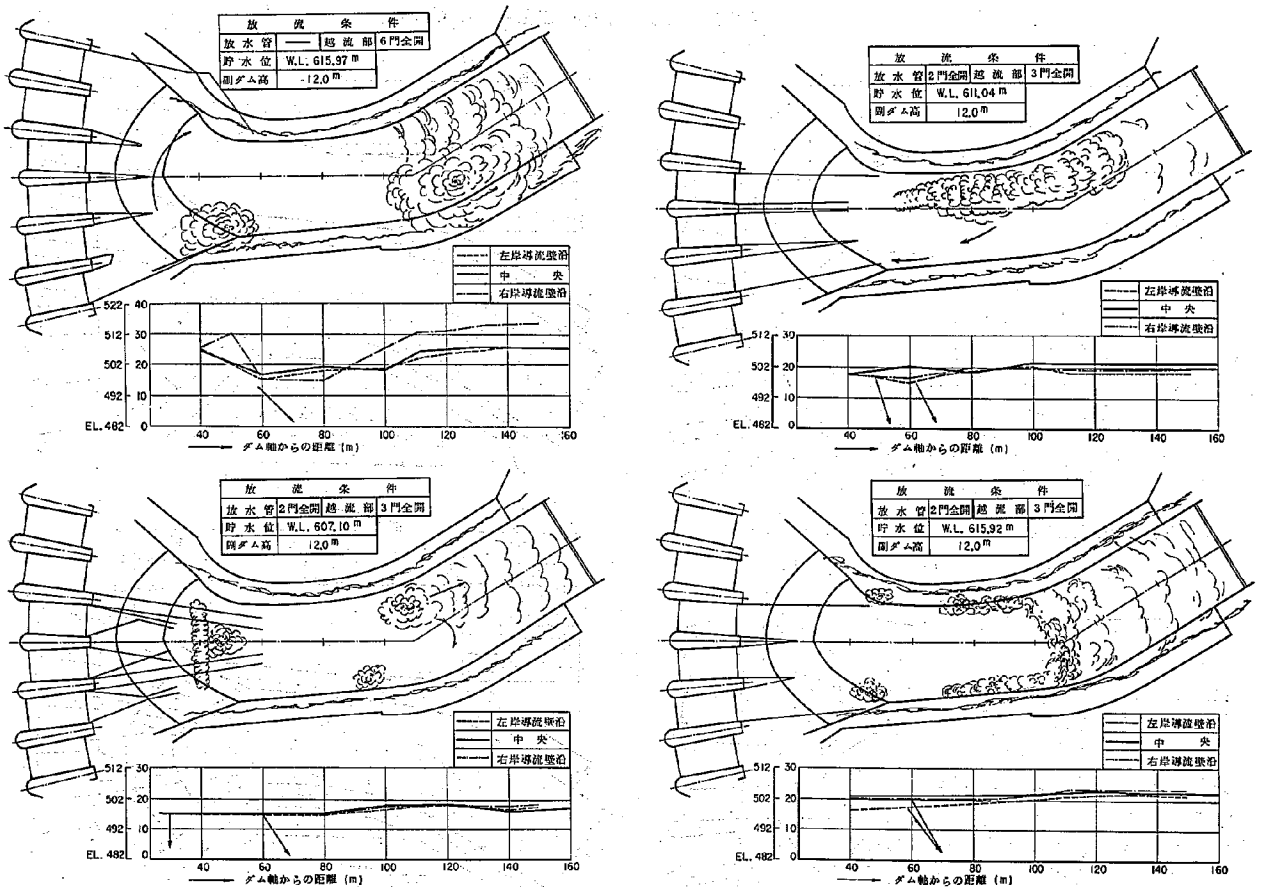
図－６５　減勢部の修正案３による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



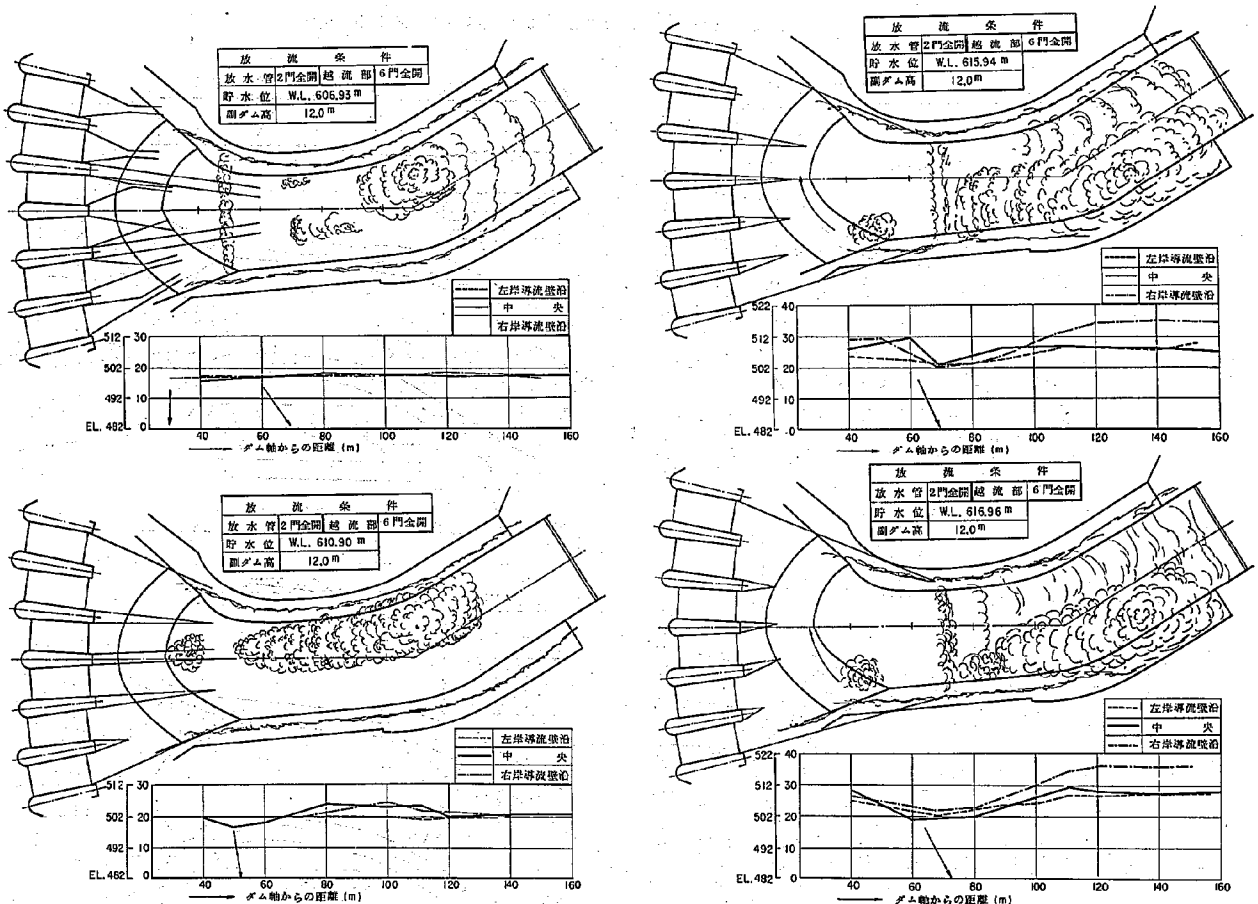
図－６６(1)　減勢部の修正案4による減勢部の流況図



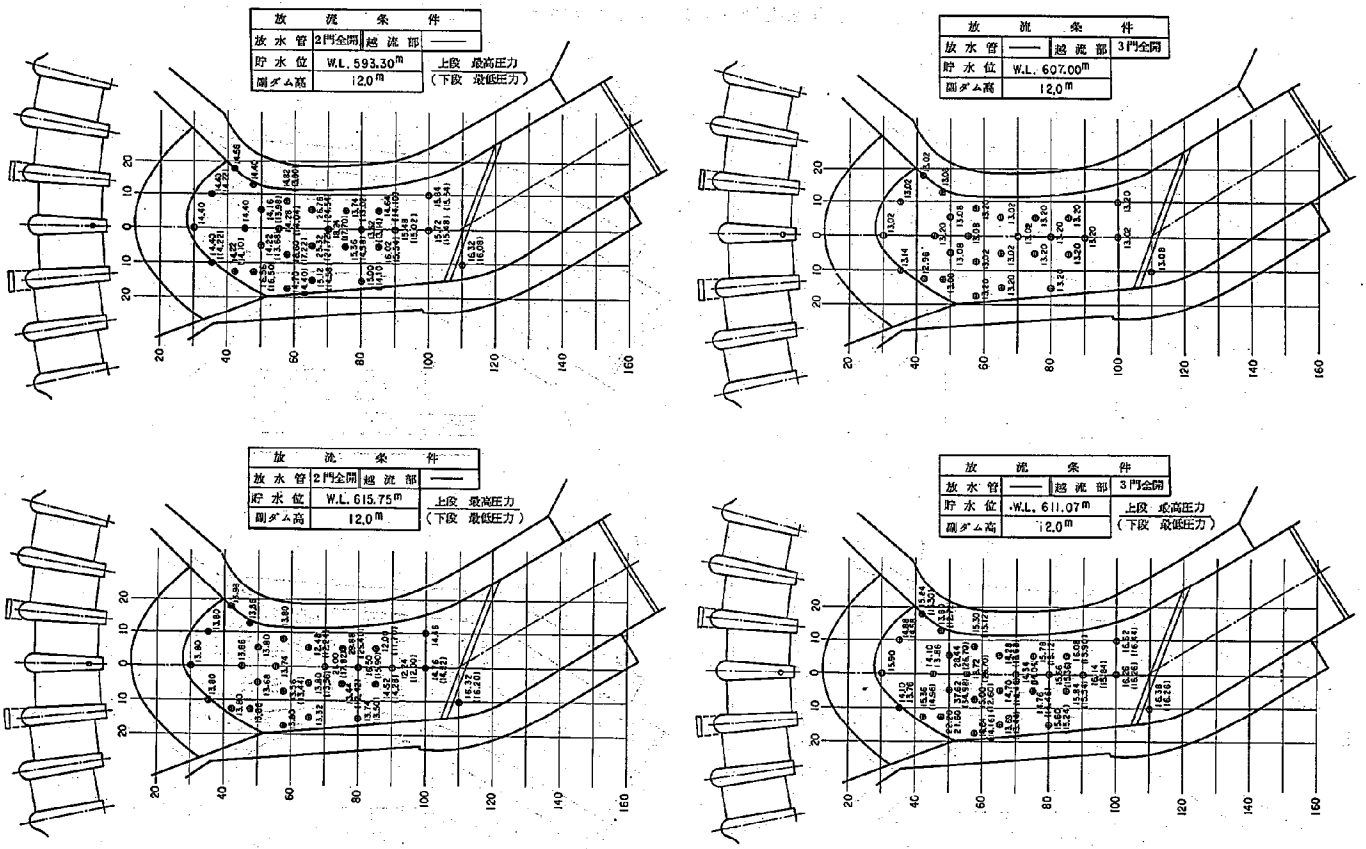
図－6.6(2) 減勢部の修正案4による減勢部の流況図



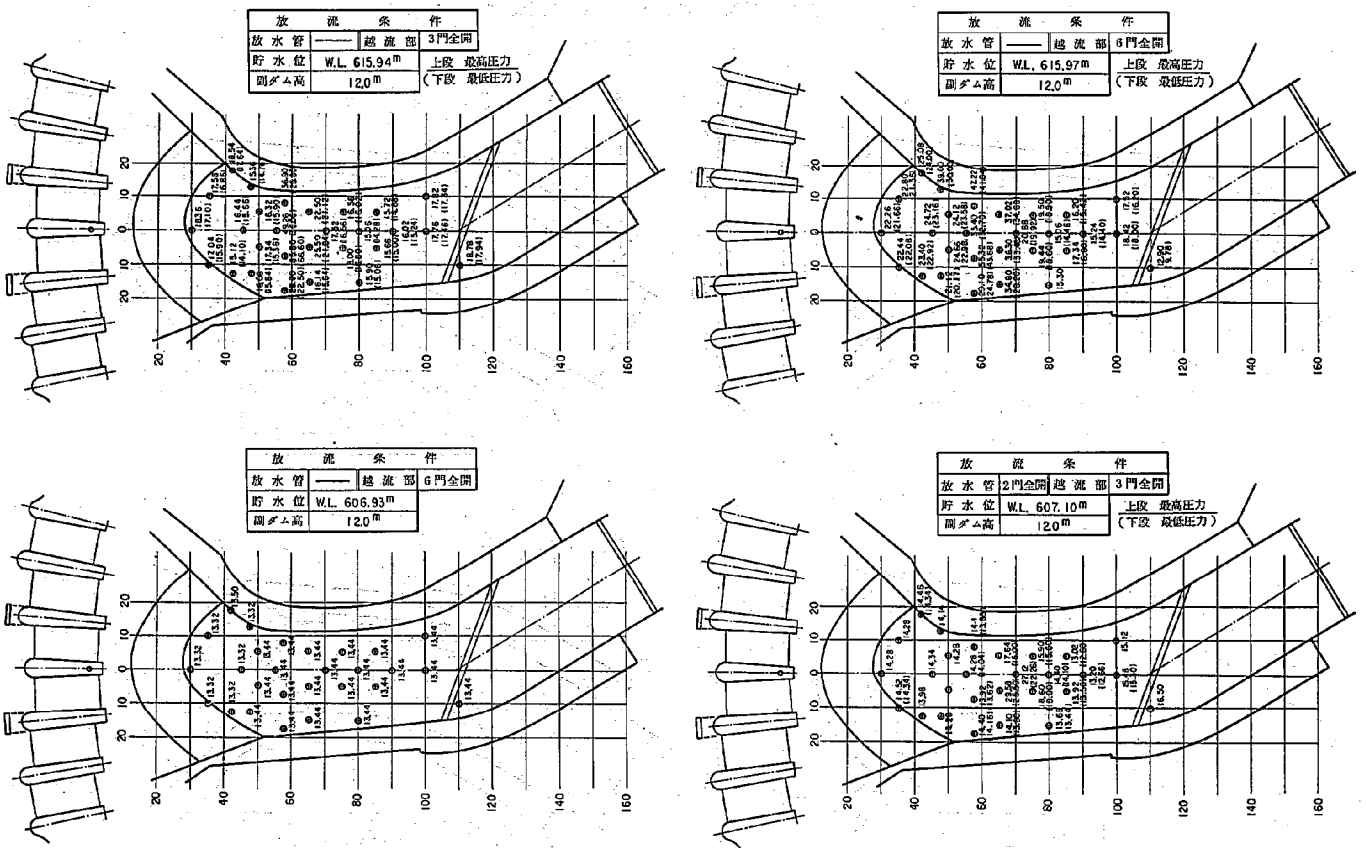
図－６６(3)　減勢部の修正案４による減勢部の流況図



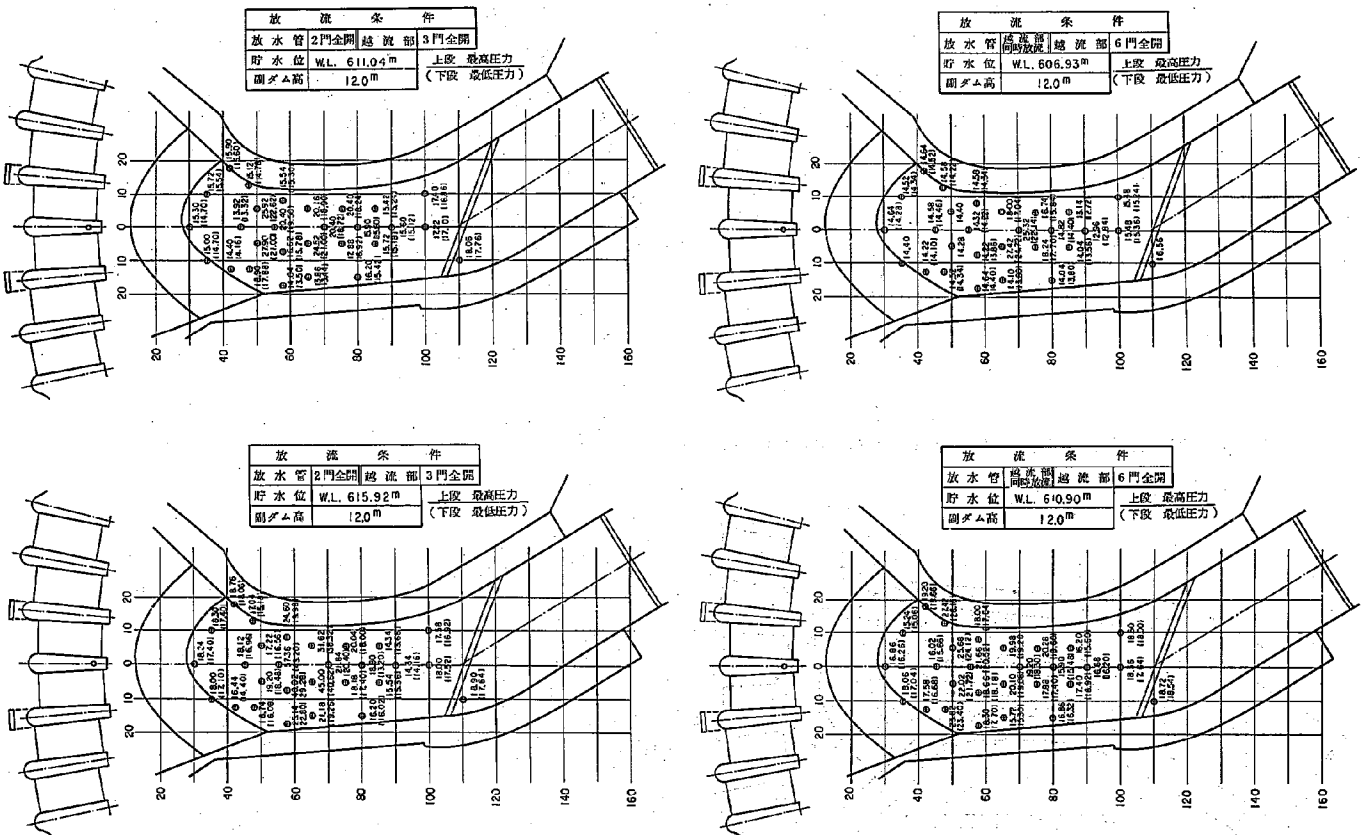
図－６６(4)　減勢部の修正案４による減勢部の流況図



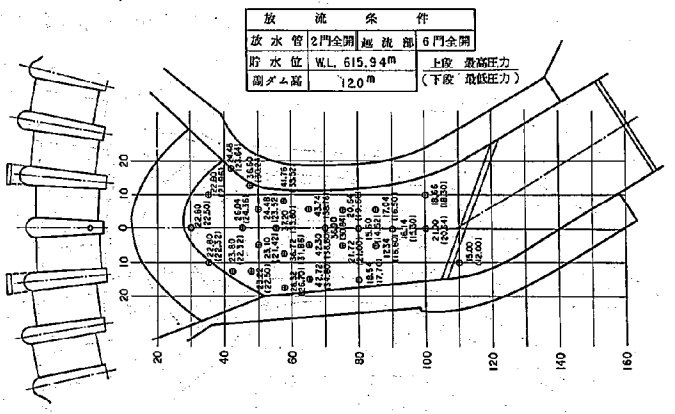
図－６７(1)　減勢部の修正案４による減勢部底面の圧力分布図



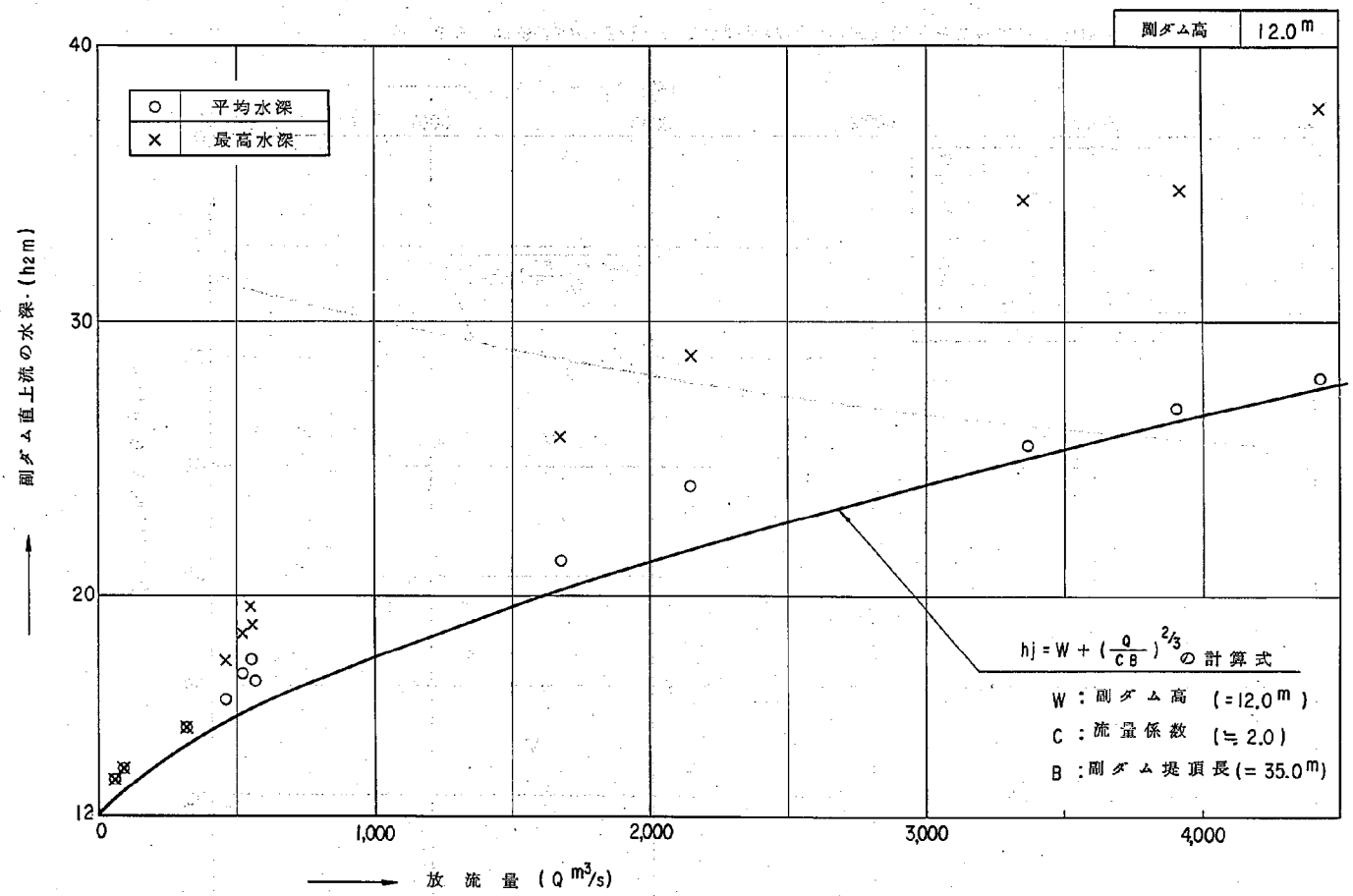
図－6.7(2) 減勢部の修正案4による減勢部底面の圧力分布図



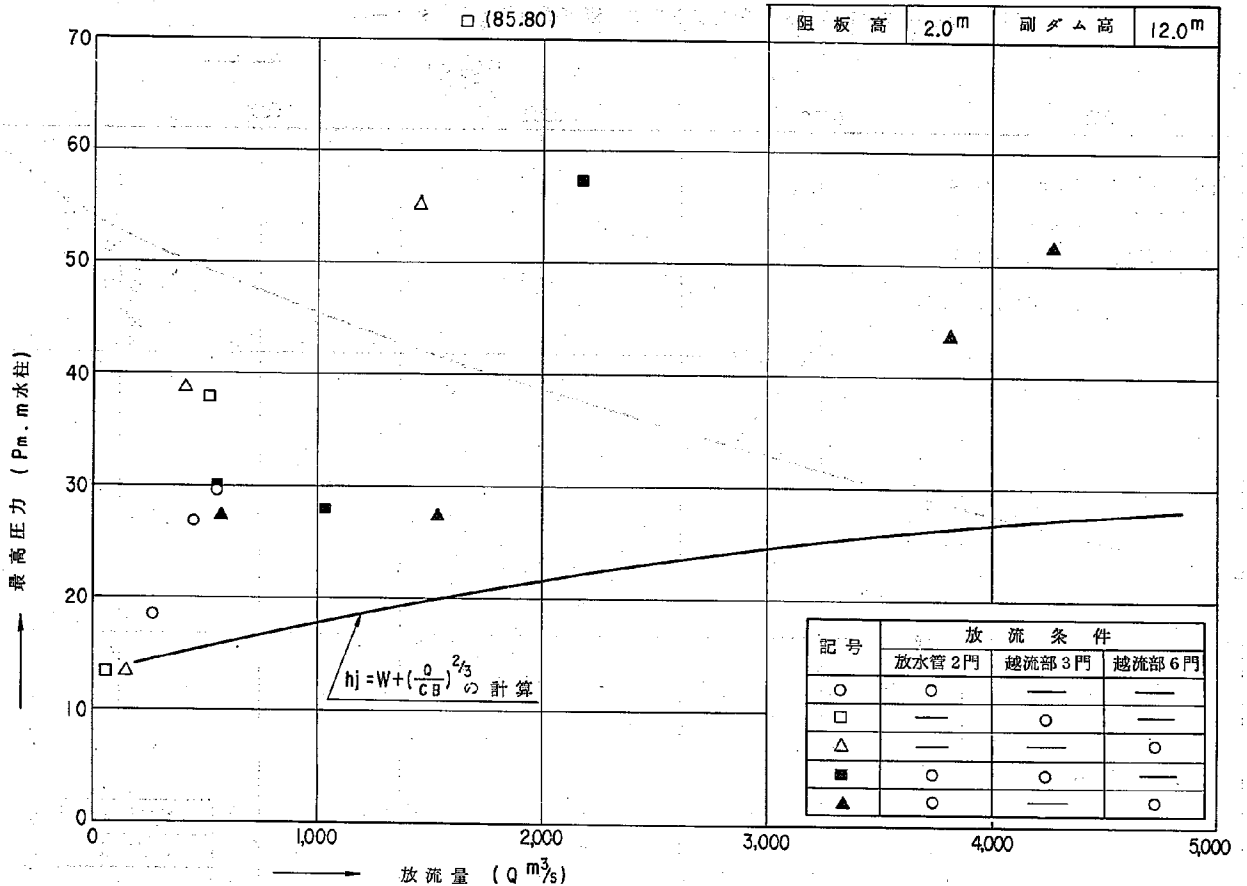
図－６７(3) 減勢部の修正案４による減勢部底面の圧力分布図



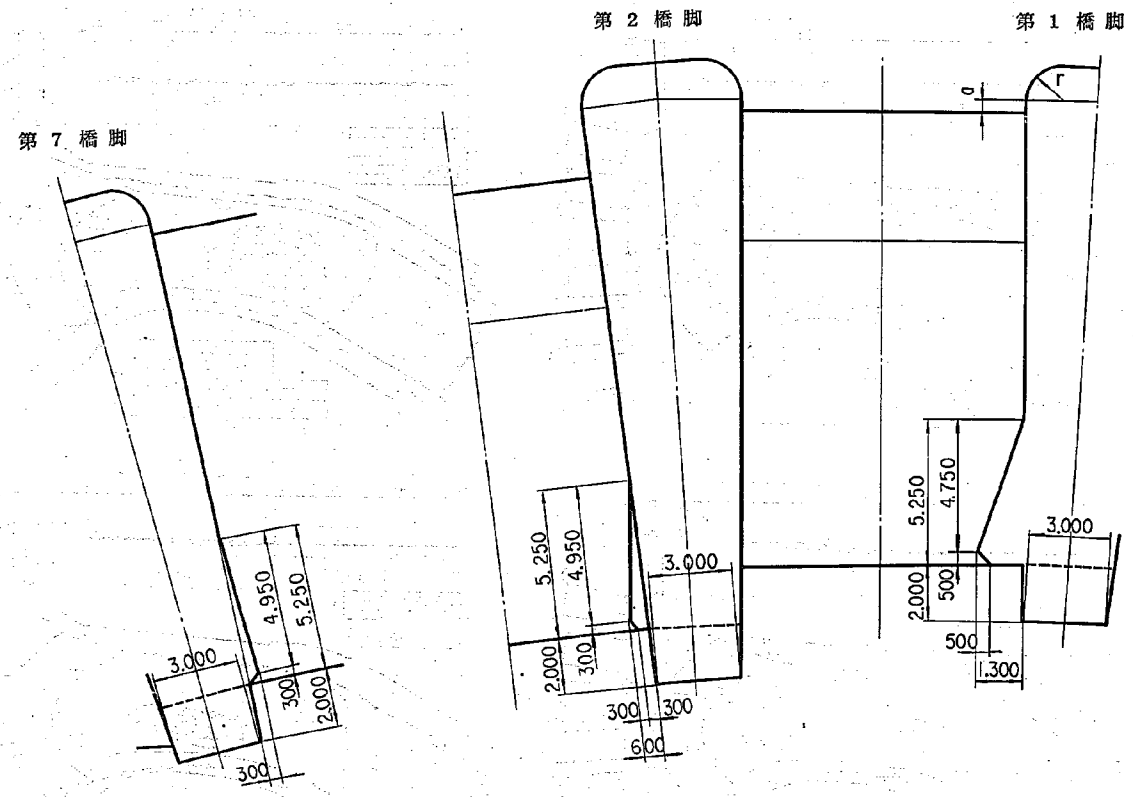
図－６７(4)　減勢部の修正案４による減勢部底面の圧力分布図



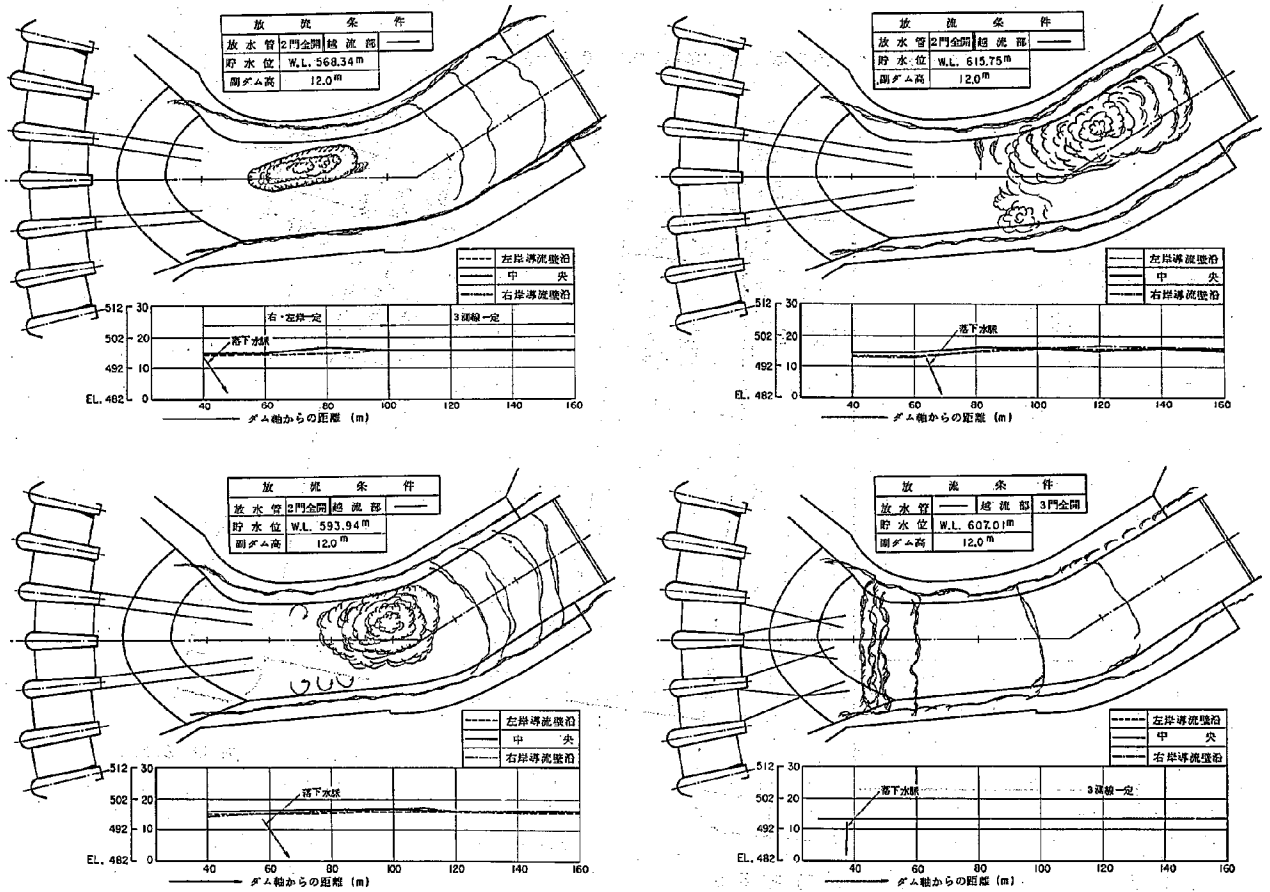
図－６８　減勢部の修正案４による減勢部の下流水深と放流量との関係



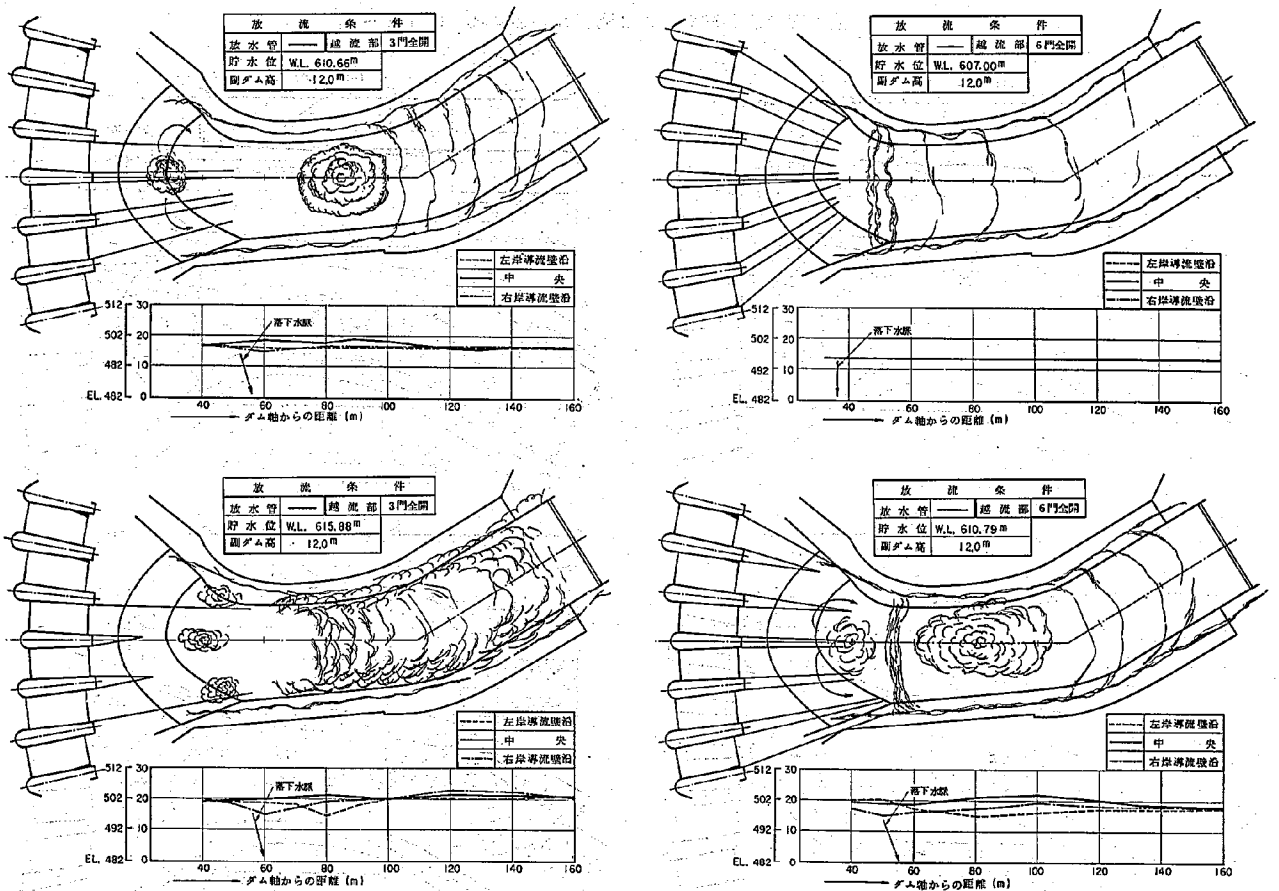
図－６９　減勢部の修正案４による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



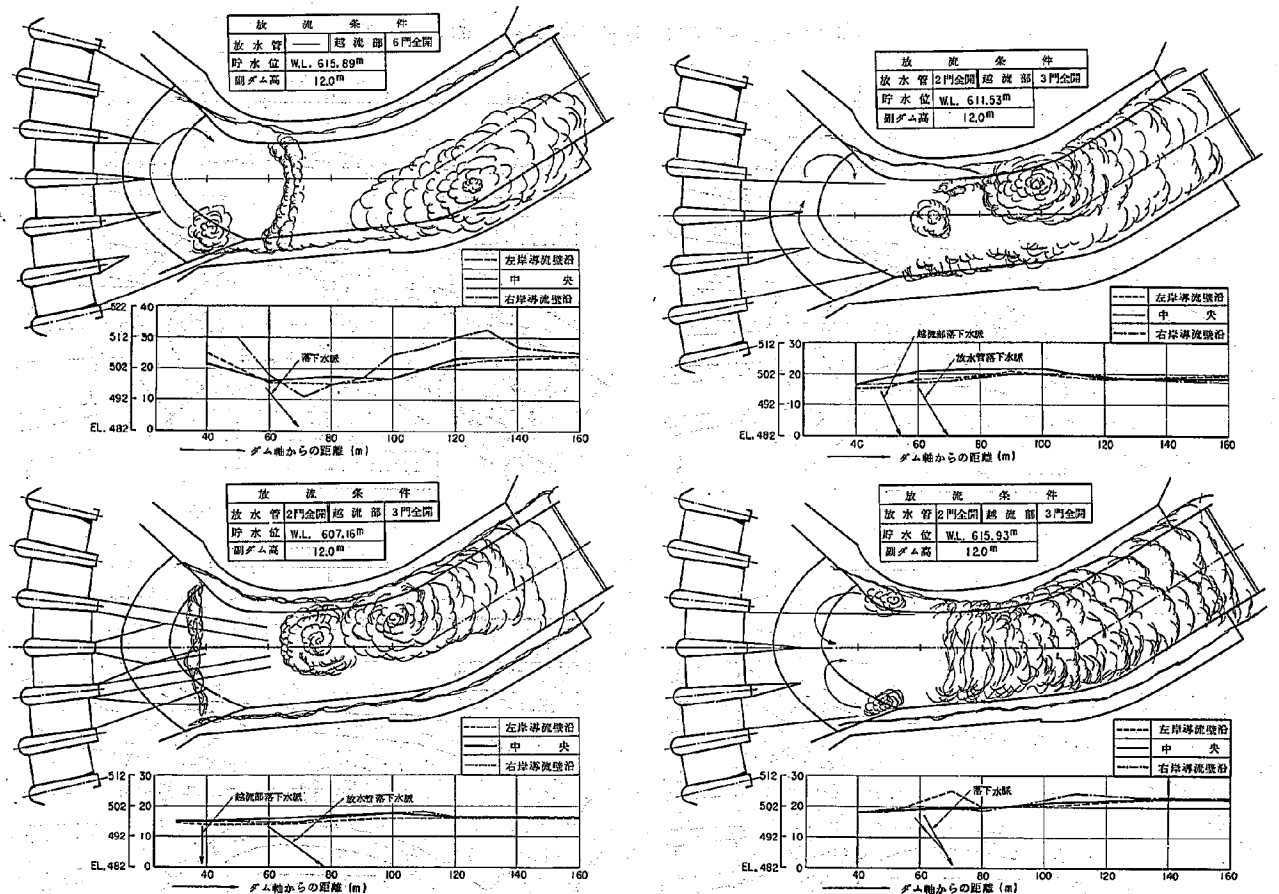
図－７０　越流部の橋脚末端のデフレクター形状図



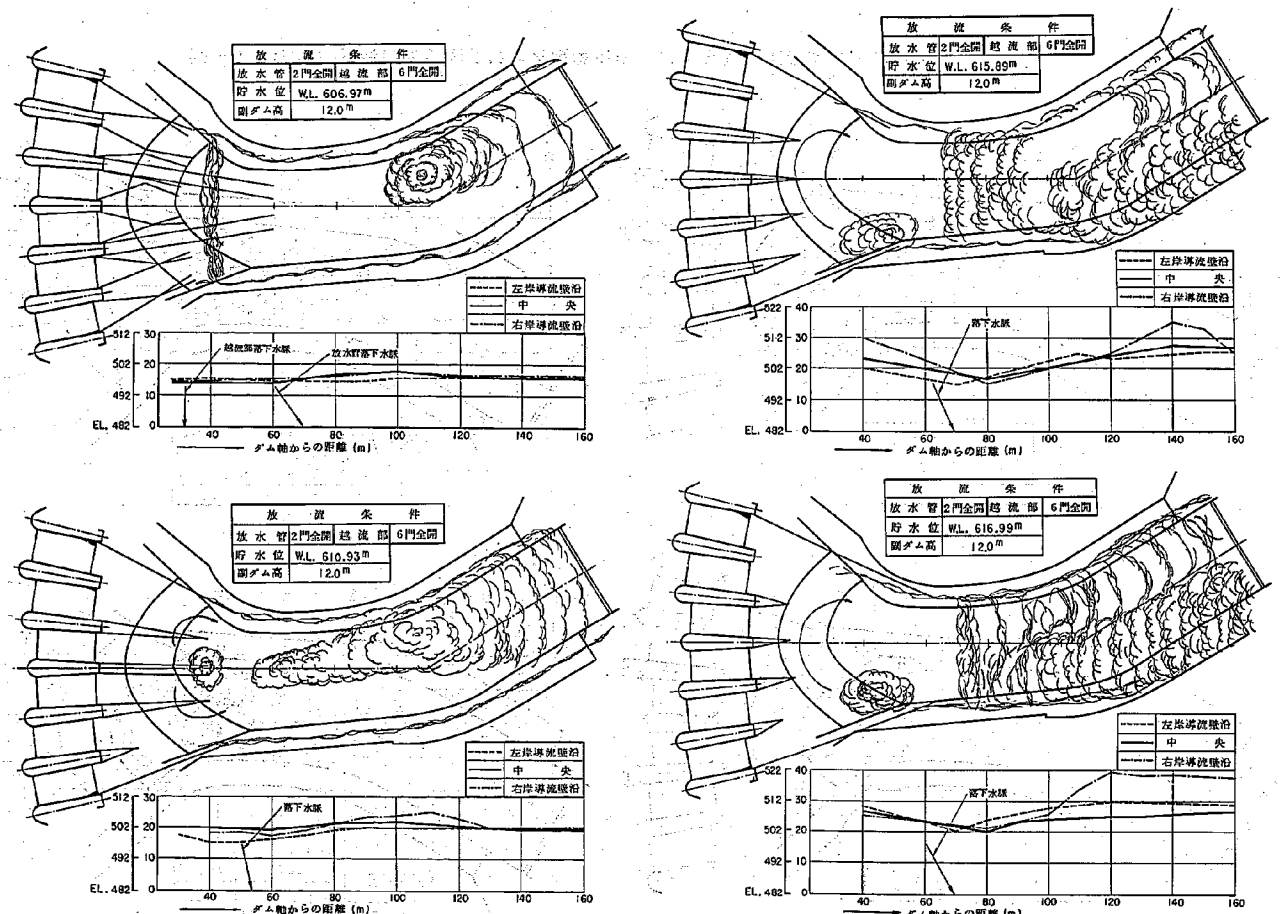
図－７１(1)　減勢部の修正案５による減勢部の流況図



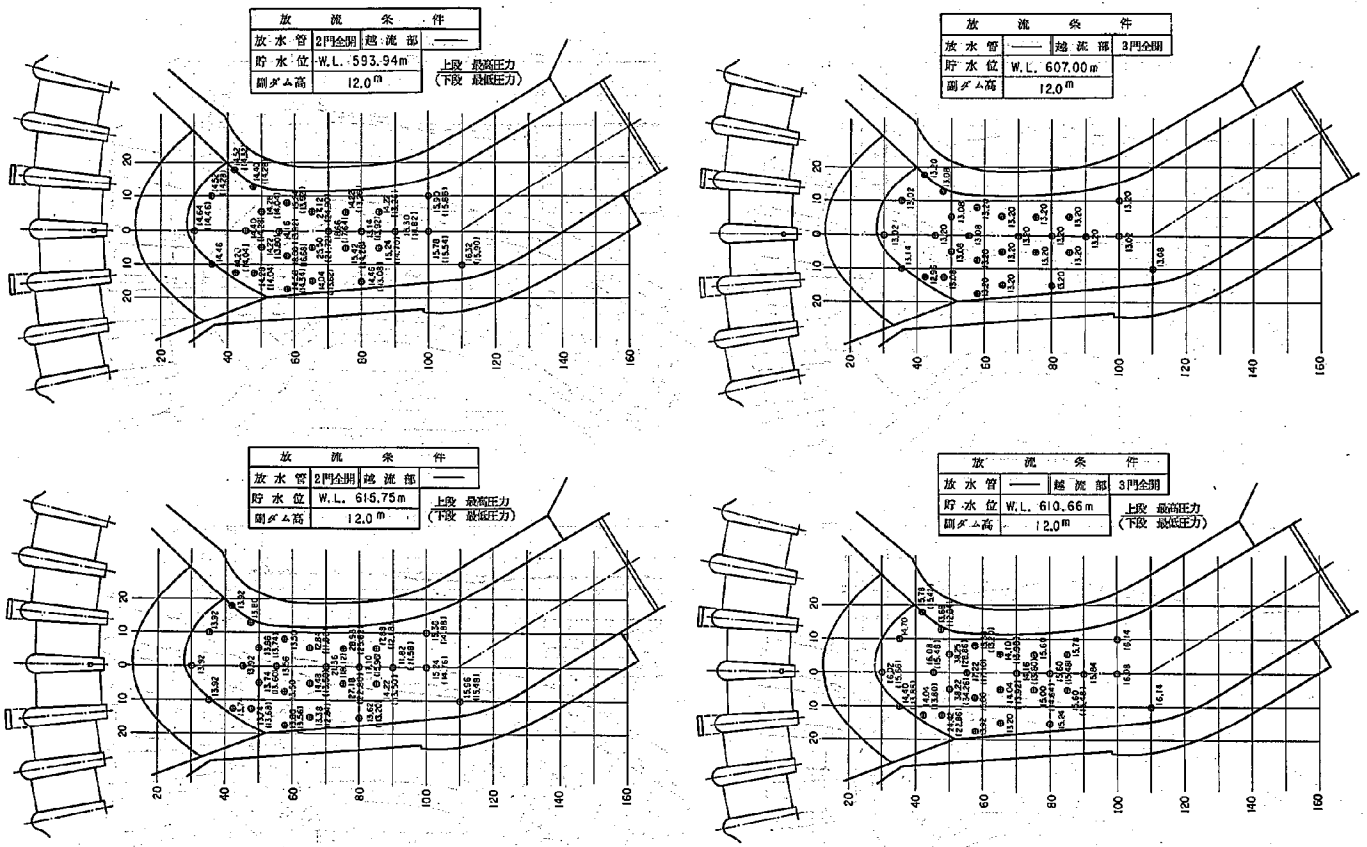
図－7 1(2) 減勢部の修正案5による減勢部の流況図



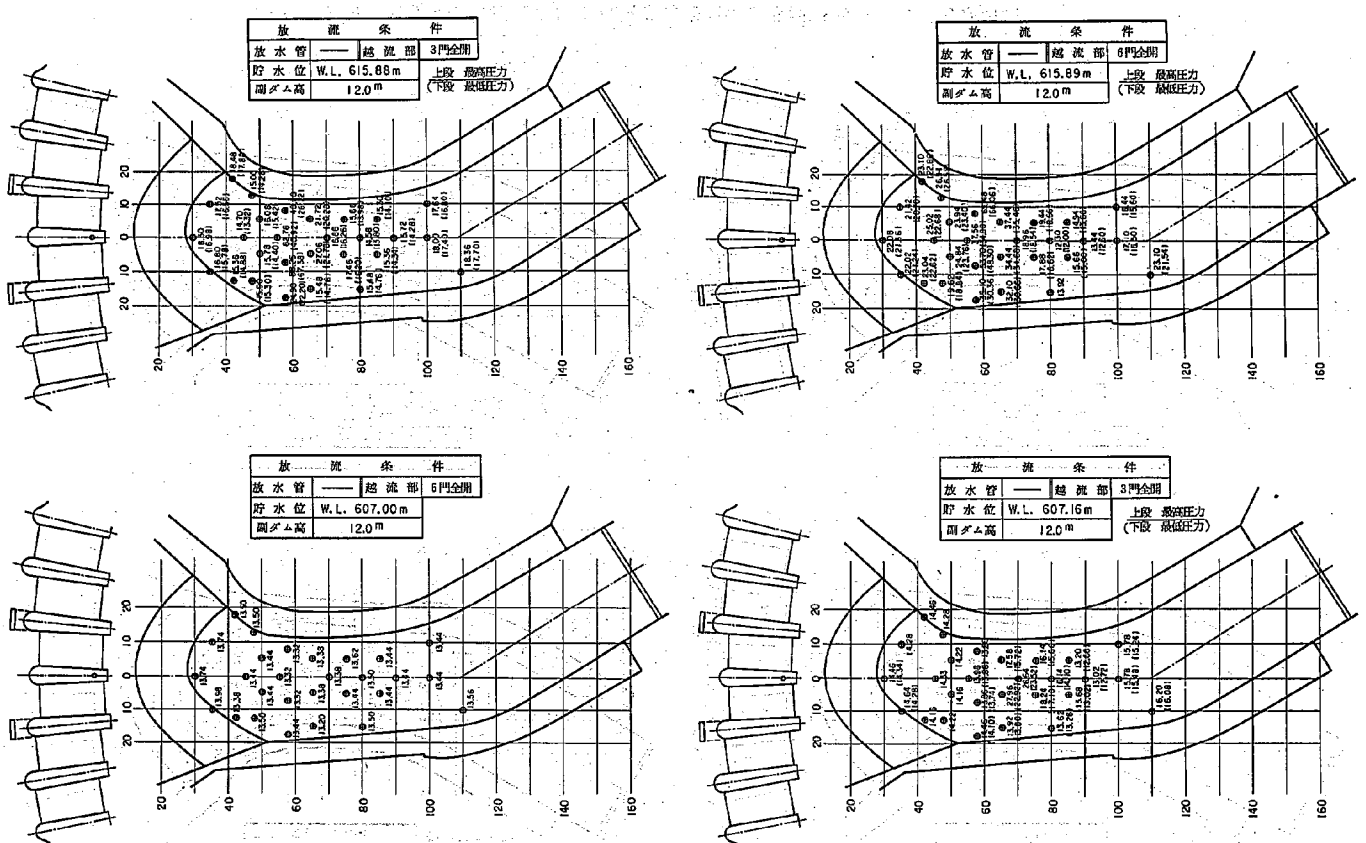
図－７１(3)　減勢部の修正案５による減勢部の流況図



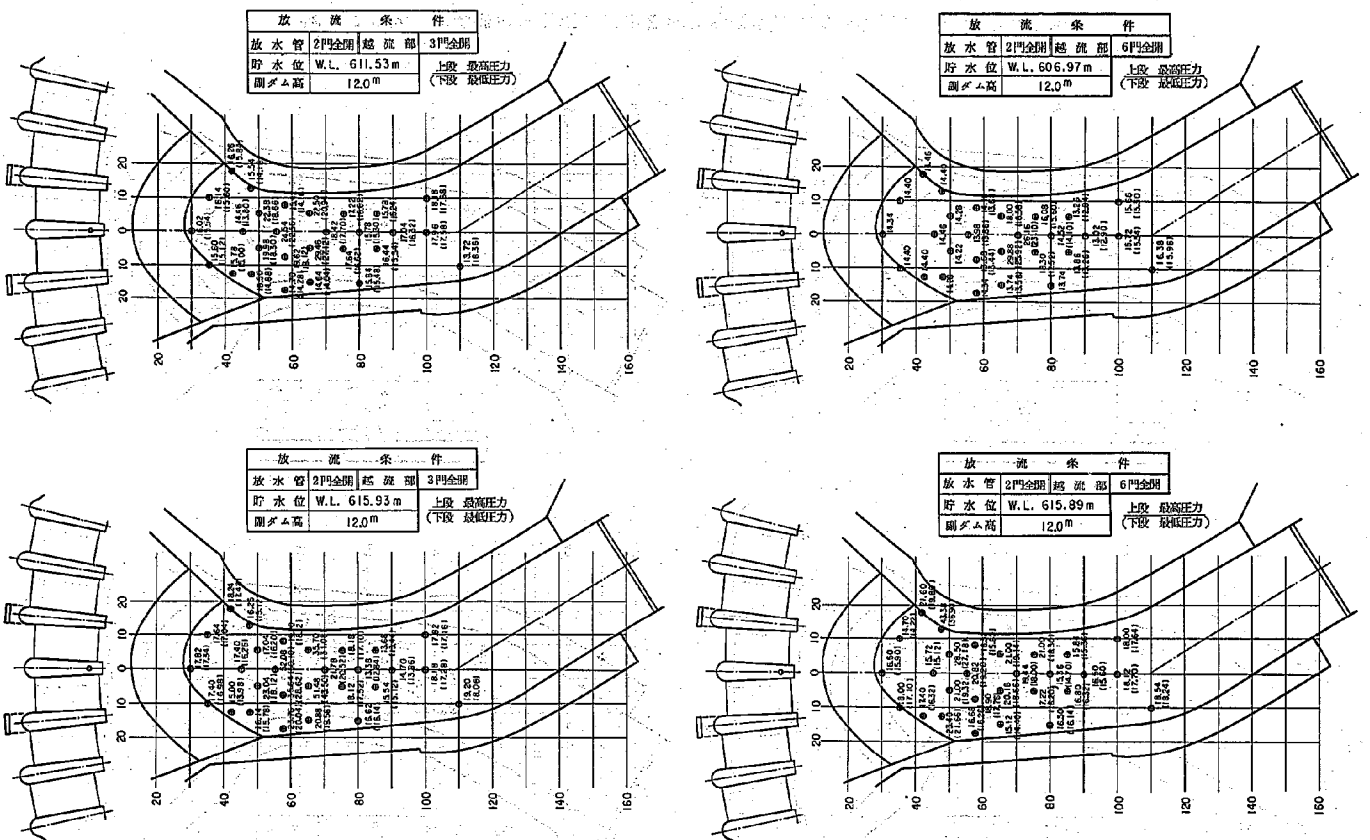
図－７１(4) 減勢部の修正案５による減勢部の流況図



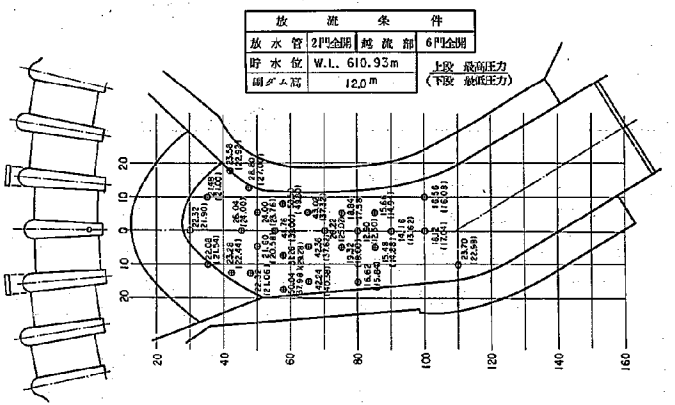
図－７２(1)　減勢部の修正案５による減勢部底面による減勢部底面の圧力分布図



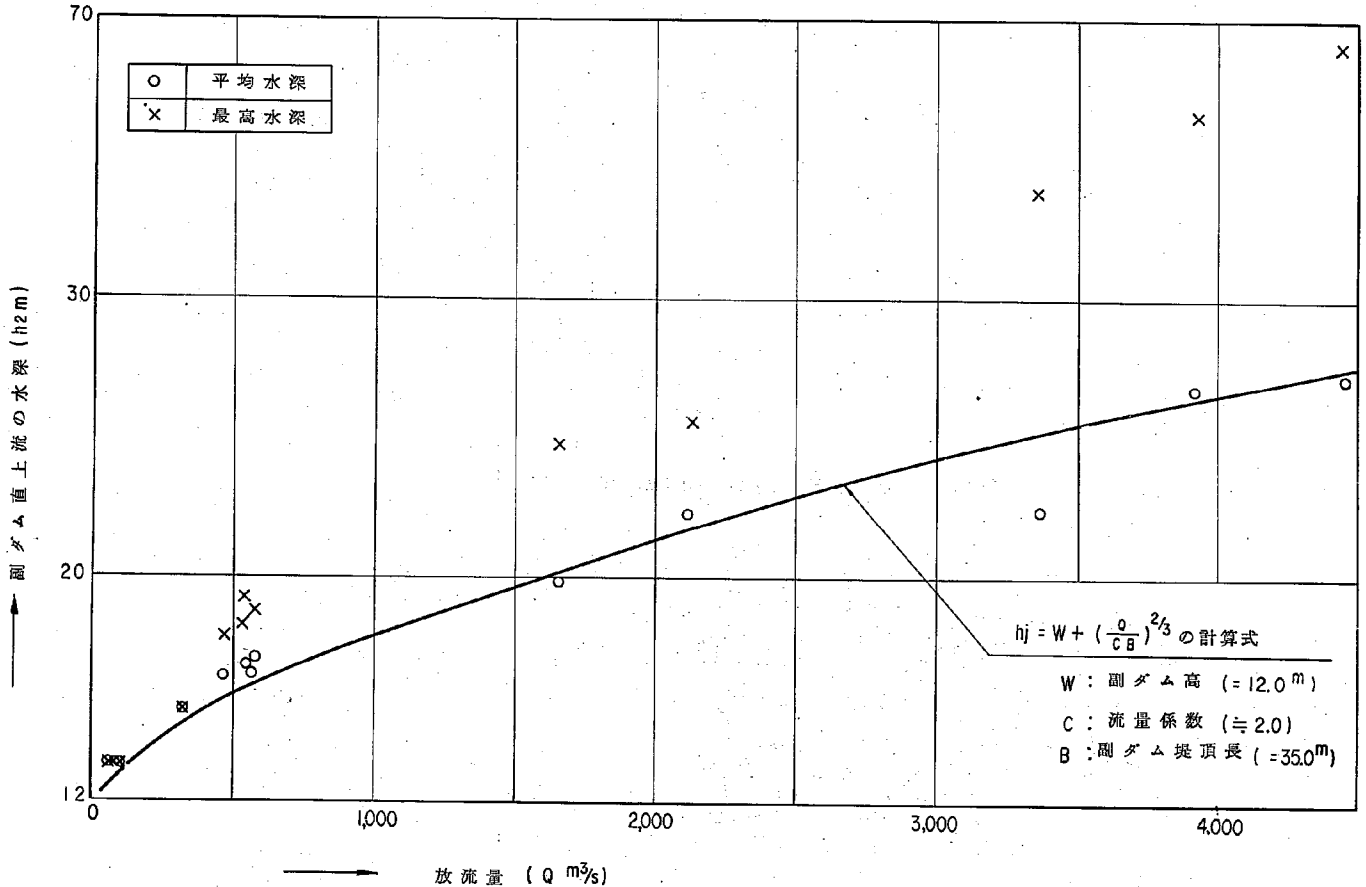
図－７２(2)　減勢部の修正案５による減勢部底面による減勢部底面の圧力分布図



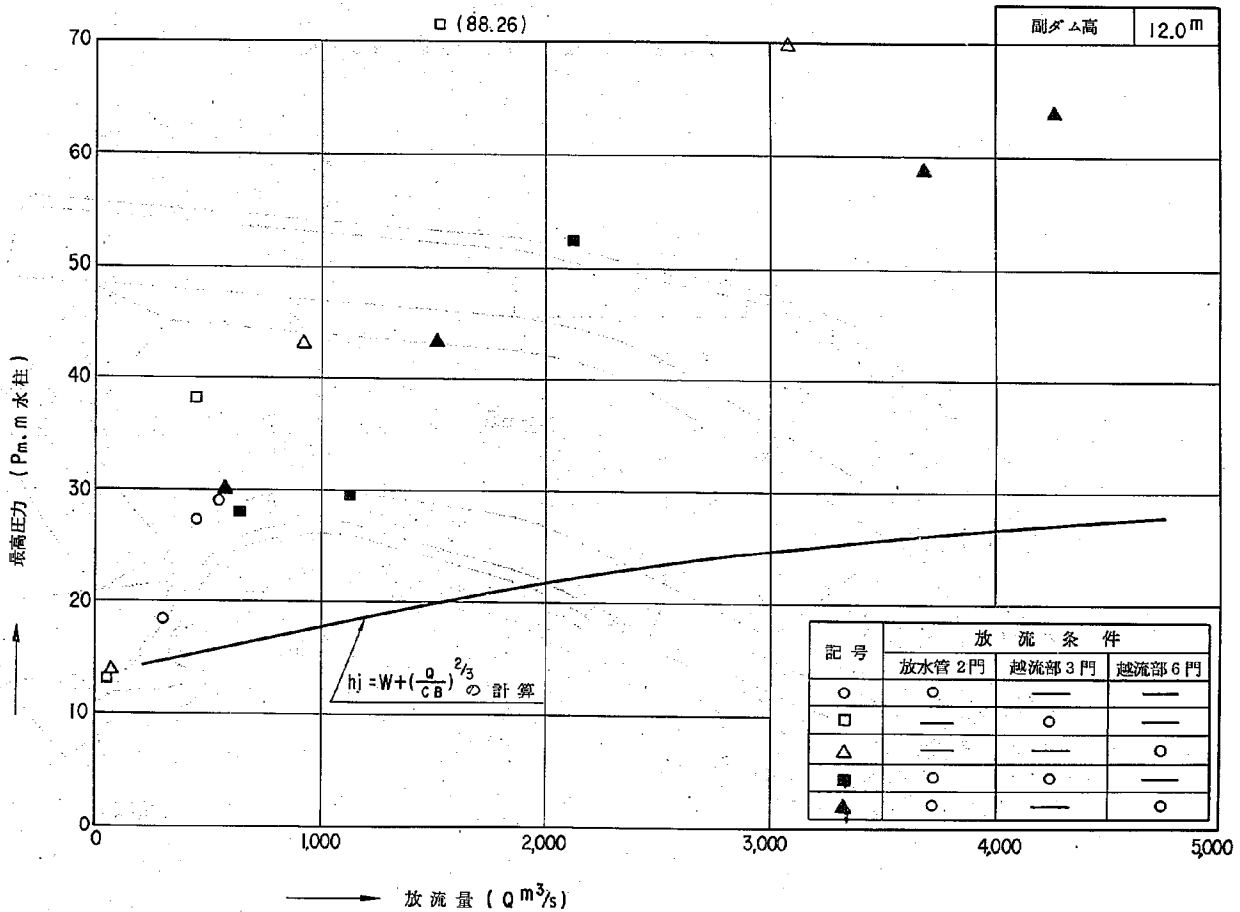
図－７２(3)　減勢部の修正案５による減勢部底面による減勢部底面の圧力分布図



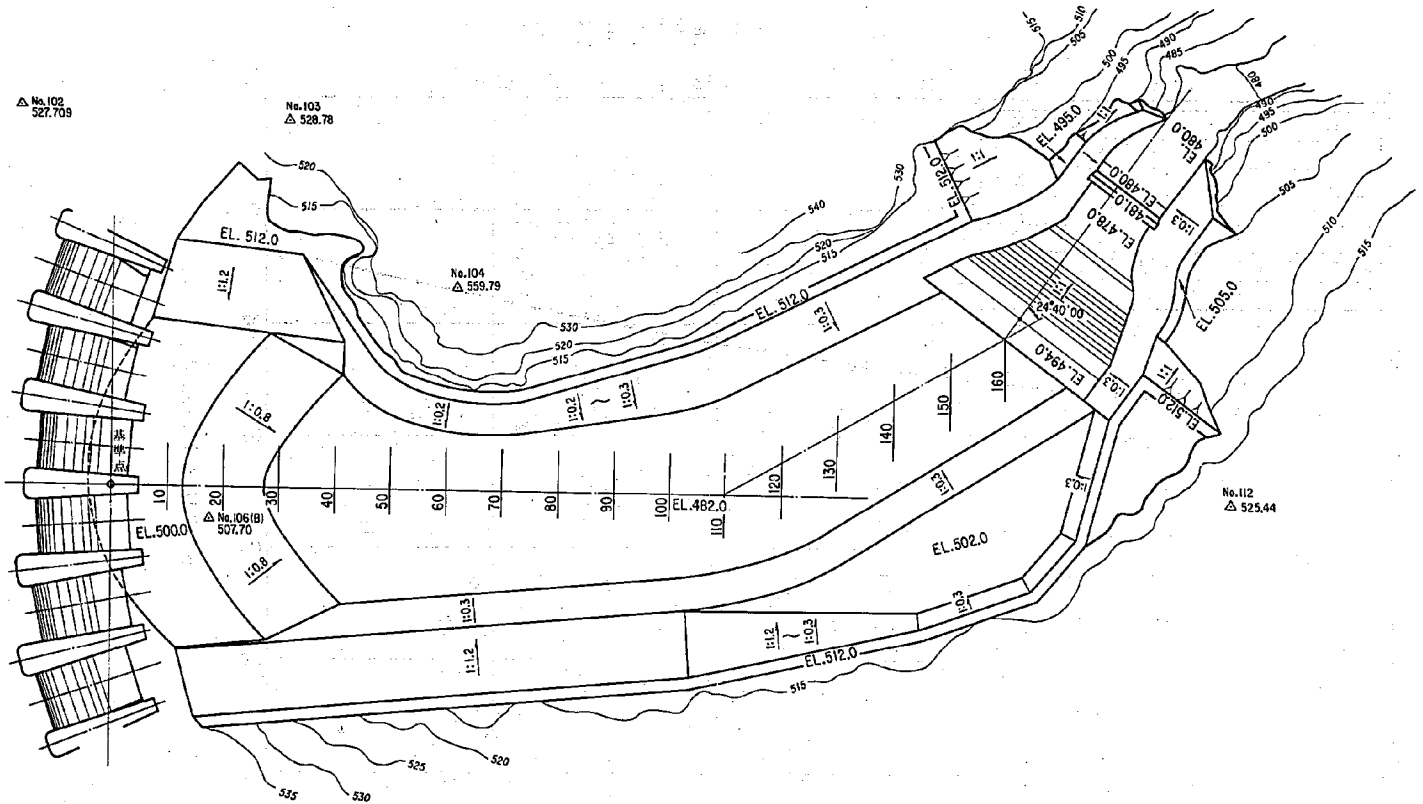
図－７２(4)　減勢部の修正案５による減勢部底面による減勢部底面の圧力分布図



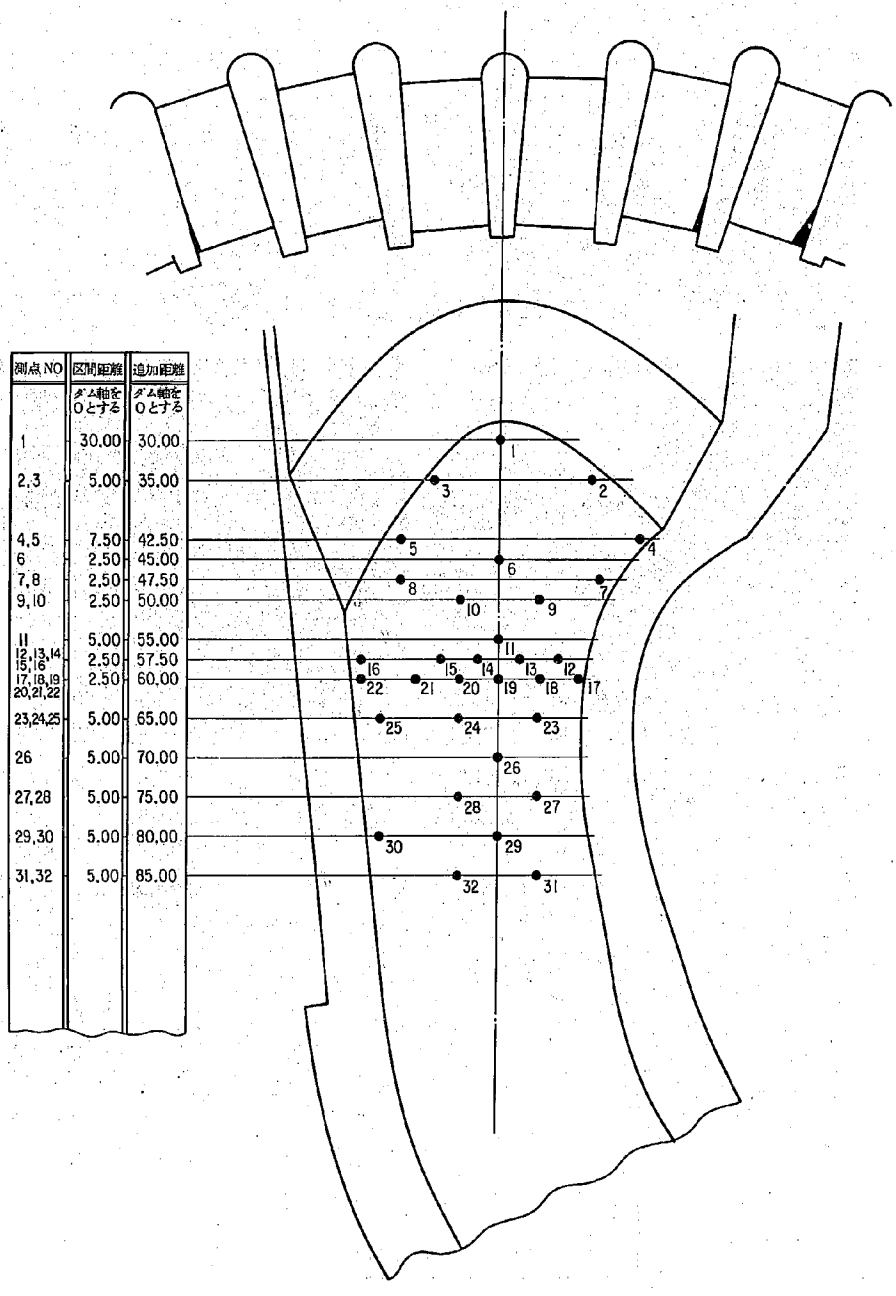
図－７３　減勢部の修正案５による減勢部の下流水深と放流量との関係図



図－７４　減勢部の修正案５による減勢部底面の最高圧力と放流量との関係図



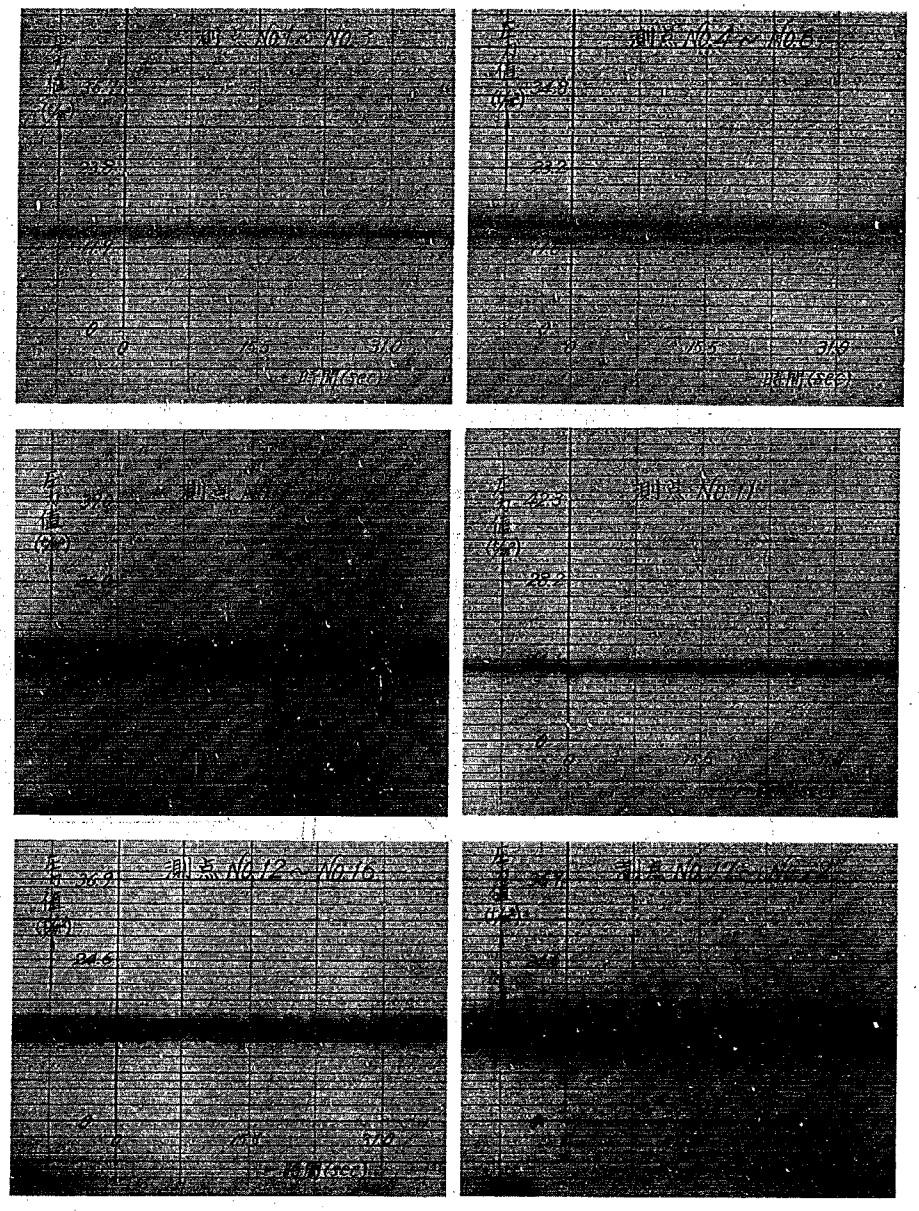
図－７５　減勢部の最終案の形状図



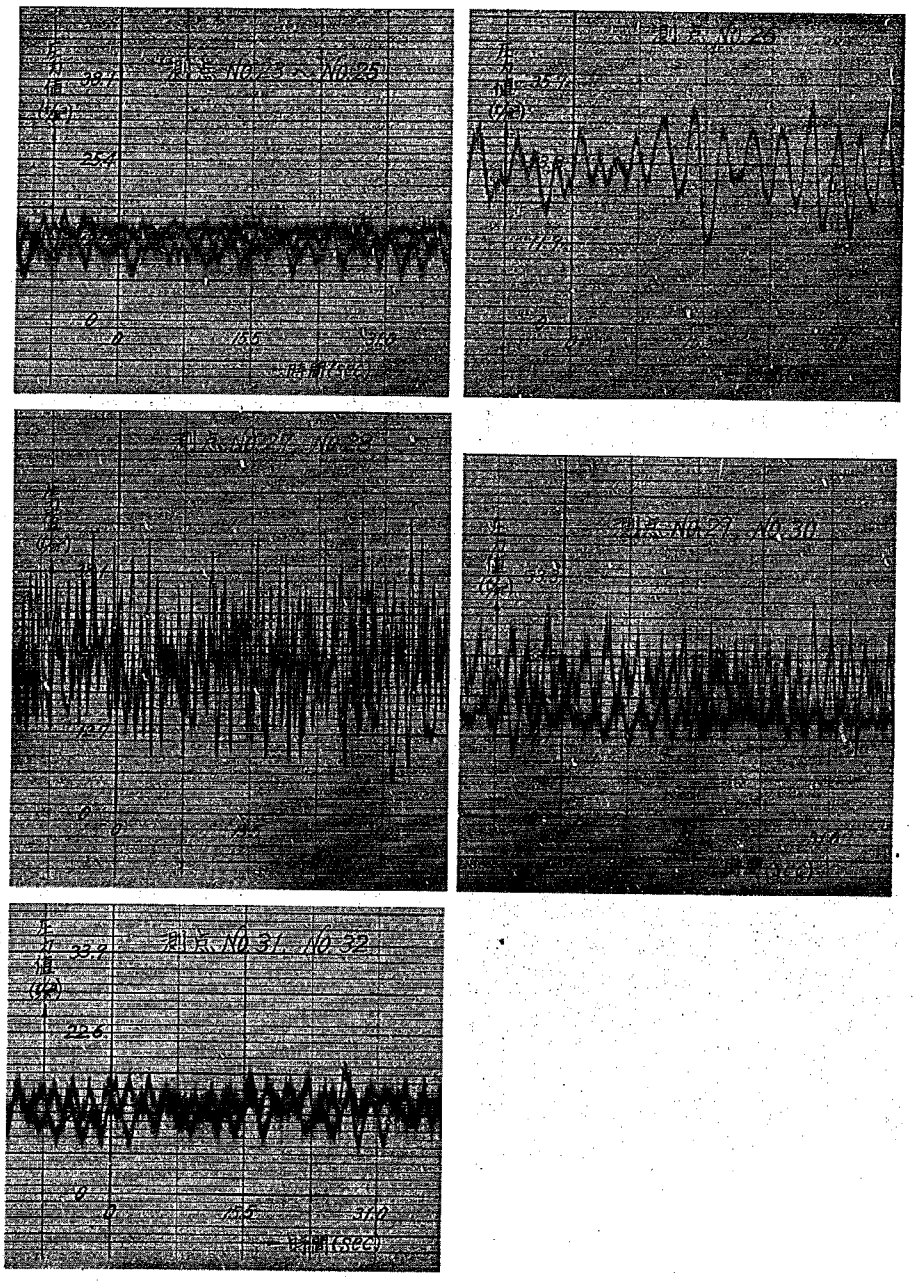
測点 NO	区間距離 ダム軸を0とする	追加距離 ダム軸を0とする
1	30.00	30.00
2,3	5.00	35.00
4,5	7.50	42.50
6	2.50	45.00
7,8	2.50	47.50
9,10	2.50	50.00
11	5.00	55.00
12,13,14 15,16	2.50	57.50
17,18,19 20,21,22	2.50	60.00
23,24,25	5.00	65.00
26	5.00	70.00
27,28	5.00	75.00
29,30	5.00	80.00
31,32	5.00	85.00

図－76　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力測定位置図

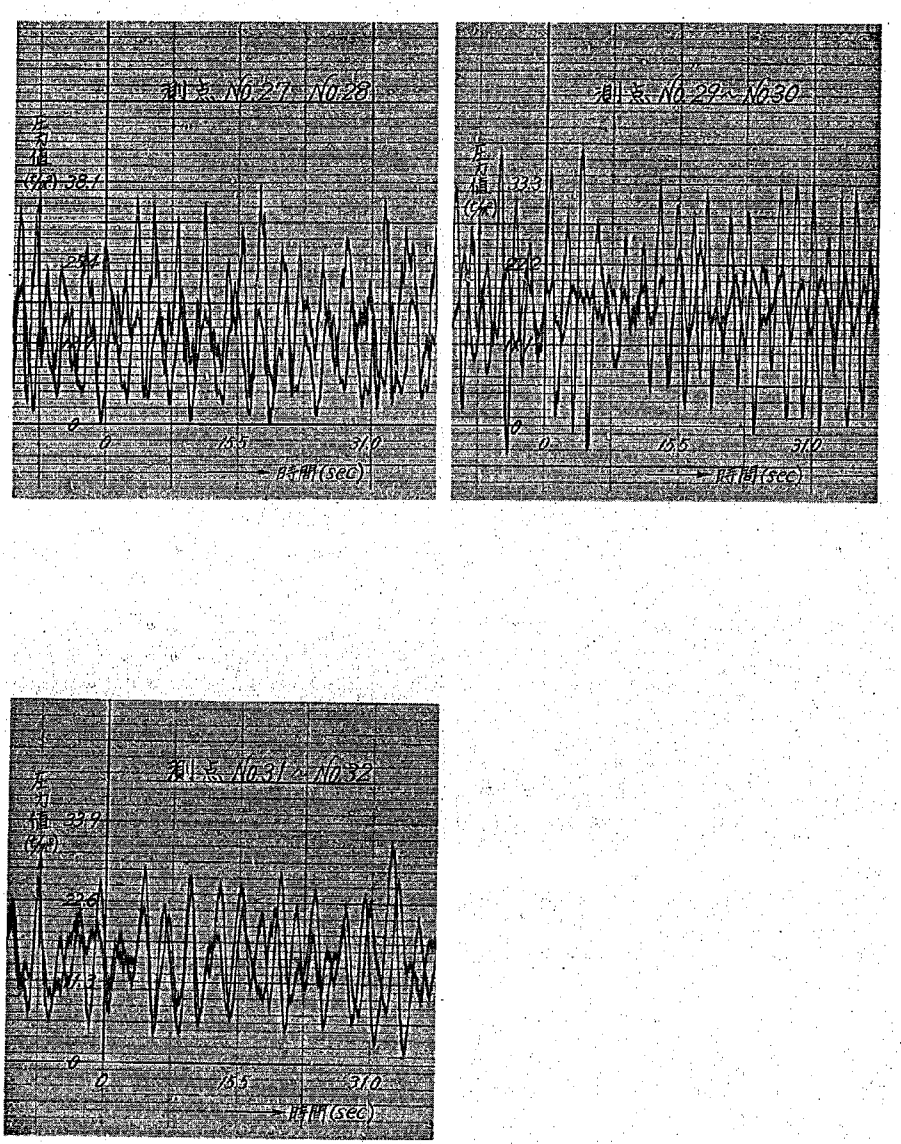
放流条件	貯水位　2門全開
	放水位　EL 6 1 6.0 m



図－77　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(1)

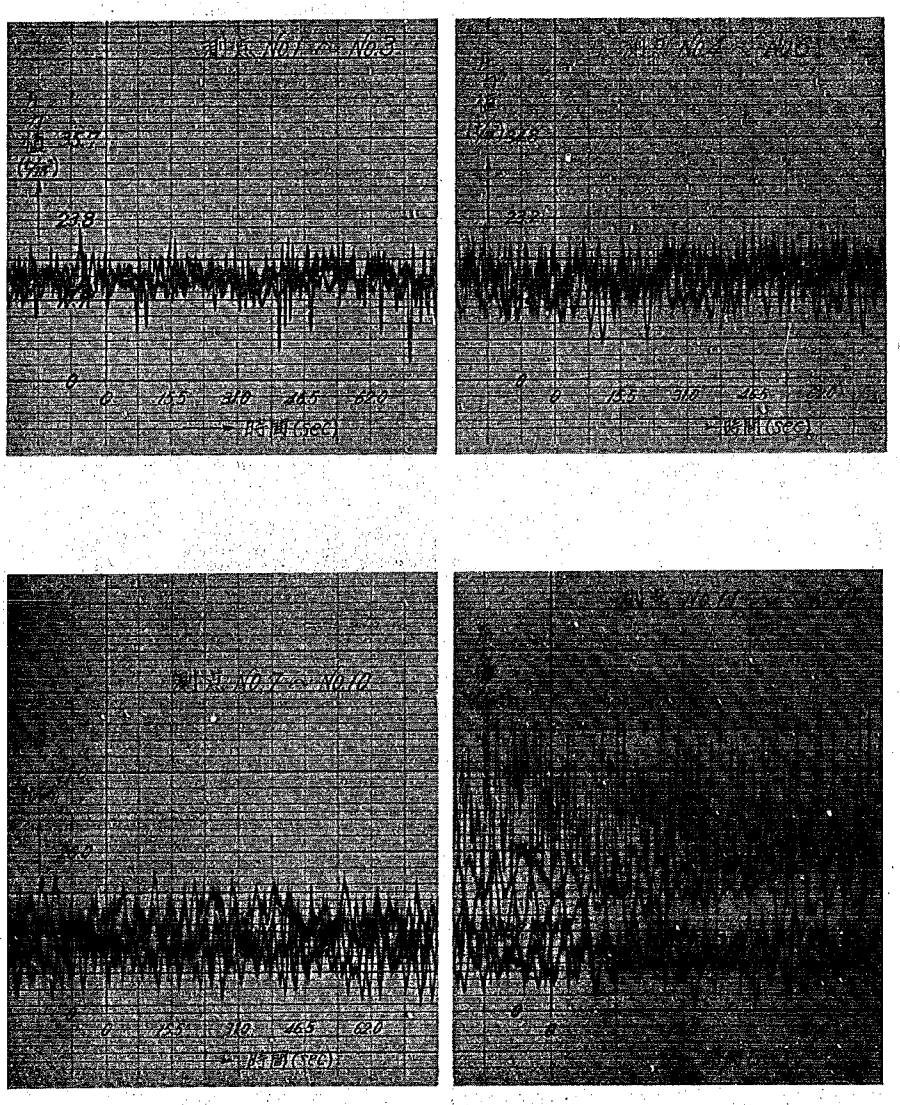


図－７７　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(2)

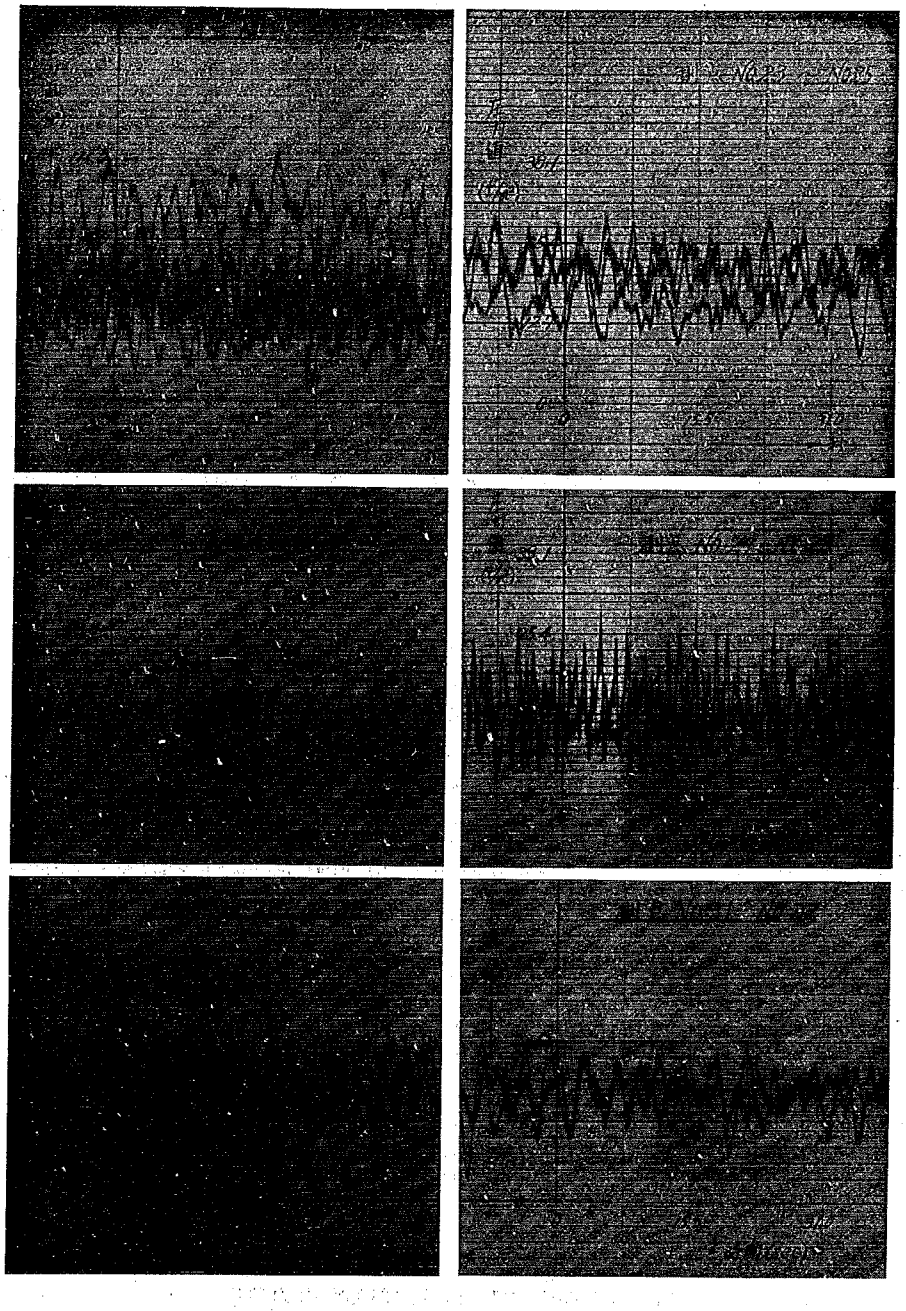


図－７７　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(3)

放流条件	越流部中央3門全開
	EL 616.0 m

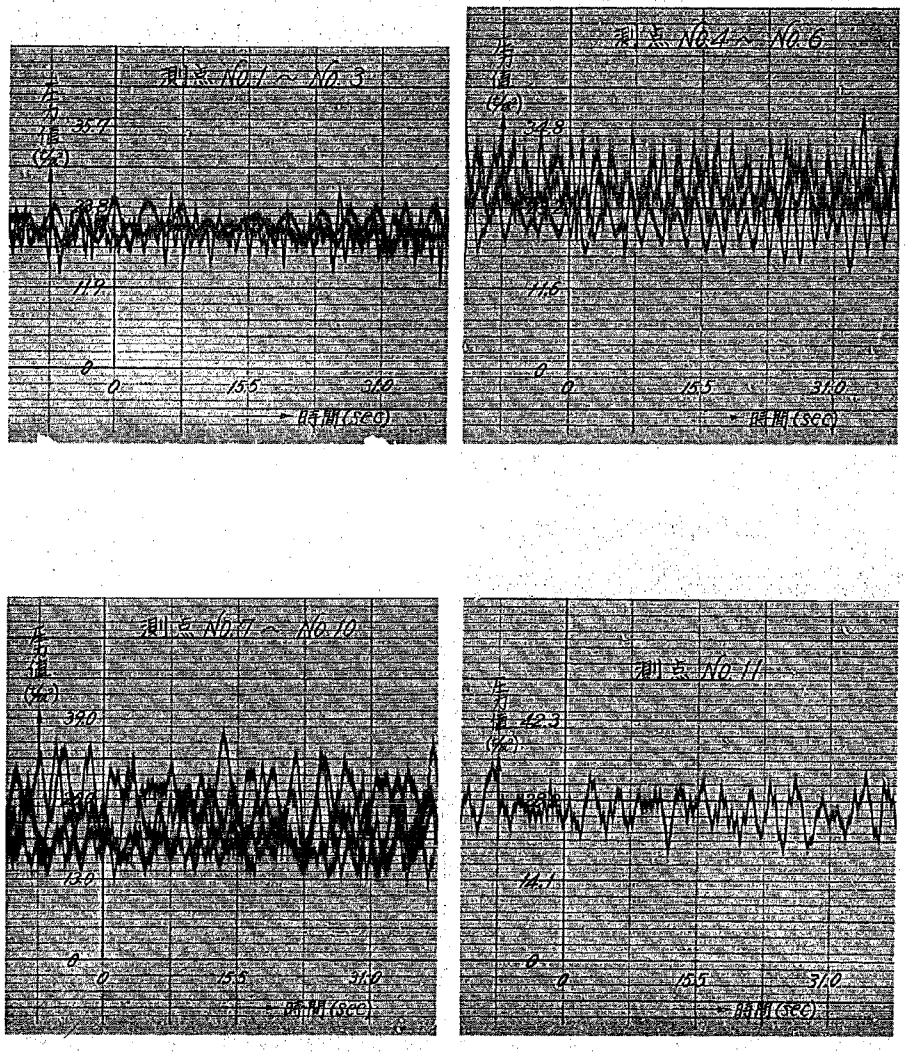


図－77　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(4)

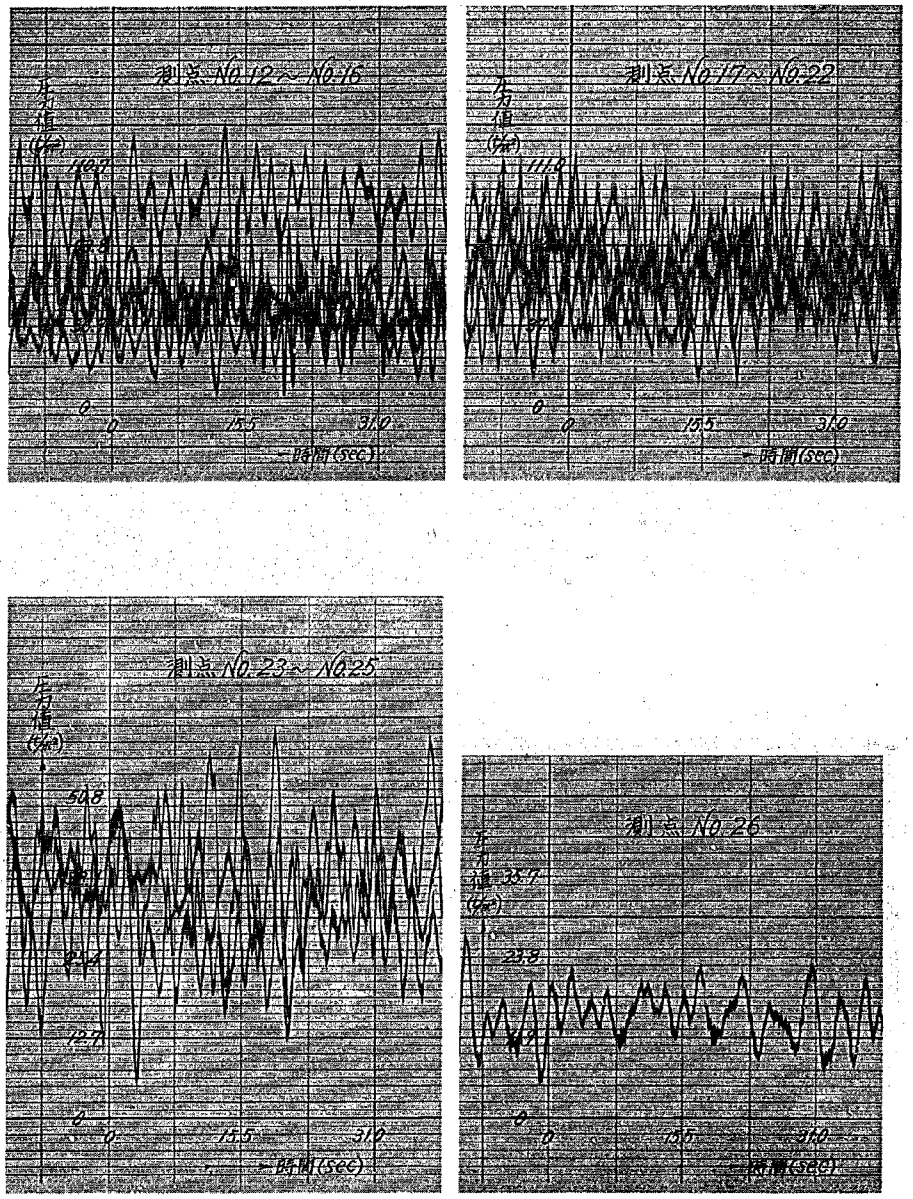


図－７７　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(5)

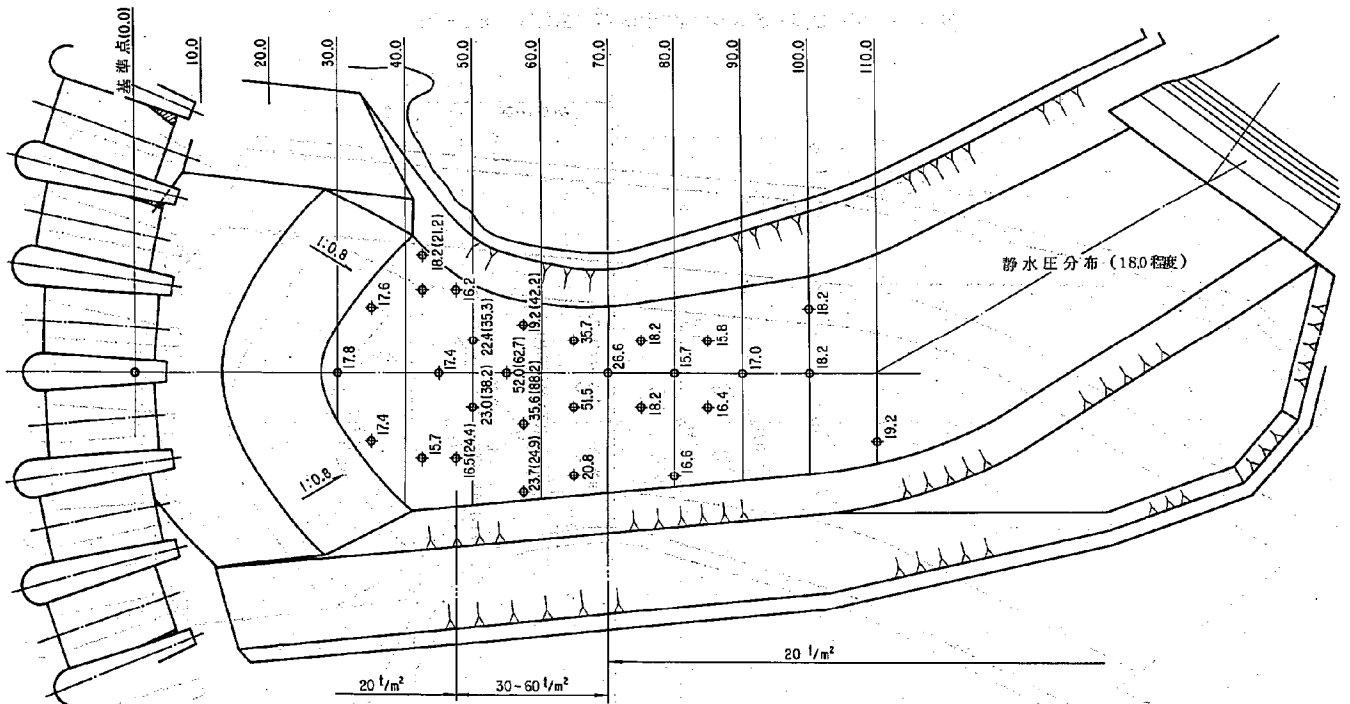
放流条件	越流部	6門全開
	貯水位	EL 6 1 6.0 m



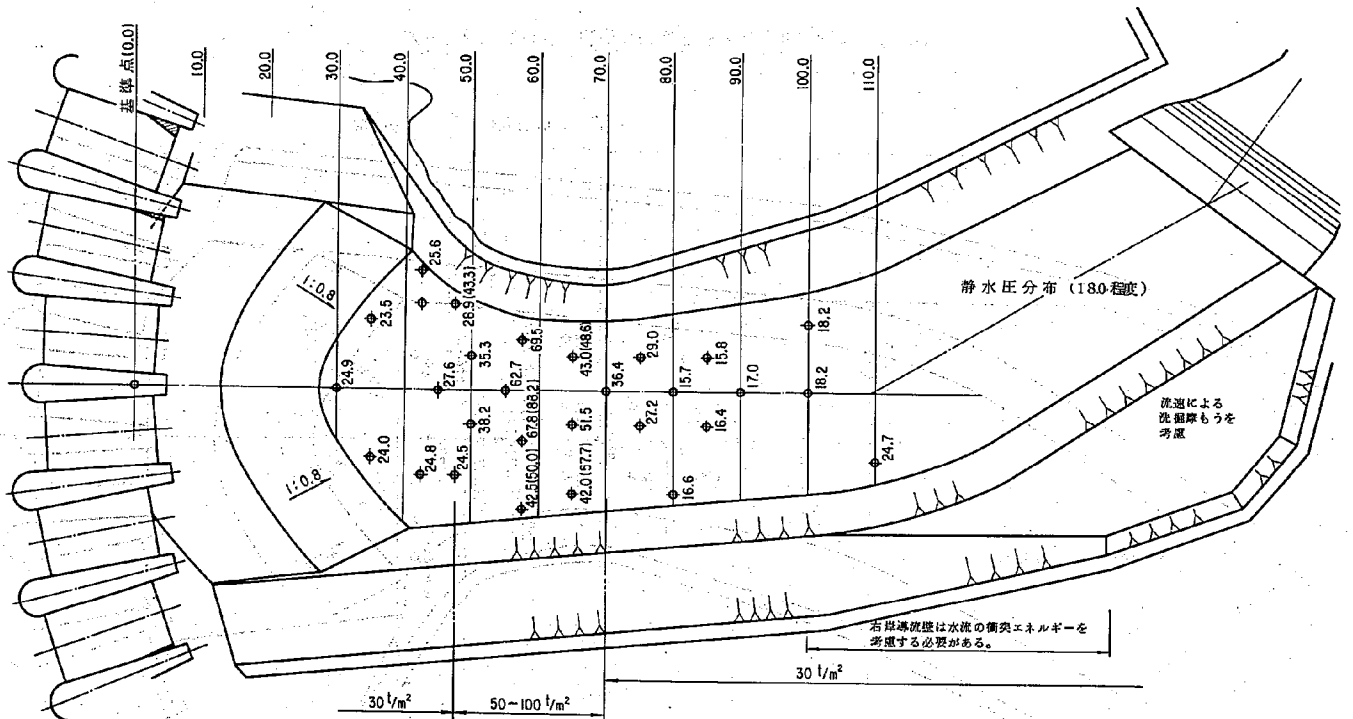
図－77　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(6)



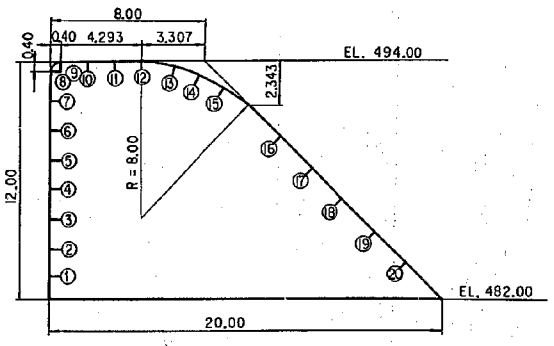
図－７７　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力図(7)



図－７８　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力分布図(1)

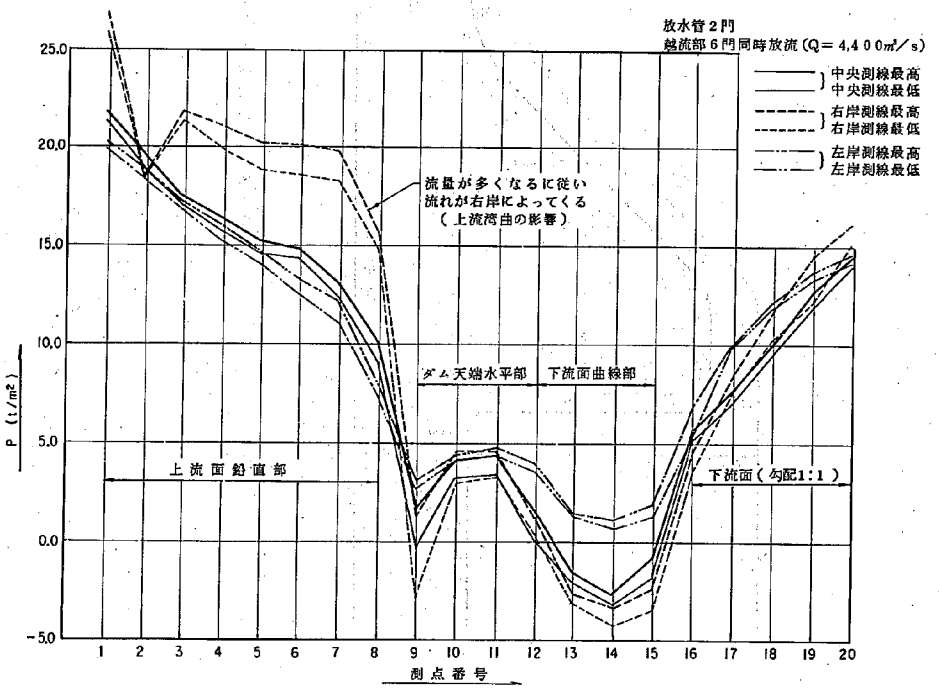


図－７８　減勢部の最終案による減勢部底面の圧力分布図(2)

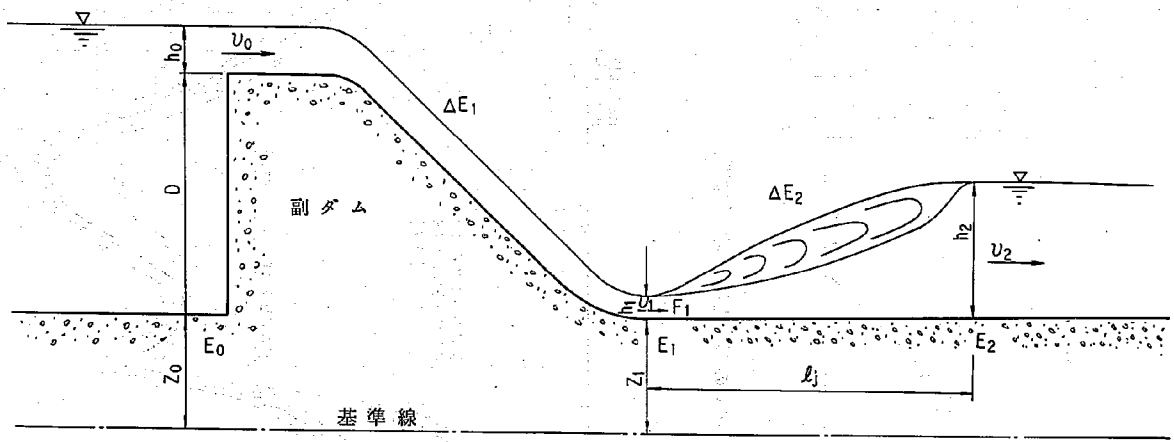


測点番号	標　　高　m
1	483.100
2	484.600
3	486.100
4	487.600
5	489.100
6	490.600
7	492.100
8	493.600
9	494.000
10	494.000
11	494.000
12	494.000
13	493.910
14	493.430
15	492.680
16	490.160
17	488.540
18	486.920
19	485.300
20	483.680

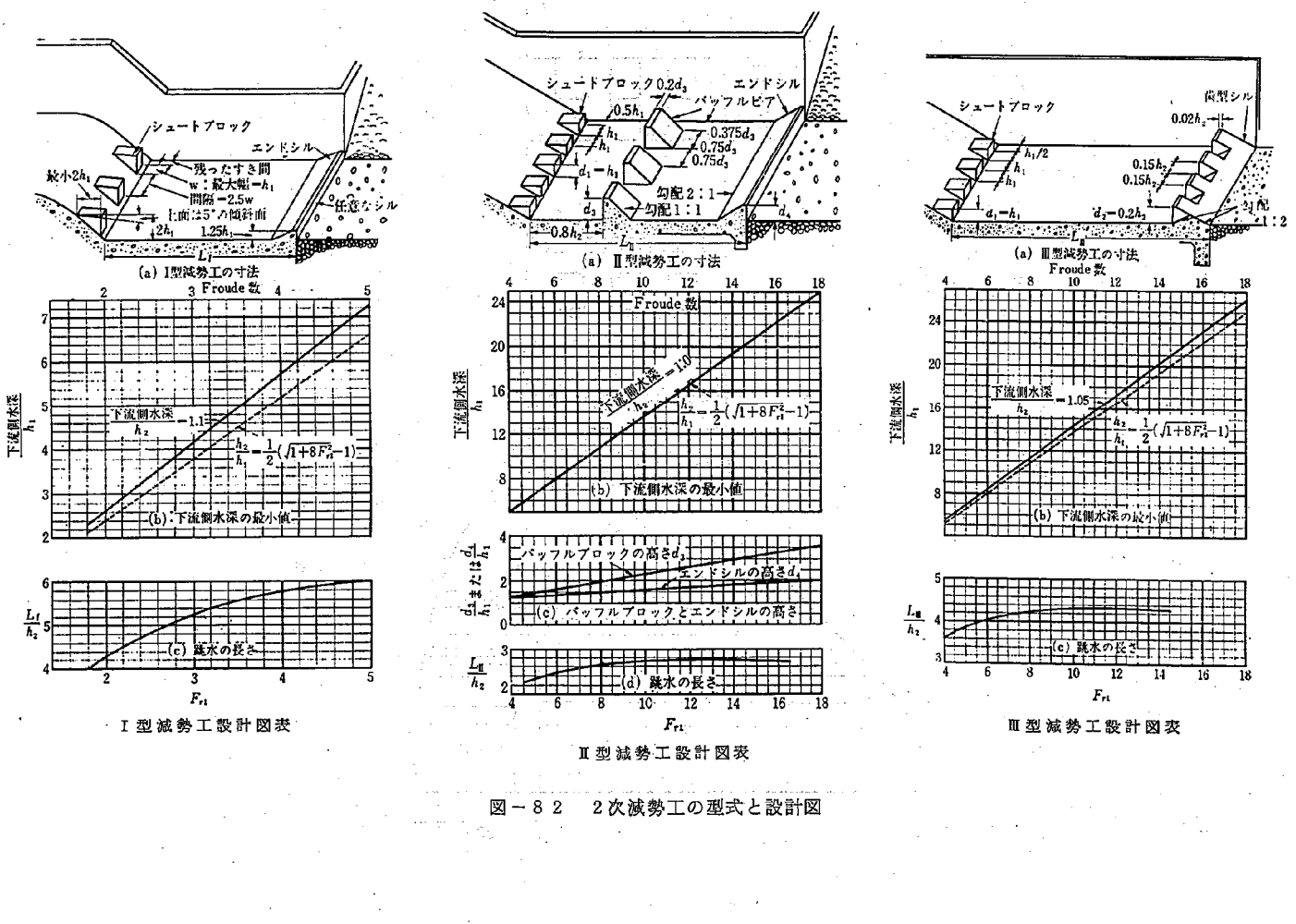
図－７９　副ダムの形状と圧力測定位置図



図－８０　副ダム表面に作用する圧力分布図

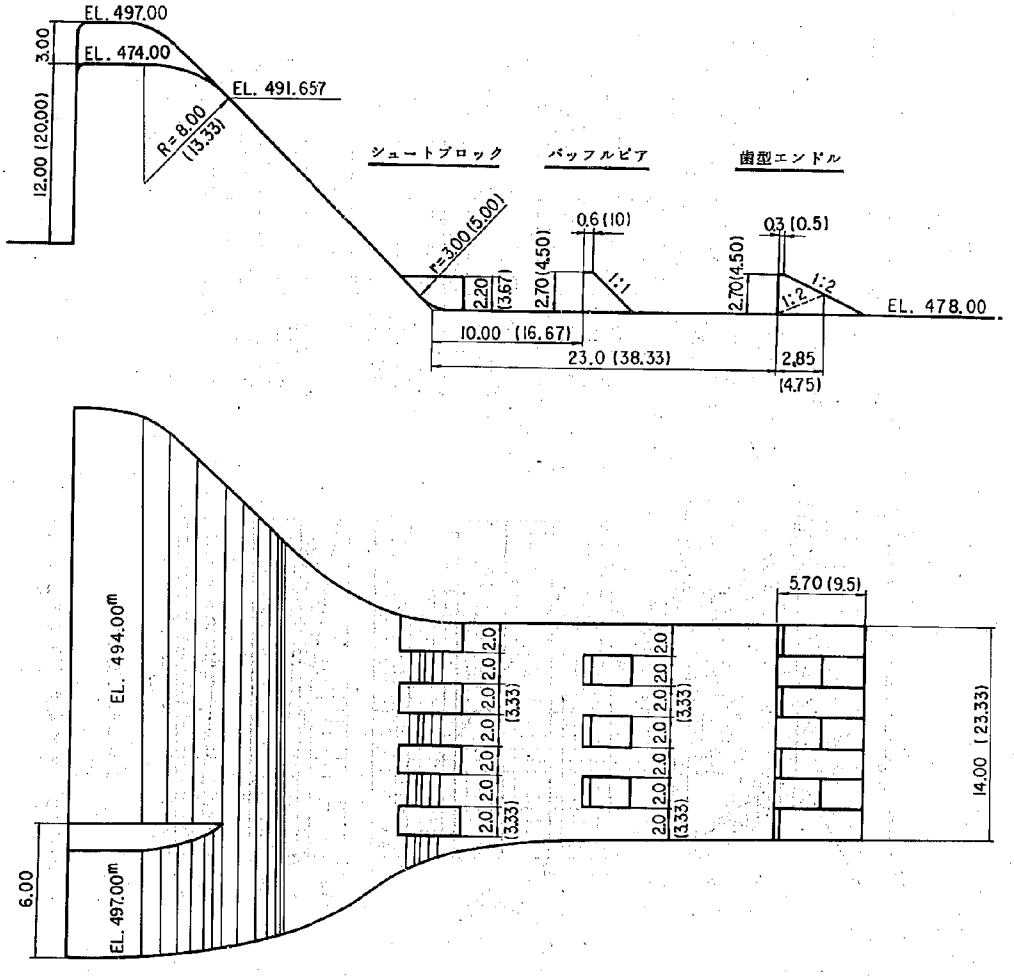


図－８１　２次減勢工の基本的な記号図

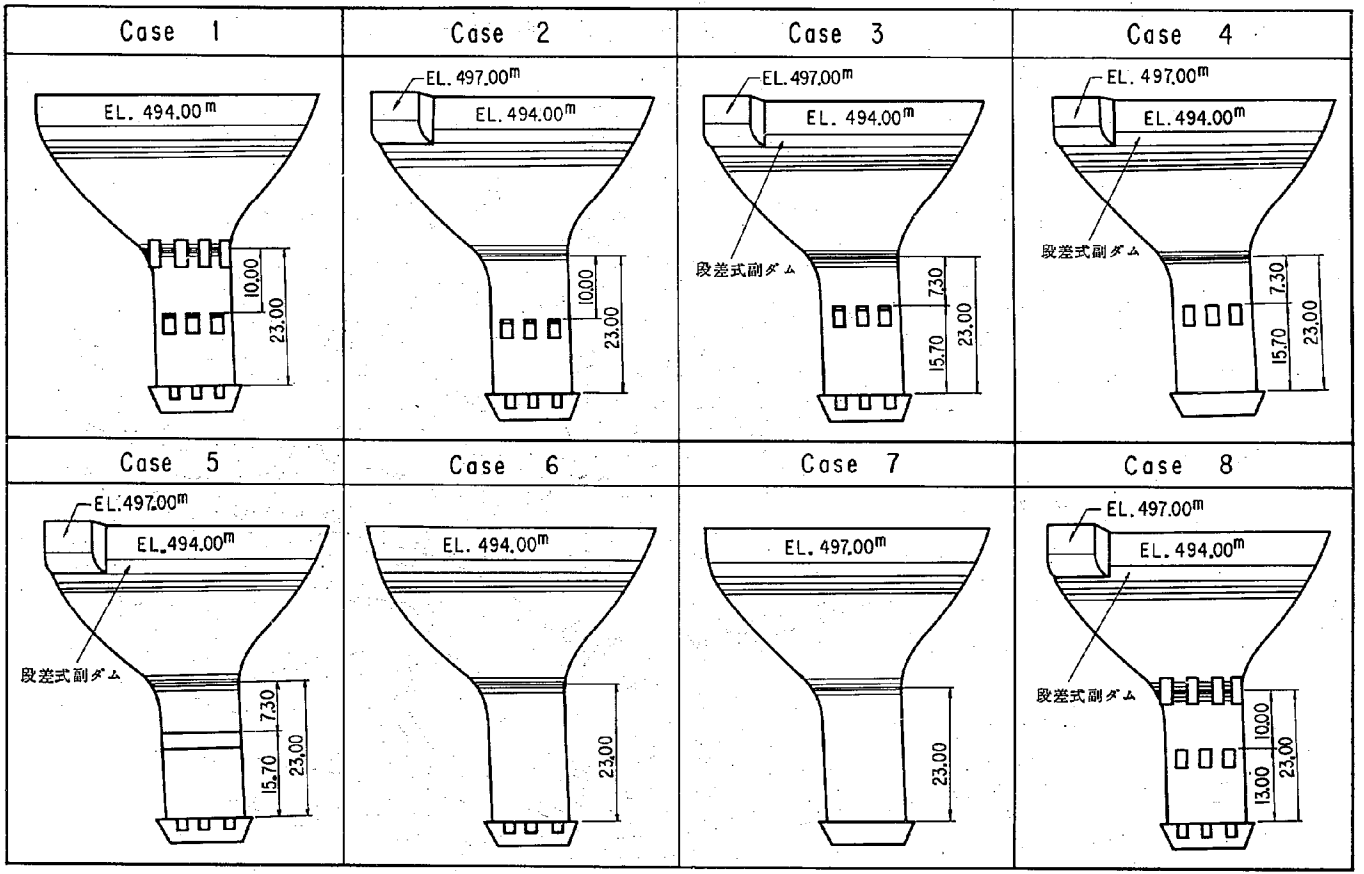


I 型減勢工設計図表　　II 型減勢工設計図表　　III 型減勢工設計図表

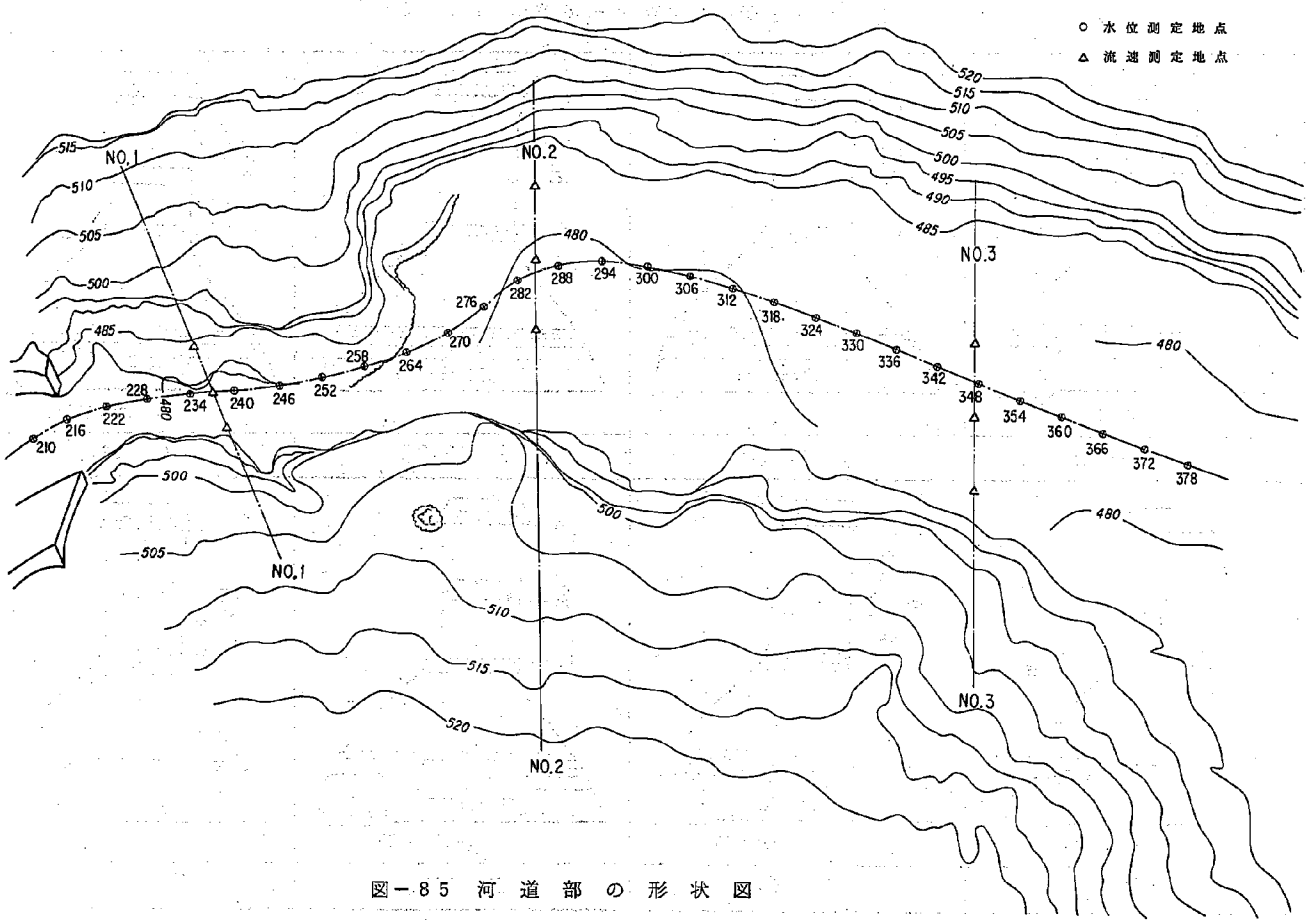
図－８２　２次減勢工の型式と設計図



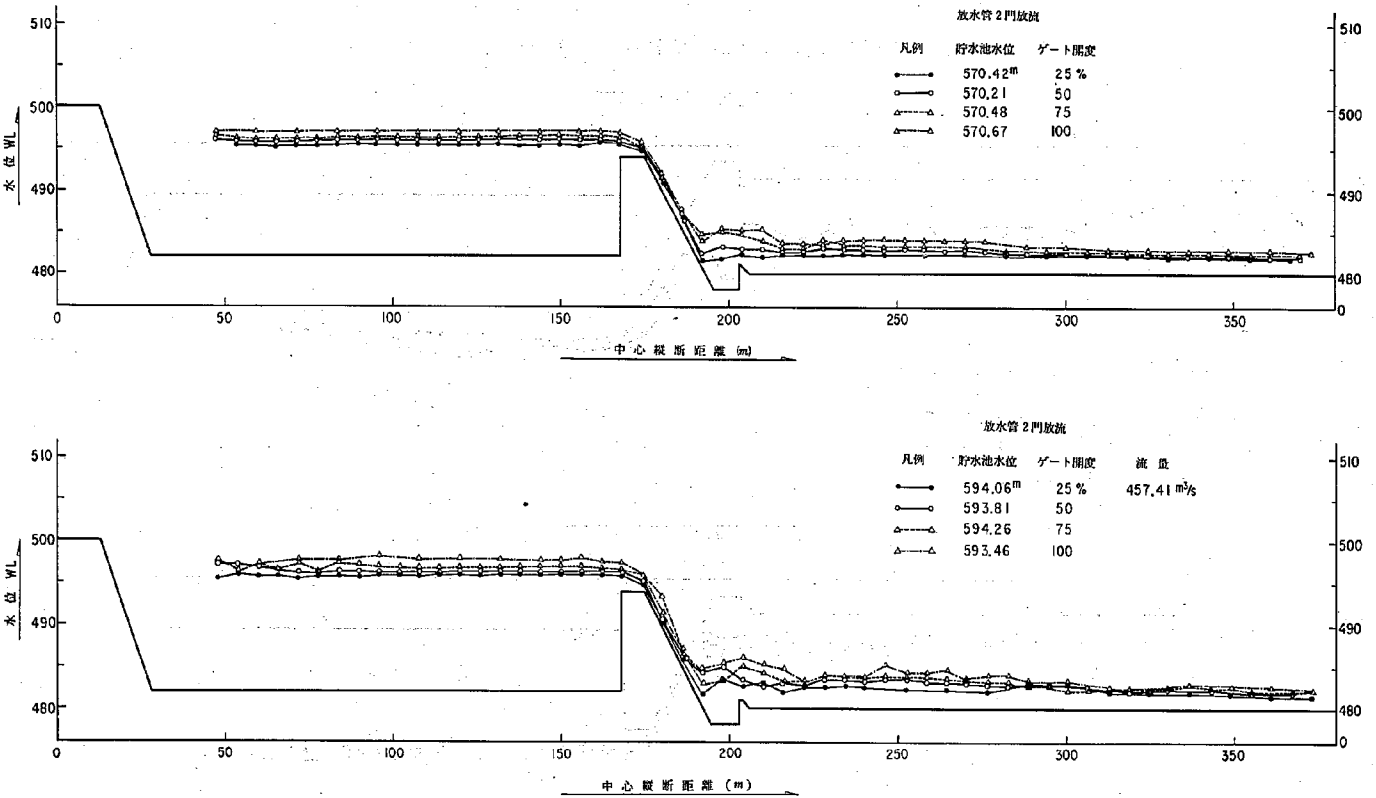
図－８３　実験のための２次減勢工の形状図



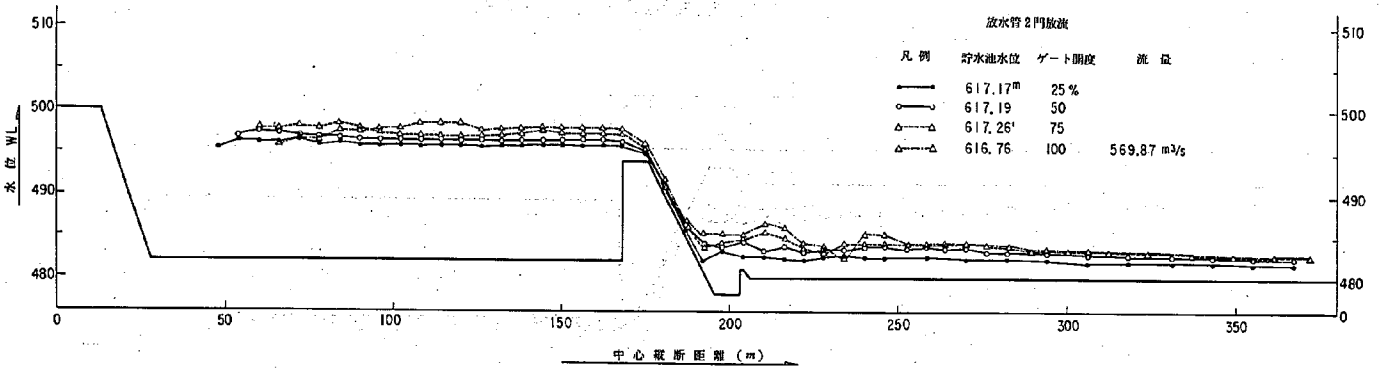
図－８４　実験ケースの２次減勢工の形状図

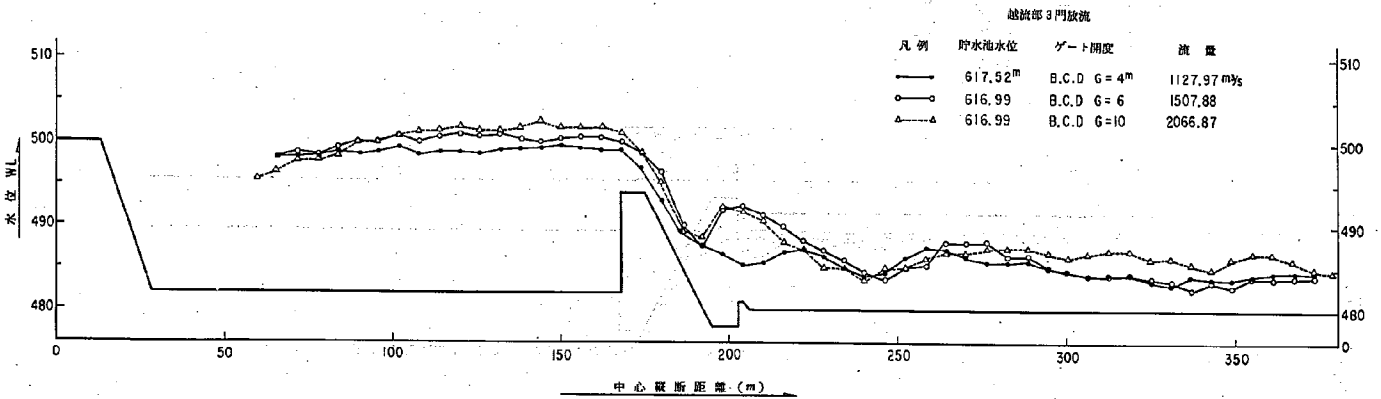

○ 水位測定地点
△ 流速測定地点
NO.1
NO.2
NO.3
520
515
510
505
500
495
490
485
480
210
216
222
228
234
240
246
252
258
264
270
276
282
288
294
300
306
312
318
324
330
336
342
348
354
360
366
372
378

図－85 河 道 部 の 形 状 図

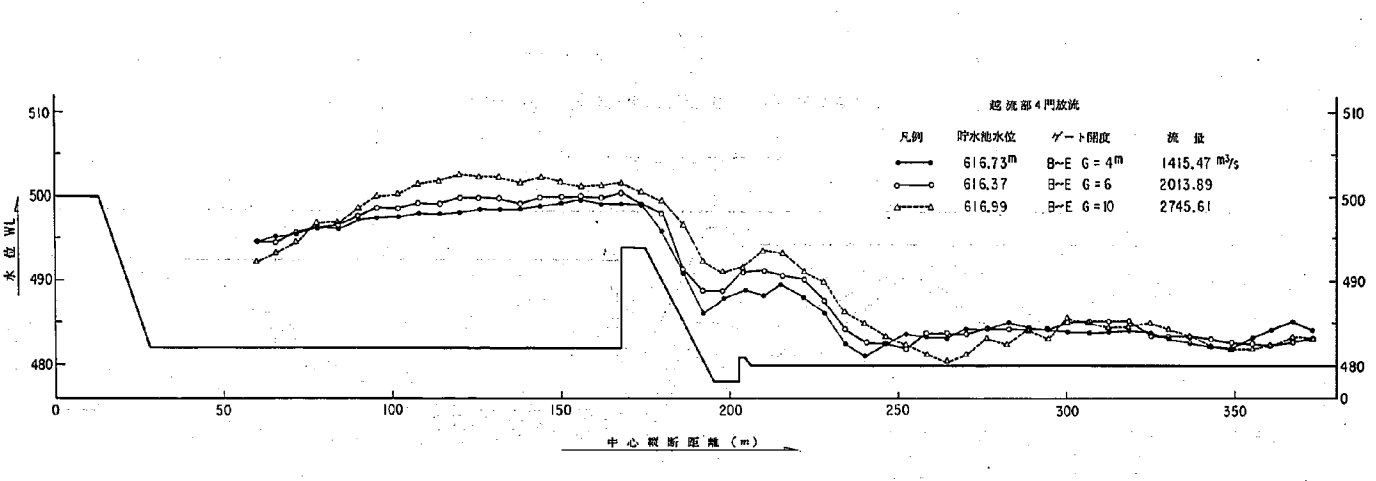


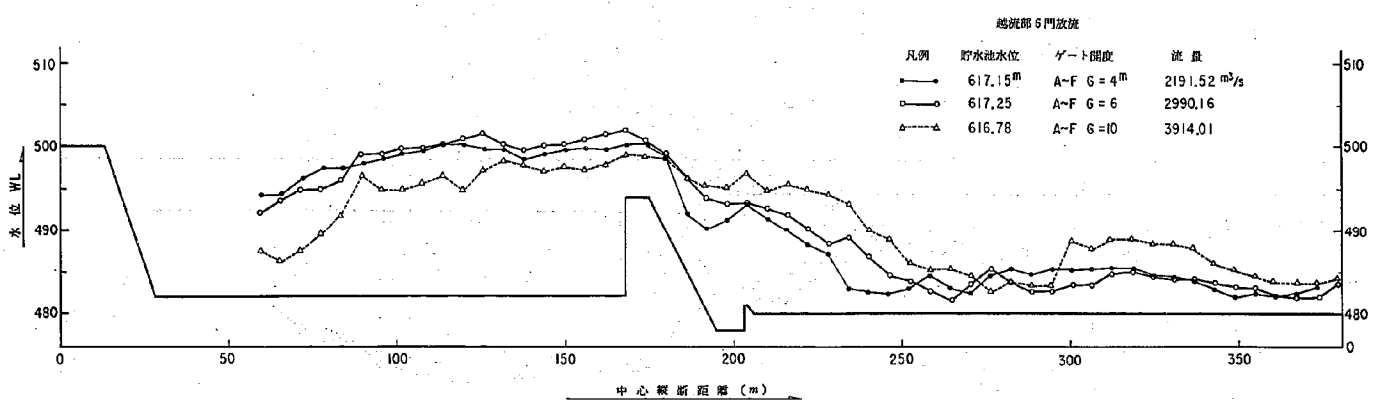
図－８６　減勢部及び河道部の水面形縦断図(1)



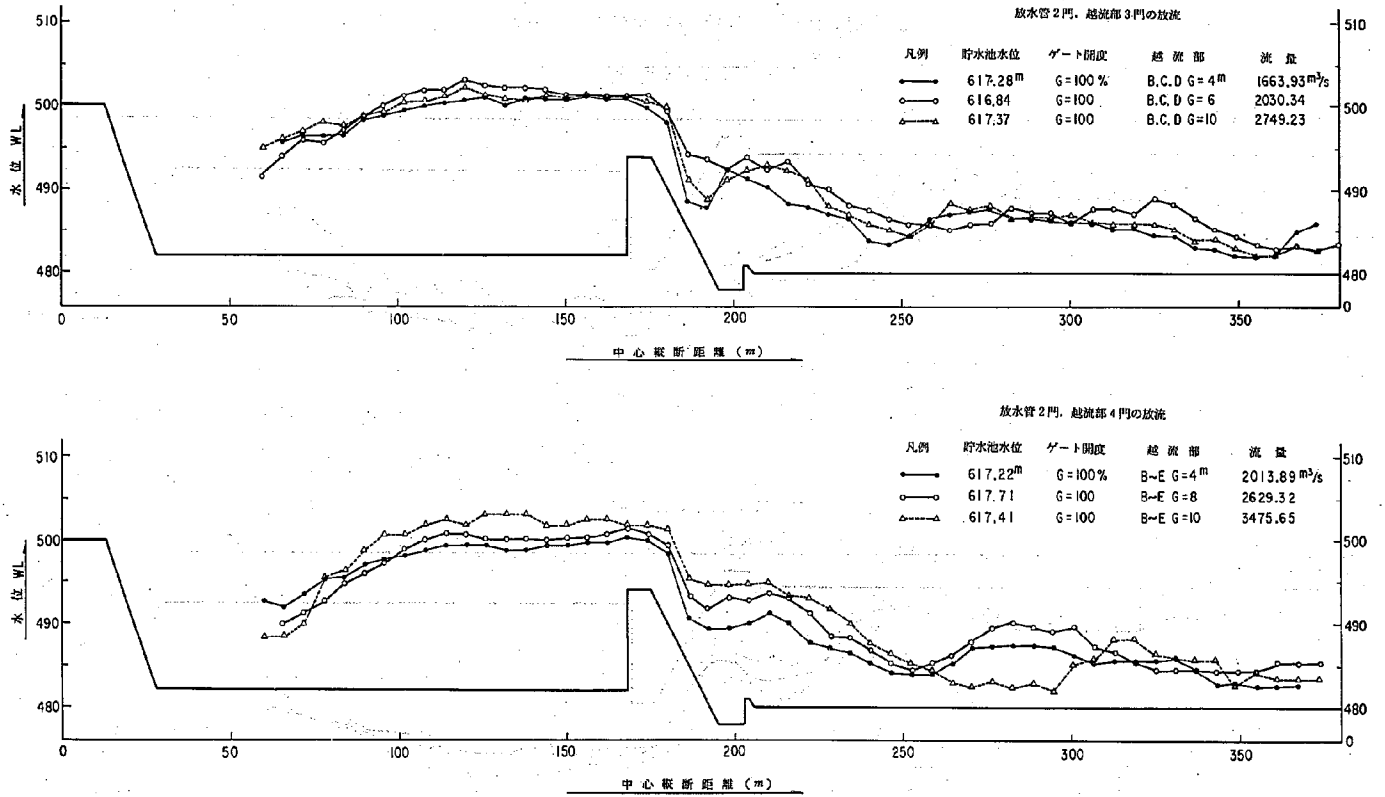


図－８６　減勢部及び河道部の水面形縦断図(2)

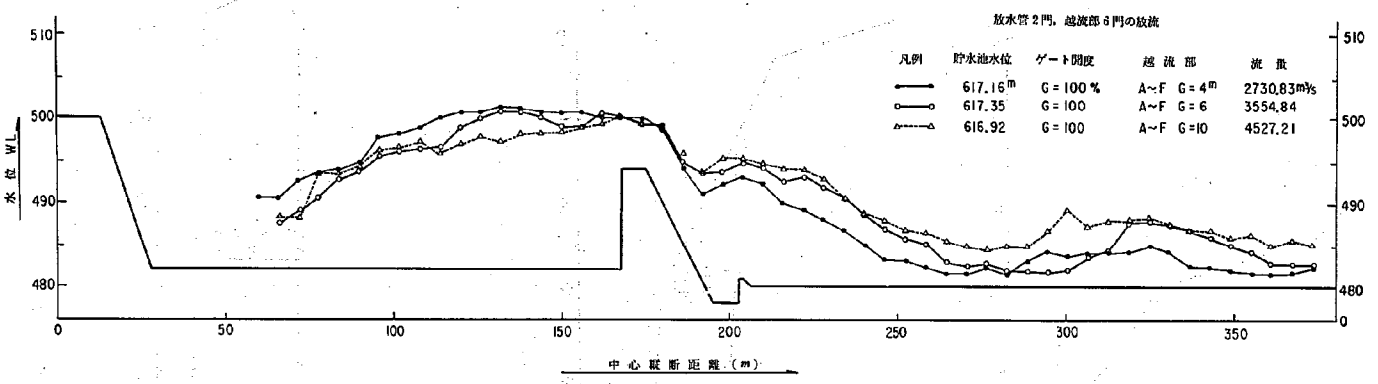




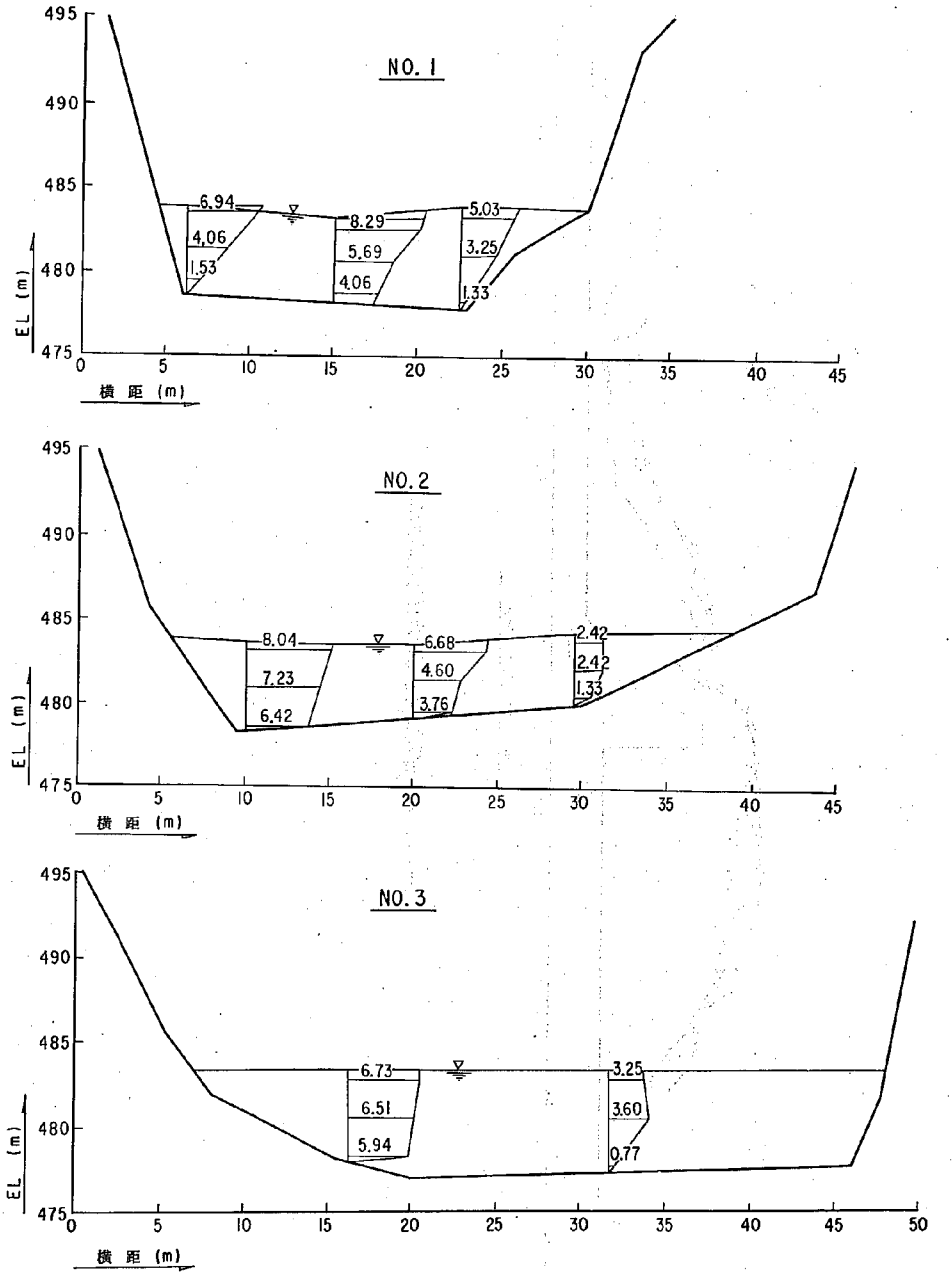
図－８６　減勢部及び河道部の水面形縦断図(3)



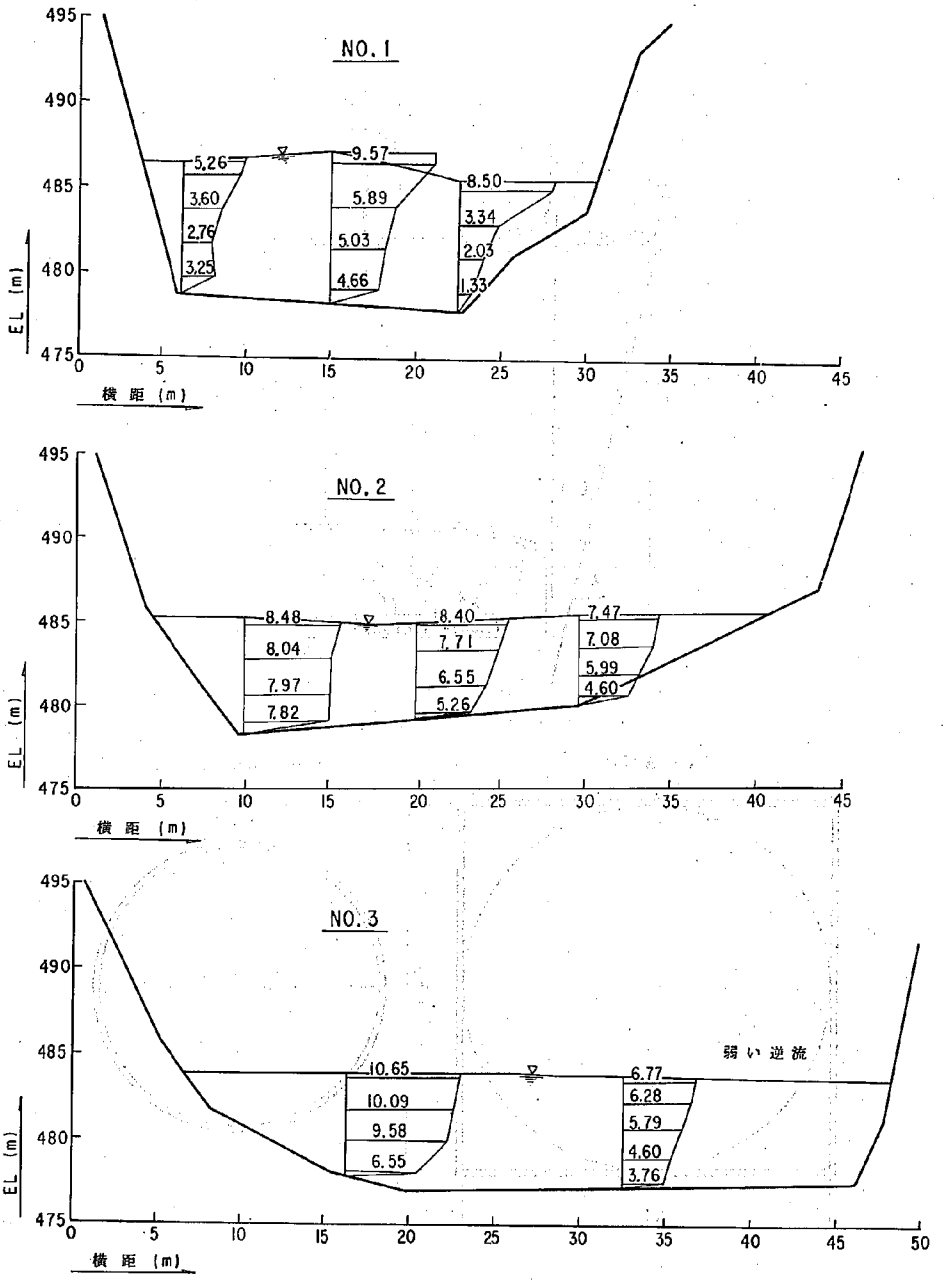
図－８６　減勢部及び河道部の水面形縦断図(4)



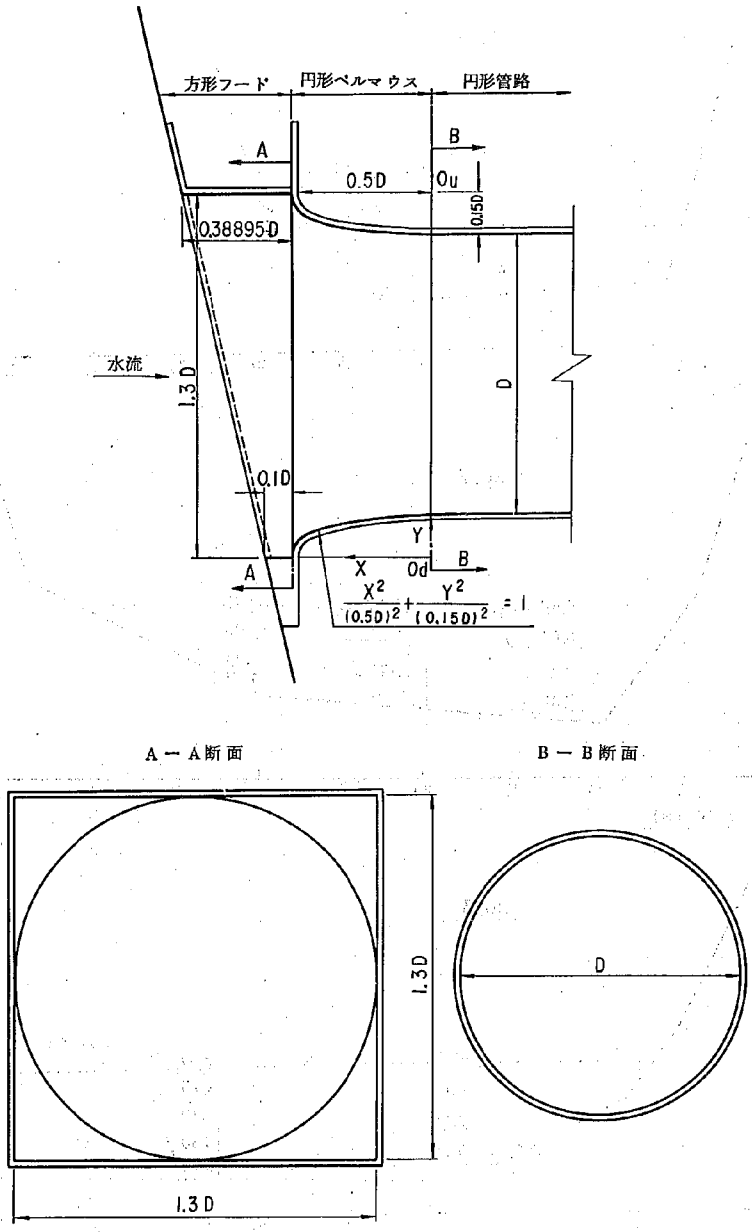
図－８６　減勢部及び河道部の水面形縦断図(5)



図－87　河道部の横断面の流速分布図(1)

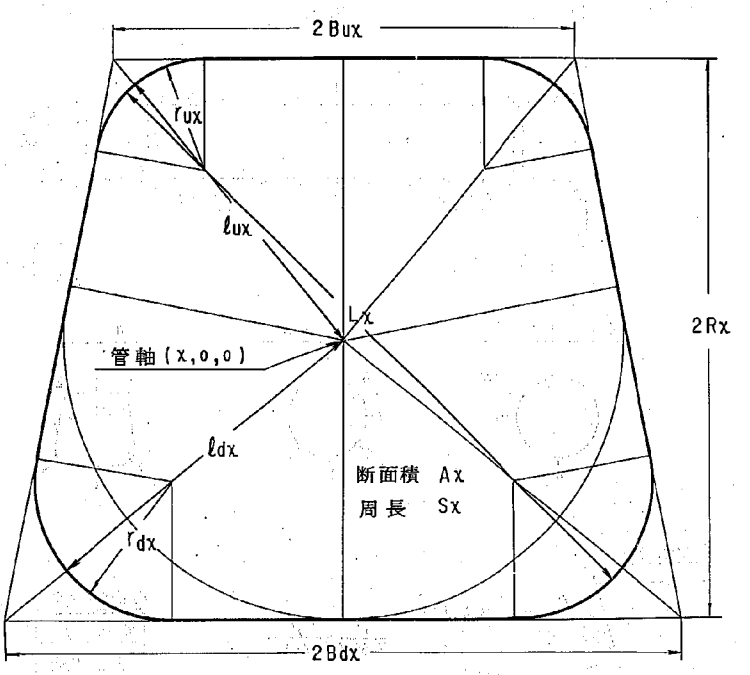


図－87　河道部の横断面の流速分布図(2)

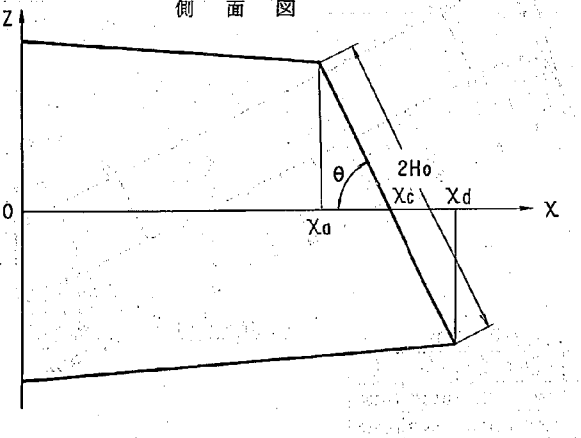


図－８８　放水管の方形フード付円形ベルマウスの形状図

断　面　図

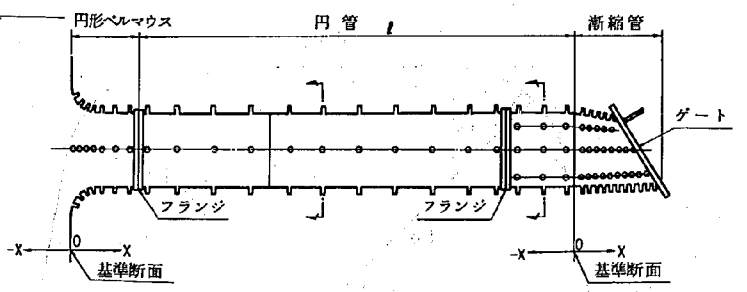


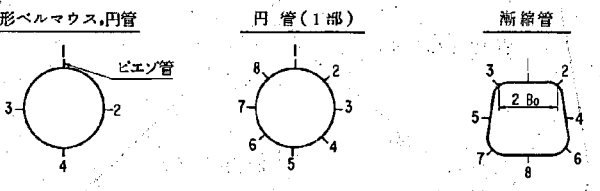
側　面　図



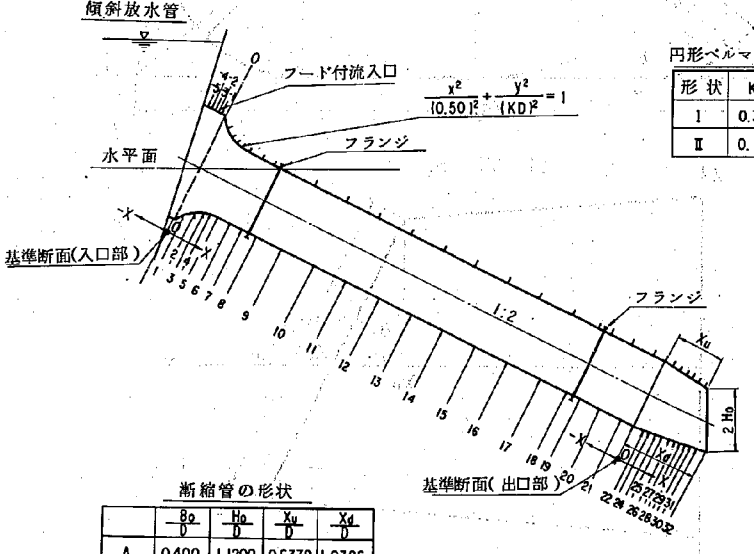
図－89　放水管の漸縮部形状の記号図

水平放水管





傾斜放水管



円形ベルマウス

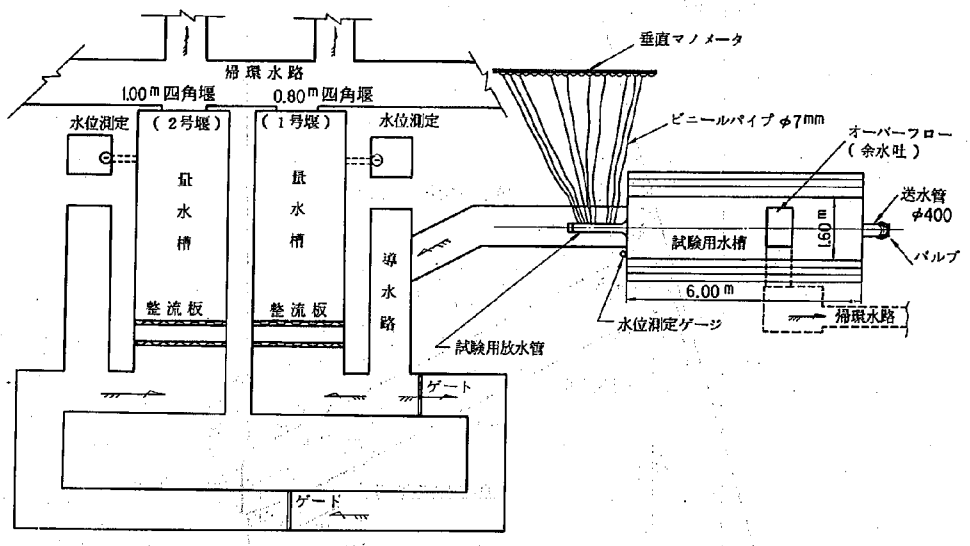
形 状	K
I	0.30
II	0.15

漸縮管の形状

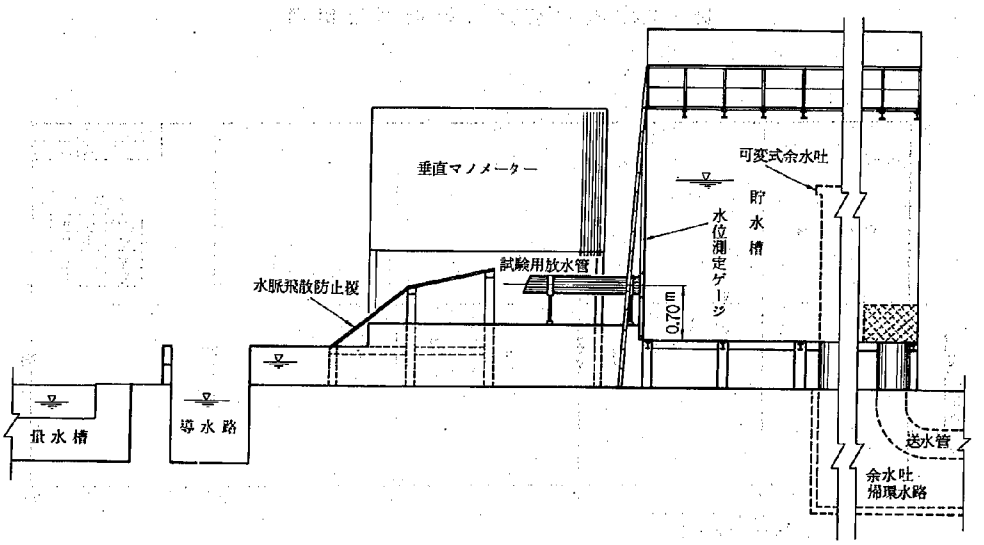
	$\frac{Bo}{D}$	$\frac{Ho}{D}$	$\frac{Xu}{D}$	$\frac{Xd}{D}$
A	0.400	1.1200	0.6379	1.0386
B	0.415	1.1194	0.6477	1.0632
C	0.430	1.1190	0.6228	1.0532
D	0.445	1.1186	0.6384	1.0836
E	0.460	1.1183	0.6844	1.1445

図－90 実験の放水管形状図

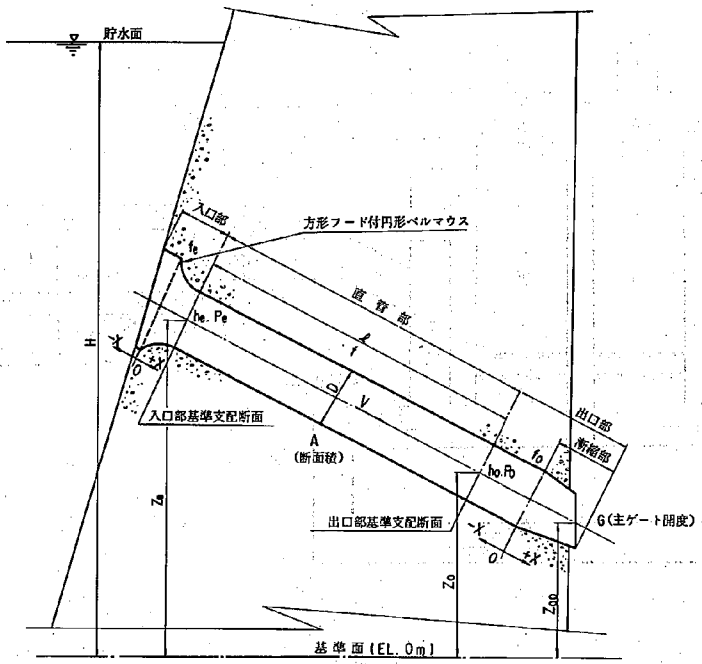
平　面　図



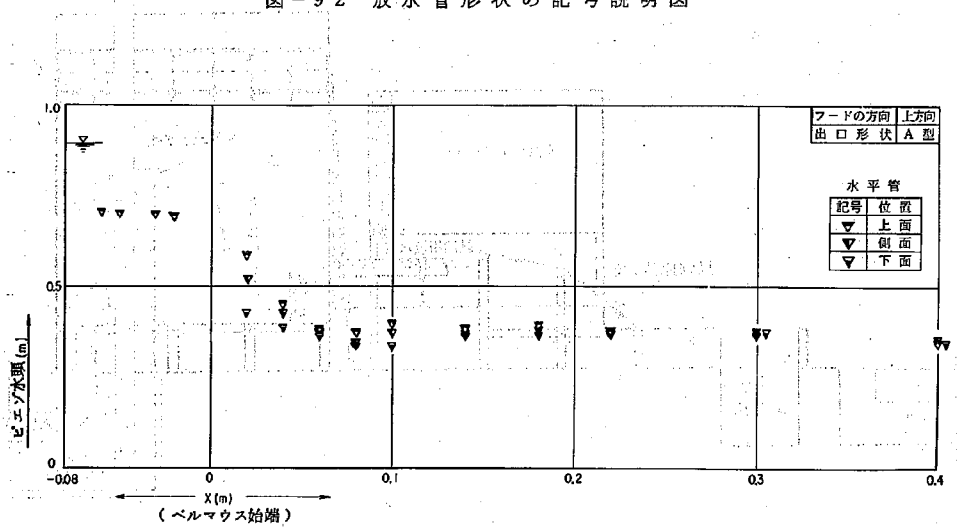
縦　断　図



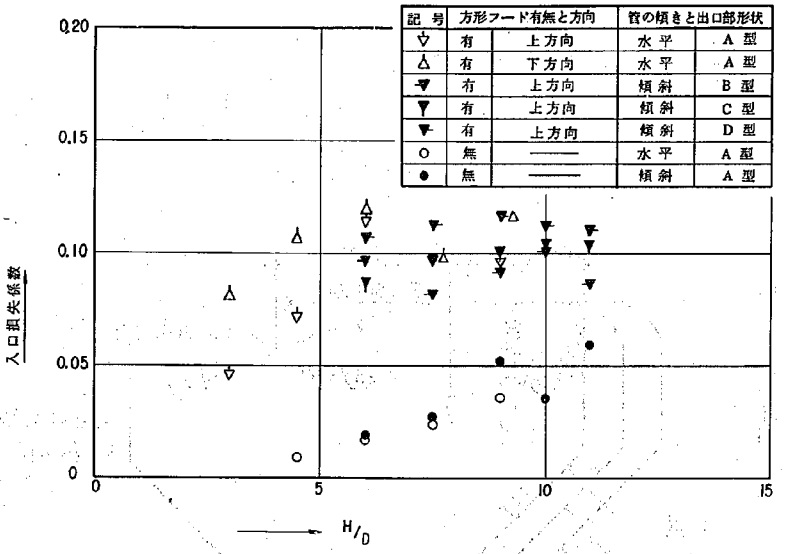
図－９１　放水管抽出実験の実験施設図



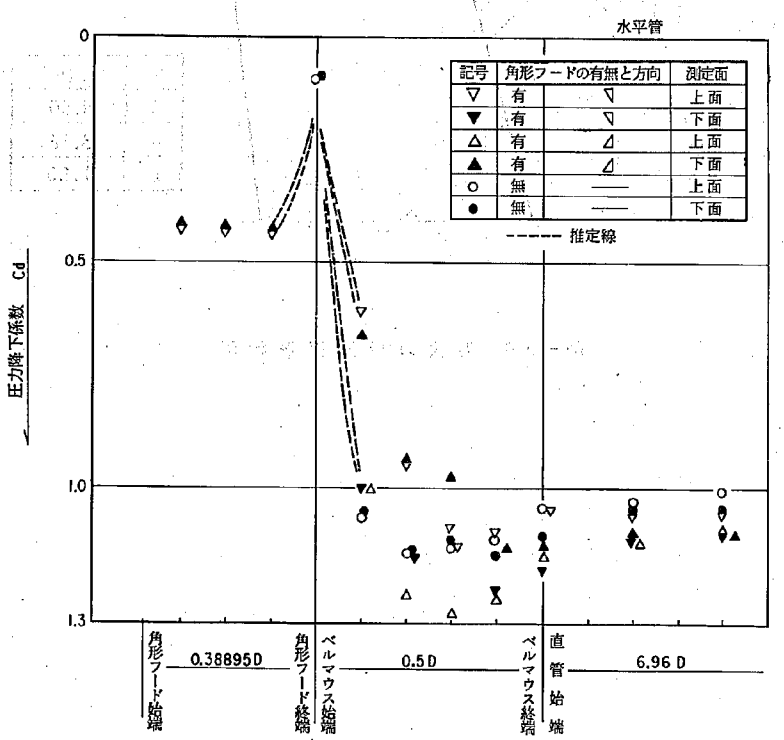
図－９２　放水管形状の記号説明図



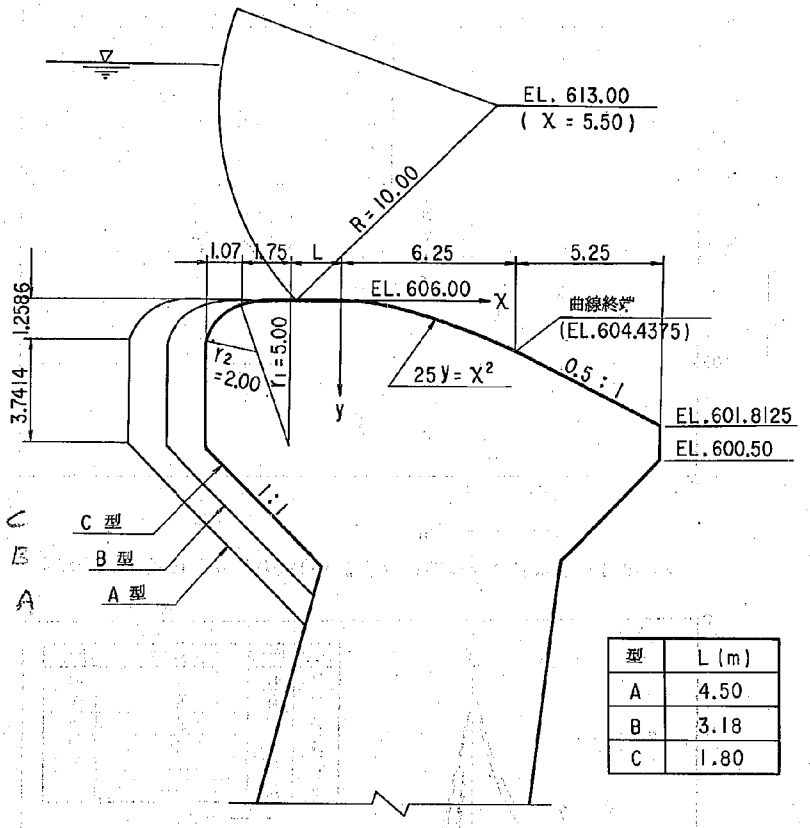
図－９３　放水管の入口部におけるピエゾ水頭分布図



図－９４　放水管の入口部における入口損失係数とＨ／Ｄの関係図

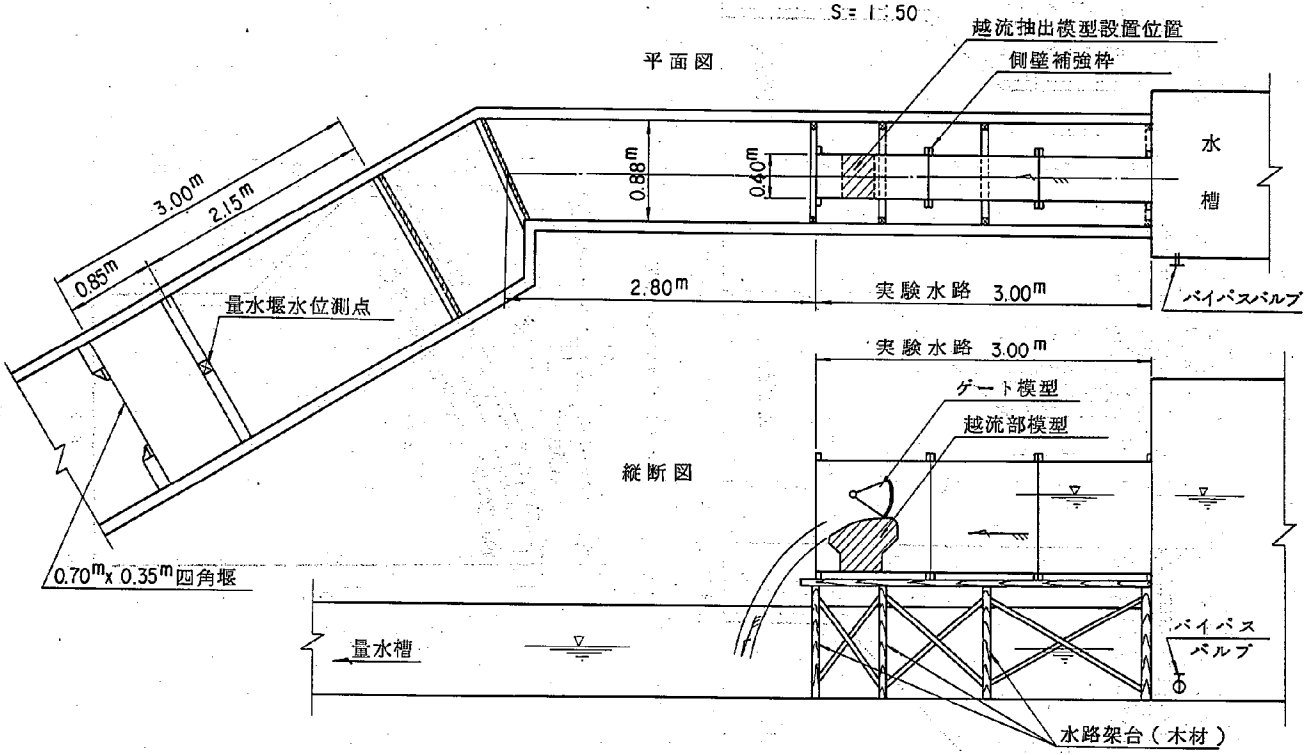


図－９５　方形フードを付けない場合と付けた場合の入口部の圧力分布図



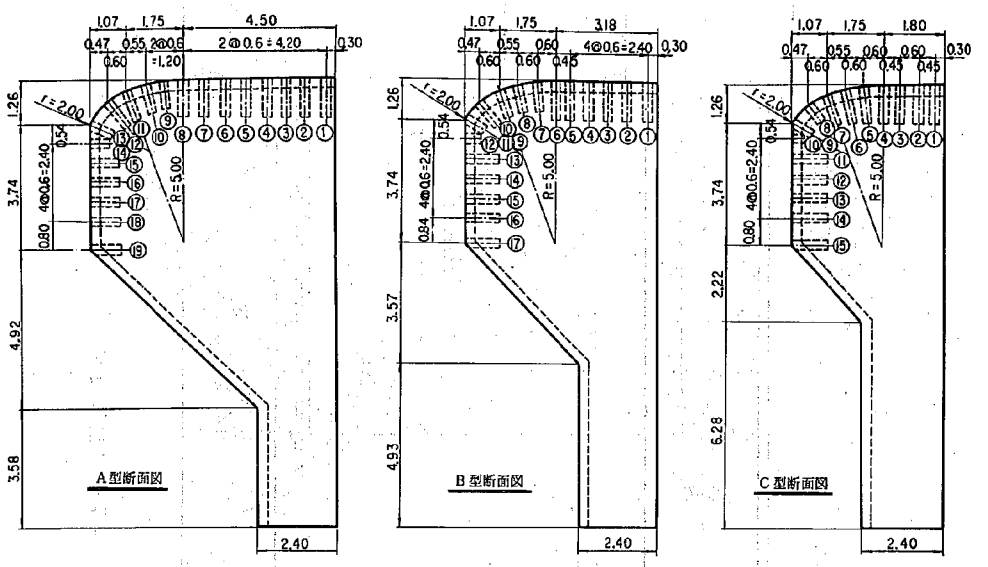
型	L (m)
A	4.50
B	3.18
C	1.80

図－９６　実験の越流面形状図

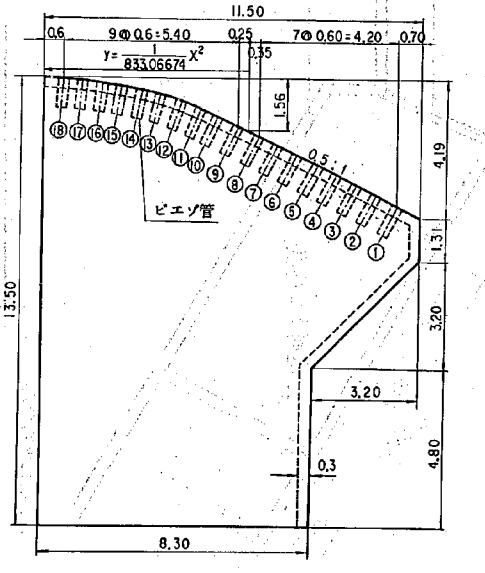


図－９７ 越流部抽出実験の実験施設図

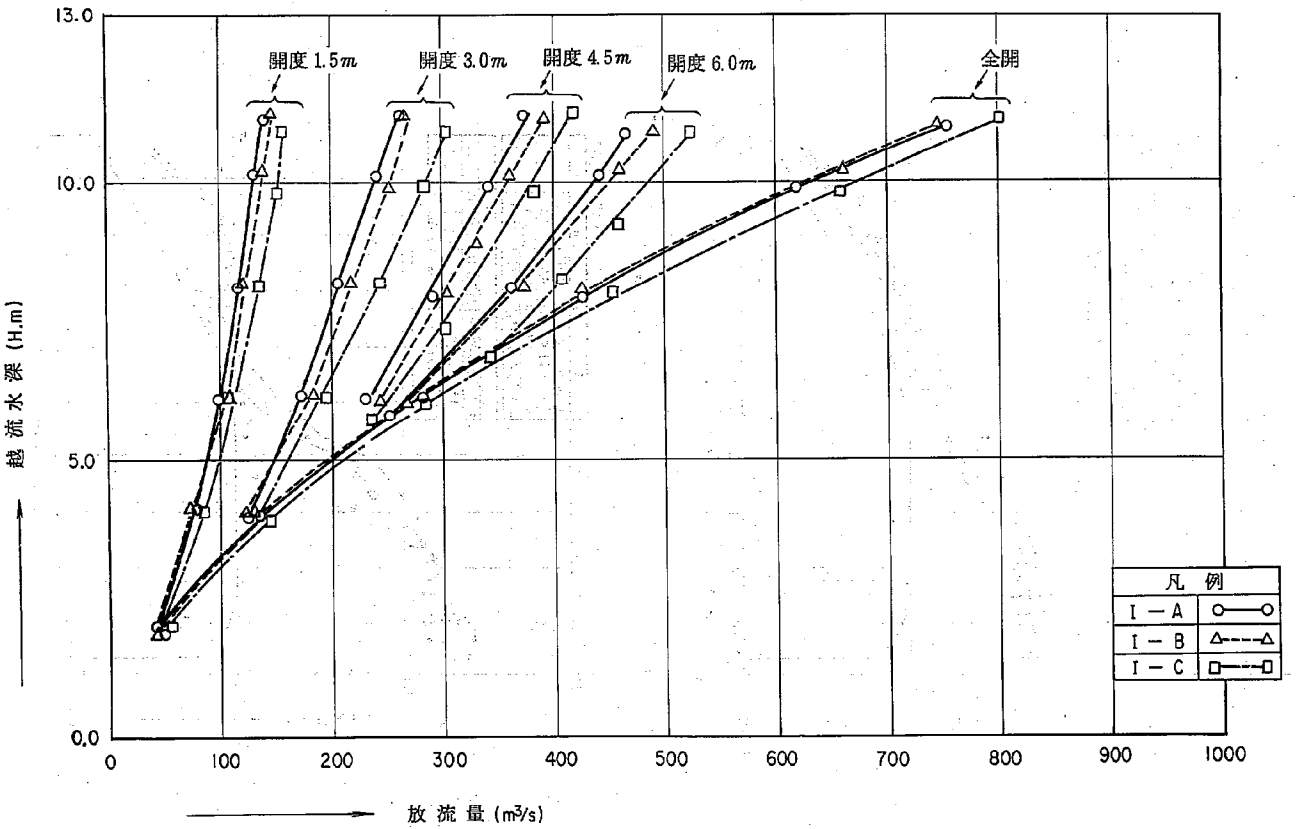
クレスト上流側越流面形状



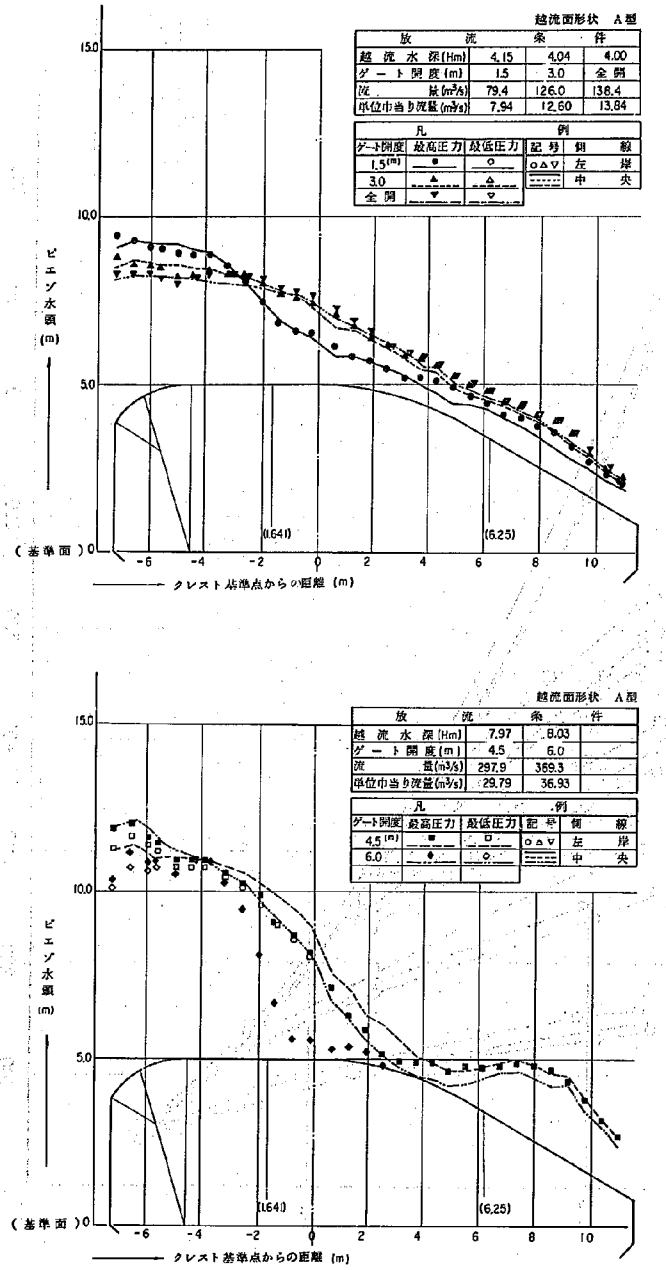
クレスト下流側越流面形状



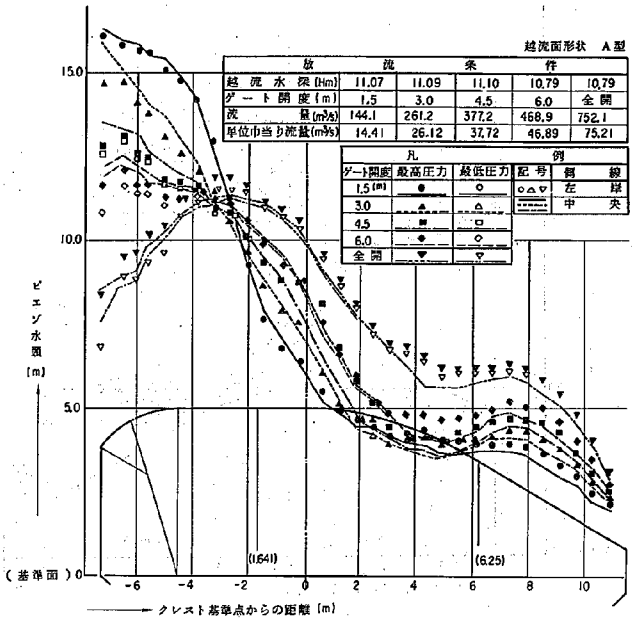
図－９８　越流面の圧力測定位置図

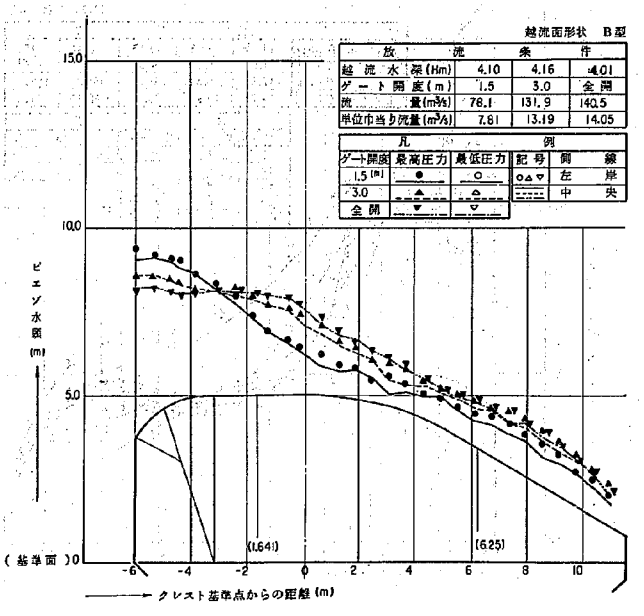


図－９９　越流部抽出実験の貯水位～ゲート開度～放流量の関係図

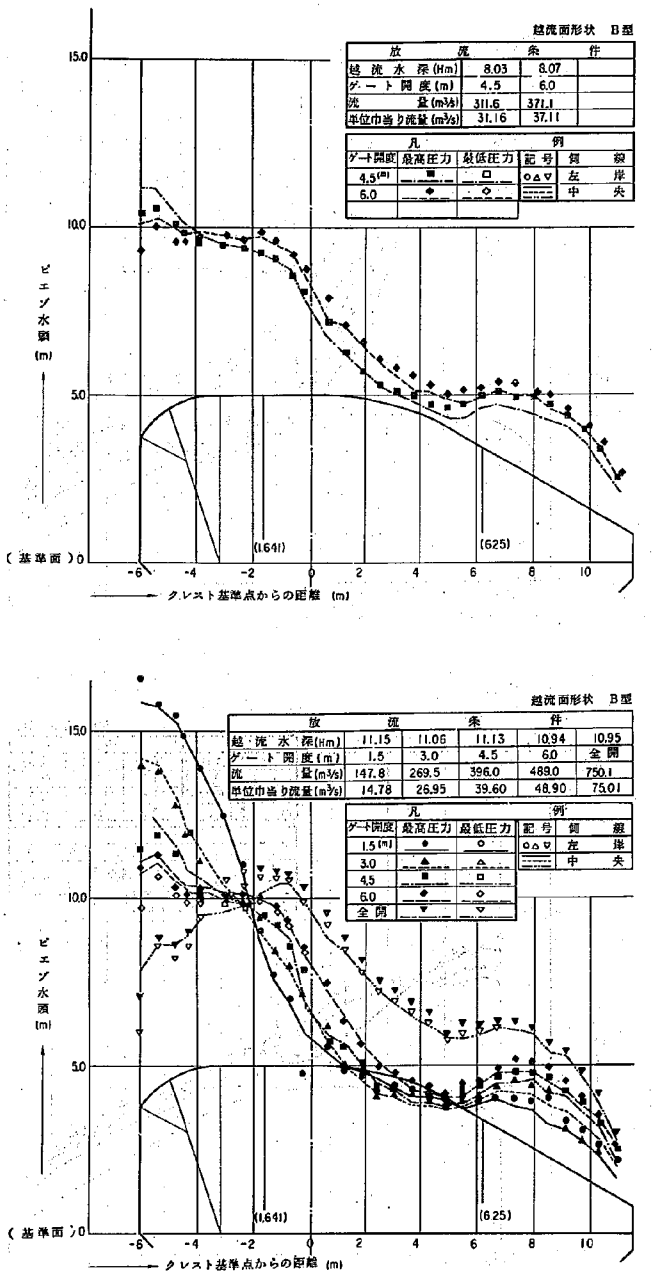


図－１００　越流部抽出実験の越流面の圧力分布図(1)

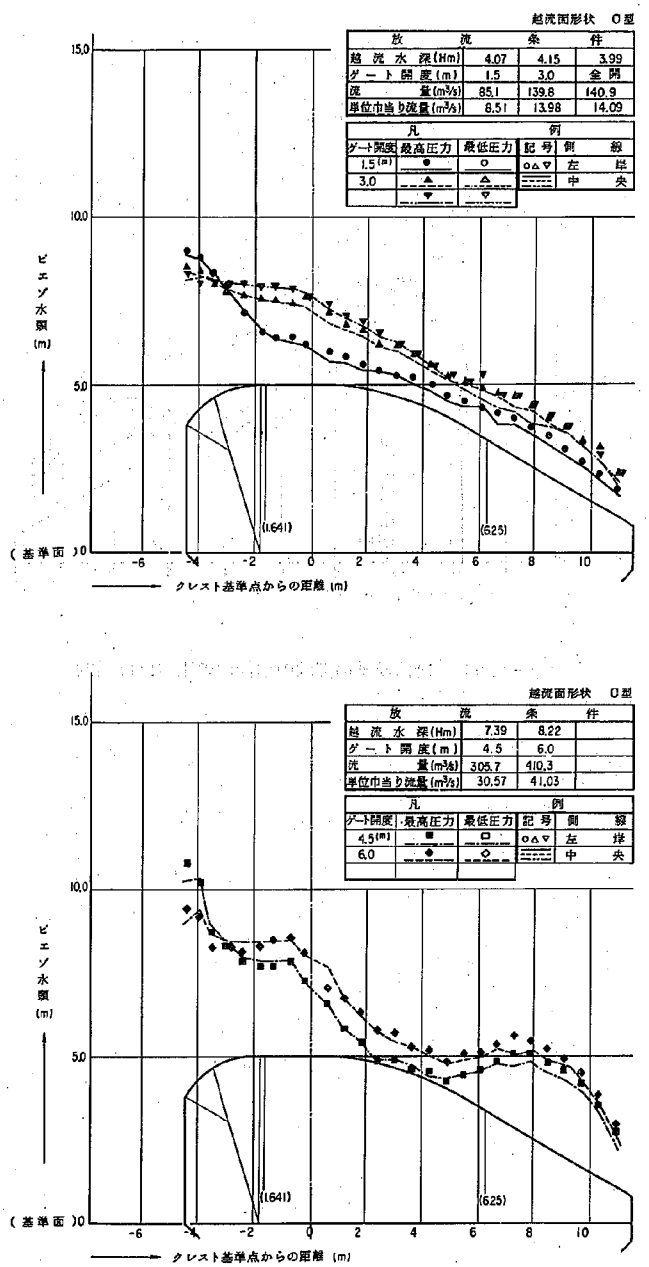




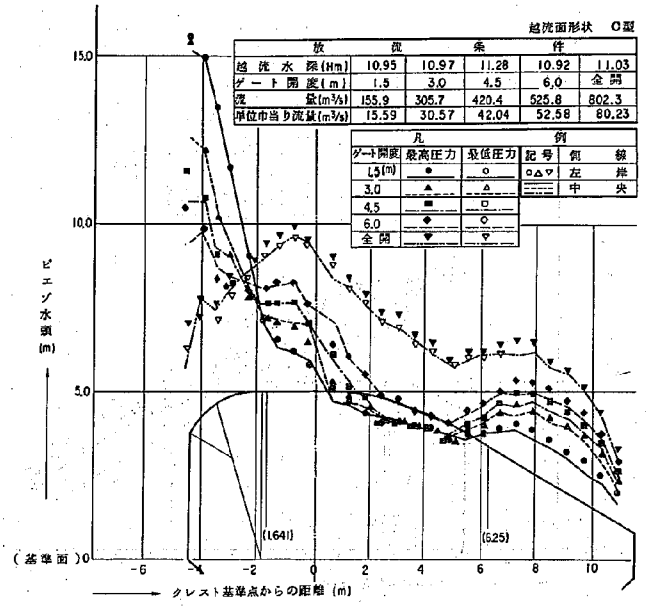
図－１００　越流部抽出実験の越流面の圧力分布図(2)



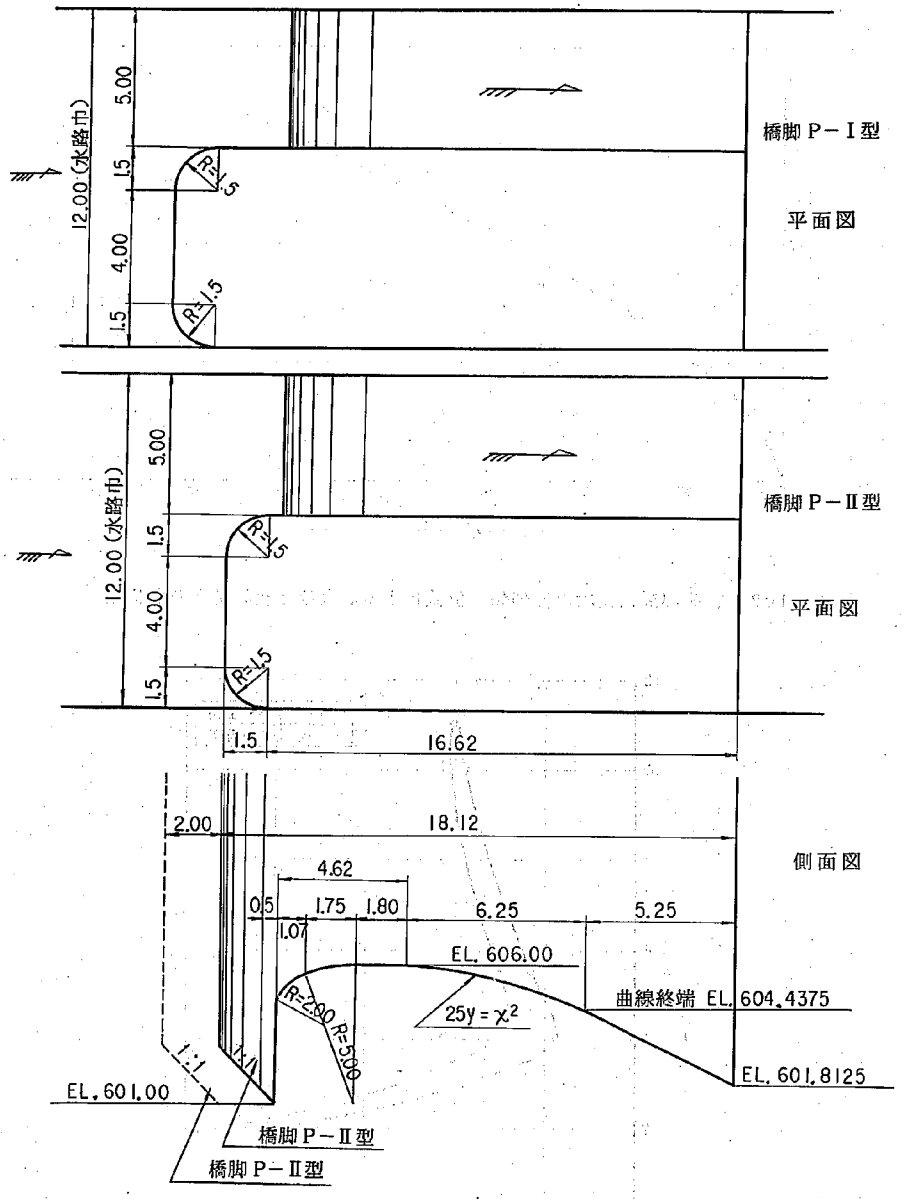
図－１００　越流部抽出実験の越流面の圧力分布図(3)



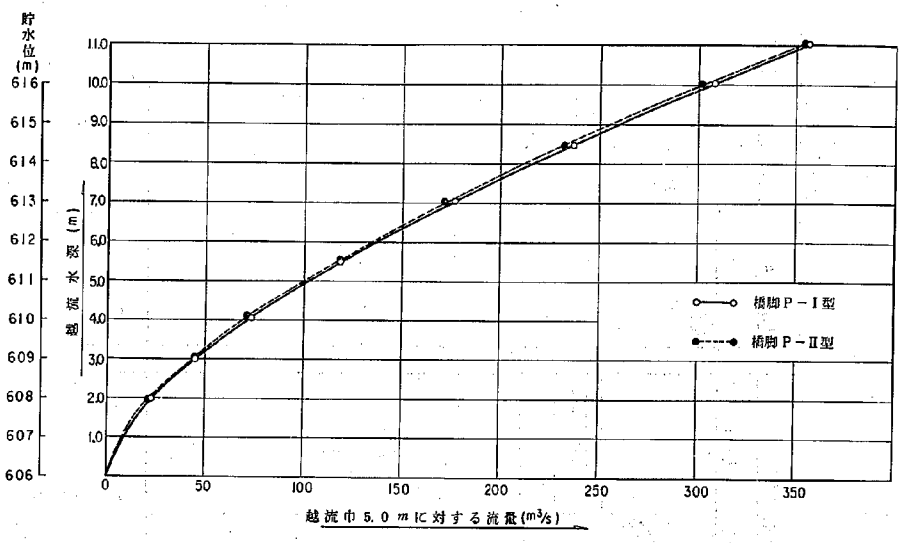
図－１００　越流部抽出実験の越流面の圧力分布図(4)



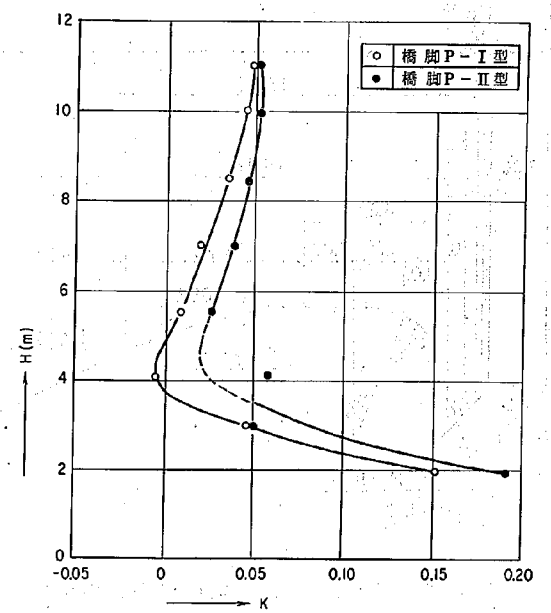
図－１００　越流部抽出実験の越流面の圧力分布図(5)



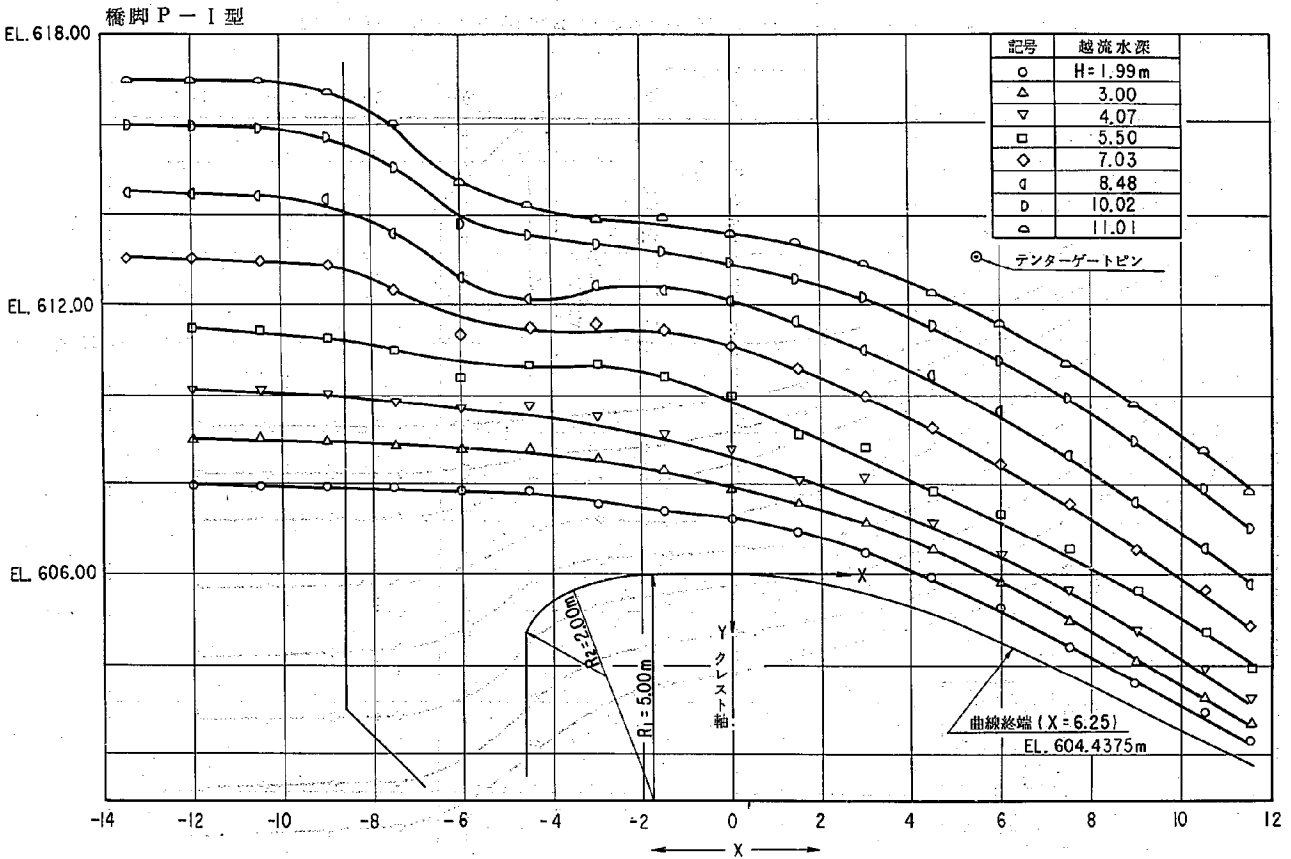
図－101　越流部抽出実験の橋脚先端位置図



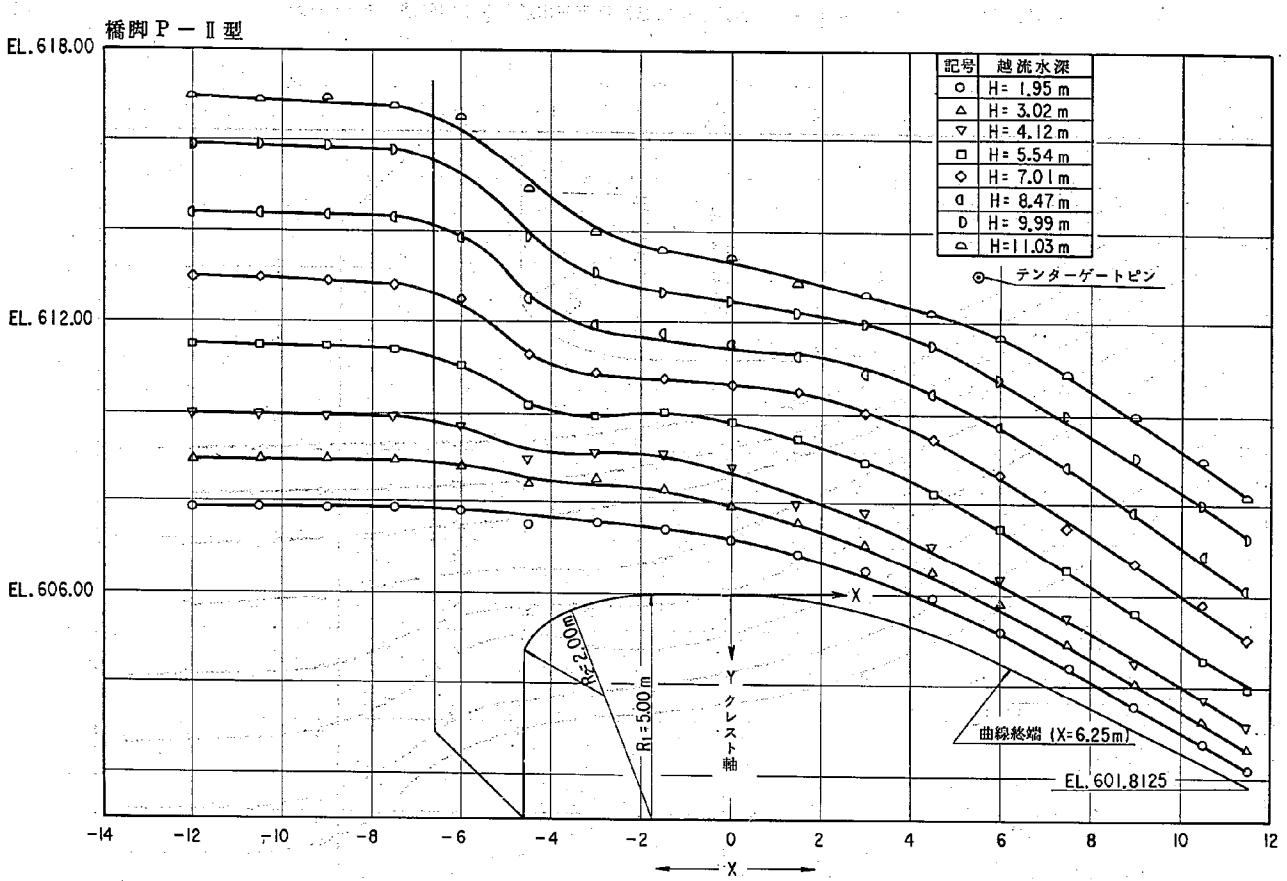
図－102　越流部抽出実験の橋脚先端位置による貯水位と放流量との関係図



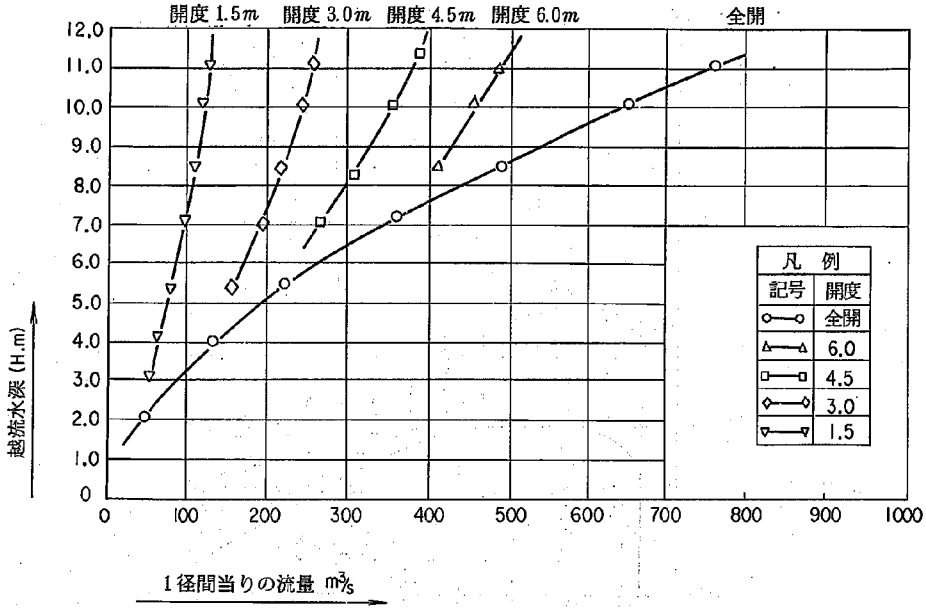
図－103　橋脚による収縮係数と越流水深との関係図



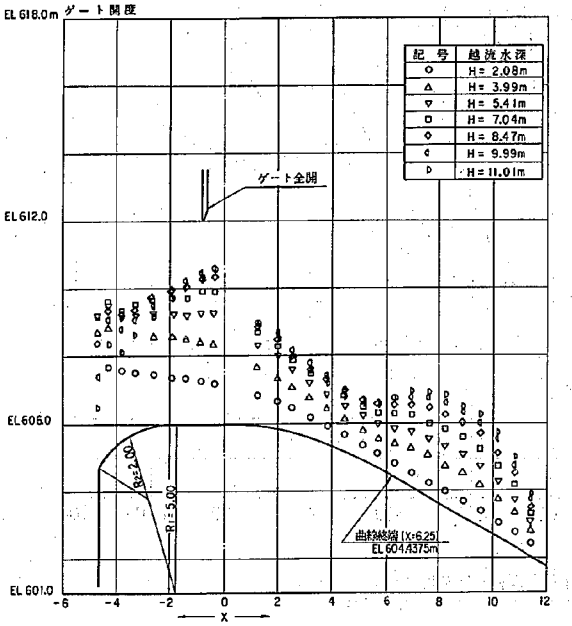
図－１０４　橋脚による越流水面形と堤頂構造物（テンターゲートピン）の位置関係図(1)

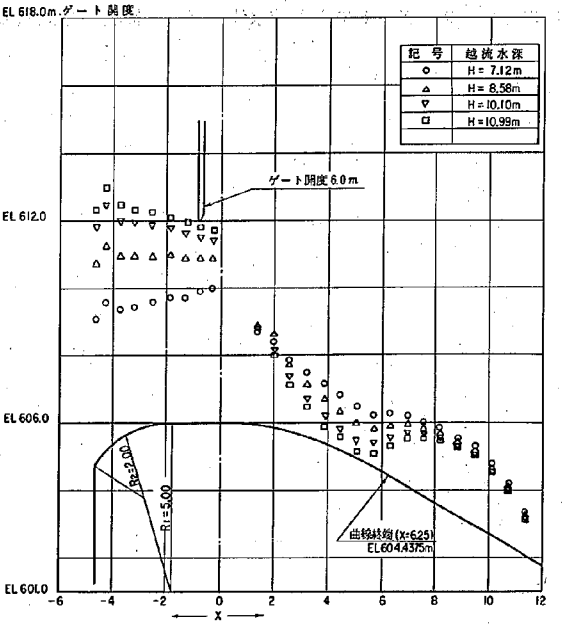


図－１０４　橋脚による越流水面形と堤頂構造物（テンターゲートピン）の位置関係図(2)

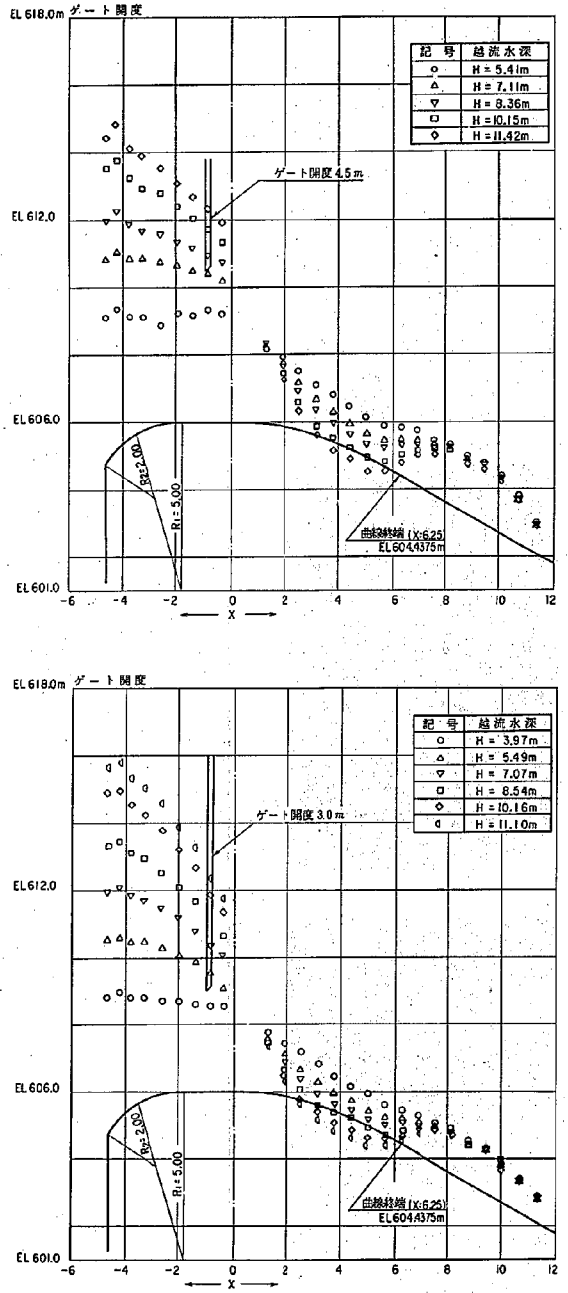


図－105　ローラーゲートによる貯水位～ゲート開度～放流量の関係図



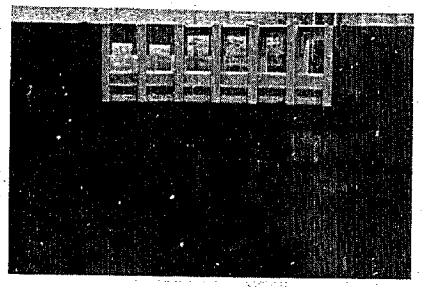


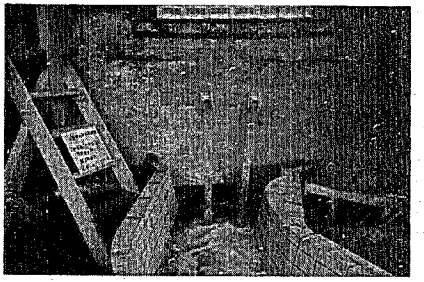
図－１０６　ローラーゲートによる越流面の圧力分布図(1)

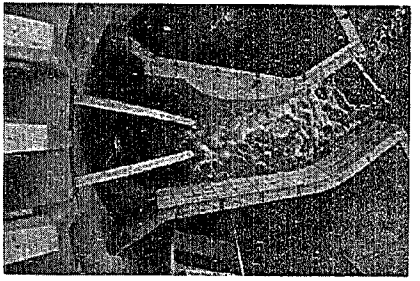


図－106　ローラーゲートによる越流面の圧力分布図(2)

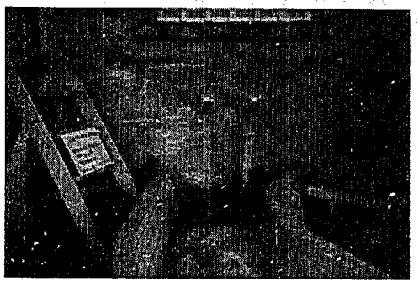
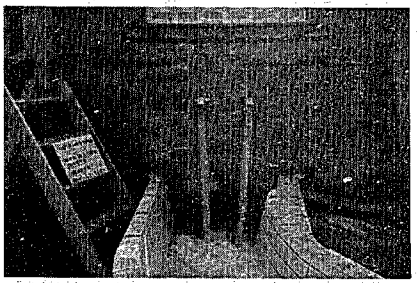
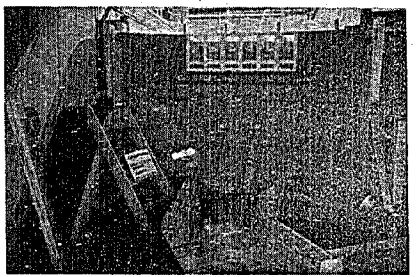
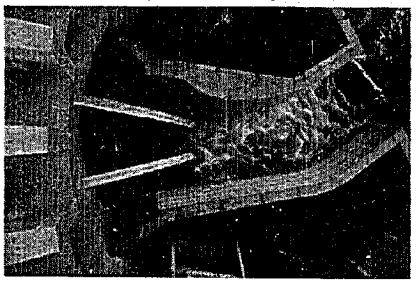
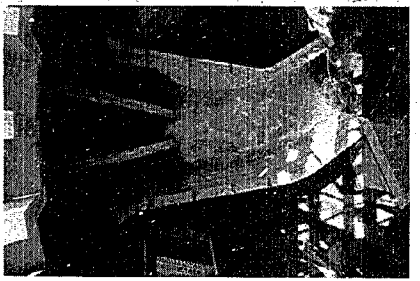
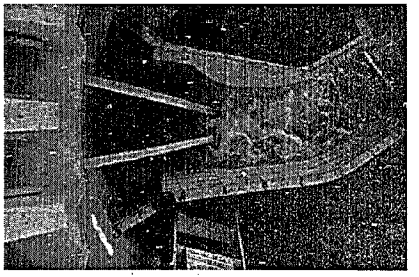
写真－８　洪水吐の水理実験模型（本案）



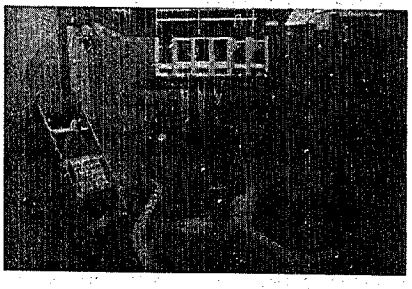
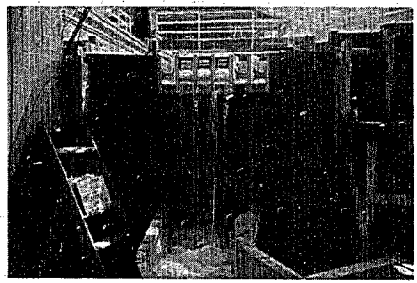
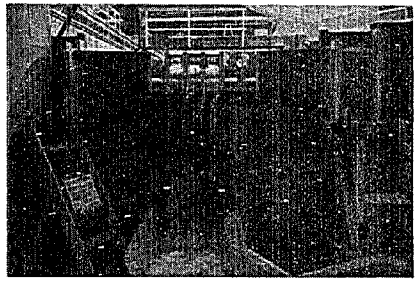
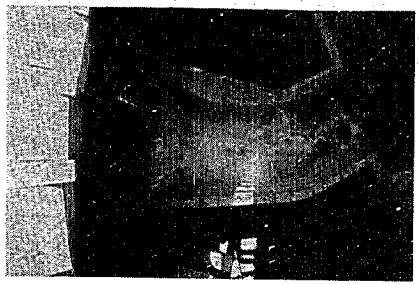
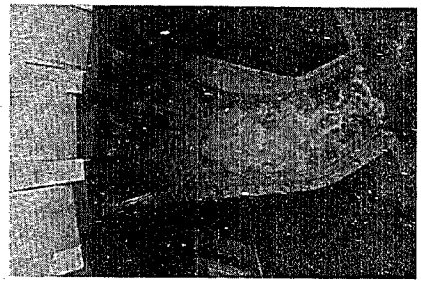




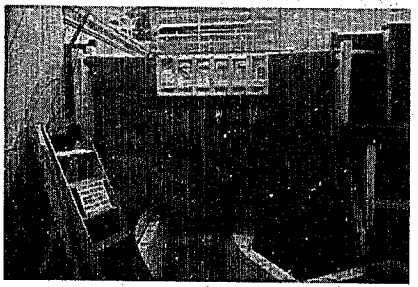
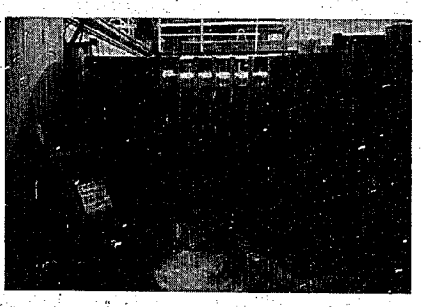
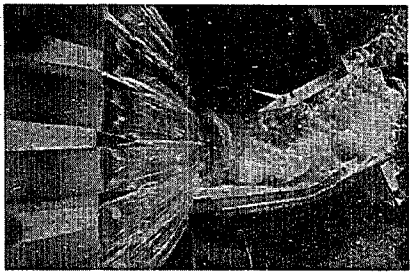
写真－９　基本形状による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位　５９４ｍ	貯　水　位　６０７ｍ	貯　水　位　６１７ｍ
		
		

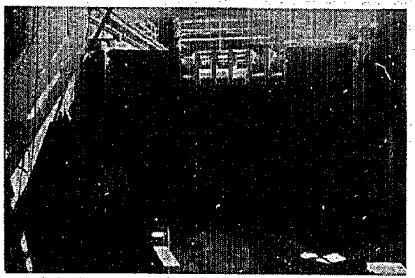
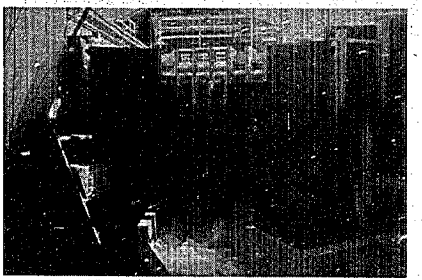
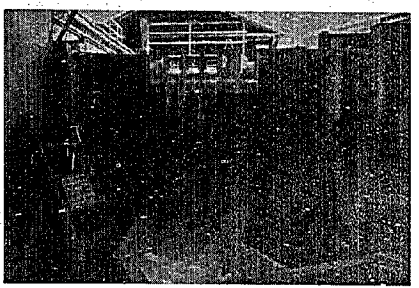
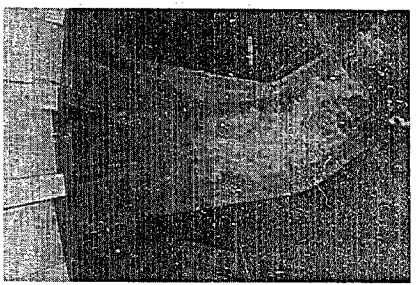
写真－１０　基本形状による越流部３門単独放流の流況

貯　水　位　６０７ｍ	貯　水　位　６１５ｍ	貯　水　位　６１６ｍ
		
		

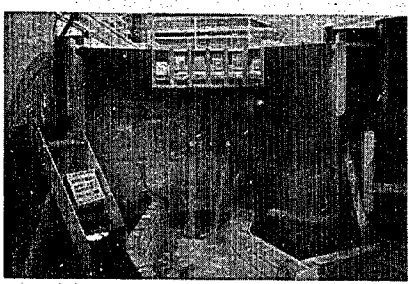
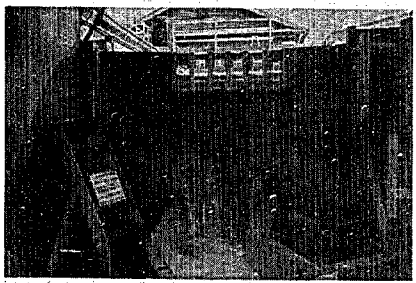
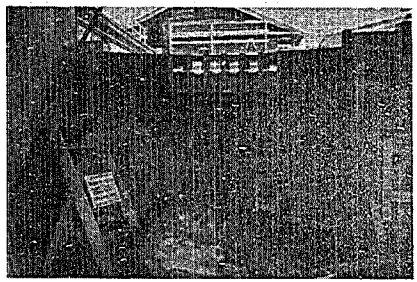
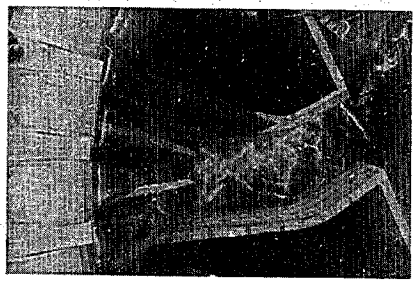
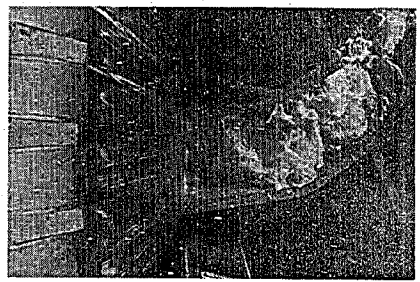
写真－１１　基本形状による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　607 m	貯　水　位　615 m	貯　水　位　617 m
		
		

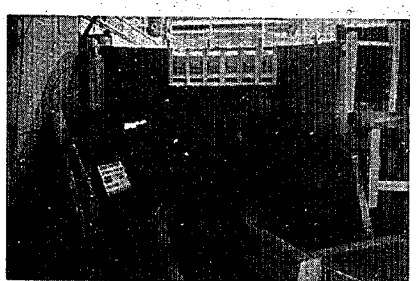
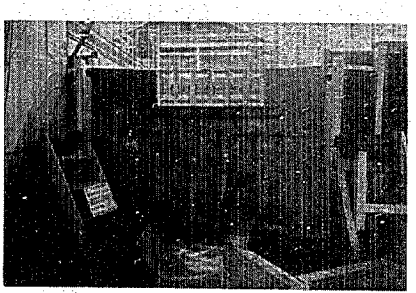
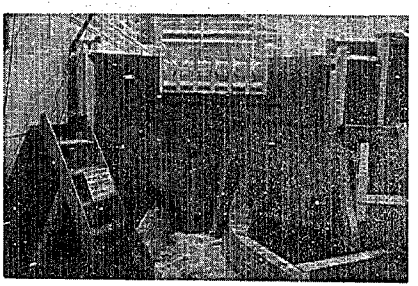
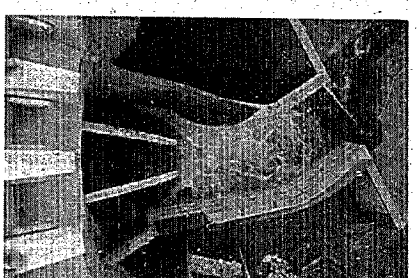
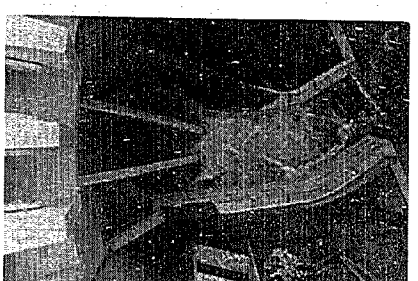
写真－１２　基本形状による放水管２門、越流部３門放流の流況

貯　水　位　611 m	貯　水　位　616 m	貯　水　位　617 m
		
		

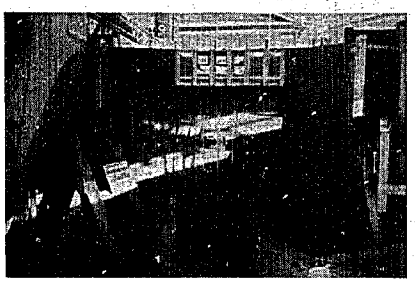
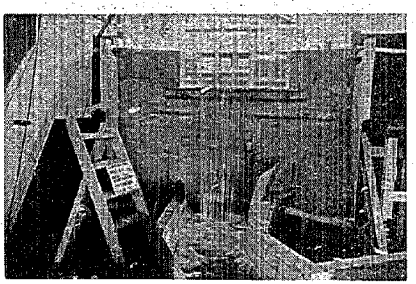
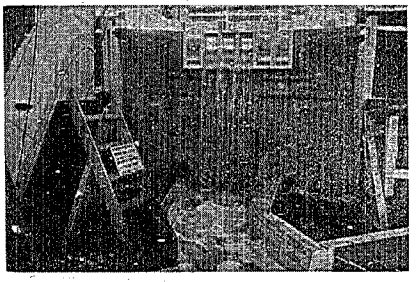
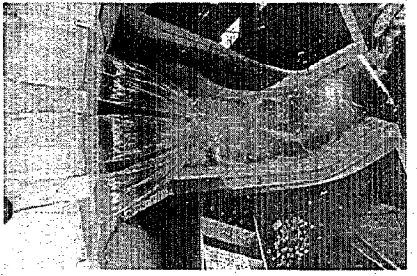
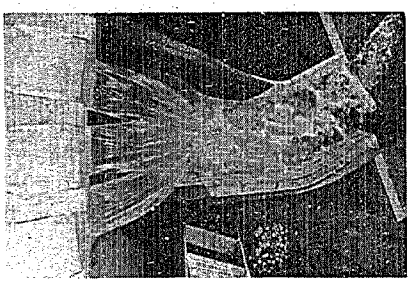
写真－１３　基本形状による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　611m	貯　水　位　616m
		
		

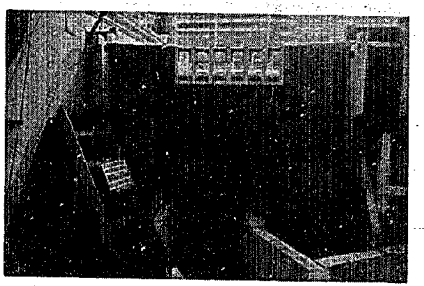
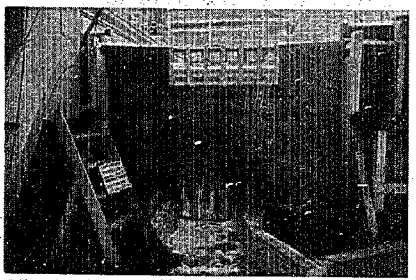
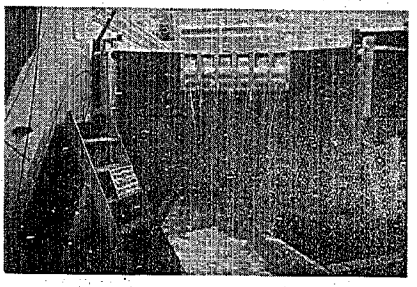
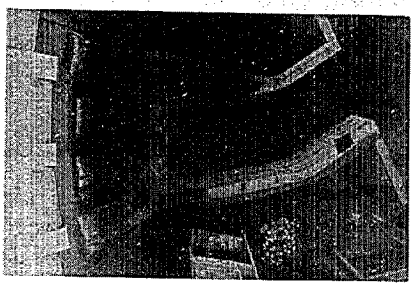
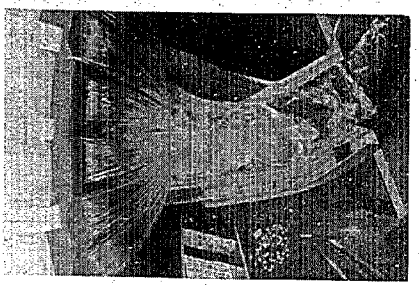
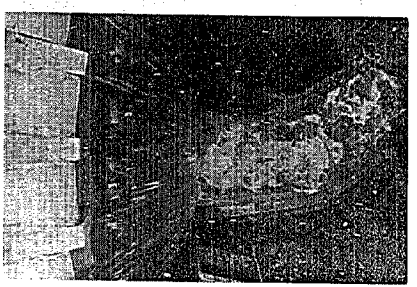
写真－１４　減勢部の修正案１による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位　５７０m	貯　水　位　５９４m	貯　水　位　６１６m
		
		

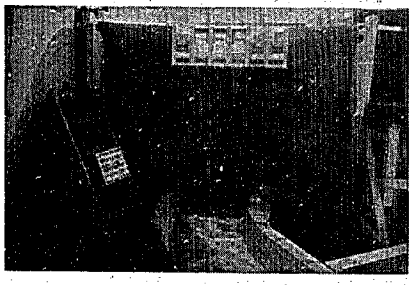
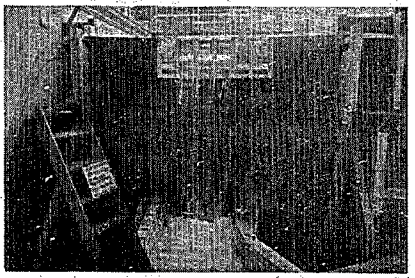
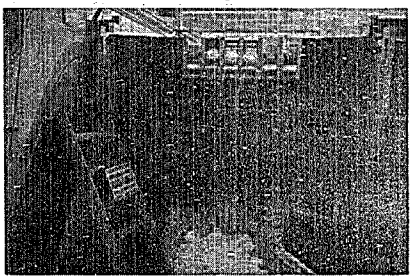
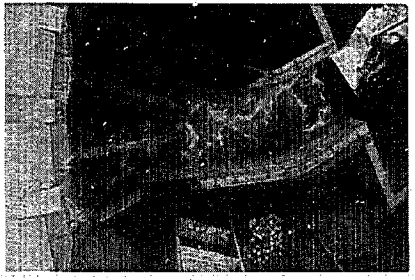
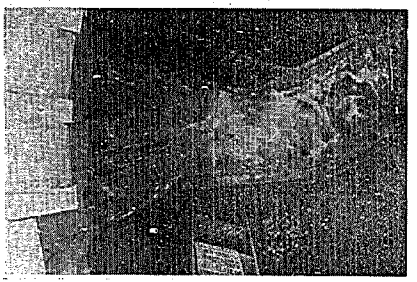
写真－１５　減勢部の修正案１による越流部中央３門単独放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

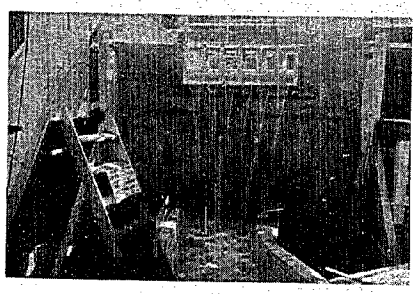
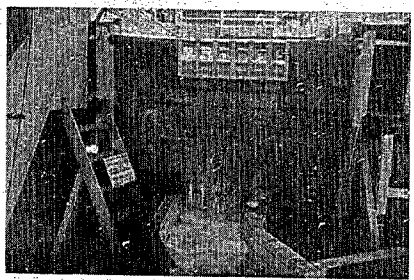
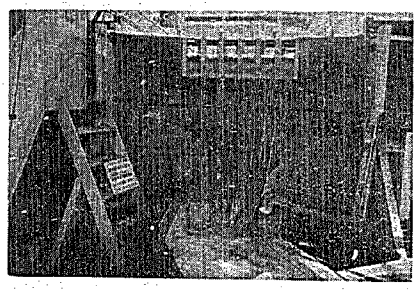
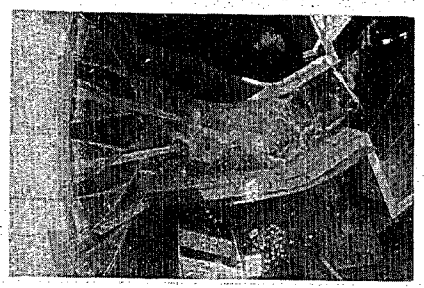
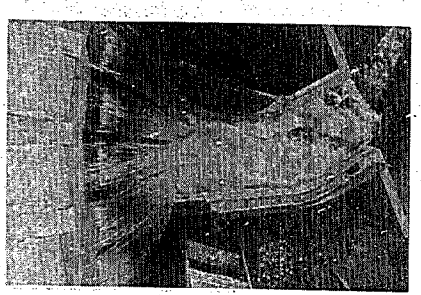
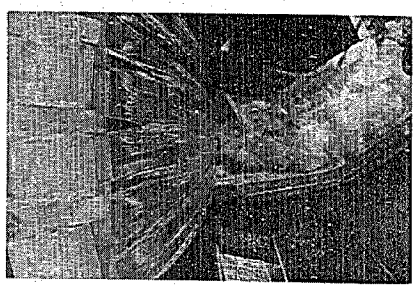
写真－１６　減勢部の修正案１による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

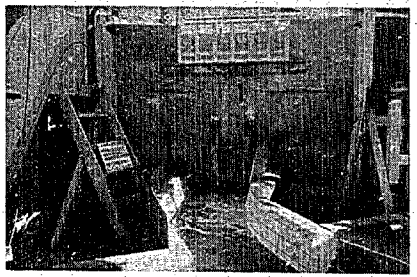
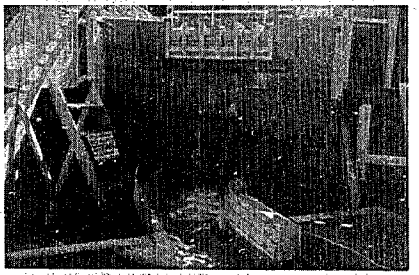
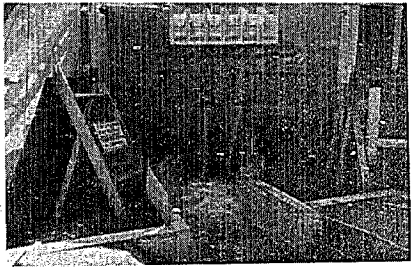
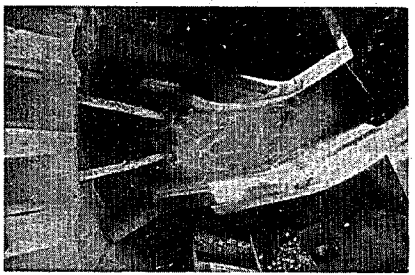
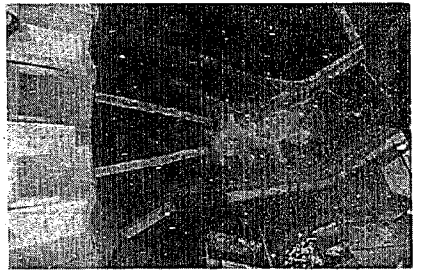
写真－１７　減勢部の修正案１による放水管２門、越流部３門放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　611m	貯　水　位　616m
		
		

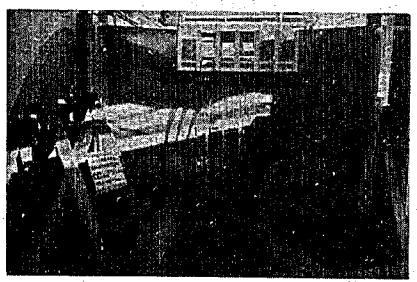
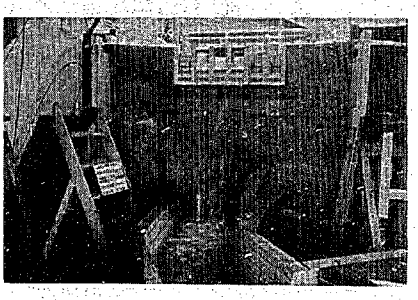
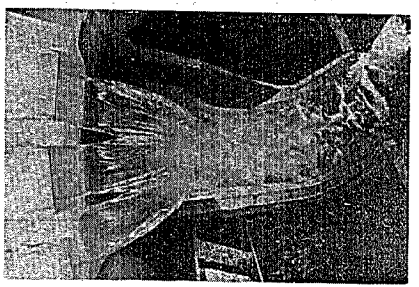
写真－１８　減勢部の修正案１による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

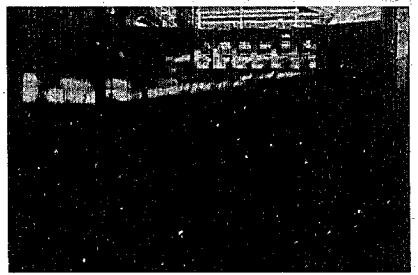
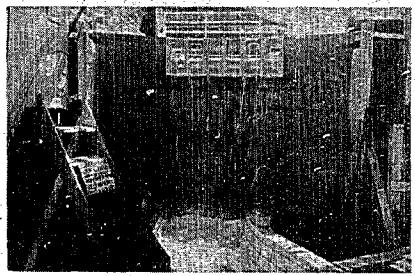
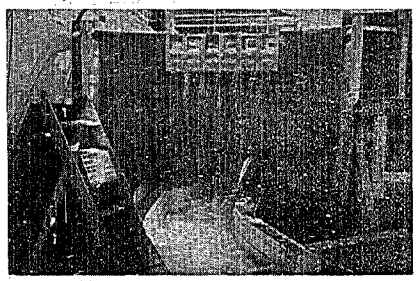
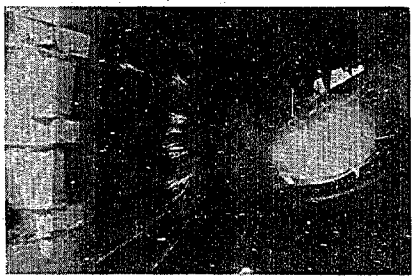
写真－１９　減勢部の修正案２による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位　５７０m	貯　水　位　５９４m	貯　水　位　６１６m
		
		

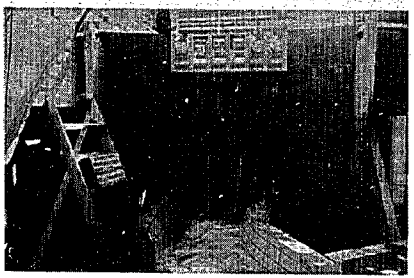
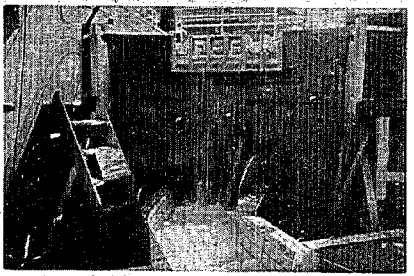
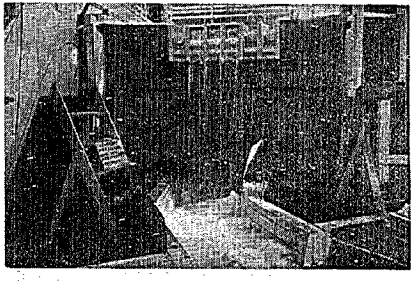
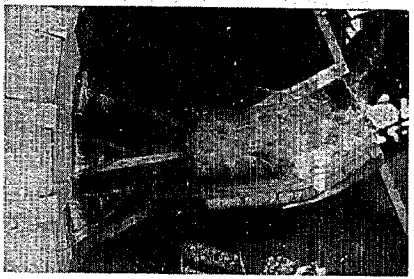
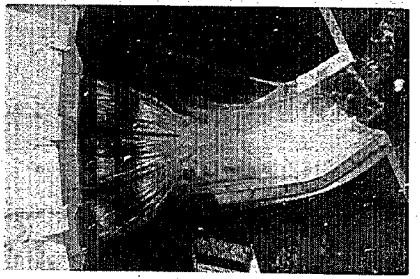
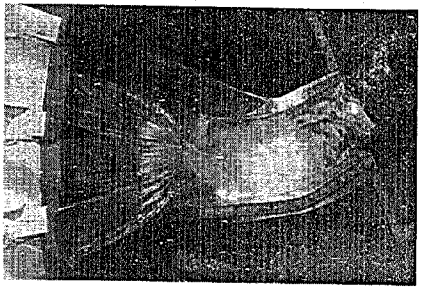
写真－２０　減勢部の修正案２による越流部中央３門単独放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

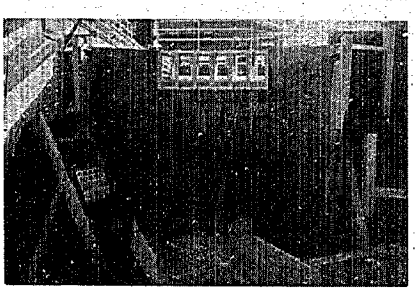
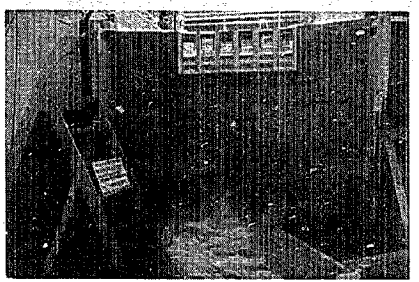
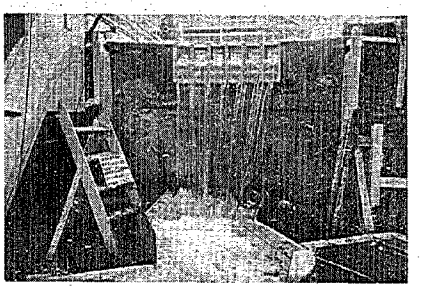
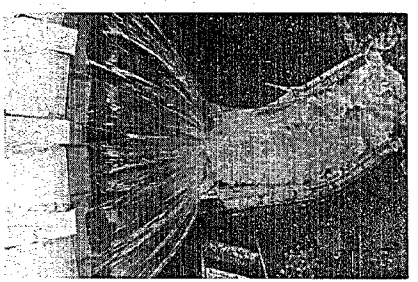
写真－２１　減勢部の修正案２による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

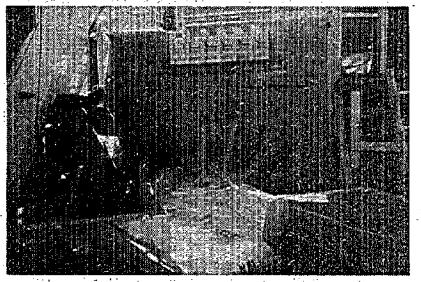
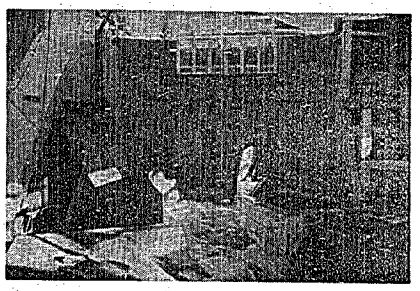
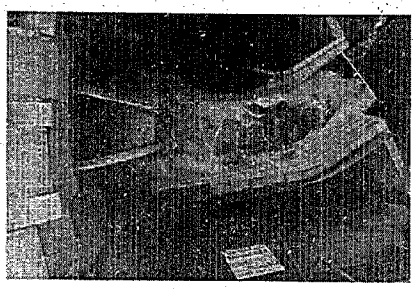
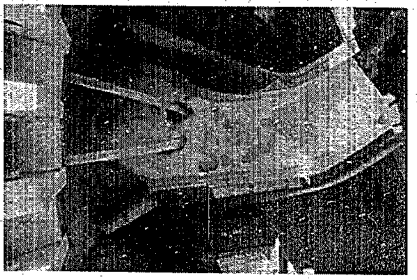
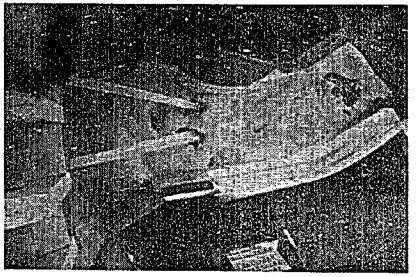
写真－２２　減勢部の修正案２による放水管２門、越流部中央３門放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

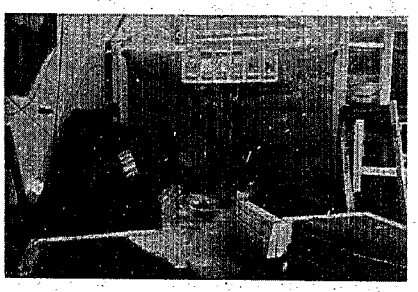
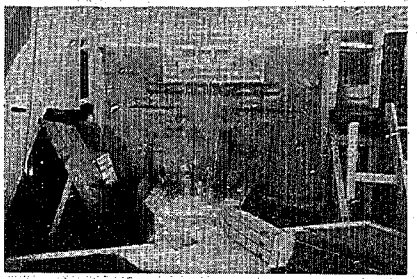
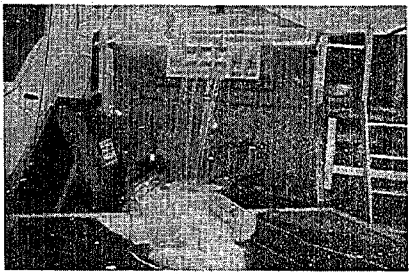
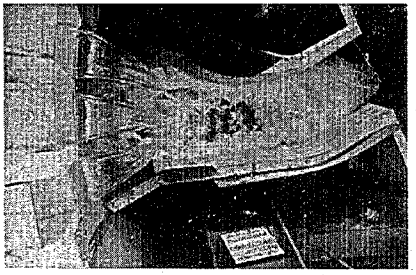
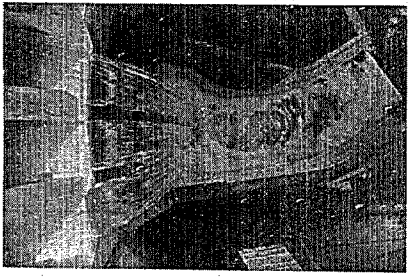
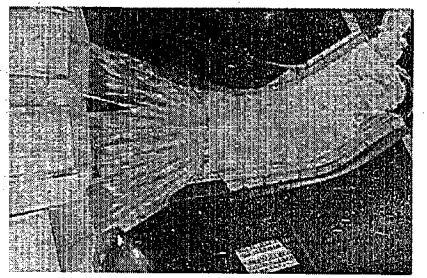
写真－２３　減勢部の修正案２による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　６０７m	貯　水　位　６１１m	貯　水　位　６１６m
		
		

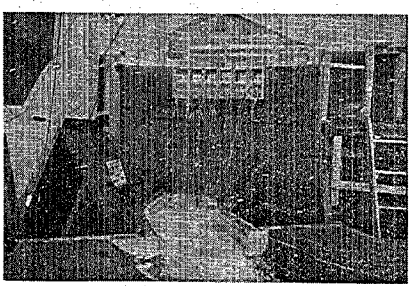
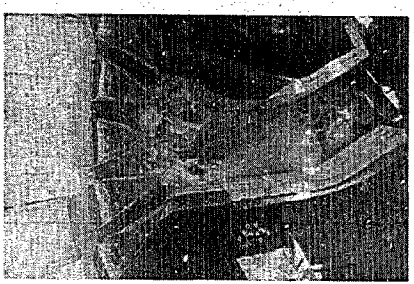
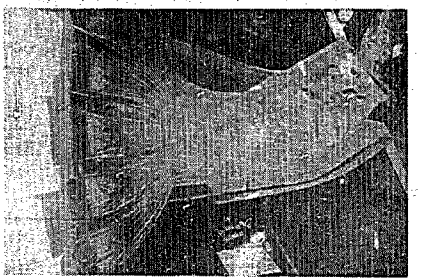
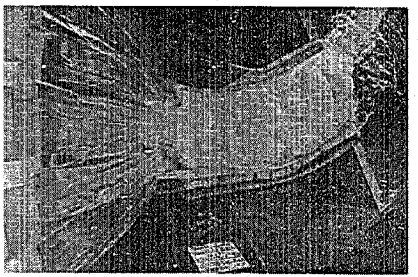
写真－２４　減勢部の修正案３による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位 570.30m	貯　水　位 593.49m	貯　水　位 616.03m
		
		

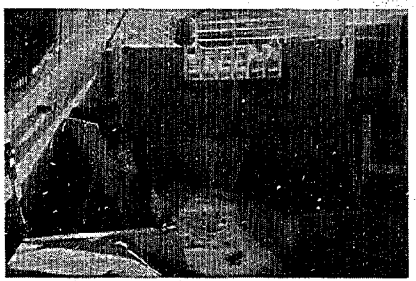
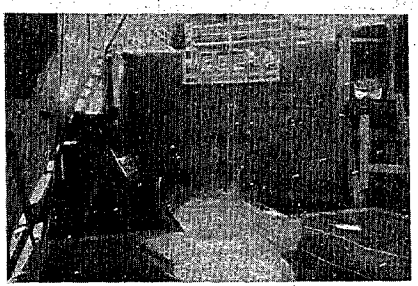
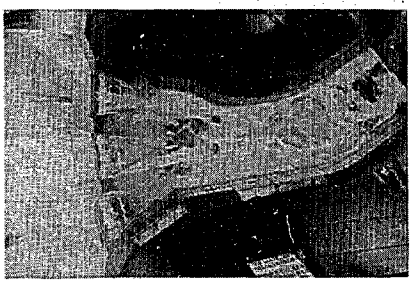
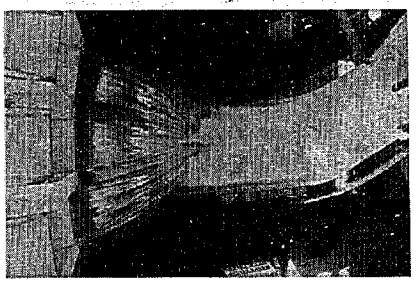
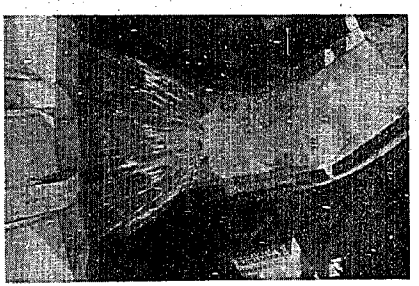
写真－２５　減勢部の修正案３による越流部中央３門単独放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　611.23m	貯　水　位　615.90m
		
		

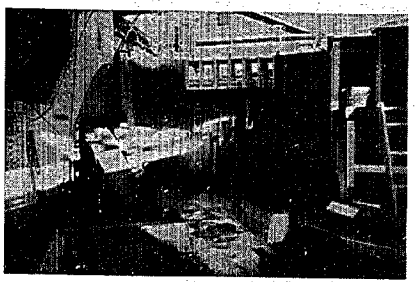
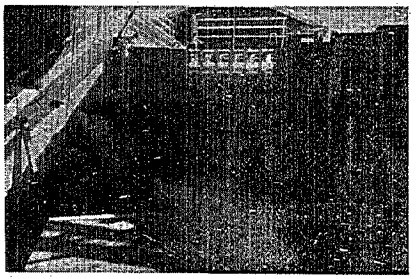
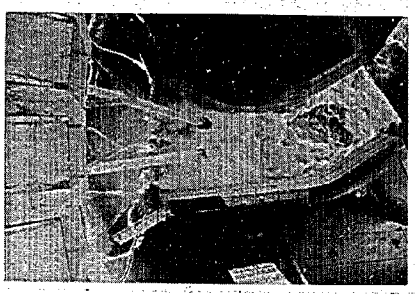
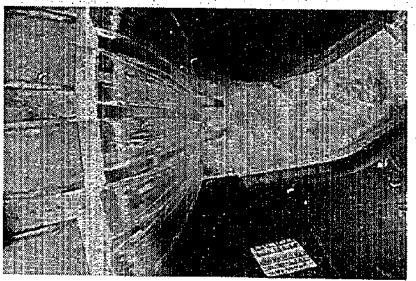
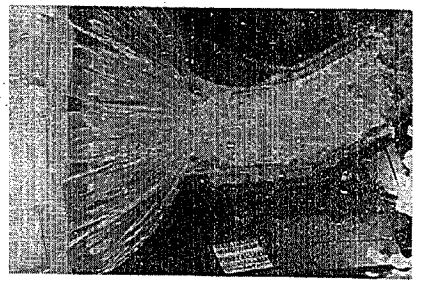
写真－２６　減勢部の修正案３による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　606.98m	貯　水　位　610.81m	貯　水　位　615.96m
		
		

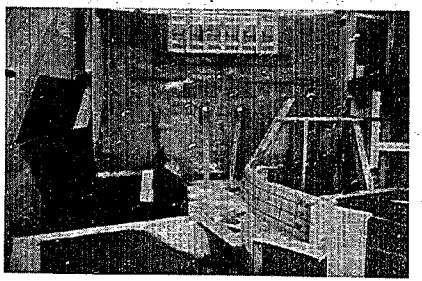
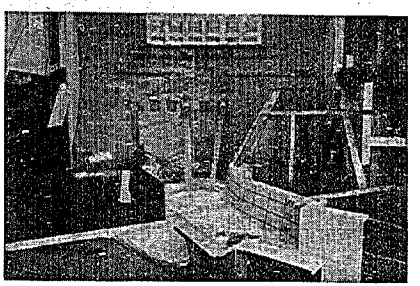
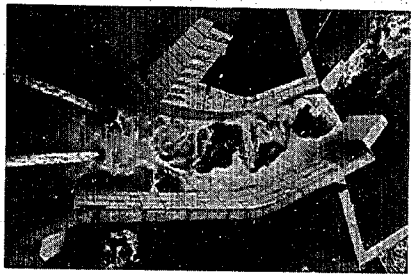
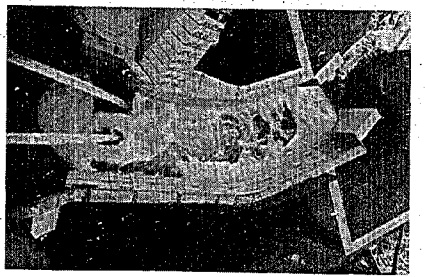
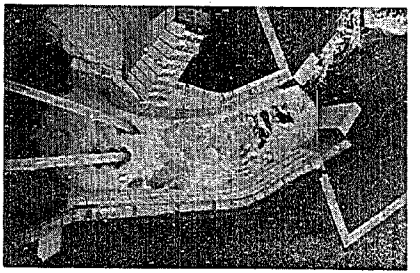
写真－２７　減勢部の修正案３による放水管２門、越流部中央３門放流の流況

貯　水　位　607.33m	貯　水　位　611.40m	貯　水　位　615.98m
		
		

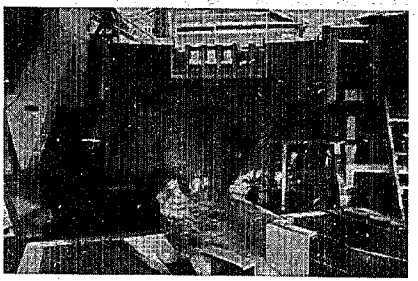
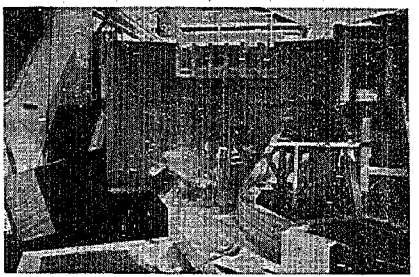
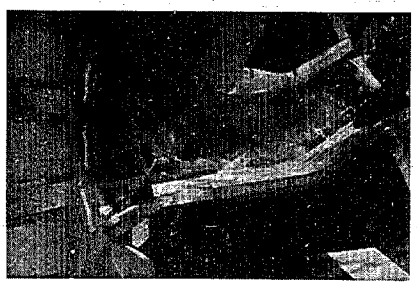
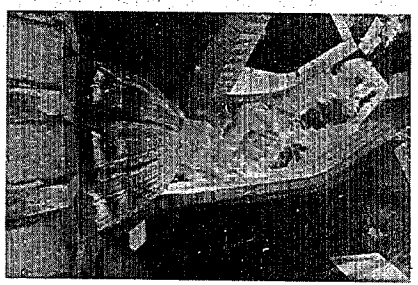
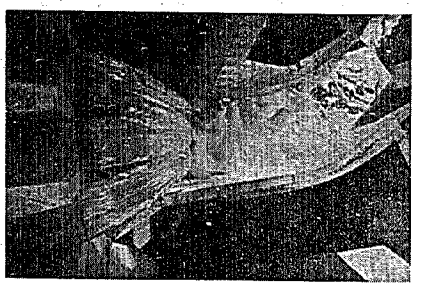
写真－２８　減勢部の修正案３による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　607.11m	貯　水　位　610.63m	貯　水　位　616.06m
		
		

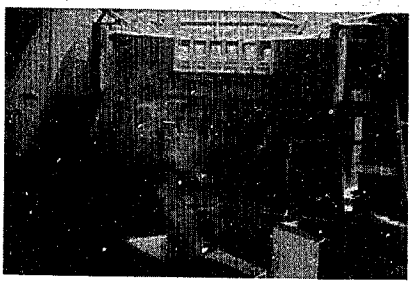
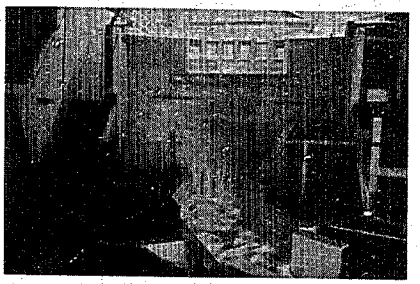
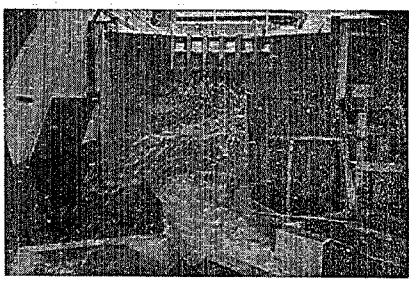
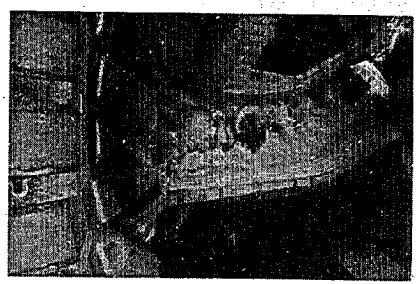
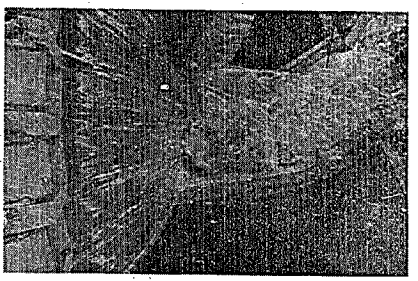
写真－２９　減勢部の修正案４による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位　567.68m	貯　水　位　593.30m	貯　水　位　615.75m
		
		

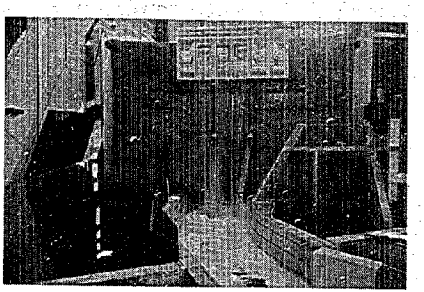
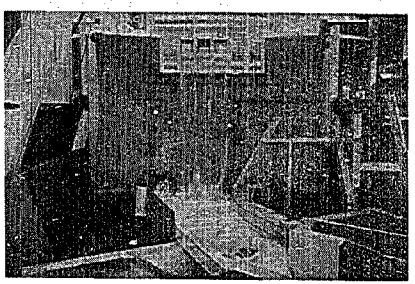
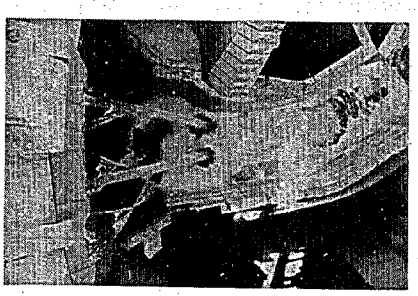
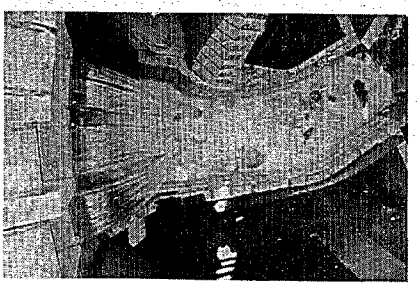
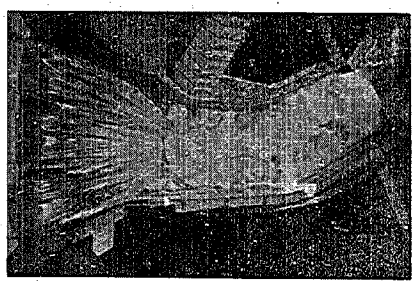
写真－３０　減勢部の修正案４による越流部中央３門単独放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　611.07m	貯　水　位　615.94m
		
		

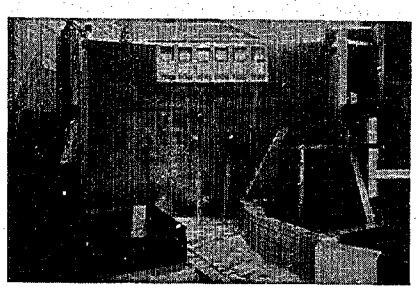
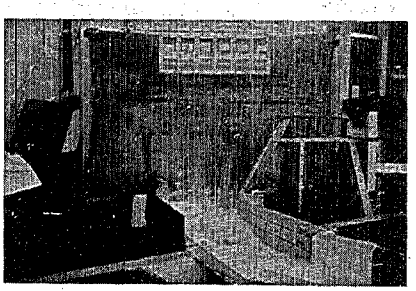
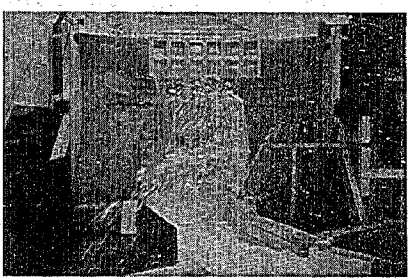
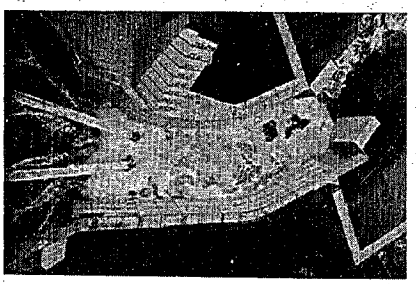
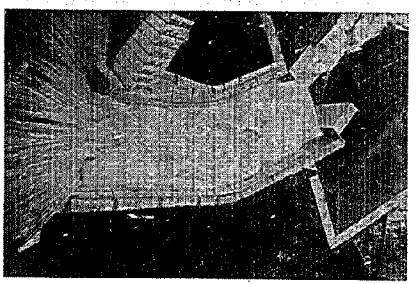
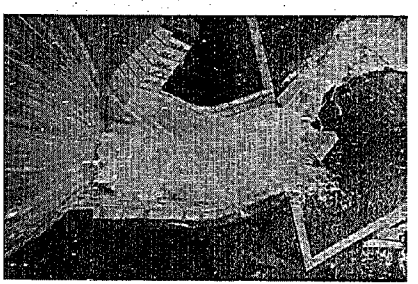
写真－３１　減勢部の修正案４による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　606.93m	貯　水　位　610.64m	貯　水　位　615.97m
		
		

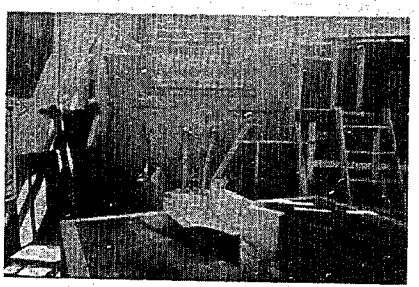
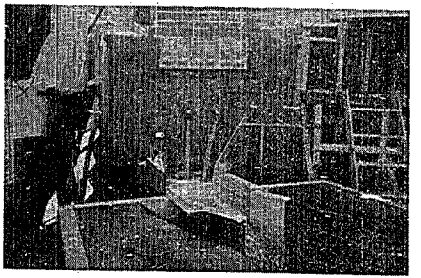
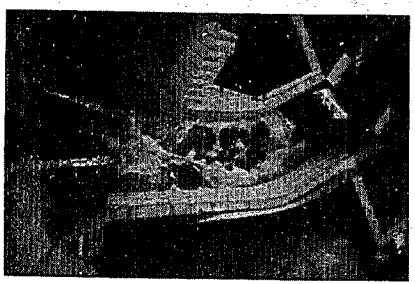
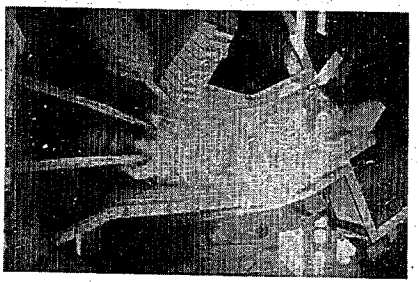
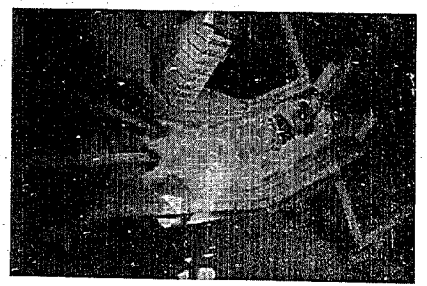
写真－３２　減勢部の修正案４による放水管２門、越流部中央３門放流の流況

貯　水　位　607.10m	貯　水　位　611.04m	貯　水　位　615.92m
		
		

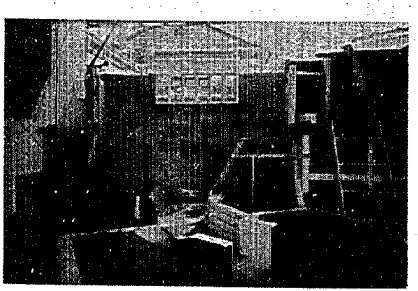
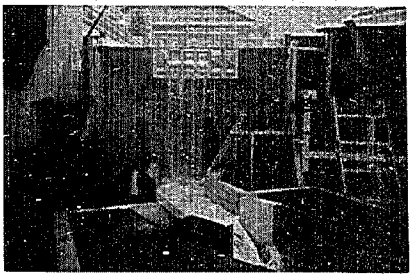
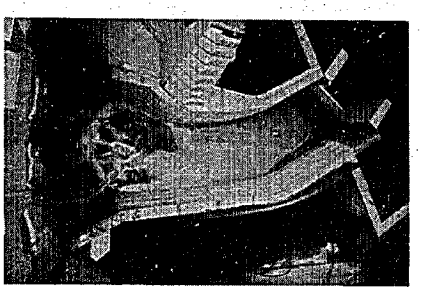
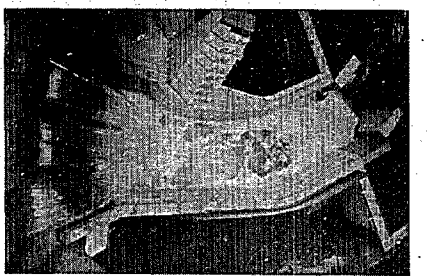
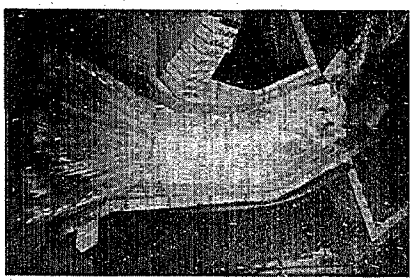
写真－３３　減勢部の修正案４による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　606.93*m*	貯　水　位　610.90*m*	貯　水　位　615.94*m*
		
		

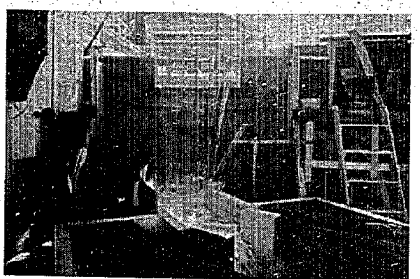
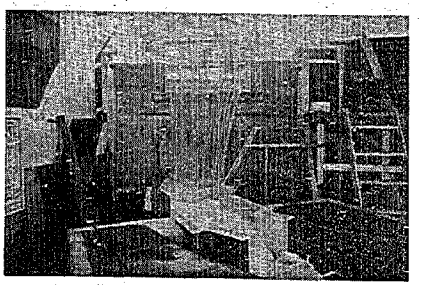
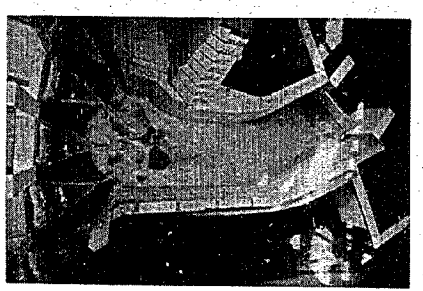
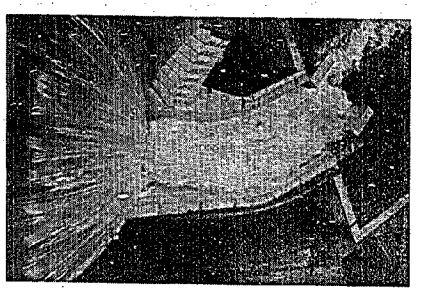
写真－３４　減勢部の修正案５による放水管２門単独放流の流況

貯　水　位　568.34m	貯　水　位　593.94m	貯　水　位　615.75m
		
		

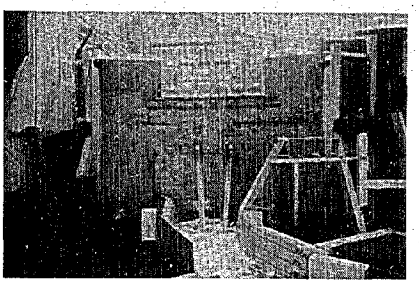
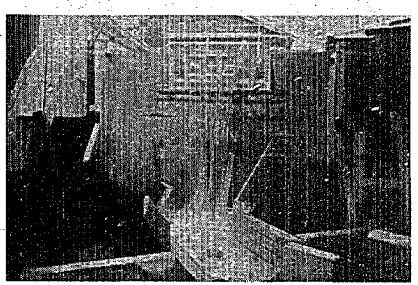
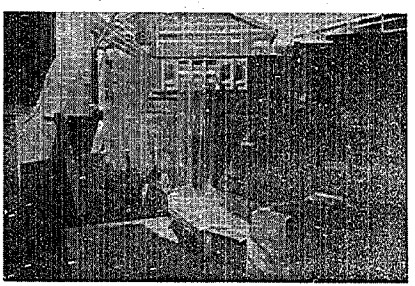
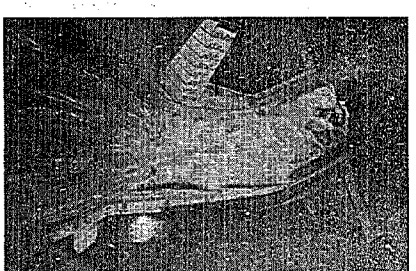
写真－3.5　減勢部の修正案5による越流部中央3門単独放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　610.66m	貯　水　位　615.88m
		
		

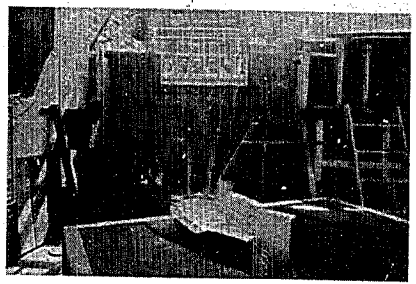
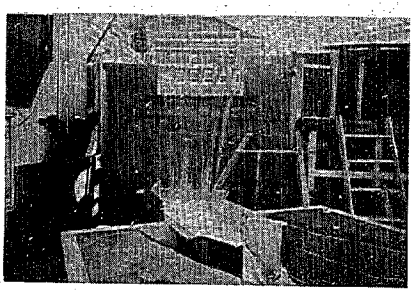
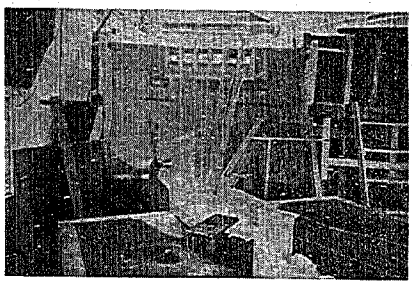
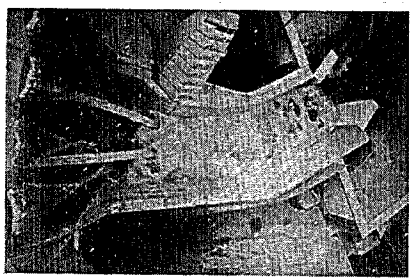
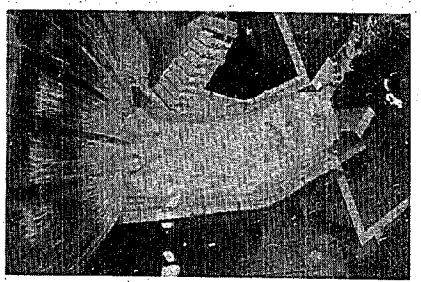
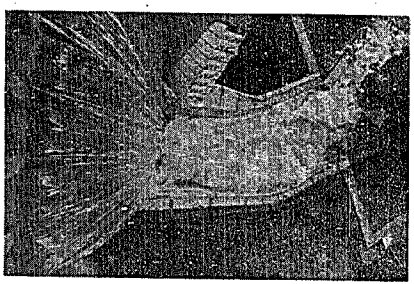
写真－３６　減勢部の修正案５による越流部６門単独放流の流況

貯　水　位　607m	貯　水　位　610.79m	貯　水　位　615.89m
		
		

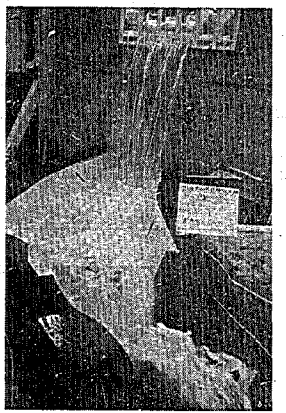
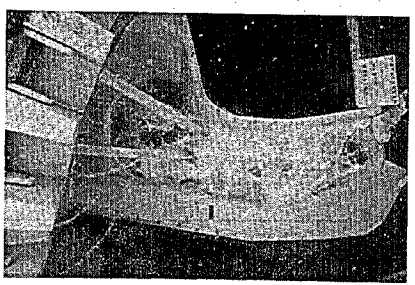
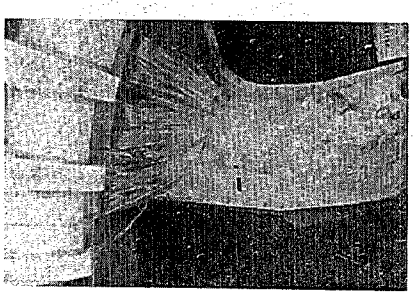
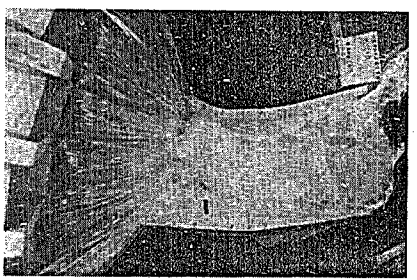
写真－３７　減勢部の修正案５による放水管２門、越流部中央３門放流の流況

貯　水　位　607.16 m	貯　水　位　611.53 m	貯　水　位　615.93 m
		
		

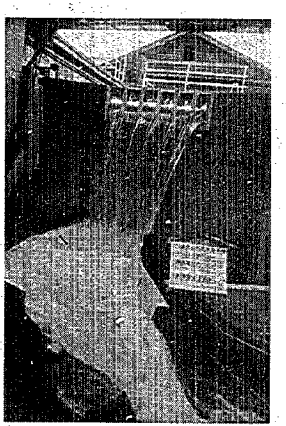
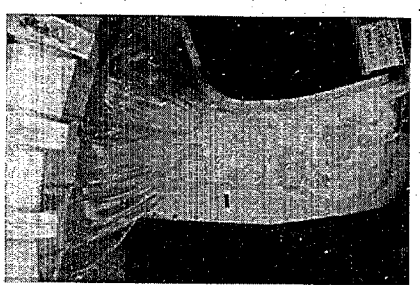
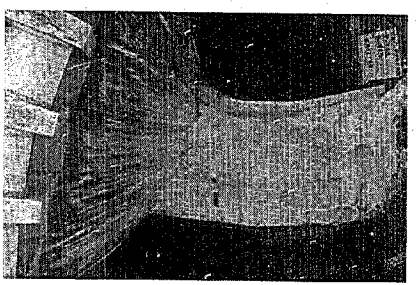
写真－３８　減勢部の修正案５による放水管２門、越流部６門放流の流況

貯　水　位　606.97 m	貯　水　位　610.93 m	貯　水　位　615.89 m
		
		

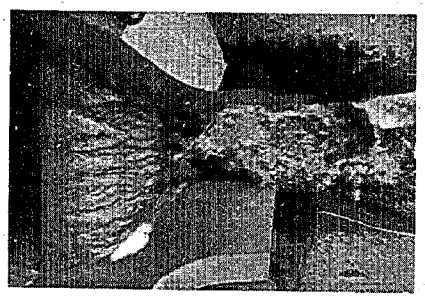
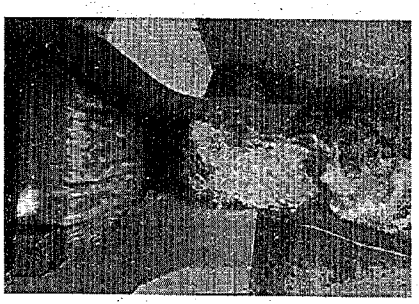
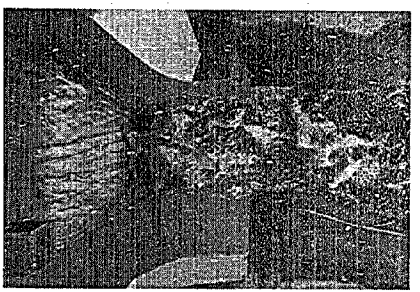
写真－３９　減勢部の最終案による単独放流の流況　（貯水位６１６ｍ）

放水管２門単独放流	越流部中央３門単独放流	越流部６門単独放流
		
		

写真－４０　減勢部の最終案による同時放流の流況　（貯水位６１６ｍ）

放水管、越流部３門同時放流	放水管、越流部６門同時放流	
		
		

写真－４１(1)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝５００m^3／s

Case 1	Case 3	Case 4
		
		

写真－４１(2)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝５００m^3／s

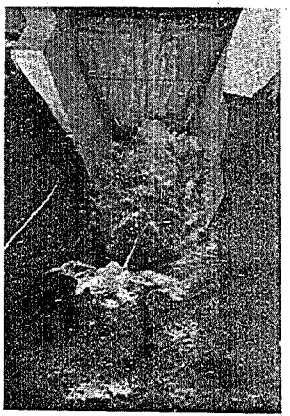
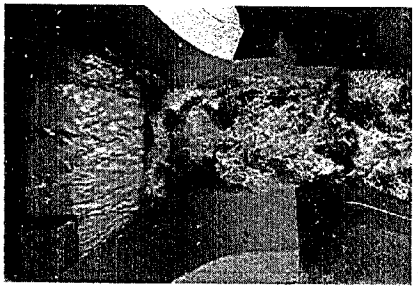
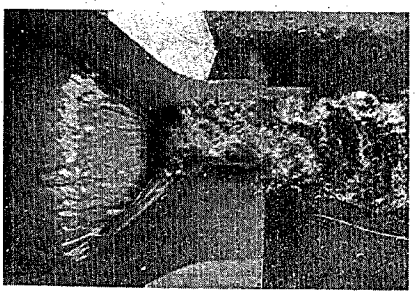
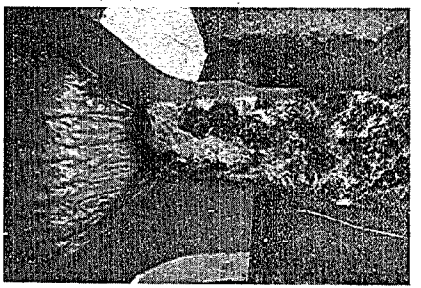
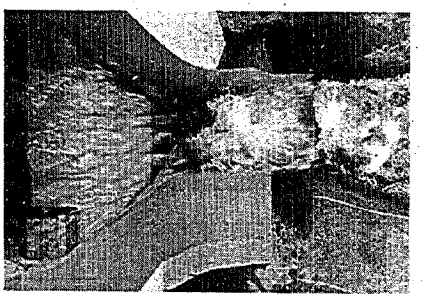
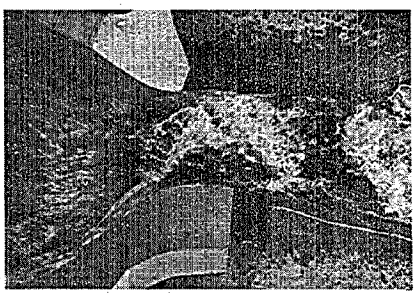
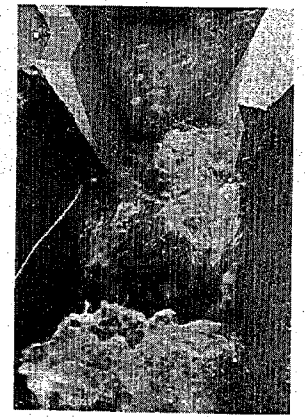
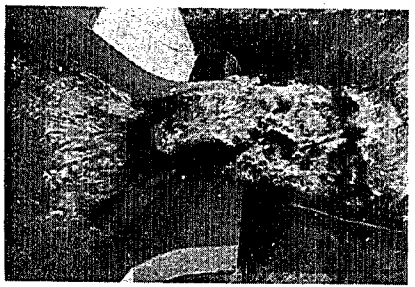
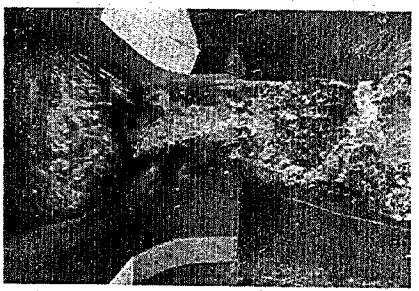
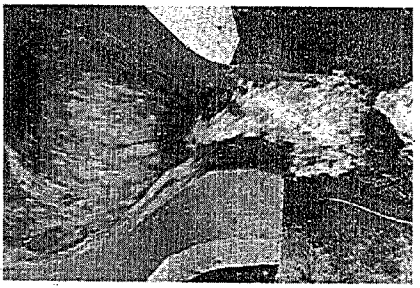
Case 5	Case 6	Case 7
		
		

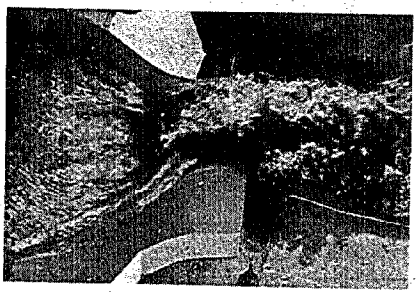
写真４１(3)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝$\begin{matrix}500\\1,000\end{matrix}$ m³／s

Case　8　500m³/s	Case　1　1,000m³/s	Case　3　1,000m³/s
		
		

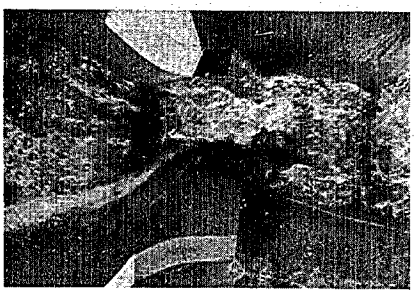
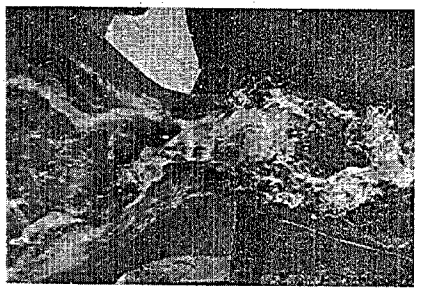
写真－４１(4)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝1.０００m^3／s

Case 6	Case 7	Case 8
		
		

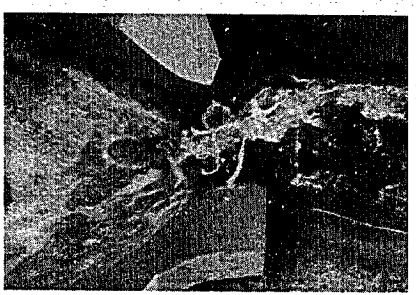
写真－４１(5)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝1,５００㎥／ｓ

Case 1	Case 3	Case 6
		
		

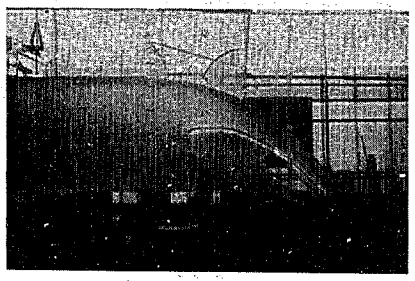
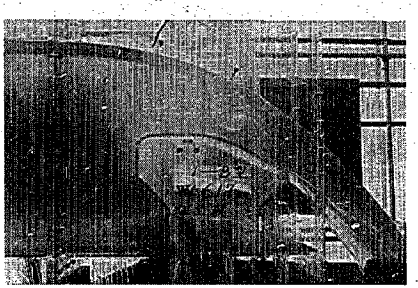
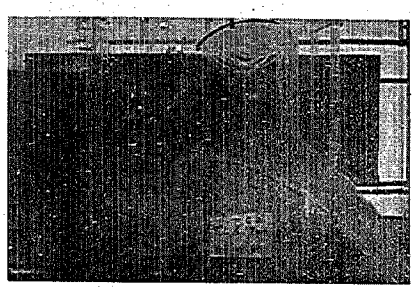
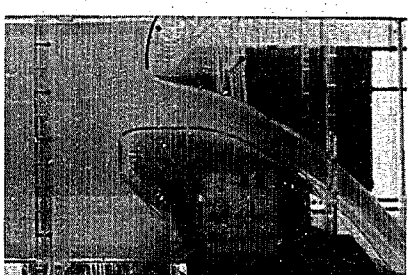
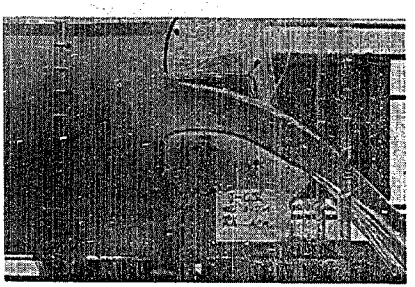
写真－４１(6)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝$\begin{matrix}1,500\\2,000\end{matrix}$ m^3/s

Case 7　1,500m^3/s	Case 8　1,500m^3/s	Case 1　2,000m^3/s
		
		

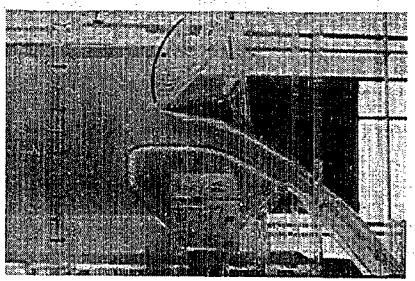
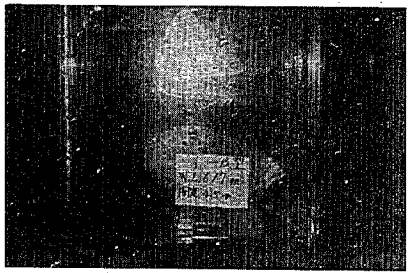
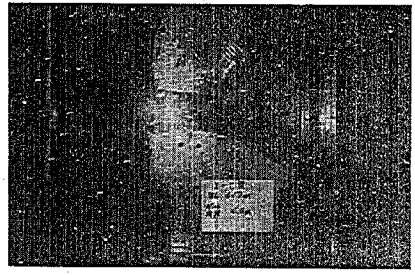
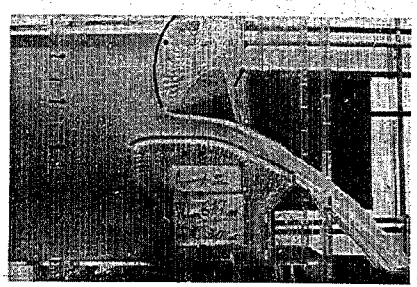
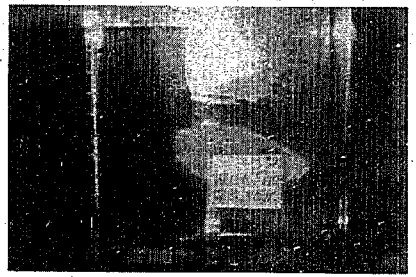
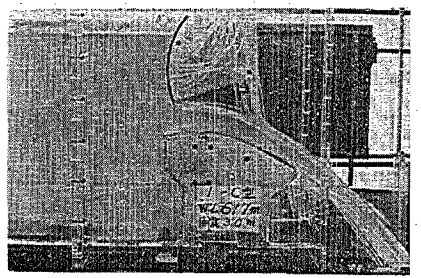
写真－４１(7)　２次減勢工の各ケースにおける流況　放流量＝2,０００㎥／s

Case 3	Case 6	Case 7
		
		

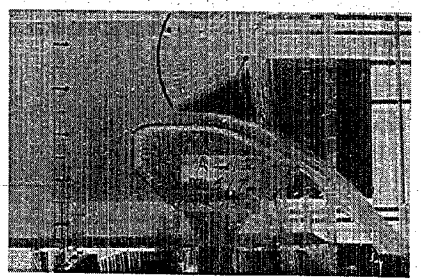
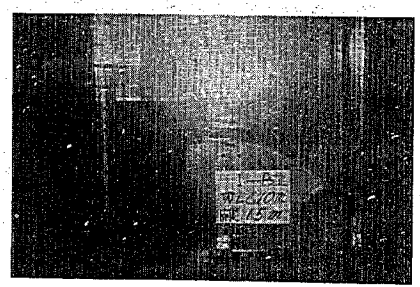
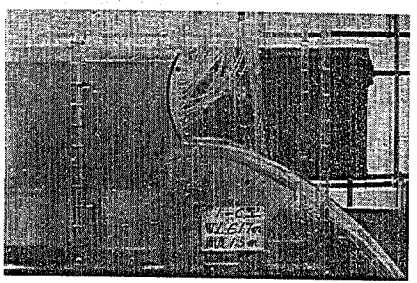
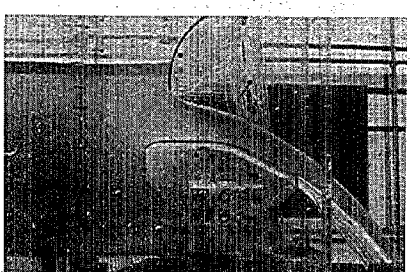
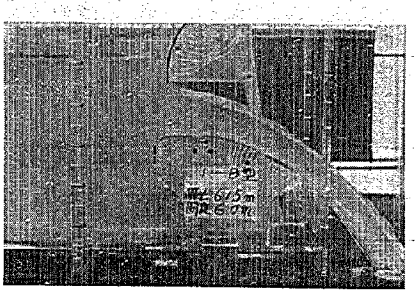
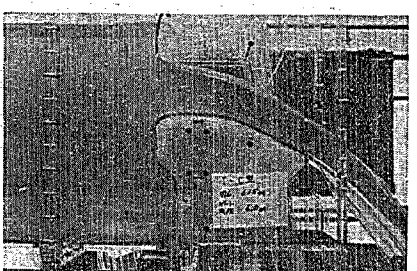
写真－４２(1)　越流部抽出模型実験における流況

A　型	H＝10.92m　G＝全開	B　型	H＝10.95m　G＝全開	C　型	H＝11.03m　G＝全開
	Q＝752.06 m³/s		Q＝750.09 m³/s		Q＝802.25 m³/s
					
A　型	H＝10.79m　G＝6.0m	B　型	H＝10.94m　G＝6.0m	C　型	H＝10.92m　G＝6.0m
	Q＝468.90 m³/s		Q＝488.99 m³/s		Q＝525.80 m³/s
					

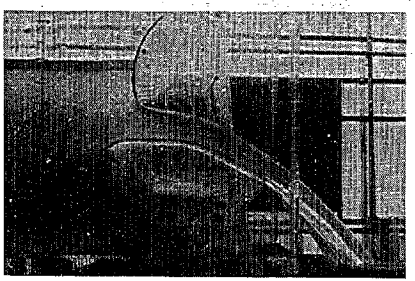
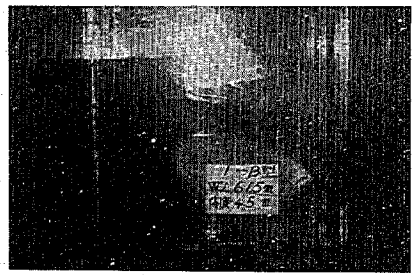
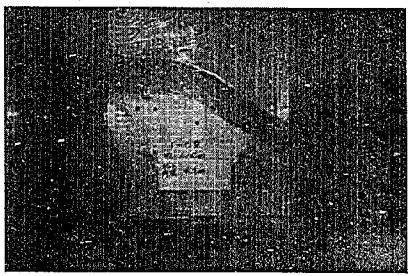
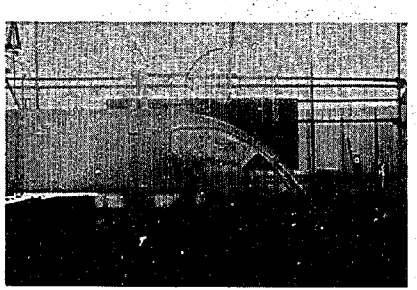
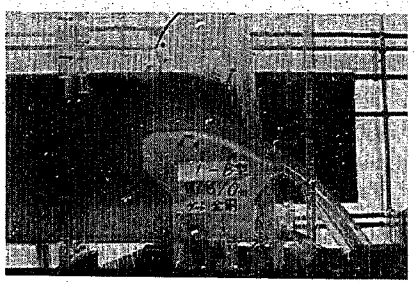
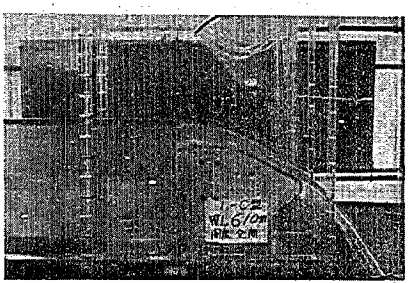
写真－４２(2)　越流部抽出模型実験における流況

A　型	H=11.10m　G=4.5m Q=377.17　m³/s	B　型	H=11.13m　G=4.5m Q=396.00　m³/s	C　型	H=11.28m　G=4.5m Q=420.40　m³/s
					
A　型	H=11.09m　G=3.0m Q=261.15　m³/s	B　型	H=11.06m　G=3.0m Q=269.55　m³/s	C　型	H=10.97m　G=3.0m Q=305.75　m³/s
					

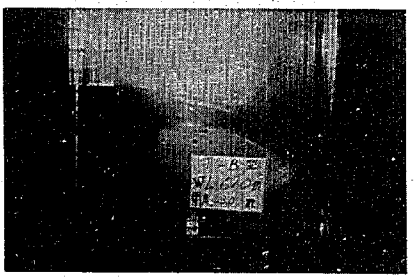
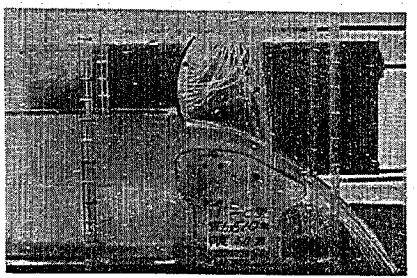
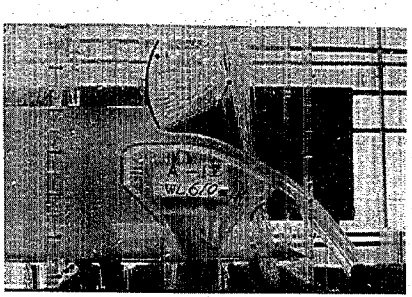
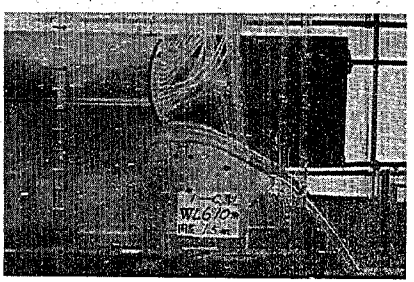
写真－４２(3)　越流部抽出模型実験における流況

A　型	H＝１１.０７m　G＝1.5m Q＝１４４.１１　m³／s	B　型	H＝１１.１５m　G＝1.5m Q＝１４７.８０　m³／s	C　型	H＝１０.９５m　G＝1.5m Q＝１５５.９５　m³／s
					
A　型	H＝8.３０m　G＝6.0m Q＝３６９.３４　m³／s	B　型	H＝8.０７m　G＝6.0m Q＝３７９.６９　m³／s	C　型	H＝8.２２m　G＝6.0m Q＝４１０.３４　m³／s
					

写真－４２(4)　越流部抽出模型実験における流況

A　型	H=7.97m　G=4.5m Q=297.86　m³/s	B　型	H=8.03m　G=4.5m Q=311.63　m³/s	C　型	H=7.39m　G=4.5m Q=305.75　m³/s
					
A　型	H=4.00m　G=全開 Q=138.48　m³/s	B　型	H=4.01m　G=全開 Q=140.47　m³/s	C　型	H=3.99m　G=全開 Q=140.92　m³/s
					

写真－４２(5)　越流部抽出模型実験における流況

A　型	H=4.40m　G=3.0m Q=125.97　m³/s	B　型	H=4.16m　G=3.0m Q=131.93　m³/s	C　型	H=4.15m　G=3.0m Q=139.79　m³/s
					
A　型	H=4.15m　G=1.5m Q=79.41　m³/s			C　型	H=4.07m　G=1.5m Q=85.14　m³/s
					

第5章　最終案の洪水吐

第5章　最終案の洪水吐

川治ダムの洪水吐は、第4章における洪水吐の水理設計およびその水理実験結果の検討から、以下に示す洪水吐を最終案とした。

第1節　放　　水　　管

放水管は、方形フード付円形ベルマウスを採用した全管路型の放水管とした。

§1. 放水管の配置と設定

放水管の基本的な配置と設定は、次のとおりである。

1. 放水管2門の平面的な配置は、越流部中央橋脚（配置は第2節を参照）に隣接する左右橋脚の中心線に沿って配置する。このため、2門の配置は図－109に示すX軸に対して対称となる。
2. 放水管の設定は、出口中心標高（放水管軸と出口面と交わす位置の標高）をEL 550.0 mとし、管軸の水平面に対する傾きを2：1（$\theta=\tan^{-1}0.5=26.56505118°$）とする。
3. 放水管の管長（管軸方向の長さ）は、堤体の形状を考慮に20.5 mとし、入口面は水平面に対して、0.25：1（$\theta=\tan^{-1}4=75.96375654°$）の傾きを有する傾斜面で、出口面は鉛直面とする。

上記のことから、図－107に示す座標（川治ダム堤体形状計算の座標と同じ）にて、基準となる式および座標点を求めると、次のとおりである。

なお、左岸側の放水管と右岸側の放水管とがX軸に対して対称となっているので、左岸側の放水管は省略した。

1）出口中心の座標（X_0、Y_0、Z_0）

川治ダムの堤体形状から、次の座標が得られる。

$$X_0=-\ 2.974669019\ m$$

$$Y_0=-14.12102319\ m$$

$$Z_0=\ 71.0\ m\ (EL\ 550.0\ m)$$

2）管軸の方程式

後述の第2節における越流部の配置から、次式で表わされる。

$$-0.05500266672X-0.16361473301$$

$$=-0.42057113699Y-5.938894777$$

$$=0.10907648688Z-7.744430563$$

3）入口中心の座標（X_i、Y_i、Z_i）

2）と管長から、次の座標が得られる。

$X_i = -21.15560552\ m$

$Y_i = -16.49874223\ m$

$Z_i = 80.16787787\ m$（$EL\ 559.16787787\ m$）

4）平面図上における管軸とX軸とのなす角（θ）

後述の第2節における越流部の配置から、次式で表わされる。

$$\theta = 2\left\{\sin\left(\frac{b_o}{2R_o}\right) + \sin^{-1}\left(\frac{B_o}{2R_o}\right)\right\}$$

$$= 7.450905802^\circ$$

ここに、b_o：橋脚末端の幅（3.0 m）、R_o：基本曲率半径（100.0 m）、B_o：径間幅（10.0 m）

5）入口面と出口面の式

それぞれ平面図上における管軸に直角に設けると、次式で表わされる。

入口面の式

$$7.646377146X + Y - 1.927872592 + 332.8159367 = 0$$

出口面の式

$$7.646377146X + Y + 36.86646439 = 0$$

§2. 放水管の形状

第4章第3節における放水管抽出模型実験結果から、方形フード付円形ベルマウス、円形断面の直管部および円形断面から出口断面で角形断面に変化する漸縮部で構成される放水管でも、Headと放流量に対して方形フード付円形ベルマウス内面に負圧または許容圧力（－3.0 m水柱）以下にならないような漸縮部を5種の型から選定すれば十分採用できることが明らかになった。

この結果、川治ダムの貯水位WL 594.0 m～WL 617.0 mでの44 m～67 mのHeadと貯水位WL 594.0 mで500 m^3/s放流するという条件においては、漸縮部形状B型（型は第4章第3節に示す）が圧力的にすべて正圧で、最低圧力が零に最も近くなり、直管部の直径は3.7 mで放流能力を満足するということが、第4章第3節の実験結果を原型換算して求めた。

そこで、その放水管の形状を直管部の直径（D）で表わされる模型の形状から原型に換算すると、図－108に示す形状が求められた。以下にその詳細な形状を示す。

〔1〕 入口部の形状

入口部の形状は、方形フード付円形ベルマウスで、図－109に示す形状において直管部の直径（D=3.7 m）を代入すると、基準となる寸法は次のとおりである。

〔2〕 直管部の形状

直管部の形状は、直径（D）3.7 mの円形断面で、入口部末端（ベルマウス終端）から漸縮部始端（形状

的な漸縮部で、水理計算上の漸縮部の始端と異なる）までの14.5380168 m（管軸方向の距離）が一様な円形断面となる。

〔3〕 漸縮部の形状

漸縮部の形状は、第4章第3節§1に示す種々の基本式にB型である下記の条件を代入すると、以下のとおりである。

なお、図と記号も第4章第3節§1を参照されたい。

$$\begin{cases} R_o = 1.850\ m & D_o = 2R_o = 3.700\ m \\ 2H_o = 3.43767744\ m & 2B_o = 3.071\ m \\ \alpha = H_o/B_o = 1.1194 & \\ \beta = B_o/R_o = 0.830 & \\ \theta = 90 - \tan^{-1} 0.5 = 63.434948822^\circ & \\ K_1 = 0.26 & \end{cases}$$

1. （9）式より

$$B_{uo} = R_o\{\alpha\sin\theta - \sqrt{(\alpha\sin\theta)^2 - 1}\} = 1.760781822\ m$$

$$Bd_o = R_o\{\alpha\sin\theta + \sqrt{(\alpha\sin\theta)^2 - 1}\} = 1.943738832\ m$$

2. （12）式より

$$K = \frac{1}{R_o}\ \frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta} = 0.053391891\ 5\ m^{-1}$$

3. （13）、（14）および（15）式より、

$$X_u = \frac{\alpha\cos\theta}{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}} R_o\left[1-\beta\left\{\alpha\sin\theta+\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}\right\}\right]$$

$$= 2.396322658\ m$$

$$X_d = \frac{\alpha\cos\theta}{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}} R_o\left[1-\beta\left\{\alpha\sin\theta-\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}\right\}\right]$$

$$= 3.933698723\ m$$

$$X_c = \frac{1}{\tan\theta}\ \frac{R_o}{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}(\alpha\sin\theta-\beta) = 3.202974274\ m$$

4. （17）および（18）式より

$$K_u = \frac{R_oK_1+\sqrt{B_{uo}{}^2+R_o{}^2}}{\sqrt{B_{uo'}{}^2+R_o{}^2}-R_o} = 4.311137909$$

$$r_{ux} = R_o(1-K_uKX) = 1.850 - 0.425832647X$$

$$K_d = \frac{R_oK_1+\sqrt{B_{do}{}^2+R_o{}^2}}{\sqrt{B_{do'}{}^2+R_o{}^2}-R_o} = 3.796985571$$

$$r_{dx} = R_o(1-K_dKX) = 1.850 - 0.375047249\ 7X$$

5. (19)、(20) および (21) 式より、

$$\theta_u = \tan^{-1}\left(\frac{B_{uo}}{R_o}\right) = 43.58457656^\circ$$

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{B_{do}}{R_o}\right) = 46.41542343^\circ$$

$$A_x = {R_o}^2 \left[4\alpha\sin\theta(1-KX)^2 + \left(\frac{\theta_u}{90}\pi - 2\tan\theta_u\right)(1-K_uKX)^2 + \left(\frac{\theta_d}{90}\pi - 2\tan\theta_d\right)(1-K_dKX)\right]$$

$$= 13.70672641(1-0.05339189152X)^2 - 1.3079398142(1-0.23017980922X)^2 - 1.6466857392(1-0.20272824312X)^2$$

$$= 10.752100862 - 0.19387401142X - 0.09790126722X^2$$

$$S_x = R_o\left[8\alpha\sin\theta(1-KX) + 4\left(\frac{\theta_u}{180}\pi - \tan\theta_u\right)(1-K_uKX) + 4\left(\frac{\theta_d}{180}\pi - \tan\theta_d\right)(1-K_dKX)\right]$$

$$= 14.818082612(1-0.05339189152X) - 1.4139889872(1-0.23017980922X) - 1.7802007952(1-0.20272824312X)$$

$$= 11.623892832 - 0.10479676432X$$

$$L_x = R_o\left[\sqrt{(K_u+K_d-2)^2 + \{(K_u-1)\tan\theta_u + (K_d-1)\tan\theta_d\}^2}\cdot KX - (K_u+K_d)KX + 2\right]$$

$$= 0.851983781432X - 0.800879890832X + 3.700$$

$$= 3.700 + 0.051103884632X$$

6. (22)、(23)、(24) および (25) 式より、

上面の式

$$Z = R_o - \frac{\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}}{\alpha\cos\theta}\cdot X$$

$$Z = 1.850 - 0.098775X$$

側面の式

$$\sqrt{(\alpha\sin\theta)^2-1}\,(\tan\theta\cdot X + Z) \pm Y - R_o\alpha\sin\theta = 0$$

$0.098895682412X + 0.049447841212Z \pm Y - 1.852260326 = 0$ あるいは

$0.098775X + 0.049387512Z \pm 0.998779692712Y - 1.850 = 0$

下面の式

$$Z = -R_o + \frac{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}}{\alpha \cos\theta} \cdot X$$

$$Z = -1.850 + 0.0987755\,X$$

出口面の式

$$Z = R_o \frac{\alpha \sin\theta - \beta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} - \tan\theta \cdot X$$

$$Z = 6.405948502 - 2.000\,X$$

7. (26)、(27) および (28) 式より

$$X_u = R_o \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} \left[1 - \beta \left\{ \alpha \sin\theta + \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \right\}\right]$$

$$= 2.396322658\ m$$

$$Z_u = B_o \frac{R_o}{B_{uo}} = 1.613303231\ m$$

$$X_d = R_o \frac{\alpha \cos\theta}{\sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1}} \left[1 - \beta \left\{ \alpha \sin\theta - \sqrt{(\alpha \sin\theta)^2 - 1} \right\}\right]$$

$$= 3.933698723\ m$$

$$Z_d = -B_o \frac{R_o}{B_{do}} = -1.461448912\ m$$

8. (29) および (30) 式より

上部　円弧の中心 (Y_u、Z_u)

$$Y_u = \pm B_{uo}\ (K_u - 1)\,KX = \pm 0.311284950\,8X$$

$$Z_u = R_o\ (K_u - 1)\,KX = 0.327057647\,X$$

半　径

$$r_{ux} = 1.850 - 0.425832647\,X$$

下部　円弧の中心 (Y_d、Z_d)

$$Y_d = \pm B_{do}\ (K_d - 1)\,KX = \pm 0.290270864\,9\,X$$

$$Z_d = -R_o\ (K_d - 1)\,KX = -0.276272249\,7\,X$$

半　径

$$r_{dx} = 1.850 - 0.375047249\,7\,X$$

9. (31)、(32) および (33) 式より

上面の式

$$Z_u' = \frac{B_o}{B_{uo}} \frac{R_o}{\sin\theta} = 1.803727846\ m$$

側面の式　$\pm Y = B_o = 1.5355\ m$

下面の式　$Z_d' = -\dfrac{B_o}{B_{do}}\dfrac{R_o}{\sin\theta} = -1.633949553\ m$

10.　(35) 式より

上部隅取長円 ($Z>0$、$Y>0$ の場合)

$a_{11}(Z')^2+2a_{12}Z'Y+a_{22}Y^2+2a_{13}Z'+2a_{23}Y+a_{33}=0$

$a_{11}=\{\sin\theta+R_o(K_u-1)K\cos\theta\}^2+\{B_{uo}(K_u-1)K\cos\theta\}^2$

$\quad-\{R_oK_uK\cos\theta\}^2=1.066152432$

$a_{12}=B_{uo}(K_u-1)K\cos\theta=0.139210862$

$a_{22}=1$

$a_{13}=-R_o(K_u-1)KX_c\{\sin\theta+R_o(K_u-1)K\cos\theta\}$

$\quad-\{B_{uo}(K_u-1)K\}^2X_c\cos\theta-R_o^2(1-K_uKX_c)K_uK\cos\theta$

$\quad=-1.32154879$

$a_{23}=-B_{uo}(K_u-1)KX_c=-0.99703768 93$

$a_{33}=\{R_o(K_u-1)KX_c\}^2+\{B_{uo}(K_u-1)KX_c\}^2$

$\quad-\{R_o(1-K_uKX_c)\}^2=1.855197242$

11.　(36) 式より

下部隅取長円 ($Z<0$、$Y>0$ の場合)

$a_{11}(Z')^2+2a_{12}Z'Y+a_{22}Y^2+2a_{13}Z'+2a_{23}Y+a_{33}=0$

$a_{11}=\{\sin\theta-R_o(K_d-1)K\cos\theta\}^2+\{B_{do}(K_d-1)K\cos\theta\}^2$

$\quad=-\{R_oK_dK\cos\theta\}^2=0.582966819$

$a_{12}=B_{do}(K_d-1)K\cos\theta=0.129813077 1$

$a_{22}=1$

$a_{13}=R_o(K_d-1)KX_c\{\sin\theta-R_o(K_d-1)K\cos\theta\}$

$\quad-\{B_{do}(K_d-1)K\}^2X_c\cos\theta-R_o^2(1-K_dKX_c)K_dK\cos\theta$

$\quad=0.452640647 2$

$a_{23}=-B_{do}(K_d-1)KX_c=-0.929730112 8$

$a_{33}=\{R_o(K_d-1)KX_c\}^2+\{B_{do}(K_d-1)KX_c\}^2-\{R_o(1-K_dKX_c)\}^2$

$\quad=1.226578638$

12.　上部隅取長円 ($a_{22}<a_{11}$)　(42)、(43)、(44) および (45) 式より

$\varphi=\dfrac{1}{2}\tan^{-1}\dfrac{2a_{12}}{a_{22}-a_{11}}=-38.31723439^\circ$

$\lambda_1=\dfrac{1}{2}\{(a_{11}+a_{22})+\sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\}=1.176162555$

$$\lambda_2 = \frac{1}{2}\{(a_{11}+a_{22}) - \sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\} = 0.8899898781$$

$$Z_o'' = \frac{1}{\lambda_1}\{a_{13}\cos\varphi - a_{23}\sin\varphi\} = -1.4071628 28$$

$$Y_o' = \frac{1}{\lambda_2}\{a_{13}\sin\varphi + a_{23}\cos\varphi\} = 0.0417021025$$

$$C = a_{33} - \lambda_1 (Z_o'')^2 - \lambda_2 (Y_o')^2 = -0.4752784 83$$

上部隅取長円の式

$$1.1761625 55 (Z''-1.4071628 28)^2$$
$$+0.8899898781 (Y'+0.0417021025)^2 - 0.4752784 83 = 0$$

上部接点（Y_{p1}'、Z_{p1}''）

$$Z_{p1}'' = -Z_o'' + \{-C/(\lambda_1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2}R^2)\}^{1/2} = 1.8776801 91$$

$$Y_{p1}' = -Y_o' - \{-C/(\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1 R^2} + \lambda_2)\}^{1/2} = -0.5330820784$$

$$R = -\tan\varphi = 0.7902409348$$

側部接点（Y_{p2}'、Z_{p2}''）

$$Z_{p2}'' = -Z_o'' + \{-C/(\lambda_1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2}R^2)\}^{1/2} = 1.7672648 22$$

$$Y_{p2}' = -Y_o' + \{-C/(\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1 R^2} + \lambda_2)\}^{1/2} = 0.5605083448$$

$$R = \cot\varphi = -1.2654368 46$$

中　心

$$Y_o = -Y_o'\cos\varphi + Z_o''\sin\varphi = 0.8397431017$$
$$Z_o' = -Y_o'\sin\varphi - Z_o''\cos\varphi = 1.1299901684$$

接　点

$$Y_{p1} = Y_{p1}'\cos\varphi - Z_{p1}''\sin\varphi = 0.7459391815$$
$$Z_{p1}' = Y_{p1}'\sin\varphi + Z_{p1}''\cos\varphi = 1.8037278 45$$
$$Y_{p2} = Y_{p2}'\cos\varphi - Z_{p2}''\sin\varphi = 1.5355$$
$$Z_{p2}' = Y_{p2}'\sin\varphi + Z_{p2}''\cos\varphi = 1.0390542 7$$

ここに、（Y'、Z''）座標系は（Y、Z'）座標系をφだけ回転した座標系

13. 下部隅取長円（$a_{22} > a_{11}$）　(42)、(43)、(44) および (45) 式より

$$\varphi = \frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{2a_{12}}{a_{22}-a_{11}} = 15.9522705 4^\circ$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{2}\{(a_{11}+a_{22}) - \sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\} = 0.5458605206$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{2}\{(a_{11}+a_{22}) + \sqrt{(a_{22}-a_{11})^2+4a_{12}^2}\} = 1.037106298$$

$$Z_o'' = \frac{1}{\lambda_1}\{a_{13}\cos\varphi - a_{23}\sin\varphi\} = 1.265403226$$

$$Y_o' = \frac{1}{\lambda_2}\{a_{13}\sin\varphi + a_{23}\cos\varphi\} = -0.741992357 4$$

$$C = a_{33} - \lambda_1 (Z_o'')^2 - \lambda_2 (Y_o')^2 = -0.218459598$$

下部隅取長円の式

$$0.5458605206\,(Z'' + 1.265403226)^2$$

$$1.037106298\,(Y' - 0.741992357 4)^2 - 0.218459598 = 0$$

下部接点（Y_{p1}'、Z_{p1}''）

$$Z_{p1}'' = -Z_o'' - \{-C/(\lambda_1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2}R^2)\}^{1/2} = -1.884846543$$

$$Y_{p1}' = -Y_o' - \{-C/(\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1 R^2} + \lambda_2)\}^{1/2} = 0.6487980956$$

$$R = -\tan\varphi = -0.2858440699$$

側部接点（Y_{p2}'、Z_{p2}''）

$$Z_{p2}'' = -Z_o'' - \{-C/(\lambda_1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda_2}R^2)\}^{1/2} = -1.497307547$$

$$Y_{p2}' = -Y_o' + \{-C/(\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1 R^2} + \lambda_2)\}^{1/2} = 1.169002378$$

$$R = \cot\varphi = 3.498410866$$

中　心

$$Y_o = -Y_o'\cos\varphi + Z_o''\sin\varphi = 1.061197944$$

$$Z_o' = -Y_o'\sin\varphi - Z_o''\cos\varphi = -1.012747208$$

接　点

$$Y_{p1} = Y_{p1}'\cos\varphi - Z_{p1}''\sin\varphi = 1.141838132$$

$$Z_{p1}' = Y_{p1}'\sin\varphi + Z_{p1}''\cos\varphi = -1.633949552$$

$$Y_{p2} = Y_{p2}'\cos\varphi - Z_{p2}''\sin\varphi = 1.5355$$

$$Z_{p2}' = Y_{p2}'\sin\varphi + Z_{p2}''\cos\varphi = -1.118363182$$

ここに、（Y'、Z''）座標系は、（Y、Z'）座標系をφだけ回転した座標系

以上、求められた基本式と座標を図－1.10に示す記号にて簡単にまとめると、以下のとおりである。

管軸　0　　$Y=Z=0$　　（断面形状は Z 軸に対称）

X 軸：遷移部始端 $X=0$ とし、流下方向

$\theta_u = 43.58457656^\circ$

$\theta_d = 46.41542343^\circ$ （一定）

各面を構成する方程式

上面（$cbab'c'$）

$$0.098775X + Z - 1.850 = 0$$

側面（$cdefg$）

$$0.098775X + 0.99877969 27Y + 0.0493875Z - 1.850 = 0$$

下面（$ghik'g'$）

$$0.098775X - Z - 1.850 = 0$$

上部隅角部

半径 $r_u = \overline{bj} = \overline{dj} = 1.850 - 0.4258326 47X$

中心 j（Y_u、Z_u）　　$Y_u = 0.3112849508X$

$Z_u = 0.3270576 47X$

下部隅角部

半径 $r_d = \overline{f_R} = \overline{hk} = 1.850 - 0.3750472497X$

中心 k（Y_d、Z_d）　　$Y_d = 0.2902708649X$

$Z_d = -0.2762722497X$

対角長

$L = \overline{ej'k'm'} = 3.700 + 0.0511038846X$

周　長

$P = \overline{bedfmhk'm'f'd'e'b'b} = 11.62389283 - 0.1047967643X$

断面積

$A = 10.75210086 - 0.1938740114X - 0.0979012672X^2$

出口面（qrs）の方程式

$$2.000X + Z - 6.405948502 = 0$$

上面（pq）と出口面（qrs）との交線（q）　　$X_u = 2.396322635$

$Z_u = 1.613303232$

$Z_u' = 1.803727846$

側面と出口面（qrs）との交線（$\overline{qrs}$）　　$Y_s = 1.5355$

下面（ts）と出口面（qrs）との交線（s）　　$X_d = 3.933698706$

$Z_d = -1.46144891$

$Z_d' = -1.633949553$

距離 $\overline{or}=X_c=3.202974274$

出口形状

長方形　幅　$b=2Y_s=3.071\ m$

高さ $h=Z_u'-Z_d'=3.43767774\ m$

長円の方程式

$(X/0.730771401 2)^2+(Y/0.635682714 4)^2=1$

$\theta_c=38.31723439^\circ$

中心 O $(Y_o、Z_o')$　$Y_0=0.839743102 2$

$Z_0'=1.129901684$

接点 $P_1(Y_1、Z_1'')$　$Y_1=0.745939181 5$

$Z_1'=1.803727845$

接点 $P_2(Y_2、Z_2')$　$Y_2=1.5355$

$Z_2'=1.039054527$

長円の方程式

$(X/0.458959040 9)^2+(Y/0.632622628 8)^2=1$

$\theta_c=15.95227054^\circ$

中心 O $(Y_o、Z_o')$　$Y_o=1.061197944$

$Z_o'=-1.012747208$

接点 $P_1(Y_1、Z_1')$　$Y_1=1.141838132$

$Z_1'=-1.633949552$

接点 $P_2(Y_2、Z_2')$　$Y_2=1.5355$

$Z_2'=-1.118363182$

§3. 放水管の水理機能

図－108に示す放水管の形状を第4章第3節と同様に、水理計算上の各部に区分し、各部寸法、標高および各種損失係数を表わすと表－46に示すとおりである。

〔1〕 放流量

川治ダムの放水管2門の放流量は、次式で表わされ、その諸係数を第4章第3節§3に示す実験結果の値を代入して求めると、表－47に示すとおりである。

$$Q=NCA\sqrt{\frac{2g(H-Z_{oo})}{1+C^2\left(f_e+f\frac{\ell}{D}\right)}}$$

$$C=C_{100}\times\alpha G\left(1+\beta G^2+\gamma G^4\right)$$

ここに、Qは放流量、Nは門数（＝2）、Cは流量係数、C_{100}はゲート全開の流量係数（＝0.843）

表－46. 放水管の最終案の各部寸法、標高、各種損失係数

区分	位置	入口からの距離 X m	標高 EL: m	区間距離 m	区間損失
入口部	入口	0.000	559.1678787		
	ベルマウス始端	0.9090089		2.7590089	$f_e = 0.101$
一様管路部	ベルマウス終端 入口部基準点	2.7590089	557.9340124	11.0717155	$f\frac{\ell}{D}$ * $D = 3.700$ m
	出口部基準点	13.8307244	552.9825907		
出口部	遷移部始端	17.2970257	551.4324136	6.6692755	$f_o = \frac{1}{C^2}$ **
	遷移部終端 出口	20.500	550.000		

* $f = \frac{124.5}{D^{1/3}} n^2 = \frac{124.5}{(3.7)^{1/3}} n^2 = 80.464\, n^2 = \begin{cases} 0.0080 & (n = 0.010) \\ 0.0158 & (n = 0.014) \end{cases}$

$f\frac{\ell}{D} = \begin{cases} 0.024 & (n = 0.010) \\ 0.047 & (n = 0.014) \end{cases}$

** $f_o = \frac{1}{C^2}$

$C = 0.639\, G\,(1 + 0.061\, G^2 + 0.258\, G^4)$

G ＝ゲート開度(%)／100

表－47. 放水管の最終案による貯水位～ゲート開度～放流量の数値

ゲート開度（%）	貯水位（W.L. m）						
	594.0	600.0	605.0	610.0	615.0	616.0	617.0
100	255.0 (253.2)	271.9 (269.9)	285.1 (283.0)	297.8 (295.6)	310.0 (307.7)	312.4 (310.0)	314.7 (312.4)
90	214.8 (213.7)	229.0 (227.8)	240.2 (238.9)	250.8 (249.5)	261.1 (259.7)	263.1 (261.7)	265.1 (263.7)
80	180.9 (180.3)	192.9 (192.2)	202.3 (201.5)	211.3 (210.5)	219.9 (219.1)	221.6 (220.8)	223.3 (222.4)
70	152.0 (151.6)	162.0 (161.6)	169.9 (169.4)	177.4 (177.0)	184.7 (184.2)	186.1 (185.6)	187.5 (187.0)
60	126.5 (126.2)	134.8 (134.6)	141.4 (141.1)	147.7 (147.4)	153.7 (153.4)	154.9 (154.6)	156.1 (155.8)
50	103.3 (103.2)	110.2 (110.0)	115.5 (115.4)	120.7 (120.5)	125.6 (125.5)	126.6 (126.4)	127.5 (127.4)
40	81.7 (81.6)	87.1 (87.0)	91.3 (91.3)	95.4 (95.3)	99.3 (99.2)	100.0 (100.0)	100.8 (100.7)
30	60.8 (60.8)	64.9 (64.8)	68.0 (68.0)	71.1 (71.0)	74.0 (74.0)	74.5 (74.5)	75.1 (75.1)
20	40.4 (40.4)	43.1 (43.1)	45.2 (45.2)	47.2 (47.2)	49.1 (49.1)	49.5 (49.5)	49.9 (49.9)
10	20.2 (20.2)	21.5 (21.5)	22.6 (22.6)	23.6 (23.6)	24.5 (24.5)	24.7 (24.7)	24.9 (24.9)

上段は $f\frac{\ell}{D}=0.024$、下段は $f\frac{\ell}{D}=0.047$ の場合

Aは直管部の断面積（$=\pi D^2/4=10.7521\,m^2$）、Hは貯水位、z_{00}は出口中心の標高（=550.0 m）、f_eは入口損失係数（=0.101）、fは摩擦損失係数（粗度係数を$n=0.010$とすれば$f=0.0080$、$n=0.014$とすれば$f=0.0158$となる）、ℓは水理計算上の直管部の長さ（=11.0717155 m）、Dは直管部の直径（=3.7 m）、Gはゲート開度（出口断面高とゲート開き高との比）、α、β、rは漸縮部形状B型の定数（$\alpha=0.758$、$\beta=0.061$、$r=0.258$）である。

なお、表中の上段は粗度係数 $n = 0.014$、下段は $n = 0.010$ の場合である。

この結果、貯水位 WL 594.0 m での放流量 500 m³/s の設計条件に対しては満足されている。

〔2〕 管内の圧力

1) 入口部のピエゾ水頭と圧力

入口部基準点（ベルマウス終端断面の中心）におけるピエゾ水頭（h_e）および圧力（P_e/W）は、次式で表わされ、最低圧力を求めるために最低操作水位として、貯水位 WL 594.0 m を代入すれば、

$$h_e = (H - Z_{oo})\left\{1 - \frac{f_e + 1}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}\right\} + Z_{oo} = 562.399\ m$$

$$\frac{P_e}{W} = h_e - Z_e = 4.465\ m\text{水柱}$$

が得られた。

そこで、入口部の各面におけるピエゾ水頭（h'）と圧力（P'/W）は、次式で表わされ、第4章第3節の表－37に示す圧力分布係数（C_R）を代入すると、表－48に示す値が得られた。

$$h = h_e + C_R\frac{V^2}{2g} \qquad h' = h - 557.934$$

$$\frac{P}{W} = h - Z$$

なお、f における粗度係数は $n = 0.010$、f_o はゲート全開の $f_o = 0.843$、Z_e は入口部基準点の標高、Z は各面の任意点における標高である。他の記号は〔1〕の説明を参照されたい。

また、表中のピエゾ水頭は入口部基準点からの水頭を表わす。

この結果、入口部は全て正圧で問題ない。

2) 出口部のピエゾ水頭と圧力

出口部基準点（表－46に示すように入口から $X = 13.8307244\ m$ 位置の中心）におけるピエゾ水頭（h_o）および圧力（P_o/W）は、次式で表わされ、1) 同様に貯水位 WL 594.0 m を代入すれば、

$$h_o = (H - Z_{oo})\left\{1 - \frac{f_e + f\frac{\ell}{D} + 1}{f_e + f\frac{\ell}{D} + f_o}\right\} + Z_{oo} = 561.710\ m$$

$$\frac{P_o}{W} = h_o - Z_o = 8.727\ m\text{水柱}$$

が得られた。

そこで、出口部の各面におけるピエゾ水頭（h''）と圧力（P''/W）は、次式で表わされ、第4章第3節の表－39に示す圧力分布係数（C_d）を代入すると、表－49に示す値が得られた。

表－48. 放水管の最終案による入口部のピエゾ水頭と圧力値

入口部

ピエゾ水頭（$EL.\ m$）

$h = 562.399 + 28.702\,C_R$

圧力（m水柱）

$\frac{P}{W} = 4.465 + 28.702\,C_R - Z'$

No.	X'^{*} m	上面中央		中心		下面中央	
		h'^{**} m	P/W m	h' m	P/W m	h' m	P/W m
5′	−1.110	24.367	20.893				
4′	−0.925	23.954	20.565				
3′	−0.740	23.954	20.646				
2′	−0.555	24.040	20.814				
1′	−0.370						
0	0.	31.072	28.094	31.904	31.075	34.459	35.780
1	0.370	18.098	15.582	12.415	11.753	6.646	7.837
2	0.740	9.172	6.922	7.622	7.126	4.637	5.895
3	1.110	5.039	3.011	4.379	4.050	2.599	3.968
4	1.480	4.149	2.318	2.743	2.577	0.676	2.175
5	1.850	5.279	3.625	4.092	4.092	1.624	3.278
6	2.590	5.211	3.886	4.293	4.622	3.432	5.415
7	3.330	5.814	4.822	4.781	5.443	3.489	5.805

＊ $X' = X - 0.909$　　＊＊ $h' = h - 557.934$

表－49. 放水管の最終案による出口部のピエゾ水頭と圧力値

出口部

ピエゾ水頭（$EL.\ m$）　$h = 561.710 - 28.702\,Cd$

圧力（m水柱）　$\frac{P}{W} = 8.727 - 28.702\,Cd - Z'$

No.	X''^{*} m	上面中央		上部隅角		側面中央		下部隅角		下面中央	
		h''^{**} m	P/W m	h'' m	P/W m	h'' m	P/W m	h'' m	P/W m	h'' m	P/W m
22	3.837	10.507	10.603	7.608	8.119	10.420	12.139	8.756	11.616		
23	4.207	8.784	9.076	8.325	8.995	9.272	11.152	8.239	11.269	9.244	12.711
24	4.577	7.349	7.841	7.263	8.088	8.096	10.142	7.407	10.611	8.354	11.954
25	4.947	5.799	6.491	5.972	6.960	6.689	8.902	7.091	10.469	7.378	11.111
26	5.317	5.197	6.085	3.589	4.740	5.713	8.092	5.886	9.438	5.771	9.641
27	5.687					3.876	6.418	4.594	8.313	4.565	8.565
28	5.861					2.872	5.492	4.049	7.845	3.762	7.825
29	6.057					1.810	4.518	3.503	7.392	3.274	7.407
30	6.427							1.638	5.700	1.437	5.707
31	6.799							−0.171	4.066	−0.142	4.261
32	7.166									−2.553	1.980

＊ $X'' = X - 13.831$　　＊＊ $h'' = h - 552.983$

$$h = h_0 - C_d \frac{V^2}{2g} \qquad h'' = h - 552.983$$

$$\frac{P}{W} = h - Z$$

なお、記号は〔1〕および 1）の説明を参照されたい。

表中のピエゾ水頭は出口部基準点からの水頭を表わす。この結果、すべて正圧で問題はない。

第2節　越　流　部

越流部は、第4章第2節に示す全体模型での実験および第4節に示す抽出模型での水理実験の結果から、第1節にて水理設計された越流部の越流面形状を変え、更に、橋脚にデフレクターを付けたものを最終案とした。

§ 1. 越流部の配置と設定

越流面形状を第4章第4節に示すC型を採用し、越流部の配置と設定を第4章第1節の設計と同じ方法にて下記の条件を代入し求めると次のとおりである。

$B_0 = 5\ m$（1径間当りの越流幅10 m）

$b_0 = 1.5\ m$（基準断面の橋脚幅3 m）

$R = 185\ m$

$N = 6$　（左右対称とする。）

$H_1 = W.L.\ 617\ m$（計画最高水位）

$H_2 = E.L.\ 606\ m$（越流頂標高）

$H_3 = E.L.\ 601.8\ m$（放出端標高）

$H_4 = E.L.\ 482\ m$（水叩き面）

$\theta = \tan^{-1} 0.5$（放出角度、水平面から下向き）

1. 落下位置の推定

放出端の流速　$V = C_V \sqrt{2g(H + H_2 - H_3)}$　〔1〕

C_V：流速係数＝0.95　　H：越流水深

水脈の落下軌道の式

$$Y = \frac{1}{2} g (1 + \tan^2 \theta) \frac{X^2}{V^2} + \tan\theta \cdot X \qquad 〔2〕$$

$X \cdot Y$座標は、放出端を原点とし、Y軸は鉛直下向き、X軸は水平流下方向とする。

〔2〕式より

$$X=\frac{V^2\cos^2\theta}{g}\left\{\sqrt{\tan^2\theta+\frac{2gY}{V^2\cos^2\theta}}-\tan\theta\right\} \qquad [3]$$

〔3〕式に、〔1〕式および　$Y=H_3-H_4$ を代入すれば、水脈の落下位置 X_f は

$$X_f=2C_V^2\cos^2\theta(H+H_2-H_3)\left\{\sqrt{\tan^2\theta+\frac{H_3-H_4}{C_V^2\cos^2\theta(H+H_2-H_3)}}-\tan\theta\right\} \qquad [4]$$

〔4〕式に、　$C_V=0.95$、　$H_2-H_3=4.2$、　$\tan\theta=0.5$

$\cos^2\theta=(1+\tan^2\theta)^{-1}=0.8$、　$H_3-H_4=119.8$

を代入すれば、

$$X_f=1.444(H+4.2)\{0.25+165.928/(H+4.2)-0.5\}$$

H (m)	0	4	8	11*
X_f (m)	35.2	47.7	56.8	62.4

＊　$H=H_1-H_2$

2. 基本曲率半径 R_0 の選定

$$\frac{Bn}{L}=\frac{W_s}{L-X_f} \quad より、 \quad L=\frac{Bn\ X_f}{Bn-W_s} \qquad [5]$$

ここに、　Bn：総越流幅、　W_s：水叩き幅である。

ここで、　$2Bn=75$ m、　$2W_s=40$ m と仮定すれば

$L=2.143X_f$

H (m)	0	4	8	11
X_f (m)	75.4	102.2	121.7	133.7

ここでは、この試算より　$R_0=100$ m と選定する。

3. 全体の平面形状の検算

(1)式より

$\theta_1=\sin^{-1}(B_0/R_0)=2.865983981^\circ$

$\theta_2=\sin^{-1}(b_0/R_0)=0.859468919 8^\circ$

$\theta_n=N\theta_1+(N-1)\theta_2=21.49324849^\circ$

$Bn=R_0\sin\theta_n=36.6$ m　($2Bn=73.3$ m)

$\theta_n'=\theta_n-\theta_1=18.627264 51^\circ$

$L=Bn/\sin\theta_n'-L_1=114.6-L_1$

$B_n'=L\sin\theta_n'=36.6-0.319\ L_1$

したがって、この場合の水脈落下幅 $2W_0$ は、〔5〕式において、W_s を W_0 と変換して得られる次式より求められる。

$$2W_o = \frac{2Bn(L - X_f)}{L_1} \qquad [6]$$

H (m)	0	4	8	11
$2W_o$ (m)	51.1	43.3	37.6	34.1

(ただし、$L_1 = -2$ m として計算)

よって、$R_o = 100$ m の場合には、越流水深の小さい場合を除き、ほぼ水叩き幅 $2W_s = 40$ m 以内に落下させることができる。

ただし、$R_o = 100$ m の場合には、(5)式より、

$K = R - R_o(1 - \cos\theta_n) - (L + L_1)\cos\theta'_n = 69.4$

$D = \sqrt{R^2 + K^2 \sin^2\theta'_n} - K\cos\theta'_n - (L + L_1) = 6.0$ m

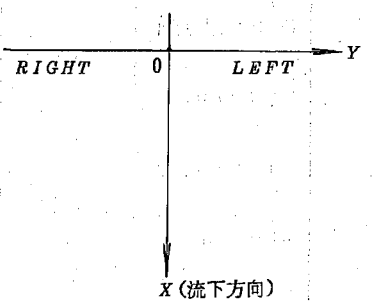
となり、アーチ堤体より：下流側に 6.0 m もオーバーハングすることになる。

そこで、ここでは基本曲率半径 R_o を径間あるいは橋脚ごとに変えて堤体形状からのづれを補正することにする。

4. 各径間ならびに橋脚の基本曲率半径は、越流部において $L_1 = -2$ m とすることを考慮し、表－50に示すように選定する。

5. 関数表示

X、Y 座標系は、川治ダム形状計算におけるものと同一の座標系とする。したがって、原点 O（0、0）は天端アーチの CROWN 中心である。



なお、基本円弧の中心は、$X_o = 105.0$ m、$Y_o = 0$ m として、各基線の式を示せば、表－51に示すとおりである。

ここでは、4.に求めた右岸側3径間についてのみ取扱う。

基線の式

$Y = \tan\theta' X - \tan\theta' X_c + Y_c$

ここに、 X_c、Y_c：構造物の頂点の座標

$X_c = X_o - R_o\cos\theta$

$Y_c = -R_o\sin\theta$

θ' ：基線の方向の余水吐中心線となす角

θ ：累加角度

以上の計算結果を図に表わすと、図－111に示すとおりである。

表－50. 越流部の最終案による配置角度と基線の方向

基　　線	b_0 B_0 (m)	R_0 (m)	θ_1、θ_2	基線の方向＊
橋脚(0)中心線				0.00000000
	1.5	100	0.85946892	(0.85946892)
橋脚(0)右側面				3.72545290
	5.0	100	2.86598398	(3.72545290)
径間(1)中心線				3.72545290
	5.0	100	2.86598398	(6.59143688)
橋脚(1)左側面				3.72545290
	1.5	100	0.85946892	(7.45090580)
橋脚(1)中心線				7.45090580
	1.5	100	0.85946892	(8.31037472)
橋脚(1)右側面				11.17635870
	5.0	100	2.86598398	(11.17635870)
径間(2)中心線				11.17635870
	5.0	102	2.80974267	(13.98610137)
橋脚(2)左側面				11.17635870
	1.5	102	0.84261536	(14.82871673)
橋脚(2)中心線				14.82871673
	1.5	102	0.84261536	(15.67133209)
橋脚(2)右側面				18.48107476
	5.0	102	2.80974267	(18.48107476)
径間(3)中心線				18.48107476
	5.0	104	2.75566705	(21.23674181)
橋脚(3)左側面				18.48107476
	1.5	104	0.82641008	(22.06315190)
橋脚(3)中心線				22.06315190
	1.5	104	0.82641008	(22.88956199)
橋脚(3)右側面				25.64522904
	5.0	104	2.75566705	

＊　余水吐中心線（橋脚(0)中心線）と各基線とのなす角
（　）内は累加角度

表－51. 越流部の最終案による構造物の頂点の座標と基線の式

	X_c	Y_c	$\tan\theta'$	$-\tan\theta' X_c + Y_c$
橋脚(0)中心線	(5.0112506)	(0.0000000)	0.0000000	0.0000000
				〔 0.0000000〕
右側面	5.0112506	－ 1.5000000	0.0651132	－ 1.8262986
				〔 5.0105881〕
径間(1)中心線	(5.3361287)	(－ 6.4894343)	0.0651132	－ 6.8368867
				〔 0.0000000〕
左側面	5.6610068	－11.4788685	0.0651132	－11.847478
				〔－5.0105881〕
橋脚(1)中心線	(5.8555217)	(－12.9662030)	0.1307809	－13.7319933
				〔 0.0000000〕
右側面	6.0500366	－14.4535375	0.1975766	－15.6488830
				〔 5.0966570〕
径間(2)中心線	(6.8964784)	(－19.3829574)	0.1975766	－20.7455400
				〔 0.0000000〕
左側面	6.0238530	－24.6520247	0.1975766	－25.8421971
				〔－5.0966570〕
橋脚(2)中心線	(6.4077485)	(－26.1020676)	0.2647477	－27.798504
				〔 0.0000000〕
右側面	6.7916439	－27.5521104	0.3342281	－29.8220685
				〔 5.2718792〕
径間(3)中心線	(8.2603020)	(－32.3331228)	0.3342281	－35.0939479
				〔 0.0000000〕
左側面	8.0624619	－37.6711257	0.3342281	－40.3658268
				〔－5.2718792〕
橋脚(3)中心線	(8.6259044)	(－39.061281)	0.4053089	－42.5574371
				〔 0.0000000〕
右側面	9.1893469	－40.4514369	0.4800907	－44.8631568
				〔 5.5463661〕

注　X_c、Y_cの欄における（　）内の数値は頂点の座標ではない。また、$-\tan\theta' X_c + Y_c$の欄における〔　〕内の数値は、原点を(0、0)から、(105、0)に移動したときの値である。

§ 2. 越流部の形状

越流部の形状は、第4章第4節の実験結果から、図－112に示す形状が最終案とされる。

§ 3. 越流部の水理機能

第4章第4節の実験結果の水理機能を整理すると、次のとおりである。

〔1〕 放流量

1) ゲート全開

越流部の橋脚先端（貯水池側）位置の構成が、中央4門と両端2門とは異なるために、それぞれ次式で表わされる。

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

中央4門　　$C = 1.7058 + 0.0039425 H^2 - 0.0000166778 H^4$

両端2門　　$C = 1.6930 + 0.0036335 H^2 - 0.0000139222 H^4$

ここに、Qは1門当りの放流量、Cは流量係数、Bは径間幅、Hは越流水深である。

2) ゲート半開

ゲート半開の流れは、二次元的な流れの様相を示すので、全門とも次式で表わされる。

$$Q = C B \{ H^{3/2} - (H-a)^{3/2} \}$$

$$C = 2.1783 - 0.012184 a^2 + 0.00023779 a^4$$

ここに、aはゲート下端とクレスト敷高との標高差、他の諸記号は 1) を参照。

3) オリフィス流と自由越流との境界の遷移領域

ゲート操作においては、Hとaの関係においてオリフィス流と自由越流との境界において、流量的に不安定な遷移領域がある。

その領域は、明確に知ることができないが、これまでの他ダムの実験結果から下記の領域とされている。

オリフィス流	$H/a > 1.7$
遷　移　流	$1.4 < H/a < 1.7$
自 由 越 流	$1.4 > H/a$

以上、計算式と実験値との流量差は、± 1.5％程度である。

〔2〕 越流面の圧力

ゲート全開においては、すべて正圧となっているので問題はないが、ゲート半開においてほぼ図－113に示す領域において負圧を生じるものと考えられる。

負圧の値は、すべて許容圧力（－3.0 m水柱）以内に収まっているので問題はないが、この領域での長時間の放流はキャビテーションによる損傷を起す危険性があるため、ゲート操作方法にて極力避けるべきである。

〔3〕 越流水面上の堤頂構造物の位置

堤頂構造物として最低位置にあるテンター・ゲートピンに対しては、いずれも橋脚沿いにおいて最も接近しているが、設計洪水位 WL 616.0 m において 1.7 m 以上、異常洪水位 WL 617.0 m において 1.0 m 以上の余裕があるので問題ない。

第3節 減 勢 部

減勢部は、第4章第2節に示す全体模型での実験結果と事務所との協議により、以下に示す減勢部を最終案とした。

§ 1. 減勢部の規模

〔1〕 平面形状

最終案の減勢部は、図－114に示すようにダム軸下流110 m から左岸側に30°にて弯曲した平面形状で、ダム軸下流160 m の位置に副ダム高12.0 m を設けたものである。

減勢部の幅は、現況河道に合せたもので、最短幅はダム軸下流50 m での30 m である。

〔2〕 導流壁の形状

導流壁は、図－114に示すように現況地形にほぼ合した傾斜の導流壁で、その壁高はすべての放流条件においても導流壁の裏側に越水しないということから、水面が達する所まで設ける。

その結果、右岸側で35 m（EL 517 m）、左岸側で30 m（EL 512 m）程度必要となった。

§ 2. 減勢部の水理機能

〔1〕 減勢機能

§ 1 における減勢部の減勢機能は、減勢工設計対象流量2500 m³/s までは噴流拡散と潜り跳水によって完全に減勢しているが、それ以上の放流量5,040 m³/s までは噴流拡散と強跳水によって不完全な減勢の様相となるが、減勢効果を著しく低下するまでには至っていない。

また、本ダムの場合は、減勢部の幅に対して越流部の総幅が大きいために、越流部の両端径間および左岸側からの第2径間からの落下水脈が減勢部底面幅に収まらず、水面幅を含めて収まるようになっている。

このため、操作頻度の少ないクレストゲートでも他の中央3門を優先に操作する。

〔2〕 水叩き面に作用する圧力

落下水脈によって水叩き面に作用する圧力は、落下位置付近で最も大きくなり、他の位置では下流の減勢池水深にほぼ等しいと考えても過言ではない。

このため、それぞれの放流条件における最高圧力値とその作用位置を示すと、図－72 に示すとおりである。

この資料を基に、減勢工設計対象流量2,500 m³/s 以下およびそれ以上における各点の最高圧力お

よび圧力分布として示すと図－１１５に示すとおりである。

そこで、この圧力分布の状態からコンクリート床版のブロック割と種類を考慮する必要がある。

尚、最高圧力を生じる位置には、ブロック割の目地およびコンクリートのひびわれなどがあると、圧力水が注入されることによって、圧力変動からコンクリート床版が浮揚される可能性があるために床版の構造および着生に注意する必要がある。

〔3〕副ダム面に作用する圧力

副ダムは、ダム軸下流１６０ｍの位置で減勢部中心線に直角な方向に高さ１２.０ｍ、天端幅８.０ｍ、下流面勾配１：１、天端上、下流端の円弧、曲率０.３ｍ、８.０ｍにて設ける。

上流面は、放水管２門と越流部３門の同時放流はほぼ静水圧力分布をしているが、放水管２門と越流部６門の同時放流は右岸側で静水圧（中央および左岸側がほぼ静水圧分布しているので、その値を考える）プラス動水圧（約１０ｍ水柱）で最高２６.８ｍ水柱となっている。

しかし、この値は流量４,４００㎥／ｓでの圧力値であるために、異常洪水流量の副ダム構造の安定計算は割増した値を使って設計する必要がある。

副ダム天端および下流面の圧力は、放水管２門と越流部３門の同時放流ではすべて許容応力（－３.０ｍ水柱）以内に収まっているが、放水管２門と越流部６門の同時放流では副ダム天端下流端の円弧部分に最高－４.２３ｍ水柱の負圧となっており、異常洪水流量では更に大きい負圧となる。

しかし、この圧力を許容圧力に収めるには、副ダム天端幅および天端下流端円弧を大きくする必要がある。

しかしながら、異常洪水での放流時間および放流頻度などを考えればこの値でも十分許容されるものと思われる。

第４節　２次減勢工と河道部

§１.　２次減勢工

２次減勢工は、副ダム高１２ｍから流下する水流の流速が１５ｍ／ｓ以上になるために、河床の洗掘と河岸の侵蝕を軽減させる目的で設けるもので、前章の実験結果からＣａｓｅ７が推奨される。

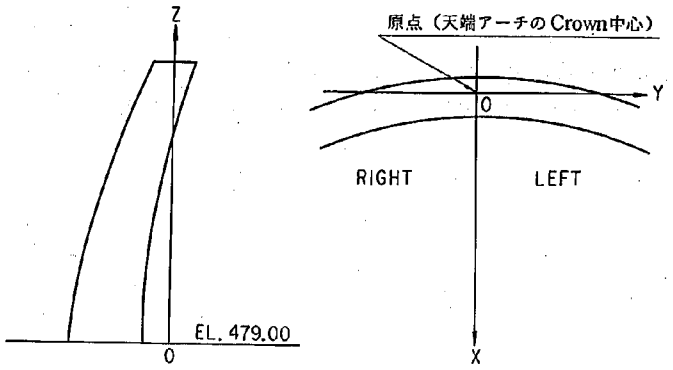
ただ、２次減勢工の水叩き長が２３ｍとれない場合は、河道部の実験で与えた水叩き長８.０ｍ、シル高３.０ｍでも放流量５００㎥／ｓ以下では完全減勢（正常跳水）とまでには至らないが採用可能である。

しかし、５００㎥／ｓ以上になるとシル直下流に深掘れを生じる危険がある。

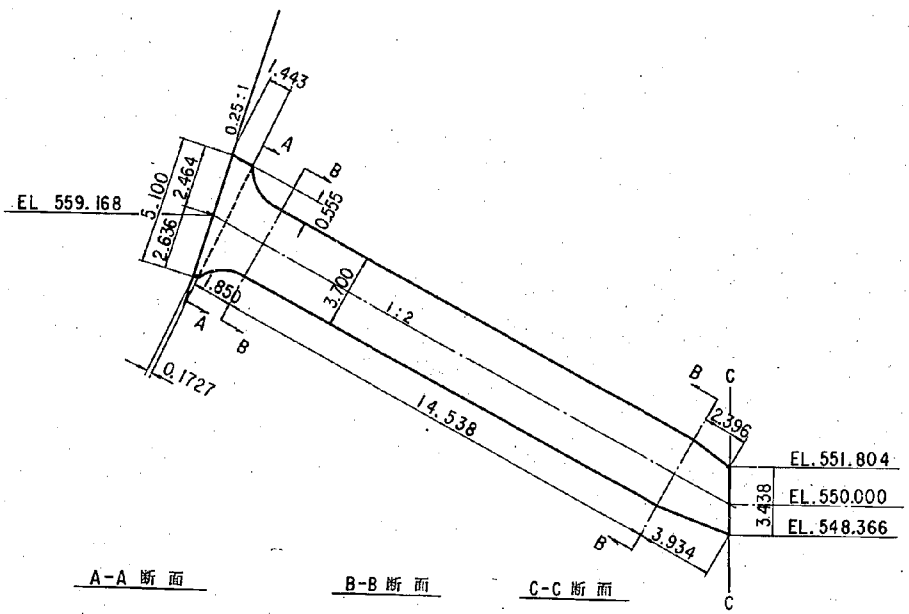
§２.　河　道　部

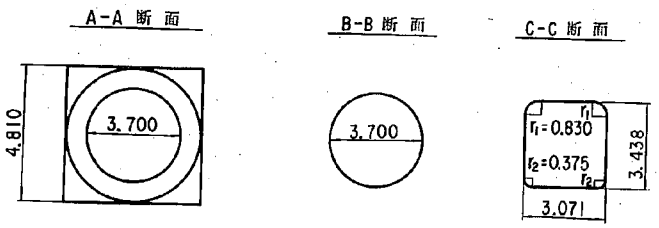
河道部の管理資料として、縦断の水面形および横断の流速分布の資料を収集した。得られた資料は比較的滑面の河床（モルタル）の実験結果であるために、直接実際の値として適用することができないが、実験結果の値から粗度係数（ｎ）を調整すれば、十分適用されるものと考えられる。

実験結果の河床付近の流速は、放流量５００㎥／ｓにおいては４～７ｍ／ｓ、放流量1,０００㎥／ｓにおいては４～８ｍ／ｓとなっており、２次減勢工の減勢効果が表われている。

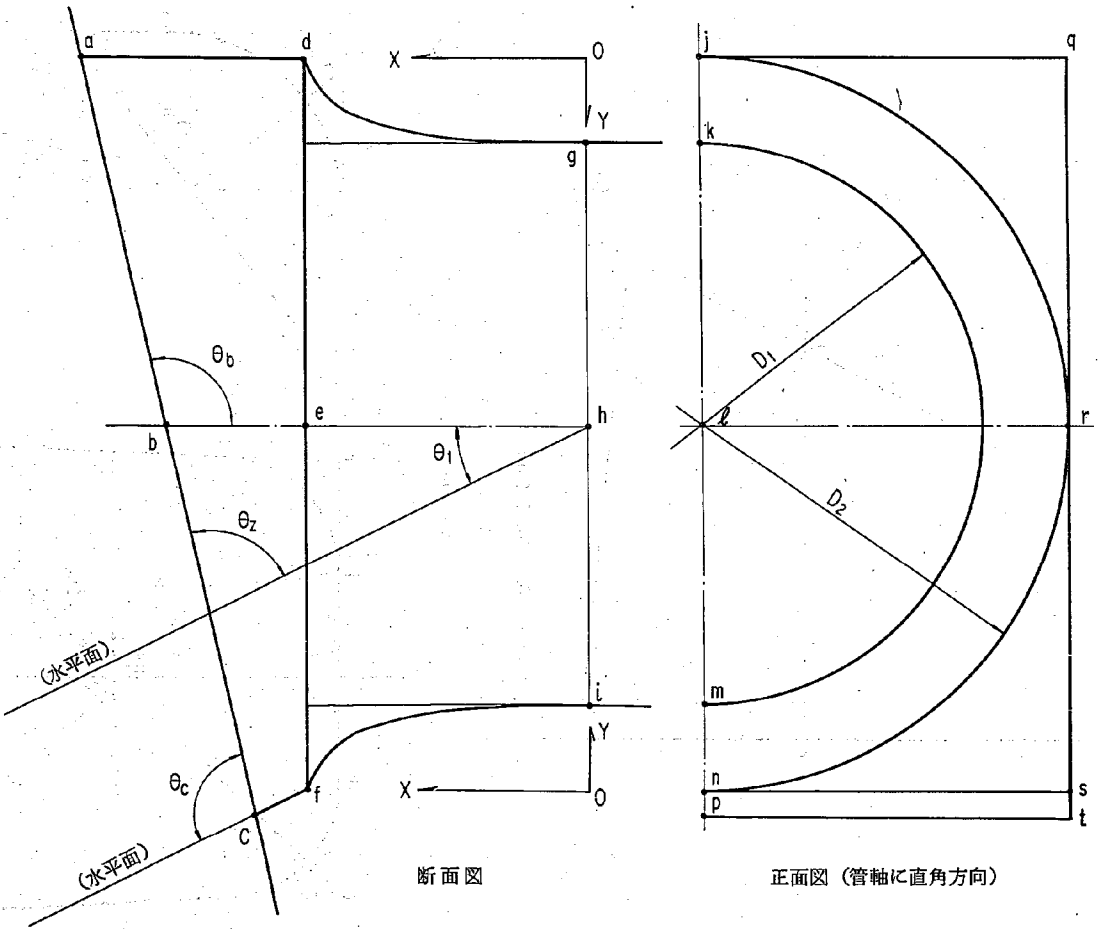


図－107　放水管の配置と設定による座標軸の基準図



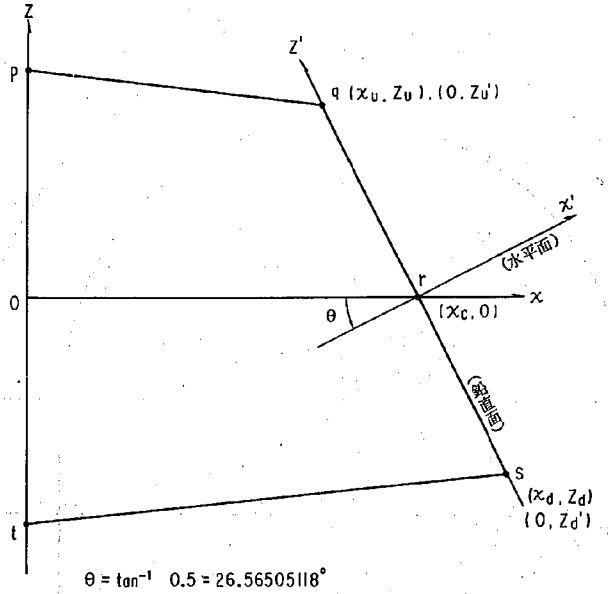


図－108　放水管の最終案の形状図



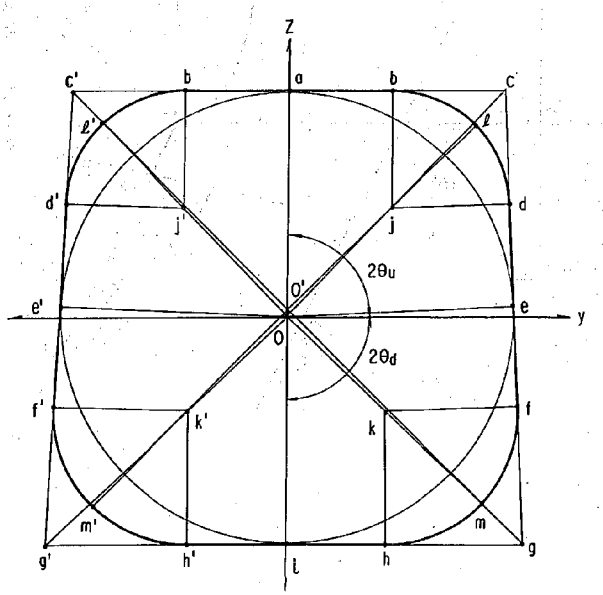
図－109　放水管のフード付円形ベルマウスの最終案の記号説明図

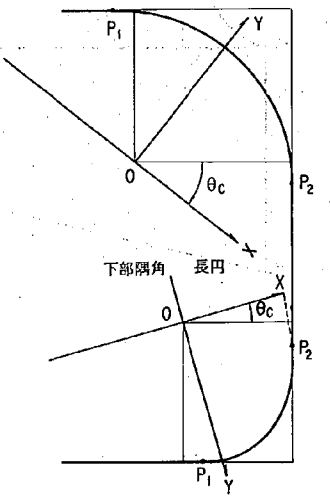
側　面　図



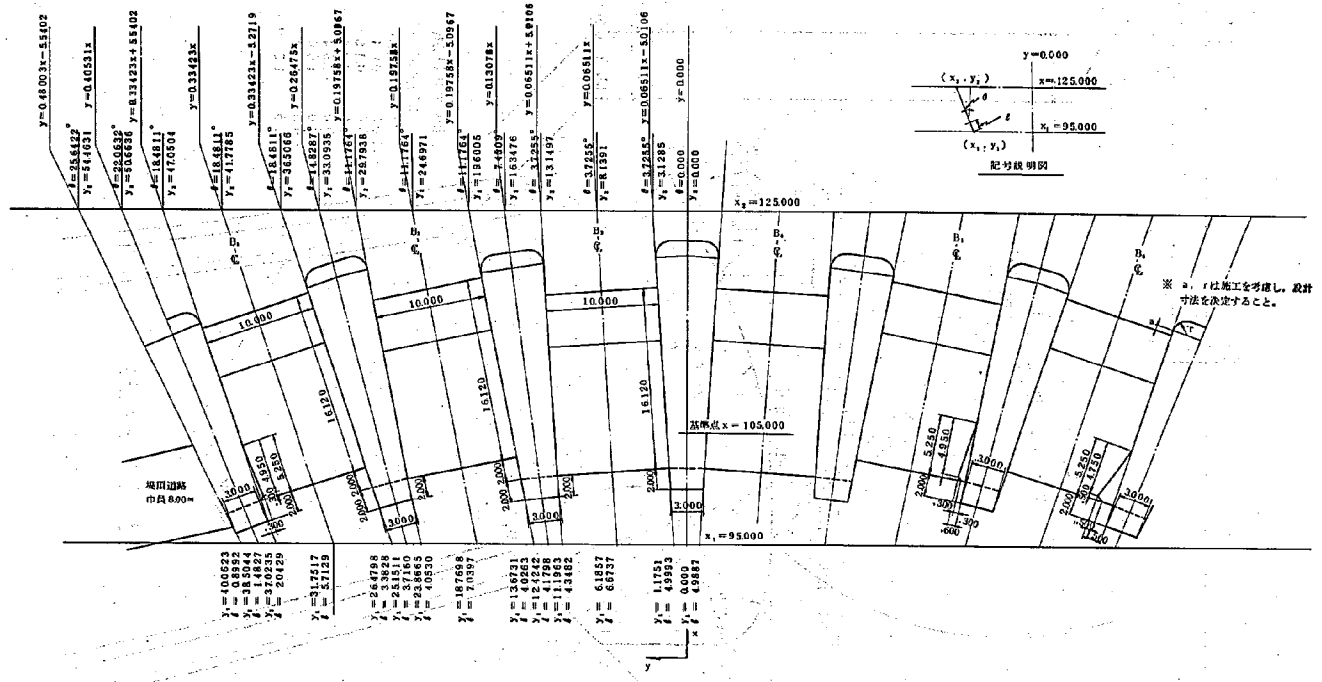
$\theta = \tan^{-1} 0.5 = 26.56505118^{\circ}$

横　断　面　図

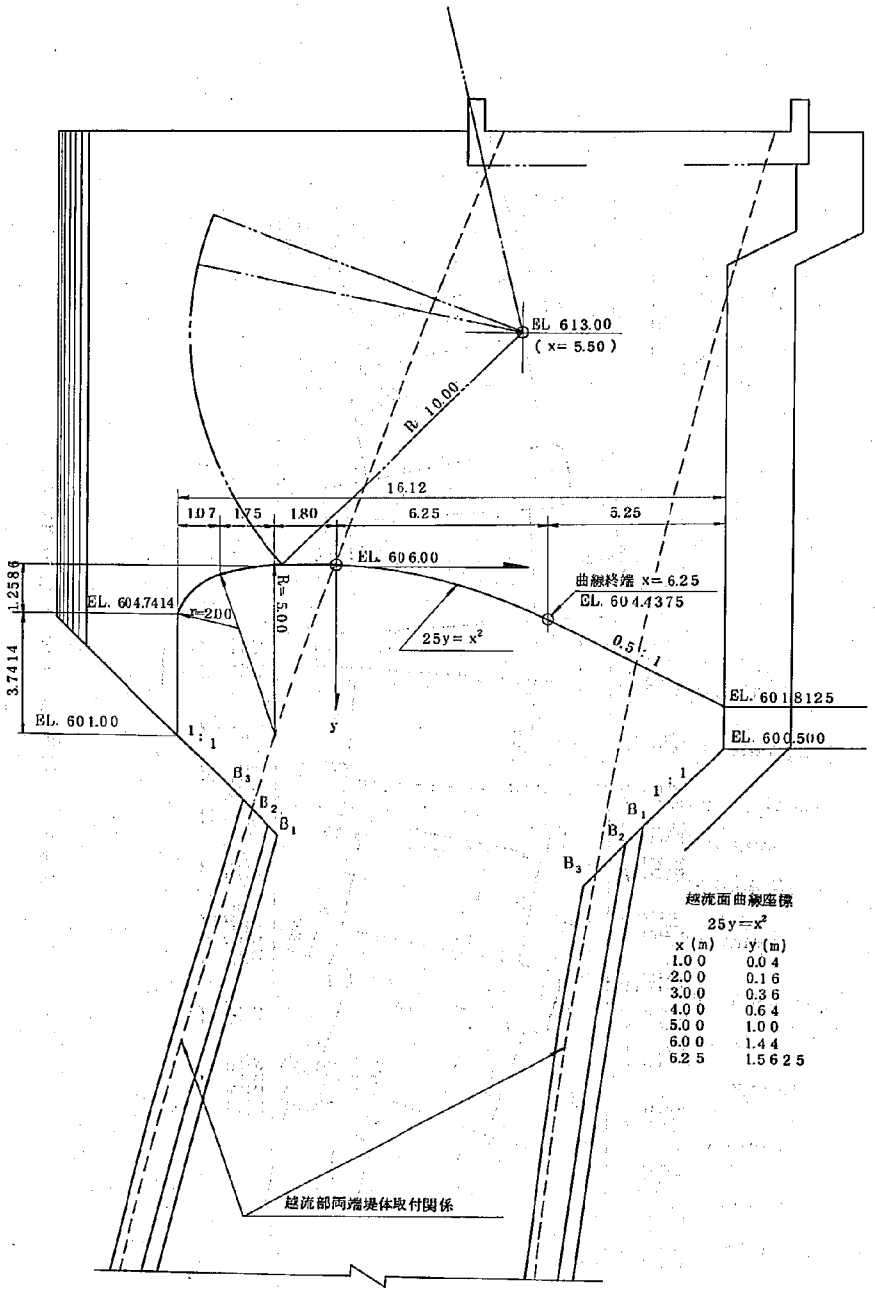




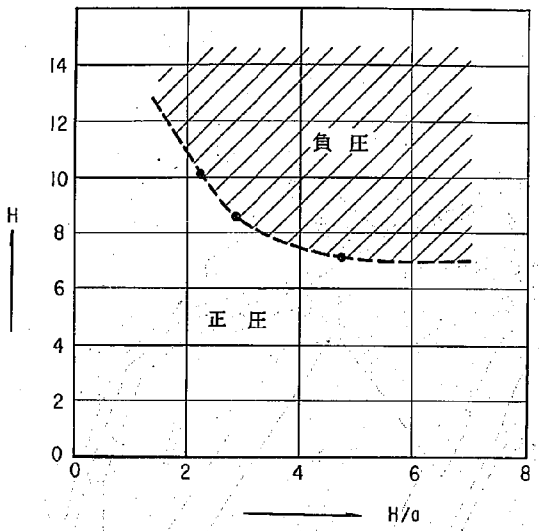
図－ 110　放水管の漸縮部の最終案の記号説明書



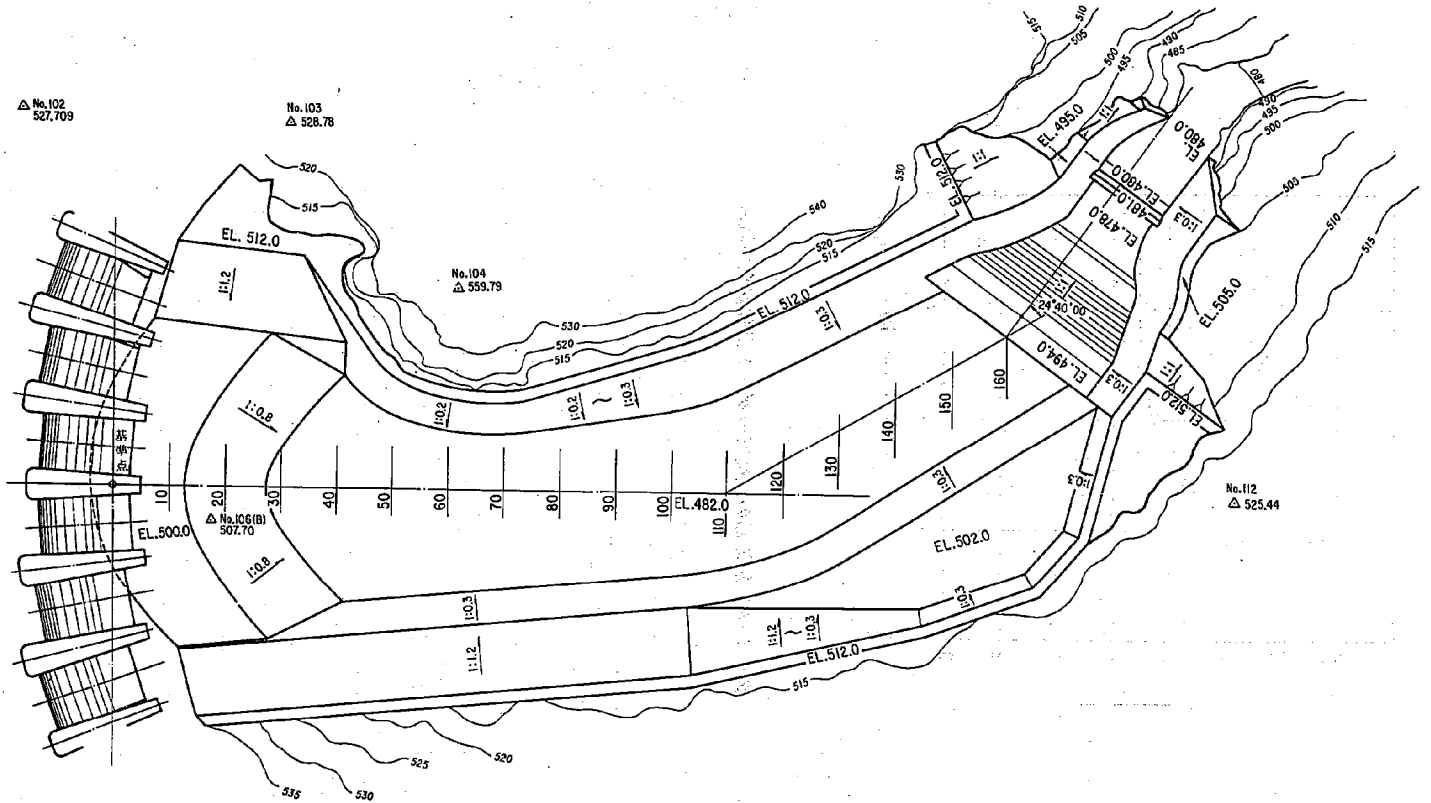
図－111　越流部の最終案の配置図



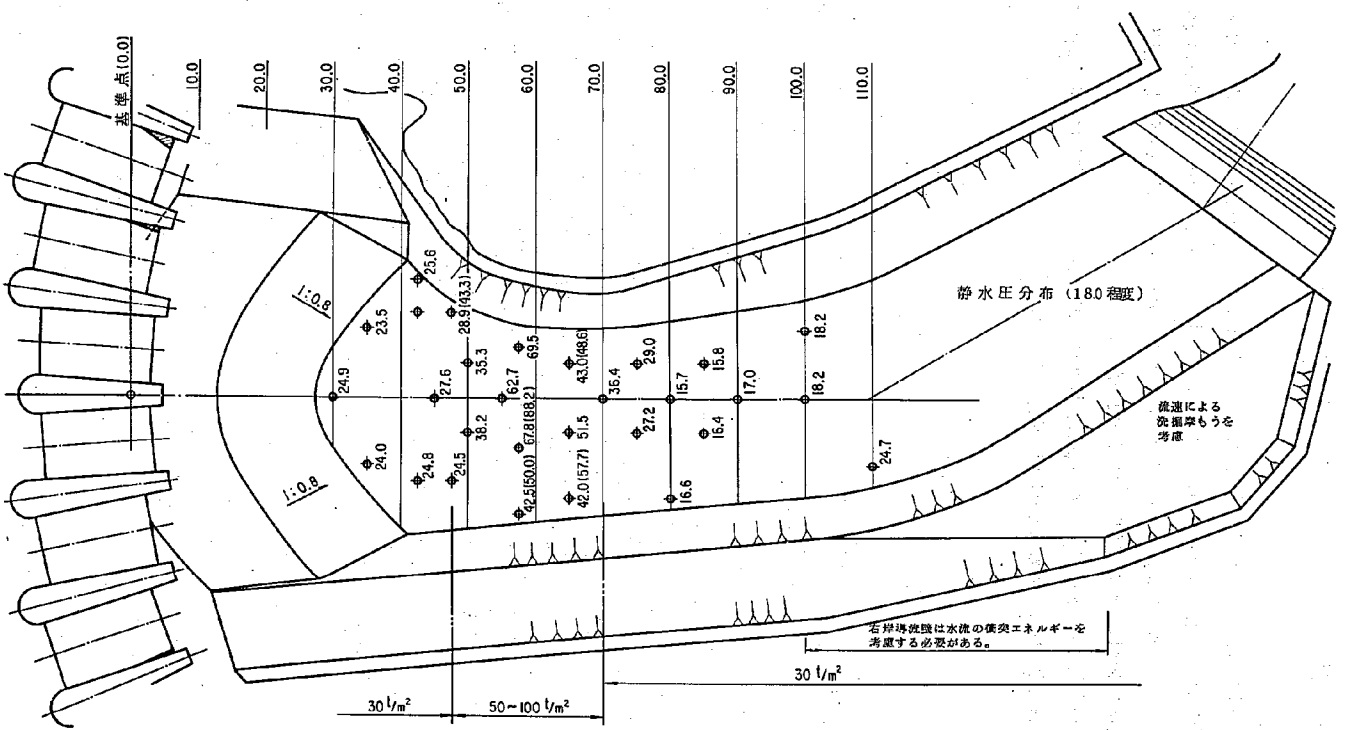
図－112 越流部の最終案の形状図



図－113　越流部の最終案のゲート操作安全領域図



図－114　減勢部の最終案の形状図



図－115　減勢部の最終案の底面圧力分布図

あ と が き

川治ダム洪水吐の水理設計および水理実験の内容は，本報告書に掲載した通りである。本実験は昭和４７年度から５０年度にわたって様々な形状について検討を重ねたものであるが，特に，水理設計の最終過程で検討した洪水吐としての放水管および越流部の形状は，これまでの既設ダムにはない新らしい形状であり，今後の洪水吐の改良と開発に大きな役目を果たすものと考えられる。

なお，これまでの実験資料はすべて土木研究所篠崎試験所に保管されている。終りに，本実験にあたって種々御指導および御協力を賜わった関係方々に深く感謝致します。

参 考 文 献

1) 水理公式集（昭和３８年増補改訂版および昭和４６年改訂版）土木学会編

2) 鐘状入口に関する実験的考察（村幸雄，中川博次，酒川孝一）土木研究所報告第１０５号１９６１年

3) 堰堤放水管に関する研究(1)（村幸雄，荒木正夫）土木研究所報告第８８号１９５４年

4) 堰堤放水管に関する研究(5)（村幸雄，荒木正夫，伊集院敏，加藤鉄義）土木研究所報告第９４号１９５６年

5) V.T. Chow（開水路の水理学　石原藤次郎訳）丸善１９６２年

6) 洪水吐の機能設計（藤本成）土木研究所資料第９７７号１９７４年

7) 下筌ダム，川俣ダム，矢作ダム，真名川ダム，各水理模型実験報告書，土木研究所資料