ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3092号

土木研究所資料

淀川三川合流部の河道処理に関する検討

報告書

平成4年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1992) by P. W. R. I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3092号1992年3月

土木研究所資料

淀川三川合流部の河道処理に関する検討

報告書

河川研究室　室長　山本晃一
主任研究員　高橋晃
佐々木克也

要旨

本報告書は、淀川三川合流部の水理機構および木津川において新たに計画されている落差工を含む河道計画案の水理的諸問題の把握と対策案等について、水理模型実験および調査資料等による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：淀川，　模型実験，　河道計画，　落差工，　合流，　河床変動

目　　次

はじめに

第1章　河道計画と模型実験 …… 1
1－1.　流域の概要 …… 1
1－2.　地形および地質 …… 2
1－3.　河道計画の概要 …… 2
1－4.　三川合流部付近の河道計画 …… 3
1－5.　実験の目的 …… 4

第2章　淀川三川合流部付近および木津川の河道特性 …… 9
2－1.　既往洪水と水理状況 …… 9
2－2.　河道状況 …… 11
2－3.　河床材料粒径について …… 12
2－4.　現況および計画の河道水理特性 …… 13

第3章　模型の概要と実験方法 …… 39
3－1.　模型実験の役割 …… 39
3－2.　水理模型実験の種類と特徴 …… 39
3－3.　模型実験の相似律 …… 40
3－4.　模型の概要 …… 45
3－5.　実験の概要と実験ケース …… 48

第4章　現況河道の水理特性と対策案の検討 …… 54
4－1.　固定床模型による検討 …… 54
4－1－1.　概要 …… 54
4－1－2.　実験条件 …… 54
4－1－3.　検証実験 …… 54
4－1－4.　合流量 Q_T = 6,000 ㎥／s の検討 …… 58
4－1－5.　合流量 Q_T = 9,000 ㎥／s の検討 …… 60
4－1－6.　最大疎通可能流量の検討 …… 62
4－1－7.　平水時における流況の検討 …… 63

4－1－8. 導流堤（隔流堤）撤去時の検討……64
4－1－9. 実験結果のまとめ……66
4－2. 移動床模型による検討……69
4－2－1. 概要……69
4－2－2. 実験条件……69
4－2－3. 検証実験結果……69
4－2－4. 水衝部対策案の検討……73
4－2－5. 実験結果のまとめ……82

第5章 計画河道の水理特性と対策案の検討……179
5－1. 固定床模型による検討……179
5－1－1. 概要……179
5－1－2. 実験条件……179
5－1－3. 粗度検証実験……179
5－1－4. 計画河道の落差工分散案の水理現象について……181
5－1－5. 低水路法線形修正案の検討……183
5－1－6. 修正案法線形による落差工集中案の検討……185
5－1－7. 導流堤（隔流堤）を残した場合の検討……189
5－1－8. 実験結果のまとめ……191
5－2. 移動床模型による検討……195
5－2－1. 概要……195
5－2－2. 実験条件……195
5－2－3. 落差工分散案の検討……195
5－2－4. 落差工集中案の検討……199
5－2－5. 落差工なしの場合の概略検討……202
5－2－6. 低水路法線形の修正と対策工案（落差工集中案）の検討……203
5－2－7. 全川計画河道時（落差工集中案）の検討……212
5－2－8. 落差工上流が現況河道時（落差工集中案）の検討……216
5－2－9. 実験結果のまとめ……223

第6章 河床の長期的変化に関する検討……403
6－1. 概要……403

6－2.　計算モデルの設定条件……403
6－3.　河床の長期的変動状況……404
6－3－1.　現況河道の河床変動予測……404
6－3－2.　落差工を設置した場合の河床変動予測……404
6－4.　検討結果のまとめ……406

第7章　全体のまとめ……413
7－1.　現況河道の水理特性と対策案について……413
7－2.　現況河道における宇治川、桂川導流堤（隔流堤）撤去時の諸現象……416
7－3.　計画河道の水理特性と対策案について……416
7－4.　落差工上流が現況河道時（落差工集中案）の現象と諸対策について……420
7－5.　計画河道時に導流堤（隔流堤）を残した場合の現象と諸対策について……421
7－6.　河床の長期的な変動状況について……422
7－7.　木津川の河道処理のための方策について……422

あとがき……424

参考文献……424

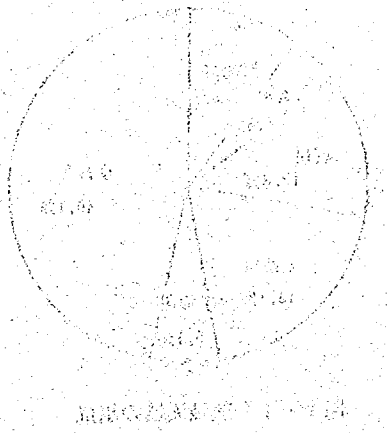
はじめに

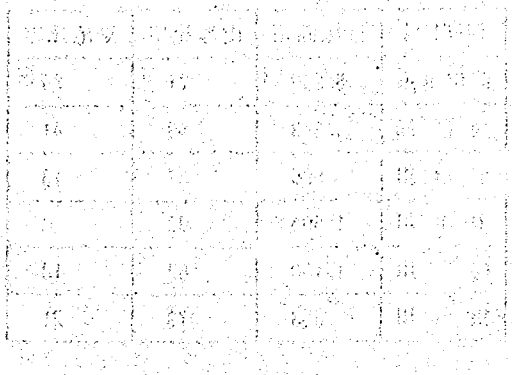
淀川は，京都府大山崎町および八幡市において，上流三川の宇治川，木津川，桂川がほぼ同一地点で合流している。この三川合流部付近河道は，流下能力が不足し，かつ引堤拡幅等が困難であるため，河床掘削，低水路の拡幅によって対処する改修計画が立案されている。しかしながら，三川合流部はそれぞれの河状が異なるため，その合流機構が非常に複雑となっている。

いっぽう，木津川は他の二川より河床が高く，淀川の河床掘削に伴い，木津川との河床高との差は4.3mとなる。このため落差工によって河床維持を図るとともに，本川に接続する方法が考えられている。

ここでは，このような現況河道の合流機構の把握，および三川合流部の低水路法線形等の適切な計画と河床維持のための諸対策，木津川の落差工の配置と対策案等について，水理模型実験および調査資料等による検討を行ってきた。

本報告書は，これらの全体の水理的な検討結果についてとりまとめたものである。





第１章 河道計画と模型実験

１－１．流域の概要

淀川流域は，大阪，京都，兵庫，滋賀，奈良，三重の２府４県にまたがり，全流域面積8,240㎢，幹線流路延長75.1㎞に及ぶ大水系である。大別すると，本川上流の琵琶湖～瀬田川～宇治川，左支川木津川，右支川桂川，淀川本川及び猪名川の５流域に分けることができる。各流域の流域面積を表－１．１および図－１．１に，淀川水系流域図を図－１．２に示す。

淀川の源は滋賀県山間部に発する大小河川に求められる。これらの河川は日本最大の湖である琵琶湖に集まり，唯一の自然流出口である大津市において，瀬田川の名で河谷状となって南下する。流れはさらに谷筋を縫った後西方に向って折れ，京都府宇治市からは，宇治川と名を変えて京都盆地を貫流する。宇治川は京都府山崎町・八幡市の付近で，東から左支川の木津川，西から右支川の桂川と合流し，淀川本川となって大阪平野を西南に流下する。

左支川木津川は，鈴鹿・布引山地に源を発した小河川が集まり，山間を曲流し，左から名張川等を合せて合流点に至る。右支川桂川は，丹波高地の東端を源とし，高原状地形で小支川を集めて合流点に達する。猪名川は，野尻川，一庫大路川，余野川等を合流し，さらに南下したのち神崎川へ合流する。

なお，この淀川流域は，気象学的に分類すると，雨量の少ない瀬戸内海気象区に属する下流部区域，太平洋型気候で，台風による雨量の多い紀南山地に連なる木津川上流部区域，降雨量の多い日本海型気候区に属する琵琶湖北部区域，前線性雨量の多い桂川上流部区域と猪名川上流部区域の４つに分類できる。このように淀川流域を構成する各流域の気候特性が異なっているため，淀川流域の各支川は一年を通じて，融雪期・梅雨期・台風期と互いの流況を補い合う関係をもっている。さらに宇治川上流には天然の大貯水池である琵琶湖が流況を調節している。これらの理由のため，淀川は我が国の他の河川に比較して流況の安定した河川となっている。本川枚方地点における年総流量は約90億㎥／年，平均流量は約285㎥／sであり，河状係数は122である。

表１－１ 淀川水系流域面積表

河川名	流域面積	山地比率	平地比率
淀川水系	8,240 ㎢	71 %	29 %
琵琶湖	3,848	59	41
宇治川	506	87	13
木津川	1,596	92	8
桂　川	1,100	82	18
猪名川	383	79	21

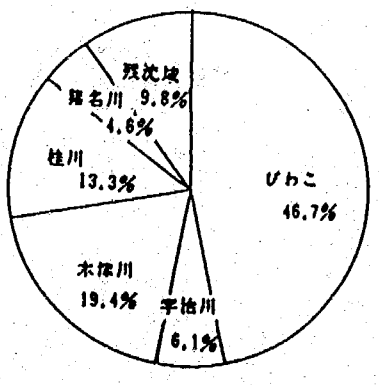


図１－１ 流域面積の構成

いっぽう，淀川の流域は，近畿地方における社会・経済・文化の基盤として，京都をはじめ，古代より数々の都が栄え，日本史の舞台となってきた。現在でも流域内に大阪，京都といった大都市を中心として多くの都市が密集し，我が国で最も人口・資産の集積した地域を成している。近年で近畿圏の中心である大阪，京都，神戸から都市化の波が周辺地域にも波及しており，流域内における人口の集積と資産の増加が進展している。このため，今後の流域開発と調和した安全度の高い河川改修および水資源開発がますます求められている。

1－2　地形および地質

琵琶湖は四方を比叡，比良，湖北，伊吹，鈴鹿，田上信楽の1,000m級の山地で囲まれており，これら山地から湖に流入する河川は大小約 500本にも及ぶ。湖の周辺は西方に丘陵，台地が，東方に低地が広がっている。瀬田川から宇治川にかけては，起伏の小さい山地から成る。

右支川桂川は丹波山地の東南部から流下を始め，亀岡盆地や京都盆地等の平地を形づくっている。また，両盆地の間は保津峡峡谷を成している。

左支川木津川の流域は北に信楽高原，西に笠置山地，東に鈴鹿，布引山地，南に高見山地がそれぞれ分布している。流路に沿っては名張盆地，上野盆地を成し，上野盆地の下流には岩倉峡の狭窄部をつくっている。宇治川，桂川，木津川の三川合流点より下流の淀川本川の周辺は，生駒山地，北摂山地，六甲山地に囲まれた沖積平野を成しており，さらに下流部は三角州を成して大阪湾に流下する。

猪名川流域は，中国山地東端の丹波高原南部を成す山々で囲まれ，西には伊丹段丘，北は水源を成す深川等の 1,000m級以下の山々，東には千里丘陵が分布している。下流域には流送土砂の堆積による扇状地ないしは三角州が形成されている。

いっぽう，淀川流域の地質は図－1．3に示すように，琵琶湖周辺は古生代～中生代の丹波層群であり，湖岸は沖積層が覆っている。桂川流域においても古生代～中生代の丹波層群と中生代の有馬層群及び花崗岩類，新生代，第三紀～第四紀の大阪層群から成る。木津川流域は古生層から中生層が北部に，中央部には領家花崗岩類が分布する。淀川下流域には，六甲花崗岩，領家花崗岩が広がり，第四紀の未固結層が被覆している。大阪平野では，大阪層群が覆っている。猪名川流域には丹波層群が流域中央部を占めて分布し，その西部は有馬層群に覆われ，北部及び東部は花崗岩類によって貫入されている。猪名川と余野川との間の丘陵性山地の頂部には大阪群層が分布している。

1－3　河道計画の概要

淀川水系工事実施基本計画は，昭和40年（1965年）4月に策定されたが，同年9月27日には台風24号に襲われ，枚方水位は6.76mとなり，大谷川，巨椋池，山科川に内水災害を起こし，

浸水面積 1,130ha，人家 786戸が浸水に見舞われた。それに加えて最近の淀川流域の人口資産の増大と合わせ考えるとき，大幅な安全度の向上が必要となった。

昭和46年（1971年）３月，淀川水系工事実施基本計画は改定され，淀川枚方地点での超過確率は従来の1/100から1/200になり，２日雨量302㎜，基本高水のピーク流量17,000m³/s，計画高水流量12,000m³/sとし，現在に至っている。淀川における主要地点の計画高水流量に関する概要は次のようである（図－１．４）。

①淀川

琵琶湖から淀川への流量は，琵琶湖水位が０mのとき800m³/sとする。計画高水流量は，宇治地点において1,500m³/sとする。淀川下流の計画高水流量に関しては，枚方地点において琵琶湖からの放流量を０m³/sとして，12,000m³/sとする。

②木津川

計画高水流量は，島ケ原地点において4,500m³/sとし，加茂地点において6,100m³/sとする。名張川については，家野地点において3,800m³/sとする。

③桂川

計画高水流量は，請田地点において3,500m³/s，下流羽束師地点において5,100m³/sとする。

このような工事実施基本計画にもとづく大幅な流量増に対し，淀川においては，計画高水流量を安全かつ円滑に流下させるため河道掘削を行い，従来，舟運の便等のため約 120mに改修されていた低水路幅を 300mに拡幅するとともに水衝部の解消，護岸の整備，漏水対策等を進めることとしている。

淀川上流の宇治川については，築堤及び河床掘削を行うと共に低水護岸，漏水護岸を実施する。また低水路幅は 120mを確保するため，隠元橋の右岸，戦川合流点付近の右岸等については引堤を行うほか，塔の島の一部を掘削し洪水の安全な疎通をはかる。桂川においては，狭窄部である宮前橋，羽束師橋付近の大幅な引堤を実施し疎通能力の増大をはかり久我，松尾地区の法線の整正をはかるほか，堤防の嵩上げ並びに護岸を実施する。また低水路は屈曲を是正すると共に掘削拡幅を行う。引堤及び河床掘削に伴い低水護岸を施工するほか，附帯工事として橋梁の改築及び補強並びに井堰，取水施設の対策を行う。木津川においては，堤防の補強及び高水護岸を施工し水衝部には低水護岸，水制を施工すると共に漏水対策，支川合流点処理等を実施することとしている。

１－４．三川合流部付近の河道計画

淀川の上流部を成す木津川，宇治川，桂川の三川は，図－１．５に示すように，かつて山城盆地の南部にあった巨椋池に流入していた。淀川は，この巨椋池から，北に天王山，南に男山

丘陵に挟まれた狭溢部を通って淀川本川として流下していたのである。下流部に峡溢部を控えること，及び合流点付近が古くから奈良・京都・大阪等を結ぶ舟路，陸路とも交通の要所であることから，三川合流点の処理は重要な項目であった。

本格的な工事は文禄３年（1594年），豊臣秀吉によって初めて行われた。秀吉は宇治堤，いわゆる太閤堤を築いて宇治川の流路を伏見に導き，また巨椋堤によって巨椋池と二の丸池を分離し，巨椋池に注いでいた木津川を西に移し，淀において淀川に合流させたのである。

次いで慶長11年（1606年）には桂川も左岸堤構築により，巨椋池から分離されている。

さらに下って明治元年（1869年）には明治新政府によって，木津川の流路がさらに西に移され，八幡荘で淀川に合流することになった。

明治29年には近代的な大工事となった淀川改良工事が着手され，宇治川に右岸堤を築き，流路を淀町の北から南に付け替え，桂川との合流点を納所から八幡まで下げ，納所の対岸の水垂の狭窄部を切り拡げ，宇治川の左岸堤を合流点まで延長し，宇治川も巨椋地と分離されることとなった。この後，巨椋地は干拓されることになったのである。

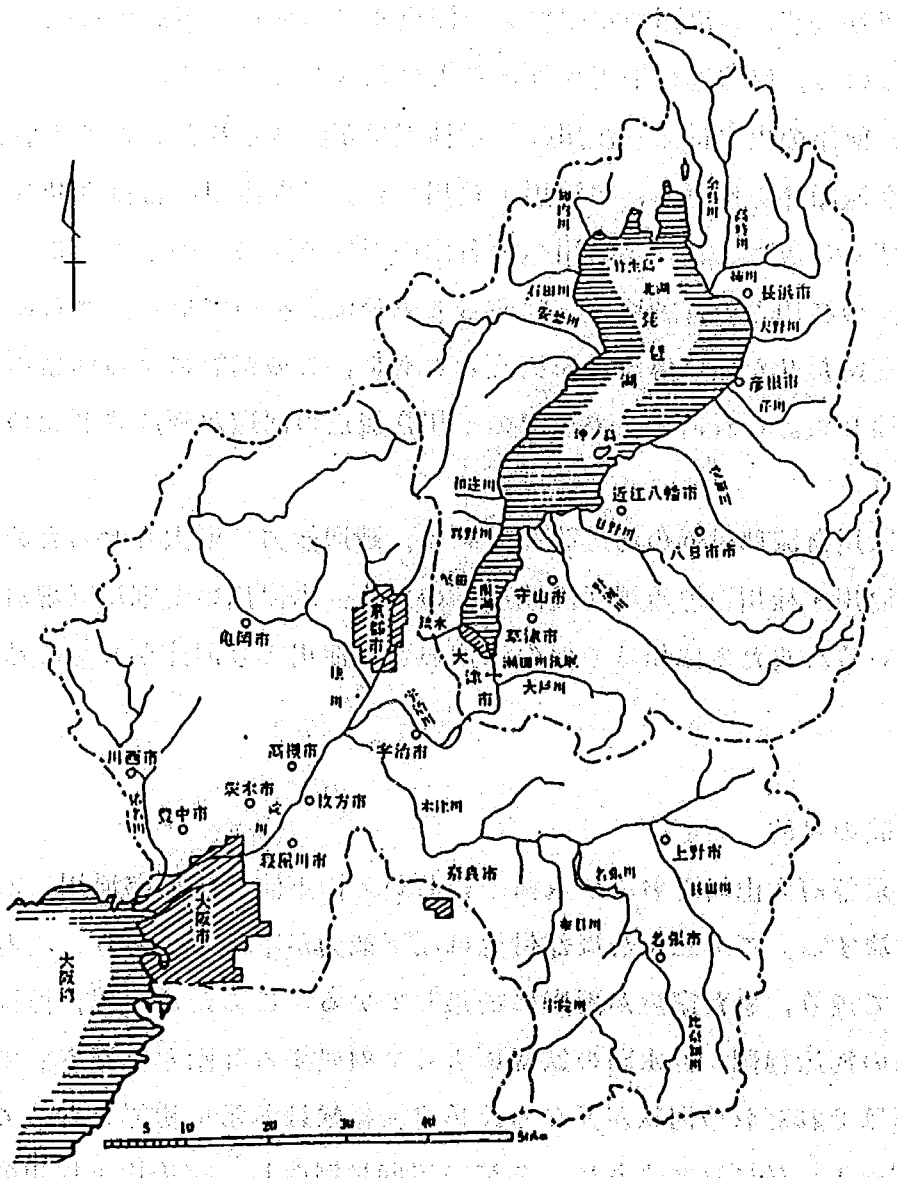
大正７年，前年の出水により淀川改修増補工事が実施された。この工事によって三川合流のこれまでの合流順序を変更し，宇治川・桂川の合流後木津川を合流させるようにし，木津川の合流点を下げることにより，宇治川への背水の影響の除去を図った。このために宇治川と木津川との間に元の桂川との背割堤を一部使って隔流堤を築いている。さらに宇治川・桂川の間にも整流機能を持たせた低い導流堤を築くとともに，この処置による河積不足に対処すべく，桂川右岸を引堤した。これによって現況の三川合流点の河道が形成されたのである（図－１．６）。

この淀川三川合流部付近の河道改修計画は，疎通能力を増大させるため，低水路の掘削拡幅に加え，宇治川・桂川の導流堤（隔流堤）の撤去，木津川の背割堤（導流堤）法線形の修正が検討されている。また木津川は，他の二川および淀川より河床が高いため，落差工が計画されている。

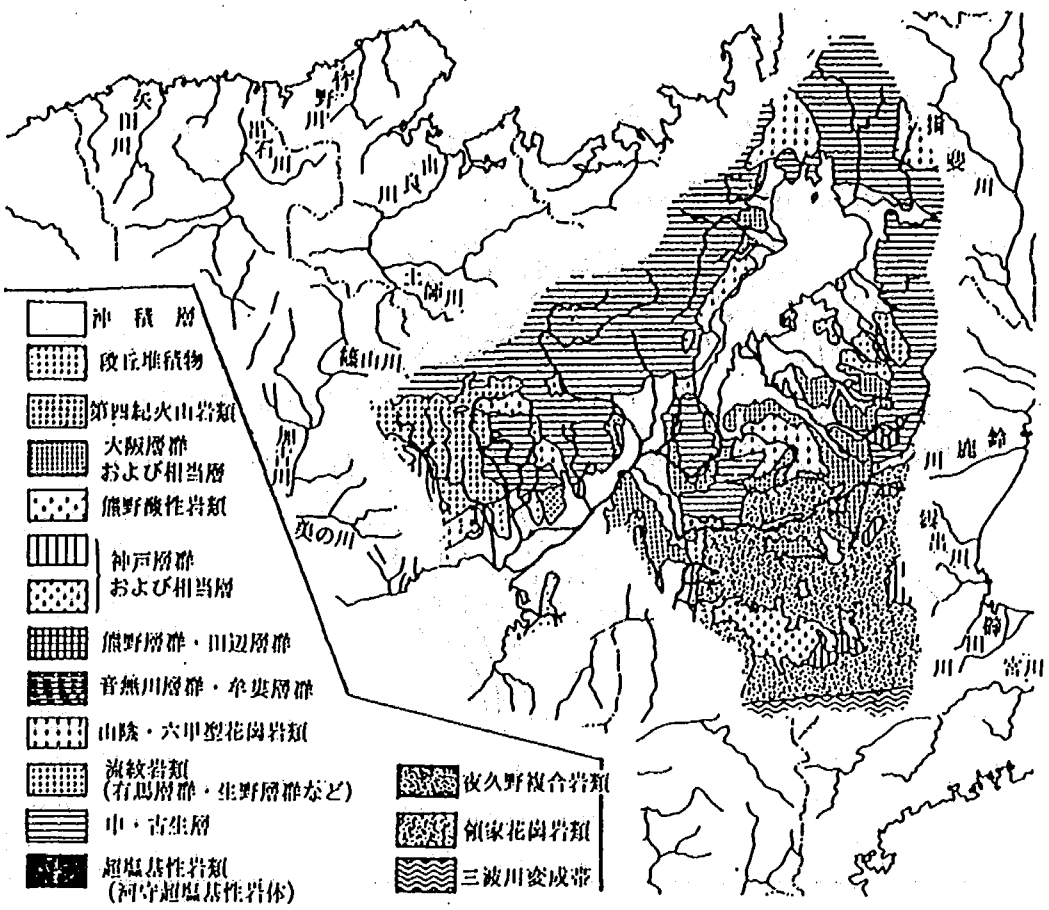
１－５．実験の目的

淀川は，京都府大山崎町および八幡市において，上流三川の宇治川，木津川，桂川がほぼ同一地点で合流する。この三川合流部付近は流下能力が不足しており，堤内地には鉄道，国道が川と並行して走り，また家屋が両岸に密集している。このため引堤，拡幅等は困難であり，現河川区域内の河床掘削，低水路の拡幅によって対処する計画が立案されている。しかしながら，三川合流部はそれぞれの河状が異なるため合流機構は非常に複雑となっている。三川合流部の現況は，図－１．７に示すように，共に左方向に湾曲し，宇治川と桂川の高水合流点が37.0km，低水時は導流堤（隔流堤）によって34.4km付近が合流点となっている。宇治川と木津川の合流

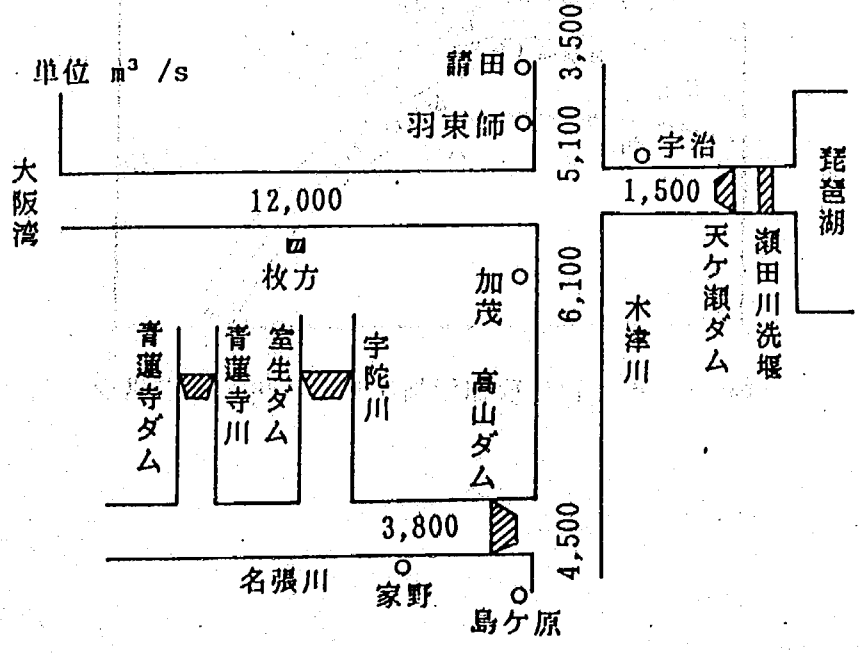
は37.2kmから35.8kmまで背割堤（導流堤）が設置されていて，高水合流点は35.8km，低水時のそれは35.0km付近となっている。この合流部では計画高水流量増加に伴う疎通能力を確保するため，宇治川，桂川の導流堤（隔流堤）の撤去，宇治川，木津川の背割堤（導流堤）を移設する計画低水路法線形が検討されている。いっぽう，木津川は他二川より河床が高く，淀川の河床掘削に伴い，木津川の河床高との差は 4.3mとなる。このため落差工によって河床維持を図るとともに本川に接続する方法が考えられている。本模型実験では，このような現況河道の合流機構の把握，および三川合流部低水路法線形等の適切な計画と河床維持のための諸対策，木津川の落差工の配置と対策案等についての検討を目的としている。実験は，固定床模型において問題点の把握，対策案の検討を行い，妥当とされた案について移動床模型により，河床変動も考慮した最終的な対策案について検討を行うものである。



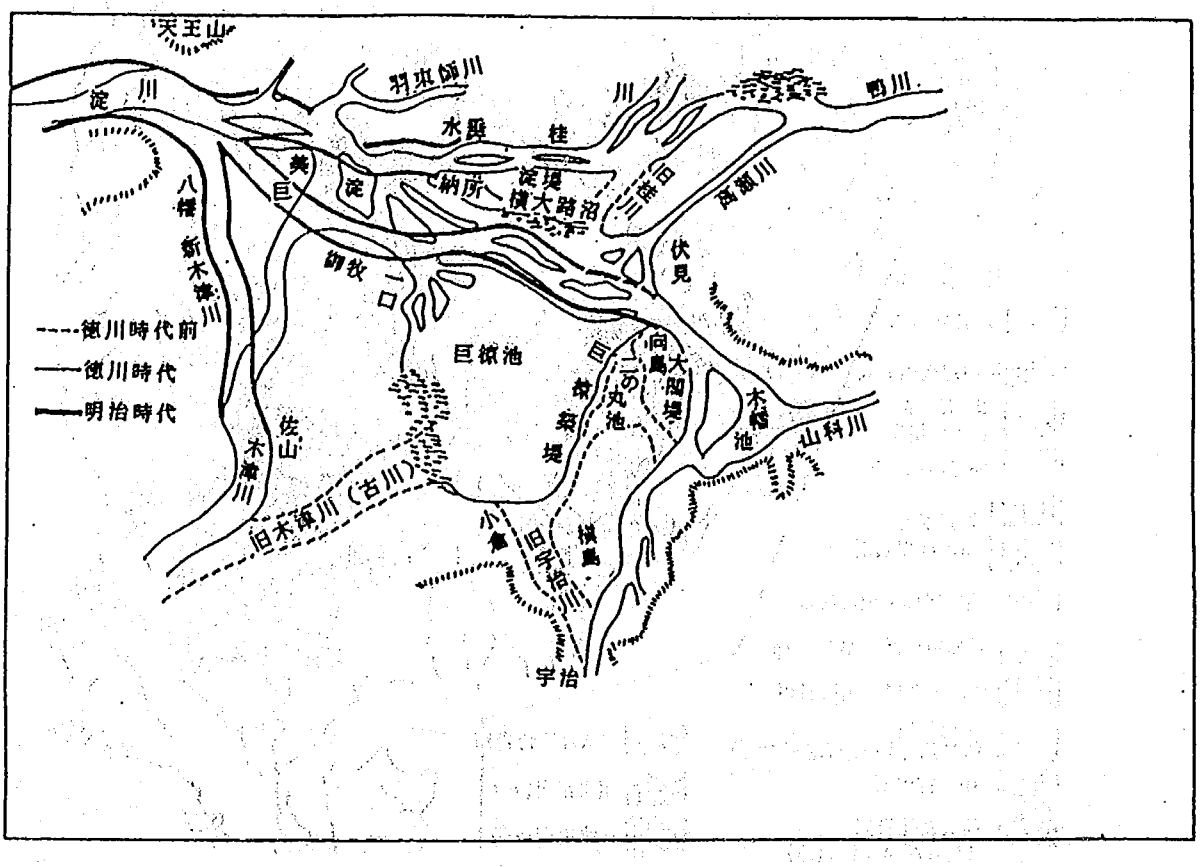
図－１．２ 淀川水系流域図



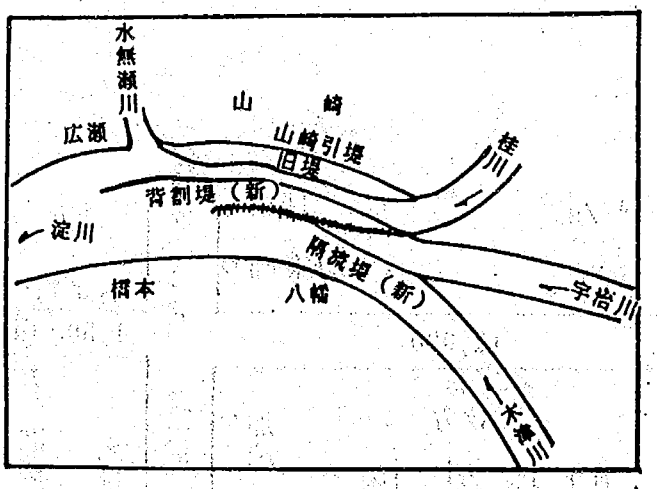
図－１．３　淀川流域地質図



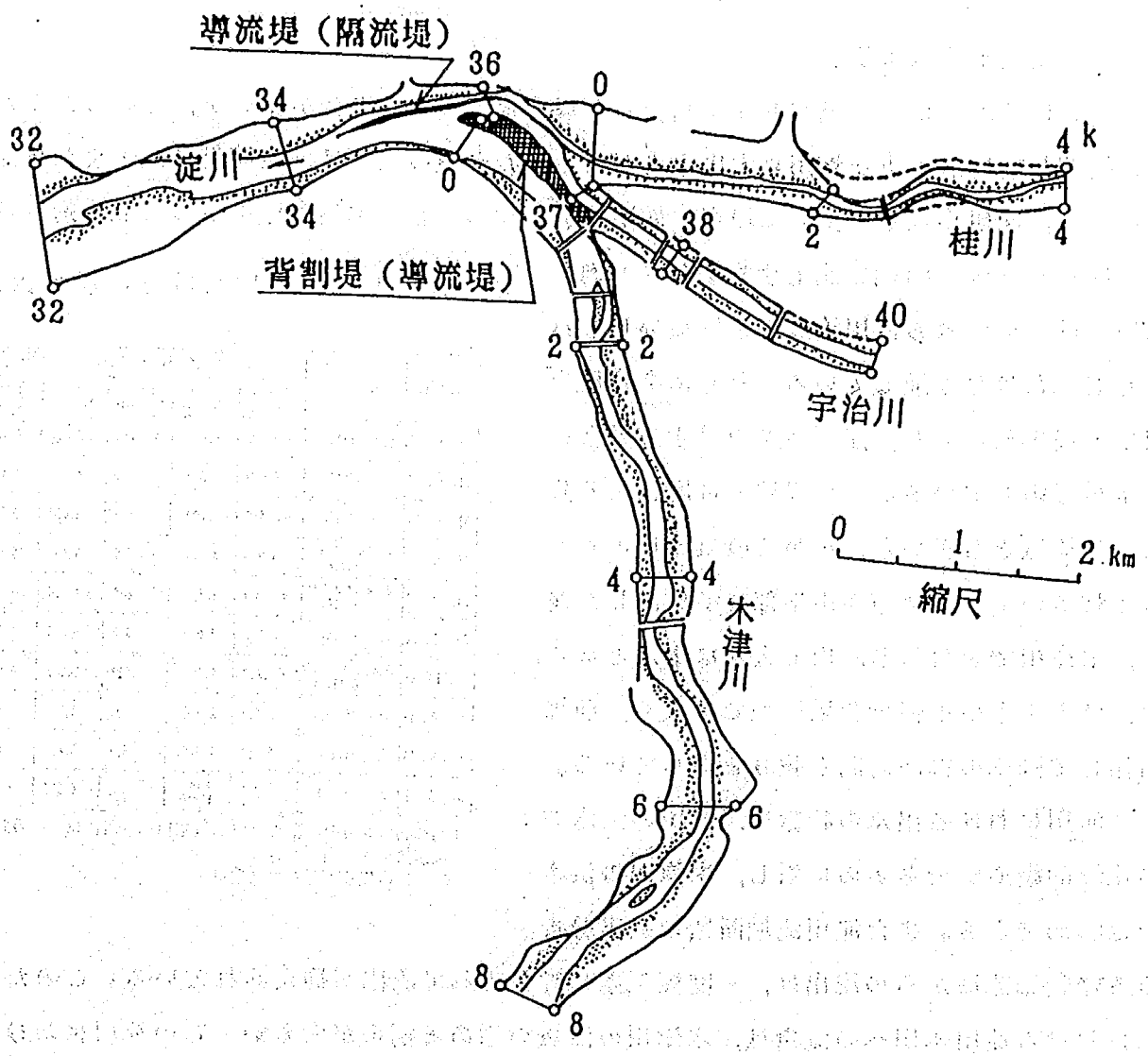
図－１．４　淀川計画高水流量図



図－1．5　三川合流付近古図



図－1．6　淀川改修増補工事　三川合流点処理



図－１．７　淀川三川合流部平面図

第２章 淀川三川合流部付近および木津川の河道特性

２－１．既往洪水と水理状況

淀川における洪水は，台風が前線を刺激した場合など複雑な場合が多いが，そのほとんどは台風に起因している。近年淀川に大出水をもたらした台風の経路は，東海道を北上または北東進する場合，紀伊半島を北上する場合，四国を北上する場合，本州南岸に沿って北東進する場合に分けられるが，四国を北上する場合（１例）を除いては，いずれも淀川流域の東側ないし，真上を北上または北東進している。とくに７月後半に紀伊半島東部ないし，熊野灘を通過する場合に大洪水が集中している。この経路の台風による降水は，全流域とも多いが，東からの気流によりもたらされるのでとくに東部山岳部で多い。したがって，木津川ですなわち本川で大きな出水となる。なお，ほとんどの事例で台風単独ではなく，前線が関係して降雨の継続時間と強さを増している。この各河川における出水の特徴は，桂川の洪水波形が比較的緩やかであるのに対し，木津川の洪水波形は尖形である。また淀川流域面積の約半分を占める琵琶湖流域からの流出は，一度琵琶湖に貯留されて流出が抑えられている。このため大洪水における淀川本川への流量は，木津川の流量の占める割合が大きい。この淀川における最近の出水についてまとめたのが表－２．１である。

表－２．１　淀川における最近の大出水

生起年月日	気象原因	最大流量 (m³/sec)				計画高水位 (m)
		木津川（加茂）	桂川（羽束師）	宇治川（宇治）	淀川（枚方）	淀川（枚方）
28. 9. 25	台風（5313）	*5,800	2,700	*1,780	(8,650) *7,800	6.97
31. 9. 27	台風（5615）	3,850	810	670	4,610	5.49
33. 8. 27	台風（5817）	3,650	790	525	4,030	5.07
34. 8. 14	前線及び台風（5907）	3,900	2,500	*1,270	6,800	6.50
34. 9. 27	台風（伊勢湾台風，5915）	*6,200	1,700	885	*7,200	6.69
35. 8. 30	台風（6016）	770	2,600	310	3,840	4.70
36. 10. 28	低気圧，前線及び台風（1028）	*5,220	2,100	*1,000	*7,800	6.95
40. 9. 17	台風（6524）	*5,170	2,500	900	(6,870)	6.75
47. 9. 17	台風（7220）	3,260	2,320	810	5,230	4.64
57. 8. 2	台風（8210）	3,980	(納所) 1,950	(向島) 990	6,260	4.65

＊昭和46年３月の流量改訂以前（昭和28～昭和46年）の計画高水流量を上廻ったもの。
（　）破堤なきときの推定値

いっぽう，河道の平面形態は，低水路満杯程度の流量規模によって規定され，これがほぼ平均年最大流量に相当すると言われている。各河川におけるこの平均年最大流量は表-2.2に示すとおりである。これによると，木津川の加茂地点（30.7km）で1,530m³/s，八幡地点（1.3km）で1,550m³/s（1969年～1989年資料）であり，宇治川は淀地点で763m³/s，桂川が納所地点で1,073m³/s（1970年～1990年資料）である。淀川の流況は，表－２．２に示すとおり，枚方流量の渇水流量に対して約3/4は琵琶湖に依存し，流域面積では47％を占める琵琶湖以外の流域からの流出量がわずかに1/4を占めるにすぎない。

表－2.2(1)　年最大流量一覧表（木津川）

洪水発生年月	観測地点最大流量（m³/s）		
西暦年　月　日	加茂(30.7km)	飯岡(15.9km)	八幡(1.3km)
1969　7　9	483	499	1379
1970　7　6	1388	1034	1465
1971　9　26	1219	906	1246
1972　9　17	3258	3413	2391
1973　4　22	669	685	557
1974　7　25	2193	2685	1758
1975　8　7	1357	1481	1582
1976　9　9	3050	2466	2518
1977　6　25	1192	1395	1160
1978　6　23	1205	1060	1187
1979　6　27	1182	1028	1071
1980　7　11	1281	1009	1094
1981　10　9	996	897	1093
1982　8　2	3989	3895	4345
1983　8　17	1183	1238	1815
1984　6　27	1155	1627	1716
1985　6　25	1371	1490	1467
1986　7　22	2173	2269	2073
1987　10　17	746	874	653
1988　8　11	901	763	743
1989　8　2	1072	1204	1249
平　均	1530	1520	1550

表－2.2(2)　年最大流量一覧表（宇治川，桂川）

年	月／日／時	淀（m³/s）	月／日／時	納所(m³/s)
1990	09/20/09	428.20	09/20/09	1,294.80
1989	09/03/18	706.80	09/03/14	2,221.00
1988	06/04/01	782.34	06/03/21	1,021.45
1987	07/19/23	346.73	07/19/22	1,101.70
1986	07/22/14	1,066.50	07/22/14	597.80
1985	06/26/02	978.80	06/26/03	866.60
1984	06/27/16	644.60	06/27/11	635.80
1983	09/28/23	800.60	09/28/20	2,175.80
1982	08/02/08	777.20	08/02/08	1,945.00
1981	10/09/21	626.30	10/09/17	301.00
1980	07/11/20	643.40	08/27/02	541.50
1979	06/29/22	663.00	06/29/20	1,043.50
1978	06/24/01	656.20	06/22/21	541.60
1977	03/31/06	890.20	03/31/06	296.20
1976	09/11/06	1,597.20	09/11/03	1,033.10
1975	08/23/19	959.10	08/23/17	1,175.40
1974	07/25/21	687.30	07/25/22	592.60
1973	05/03/02	619.10	05/02/15	325.50
1972	09/17/06	766.80	09/17/07	2,317.70
1971	09/07/01	680.10	09/06/23	1,232.90
1970	06/16/16	708.50	06/16/13	1,274.80
平均		763.28		1,073.13

表－2.　　淀川各河川の流況比較

区分＼河川地点名		木津川 加茂	桂川 亀岡	琵琶湖南部	淀川 枚方
流域面積	(km²)	1,458	679	3,848	7,281
	(%)	20.0	9.3	52.8	100.0
流量(m³/sec)	平均	48.3	25.3	186.3	317.0
	平水	29.5	16.3	169.3	226.8
	低水	23.2	10.8	120.8	177.6
	渇水	13.5	5.2	87.0	117.0
	最少	2.0	1.7	51.0	74.0

注：(1)琵琶湖南部は琵琶湖総水，平均発電所，瀬田川洗堰のすべての流出量を含む。
(2)淀川の河川計画と水管理の研究，による。

２－２．河道状況

淀川の河道改修計画は，枚方地点における計画高水流量を12,000m^3/sとして，現在疎通能力を増大させるため低水路の掘削拡幅，堤防の整備等が実施されている。三川合流部付近下流の淀川の現況河道堤防間幅は，約650m～700mであり，低水路幅が約250m～300mである。河床勾配は，10km～35km間が約1/4,000，35km～43km間が約1/2,400となっている。高水敷高までの低水路内の平均水深は約5.0mあり，計画河道ではこれが約7.0mとなる。これら淀川と宇治川，桂川および木津川の最深河床高，計画河床高縦断を図－2.1～2.3に示す。宇治川河道の堤防間幅は，約250mでこのうち低水路幅は約100mである。右支川の桂川は，合流点から1.4km間付近の河道幅が約500m～550mであり，このうち低水路幅が約200mを占める。これに対し，宮前橋付近を中心とした2.0km～2.6km間では，堤間幅が約250m～280m，低水路幅が約80mとかなり狭くなる。この上流では堤間が約300m～400mとなり，低水路幅も約90mとやや広くなるものの，羽束師橋付近（5.4km付近）で再び狭窄部となっている。河床勾配は，合流点から6.0km間付近で約1/2,400である。

いっぽう，京都府八幡市地点で淀川に合流する左支川の木津川は，計画高水流量6,100m^3/sと他の桂川，宇治川の二川に比べて流量規模および河床勾配も大きいことから，洪水時には淀川本川に及ぼす影響も大きいと考えられる。この木津川は，合流点から0.6km間付近の堤間幅が約400m～430mである。この上流の0.8km～3.4km間付近の河道幅は約340m～370mと狭くなり，さらにこれより上流では約400m～500mと反対に広くなる。河床勾配は，合流点から27.0km間付近が約1/1,200となっている。

木津川下流部の河道は，沖積蛇行が形成され，以前は合流点付近まで複列的な交互砂州が形成されていたと考えられる。このような砂州は，定性的には川幅Bと水深Hの比B／Hが小さい場合形成されないが，大きくなると交互砂州（単列砂礫堆）が形成され，さらに大きくなると複列砂州となる。B／Hがさらに大きくなるとうろこ状砂州が形成され，これは多列砂州とも呼ばれ，B／Hが大きいほどその列数が多くなる。現在の木津川の約5.0km付近から上流河道では，小出水時に流れが網状となってうろこ状砂州が形成されているが，流量規模が増大するとB／Hが小さくなって交互砂州に変化するものと推察される。これに対し，5.0km付近から下流河道は，河床低下の進行によって，以前形成されていた砂州が高水敷化し，流路が澪筋部に固定され，常水路幅が狭くなっている。このため現在の常水路部では，湾曲部等の内岸に固定砂州が形成される程度である。なお，一般に河床材料粒径の大きい河道では，砂礫堆高が大きく，河床材料粒径の小さい河道では砂礫堆高は小さい。さらに河床勾配の大きいところでは，同時に河床材料粒径も大きく，かつ川幅と水深の比が大きい場合，流れが網流化することが多い。

木津川の河床高の経年変化として，低水路内の平均河床高（低水路満杯時水位以下）および

最深河床高縦断図を図－2.4～2.5に示す。これによると昭和６年から昭和33年頃までは，あまり大きな変動はなかったが，昭和33年から昭和40年代半ばにかけて30km付近より下流域で急速に河床が低下している。この様子は，図－2.5の最深河床を見るとさらに顕著である。次に図－2.6は，代表断面での平均および最深河床高の経年変化を示したものであり，図-2.7.1～2.7.6は昭和49年～58年の河床横断形状の経年変化を示したものである。これからも河床低下は昭和30年代後半から40年代半ばにかけての一時期に集中し，それ以降はほぼ安定傾向にある。この河床低下は，上流ダム群の建設と砂利採取が要因と考えられるが，昭和46年以降は砂利採取が禁止されている。このような河床低下に伴って5.0km付近から下流河道では，先に述べたように以前形成されていた砂州上に植生が繁茂して高水敷化し，かつ流路が澪筋部に固定されて常水路幅が狭くなるとともに，河床勾配も緩くなっている。この原因は，氾濫堆積物であった河床が低下して川幅が狭くなり，掃流力が増大したにもかかわらずこの区間が付替え河道であるため，図－2.8に示すように下層に元々あった粘土質シルトが露出し，これが洗掘の進行を防止するとともに，河床勾配が緩やかになったものと考えられる。

２－３．河床材料粒径について

河床材料粒径は，昭和60年２月に三川合流部付近の河道および淀川（桂川０km～3.0km間，木津川０km～4.0km間，淀川10.0km～40.0km間）について調査が行われている。河床材料の採取は，各断面の左右両岸の水際地点において実施している。試材採取は，原則として50cm×50cmの範囲を表層から30cmを取除き，さらに30cmの深さまでの掘削土を採取して粒度試験を行っている。この調査結果の粒径加積曲線図を図-2.9.1～2.9.4に示す。これによると，淀川本川から宇治川の30.0km～40.0km間におけるd_{90}粒径は約6.0mm，平均粒径で約2.0mm～3.0mm程度である。これに対し，桂川は粒径が大きく，かつ粒径の分布範囲が広い混合粒径となっている。d_{90}粒径は約10mm～30mm，平均粒径が約６mm～８mmである。いっぽう，木津川は，粒径分布の縦横断的な場所的変化が少ない。d_{90}粒径は約7.5mm，平均粒径が約3.0mmである。他に木津川河道の砂州上を含む横断方向の詳細な河床材料調査が昭和60年11月に実施されている。この河床材料採取位置図を図-2.10.1～2.10.3に，粒径加積曲線図を図-2.11.1～2.11.3に示す。これによると図-2.9.4とほぼ同じ粒径分布であり，かつ場所的な変化は小さい。調査結果のd_{90}粒径は約8.0mm，平均粒径は約3.5mmとなっており，昭和60年２月の水際地点における調査結果より粒径が若干大きい。昭和60年11月の調査結果は，砂州上の材料採取が容易な箇所でも実施されており，精度的にも信頼性は高いと考えられる。

２－４．現況および計画の河道水理特性

現況および計画河道の水理特性について，不等流計算資料を用いて以下に検討した。なお，不等流計算は，淀川工事事務所で行われており，昭和５８年度測量断面による検討資料を用いた。計算に使われた粗度係数は，現況，計画（木津川）とも低水路内がｎ＝0.03，高水敷がｎ＝0.06である。

（１）現況河道の水理特性

各河川の現況河道における水位縦断，河床高，径深Ｒ，川幅Ｂの縦断変化を図－2.12.1～2.12.4に示す。径深Ｒおよび川幅Ｂは，各河道の計画高水流量時の水位における値である。これによると木津川河道は，約1.2km～5.0km間付近で疎通可能が不足しており，またこの区間で径深Ｒが若干大きく，反対に川幅Ｂが小さい。とくにこの区間は，低水路幅もかなり狭い。桂川と宇治川および淀川本川河道は，径深Ｒがほぼ一定であり，川幅Ｂが縦断的に見て桂川の2.0km～3.0km間付近で狭い。三川合流後の川幅Ｂは，35.0km付近が約600ｍであり，その後下流に向って広くなり，32.0km付近より下流は約900ｍ～1,000ｍの川幅となる。

いっぽう，河道の水理特性は，平均年最大流量程度が低水路満杯流量に近く，主としてこれを用いることによってその特性量が評価されている。そこで木津川の平均年最大流量約1,530m^3/s時の水位縦断，河床高，径深Ｒ，川幅Ｂ，無次元掃流力τ_*および川幅径深比Ｂ／Ｒの縦断変化図を示したのが図-2.13.1～2.13.2である。

これによると1,530m^3/s時の水面勾配は，約1/1,350であり，河床勾配（約1/1,200）より若干緩やかとなっている。また1,530m^3/s水位時の平均河床高は，ほぼ低水路内の平均河床高に近いと考えられ，これと最深河床高の差は約2.0m生じている。径深Ｒは，淀川への合流地点から5.0km間付近が3.0～3.5ｍであり，その後5.0km～6.5km間で約3.0m，6.5km～10.0km間付近が約2.5mと上流に向って漸次小さくなっている。水面幅Ｂは，0.6km～0.8km付近がとくに狭く，ここより上流の1.0km～10.0km間が300ｍ～350ｍとなっている。これは先の図－2.12.3に示した1.0km～4.0km間の現況低水路幅が約100ｍ～180ｍであり，これより広くなっていることから，この区間は高水敷に若干乗った水面幅になっているものと判断される。

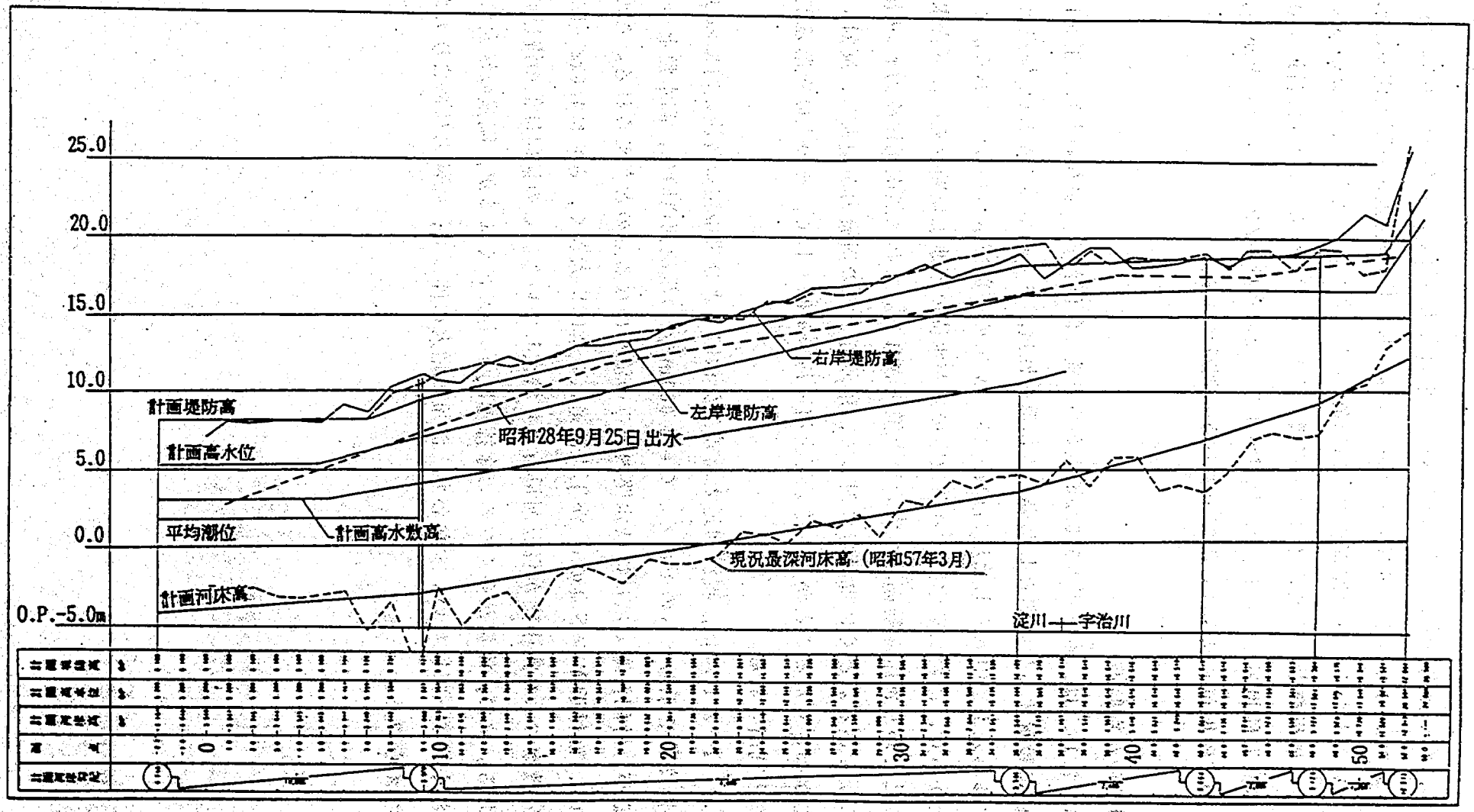
次に無次元掃流力τ_*は，0.6km～2.0km間付近で大きく，5.8km～6.8km間付近が反対に小さい。また3.0km～6.0km間付近のτ_*は縦断的な変化が大きい。一般に川幅は，蛇行の波長に応じて狭拡を繰り返し，したがってそれに応じて河床に働く掃流力も変化する。河床に働く掃流力は，川幅の狭い所が大きく，川幅の広い所では小さい。大出水時には狭い所の河床が掘れ，川幅の広い所に堆積すると考えられる。なお木津川河道の0.6km～2.0km間付近で掃流力がとくに大きいのは，先の２－２で述べたように，この区間付近が付替え河道であり，そこに元々あった下層の粘土質シルトが露出しているためと考えられる。この粘土質シルトによって洗掘の

進行が防止され，かつ掃流力が大きくなっているものと考えられる。B/Rは，0km～5.0km間付近で90前後，5.0km～10.0km間が120前後である。しかし，4.0km付近より下流側の低水路幅は，これより狭いことから，低水路部のB/Rは50前後とさらに小さくなる。したがって，図－2.14に示すような砂州発生領域区分図より中規模河床形態を推定すると，5.0km付近より上流河道は複列的な交互砂州が形成され，4.0km付近より下流河道はB/Rが小さいことから，湾曲部等の内岸に固定砂州が形成される程度であろうと判断される。

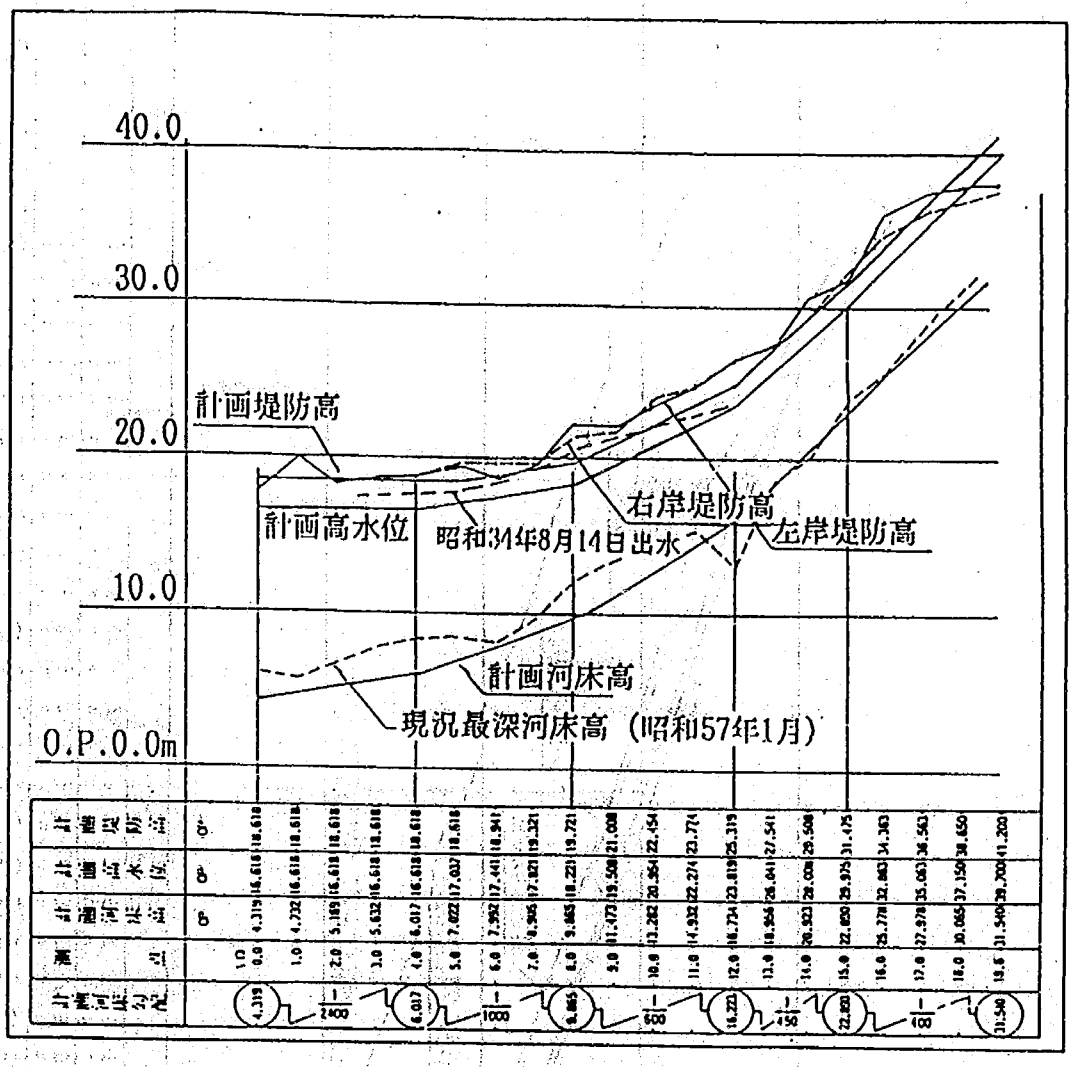
（2）計画河道の水理特性

図－2.15.1～2.15.4は，木津川の5.6km地点から下流を計画河道，すなわち落差工を1.0km地点と2.8km地点に設置する分散案とした場合の河道特性量，さらに落差工を1.0km地点と1.2km地点に設置する落差工集中案とした場合の特性についての一部を示したものである。これによると水位縦断からは，落差工集中案より分散案の方が水位の不連続範囲やその低下背水区間が広範囲であることから河床変動領域も大きいと推測される。これは無次元掃流力τ_*の縦断変化からも明らかである。とくに現況時に対して，落差工上流の掃流力が増大し，反対に落差工下流で掃流力が小さくなることから，落差工上流の河床が低下して，その土砂が落差工下流に堆積するものと判断される。

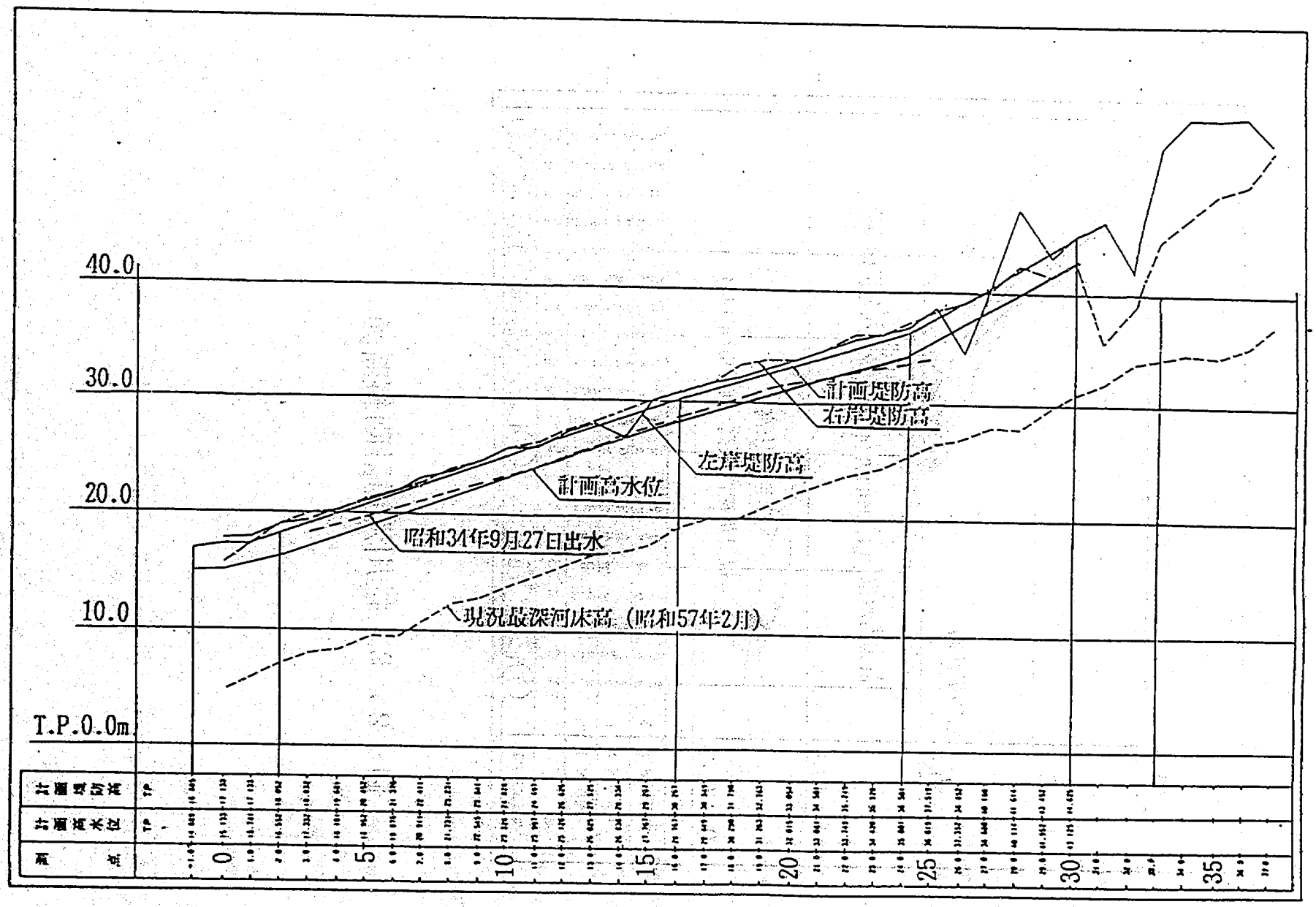
次に図－2.16.1～2.16.3は，現況河道と落差工分散案および集中案の各流量時における摩擦速度u_*の縦断変化を示したものである。$Q=2,000 m^3/s$の現況河道時は，高水敷上へ若干乗る流れであるが，計画河道でははぼ低水路内のみの流れになるものと考えられる。この場合も縦断的に見て4.6km付近から下流のu_*が上流河道より全体に大きく，さらに4.6km～1.0km間では，落差工分散案および集中案が現況河道時より増大している。この傾向は他の流量時においても同じである。なお，流量が多くなると摩擦速度u_*も大きくなるが，流量の増大に比して，それほど大きくはなっていない。すなわち，流量の増大に伴って，掃流力はあまり大きくならないものと考えられる。



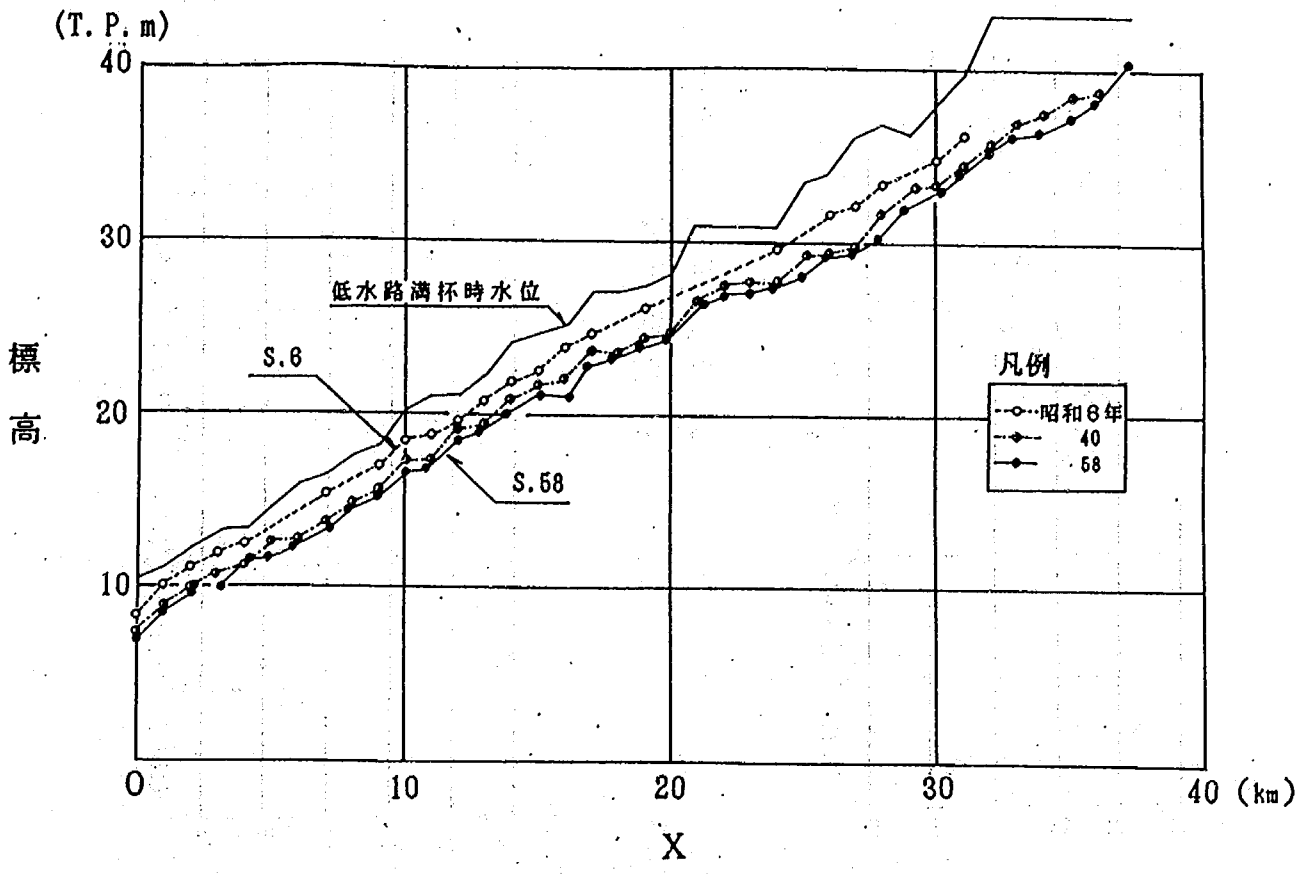
図－２．１　淀川・宇治川河道計画縦断図



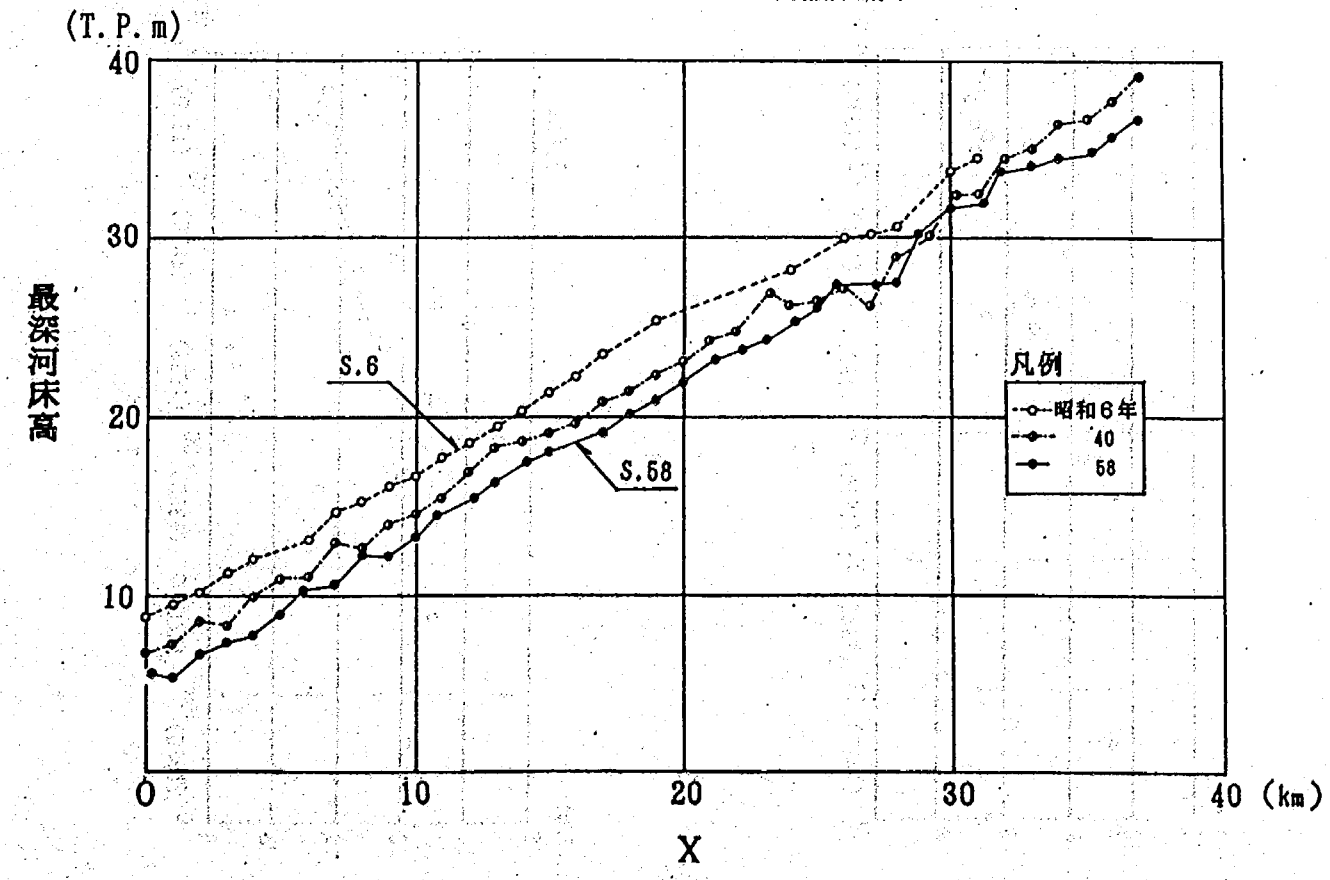
図－２．２　桂川河道計画縦断図



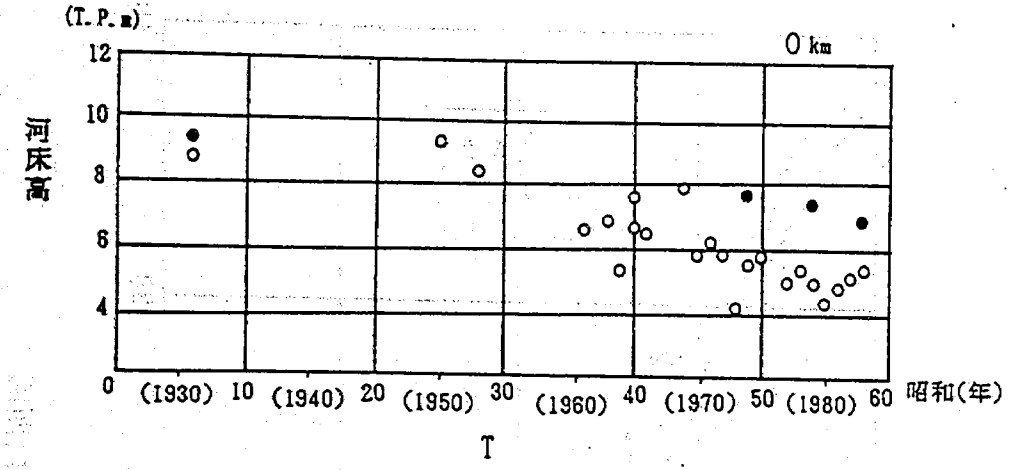
図－２．３　木津川河道計画縦断図

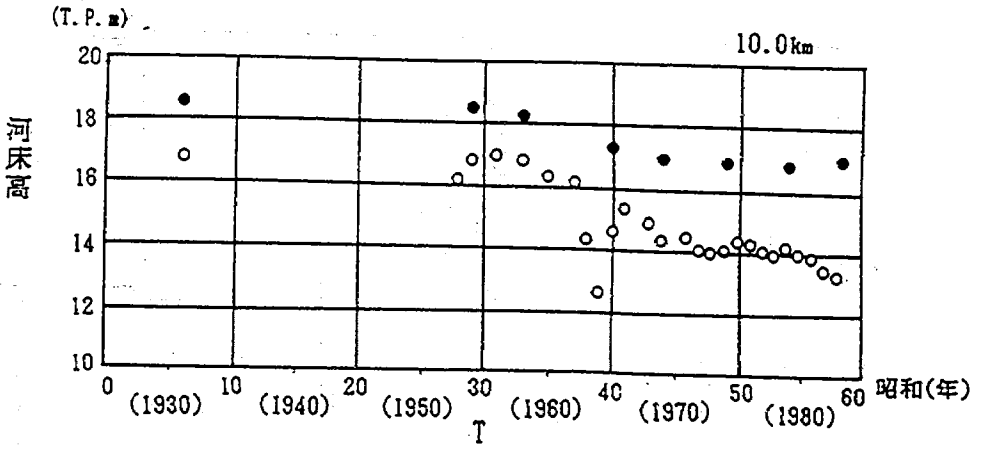


図－２．４　平均河床高の経年変化図

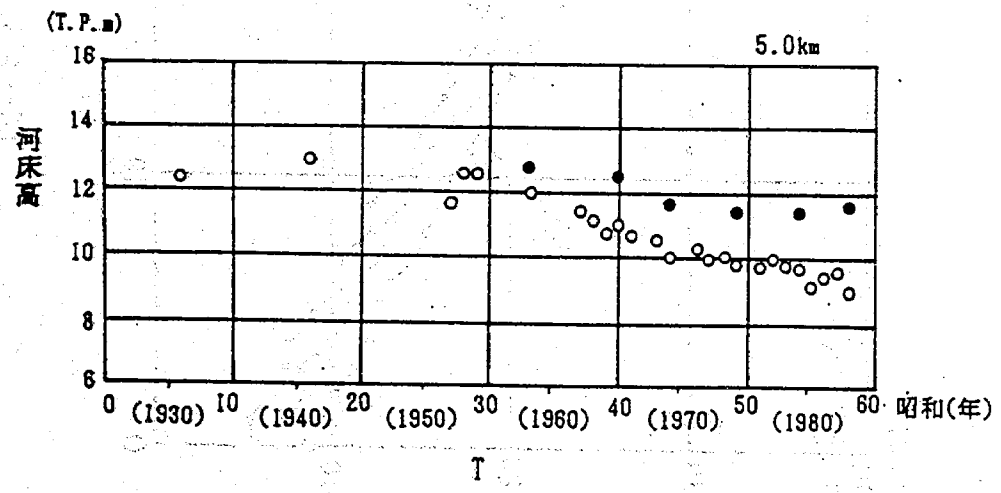


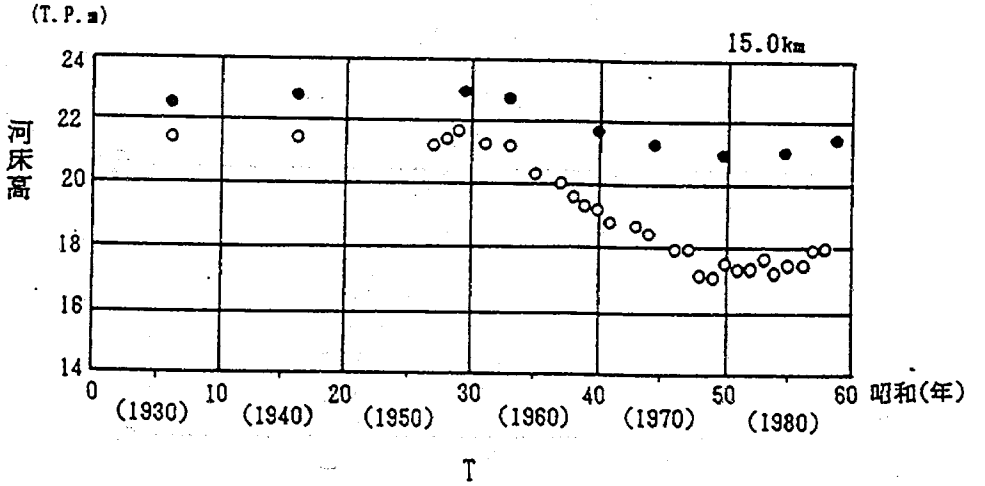
図－２.５　最深河床高縦断図



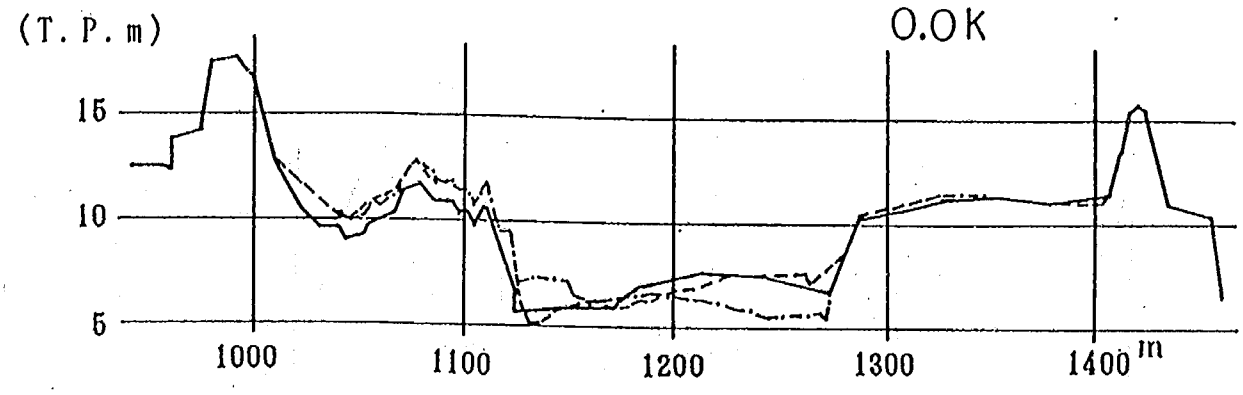


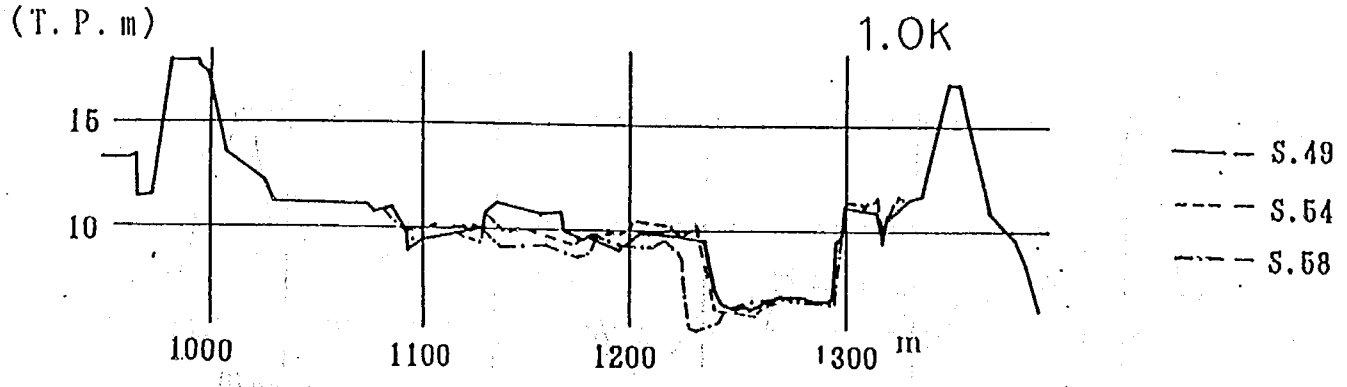
● 平均河床（低水路内）
○ 最深河床

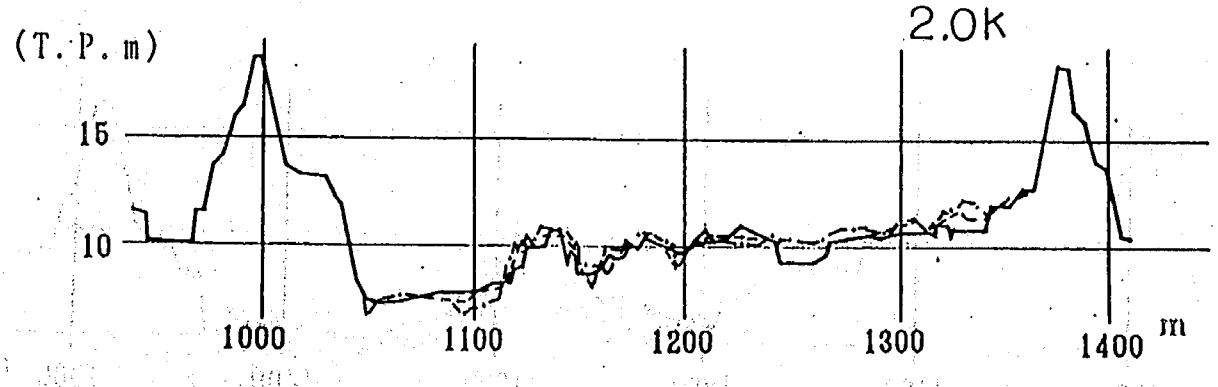




図－2.6　平均河床・最深河床の経年変化







図－2.7.1　木津川河床横断形経年変化

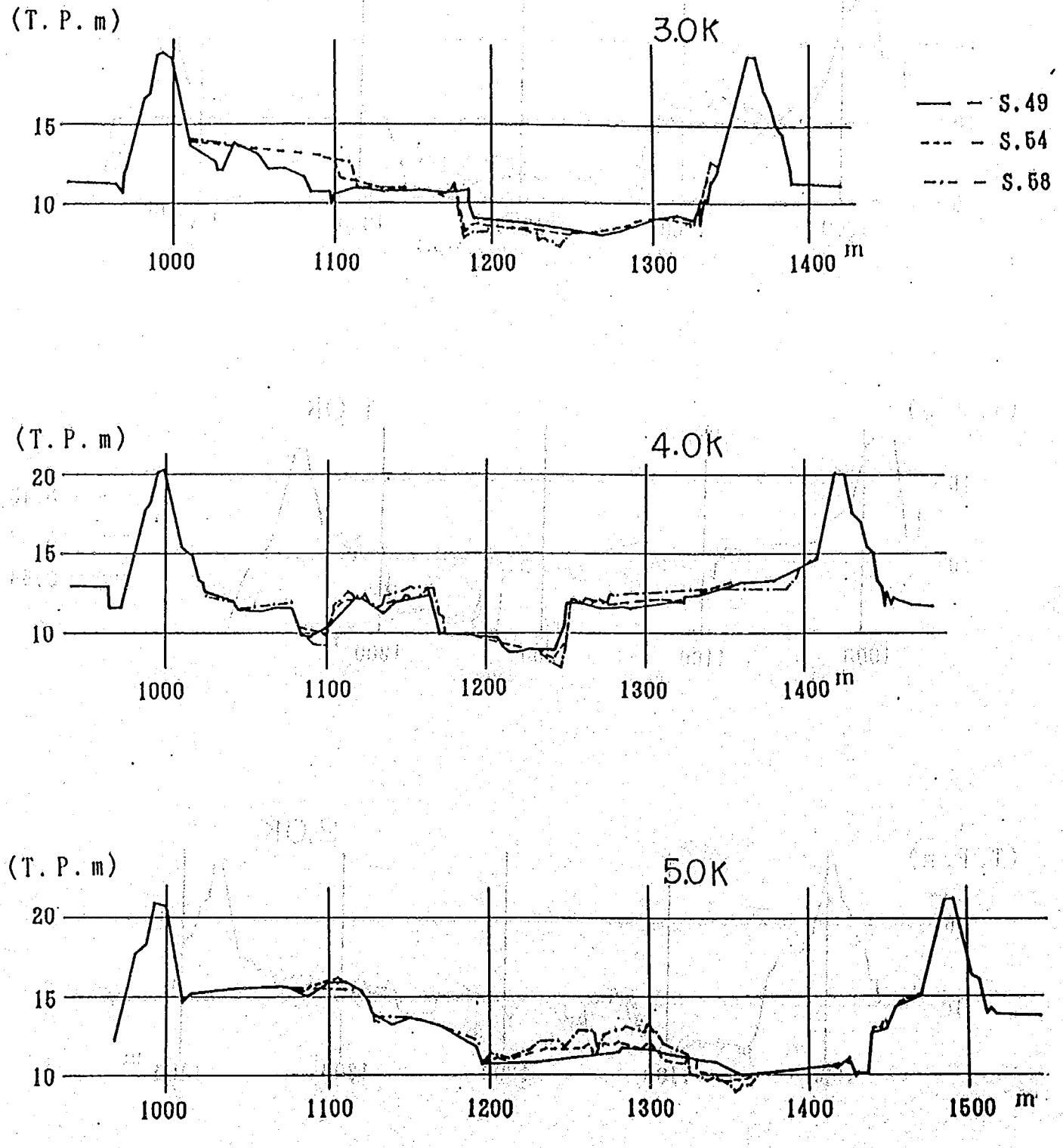
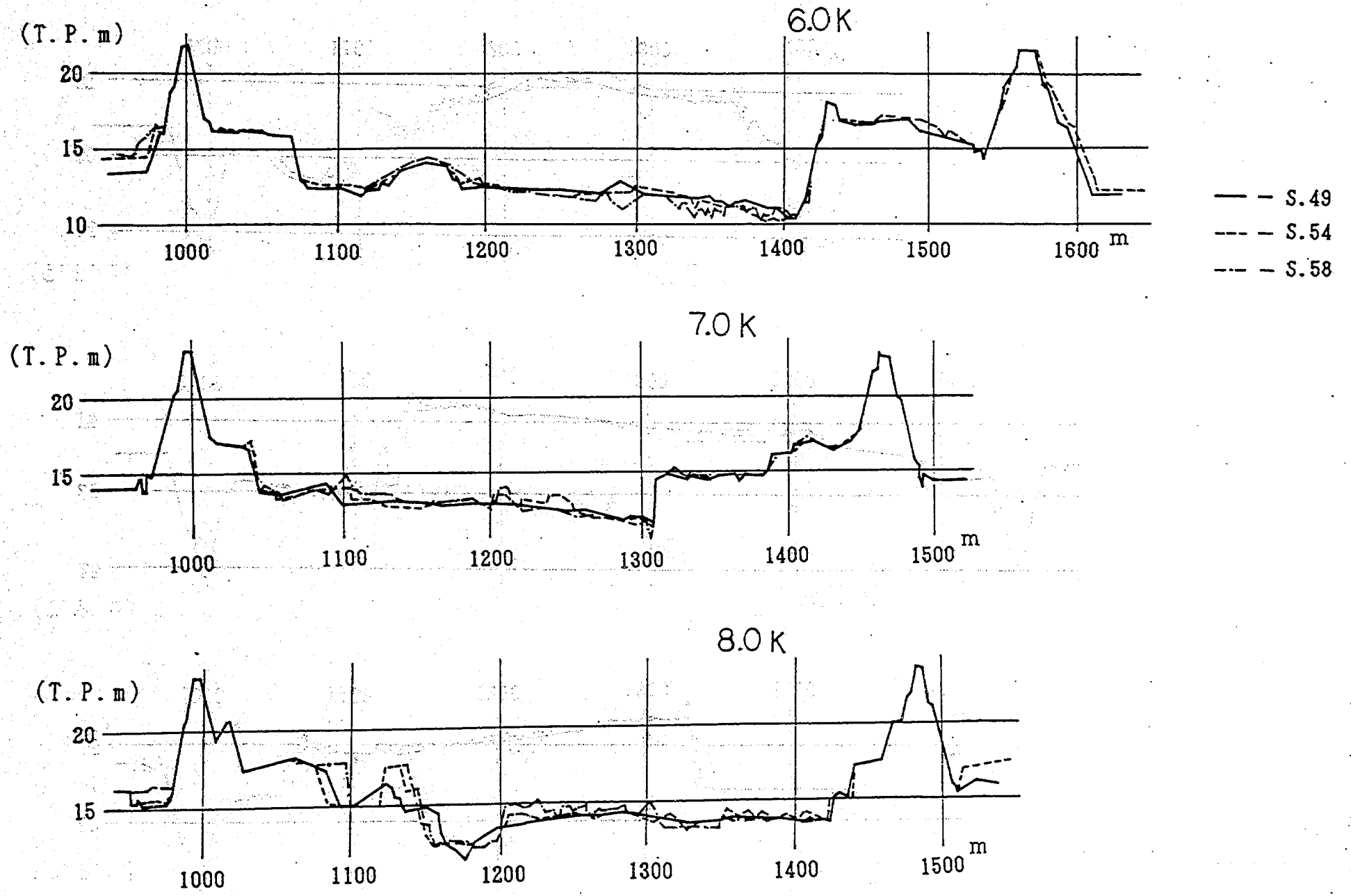
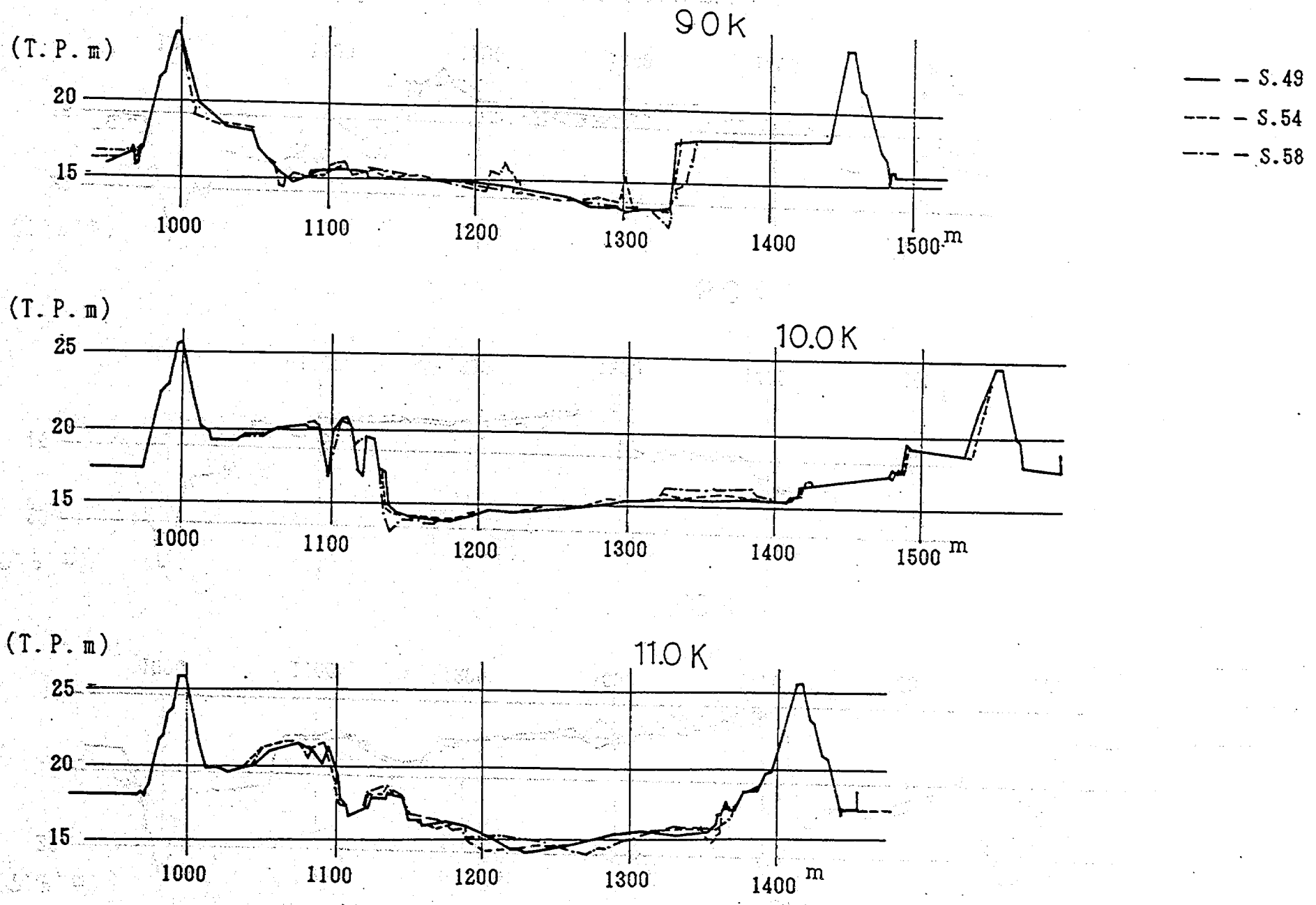


図-27.2 木津川河床横断形経年変化



図−2.7.3　木津川河床横断形経年変化



図−2.7.4　木津川河床横断形経年変化

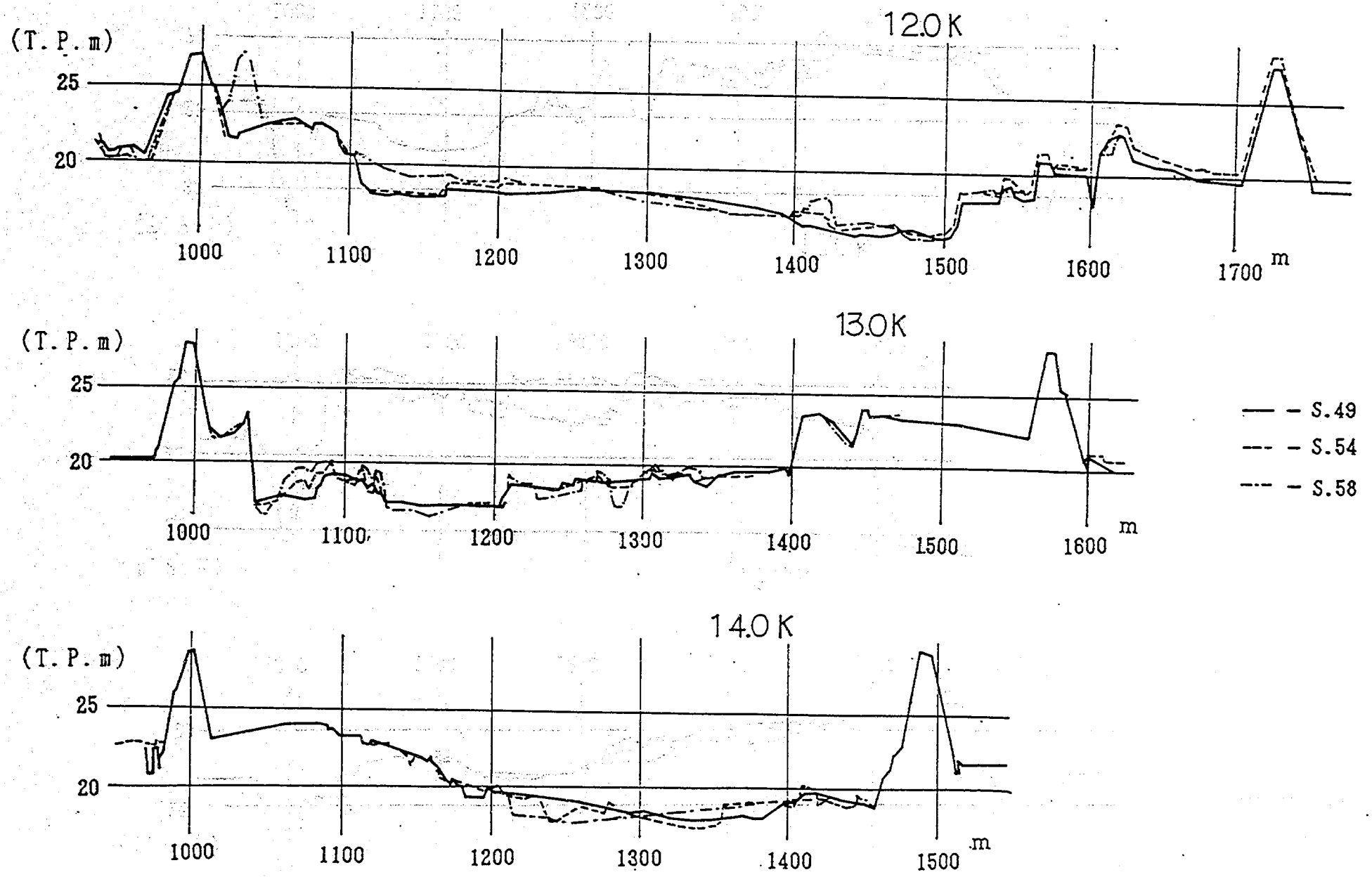
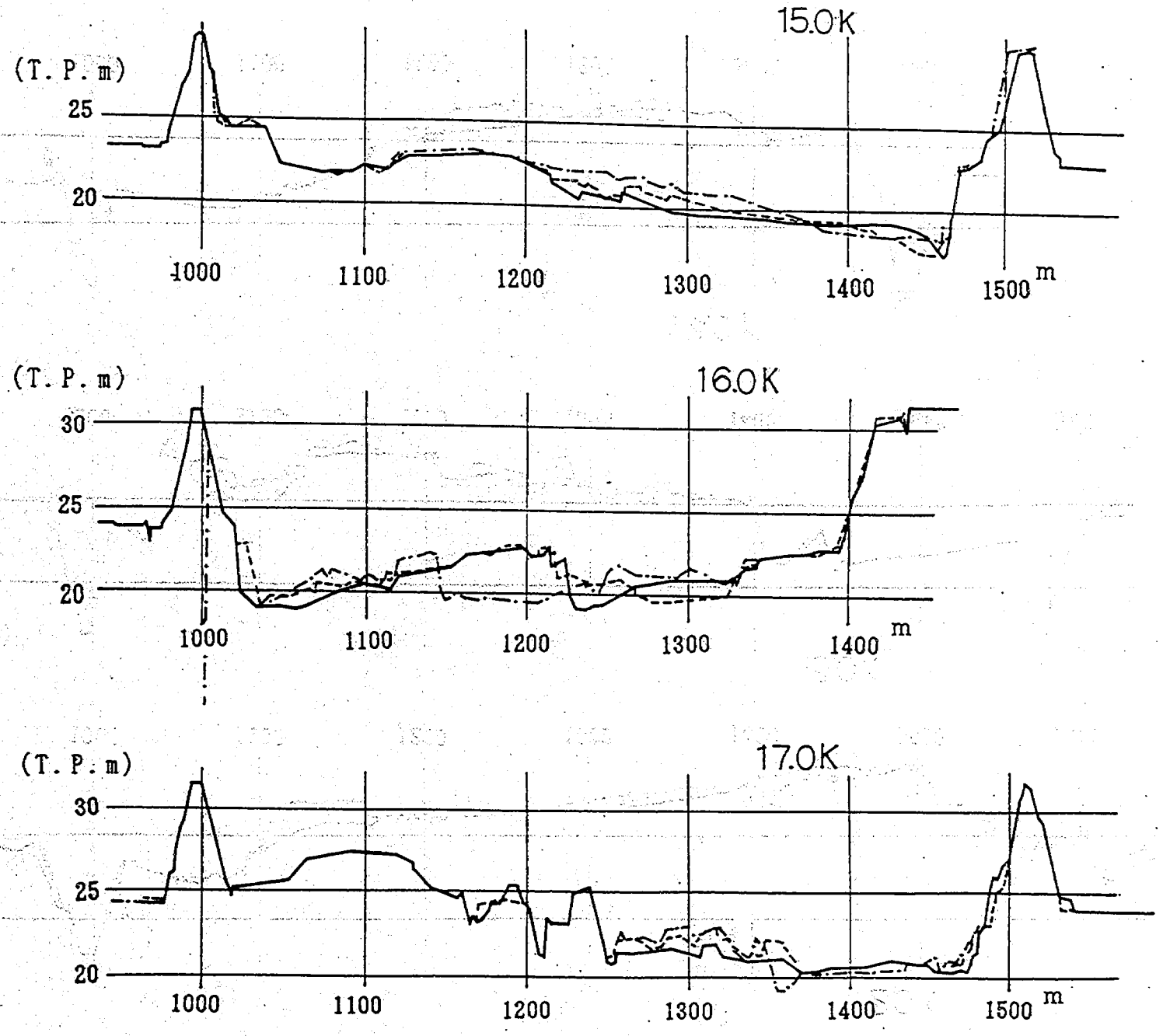
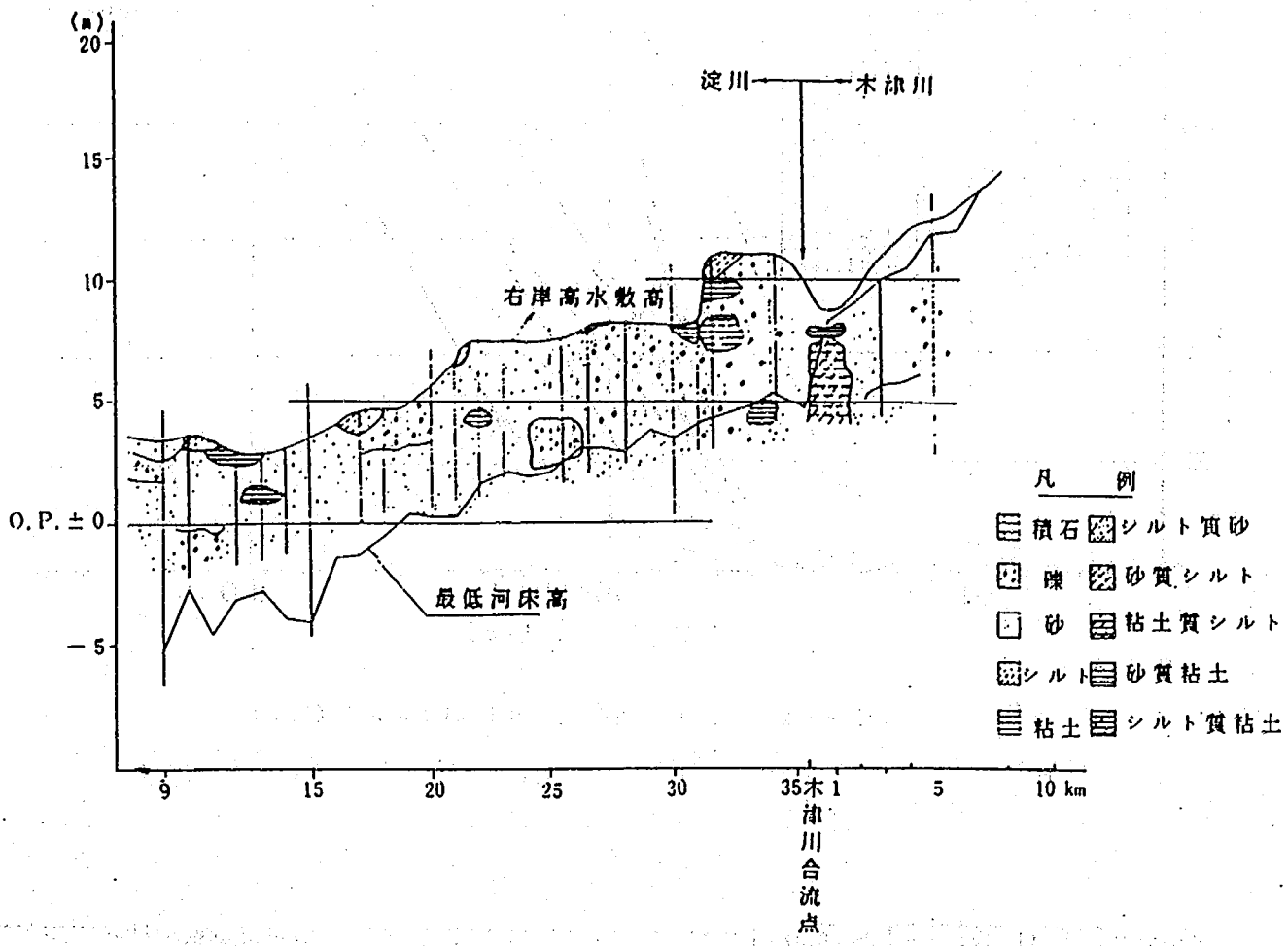


図-2.7.5 木津川河床横断形経年変化



図−27.6　木津川河床横断形経年変化


(m)
20
15
10
5
O.P.±0
−5
淀川
木津川
右岸高水敷高
最低河床高
凡　例
積石
礫
砂
シルト
粘土
シルト質砂
砂質シルト
粘土質シルト
砂質粘土
シルト質粘土
9
15
20
25
30
35
木津川合流点
1
5
10 km

図－２．８　淀川河道地質図

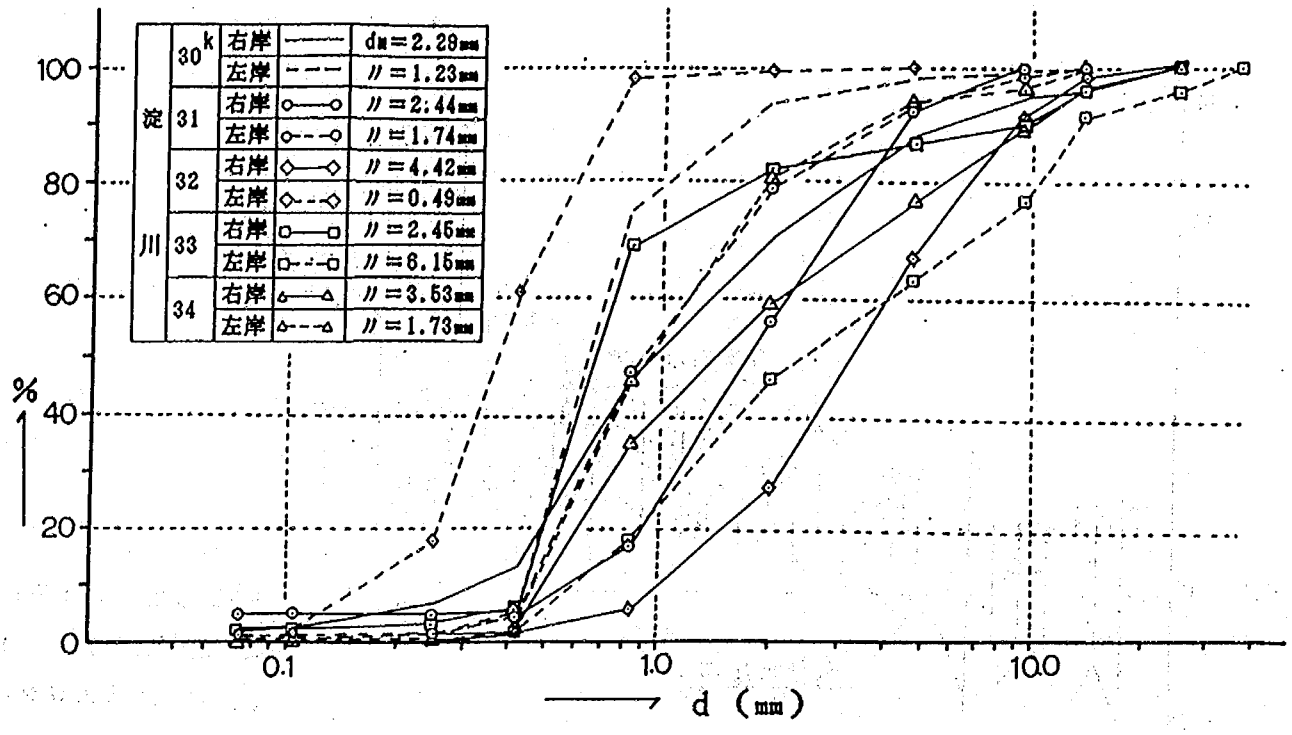


図 — 2．9．1　粒径加積曲線（淀川）

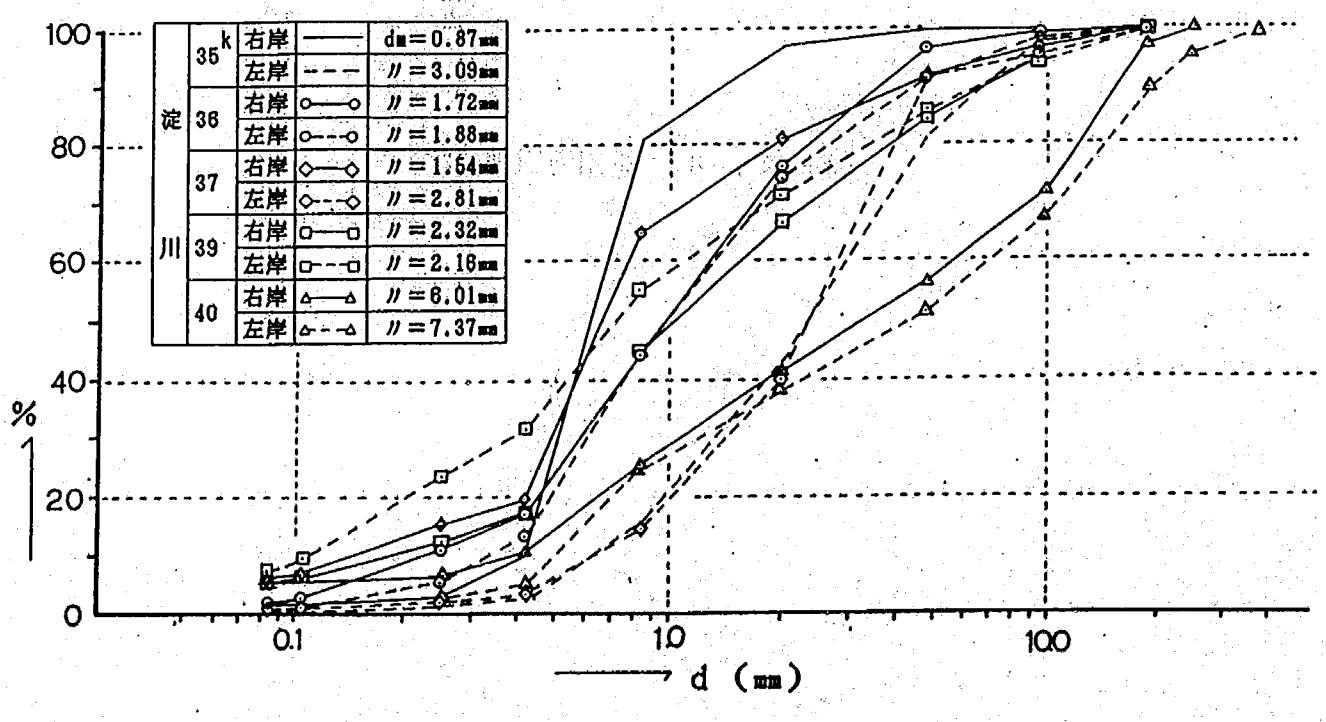


図 — 2．9．2　粒径加積曲線（淀川）

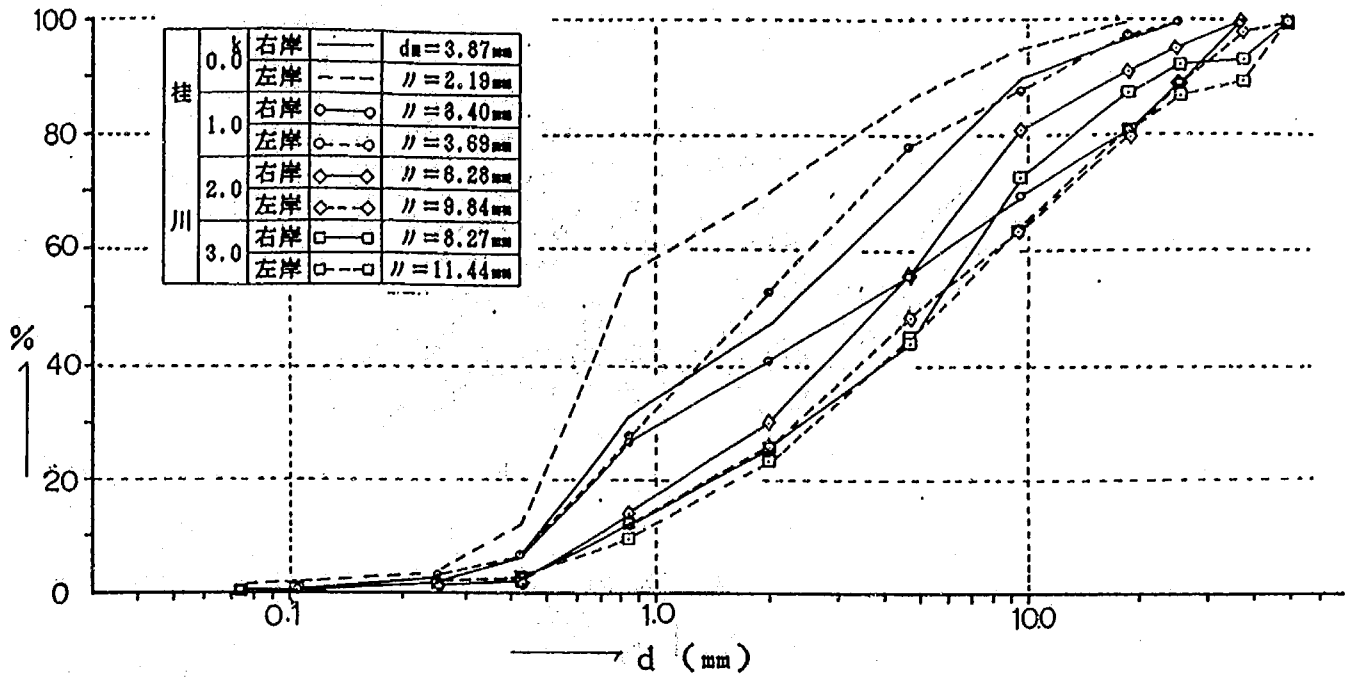


図 — 2．9．3　粒径加積曲線（淀川）

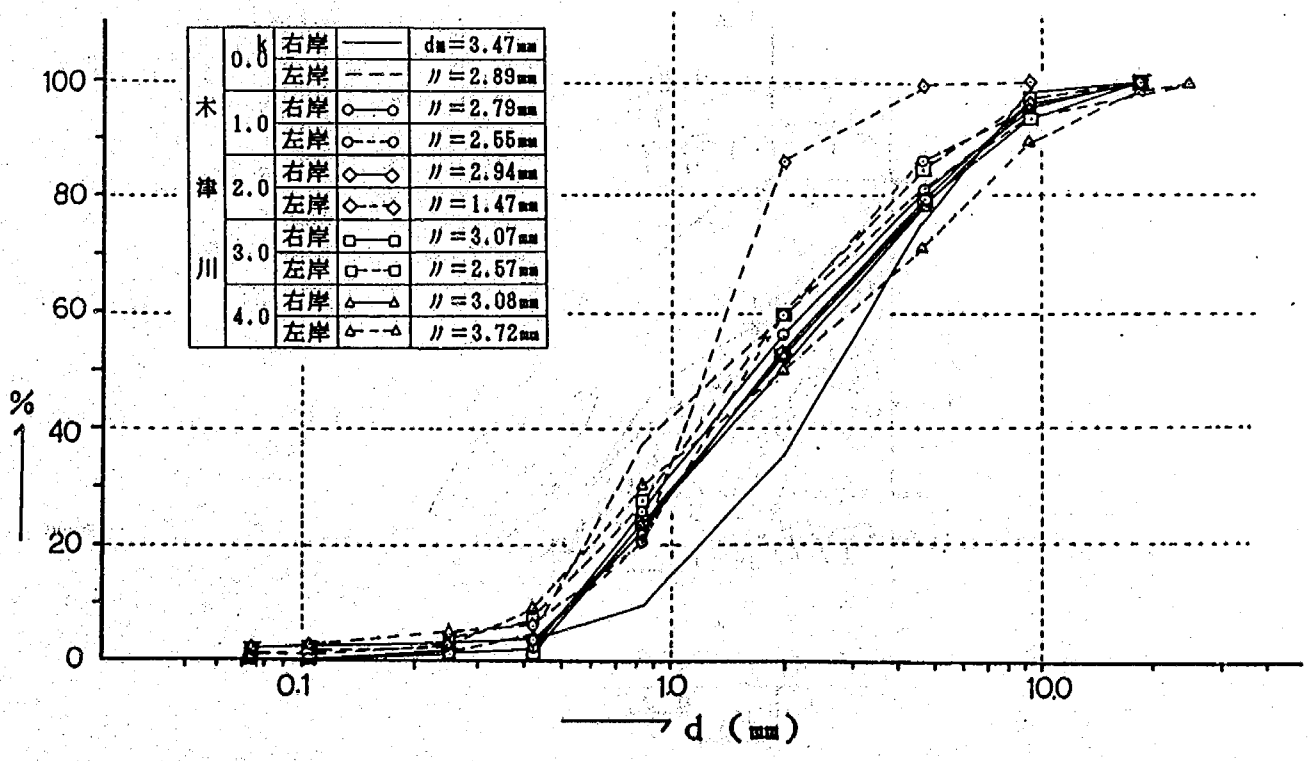


図 —2，9，4　粒径加積曲線（淀川）

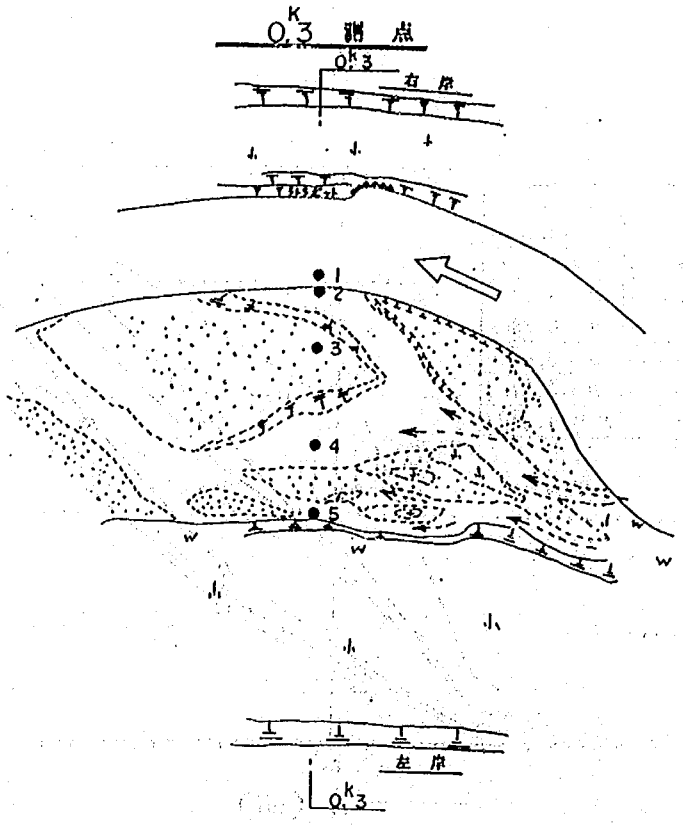


図 —2.10.1 採取位置図

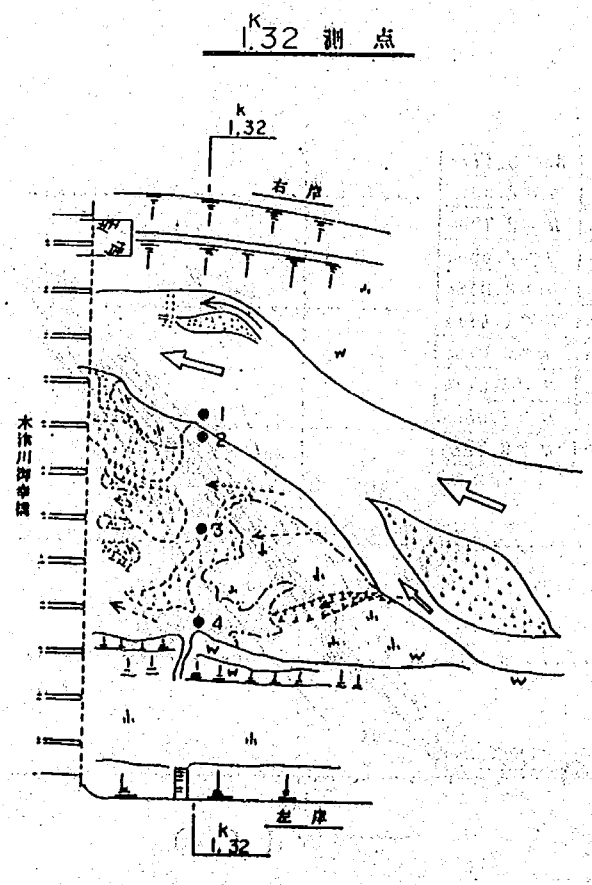


図 —2.10.2 採取位置図

2K8 測点

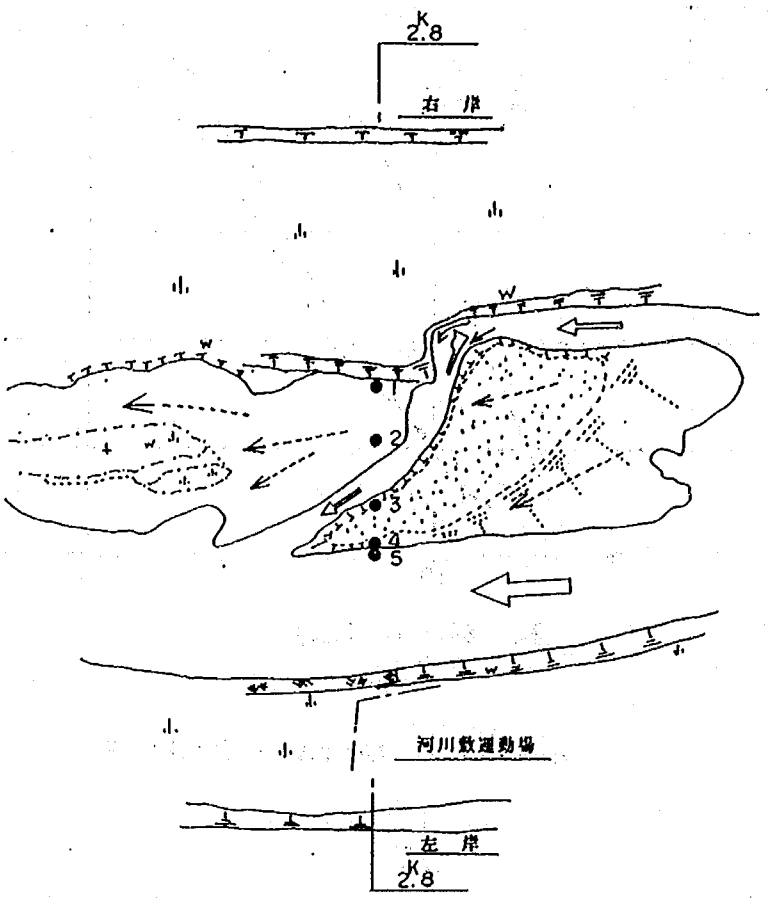
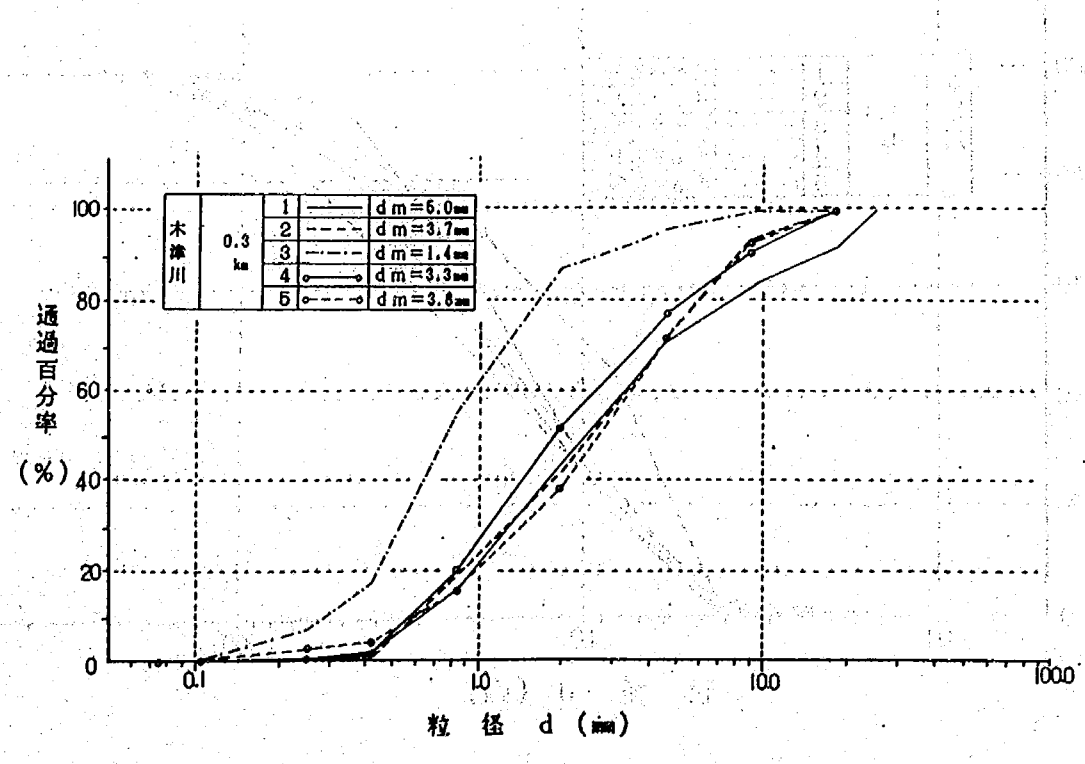
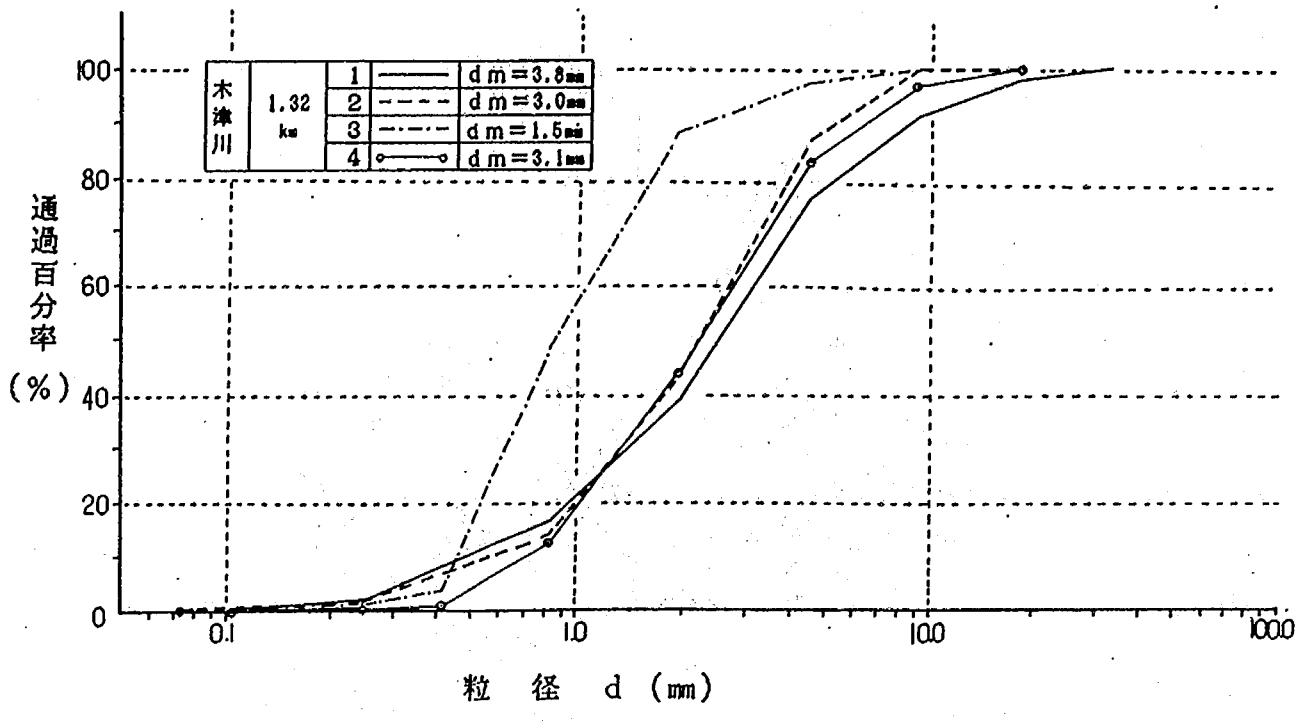


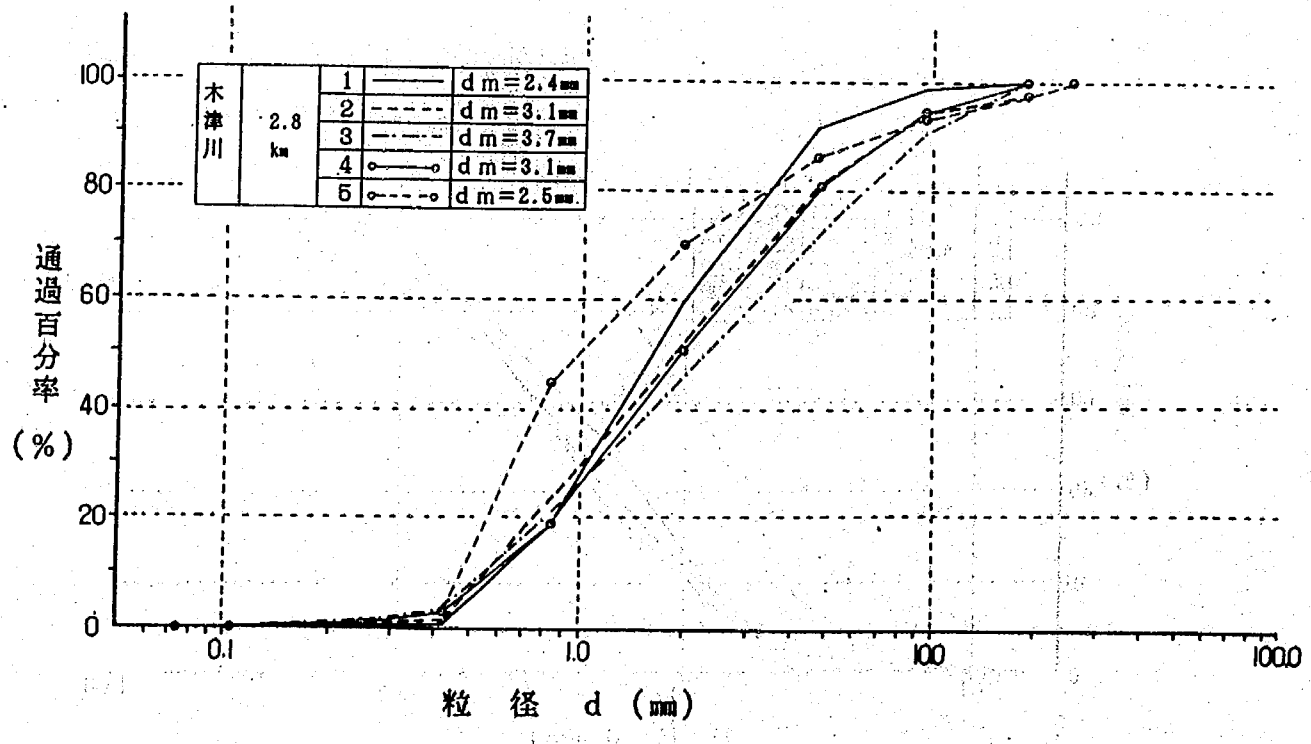
図 —2.10.3 採取位置図



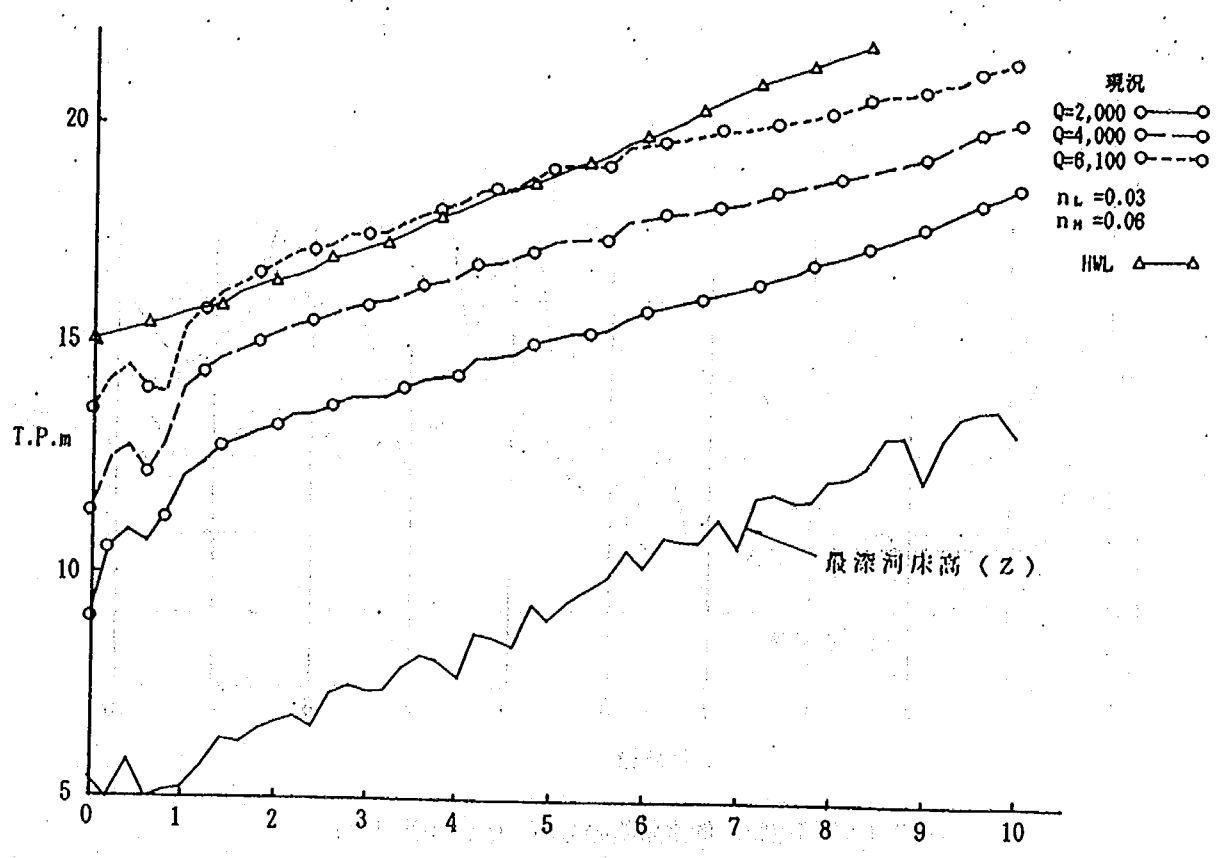
図－2.11.1 粒径加積曲線（木津川）



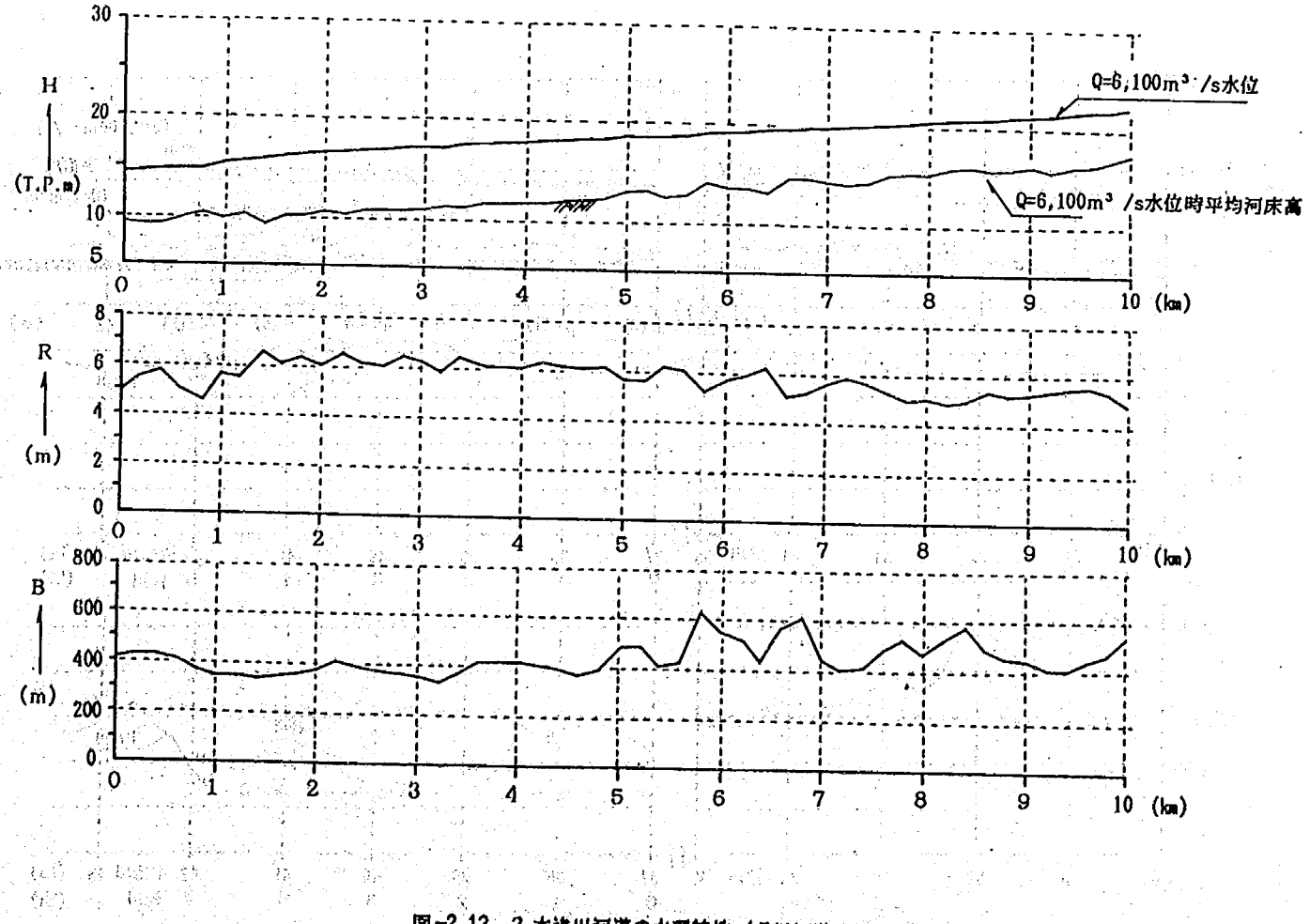
図－2.11.2 粒径加積曲線



図－2.11.3 粒径加積曲線（木津川）



図−2.12.1 水位縦断図（現況、不等流計算）



図−2.12.2 木津川河道の水理特性（現況河道，Q=6,100m³/s）

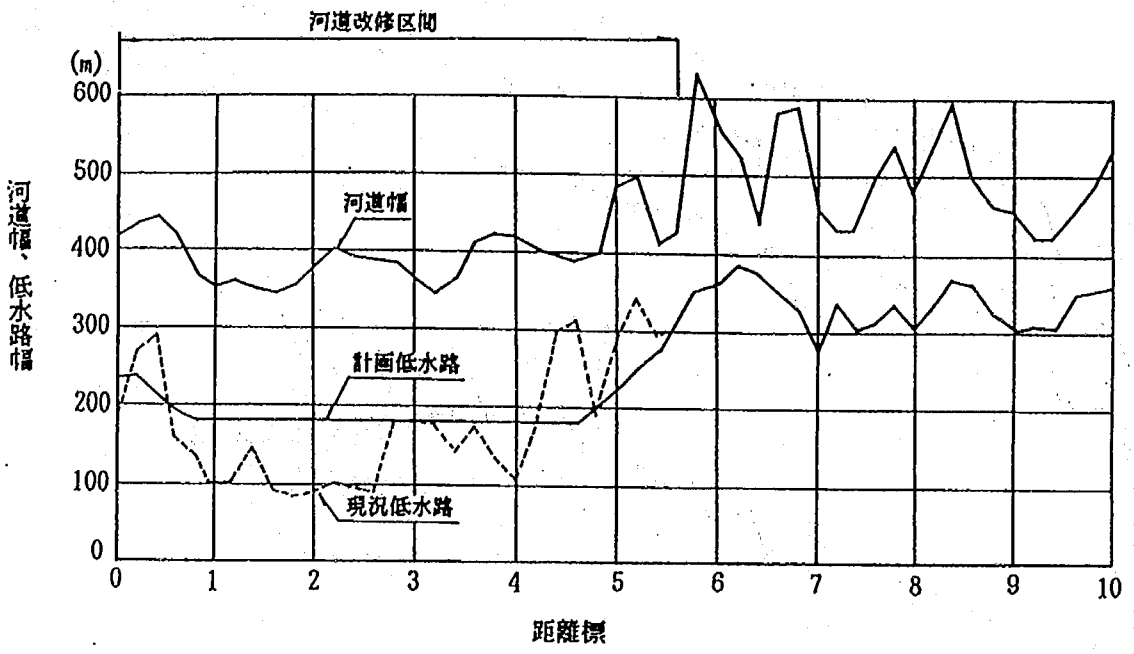


図-2.12.3河道幅、低水路幅の分布、Q=6,100m³ /s

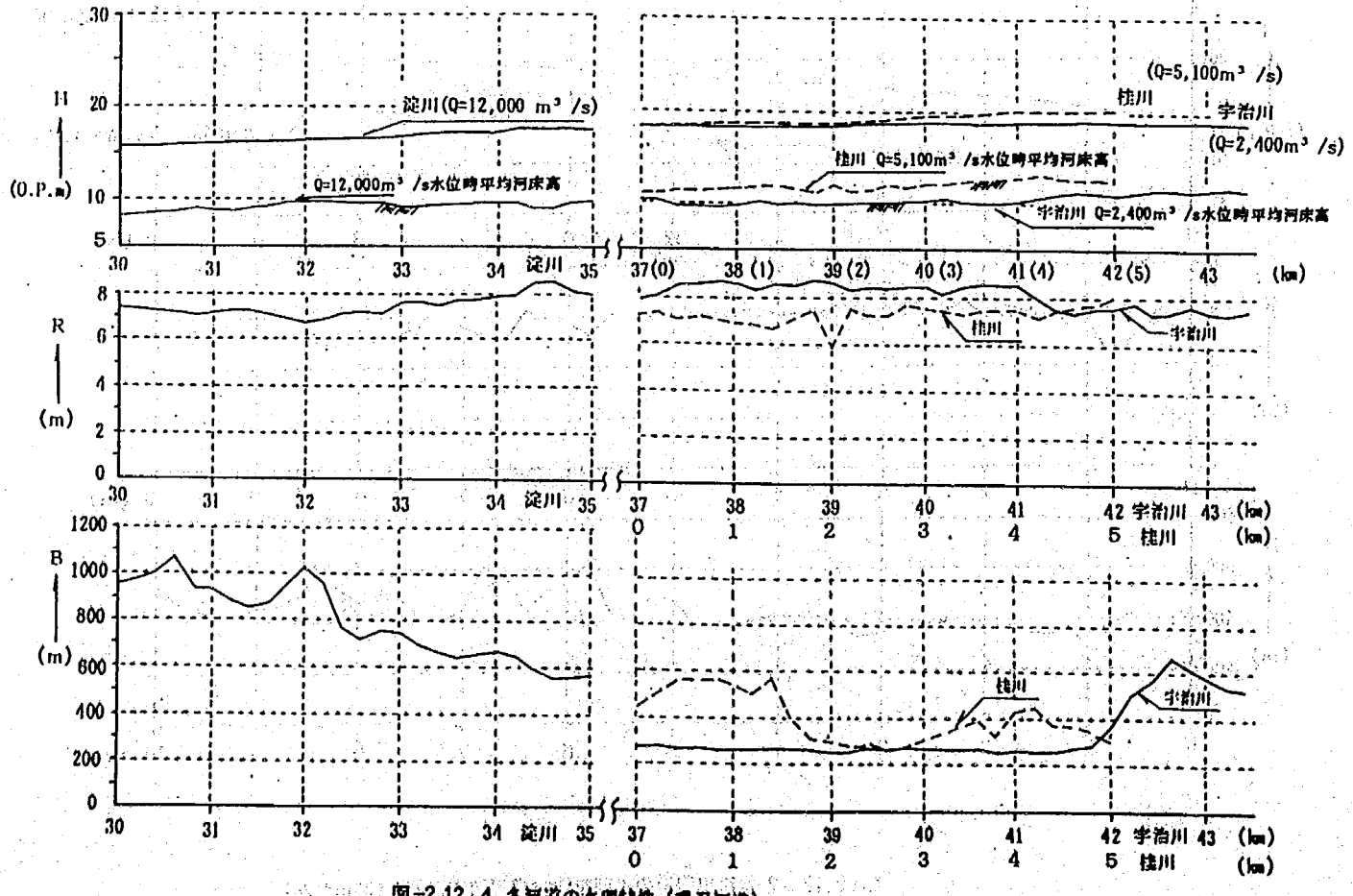


図-2.12.4 各河道の水理特性（現況河道）

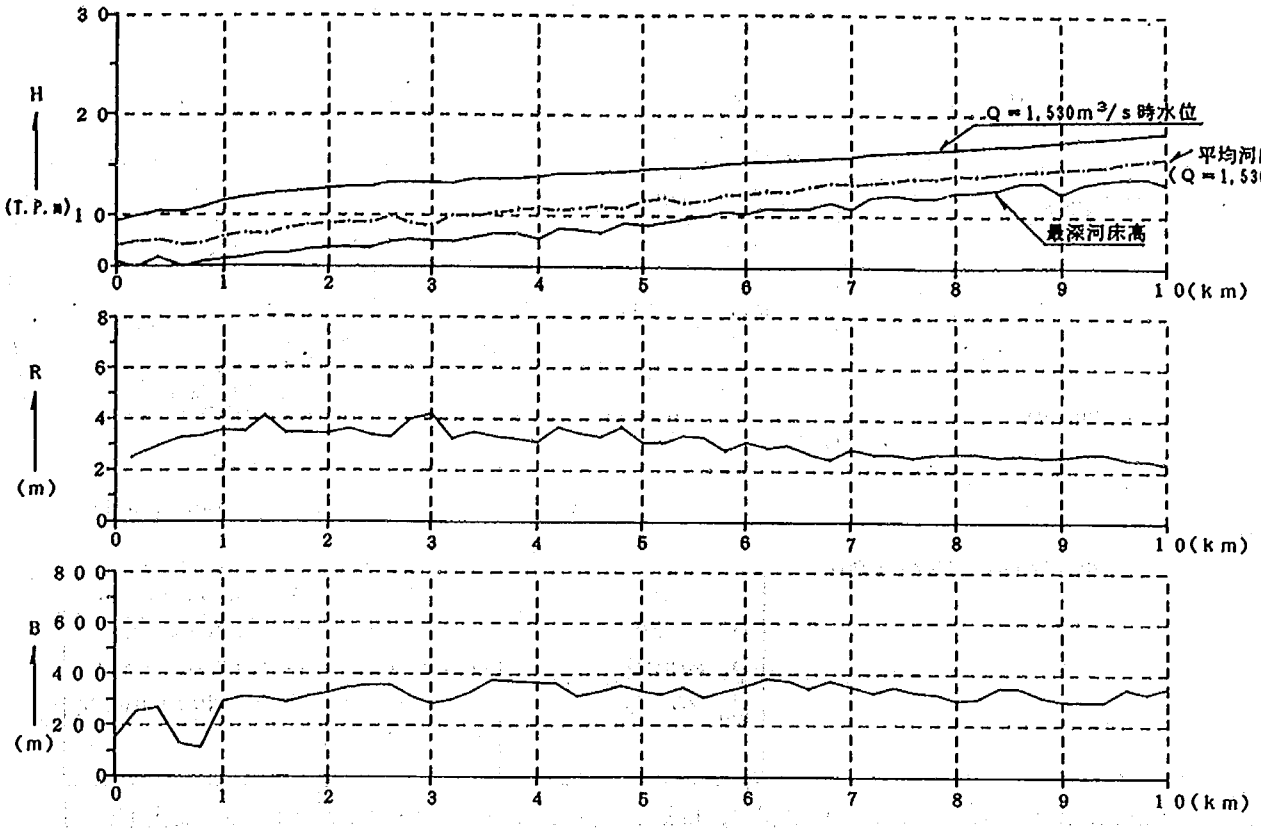


図-2.13.1木津川河道の水理特性（現況河道Q＝1,530m³/s）

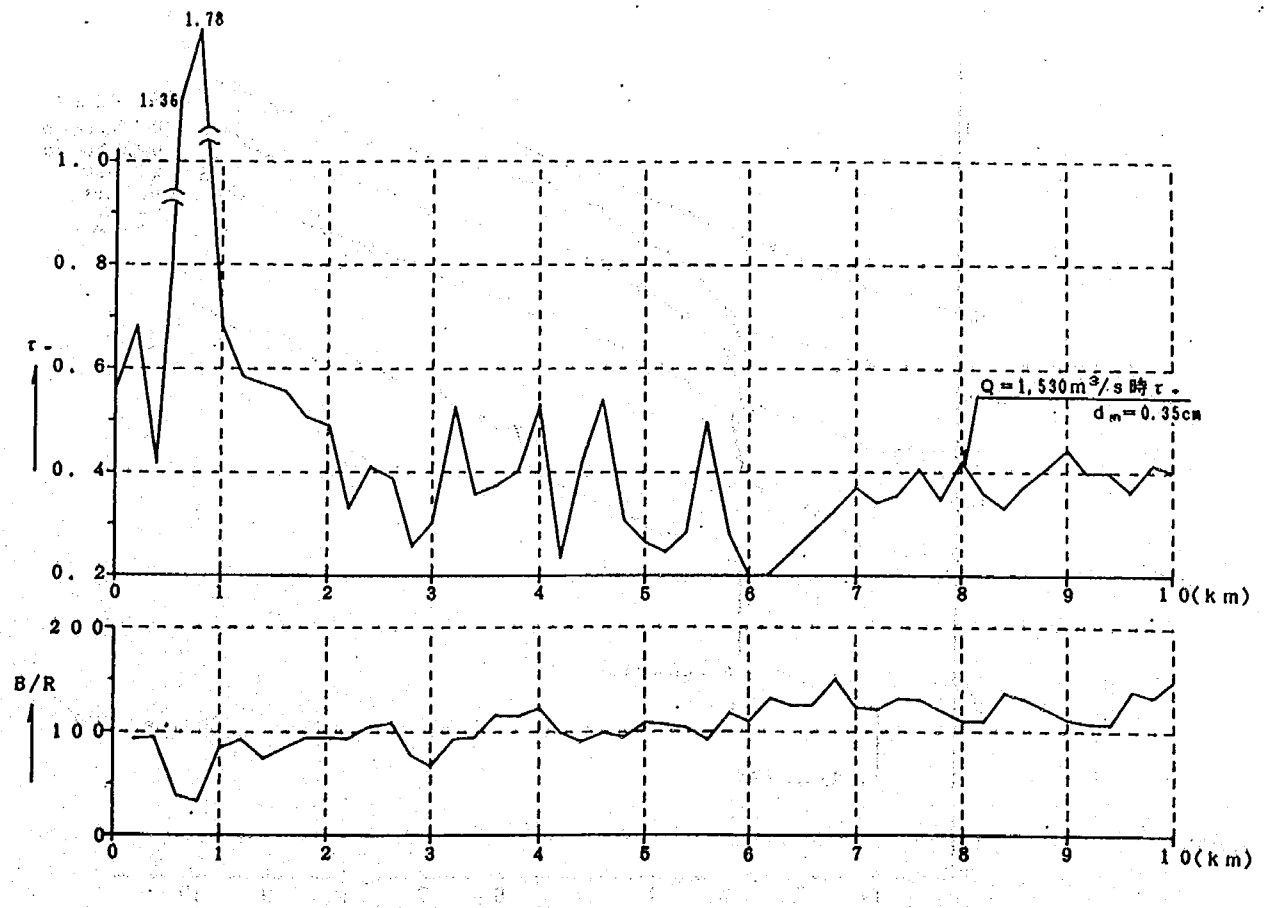


図-2.13.2木津川河道の水理特性（現況河道 Q＝1,530m³/s）

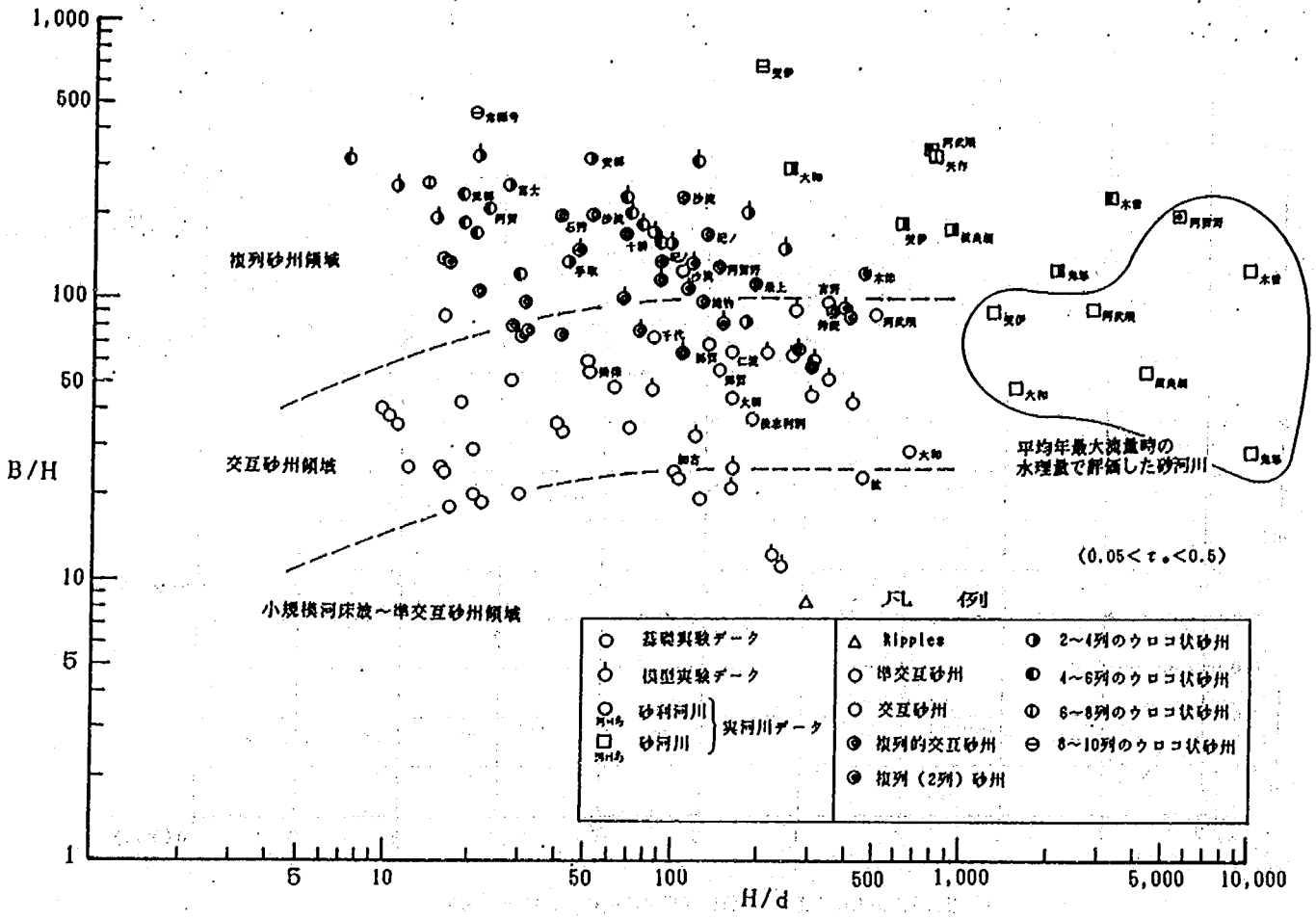


図-2.14砂州の発生領域区分

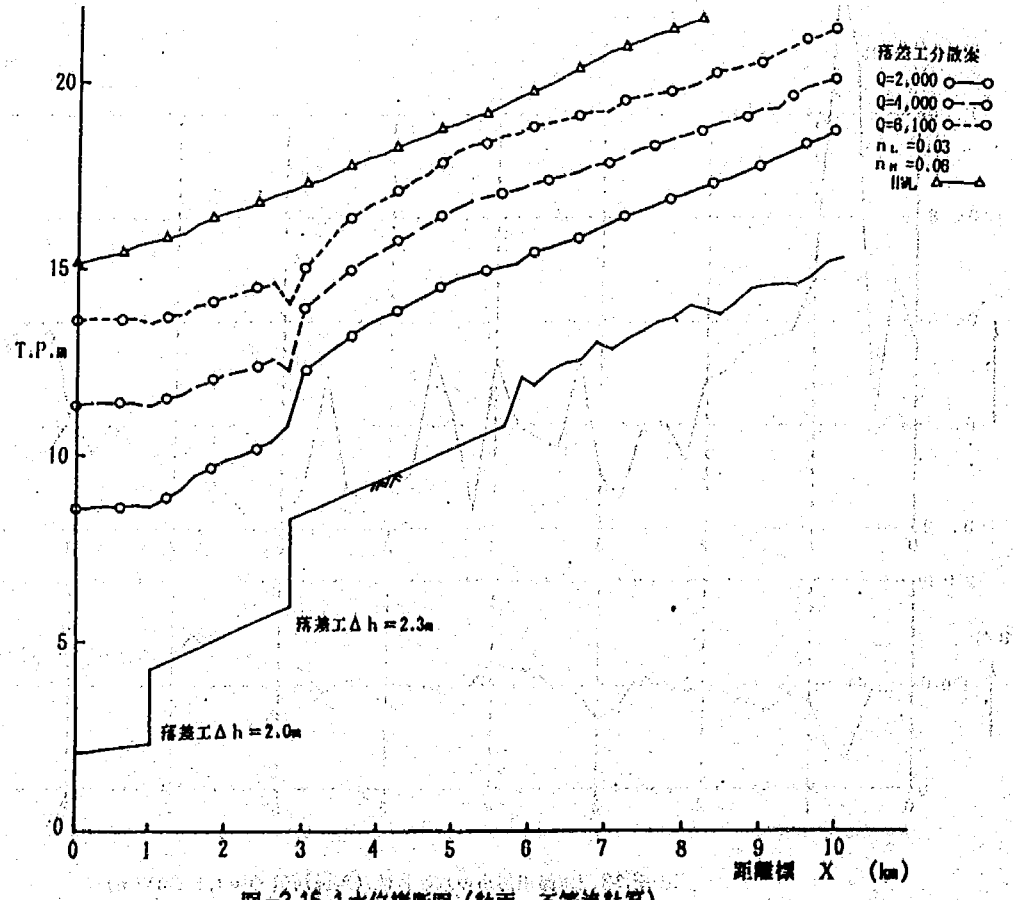


図-2.15.1水位縦断図（計画、不等流計算）

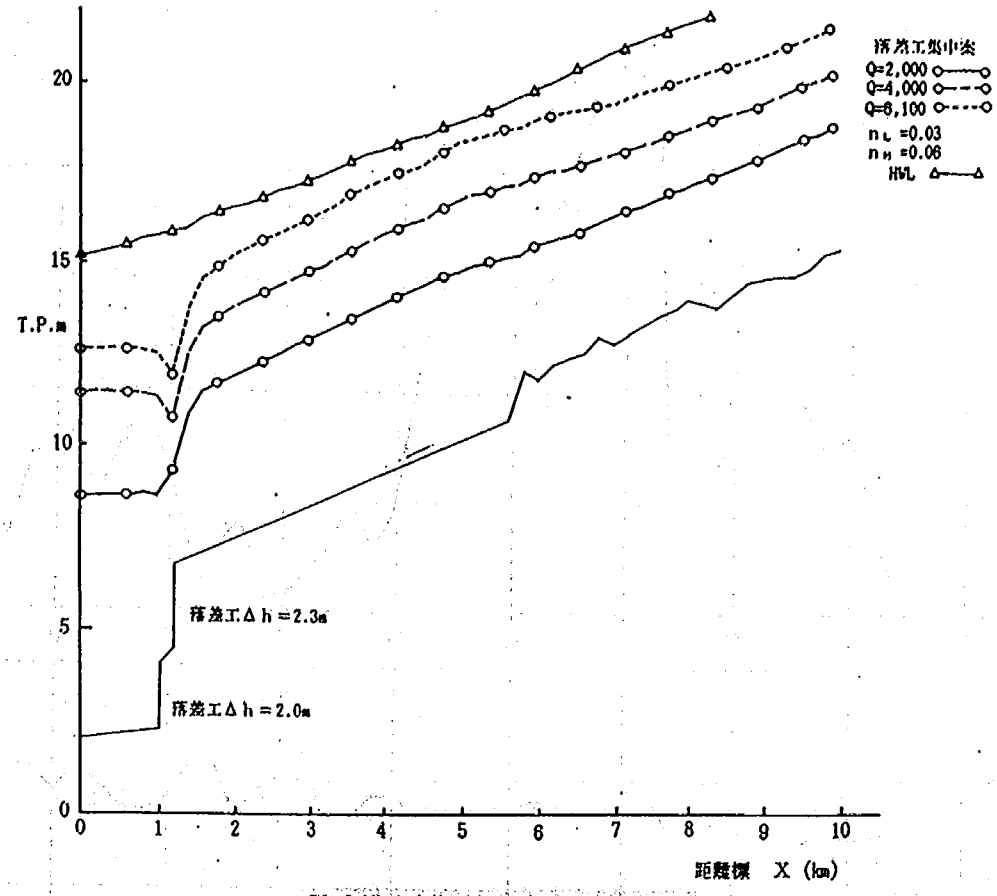


図-2.15.2水位縦断図（計画、不等流計算）

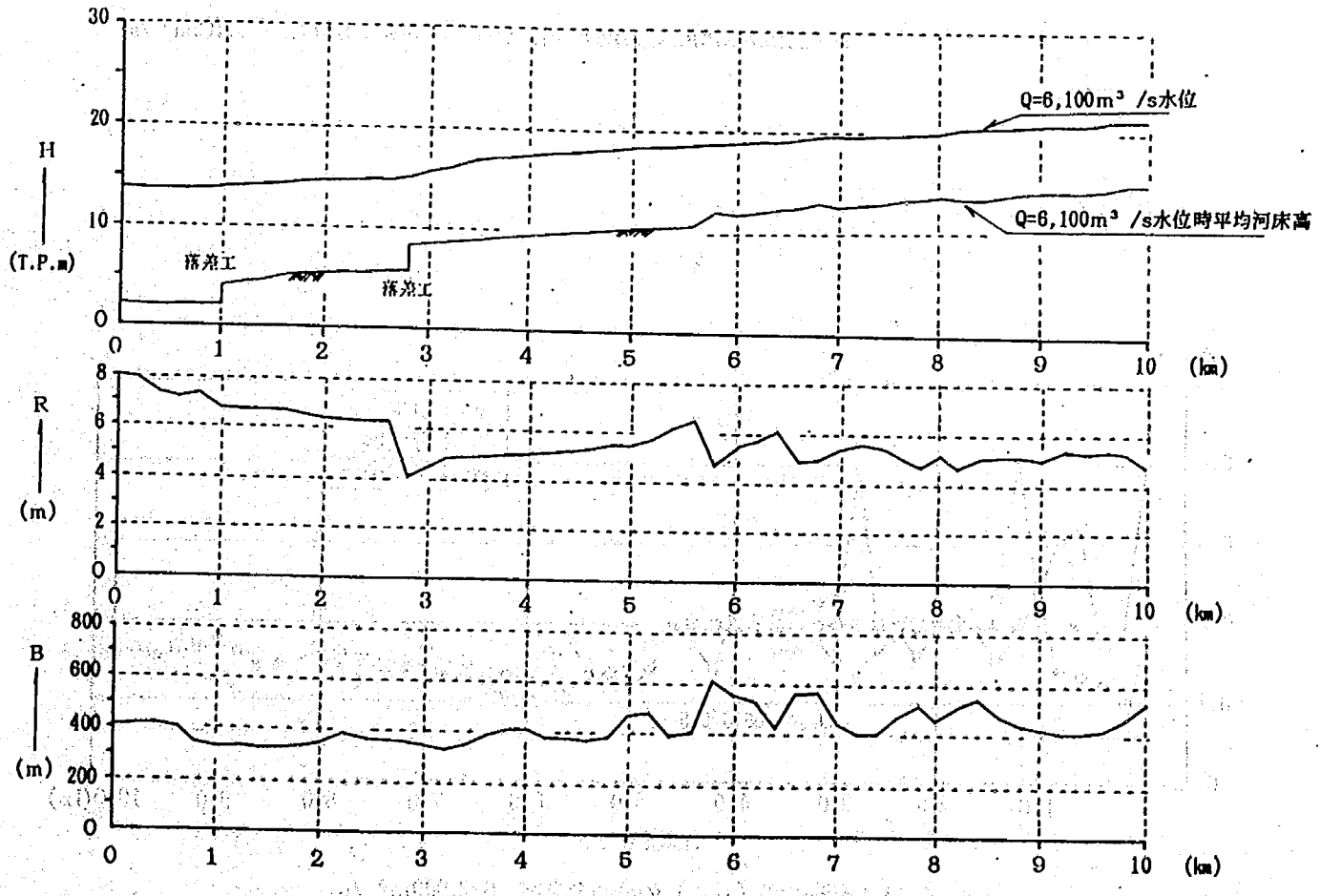
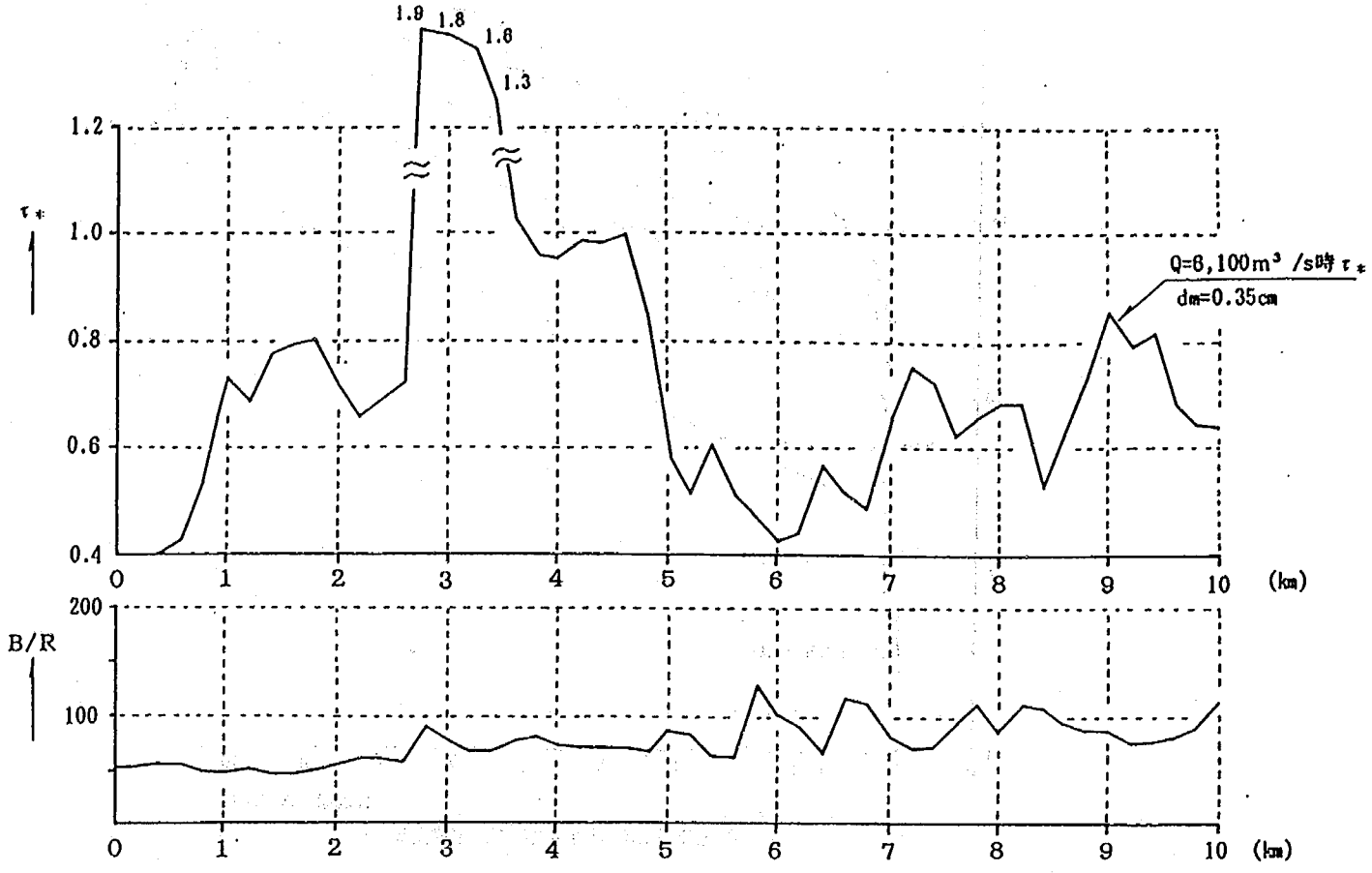
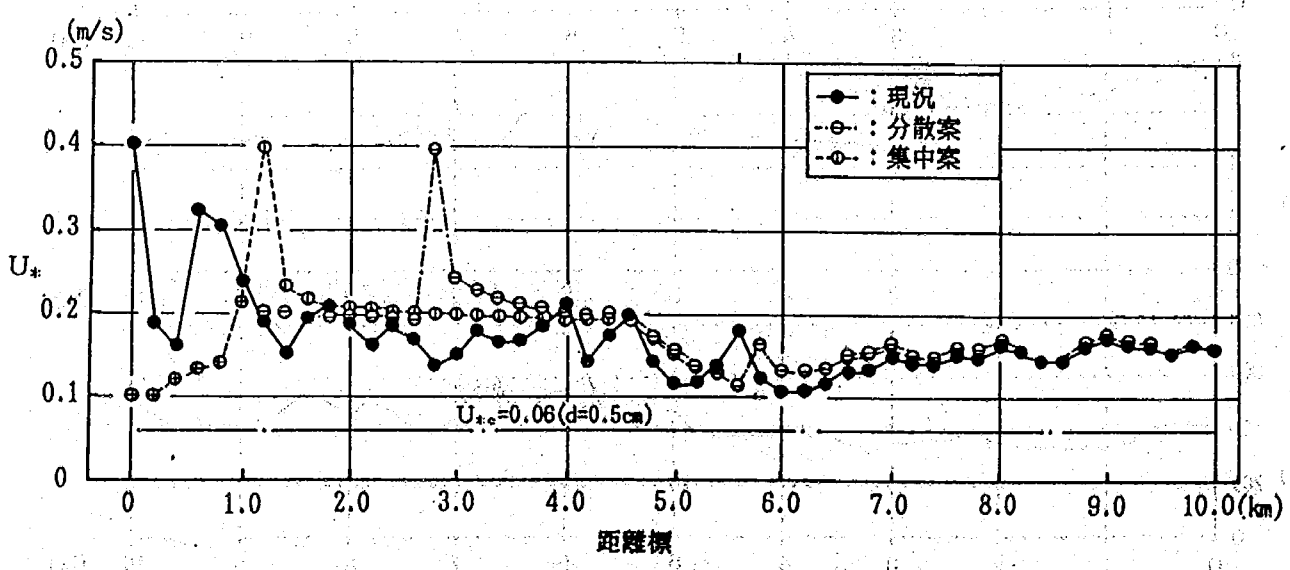


図-2.15.3木津川河道の水理特性（計画河道落差工分散案，Q=6,100m³/s）



図－2.15.4木沢川河道の水理特性（計画河道落差工分散案，Q=6,100m³/s）



図－2.16.1摩擦速度（u_*）の縦断分布図、Q=2,000m³/s
（下流端水位：　　TP+8.609）

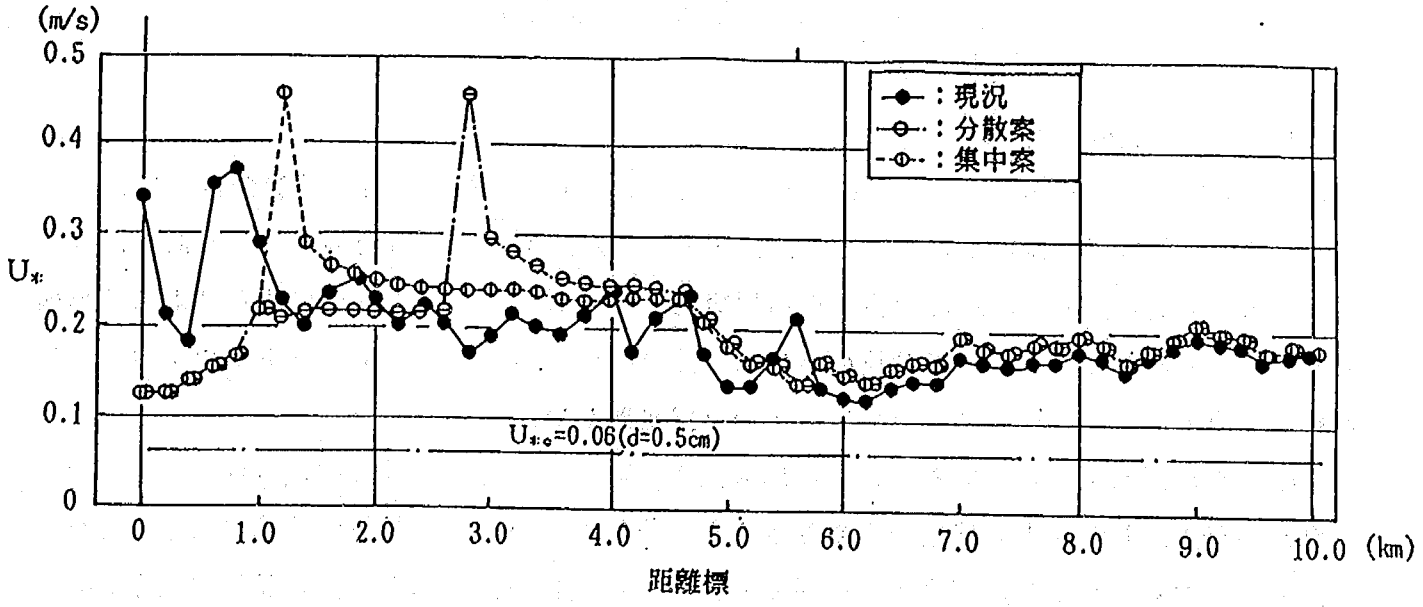


図-2.16.2摩擦速度（u_*）の縦断分布図、Q=4,000m³ /s
（下流端水位：　　TP+11.391）

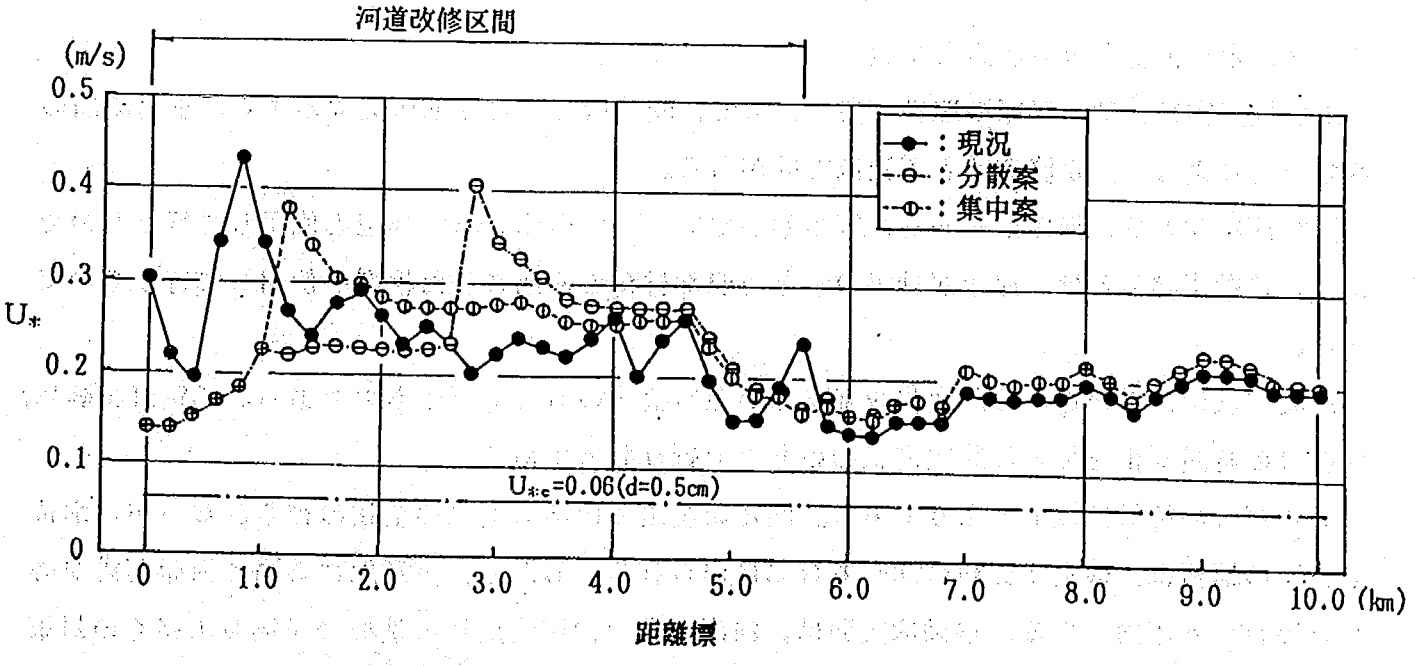


図-2.16.3摩擦速度（u_*）の縦断分布図、Q=6,100m³ /s
（下流端水位：　　TP+13.617）

第３章 模型の概要と実験方法

３－１．模型実験の役割

模型実験は，水理計算があまり明確でない場合においても，初期条件と境界条件を与えることにより，容易に解を得ることができる。河川の検討対象エリアが合流部や急わん曲を形成しているような場合，河道法線形の修正や河川構造物の設置あるいはこれらの組合せ効果の影響を把握するにあたっては，水理計算のみに依り難い面がある。ショートカットや樹木の伐採にともなう流水抵抗の低減値についても，その算定が難しい。

このような問題を抱えている場合，水理模型実験による検討が有効と考えられる。すなわち，３次元性が卓越しかつ土砂移動をともなうような流れにおいては，数値計算はまだ十分な精度を持っていない。しかし，模型実験に対する過度の信頼は危険である。実験結果の考察にあたっては，相似性や実験に使用する現地データの精度等を考慮して行う必要がある。

本模型実験の目的は，淀川三川合流部の大規模な河道改修について，適切な計画を立てることにある。そのためには，実験結果だけでなく現地記録や数値計算も参考にしながら，総合的な検討を行うことが必要である。

３－２．水理模型実験の種類と特徴

水理模型実験には，河床の取扱い方によって，固定床実験と移動床実験があり，また時間の取扱い方によって，定流実験と不定流実験がある。

固定床実験とは，河床がモルタル等の動かない材料で構成された模型を使用して行うものである。移動床実験とは，河床が砂等の移動可能な材料で構成された模型を使用して行うものである。

定流実験は，水理量の時間変化を与えない定常状態のもとで行うものである。不定流実験は，水理量の時間変化を与える非定常状態のもとで行うものである。

それぞれの特徴は以下のようである。固定床実験では河床変動の情報は得られないが，水位や流況の情報は，移動床実験に比べて容易に得られる。しかし，実現象において河床変動が著しい場合には不適である。移動床実験は，河床変動や構造物周辺の洗掘の予測およびその対策が検討可能である。固定床実験に比べて，費用と時間が多くかかる。また，相似性を満足することが困難な場合がある。定流実験は不定流実験に比べて簡便であり，現象の時間的変化過程を必要としない場合や流下能力の検討に適している。不定流実験は，氾濫過程，一洪水後の河床変化，堰の倒伏時の水位変化，遊水地の貯留効果等に適している。

3－3．模型実験の相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が機何学的に相似であることが必要であるとともに物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから決められる。

(1) 流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとみなせば、

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}+\frac{\partial h_p}{\partial x_p}-i_p+\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\frac{u_p^2}{2g}\right)+\frac{n_p^2\cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p}+\frac{\partial A_p}{\partial t_p}=0 \quad \cdots\cdots (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。（3－1）式が流れの運動方程式、（3－2）式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち、

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u_m}{\partial t_m}+\frac{\partial h_m}{\partial x_m}-i_m+\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{u_m^2}{2g}\right)+\frac{n_m^2\cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots (3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m}+\frac{\partial A_m}{\partial t_m}=0 \quad \cdots\cdots (3-4)$$

ここでサフィックスp、mはそれぞれ現地、模型を示し、uは流速、hは水深、xは距離、iは河床勾配、gは重力加速度、nは粗度係数、Qは流量、Aは河積、tは時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\dfrac{1}{g}\dfrac{\partial u_m}{\partial t_m}}=\frac{\dfrac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\dfrac{\partial h_m}{\partial x_m}}=\frac{-i_p}{-i_m}=\frac{\dfrac{\partial}{\partial x_p}\left(\dfrac{u_p^2}{2g}\right)}{\dfrac{\partial}{\partial x_m}\left(\dfrac{u_m^2}{2g}\right)}=\frac{\dfrac{n_p^2\cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\dfrac{n_m^2\cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}}=\text{const} \quad \cdots\cdots (3-5)$$

ここで、

$$\frac{u_p}{u_m}=u_r,\ \frac{t_p}{t_m}=t_r,\ \frac{h_p}{h_m}=h_r,\ \frac{x_p}{x_m}=x_r,\ \frac{n_p}{n_m}=n_r,\ \frac{-i_p}{-i_m}=i_r$$

とおくと（3－5）式は、

$$\frac{u_r}{t_r}=\frac{h_r}{x_r}=i_r=\frac{u_r^2}{x_r}=\frac{n_r^2\cdot u_r^2}{R_r^{4/3}}=\text{const} \quad \cdots\cdots (3-6)$$

（3－6）式において径深R与hと表わされるものとすれば物理量は6個あり、関係式は4個である。よって2つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺x_r鉛直縮尺h_rを選べば、

（3－6）式は、

流　　速　$u_r = h_r^{1/2}$
時　　間　$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$
河床勾配　$i_r = h_r \cdot x_r^{-1}$
粗　　度　$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$
……（3－7）
となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ、
断 面 積　$A_r = x_r \cdot h_r$
流　　量　$Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと（$x_r = h_r$）、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。（3－7）式の関係をフルードの相似則という。

（2）移動床模型の相似則

ところで人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では，流れの相似のためには，河床形態の相似が得られていなければならない。すなわち，平均流の相似を考えた場合，河床形態がどのような関数になっているかを知らなければ，移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは次式の無次元量に支配される。

$$q_B/u_{*d} \text{ or } \phi = f\ (R_{e*},\ \tau_*,\ H/d,\ B/H,\ s) \qquad \cdots\cdots (3-8)$$

ここに，$R_{e*} = u_* d/\nu$（粒子レイノルズ数），$\tau_* = u_*^2/sgd$（無次元掃流力），$s = \rho_s/\rho_w - 1$（粒子の水中比重）である。

移動床の流れは，（3－8）式の各項のうち河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは，粒子レイノルズ数R_{e*}，無次元掃流力τ_*，水深粒径比H/d，水中比重sであると考えられ，$R_{e*} = u_* d/\nu$が大の時はこの項を無視することができる。従って現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では，河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し，その模型の材料が0.6mm以上であれば，実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ，フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河川でR_{e*}の値が十分大きく無視できても一般の河道模型では，R_{e*}の値が小さくなり，この項が現象を支配することがまれではない。具体的には，実河川では発生しないと考えられるripplesと呼ばれる河床波がR_{e*}の値が小さいと発生し，実河道と異なる河床形態，すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は，模型における粒径dが小さく，摩擦速度が小さいほど生じやすい。

ところで模型においての河道の平面形状や中規模河床波によって決まる三次元的流況を把握することを目的とする場合には，移動床模型では，中規模河床形態の相似も必要となる。この場合，上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比B/Hを加える必要があり，無歪模型の条件が必要になってくる。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は，流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も（3－8）式と同様で，R_{e*}が無視できれば，流砂量は，τ_*とH/dを実河道と河道模型とで等しくすれば，流砂量，流砂形態したがって河床変動形態も

流れと同じ縮尺で相似とすることができる。R_{*}が河道模型で無視できない場合は，実河道では生じていないrippleが河道模型で生じることが有り，河床抵抗と同様，流砂量の相似も得られなくなる。また浮遊砂形態の流砂量が多くなると，摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となり，模型の砂粒子の径が0.2㎜位以上あればそれほど問題がないが，それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は，沈降速度の縮尺が，フルード則による速度の縮尺と異なるため，流砂形態の相似性が得られず，また一般に流砂量も相似にならない。実際には，移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを，模型と実河道で一致させなくても，河床形態や流砂形態の相似条件は，支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば，異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

流砂量が相似でない場合には，フルード則による時間縮尺とは別に，模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決め，河道の変動状況を調べることができる。断面平均の河床変動量の式は，

$$B\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{\partial(Bq_s)}{\partial x}=0 \qquad \cdots\cdots\cdots(3-9)$$

ここでZは河床高，Q_sは全断面の流砂量である。今代表の平面スケールをx_0，垂直スケールをh_0，時間スケールをT_0，代表流砂量をq_{s0}とすると，（2－34）式は，

$$\frac{\partial Z'}{\partial t'}+\frac{T_0}{(1-\lambda)}\frac{q_{s0}}{x_0 h_0}\frac{\partial(B'q_s')}{\partial x'}=0 \qquad \cdots\cdots\cdots(3-10)$$

となる。ここで$Z'=Z/h_0$，$t'=t/T_0$，$B'=\frac{B}{x_0}$，$q_s'=q_s/q_{s0}$，$x'=x/x_0$ である。模型と実河川で河床変動量の相似が成立するためには，(3－10)式の各項の比が同一でなければならない。つまり，

$$\frac{T_0 q_{s0}}{(1-\lambda)x_0 h_0}\quad r=1 \qquad \cdots\cdots\cdots(3-11)$$

となる。従って模型の時間縮尺は，

$$t_r=(1-\lambda)_r x_r h_r q_{sr}^{-1} \qquad \cdots\cdots\cdots(3-12)$$

となる。しかしながら(3－12)式が成立するためには，暗に$\partial(B'q_s')/\partial x'$が模型と実河川で同一であるという仮定を含んでいる。実際には，模型と実河川の小規模河床形態が異なると，この仮定は一般では成立せず，河床変動速度を相似にすることができない。このことをもう少し詳しく説明してみよう。

今流砂量が，

$$q_s=Cu_*^{P} \qquad \cdots\cdots\cdots(3-13)$$

の関係が成立するとしよう。これを(3－9)式に代入して多少の変形をすると，

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{q_s}{(1-\lambda)}\left(\frac{\partial B}{\partial x}+\frac{p}{u_*}\frac{\partial u_*}{\partial x}\right)=0 \qquad \cdots\cdots\cdots(3-14)$$

となる。もし空間的な掃流力の分布が模型と実物で同一であるなら上式から求まる時間縮尺は，

$$t_{r1} = (1-\lambda)_r x_r h_r q_{sr}^{-1} \quad \cdots\cdots (3-15)$$

$$t_{r2} = (1-\lambda)_r x_r h_r p_r^{-1} q_{sr}^{-1} \quad \cdots\cdots (3-16)$$

の2つである。従ってp_rが1であればt_{r1}とt_{r2}が一致し，(3－12)式と同一となり，この時間縮尺を使って河床の変動速度を予測することができる。しかし$p_r = 1$でない場合は，時間縮尺が2つあり，また場所的にも時間縮尺を変えなければならないという結論となり，厳密には河床の変動形態を相似することはできないことになる。しかしながら模型実験は，現象把握の一手段であり，ある程度の相似性の違いを許しても良い。それでは$p_r = 1$でない場合，模型の時間縮尺をどう決めたら良い結果を得るだろうか。ところで実際にq_{sr}を決める場合には，模型全区間の平均的な流砂量あるいは代表断面の流砂量を予測して決めざるを得ない。従って平均的な流砂量と異なる所ほど（掃流力が平均的な値よりずれている所ほど）p_r＝が1でない場合には河床変動速度が実物と相似にならないことになる。このようにしてq_{sr}を決め，t_{r1}とt_{r2}を求めるとt_{r1}はt_{r2}のp_r倍となる。ここでt_{r1}は，代表的な断面を通過する流砂量（みかけの体積）を模型と実物で同一とするための時間縮尺，つまり模型のq_sを$(1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r$倍すれば，実物の流砂量となる時間縮尺，$t_{r2}$は，川幅の変化がない場合で，代表的断面での河床の微少の凹凸の伝播速度，生長あるいは消滅速度を同一にするための時間縮尺と考えられる。なお中規模河床波の伝播速度は，本来(3－13)式と(3－14)式の連立方程式を解くことによっては表現されず，その速度を合わせるには，砂州形態を支配する長さスケールと流砂量の相似性が必要である。

実際の模型実験に当っては，実験によって何を見るかに応じて時間縮尺を選ばざるを得ないが，模型の現象を実物に近づけるための時間縮尺はt_{r1}とt_{r2}の間にあると考えられる。

なお，先に述べたように模型の河床材料粒径が0.6㎜以上の場合，河床形態の相似，流れの相似，流砂量の相似がほぼ成立するので，時間縮尺は通常のフルード則から得られる。

$$t_r = x_r^{1/2}$$

と考えて良い。

いっぽう，現地河川の河床材料が小さく，模型に用いる河床材料粒径が0.6㎜以下となると，実河川では発生しないと考えられる砂漣河床（Ripple）が模型で生じ，流れの相似性，流砂量の相似が成立しないことがある。この河床形態の相違を避けるため，模型の河床材料として比重の軽い$s \fallingdotseq 0.5$の石炭粉あるいは$s = 0.8$のスラッジライトを用いた実験が行われる。この場合，現地河道と模型河道の無次元掃流力が一致するような，次式の条件

$$\tau_{*r} = \left(\frac{HI}{sd}\right)_r = 1 \quad \cdots\cdots (3-17)$$

を満足するような粒径の材料，すなわち

$$d_r = H_r \cdot s_r^{-1} \quad \cdots\cdots (3-18)$$

の粒径とすれば，ほぼ同一の無次元掃流力に対して，同一の無次元流砂量となるので，模型の時間縮尺は，(3－12)式より概略

$$t_r = x_r^{1/2} \cdot s_r \quad \cdots\cdots (3-19)$$

となる。なおこの場合フルード則に基づく流量

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$$

に従って模型に流量を流すと，現地流量Qの時の水位は，河床が平坦河床であれば，H/dが模型の方が小さく，その分だけ粗度が大きくなるので，模型の方が多少水位が大きめに評価され，また流砂量も多くなると考えられるが，通常は，この影響を無視して，フルード則に基づいて模型実験が行われる。

3－4．模型の概要

（1）模型縮尺

一般に模型の縮尺は，実験目的に対する必要精度，実験施設（面積，給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では，現地の河床砂の粒径が小さい場合，その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく，粒径が微細となるため，水の粘性の影響を大きく受け，現象の相似を得ることが難しい。このような場合には，河床形態，流砂量，流砂形態などのうち，最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち，流砂量に関しては，前にも述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち，河床形態を重視する場合には，現地と模型における無次元掃流力τ_*を一致させること。流砂形態を重視する場合には，現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることがそれぞれ重要な条件となる。淀川三川合流部模型の縮尺は，実験場施設等からの制約もあり，1/60の縮尺より大きい模型を製作することは不可能である。洪水時の河床変動が他二川より大きい木津川の河床材料平均粒径は第２章で述べたように約3.5㎜である。よって，これより模型縮尺を1/60とし，τ_*を同一とするための模型河床材料粒径を求めると，砂の場合約0.06㎜となり，比重の軽い石炭粉を用いても約0.19㎜となり，粒径が非常に細かく入手困難である。そこでこれまで模型河床材料として用いられ，流送特性もほぼ明らかとなっている平均粒径約0.3㎜の石炭粉を1/60縮尺模型に使用した場合の相似性は次のようである。

無次元掃流力τ_*および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比U_*/W_oの現地と模型の比は，

$$\tau_{*r}=\frac{U_{*r}^2}{(\rho_s/\rho-1)_r\cdot g_r\cdot d_r}=\frac{h_r^2}{S_r\cdot g_r\cdot d_r\cdot x_r}=1.56$$

$$(U_*/W_o)=h_r/x_r^{1/2}\cdot 1/W_{o,r}=0.69$$

ここに$U_{*r}=\sqrt{g_r\cdot h_r\cdot I_r}=h_r/\sqrt{x_r}$，$S_r=(\rho_s/\rho-1)_r$

となる。さらに，木津川模型（R≒6.3m×1/60，I≒1／1400を用いた）および淀川模型（R≒7.6m×1/60，I≒1/3300）におけるτ_*，粒子レイノルズ数R_{e*}は，

$$U_*=\sqrt{g\cdot R\cdot Ie}\fallingdotseq 2.7\text{cm/s}\ (\text{木津川}),\ 1.9\text{cm/s}\ (\text{淀川})$$

$$\tau_*=\frac{U_*^2}{S\cdot g\cdot d}\fallingdotseq 0.50\ (\text{木津川}),\ 0.25\ (\text{淀川})$$

$$Re_*=\frac{U_*\cdot d}{\nu}\fallingdotseq 8.1\ (\text{木津川}),\ 5.7\ (\text{淀川})$$

である。これより，流砂の移動に関する無次元掃流力は，現地の約1/1.6程度となり，反対に流砂形態は模型の方が若干浮遊し易いと思われる。また，模型の粒子レイノルズ数R_{e*}が小さ

いため，河床にはRippleが生ずる。しかし，木津川河道ではτ*が大きいことによってRippleの波高が小さい領域となるため，河床抵抗はそれほど異なることはなく，したがって水深の相似が大きく破れることにはならないと考えられる。よって，3－3でも述べたように移動限界等の境界付近を除けば比較的相似性は得られるものと考えられる。

以上のような実験施設の規模および相似性等の検討より，模型縮尺は1/60（無歪）と決定した。

（2）模型範囲および実験施設について

木津川は，三川の中で最も河床勾配が大きく，洪水中の河床変動が激しいと考えられる。他の二川は，洪水中の水位がせき上げ背水の影響で，流速が遅くなるということから，木津川については出来る限り長い区間を模型範囲の対象とすることとした。これより模型は，図－3．1に示すように淀川本川32.0km～37.0km，宇治川37.0km～40.0km間，木津川0.0km～7.6km，桂川0.0km～3.0km間を範囲とした。

模型は，固定床による検討を実施した後，移動床模型に改造した。移動床模型は現地で既に高水敷が造成されている部分や，植生等で出水時においても河床変動がないと推察される箇所は，モルタル固定床とし，出水時に移動すると考えられる部分を移動床とした。移動床部は，河床材料敷厚分（計画河床高より約20cm）だけ低いところに平坦なモルタル面を設け，その上に河床材料を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は，昭和58年度の測量成果に基づいて製作し，他に河川構造物（橋脚，堰，護岸等）も木材，モルタル等によって製作した。

実験水は次のような循環経路をとっている。低水槽内に貯留された実験水は，ポンプにより揚水し，高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし，余剰水は低水槽に戻し，実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行い，量水槽にて流量計測を行う。量水槽から流れ出た実験水は，流れの安定を図る目的で設置されている整流槽を通り，模型河道内へ給水される。模型の下流端には，沈砂池および水位調節用のゲートを設け，そこより排水路から帰還水路へ，そして低水槽へと戻る。低水槽に戻った実験水は再び模型に給水している。

（3）フルードの相似則

（3－7）式を使って，淀川三川合流部模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし前述のように模型の水平，鉛直縮尺は共に1/60である。

$x_r = h_r = 60$　　$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} = 7.75$

$A_r = x_r \cdot h_r = 3600$　　$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$

$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 27885$　　$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.98$

$$V_r = h_r^{1/2} = 7.75$$

（4）流砂量から求まる時間縮尺について

模型の河床材料に石炭粉を使用した場合の河床形態等の相似性は，先の（1）に述べたとおりである。ここでは，模型河道と実河道において河床変動量が相似となるための流砂量の時間縮尺について概略の検討を行った。

まず，現地の流砂量としては，Brown式を用い，石炭粉の流砂量は図-3.2より次式で表わすことにした（なお，木津川の洪水時のτ_*の領域における流砂量は，芦田，道上式とBrown式はほぼ同程度となる。）。

$$q_s / u_* d = 70 \tau_*^{3.6} \qquad \cdots\cdots (3-20)$$

これより木津川（R≒6.3m，I≒1/1400）を対象として，現地河道と模型河道のq_sの比および時間縮尺の概略を求めると，

$$q_{sr} \fallingdotseq 109.2 \qquad t_r \fallingdotseq 33.0$$

となる。なお，現地河道と模型河道の無次元掃流力が一致していると仮定すれば（3－19）式より，$t_r \fallingdotseq 25.6$となる。以上の結果より，時間縮尺t_rは25.6～33.0の範囲程度であろうと考えられる。ただし，厳密には流量規模等によってもこれらは異なるため，概略の目安程度にとどめるべきであろう。

３－５．実験の概要と実験ケース

淀川の河道計画においては，疎通能力を増大させるため，淀川，宇治川，桂川の河床掘削と宇治川，桂川の導流堤（隔流堤）の撤去が計画されている。また木津川は，他の二川および淀川より河床が高いため，落差工が計画されている。本模型実験は，この淀川三川合流部の処理計画，および木津川において新たに計画されている落差工を含む計画河道案の水理的諸問題を把握検討し，その対策を講じようとするものである。実験は，固定床模型において流下能力や河道の問題点の把握，対策案について検討を行い，さらに移動床模型により，河床変動をも考慮した最終的な対策案とその効果についての検討を行った。実施した実験は表-3.1.1～3.1.5に示すように大別して８種類であり，各河道あるいは各構造物の形状に対して所定の水理条件を与え，水位，流況，流速，河床変動等の測定を行うことにより，実験目的についての検討を行った。以下にそれぞれの実験目的や検討事項を簡単にまとめる。

３－５－１　固定床模型による検討

（１）検証および現況河道実験（固定床，ケース1-1～1-4）

検証実験は，現地と模型との相似性を検討するとともに，現況河道の問題点等を把握するものである。この固定床検証実験は，8210号出水流量を用い，痕跡水位（粗度）および流況，流速等についての相似性を検討した。いっぽう，この検証実験の終了後，現況河道の三川合流機構と河道の水理現象や問題点を把握し，かつ計画河道に対する改修効果の比較資料に供することを目的とした検討を行った。

実験は，6,000m^3/s，9,000m^3/sを計画流量配分比で通水し，また木津川，桂川の流量を増減させた検討を実施した。さらに，木津川を主体とした疎通可能最大流量（H．W．L時）を求めた。

（２）宇治川，桂川導流堤（隔流堤）撤去の検討（固定床，ケース1-5～1-7）

現況河道時において，宇治川，桂川の導流堤（隔流堤）を撤去した場合の影響を把握した。対象流量は（１）の実験で流況を把握した結果，影響が大きいと思われた9,000m^3/sを計画流量配分比より木津川が1,000m^3/s多い場合について実験を行った。また，低水時には宇治川，桂川の導流堤を撤去すると桂川の悪水が楠葉取水口より入ることが懸念されるので，このときの定性的な流況も把握した。

（３）計画河道案実験（固定床，ケース2-1～4-1）

第３案法線形（前回のＳ44～46年の実験で得た法線形）に対し，6,000m^3/s，9,000m^3/s，13,600m^3/sを計画流量配分比で通水し，低水路法線形の問題点を把握，さらにその問題点に対する法線形の修正を行った。修正案法線形では，計画流量配分比より木津川流量が1,000m^3/s多い場合の検討も実施した。

なお，このとき宇治川，桂川の導流堤（隔流堤）の有無に対する問題点についての検討も行った。

（4）木津川落差工の検討（固定床，ケース2-1～4-2）

木津川の落差工は，分散案（1.0km，2.8km地点）と集中案（1.0km，1.2km）があり，この両者について水理的諸問題等の把握，検討を行った。

3－5－2　移動床模型による検討

（1）検証実験（移動床，ケースⅠ-1）

移動床の検証実験は河床抵抗，河床変動，あるいは三次元流況等の現地と模型の相似性，通水時間を検討するものである。

検証対象流量は，8210号出水とした。ただし，実験は不定流を通水した検討を実施することが望ましいが，この場合三川のハイドログラフやピーク流量の時間差の与え方とその実験手法の問題，さらに他の流量時に対する検討が困難なことから，定流実験による検討を行う方針とした。よって，検証実験は，8210号出水のピーク流量を定流で通水し，その通水時間と相似性に関する検討を行った。

（2）現況河道実験（移動床，ケースⅠ-1～Ⅰ-3）

現況河道に対する河床変動，水衝部位置，局所洗掘等の問題点を明らかにし，その対策案効果について検討するものである。

実験は固定床時と同様に6,000m^3/s，9,000m^3/sを計画流量配分比で通水した検討を主として実施した。

（3）計画河道案実験（移動床，ケースⅡ-1～Ⅳ-3）

固定床実験で得られた修正案法線形および木津川落差工案（分散案，集中案）に対する河床変動状況と問題点の把握，検討を行った。実験は，13,600m^3/sおよび6,000m^3/sを計画流量配分比で通水した検討を実施した。さらにケースⅢのシリーズでは，木津川落差工の分散案より集中案の方が河床高維持効果が得られていることから，この集中案を基本とし，河床変動が少なく，より河床高維持効果の得られる対策案について検討した。河床変動の軽減策としては，その効果が期待できる低水路の拡幅と法線形の修正を基本とし，落差工上流の問題箇所を可能な範囲で拡幅と修正を行い，その効果と問題点を把握する。さらにその上で問題箇所に対する諸対策について検討を行った。河道形状は，木津川5.6kmから上流が現況河道の場合，および全てが計画河道時についても検討した。なお，低水路幅は現計画の180mを基本とし，最大修正可能低水路幅は220mであり，かつ高水敷幅は最低50mを確保するものとした。

（4）木津川の落差工上流が現況河道時の検討（移動床，ケースⅤ）

段階施工時的な検討として，落差工が設置され，その上流が現況河道時の現象と必要対策工について検討を行うものである。実験は，6,000m³/s，9,000m³/sを計画流量配分比で通水した検討を実施した。

表－3．1．1　固定床現況河道実験ケース一覧表

実験	実験ケースNO	河道形状	流量（m³／s）				下流端水位 (32.2km) (O.P.m)	備考
			合計流量	木津川	宇治川	桂川		
固定床検証・現況河道実験	1－1	現況	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0	相似性の検証，8210号出水
	1－2－1	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	13.4	計画流量配分比
	1－2－2	〃	6,000	3,700	1,050	1,250	〃	木津川流量大
	1－2－3	〃	6,000	1,700	1,050	3,250	〃	桂川流量大
	1－3－1	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15	計画流量配分比
	1－3－2	〃	9,000	5,000	1,600	2,400	〃	木津川流量大
	1－4	〃	7,200	5,000	700	1,500	14.13	最大疎通可能流量の検討
			（木津川を主体とした最大疎通流量）					
	1－5－1	〃	420	80	280	60	5.93	平水時の流況把握（宇治川流量大）
	1－5－2	〃	420	80	120	220	〃	〃　（桂川流量大）
	1－6		9,000	5,000	1,600	2,400	15.15	導流堤撤去時の検討
			（ケース1-2-1～1-4で影響の大なる流量）					
	1－7－1		420	80	280	60	5.93	低水時の流況把握（導流堤撤去）
	1－7－2		420	80	120	220	〃	〃　〃

表－３．１．２　固定床現況河道実験ケース一覧表

実験	実験ケースNO	河道形状（計画河道）	木津川 落差工	宇治川 桂川の導流堤	配分 ﾊﾟﾀｰﾝ	流量（m³／s） 合計流量	木津川	宇治川	桂川	下流端水位（O.P.m）	検討内容
固定床計画河道実験	２－１－１	第３案	※	無	C型	12,000	6,100	2,400	5,100		粗度検証
						4,000	2,000	1,100	1,360		
	２－１－２	第３案	分散案A案	〃	〃	8,000	2,700	1,050	2,250	10.830	第３案法線形および，落差工付近の流況把握
	２－１－３	〃	〃　〃	〃	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.650	
	２－１－４	〃	〃　〃	〃	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100	落差工のA，B案形状検討
	予備実験１	第３案 第４，修正案	集中案A案	無	C型	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100	第３案，第４案の法線形の修正，落差工位置（集中案，分散案）の検討
	予備実験２	〃	〃　〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
	予備実験３	〃	〃　〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
	３－１－１	修正案	最良形状	無	C型	8,000	2,700	1,050	2,250	10.830	法線形，落差工の修正案の検討
	３－１－２	〃	〃　〃	〃	L型	〃	3,700	〃	1,250	〃	
	３－２－１	〃	〃　〃	〃	C型	9,000	4,000	1,600	3,400	12.650	
	３－２－２	〃	〃　〃	〃	L型	〃	5,000	〃	2,400	〃	
	３－３	〃	〃　〃	〃	C型	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100	
	４－１－１	〃	〃　〃	有	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	〃	導流堤の検討
	４－１－２	〃	〃　〃	〃	〃	8,000	2,700	1,050	2,250	10.830	
	４－２－１	〃	〃　〃	カット	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100	
	４－２－２	〃	〃　〃	〃	〃	8,000	2,700	1,050	2,250	10.830	

配分パターンC型：計画流量配分比
R型：C型に比べ桂川が1,000m³/s多く木津川が1,000m³/s少ない場合
L型：C型に比べ木津川が1,000m³/s多く桂川が1,000m³/s少ない場合

表－３．１．３　移動床現況河道実験ケース一覧表

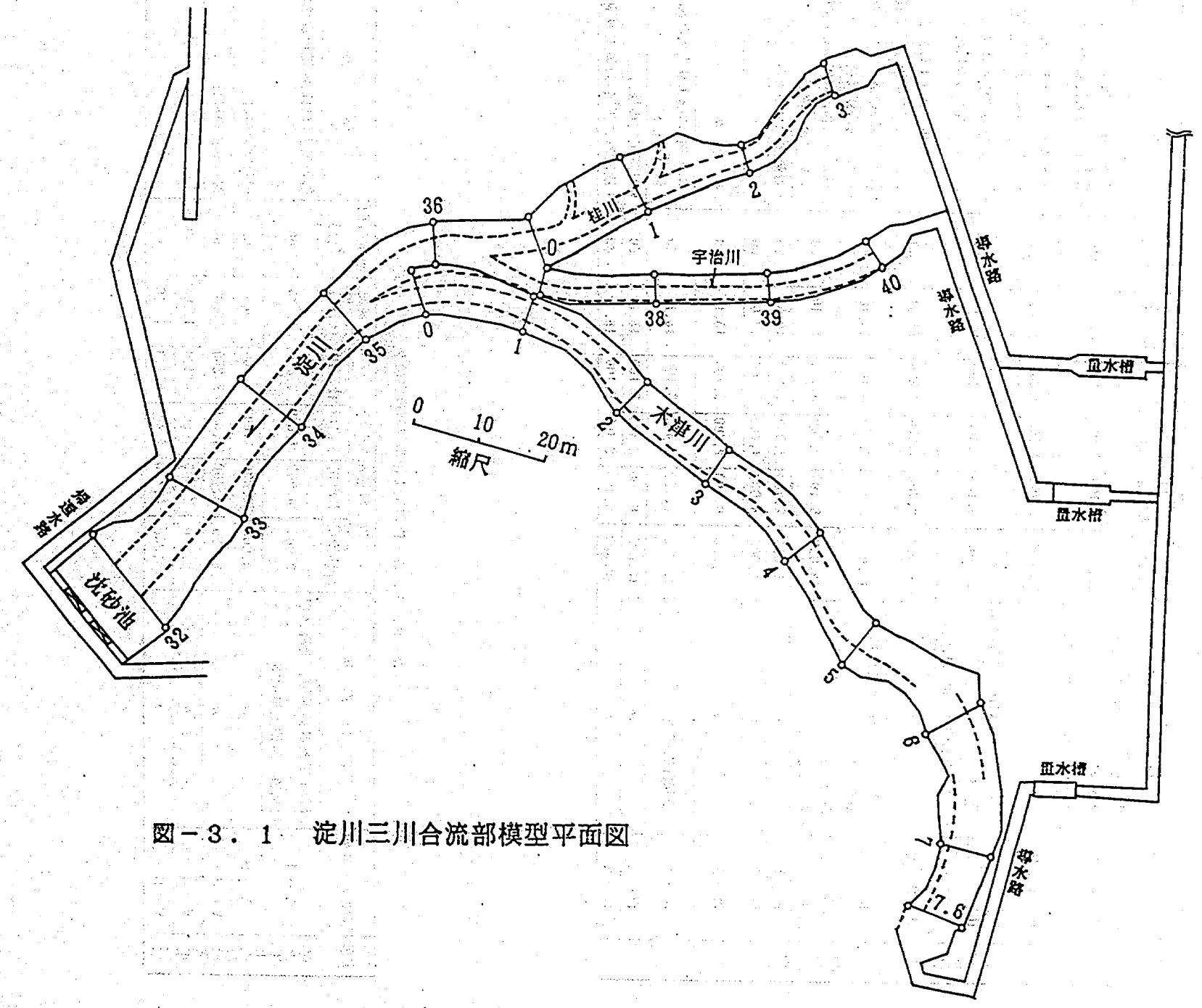
実験	実験ケースNO	河道形状	流量（m³／s） 合計流量	木津川	宇治川	桂川	下流端水位（O.P.m）	通水時間（分）	備考
移動床現況河道実験	Ⅰ－１－１ Ⅰ－１－３	現況，各ケースにおいて固定砂州上の植生の移動床固定範囲等を変更	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0	120	・相似性の検討（河床変動通水時間）8210号出水
	Ⅰ－１－４	〃	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0	60	・相似性の検討，8210号出水 ・現況河道の問題点把握
	Ⅰ－２－１	現況，水制＋根固工案	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15	60	・水衝部対策工案Ⅰの検討
	Ⅰ－２－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15	60	・水衝部対策工案Ⅱの検討
	Ⅰ－２－３	現況，根固工案	6,000	2,700	1,050	2,250	13.40	60	・根固工案のみの効果を把握
	Ⅰ－３－１	現況，水制＋根固工案	6,000	2,700	1,050	2,250	13.40	60	・最良対策案 ・対策効果の検討
	Ⅰ－３－２	〃	9,000	5,000	1,600	2,400	15.15	60	・対策効果の検討 ・木津川流量大の検討

表－３．１．４　移動床計画河道実験ケース一覧表

実験	実験ケースNO	河道形状	流量（m³／s）				下流端水位（O.Pm）	通水時間（分）	備考
			合計流量	木津川	宇治川	桂川			
移動床計画河道実験	Ⅱ－１－１	・計画河道（固定床修正案低水路法線形） ・落差工分散案（1.0km，2.8km）	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・計画河道の河床変動状況 ・落差工の設置効果の検討
	Ⅱ－１－２	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60	・ケースⅠ－１－１に同じ。ただし水衝部に根固工設置
	Ⅱ－２－１	・計画河道（固定床修正案低水路法線形） ・落差工集中案（1.0km，1.2km）	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・計画河道の河床変動状況 ・落差工設置効果の検討
	Ⅱ－２－２	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60	・ケースⅡ－２－１に同じ。ただし水衝部に根固工設置
	Ⅱ－３	・計画河道（河床高変更） ・落差工なし	13,60	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・計画河道時の落差工なしの場合の河床変動状況
	予備実験１～３	・計画河道 ・落差工集中案	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・低水路拡幅，修正案の検討 ・対策工案の検討
	Ⅲ－１	〃	6,000	2,700	1,050	1,250	10.83	60	・対策案効果の検討
	Ⅲ－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60	〃
	Ⅲ－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	〃
	Ⅳ－１	・全川計画河道	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・木津川5.6kmより上流計画河道の検討
	Ⅳ－２	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・対策工案の検討
	Ⅳ－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	・法線形修正案＋対策工の検討

表－３．１．５　落差工上流現況河道実験ケース一覧表

実験	実験ケースNO	河道形状	流量（m³／s）				下流端水位（O.Pm）	通水時間（分）	備考
			合計流量	木津川	宇治川	桂川			
落差工上流現況河道実験	Ⅴ－１	落差工下流計画河道，上流は現況河道，落差工集中案	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60	落差工上流現況河道の現象把握
	Ⅴ－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	〃	60	対策案の検討
	Ⅴ－３－１	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60	対策効果の検討
	Ⅴ－３－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60	〃
	Ⅴ－３－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60	〃



図－３．１　淀川三川合流部模型平面図

第４章 現況河道の水理特性と対策案の検討

４－１．固定床模型による検討

４－１－１　概要

第３章に述べたように，固定床実験では河床変動の情報は得られないが，水位や流況の情報は移動床実験に比べて精度良く得られる。

ここでは三川合流部の水位や流況等の水理現象，とくに流下能力，水面形等について固定床模型実験による検討を行い，さらに河道形状の変化による水理諸量，すなわち計画河道に対する改修効果の比較資料にも供することを目的とした検討を行った。

４－１－２　実験条件

固定床検証実験は，8210号（昭和57年８月）出水流量（合流量7,000m³/s）を対象として，痕跡水位（粗度）および流況等の相似性について検討した。この粗度検証を行った後，表-4.1.1に示すように合流量9,000m³/s，6,000m³/s（1/40確率）について，計画高水流量配分（Ｃ型配分）や木津川，桂川の流量を計画流量配分より増減させた実験を行った。さらに，平水時における桂川と宇治川の導流堤（隔流堤）の有無による三川合流部の概略の流況を把握した検討も実施した。なお，このときの淀川の平水流量は約210m³/s前後であるが，この流量を模型に通水すると，非常に微小な量となるため，流況を把握するにしても，相似性や測定精度上からも困難である。このため，本検討では平水流量の約２倍の420m³/sを通水した実験を実施した。

いっぽう，下流端水位は，不等流計算資料より，図－4.1.1に示す32.2km地点のＨ～Ｑ図を用いて設定した。

４－１－３　検証実験（ケース１－１）

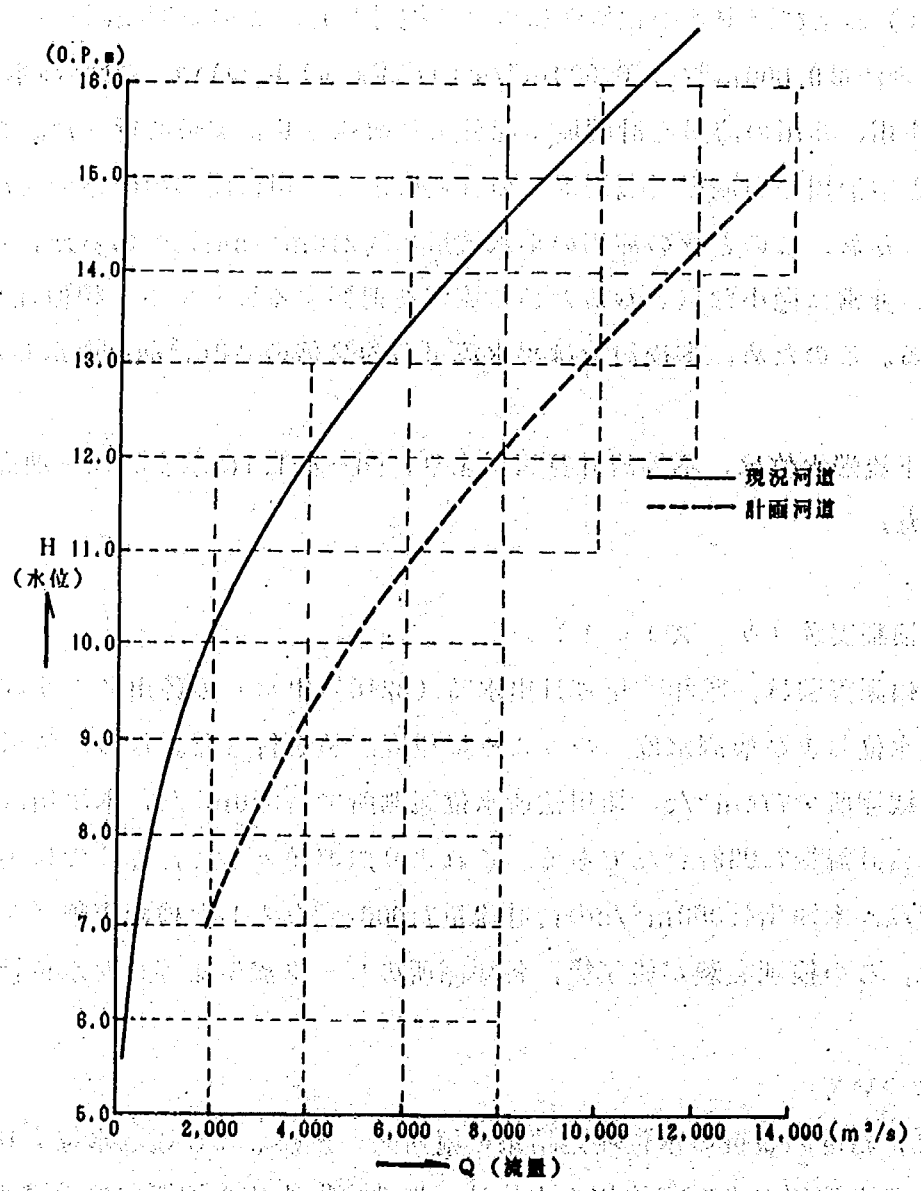
現況河道の検証実験は，昭和57年８月出水時（8210号出水）の各川におけるピーク流量を対象とし，痕跡水位および観測水位に合うように粗度調整を行った。なお，各川のピーク流量は宇治川淀水位観測所で774m³/s，桂川納所水位観測所で1,920m³/s，木津川八幡水位観測所が4,339m³/sの合計流量7,033m³/sである。これより概略値として，ここでは宇治川1,000m³/s，桂川2,000m³/s，木津川4,000m³/sの合計流量7,000m³/sとした検証実験（ケースⅠ－１）を行った。なお，この検証実験が終了後，各観測所のピーク流量を与えた水位検討も実施した。

（１）水位について

図-4.1.2は，粗度調整後の水位測定結果の縦断図と痕跡および観測水位を比較したものである。これによると淀川および宇治川の水位は，現地痕跡水位と観測水位両者の中間付近にあり，

表－4.1.1　実験条件一覧表

実験ケースNO	河道形状	流量（m³／s）				下流端水位 (32.2km) (O.P.m)
		合計流量	木津川	宇治川	桂川	
1－1	現況	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0
1－2－1	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	13.4
1－2－2	〃	6,000	3,700	1,050	1,250	〃
1－2－3	〃	6,000	1,700	1,050	3,250	〃
1－3－1	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15
1－3－2	〃	9,000	5,000	1,600	2,400	〃
1－4	〃	7,200	5,000	700	1,500	14.13
		（木津川を主体とした最大疎通流量）				
1－5－1	〃	420	80	280	60	5.93
1－5－2	〃	420	80	120	220	〃
1－6		9,000	5,000	1,600	2,400	15.15
		（ケース1-2-1～1-4で影響の大なる流量）				
1－7－1		420	80	280	60	5.93
1－7－2		420	80	120	220	〃



図－4.1.1　32.2km地点のH～Q曲線図（不等流計算）

水面勾配とともにほぼ相似となっているものと判断される。水面勾配は，淀川が約1/2,000となっているのに対し，宇治川は木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，非常に緩やかな水面勾配（≒1/13,000）になっている。桂川も同様に緩やかな水面勾配（≒1/8,500）となっており，また1箇所のみの痕跡水位であるが，ほぼこれに一致している。木津川は水面勾配が他の二川に比べて大きく，とくに淀川への合流点から約2.0km間付近が約1/1,150と急勾配になっており，その上流は約1/1,900と若干緩やかになる。

いっぽう，図-4.1.3は，各水位観測所におけるピーク流量値を通水したときの水位縦断である。木津川の水位が若干上昇した程度で他の二川はほとんど変化は見られず，現地の痕跡および観測水位ともほぼ相似となっている。以上より，図-4.1.2の水位測定結果を用い，各断面の粗度係数の逆算値を示したのが表－4.1.2である。

断面平均の逆算粗度係数は，木津川が淀川の合流点から約2.8km間付近の河道，および桂川河道で約0.045，宇治川が約0.028，他の河道模型区間では約0.037～0.038程度である結果となっている。

（２）流況，流速について

淀川三川合流部付近の宇治川および桂川河道は，河床勾配の大きい木津川によって，せき上げ背水の影響を受けるため，穏やかな流れとなっている。これらの流況図を図-4.1.4(1)，4.1.4(2)に示す。これによると，宇治川の流れは，低水路内のほぼ中央が主流部となっており，最大流速も約1.0m/s前後である。また高水敷上もほぼ一様な流れ（V≒0.5～0.6m/s）を呈しており，とくに流況的に問題となるような現象は見受けられないようである。桂川も同様に主流部は低水路内にあり，この低水路法線に沿って流下する。2.0km付近より下流側は，右岸高水敷幅が広くなるため，流れが右岸側に分散する傾向となっている。最大流速は河道幅が狭い2.0km～2.4km間付近河道の左岸寄りに約2.0m/sが生ずるが，その下流の河道幅が広くなっている区間では約1.2m/s～1.4m/s前後となっている。

次に，木津川河道は，7.0km付近において，主流部が左岸側にあり，その後左方向に河道が曲るため，5.6km～4.8km間付近で右岸寄りが主流部になる傾向となっている。その後4.4km～4.0km間付近では左岸寄りが主流部となり，その下流3.2km付近では反対に右岸側が主流部となる。その後も河道の湾曲によって外岸側となる2.4km～1.6km間付近左岸側，1.2km～0.6km間付近右岸が主流部となっている。とくに流水の集中によって水衝部を形成するような箇所は，5.0km～4.8km付近の右岸，3.2km付近右岸，2.0km～1.6km付近の左岸，0.8km付近の右岸であり，最大流速は2.4m/s～2.7m/sが発生している。

いっぽう，三川合流部付近は，桂川の左岸高水敷上の流れが桂川，宇治川の導流堤（隔流堤）を乗り越え（V≒0.9m/s）て宇治川河道へ流入する。この流入する区間は36.0km～37.0km間

表-4.1.2粗度係数算出結果表（現況河道）

木津川		
断面 (km)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 (n)
0.0		
0.4	0.050	
0.8	0.047	
1.2	0.042	
1.6	0.045	0.045
2.0	0.044	
2.4	0.056	
2.8	0.036	
3.2	0.040	
3.6	0.033	
4.0	0.034	
4.4	0.050	
4.8	0.040	
5.2	0.035	0.038
5.6	0.040	
6.0	0.034	
6.4	0.039	
6.8	0.048	
7.2	0.021	

宇治川		
断面 (km)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 (n)
37.0		
37.4	0.030	
37.8	0.021	
38.2	0.028	0.028
38.6	0.028	
39.0	0.030	
39.4	0.027	
39.8		

桂川		
断面 (km)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 (n)
0.0		
0.4	0.026	
0.8	0.056	
1.2	0.055	
1.6	0.030	0.045
2.0	0.044	
2.4	0.042	
2.8	0.036	

淀川		
断面 (km)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 (n)
32.2		
32.6	0.040	
33.0	0.037	
33.4	0.034	0.037
33.8	0.035	
34.2	0.021	

で見られ，このうちとくに流入が顕著なのは36.4km～36.8km間である。その後導流堤（隔流堤）によって，桂川，宇治川各々の河道を約35.6km付近まで流下し，ここから下流は木津川の合流による流れの影響を受ける。すなわち木津川の0.0km付近右岸側高水敷上の流れ（V≒2.0m/s）が背割堤（導流堤）先端下流部から宇治川河道内へ流入し，さらに宇治川の流れは導流堤（隔流堤）を乗り越えて桂川河道へ流入する。このように木津川の合流によって，宇治川，桂川の流れを全体に右岸側に追いやるような状況を呈している。したがって，三川合流後は，右岸側高水敷上に乗る流れとともに，右岸寄りの流れが若干速い傾向となる。その後淀川の流れは，ほぼ真っ直ぐに流下し，低水路内で約2.5m/sの最大流速が発生している。また，32.6km付近では，低水路が右岸側に位置するためこの地点の流速が速い傾向となる。

4－1－4　合流量Q_T＝6,000m^3/sの検討（ケース1－2）

本実験は，合流量6,000m^3/sを計画流量配分比で通水（ケース1－2－1）し，さらにこの計画流量配分比より木津川，桂川の流量を増減（ケース1－2－2，1－2－3）させて検討を実施した。

（1）水位について

実験結果の水位縦断図を図-4.1.5(1)～4.1.5(3)に示す。淀川の水位は，各ケースとも同一流量であるためほぼ同じとなっており，このときの水面勾配は約1/2,000でる。これに対し，宇治川の水位は，計画流量配分（ケース1－2－1）に対し，木津川流量の増大によるせき上げ背水の影響より，むしろ桂川の流量が増大したときによる影響の方が大きい。桂川の流量が計画流量配分より1,000m^3/s多くなると（ケース1－2－3），宇治川の39.9km付近の水位は計画高水位とほぼ同じになる。桂川の水位も宇治川と同様の傾向を示し，流量が計画流量配分より1,000m^3/s多くなると，2.0kmより上流は計画高水位を上回る。とくに2.0km地点から上流は河道幅が減少しているため，急激に水位が上昇している。

いっぽう，木津川は，流量の増減によって水位および水面勾配とも大きく変化する。計画流量配分での水面勾配は，約1/2,000であるのに対し，流量が1,000m^3/s少ない場合，約1/2,800となる。反対に1,000m^3/s多くなると水面勾配は，0km～36km間付近で約1/1,200，3.6km～7.2km間付近で約1/2,300と変化し，2.0km～3.0km間付近の水位が高くなり，計画高水位との差が小さくなる。したがって，この2.0km～3.0km間付近河道の流下能力は，他の地点に比して小さいものと推定される。

（2）流況，流速について

①ケース1－2－1

実験結果の流況図を図-4.1.6(1)，4.1.6(2)に示す。宇治川は，木津川および桂川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，全区間低水路法線に沿った流れを呈する。低水路内の最大流速は，約1.1m/s～1.2m/s，左右岸高水敷上で約0.5m/s～0.7m/s前後であり，非常に穏やかな流れである。桂川は2.0km付近から上流で河道幅が狭いため，全幅で流れが速く，最大流速が約2.3m/sとなる。これより下流は河道幅が広がるため，低水路内の最大流速は1.6m/s～2.2m/sと若干低減する程度であるものの，高水敷上のとくに右岸側で0.7m/s前後と遅い流れとなっている。

次に木津川は，6.0km右岸および5.0km左岸高水敷上の河床が一部露出し，この地点の河岸沿いは死水域となる。流線はほぼ低水路法線に沿う傾向となり，このうち河岸沿いに流れが集中する箇所は，5.6km～4.8km右岸，3.4km～3.0km右岸，2.4km～1.6km左岸および1.2km～0.8km右岸に発生している。この地点の最大流速は，約2.3m/s～2.0m/sである。三川合流部付近の河道は，桂川の左岸高水敷上の流れが36.8km～36.4km間付近で桂川，宇治川の導流堤（隔流堤）を乗り越えて（V≒1.0m/s）宇治川河道側へ流入する。またこの下流35.8km付近までは導流堤を乗り越える現象が若干見受けられる。さらに木津川との合流点付近は，木津川の0km右岸高水敷上の流れが流速1.0m/s前後で宇治川の流れを右岸側へ追いやるようなかたちで合流する。その後木津川の流れは，淀川低水路のほぼ中央付近が主流部となって流下する。三川合流後の淀川の流れは，河道内をほぼ真っ直ぐに流下し，その後32.6km付近では主流部が右岸に寄る傾向となる。

②ケース1－2－2

合流量6,000m^3/sを計画流量配分比より，木津川の流量が1,000m^3/s多く，反対に桂川の流量が1,000m少ない場合のケースである。この実験結果の流況図を図-4.1.7(1)，4.1.7(2)に示す。宇治川の主流は，低水路内を最大流速約1.3m/s～1.5m/sで流下し，左右岸高水敷上も低水路法線に沿って穏やかな流れを呈している。桂川の流量減によって，先の計画流量配分（ケース1－2－1）より宇治川の流速は若干増大する傾向となっている。桂川は，流量が減少したことによって，高水敷と低水路内の流速差が大きくなり，かつ流速自体は小さくなっている（低水路内の最大流速約1.1m/s～1.4m/s，高水敷上約0.5m/s）。

木津川の流況は，5.6km～4.8km右岸，3.2km付近右岸，2.0km～1.6km左岸，1.0km～0.6km右岸に流れが集中する傾向となり，この水衝箇所は流量が増大したことによって若干下流に移行している。この地点の最大流速は約2.6m/s～2.9m/sとなり，計画流量配分比のケース1－2－1より約20～30%流速が増大する結果となっている。

いっぽう，三川合流部付近は，桂川の左岸高水敷上の流れが36.8km付近で導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道へ流入する。ただし，この流れは，ケース1－2－1に比べ軽減している。その後桂川，宇治川の各々の河道を35.8km付近まで流れ，ここより下流は木津川の合流

点による影響を受ける。すなわち木津川の右岸高水敷上の流れは，背割堤（導流堤）先端の直下流付近から宇治川河道内へ流入し，この影響によって，宇治川の流れが導流堤（隔流堤）を乗り越えて桂川河道へ流入する。この木津川の流量増とその合流によって，桂川，宇治川の流れが右岸側へ片寄る傾向がより強くなっている。三川合流後の流れは，低水路内に主流部があり，先のケース１－２－１とほぼ同様である。

③ケース１－２－３

合流量6,000m³/sの計画流量配分比に対し，木津川流量が1,000m³/s少なく，反対に桂川の流量が1,000m³/s多い場合のケースである。この実験結果の流況図を図-4.1.8(1)，4.1.8(2)に示す。宇治川の流れは，桂川の流量増大によるせき上げの影響によって，先のケース１－２－２よりも穏やかな流れとなっている。低水路内主流部の流速は約1.0m/s～1.2m/sであり，左右岸高水敷上で約0.5m/s前後である。桂川は，2.0km地点の流速が約3.3m/sと他のケースより増大する。この下流では流れが右岸側高水敷上に広がり，最大流速も2.0m/s～2.1m/sと遅くなる。次に木津川の流況は，流量の減少によって6.0km付近の左右岸高水敷および5.0km付近左岸の堤防沿いの河床は露出する。主流は低水路法線に沿う傾向が一段と強くなり，とくに4.8km付近右岸，4.0km付近左岸，3.2km付近右岸，1.6km付近左岸に流れが集中する傾向となっている。これらの地点の最大流速は約2.4m/s～1.8m/sである。また0.8km付近より下流側は，河道幅が広がるため，最大流速も約1.2m前後と上流部より遅くなる。

三川合流部付近の流況は，まず桂川の左岸高水敷上の流れが37.0km～36.6km間付近で，導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道に流入する傾向がケース１－２－１（計画流量配分比）に比べ一段と強くなる。また，その下流の36.0km付近にかけても桂川の流れが導流堤を乗り越える傾向が若干強くなっている。

なお，主流部の流れは各々の河道を低水路法線に沿って流下する。その後，木津川合流点の０km地点から35.4km付近の木津川右岸高水敷上では，宇治川の流れがこれまでとは逆に木津川河道へ流入する。したがって，これまで見られていた木津川の合流によって，宇治川，桂川の流れを全体に右岸側に追いやるような現象は生じておらず，スムーズに三川が合流する状況を呈している。合流後の流れは，ケース１－２－１と大差ないようである。

４－１－５　合流量Q_T＝9,000m³/sの検討（ケース１－３）

本実験は，現況河道の最大疎通可能流量程度と言われている合流量9,000m³/sを計画流量配分比で通水（ケース１－３－１）し，さらに計画流量配分比より，木津川流量を1,000m³/s多くし，反対に桂川の流量を1,000m³/s少なくした検討（ケース１－３－２）を実施した。

（１）水位について

実験結果の水位縦断図を図-4.1.9(1)，4.1.9(2)に示す。水位は，木津川を除いた他の河川のすべての地点で計画高水位（Ｈ．Ｗ．Ｌ）を越える。淀川および宇治川の水位は上流に向って，計画高水位を上回る値が大きくなる。計画流量配分比のケース１－３－１では，36.0㎞地点の水位が約0.6m上回り，木津川流量大の場合はこのせき上げ背水の影響によって，約0.8m上回る。しかし，宇治川河道内においてはケース１－３－１が約1.3m～1.5m，ケース１－３－２が約1.0m前後Ｈ．Ｗ．Ｌを上回り，反対に前者の方が水位が高くなっている。これは先のQ_T＝6,000m^3/s時においても述べたが，宇治川の水位は，桂川流量の増減による影響を大きく受けるためである。よって，桂川の水位も宇治川と同様の傾向となり，かつＨ．Ｗ．Ｌを大きく上回る。

いっぽう，木津川の計画流量配分比のケース１－３－１における水面勾配は，約1/2,300となり，2.0㎞付近より下流側でＨ．Ｗ．Ｌを上回る。これに対し，木津川流量大のケース１－３－２では，水位が上昇し，水面勾配も約1/1,400と急になる。このため5.5㎞付近より下流側はＨ．Ｗ．Ｌを上回る結果が得られた。

（２）流況，流速について

①ケース１－３－１

実験結果の流況図を図－4.1.10(1)，4.1.10(2)に示す。宇治川は，Q_T＝6,000m^3/sのケース１－２－１の場合と同様に，木津川および桂川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，全区間穏やかな流れを呈する。主流部は低水路内にあり，その最大流速は約1.4m/s～1.6m/sである。左右岸高水敷上は，約0.8m/s～1.0m/sの流速で低水路法線に沿って流下している。桂川は，全体的に低水路の左岸寄りが主流部となり，河道幅の狭い2.0㎞地点の最大流速が約2.4m/sとなる。これより下流は，右岸高水敷の広がりによる河積増大に伴い，低水路内の最大流速は約1.7m^3/s前後で流下する。木津川の流れは，先の検証実験のケースⅠ－１とほぼ同様であり，主流部が5.6㎞～4.8㎞間付近で右岸寄りとなる。その後4.4㎞～4.0㎞間付近で左岸寄りに，3.2㎞付近で右岸寄りとなり，さらに2.6㎞～1.6㎞間付近で左岸側が主流部となる。このうち流水の集中によって，水衝部となる箇所は，4.8㎞付近右岸，3.2㎞付近右岸，1.6㎞付近左岸であり，最大流速が約2.4m/s～2.7m/s前後となっている。

いっぽう，三川合流部付近は，これまでと同様に桂川の左岸高水敷上の流れが導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道へ流入する。この流入が顕著な区間は，36.8㎞～36.4㎞間である。その後桂川，宇治川の各々の河道を35.8㎞付近まで流下し，ここより下流は木津川の合流による影響を受ける。すなわち，木津川の0.0㎞付近右岸側高水敷上の流れは背割堤先端から35.4㎞間付近で宇治川の低水路内へ流入する。さらに宇治川の流れは36.0㎞～35.0㎞間付近で導流

堤（隔流堤）を乗り越えて上流とは逆に桂川河道に流入する。三川合流後は，直進する傾向となるが，32.6km付近では，主流が右岸寄りに移行する。

②ケース１－３－２

実験結果の流況図を図-4.1.11(1)，4.1.11(2)に示す。宇治川は，これまでのケースと同様に他二川のせき上げ背水の影響を受け，穏やかな流れとなっている。しかしながら，低水路内主流部の最大流速は，約1.6m/s～1.8m/sとなっている。桂川は，ケース１－３－１に対して，流量が減少したことによって，高水敷と低水路の流速差が大きくなり，かつ流速自体が小さくなっている。低水路内主流部の最大流速は，約1.6m/s前後で流下する。

いっぽう，木津川は流量の増大によって直進する傾向が強くなり，また最大流速が約2.4m/s前後であり縦断的にほぼ一定値となっている。ただし，河岸沿いに高流速の発生する地点は依然として，4.8km右岸付近，3.2km右岸付近および1.6km左岸付近に見られる。三川合流部付近は，桂川の左岸高水敷上の流れがこれまでと同様に導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道に流入する。ただし，この乗り越える流れは，先のケース１－３－１より少ない。その後宇治川，桂川の流れは，木津川の合流による影響を受け，背割堤先端付近から35.3km間付近で木津川からの流れが宇治川の低水路内へ流入する。さらに宇治川の流れは35.6km～35.0km間付近で導流堤を乗り越えて桂川河道に流入する。すなわち，木津川の流量増とその合流によって宇治川，桂川の流れを右岸側に追いやる傾向がより顕著に現われている。

三川合流後も主流部は，低水路右岸寄りにあり，その後徐々に低水路内中央付近となるものの，32.6km付近では再び右岸寄りが主流部となっている。

４－１－６　最大疎通可能流量の検討

本実験は，現況河道の三川合流部における木津川を主体とした最大疎通可能流量について検討したものである（ケース１－４）。なお，このときの宇治川と桂川の流量配分比は概ね１：２の割合とし，木津川の模型区間（０km～7.6km間）で計画高水位にほぼ一致する流量を把握した。この検討の結果における各河川の最大疎通可能流量は，木津川5,000m^3/s，宇治川700m^3/s，桂川1,500m^3/s（合計流量7,200m^3/s）となる値が得られた。以下にこれらの実験結果の諸現象について述べる。

（１）水位について

実験結果の水位縦断図を図－4.1.12に示す。宇治川および桂川の水位は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，両者とも約O.P.16.4mでほぼレベルとなっている。木津川河道は2.0km付近の流下能力が小さいようであり，この付近の水位がH．W．Lにいちばん接近する。また，木津川の流量5,000m^3/sのみの水位で明らかなように，淀川本川水位が下がっても木津川の2.0kmより上流の水位に変化はほとんど見られないことから，上流へはあまり影響は

及ぼさないようである。水面勾配は，淀川および木津川の2.0km付近より下流側で計画高水位の勾配とほぼ同程度となっている。しかし，2.0km付近より上流河道の水面勾配は，約1/1,600であり，H，W，Lの勾配（1/1,200）より緩やかとなっている。

（2）流況，流速について

実験結果の流況図を図－4.1.13(1)，4.1.13(2)に示す。宇治川および桂川の水位はほぼ水平に近いことから，非常に穏やかな流れを呈している。宇治川の低水路内における最大流速は約0.7m/s，桂川で約1.0m/s～1.1m/sである。いっぽう，木津川の流れは，先のケース１－３－２と同様に直進する傾向が強く，流速も横断的に一様化している。したがって，河岸沿い等で極端な高流速が生ずるようなことも見られない。三川合流部付近における木津川の合流点上流の宇治川，桂川は，流況的に問題となるような現象は見受けられない。しかし，木津川の合流による影響が大きく，宇治川および桂川の流れをより右岸側に追いやる状況となっている。このため，三川合流後の淀川の流れも全体に低水路右岸寄りが主流部となる傾向となっている。

4－1－7　平水時における流況の検討

本検討は，平水時における宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）の有無について，三川合流部の概略の流況を把握することを目的としたものである。なお，実験は，4-1-2に述べたように，相似性や測定精度上の問題から，平水流量の約２倍の420m^3/sを通水した検討を実施した。各河川の流量配分は，昭和43年～45年の観測値からの配分割合とした木津川80m^3/s，宇治川280m^3/s，桂川60m^3/sの場合（ケース１－５－１）と，宇治川流量を120m^3/sとし，その分桂川流量を220m^3/sと多くした場合（ケース１－５－２）の検討を行った。

（1）水位について

実験結果の水位縦断図を図－4.1.14(1)，4.1.14(2)に示す。平水流量時の流れは，低水路内のみであるため，水面勾配が低水路の縦断形にほぼ対応した形状となっている。宇治川の流量が多いケース１－５－１は37.0km地点で宇治川の水位が桂川より約0.4m高い。これに対し，桂川の流量が多いケース１－５－２の37.0km地点の水位は，反対に約1.5m桂川の方が高くなり，また宇治川の水面勾配がかなり緩やかとなっている。いっぽう，木津川の水位も低水路平均河床高とほぼ同一形状となっている。また，ケース１－５－１およびケース１－５－２ともほぼ同一水位であり，低水路平均河床高からの水深は約1.2m～1.5m程度である。三川合流後も同一流量であるため，流量配分の違いによる水位や勾配の有意な差は見られず，両ケースとも同一である。

（２）流況について

①ケース１－５－１

実験結果の流況図を図-4.1.15(1)，4.1.15(2)に示す。各河川とも平水流量であるため，とくに水理的に問題となるような流れは見受けられない。三川合流部付近の流れは，宇治川からの流勢が強いため，木津川の流れが低水路左岸側へ片寄る傾向となる。また，桂川の流れも宇治川の流勢によって，低水路右岸側へ寄せられる傾向となる。したがって，楠葉取水口付近（33.8km）では，宇治川の流れが低水路中央付近で水面幅の約半分を占め，さらに残りの約30％が左岸沿いに木津川で，約20％が右岸沿いに桂川の流れが占めている。

②ケース１－５－２

実験結果の流況図を図-4.1.16に示す。先のケース１－５－１と同様に各河川とも流況的に顕著な現象は見受けられない。三川合流部付近の流況は，宇治川の流量が少なくなり，その分桂川の流量が多いため，まず木津川と宇治川の合流によって，木津川の流れが宇治川からの流れを右岸側に追いやるような状況となる。その後流量の多い桂川の合流によって，今度は逆に木津川，宇治川の流れを左岸側に追いやるかたちとなる。楠葉取水口付近では，桂川からの流勢が強いため，低水路水面幅の右岸側約半分を占めて流下する。したがって，桂川の流れが直接取水口へ向かうような状況は見られないが，宇治川および木津川の流れとの合流時において流水の混合が激しいことが確認された。

４－１－８　導流堤（隔流堤）撤去時の検討

本実験は，現況河道において宇治川と桂川の導流堤を撤去した場合の影響とその水理現象について検討したものである。対象流量は，３）の実験で影響の大きいと思われたQ^{T}＝9,000㎥/sの計画流量配分比より木津川が1,000㎥/s多い場合について実験を行った（ケース１－６）。さらに先のケース１－５と同様に，平水時における概略の流況を把握することを目的とした検討を実施した。

（１）水位について

①ケース１－６

実験結果の水位縦断図を図-4.1.17に示す。同一流量条件のケース１－３－２と比較すると，導流堤撤去による河積拡大によって，宇治川および桂川への水位に与える影響は，河道模型区間で全体に約0.4m～0.5mの低下となる。いっぽう，木津川は導流堤撤去による合流点付近の水位低下（約0.4m）によって，3.0km付近までその影響が生ずる。三川合流部付近では，導流堤の撤去区間である35.2kmから上流に向って導流堤撤去前に対して，水位の低下量が大きくなり，37.0km地点では約0.5mの低下となる結果が得られた。

②ケース１－７－１，１－７－２

実験結果の水位縦断図を図－4.1.18(1)，4.1.18(2)に示す。宇治川の流量が多いケース１－７－１は，宇治川の37.0km付近で導流堤（隔流堤）撤去前のケース１－５－１に対して水位が約0.2m低下しているが，39.0km付近では同程度となり，その影響はなくなる。これに対し，桂川および木津川河道は，導流堤撤去による水位への影響はほとんど見られない。

いっぽう，導流堤の撤去区間である34.5km～37.0km間は，宇治川の水位が上流に向って最大約0.2m前後低下している。

次に桂川の流量が多いケース１－７－２の場合は，宇治川の37.0km付近の水位が導流堤撤去前のケース１－５－２に比して逆に約0.2m前後高くなり，39.0km付近で同程度の水位となる。桂川は導流堤撤去による河積拡大によって，撤去前に対して0.0km付近で約1.2m，上流の2.8km付近で約0.3mの水位低下となる。したがって導流堤の撤去区間である34.5km～37.0km間は，桂川の水位が低下し，反対に宇治川水位は若干高くなるかたちとなる。木津川および三川合流後の水位については，導流堤の有無による差異はほとんど生じていない。

（２）流況について

①ケース１－６

実験結果の流況図を図－4.1.19(1)，4.1.19(2)に示す。水理条件が同一である先のケース１－３－２と比較すると，宇治川および桂川は導流堤撤去に伴う水位低下にもかかわらず，低水路内主流部の最大流速は同程度となっている。木津川についてもケース１－３－２と同じ傾向であり，最大流速が2.4m/s～2.5m/s前後となっている。ただし，０km～3.0km間付近の流速が若干増大している傾向が見られる。三川合流部付近は，まず宇治川と桂川が比較的スムーズに合流し，横断方向にもほぼ一様な流れとなる。最大流速は約1.5m/s前後であり，導流堤撤去前の宇治川筋の流速（約1.8m/s前後）よりかなり低減している。さらに木津川との合流部では木津川の右岸高水敷上の流れが宇治川と桂川の低水路側に流入する。しかし三川合流直後は，横断方向にもほぼ一様な流れとなり，かつ最大流速も約2.4m/sと導流堤撤去前の約80%の値になっている。その後の三川合流後の流れは先のケース１－３－２と同じとなる。

②ケース１－７－１

平水時の流れは，低水路内のみであり，三川合流部以外は先のケース１－５－１と同じである。よって，三川合流部付近の流況図を図-4.1.20に示す。導流堤（隔流堤）撤去に伴う宇治川と桂川の流れは，偏流が生ずる様子もなく比較的スムーズに合流して，低水路内をほぼ二分して流下する。さらに木津川との合流時もとくに片寄る流れが生ずることもなく，各々の流れが直進する状況を呈している。楠葉取水口付近では，三川の河水が水面幅の約1/3ずつを占めて流下し，宇治川の流量が多いにもかかわらず，その流勢は導流堤撤去前に対して弱くなって

いる傾向が見られる。

③ケース１－７－２

三川合流部付近の流況を図－4.1.21に示す。宇治川と桂川との合流状況は，桂川の流量が多いため，その流勢が強く，大きく左岸側に広がり，かつ混合する状況を呈する。このため，桂川の流れは，低水路水面幅の右岸側約2/3を占めて流下する。その後木津川との合流時は，各々の流れが直進しながら，木津川から出た流れの幅が徐々に狭くなって流下する。楠葉取水口付近では，低水路水面幅の約半分を桂川からの流れが占め，残りを宇治川と木津川の流れが占めている。しかし桂川の流れが宇治川の流れと混合するため，木津川の流量がさらに減少した場合は，悪水を混合した水を取水する可能性があろう。

４－１－９　実験結果のまとめ

１）粗度検証実験結果について

① 粗度検証は8210号出水の各川におけるピーク流量を対象として実施した。この結果によると，宇治川および桂川は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，非常に緩やかな水面勾配となる。実験水位は，三川および淀川本川とも現地痕跡水位と観測水位にほぼ一致する結果が得られた。よって，流況の相似性もほぼ満足されていると考えられる。

② 断面平均の粗度係数の逆算値は，木津川の0.0km～2.8km間付近，および桂川河道で約0.045，宇治川河道が約0.028，他の河道模型区間で約0.037～0.038程度である結果が得られた。

③ 木津川河道において，流水が集中して水衝部を形成するような箇所は，5.0km～4.8km付近の右岸，3.2km付近右岸，2.0km～1.6km付近の左岸および0.8km付近の右岸である。

④ 三川合流部付近は，桂川の流れが桂川，宇治川の導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道に流入する。とくにこの流入が顕著な区間は36.4km～36.8km間である。さらに木津川との合流点では，木津川の流れが宇治川河道に流入し，宇治川の流れが導流堤を乗り越えて桂川河道に流入する。このように木津川の合流によって，宇治川，桂川の流れを全体に右岸側に追いやるような状況を呈する結果が得られた。

２）現況河道の水理現象について

（１）合流量$Q_T=6,000m^3/s$について

① 桂川の左岸高水敷からの流れは，桂川の流量増加に伴い，導流堤（隔流堤）を乗り越える傾向がより強くなる。

② 宇治川は，木津川および桂川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，全区間低水路法線に沿った流れを呈する。また，桂川の流量増に伴って，宇治川低水路内の最大流速は軽減する傾向となる。これに対し，木津川の水位，流速は，木津川自体の流量の大小によって

ほぼ決まる。

③ 木津川において，河岸沿いに流れが集中する傾向となる箇所は，5.6km～4.8km付近右岸，3.4km～3.0km付近右岸，2.4km～1.6km付近左岸および1.2km～0.8km付近右岸に発生し，この地点の最大流速は約2.3m/s～2.0m/sとなる。これに対し，計画流量配分比より木津川の流量が1,000m³/s多くなると水衝箇所が若干下流に移行する傾向となり，最大流速も約20～30%増大する結果となる。

④ 桂川の流量が計画流量配分比より1,000m³/s多くなると，宇治川の40km付近の水位は，計画高水位とほぼ同じとなる。桂川の水位も同様の傾向を示し，とくに2.1kmより上流は河道幅が減少するため，計画高水位を上回る結果が得られた。

（2）合流量Q_T=9,000m³/sについて

① 水位は，木津川を除いた他の河川のすべての地点で計画高水位を上回る。木津川は，計画流量配分比のQ=4,000m³/s時において，2.0km付近より下流側で計画高水位を上回り，さらに1,000m³/s多くなると，5.5km付近より下流側で計画高水位を上回る結果が得られた。

② 木津川の流況は，先の検証実験結果とほぼ同様である。よって，河岸沿いに流れが集中し，水衝部となる箇所も同じであり，このときの最大流速は，約2.4m/s前後である。

③ 三川合流部付近も検証実験結果とほぼ同じである。ただし，木津川流量大の場合，その合流によって，宇治川，桂川の流れを右岸側に追いやる傾向がより強くなる。

3）最大疎通可能流量について

① 本検討は，現況河道の三川合流部における木津川を主体とした最大疎通可能流量を把握したものである。なお，このときの宇治川と桂川の流量配分比は，概ね1：2の割合とした。

② この検討結果の木津川を主体とした最大疎通可能な各河川の流量は，木津川5,000m³/s，宇治川700m³/s，桂川1,500m³/s（合計流量7,200m³/s）となる値が得られた。

③ 木津川河道は，2.0km地点付近の流下能力が小さいようであり，この地点の水位がH．W．Lにいちばん接近する。なお，淀川本川の水位を下げても（32.2kmで約2m）木津川の約2.0kmより上流の水位に変化はほとんど見られない。

④ 上記の流量条件時の宇治川，桂川筋の水位は両者とも0.P.16.4mでレベルとなる。

4）宇治川，桂川導流堤（隔流堤）撤去の検討

（1）平水時の諸現象について

① 木津川筋の水位は，導流堤の有無に関係しないことが明らかとなった。

② 導流堤撤去による水位低下量の最も大きいのは桂川である。例えば，桂川流量Q＝220m³/sのときに約48cmの水位低下を示す。

③ 導流堤を撤去すると，桂川筋の流水が楠葉取水口側に寄る傾向があり，とくに木津川の流量が減少する場合には，悪水を混合した水を取水する可能性があろう。

（2）洪水時の諸現象（ケース1－6，Q_T＝9,000m³/s）

① 導流堤撤去による影響は，木津川0.0km～3.0km（約0.2m～0.3m低下），宇治川と桂川は全区間（約0.4m），淀川は35.2km～37.0km間（約0.5m低下）が水位低下となって現われる。

② 最大流速は，導流堤の撤去による河積拡大によって，この区間で約80%程度に減少するが，他の区間は殆ど変化は生じない。

4－2　移動床模型による検討

4－2－1　概要

移動床実験は，河床変動や河川構造物周辺の局所洗掘等を予測するとともに，その対策案について検討を行うものである。ここでは現況の三川合流部河道および木津川河道における河床変動，水衝部位置，局所洗掘等の問題点を明らかにし，その対策案と効果について検討を行った。なお，これらの検討に先立って，移動床模型における河床抵抗，河床変動および三次元流況等の現地と模型の相似性の程度，通水時間等について検討した移動床の検証実験も実施した。

4－2－2　実験条件

移動床検証実験の検証対象流量は，固定床実験と同様に8210号出水（昭和57年 8月の台風10号出水）とした。実験は，不定流を通水した検討を実施することが望ましいが，この場合三川のハイドログラフやピーク流量時の時間差の与え方とその実験手法の問題，さらに他の流量時におけるハイドログラフの設定方法等も困難なことから，ここでは定流による検討を行う方針とした。検証実験を行った後，固定床時と同様に三川合流量Q_T＝6000 m^3/s, 9000m^3/sを計画流量配分比（C型流量配分）で通水した検討を行った。これらの実験条件一覧表を表－4．2に示す。なお，下流端水位は，固定床と同様に先の図－4.1.1に示す32.2km地点のH～Q図を用いて設定した。

4－2－3　検証実験結果

検証実験は，8210号出水のピーク流量を定流で通水し，その通水時間と相似性について検討を行った。実験は，当初固定砂州部の植生の繁茂している領域も移動床として実施した。しかし河床変動状況等の相似性に問題のあることが判明し，この植生部の固定範囲，通水時間を変えたときの相似性について種々検討した（ケースⅠ－1－1～Ⅰ－1－4）。

（1）水位について

木津川河道の固定砂州部において，植生が繁茂して高水敷化している部分の固定範囲等を種々検討した。さらに，砂礫堆の形成，移動および水衝部の最深河床高がほぼ平衡となるような時間を目標として通水した。この通水時間は，当初2時間（模型時間）とした。しかし，図－4.2.2 に示すように通水開始後20～30分間は小規模河床波の発達に伴う水位上昇が見られ，その後安定する。これは先の相似則で述べた概略の時間縮尺より現地時間に換算すると約10～15時間に相当する。したがって，河床変動も通水1時間以下で十分安定するものと判断され，最終的には測定時間を考慮して1時間の通水とした。これよりほぼ妥当と判断した実験結果（ケースⅠ－1－4）の水位および河床高縦断図を図－4.2.3

表－４．２　実験条件一覧表

実験ケースNO	河道形状	流量（m^3/s）				下流端水位（O.Pm）	通水時間（分）
		合計流量	木津川	宇治川	桂川		
Ⅰ－１－１ ～ Ⅰ－１－３	現況，各ケースにおいて固定砂州上の植生の移動床固定範囲等を変更	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0	120
１－１－４	〃	7,000	4,000	1,000	2,000	14.0	60
１－２－１	現況，水制＋根固工案	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15	60
１－２－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	15.15	60
１－２－３	現況，根固工案	6,000	2,700	1,050	2,250	13.40	60
１－３－１	現況，水制＋根固工案	6,000	2,700	1,050	2,250	13.40	60
１－３－２	〃	9,000	5,000	1,600	2,400	15.15	60

に示す。

水位については，現地の痕跡および観測水位に対してほぼ相似性の得られた固定床検証実験と比較すると，木津川の7.0km～5.6km間および1.0kmより下流の34.0km間付近は，移動床実験結果の水位が若干高い。これに対し，5.6km～1.0km間付近は反対に固定床実験結果の水位が若干高い結果となっている。ただし，その差は最大で約0.2m程度であり，また現地水位資料と比較しても，ほぼ一致していると判断される。

（2）流況について

実験結果の流況図を図－4.2.4(1)，4.2.4(2)に示す。木津川の7.0km地点付近では，左岸側の複列的な砂州上に速い流れが見られるが，6.4km～5.8km間付近になると河道全幅でほぼ一様化した流れを呈するようになる。

5.6km付近から下流については，速い流れが右岸側の低水路河岸沿いに寄る。この傾向は，洪水流の現地調査結果（空中写真）からも得られている。5.0km地点付近から下流では高水敷化した右岸側の固定砂州上へ乗り上げて堤防に沿う流れと，河道中央へ流向を変える流れに分散する。いっぽう，堤防法線沿いの流れは，高水敷化した右岸砂州上を流速約2.5m/sで流下し，3.4km～3.2km間付近で低水路へ流入する。さらに4.4km付近左岸側においても高水敷化した固定砂州上へ乗り上がる流れが見られる。

3.4km～3.2km間付近では低水路右岸への流れの集中が見られ，最大流速約2.8m/sが発生する。この流れの集中は，現地洪水流調査結果でも見られており，傾向的にもほぼ一致している。その後主流は1.6km付近左岸側へ向かい，さらに0.4km～0km間では低水路右岸側の流れが速い。木津川と宇治川の背割堤先端部においては，流れが木津川河道側の右岸高水敷部沿いおよび35.0km～34.6km間付近の宇治川と桂川の導流堤左側に流れが集中する傾向となる。この導流堤先端部では桂川河道側へ乗り越える流れも見られる。

宇治川および桂川の流れは，固定床時と同様に木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，穏やかな流れを呈している。三川合流後の34.2km付近から下流の淀川の流れは，低水路法線にあまり影響を受けず，直進性の強い流れとなっているが，主流部は低水路内に見られ，最大流速の発生位置もほぼ固定床実験結果と同一となっている。

（3）河床変動状況について

現地の洪水前後の河床変動平面図を図－4.2.5(1)に，実験結果の河床変動平面図を図－4.2.5(2)に，水衝部の河床変動状況図を図－4.2.6(1)～4.2.6(4)に示す。

7.0km～6.8km間付近の低水路左岸側は，現地洪水後河床に比べて過大に洗掘されており，模型上での再現性はあまり良くないようである。

5.0km～6.0km間付近では低水路左岸側に砂州が形成される傾向となり，堆積状況を示し

ている。反対に右岸側は洗掘傾向となりほぼ全域が現地洪水後河床に比べてやや過大な結果となっている。5.0km付近から下流右岸側および4.4km付近から下流左岸側の高水敷化した砂州を固定したことによって，5.0km～3.6km付近までは現地の洪水前後の河床変動と同じ傾向となっており，ほぼ相似性が得られている。3.4km～3.0km間付近は，右岸側が水衝部となっており，現地の洪水前後および模型とも洗掘傾向となっているが，模型の方がこの洗掘が過大となっている。2.2km～1.4km間の低水路内も全体に洗掘傾向であり，ここでも模型の方がやや過大な状態となっている。この下流の1.2km～0km間河道は，現地および模型とも全体的に堆積傾向となっており，ここでは位置，形状ともほぼ相似になっているものと判断される。

いっぽう，木津川と宇治川の背割堤先端部付近における木津川河道の低水路右岸側（35.0km～34.6km），および宇治川との合流後の低水路右岸側（35.0km～34.6km）は，洗掘傾向となっており，これはほぼ現地の状況と一致する。さらに37.0km～34.6km間の宇治川および桂川河道は，若干の河床低下が生ずる程度であり，これもほぼ現地の河床変動と一致している。ただし，35.0km～34.6km間付近の桂川河道の低水路右岸沿いで模型の洗掘がやや過大な傾向となっている。

三川合流後の34.4km付近より下流河道の河床変動状況は，現地河道および実験結果とも堆積傾向となっており，若干実験結果の方が過大な箇所も見られるが，ほぼ相似になっているものと考えられる。

なお，ここで比較した現地の河床変動状況は，洪水直後のものではなく，昭和59年度測量断面(200mピッチ）であるため，その間の小出水等によって最深河床高等が変化，あるいは埋め戻されている可能性がある。これに対し実験は定流を通水しているため，最深河床部が埋め戻されることもなく，最大の洗掘状態で測定されている。このため水衝部等の局所洗掘箇所は59年度横断より大きく洗掘されている可能性も考えられる。

以上のような結果より，ほぼ相似性は得られているものの，水衝部等の河床変動は，実験結果の方が過大な傾向になっているものと判断される。ただし，最大洗掘深は，実験結果と同程度まで発生する可能性は考えられる。いずれにしても現地の洪水前後の河床変動は非常に少なく，実験結果も水衝部等を除くと同様に少ない。また堆積および洗掘箇所も概略一致していることから，実験結果は現地の河床変動をほぼ再現しているものと考えられる。ただし，木津川模型上流端の7.6km～7.0km間付近は，給砂を行っていないため，全体に河床低下傾向となる。この区間は給砂区間と考えるべきであろう。

さらに，実際河川では，河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

4－2－4　水衝部対策案の検討

木津川下流部の河道は，以前は合流点付近まで多列の砂礫堆が形成されていたと考えられる。しかし，河床低下の進行により，次第に単列の砂礫堆となり，さらにこの砂礫堆上に植生が繁茂し，高水敷化した様相を呈している。このため水衝部位置は，いずれも低水路の湾曲している外岸側で，かつ河岸が堤防に近接した地点で発生している。これらの水衝部位置を図－4.2.7に示す。ここでは，この現況河道時における水衝部の局所洗掘対策についての検討を行った。対策工は，洗掘規模の比較的大きい木津川の1.6km～2.0km間左岸，同じく3.0km～3.4km間右岸は，透過型水制を配置し，他の箇所は根固工（捨石工）を配置し，その対策効果を把握した。なお，水衝部対策として，この他に根固工案のみによる検討も実施している。

1）対策工案の検討（ケースⅠ－2－1～Ⅰ－3－2）

（1）ケースⅠ－2－1

上述したように対策工は，洗掘規模の比較的大きい木津川の1.6km～2.0km間左岸，および3.0km～3.4km間の右岸について杭出しの透過水制を設置した。この水制は杭径0.36m，杭間隔1.5mで4列の千鳥としたものであり，水制長は1.6km～2.0km左岸地点で6.0m，3.0km～3.4km間右岸で10mとした。水制高はQ_T＝6,000m³/s時（木津川Q＝2,700m³/s）における概略の平均的水深の約0.4の範囲である3.0mとした。この高さは計画高水敷高より約1.5m低い位置に相当する。水制間隔は水制長の2倍とした。

いっぽう，根固工（捨石工）は，径約84cm（模型約14mm），重量約1t（模型約4.8g）相当の砕石を用い，幅6.0m，厚さ約2.0mに敷設した。根固工の重量は掃流力に十分耐え得れば良いわけであるが，ここに用いた砕石は入手の関係上重量がかなり過大となっている。根固工の敷設範囲は，木津川の5.0km～5.6km間右岸，木津川と宇治川の合流後河道の34.6km～35.0km間の導流堤（隔流堤）先端部および34.3km～34.8km間の低水路右岸側である。また水制基礎の根固めも同一砕石を用いた。これらの対策工位置，諸元を図－4.2.8に示す。

①水位，流況について

実験結果の水位河床高縦断図を図－4.2.9に示す。本ケースは，概略の対策効果を把握しようとしたため，三川合流点付近と木津川河道のみで水位測定を行った。水位は，固定床実験結果（ケース1－3－1）とほぼ同じであり，木津川の2.0km付近より下流側，淀川および宇治川と桂川河道の模型範囲でH．W．Lを上回る結果となっている。

いっぽう，流況については，河床変動によって水衝部付近の最大流速が固定床実験結果より約1割程度低減するようである。また水制設置箇所は，水制先端部付近の流速に対し，

水制間では約1/2以下に減少し，1.0m/s前後の流速となっている。ただし，これらの対策工によって，主流部位置が変化する様子もなく，先の検証実験結果の流況と有意な差はないようである。

②河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－4.2.10に示す。河床変動が顕著な箇所は，模型上流端の補給砂区間と考えられる部分を除き，木津川の5.0km～5.6km間付近右岸，3.0km～3.4km間付近右岸，1.6km～2.0km間付近左岸，木津川と宇治川の背割堤先端付近の木津川側河道右岸，宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）先端付近の宇治川河道右岸（34.8km～35.0km）と桂川および淀川河道右岸（34.2km～35.2km）である。これらの箇所はいずれも局所洗掘対策を行った区間に位置する。とくに洗掘が河岸沿いに近く，かつその規模が比較的大きかった3.2km付近右岸および1.8km付近左岸の水制設置箇所は，水制背後で堆積傾向となっており，河岸沿いの洗掘が防止される結果が得られた。また水制前面は，依然として洗掘が生じているが，対策前より最大洗掘深は軽減される効果も得られている。ただし，3.4km～3.0km間右岸における水制上流端付近では，水制前面の洗掘規模が小さいことから，対策範囲を縮小しても良いと判断される。さらに1.8km付近左岸の水制上下流端付近でも，同様に水制前面の洗掘規模が小さい。また水制長が短いことから，河岸の洗掘防止範囲も狭いようである。いっぽう，根固工の設置箇所においても，河岸沿いの洗掘が防止される効果が得られている。しかし，根固工前面の洗掘は，対策前の洗掘深に対して軽減する効果は得られていない。この根固工前面の洗掘によって，根固工前面で若干の崩落，沈下等が見られるが，河岸沿いは初期の形状が維持されている。なお，34.8km～34.3km間右岸は，現況砂州の変動による洗掘であってとくに対策の必要はないようであった。

（2）ケースⅠ－2－2

先のⅠ－2－1の検討により，水制および根固工の対策によって，河岸沿いの局所洗掘をかなり防止できることが明らかとなった。これらの結果をもとに，本ケースは，対策範囲を必要最小限とし，より効果的な規模やその範囲について検討を行うものである。水制工は前ケースと同様に杭径0.36m，杭間隔1.5mで4列の千鳥とした透過型としたものである。水制設置範囲は，木津川の3.0km付近右岸で水制長が15m，水制間隔を水制長の2倍として，3.0km右岸地点から11基（300m上流地点まで）設置した。このとき上流側の水制2基は，水制自体の先端部付近の洗掘を防止するため，水制長を7.5mと11.0mに短くした。また1.8km付近左岸側は，水制長を10mとし，水制間隔は同様に水制長の2倍であり，1.8km地点から下流側が4基，上流側が8基の計12基（220m範囲）設置した。上流側

からの水制２基はそれぞれ長さ5.0m，7.5mと短くした。根固工の敷設範囲は，木津川の5.0km～5.6km間右岸および宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）先端部の34.6km～35.0km間宇治川側河道が前ケースと同位置である。このほかに前ケースで洗掘が見受けられた木津川と宇治川の背割堤先端部における木津川側河道の35.2km～35.6km間低水路河岸に根固工を行った。また，前回対策を行った34.3km～34.8km間の低水路右岸側は今回対策を行っていない。根固工は，前回と同様径約84cm（模型約14mm），重量約１ｔ（模型約4.8ｇ）相当の砕石を用いた。敷設幅は前ケースにおいて根固工前面の洗掘が比較的小さかった木津川の5.4km～5.6km間右岸を４m，他は6.0mとし，厚さは両者とも2.0mとした。これらの対策工位置，諸元を図－4.2.11に示す。

①水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－4.2.12に示す。水位は先の固定床実験結果（ケース１－３－１）より若干高い程度で，ほぼ同じ傾向を示している。したがって，この水位は，木津川の2.5km付近より下流側，宇治川と桂川および淀川河道の模型範囲において，いずれもＨ．Ｗ．Ｌを上回る結果となっている。淀川の水位は，上流に向ってＨ．Ｗ．Ｌを上回る値が大きくなり，36.0km地点付近で約0.8m上回る。さらに宇治川および桂川河道は約1.3m～1.6m上回っている。なお，水制等の設置が水位に影響を及ぼすようなことはほとんどないようであり，むしろ河床変動自体による影響の方が大きいのではないかと考えられる。

②流況について

実験結果の流況図を図－4.2.13に示す。宇治川および桂川はこれまでと同様に，木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受けるため，穏やかな流れとなっており，水理的に問題となるような現象は見受けられない。木津川河道は，主流部で約2.2m/s～2.6m/sの最大流速が発生し，また合流部の背割堤および導流堤先端付近，さらに合流後の淀川河道では約2.8m/s前後の流速が発生する。

いっぽう，根固工および水制による対策によって，主流部位置が変化するようなこともなく，また対策範囲等の違いによって，流況が変化するようなこともないようである。

③河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－4.2.14に，対策工周辺の河床変動状況を図－4.2.15(1)～4.2.15(4)に示す。河床変動は，先のケース１－２－１と大きな違いは生じておらず，水衝部は5.0km～5.4km間付近右岸，3.0km～3.4km間付近右岸，1.6km～2.0km間付近左岸背

割堤および導流堤先端付近の三川合流部付近に生じている。水制設置箇所の3.3km～3.0km間右岸は，水制背後でいずれも堆積傾向となっており，その効果が得られている。また，これまでと同様に水制前面は洗掘されているが，対策前より最大洗掘深および洗掘範囲とも軽減されている。ただし，前ケースより上流側の水制設置範囲を縮小したため，水制の上流約200m間で低水路河岸沿いが洗掘傾向となる。この区間は高水敷幅もあり，かつ洗掘深も約1.5m前後であることから早急な対策は必要ないと考えられ，洗掘が進行した場合に根固工等の対策を行えば良いと判断される。

1.8km付近左岸の水制設置区間においても，洗掘領域が水制によって河岸沿いから離れた位置に移動し，水制背後は堆積傾向となって，河岸沿いの洗掘が防止される結果が得られている。ただし，ここでは水制下流側の約200m間が依然として洗掘傾向であるが，河岸沿いは1.5m以下の洗掘である。

いっぽう，根固工の敷設箇所も，河岸沿いの洗掘が防止される結果が得られている。とくに木津川の5.0km～5.2km間右岸の根固工敷設箇所は，その前面で2.0m前後の洗掘が生じているにもかかわらず，根固工自体の崩落や沈下等も少ない。

また，5.2kmから上流に向って，河岸沿いの洗掘は小さくなり，5.6km地点ではほとんど洗掘が生じない状況であった。このため，根固工の敷設区間としては，河岸沿いの洗掘が大となる5.0km～5.2km間で十分とも考えられる。木津川と宇治川の背割堤先端高水敷部における木津川側河道の根固工敷設箇所では，下流端付近の35.2km右岸の根固工前面で最大約3.0mの洗掘が生じ，敷設幅6.0mのうち前面の約半分が崩落，沈下する状況を呈していた。ただし，河岸沿いは初期の形状が維持されており，その効果は十分得られている。また根固工敷設範囲は35.2km～35.6km間としたが，35.4km～35.6km間付近右岸は，前面の洗掘が少ないことから，この区間は対策の必要はないと思われる。さらに宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川，木津川合流後河道右岸側（34.6km－80m～35.0km）においても，根固工による洗掘防止効果が得られており，前面の洗掘も少ないことから崩落や沈下も生じていない。ここでも34.8km～35.0km間付近は前面の洗掘が少ないことから，とくに対策の必要はないようであった。他の模型区間内においても，河床変動が若干大きな箇所も見受けられたが，河岸沿いに生ずる局所洗掘ではないため，問題は少ないと判断される。

（3）ケースⅠ－2－3（根固工のみの場合の検討）

水衝部の局所洗掘対策として，洗掘規模が比較的大きく，かつ河岸が堤防に近接した地点（3.0km付近右岸，1.8km付近左岸）については透過型の杭出し水制を設置した検討を行ってきた。

本ケースは，この透過水制の設置箇所も含め，対策工としてすべて根固工のみとした場合の効果について検討したものである。根固工は，これまでと同様に径約84cm（模型約14mm），重量約1ｔ（模型約4.8ｇ）相当の砕石を用いた。根固工の敷設範囲は，木津川の5.2km～5.0km間右岸，前ケースまで水制設置箇所であった3.3km～3.0km間右岸と2.0km～1.8km間左岸，およびこれまでと同様の木津川と宇治川の背割堤先端部における木津川側河道の35.6km～35.2km間低水路河岸部，宇治川と桂川の導流堤先端部35.0km～34.6km間の宇治川側河道である。この根固工の敷設幅は，いずれも6.0mとし，厚さを2.0mとした。これらの対策工位置，諸元を図－4.2.16に示す。なお実験は，三川合流量Q_T＝6000m³/s（木津川Q＝2700m³/s，宇治川Q＝1050m³/s，桂川Q＝2250m³/s）による検討（ケースⅠ－2－3－1）を行い，さらに引き続いて検証実験と同一条件のQ_T＝7000m³/s（木津川Q＝4000m³/s，宇治川Q＝1000m³/s，桂川Q＝2000m³/s）を通水（ケースⅠ－2－3－2，河床変動状況のみ）して対策効果を調べた。

①水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－4.2.17に示す。本ケースの水位も先の固定床実験結果（ケース1－2－1）とほぼ同一である。水面勾配は，淀川と木津川が約1/2000，宇治川および桂川が木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，それぞれ約1/12000，約1/6000と非常に緩やかな勾配となっている。また淀川および木津川の水位は，いずれもH．W．Lまで1.0m以上の余裕があり，三川合流部付近から遠ざかるにしたがってその差が大きくなる傾向となっている。これに対し，宇治川，桂川の水位は，H．W．Lまでの余裕が約50cm～30cm程度である。

②流況，流速について

実験結果の流況図を図-4.2.18に示す。これまでのケースと同様に宇治川および桂川は，全区間低水路に沿った穏やかな流れを呈している。木津川は，水衝部となる5.0km付近右岸，3.2km付近右岸，2.0km付近左岸および背割堤と導流堤先端の木津川側河道右岸に速い流れが見られ，この付近の最大流速は約2.6m/sが生じている。宇治川，桂川の導流堤を境にした各低水路の流れは，下流に向って最大流速が約1.5m/sから約2.2m/sと徐々に増大し，三川合流後の淀川河道では約2.5m/s～3.0m/sの流速が発生する。

③河床変動と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図-4.2.19に，対策工周辺の河床変動状況を図-4.2.20(1)～4.2.20(4)に示す。河床変動傾向は先のケースⅠ－2－2とほぼ同じである。ただし，流量規模の違いによって，河床変動量そのものは少なく，水衝部の根固工敷設箇所のいずれにおいても，河岸沿いの洗掘は防止される結果が得られている。木津川の5.0km～5.2km間の右岸の根固工前面の洗掘は，約1.5m前後であり，根固工自体の崩落や沈下等も生じていない。またこの上下流河岸沿いの洗掘も最大で約1.0m程度である。3.0km～3.3km間右岸側の根固工のうち，下流側半分の約150m間付近で根固工前面の洗掘がやや大きい（約2.0～2.5mの洗掘）ため，敷設幅6.0mのうち前面の2.0m～3.0mの範囲で沈下や崩落が若干生ずる状況にあり，最大洗掘位置も水制設置時より河岸沿いとなっている。しかし，根固工敷設区間の上下流は洗掘も少なく特に問題はないようであった。1.8km～2.0km間左岸は，根固工前面で約2.0m程度の洗掘が生じ，敷設幅6.0mのうち前面の約2.0mで崩落や沈下が見られた。しかし，根固工敷設区間以外では，特に問題はないようである。

いっぽう，三川合流部付近では，まず35.2km～35.4km間の木津川河道右岸側の根固工前面で約2.0mの洗掘が生じ，根固工敷設幅の約半分で崩落や沈下等が生じている。しかし，この上流側の洗掘は少なく，35.4km～35.6km間の根固工は特に必要はない程度であった。また宇治川と合流後の導流堤洗掘端の34.6km～35.0km間宇治川側河道は洗掘が防止され，根固工も敷設時の状態が維持されている。

次に，ケースⅠ－2－3－1のQ_T＝6000m^3/s（木津川Q＝2700m^3/s）の結果では河床変動も少ないことから，この通水後河床に先の検証実験と同一条件のQ_T＝7000m^3/s（木津川Q＝4000m^3/s，ケースⅠ－2－3－2）を通水し，根固工の対策効果についてさらに調べた。この結果の対策工周辺の河床変動状況を図－4.2.21(1)～4.2.21(4)に示す。これによると河床変動状況は，先のケースⅠ－2－3－1と同一傾向である。しかし，水衝部箇所は，洗掘深，範囲とも増大している。まず5.0km～5.2km付近右岸の根固工前面は，最大で約2.0m程度の洗掘となったが，この根固工が崩落したり，沈下するようなことはなかった。また，この上流側の河岸沿いが5.6km付近まで，根固工下流側の約50m間で1.5m程度の洗掘が生ずる結果となった。3.0km～3.3km間右岸の根固工敷設箇所前面では，流量の増大によって，流水がより集中して洗掘も増大した。根固工は前面の洗掘によっていずれも崩落し，とくに3.0km～3.2km間は，敷設幅6.0mのうち4.0m～4.5mで崩落や沈下が生じてしまった。またこの右岸側上流でも洗掘が増大していることから，洗掘防止のためには，この根固工よりも水制工の方が効果的であると判断される。いっぽう，1.8km～2.0km間左岸は，この根固工前面で約2.0m～2.5m前後の洗掘となり，敷設幅の約半分が崩落，沈下した。これは水制設置案（ケースⅠ－2－2）に比べ洗掘も増大する結果となっ

ている。三川合流部付近は，根固工前面の洗掘が増大し，とくにその領域が導流堤先端の宇治川側河道の導流堤沿いに寄る傾向となる。しかし，根固工は，いずれも先のケースⅠ－２－３－１とほぼ同じ状態が保たれている。

（４）ケースⅠ－３－１

ケースⅠ－２－３の結果より，水衝部の局所洗掘対策として根固工のみによってもかなりその防止効果が得られることが明らかとなった。しかしながら，流水の集中度が大きい木津川の3.2k㎞付近右岸および2.0k㎞付近左岸は，根固工前面の洗掘によって，根固工自体の崩落や沈下も大きく，かつ主流部が水制案より河岸沿いに生ずる。この地点はとくに河岸が堤防に接近していることから，洗掘防止効果の得られる水制案の方がより安全で効果的と考えられる。そこで本ケースは，対策工案として3.3k㎞～3.0k㎞右岸及び2.0k㎞～1.8K㎞左岸に透過水制を設置した。この配置諸元はケースⅠ－２－２とまったく同一である。他の水衝部箇所の対策工は，木津川の5.2k㎞～5.0k㎞右岸，および三川合流部付近河道の木津川の35.6k㎞～35.2k㎞間右岸，宇治川との合流後河道の導流堤先端の35.0k㎞～34.6k㎞間宇治川河道側に根固工を敷設した。これらの敷設諸元はケースⅠ－２－３と同一である。なお，本ケースは先のケースⅠ－２－２のQ_T=9000 m^3/sに対し，Q_T＝6000m^3/sを通水して検討したものである。

①水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－4.2.22に示す。本ケースも先のケースⅠ－２－３および固定床実験の水位とほぼ同じである。したがって，対策工等の差異が水位に与える影響はほとんどないといえる。

②流況，流速について

実験結果の流況図を図－4.2.23に示す。宇治川および桂川河道は，木津川の合流による堰上げ背水の影響を受け，穏やかな流れとなっており，とくに問題となるような現象は見られない。木津川河道は水衝部付近の最大流速が約2.0m/s～2.3m/s生じているが，水制設置箇所の河岸沿いは約0.8m/s前後に低減している。また，宇治川と桂川の導流堤を境にした流れは，先のケースⅠ－２－３－１とほぼ同じであり，下流に向って最大流速が約1.5m/s～2.3m/sと徐々に増大し，三川合流後の淀川河道は，約2.6m/s～3.0m/sの流速が発生している。

③河床変動と対策効果について

実験結果の河床変動面図を図－4.2.24に，対策工周辺の河床変動状況を図－4.2.25(1)

～4.2.25(4)に示す。河道全体の河床変動状況は，先のケースⅠ－2－3－1とほぼ同じである。水衝部の対策工周辺は，まず木津川の5.2km～5.0km間右岸の根固工前面が約1.0m前後の洗掘と小さく，根固工の崩落や沈下も生じておらず，とくに問題もないようである。3.3km～3.0km間右岸の水制設置区間は，この水制背後で堆積傾向になっており，先の根固工案より洗掘領域も小さく，かつ河岸より離れた位置が最深部となっている。よって根固工案より効果的であり，また先のケースⅠ－2－2と同様の効果が得られる結果となっている。

2.0km～1.8km間左岸の水制設置区間においても，根固工案より最深部位置が河岸から離れた位置に移り，かつ洗掘深も軽減されている。また流量規模の違いによって，先のケースⅠ－2－2より洗掘深，洗掘領域とも小さい。

いっぽう，三川合流部付近は，根固工前面で約2.0m前後の洗掘が生じ，このうち洗掘の大きい35.2km付近の木津川河道右岸は，根固工敷設幅の約半分程度で崩落や沈下が若干見られた。しかし，35.6km～35.4km間の木津川河道右岸の根固工前面の洗掘は少なく，先のケースⅠ－2－2と同様対策の必要はないと思われる。さらに，宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川側河道沿いの根固工(34.6km-80m～35.0km間)も洗掘防止効果が得られており，このうち34.8km～35.0km間の根固工前面の洗掘が少ない。よって先のケースⅠ－2－2と同様，本ケースもこの34.8km～35.0km間の根固工は必要ないと考えられる。

（5）ケースⅠ－3－2（Q_T=9000m³/s，L型流量配分）

水衝部の局所洗掘対策として，洗掘規模が比較的大きく，かつ河岸が堤防に接近した地点に透過水制を配置し，他の箇所は根固工（捨石工）を敷設することによって，その効果が得られることを明らかにしてきた。そこで本ケースは三川合流量Q_T＝9000m³/sの計画流量配分比（C型流量配分，ケースⅠ－2－2）に対して，木津川流量が1000m³/s多く，桂川流量が反対に1000m³/s少ない場合，すなわち木津川の流量が他の二川よりも相対的に多い場合についての対策効果を検討した。よって対策工の配置諸元は，透過水制および根固工として先のケースⅠ－3－1と全く同一である。

①水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－4.2.26に示す。水位は，木津川の約5.0km付近から上流を除く模型範囲の他の全ての地点で計画高水位（H．W．L）を上回っている。淀川の水位は，上流に向ってH．W．Lを上回る値が大きくなり，36.0km地点付近で約0.8m上回る。さらに宇治川および桂川河道は約1.0m～1.2m上回っている。この宇治川および桂川河道は，C型流量配分のケースⅠ－2－2より若干水位が低い（約30cm）。木津川

河道は，約5.0km付近から下流でH．W．Lを上回り，0km地点で約0.8mと最大となっている。これらの水位は先の固定床実験結果（ケース1－3－2）とほぼ同じである。

②流況，流速について

実験結果の流況図を図－4.2.27に示す。宇治川および桂川河道は，これまでと同様に穏やかな流れであり，とくに問題となるような顕著な現象は見られない。木津川は，水衝部となる5.0km付近右岸，3.2km付近，2.0km付近左岸および背割堤と導流堤先端付近の木津川河道右岸に速い流れが生じている。この付近の最大流速は約2.7m/s～2.8m/sとなっており，先のケースⅠ－2－2に対して約1割程度流速が増大している。宇治川と桂川の導流堤を境にした各低水路内の流れは，下流に向って，最大流速が約1.4m/s～2.0m/sと徐々に増大し，三川合流後の淀川河道では約2.8m/s～3.0m/s前後の流速が発生している。

③河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－4.2.28に，対策工周辺の河床変動状況を図-4.2.29(1)～4.2.29(4)に示す。木津川河道は，流量の増大によって全体に河床低下の様相を呈している。とくに洗掘の大きい箇所は，3.0km～3.2km間付近および三川合流部の35.2km～34.2km間付近である。反対に堆積が顕著な箇所は，木津川の0.8km～0.0km間付近で生じている。このような傾向は先のケースⅠ－3－1とも同じであるが，河床変動量は本ケースの方が多くなっている。5.2km～5.0km間右岸の根固工設置区間は，その前面で最大約2.5mの洗掘が生じ，敷設幅6.0mのうち約2.0m～3.0mで崩落や沈下が生じている。また流量の増大によって根固工の上流側の洗掘も進行しており，安全性を考慮すると5.4km付近まで根固工を敷設した方が良いと考えられる。

水制工の設置箇所である3.3km～3.0km間右岸は，この水制前面の最深河床高および洗掘領域にも先のケースⅠ－2－2より増大した。しかし，水制によって河岸沿いの洗掘は防止されており，水制背後で若干堆積傾向となっている。また，本ケースも水制の上流側約250m間で低水路河岸沿いが洗掘傾向となる。ただし先のケースⅠ－2－2でも述べてあるようにこの区間は高水敷幅もあることから洗掘が進行した場合に根固工等の対策を行えば良いと判断される。

2.0km～1.8km間左岸の水制設置箇所においても，河岸沿いの洗掘が防止され，洗掘領域および最深河床地点とも水制前面で生じている。水制下流側も河床低下がさらに進行した状態となった。この区間は右岸に高水敷化した砂州があり，現況低水路幅がかなり狭くなっていることから，洗掘防止としてはむしろ低水路幅の拡幅が必要と考えられる。

いっぽう，三川合流部の木津川と宇治川の背割堤先端の木津川側河道，および宇治川と

桂川の導流堤先端の宇治川側河道河岸沿いも局所洗掘が先のケースⅠ－２－２より増大した。両者とも最深河床地点付近の根固工前面が，敷設幅6.0mの約半分で崩落や沈下が生ずる状態を呈していた。しかし，河岸沿いはいずれも初期形状が維持されており，対策の効果は得られている。なお，35.4km～35.6km間の木津川河道右岸の根固工は，これまでのケースと同様その前面の洗掘も少ないことから，対策の必要はないと判断される。

４－２－５　実験結果のまとめ

（１）　検証実験結果について

①　検証実験は，８２１０号出水のピーク流量を定流で通水し，その通水時間と相似性について検討を行った。実験は，当初固定砂州部の植生の繁茂している領域も移動床として実施した。しかし，河床変動状況等の相似性に問題のあることが判明し，この植生部の固定範囲，通水時間を変えたときの相似性について種々検討を行った。

②　定流実験により，砂礫堆の形成，移動および水衝部の最深河床高がほぼ平衡となるような時間を目標に通水した。この通水時間は，当初２時間（模型時間）としたが，通水開始後20～30分間は小規模模型河床波の発達に伴う水位上昇が見られ，その後安定する。このため，河床変動も通水１時間以下ではほぼ安定するものと判断され，最終的には測定時間を考慮して１時間の通水とした。

③　水位については，現地の痕跡および観測水位に対してほぼ相似性の得られた固定床検証実験と比較すると，その差は最大でも約0.2m程度である。したがって，移動床水位についても粗度の相似性がほぼ満足されているものと判断される。

④　流況，流速については，現地の航測資料による表層の最大流速値とその発生位置に対し，模型でもほぼ一致している。したがって，水衝部位置や流れの状況もはぼ相似になっているものと考えられる。

⑤　水衝部等の河床変動は，定流の長時間通水のため実験結果の方が過大になっているものと判断される。ただし，比較した現地の河床横断は洪水直後ではなく，昭和59年度測量断面（200mピッチ）であるため，その間の小出水等によって最深河床高等が変化，あるいは埋め戻されている可能性がある。これに対し実験結果は，最深河床部が埋め戻されることもなく，最大洗掘状態で測定されている。このため水衝部等の局所洗掘箇所は，59年

度横断より大きい傾向となっていることも考えられる。また，最大洗掘深は，実験結果と同程度まで発生する可能性も考えられる。

⑥　現地の洪水前後の河床変動は非常に少なく，実験結果も水衝部等を除くと同様に少ない。また堆積および洗掘箇所も概略一致しており，実験結果は現地の河床変動をほぼ再現しているものと考えられる。

⑦　木津川模型上流端の7.6km～7.0km間付近は，給砂を行っていないため，全体に河床低下傾向となる。この区間は給砂区間と考えるべきであろう。

⑧　実際河川では，河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

（2）水衝部の対策案とその効果について

①　木津川下流部の河道は，以前は合流点付近まで多列の砂礫堆が形成されていたと考えられる。しかし，河床低下の進行により，次第に単列の砂礫堆となり，さらにこの砂礫堆上に植生が繁茂し，高水敷化した様相を呈している。このため水衝部位置は，いずれも低水路の湾曲している外岸側で，かつ河岸が堤防に接近した地点で発生している。ここでは，この現況河道時における水衝部の局所洗掘対策について検討を行った。対策工は，洗掘規模の比較的大きい木津川の1.8km～2.0km間左岸，同じく3.0km～3.3km間右岸は，透過型水制を配置し，他の箇所は根固工（捨石工）を配置し，その対策効果を把握した。なお，水衝部対策として，この他に根固工案のみによる検討も実施した。

②　実験結果より，対策効果の得られた水衝部の対策工とその範囲を図－4.2.30に示す。対策工として用いた透過水制は，杭径36cm，杭間隔1.5mで4列の千鳥とし，木津川の3.0km～3.3km間右岸には水制長15m，水制間隔を水制長の2倍の30mとして11基設置した。このとき上流側水制2基は，水制先端部周辺の洗掘軽減を目的とし，水制長を7.5m，10mと短くした。いっぽう，1.8km～2.0km間左岸は，現況低水路幅が狭いことから，水制長を10mとし，水制間隔は同様水制長の2倍の20mに12基設置し，かつ上流側水制2基はそれぞれ水制長を5.0m，7.5mと短くした。

③　木津川5.0km～5.2km間右岸および三川合流部の導流堤（隔流堤）と背割堤（導流堤）

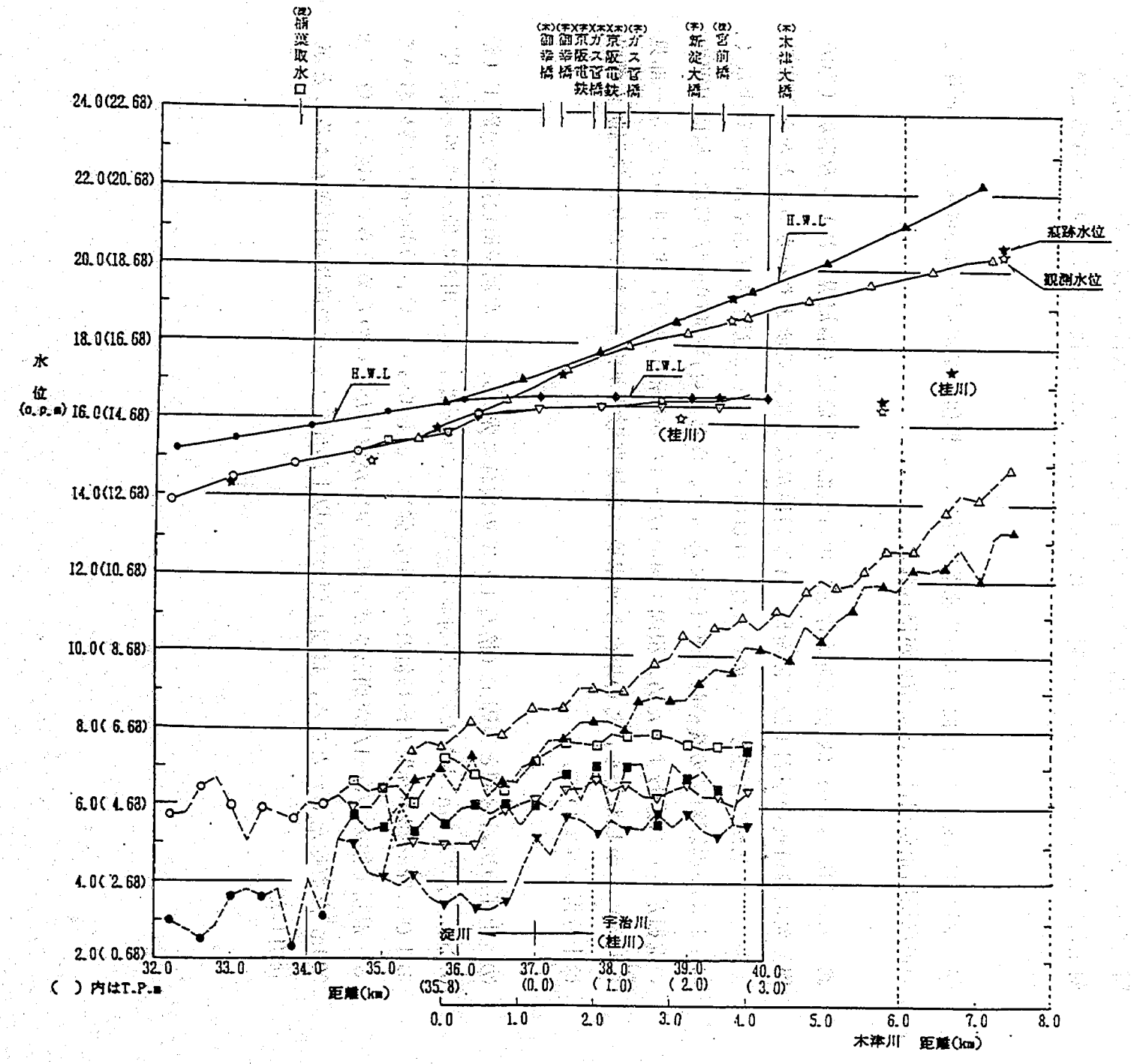
先端付近堤脚に敷設した根固工（捨石工）は，現地ブロック重量約１ｔ相当の砕石（粒径約14㎜，重さ約4.8g）を用い，幅6.0m，厚さ約2.0mとした。根固工の重量は掃流力に十分耐え得られれば良いわけであるが，ここに用いた砕石は入手の関係上重量がかなり過大となっている。

④　木津川3.0k㎞～3.3k㎞間付近右岸は，上述の透過水制の設置により，河岸沿いの洗掘が防止され，かつ洗掘位置も河岸から離れた所に移って，最大洗掘深およびその洗掘領域も対策前に対し，軽減することを明らかにした。また，水制背後は堆積傾向となる結果が得られた。

⑤　木津川1.8k㎞～2.0k㎞間付近左岸側も同様に，洗掘領域が水制先端部に移動し，河岸沿いの洗掘防止が可能である結果が得られた。

⑥　木津川5.0k㎞～5.2k㎞間付近右岸と三川合流部の導流堤（隔流堤）および背割堤（導流堤）先端部付近の根固工敷設箇所は，洗掘規模が水制設置箇所より小さいことから，根固工前面で洗掘が若干生ずるものの，$Q_T=6000m^3/s$時では根固工の崩落や沈下等も少なく，河岸および堤脚沿いの洗掘防止が可能であった。また，$Q_T=9000m^3/s$時は，根固工前面の洗掘がさらに進行するため，根固工幅の1/3～1/2が崩落したり，沈下する現象が一部見られる。しかしながら，この場合も河岸沿いは初期形状が維持されており，洗掘防止効果は十分得られていた。

⑦　上述の透過水制と根固工（捨石工）案の検討に先立って，水制設置箇所も根固工（幅6.0m，厚さ2.0m）とした案の検討を実施した。この結果，木津川の3.0k㎞～3.3k㎞間右岸および1.8k㎞～2.0k㎞間左岸は流れの集中が強いこともあって，$Q_T=7000m^3/s$時においても，根固工幅の1/3～1/2が崩落や沈下する現象が生じた。このためさらに引続き，$Q_T=9000m^3/s$を通水したところ，根固工幅の2/3以上が崩落し，その維持が困難であることが判明した。



河道形状：現況河道

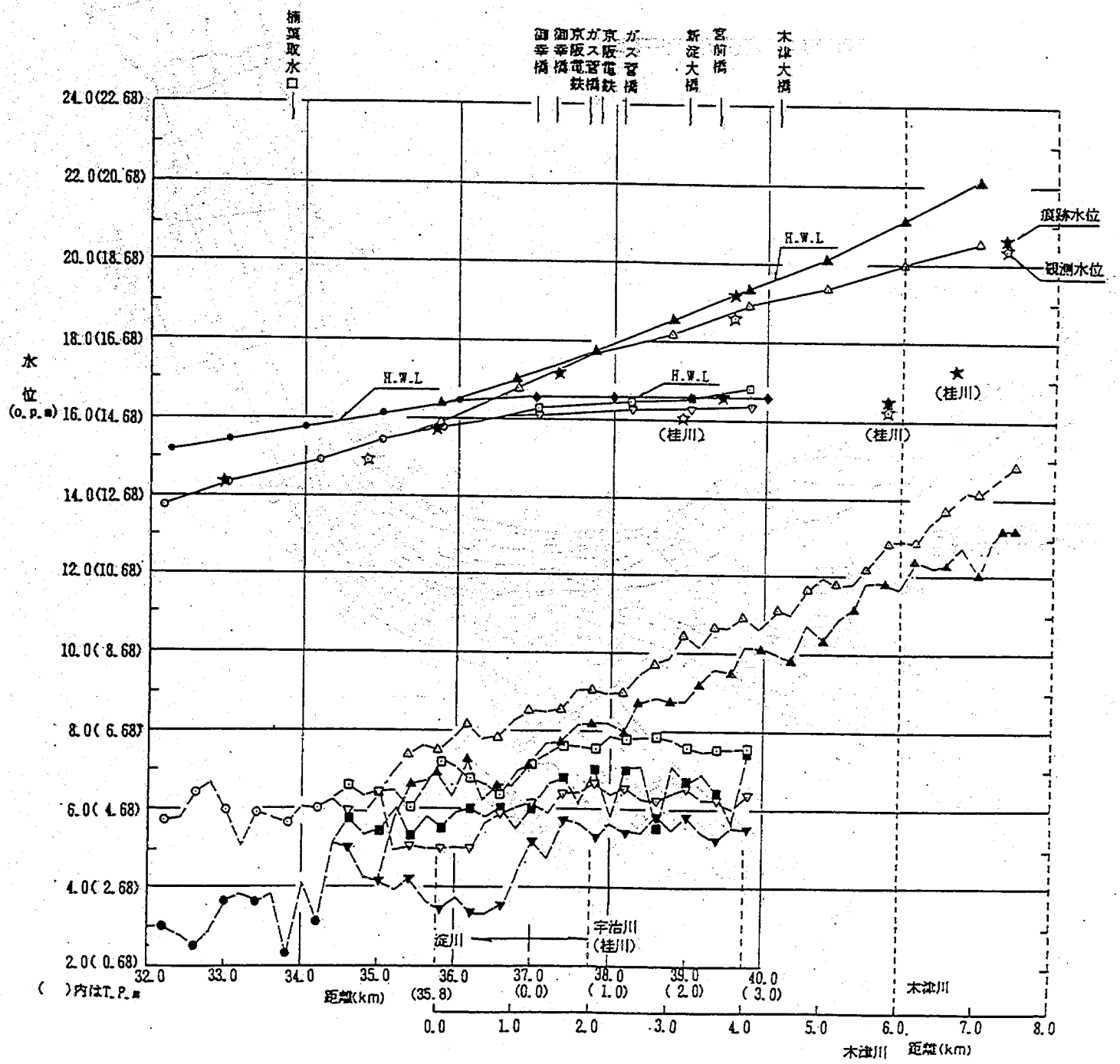
実験ケース		1-1
流量(m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂川	2000
	淀川	7000
下流水位(o.p.m)		14.000 (13.890)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■	◆—◆	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

図 —4.1.2水位縦断図



河道形状：現況河道

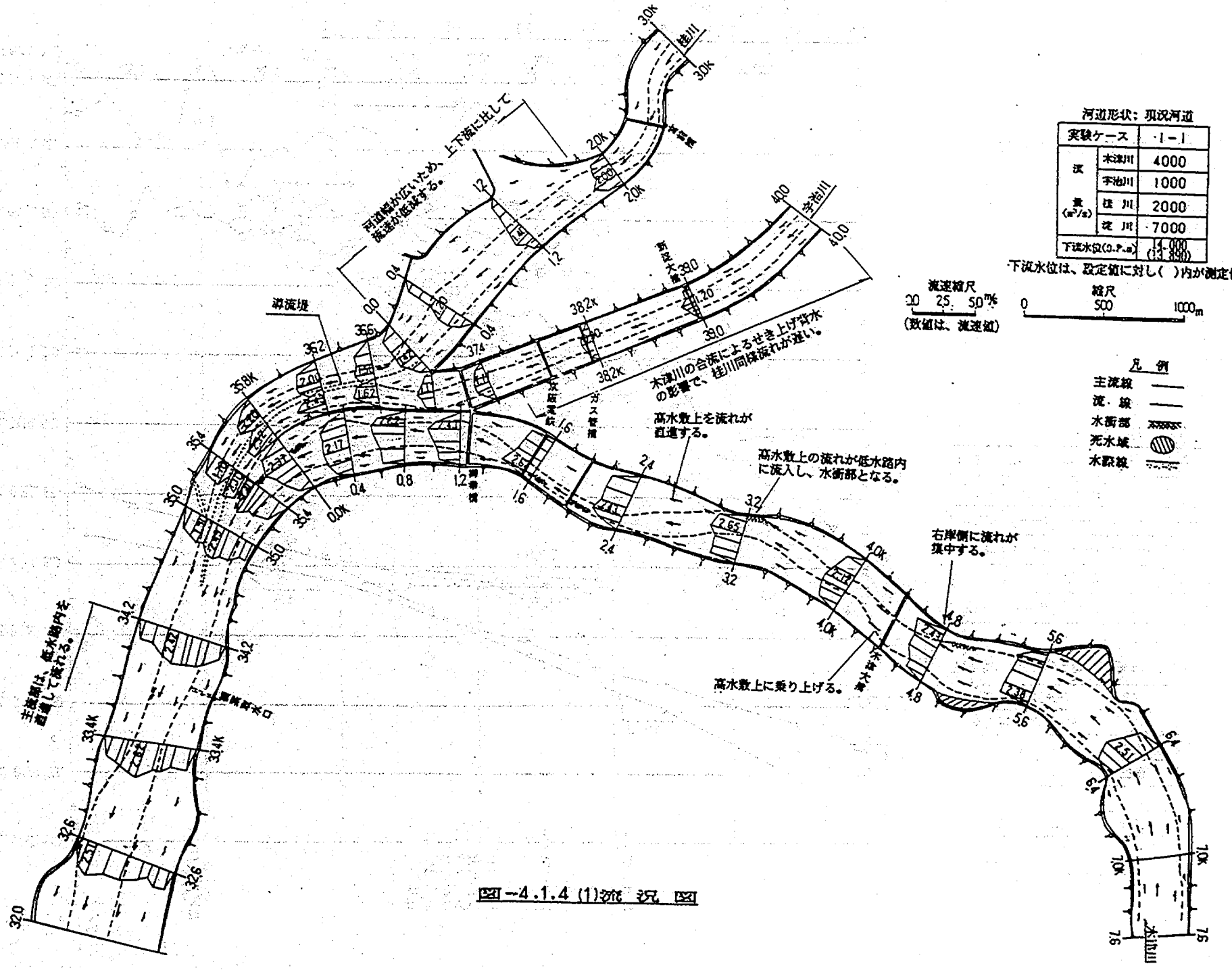
実験ケース		1－1
流量 (m^3/s)	木津川	4300
	宇治川	770
	桂川	2000
	淀川	7070
下流水位(O.P.m)		14.000 (13.800)
通水時間(min)		60

下流水位は設定値に対し( )内が測定値

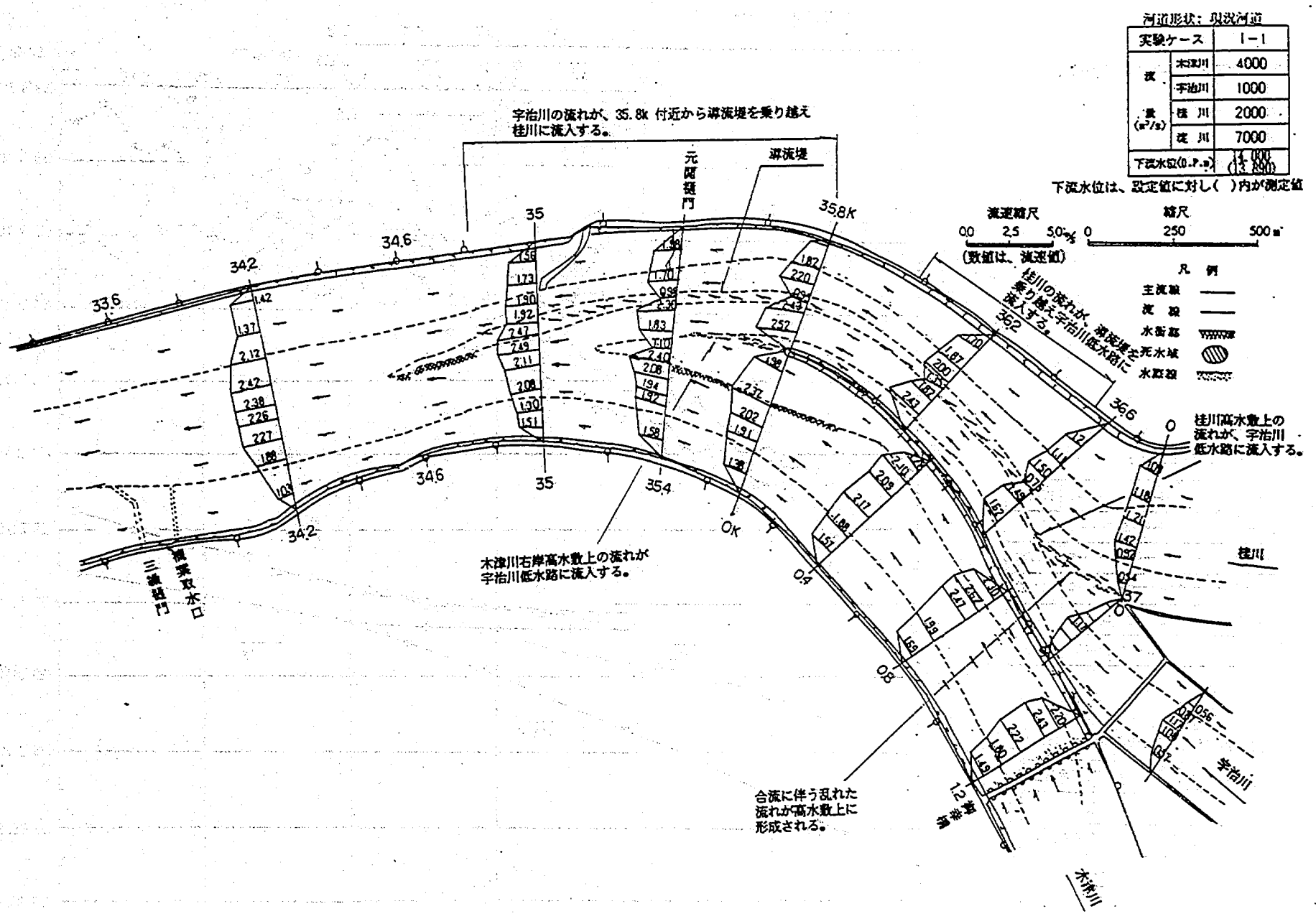
河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■	◆—◆	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

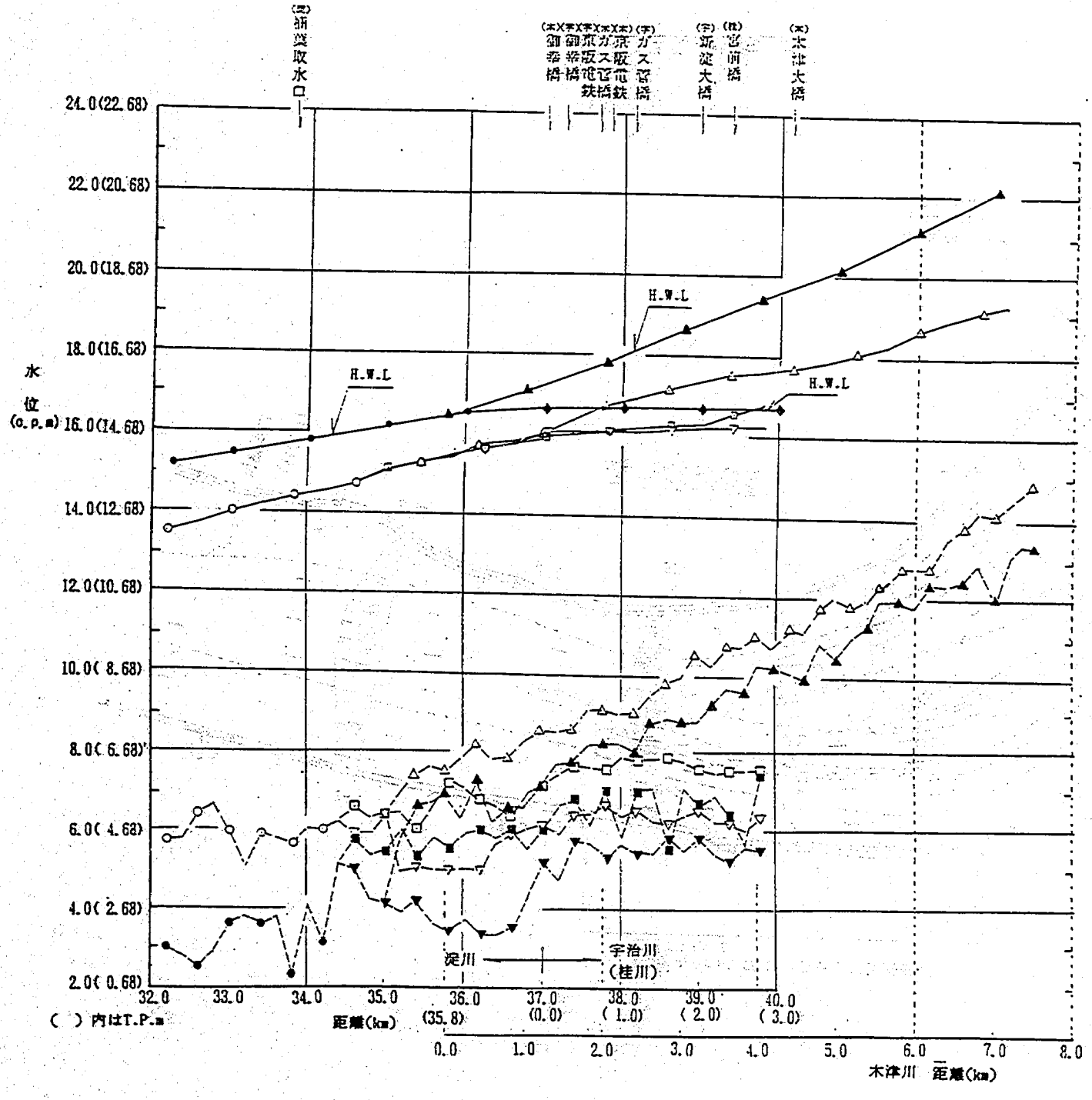
図—4.1.3水位縦断図


河道形状：現況河道
実験ケース ・1－1
流量(m³/s)
木津川 4000
宇治川 1000
桂川 2000
淀川 7000
下流水位(O.P.m) 14.000 (13.980)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
20 25 50 %
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水深線
導流堤
河道幅が広いため、上下流に比して流速が低減する。
高水敷上を流れが直進する。
高水敷上の流れが低水路内に流入し、水衝部となる。
右岸側に流れが集中する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の合流によるせき上げ背水の影響で、桂川同様流れが遅い。
主流線は、低水路内を直進して流れる。
3.0K
桂川
2.0K
宇治川
4.0K
木津大橋
3.8K
3.4K
3.2K
3.0K
2.8K
2.6K
7.0K
7.6

図－4.1.4 (1)現況図


河道形状：現況河道
実験ケース
I－1
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1000
桂川 2000
淀川 7000
下流水位(O.P.m) 14.000 (13.890)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 2.5 5.0m/s
縮尺
0 250 500m
(数値は、流速値)
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
宇治川の流れが、35.8k 付近から導流堤を乗り越え桂川に流入する。
元閘門
導流堤
35.8k
35
34.6
34.2
33.6
OK
0.4
0.8
1.2
桂川の流れが、導流堤を乗り越え宇治川低水路に流入する。
36.2
36.6
桂川高水敷上の流れが、宇治川低水路に流入する。
桂川
宇治川
木津川
三浦閘門
取水口
木津川右岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
合流に伴う乱れた流れが高水敷上に形成される。

図－4.1.4 (2)流 況 図



河道形状：現況河道

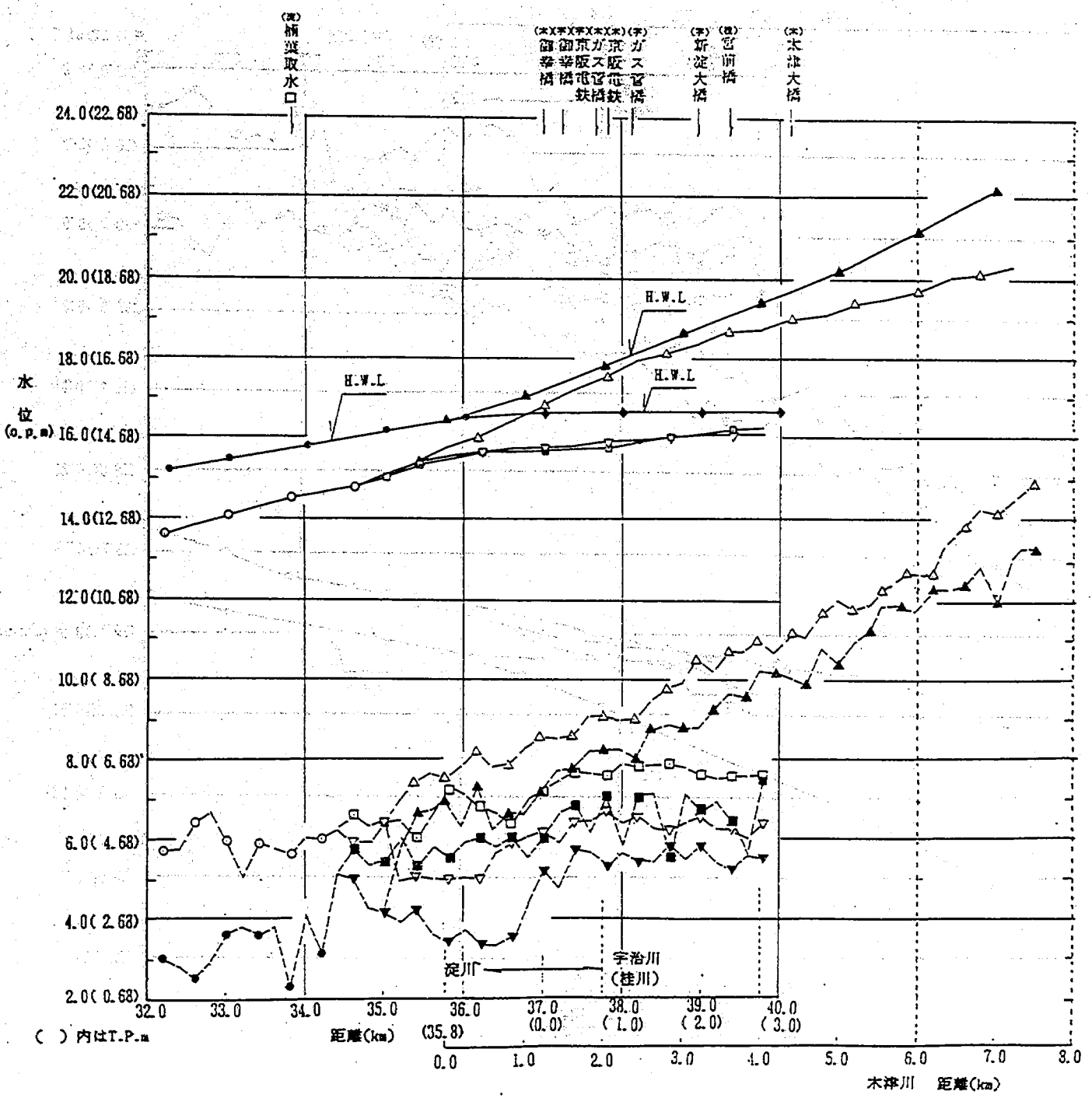
実験ケース		1-2-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂川	2250
	淀川	6000
下流水位(o.p.m)		13.400 (13.480)

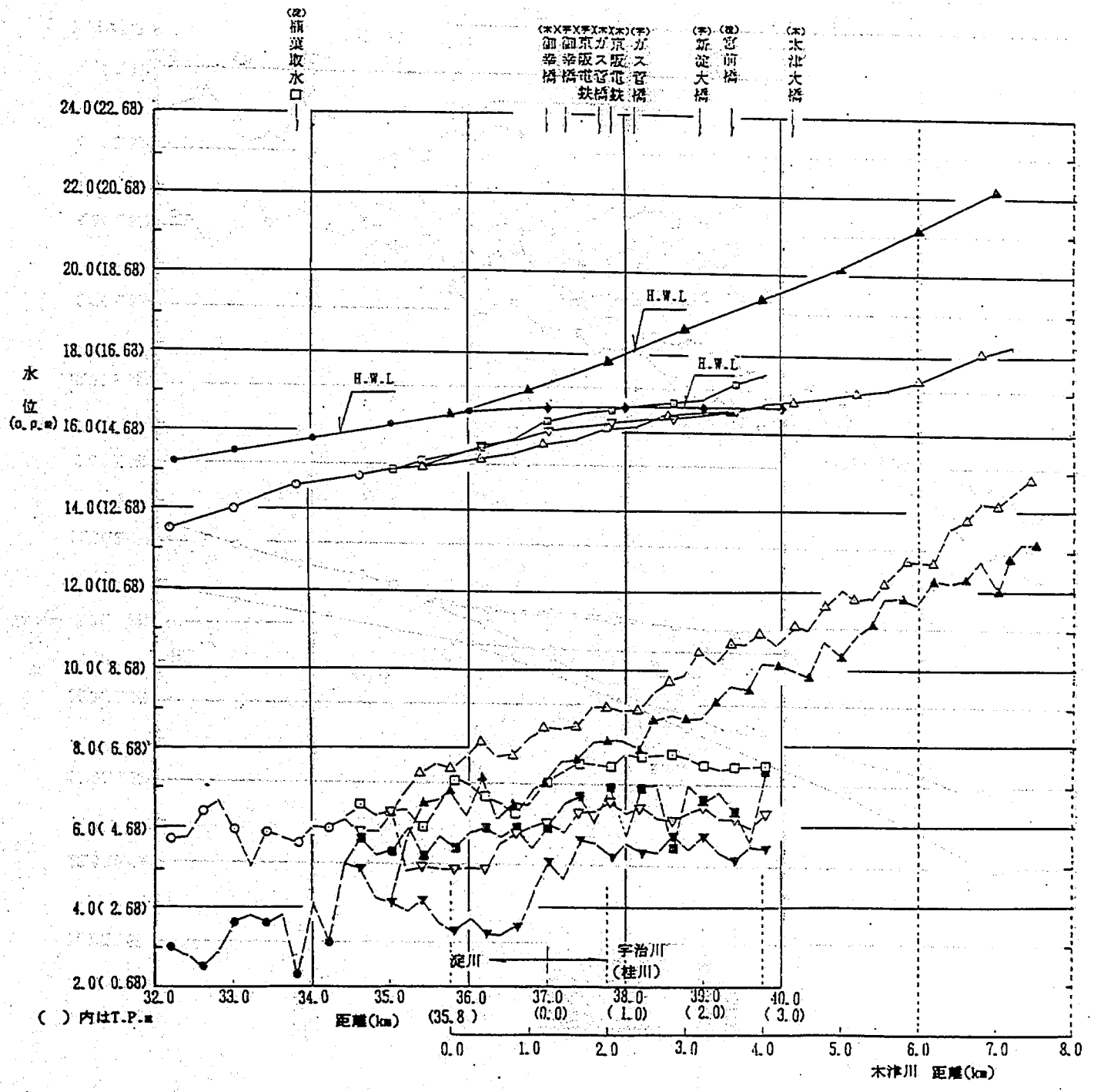
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■		□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高：低水路内

図-4.1.5(1)水位縦断図


(右)橋築取水口
(*)(*)(*)



河道形状：現況河道

実験ケース		1-2-3
流量(m^3/s)	木津川	1700
	宇治川	1050
	桂 川	3250
	淀 川	6000
下流水位(o.p.m)		13.400 (13.460)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀 川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂 川	□—□	■—■	◆—◆	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

図-4.1.5(3)水位縦断図

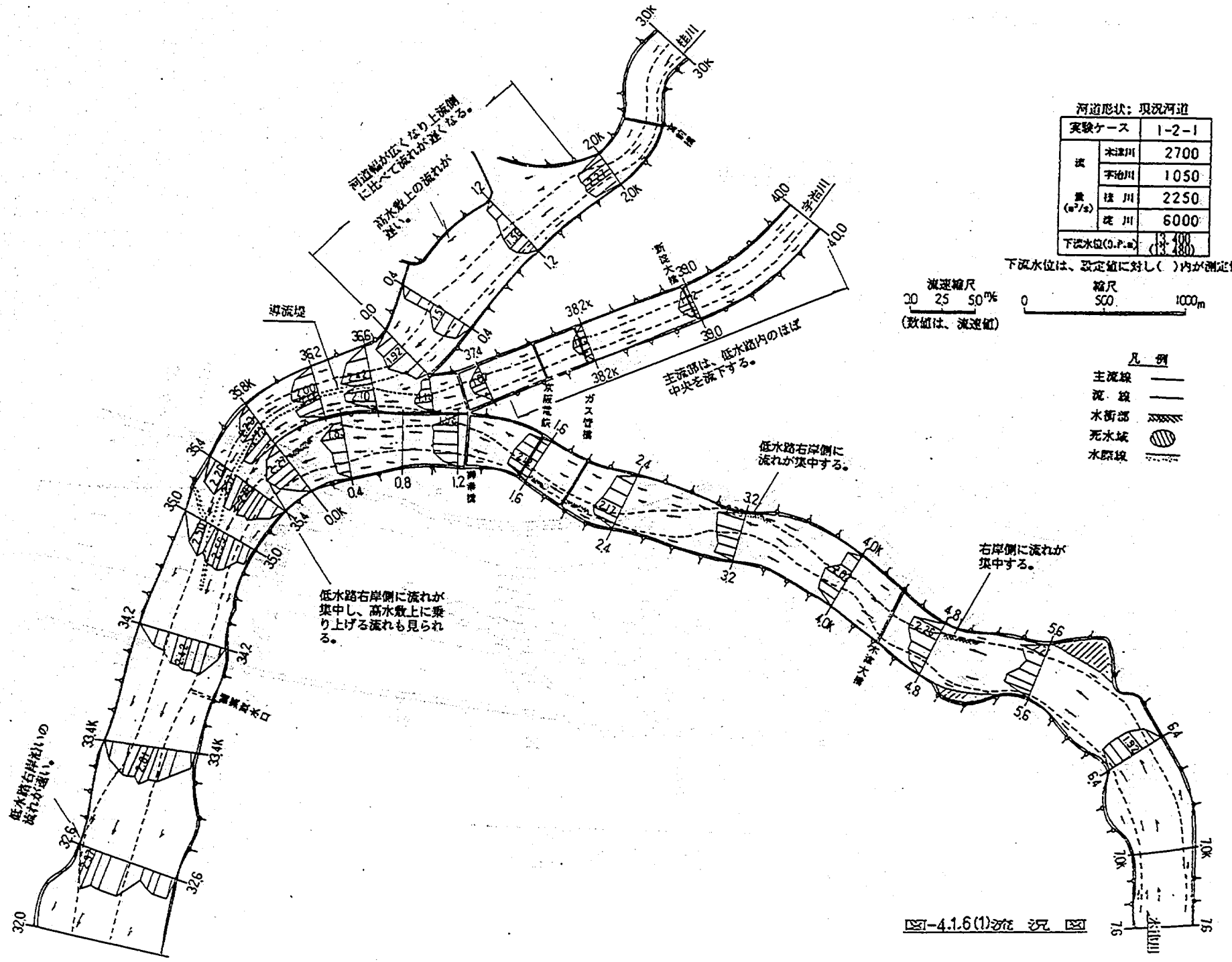

河道形状：現況河道
実験ケース 1-2-1
流量 (m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
桂川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) 3.100 (3.280)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
20 25 50 %
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
河道幅が広くなり上流側に比べて流れが遅くなる。
高水敷上の流れが速い。
導流堤
主流部は、低水路内のほぼ中央を流下する。
低水路右岸側に流れが集中し、高水敷上に乗り上げる流れも見られる。
低水路右岸側に流れが集中する。
右岸側に流れが集中する。
低水路右岸沿いの流れが速い。
木津川
宇治川
桂川
淀川
水制
ガス管護
高水敷
3.0K
2.0K
4.0K
0.0K
3.4K
3.2K
3.8K
7.0K

図-4.1.6(1)流況図

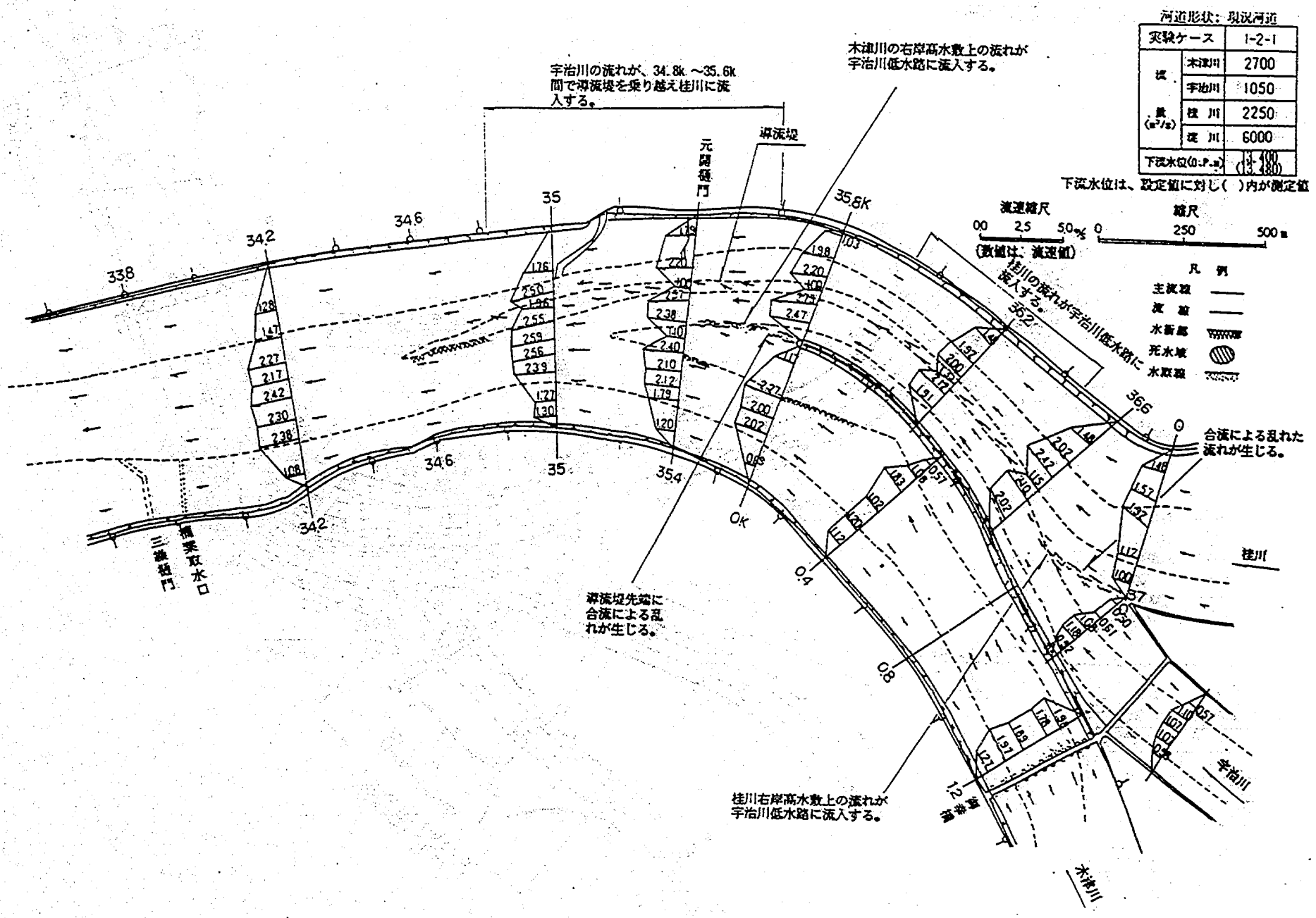

河道形状：現況河道
実験ケース 1-2-1
流量(m³/s) 木津川 2700
宇治川 1050
桂川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) 13.400 (13.480)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺 0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺 0 250 500 m
凡例
主流線
渦線
水面線
死水域
水跳線
宇治川の流れが、34.8k～35.6k間で導流堤を乗り越え桂川に流入する。
木津川の右岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
導流堤
元閘門
35.6k
桂川の流れが宇治川低水路に流入する。
合流による乱れた流れが生じる。
導流堤先端に合流による乱れが生じる。
桂川右岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
三栖閘門
三栖排水口
桂川
宇治川
木津川
338
342
346
35
354
0k
04
08
12
362
366
37

図-4.1.6(2)流況

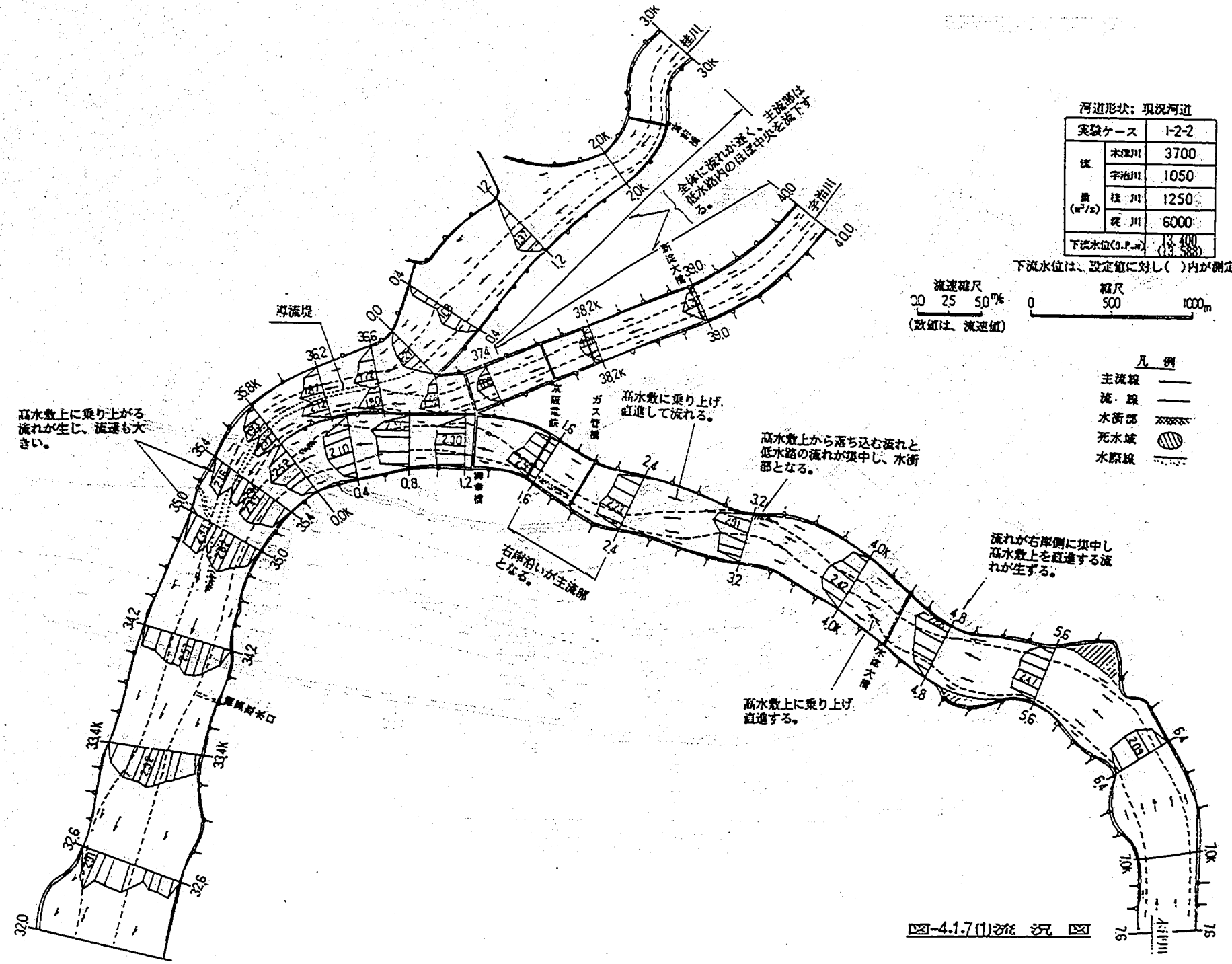

河道形状：現況河道
実験ケース 1-2-2
流量 (m³/s)
木津川 3700
宇治川 1050
桂川 1250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) 3.400 (3.388)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
2.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流向線
水衝部
死水域
水際線
導流堤
高水敷に乗り上がる流れが生じ、流速も大きい。
高水敷に乗り上げ、直進して流れる。
高水敷上から落ち込む流れと低水路の流れが集中し、水衝部となる。
流れが右岸側に集中し高水敷上を直進する流れが生ずる。
右岸沿いが主流部となる。
高水敷上に乗り上げ直進する。
全体に流れが速く、主流部は低水路内のほぼ中央を流下する。
ガス管橋
水路橋
運転対岸口
3.0K
桂川
3.0K
2.0K
2.0K
宇治川
4.0K
4.0K
3.8K
3.8K
3.6K
3.4K
3.4K
3.2K
3.2K
3.0K
3.0K
2.8K
2.6K
2.4K
2.2K
2.0K
1.8K
1.6K
1.4K
1.2K
1.0K
0.8K
0.6K
0.4K
0.2K
0.0K

図-4.1.7(1)流況

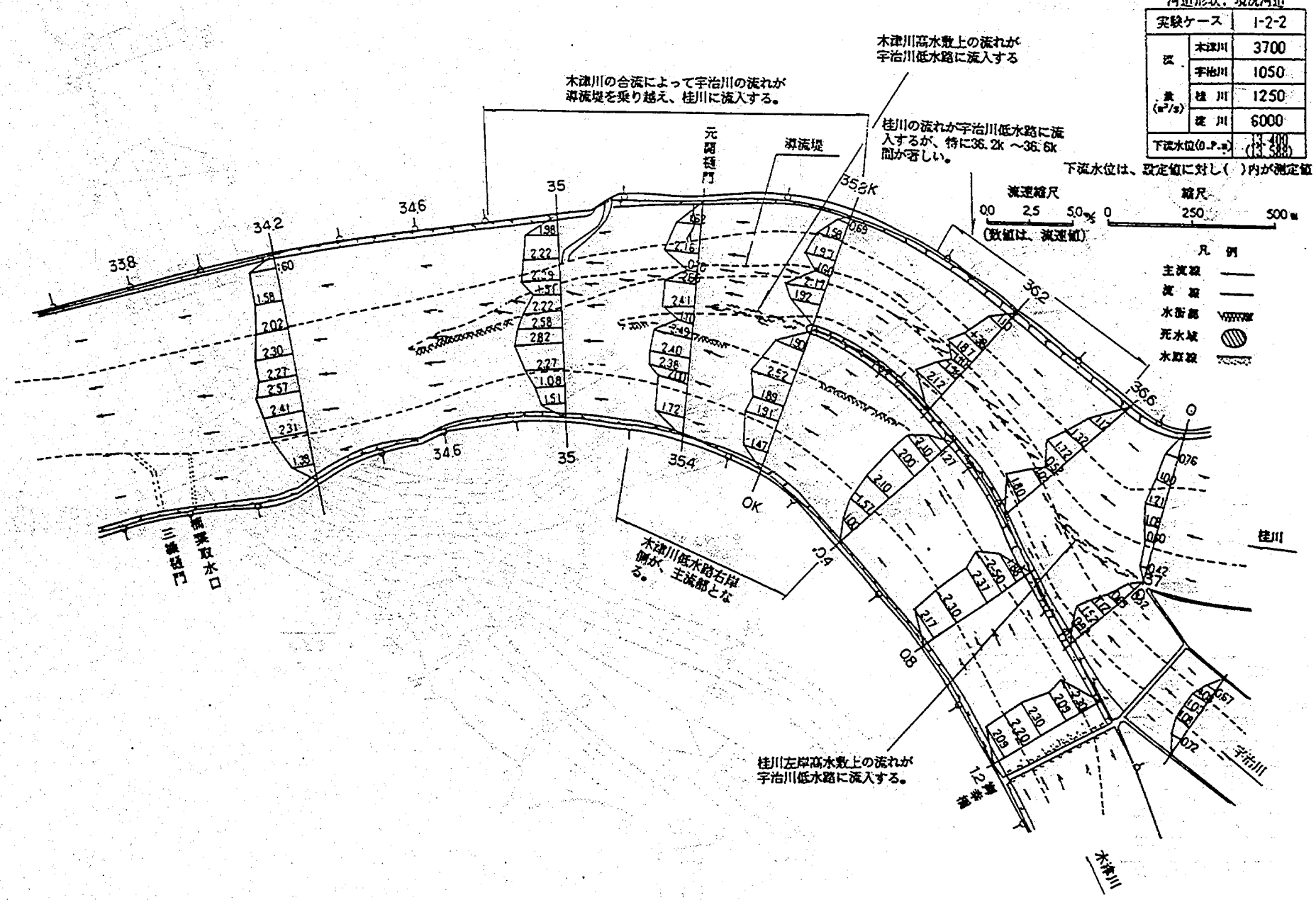

河道形状：現況河道
実験ケース I-2-2
木津川 3700
宇治川 1050
桂川 1250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) (13.400) (13.388)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺 0.0 2.5 5.0 m/s
縮尺 0 250 500 m
(数値は、流速値)
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
木津川の合流によって宇治川の流れが導流堤を乗り越え、桂川に流入する。
木津川高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する
桂川の流れが宇治川低水路に流入するが、特に36.2k～36.6k間が著しい。
元閘樋門
導流堤
35.2k
三栖樋門
三栖取水口
木津川低水路右岸側が、主流部となる。
桂川左岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
12号導水路
水源川
桂川
宇治川
OK
OA
OB
OC
OD
33.8
34.2
34.6
35
35.4
36.2
36.6

図-4.1.7(2)流況図

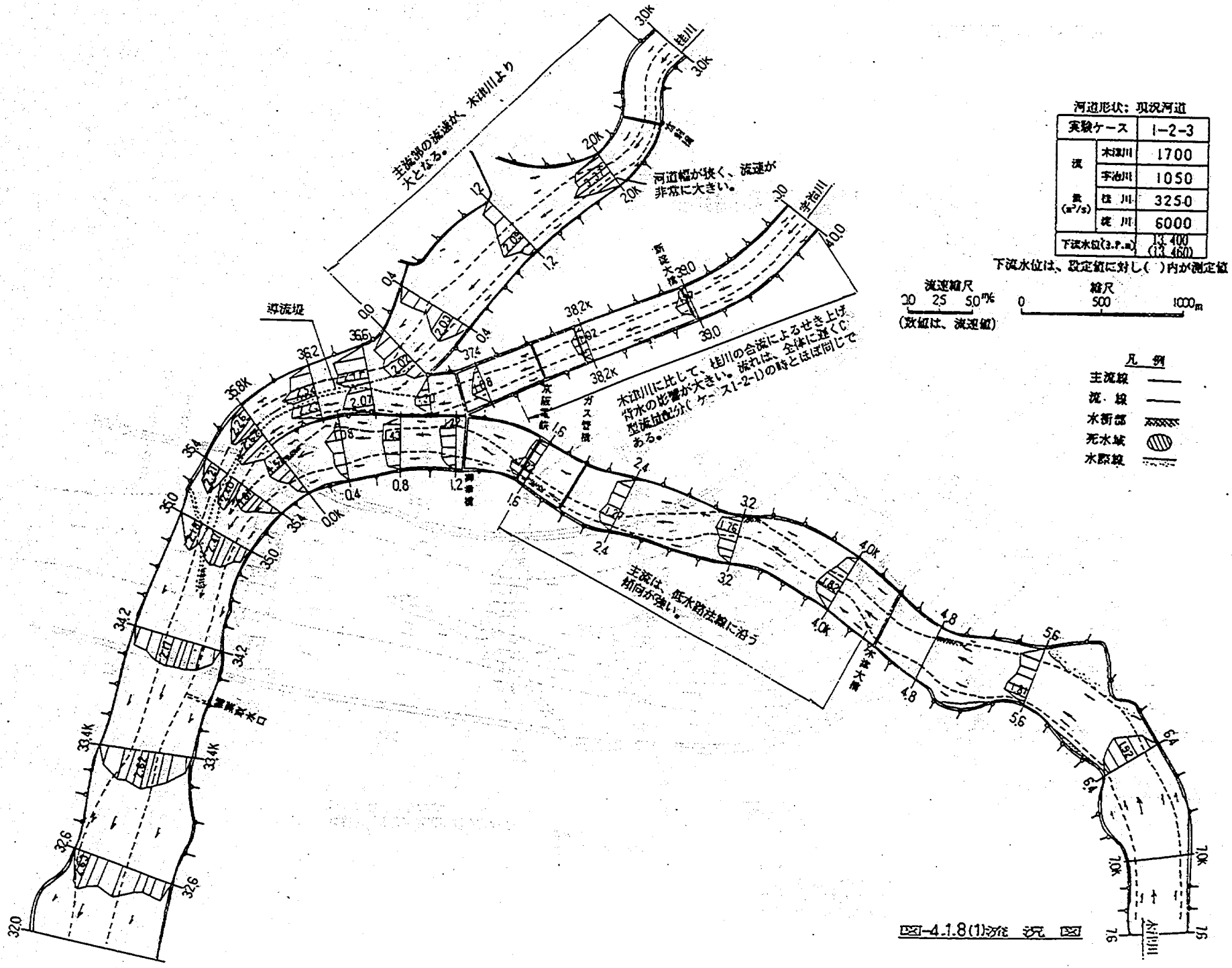

河道形状：現況河道
実験ケース I-2-3
流量 (m³/s) 木津川 1700
宇治川 1050
桂川 3250
淀川 6000
下流水位(T.P.m) 13.400 (13.460)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
2.0 2.5 5.0m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
主流部の流速が、木津川より大となる。
河道幅が狭く、流速が非常に大きい。
木津川に比して、桂川の合流によるせき上げ背水の影響が大きい。流れは、全体に速くC型流位配分(ケースI-2-1)の時とほぼ同じである。
主流は、低水路法線に沿う傾向が強い。
導流堤
取水口
桂川
宇治川
木津川
淀川
次期堰堤
ガス管橋
水資大橋

図-4.1.8(1) 流況

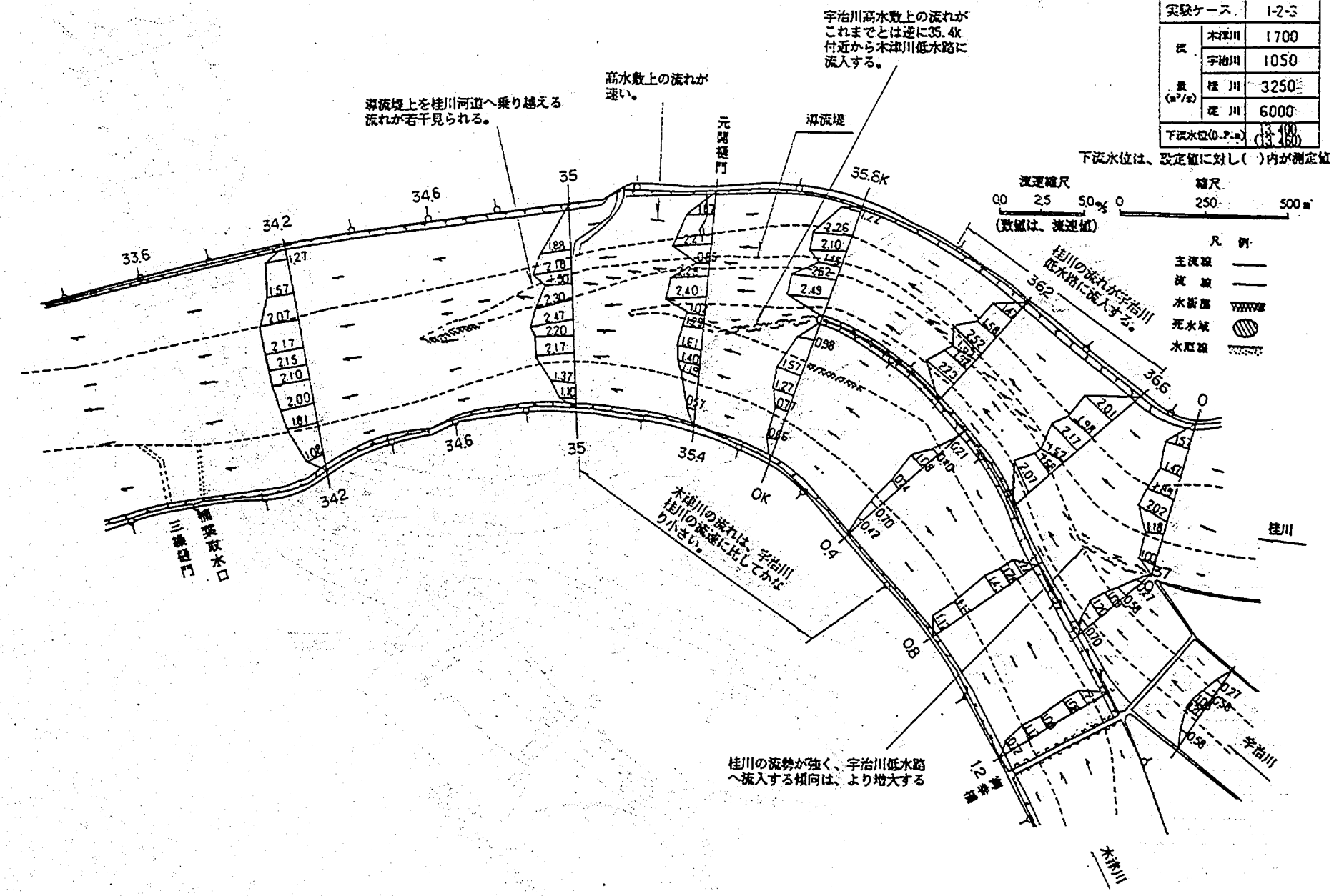
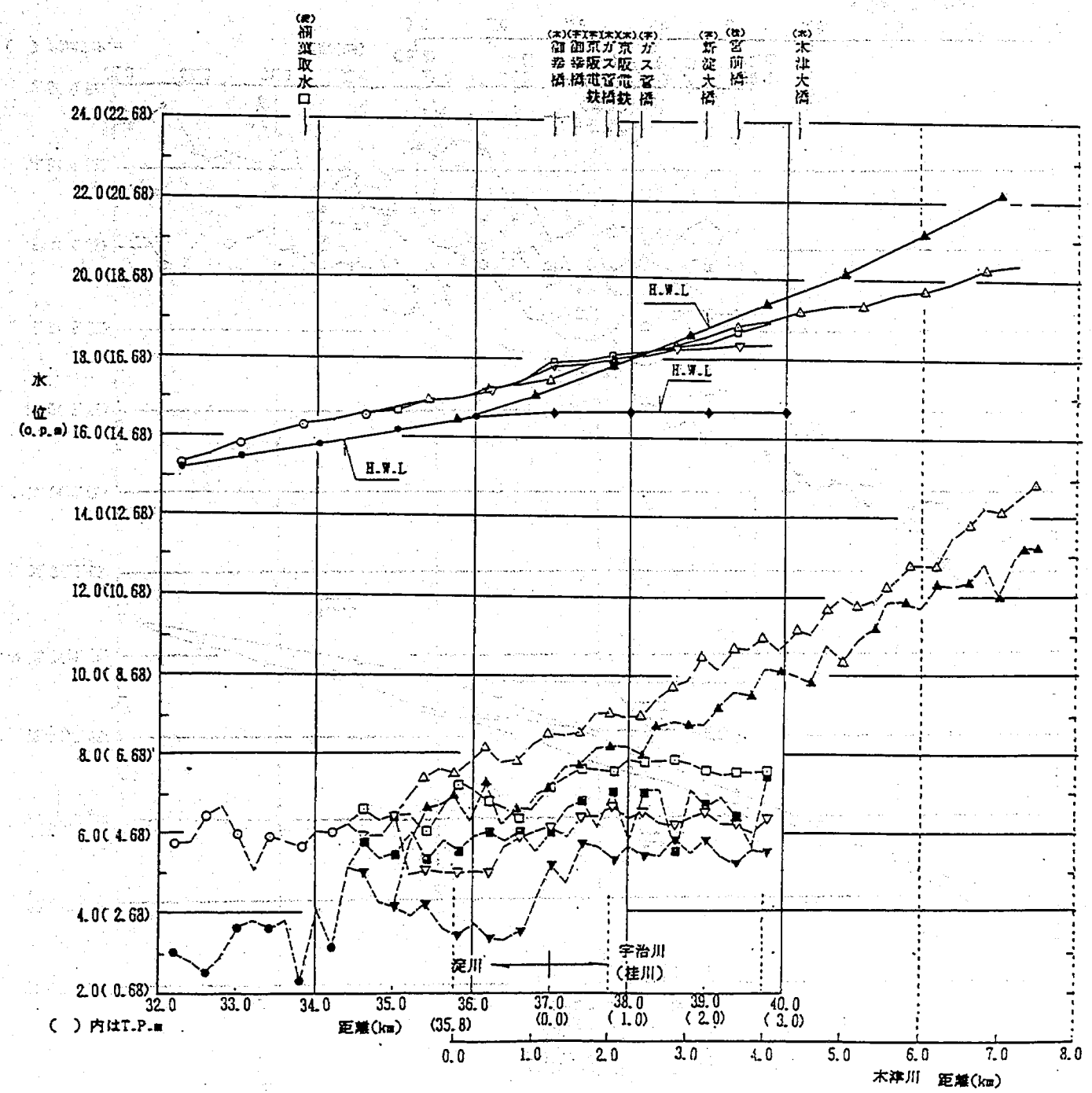

河道形状：現況河道
実験ケース　1-2-3
木津川　1700
宇治川　1050
桂川　3250
淀川　6000
下流水位(O.P.-m)　13.400 (13.350)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
縮尺
(数値は、流速値)
凡例
主流線
渡線
水衝部
死水域
水際線
導流堤上を桂川河道へ乗り越える流れが若干見られる。
高水敷上の流れが速い。
宇治川高水敷上の流れがこれまでとは逆に35.4k付近から木津川低水路に流入する。
元閘樋門
導流堤
35.8k
桂川の流れが宇治川低水路に流入ずる。
木津川の流れは、宇治川桂川の流速に比してかなり小さい。
桂川の流勢が強く、宇治川低水路へ流入する傾向は、より増大する
三連樋門
桂川
宇治川
木津川

図-4.1.8(2)流 況 図



河道形状：現況河道

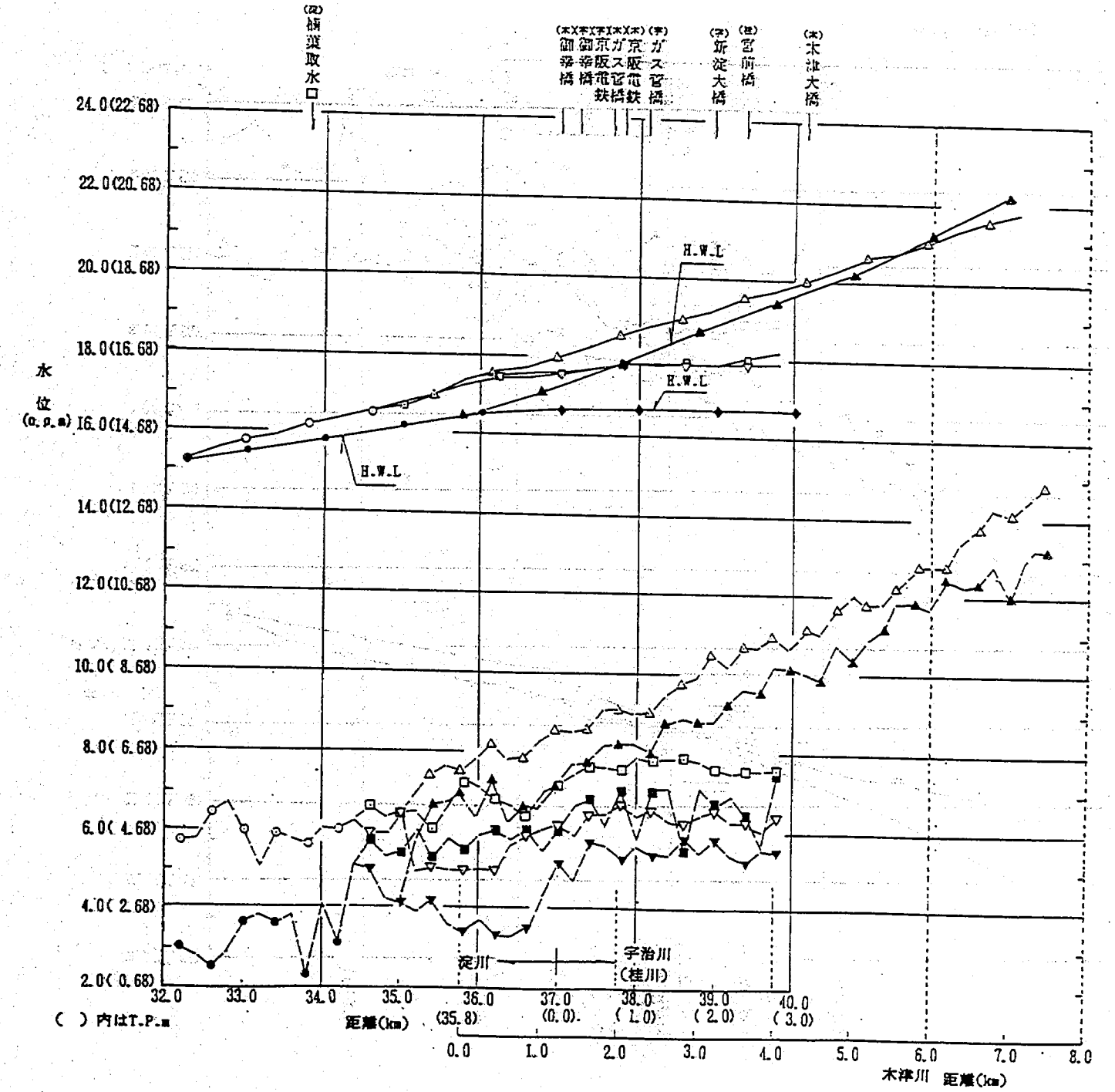
実験ケース		1-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂川	3400
	淀川	9000
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.232)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■		□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高：低水路内

図-4.1.9 (1) 水位縦断図



河道形状：現況河道

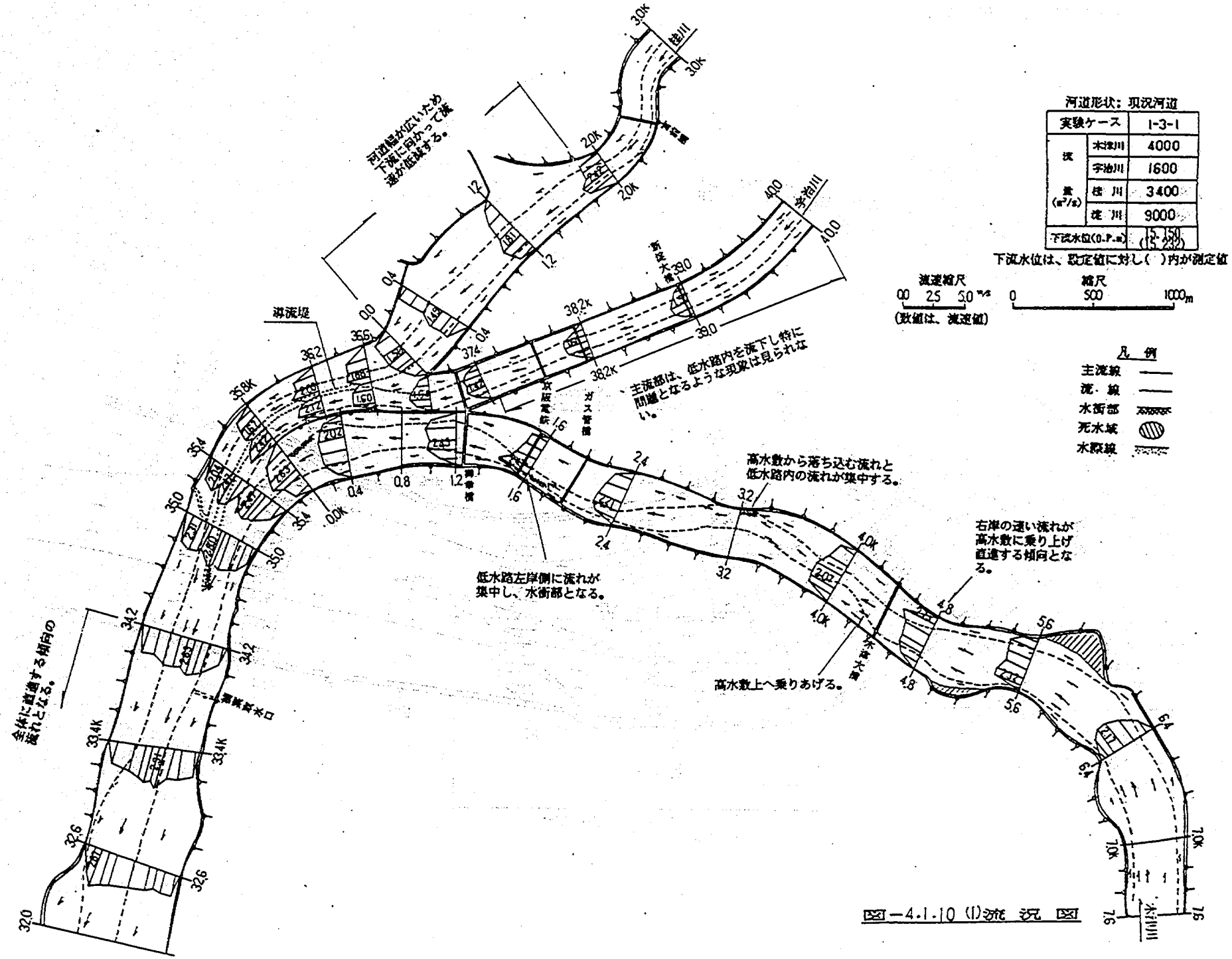
実験ケース		1-3-2
流量(m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂川	2400
	淀川	9000
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.180)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■		□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高：低水路内

図-4.1.9(2)水位縦断図


河道形状：現況河道
実験ケース 1-3-1
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1600
桂川 3400
淀川 9000
下流水位(O.P.m) 1.5-1.50 (1.5-2.32)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
導流堤
河道幅が広いため下流に向かって流速が低減する。
主流部は、低水路内を流下し特に問題となるような現象は見られない。
高水敷から落ち込む流れと低水路内の流れが集中する。
右岸の速い流れが高水敷に乗り上げ直進する傾向となる。
低水路左岸側に流れが集中し、水衝部となる。
高水敷上へ乗りあげる。
全体に直進する傾向の流れとなる。
3.0k
桂川
宇治川
20k
40.0
38.2k
39.0
38.4k
36.6
36.2
37.4
35.4
35.0
0.0k
34.2
33.4k
32.6
32.0
1.6
2.4
3.2
4.0k
4.8
5.6
6.4
7.0k
7.6
淀川

図－4.1.10 (1) 流況図

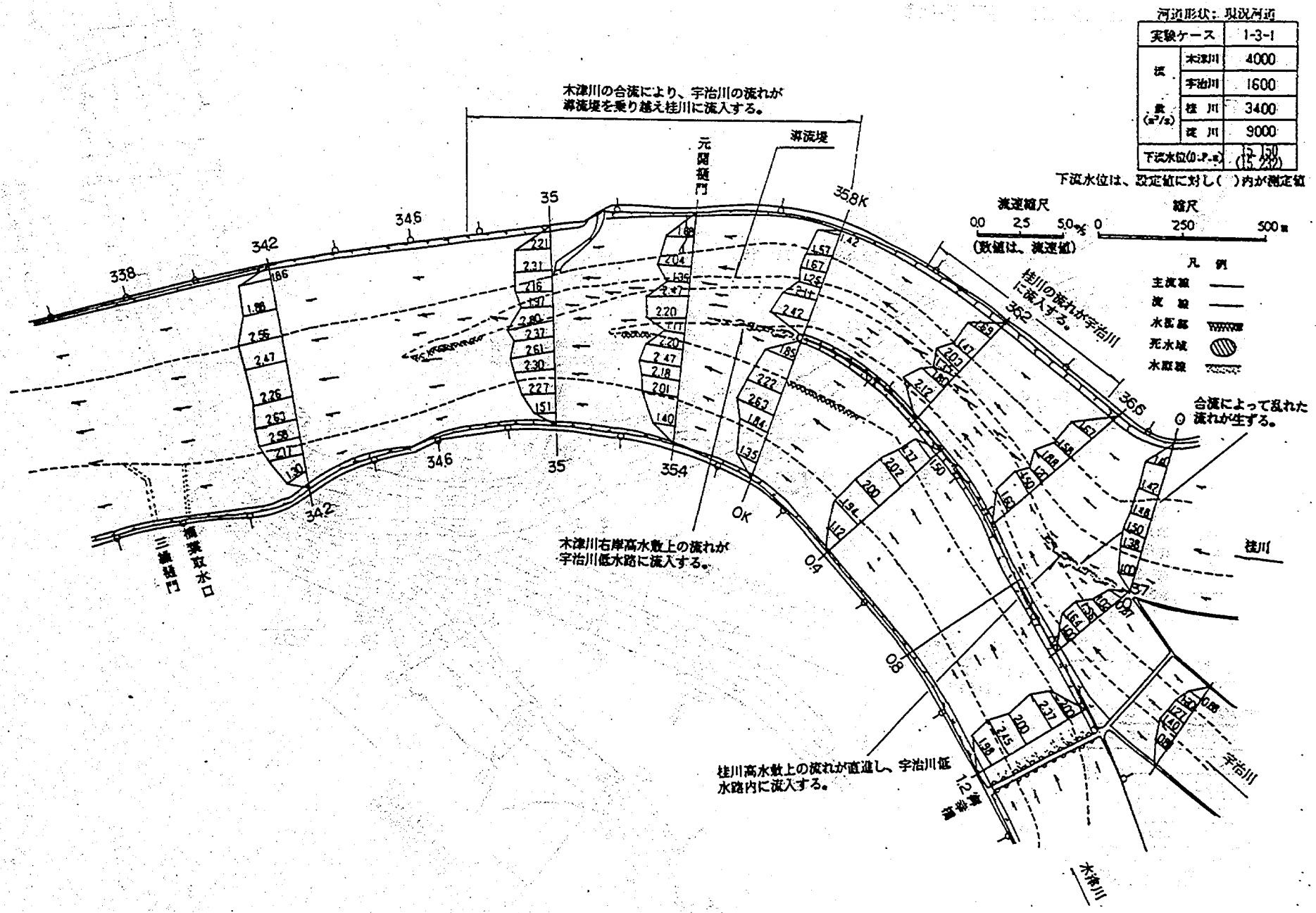
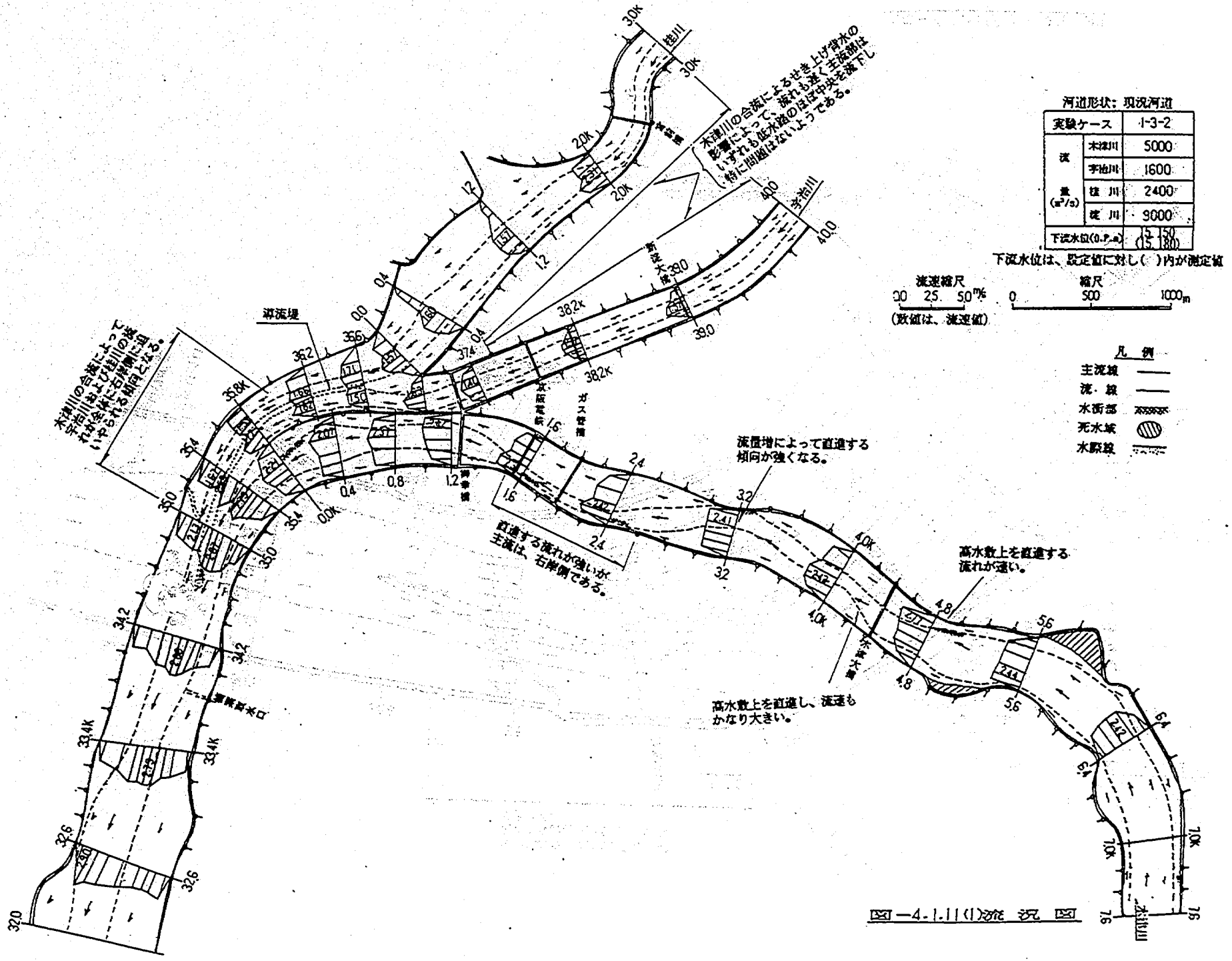
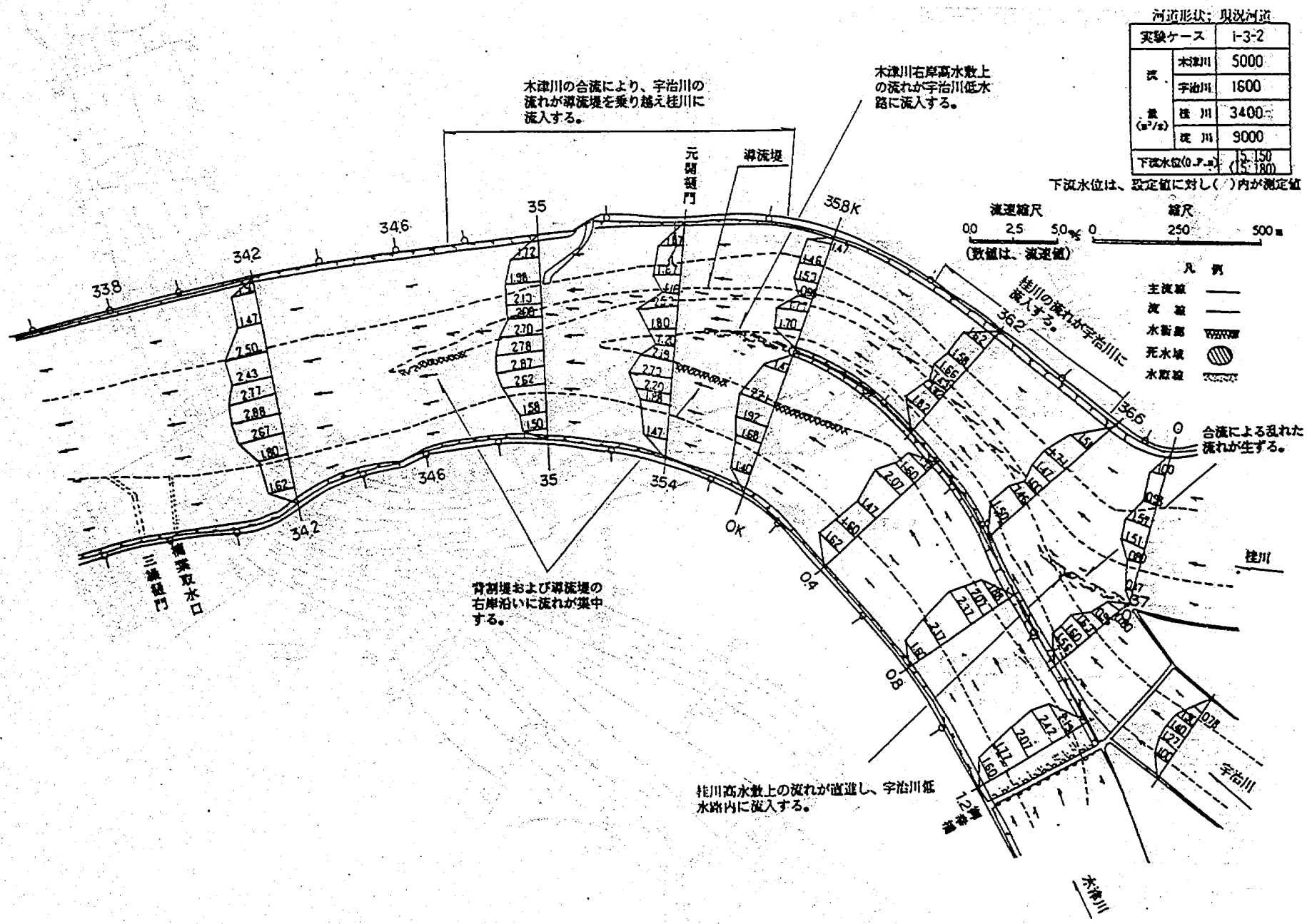


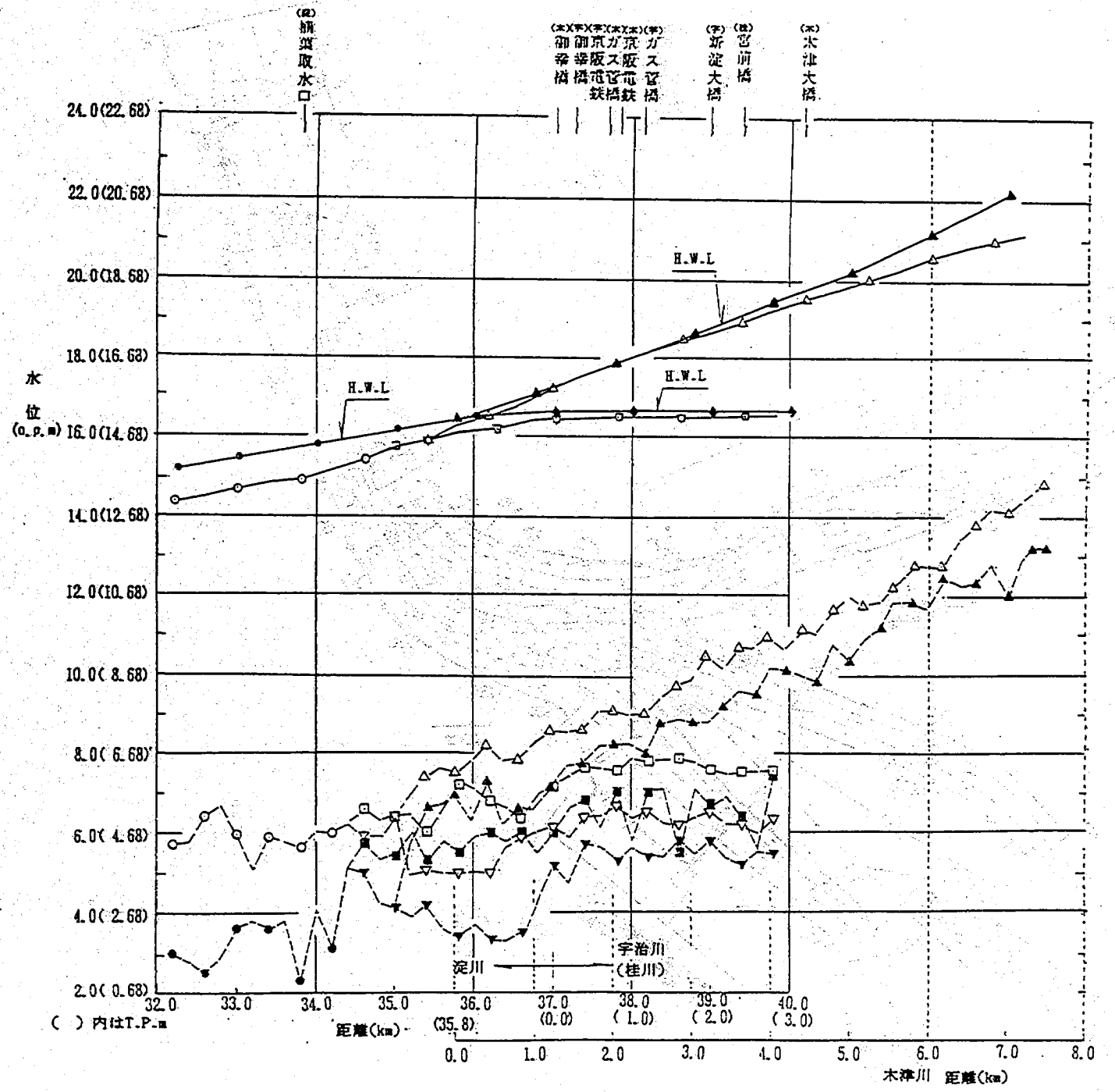
図-4.1.10(2)流れ状況図


河道形状：現況河道
実験ケース I-3-2
流量 (m³/s)
木津川 5000
宇治川 1600
桂川 2400
淀川 9000
下流水位(O.P.m) 15.150 (15.180)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流・線
水衝部
死水域
水際線
木津川の合流によって宇治川および桂川の流れは全体に右岸側に回いやられる傾向となる。
導流堤
木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって、流れも速く主流部はいずれも低水路のほぼ中央を流下し特に問題はないようである。
流量増によって直進する傾向が強くなる。
直進する流れが強いが主流は、右岸側である。
高水敷上を直進し、流速もかなり大きい。
高水敷上を直進する流れが速い。
調整池
ガス管橋
新淀大橋
水位観測所
水位観測所
桂川
宇治川
木津川

図－4-1.11(1)流況図


河道形状：現況河道
実験ケース i-3-2
流量(m³/s) 木津川 5000
宇治川 1600
桂川 3400
淀川 9000
下流水位(O.P.-m) 15.150 (15.180)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺 0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺 0 250 500 m
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
木津川の合流により、宇治川の流れが導流堤を乗り越え桂川に流入する。
木津川右岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
元開閘門
導流堤
358k
35
346
342
338
354
346
35
342
Ok
04
08
362
366
0
桂川の流れが宇治川に流入する。
合流による乱れた流れが生ずる。
三浦閘門
導水取水口
背割堤および導流堤の右岸沿いに流れが集中する。
桂川高水敷上の流れが直進し、宇治川低水路内に流入する。
桂川
宇治川
木津川

図－4.1.11(2)流況図



河道形状：現況河道

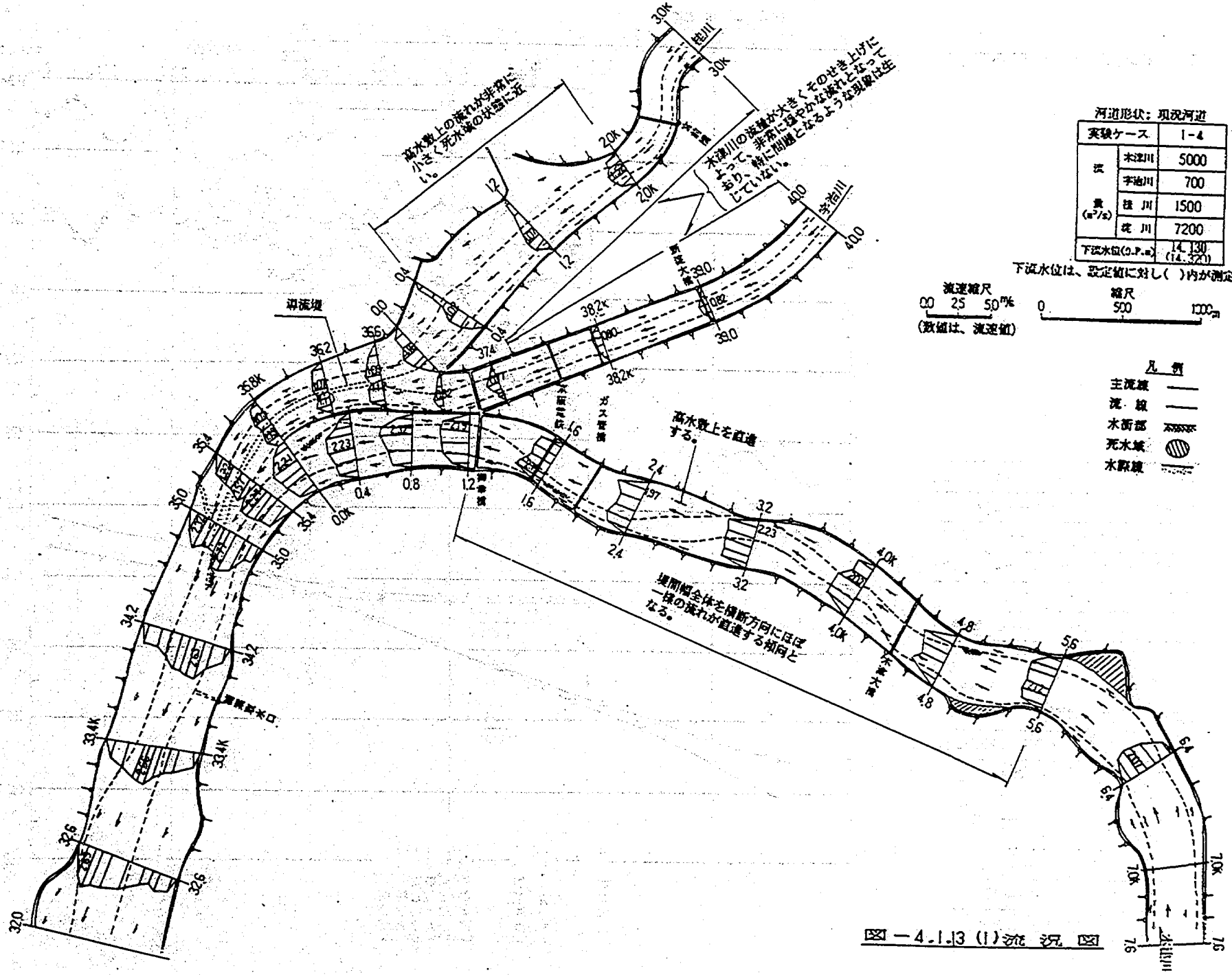
実験ケース		1-4
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	700
	桂 川	1500
	淀 川	7200
下流水位(o.p.m)		T.P. 4.130 (T.P. 4.140)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

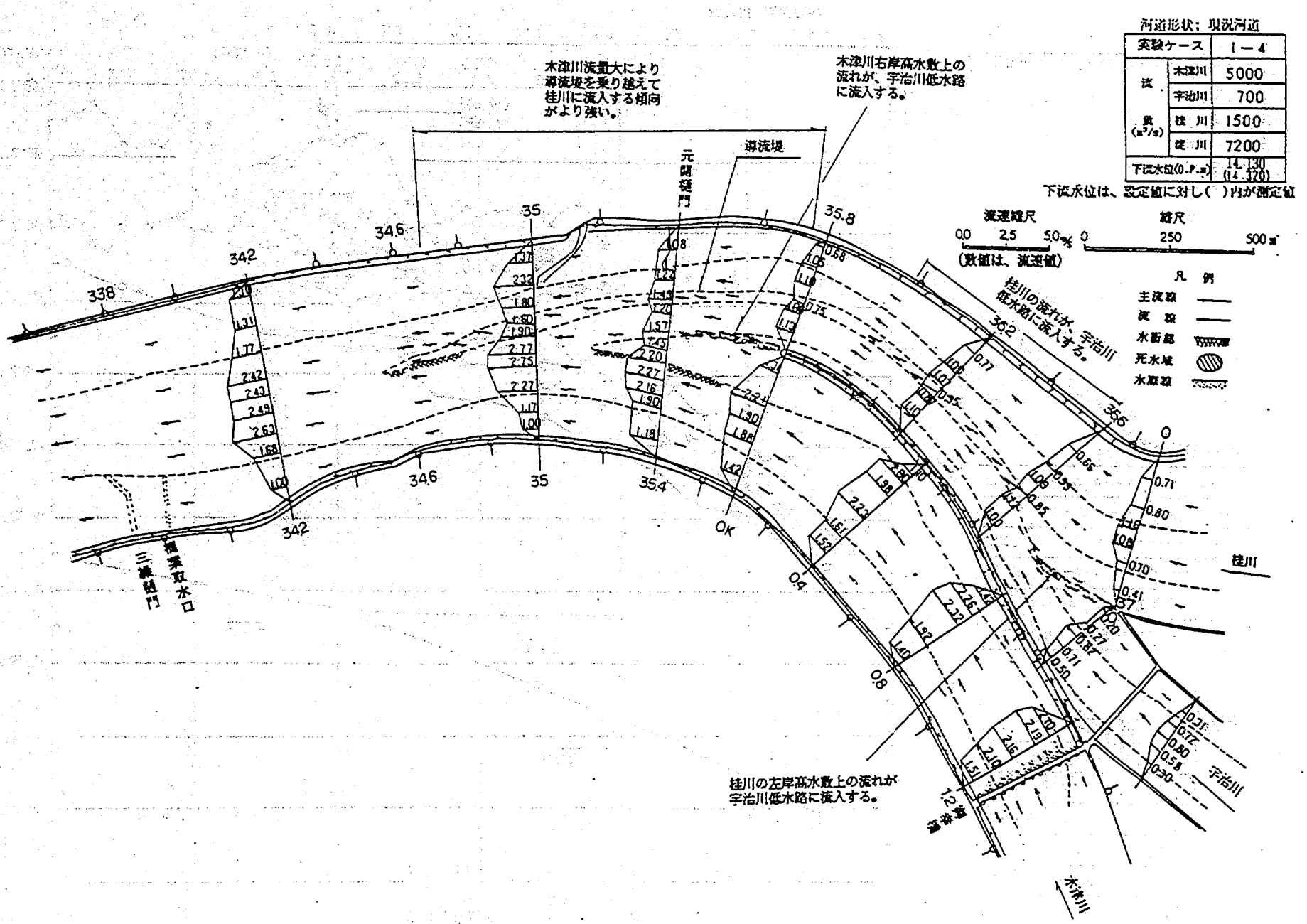
河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀 川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂 川	□—□	■—■	↘—→	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

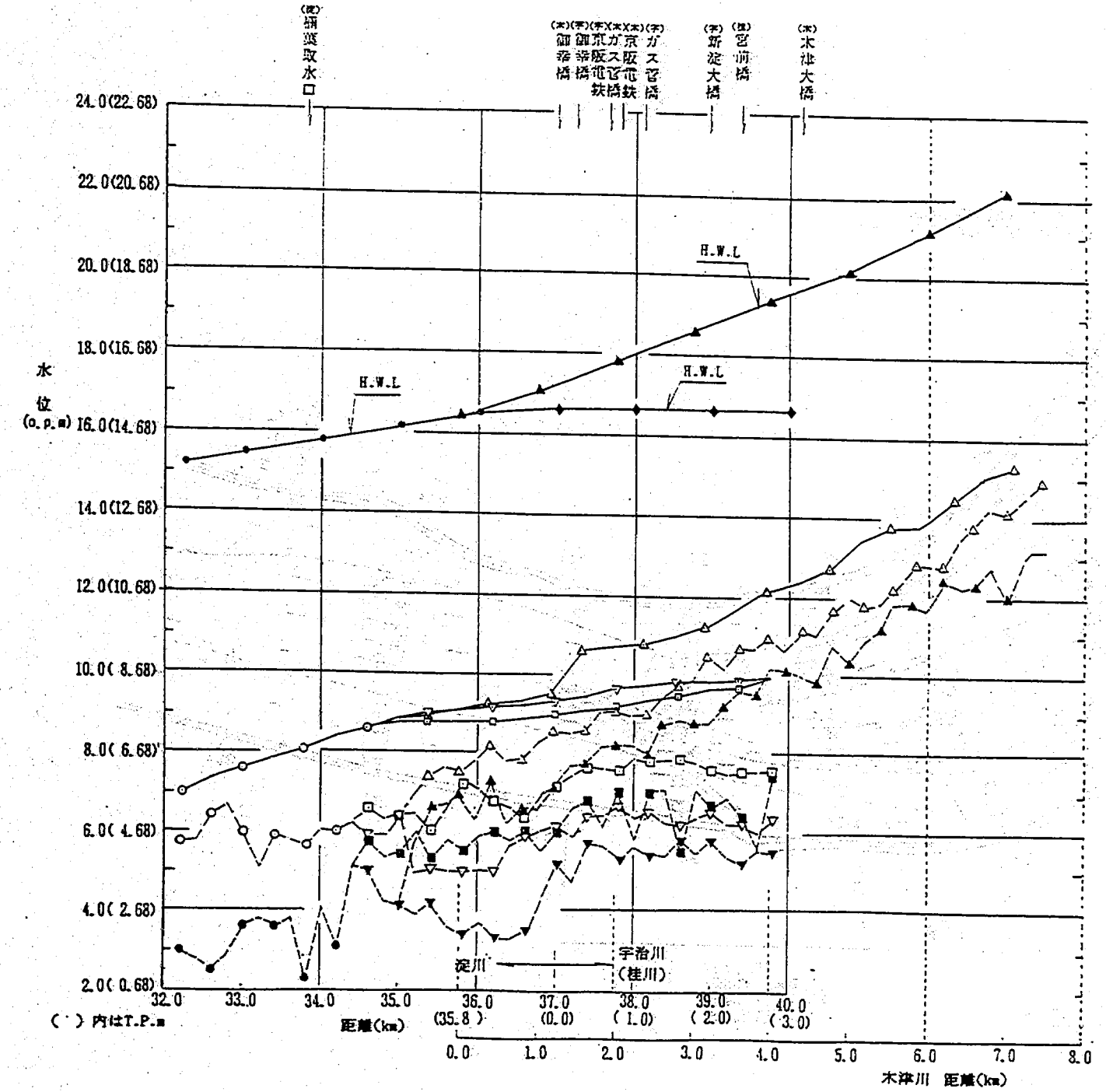
図－4.1.12 水位縦断図


河道形状：現況河道
実験ケース　1-4
流量 (m³/s)
木津川　5000
宇治川　700
桂川　1500
淀川　7200
下流水位(O.P.m)　14.130 (14.320)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水際線
高水敷上の流れが非常に小さく死水域の状態に近い。
木津川の流速が大きくそのせき上げによって、非常に緩やかな流れとなってより、非常に問題となるような現象は生じていない。
高水敷上を直進する。
堤間幅全体を横断方向にほぼ一様の流れが直進する傾向となる。
導流堤
導流堤末口
宇治川
桂川
木津川
30K
20K
40.0
38.0
38.2K
36.6
36.2
35.8K
35.4
35.0
34.2
33.4K
32.6
32.0
3.7
2.4
3.2
4.0K
4.8
5.6
6.4
7.0K
7.6

図－4.1.13 (1) 流況図


河道形状：現況河道
実験ケース　1－4
流量(m³/s)
木津川　5000
宇治川　700
桂川　1500
淀川　7200
下流水位(O.P.m)　14.130 (14.370)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0　2.5　5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0　250　500 m
凡例
主流線
渡線
水面線
死水域
水際線
木津川流量大により導流堤を乗り越えて桂川に流入する傾向がより強い。
木津川右岸高水敷上の流れが、宇治川低水路に流入する。
導流堤
元開度門
桂川の流れが、宇治川低水路に流入する。
桂川の左岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
三栗堰取水口
桂川
宇治川
木津川
338
342
345
346
35
354
358
362
365
0
0.4
0.8
1.2
OK

図－4.1.13(2)流況図



河道形状：現況河道

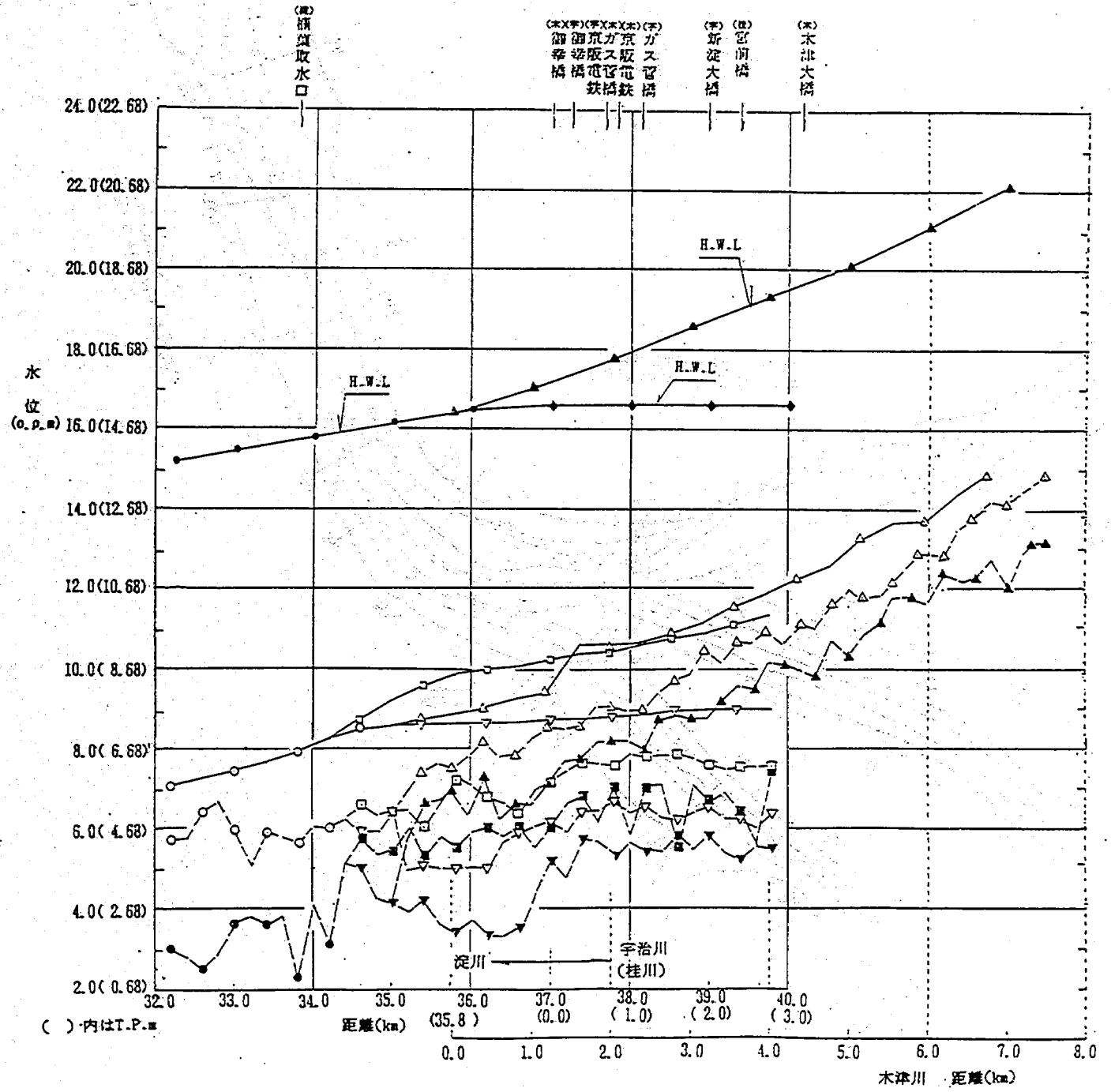
実験ケース		1-5-1
流量 (m^3/s)	木津川	80
	宇治川	280
	桂川	60
	淀川	420
下流水位(o.p.m)		6.930 (6.980)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■	◆—◆	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

図－4.1.14(1)水位縦断図



河道形状: 現況河道

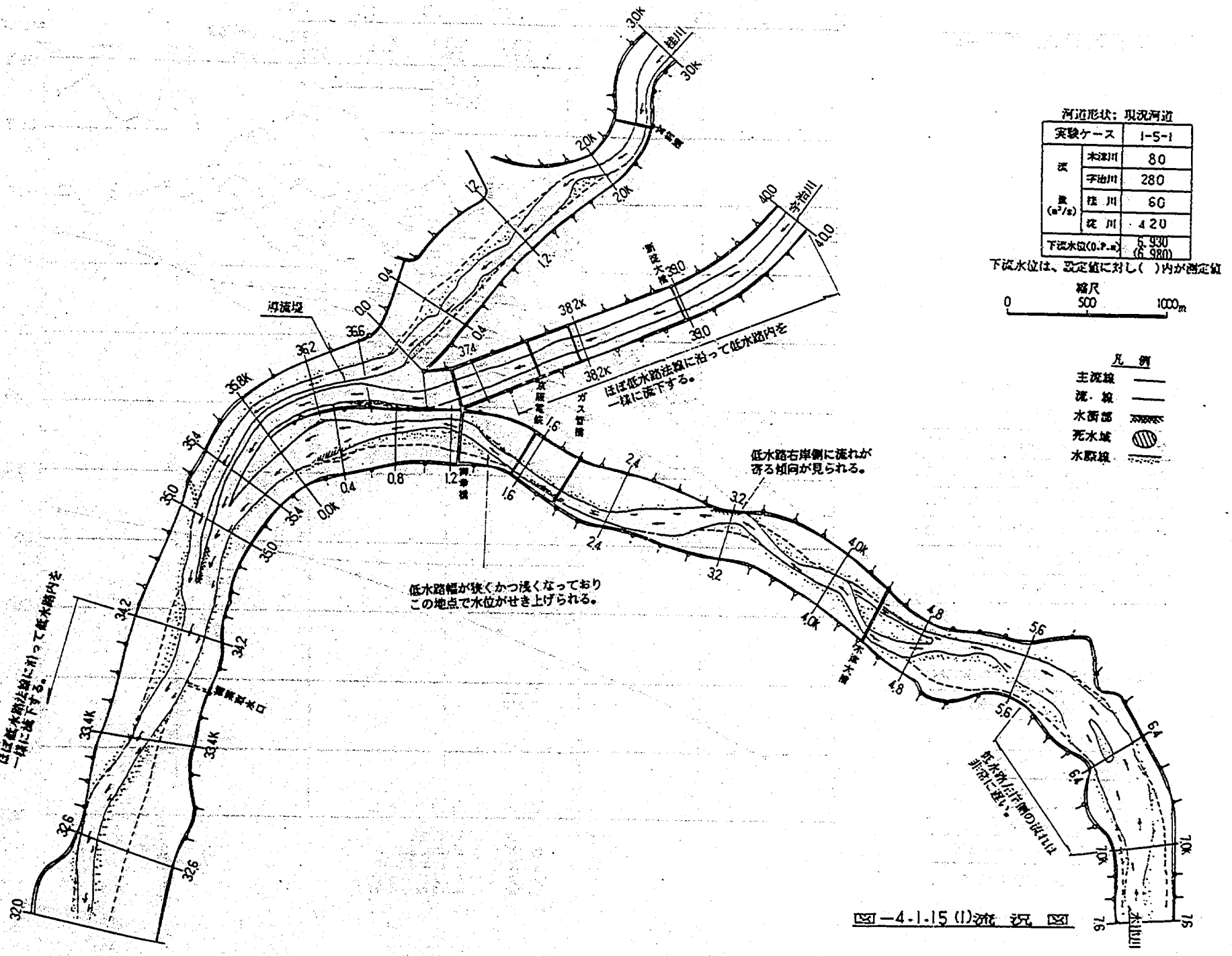
実験ケース		1-5-2
流量 (m^3/s)	木津川	80
	宇治川	120
	桂 川	220
	淀 川	420
下流水位(o.p.m)		6.930 (7.040)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

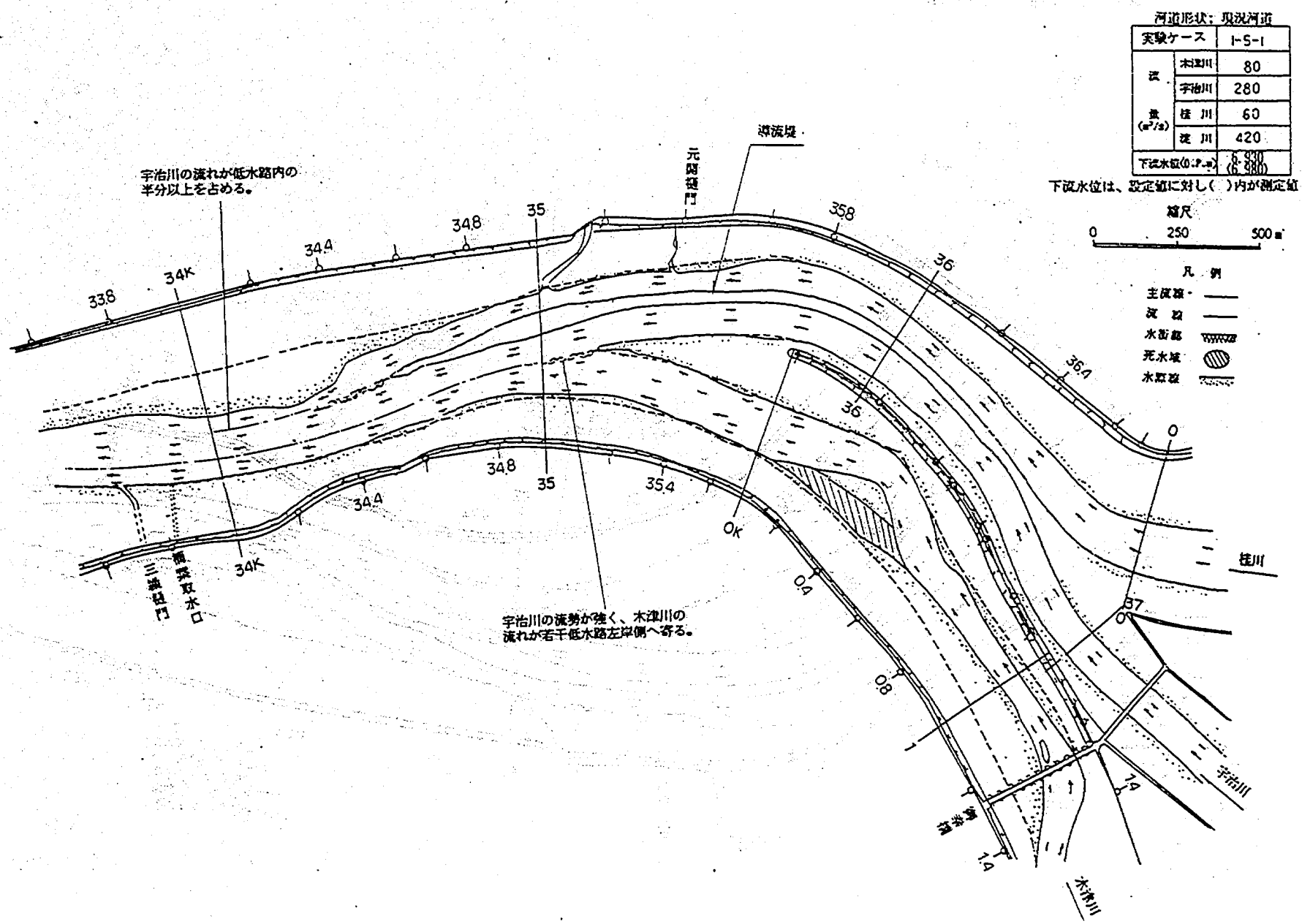
河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■		□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高:低水路内

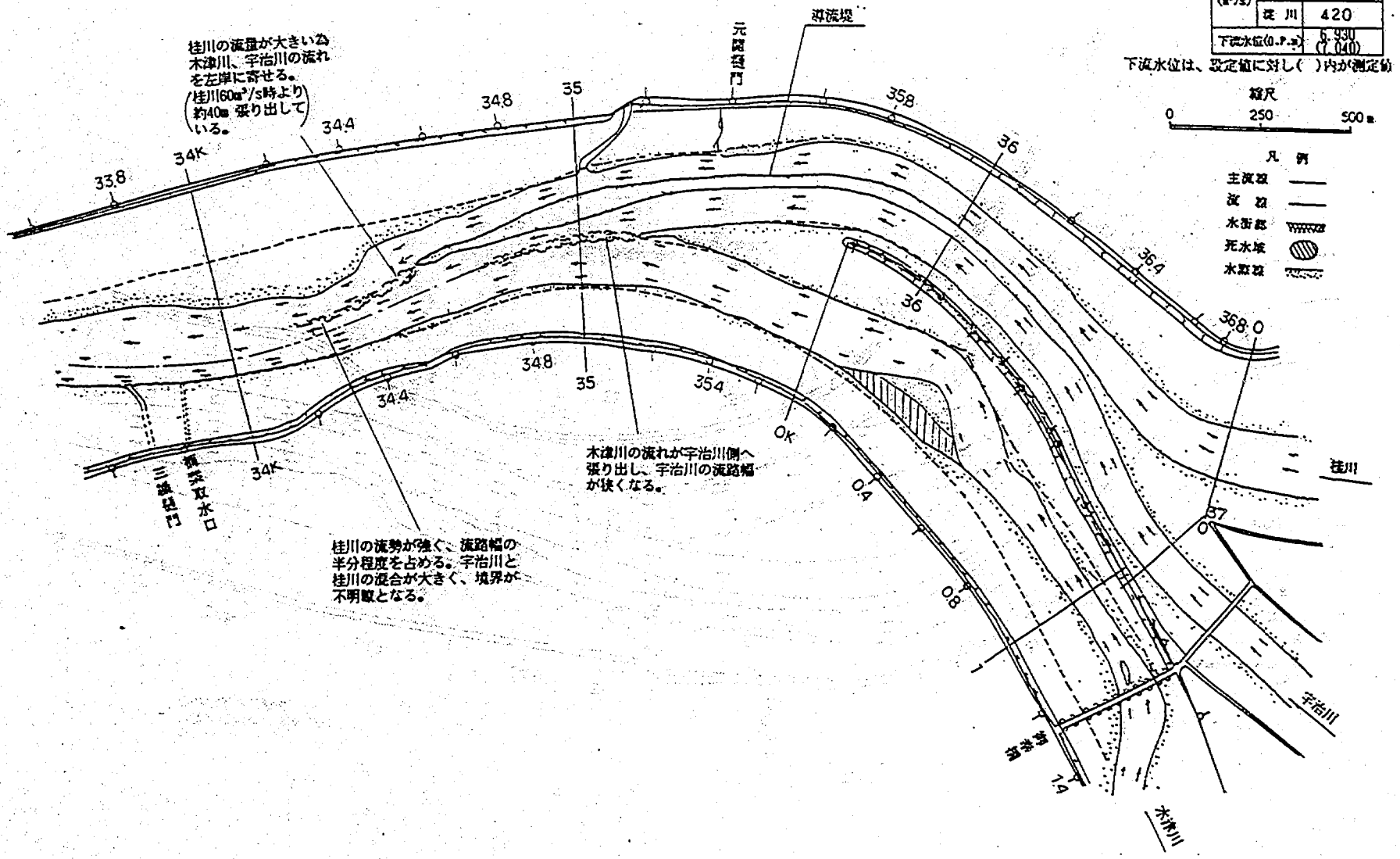
図－4.1.14(2)水位縦断図


河道形状：現況河道
実験ケース | I-5-I
流量 (m³/s) 木津川 80
子持川 280
淀川 60
花川 420
下流水位(O.P.m) 6.930 (6.980)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
縮尺 0 500 1000m
凡例
主流線
流・線
水面部
死水域
水際線
導流堤
ほぼ低水路法線に沿って低水路内を一様に流下する。
低水路右岸側に流れが寄る傾向が見られる。
低水路幅が狭くかつ浅くなっており この地点で水位がせき上げられる。
ほぼ低水路法線に沿って低水路内を一様に流下する。
死水域後背側の拡がり非常に狭い。
3.0k
淀川
木津川
2.0k
4.0k
子持川
7.0k

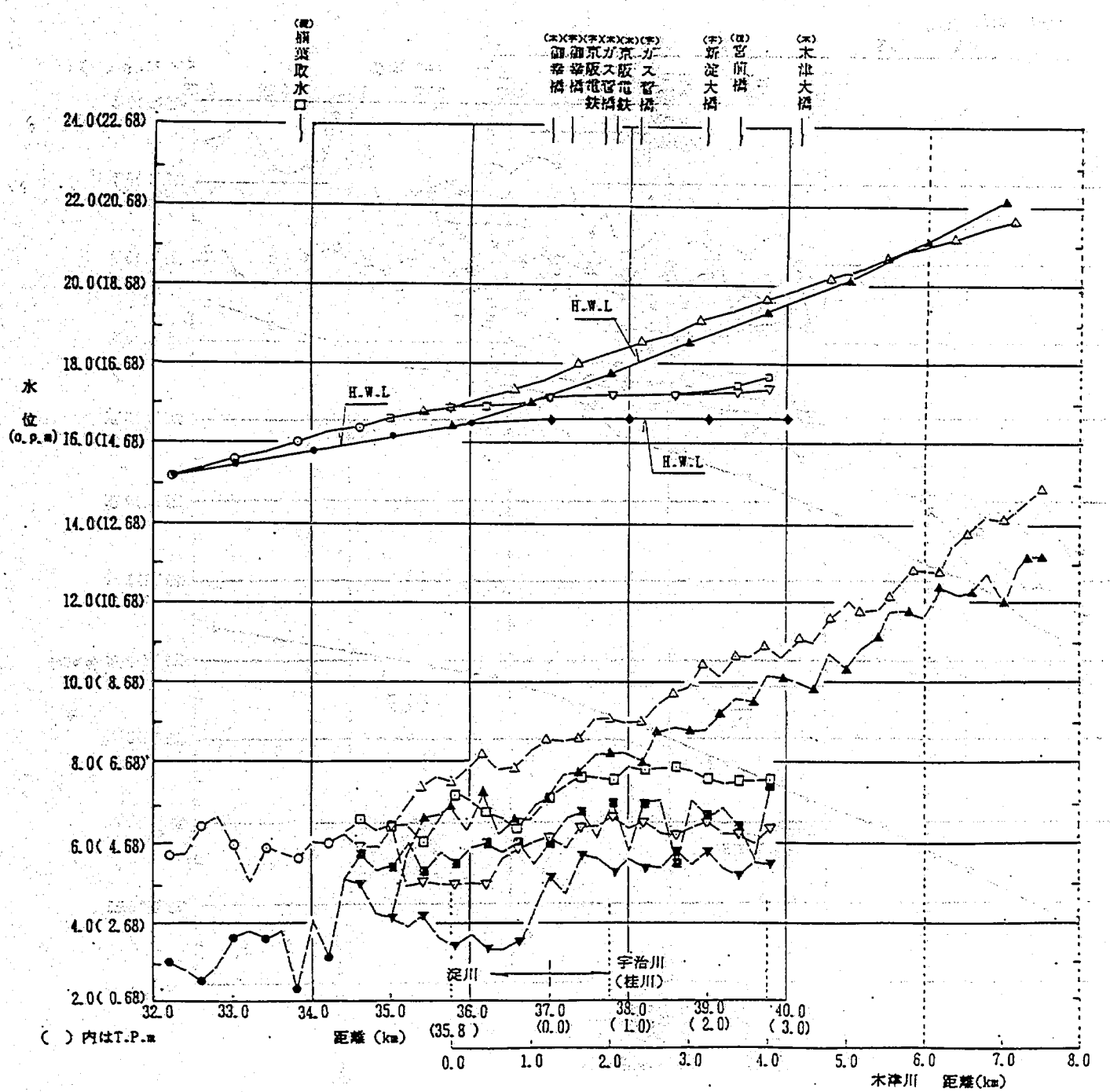
図－4.1.15 (1)流況図


河道形状：現況河道
実験ケース I-S-1
流量 (m³/s)
木津川 80
宇治川 280
桂川 60
淀川 420
下流水位(O.P.m) 6.930 (6.880)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
縮尺
0 250 500m
凡例
主流線
流線
水面線
死水域
水際線
導流堤
元隔堤門
宇治川の流れが低水路内の半分以上を占める。
宇治川の流勢が強く、木津川の流れが若干低水路左岸側へ寄る。
三連越門
横断取水口
桂川
宇治川
木津川
33.8
34K
34.4
34.8
35
35.4
35.8
36
36.4
0K
0.4
0.8
1.4
1.4
1.4
0
0
0
0
0
0
0

図－4.1.15(2)流・況 図


河道形状：現況河道
実験ケース | I-5-2
流量 (m³/s) 木津川 80
宇治川 120
桂川 220
淀川 420
下流水位(O.P.m) 5.930 (7.040)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
縮尺
0 250 500m
凡例
主流線
渦線
水面線
死水域
水跳線
導流堤
元隔壁門
三連越門
横断双水口
桂川の流量が大きい為、木津川、宇治川の流れを左岸に寄せる。(桂川60m³/s時より約40m張り出している。
桂川の流勢が強く、流路幅の半分程度を占める。宇治川と桂川の混合が大きく、境界が不明瞭となる。
木津川の流れが宇治川側へ張り出し、宇治川の流路幅が狭くなる。
33.8
34K
34.4
34.8
35
35.4
35.8
36
36.4
36.8
0K
0.4
0.8
1.4
桂川
宇治川
木津川

図－4.1.16流況図



河道形状：現況河道、隔流堤無し

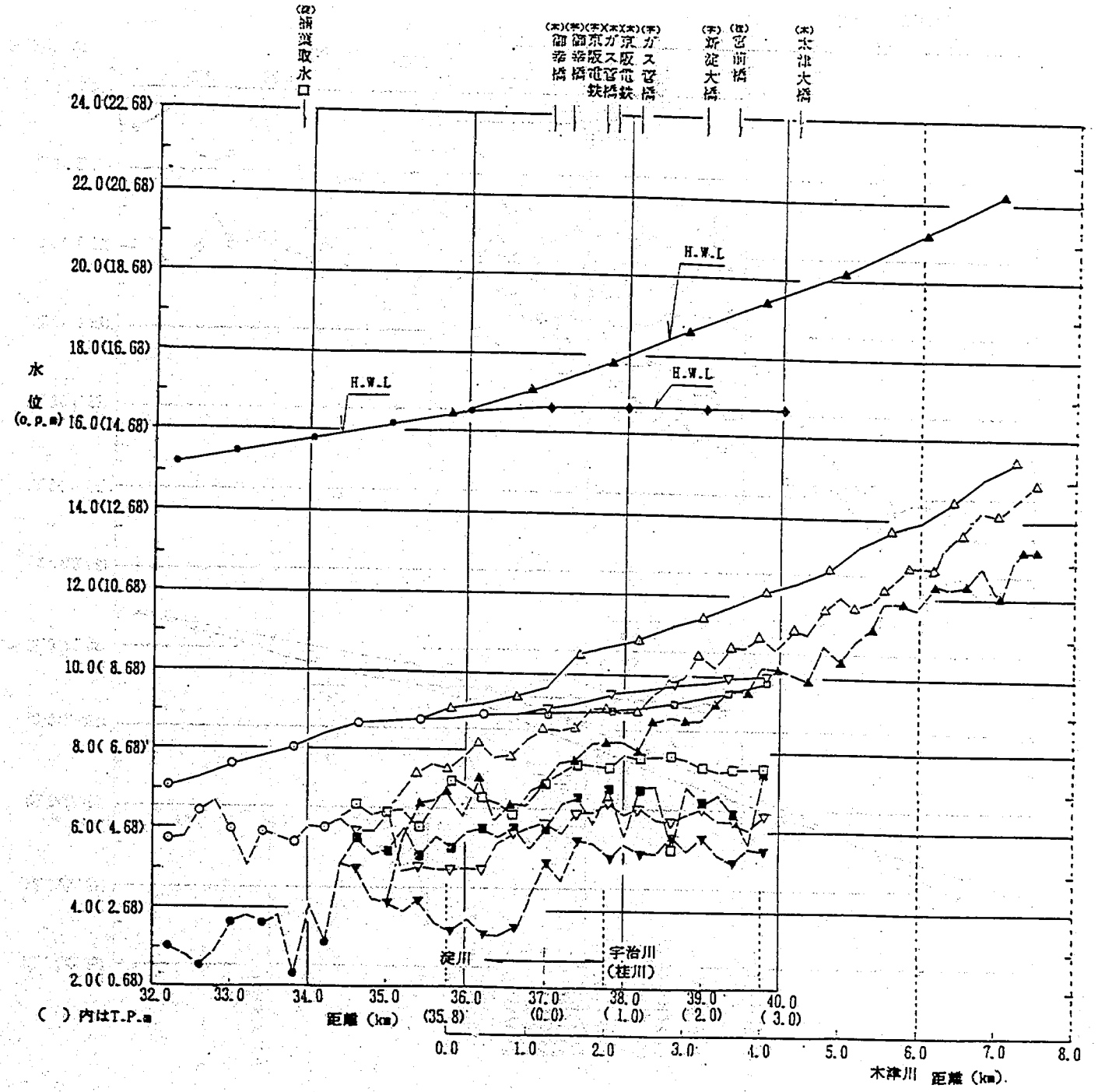
実験ケース		1-6
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂川	2400
	淀川	9000
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.120)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■	◆—◆	□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼		▽—▽

平均河床高：低水路内

図－4.1.17 水位縦断図



河道形状：現況河道、洪水堤無し

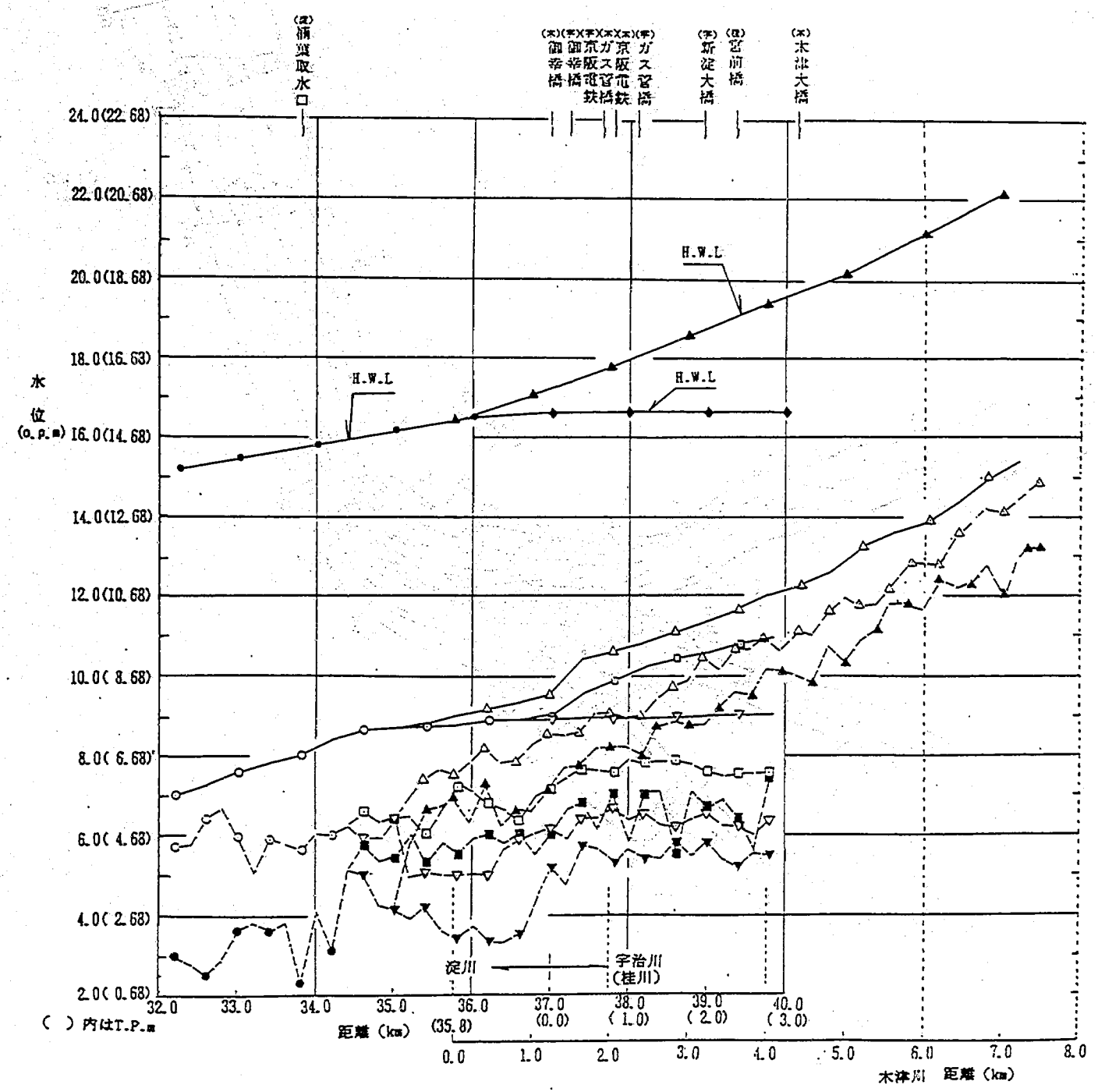
実験ケース		1-7-1
流量 (m^3/s)	木津川	80
	宇治川	280
	桂川	60
	淀川	420
下流水位(o.p.m)		6.930 (7.020)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂川	□—□	■—■		□—□
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高：低水路内

図－4.1.18(1) 水位縦断図



河道形状：現況河道、隔流堤無し

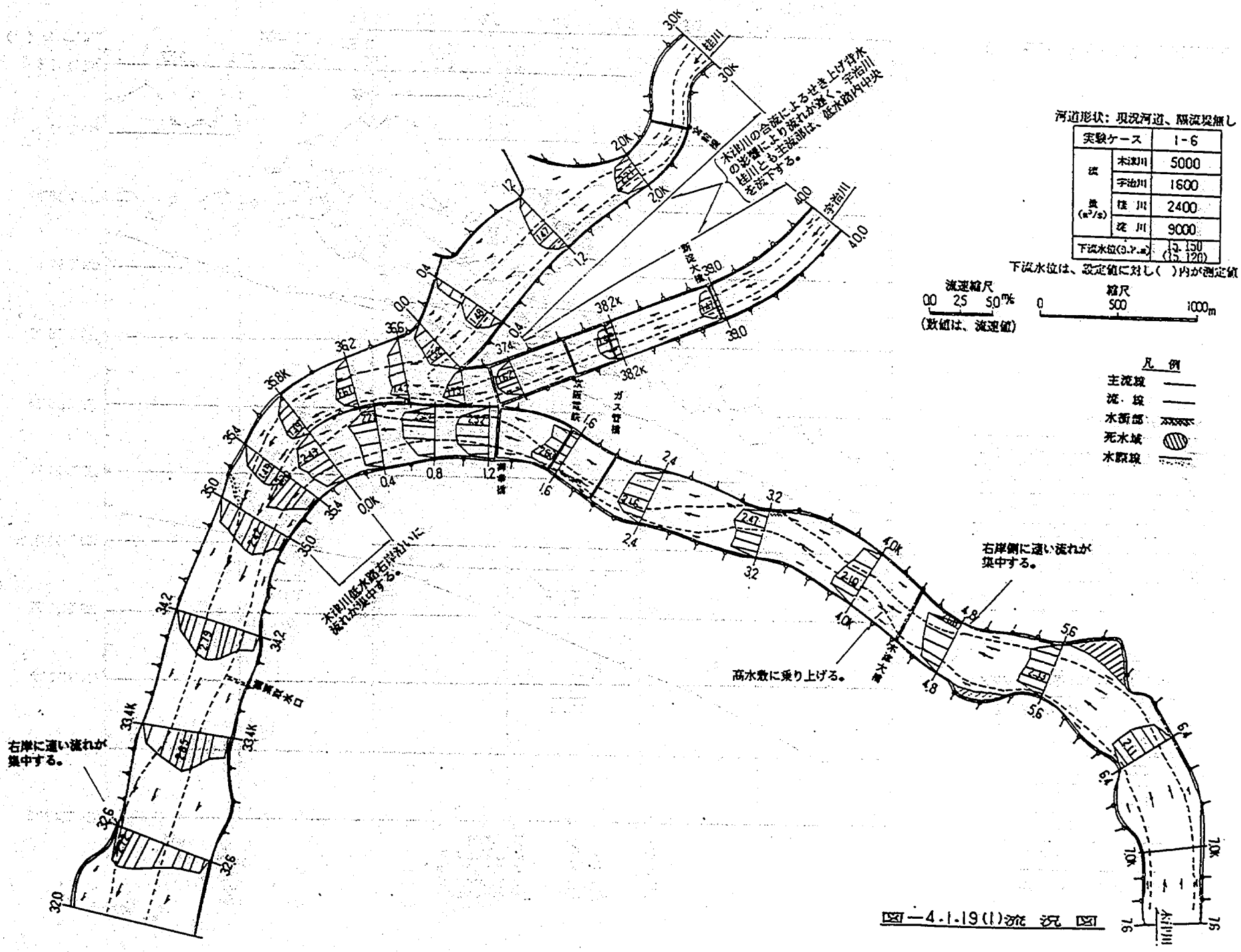
実験ケース		1-7-2
流量 (m^3/s)	木津川	80
	宇治川	120
	桂 川	220
	淀 川	420
下流水位(o.p.m)		6.930 (7.080)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	河床高(s.59年)		水位	
	平均	最深	H.W.L	実験値
淀 川	○—○	●—●	●—●	○—○
木津川	△—△	▲—▲	▲—▲	△—△
桂 川	□—□	■—■		○—○
宇治川	▽—▽	▼—▼	◆—◆	▽—▽

平均河床高：低水路内

図－4.1.18(1)水位縦断図


河道形状：現況河道、隔流堤無し
実験ケース 1-6
流量 (m³/s)
木津川 5000
宇治川 1600
桂川 2400
淀川 9000
下流水位(O.P.m) 1.150 (1.120)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 2.5 5.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水際線
木津川の合流によるせき上げ背水の影響により流れが遅く、宇治川桂川とも主流部は、低水路内中央を流下する。
木津川低水路右岸沿いに流れが集中する。
右岸に速い流れが集中する。
高水敷に乗り上げる。
右岸側に速い流れが集中する。
新淀大橋
ガス管橋
調整池
調整池水口
桂川
宇治川
木津川

図—4.1.19(1) 流況図

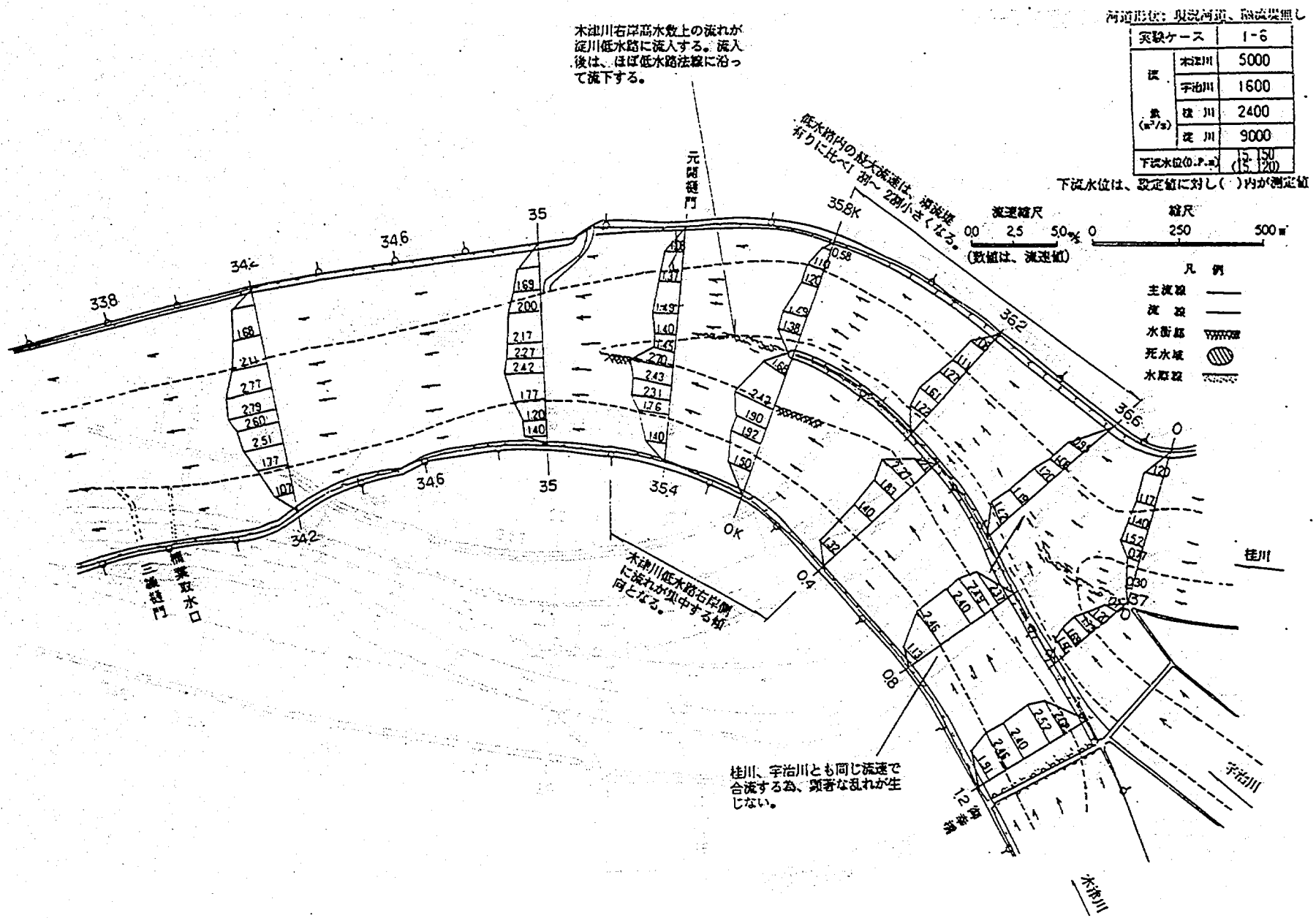

河道形状：現況河道、樹林無し
実験ケース 1-6
木津川 5000
宇治川 1600
桂川 2400
淀川 9000
下流水位(O.P.m) 1.5 150 (1.5 120)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
木津川右岸高水敷上の流れが淀川低水路に流入する。流入後は、ほぼ低水路法線に沿って流下する。
低水路内の最大流速は、護岸際より約1～2割小さくなる。
元閘門
流速縮尺 0.0 2.5 5.0 m/s
縮尺 0 250 500 m
(数値は、流速値)
凡例
主流線
流線
水面線
死水域
水際線
35
34.6
34.2
33.8
35.4
35.8K
36.2
36.6
0K
0.4
0.8
1.2
木津川低水路右岸側に流れが集中する傾向となる。
桂川、宇治川とも同じ流速で合流するため、顕著な乱れが生じない。
三連閘門
桂川
宇治川
木津川

図-4-1-19(2) 流況図

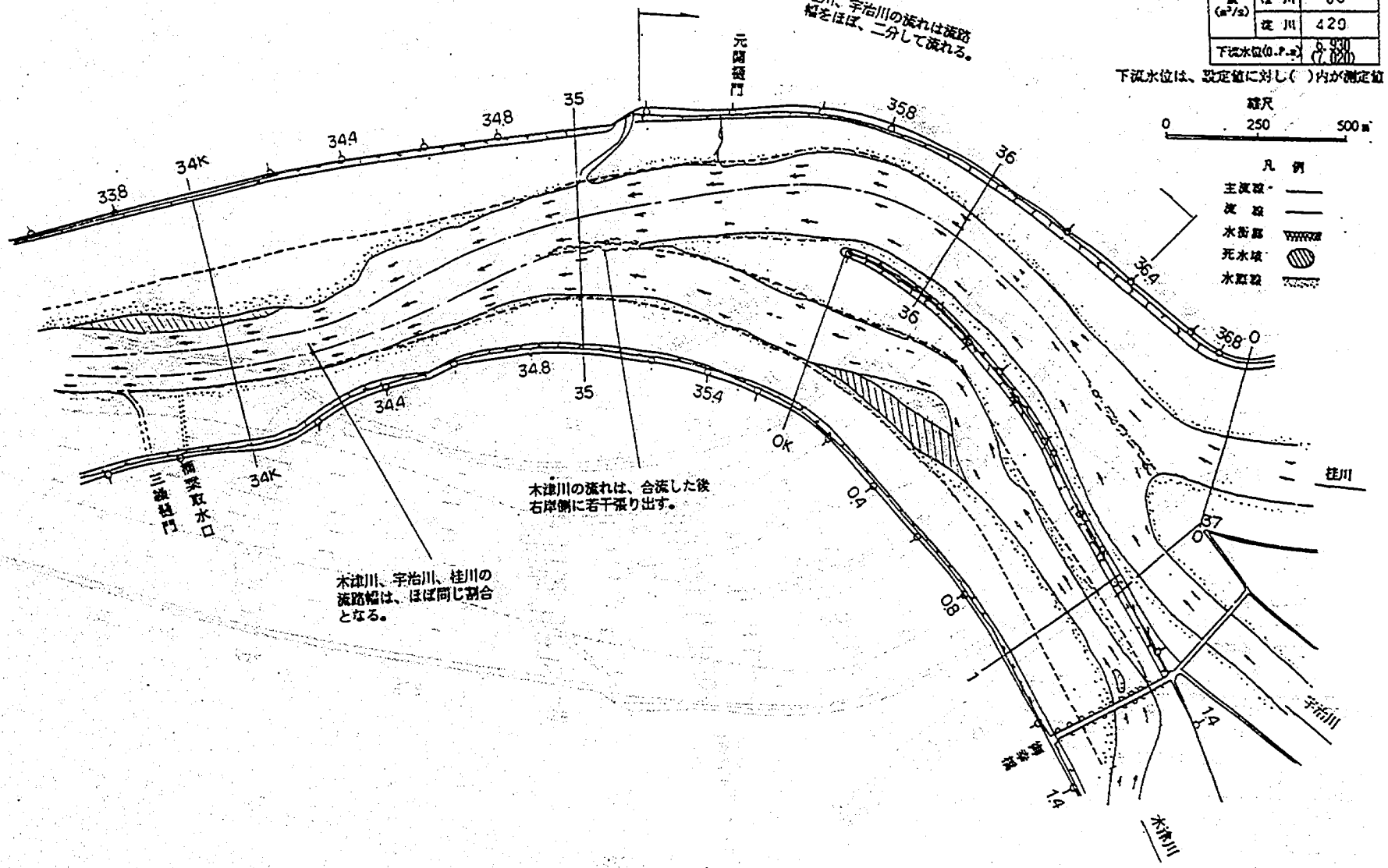
河道形状：現況河道、陸流堤無し

実験ケース		I-7-1
流量 (m^3/s)	木津川	80
	宇治川	280
	桂川	60
	淀川	420
下流水位(O.P.+m)		6.930 (7.120)

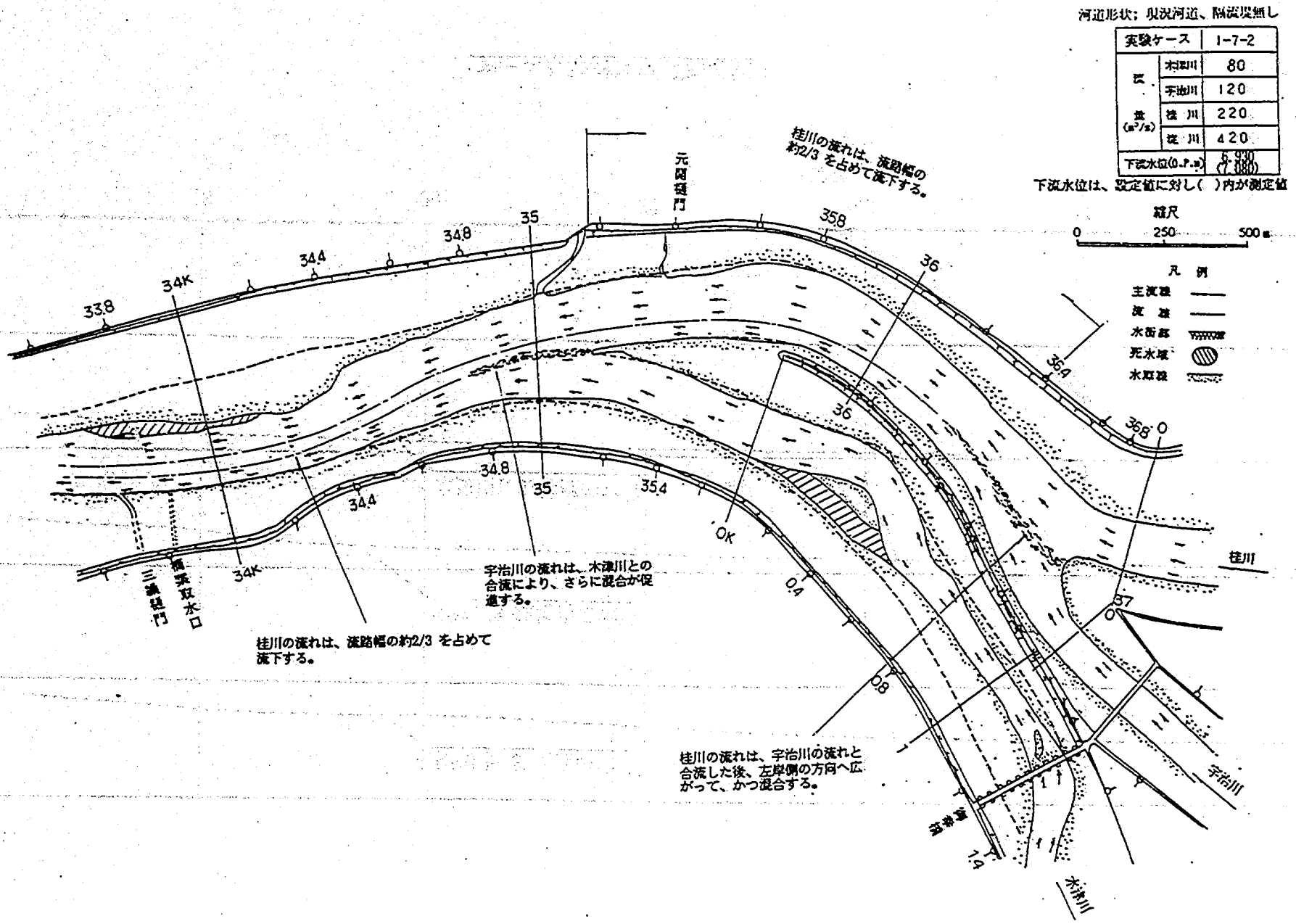
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

縮尺
0 250 500m

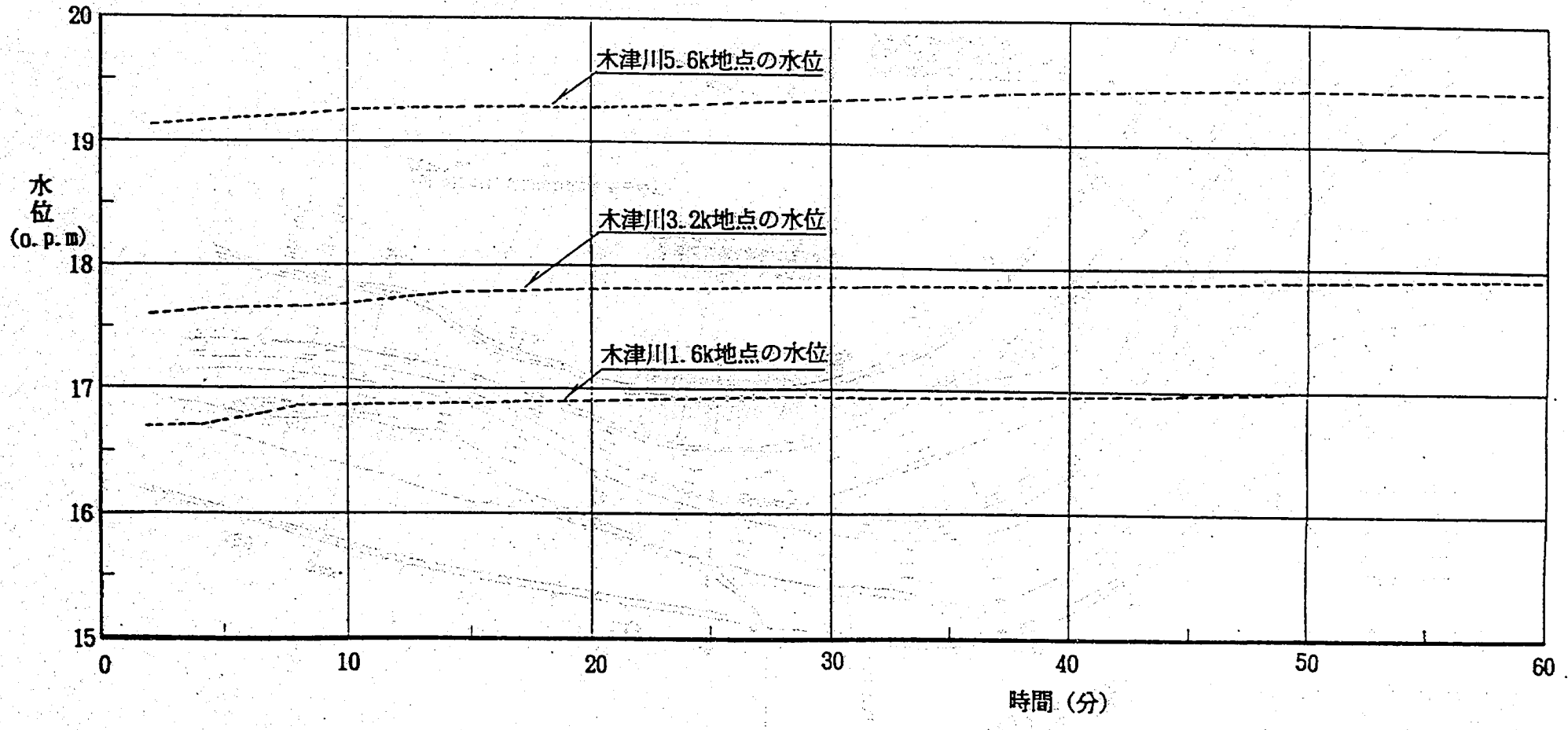
凡例
主流線
渡線
水衝部
死水域
水際線



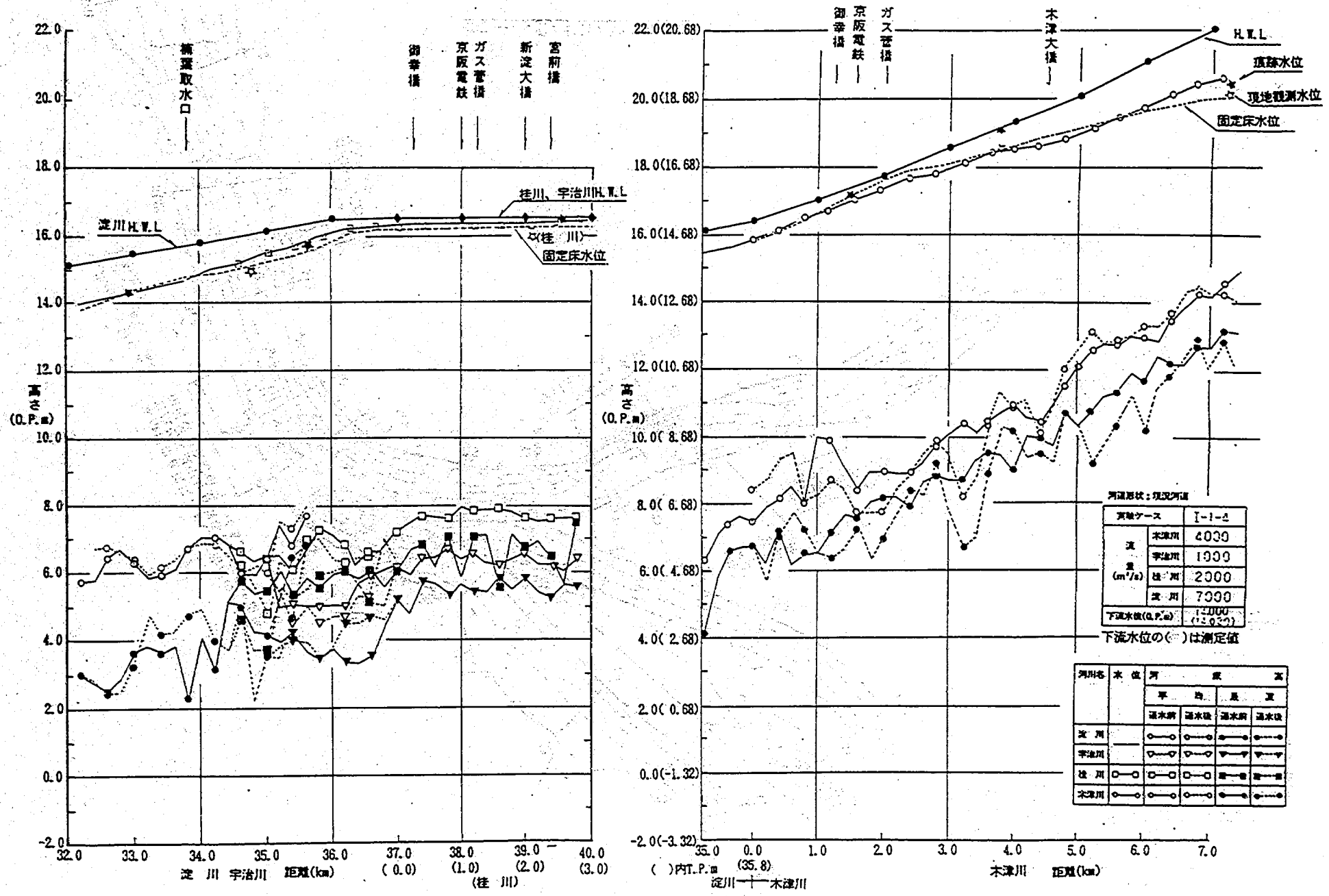
図－4.1.20 流況図


河道形状；現況河道、隔流堤無し
実験ケース | I-7-2
流量 (m³/s)
木津川 80
宇治川 120
桂川 220
淀川 420
下流水位(O.P.m) 5.930 (7.380)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
縮尺
0 250 500m
凡例
主流線
渦線
水面部
死水域
水際線
元閘extra門
桂川の流れは、流路幅の約2/3 を占めて流下する。
宇治川の流れは、木津川との合流により、さらに混合が促進する。
桂川の流れは、流路幅の約2/3 を占めて流下する。
桂川の流れは、宇治川の流れと合流した後、左岸側の方向へ広がって、かつ混合する。
三栗extra門
横流取水口
桂川
宇治川
木津川
33.8
34K
34.4
34.8
35
35.4
OK
0.4
0.8
1.2
1.9
35.8
36
36.4
36.8
37

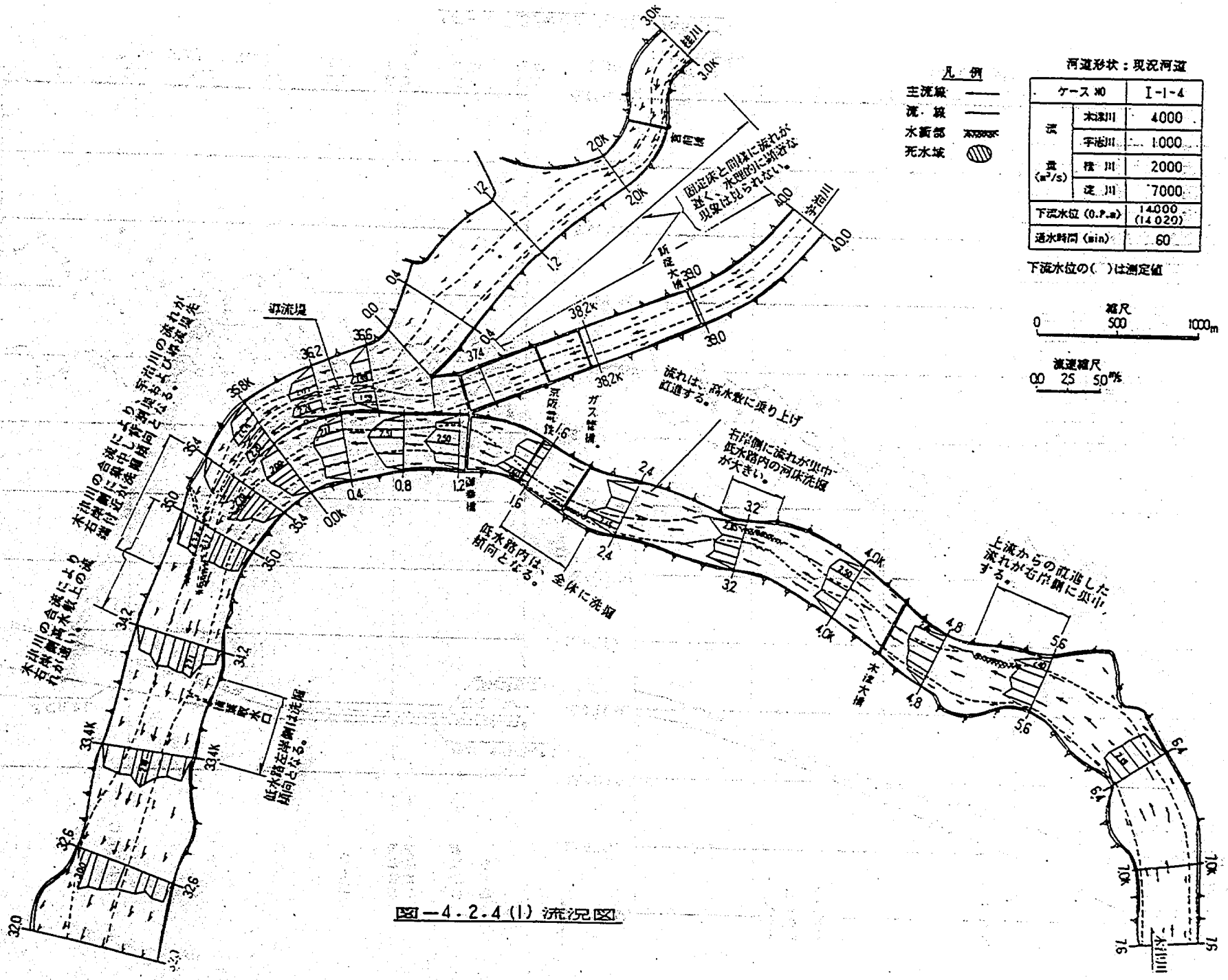
図－4.1.21 流況図



図－4.2.2水位の時間的変化図



図－4.2.3 水位、河床縦断図


凡例
主流線
流線
水面部
死水域
河道形状：現況河道
ケース NO
I-1-4
流量 (m³/s)
木津川
4000
宇治川
1000
桂川
2000
淀川
7000
下流水位 (O.P.m)
14.000 (14.020)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )は測定値
縮尺
0 500 1000m
流速縮尺
0.0 2.5 5.0m/s
導流堤
木津川の合流により右岸側に乱れが生じる。
木津川の合流により右岸側上の流れが速い。
流れは、落水数に乗り上げ蛇行する。
右岸側に流れが集中、低水路内の河床洗堀が大きい。
低水路内は、全体に洗堀傾向となる。
上流からの流れが右岸側に集中する。
固定床と同様に流れが速く、水理的に明確な現象は見られない。
京阪鉄道
ガス導管
水道管
低水路左岸側は洗堀傾向となる。
宇治川
桂川
3.0K
2.0K
38.2K
33.4K
32.0
32.6
34.2
35.0
35.4
35.8K
36.2
36.6
37.4
38.0
39.0
40.0
4.0K
4.8
5.6
6.4
7.0K
7.6
10K

図－4．2．4（1）流況図

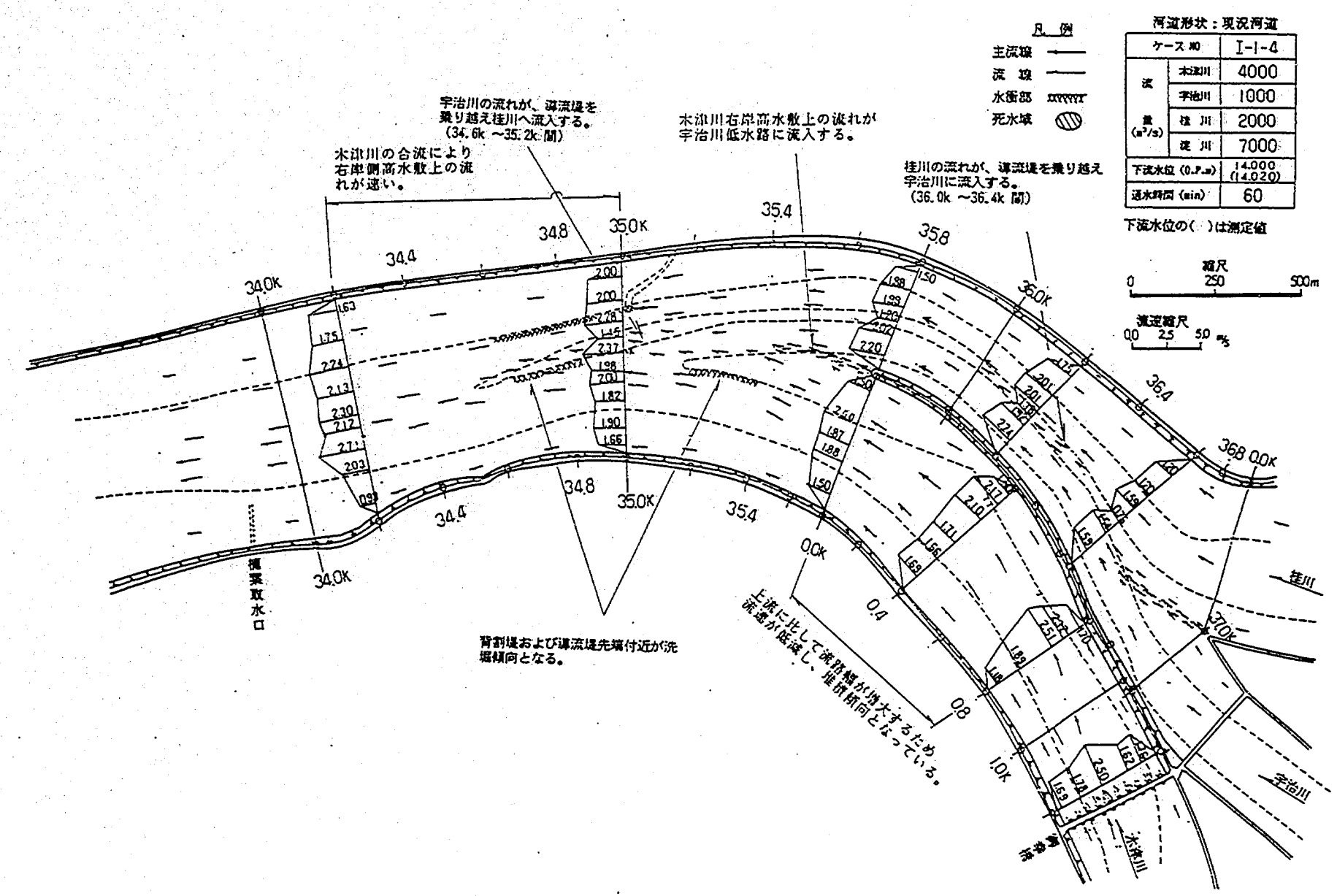
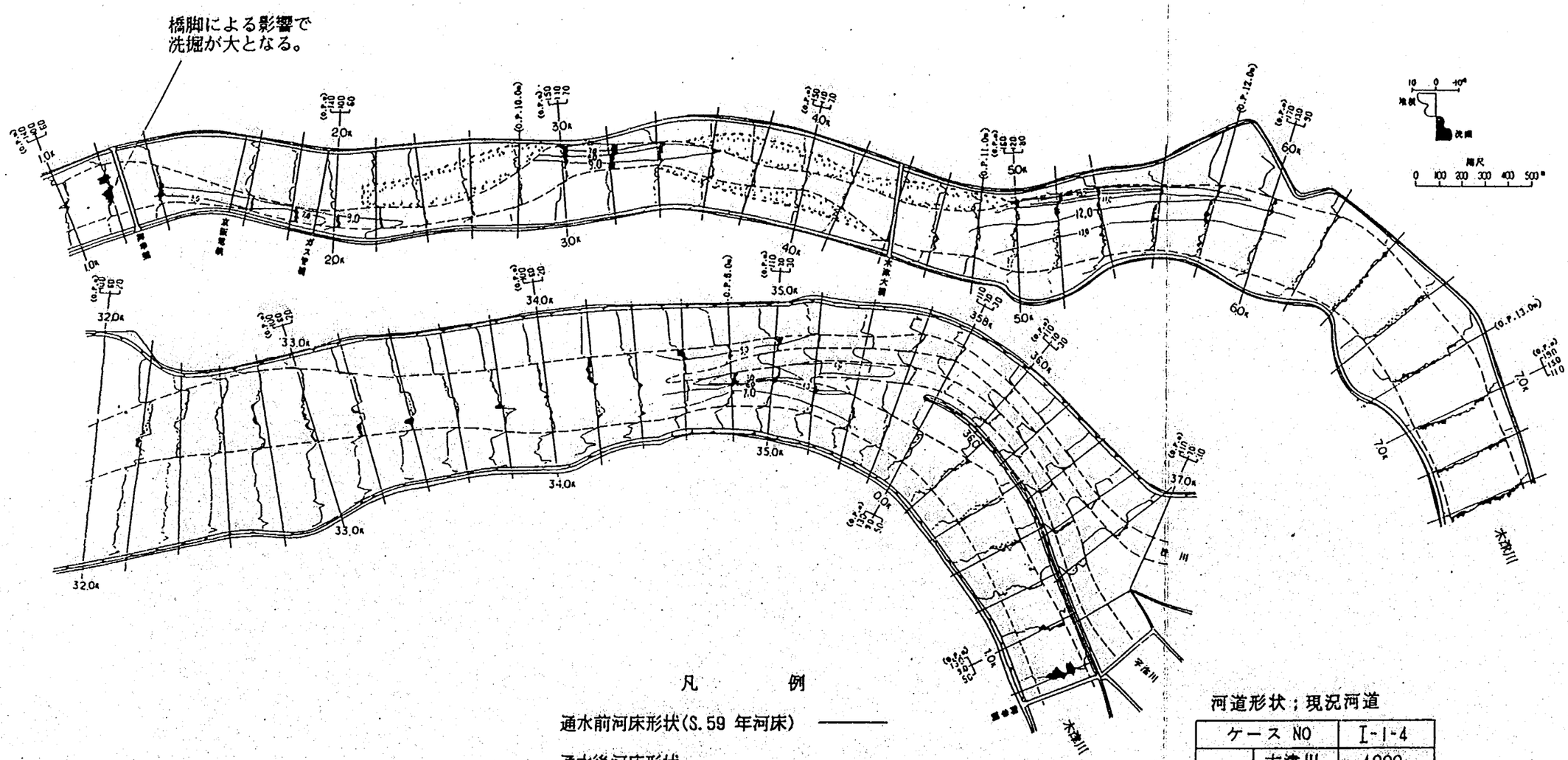

凡 例
主流線
流 線
水衝部
死水域
河道形状：現況河道
ケース NO I-1-4
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1000
桂 川 2000
淀 川 7000
下流水位 (O.P.m) 14.000 (14.020)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )は測定値
縮尺 0 250 500m
流速縮尺 0.0 2.5 5.0 m/s
宇治川の流れが、導流堤を乗り越え桂川へ流入する。(34.6k ～35.2k 間)
木津川の合流により右岸側高水敷上の流れが速い。
木津川右岸高水敷上の流れが宇治川低水路に流入する。
桂川の流れが、導流堤を乗り越え宇治川に流入する。(36.0k ～36.4k 間)
34.0K
34.4
34.8
35.0K
35.4
35.8
36.0K
36.4
36.8 0.0K
0.0K
0.4
0.8
1.0K
3.0K
横断取水口
背割堤および導流堤先端付近が洗堀傾向となる。
上流に比して流路幅が増大するため流速が低減し、堆積傾向となっている。
桂川
宇治川
木津川

図 —4.2.4(2)流況図



凡　　例

通水前河床形状(S.59 年河床) ———

通水後河床形状 - - - - - -

移動床と固定床の境界 ——— —

高水敷上の堆積傾向ケ所

河道形状；現況河道

ケース NO		I-1-4
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂　川	2000
	淀　川	7000
下流水位(O.P.m)		14.000 (14.020)
通水時間 (min)		60

下流水位の(　)内数値は、測定値

各断面の(　)内数値は、横断図の基準標高
T.P.m=O.P.m-1.32m である。

図 —4.2.5(2)河床変動平面図

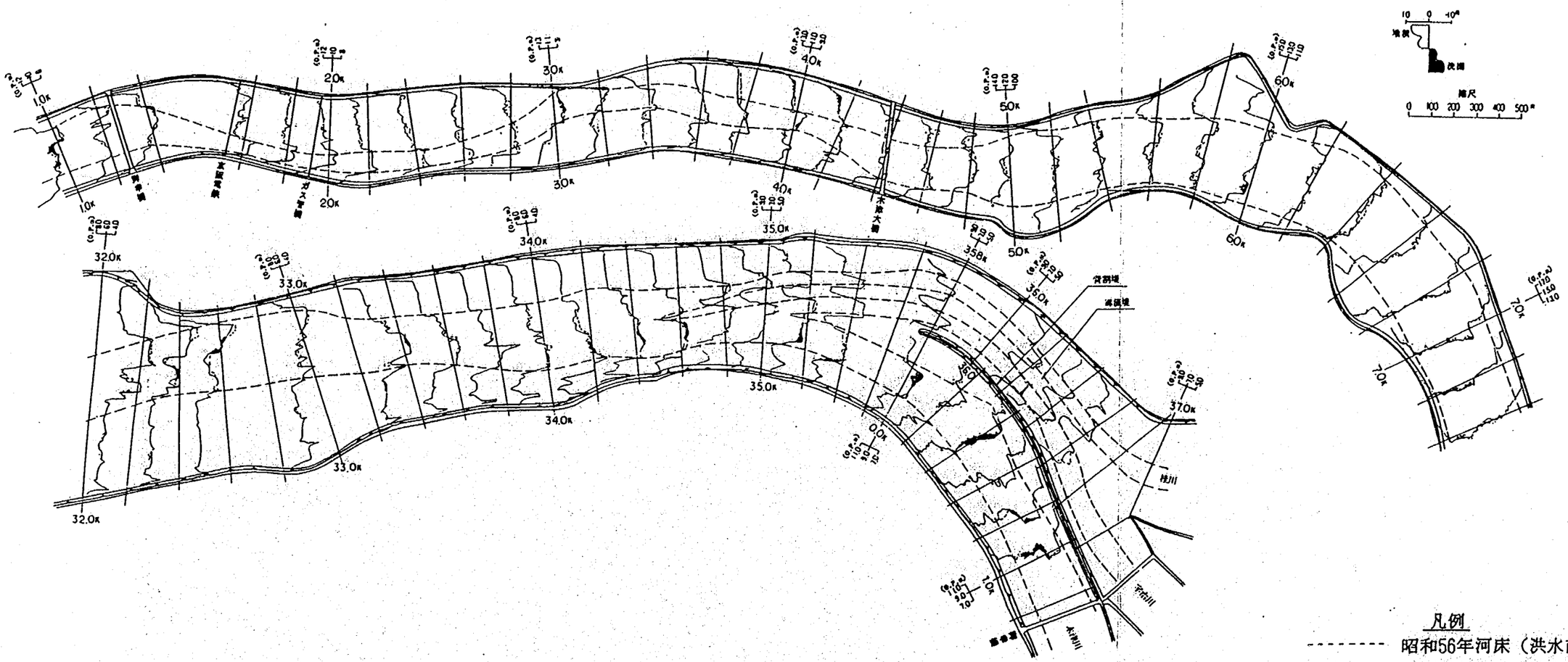
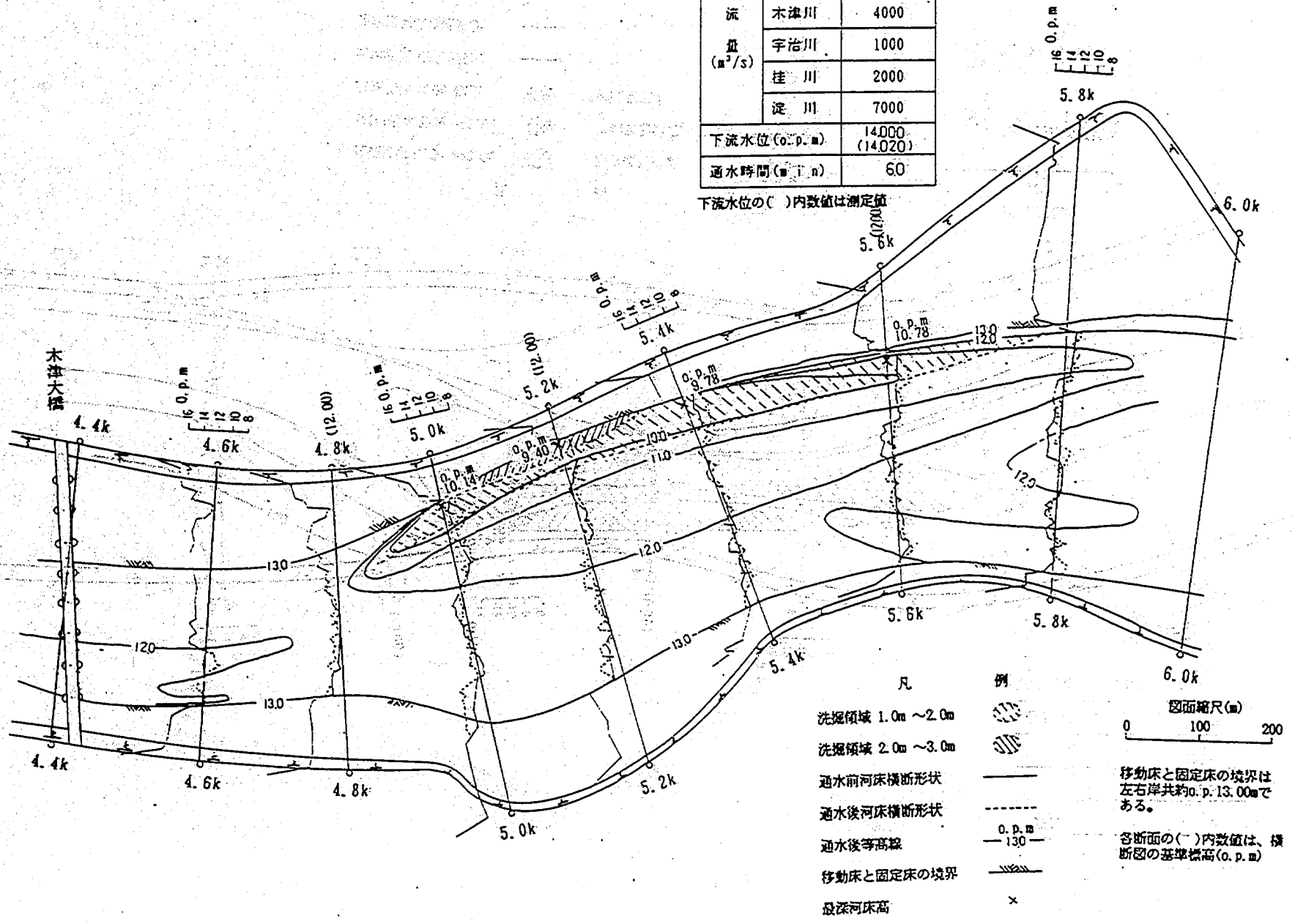


図 −4.2.5(1)河床変動平面図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-1-4
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂　川	2000
	淀　川	7000
下流水位(o.p.m)		14.000 (14.020)
通水時間(min)		60

下流水位の(　)内数値は測定値

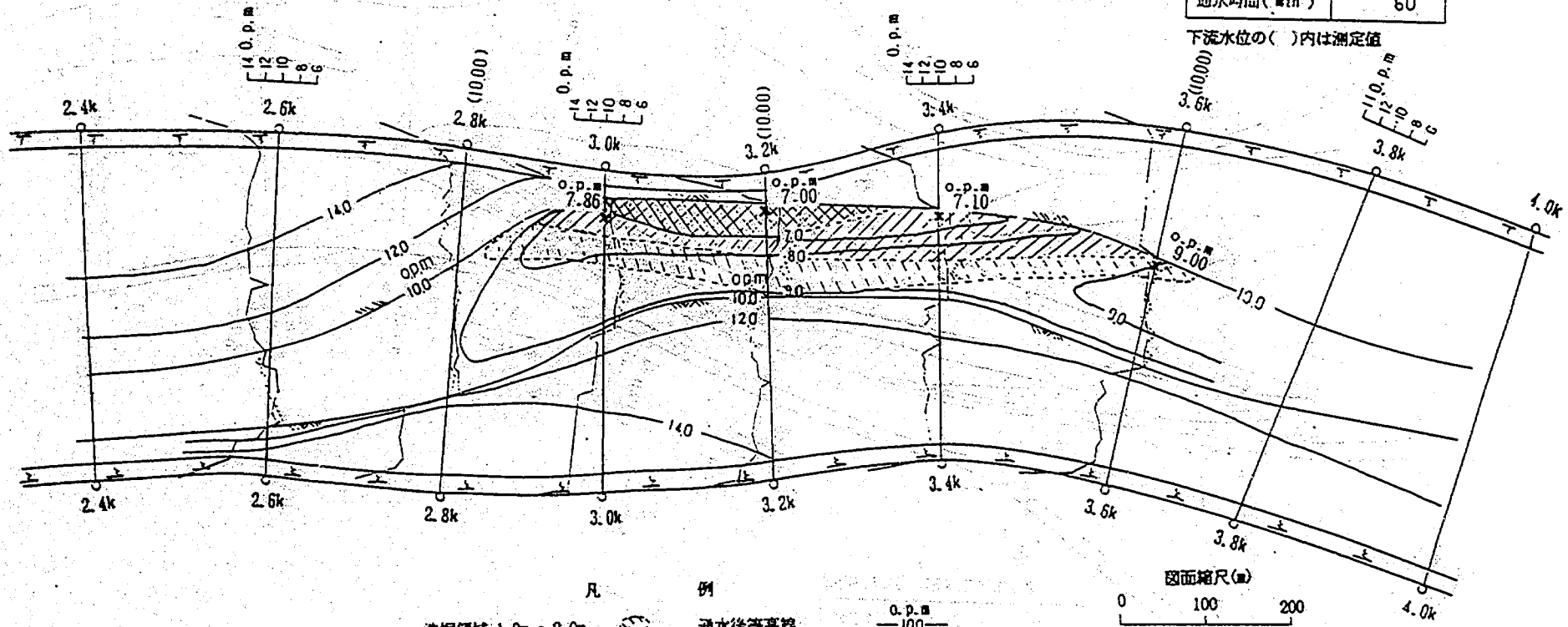


図－4.2.6(1)河床変動状況図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-1-4
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂　川	2000
	淀　川	7000
下流水位(o.p.m)		14.000 (14.020)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内は測定値



凡例

洗掘領域 1.0m ～2.0m		通水後等高線	o.p.m —100—
洗掘領域 2.0m ～3.0m		移動床と固定床の境界	
洗掘領域 3.0m 以上		最深河床高	×
通水前河床横断形状	——		
通水後河床横断形状	------		

図面縮尺(m)

0　100　200

移動床と固定床の境界は左右岸共約o.p.10.00mである。

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(o.p.m)

図－4.2.6(2)河床変動状況図

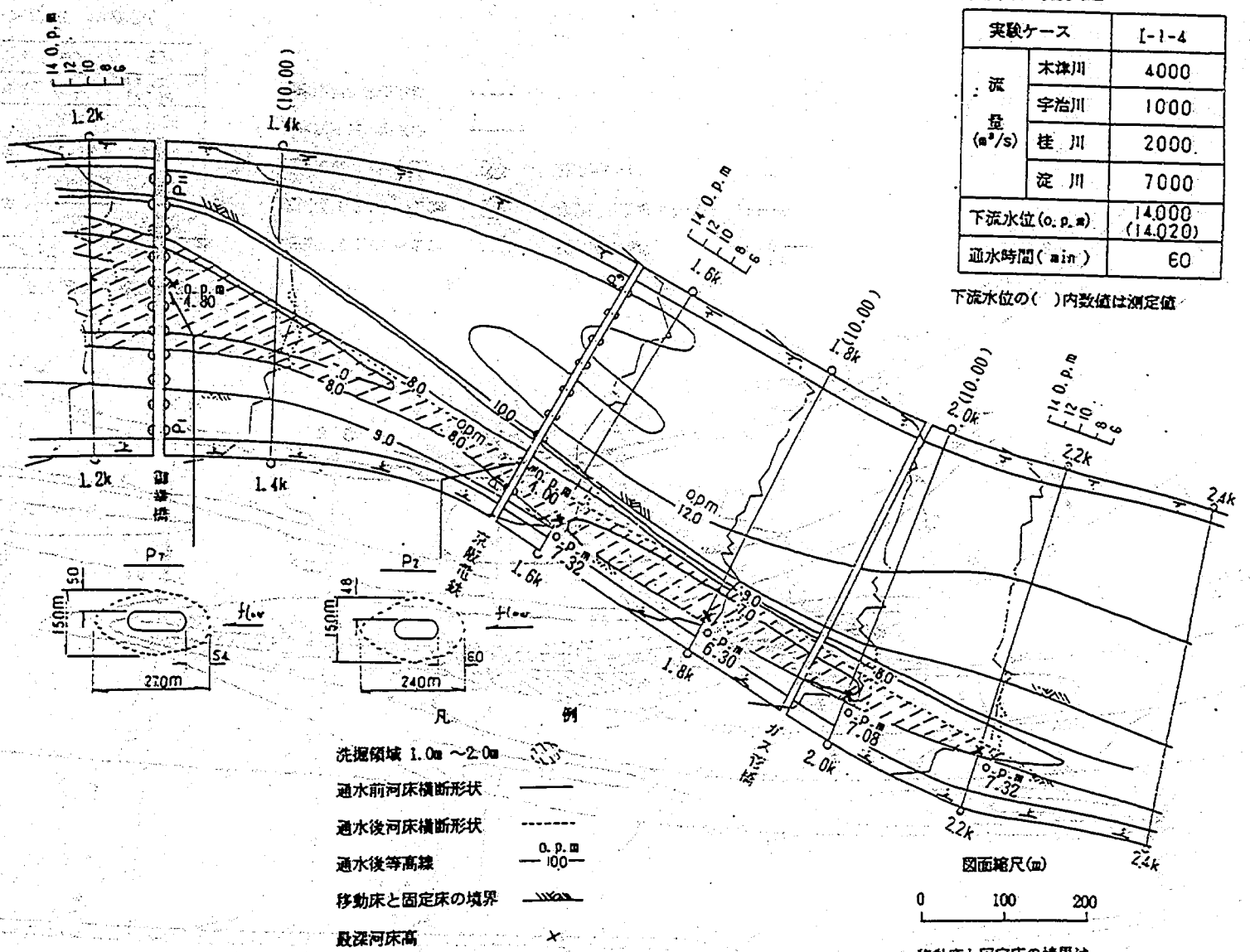
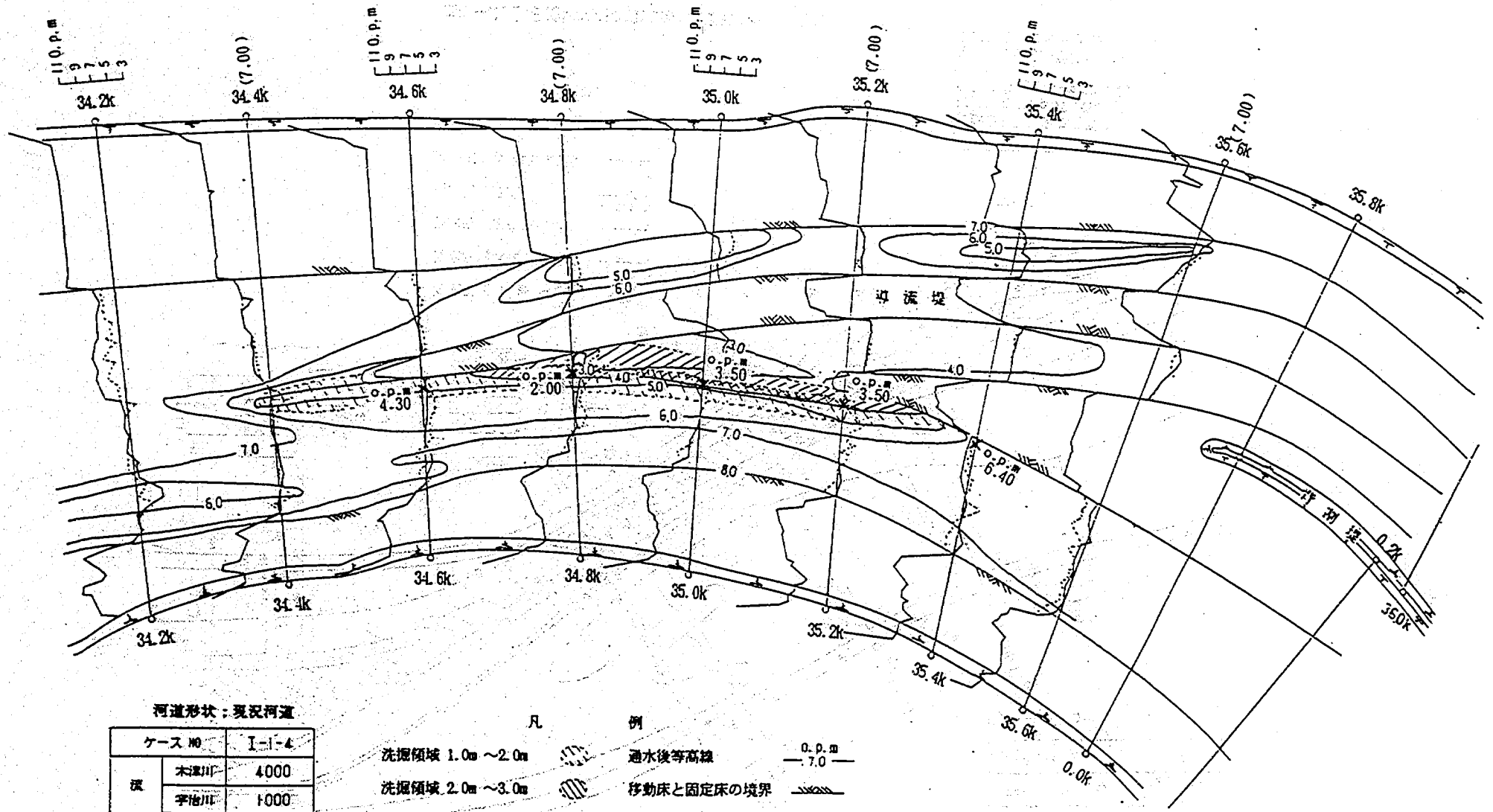


図-4.2.6(3)河床変動状況図



河道形状：現況河道

ケースNO		I-1-4
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂川	2000
	淀川	7000
下流水位 (O.P.m)		14000 (14.020)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

凡例

- 洗掘領域 1.0m～2.0m
- 洗掘領域 2.0m～3.0m
- 洗掘領域 3.0m以上
- 通水前河床横断形状
- 通水後河床横断形状
- 通水後等高線 O.P.m —7.0—
- 移動床と固定床の境界
- 最深河床高 ×

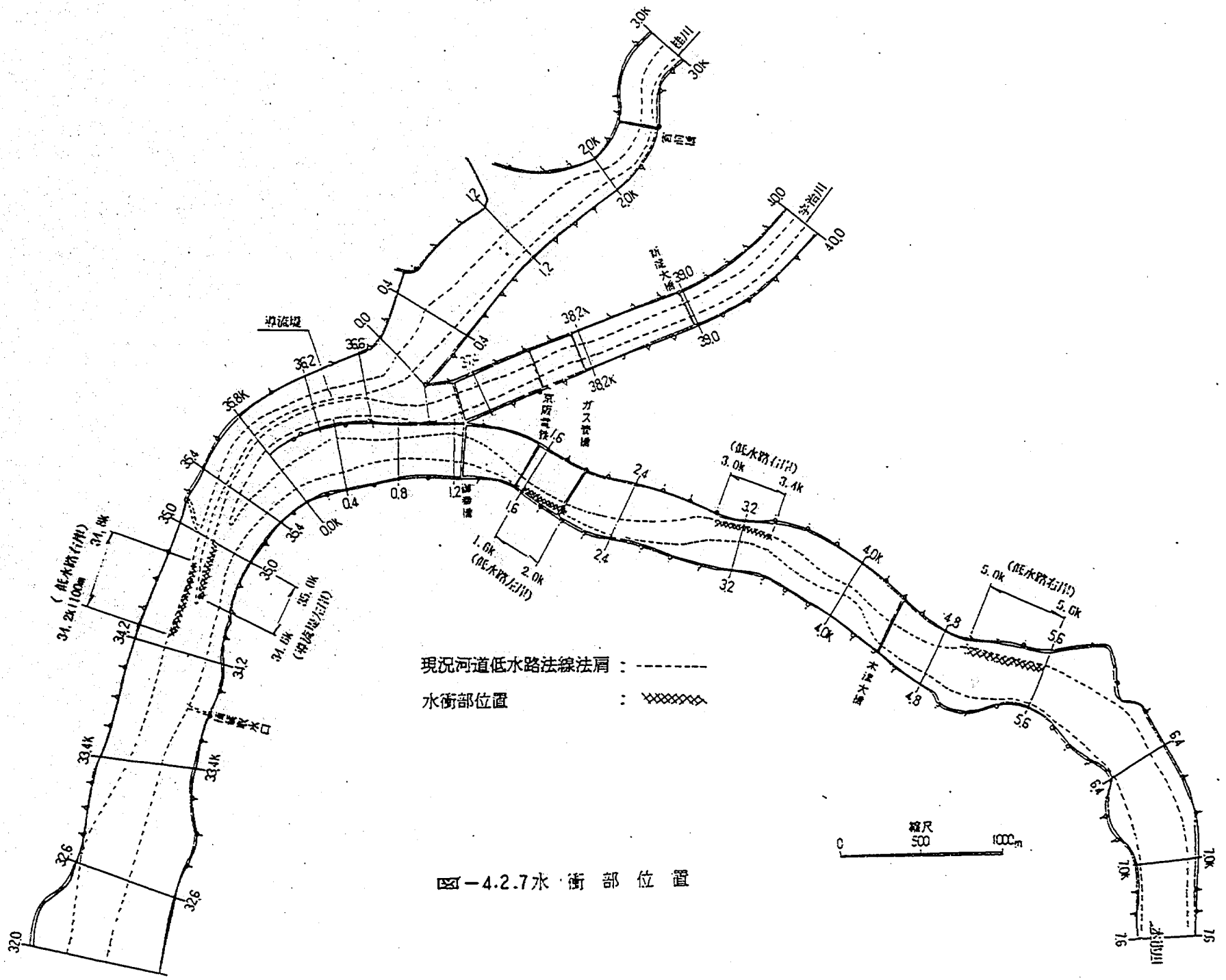
図面縮尺(m)

0 100 200

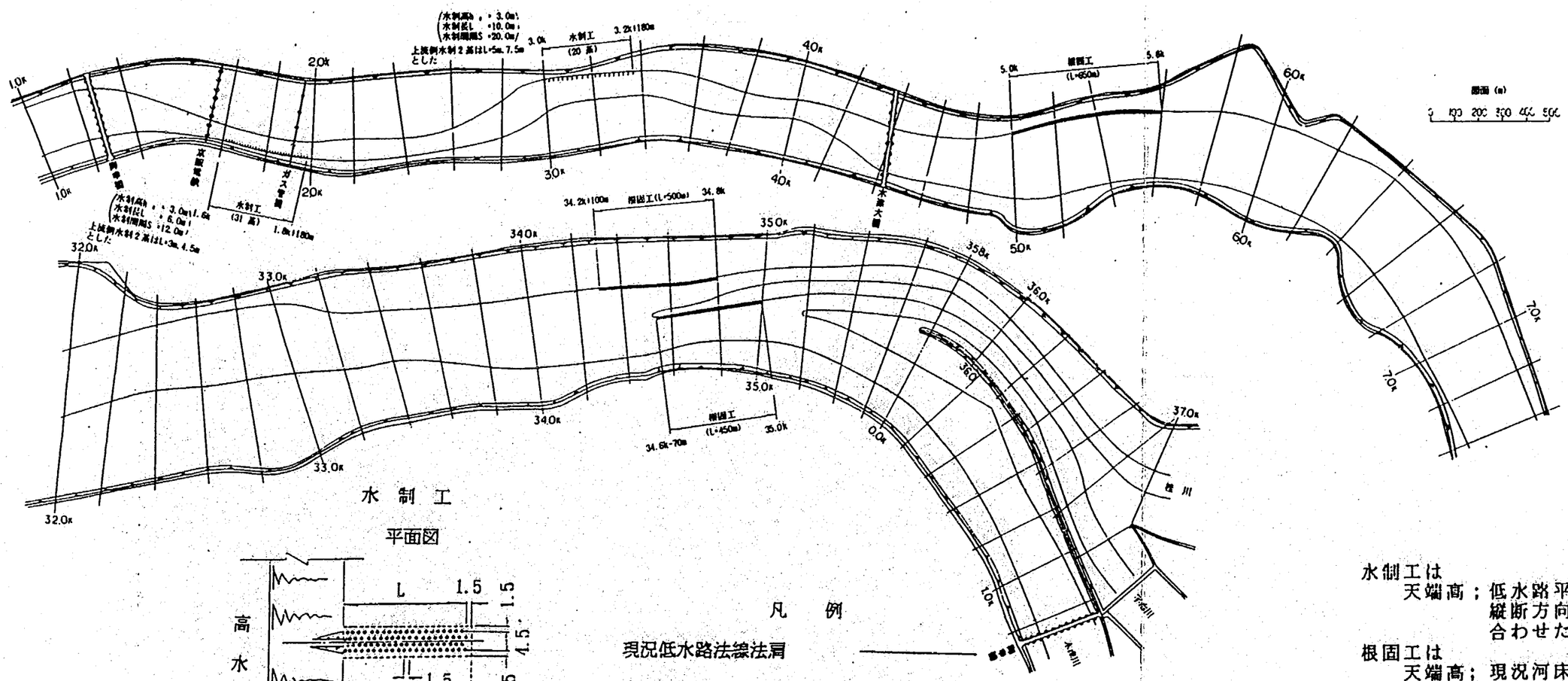
移動床と固定床の境界は右岸側で約O.P.7.00m、左岸側で約O.P.8.00mである。

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(O.P.m)

図－4.2.6(4)河床変動状況図



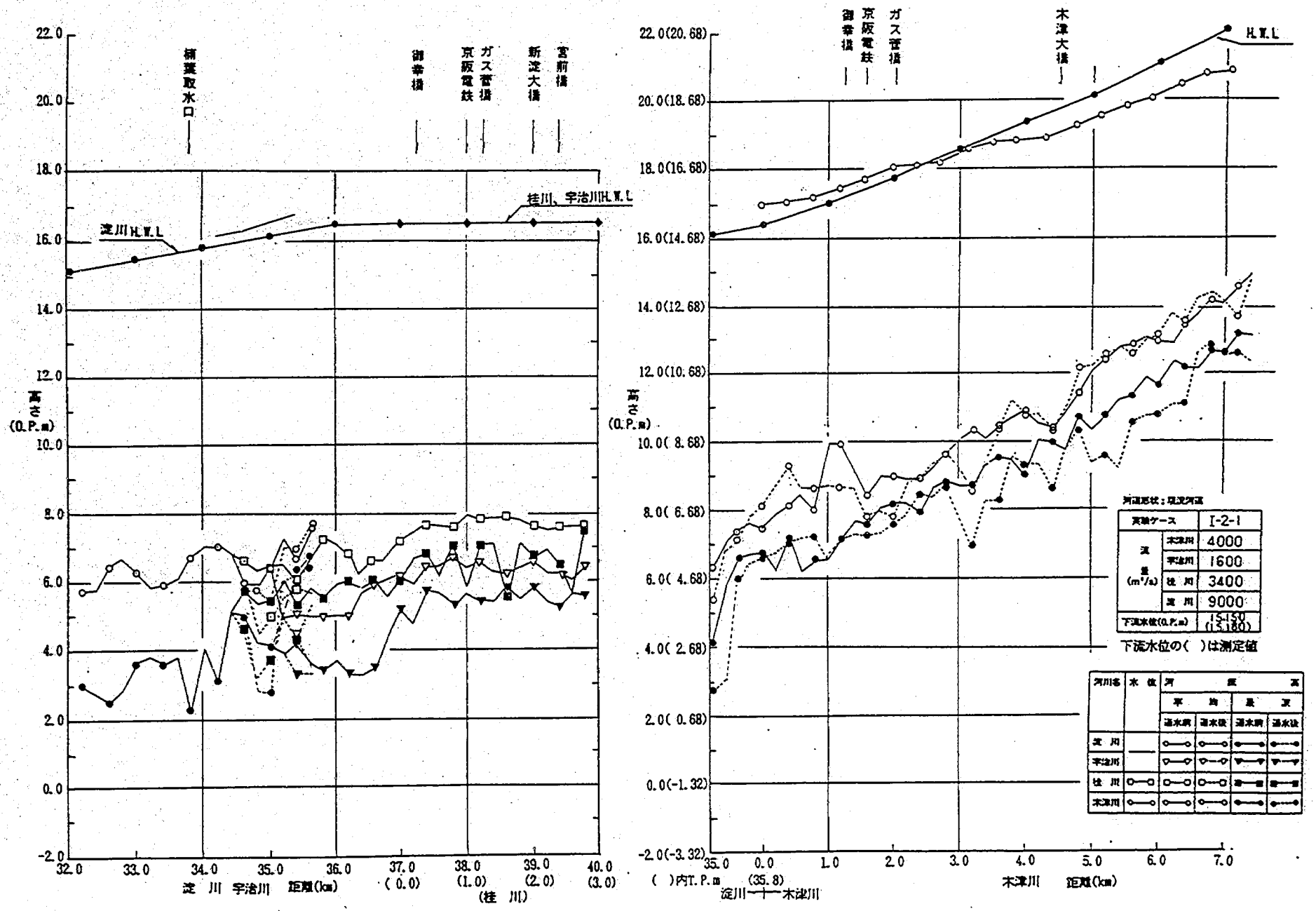
図－4.2.7水 衛 部 位 置



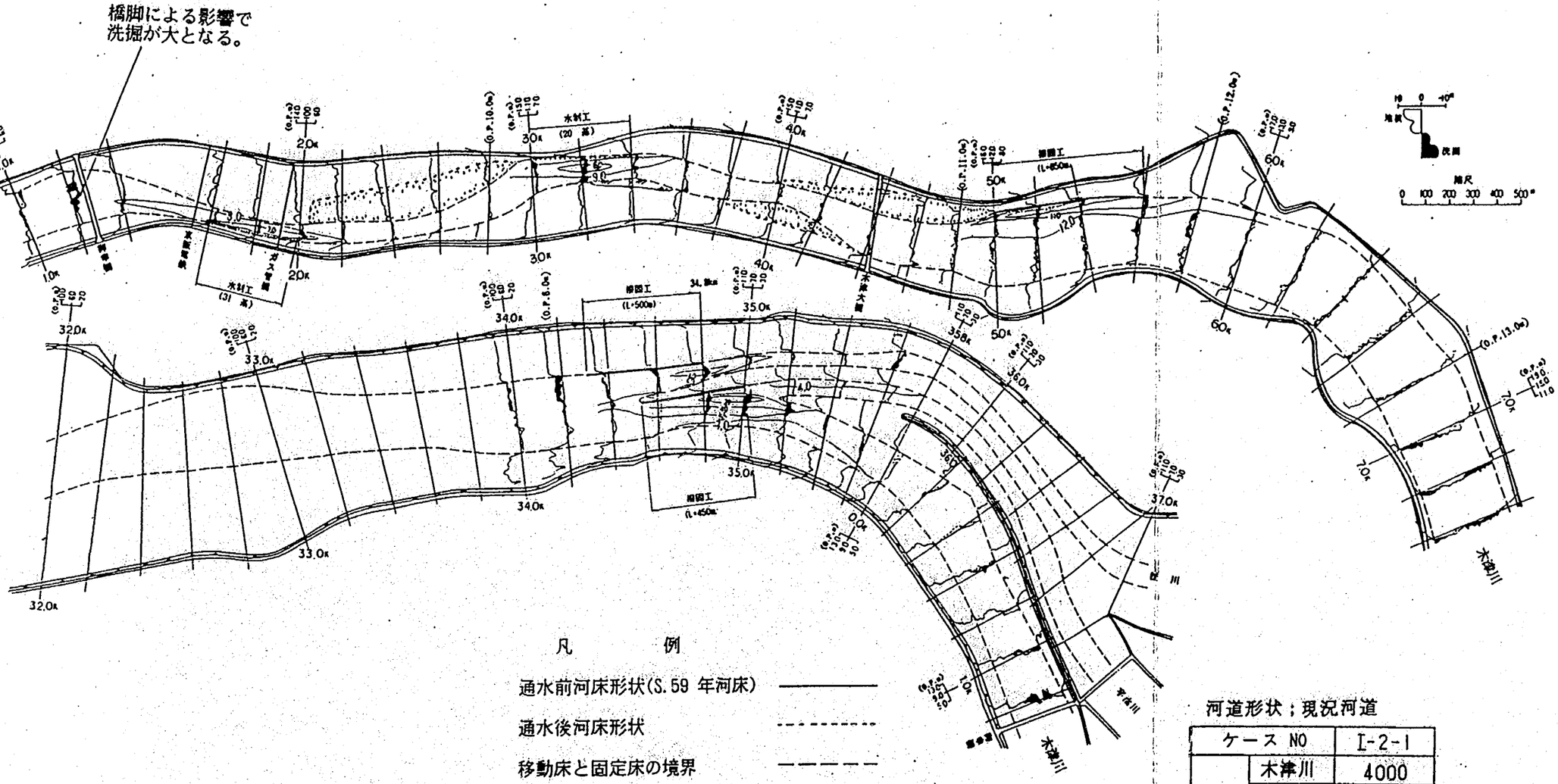
図－4.2.8　対策工設置図

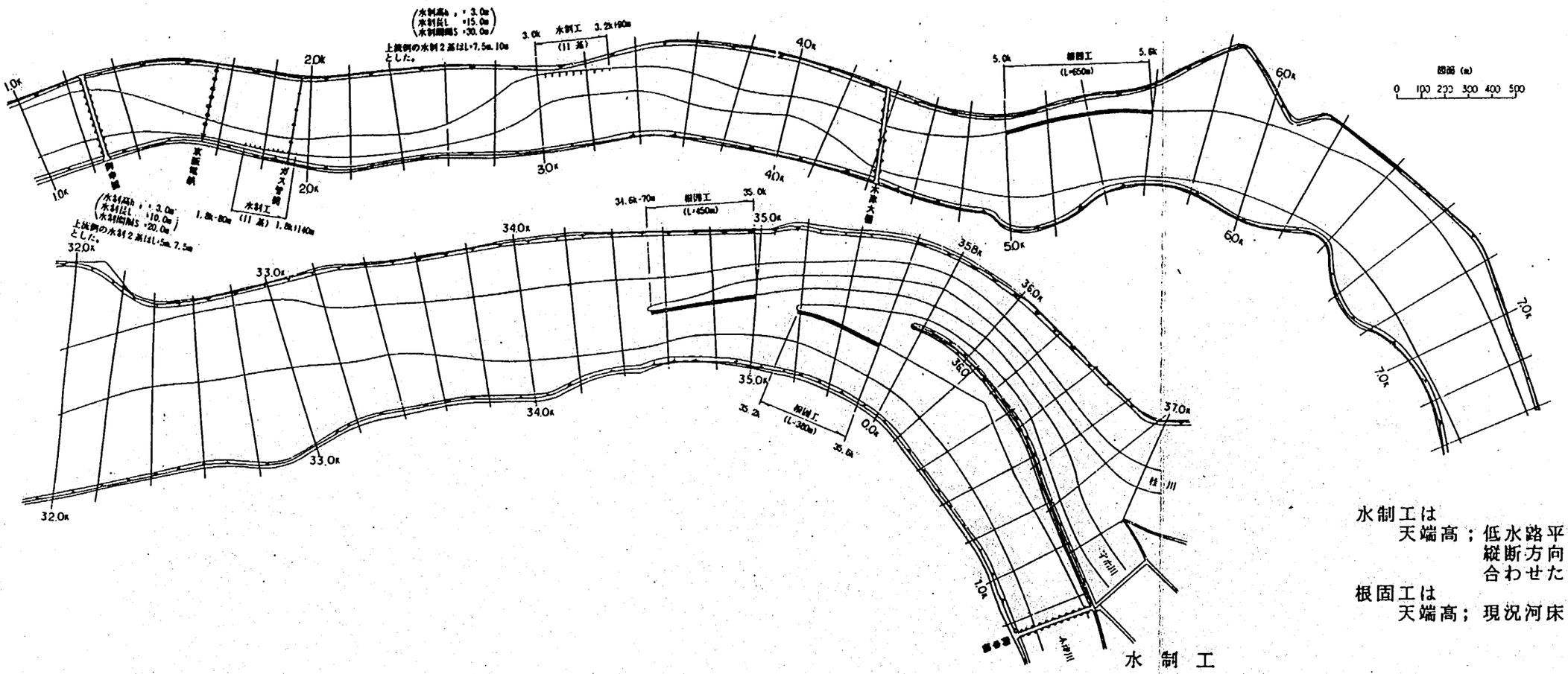
水制工は
天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に
合わせた。

根固工は
天端高；現況河床面に合わせた。



図－4.2.9水位、河床縦断図


橋脚による影響で
洗掘が大となる。
水制工
(20 基)
水制工
(31 基)
根固工
(L=500m)
根固工
(L=450m)
根固工
(L=850m)
水津大橋
木津川
宇治川
桂川
淀川
1.0k
2.0k
3.0k
30k
40k
50k
60k
70k
32.0k
33.0k
34.0k
35.0k
36.0k
37.0k
(O.P.10.0m)
(O.P.11.0m)
(O.P.12.0m)
(O.P.13.0m)
(O.P.5.0m)
(O.P.0.0m)
3.0
4.0
9.0
12.0
15.150
(15.180)
150
150
110
50
50
50



水制工は
天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に
合わせた。

根固工は
天端高；現況河床面に合わせた。

凡　例

現況低水路法線法肩

水　制　工

根　固　工
(敷設幅B=6.0m
敷　厚t=2.0m)

図－4.2.11 対策工設置図

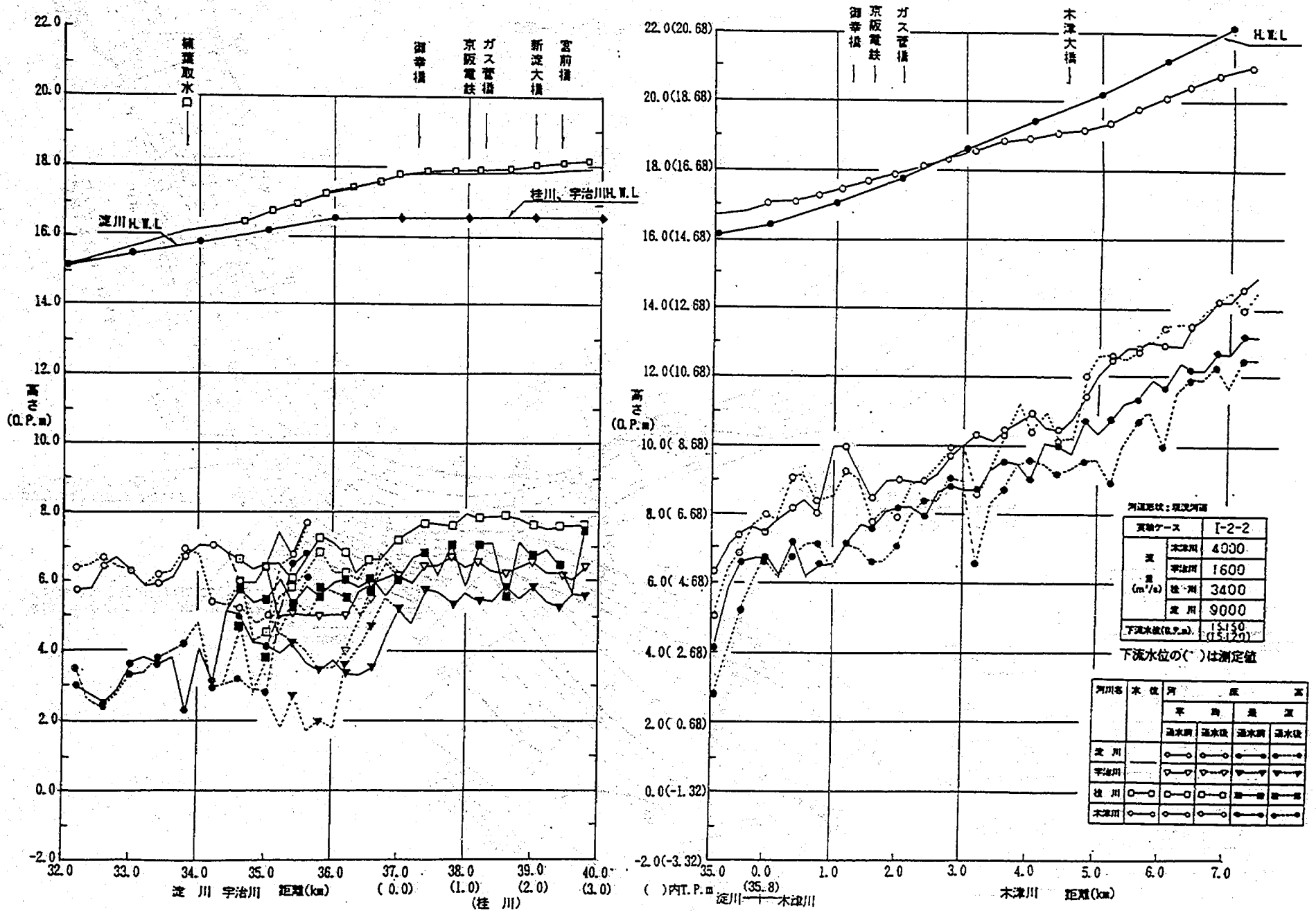


図-4.2.12水位、河床縦断図

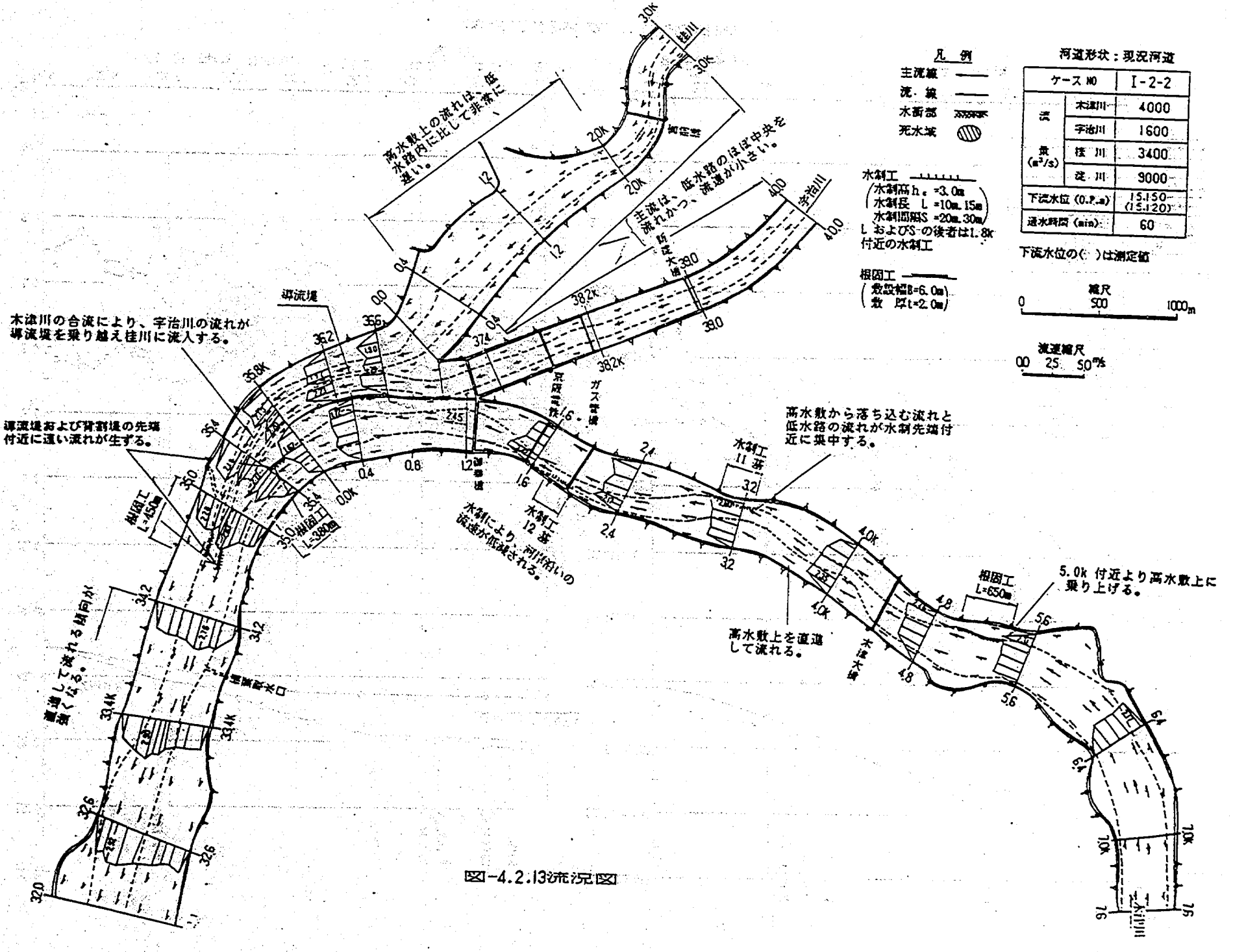

凡 例
主流線
流 線
水衝部
死水域
水制工
(水制高 h。=3.0m
水制長 L =10m.15m
水制間隔S =20m.30m)
Lおよび S の後者は1.8k付近の水制工
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)
河道形状：現況河道
ケース NO I-2-2
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1600
桂 川 3400
淀 川 9000
下流水位 (O.P.m) 15.150 (15.120)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )は測定値
縮尺 0 500 1000m
流速縮尺 00 25 50m/s
導流堤
木津川の合流により、宇治川の流れが導流堤を乗り越え桂川に流入する。
導流堤および背割堤の先端付近に遅い流れが生ずる。
高水敷上の流れは、低水路内に比して非常に遅い。
主流は、低水路のほぼ中央を流れかつ、流速が小さい。
水制により、河川沿いの流速が低減される。
高水敷から落ち込む流れと低水路の流れが水制先端付近に集中する。
高水敷上を直進して流れる。
5.0k 付近より高水敷上に乗り上げる。
根固工 L=650m
根固工 L=450m
根固工 L=380m
水制工 11 基
水制工 12 基
導流堤水口
ガス管埋
桂川
宇治川

図-4.2.13流況図

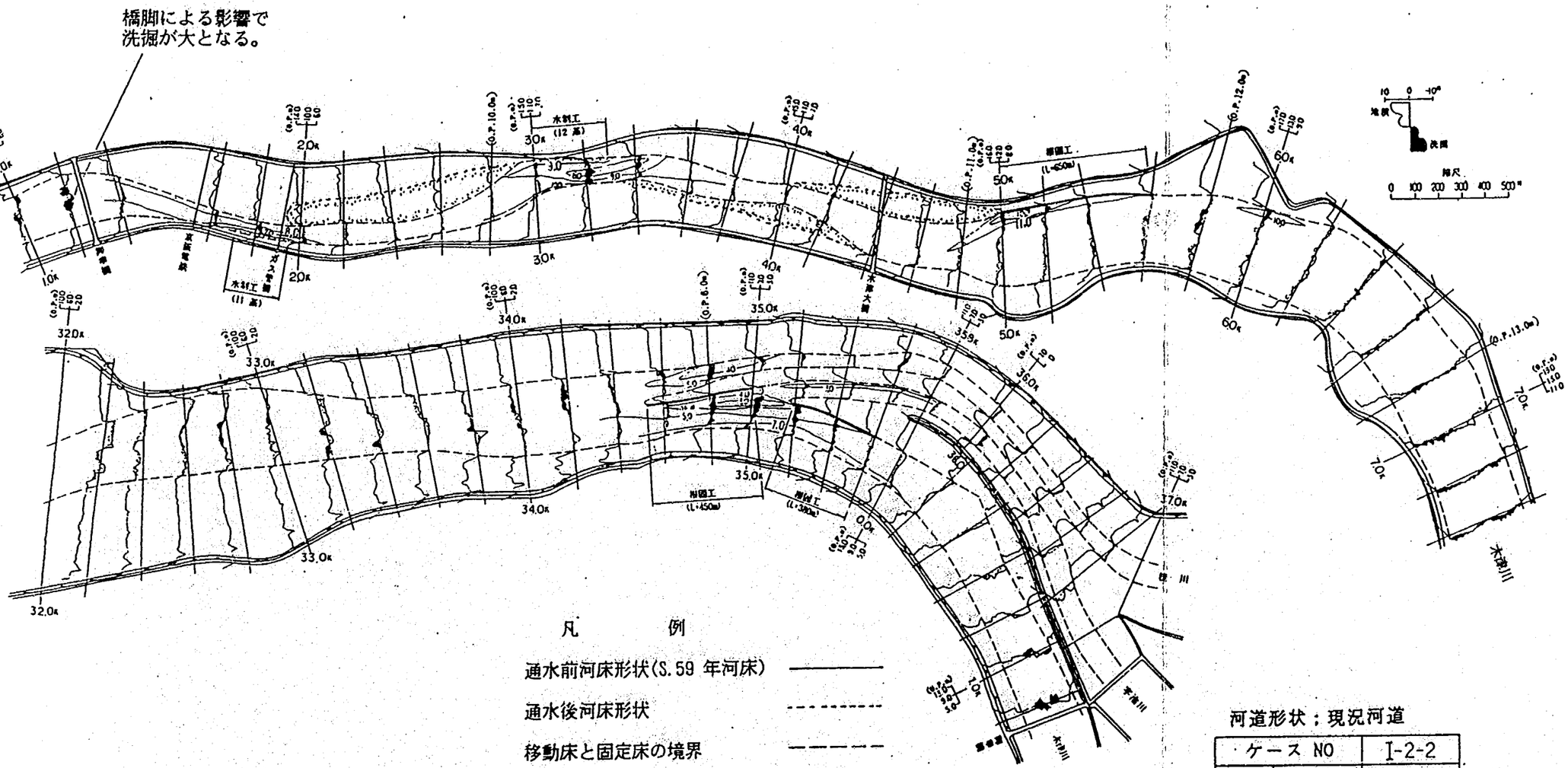


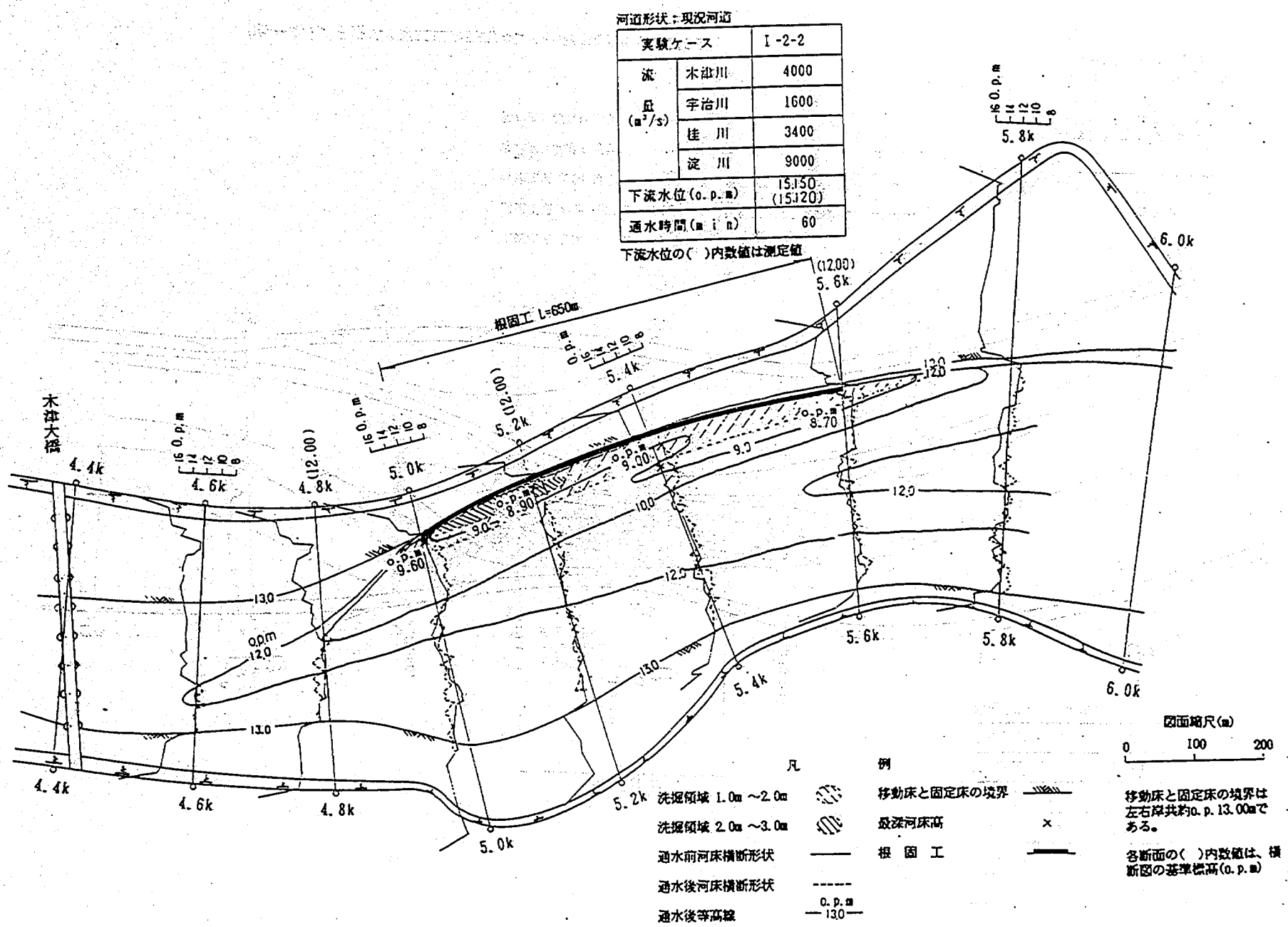
図 —4.2.14 河床変動平面図

河道形状：現況河道

ケース NO		I-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(O.P.m)		15.150 (15.120)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内数値は、測定値

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高
T.P.m=O.P.m-1.32m である。



図－4.2.5(1)対策工周辺の河床変動状況図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂　川	3400
	淀　川	9000
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.120)
通水時間(min)		60

下流水位の(　)内は測定値

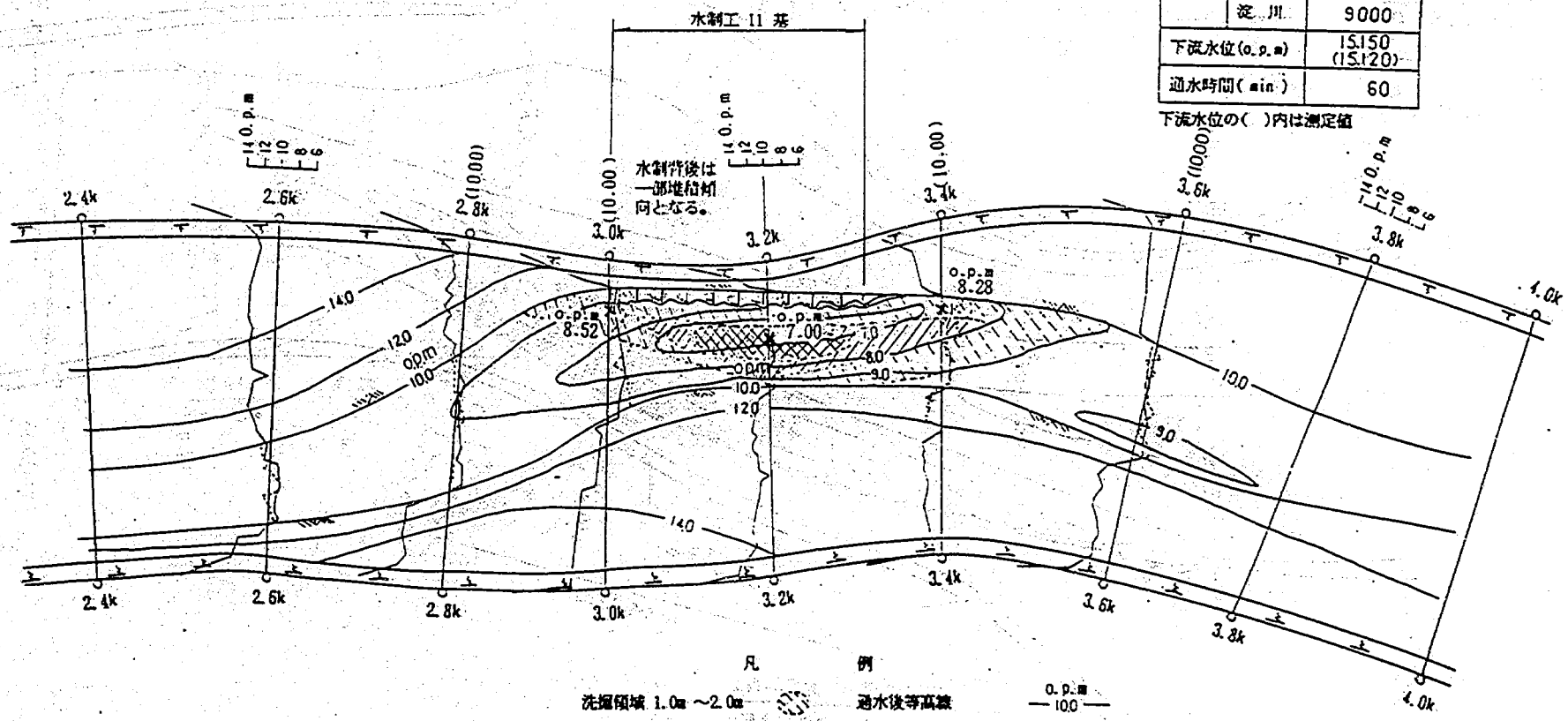
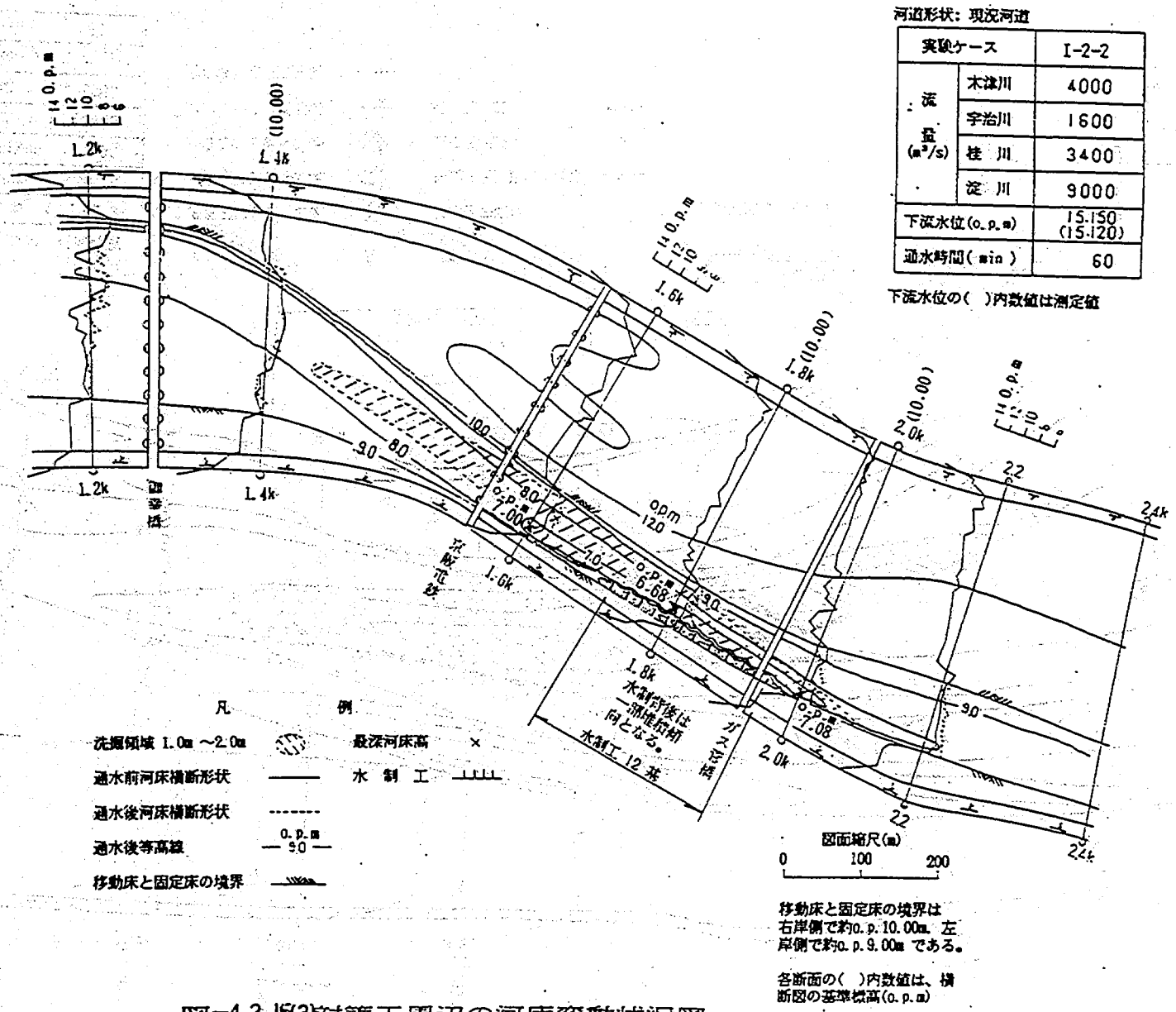
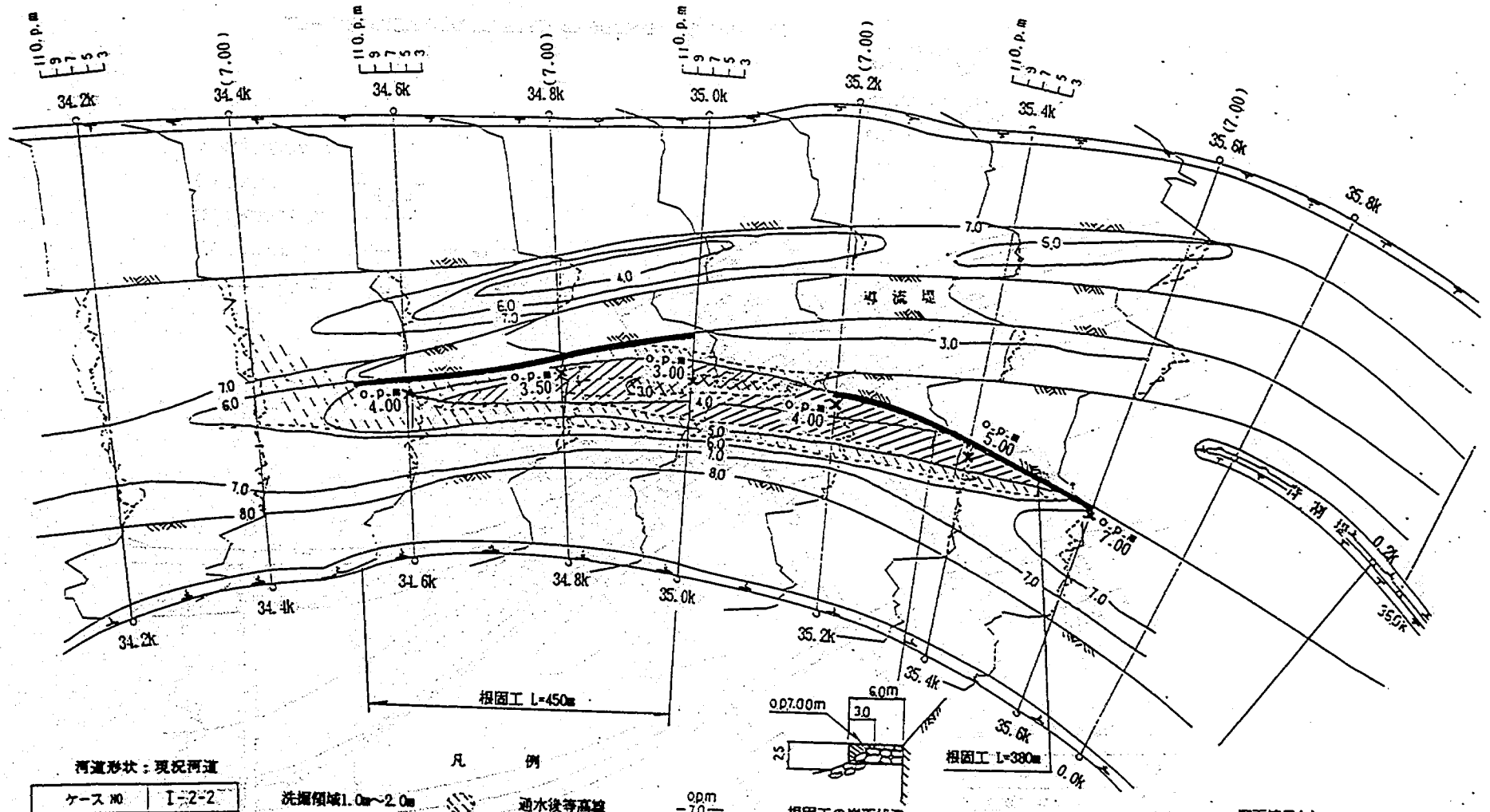


図-4-2.15(2)対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.15(3)対策工周辺の河床変動状況図



河道形状：現況河道

ケース NO		I-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	淀川	1600
	桂川	3400
	淀川	9000
下流水位 (O.P.m)		1.5 1.5.0 (1.5-1.20)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

凡例

- 洗掘傾域1.0m~2.0m
- 洗掘傾域2.0m~3.0m
- 洗掘傾域2.0m~3.0m
- 通水前河床横断形状
- 通水後河床横断形状
- 通水後等高線 o.p.m −7.0−
- 移動床と固定床の境界
- 最深河床高 ×
- 根固工

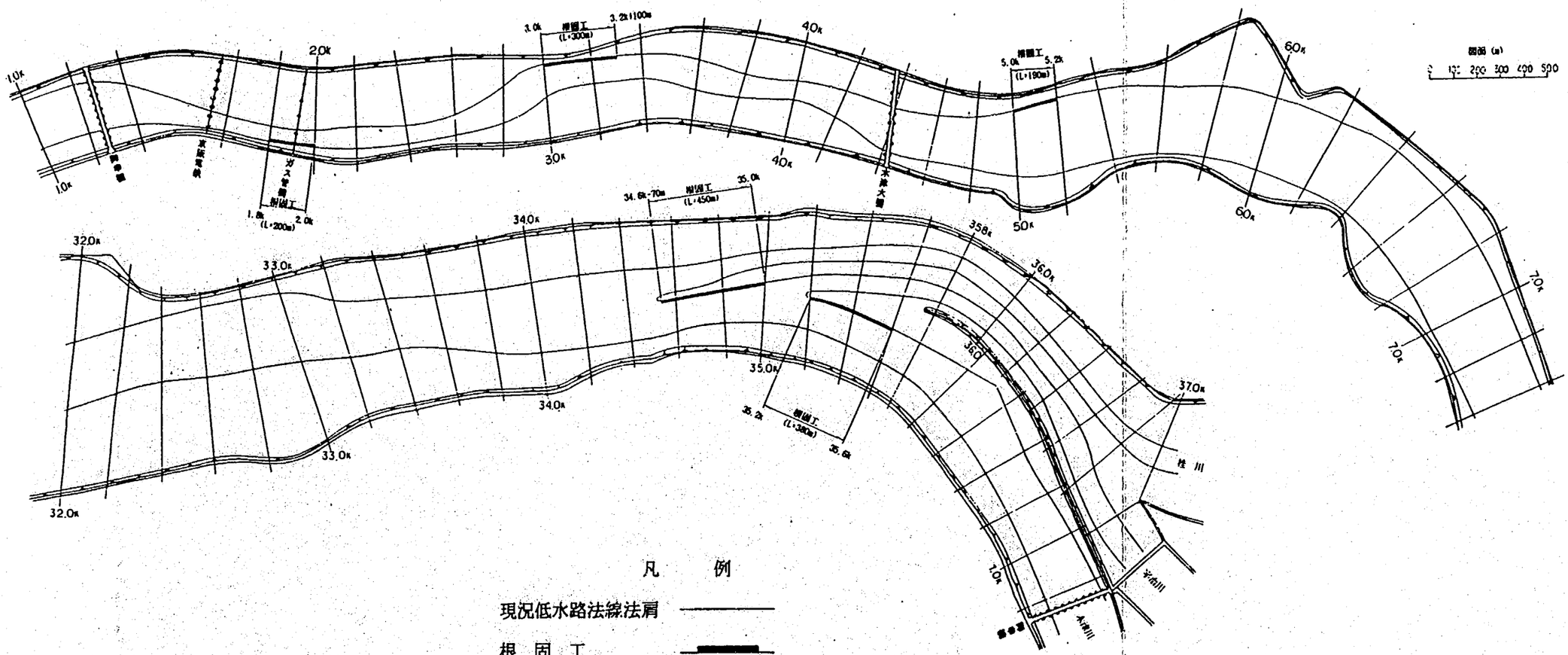
図面縮尺(m)

0 100 200

移動床と固定床の境界は右岸側で約o.p.7.00m.左岸側で約o.p.8.00mである。

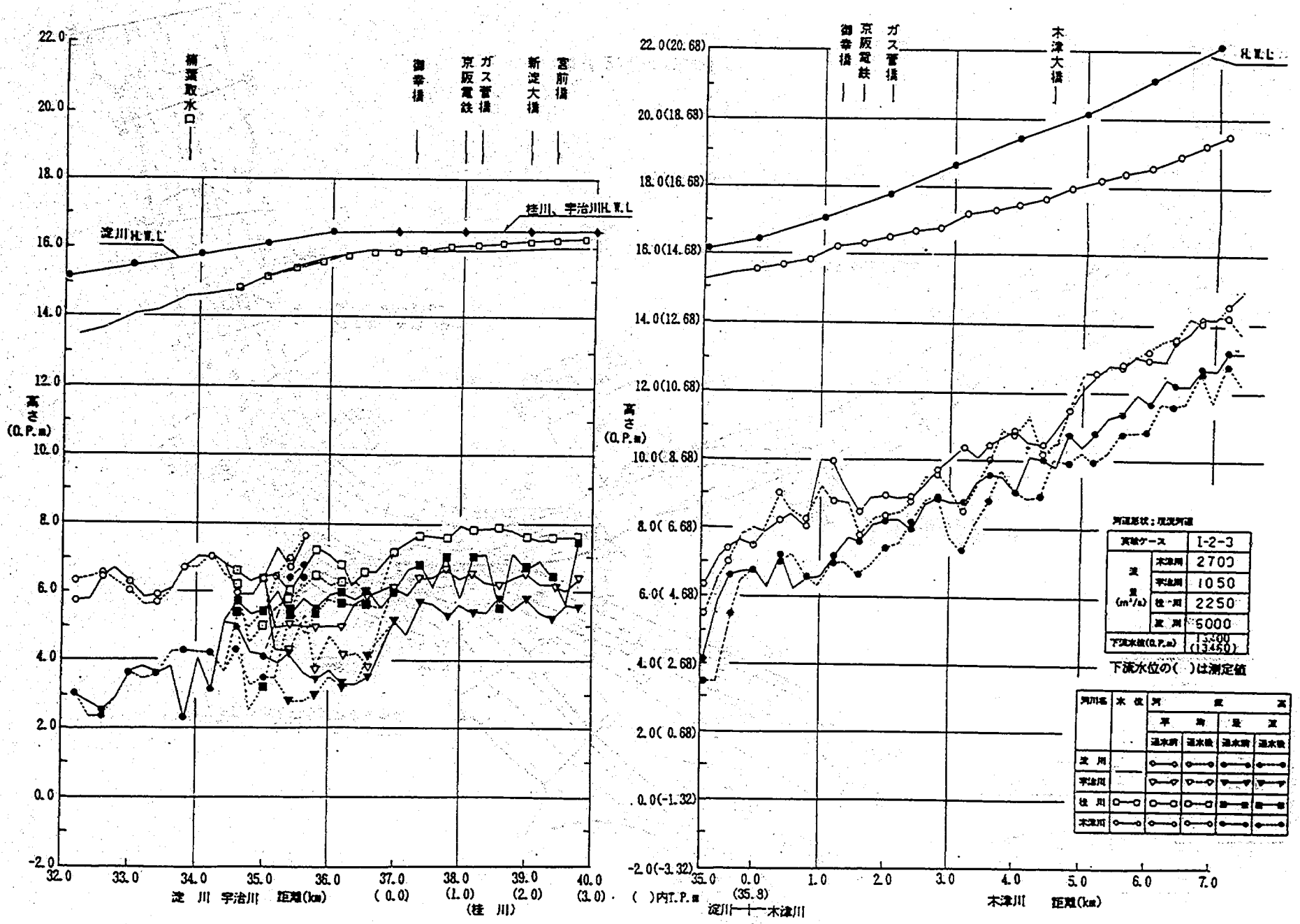
各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(o.p.m)

図－4.2.15(4)対策工周辺の河床変動状況図



根固工は
天端高；現況河床面に合わせた。

図－4.2.16 対策工設置図



図－4.2.17水位、河床縦断図

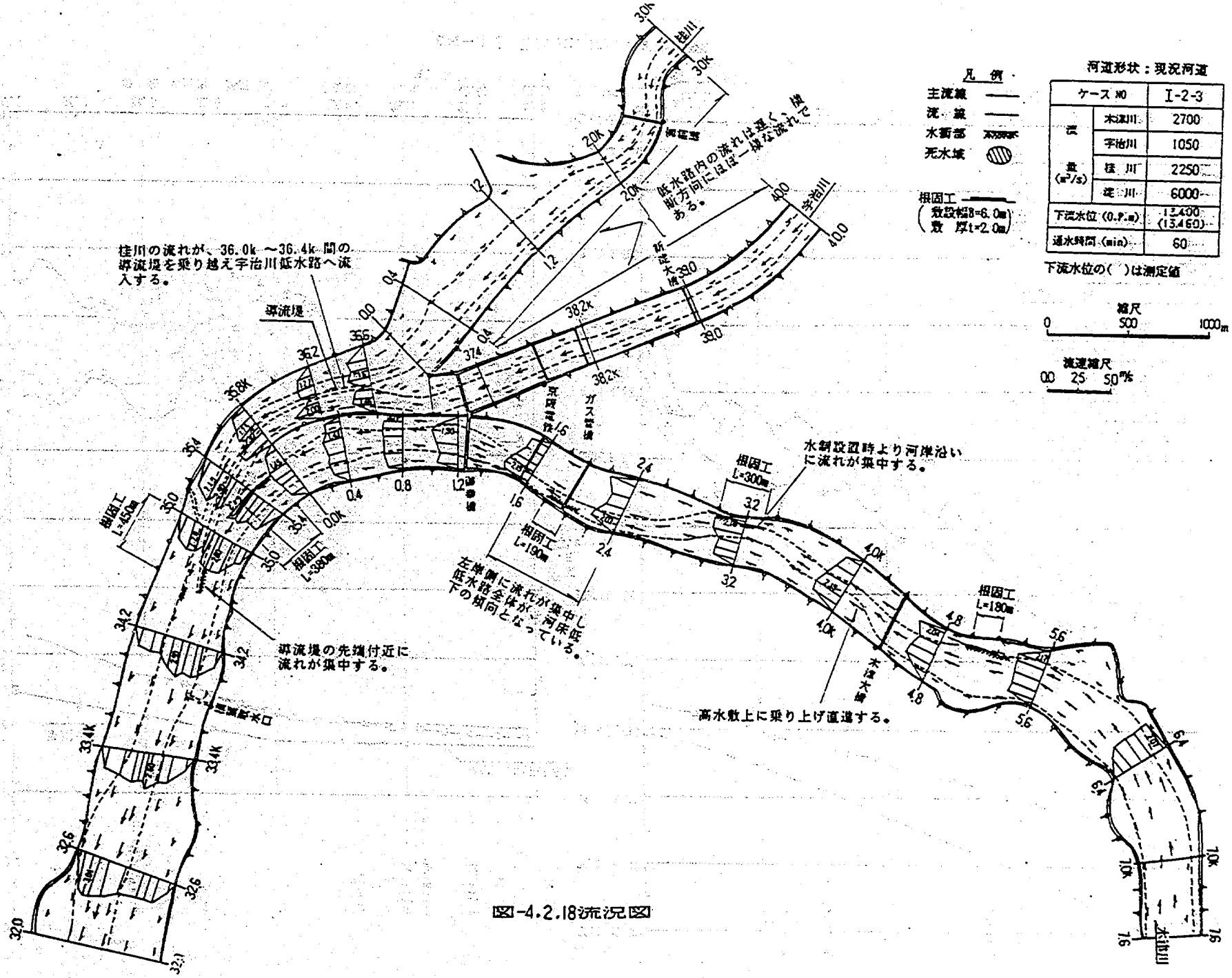
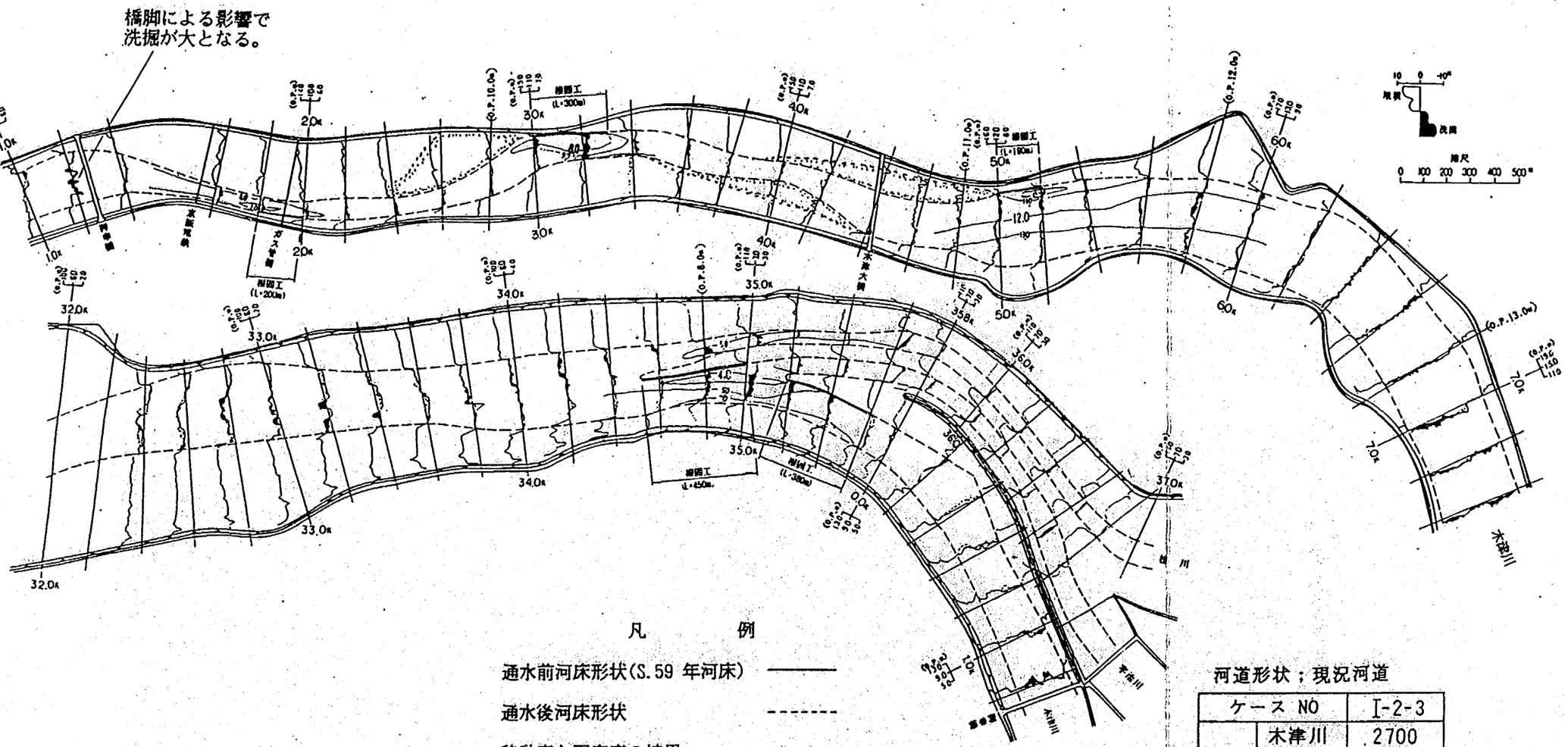
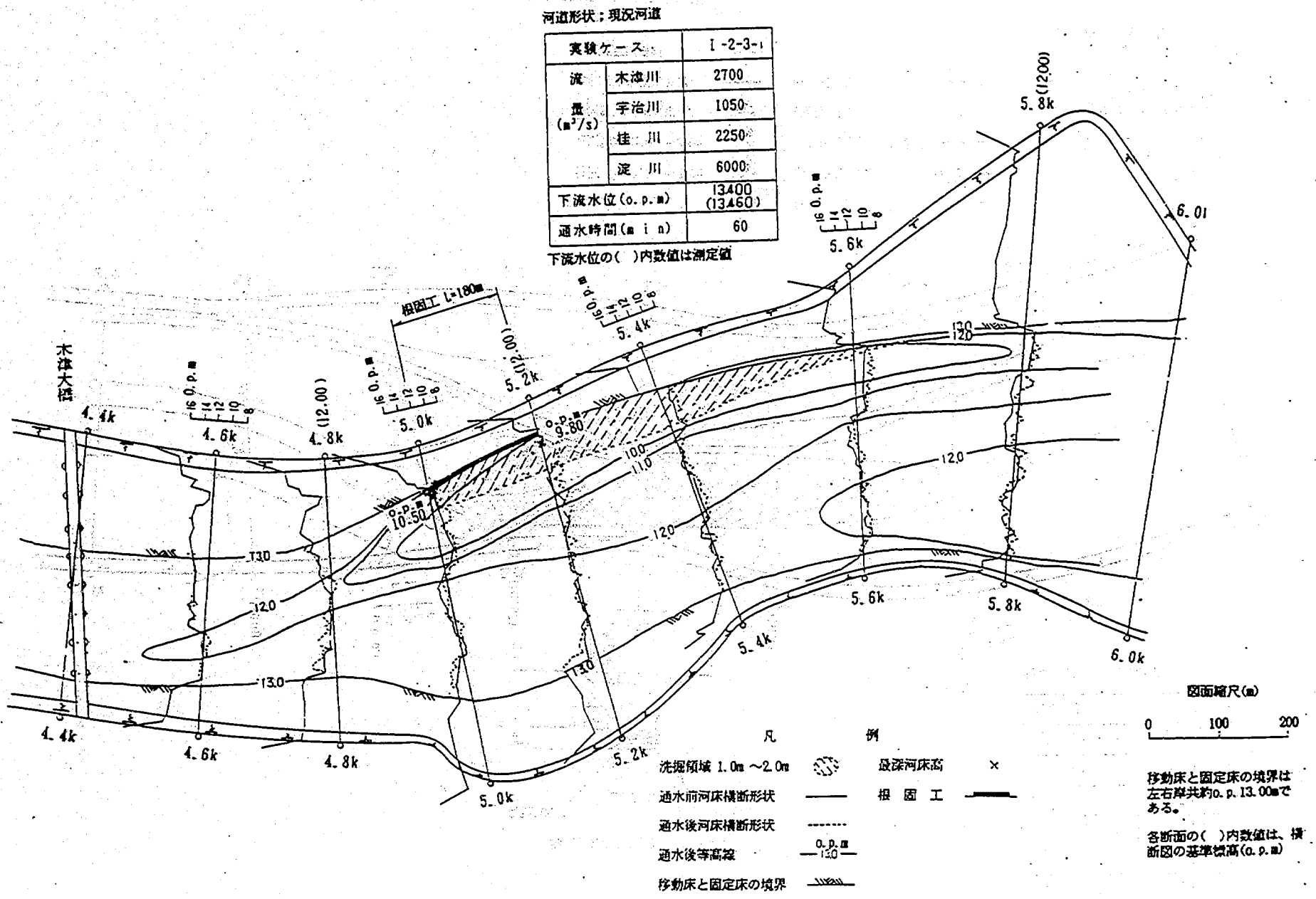

凡例
主流線
流線
水面部
无水域
根固工
敷設幅B=6.0m
敷厚t=2.0m
河道形状：現況河道
ケースNO I-2-3
流量(m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
桂川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) T.P.400 (T.P.460)
通水時間(min) 60
下流水位の( )は測定値
縮尺 0 500 1000m
流速縮尺 0.0 2.5 5.0m/s
桂川の流れが、36.0k～36.4k間の導流堤を乗り越え宇治川低水路へ流入する。
導流堤
低水路内の流れは速く、概ね一様な流れである。
宇治川
新淀大橋
ガス管橋
根固工 L=450m
根固工 L=380m
根固工 L=190m
根固工 L=300m
根固工 L=180m
水制設置時より河岸沿いに流れが集中する。
導流堤の先端付近に流れが集中する。
左岸側に流れが集中し低水路全体が一河床低下の傾向となっている。
高水敷上に乗り上げ直進する。
木津大橋
木津川

図-4.2.18流況図


橋脚による影響で
洗掘が大となる。
木津川
宇治川
桂川
淀川
水制工
護岸工
(L=300m)
(L=190m)
(L=200m)
(L=450m)
(L=380m)
(O.P.12.0m)
(O.P.13.0m)
(O.P.11.0m)
(O.P.10.0m)
(O.P.8.0m)
(O.P.7.0m)
(O.P.6.0m)
(O.P.5.0m)
(O.P.4.0m)
(O.P.3.0m)
(O.P.2.0m)
(O.P.1.0m)
(O.P.0.0m)
(O.P.-1.0m)
(O.P.-2.0m)
(O.P.-3.0m)
(O.P.-4.0m)
(O.P.-5.0m)
(O.P.-6.0m)
(O.P.-7.0m)
(O.P.-8.0m)
(O.P.-9.0m)
(O.P.-10.0m)
(O.P.-11.0m)
(O.P.-12.0m)
(O.P.-13.0m)
(O.P.-14.0m)
(O.P.-15.0m)
(O.P.-16.0m)
(O.P.-17.0m)
(O.P.-18.0m)
(O.P.-19.0m)
(O.P.-20.0m)
(O.P.-21.0m)
(O.P.-22.0m)
(O.P.-23.0m)
(O.P.-24.0m)
(O.P.-25.0m)
(O.P.-26.0m)
(O.P.-27.0m)
(O.P.-28.0m)
(O.P.-29.0m)
(O.P.-30.0m)
(O.P.-31.0m)
(O.P.-32.0m)
(O.P.-33.0m)
(O.P.-34.0m)
(O.P.-35.0m)
(O.P.-36.0m)
(O.P.-37.0m)
(O.P.-38.0m)
(O.P.-39.0m)
(O.P.-40.0m)

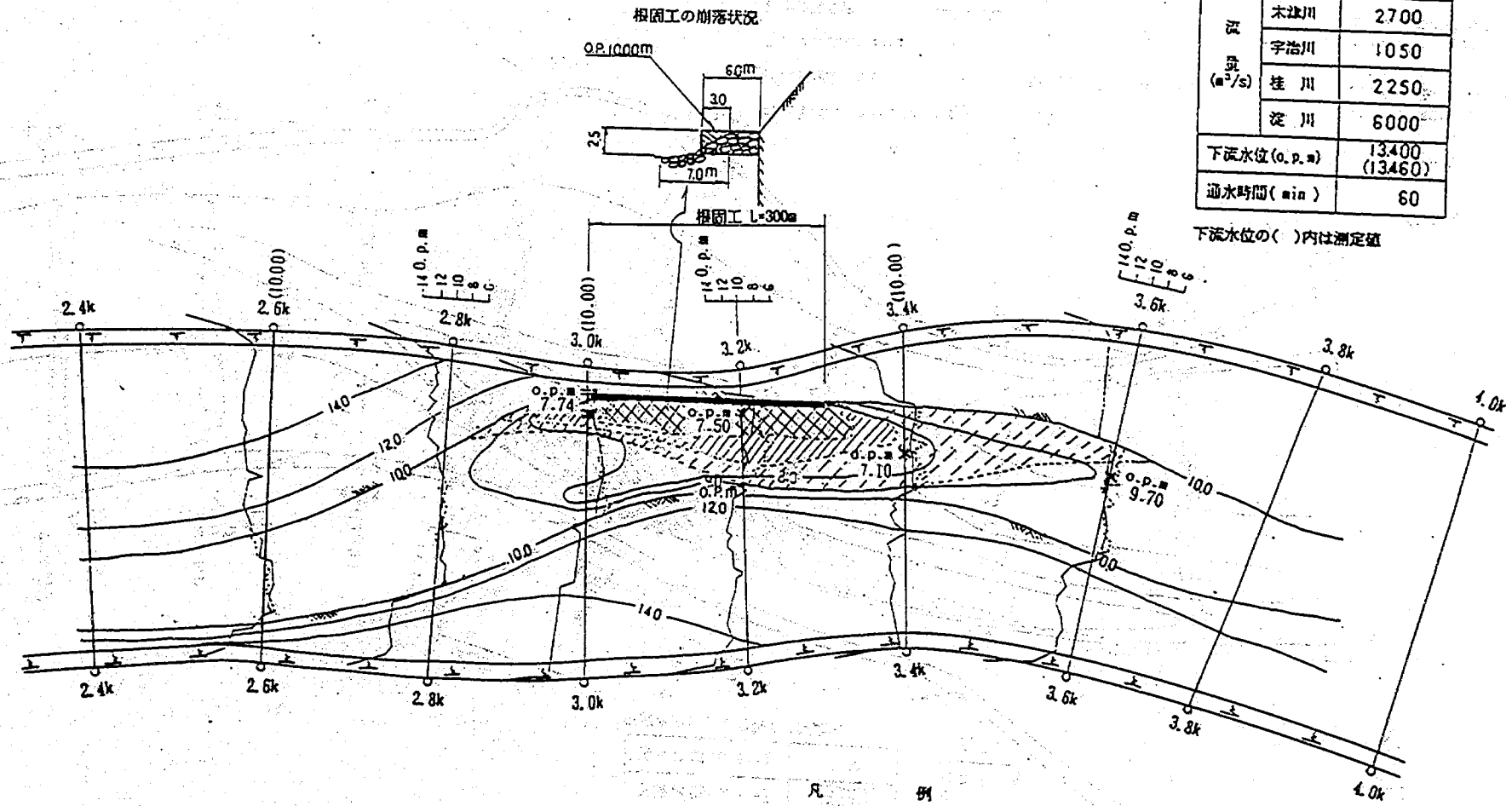


図－4.2.20(1)対策工周辺の河床変動状況図

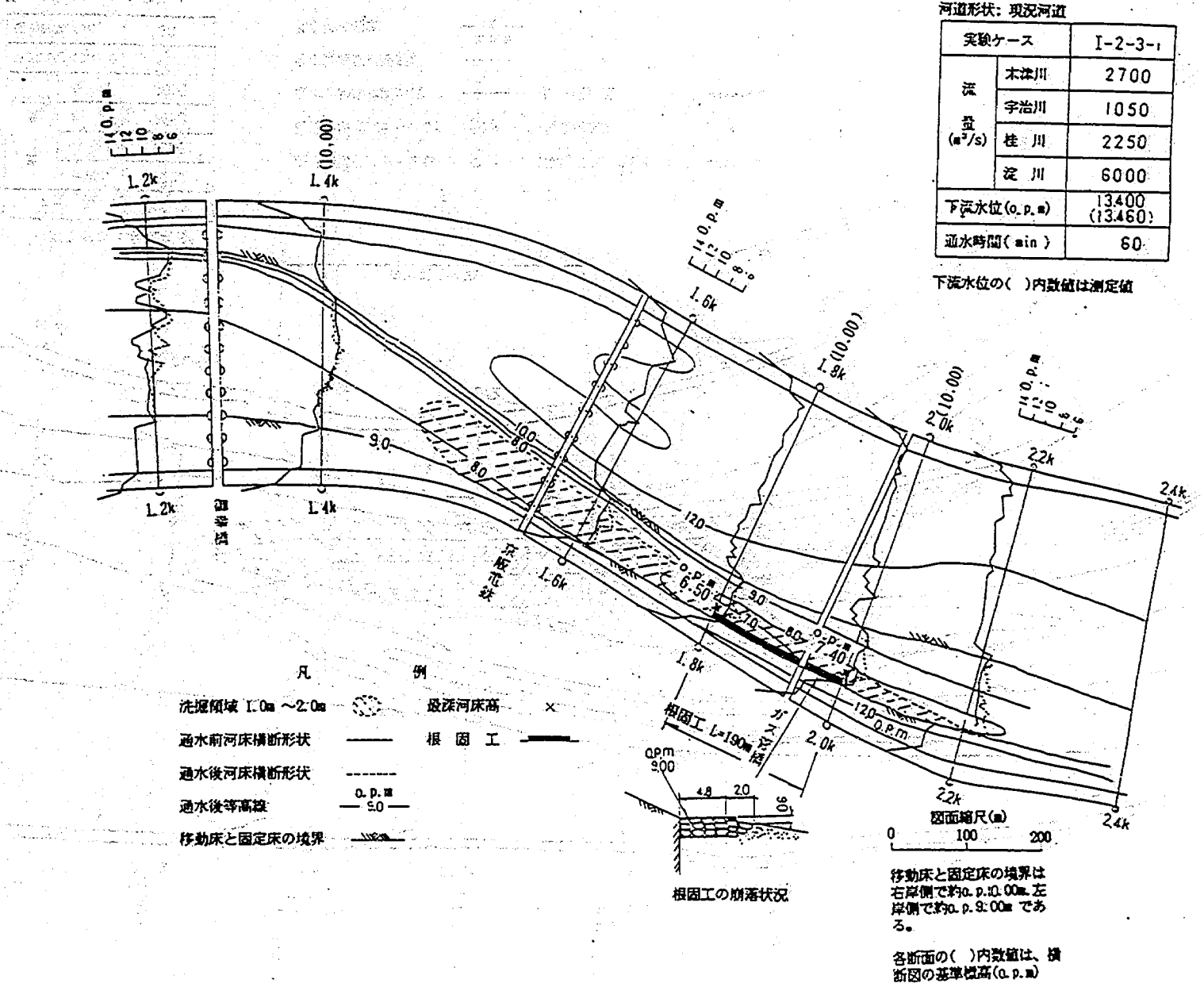
河道形状：現況河道

実験ケース		I-2-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂　川	2250
	淀　川	6000
下流水位(o.p.m)		13.400 (13.460)
通水時間(min)		60

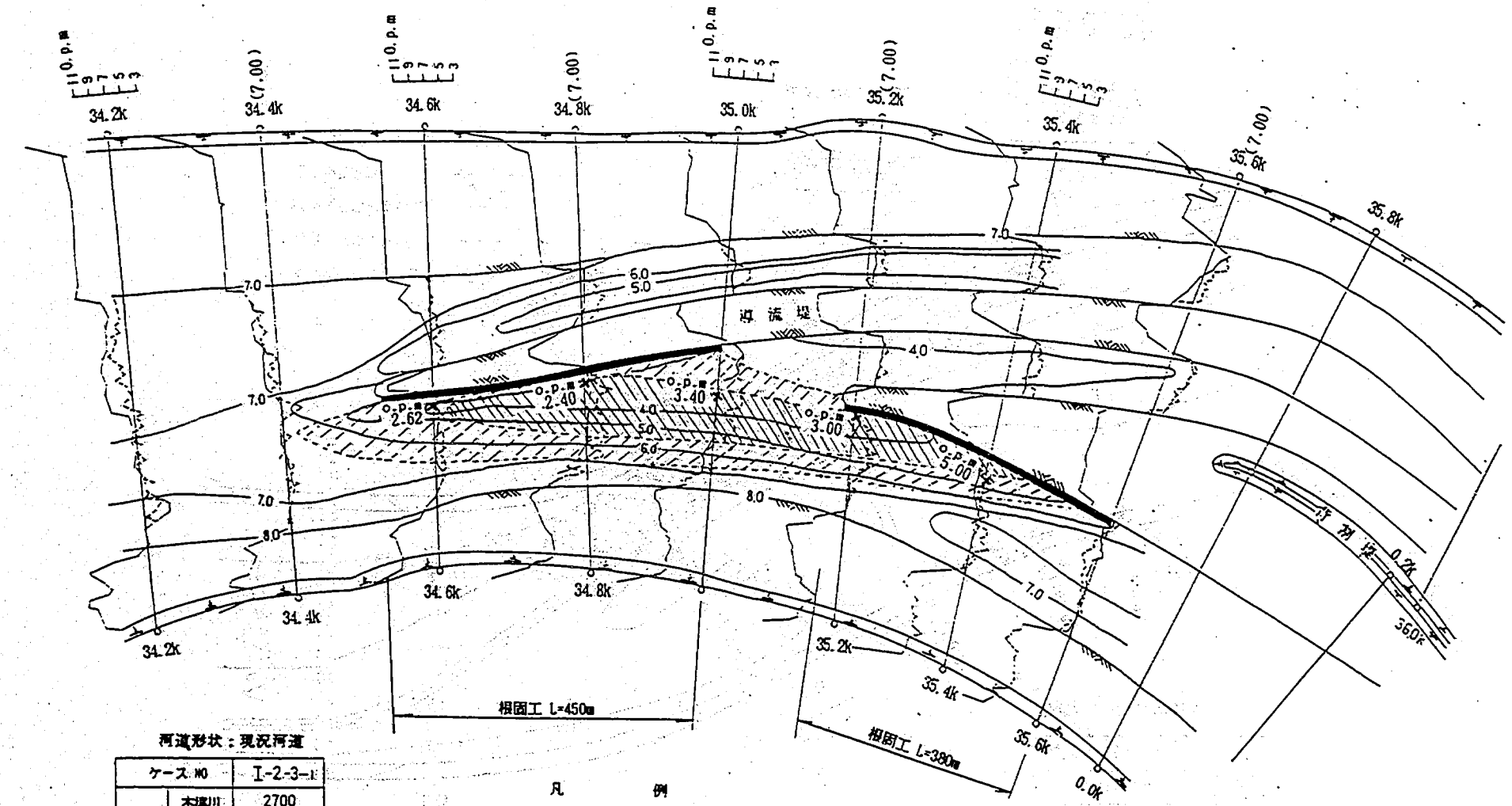
下流水位の( )内は測定値



図－4.2.20 2対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.20(3)対策工周辺の河床変動状況図



河道形状：現況河道

ケース NO		I-2-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂川	2250
	淀川	6000
下流水位 (O.P.m)		1.400 (1.450)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

凡例

洗堀傾域 1.0m ～2.0m
洗堀傾域 2.0m ～3.0m
通水前河床横断形状
通水後河床横断形状
通水後等高線 O.P.m 7.0
移動床と固定床の境界
最深河床高 ×
根固工

図面縮尺(m)

0 100 200

移動床と固定床の境界は右岸側で約O.P.7.00m、左岸側で約O.P.3.00m である。

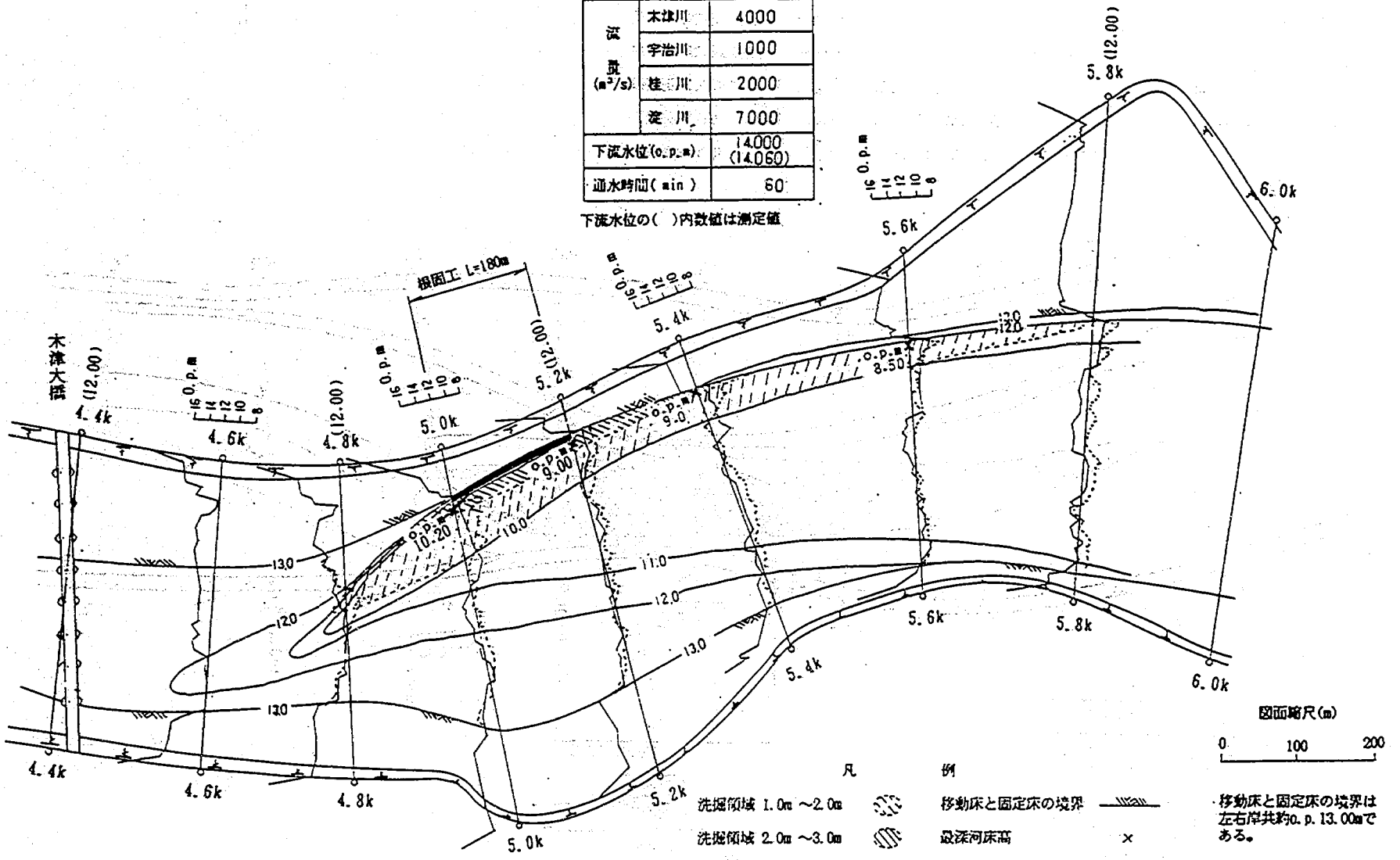
各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(O.P.m)

図-4.2.20(4)対策工周辺の河床変動状況図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-2-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂　川	2000
	淀　川	7000
下流水位(o.p.m)		14.000 (14.060)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内数値は測定値



図－4.20.21(1)対策工周辺の河床変動状況図

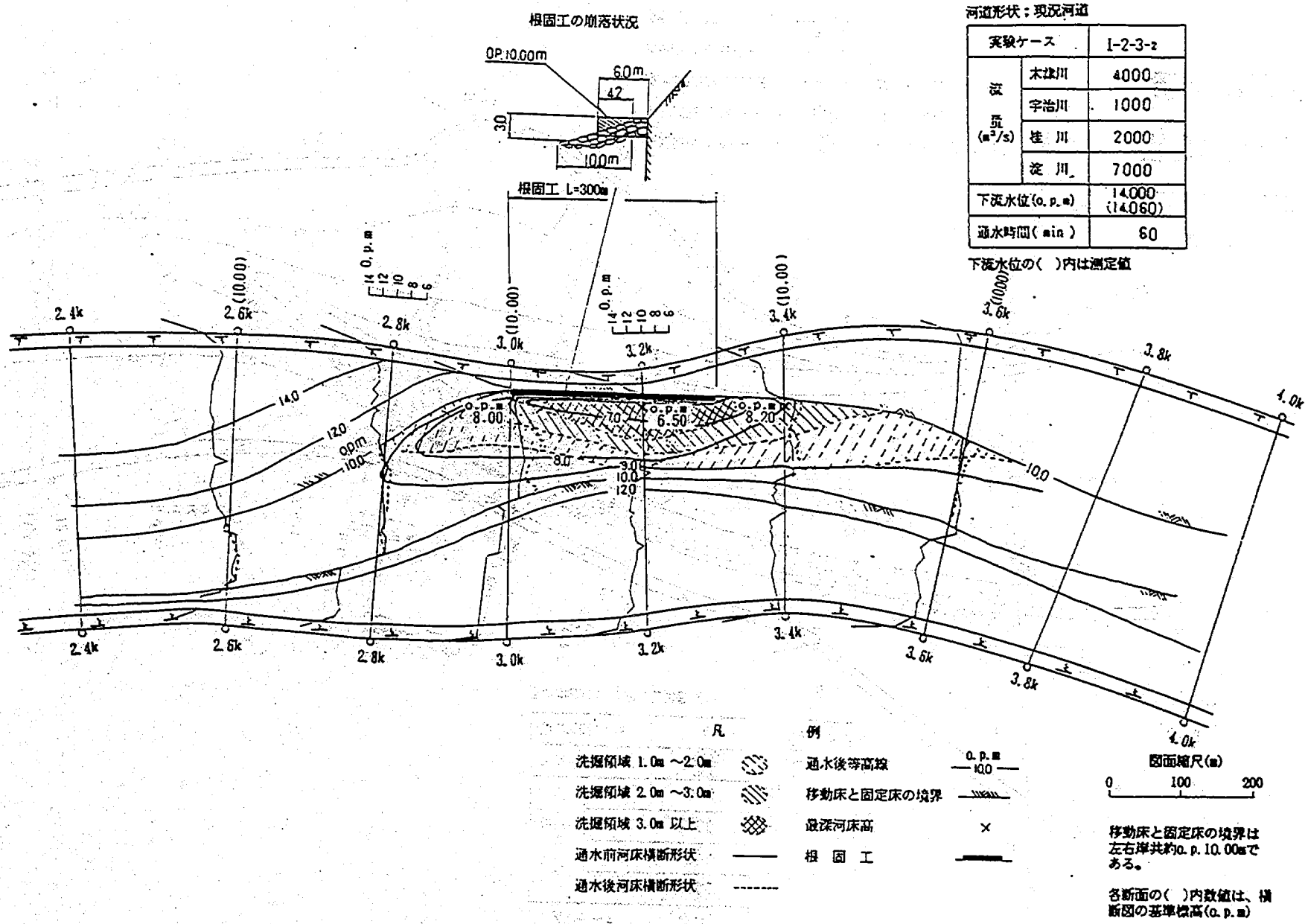


図-4.2.21(2)対策工周辺の河床変動状況図

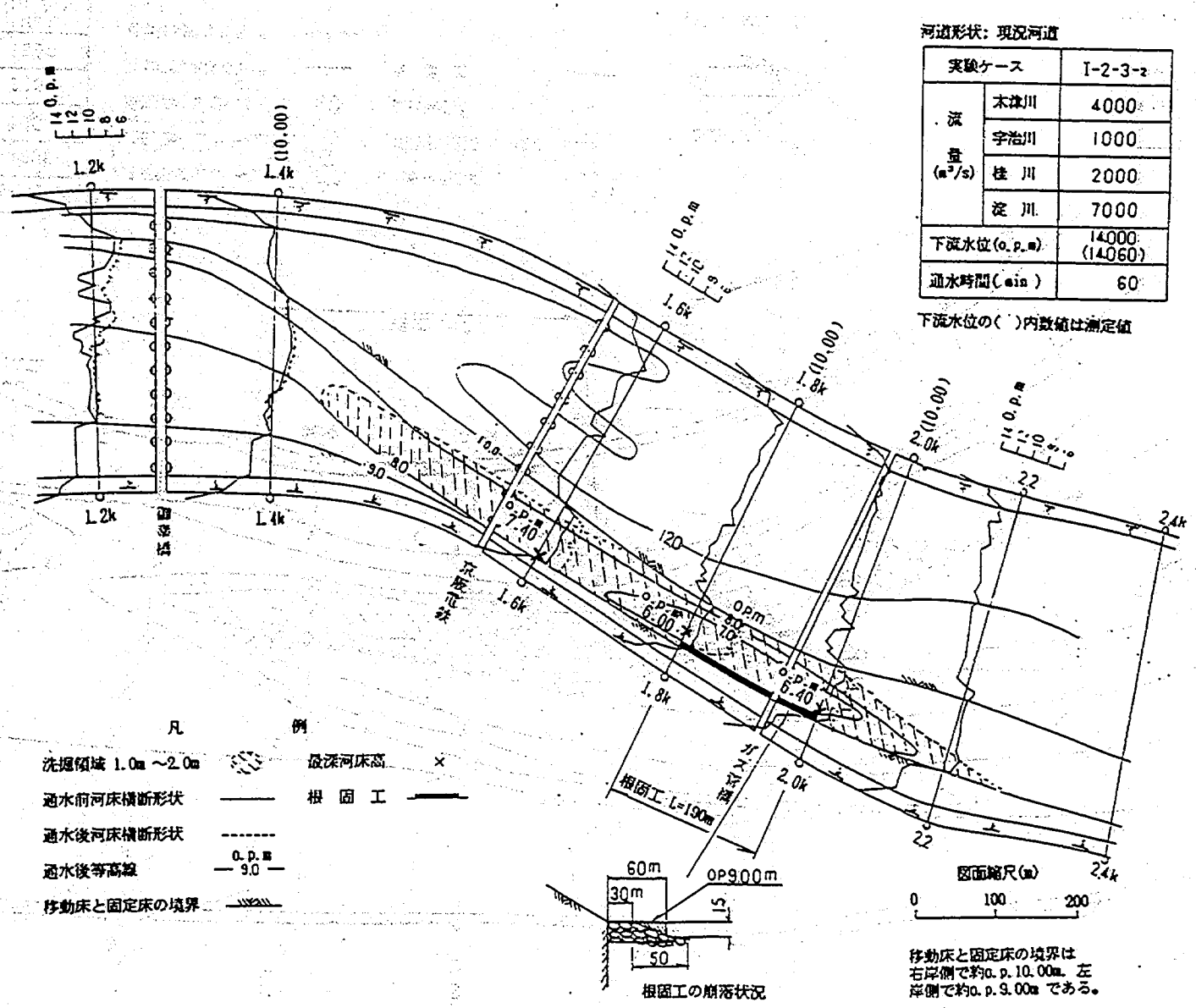
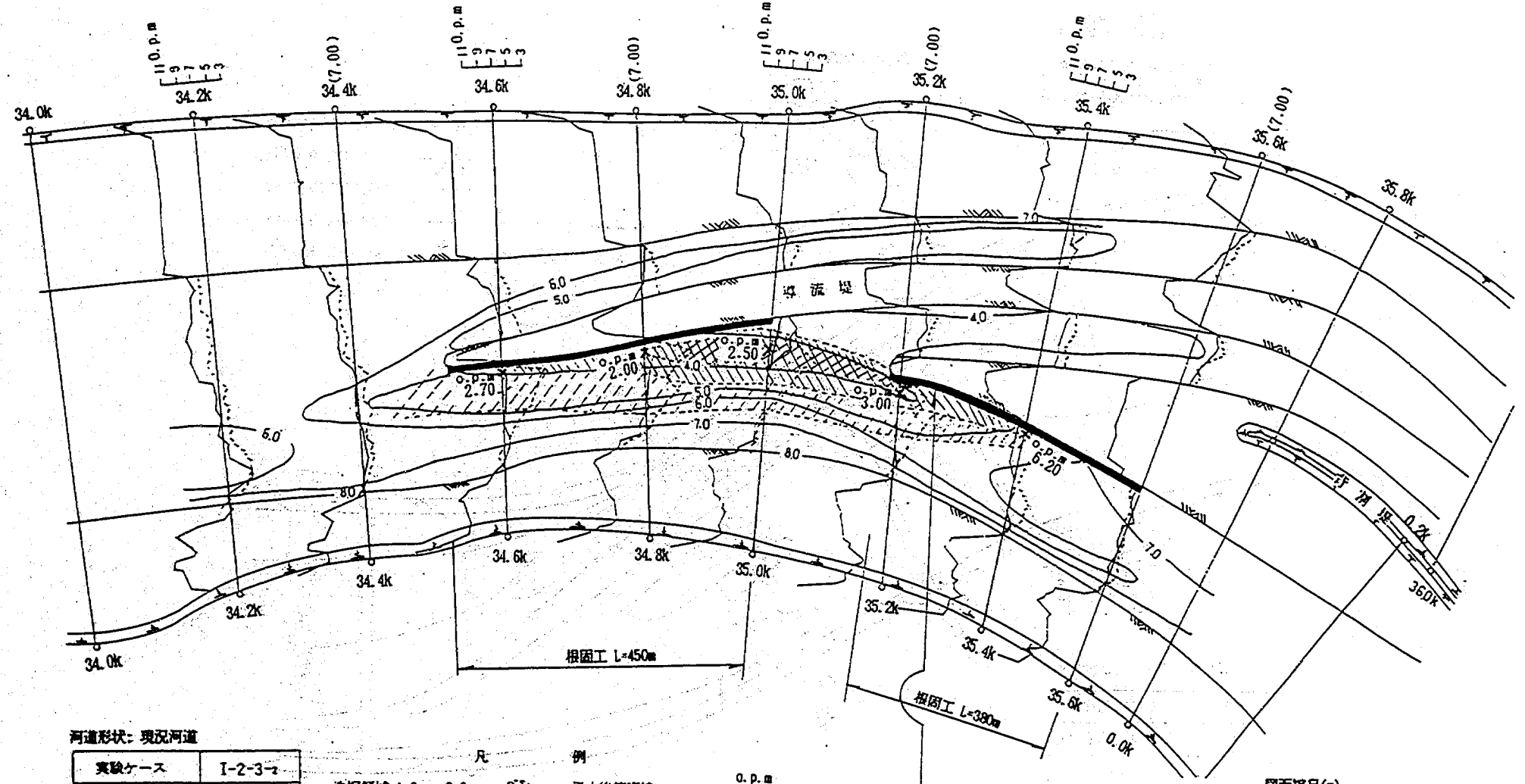


図 −4.2.21(3)対策工周辺の河床変動状況図



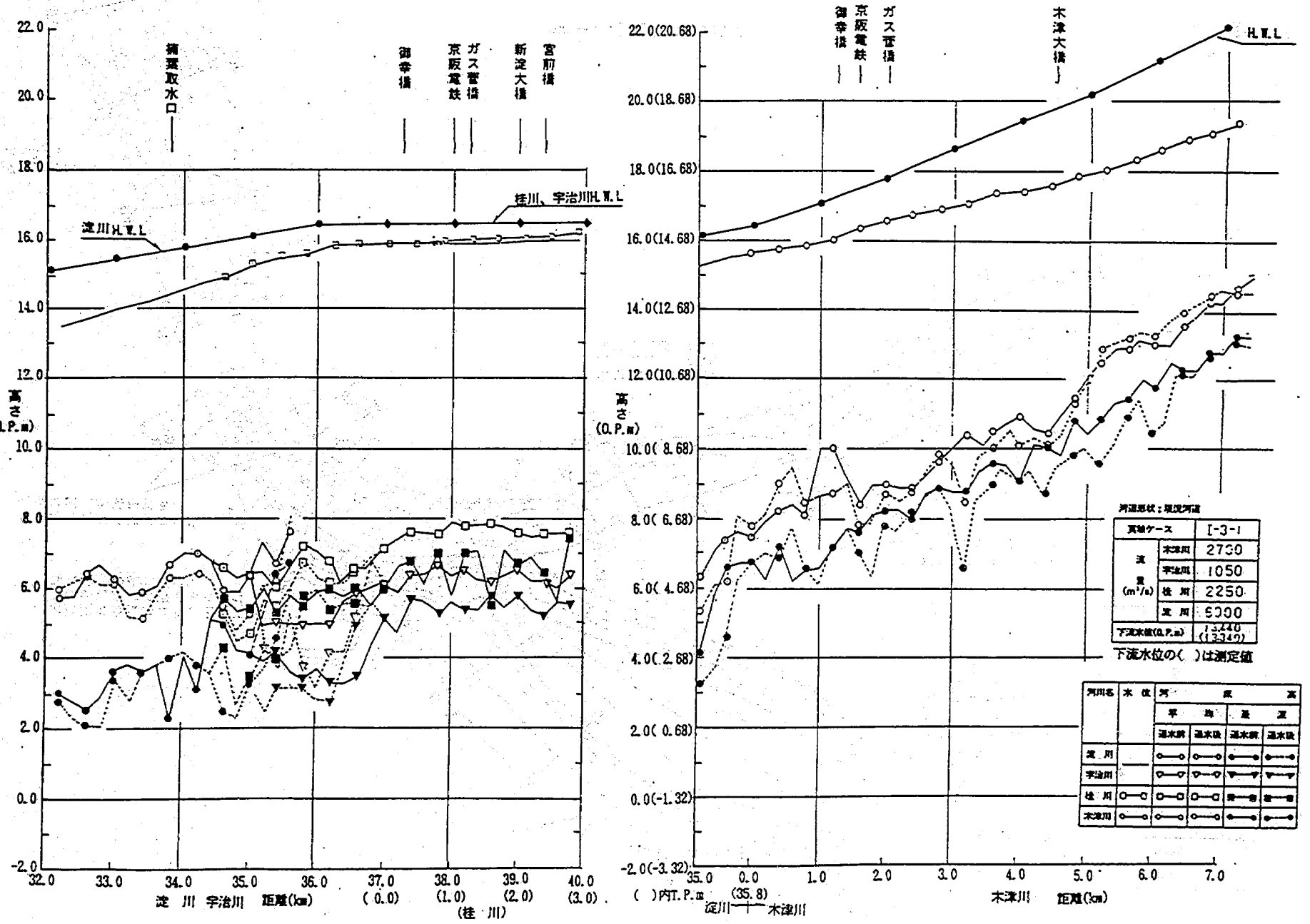
実験ケース		I-2-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1000
	桂川	2000
	淀川	7000
下流水位(o.p.m)		14.000 (14.060)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内数値は測定値

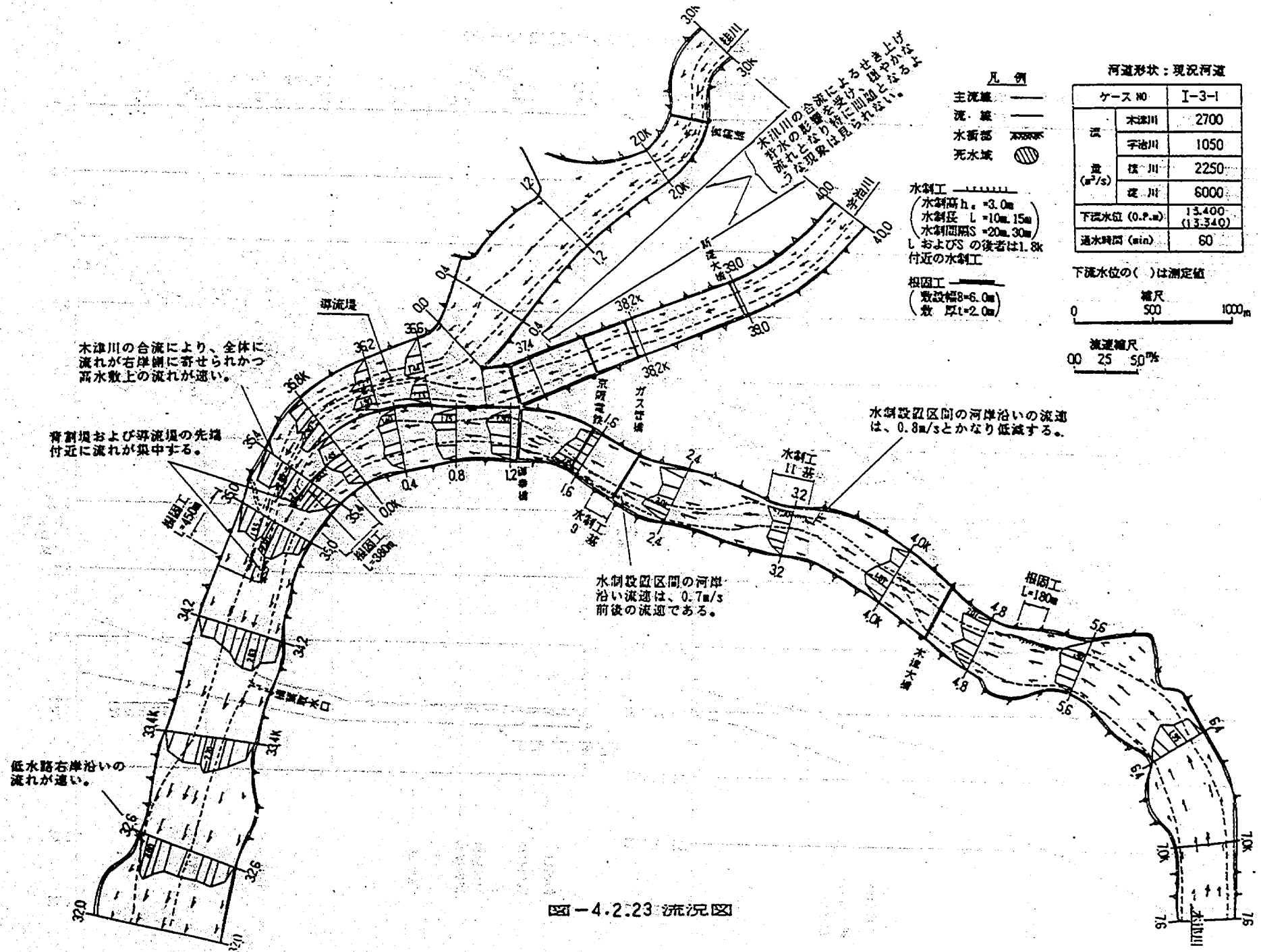
移動床と固定床の境界は右岸側で約o.p.7.00m、左岸側で約o.p.8.00mである。

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(o.p.m)

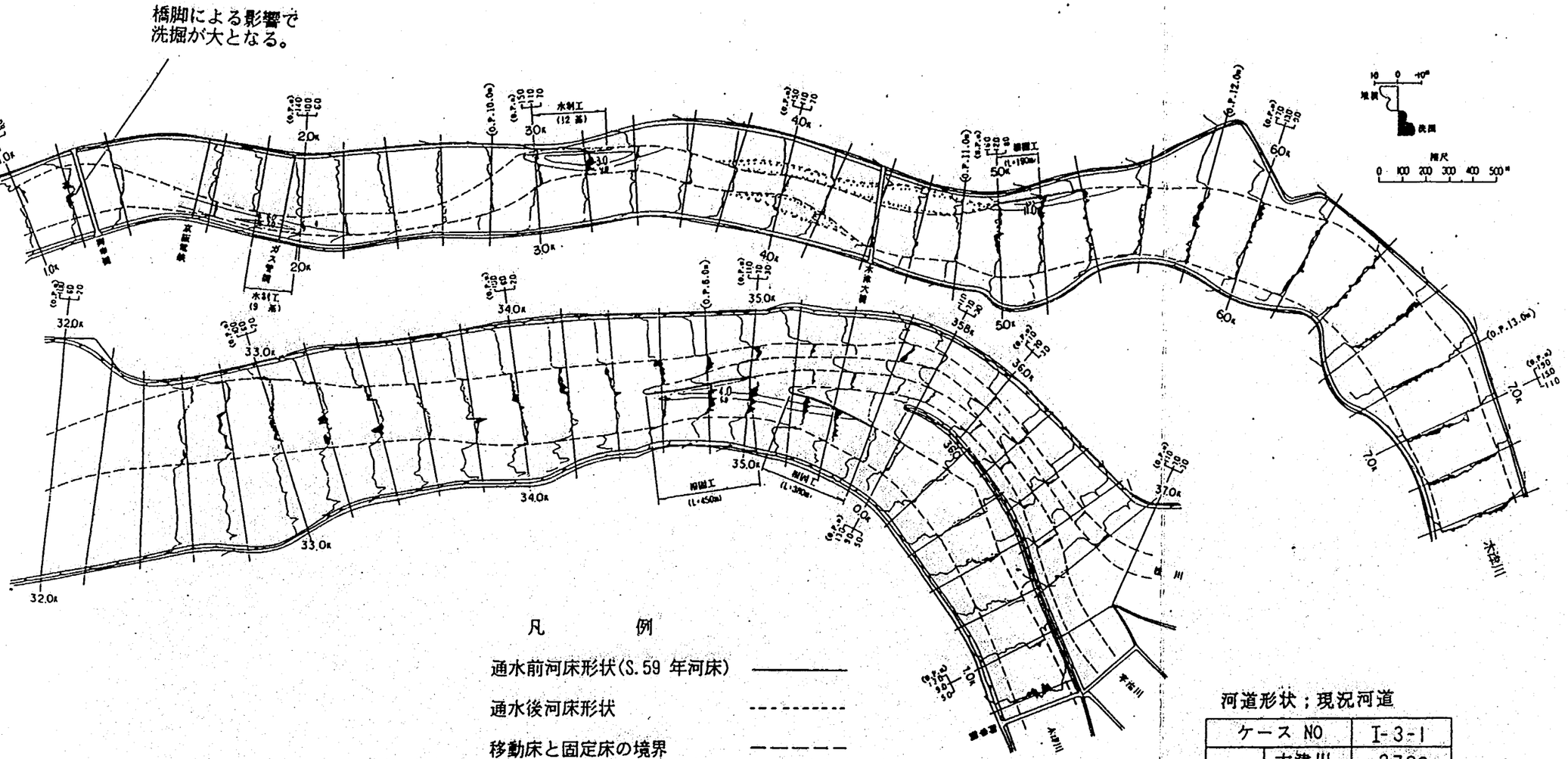
図-4.2.21(4)対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.22水位、河床縦断図


凡 例
主流線
流 線
水衝部
死水域
水制工
(水制高 h = 3.0m
水制長 L = 10m, 15m
水制間隔S = 20m, 30m)
L および S の後者は1.8k付近の水制工
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)
河道形状：現況河道
ケース NO I-3-1
流量 (m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
桂 川 2250
淀 川 6000
下流水位 (O.P.m) 13.400 (13.340)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )は測定値
縮尺 0 500 1000m
流速縮尺 0.0 2.5 5.0m/s
木津川の合流によるせき上げや水の影響を受け、緩やかな流れとなり特に山沿いとなるような現象は見られない。
水制設置区間の河岸沿いの流速は、0.8m/sとかなり低減する。
水制設置区間の河岸沿い流速は、0.7m/s前後の流速である。
木津川の合流により、全体に流れが右岸側に寄せられかつ高水敷上の流れが速い。
背割堤および導流堤の先端付近に流れが集中する。
低水路右岸沿いの流れが速い。
導流堤
背割堤
水制工 I 基
水制工 II 基
根固工 L=450m
根固工 L=380m
根固工 L=180m
京阪電鉄
ガス管埋
木津大橋
桂川
宇治川

図－4.2.23 流況図



凡　　例

通水前河床形状(S.59 年河床) ————

通水後河床形状 - - - - - - - - -

移動床と固定床の境界 ― ― ― ― ―

水制工 ―⊔⊔⊔―

根固工 ―∿∿∿∿―

高水敷上の堆積傾向ケ所

河道形状；現況河道

ケース NO		I-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂　川	2250
	淀　川	6000
下流水位(O.P.m)		13.440 (13.340)
通水時間 (min)		60

下流水位の(　)内数値は、測定値

各断面の(　)内数値は、横断図の基準標高
T.P.m=O.P.m-1.32m である。

図 — 4.2.24 河床変動平面図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂　川	2250
	淀　川	6000
下流水位(o.p.m)		13.440 (13.340)
通水時間(min)		60

下流水位の（ ）内数値は測定値

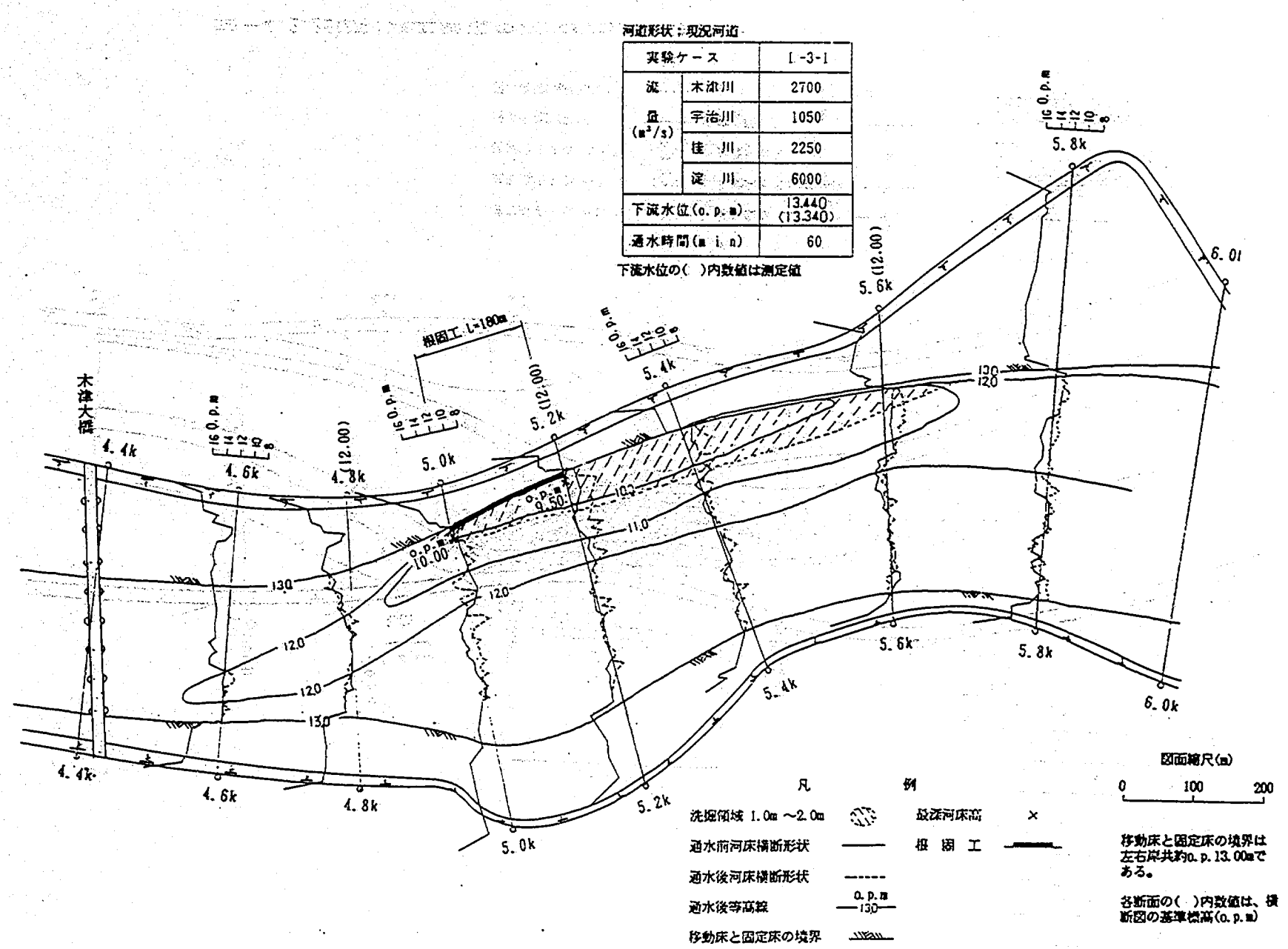
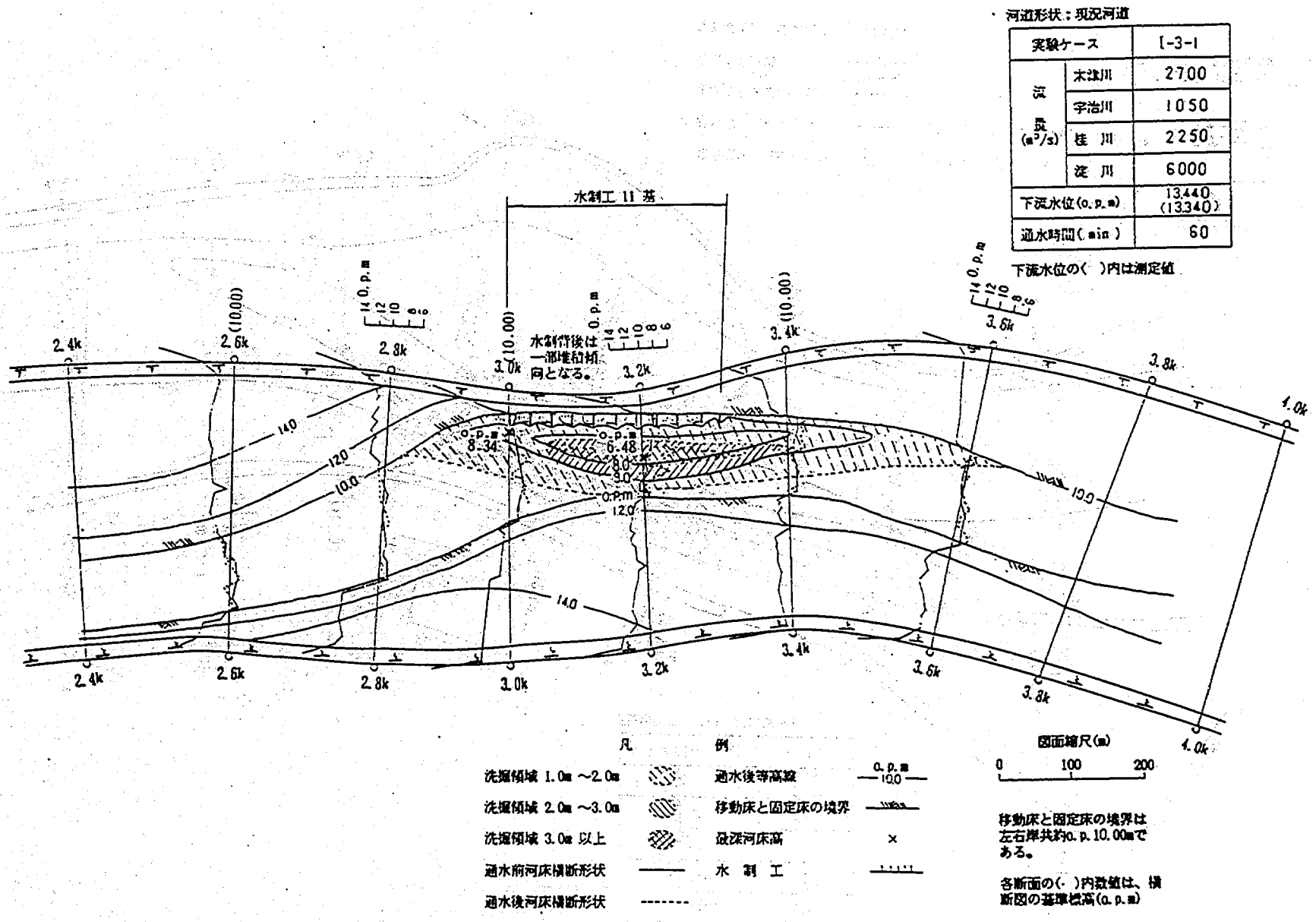


図-4.2.25(1)対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.25(2)対策工周辺の河床変動状況図

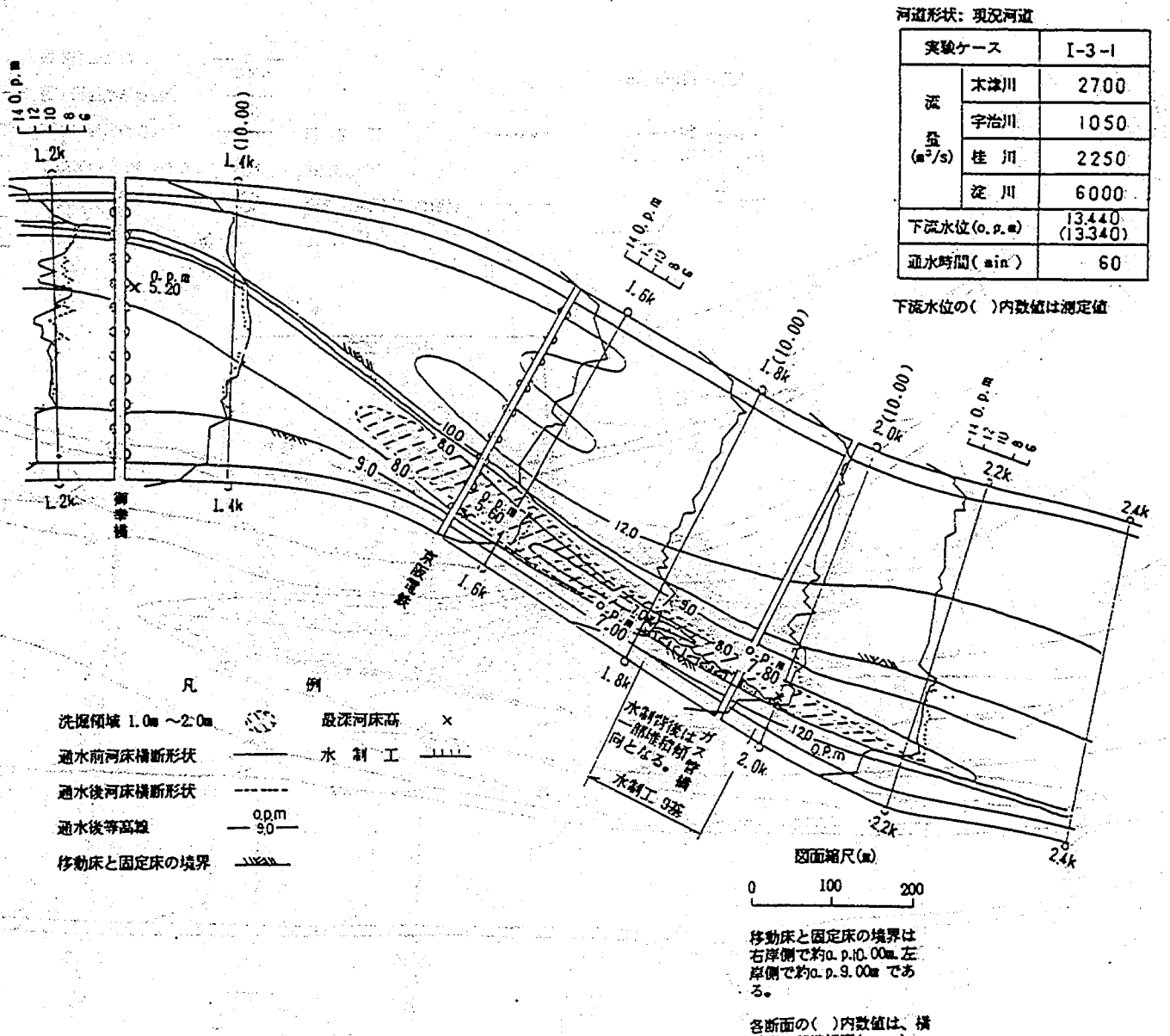
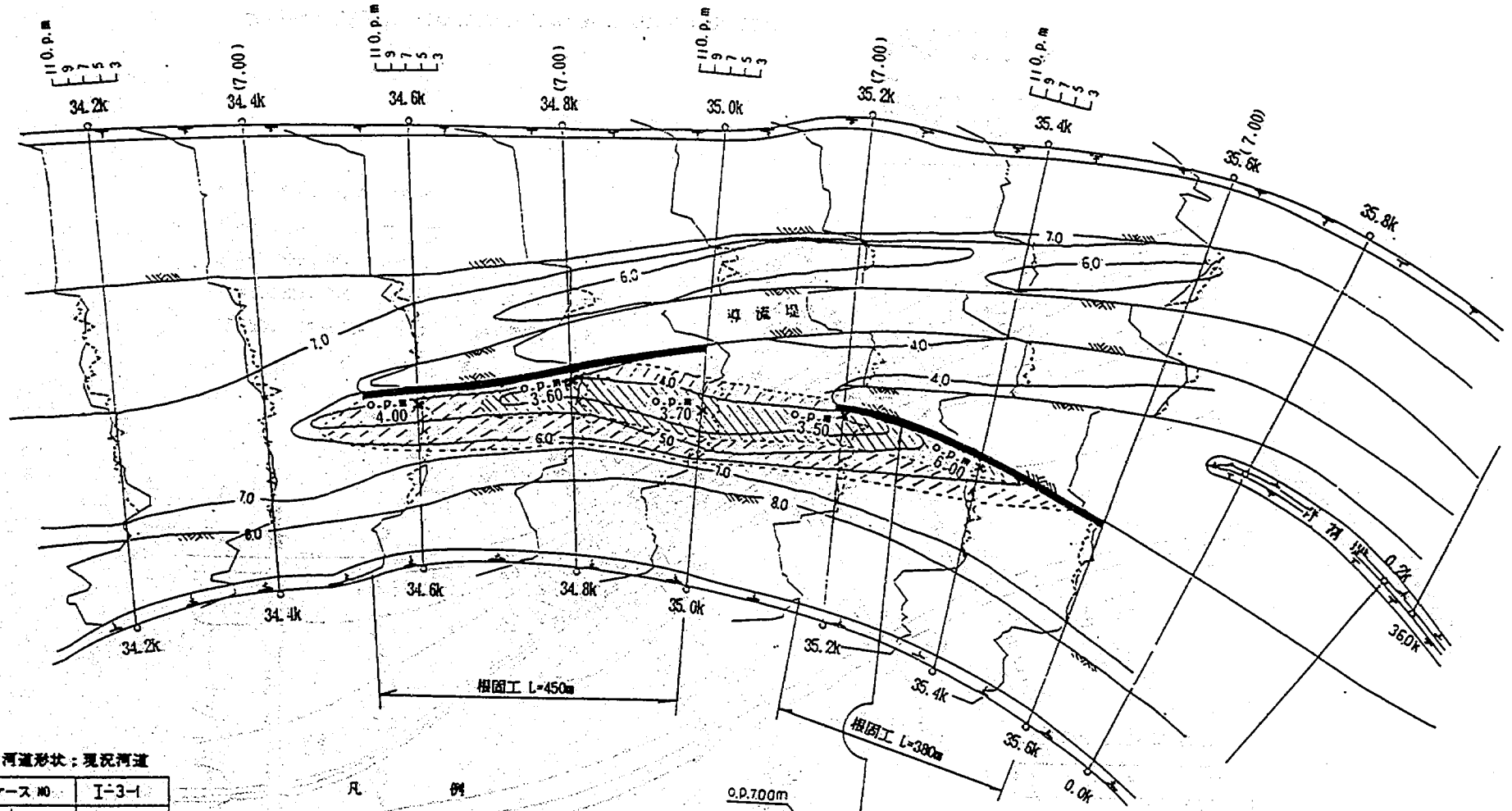


図 -4.2.25(3)対策工周辺の河床変動状況図



河道形状：現況河道

ケース NO		I-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	淀川	1050
	桂川	2250
	宇治川	6000
下流水位 (O.P.m)		13.400 (13.34C)
通水時間 (min)		60

下流水位の（ ）は測定値

凡例

洗掘領域 1.0m ～2.0m
洗掘領域 2.0m ～3.0m
通水前河床横断形状
通水後河床横断形状
通水後等高線 O.P.m 7.0

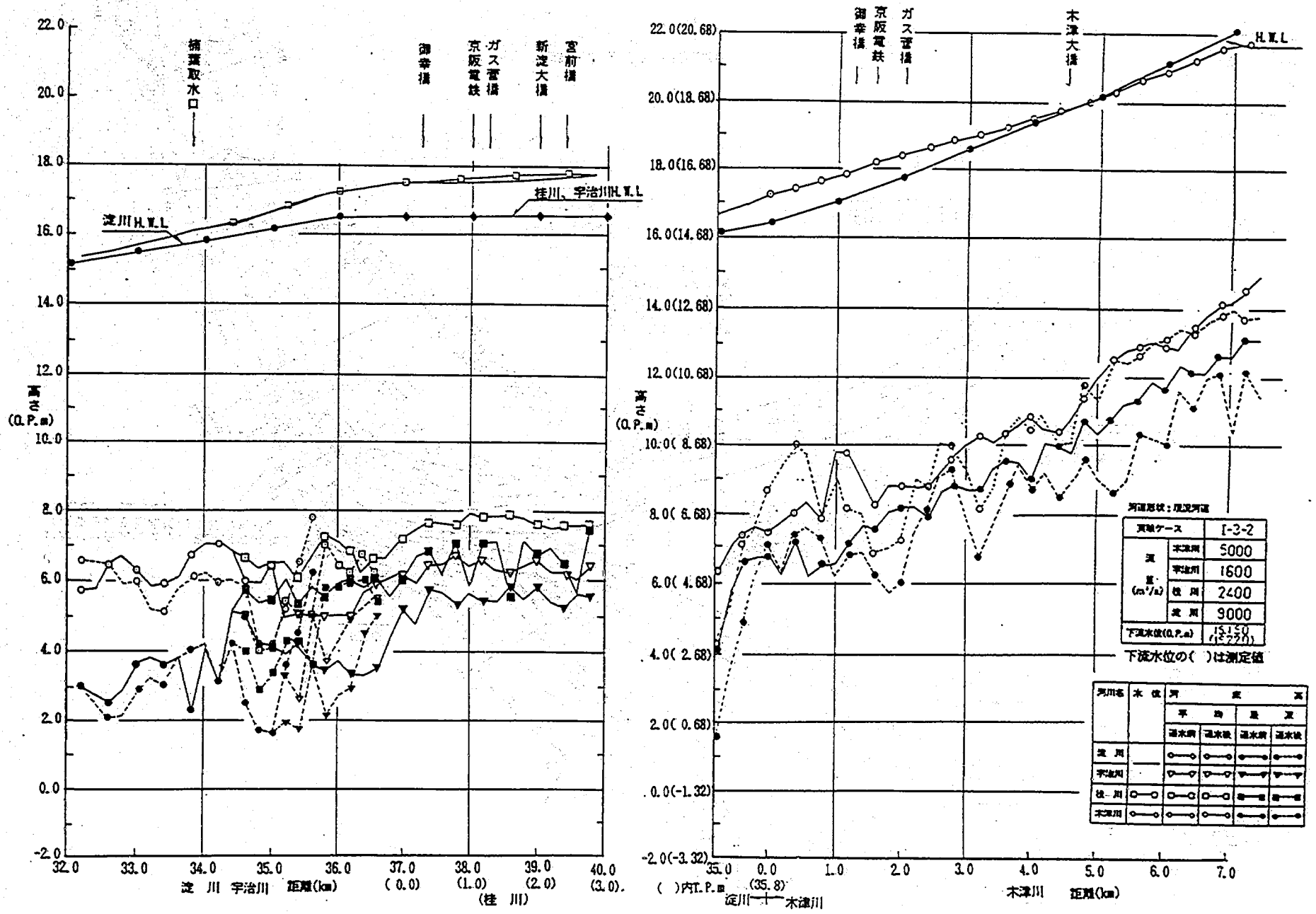
移動床と固定床の境界
最深河床高 ×
根固工

図面縮尺(m)
0 100 200

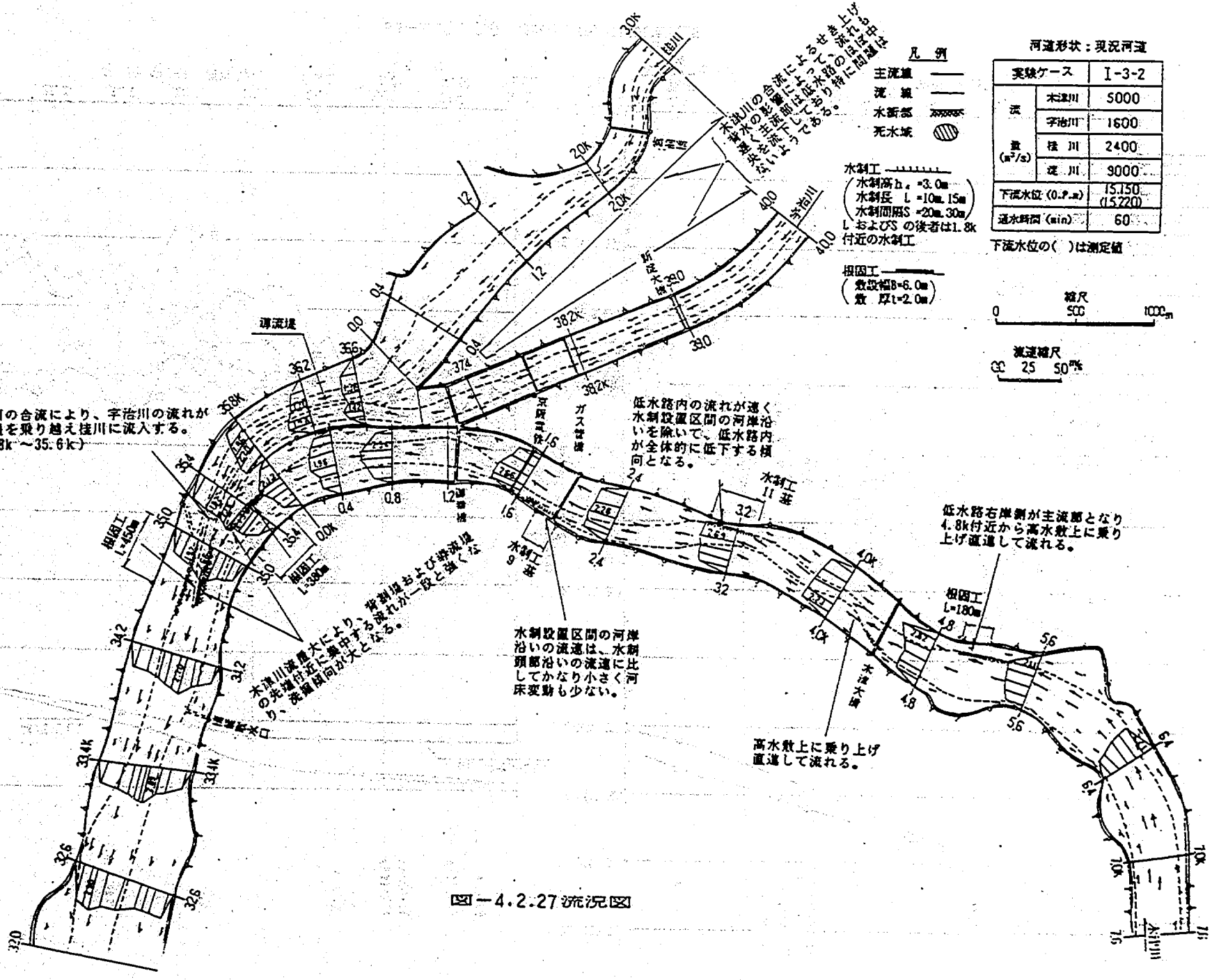
移動床と固定床の境界は右岸側で約O.P.7.00m、左岸側で約O.P.8.00mである。

各断面の（ ）内数値は、横断図の基準標高(O.P.m)

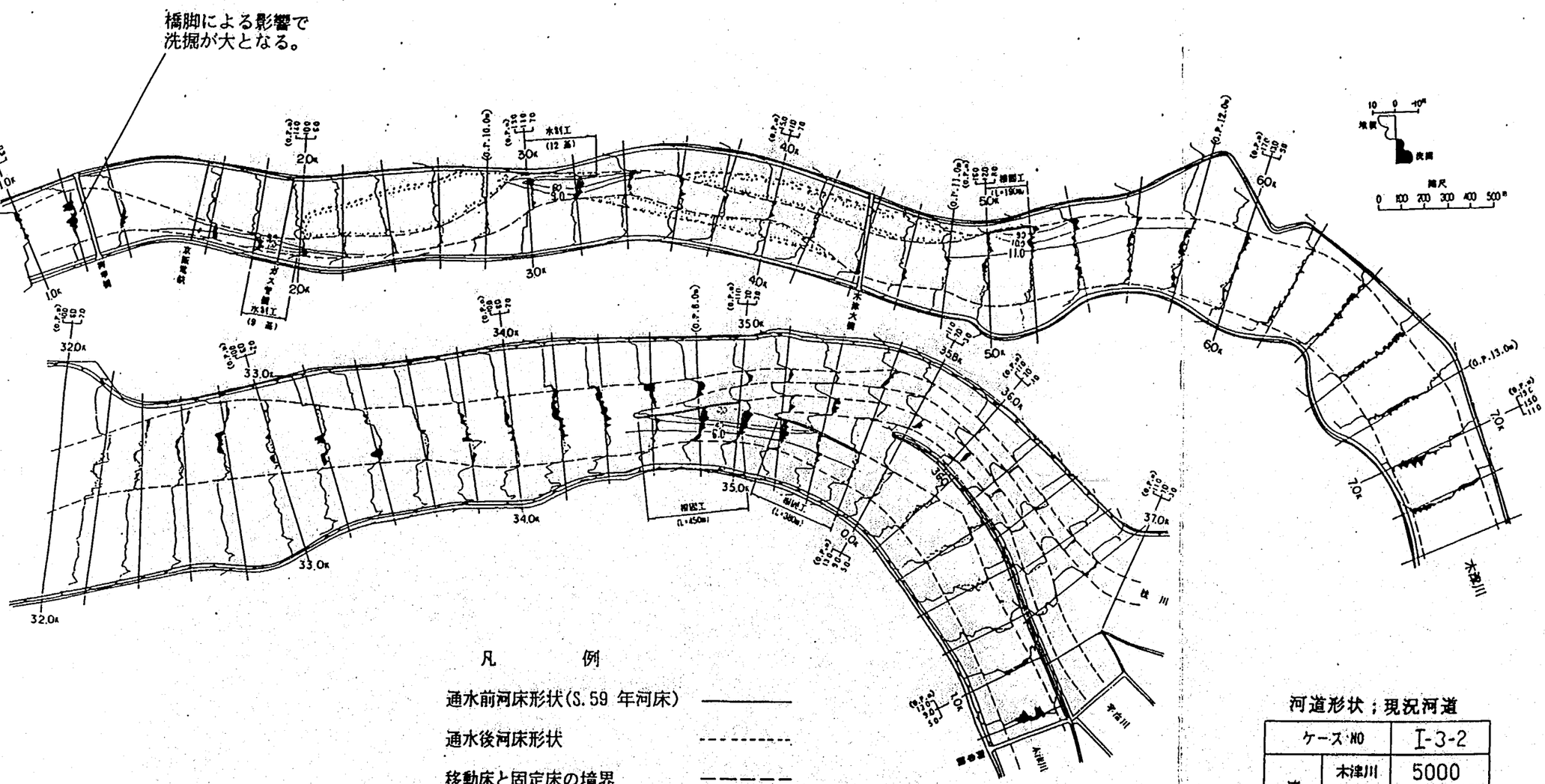
図－4.2.25(4)対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.26 水位、河床縦断図


凡例
主流線
流線
水制工
根固工
河道形状：現況河道
実験ケース I-3-2
流量 木津川 5000
流量 字治川 1600
流量 桂川 2400
流量 淀川 9000
下流水位(O.P.m) 15.150 (15.220)
通水時間(min) 60
下流水位の( )は測定値
縮尺 0 500 1000m
流速縮尺 0 25 50m/s
木津川の合流により、宇治川の流れが導流堤を乗り越え桂川に流入する。(34.8k～35.6k)
木津川の合流によって、水制の影響はほぼ中央まで及ぶ。
木津川の合流により、宇治川の流れが上げられる中水の主流は、水制の影響はほぼ中央まで及ぶ。
低水路内の流れが速く水制設置区間の河岸沿いを除いて、低水路内が全体的に低下する傾向となる。
水制設置区間の河岸沿いの流速は、水制頭部沿いの流速に比してかなり小さく河床変動も少ない。
木津川流量大により、背割堤および導流堤の先端付近に集中する流れが一段と強くなり、流量方向が大となる。
低水路右岸側が主流部となり4.8k付近から高水敷上に乗り上げ直進して流れる。
高水敷上に乗り上げ直進して流れる。
導流堤
背割堤
木津大堰
桂川
宇治川
京阪電鉄
ガス管埋
水制工 II基
水制工 9基
根固工 L=450m
根固工 L=380m
根固工 L=180m

図－4.2.27 流況図



凡　　例

通水前河床形状(S.59 年河床)	————
通水後河床形状	----------
移動床と固定床の境界	— — — —
水制工	_⊔⊔⊔⊔_
根固工	_∫∫∫∫∫∫_
高水敷上の堆積傾向ヶ所	◌

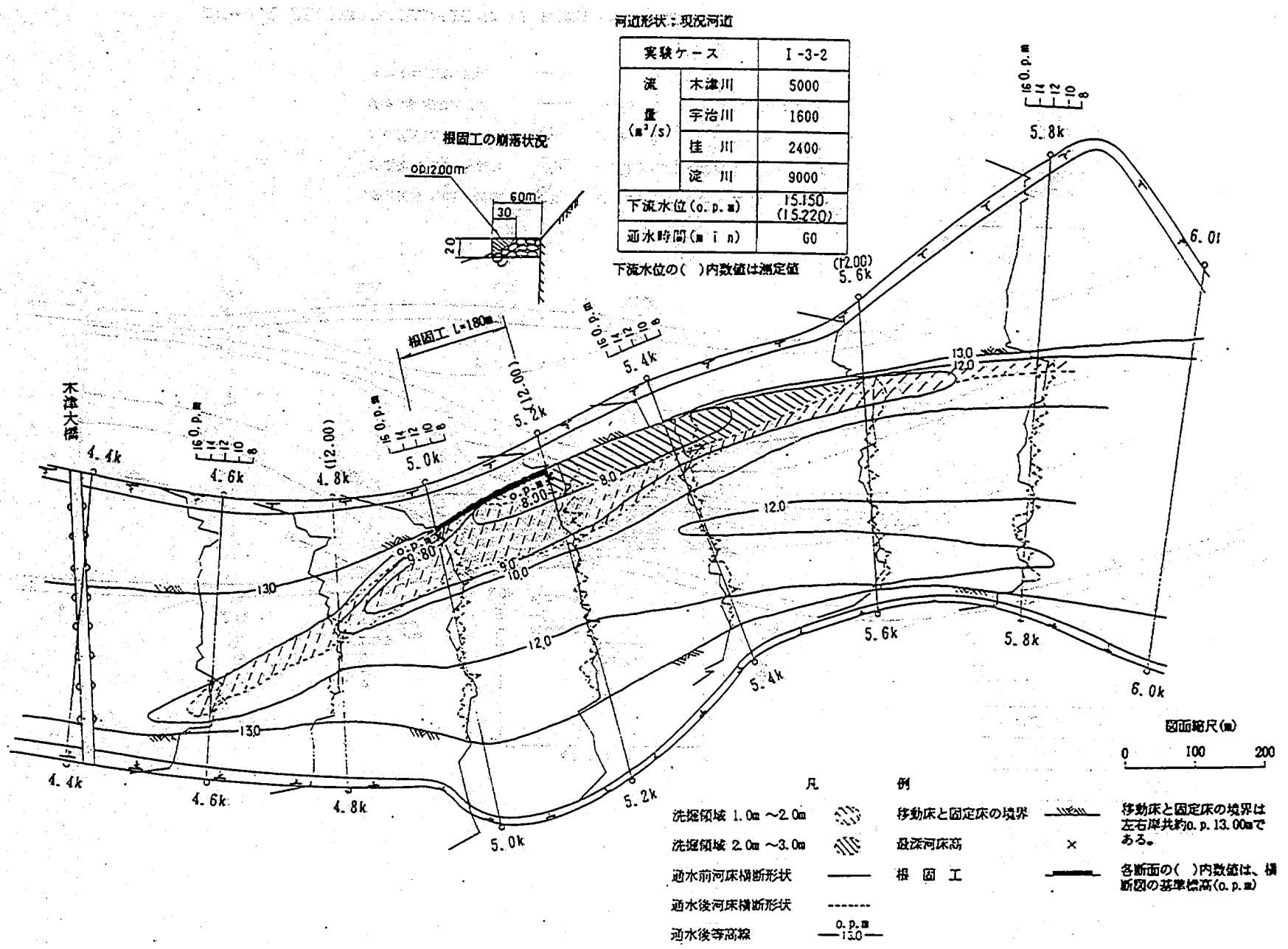
図 —4.2.28 河床変動平面図

河道形状；現況河道

ケース NO		I-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂 川	2400
	淀 川	9000
下流水位 (O.P.m)		15.150 (15.220)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内数値は、測定値

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高
T.P.m=O.P.m-1.32m である。

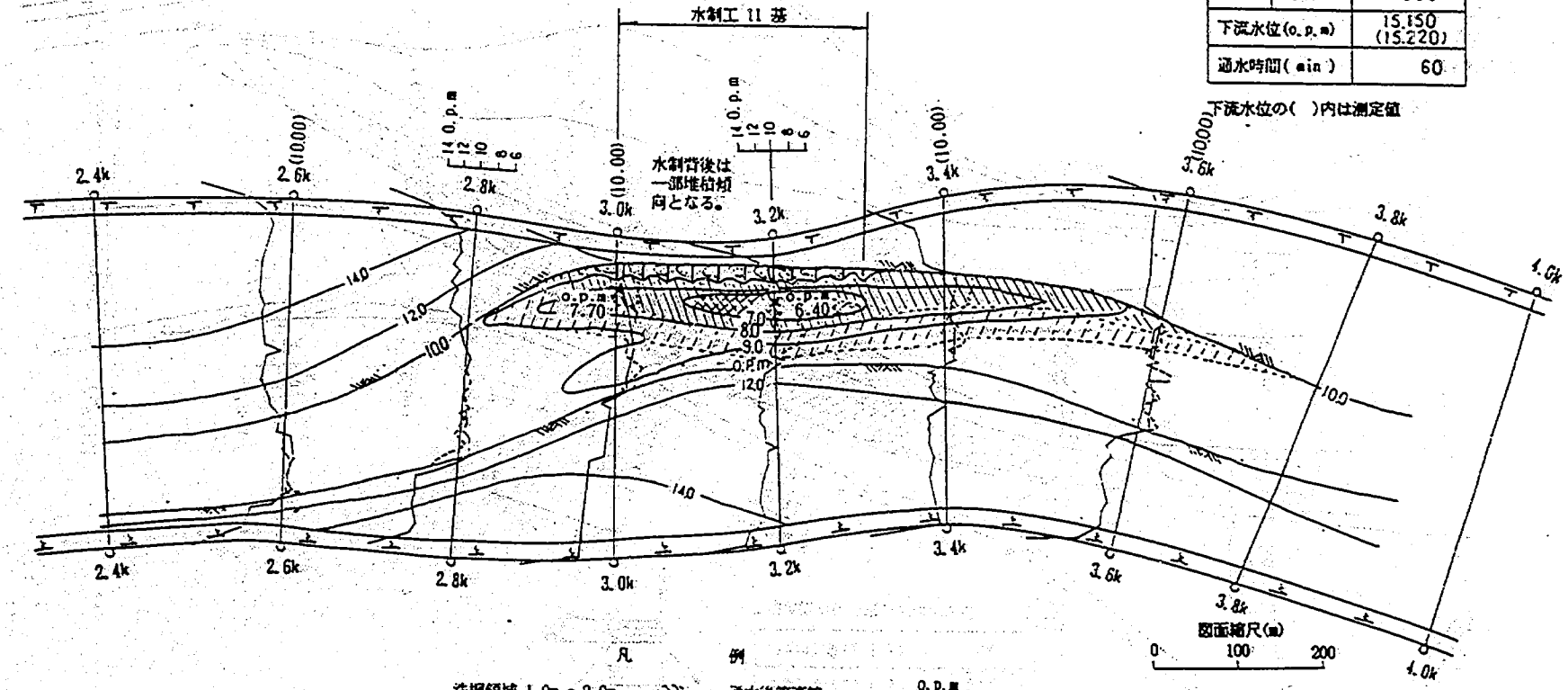


図－4.2.29(1)対策工周辺の河床変動状況図

河道形状：現況河道

実験ケース		I-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂　川	2400
	淀　川	9000
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.220)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内は測定値



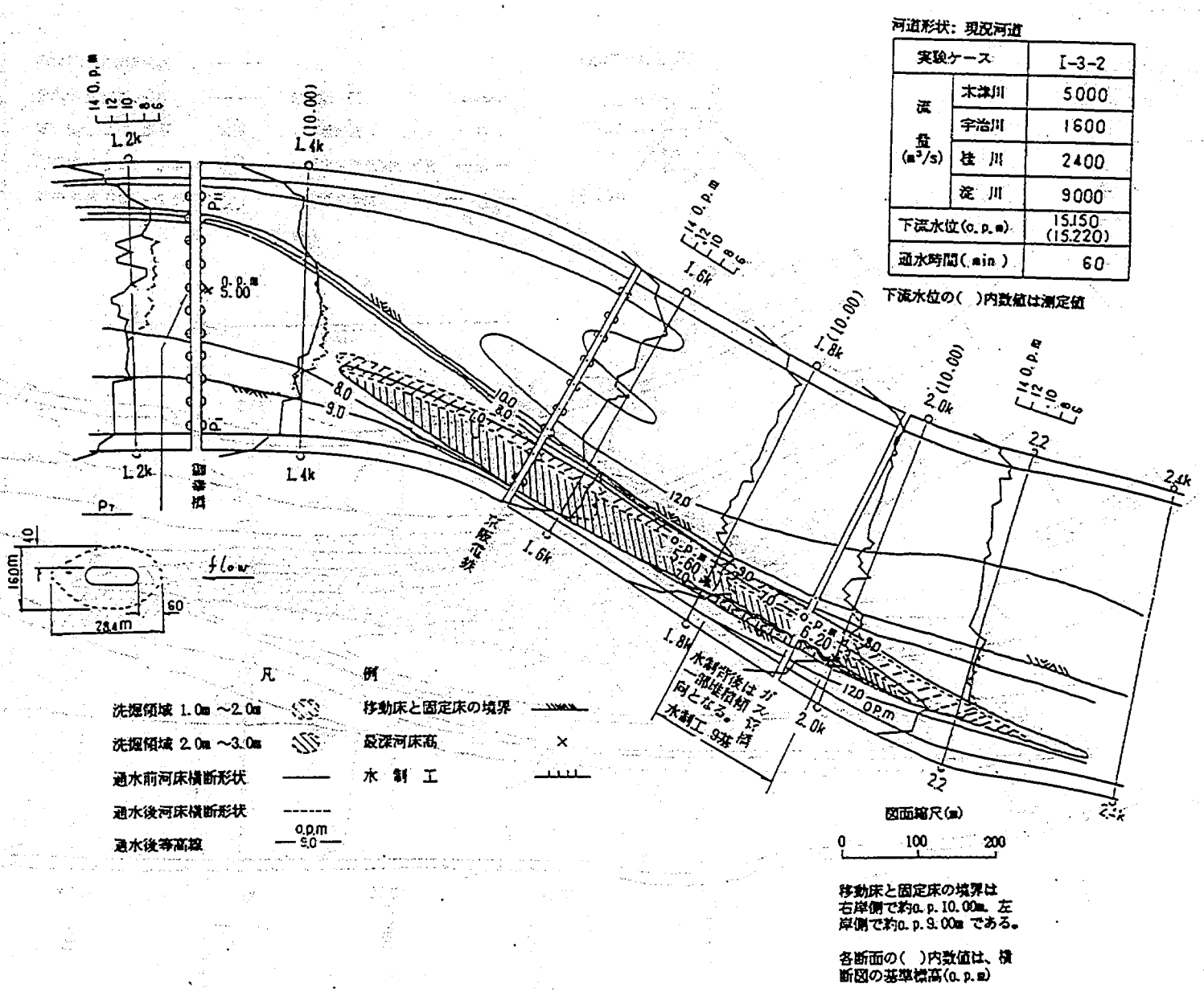
凡　例

洗堀領域 1.0m ～2.0m		通水後等高線	o.p.m 10.0
洗堀領域 2.0m ～3.0m		移動床と固定床の境界	
洗堀領域 3.0m 以上		最深河床高	×
通水前河床横断形状	——	根 固 工	
通水後河床横断形状	--------		

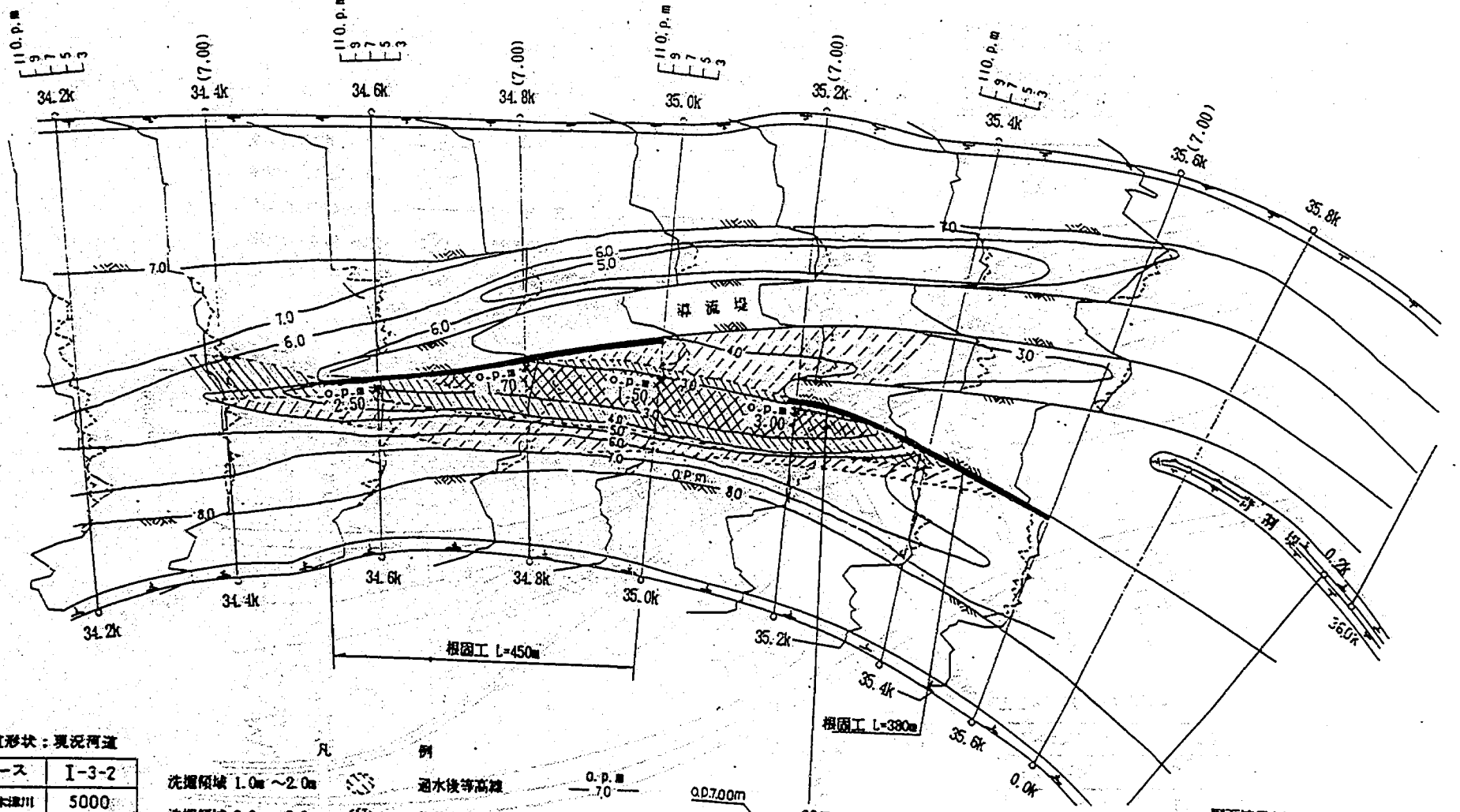
移動床と固定床の境界は左右岸共約o.p.10.00mである。

各断面の( )内数値は、横断図の基準標高(o.p.m)

図-4.2.29(2)対策工周辺の河床変動状況図



図－4.2.29(3)対策工周辺の河床変動状況図



河道形状：現況河道

実験ケース		I-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂 川	2400
	淀 川	9000
下流水位 (O.P.m)		15.150 (15.220)
通水時間 (min)		60

下流水位の（ ）は測定値

凡例

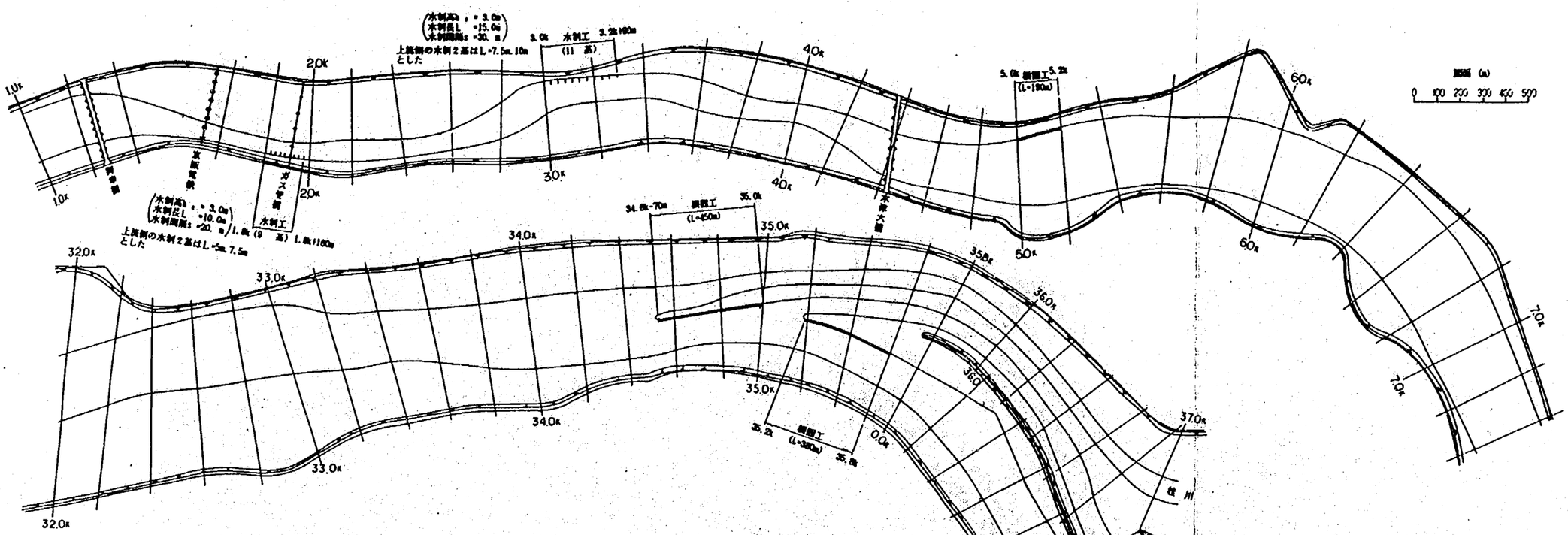
洗掘傾域 1.0m ～2.0m
洗掘傾域 2.0m ～3.0m
洗掘傾域 3.0m 以上
通水前河床横断形状
通水後河床横断形状
通水後等高線 O.P.m 7.0
移動床と固定床の境界
最深河床高 ×
根 固 工

図面縮尺(m)
0 100 200

移動床と固定床の境界は右岸側で約O.P.7.00m、左岸側で約O.P.8.00mである。

各断面の（ ）内数値は、横断図の基準標高(O.P.m)

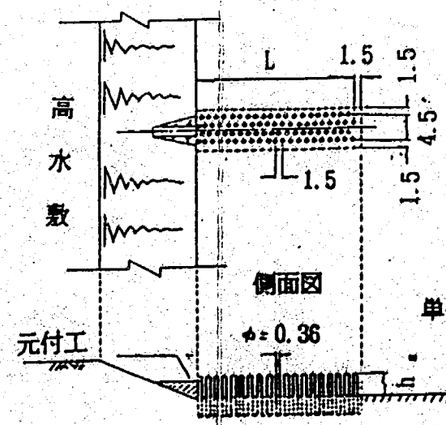
図-4.2.29(4)対策工周辺の河床変動状況図



水制工は
天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に
合わせた。

根固工は
天端高；現況河床面に合わせた。

水 制 工
平面図



凡 例

現況低水路法線法肩
水 制 工
根 固 工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

単位；m

図 —4.2.30 対策工設置図

第５章 計画河道の水理特性と対策案の検討

５－１．固定床模型による検討

５－１－１　概要

三川合流部の計画河道時における水理現象とその改修効果等について，固定床模型による検討を行った。実験は，三川合流部と木津川河道の計画低水路法線形の妥当性と問題箇所の修正，宇治川，桂川の導流堤（隔流堤）の有無による水理状況と問題点等についての把握，検討を行った。さらに木津川の落差工の配置案に対する水理現象と諸問題等についての検討も実施した。

５－１－２　実験条件

計画河道の低水路法線形は，前回の昭和44年～46年の実験結果より得られた第３案法線形を基本とし，三川合流量6,000m³/s，9,000m³/s，13,600m³/sを計画流量配分比で通水した検討を実施した。また現況河道時と同様に木津川と桂川の流量を計画流量配分比より増減させた実験も行った。なお，計画高水流量の三川合計流量は13,600m³/sであるが，淀川本川の枚方では，ピーク時間の差異，貯留等によって12,000m³/sとなる。しかし，実験では三川合流部の機構解明，および合流点処理を目的とするので，ここでは13,600m³/sの通水による検討を行うこととした。これらの実験条件一覧を表－５．１に示す。計画河道時の模型下流端水位は，不等流計算資料より，先の図－4.1.1に示す32.2km地点のＨ～Ｑ図を用いて設定した。

５－１－３　粗度検証実験

計画河道の粗度調整は，淀川本川（32.0km～37.0km），宇治川（37.0km～40.0km），桂川（０km～3.0km），木津川（０km～5.6km）の各河川それぞれについて，低水路と高水敷について行った。実験は，各河川の低水路内および高水敷（全断面）を対象として下表に示す流量を通水し，不等流計算水位に合うように粗度調整を実施した。

河川名	粗度係数		流量（m³/s）	
	低水路	高水敷	低水路対象	全断面対象
淀川	0.0245	0.055	4,000	12,000
宇治川	0.032	0.06	1,100	2,400
桂川	0.03	0.06	1,350	5,100
木津川	0.03	0.06	2,000	6,100

表－5．1　実験条件一覧表

実験ケースNO	河道形状（計画河道）	木津川落差工	宇治川桂川の導流堤	配分パターン	流量（m³／s）				下流端水位（O.P㎜）
					合計流量	木津川	宇治川	桂川	
2－1－1	第3案	※	無	C型	12,000	6,100	2,400	5,100	
					4,000	2,000	1,100	1,350	
2－1－2	第3案	分散案A案	〃	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.830
2－1－3	〃	〃　〃	〃	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.650
2－1－4	〃	〃　〃	〃	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100
予備実験1	第3案 第4，修正案	集中案A案	無	C型	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100
予備実験2	〃	〃　〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
予備実験3	〃	〃　〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
3－1－1	修正案	最良形状	無	C型	6,000	2,700	1,050	2,250	10.830
3－1－2	〃	〃　〃	〃	L型	〃	3,700	〃	1,250	〃
3－2－1	〃	〃　〃	〃	C型	9,000	4,000	1,600	3,400	12.650
3－2－2	〃	〃　〃	〃	L型	〃	5,000	〃	2,400	〃
3－3	〃	〃　〃	〃	C型	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100
4－1－1	〃	〃　〃	有	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	〃
4－1－2	〃	〃　〃	〃	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.830
4－2－1	〃	〃　〃	カット	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.100
4－2－2	〃	〃　〃	〃	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.830

配分パターンC型：計画流量配分比
R型：C型に比べ桂川が1,000m³/s多く木津川が1,000m³/s少ない場合
L型：C型に比べ木津川が1,000m³/s多く桂川が1,000m³/s少ない場合

(1)低水路満杯流量を対象とした検証結果

各河川別に行った低水路の粗度調整は，淀川の粗度係数が比較的小さいことから，河床面に径約1.0cm～1.5cm程度のモルタルペーストを15cm間隔の千鳥状に張り付けた。これに対し，宇治川，桂川および木津川は径約1.5cm～2.0cm程度のモルタルペーストを15cm間隔の千鳥状に張り付けた。この粗度調整後の水位縦断図を図－5.1.1に示す。宇治川および桂川は，流れが非常に遅く，かつ水深も大きいため，粗度要素の効果が小さい。このため，計算水位に対して実験水位が若干低い傾向となっており，また各断面で多少のバラツキも見られる。しかしながら，ここでは図－5.1.1の結果より全体的に見てほぼ合致しているものと判断した。

(2)計画高水流量による全断面を対象とした検証結果

先の低水路内における粗度調整後，計画高水流量を通水して高水敷の粗度調整を行った。粗度付けは，低水路内と同様に径約1.5cm～2.0cm程度のモルタルペーストを張り付けた。その配置間隔は，全川にわたって横断方向15cm，縦断方向10cm間隔の千鳥状とした。この結果の水位縦断図を図－5.1.2に示す。これによると低水路満杯時と同様に宇治川，桂川の実験水位が若干低い傾向となり，木津川は反対に若干高くなっているものの，縦断的には良く一致していると判断できる。よって計画河道に対してほぼ所定の粗度係数が得られたものとして，本実験を進めることにした。なお，断面平均の粗度係数は淀川が約0.028，宇治川が約0.035，桂川で0.034であり，木津川は，0.032～0.033である。

5－1－4　計画河道の落差工分散案の水理現象について

計画河道の低水路法線形は，昭和44年～46年の検討結果より得られた第3案法線形とし，木津川の落差工を1.0km地点（落差Δh＝2.0m）および2.8km地点（Δh＝2.3m）に設置する分散案についての検討を行った。（ケース2－1－2～2－1－4）

なお，落差工の概略の構造は，図－5.1.3(1)，5.1.3(2)に示すような直壁式取付擁壁案とした検討をここでは行った。

(1)水位について

実験結果の各流量時における水位縦断図を図－5.1.4～5.1.6に示す。現況河道時と同様に宇治川および桂川河道は，河床勾配とともに流量の大きい木津川の合流によって，せき上げ背水の影響を受け，水面勾配が非常に緩やかとなっている。三川合流量Q_T＝6,000m^3/s時の宇治川および桂川の水面勾配は，約1/6,000で，合流後の淀川本川が約1/3,600となっている。これに対し木津川は，1.0kmの落差工地点より下流側の水位が低く，かつ水面勾配も緩い。また2.8kmの落差工地点では，支配断面となっており，この落差工の上流約800m（3.6km）付近まで低

下背水の影響が見られる。しかし，ここより上流は，水面勾配も緩和され，河床勾配とほぼ同一となる。Q_T＝9,000m³/s時における水位も先の6,000m³/s時とほぼ同一傾向である。ただし宇治川と桂川との合流点上流では，前者の水位が約0.2m高くなり，その差が大きくなる傾向となる。また1.0kmおよび2.8kmの落差工地点では両者とも潜り越流の状況を呈している。

いっぽう，Q_T＝13,600m³/s時は，宇治川および桂川の水位がH.W.Lを若干上回るものの，淀川と木津川はH.W.L以下の水位となっている。木津川の水位は，2.8kmの落差工地点の上下流で水面勾配が大きく変化するようになり，下流側1.0km地点の落差工の水位に与える影響は少ないものとなっている。

(2)流況，流速について

① ケース2－1－2（Q_T＝6,000m³/s）

実験結果の流況図を図－5.1.7(1)，5.1.7(2)に示す。宇治川および桂川とも穏やかな流れであり，全区間低水路法線に沿った流れを呈する。宇治川の低水路内の最大流速は約1.2m/sであり，これは現況河道時とほぼ同じである。これに対し桂川は，低水路内の最大流速が約1.5m/s～1.8m/sとなり，現況河道時より2.0km付近の最大流速（現況約2.2m/s）が低減する。いっぽう，木津川河道は，高水敷がわずかに冠水する程度であるため，6.4km～5.6km間右岸，5.6km～4.8km間左岸，2.6km～3.4km左右岸および1.0km～0km間左右岸高水敷上に死水域や河床の露出箇所が見られる。このうち2.8km地点の左右岸高水敷の露出は，落差工による低下背水の影響であり，低水路内に流れが集中し，落差工地点で支配断面となっている。このため落差工地点の上下流で流速差が大きく，1.0km～5.0km間付近河道の最大流速が約2.7m/sに対し，落差工直上流付近の低下背水区間は5.0m/s～6.5m/sの高流速が発生している。下流側1.0km地点の落差工部の流れは，潜り状態となり，水面は比較的穏やかで，かつ落差工上下流での流速差も小さい。なお，この落差工に採用した取り付け擁壁式は，高水敷上から低水路内へ落ち込む際，潜り込むような流れが発生し，流況を悪くしている。

宇治川および桂川が合流し，さらに木津川合流後の主流部は，2.0m/s～2.1m/s前後の流速で流れる。なお，背割堤先端の木津川の高水敷上の流れが，宇治川，桂川合流後の河道へ流れ込み，また木津川の合流による影響によって，35.4km付近の低水路右岸側の流れが若干速い傾向となる。

② ケース2－1－3（Q_T＝9,000m³/s）

実験結果の流況図を図－5.1.8(1)，5.1.8(2)に示す。宇治川は低水路内，高水敷上とも低水路法線に沿って流下し，とくに流れが集中するような場所も見受けられない。流速は低水路内で約1.5m/s，高水敷上で約1.0m/s前後である。桂川の低水路内は，約1.8m/s前後の流速で

低水路法線に沿う流れを呈している。また，1.6km～0.4km間付近の右岸側は，高水敷幅が広く，非常に遅い流れとなる。

次に，木津川河道は，落差工間およびその上下流で現況河道時より流速が増大している。とくに2.8km地点の落差工上流では低下背水による影響によって，前ケースと同様非常に高流速（5.0m/s～6.3m/s）が発生する。また，落差工上流の3.0km～3.6km付近では，右岸側に流れが集中する傾向が見られ，この地点の流速が大きくなる傾向となる。下流側1.0km地点の落差工上は，潜り状態で流れ，この下流の0.8km～0.4km間右岸側の背割堤沿いに死水域が発生している。いっぽう，宇治川および桂川合流後は，流速が約2.0m/s前後で流れ，さらに木津川合流後は，約3.0m/s前後の流速に増大する。なお，前ケースと同様に，背割堤先端付近では，木津川の高水敷上の流れが宇治川河道側に流れ込む。また木津川の合流により，35.4km～35.0km付近の低水路右岸寄りの流れが速い傾向となるが，その後低水路内はほぼ一様な流れとなって直進する。

③ ケース2－1－4（$Q_T=13,600m^3/s$）

実験結果の流況図を図-5.1.9(1)，5.1.9(2)に示す。

宇治川および桂川の流れは，これまでのケースと同様に木津川のせき上げ背水の影響によって，水面勾配も緩く，全区間低水路法線に沿った穏やかな流れとなっている。低水路内主流部の流速は，宇治川が約1.6m/s，桂川で約2.2m/s～2.4m/s程度ある。これに対し，木津川河道は，落差工間および上流側落差工直上流付近の流速が大きく，4.0m/s～4.5m/sに達する。また，前ケースと同様3.2km付近では主流部が低水路右岸側に寄る傾向となっている。なお，本ケースは計画高水流量であるため上下流の落差工とも潜り越流状態となる。このためとくに上流側の落差工地点は，流量が少ない場合の方が限界水深に近くなるため，むしろ落差工直上流付近の流速が低下する傾向となっている。下流側落差工上の流れは，水面変動も少なく，左岸側が若干速くなる傾向が見られる。また，この落差工地点から下流の0.2km地点間の右岸側背割堤の堤脚付近は，依然として死水域が発生している。

宇治川，桂川合流後の流速は，約2.5m/s～3.0m/sであり，さらに木津川合流後は約3.5m/s前後の流速となる。宇治川と木津川の背割堤先端は，これまでと同様，木津川の高水敷上の流れが宇治川河道側に流れ込む。このため，三川合流後の34.0km～35.0km間付近の低水路右岸側が若干速い傾向となっている。

5－1－5 低水路法線形修正案の検討（予備実験1～3）

計画河道の第3案法線形の検討結果（実験2）より，合流点付近で流況的に良くない所が3箇所生ずることが明らかとなった。これは木津川の0.2km～0.8km間右岸の背割堤前面で幅約40

mにわたって死水域が発生すること。さらに背割堤先端部で木津川の流れが右岸高水敷上に乗り上げ，その後宇治川河道側に流れ込むこと。もう一つは，淀川本川の35.0km右岸付近で低水路から高水敷へ乗り上げる流れが見られることである。ここでは以上のような問題および木津川において河岸に流れが集中する箇所の軽減等を目的として，低水路法線形の修正案の検討を行った。

(1)予備実験１について

予備実験１では，三川合流部の低水路法線を修正し，かつ木津川の落差工を集中案としたときの概略の流況を把握した。低水路法線の修正箇所は，木津川の０km～0.4km間付近の低水路幅が上下流に比して広いことから，ここの左岸側低水路を前進させて，ほぼ一定の低水路幅に修正した。また木津川の背割堤先端の高水敷高の部分が左に湾曲し，木津川の低水路幅が先端で狭く，反対に宇治川，桂川河道の低水路幅が広くなっている。この先端部分の形状を全体に宇治川河道側に移動させ，宇治川，桂川河道の低水路幅を一定にし，木津川河道の低水路幅は若干広くなるように修正した。なおこのときの先端部形は，すり付けの関係上，原案より若干下流に伸びているが，水理的な意味合いは無い。さらに流れが集中する傾向にある本川34.4km～35.8km間右岸の低水路法線は全体に後退させた形状とした。以上の低水路法線形の修正案を図-5.1.10に，落差工集中案の概略の構造を図－5.1.11(1)，(2)に，予備実験１の結果の流況図を図-5.1.12に示す。これによると木津川の合流点付近低水路内の平面流速分布が一様となり，背割堤先端付近で高水敷上に乗り上がる流れがまだ見られるものの，かなり改善される結果が得られた。さらに淀川35.0km付近の右岸側に集中する流れもその流勢は弱くなっており，法線形を後退させた効果が得られた。

いっぽう，木津川河道の落差工を集中案（1.0km地点と1.2km地点に落差工を設置）としたときの流況は，分散案と同様に3.0km付近右岸側に流れが集中する傾向が依然として見られた。また高水敷上に乗り上がる流れも顕著に見られることから，法線形の修正が必要であろうと考えられた。

(2)予備実験２，３について

予備実験１より，三川合流部付近は，低水路法線形の修正によって流況が改善される結果が得られた。しかし，木津川河道の3.0km付近は，落差工分散案および集中案とも右岸側に流れが集中し，この地点が水衝部となることが明らかとなった。そこで予備実験２では，3.4km付近の低水路法線形を全体に左に移し，さらに，落差工直上流の御幸橋の河積阻害が大きく，現在の河川管理施設等構造令を満足していないことから，ここでは仮に１基間隔に撤去した検討を行った。この結果は，木津川の3.0km付近右岸に依然として流れが集中する傾向が見られ，

また，御幸橋橋脚の撤去によって，下流側の流れへ与える影響等も軽減されたが，上下流水位に変化は生じないことが判明した。なお，木津川の計画低水路法線形は，センターライン方式であるため，堤防法線の変化に応じて低水路法線形も変化している。このため流況的には1.4k㎞～3.6㎞間の低水路法線形を直線的に修正した方が良いと考えられた。予備実験３では，この1.4k㎞～3.6㎞間の法線形の曲率を大きくし，かつ直線的にした案の検討を行った。この低水路法線形の修正案を図-5.1.13に，実験結果の流況図を図-5.1.14に示す。法線形の修正による流況の明確な差は見られないが，全体的に一様化された流れとなり，また低水路河岸に生ずる渦等が幾分解消された傾向となる結果が得られた。

以上の結果より，低水路法線形は，原案に対して図-5.1.10および図-5.1.13に示すような修正案法線形とした方が流況的な問題点は改善されることが明らかとなった。

５－１－６　修正案法線形による落差工集中案の検討

予備実験の結果より得られた修正案の低水路法線形に対し，流量規模の違いによる合流点付近および落差工付近の水理現象について比較検討した。なお実験は計画流量配分比で通水した検討（Ｃ型流量配分）のほかに，木津川の流量が他の２川よりも相対的に多い（木津川にとって危険側の条件）時の検討（Ｌ型流量配分）も行った（ケース３－１－１～ケース３－３）。

(1)水位について

実験結果の各流量時における水位縦断図を図-5.1.15～5.1.19に示す。木津川を除く，各河道の水位は，先のケース２の結果と同一水理条件ではほぼ同じである。三川合流量Q_T＝6,000㎥/sの計画流量配分比（ケース３－１－１）における木津川河道の水位は，1.6㎞付近から下流区間で落差工による低下背水の影響を受け，1.2㎞地点の落差工上では，ほぼ限界水深に近くなっている。この落差工越流後の跳水による水位変化の激しい区間は，落差工地点から約90m程度である。1.0㎞地点の落差工は，完全に潜り状態となり，水位変化も少なく，先の落差工分散案のときのとほぼ同じ水位である。

いっぽう，計画流量配分比（ケース３－１－１）の流量に対し，木津川流量を1,000㎥/s多くし，その分桂川流量を減らしたケース３－１－２では，宇治川および桂川の水位が前者に対し約0.2m低下し，反対に木津川河道の落差工上流の水位が約1.0m程度上昇する。したがって，1.2㎞地点の落差工上下流の水位差は，ケース３－１－１が約1.6m生じているのに対し，ケース３－１－２では約2.6mとなっている。

Q_T＝9,000㎥/s時（ケース３－２－１）の水位も，同様に1.6㎞付近から下流で落差工による低下背水の影響を受ける。しかし，下流側落差工はもちろん上流側落差工も不完全越流状態となるため，落差工上下流の水位差は，約1.4mと比較的小さい。したがって，上流側落差工

越流後の波状跳水による水位変動とその範囲も，Q_T=6,000m³/s時とほぼ同規模となっている。木津川流量が1,000m³/s多く，反対に桂川流量が1,000m³/s少ない場合（ケース３－２－２）は，木津川の落差工上流河道の水位が先のケース３－２－１より約0.6m～0.7m高く，落差工上下流の水位差が約2.1mとなる。これに対し，宇治川および桂川の水位は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，水面勾配が非常に緩く，かつ流量配分比の違いによる水位の変化も小さい。

いっぽう，Q_T=13,600m³/s（ケース３－３）では，先の落差工分散案と同様に宇治川および桂川の水位がＨ．Ｗ．Ｌを若干上回り，淀川と木津川はＨ．Ｗ．Ｌ以下の水位となっている。落差工分散案は，2.8㎞の落差工地点とその上流側河道の水位が著しく低下した結果となったが，落差工集中案では，このような水位低下が緩和されている。落差工地点は潜り越流の状態であり，上下流の水位差も小さいが，ここが水面勾配の変化点となる。この水面勾配は，落差工上流側河道が約1/1200，合流後の淀川本川も含めた落差工下流側が約1/5000程度となっている。

(2)流況，流速について

①　ケース３－１－１（Q_T=6,000m³/s，Ｃ型流量配分）

実験結果の流況図を図-5.1.20(1)，5.1.20(2)に示す。宇治川および桂川とも先のケース２－１－２と同じ流況，流速であり，全区間低水路法線に沿った穏やかな流れを呈する。低水路内の最大流速は，宇治川が約1.2m/s～1.3m/sであり，桂川が約1.4m/s～1.8m/sである。木津川河道は，低水路内で横断方向にほぼ一様な流れとなっている。しかし，現況河道とのすり付け区間である5.6㎞～4.6㎞間で低水路幅が下流に向って狭くなるため，流速が増大し，その下流の4.8㎞～1.6㎞間は約3.0m/s前後で流下する。落差工上流の4.8㎞～1.6㎞間河道の流速は，現況河道時より増大しており，また，高水敷上はわずかに冠水する程度であるため流れも遅い。落差工地点では，低下背水の影響によって左右岸高水敷が露出し，低水路内へ流れが集中する。このため低下背水区間では流速が増大し，落差工地点では約5.2m/sの高流速が発生する。下流側の1.0㎞地点の落差工部の流れは，潜り状態となるため，水位変化も少なく，かつ落差工上下流における流速差も小さい。

宇治川および桂川が合流し，さらに木津川合流後の主流部の流れは，約2.0m/s前後である。また分散案のケースと同様に，背割堤先端で，木津川の高水敷上の流れが宇治川，桂川合流後の河道へ若干流入する現象が依然として見られる。さらにこの木津川の合流によって，35.0～34.0㎞付近右岸側の流れが若干速い傾向となる。

②　ケース３－１－２（Q_T=6,000m³/s，Ｌ型流量配分）

実験結果の流況図を図-5.1.21(1)，5.1.21(2)に示す。本ケースは，合流量Q_T＝6,000m³/sを計画流量配分比より，木津川の流量が1,000m³/s多く，反対に桂川の流量が1,000m³/s少ない場合（L型流量配分）の実験である。

これまでのケースと同様に，宇治川，桂川は穏やかな流れとなっており，主流部の流速も約1.1m前後である。木津川河道は，流量の増大によって先のケース３－１－１より約１割程度流速が大きくなり，また主流部が2.4km～1.6km間付近の低水路左岸側に寄る傾向が見られる。さらに1.2km地点落差工付近の上流左右岸高水敷の露出部分が少なくなり，反対に落差工下流左右岸高水敷での死水域が増大する。1.2km地点落差工では，限界水深となり，最大約6.6m/sの高流速が発生する。

いっぽう，宇治川と桂川の合流，さらに木津川の合流後の流況は，横断方向にもほぼ一様な流れであり，とくに問題となるような現象はないようである。ただし，背割堤先端では，木津川の高水敷上の流れが宇治川河道側へ流入する傾向がより強くなっている。

③　ケース３－２－１（Q_T＝9,000m³/s，C型流量配分）

実験結果の流況図を図-5.1.22(1)，5.1.22(2)に示す。木津川を除く他の河道の流況は，先のケース２－１－３と同じであり，宇治川の低水路内における主流部の流速は約1.5m前後，桂川は約1.7～2.0m/sとなっている。木津川河道は，5.6km～4.6km間で上流の現況河道へすり付ける形状となっており，低水路幅が下流に向って狭くなる。このため5.6km～4.0km間付近で流速が増大する。ここより落差工上流の1.8km間付近までの主流部は約3.4m/s前後の流速が発生する。その後落差工による低下背水区間では，さらに流速が増大し落差工地点で約4.7m/sの高流速が発生する。また落差工下流左岸側高水敷上および0.6km～0.2km間右岸側の背割堤沿いには，死水域が発生している。宇治川および桂川合流後は約2.0m/sの流速となり，さらに木津川合流後は約3.0m/s前後の流速に増大する。木津川の合流によってこれまでと同様に35.4km～35.0km付近の低水路右岸寄りの流れが速い傾向となる。

④　ケース３－２－２（Q_T＝9,000m³/s，L型流量配分）

実験結果の流況図を図-5.1.23(1)，5.1.23(2)に示す。本ケースは先のケース３－２－１に対し，木津川流量が1,000m³/s多く，桂川流量が反対に1,000m³/s少ない場合の実験である。木津川の合流によるせき上げ背水の影響と桂川流量の減少によって，宇治川および桂川の流速は，先のケース３－２－１よりさらに低減している。これら低水路内の主流部における流速は，宇治川で約1.2m/s～1.4m/s，桂川が約1.2m/s～1.3m/sであり，とくに桂川の流速が小さくなっている。木津川河道は反対に流速が大きく，落差工上流の1.6km～5.0km間付近で主流部の最大流速が約4.0m/sとなる。これは先のケース３－２－１より約10～15%の増大となってい

る。また木津川の流量増によって，5.4km付近右岸，4.6km付近左岸，3.4km付近右岸，1.6km付近左岸側低水路内に流れが集中する傾向が見られた。落差工地点では，上流の1.6km付近から低下背水の影響によって，流速が増大し，落差工上で約6.2m/sの高流速が発生している。なお，落差工下流左岸側高水敷上および0.6km～0.2km間右岸側の背割堤沿いには死水域が形成され，その領域は前ケースより増大している。宇治川および桂川合流後は，約1.8m/s前後で流下し，木津川合流後の淀川本川は約3.0m/s前後の流速となる。さらにこれまでの結果と同様に木津川の合流によって35.4km～35.0km間付近の低水路右岸および高水敷上の流れが速い。

⑤ ケース３－３（Q_T＝13,600m^3/s，Ｃ型流量配分）

実験結果の流況図を図-5.1.24(1)，5.1.24(2)に示す。木津川を除いた他の河道の流況は，先の落差工分散案のケース２－１－４と同じである。宇治川および桂川は，水面勾配も緩く，全区間低水路法線に沿った穏やかな流れとなっている。低水路内主流部の流速は，宇治川が約1.5m/s～1.6m/s，桂川が約2.2m/s～2.4m/s程度である。木津川は5.0km付近より上流で低水路内主流部の流速が約3.0m/s前後であるのに対し，下流側の落差工間で約3.8m/s～4.0m/sと大きくなる。また，河道の湾曲によって，5.4km付近右岸，4.6km付近左岸，3.2km付近右岸および1.6km付近左岸が水衝部となり，低水路の流れが高水敷に若干乗り上げるようになる。落差工地点では，潜り状態であり，他の流量時のように流速が極端に増大する傾向は生じておらず，また越流時の水位変動も少ない。

いっぽう，宇治川桂川合流後の流速は，約2.5m/s～3.0m/sであり，さらに木津川合流後は約3.5m/s前後となる。木津川の背割堤先端部では，木津川の高水敷上の流れが，宇治川河道側に流入している。また，この木津川の合流によって，35.4km～35.0km間付近の低水路右岸側および高水敷上の流れが速くなっている。

(3)流量配分および落差工集中案と分散案の比較検討

これまでの実験結果より，木津川落差工の集中案と分散案について，水位を流量毎に比較したものを図-5.1.25(1)，5.1.25(2)に，最大流速を流量毎に比較したものを図-5.1.26(1)，5.1.26(2)に示す。これまでにも述べているが，木津川以外の河川については，水位，流速ともほぼ同様の値を示していることが分かる。木津川においては，いずれの流量時においても落差工集中案の方が水面勾配の急変および水位低下量が小さく，かつ落差工上流部の低下背水区間も短い。したがって，流速も落差工集中案の方が小さくなっている。次に図-5.1.27は，落差工集中案について流量配分の違いによる各河川の最大流速の縦断状況を示したものである。これによると合流量Q_T＝9,000m^3/sのケースの木津川では，全区間で流量増加（Ｌ型流量配分）に伴い流速も増大している。ところが合流量Q_T＝6,000m^3/sでは，落差工のある1.2km地点で

限界水深となるため，急激な流速の増加が生じている。

5－1－7　導流堤（隔流堤）を残した場合の検討

淀川三川合流部の河道計画案は，宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）を撤去した案となっており，この計画案に基づいた検討をこれまでに行ってきた。ここでは計画河道時において，導流堤を残した場合の水理的諸問題を検討し，さらに影響の生じない範囲でこの導流堤を残すことを目的とした検討を以下に行った。

(1)現況の導流堤（隔流堤）を残した場合の検討（ケース4－1－1，4－1－2）

本ケースは計画河道時において，既設の導流堤を全部残した場合の水理現象と問題点について検討したものである。実験は，ほぼ高水敷高の導流堤が水面下となる三川合流量Q_T＝13,600m^3/s（ケース4－1－1）と，導流堤天端が露出するQ_T＝6,000m^3/s（ケース4－1－2）について行った。

① 水位について

実験結果の水位縦断図を導流堤無しの場合と比較して示したのが図-5.1.28(1)，(2)である。計画河道時において導流堤を存置させた場合，撤去時の水位に対し，合流量Q_T＝13,600m^3/s，6,000m^3/s時とも35.0km付近から水位が高くなり，37.0km地点で前者が約0.45m，後者は約0.8m上昇する結果が得られた。このため宇治川，桂川の水位も同様に上昇し，合流量Q_T＝13,600m^3/s時には，H.W.Lを約0.4m上回る。木津川は，Q_T＝13,600m^3/sでは水位に影響を及ぼさないが，Q_T＝6,000m^3/s時には落差工地点まで約0.6mの水位上昇が見られる。

② 流況，流速について

実験結果の流況図を図-5.1.29(1)，5.1.29(2)に示す。Q_T＝13,600m^3/sの合流部付近の流況は，木津川の流勢が強いことから，まず木津川と宇治川の背割堤（導流堤）先端で木津川の高水敷上の流れが宇治川河道へ流入し，さらに宇治川河道の流れを右岸に追いやる傾向となる。その後，約35.2km付近から下流の宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）上を桂川河道側へ乗り越える流れが顕著に見られ，このため桂川の流れが右岸側に寄り，高水敷上へ若干乗り上がる状態となる。なお，宇治川と木津川の合流後は，導流堤（隔流堤）によってこの先端付近の河積が縮小するため，この区間では流速が増大する傾向となる。

いっぽう，Q_T＝6,000m^3/s時は，導流堤（隔流堤）の末端で桂川の流れが宇治川河道側へ流入する。ただし，この越流水深は小さく，他は導流堤天端が露出する状態である。同様に木津川と宇治川の背割堤（導流堤）先端でも木津川の流れが宇治川河道へ流入する。また導流堤（隔流堤）先端付近では，宇治川と木津川の合流後河道の河積が縮小しているため，先のQ_T

＝13,600m³/sのケースと同程度の流速（約3.7m/s）が主流部で発生する。

以上の結果より，計画高水流量規模では35.2km付近から下流において導流堤上を乗り越える流れが顕著に生ずること。また宇治川と木津川合流後河道も河積阻害によって流況に悪影響を与えていることから，導流堤（隔流堤）を残存させる場合でも35.2km付近から下流は撤去した方が良いと考えられる。

(2)導流堤（隔流堤）先端部を撤去した場合の検討（ケース４－２－１，４－２－２）

先のケース４－１の検討結果より，導流堤を残した場合，この先端付近が低水路内左岸側に片寄っていることから，木津川および宇治川からの流れを阻害し，また導流堤を乗り越える流れもあり，この付近の流況に悪影響を与えていることが明らかとなった。よって，ここでは導流堤を乗り越える流れが顕著に見られ，流況的に好ましくないと考えられた35.2km地点から下流の導流堤を図-5.1.30に示すように撤去した検討を行った。

① 水位について

実験結果の水位縦断図を先の図-5.1.28に比較図として示す。これより次のようなことが明らかとなる。導流堤先端部を撤去したことによって，35.2km付近から上流の宇治川と木津川の合流後河道，および桂川と宇治川河道の水位は，Q_T＝6,000m³/s（ケース４－２－２）で約0.3m低下する。これに対し，Q_T＝13,600m³/s（ケース４－２－１）では約0.1m程度の低下であり，流量増に伴ってその効果は小さくなる。木津川については，Q_T＝6,000m³/sで同様に落差工地点まで水位が約0.3m低下するが，Q_T＝13,600m³/sでは導流堤の有無，一部撤去による違いはほとんど見られず，その影響はほとんど生じていない。

② 流況，流速について

実験結果の流況図を図-5.1.31(1)，5.1.31(2)に示す。Q_T＝13,600m³/s時は，導流堤（隔流堤）天端の水深が約4.0m前後に達し，37.0km～36.6km間付近で桂川の左岸側高水敷上の流れが宇治川河道に流入する。

その後低水路法線に沿って流下し，35.6km付近から下流は木津川の合流の影響によって，宇治川の流れが導流堤（隔流堤）上を乗り越えて桂川河道側へ流入する。このため，これまでのケースと同様に35.4km～35.0km間付近の右岸側高水敷上の流れが速い傾向となっている。ただし，導流堤（隔流堤）先端部の撤去によって，35.4km付近から下流における木津川の流れは，右岸側に寄る傾向が緩和され，流速も軽減している。

Q_T＝6,000m³/s時は，導流堤（隔流堤）天端の大半が露出し，各々の河道を流下する。宇治川と木津川の背割堤（導流堤）先端では，木津川の高水敷上の流れが宇治川河道側へ流入す

る。しかし，先のケース３－２－１と同様に宇治川，桂川の導流堤先端部の撤去により，35.4km付近から下流の木津川河道および三川合流後河道の流速が横断方向に一様化し，かつその値も軽減している。

いっぽう，先の計画河道時における導流堤撤去案に対し，導流堤のある場合のQ_T＝6,000m^3/s時では，37.0kmから下流のこの部分で桂川の流速が約1.5倍程度に増大する。しかし，Q_T＝13,600m^3/sでは，水位と同様に増加傾向は小さくなる。

５－１－８　実験結果のまとめ

１）計画河道の落差工分散案の水理現象

①　宇治川および桂川の合流点付近の洪水時の水位は，河床勾配と流量の大きい木津川の合流によってせき上げ背水の影響を受け，水面勾配が非常に緩やかとなる。

②　Q_T＝13,600m^3/s時（Ｃ型流量配分）の水位は，宇治川および桂川がＨ．Ｗ．Ｌを若干上回り，淀川と木津川はＨ．Ｗ．Ｌ以下となる結果が得られた。また木津川の水位は，2.8km地点の落差工上下流で水面勾配が大きく変化し，下流側の1.0km地点落差工は水位に与える影響は少ないことが明らかとなった。

③　木津川2.8km地点の上流側落差工は，いずれの流量時においても落差工上流約800m(3.6km)付近まで低下背水となり，この区間で高流速が発生する。とくに三川合流量Q_T＝6,000m^3/s（Ｃ型流量配分）では，落差工地点で限界水深となり，低下背水区間は約5.0m/s～6.5m/sの流速が発生する。これに対し，流量が増大すると潜り越流となるため，むしろ流速が低下する傾向となる。

④　1.0km地点の下流側落差工は，各流量時とも潜り越流状態となり，水面変動も少なく，かつ落差工上下流での流速の縦断的な変化も小さい。

⑤　三川合流部付近は，木津川と宇治川の背割堤先端部で木津川の高水敷上の流れが宇治川，桂川合流後の河道へ流れ込む。さらにこの木津川の合流による影響によって，34.4km～35.4km間付近の低水路右岸寄りの流れが速い傾向となる。

２）修正案法線形による落差工集中案の水理現象

①　計画河道（第３案法線形）の検討結果より，合流点付近の流況的に良くない箇所，および木津川において落差工分散案と集中案の両者とも河岸に流れが集中したり，高水敷上に乗

り上げる流れ等の発生する箇所の軽減を目的とした予備的検討を行った。この結果図－5.1.10および図－5.1.13に示したような修正案法線形とした方が流況的な問題点は改善されることが明らかとなった。

② 修正案法線形の落差工集中案における1.2km地点の上流側落差工は，いずれの流量時においても落差工上流約400m（1.6km）付近まで低下背水の影響が生じ，この区間で流速が増大する。また，落差工地点では，Q_T＝6,000m³/s時においてほぼ限界水深となるが，合流量が増大すると潜り状態となるため落差工上下流の水位差が小さくなる。

③ 宇治川および桂川の水位はこれまでと同様に木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，水面勾配が非常に緩く，このため流量配分比の違いによる水位の変化も小さい。

④ Q_T＝13,600m³/s時（C型流量配分）の水位は，先の落差工分散案と同様に宇治川および桂川がH．W．Lを若干上回り，淀川と木津川はH．W．L以下となる結果が得られた。また木津川の落差工地点では，潜り越流の状態で上下流の水位差も小さいが，ここが水面勾配の変化点となり，上流側河道が約1/1200，合流後の淀川本川も含めた落差工下流側河道が約1/5000の勾配となる。

⑤ Q_T＝6,000m³/s時には，1.2km地点落差工付近の上流左右岸高水敷に露出する部分が存在する。合流量を一定とし，木津川の流量を多くするとこの高水敷の露出部分が少なくなるが，落差工下流左右岸高水敷での死水域が反対に増大する。その結果1.2km落差工上で最大約6.6m/sの高流速が発生する結果が得られた。

⑥ Q_T＝9,000m³/s時になると，落差工付近の高水敷の露出部分が消滅する。しかし，合流量が一定で，木津川の流量が多くなると，落差工下流左右岸高水敷の死水域が増大し，かつ落差工上で高流速（C型流量配分で約6.2m/s）が発生する。

⑦ Q_T＝13,600m³/s時には，他の流量時のように落差工地点で流速が極端に増大するようなこともなく，また越流時の水位変動も少ない。しかし，落差工上流では，河道の湾曲によって5.4km付近右岸，4.6km付近左岸，3.2km付近右岸および1.6km付近左岸が水衝部となり，かつ低水路の流れが高水敷上に若干乗り上げる所も見られる。

⑧ 落差工分散案と集中案では，いずれの流量時においても落差工集中案の方が水面勾配の急

変，および水位低下量が小さく，かつ落差工上流部の低下背水区間も短い。したがって，流速も落差工集中案の方が小さく，河床変動および局所洗掘防止のうえからも有利と考えられる。

3）導流堤（隔流堤）を残した場合の検討

（1）現況の導流堤を全部残した場合

① 計画河道において宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）を残存させた場合，撤去時の水位に対し，合流量Q_T=6,000m^3/s，13,600m^3/s時とも35.0km付近から水位が高くなり，37.0km地点で前者が約0.45m，後者は約0.8m上昇することが明らかとなった。

② Q_T=13,600m^3/s時の水位は，宇治川および桂川でH．W．Lを約0.4m上回る（導流堤なしのとき約0.1m～0.2m）。木津川は，Q_T=13,600m^3/sでは水位に影響を及ぼさないが，Q_T=6,000m^3/s時には落差工地点まで約0.6mの水位上昇が見られる。

③ 三川合流部付近の流況は，木津川の流勢が強いことから，まず木津川と宇治川の背割堤（導流堤）先端付近から木津川の流れが宇治川河道の流れを右岸に追いやる傾向となる。Q_T=13,600m^3/sでは，その後約35.2km付近から下流の宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）上を乗り越える流れが顕著に見られ，このため桂川の流れが右岸側へ寄り，高水敷上へ若干乗り上がる状況となる。

④ 木津川合流後は，導流堤（隔流堤）によってこの先端付近の河積が縮小するため，流速が増大する傾向となる。

（2）導流堤（隔流堤）先端部を撤去した場合の検討

① 導流堤を残した場合，この先端付近が低水路内左岸側に片寄っていることから，木津川および宇治川からの流れを阻害し，また導流堤を乗り越える流れもあり，この付近の流況に悪影響を与えていることが明らかとなった。よって，ここでは導流堤を乗り越える流れが顕著に見られ，流況的に好ましくないと考えられた35.2km地点から下流の導流堤を撤去した検討を行った（図-5.1.30）。

② 導流堤先端部を撤去したことによって，35.2km付近から上流の淀川および宇治川と桂川の水位は，Q_T=6,000m^3/sで約0.3m低下する。これに対し，Q_T=13,600m^3/sでは約0.1m程度の低下であり，流量増に伴ってその効果は小さくなる。

③ 木津川については，$Q_T=6,000m^3/s$で同様に落差工地点まで約0.3m水位が低下するが，$Q_T=13,600m^3/s$では，導流堤の有無，一部撤去による違いはほとんど見られず，その影響は見受けられない。

④ 計画河道における宇治川，桂川の導流堤が無い場合に対し，導流堤が有る場合の$Q_T=6,000m^3/s$時では，37.0kmから下流のこの部分で桂川の流速が約1.5倍程度に増大する。しかし，$Q_T=13,600m^3/s$では水位と同様に増加傾向は小さくなる。

⑤ 導流堤先端部の撤去により，35.4km付近から下流における木津川の流れは，右岸側に寄る傾向が緩和され，流速も軽減する。

5－2．移動床模型による検討

5－2－1　概要

固定床実験で得られた計画河道の修正案低水路法線形，および木津川の落差工案（分散案，集中案）に対する河床変動状況と問題点の把握，検討を行った。さらにこの両者の落差工の検討結果より，河床高の維持効果が比較的得られた落差工集中案を基本とし，河床変動が少なく，より河床高維持効果の得られる対策案について検討した。河床変動の軽減策としては，その効果が期待できる低水路の拡幅と法線形の修正を基本とし，落差工上流の問題箇所を可能な範囲で拡幅と修正を行いその効果と問題点を把握した。さらにその上で問題箇所に対する諸対策について検討を行った。なお，河道形状は，木津川の5.6kmより上流が現況河道の場合，および全てが計画河道時の場合，また段階施工時的な検討として，落差工が設置され，その上流が現況河道時の現象と必要対策工等についての検討も行った。

5－2－2　実験条件

三川合流量Q_T=13,600m^3/s，9,000m^3/sおよび6,000m^3/sを計画量配分比で通水した検討を実施した。実験は現況河道の移動床実験と同様に，河床波の発達と局所洗掘等の河床変動が安定する時間，および測定時間等を考慮して1時間（模型）の通水とした。これらの実験条件一覧表を表－5．2に示す。下流端水位は，固定床時と同様に先の図－4.1.1に示す32.2km地点のH～Q図を用いて設定した。なお計画低水路幅の修正にあたっては，現計画の180mを基本とし，最大修正可能低水路幅は220mであり，かつ高水敷幅は最低50mを確保するものとした。

5－2－3　落差工分散案の検討

固定床実験で得られた計画河道の低水路修正案法線形に対して，木津川の落差工を1.0km地点（落差Δh＝2.0m，天端高T.P. 4.34m）および2.8km地点（落差Δh＝2.3m，天端高T.P. 8.362m）に設置した分散案についての河床変動状況，落差工の設置効果と問題点等についてここでは検討を行った（ケースⅡ－1－1，Ⅱ－1－2）。なお，落差工の構造は，先の固定床実験に用いた直壁式取付擁壁案（図－5.1.3）と護岸式取付擁壁案（図－5.2.1(1),5.2.1(2)）があり，この両者についての流況を把握した。

1）ケースⅡ－1－1（Q_T＝13,600m^3/s，C型流量配分）

三川合流量Q_T＝13,600m^3/sを計画流量配分比（C型流量配分）で通水した実験である。なお，本ケースの落差工は直壁式取付擁壁案とした検討を行った。落差工上下流の護床工は，現地ブロック重量約2.8t相当（模型重量約13g，粒径約17.0mm）の砕石を厚さ約2.0mで敷設した。

表－５．２　実験条件一覧表

実験ケースNO	河道形状	流量（m^3/s）				下流端水位（O.P㎜）	通水時間（分）
		合計流量	木津川	宇治川	桂川		
Ⅱ－１－１	・計画河道（固定床修正案低水路法線形） ・落差工分散案(1.0k㎜,2.8k㎜)	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅱ－１－２	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60
Ⅱ－２－１	・計画河道（固定床修正案低水路法線形） ・落差工集中案(1.0k㎜,1.2k㎜)	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅱ－２－２	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60
Ⅱ－３	・計画河道（河床高変更） ・落差工なし	13,60	6,100	2,400	5,100	15.10	60
予備実験１～３	・計画河道 ・落差工集中案	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅲ－１	〃	6,000	2,700	1,050	1,250	10.83	60
Ⅲ－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60
Ⅲ－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅳ－１	・全川計画河道	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅳ－２	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅳ－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60
Ⅴ－１	・落差工下流計画河道，上流は現況河道 ・落差工集中案	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60
Ⅴ－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	〃	60
Ⅴ－３－１	〃	6,000	2,700	1,050	2,250	10.83	60
Ⅴ－３－２	〃	9,000	4,000	1,600	3,400	12.65	60
Ⅴ－３－３	〃	13,600	6,100	2,400	5,100	15.10	60

(1)水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.2に示す。これまでの結果と同様に，宇治川および桂川河道は，河床勾配とともに流量の大きい木津川の合流によって，せき上げ背水の影響を受け，水面勾配が穏やかとなっている。淀川および木津川河道はH．W．L以下の水位であるが，宇治川と桂川はH．W．Lを上回る（約0.4m～0.8m）水位となっている。また，木津川の4.0km付近から上流を除いて固定床実験結果の水位よりいずれも若干高くなっており，小規模河床波の発達により河床抵抗が大きくなているものと判断される。落差工地点の水位変化は，河床変動によって小さくなっており，とくに固定床時に落差工地点で生じた水面勾配の急変が見られなくなっている。

(2)流況，流速について

実験結果の流況図を図－5.2.3に示す。宇治川および桂川河道は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，流れも遅くほぼ低水路法線に沿って流下する。木津川河道は，2.8kmの落差工地点から上流の約5.0km地点間付近においての落差工の低下背水の影響によって流速が増大する。とくに2.8km地点の落差工天端から3.2km地点右岸付近で約5.9m/sの高流速が発生する。落差工上の流れは，潜り状態であるが，この下流約100m間付近まで水面変動が激しい。これに対し，1.0km地点の下流側落差工は，同様に潜り状態で越流するが，ここでは下流水位の影響がより大きく，したがって水面の変動も少ない。宇治川と木津川の背割堤先端の高水敷部は，固定床時と同様に木津川の高水敷上の流れが宇治川河道側に流れ込む。このため三川合流後の34.2km～35.2km間付近の低水路右岸側の流れが若干速い傾向となっている。

(3)河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.4に，落差工周辺の河床状況を図－5.2.5(1)，5.2.5(2)に示す。

河床変動状況は，流況で述べたように2.8kmの落差工地点から上流側河道の約5.0km地点付近までは，落差工による低下背水の影響によって，河床が大きく低下して（平均河床高で約1.5m～2.0m低下），その土砂が1.0km～2.8kmの落差工間と1.0km地点の落差工下流側に大量に堆積する。また，この木津川河道には，単列の砂礫堆が形成され，現況河道の高水敷化した形状に回帰する傾向となる。これらの砂礫堆の形成および河道の湾曲に伴う水衝部位置は，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.6km～3.0km右岸，1.4km～1.0km右岸に発生する。とくに2.8kmの落差工上流側河道の4.8km～4.2km間左岸，および3.6km～3.0km間右岸の局所洗掘が非常に大きく，模型床版（初期河床より約６m下がり）が露出するような状態であった。よって，2.8km地点の落差工から下流河道は，上流からの流出土砂が大量に堆積し，落差工および低水

路が埋ってしまうような状況にあり，河床維持の効果は小さいと判断される。宇治川と桂川の合流後河道（導流堤撤去案）の36.4km～35.4km間は，全体に河床低下の傾向であるが，三川合流後の淀川本川河道の河床変動はかなり少ない。

2）ケースⅡ－1－2（Q_T=6,000m^3/s，C型流量配分）

この実験は，先のケースⅡ－1－1に対して流量規模を変えた場合の水理現象および河床変動状況等について検討したものである。なお，前ケースで生じた水衝部の局所洗掘箇所について，ここでは図－5.2.6に示す範囲に根固工を敷設して検討を実施した。根固工は，敷設幅6.0m，厚さ2.0mとし，現地重量約400kg相当の砕石（模型重量約1.9g，粒径約10mm）を用いた。これは現況河道の移動床実験より重量を軽くしたものを使用している。さらに落差工は，前ケースの直壁式取付擁壁案に対し，ここでは護岸式取付擁壁案を用いた検討を実施した。

(1)水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.2.7に示す。先のケースⅡ－1－1の水位に対し，流量規模の違いにより，木津川の2.8km地点の落差工より上流河道で約3.0m～3.5m低く，この落差工より下流河道および淀川，宇治川，桂川河道は約4.0m水位が低い。ただし，水位の縦断的な変化および勾配はほぼ同一傾向となっている。なお，固定床実験結果（ケースⅡ－1－2）より落差工下流河道の水位が全体に高い傾向となり，落差工上流ではほぼ同じとなっている。さらに固定床実験の2.8km地点落差工付近で見られた水面勾配の急変も，河床変動によってかなり小さくなっている。

(2)流況，流速について

実験結果の流況図を図－5.2.8に示す。宇治川および桂川河道は，これまでと同様低水路内主流部の流れも遅く，かつ低水路法線に沿って流下する。木津川河道は，2.8kmの落差工地点から上流の約4.8km地点間河道の高水敷が露出し，低水路内のみの流れとなる。このため，2.8km地点の上流側落差工天端から3.2km地点右岸付近に約4.3m/sの最大流速が発生し，縦断的に見て他の地点の約二倍程度の流速となっている。落差工地点の流れは，水位が若干低下する程度で依然として潜り越流の状態にある。この落差工下流では，ケースⅡ－1－1と同様に約100m間にわたり，とくに右岸側で水面変動が激しい。1.0km地点の下流側落差工はさらに水位変化等も小さく，完全な潜り越流の状態となる。したがって，落差工地点で流速が増大するような状況も生じていない。いっぽう，三川合流部および淀川は，ほぼ一様な流れを呈しており，とくに問題となるような現象は見られなかった。さらに，本ケースは落差工を護岸式取付擁壁案としたが，流量も異なることから有意な差は見受けられなかった。

(3)河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.9に，落差工周辺の河床状況を図－5.2.10(1)，5.2.10(2)に示す。河床変動状況は，先のケースⅡ－1－1と同様に2.8kmの落差工地点から上流の約5.0km付近間の河床低下が著しく，この土砂が1.0km～2.8kmの落差工間と1.0km地点の落差工下流側に大量に堆積している。このときの平均および最深河床高の縦断変化もQ_T＝13,600m^3/s時（ケースⅡ－1－1）と同一傾向を示すが，その変化は本ケースの方が少ない。しかし，流量規模の違いに対して，極端に小さくはなっておらず，むしろ落差工上流の河床低下範囲が大きくなっている。また砂礫堆の形成および河道の湾曲に伴う水衝部位置は，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.6km～3.2km右岸，1.4km～1.0km右岸に発生している。この水衝部位置は，流量規模の違いによって大きく異なることはないようである。本ケースは，この水衝部箇所のの護岸前面に根固工を敷設してみたが，落差工上流の河床変動がかなり大きく，その防止効果はあまり得られなかった。いずれにしても前ケースと同様に，2.8km地点の落差工から下流河道は，上流からの流出土砂が大量に堆積し，落差工および低水路が埋ってしまうような状況にあり，落差工分散案の河床維持効果は少ないものと判断される。

5－2－4　落差工集中案の検討

固定床実験で得られた計画河道の低水路修正案法線形に対して，木津川の落差工を1.0km地点（落差△h＝2.0m，天端高T.P.4.34m）と1.2km地点（落差△h＝2.3m，天端高T.P.6.806m）に設置する落差工集中案について検討したものである。通水流量は，先の落差工分散案と同一条件とし，そのときの河床変動状況，落差工の設置効果と問題点等について調べた。なお，落差工は護岸式取付け擁壁案とし，上下流の護床工に用いたブロック重量等の諸元は分散案と同じである。

1）ケースⅡ－2－1（Q_T＝13,600m^3/s，C型流量配分）

（1）水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.2.11に示す。淀川および木津川河道はH．W．L以下の水位であるが，宇治川と桂川はH．W．Lを上回る（約0.4m～0.8m）水位となっている。この状況は，落差工分散案のケースⅡ－1－1とほぼ同じである。また，固定床実験結果（ケース3－3）で生じていた落差工地点の水位差は，河床変動によってかなり小さくなっている。木津川の3.0km付近から上流河道は，固定床実験水位より低く，他は反対に若干高い傾向となっており，河床変動や河床抵抗の違いによる差異が生じているものと考えられる。

（２）流況，流速について

実験結果の流況図を図－5.2.12に示す。木津川河道は，1.2kmの落差工地点から上流の約4.0km地点間付近における流速が他の地点より大きい。とくに1.2km地点の落差工天端は約5.0m/sの高流速が発生している。また，落差工上流の御幸橋橋脚が流れを阻害しており，この影響も大きい。落差工上の流れは，潜り状態であり，上下流の水位差によって，約60m下流付近まで水面の変動が見られる。1.0km地点落差工は，さらに下流水位の影響を受け，落差工上で水位変化も生じないような状況を呈している。三川合流部は，ほぼ一様な流れであるが，35.8km～35.0km間付近の宇治川と桂川合流後河道側の流速が木津川河道より大きい。

（３）河床変動状況について

河床変動平面図を図－5.2.13に，落差工周辺の河床状況を図－5.2.14に示す。落差工を分散案としたときと同様に，木津川河道には単列の砂礫堆が形成される。この砂礫堆形成に伴う水衝部位置も，落差工の分散案とほぼ同じであり，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.6km～3.0km右岸，1.5km～1.8m左岸および1.4km～1.0km右岸に発生する。とくに落差工上流の5.8km～3.0km間付近の河床変動が大きく，この付近の河床が大きく低下して，その土砂が主として落差工間および落差工下流に大量に堆積する結果となっている。このような全体の河床変動傾向，すなわち平均および最深河床高の縦断変化も，先の落差工分散案とほぼ同じ傾向である。しかし，その変化量は本ケースの落差工集中案の方が少なく，したがって河床維持効果は若干得られているようである。いずれにしても，木津川河道の5.0km～3.0km間付近は，淀川本川の計画河道に対する水位低下や落差工の影響によって，上位流側河道の河積に対して小さくなるような状態である。このため掃流力が増大して河床低下をより助長しているものと考えられる。

２）ケースⅡ－２－２（Q_T＝6,000m^3/s，Ｃ型流量配分）

この実験は，流量規模の違いによる水理現象および河床変動状況について検討したものである。なお前ケースで生じた水衝部の局所洗掘箇所について，ここでは図－5.2.15に示す範囲に根固工を敷設した検討を実施した。根固工は，敷設幅が6.0m，厚さ2.0mとし，現地重量約400kg相当の砕石（模型重量1.9g，粒径約10mm）を用いた。

（１）水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.2.16に示す。先のケースⅡ－２－１の水位に対し，木津川の2.0km付近から上流河道で約3.0m～3.5m低く他の河道模型内では約4.0m前後水位が低い。また，ケースⅡ－２－１の木津川河道の水面勾配は，Ｈ．Ｗ．Ｌの勾配より若干緩やかであったのに対し，本ケースでは逆に急勾配となっている。いっぽう，これらの水位は，固定

床実験結果に対し，河床変動や河床抵抗等の違いにより，木津川の落差工上流側で水位が若干低く，落差工下流および他の河道は反対に水位が高い傾向となっている。したがって，固定床実験で生じていた落差工地点の水位差（約1.0m）が移動床では約0.2mとかなり小さくなっている。

（2）流況，流速について

実験結果の流況図を図－5.2.17に示す。宇治川および桂川河道は，穏やかな流れであり，水理的に問題となるような現象は見受けられない。木津川河道は，1.2kmの落差工地点から上流の約4.8km地点間河道の高水敷が露出し，低水路内のみの流れとなる。この区間では下流に向かって流速が増大し，落差工天端で最大約5.0m/sの高流速が発生する。なお，この落差工地点から約4.8km地点間の最大流速は，Q_T＝6,000m^3/sおよび13,600m^3/s時ともほぼ同じである。これはQ_T＝6,000m^3/s時においてこの区間が低水路内のみの流れになっているためと考えられる。1.2kmおよび1.0km地点の落差工はこれまでと同様に潜り越流の状態であり，1.2kmの落差工直下流の約100m間で水面の変動が見られる。しかし，1.0kmの落差工地点では，水位の変動もほとんどない状態である。いっぽう，三川合流部および淀川は，先のケースⅡ－1－2と同様にとくに問題となるような現象は見受けられないようであった。

（3）河床変動状況について

河床変動平面図を図－5.2.18に，落差工周辺の河床状況を図－5.2.19に示す。木津川河道は，これまでと同様に単列の砂礫堆が形成される。この砂礫堆形成や河道の湾曲に伴う水衝部位置は，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.0km～3.4km右岸，1.8km～1.6km左岸および1.4km～1.0km右岸に生ずる。この水衝部位置は，流量規模の違いによって大きく変化するようなこともないようである。しかし，河床変動量は，ケースⅡ－2－1より少なくなっている。なお，本ケースも水衝部の護岸前面に根固工を敷設したが，洗掘規模の大きい4.8km～4.4km左岸，3.4km～3.2km右岸は，根固工の大半が崩落する状況にあり，その防止効力あまり得られなかった。しかし，洗掘規模が比較的小さい1.8km～1.6km間左岸および1.4km～1.0km間右岸は，根固工の崩落や沈下も少なく，護岸前面の洗掘防止が可能な状況であった。三川合流部および淀川河道は，若干河床低下傾向であるが，河床変動は少ない。

以上の結果より，河床変動状況は，先の落差工分散案とほぼ同じ傾向であった。しかし，その変動量は落差工集中案の方が少なく，かつ河床維持効果も若干得られるようである。ただし依然として落差工上流側（3.0km～6.0km間付近）の河床が大きく低下して，その土砂が落差工間および落差工下流に大量に堆積する結果となっている。

５－２－５　落差工なしの場合の概略検討

これまでの検討結果より，落差工の分散案および集中案とも木津川の河床高を効果的に維持することはかなり困難であることが判明した。よって，ここでは落差工を設けないで，仮りに図－5.2.20に示すように木津川の０k㎜地点を計画河床高とし，ここと5.6k㎜地点の現況河床高を結ぶ河床勾配（約1/640）とした場合の河床変動状況について調べた（落差工設置時の河床勾配は1/1,250である）。実験は，Q_T＝13,600m³/s（Ｃ型流量配分）を通水した検討を実施した（ケースⅡ－３）。

（１）水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.2.21に示す。木津川の河床勾配が落差工案に対して約２倍になったにもかかわらず，先の落差工分散案（ケースⅡ－１－１）の水位とほぼ同じ結果となっている。これは淀川本川の水位の影響によって，木津川の合流点付近から一定の範囲は，河床高が若干変っても水位にまで影響が生じないためと考えられる。水位は，宇治川，桂川および淀川本川でＨ．Ｗ．Ｌを上回っており，下流端設定水位の違いによる影響が若干生じているようである。

（２）流速，流況について

実験結果の流況図を図－5.2.22に示す。宇治川および桂川河道は，これまでの同一流量条件の結果と同じである。木津川河道の流速は，落差工設置時の落差工天端から直上流付近を除くと，落差工設置時よりもむしろ増大しており，かつ河床変動も大きい。最大流速は，5.6k㎜～2.8k㎜間付近で約4.3m/s～4.9m/sの高流速が発生し，その後2.4k㎜～0.8k㎜間付近で約4.0m/s～3.7m/sとなっている。とくに4.4k㎜付近の左岸および3.2k㎜付近の右岸の低水路河岸沿いに流れが集中する傾向が強い。いっぽう，木津川の0.4k㎜付近より下流および三川合流部と淀川の流れは，最大流速が約2.5m/s～3.0m/sと低減する。

（３）河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.23に示す。木津川河道は，これまでと同様に単列の砂礫堆が形成される傾向となる。水衝部位置は，5.6k㎜～5.2k㎜右岸，4.8k㎜～4.2k㎜左岸，3.8k㎜～3.0k㎜右岸および1.4k㎜～1.0k㎜右岸に発生しており，これは落差工分散案設置時と同位置である。また，平均および最深河床高の縦断変化も，落差分散案とほぼ同様の傾向を示す。すなわち5.8k㎜～3.0k㎜間付近の河床勾配が急勾配となる地点では，河床低下傾向となり，この洗掘土砂が０k㎜～2.5k㎜間付近に大量に堆積する。なお木津川以外の河床変動は比較的少ない。

以上の結果より，木津川の０k㎜地点を計画河床高とし，これと5.6k㎜地点の現況河床高を結

ぶ勾配（約1/640）とした場合，落差工分散案とほぼ同じ河床変動量であり，分散案では落差工の設置効果は少ないことが判明した。

5－2－6　低水路法線形の修正と対策工案（落差工集中案）の検討

計画河道案の移動床実験結果では，木津川の落差工分散案，集中案とも河道内には単列の砂礫堆が形成され，現況の高水敷化した河道形状に回帰する傾向となる。このような砂礫堆の形成および河道の湾曲に伴う水衝部の発生と河床変動に加え，木津川の5.6k㎞付近から下流河道では，淀川本川の計画河道への改修による水位低下とともに，落差工の影響によって掃流力がかなり増大する。このため落差工上流の河床が大きく低下して，その土砂が落差工間と下流側落差工直下流に大量に堆積する。とくに落差工分散案の方がこのような河床変動傾向が強いことが明らかとなった。

以上のような結果より，ここでは河床変動量が若干少なく，河床高の維持効果がやや得られている落差工集中案を基本として，河床変動が少なく河床維持効果のさらに得られる対策案を検討しようとするものである。河床変動の軽減策としては，その効果が期待できる低水路の拡幅と法線形の修正を基本とし，落差工上流の問題箇所を可能な範囲で拡幅と修正を行い，さらにその上で問題箇所に対する諸対策の検討を行うこととした。なお，低水路幅は現計画の180mを基本とし，最大修正可能幅は220mであり，かつ高水敷幅は最低50mを確保するものとした。

1）予備実験による河床変動軽減効果の検討

木津川の落差工集中案に対する河床変動軽減策として，低水路法線形の修正による概略の効果および局所洗掘の対策工案等について予備的な検討を行った。なお，落差工上下流の護岸工ブロックは，現地重量約2.2t相当のブロック（模型2㎝×2㎝×1.0㎝の立方体のモルタル製，重量約10.2g）を用いた。ブロックは連結した形を考え，布の上に張り付けて敷設した。実験はQ_T＝13,600m^3/s（C型流量配分）を通水し，木津川河道のみを対象として検討を行った。

（1）予備実験1（修正第Ⅰ案法線形）

3.0k㎞～5.6k㎞間に生ずる水衝部の洗掘軽減を目的として，低水路法線形の修正案について検討した。低水路法線形は，図－5.2.24に示すように，洗掘が著しい3.2k㎞付近右岸，4.4k㎞付近左岸および5.0k㎞付近右岸の高水敷を幅50mまで後退させ，かつ低水路幅を3.0k㎞地点で185m，4.6k㎞で215mに拡幅した。さらに4.6k㎞～5.6k㎞間で現況河道へすり付ける形状とした。この実験結果の河床高縦断図を図－5.2.25に，河床変動平面図を図－5.2.26に示す。木津川の通水時の状況は，まず7.0k㎞～5.0k㎞間の河道で左岸に大きく湾曲しており，6.0k㎞地点から下流側の

低水路右岸沿いの流れが速く，5.6km～5.2km間の低水路右岸沿いで流速が約4.0m/sとなり，局所洗掘深も4.0m～5.0mと大きい。5.4m～4.4km間は，河道が若干右岸側へ湾曲しているため，湾曲部終端付近の4.6km～4.2km間河道の低水路左岸側が水衝部となり，4.4km付近から高水敷へ乗り上がる流れが見られた。さらに低水路左岸側の速い流れは，徐々に右岸側に移り，3.4km～3.0km間では低水路右岸側が速くなり水衝部となる。反対に低水路左岸側は，土砂が堆積し固定砂州の形成が観察された。水衝部の洗掘は，5.6km～5.0km間付近右岸で2.0m～4.5m，4.6km～4.0km間の低水路左岸で2.0m～4.0m，3.6km～3.0km間の低水路右岸で3.0m～5.0mに達しており，いずれも護岸沿いで発生している。また，1.8km～1.5km間の低水路左岸，1.4km～1.0kmの低水路右岸でも同様，護岸沿いに2.0m～3.0mの深掘れが生じていた。水衝部箇所の対岸は，固定砂州が形成され，これとともに流れが固定され，深掘れをさらに助長しているようである。

以上の結果より，5.6km～3.0km間の河床高は，低水路法線形の修正および拡幅により，最深河床高で1.0m～2.0m，平均河床高で0.5m～1.0mそれぞれ修正原案に比べて小さくなり，河床変動量の軽減効果が得られた。しかし，水衝部においては，依然として低水路河岸沿いの洗掘深が大きい。

（2）予備実験2（修正第Ⅱ案法線形）

予備実験1による検討の結果，河床変動を軽減させる効果はある程度得られたが，依然として水衝部箇所の洗掘が大きかった。よって，予備実験2ではさらに低水路法線形の修正を行い，河床変動をより軽減させようとするものである。低水路法線形の修正案としては，4.2km～3.4km間付近の低水路法線を全体に左岸側に後退させて，より曲率を少なくした形状に修正した案で検討することにした。この修正案低水路法線形を図－5.2.27に，実験結果の河床高縦断図を図－5.2.28に示す。木津川の流れは，前ケースと同様に，5.6km～5.0km間付近右岸，4.8km～4.2km間付近左岸が水衝部となる。4.8km～4.2km間付近左岸に集中した流れは，河床沿いを3.6km付近まで流下し，その後右岸側方向に向うが修正第Ⅰ案よりやゝ下流に移行していた。しかし，4.2kmより下流の水衝部位置は，修正第Ⅰ案と同じく3.6km～3.0km間付近右岸で発生している。さらにこの下流では，1.8km～1.5km間付近左岸，1.5km～1.0km間付近右岸が水衝部となり，修正第Ⅰ案と同様の傾向を呈している。この水衝部箇所の洗掘深は，3.0kmより上流箇所で約3.0m～5.0mとなり，1.8km付近左岸および1.5km付近右岸で約2.0m～3.0mである。また，5.4km～5.0km間付近左岸，4.2km～3.8km間付近右岸および，3.2km～2.8km間付近左岸に形成されている砂礫堆は，修正第Ⅰ案に比べ規模が若干小さくなったようである。これは4.0km～3.0km間付近左岸の低水路法線を後退させたことによって，流れが一様化する傾向になったものと考えられる。したがって，5.0km～2.6km間の河床は，全体に洗掘位置が下流に移り，修正第Ⅰ案よ

り左右岸での高低差が少なくなっている。

以上の結果より5.0k㎞～2.6k㎞間の最深河床高は，修正第Ⅰ案より若干低減したが，水衝部で生じる深掘れを効果的に軽減させるまでには至らなかった。

（3）予備実験3

予備実験2の結果より，河床変動をさらに軽減させるためには，低水路法線形の修正とともに低水路幅の拡幅が必要である。しかしながら，低水路幅の最大修正可能幅が220mで，かつ高水敷幅を最低50m確保するという条件のもとでは，これ以上の修正が困難である。よって予備実験3では，水衝部箇所の低水護岸の維持が困難と思われる地点に水制および根固工を設置して，河岸沿いの洗掘防止を図ろうとした検討を実施した。なお，水制設置箇所は，河岸沿いの洗掘が大きい5.2k㎞付近右岸，4.4k㎞付近左岸，3.4k㎞付近右岸とし，他の1.6k㎞付近左岸および1.2k㎞付近右岸は根固工を敷設した。この対策工案の設置位置，諸元を図－5.2.29に示す。水制工は，現況河道の対策工案の検討に用いた透過型の杭出し水制であり，杭径0.36m，杭間隔1.5mで4列の千鳥としたものである。水制長は，計画低水路幅（180m）の1割（18m）とし，水制の設置間隔は水制長の2倍（36m），水制高は計画河床高より3.0m高とした。なお，上流側2基の水制は，水制自体の先端部付近の洗掘を軽減させるため，水制長を10m，15mと短くした。さらに水制基礎の根固工は，現地重量約400kg相当の砕石（模型重量1.9g，粒径約10㎜）を用いて計画河床高に敷設（厚さ2.0m）した。いっぽう，護岸根固工は水制基礎の根固に用いたものと同一のものを敷設幅6.0m，敷厚2.0mで設置した。

この実験結果の河床高縦断図を図－5.2.30に，対策工周辺の河床変動状況を図－5.2.31(1)～(3)に示す。5.6k㎞～5.2k㎞間付近の低水路右岸の水制設置区間は，河岸沿いから離れた場所が最深部となり，その洗掘深も水制なしの場合に対して若干軽減されている。最深部の河床高は，5.4k㎞＋80m地点で，約O.P.8.50m（約3.4mの洗掘）となり，その位置は，河岸より約30m離れている。なお，水制設置区間の河岸沿いの水制背後の河床はほとんど変動が生じていない。ただし，水制先端部の3.0m～4.0m範囲は，水制基礎の根固が崩落したり沈下が生じていた。4.8k㎞～4.2k㎞間付近左岸の水制設置区間でも最深部は河床から離れた位置に生じ，かつ洗掘深も水制なしに比較して若干軽減されている。3.8k㎞～3.0k㎞間の低水路右岸の洗掘状況も，他の水制設置区間で見られた傾向と同様に最深部が護岸より離れた位置に生ずる。最大洗掘深は，3.2k㎞地点の低水路河岸より約30m離れた河道内で発生しており，河床高は約O.P.4.92m（約5.0m洗掘）となっている。根固工の敷設箇所である1.8k㎞～1.6k㎞間付近左岸では，根固工幅の約半分（3m）で崩落や沈下が生じていたが，河岸沿いは初期形状が保持されている。さらに下流側1.5k㎞～1.0k㎞間付近の低水路右岸でも，約2.0m～4.0mの洗掘が生じており，同様に根固工幅の約半分で沈下や崩落が生じている。落差工地点の低水路左岸側には，固定砂州

が形成され，1.2km地点落差工が右岸側の約1/2，1.0km地点落差工は右岸の一部を残して堆積する。1.2km地点の落差工上流側護床工前面の河床は，河道の中央付近で約0.9m，低水路右岸側で約3.0mの洗掘が生じる。河床縦断を修正第Ⅱ案法線形（予備実験２）と比較すると平均および最深河床高ともその変化が若干少ない傾向となっている。

以上のように河床変動の軽減効果はあまり得られなかったが，水衝部の洗掘対策工によって，河岸沿いに生じていた局所洗掘を防止し，洗掘領域を河岸から遠ざける効果の得られることが明らかとなった。しかし，水制設置区間の上・下流では，依然として2.0m～3.0mの洗掘が河岸沿いで生じ，根固工等の設置がさらに必要と考えられる。また，御幸橋，京阪電鉄橋梁，木津大橋の主流部付近における各橋脚の最大洗掘深は，約6.0m程度（洗掘範囲約6.0m～7.0m）生じており，橋脚周囲の洗掘対策も必要であろう。

２）低水路法線形の修正および対策工案による河床維持効果の検討（ケースⅢ－１～Ⅲ－３）

予備実験結果の修正案低水路法線形と対策工案をもとに，さらに改善を加え，河床維持効果のより得られる諸対策工の検討を行うとともに，流量規模の違いによる現象や効果等について以下に検討を行った。

（１）ケースⅢ－１（Q_T＝6,000m³/s，Ｃ型流量配分）

予備実験結果より，洗掘規模が依然として大きく，さらに対策を行う必要のある箇所は，水制設置箇所の上下流，橋脚周囲，1.2km地点落差工の上流側護床工地点であった。よって本ケースはこの地点に根固工を敷設してその効果を調べることにした。なお，低水路法線形は，先の予備実験２の形状と同一であり，また水制工および根固工の形状，諸元も予備実験３と同じである。

以上の対策工案の設置位置，諸元を図－5.2.32に示す。

①　水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.33に示す。本ケースは，先のケースⅡ－２－２と低水路法線形および対策工の違いのみであるため，水位に有意な差も生じていない。木津川の1.0km地点落差工付近までの水面勾配は，淀川本川の水位が影響し，約1/2200と緩い。上流側の1.2kmの落差工地点では，約0.2m前後の水位変化が生ずる。落差工上流の1.4km付近～5.0km付近間は約1/1100の水面勾配となる。現況河道へのすり付け区間である5.0km地点から上流側では，水面勾配が約1/700となり下流側よりさらに急勾配となる。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.34に示す。流況についても先のケースⅡ－2－2と大きな違いはないようである。宇治川および桂川河道は，低水路法線に沿う流れを呈しており，その流れも遅く，とくに問題となるような現象は見られない。木津川河道は1.2kmの落差工地点から上流の約4.8km地点間河道の高水敷が露出し，低水路内のみの流れとなる。ケースⅡ－2－2と同様に，この区間は下流に向って流速が増大し，落差工天端で約4.6m/sの高流速が発生する。しかし，この区間は，ケースⅡ－2－2に比して低水路法線形の修正および対策工によって，最大流速が若干軽減されているようである。1.2kmおよび1.0km地点の落差工は，これまでと同様潜り越流の状態で，1.2kmの落差工地点から約100m下流間で水面の乱れが見られる程度である。いっぽう，三川合流部および淀川は，最大流速も約1.8m/s～2.0m/s程度で，流水の集中するような箇所もなく，低水路内をほぼ一様に流下する。

③ 河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.35に示す。河道内の全体的な河床変動状況は，先のケースⅡ－2－2とほぼ同じ傾向である。木津川河道は，砂礫堆の形成や河道の湾曲によって，これまでと同様に5.2km付近右岸，4.4km付近左岸，3.2km付近右岸，1.8km付近左岸および1.4km付近右岸が水衝部となっている。ただし，低水路法線形状の修正や対策工によって，全体の河床変動および最深河床高等が若干軽減され，かつ河岸沿いの洗掘が防止されている。また，3.0km～5.6km間付近は，低水路法線形の修正によって，水衝部位置が若干下流に移行したようである。5.6km～4.8km間付近右岸および4.6km～4.2km間付近左岸の低水路河岸沿いは，水制および根固工によっていずれも洗掘が防止され，その効果が得られている。3.8km～3.2km間付近の右岸沿いも洗掘が防止され，最深部は3.2km付近の水制先端に発生している。しかし，水制下流側河岸沿いに洗掘が生じており，対策範囲の再考が必要であろう。いっぽう，1.8km付近左岸の根固工は，前面で約2.0m前後の洗掘が生じているが，河岸の洗掘防止効果は得られており，根固工の崩落や沈下も少ない。ただし，根固工敷設箇所上流の洗掘がやや大きい。

（3）ケースⅢ－2（Q_T=9,000m³/s，C型流量配分）

本ケースは，三川合流量Q_T=9,000m³/s（木津川Q=4,000m³/s，宇治川Q=1,600m³/s，桂川Q=3,400m³/s）における対策効果とその現象等について検討したものである。なお，先のケースⅢ－1の結果では，1.2km地点落差工の護床工下流の右岸側の洗掘が大きかった。このため本ケースでは，護床工を15m延長して，護床工長を65mとした。他の対策工や低水路法線形等の河道条件はケースⅢ－1（図－5.2.32）と同じである。

① 水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.36に示す。淀川および木津川の水位は，H．W．Lより約2.3m～2.5m低く，水面勾配もH．W．Lの勾配とほぼ同じとなっている。先の固定床実験結果の水位（ケース3－2－1）に対して，河床変動や河床波の形成に伴う河床抵抗の違い等によって，木津川の落差工上流区間で本ケースの水位が若干低く，他の河道模型区間は反対に高い。また固定床時は，落差工上下流で約1.4mの水位差が生じていたのに対し，今回は水位差がほとんど生じておらず（約0.1m以下），完全な潜り状態で流下する。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.37に示す。宇治川および桂川河道は，主流が低水路内のほぼ中央を流れ，また木津川の合流によるせき上げ背水によって，流れも穏やかである。木津川河道は，5.6km～4.0km間付近で下流に向って流速が約2.9m/sから約3.7m/s前後に増大する。その後2.0km付近まで主流部の最大流速は，3.7m/s前後とほぼ一定値を示し，落差工近くになると再び流速が増大する。落差工地点では約4.8m/sの高流速が発生しているが，落差工上の流れは潜り越流の状態である。1.2km地点の落差工下流約90m間にわたって，水面が乱れた状態となるものの，1.0kmの下流側落差工地点付近では，水面変動もほとんど生じていない。また，固定床時と同様に，1.2kmの落差工地点から0.4km間の左岸側高水敷部および木津川の0km～0.6km間付近右岸側の背割堤沿いに死水域が発生する。三川合流部付近河道は，木津川の合流の影響によって，35.0km～34.2km間付近の低水路右岸寄りの流れが速い傾向となる。

③ 河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.38に示す。河道内の全体的な河床変動，すなわち洗掘および堆積領域は先のケースⅢ－1とほぼ同一傾向である。しかし，流量の増加に伴ない，洗掘量等がやや増大している。5.6km～4.8km間付近右岸の水制および根固工の設置箇所は，前ケースと同様に河岸沿いの洗掘が防止されており，またその対策工前面の洗掘規模も小さく，とくに問題はないようである。4.7km～4.1km間付近左岸側の水制および根固工設置箇所も，河岸沿いの洗掘が防止され，その効果が得られていた。ただし，下流側6基の水制前面付近が最深河床部となっているため，この水制先端部の3m～4m範囲で，基礎の根固が崩落したり沈下する状況を呈していた。3.9km～3.2km間付近の右岸側は，最深部が水制設置箇所の下流端（3.2km）付近に生じている。このため下流側水制5基の水制先端部の約4m範囲で基礎部根固工が崩落あるいは沈下しており，さらにこの下流側河岸沿いの洗掘が依然として大きい。水制設置箇所の河岸沿いは，水制背後で堆積傾向となっており，また水制上流側の根固工も前面の洗掘が比較的小さいことからとくに問題はないようであった。1.9km～1.5km間付近の左岸側に敷

設した根固工は，洗掘が大きい領域の根固工前面の幅約2.0m程度で崩落や沈下が生じているものの，河岸の洗掘防止の効果は十分得られている。いっぽう，1.5km～1.2km間付近の落差工上流の右岸側は，根固工前面の洗掘が大きく，根固工幅の半分強で崩落や沈下が生じ，とくに落差工直上流の洗掘が著しい。なお前ケースにおいて洗掘が大きかった1.2kmと1.0km地点の落差工間の右岸側は，護床工の延長によって洗掘が軽減されている。しかし，この落差工地点左岸側およびこの下流の木津川河道は，落差工上流の洗掘土砂が大量に堆積する。さらに本ケースでは，先のQ_T＝6,000m^3/sに対し，宇治川と桂川の合流後の36.0km～35.4km間河道，および34.8km～34.2km間付近の淀川河道の河床低下が顕著となってくる傾向が見られる。

（4）ケースⅢ－3－1（Q_T＝13,600m^3/s，C型流量配分）

本ケースは，三川合流量Q_T＝13,600m^3/s時の水理現象と対策効果について検討したものである。なお，先のケースⅢ－2結果より，1.2km地点落差工上流右岸側の洗掘が依然として著しいことから，御幸橋地点と落差工上流側護床工の右岸から33m範囲を三角状に根固工を敷設した。また，1.0km地点落差工の上流側護床工右岸側で洗掘がやや大きいことからこの護床工をさらに5.0m延長してみた。他の対策工等は，先のケースⅢ－2と同一である。これらの対策工案の設置位置，諸元を図－5.2.39に示す。

① 水位について

実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.2.40に示す。水位は，先のケースⅡ－2－1と低水路法線形および対策工等の若干の違いのみであるため，ほとんど同じである。よって，淀川および木津川河道は，H．W．L以下の水位であり，宇治川と桂川は，H．W．Lを上回る結果となっている。なお，固定床実験結果（ケース3－3）に対して，木津川の3.0km付近から上流河道の水位が若干低く，他は反対に高い傾向となっている。この原因は河床変動や河床波の形成に伴う河床抵抗の違いによるものと考えられる。また落差工地点の水位差もほとんどない状態であった。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.41に示す。木津川河道は，低水路法線形の修正によって，5.6km～3.0km間付近の最大流速が先のケースⅡ－2－1より若干低減している。しかしながら，4.0km～1.6km間河道は，約3.7m/s～4.1m/sの最大流速が発生し，1.2km地点落差工天端で約5.1m/sの高流速が生じている。落差工地点は水深も大きく，かつ潜り状態で越流し，このときの水面変化もかなり小さい。落差工下流では，0.9km～0.1km間付近左岸および0.6km～0.2km間付近右岸側の堤防沿いの一部が死水域に近い状態となる。また右岸側の背割堤先端付近では，河

道の湾曲によって低水路の右岸寄りの流れが速い。さらに三川合流後も先のケースⅢ－２と同様に，35.0km～34.2km間付近の低水路右岸寄りの流れが速い傾向となっている。

③　河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.42に示す。流量の増大によって，先のケースⅢ－１，Ⅲ－２よりも洗掘堆積がより強調された状態となり，水衝部箇所等の洗掘は，いずれも増大している。5.6km～4.8km間付近右岸側の対策工周辺は，5.4km付近の水制前面が最深部となり，この付近の水制先端付近の基礎部根固工が崩落したり，沈下する状況を呈している。しかし，河岸沿いの洗掘防止効果は十分得られており，水制背後はむしろ堆積傾向となっている。また水制上下流の根固工敷設箇所は，洗掘規模も小さくとくに対策の必要はない程度あり，洗掘が進行した時点で対策を考慮すれば良いと考えられる。4.7km～4.1km間付近右岸側の対策箇所では，水制前面で約5.0m前後の洗掘が生じ，上流側から３基目以降の水制先端部で，基礎の根固め部分が崩落したり，沈下していた。水制下流側の根固工前面も約3.0m前後の洗掘が生じ，根固工幅の約半分で崩落や沈下が生じている。しかし，いずれも河岸沿いの洗掘が防止されており，対策効果は十分得られている。3.9km～3.2km間付近の右岸側は，水制前面で約4.0m前後の洗掘が生じ，水制先端の約4.0m範囲の基礎部根固工が崩落や沈下により若干変形していた。なお，前ケースと同様に水制下流端付近が最深部となるため，下流側へ水制を増設するが，根固工を新たに敷設する必要があるものと判断される。これに対し，水制上流側の根固工は，その前面の洗掘も2.0m以下であり，対策の必要性は小さいと考えられる。いっぽう，1.9km～1.5km間付近左岸側の根固工前面は，最深部で約2.5m～3.5mの洗掘となり，根固工幅（6.0m）の半分弱（約2.5m）で崩落あるいは沈下が生じている。しかし，河岸沿いは敷設時の状態が維持されており，とくに問題はないようである。なお，この根固工敷設箇所の上流側が前ケースと同様に洗掘傾向となっており，最終的な対策工案としては，2.0km付近まで範囲を拡げた方が良いと考えられる。さらにこの下流側の約1.5km～1.2km地点の落差工間の右岸側は，落差工直上流付近の洗掘がとくに大きく，根固工幅6.0mのうち，前面の約4.0m程度が崩落する状態となっている。したがって，落差工による河床維持のためにも，根固工の敷設幅を拡げた考えが良いと考えられる。落差工地点から下流の左岸側一帯は，これまでと同様に上流側の洗掘土砂が大量に堆積する。宇治川と桂川の合流後河道および淀川河道は，全体に河床低下の傾向となり，35.6km～34.6km間付近河道の低下がやや大きい。

（４）最終的な対策工案とその効果について

①　最終対策工案について

落差工集中案について，河床変動の軽減等を目的とした低水路法線形の修正と対策工案の検討を行ってきた。これらの検討結果より，ここでは，対策範囲をさらに拡げた方が良い箇所，反対に対策の必要がないと判断される箇所等について改良を加え，最終的な対策工案としての検討を行った。まず，低水路法線形は，現況河道へのすり付け区間である5.6km～4.6km間の右岸側法線を修正した。これはすり付け法線形が現況河道の低水路法線形より前進したかたちとなっており，その上この低水路河岸沿いの洗掘対策を行ってきた。すなわち，現況河道へのすり付けのため低水路法線を河道内へ前進させ，これによって洗掘が増大するため，その対策を行っている。よって，ここでは，4.6kmからすぐに現況法線にすり付ける形状とすれば洗掘が軽減でき，問題点が少ないと判断した。そこで法線形を修正し，現況河道時と同様に5.2km～5.0km間右岸に根固工（敷幅6.0m，敷厚2.0m）を敷設することにした。3.7km～4.1km間付近左岸側の対策工は，水制設置箇所前面の下流側範囲の洗掘が大きいことから，水制を下流側に２基増設して１４基とした。水制下流側の根固工は，下流端位置を同一とし，水制を増設した分範囲を縮小した。3.5km～3.1km間付近右岸側の対策工は，同様に水制設置箇所の下流端付近が最深部となることから，下流側に水制を３基増設し計１４基とした。さらにこの下流側3.1km～2.9km間付近に根固工（敷設幅6.0m，敷厚2.0m）を敷設した。なお水制上流側に敷設していた根固工は，その前面の洗掘規模も小さいことから全部撤去した。1.9km～1.5km間付近左岸側の対策工は反対に上流側の対策が不足し，下流側でとくに問題がないことから，全体に対策範囲を上流に移動させ，2.0km～1.6km-70m範囲に根固工を敷設した。いっぽう，落差工直上流右岸側は，洗掘規模も大きいことから，根固工敷設幅を6.0mから8.0mに拡げることにした。他に落差工上下流護床工長および低水路法線形，橋脚周囲の対策工等は，先のケースⅢ－３と同一である。以上の対策工案の設置位置，諸元を図－5.2.43に示す。

②　対策効果について

Q_T＝13,600m^3/s（ケースⅢ－３－２，Ｃ型流量配分）の通水による検討を実施した。水理現象は先のケースⅢ－３－１と同一であり，ここでは対策効果についてのみ以下に述べる。実験結果の河床高縦断図を図－5.2.44に，河床変動平面図を図－5.2.45に，対策工周辺の河床変動状況を図－5.2.46(1)～(4)に示す。5.6km～4.6km間右岸側の低水路法線形を修正したことによって，この付近の河床変動が大幅に軽減され，非常に効果的な結果となっている。また，この影響が下流側にも効果を及ぼし，4.4km付近左岸側水衝部の洗掘範囲および洗掘深とも低減している。いっぽう，3.6km～3.2km間付近右岸側および1.8km付近左岸側も対策範囲の変更によって，洗掘深や洗掘領域も縮小しており，対策範囲がより適切なものになっている結果が得

られている。落差工直上流右岸側も対策効果が得られており，この落差工下流河道は，依然として堆積傾向となっているが，その量もやや低減している。

以上の結果より，図－5.2.43に示すような対策工案がより効果的であることが明らかとなった。

5－2－7　全川計画河道時（落差工集中案）の検討

これまでの検討は，木津川河道の4.6km地点までが計画河道（すり付け区間5.6kmまで）で，その上流が現況河道時の場合である。ここではさらに河道改修が進行し，木津川全川が計画河道となった場合の河床変動状況（模型範囲内）とその対策工案について検討を行った。

（1）ケースⅣ－1（現象把握実験，Q_T＝13,600m³/s，C型流量配分）

木津川の4.6kmから下流河道の計画低水路法線形については，前節の5－2－6において，その修正案を検討した。したがって，4.6kmから上流河道の法線形は，この下流側の修正案に合わせて変更することにした。この低水路法線形は，6.4km～4.6km間の右岸側を全体に後退（原案に対し，最大5.4km地点で37m後退）させ，反対に6.4km～5.0km間左岸側を前進（最大6.0km地点24.8m前進）させた。なお4.6km付近から下流の対策工案は，先の図－5.2.45に示した最終案とは若干異なっている（実際に実施した実験の順序が前後していることによる）。これらの法線形修正案を図－5.2.47に示す。

①　水位，流況について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.48に，流況図を図－5.2.49に示す。水位は，先のケースⅢ－3－1，Ⅲ－3－2に対し，主として4.6kmから上流のみの河道形状の違いであるため，ほとんど差異は生じていない。いっぽう，4.6kmから上流の流況は，現況時より低水路幅が狭い状態となり，かつ低水路内の流れが多くなる。このため最大流速が現況時に比して約3割程度増大し，6.2km～4.6km間付近において低水路右岸寄りが水衝部となる。4.6km付近より下流河道は，先のケースⅢ－3－1と最大流速および主流部位置，死水域等も含め流況的にはほぼ同じである。

②　河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.50に示す。4.6kmから上流河道が現況時の場合，この上流河道は，流路幅が広く，かつ水深が概して小さいことから複列の砂礫堆が形成され，河床変動も比較的小さかった。しかし，計画河道時においては，低水路内の水深が大きくなり，またこの低水路幅も狭いことから，単列の砂礫堆となり，河岸沿いの洗掘が増大している。なお，

検証実験で述べたように，模型上流端の7.6km～7.0km間付近は，給砂を行っていないため，全体に河床低下となり，その量も増大している。この区間は，給砂区間と考える必要があろう。7.0km付近から下流河道は，左に湾曲しているため，外岸となる右岸側が全体に洗掘領域となり，反対に左岸側が堆積領域となる。とくに洗掘が激しい区間は，6.3km～5.6km間付近の低水路右岸側であり，模型床版が露出（約6.0mの洗掘）する状態であった。また反対に左岸側の固定砂州は，約２ｍ～３ｍの堆積となる。5.0km付近から上流側河道の河床変動によって，4.6km～3.8km間付近右岸側の堆積が先のケースⅢ－３－２より若干増加している。しかし，他の水衝部箇所等も含め，4.0km付近から上流河道の河床変動状況は，ケースⅢ－３－２とほぼ同じであり，上流側河道形状の違いが下流河道の広範囲に影響を及ぼすようなことはないようであった。

（２）ケースⅣ－２（対策工案の検討，Q_T＝13,600m^3/s，Ｃ型流量配分）

ケースⅣ－１の結果より，6.6km～5.0km間付近の低水路右岸側の河岸沿いの局所洗掘が非常に大きいことが明らかとなった。この対策としては，低水路幅を拡げることがいちばん有効である。しかし，ここでは現計画の180mを基本とし，最大修正可能な低水路幅が220mであり，かつ高水敷幅を最低50m確保するという制約条件のもとで低水路法線を修正することとした。この低水路法線形は，4.6km～6.4km間を先のケースⅣ－１よりさらに全体に右岸側に移し，低水路幅を215m（4.6km）～180m（6.6km）へと漸縮させた。また，このような低水路法線形の修正によっても洗掘が著しいと考えられる6.3km～5.5km間付近の右岸側に根固工（敷設幅6.0m，敷厚2.0m，現地重量400kg相当の砕石）を敷設した。これらの法線形修正案および対策工諸元等を図－5.2.51に示す。なお4.6kmから下流河道の諸対策工は先のケースⅣ－１と同じである。

①　水位，流況について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.52に，流況図を図－5.2.53に示す。水位は先のケースⅣ－１とほぼ同一であり，落差工地点（1.2km）～4.4km間付近の水面勾配が約1/3000，4.4km～7.2km間で約1/1100となる。この4.4kmから上流の水位はＨ．Ｗ．Ｌより約1.2m程度低くなっている。いっぽう，低水路法線形の修正によって，6.4km～4.8km間付近の最大流速は，先のケースⅣ－１に対して約１割前後低減した。しかし，依然として低水路右岸側に流れが集中する傾向にあり，6.2km～5.3km間付近の右岸側河岸沿いが水衝部となっている。4.6km付近より下流河道の流況は，先のケースⅢ－３－１，ケースⅣ－１とほぼ同じである。

② 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.54に示す。河床変動は若干軽減したが，先のケースⅣ－1と同一傾向であり，依然として6.2km～5.6km間付近の右岸側の洗掘が著しい。このため6.3km～5.5km間付近右岸側の根固工は，敷設幅6.0mのうち前面の7～8割程度が崩落するような状態となった。4.6km付近から下流側の河床変動状況もケースⅣ－1とほぼ同じであり，上流の低水路法線形の修正が小さいことから，下流河道に大きく影響するようなこともないようであった。ただし，5.2km付近から上流湾曲部で洗掘された土砂は，その下流側の落差工間付近に堆積する傾向となり，平均河床高は5.6kmから上流が現況河道時（ケースⅣ－3－2）に比して若干上昇している（最深河床高はとくに違いは生じていない）。

（3）ケースⅣ－3（最終対策工案の検討，Q_T＝13,600m³/s，C型流量配分）

ケースⅣ－2の結果より，6.4km～5.6km間右岸側の局所洗掘が大きく，依然として問題であることが明らかとなった。そこで本ケースは，右岸側低水路法線形を現況の低水路法線位置まで後退させ，4.6km～6.2km間の低水路幅を215mとし，6.2kmから6.8km間で低水路幅を215m～180mへと漸縮させる形状とした。さらにこのような法線形の修正を行っても水衝部箇所になると予想される6.7km～5.0km間右岸側に根固工を敷設（敷設幅6.0m，敷厚2.0m，現地重量約400kg相当の砕石）した。なお，4.6km付近から下流河道は，この上流河道が現況時の最終的な対策工案である先のケースⅢ－3－2と同一形状および諸元とし，他にケースⅢ－3－2で洗掘傾向が見られた三川合流部の35.7km～35.0km間付近右岸に根固工を敷設した。さらに本ケースは，落差工直下流付近から下流左岸側の堆積，および落差工地点付近右岸側の洗掘軽減を目的として，1.8km～1.4km間付近左岸側の低水路法線形を後退させた（最大10m後退，高水敷幅50mを確保）。これらの低水路法線形および対策工配置諸元を図－5.2.55に示す。

① 水位について

図－5.2.56は，水位河床高の縦断を先のケースⅣ－1と比較して図示したものである。これによると木津川の水位は，ケースⅣ－2とほとんど違いがなく，低水路法線形を修正したことによる変化は見られず，水位に及ぼす影響はないようである。また，桂川，宇治川，三川合流部およびその下流の淀川とも，先のケースⅣ－2およびケースⅢ－3－2と形状が変らないため，水位はほぼ同一である。木津川の水位は，H．W．L以下であるのに対し，宇治川および桂川は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，水面勾配も非常に緩く，かつH．W．Lを約1.0m程度上回っている。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.57に示す。木津川の全川計画河道時においては，5.6kmから上流が現況河道の場合に対し，低水路幅が狭くなるため，先に述べたように河床形態が複列の砂礫堆から単列砂礫堆に変化する。その結果，6.0km付近では，湾曲の影響もあって右岸へ流れが集中し，流速も現況より約３割程度増大する。よって，木津川の5.6kmより上流では，河道を整正して複断面にしたことにより，流下能力は増加したものの，流れが低水路内へ集中し，現況時より流速が増大する。このような現象は，5.6kmから下流河道についても同じである。5.6kmから上流河道が現況時の場合，6.0km～5.0kmの右岸側に流れが集中し，その後4.2km付近の左岸側へ流れが集中する。計画河道時もほぼ同様の流況であり，また先のケースⅣ－２に対して，低水路法線形の修正による流速等の違いもあまりないようである。4.2kmより下流河道は，流速値等に若干の違いが見られるもののほぼ同じ流況である。

③ 河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.58に，対策工周辺の河床変動状況を図－5.2.59(1)～(5)に示す。木津川の6.6km～5.0km間付近の計画低水路法線を全体に右岸側に後退させ，かつ低水路幅を若干拡げたことによって，この付近の最深河床高は，先のケースⅣ－２に比して約1.0m程度低減した。しかし，低水路右岸沿いの洗掘が依然として大きく，根固工前面で約４～５ｍの洗掘となり，根固工幅6.0ｍのうち，約７割程度で崩落したり，沈下する状態となっている。このように洗掘規模がかなり大きいことから，低水護岸前面の洗掘を確実に防止するためには，根固工幅を10m程度にする必要があるものと考えられる。なお，現在の木津川の5.0km付近から上流河道は，複断面化の傾向はあるものの，まだ堤体間全幅に近い流路が形成されている。このため複断面河道にすると中規模河床形態の変化によって洗掘深や水衝部位置も変化し，かつ実験結果のように洗掘深が増大する。いっぽう，4.4km付近の左岸側に設置した水制および根固工は，下流側の設置箇所前面付近が最深部となり，ここの水制先端の基礎部根固工が若干崩落したり沈下する状態となっていた。しかし，河岸沿いの洗掘は完全に防止されており，水制背後はむしろ堆積傾向となっていることから，対策範囲等もほぼ妥当であると判断される。3.2km付近右岸側の対策範囲も下流側の水制設置箇所面前付近が最深部となり，根固工設置箇所も含め，河岸沿いの洗掘防止効果は十分得られている。さらに1.8km付近左岸側および落差工地点上流右岸側の根固工敷設箇所は，この前面の洗掘も約2.0m前後であり，その対策効果は十分得られている。またその対策範囲も上下流の洗掘状況から見てほぼ適切であろうと考えられる。なお，1.8km～1.4km間付近左岸側の低水路法線形の修正により，落差工周辺の堆積，洗掘量は，先のケースⅣ－３より軽減し，効果が得られていることも明らかとなった。三川合流部の35.2km付近右岸側は，木津川の合流により，宇治川および桂川の流れが右岸

に寄せられ，洗掘傾向となる。本ケースでは，根固工の対策を行ったが，その前面の洗掘もあまり大きくはなかった。しかし，流量規模の違いによる検討（ケースⅢ－1～Ⅲ－3）結果においても洗掘傾向となることから，対策の必要箇所として考慮しておいた方が良いと考えられる。

次にケースⅣ－3終了後，落差工下流右岸側一帯の堆積土砂を撤去し，$Q_T=13,600m^3/s$（C型流量配分，模型1時間通水）を通水して，さらにどの程度堆積するかを見ることにした。この結果は，図－5.2.60の河床横断図に示すように，さらに長時間通水しても上流側河道の河床変動があまり進行せず，したがって落差工下流の堆積もかなり少なくなる。よって，落差工上流河道の河床変動が安定すれば，落差工下流の堆積土砂もかなり低減すると考えられる。

5－2－8　落差工上流が現況河道時（落差工集中案）の検討

段階施工時的な検討として，落差工が設置され，その上流が現況河道時の現象と必要対策工について検討を行うものである。実験は主として落差工地点から上流の現況河道へのすり付け区間とその形状，必要対策工案等の検討を行い（ケースⅤ－1，Ⅴ－2），さらに最終対策工案について流量規模の違いによる対策効果等について検討した（ケースⅤ－3－1～Ⅴ－3－3）。なお，木津川の落差工から下流側河道，宇治川，桂川および淀川は計画河道である。ただし，ここでは計画河道時の固定床実験において検討した宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）を残存させた場合の検討を実施した。この導流堤は，固定床実験結果より，流況的に好ましくなかった35.2km地点から下流の導流堤先端部を撤去した形状とした。なお，落差工形状は仮りに全面魚道タイプを想定し，ここでは図－5.2.61に示すような約1：8の勾配とした階段式の形状とした案で実験を実施して見た。

（1）ケースⅤ－1（対策工案Ⅰの検討，$Q_T=9,000m^3/s$，C型流量配分）

河道形状は，落差工上流の1.4km地点までを計画河道とし，これより上流が現況河道の場合である。現況河道へのすり付けは，左岸側の1.4km地点の低水路位置が現況とほぼ一致しているのでそのまますり付けた。右岸側は，1.4km地点から上流の約280m間を計画高水敷高に盛土して，かつ右岸側堤防へすり付ける形状とした。これらの法線形状と，対策工設置範囲，諸元を図－5.2.62に示す。なお，木津川の1.6kmから上流河道の対策工は，現況河道時の水衝部対策案の検討で効果の得られた対策工（図－4.2.31）をそのまま用いた。この対策工は洗掘規模の比較的大きい1.8km～2.0km間付近左岸，3.0km～3.3km間付近の右岸は，透過水制を配置し，他に5.0km～5.2km間付近右岸側に根固工を敷設した。透過水制は，杭径36cm，杭間隔1.5mで4列の千鳥とし，3.2km付近右岸には水制長15m，水制間隔を水制長の2倍の30mとして11基設置した。このとき上流側の水制2基は，水制先端部周辺の洗掘軽減を目的とし，水制長を7.

5m，10mと短くした。1.9km付近左岸は，水制長を10mとし，水制間隔を20mに12基設置し，このうち上流側水制２基の水制長をそれぞれ5.0m，7.5mと短くした。いっぽう，根固工は現地重量約400kg相当の砕石（模型重量約1.9g，粒径約10mm）を敷設幅6.0m，敷厚2.0mで設置した。なお水制基礎部の根固も同一砕石を用いた。この実験の結果の流況図を図－5.2.63に，河床変動平面図を図－5.2.64に示す。落差工による低下背水の影響によって，1.2km～2.0km間付近の水面勾配が上下流により大きく，かつ落差工上流右岸側の高水敷化した部分の流れが1.4km～1.6km付近のすり付け区間で低水路内へ集中する。このため落差工直上流付近は急縮部の流れの様相を呈し，流速も増大する。よって，流況的にも良くなく，河床変動状況も落差工直上流から1.8km間付近で全体に低下し，とくに1.4km付近の局所洗掘が非常に大きい。三川合流部付近は，木津川と宇治川の背割堤先端の高水敷部の木津川の流れが宇治川河道側に流入し，宇治川と桂川の導流堤先端部の宇治川側および35.0km付近右岸沿いが洗掘傾向となる。

（２）ケース（対策工案Ⅱの検討，Q_T＝9,000m^3/s，Ｃ型流量配分）

ケースＶ－１による検討の結果，落差工上流における現況河道とのすり付け区間が短く，その形状変化が大きかったことから，この区間で右岸側の高水敷化した部分の流れが低水路内へ急激に集中し，かつ水位も低下する。このため落差工直上流付近の低水路の流速が増大し，著しい局所洗掘が生じてしまった。本ケースは，これらの結果を踏まえ，右岸側の低水路法線形を2.8km地点まで計画時と同一形状にし，2.8kmから3.0km間で現況河道にすり付けることにした。よってこの右岸側の高水敷化した部分は，計画河床高に掘削することにした。左岸側は，1.4km地点の現況低水路が計画法線形とほぼ同位置となっていることから，先のケースＶ－１と同様にそのまま現況の低水路法線へすり付けた。これらの低水路法線形状と対策工の設置範囲，諸元を図－5.2.65に示す。1.6kmから上流河道の対策工は，ケースＶ－１と同様に現況河道時の対策工案（図－4.2.31）を用いた。他に落差工直上流右岸側の1.2km～1.6km間付近には，計画河道時の対策工案と同一の根固工（敷設幅8.0m，敷厚2.0m）を敷設した。また先のケースＶ－１の結果より，洗掘傾向箇所であった導流堤先端部の35.6km～35.2km間付近の宇治川河道側，および35.6km～35.0km間付近の右岸側低水路に根固工（敷設幅6.0m，敷厚2.0m，現地重量400kg相当の砕石を用いた）を敷設した。この実験結果の流況図を図－5.2.66に，河床変動平面図を図－5.2.67に示す。落差工上流の右岸側を拡幅したことによって，この上流の3.0km付近で右岸側に集中した流れが，そのまま直進する傾向となる。このため現況河道時に水衝部となっていた1.8km付近左岸側へ集中する流れは消滅する。またこの区間は，河積の増大によって掃流力も低下し，河床変動もかなり軽減する結果が得られた。よって，水衝部の対策工として，1.8km付近の左岸側に設置した水制工はとくに必要ないと判断される。落差工上流で洗掘された土砂は，1.0kmから下流の低水路左岸寄りに堆積する傾向が見られる。いっぽう，

宇治川と桂川の導流堤は，先端部の35.6k㎞～35.2k㎞間付近の宇治川側に根固工を敷設した。この根固工前面は，木津川の合流により，宇治川の流れが右岸側に追いやられ，約3.0m～4.0mの洗掘が生じ，根固工幅（6.0m）の約1/3程度で崩落や沈下が生じる。とくに導流堤先端周辺で洗掘が生ずることから，この導流堤先端を巻くように根固工を敷設する必要があるものと考えられる。なお，35.6k㎞～35.0k㎞間付近右岸側の根固工前面は，洗掘も少なく，とくに対策を行わなくとも良いような状態であった。

（3）ケースⅤ－3－1（最終対策工案の検討，Q_T＝6,000m³/s，C型流量配分）

ケースⅤ－2の結果より，落差工上流の現況河道へのすり付けは，右岸側が2.8k㎞地点まで計画低水路法線形状で拡幅し，2.8k㎞～3.0k㎞間ですり付ける形状とした。左岸側は，1.4k㎞地点で低水路位置が現況とほぼ一致しているので，そのまますり付ける案が水理的に問題点が少ないことなどが明らかとなった。また，水衝部等の対策工として，5.0k㎞付近右岸側の根固工および3.2k㎞付近右岸の水制工は，ケースⅤ－1，Ⅴ－2と同一諸元とした。2.0k㎞～1.8k㎞間付近左岸側に設置した水制は，現況河道へのすり付けに伴う河道拡幅によって，洗掘が防止されることから，今回は撤去することにした。いっぽう，落差工地点から上流右岸側の約1.4k㎞＋220m間は，計画河道時と同一諸元の根固工を敷設した。さらに宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川側河道が洗掘傾向であり，この低水路幅が上流より狭くなっていることにも起因していると考えられた。そこで木津川と宇治川の背割堤先端の宇治川側高水敷部を掘削（最大で約20m）して低水路を拡幅することにした。この他に宇治川と桂川の導流堤先端部は，桂川河道の35.4k㎞地点まで巻き込んで根固工を敷設し，反対に洗掘の少なかった35.6k㎞～35.0k㎞間右岸側の根固工は撤去した。これらの低水路法線形状と対策工の設置範囲，諸元を図－5.2.68に示す。

① 水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.69に示す。木津川の1.4k㎞から上流側の水位は，断面間で急激な変化もなく，水面勾配は約1/1,200となり，現況の河床勾配とほぼ一致している。1.2k㎞の落差工地点から直上流付近は低下背水による影響で水位が急激に低下している。この低下背水の影響範囲は，落差工上流約50.0m地点付近までである。木津川の1.0k㎞～0.0k㎞間付近の水位は，淀川水位の影響を受け，水面勾配が約1/2,300と小さく，1.0k㎞地点の落差工上の流れも潜り状態であり，急激な水位変化等も生じていない。

桂川の水位は，宇治川より流量が多いことから，宇治川の水位より約0.3m高く，この水位差のため導流堤区間の越流堤部（36.6k㎞～36.4k㎞）より，宇治川側へ一部流入していた。水面勾配は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，宇治川および桂川とともに非常に

小さく，ほぼレベルに近い。これに対し，淀川河道の水面勾配は，約1/1700と計画河床勾配に比べ若干大きくなっている。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.70に示す。木津川の5.2km～5.0km間付近は，下流に向って流路幅が狭くなり，かつ外岸側となる右岸が水衝部となっている。このため右岸に集中した流れが5.0km地点からその下流の高水敷化した部分に乗り上げ，その後4.0km付近で再び低水路へ流入する。いっぽう，5.2km～5.0km付近右岸に集中した流れはその後左岸方向へと向い，4.4km付近左岸側の高水敷化した部分に乗り上げて直進する。水制工を設置した3.3km～3.0km間の低水路右岸側は，河道の湾曲と相まって，上流の高水敷部の流れと低水路の流れが集中し，水制先端部付近で約3.2m/sの流速が発生する。この3.0km地点付近の右岸側に集中した流れは，左岸方向に向い1.8km～1.6km間付近の左岸側に集中する。また，3.0km～1.2km間は，河道拡幅により低水路内のみの流れとなっている。1.2km地点の落差工の流れは，段差による低下背水の影響によって，上流側流速に比べ，約２割程度増大し，最大流速が落差工中央で約3.8m/sとなる。1.0km地点の落差工は，潜り状態で越流し，波立ちも少なく，穏やかな状態である。宇治川および桂川の流れは，非常に遅く水理的に問題となるような現象は見られない。導流堤は，越流堤区間（36.2km～36.4km）のみが冠水し，ここから桂川の流れが宇治川へ流入していた。

導流堤区間の桂川および宇治川側低水路の流れは，桂川で約2.2m/s～2.5m/sの流速が発生し，宇治川で約1.5m/s～2.0m/sの流速となり流量の多い桂川の方が大きい。三川合流後の流れは，右岸低水路法線に沿って流下し，これまでと同様に特に問題となるような現象は見受けられない。

③ 河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.71に，河床変動状況図を図－5.2.72(1)～5.2.72(3)に示す。木津川の5.0km付近右岸側に敷設した根固工は，5.0km～5.2km間で良いところを5.6km地点まで敷設してしまった。この根固工前面は洗掘規模も小さく，先の４－２節で検討した現況河道の最終対策工案とした5.0km～5.2km間の対策で十分と考えられる。水制設置箇所の3.3km～3.0km間付近は，水制設置箇所前面で約3.0m前後の洗掘が生じ，水制先端の基礎部根固工が若干崩落したり沈下している（先端から1.5～1.0m範囲）。しかし，河岸沿いは洗掘が防止され，水制背後はむしろ堆積傾向となっており，その効果が得られている。いっぽう，水制下流側河岸沿いが洗掘傾向となっているが，高水敷幅も広く，また通常は砂礫堆の形成される位置と判断され，上流左岸側の移動床と固定床部の境界の設定上の問題によって生じた洗掘とも考えられる。現況河道時に水衝部となっていた2.0km付近左岸側の洗掘は，最大で1.0m程度であ

り，とくに問題はない状態である。1.0kmおよび1.2km地点の落差工付近は，右岸側で若干洗掘傾向となる程度で左岸側は堆積する。1.0kmから下流側においても低水路内が堆積傾向となっている。導流堤設置区間の宇治川低水路内の河床は，ほとんど変動がなく，とくに問題はないようである。桂川低水路内は35.6km付近右岸沿いで若干洗掘が生ずる程度で，また三川合流後の淀川35.0kmから下流側においても，河床変動は少なくとくに問題はないようであった。

（2）ケースⅤ－3－2（Q_T＝9,000m^3/s，C型流量配分）

本ケースは，先のⅤ－3－1と対策工等の諸元は同一であり，流量規模の違いによる現象と対策効果等を検討したものである。

① 水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.73に示す。木津川および淀川の水位は，落差工付近を除けばH．W．Lより約2.0m程度低くなっている。落差工地点では，低下背水によってH．W．Lより約2.5m水位が低く，落差工上流で水面勾配が大きく，反対に下流側では水面勾配が小さい。いっぽう，宇治川および桂川河道は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，H．W．Lより約1.5m～1.0m低い値となっている。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.74に示す。木津川の主流部の流れは，先のケースⅤ－3－1（Q_T＝6,000m^3/s）より約1割程度流速が増大し，水衝部位置は5.0km付近右岸，および3.0km右岸に形成されるものの，流れが直進する傾向が強くなる。落差工地点では，下流水位の影響を受け，潜り状態で越流する。このため1.2km地点落差工天端の最大流速は，流量が多いにもかかわらずケースⅤ－3－1とほぼ同じである。いっぽう，宇治川および桂川の流れは，これまでと同様に木津川の合流による堰上げ背水の影響を受け，穏やかな流れとなっている。流速は，宇治川低水路内で約1.3m/s，桂川低水路内では約1.7m/sと若干桂川の方が速くなっている。この桂川の流れは，36.6km～36.2km間で導流堤を乗り越え宇治川へ流入する。導流堤先端付近の宇治川低水路は，木津川からの流れが背割堤先端の高水敷上から流入するため，低水路右岸沿いで速い流れ（v＝2.8m/s）が生じ，河岸沿いの洗掘を助長させている。三川合流後の35.0kmから下流は低水路を直進し，ほぼ一様な流れとなっているようである。

③ 河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－5.2.75に，河床変動状況図を図－5.2.76(1)～5.2.76(3)に示す。本ケースも5.6km～5.0km間の低水路右岸側に根固工を敷設して検討を行ってしまった。

この結果，前ケースと同様に5.6km～5.2km間付近は洗掘も少なく，したがって対策は過大であり，5.2km～5.0km間のみの対策で良いと判断される。水制設置箇所の3.0km付近は，この水制先端の基礎部根固工が沈下する状態となっていた。しかし河岸沿いの洗掘は防止され，その効果が得られている。いっぽう，水制下流側は，2.4km付近まで洗掘が生じているが洗掘位置は河岸から離れており，とくに対策は必要ないものと思われる。1.6km～1.2km右岸に敷設した根固工は，前面の河床が約2.0m前後洗掘されているが，変形している様子もなく，対策効果は十分得られている。1.0km地点の落差工から下流側は，低水路内が全体的に堆積傾向となり，とくに0.2km付近までは低水路左岸側が著しい。さらに宇治川と桂川の導流堤区間の宇治川の低水路内は，36.2km付近から下流側が洗掘傾向となり，木津川の合流する35.6km付近から右岸側が大きくなる。根固工を敷設している35.6km～35.2km間は，根固工前面の河床が最大で約3.0m洗掘される。しかし根固工の崩落等は少なく，対策範囲等もほぼ適切かと思われる。桂川低水路内は，河床変動が少なくとくに問題となるような箇所は見られない。また三川が合流する35.0km～34.5km間右岸側は，最大1.0m前後の洗掘が河岸の前面で生じている程度で，対策工の必要はないものと思われる。

（3）ケースⅤ－3－3（Q_T＝13,600m^3/s，C型流量配分）

本ケースは，流量規模がさらに大きくなった場合（計画高水流量規模）の対策効果と水理現象について検討したものである。なお，対策工の諸元，設置範囲等はこれまでのケースⅤ－3－1，Ⅴ－3－2と同一である（図－5.2.68）。

① 水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.2.77に示す。35.8km付近より下流側の水位は，H．W．Lとほぼ同一である。これに対し木津川は，上流に向ってH．W．Lとの差が大きくなり，6.0km付近ではH．W．Lより約1.6m低い水位となっている。いっぽう，宇治川および桂川の水位は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって，水面勾配はほぼレベルに近く，H．W．Lを約1.0m程度上回っている。

② 流況について

実験結果の流況図を図－5.2.78に示す。木津川の1.0kmから上流河道の主流部の流速は，3.5m/s～4.0m/sと比較的大きいのに対し，1.0kmから下流は河道幅が広くなっていることと，淀川本川の水位の影響等で約2.5m/s前後と上流側に比べて小さい。また流量の増大によって，流れがより直進する傾向が強くなるものの，水衝部位置は，5.0km～5.2km間付近右岸，4.2km～4.4km間付近左岸，2.8km～3.2km間付近右岸，1.2km～1.4km間付近右岸，導流堤先端付近の3

5.2km～35.6km間宇治川低水路右岸等で発生し，この付近では河床低下の傾向が大きくなる。宇治川および桂川河道は，低水路内主流部の流速が1.6m/s～2.0m/sの範囲で流下し，とくに問題となるような現象は見られなかった。合流点付近の桂川の流れは，36.2km～36.6km間で導流堤を乗り越え，宇治川河道側に流入する。さらにこの宇治川の流れは，36.0kmから反対に導流堤を乗り越えて桂川河道側に流入する。低水路内の流速は，桂川，宇治川とも約2.8m/s前後である。三川合流後は，主流が若干右岸側へ片寄るが，流れは低水路法線に沿って直進しており，問題となるような現象は生じないようである。

③　河床変動状況と対策効果について

実験結果の河床変動平面図を図－7.2.79に，水衝部等の河床変動状況図を図－5,2,80(1)～(3)に示す。木津川の5.0km～6.0km間付近は，河道が左岸側に湾曲しており，外岸となる低水路右岸側では洗掘傾向となる。5.0km～5.2km間右岸に敷設している根固工は，前面の河床が1.0m～1.5m洗掘されるが，根固工自体の崩落や沈下等は生じていない。この地点の上流の5.6km付近までは，洗掘傾向となっているが，河岸沿いの洗掘は小さいことから対策の必要はないと考えられる。3.2km付近は，低水路幅が狭く，かつ流速が大きいため，河道全体が河床低下の傾向となっている。水制を設置している3.0km～3.3km間右岸側の水制前面は，最大約5.0m前後の洗掘が生じ，水制の基礎部根固工が先端から約1.5m～2.0mの範囲で崩落していた。しかし，この水制によって，河岸沿いの洗掘はほとんど生じておらず，その効果が得られている。なお，本ケースは，水制設置区間の上流側に根固工を敷設して実験を実施してしまった（これまでのケースⅤ－３－１，Ⅴ－３－２では必要ないと判断され対策は行っていない）。この結果は，根固工前面の洗掘が1.0m程度と少なく，これまでと同様に根固工の対策は必要ないと思われる。いっぽう，水制設置区間の下流側については，2.7km付近まで河岸沿いの洗掘が大きく，同区間については前ケースも洗掘傾向であることから，根固工が必要かと思われる。1.6km～2.0km間付近の左岸側に生じた洗掘は，河岸から離れた場所で大きく，河岸沿いは約1.0m前後と小さい。したがって同区間については対策の必要はないものと考えられる。落差工上流右岸側は，1.4km+220m～1.2kmに敷設した根固工前面の洗掘が先のケースⅤ－３－２と同程度の2.0m前後であり，問題はないようであった。1.0km地点の落差工から下流側は，これまでのケースと同様に低水路内が全体的に堆積傾向となり，０km付近までは低水路左岸側の堆積が著しい。宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川の低水路内は，木津川の合流する35.6km付近から下流右岸側の洗掘が前ケースより増大し，根固工幅６ｍのうち前面の２ｍ～３ｍで崩落や沈下が生じていた。しかし，河岸沿いは変形する様子もなく，実際の対策では，吸い出し防止等を考慮すれば効果が得られるものと考えられる。なお，導流堤先端から桂川低水路側および35.0km～34.4km間付近右岸側に敷設した根固工は，河床変動も少なく，とくに必要はないと判

断される。

以上，本検討においては，木津川の落差工が設置され，その上流が現況河道時の段階施工時的な場合の現象と必要対策工について検討した。ただし，ここでは落差工下流河道，宇治川，桂川および淀川は計画河道とし，このとき宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）を残存させた場合の検討を行った。この結果，固定床実験で流況的に問題ないとされた35.2km地点より上流側の導流堤が設置されていても，水理的な問題はあまりないようであった。さらに，落差工形状は仮に全面魚道タイプの階段式とした検討をここでは実施したが，洪水時の現象に有意な差は認められなかった。

5－2－9　実験結果のまとめ

1）落差工分散案の諸現象について

① 落差工分散案の移動床実験水位は，木津川の4.0km付近から上流を除いて固定床実験水位よりいずれも若干高い。これは小規模河床波の発達により，河床抵抗が大きくなったためと判断される。

② 落差工地点の水位変化は，河床変動に伴って固定床時より小さくなり，水面勾配の急変が生じなくなる。

③ 2.8km地点落差工上流の低下背水による影響範囲は，河床変動に伴い固定床時より増大する。この低下背水区間は，約5.0km付近まで生じ，この区間では流速が増大する。

④ とくに2.8km地点の落差工天端から3.2km付近右岸側にかけて高流速が発生し，三川合流量Q_T＝13,600m³/s（C型流量配分）で約5.9m/s，Q_T＝6,000m³/s（C型流量配分）で約4.3m/sの流速となる。これは縦断的に見て他の地点の約倍程度の流速となる。

⑤ 落差工上の流れは，上流側の2.8km地点および1.0km地点の下流側落差工とも潜り状態で越流する。2.8km地点落差工は，下流100m付近まで水面変動が激しいが，1.0km地点落差工は水位変化も少ない。

⑥ 河床変動状況は，2.8kmの落差工地点から上流側河道の約5.0km地点付近まで，落差工による低下背水の影響によって，河床が大きく低下する（平均河床で1.5～2.0m低下）。この土砂が1.0km～2.8kmの落差工間と1.0km地点の落差工下流側に大量に堆積する。（平均河床で2.0m～3.0m）。

⑦ 平均および最深河床高の縦断変化は，$Q_T=13,600m^3/s$時および$Q_T=6,000m^3/s$時ともほぼ同一傾向を示し，その変化は前者の方が増大する。しかし，流量規模の違いに対し，極端に大きくはなっていない。むしろ落差工上流の河床低下範囲は$Q_T=6,000m^3/s$の方が大きい。

⑧ 木津川河道には，単列の砂礫堆が形成され，現況の高水敷化した形状に回帰する傾向となる。砂礫堆形成および河道湾曲に伴う水衝部位置は，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.6km～3.0km右岸，1.4km～1.0km右岸に発生する。この水衝部位置は流量規模の違いによって大きく異なることはないようである。

⑨ 以上のような結果より，2.8km地点の落差工から下流の木津川河道は，上流からの流出土砂が大量に堆積し，落差工および低水路が埋ってしまうような状況にあり，よって落差工分散案による河床維持効果は小さいことが明らかとなった。

2）落差工集中案の諸現象について

① 移動床実験水位は，木津川の3.0km付近より上流河道で固定床実験水位より低く，他は反対に若干高い傾向となっている。これは落差工分散案の結果と同様に，河床変動や小規模河床波の発達に伴う河床抵抗の違い等による差異が生じているものと考えられる。

② 落差工地点の上下流水位差は，河床変動に伴って固定床時よりかなり小さくなり，かつ水面勾配の変化も小さくなる。

③ 1.2kmおよび1.0km地点の落差工は，$Q_T=13,600m^3/s$および$Q_T=6,000m^3/s$時とも潜り状態で越流する。1.2km地点落差工下流では，$Q_T=13,600m^3/s$時で約60m，$Q_T=6,000m^3/s$時で約100m間で水位変動が見られるが，1.0km地点落差工はさらに下流水位の影響を受け，水位変動もほとんどない状態であった。

④ 流速は，1.2km地点の落差工天端が最大（約5.0m/s）となり，ここより約5.0km地点間付近の流速が他の地点より大きい。またこの区間の最大流速は，$Q_T=13,600m^3/s$および$Q_T=6,000m^3/s$時ともほぼ同程度となる。これは$Q_T=6,000m^3/s$時においてこの区間が低水路のみの流れになっているためと考えられる。

⑤ 落差工を分散案とした時と同様に，木津川河道には単列の砂礫堆が形成される。この砂

礫堆形成に伴う水衝部位置も落差工の分散案とほぼ同じであり，5.6km～5.2km右岸，4.8km～5.2km左岸，3.6km～3.0km右岸，1.5km～1.8km左岸および1.4km～1.0km右岸に発生する。また，流量規模によってその位置が変化することもないようである。

⑥ 木津川河道の3.0km～5.0km間付近は，本川の計画河道に対する水位低下や落差工の影響によって，上流側河道より河積が小さくなる。このため掃流力が増大して河床低下を助長しているものと考えられる。

⑦ 平均および最深河床高の縦断変化は，落差工分散案とほぼ同じ傾向である。しかし，その変化量は，落差工集中案の方が少なく，河床維持効果が若干得られている。ただし，最深河床高は分散案と同程度となっている。

⑧ 以上より，依然として落差工上流側の河床が大きく低下して，その土砂は落差工間および落差工下流に大量に堆積する結果となっている。ただし，落差工集中案は，先の分散案より河床変動がやや少なく，落差工による河床維持効果は若干得られているようである。

3）落差工なしの場合の概略検討

① 落差工によって木津川の河床高を維持することは，かなり困難であることが判明した。よって，ここでは落差工を設けないで仮りに木津川の0km地点を計画河床高とし，ここと5.6km地点の現況河床高を結ぶ河床勾配（1/640）とした場合の河床変動状況を調べた（落差工設置時の河床勾配は1/1,250）。

② 実験結果の水位（$Q_T=13,600m^3/s$）は，木津川の河床勾配が落差工案に対して約2倍になったにもかかわらず，先の落差工分散案の水位とほぼ同じ結果であった。これは淀川本川水位の影響によって，木津川合流点から一定の区間は，河床高が若干変っても水位に影響を及ぼさないためと考えられる。

③ 木津川河道の流速は，落差工設置時の落差工天端から直上流付近を除くとむしろ増大しており，河床変動が大きいことがうかがえる。

④ 木津川河道は，これまでと同様に単列の砂礫堆が形成される傾向となる。水衝部位置は，5.6km～5.2km右岸，4.8km～4.2km左岸，3.8km～3.0km右岸，1.4km～1.0km右岸であり，これは落差工分散案設置時と同位置である。

⑤　平均および最深河床高の縦断変化は，落差工分散案とほぼ同様の傾向を示す。すなわち5.6km～4.0km間付近の河床勾配が急勾配となる地点では，河床低下傾向となり，この土砂が下流側の0km～2.5km間付近に大量に堆積する。

⑥　以上の結果より，木津川の0km地点を計画河床高とし，ここと5.6km地点の現況河床高を結ぶ河床勾配（1/640）とした場合，落差工分散案とほぼ同じ河床変動量であり，分散案では落差工の設置効果は少ないことが明らかとなった。

4）落差工集中案における低水路法線形の修正と対策工案について

①　河床維持効果がある程度得られた落差工集中案を基本とし，河床変動が少なく，河床維持効果のより得られる対策案について検討した。河床変動軽減策としては，可能な範囲で問題箇所の低水路法線形の修正と拡幅を行い，さらにその上で諸対策工の検討を行った。なお低水路幅は，現計画の180mを基本とし，最大修正可能幅は220mであり，かつ高水敷幅は最低50mを確保するのものとした。

②　低水路法線形の修正案は，洗掘が著しい3.2km付近右岸，4.4km付近左岸および5.0km付近右岸を最低高水敷幅である50mまで後退させ，かつ低水路幅を3.0km地点で185m，4.6kmで215mに拡幅し（図－5.2.43），湾曲度をより少なくした形状とした（原案法線形はセンターライン方式で堤防法線に合わせて設定している）。

③　現況河道へのすり付け区間である4.6km～5.6km間の右岸側法線形は，4.6kmからすぐに（5.0km地点間）現況法線にすり付ける形状とした方が洗掘を軽減できることが明らかとなった。

④　低水路法線形の修正を行った上で，なおかつ水衝部となり，低水護岸沿いの洗掘対策が必要とされる箇所に水制および根固工を設置した。検討結果より，効果の得られた水衝部の対策工案の設置位置，諸元は図－5.2.43に示すとおりである。対策工は，洗掘規模の大きい4.4km付近左岸および3.2km付近左岸に透過水制を設置し，他の河床は根固工を敷設した。

⑤　透過水制は，現況河道の対策工案と同じ杭径0.36m，杭間隔1.5mの4列で千鳥としたものである。水制長は計画低水路幅（約180m）の1割（18m）とし，水制の設置間隔は水制長の2倍（36m），水制高は計画河床高より3.0m高である。この水制を4.2km～4.7k

m間付近左岸に14基，3.1km～3.5km間付近右岸に14基設置した。なお，このうち上流側2基の水制は，水制自体の先端部付近の洗掘を軽減させるため，水制長を10m，15mと短くした。

⑥ 根固工は，5.2km～5.0km間右岸，4.2km～4.1km間付近左岸，3.3km～2.9km間右岸，2.0km～1.6km-70m間左岸側および落差工直上流の1.4km+220m～1.2km間と落差工間の右岸側に敷設した。根固工の敷設幅は，落差工直上流右岸側を8.0mとし，他は6.0mで敷厚2.0mとした。根固工重量は約400kg相当の砕石を用いた。

⑦ このような低水路法線形の修正と諸対策工によって，最大流速が若干低下し，透過水制の設置箇所は，河岸沿いの洗掘が防止され，かつ洗掘位置も河岸から離れた所に移って，最大洗掘深およびその洗掘領域も軽減することが明らかとなった。また，水制背後はむしろ堆積傾向となる結果が得られた。

⑧ 根固工の敷設箇所は，根固工前面でいずれも洗掘が生ずるものの，$Q_T=6,000m^3/s$では根固工の崩落や沈下等も少なく，$Q_T=9,000m^3/s$および$Q_T=13,600m^3/s$時において，根固工前面の一部が崩落したり，沈下する現象が生ずる。しかし，河岸沿いの洗掘防止は可能であり，吸い出し防止等を考慮すればより効果が得られるものと考えられる。

⑨ 以上のように，低水路法線形の修正と諸対策によって，水衝部等の局所洗掘防止が可能である結果が得られた。しかし，落差工地点から下流左岸側一帯は，これまでより堆積が若干軽減されるものの，依然として落差工上流の洗掘土砂が大量に堆積する。なお，落差工上流の1.8km～1.4km間付近左岸側の低水路法線形は，後述する図－5.2.55に示す形状とした方が効果が得られる。

⑩ 宇治川と桂川の合流後河道（導流堤撤去案）および淀川河道は，河床勾配が緩く掃流力も木津川河道に比して小さいことから，全体に河床低下傾向となるものの河床変動は非常に少ない。

5）全川計画河道時（落差工集中案）の現象と諸対策について

① 現況の木津川4.6km付近から上流河道は，流路幅が広く，かつ水深も概して小さいことから複列の砂礫堆が形成され，河床変動も比較的小さかった。しかし，計画河道時においては，低水路水深が大きくなって，反対に低水路幅が狭いことから，単列の砂礫堆が形成

され，河岸沿いの洗掘がかなり増大する。

② 4.6km付近から上流河道は，河道を整正して複断面化したことにより，流下能力が増大したものの，流れが低水路内へ集中する。このため最大流速が現況時より約3割程度増大し，6.2km～5.0km間付近において低水路右岸寄りが水衝部となる。

③ 水衝部の局所洗掘対策として，低水路法線形の修正と根固工による対策案を行った。低水路法線形は，右岸側法線を現況の低水路法線位置まで後退させ，4.6km～6.2km間の低水路幅を215m，6.2km～6.8km間で低水路幅を215m～180mへと漸縮させる形状とした。されに水衝部と予想される6.7km～5.0km間右岸に根固工（敷設幅6.0m，敷厚2.0m）を敷設した（図－5.2.55参照）。

④ 以上のような諸対策によって，河床変動および局所洗掘深が若干低減した。しかし，低水路右岸沿いの洗掘が依然として大きく，根固工敷設幅は10m程度にする必要があると考えられた。

⑤ 木津川の4.6km付近から下流河道の諸対策案や対策効果は，先の4）に述べた結果と同一である。ただし，落差工上流の1.8km～1.4km間付近左岸側の低水路法線形は，後退させた形状（最大10m後退，高水敷幅50m）とした方が落差工周辺の河床変動が軽減し，効果が得られることが明らかとなった。よって，落差工地点付近の法線形は，図－5.2.55に示す形状とした方が良いと判断される。

⑥ 落差工地点から下流左岸側一帯は，依然として落差工上流の洗掘土砂が大量に堆積する。ただし，落差工上流河道の河床変動が安定した状態では，落差工下流の堆積土砂がかなり低減ずる。

6）落差工上流が現況河道時の（落差工集中案）の現象と諸対策について

① 落差工が設置され，その上流が現況河道時の現象と必要対策工について検討した。落差工上流の現況河道へのすり付けは，右岸側を2.8km地点まで計画低水路法線形状で拡幅し，3.0km間ですり付ける形状とした。左岸側は1.4km地点で低水路位置が現況とほぼ一致しているので，そのまますり付ける案が水理的に問題点が少ないことなどが明らかとなった（図－5.2.68）。

② 水衝部等の対策工は，木津川の3.0km地点より上流は，現況時の水衝部対策工案と同一とした。他に落差工地点から上流右岸側の約1.4km+220m間は，計画河道時と同一諸元の根固工を敷設した。

③ なお，木津川の落差工から下流河道および他の河川は計画河道であるが，ここでは計画河道時の固定床実験において検討した宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）について，35.2km地点から上流を残存させ，このとき低水路幅の狭い木津川と宇治川の背割堤先端の宇治川側高水敷部を掘削し，低水路を拡幅した形状としている（図－5.2.68参照）。

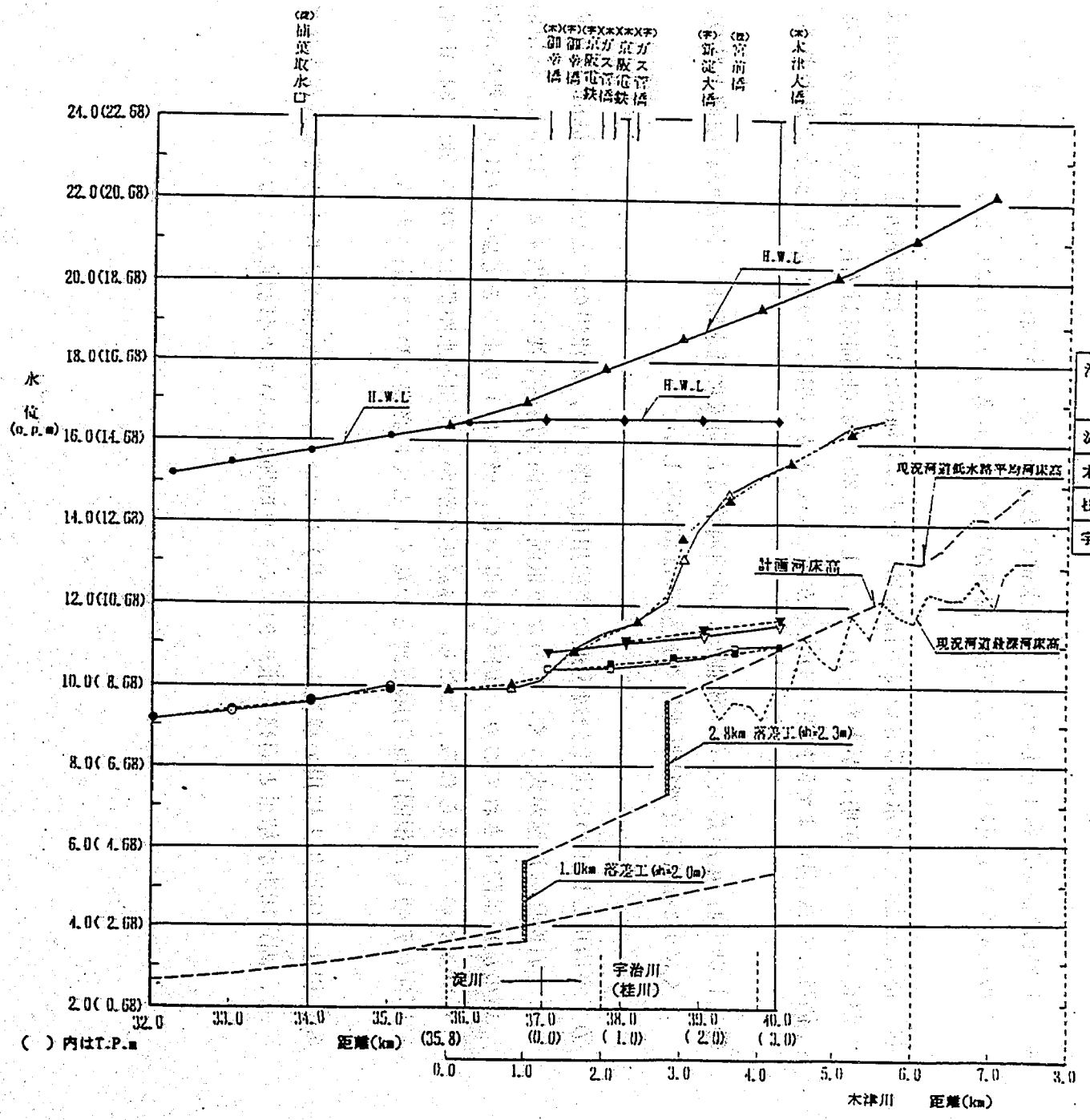
④ 1.2km地点の落差工の流れは，下流水位の影響を受け，いずれも潜り状態で越流する。このため落差工天端の最大流速は，流量が増大してもあまり変らないようである。

⑤ 落差工上流側の水衝部等の対策箇所は，いずれも河岸沿いの洗掘が防止され，その効果が得られることが明らかとなった。ただし，3.3km～3.0km間付近右岸水制設置箇所の下流側は，2.7km付近まで河岸沿いの洗掘が大きいことから根固工の敷設が必要かと思われる。

⑥ 1.0km地点の落差工から下流側は，計画河道時と同様に低水路内全体が堆積傾向となり，とくに0.2km付近までは低水路左岸側の堆積が著しい。

⑦ 宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川低水路内は，木津川の合流する35.6km付近から下流右岸側の洗掘が大きく，このため根固工前面で崩落や沈下が生ずる。しかし，河岸沿いの洗掘は防止されており，実際の対策では，吸い出し防止等を考慮すればより効果が得られるものと考えられる。ただし，導流堤先端から桂川低水路側および35.0km～34.4km右岸側に敷設した根固工は河床変動も少なく，とくに必要ないと判断される。

⑧ 以上，宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）について，35.2km地点より上流側を残存させても，固定床実験結果と同様，水理的にあまり問題はないことが明らかとなった。



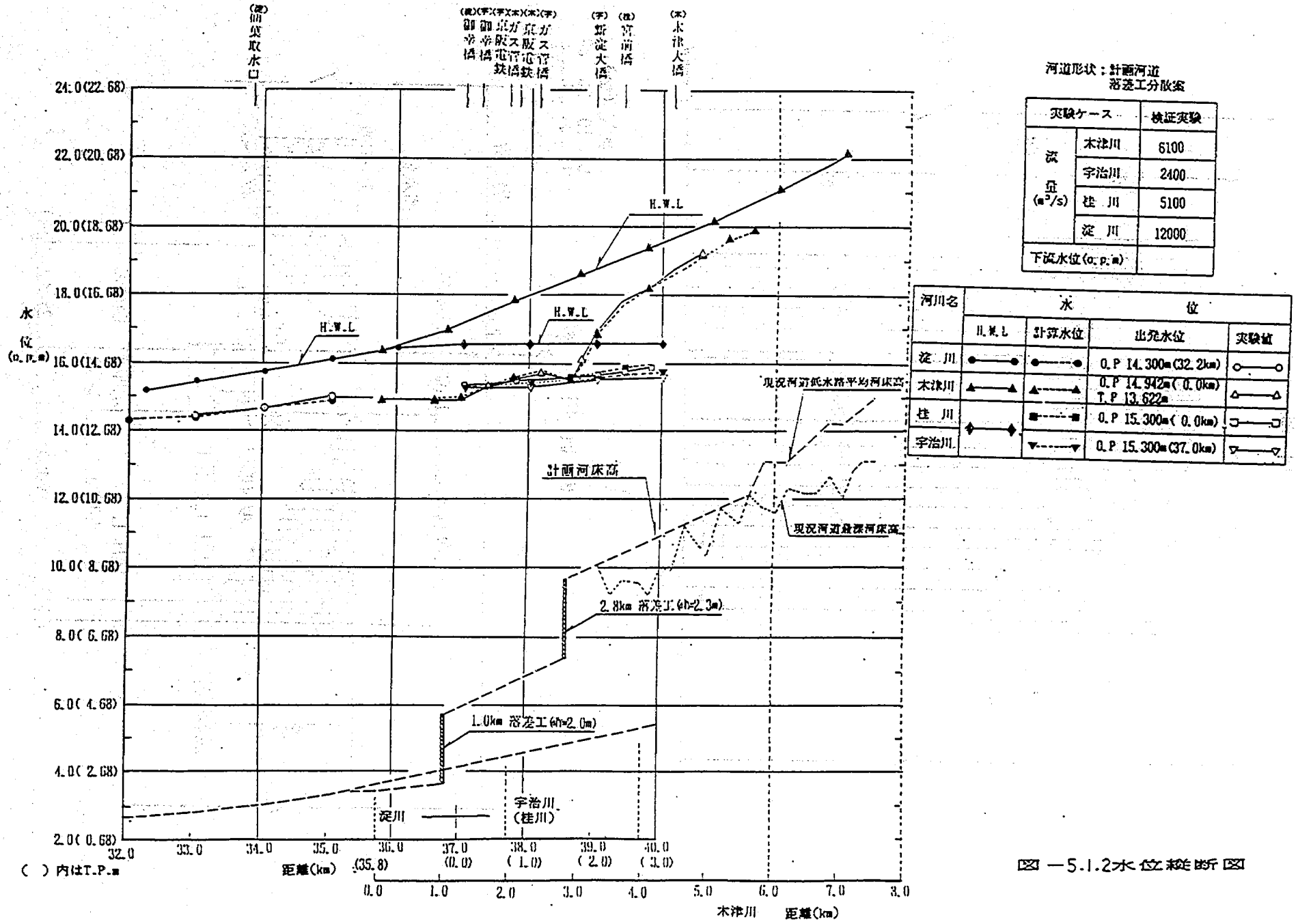
( ) 内はT.P.m

河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		検証実験
流量 (m^3/s)	木津川	2000
	宇治川	1100
	桂 川	1350
	淀 川	4000
下流水位(o.p.m)		

河川名	水位			
	H.W.L	計算水位	出発水位	実験値
淀 川	●—●—●	●·····●	O.P 9.162m(32.2km)	○—○—○
木津川	▲—▲—▲	▲·····▲	O.P 9.925m(0.0km) T.P 8.609m	△—△—△
桂 川	◆—◆—◆	■·····■	O.P 10.400m(0.0km)	□—□—□
宇治川		▼·····▼	O.P 10.855m(37.0km)	▽—▽—▽

図－5.1.1 水位縦断図



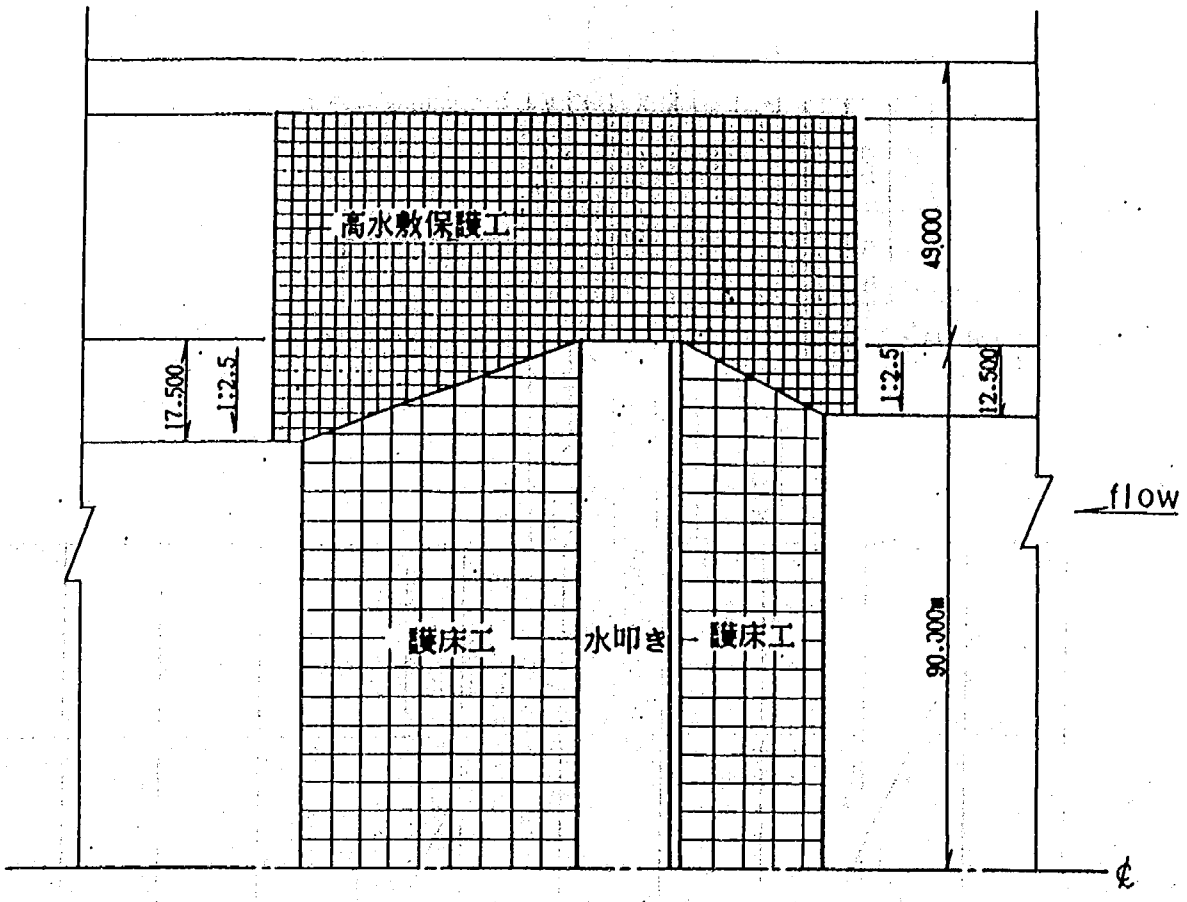
河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		検証実験
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	12000
下流水位(o.p.m)		

河川名	水位			
	H.W.L	計算水位	出発水位	実験値
淀 川	●——●	●——●	O.P 14.300m(32.2km)	○——○
木津川	▲——▲	▲——▲	O.P 14.942m(0.0km) T.P 13.622m	△——△
桂 川	◆——◆	■——■	O.P 15.300m(0.0km)	□——□
宇治川		▼——▼	O.P 15.300m(37.0km)	▽——▽

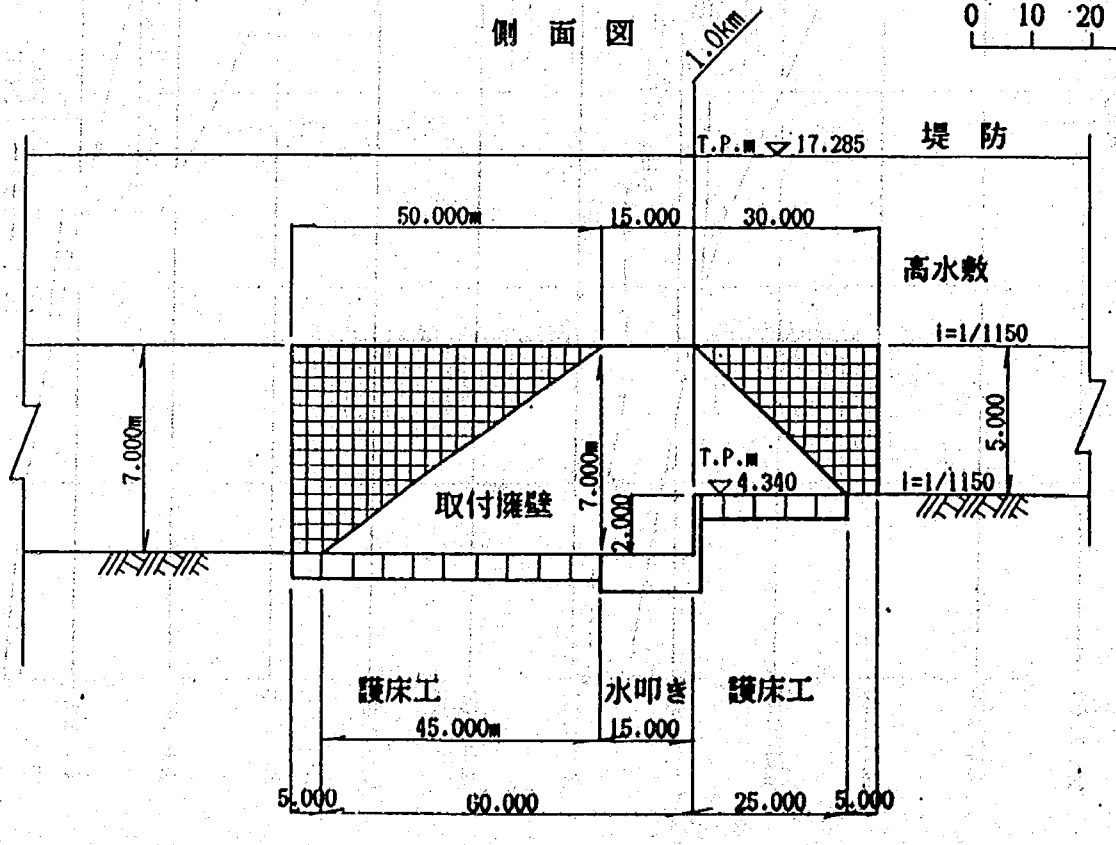
図 —5.1.2水位縦断図

平 面 図



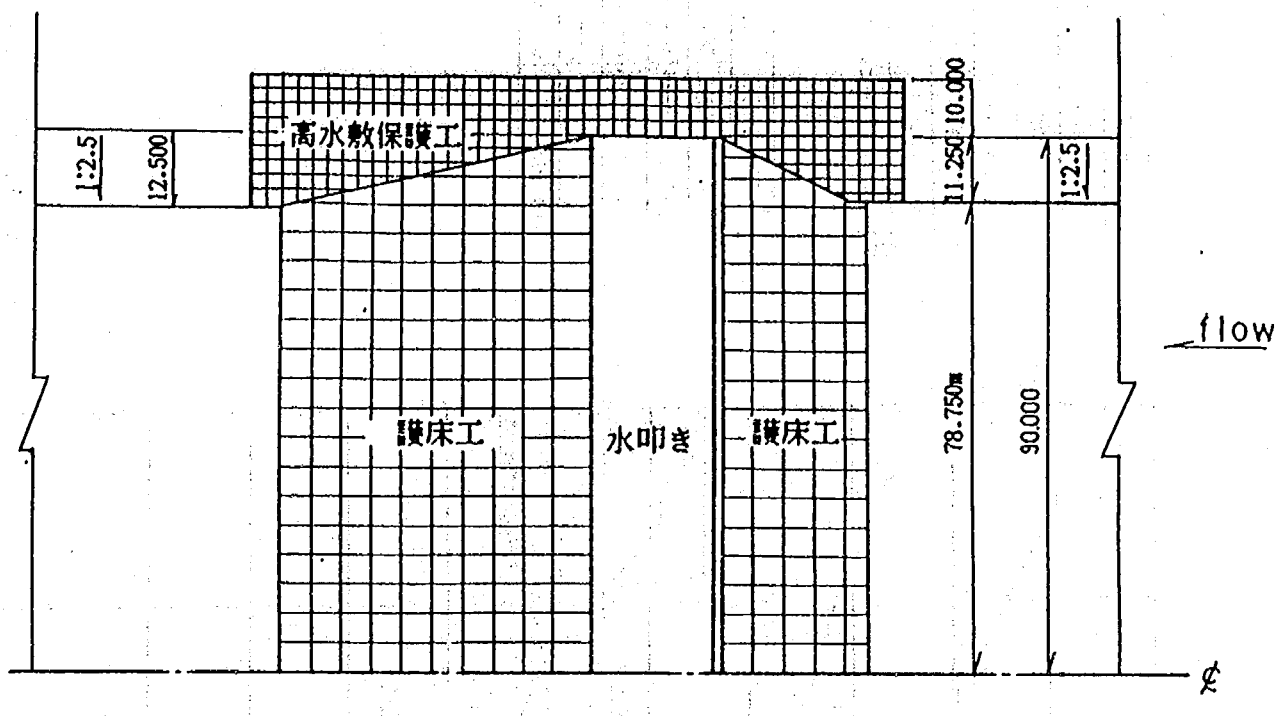
縮尺 (m)
0 10 20 30

側 面 図



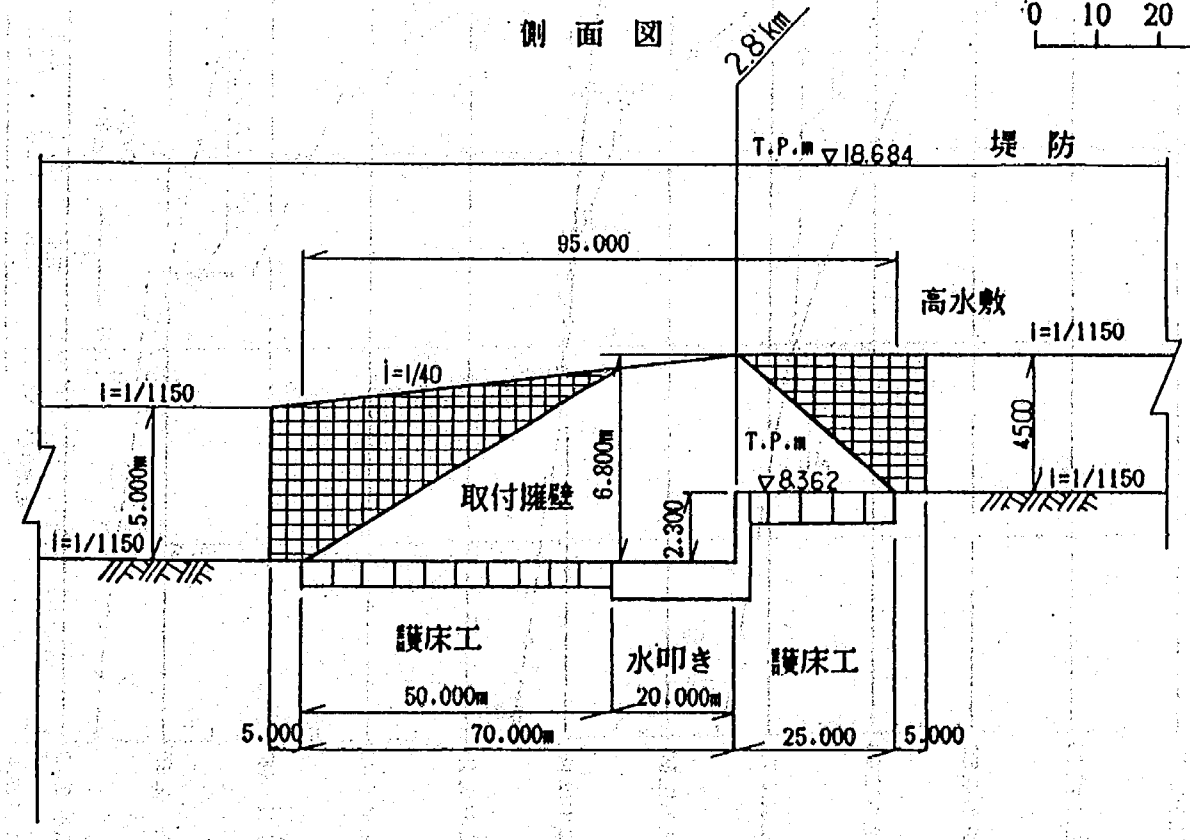
図－5.1.3(1)重力式落差工概略設計図（2段案、1.0km 、直壁式取付擁壁）

平 面 図

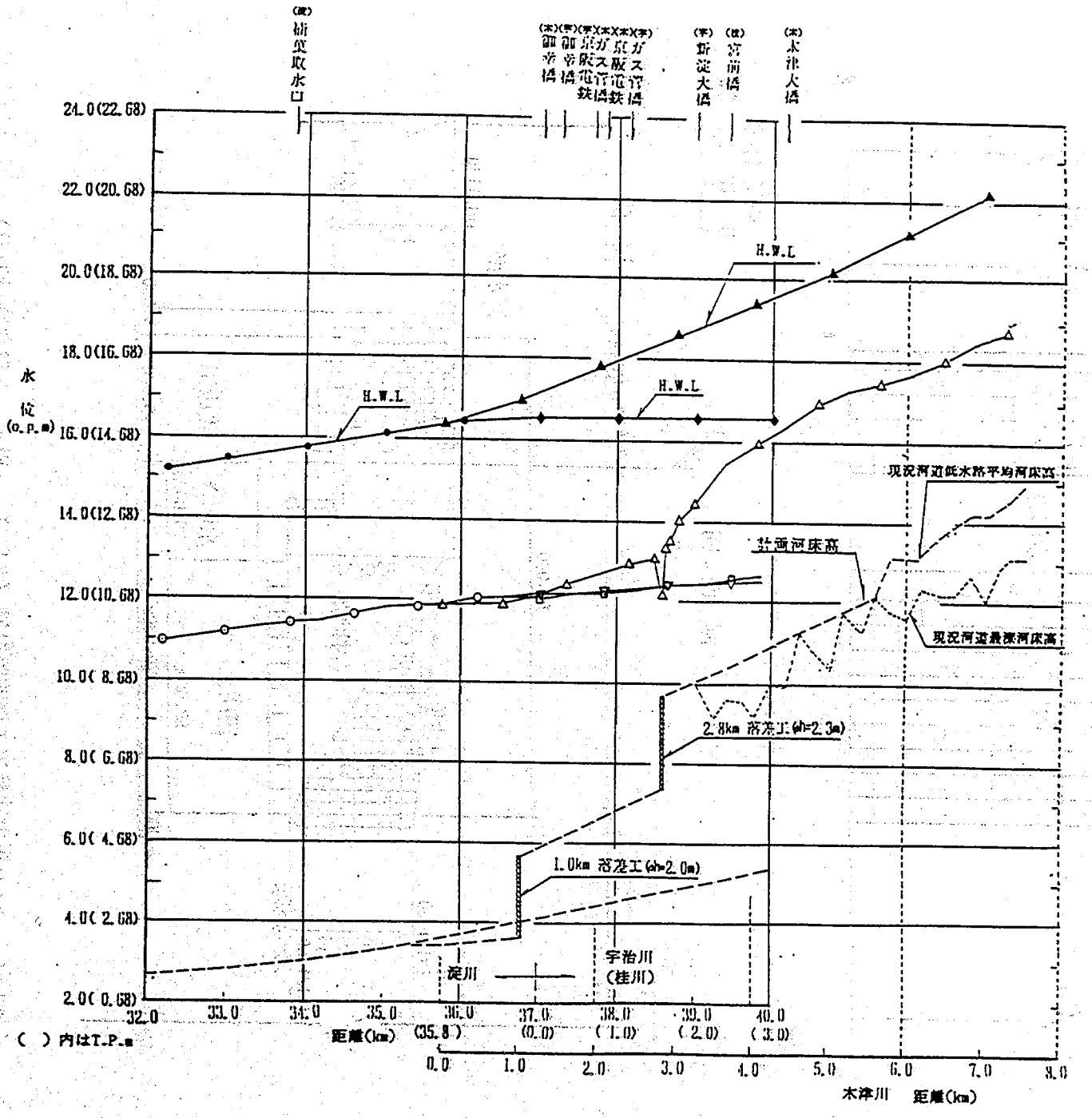


縮尺（m）
0 10 20 30

側 面 図



図－5.1.3(2)重力式落差工概略設計図（2段案、2.8km 、直壁式取付擁壁）



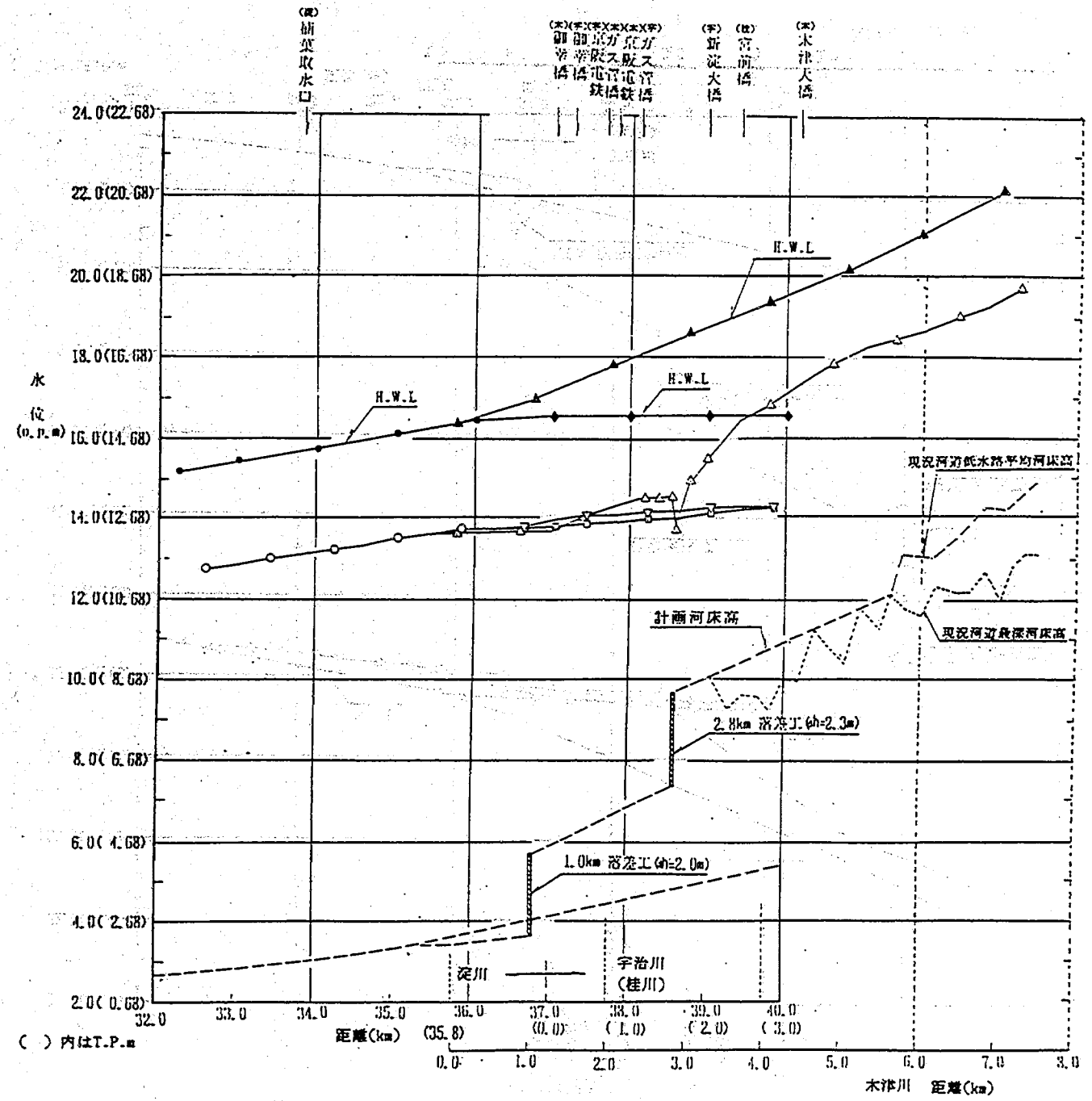
河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		2-1-2
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂川	2250
	淀川	6000
下流水位(o.p.m)		10.830 (10.880)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀川	●—●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂川	◆—◆	○—○
宇治川		▽—▽

図 —5.1.4 水位縦断図



( ) 内はT.P.m

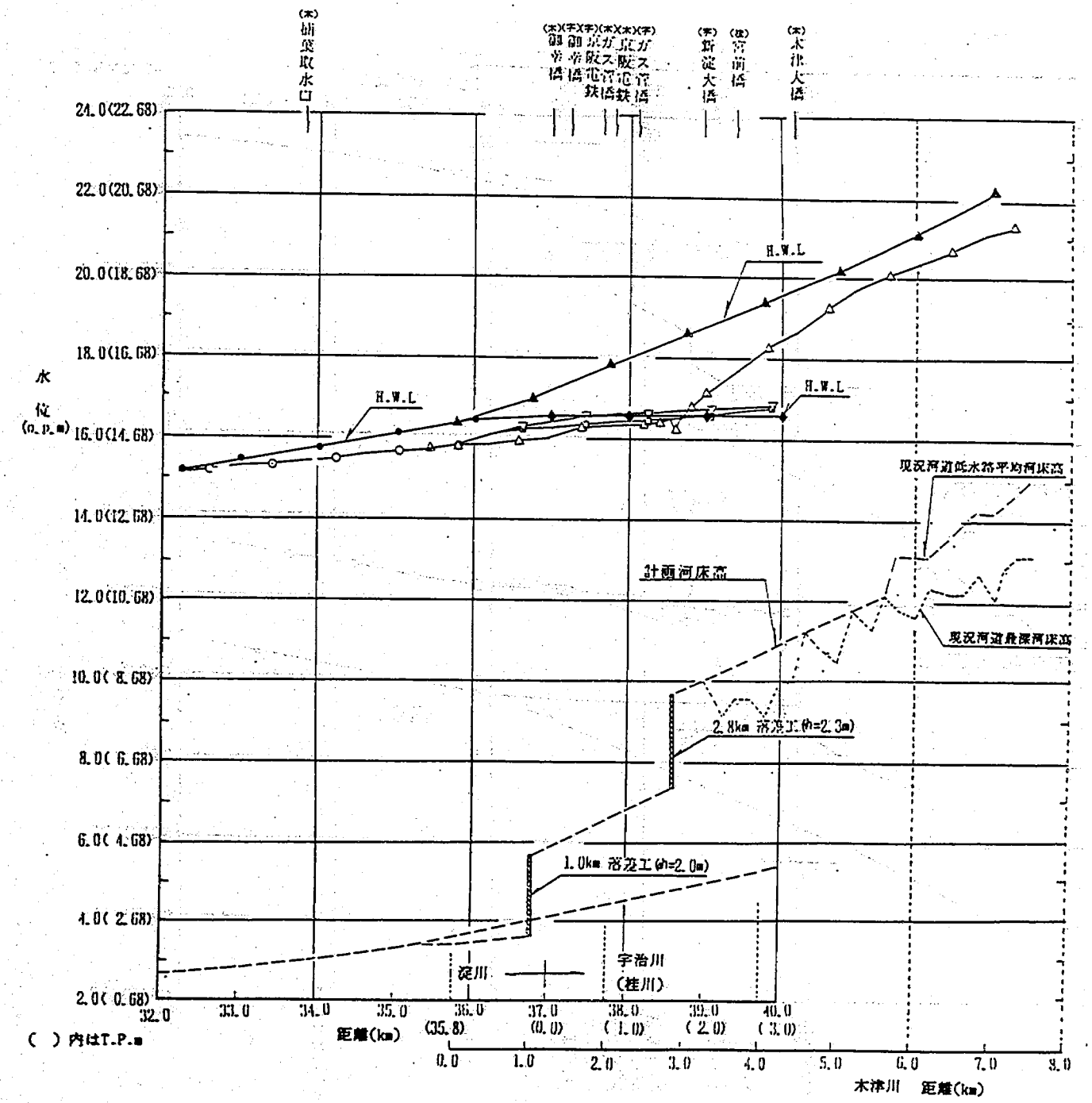
河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		2-1-3
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(o.p.m)		12.650 (12.620)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●	○
木津川	▲	△
桂 川	◆	○
宇治川		▽

図 —5.1.5水位縦断図



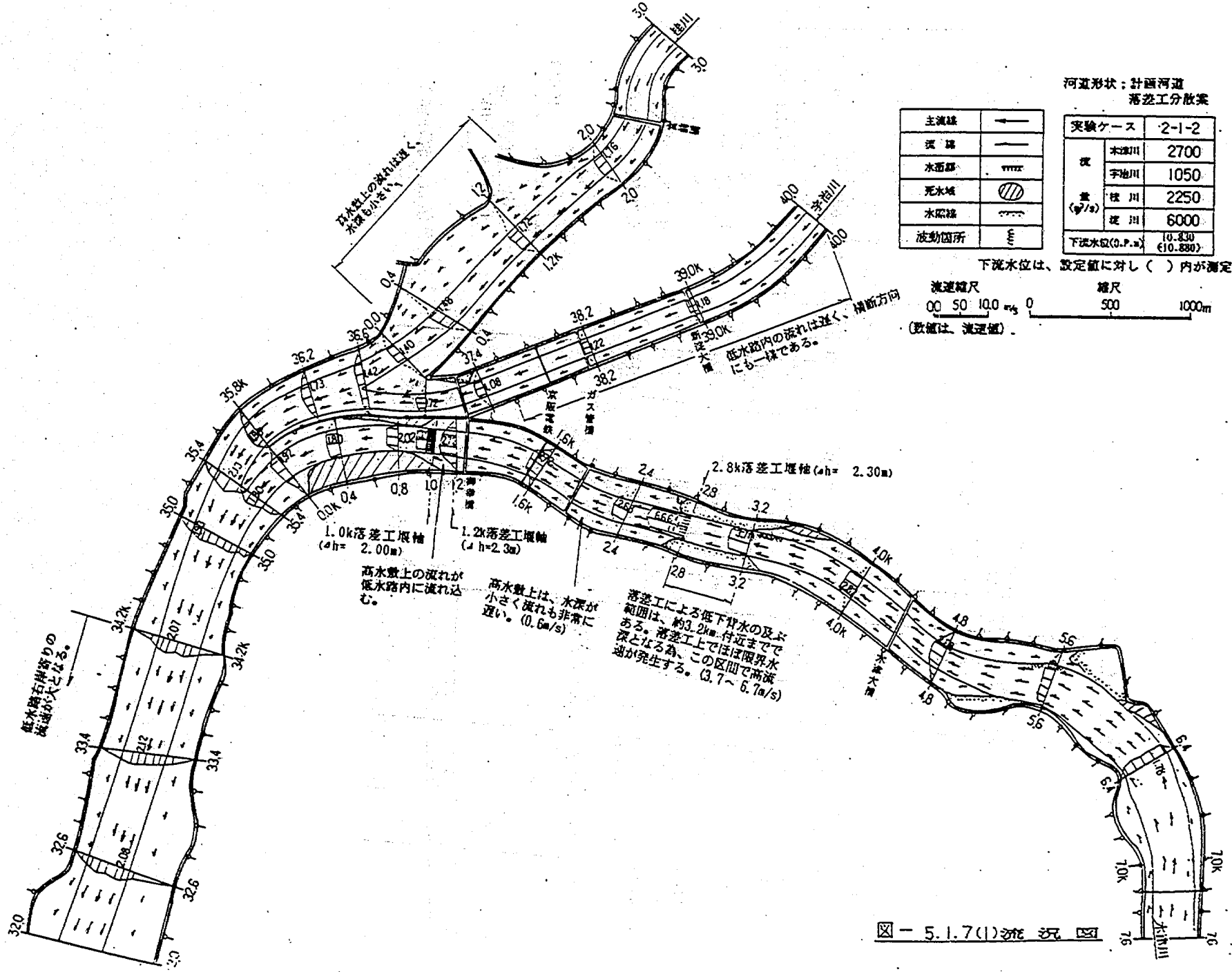
河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		2-1-4
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(o.p.m)		15.100 (15.140)

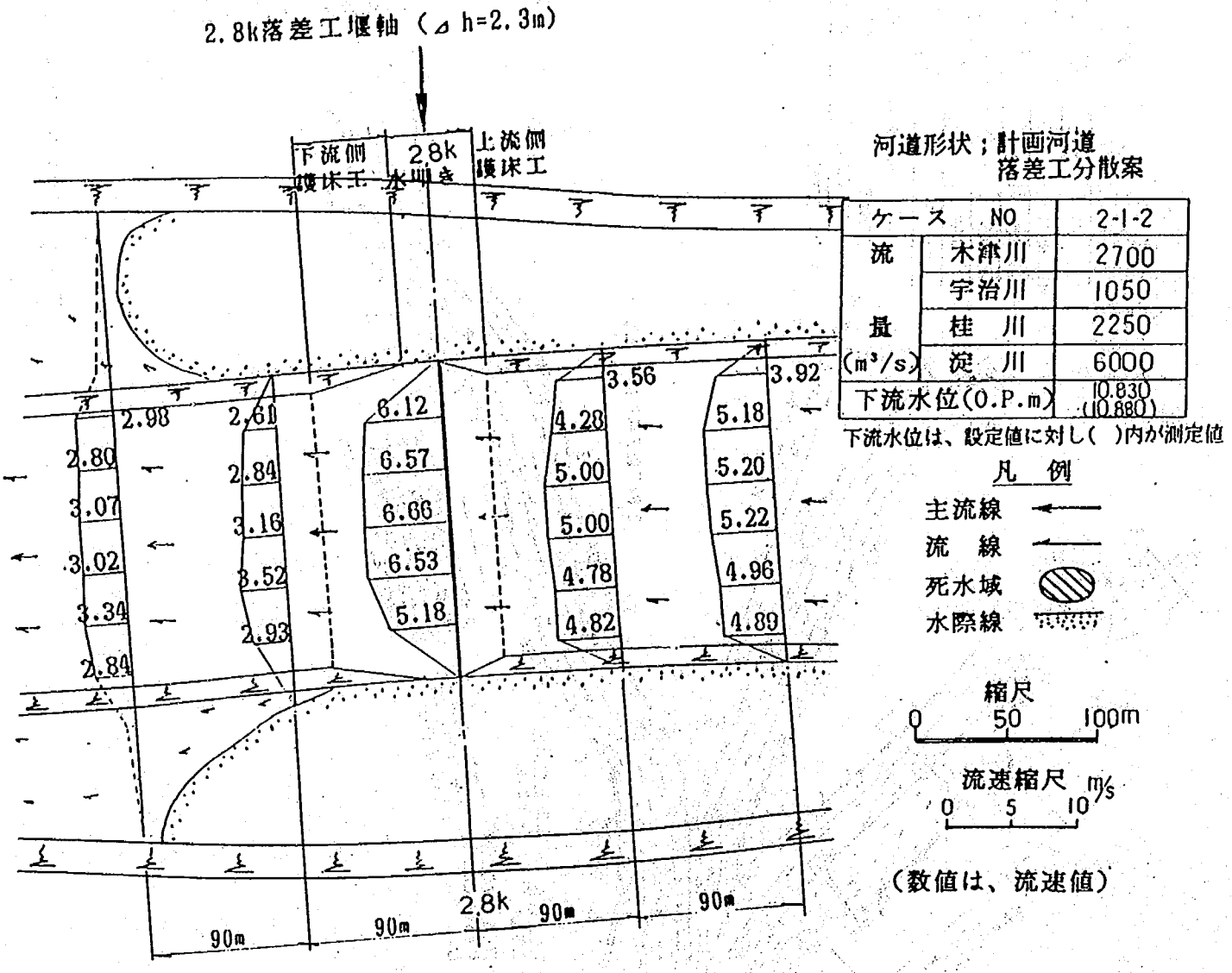
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●—●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂 川	◆—◆	○—□
宇治川		▽—▽

図 —5.1.6水位縦断図.


河道形状；計画河道
落差工分散案
主流線
流線
水面線
死水域
水際線
波動箇所
実験ケース 2-1-2
流量(m³/s) 木津川 2700
宇治川 1050
桂川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) 10.830 (10.880)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縦尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
1.0k落差工堰軸 (Δh= 2.00m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
2.8k落差工堰軸 (Δh= 2.30m)
高水敷上の流れが低水路内に流れ込む。
高水敷上は、水深が小さく流れも非常に遅い。(0.6m/s)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は、約3.2km付近までである。落差工上ではほぼ限界水深となる為、この区間で高流速が発生する。(3.7～6.7m/s)
低水路内の流れは速く、横断方向にも一様である。
高水敷上の流れは遠く、水深も小さい。
低水路右岸寄りの流速が大となる。
木津川
宇治川
淀大橋
京阪電鉄
ガス管埋
水資大橋

図－5.1.7(1)流況図



河道形状；計画河道
落差工分散案

ケース NO		2-1-2
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂川	2250
	淀川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.880)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

凡例

主流線
流線
死水域
水際線

縮尺
0 50 100m

流速縮尺 m/s
0 5 10

(数値は、流速値)

図－5.1.7(2)落差工付近の流速ベクトル図

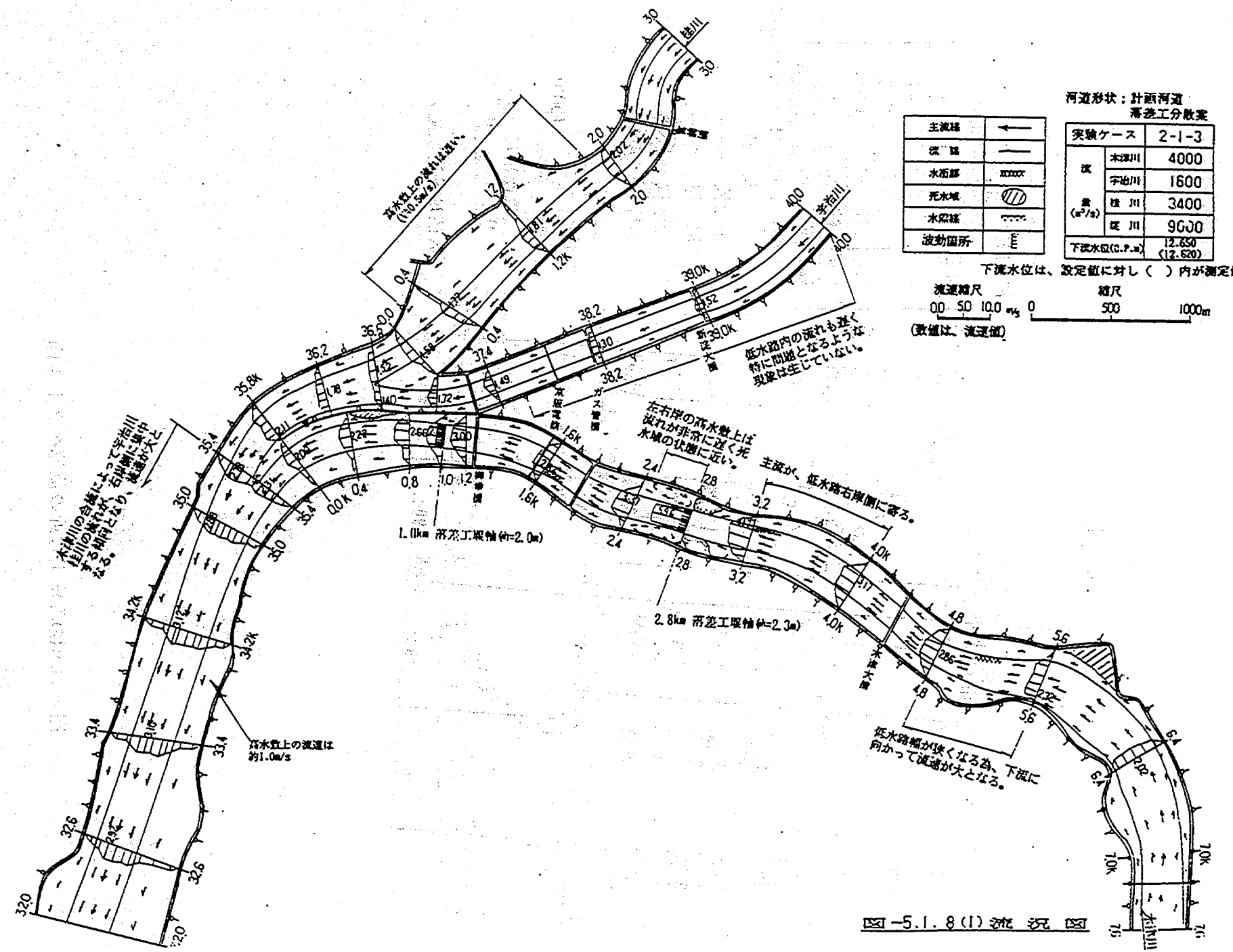

河道形状：計画河道
落差工分散案
主流線
流 線
水面部
死水域
水深線
波動箇所
実験ケース 2-1-3
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1600
桂 川 3400
淀 川 9000
下流水位(O.P.m) 12.650 (12.620)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
高水敷上の流れは速い。(1:0.5m/s)
宇治川
木津川
桂川
淀川
1.6k
1.2k
0.4
0.0k
0.8
1.0
1.2
1.6k
2.4
2.8
3.2
4.0k
4.8
5.6
6.4
7.0k
7.6
1.1km 落差工取付位=2.0m
2.8km 落差工取付位=2.3m
左右岸の高水敷上は流れが非常に遅く死水域の状態に近い。
主流が、低水路右岸側に寄る。
低水路内の流れも速く特に問題となるような現象は生じていない。
木津川の合流によって宇治川は川の流れが、右岸側に集中する傾向となり、流速が大となる。
高水敷上の流速は約1.0m/s
低水路幅が狭くなる為、下流に向かって流速が大となる。
ガス管橋
京阪電鉄
JR奈良線
水管橋
JR東海道本線
JR東海道新幹線
名神高速道路
国道1号
国道24号
国道1号バイパス

図-5.1.8(1) 流況図

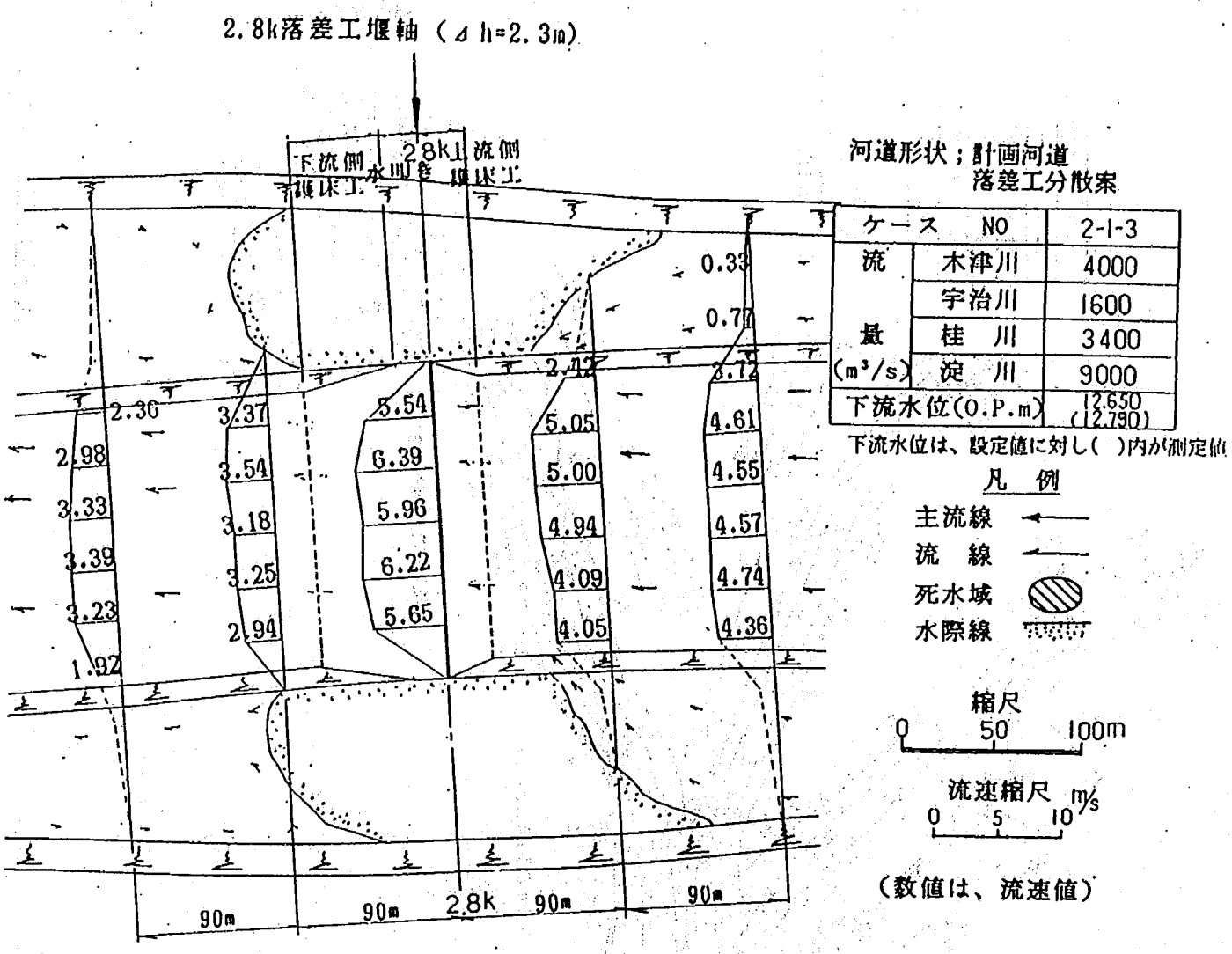
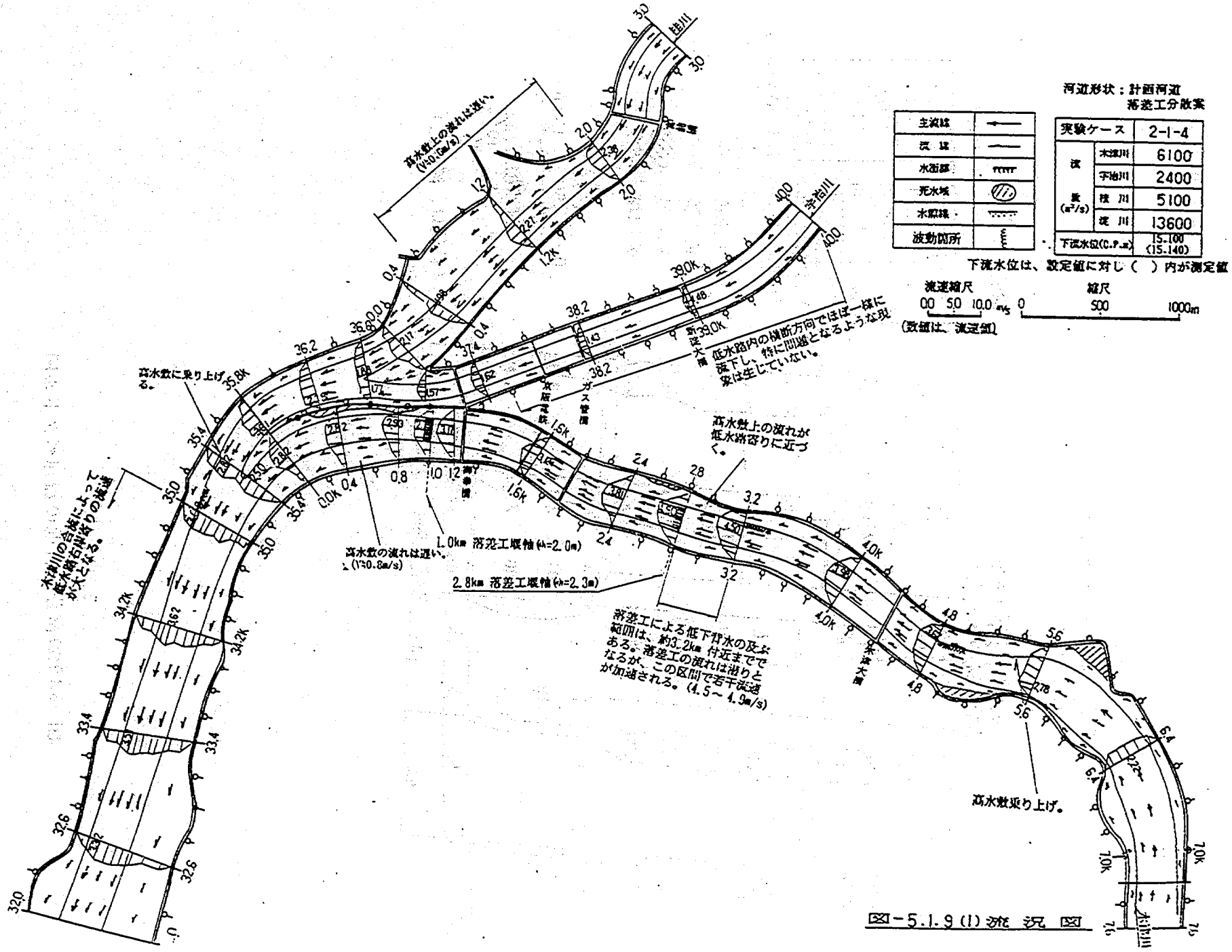
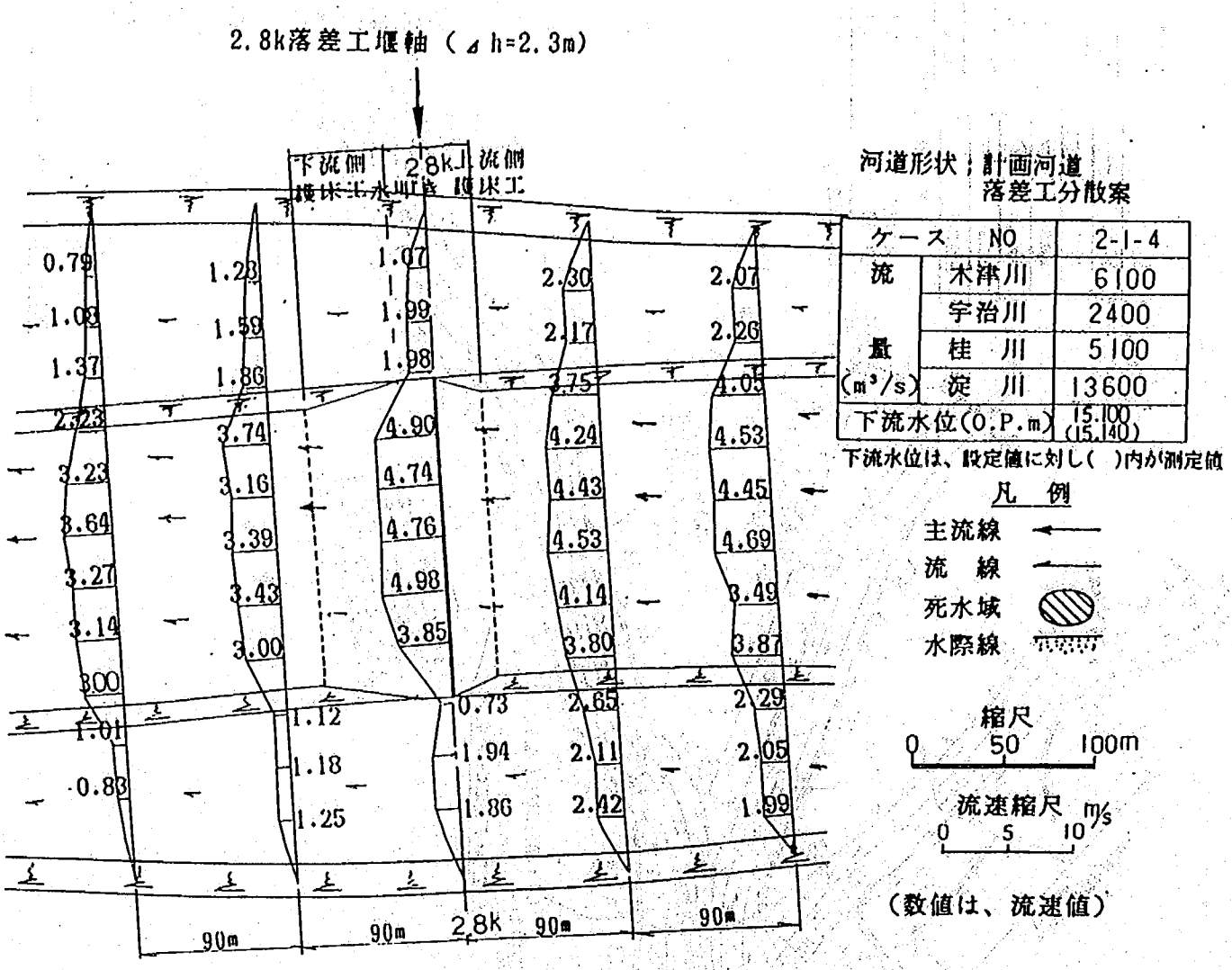


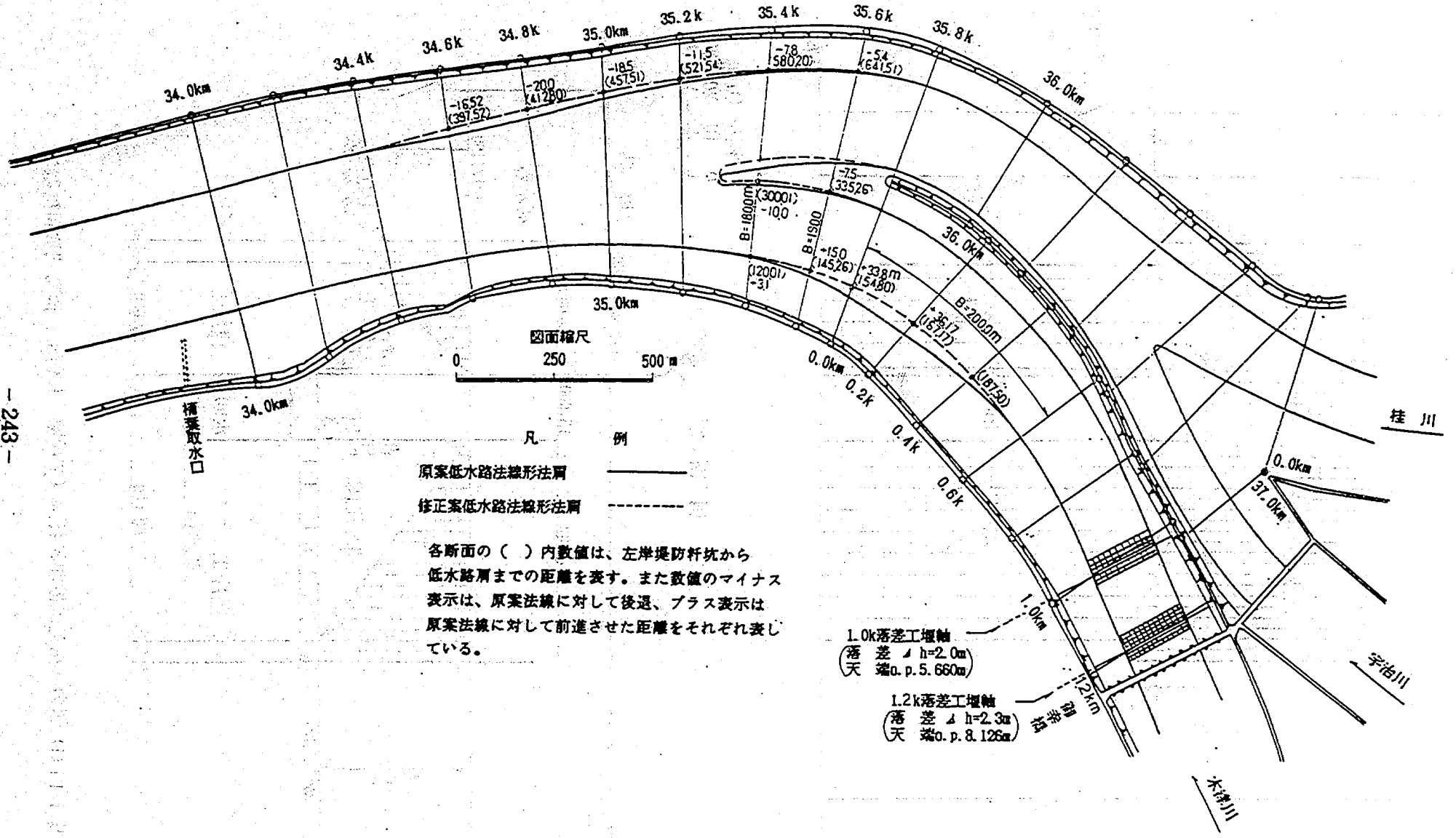
図-5.1.8(2)落差工付近の流速ベクトル図


河道形状：計画河道
落差工分散案
主流線
流線
水面線
死水域
水跳線
波動箇所
実験ケース 2-1-4
流量 (m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂川 5100
淀川 13600
下流水位(O.P.m) 15.100 (15.140)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
高水敷上の流れは速い。(V=0.7m/s)
高水敷に乗り上げる。
木津川の合流によって低水路右岸寄りの流速が大となる。
高水敷の流れは遅い。(V=0.8m/s)
1.0km 落差工堰幅(h=2.0m)
2.8km 落差工堰幅(h=2.3m)
高水敷上の流れが低水路寄りに近づく。
低水路内の横断方向ではほぼ一様に流下し、特に問題となるような現象は生じていない。
落差工による低下背水の及ぶ範囲は、約3.2km 付近までである。落差工の流れは渋りとなるが、この区間で若干流速が加速される。(4.5～4.9m/s)
高水敷乗り上げ。
桂川
宇治川
木津大橋
新淀大橋
ガス管橋
京阪電鉄

図－5.1.9(1) 流況図

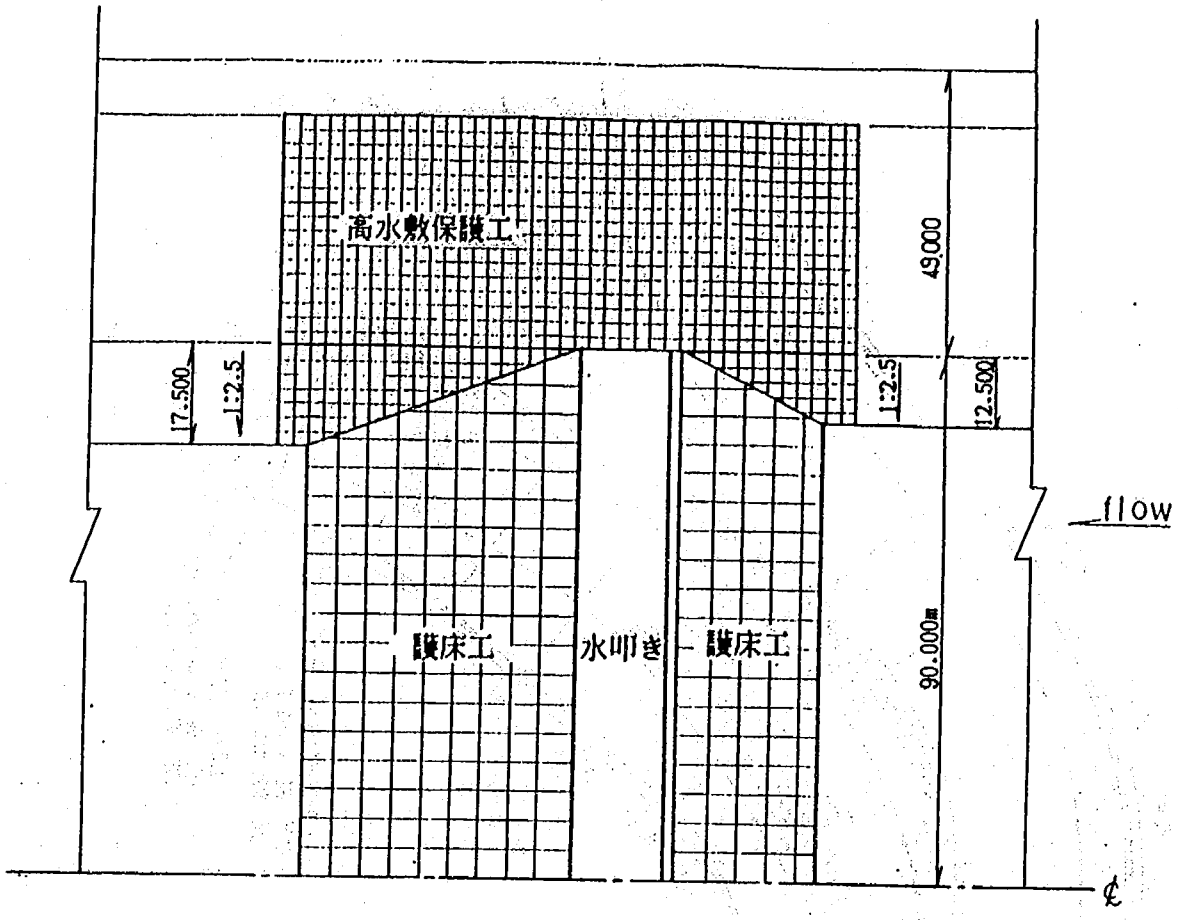


図－5.1.9(2) 落差工付近の流速ベクトル図

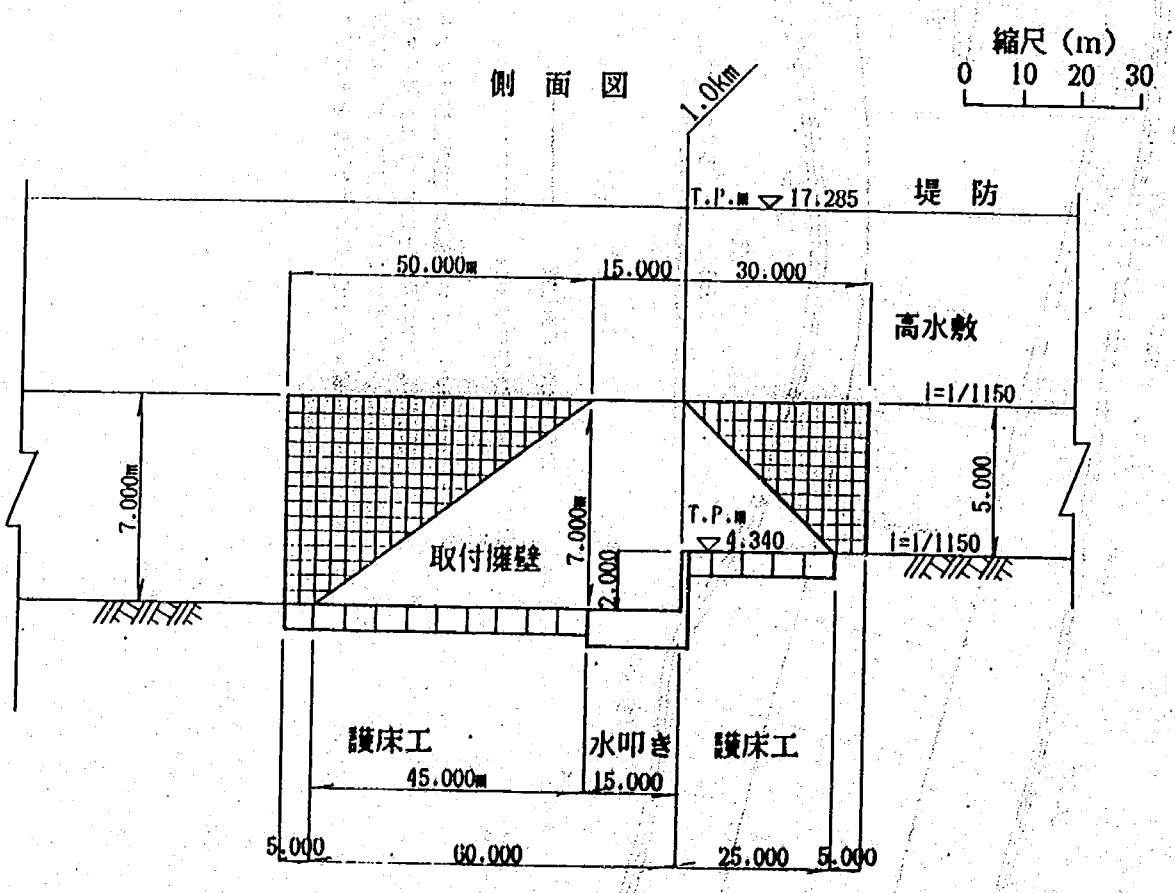


図－5.1.10 修正案低水路法線形状（合流部付近）

平 面 図

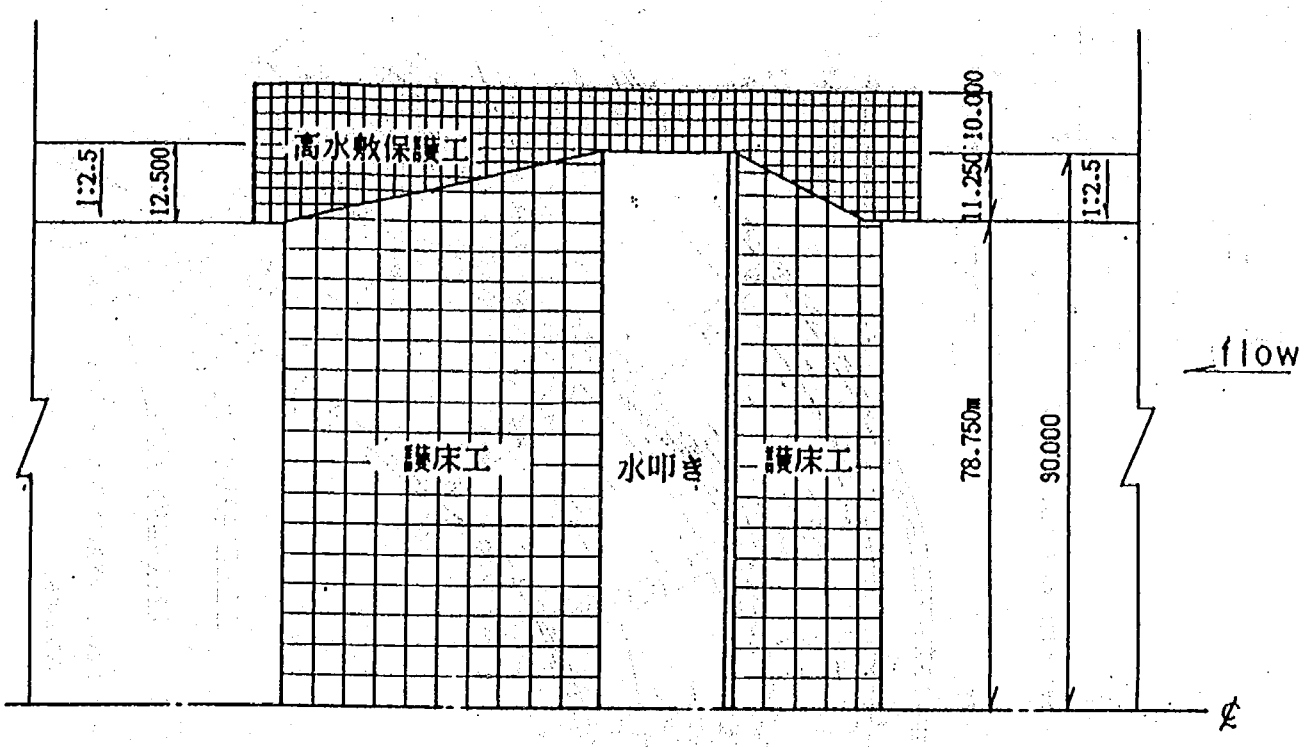


側 面 図



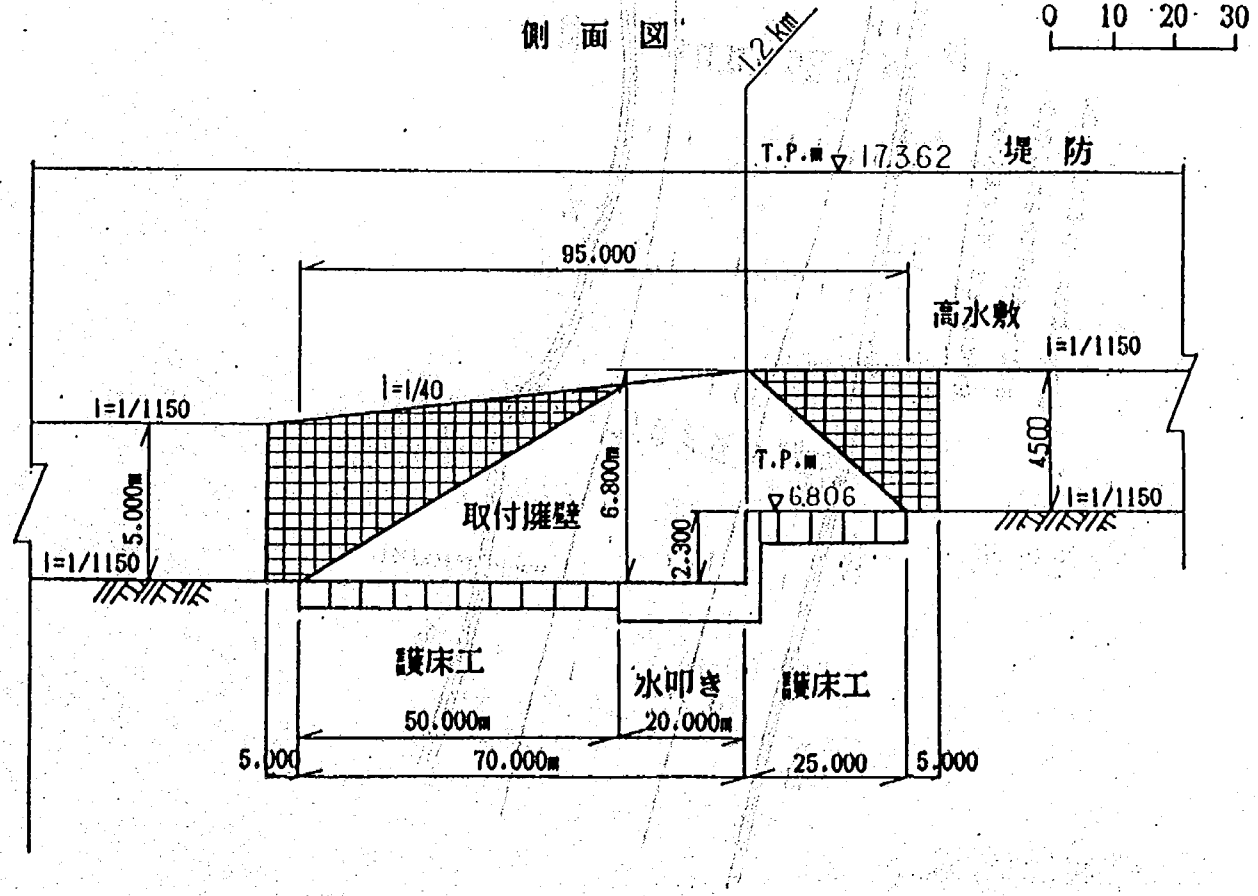
図－5.1.11(1) 重力式落差工概略設計図（2段案、1.0km 、直壁式取付擁壁）

平 面 図

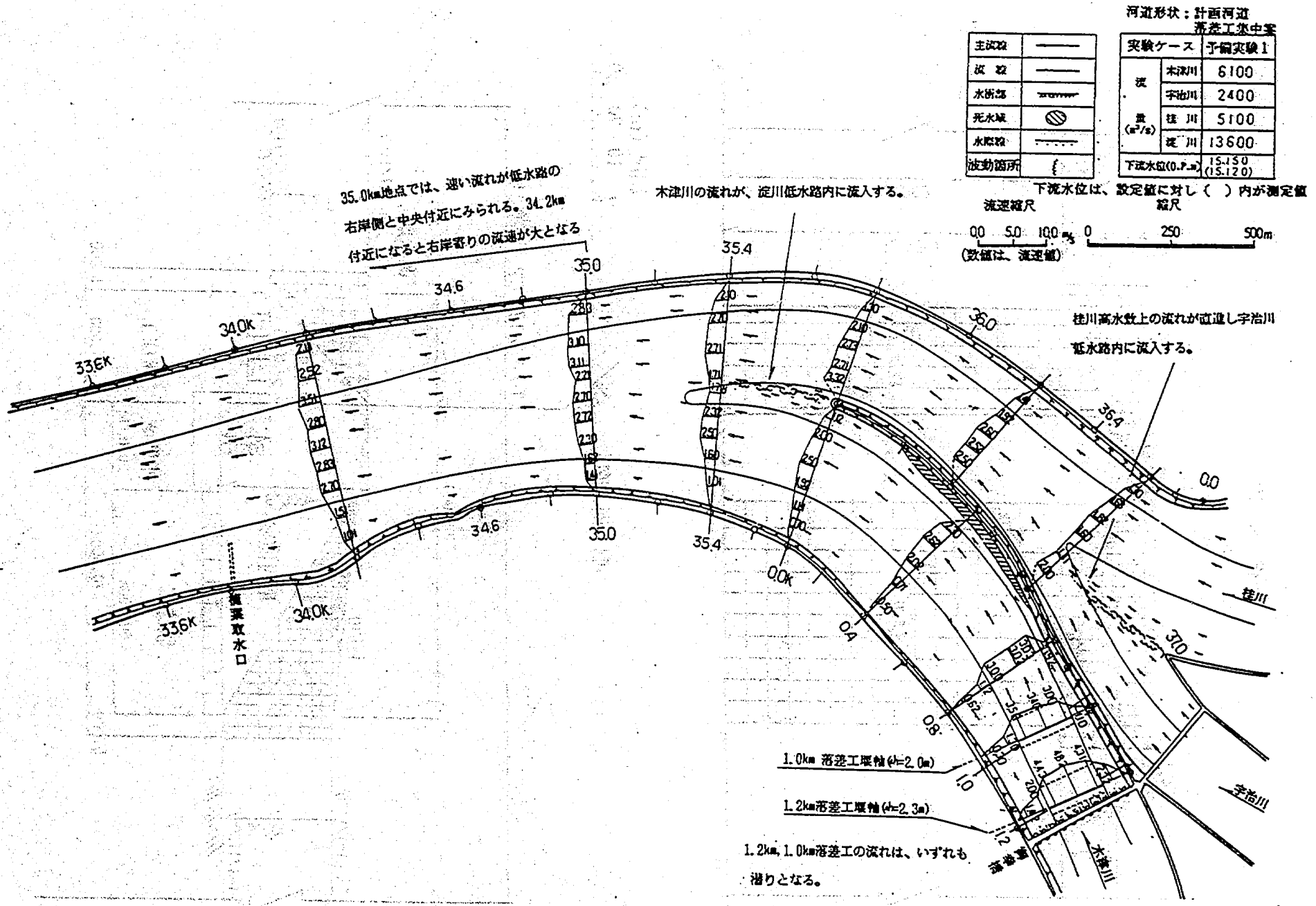


縮尺（m）
0 10 20 30

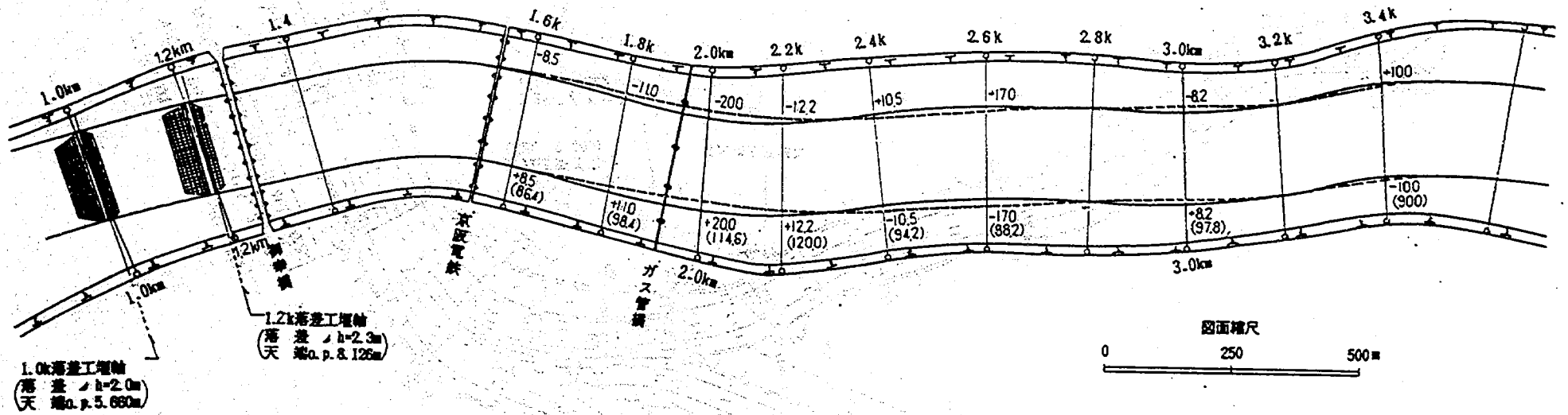
側 面 図



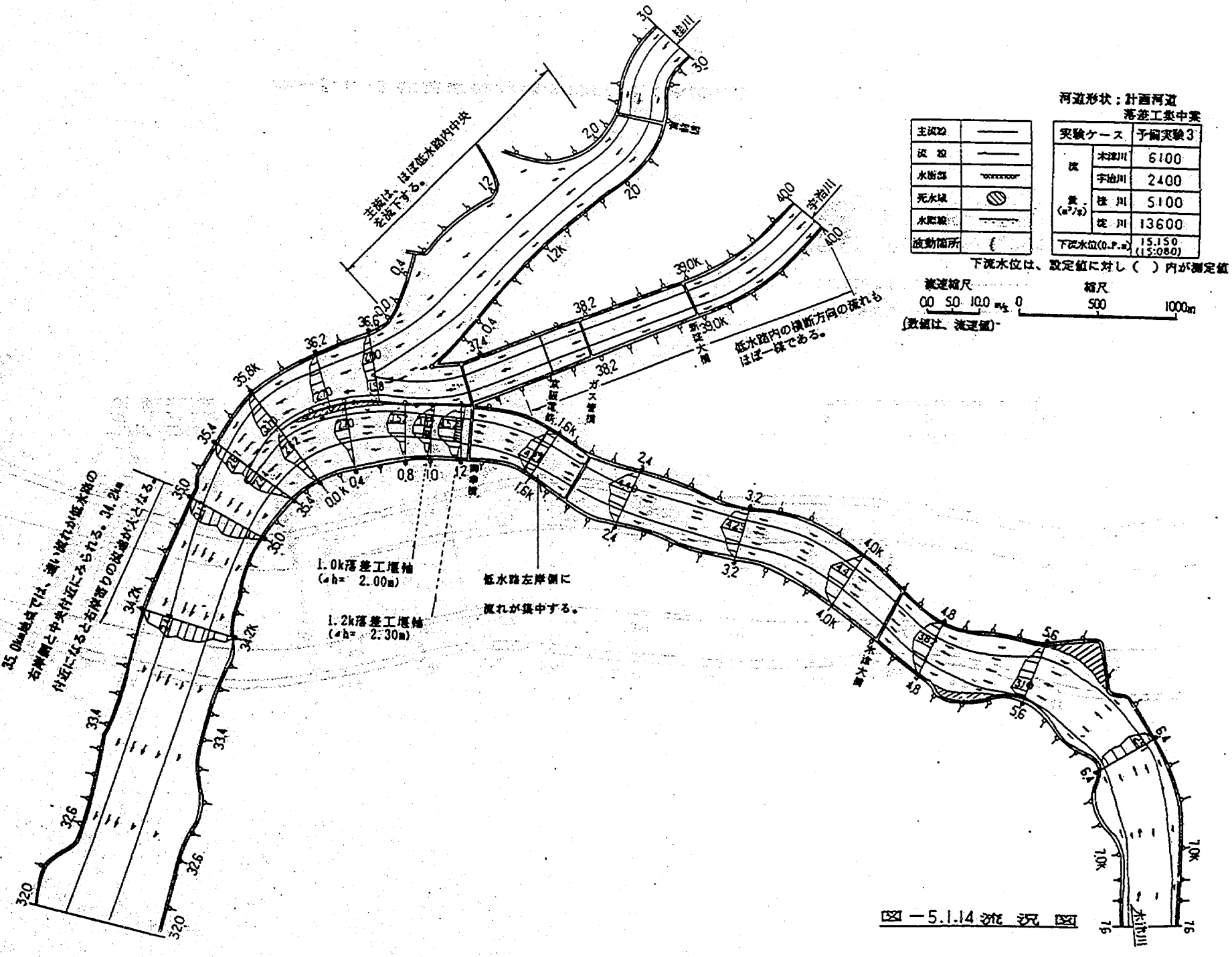
図－5.1.11(2) 重力式落差工概略設計図（2段案、1.2 km 、直壁式取付擁壁）


河道形状：計画河道
落差工集中案
主流路
波 紋
水制部
死水域
水際線
波動箇所
実験ケース
予備実験1
流量 (m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 15.150 (15.120)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 250 500m
35.0km地点では、速い流れが低水路の
右岸側と中央付近にみられる。34.2km
付近になると右岸寄りの流速が大となる
木津川の流れが、淀川低水路内に流入する。
桂川高水敷上の流れが直進し宇治川
低水路内に流入する。
33.6K
34.0K
34.6
35.0
35.4
36.0
0.0K
0.4
0.8
1.0
1.2
33.6K 横断取水口
1.0km 落差工堰軸(h=2.0m)
1.2km落差工堰軸(h=2.3m)
1.2km, 1.0km落差工の流れは、いずれも
潜りとなる。
桂川
宇治川
木津川
淀川

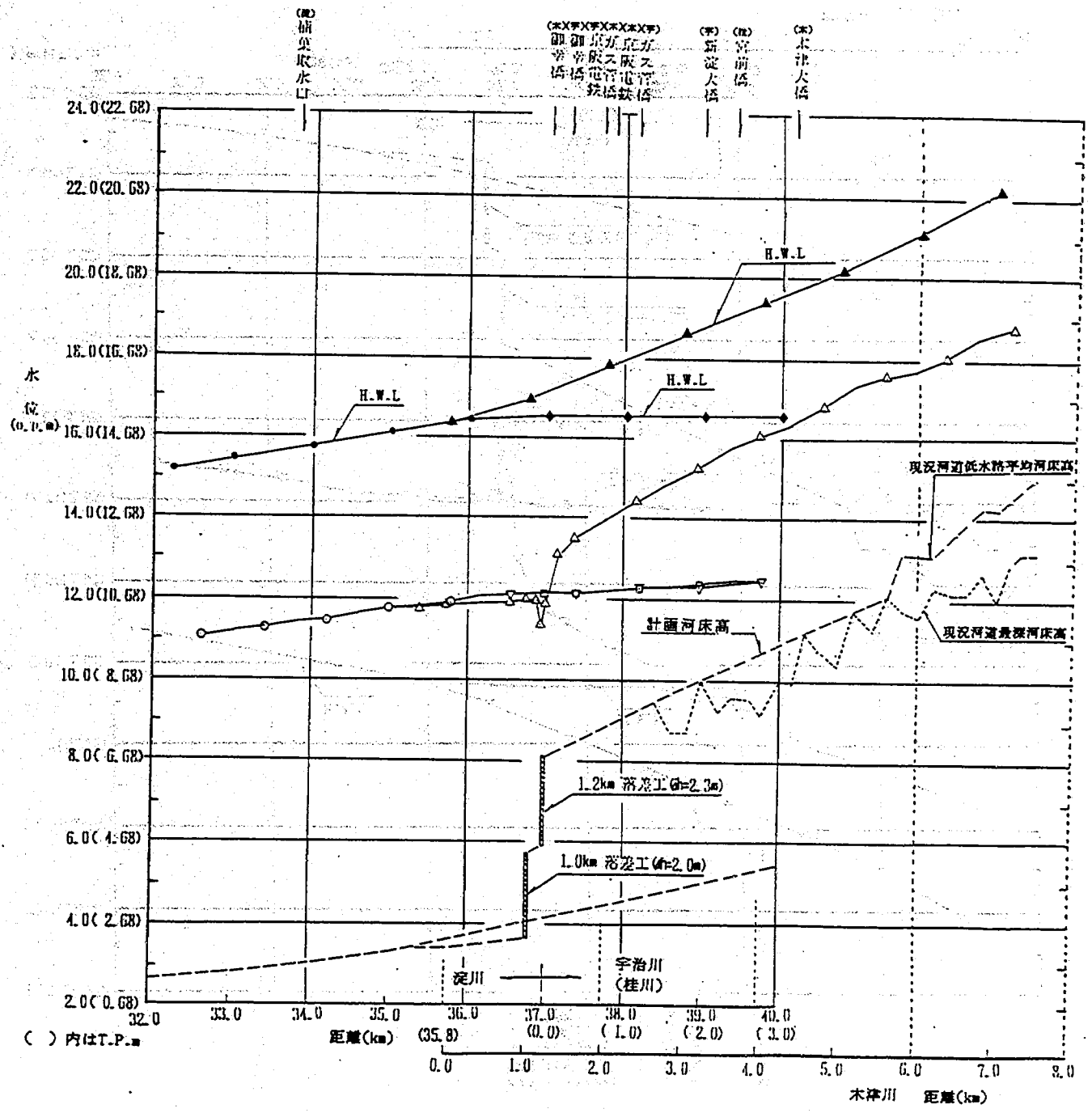
図—5.1.12流 況 図



図－5.1.13 修正案低水路法線形状（木津川）


河道形状：計画河道
落差工集中案
主流路
波 数
水面形
死水域
水際線
波動箇所
実験ケース
予備実験3
流量 (m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 15.150 (15.080)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
主流は、ほぼ低水路内中央を流下する。
低水路内の横断方向の流れもほぼ一様である。
1.0k落差工堰軸 (Δh= 2.00m)
1.2k落差工堰軸 (Δh= 2.30m)
低水路左岸側に流れが集中する。
35.0k地点では、速い流れが低水路の右岸側と中央付近にみられる。34.2kmの付近になると右岸寄りの流速が大となる。
淀川
木津川
宇治川
桂川
ガス管橋
阪急電鉄
JR東海道本線
名神高速道路
大橋

図－5.1.14 流況図



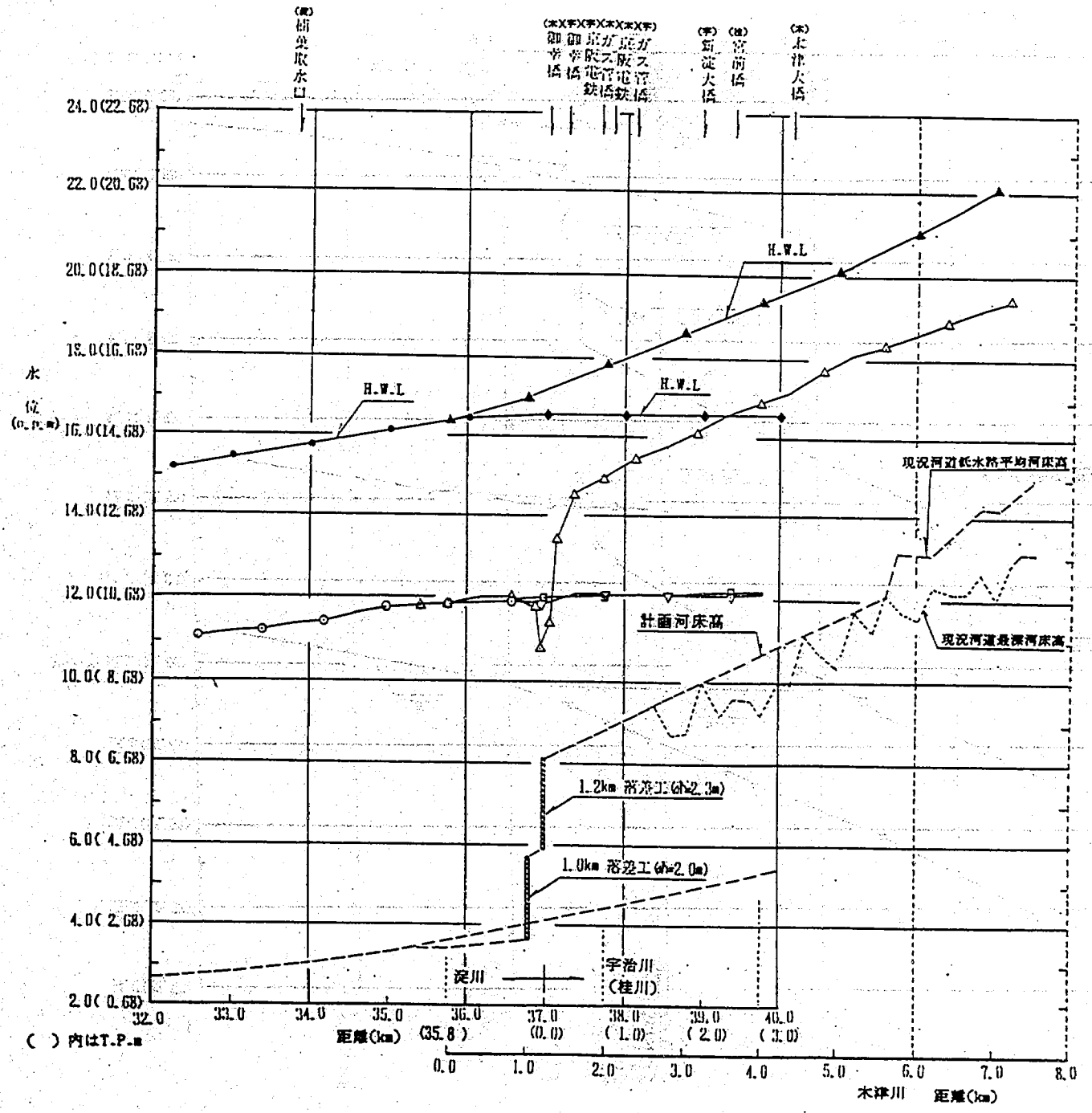
河道形状：計画河道
落差工集中案

実験ケース		3-1-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2250
	淀 川	6000
下流水位(o.p.m)		10.830 (10.800)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●-·-●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂 川	◆-·-◆	○—□
宇治川	----	▽—▽

図-5.1.15水位縦断図



( ) 内はT.P.m

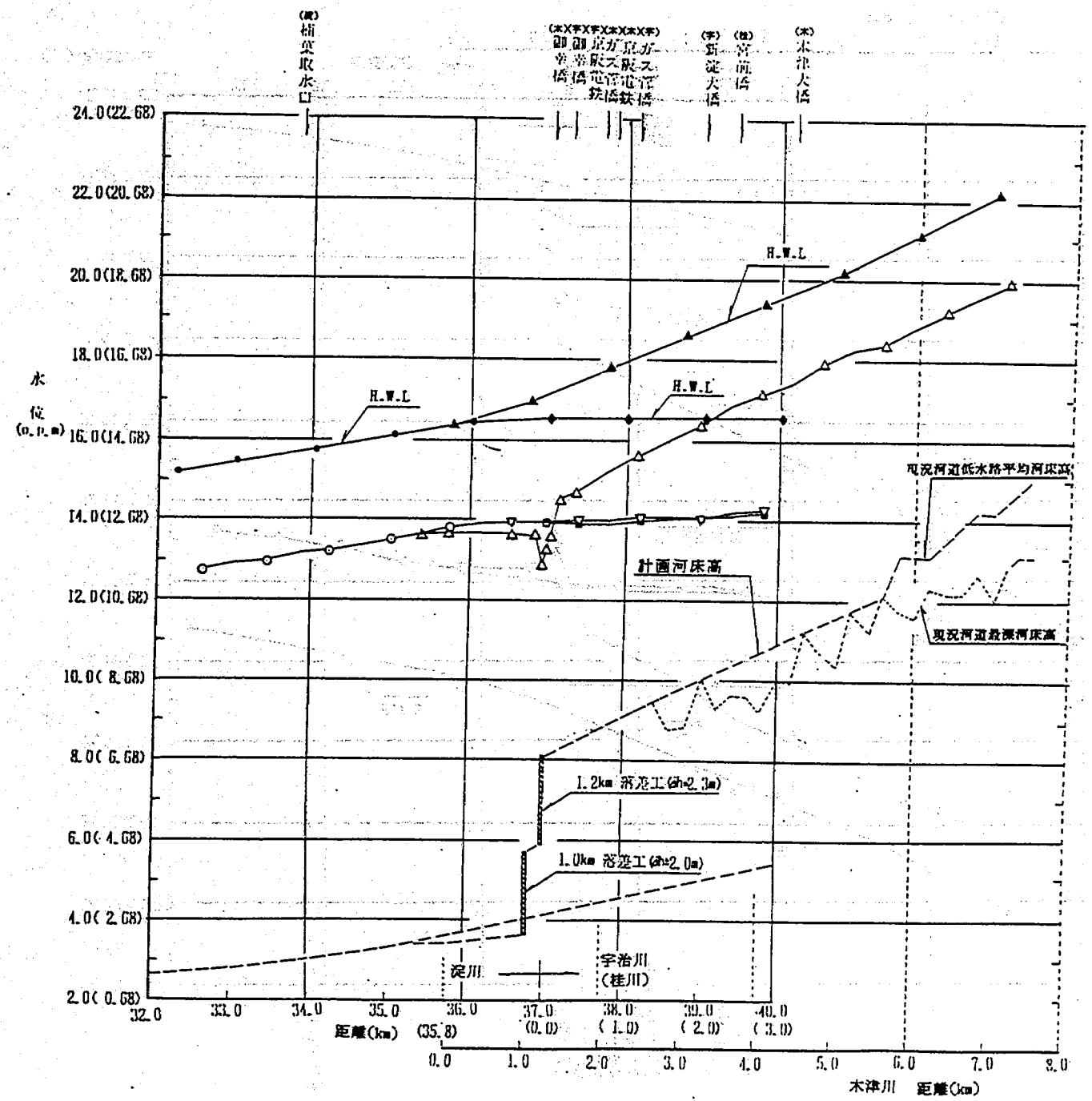
河道形状：計画河道
落差工集中案

実験ケース		3-1-2
流量 (m^3/s)	木津川	3700
	宇治川	1050
	桂 川	1250
	淀 川	6000
下流水位(o.p.m)		10.830 (10.880)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●	○
木津川	▲	△
桂 川		□
宇治川		▽

図-5.1.16水位縦断図



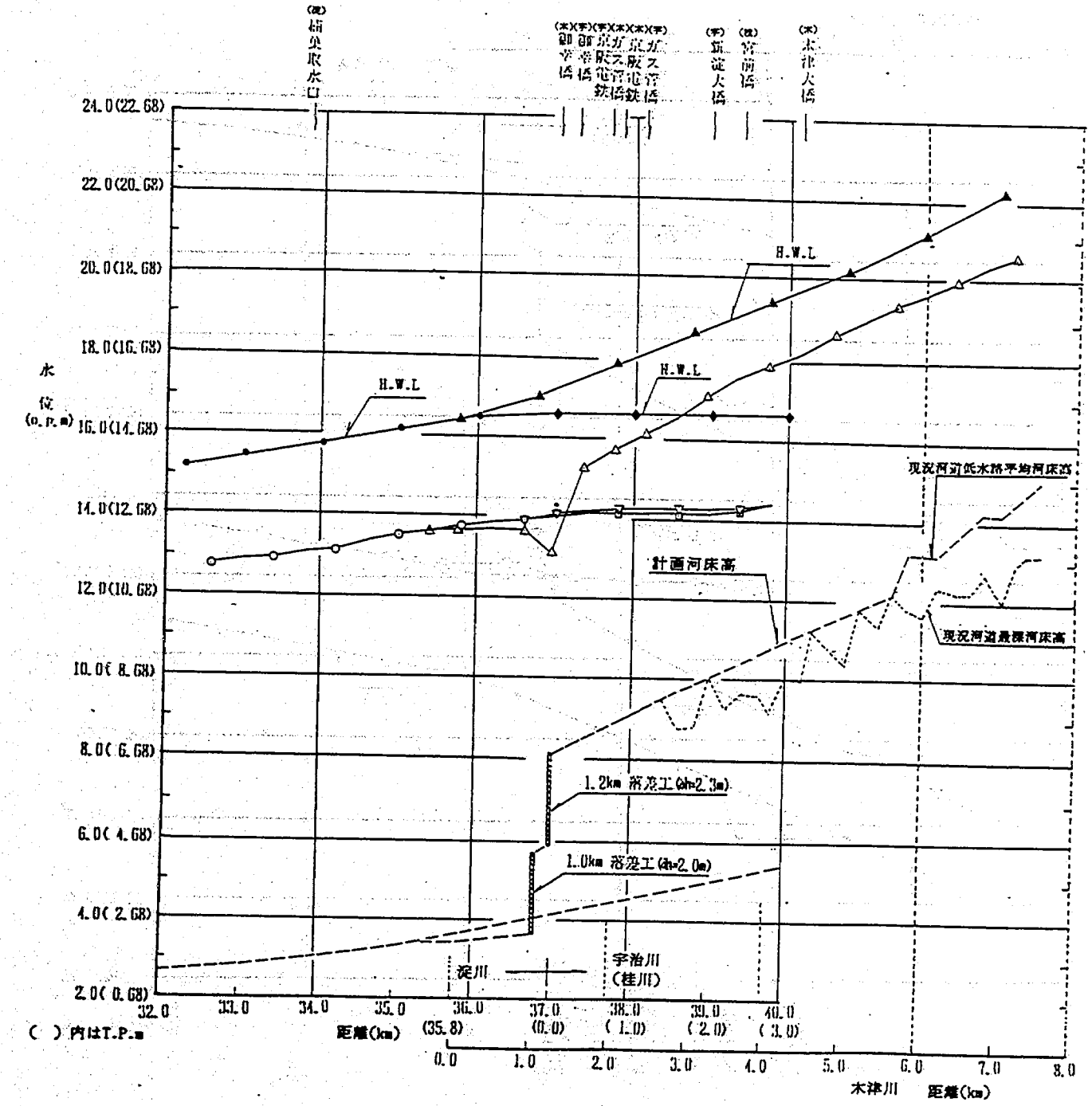
河道形状：計画河道
落差工集中案

実験ケース		3-2-1
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(o.p.m)		12.650 (12.600)

下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●—●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂 川	◆—◆	□—□
宇治川		▽—▽

図-5.1.17 水位縦断図



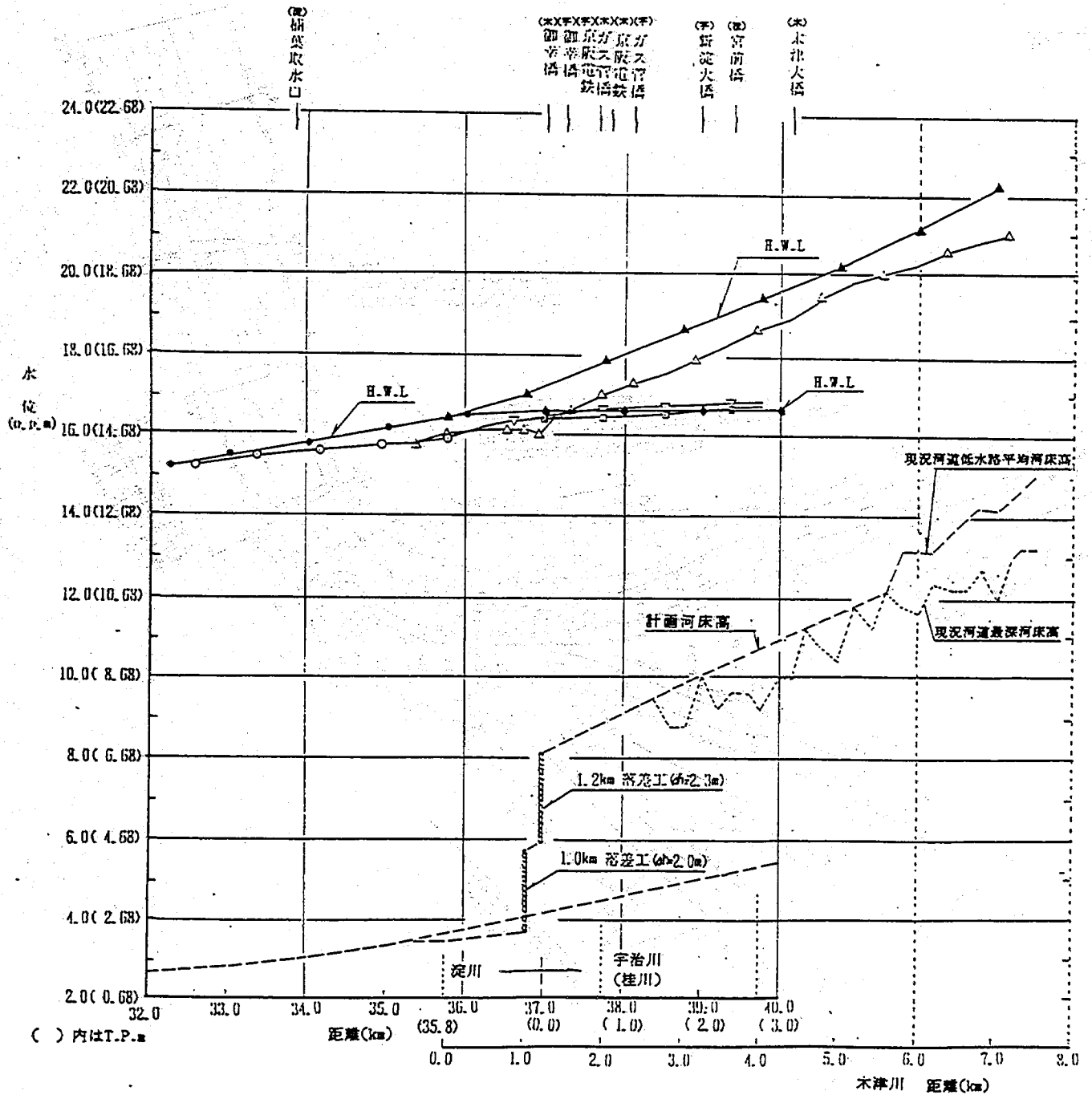
河道形状：計画河道
浚渫工集中案

実験ケース		3-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	5000
	宇治川	1600
	桂川	2400
	淀川	9000
下流水位(o.p.m)		12.650 (12.570)

下流水位は、設定値に対し(·)内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀川	●—●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂川		○—○
宇治川	◆—◆	▽—▽

図-5.1.18 水位縦断図



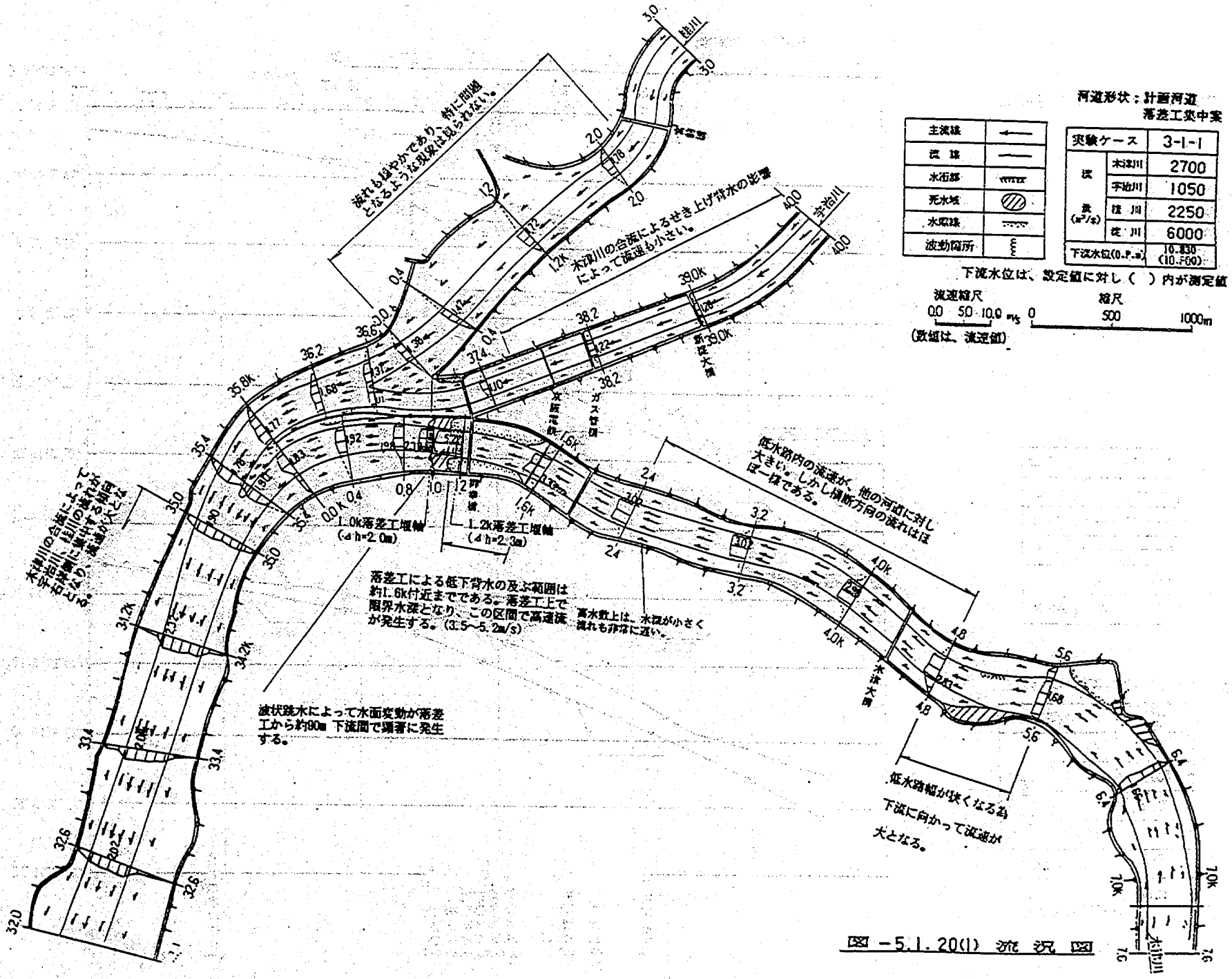
河道形状：計画河道
落差工集中案

実験ケース		3-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(o.p.m)		15.100 (15.140)

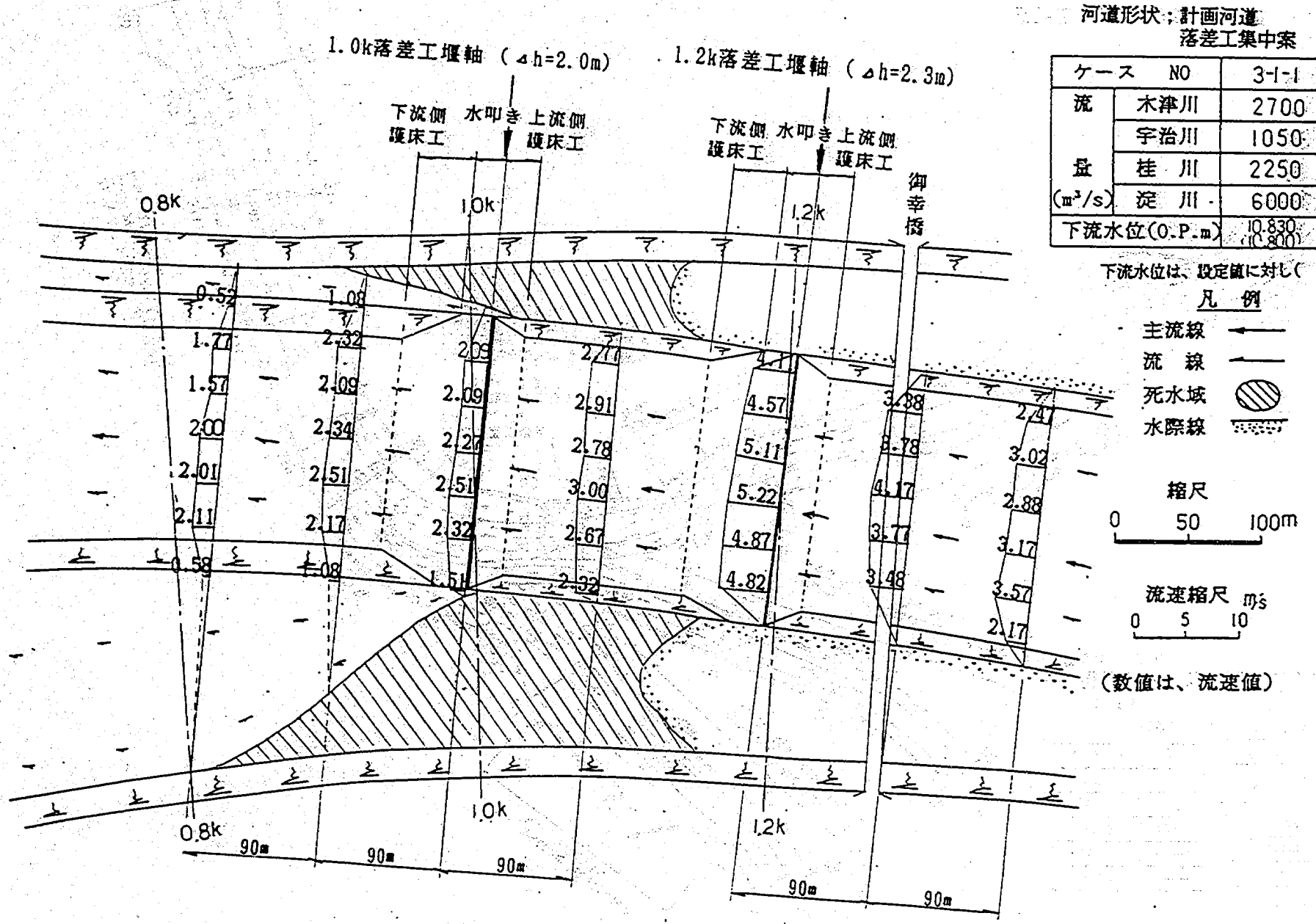
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値

河川名	水位	
	H.W.L	実験値
淀 川	●—●	○—○
木津川	▲—▲	△—△
桂 川	◆—◆	□—□
宇治川		▽—▽

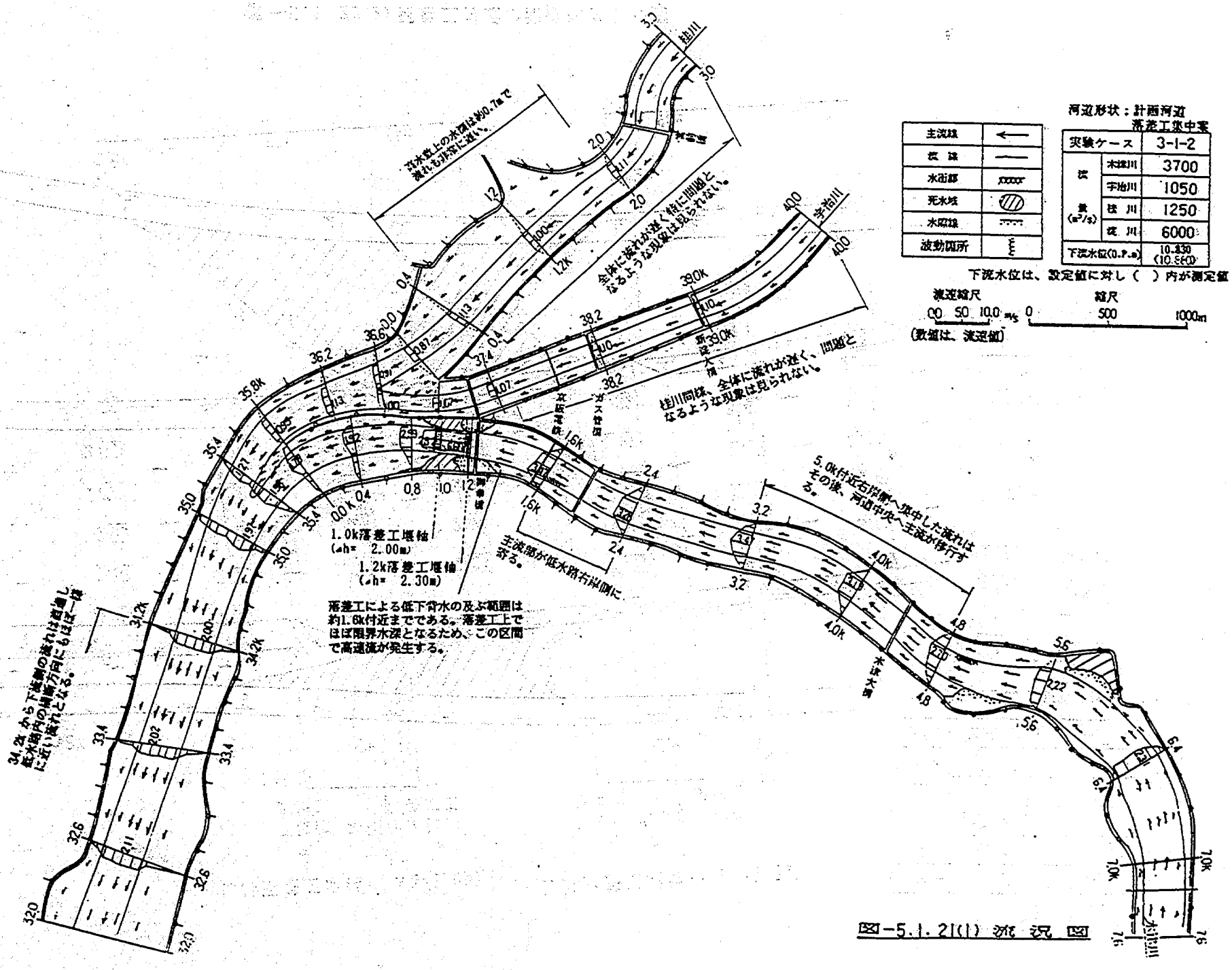
図-5.1.19水位縦断図

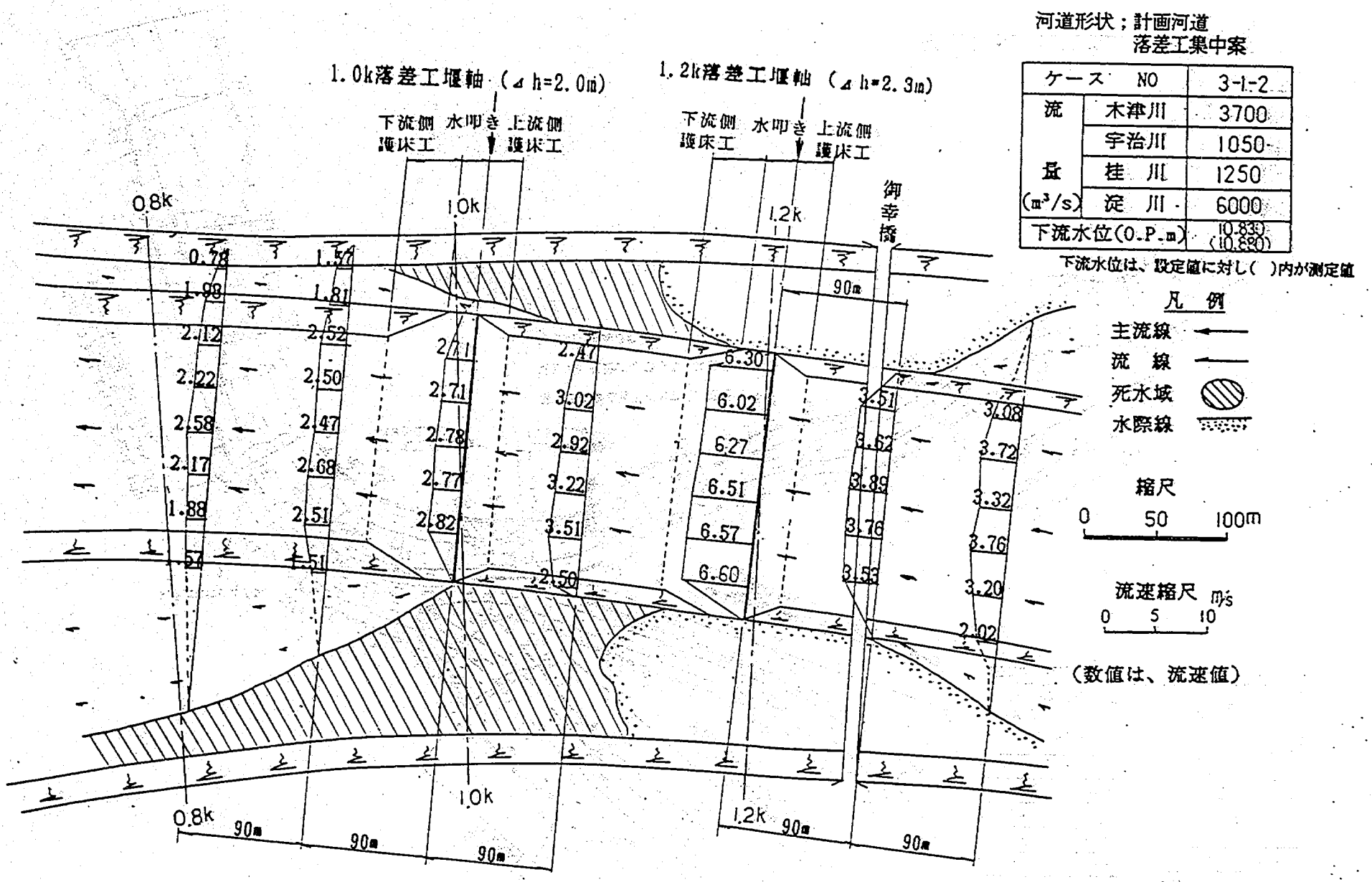

河道形状：計画河道
落差工実中案
主流線
流線
水衝部
死水域
水収線
波動箇所
実験ケース 3-1-1
木津川 2700
宇治川 1050
淀川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) (0.830) (10.500)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺 0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺 0 500 1000m
(数値は、流速値)
木津川
宇治川
淀川
木津川の合流によって宇治川、淀川の流れる河床となり、流速が大きくなる。
流れもなめらかであり、特に問題となるような現象は見られない。
木津川の合流によるせき上げ背水の影響によって流速も小さい。
1.0k落差工堰軸 (Δh=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は約1.6k付近までである。落差工上で限界水深となり、この区間で高速流が発生する。(3.5~5.2m/s)
波状跳水によって水面変動が落差工から約80m下流間で顕著に発生する。
高水敷上は、水深が小さく流れも非常に遅い。
低水路内の流速が、他の河道に対し大きい。しかし横断方向の流れはほぼ一様である。
低水路幅が狭くなるため下流に向かって流速が大となる。
次阪電鉄
ガス管
新淀大橋
水道大橋

図－5.1.20(1) 流況図

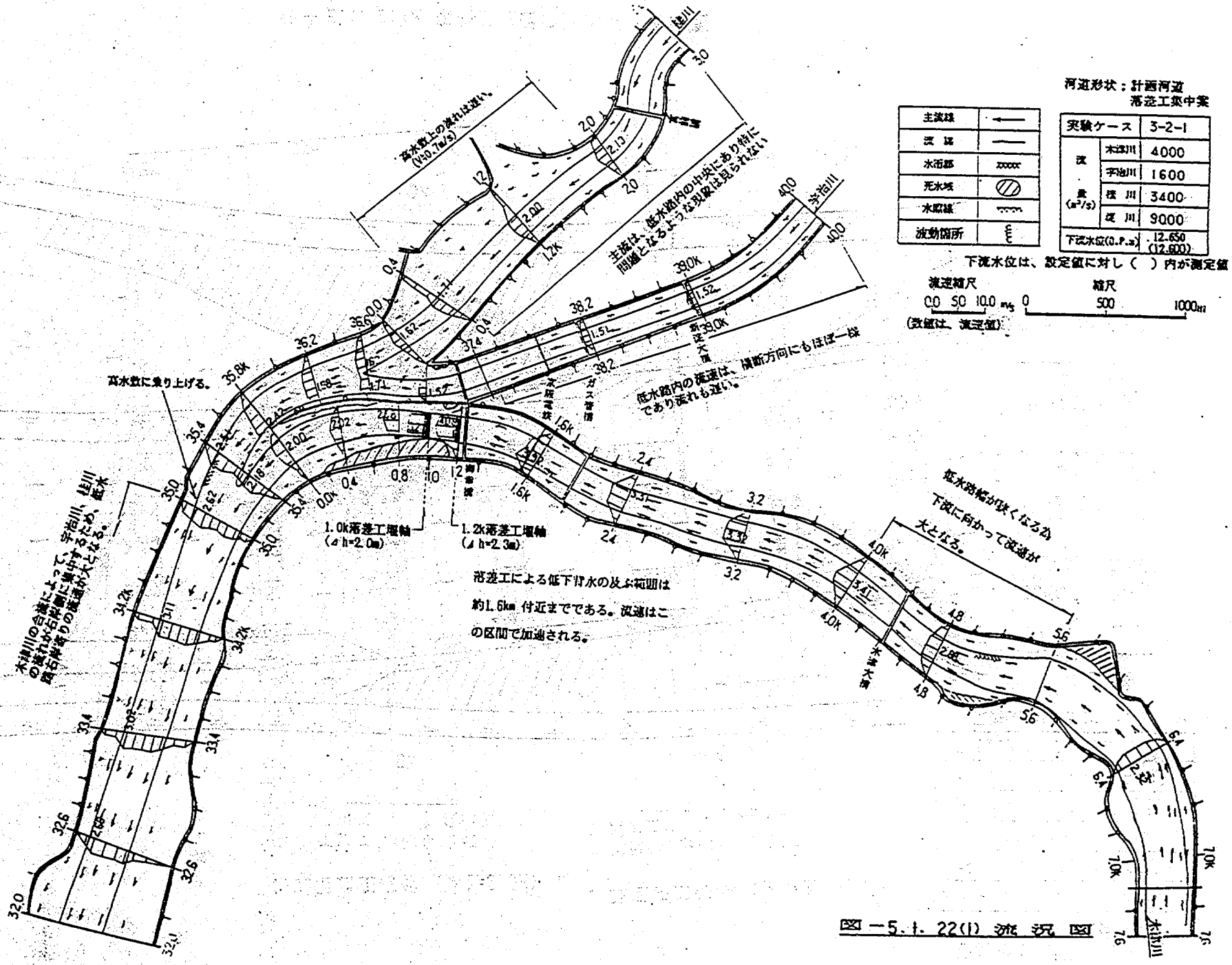


図－5.1.20(2) 落差工付近の流速ベクトル図

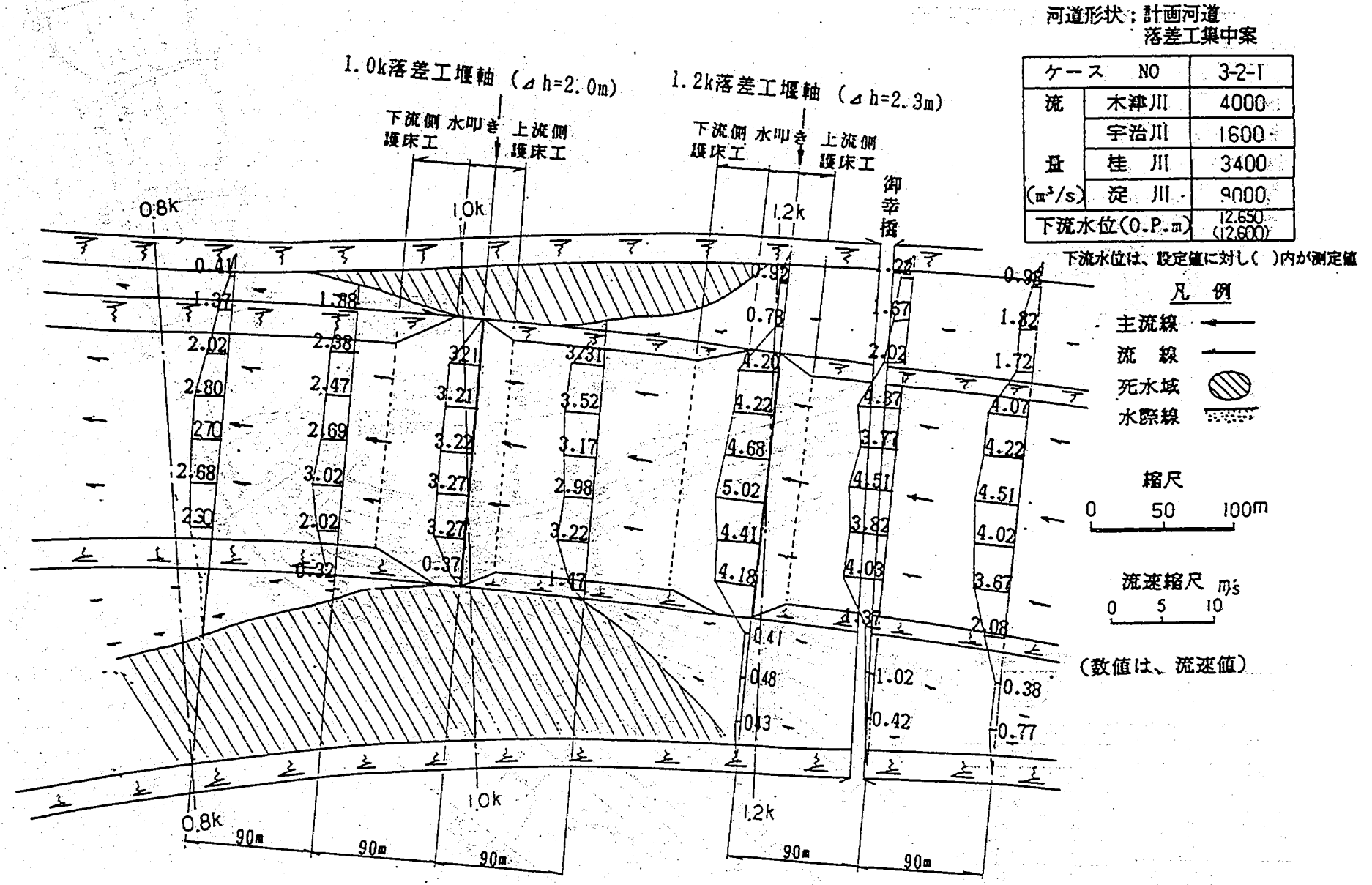

河道形状：計画河道
落差工集中案
実験ケース 3-1-2
桂川 木津川 3700
宇治川 1050
桂川 1250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) 10.830 (10.560)
主流線
岸線
水面部
死水域
水防線
波動箇所
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 500 1000m
1.0k落差工堰軸 (Δh= 2.00m)
1.2k落差工堰軸 (Δh= 2.30m)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は約1.6k付近までである。落差工上でほぼ限界水深となるため、この区間で高速流が発生する。
主流部が低水路右岸側に寄る。
桂川同様、全体に流れが速く、問題となるような現象は見られない。
全体に流れが速く特に問題となるような現象は見られない。
5.0k付近右岸側へ集中した流れはその後、河道中央へ主流が移行する。
34.2k から下流側の流れは低水路内の縦断方向にもほぼ一様に近い流れとなる。
桂川
宇治川
水防水準
図-5.1.21(1) 流況図



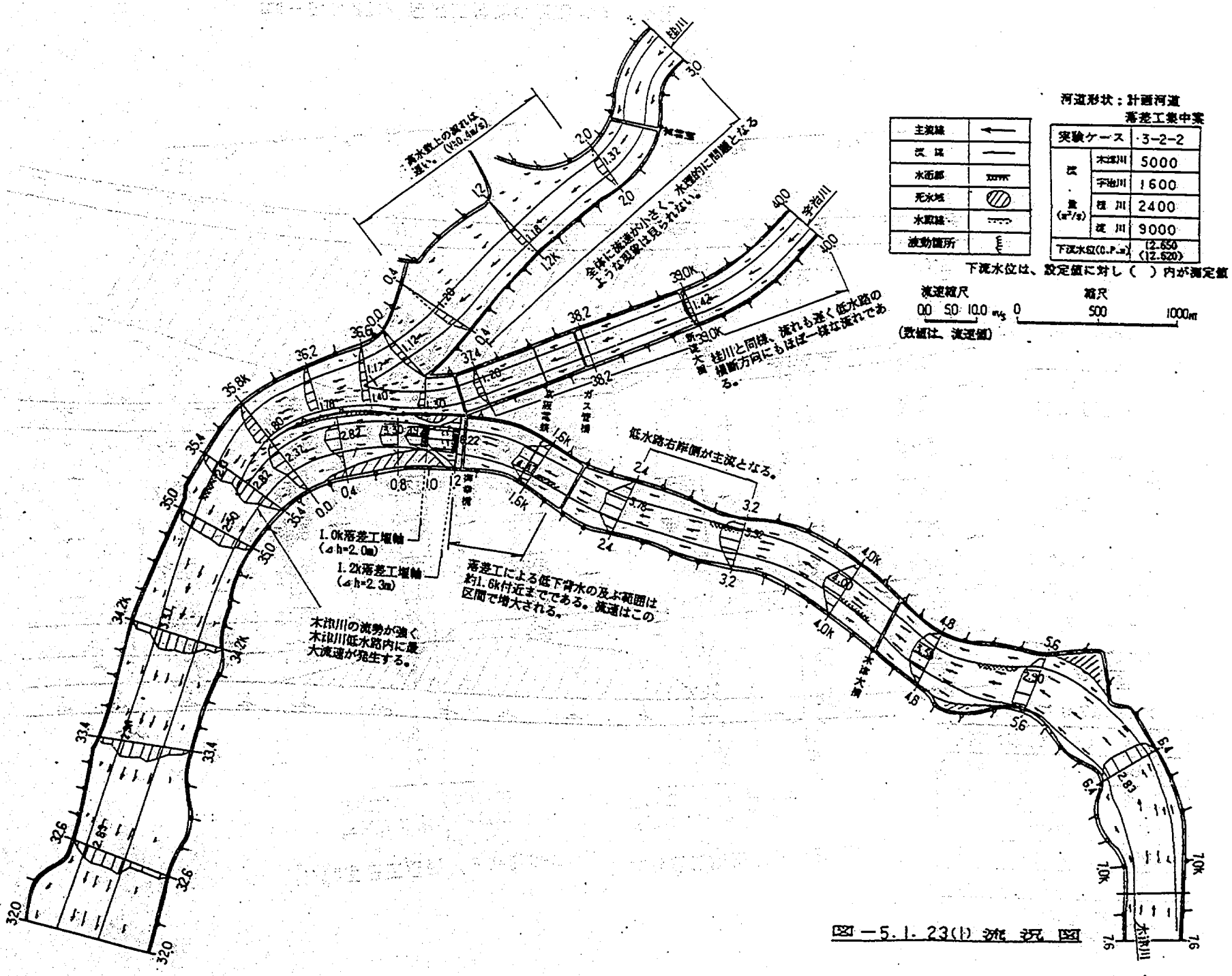
図－5.1.21(2)落差工付近の流速ベクトル図


河道形状：計画河道
落差工集中案
主流線
流 線
水面部
死水域
水際線
波動箇所
実験ケース 3-2-1
流量 (m³/s)
木津川 4000
宇治川 1600
桂 川 3400
淀 川 9000
下流水位(O.P.m) 12.650 (12.600)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
高水敷上の流れは速い。
(V=0.7m/s)
主流は、低水路内の中央にあり岸に接近となるような現象は見られない
高水敷に乗り上げる。
木津川の合流によって、宇治川、淀川の流れが右岸側に集中するため、低水路右岸寄りの流速が大となる。
低水路内の流速は、横断方向にもほぼ一様であり流れも速い。
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は約1.6km付近までである。流速はこの区間で加速される。
低水路幅が狭くなるため下流に向かって流速が大となる。
JR奈良線
ガス管埋
新淀大橋
木津大橋
宇治川
淀川
木津川

図－5.1.22(1) 流況図



図－5.1.22(2)落差工付近の流速ベクトル図


河道形状：計画河道
落差工集中案
主流線
流 ほ
水面部
死水域
水取線
波動箇所
実験ケース
3-2-2
流量 (m³/s)
木津川 5000
宇治川 1600
桂 川 2400
淀 川 9000
下流水位(O.P.m) (2.650) (12.520)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
木津川の流勢が強く、木津川低水路内に最大流速が発生する。
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は約1.6k付近までである。流速はこの区間で増大される。
低水路右岸側が主流となる。
全体に流速が小さく、水質的に問題となるような現象は見られない。
宇治川
桂川と同様、流れも速く低水路の横断方向にもほぼ一様な流れである。
ガス管埋
1.6k
4.0k
木津水門
7.0k
木津川

図－5.1.23(1) 流況図

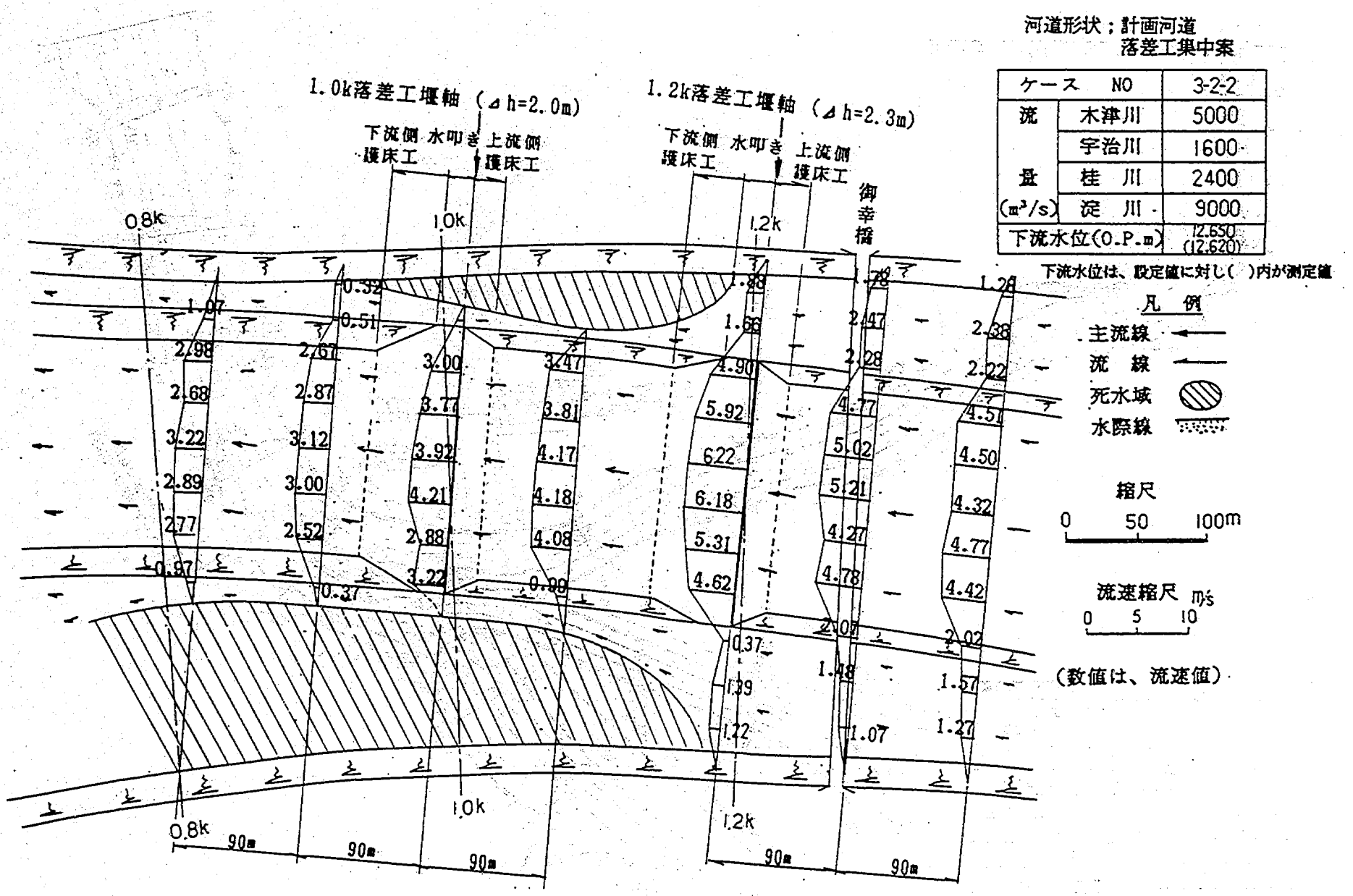
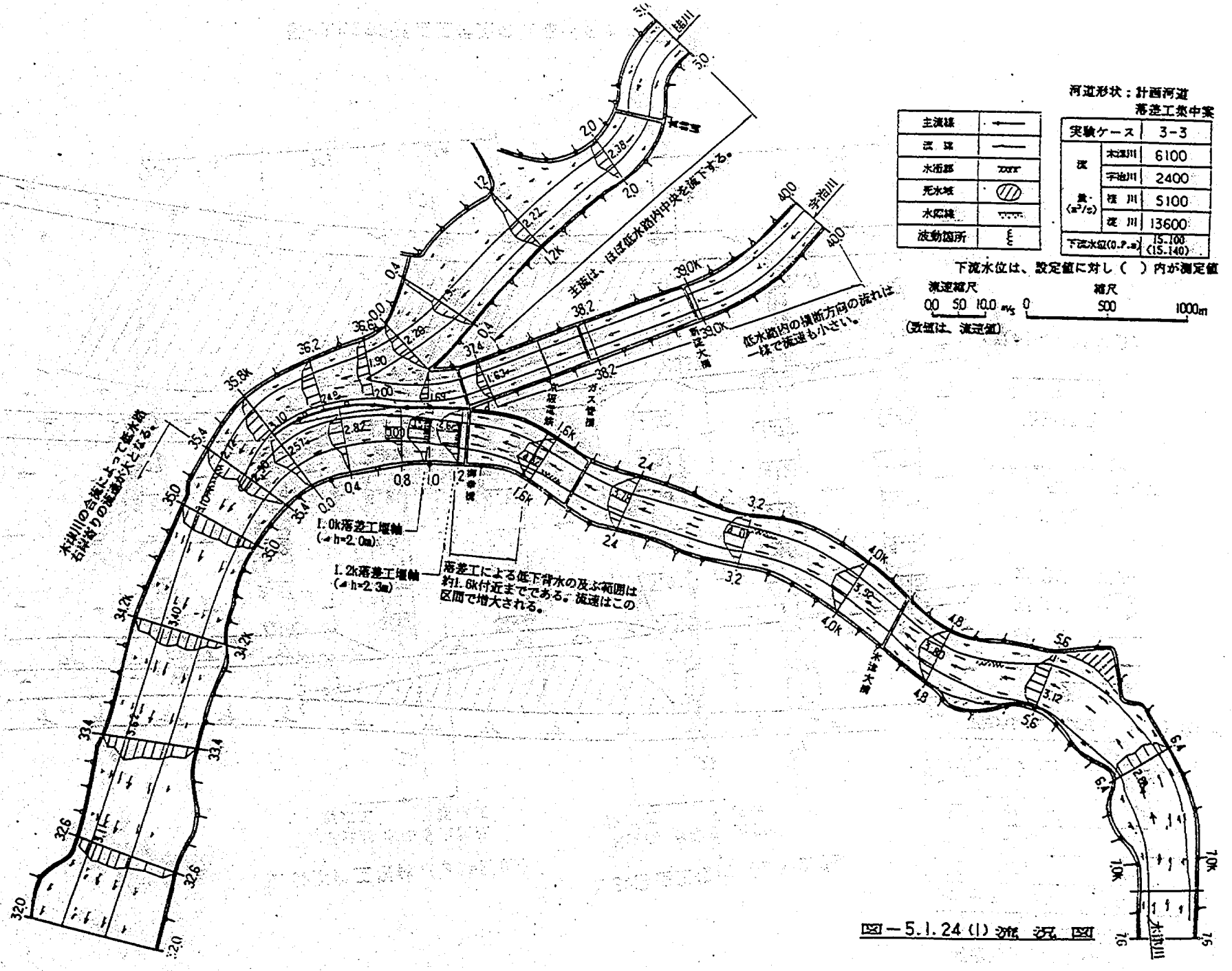
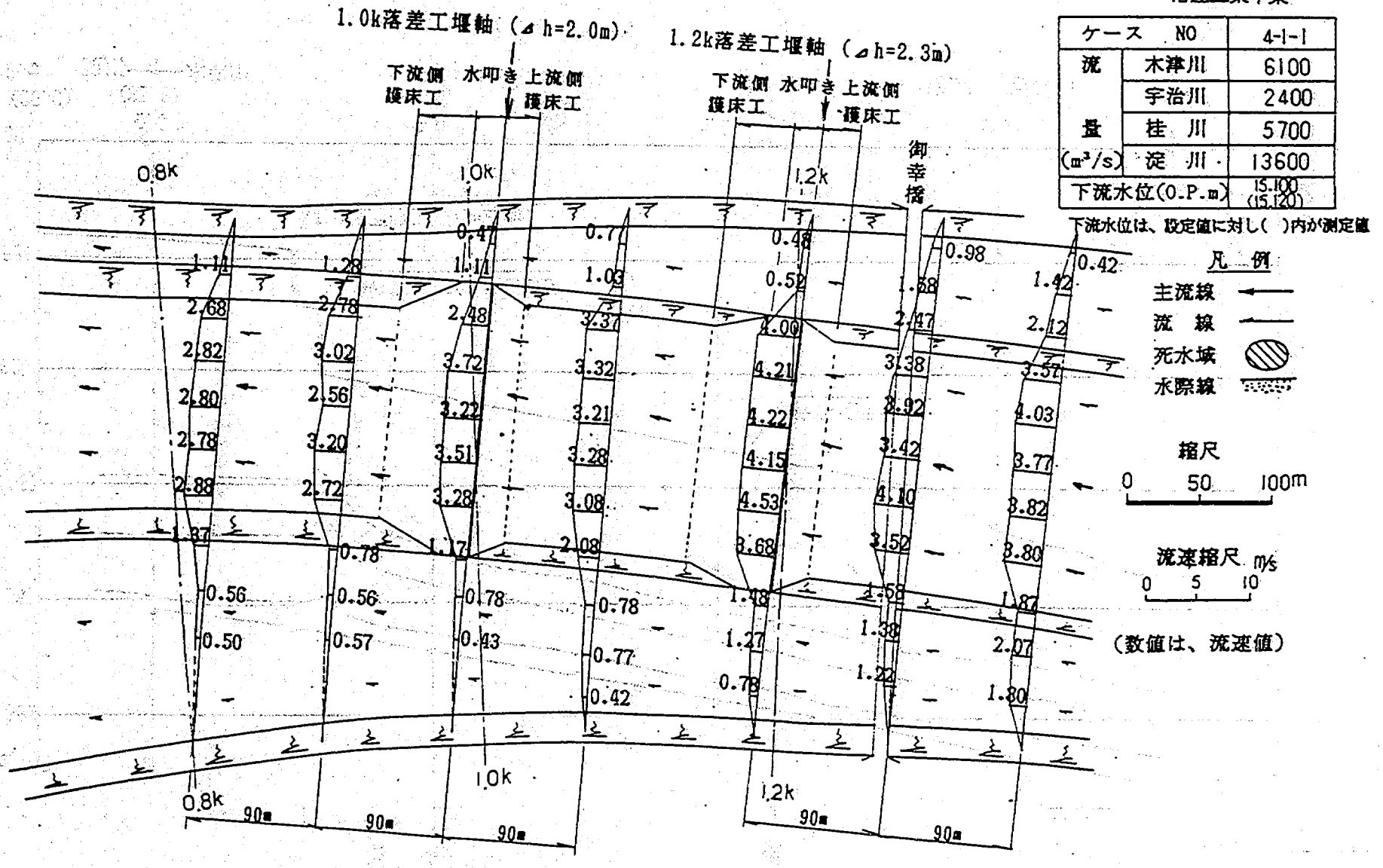


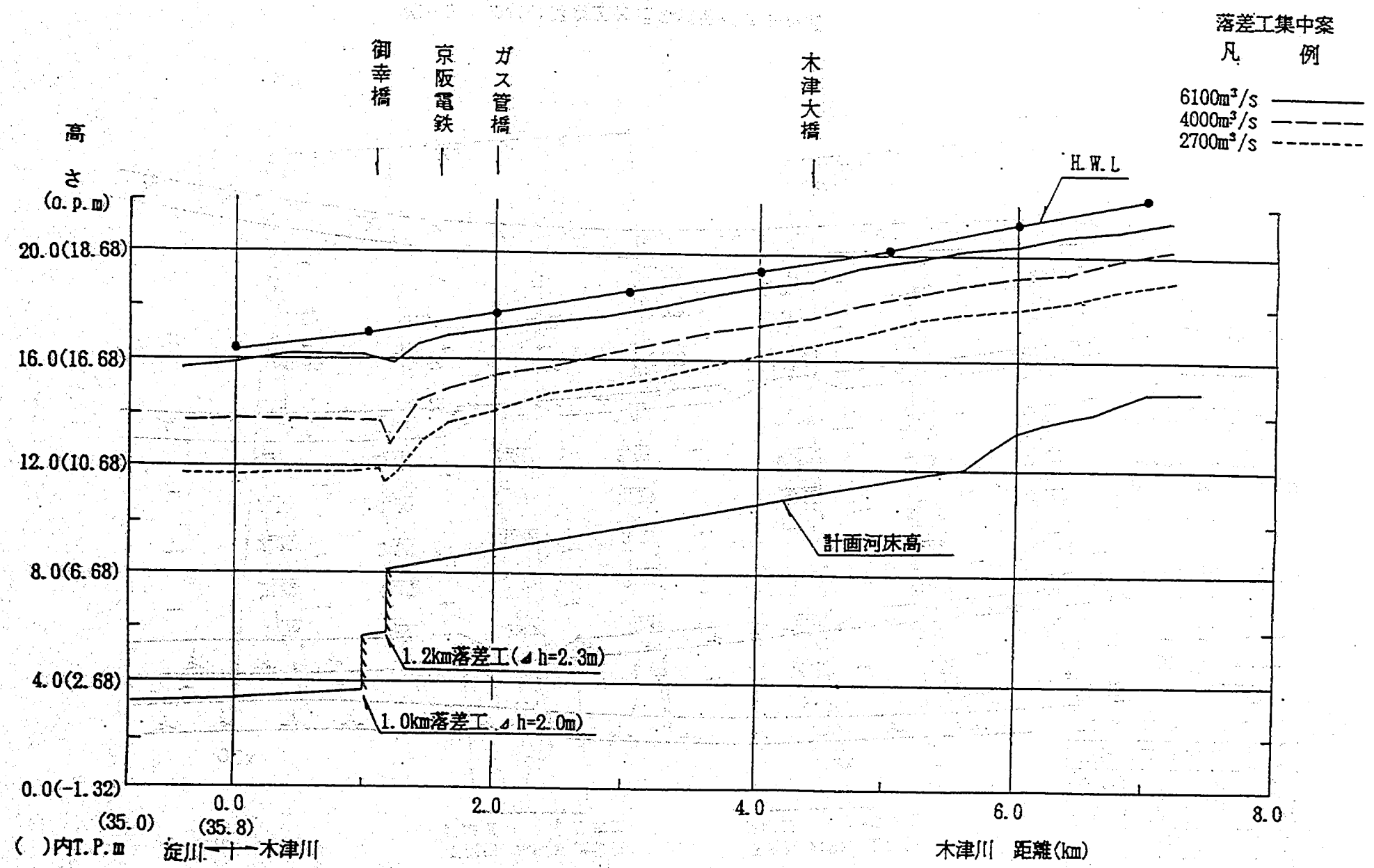
図-5.1.23(2)落差工付近の流速ベクトル図


河道形状：計画河道
落差工集中案
実験ケース 3-3
木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 15.100 (15.140)
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 500 1000m
(数値は、流速値)
主流は、ほぼ低水路内中央を流下する。
低水路内の横断方向の流れはほとんどなく流速も小さい。
木津川の合流によって低水路右岸寄りの流速が大となる。
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
落差工による低下背水の及ぶ範囲は約1.6k付近までである。流速はこの区間で増大される。
宇治川
淀川
桂川
木津川

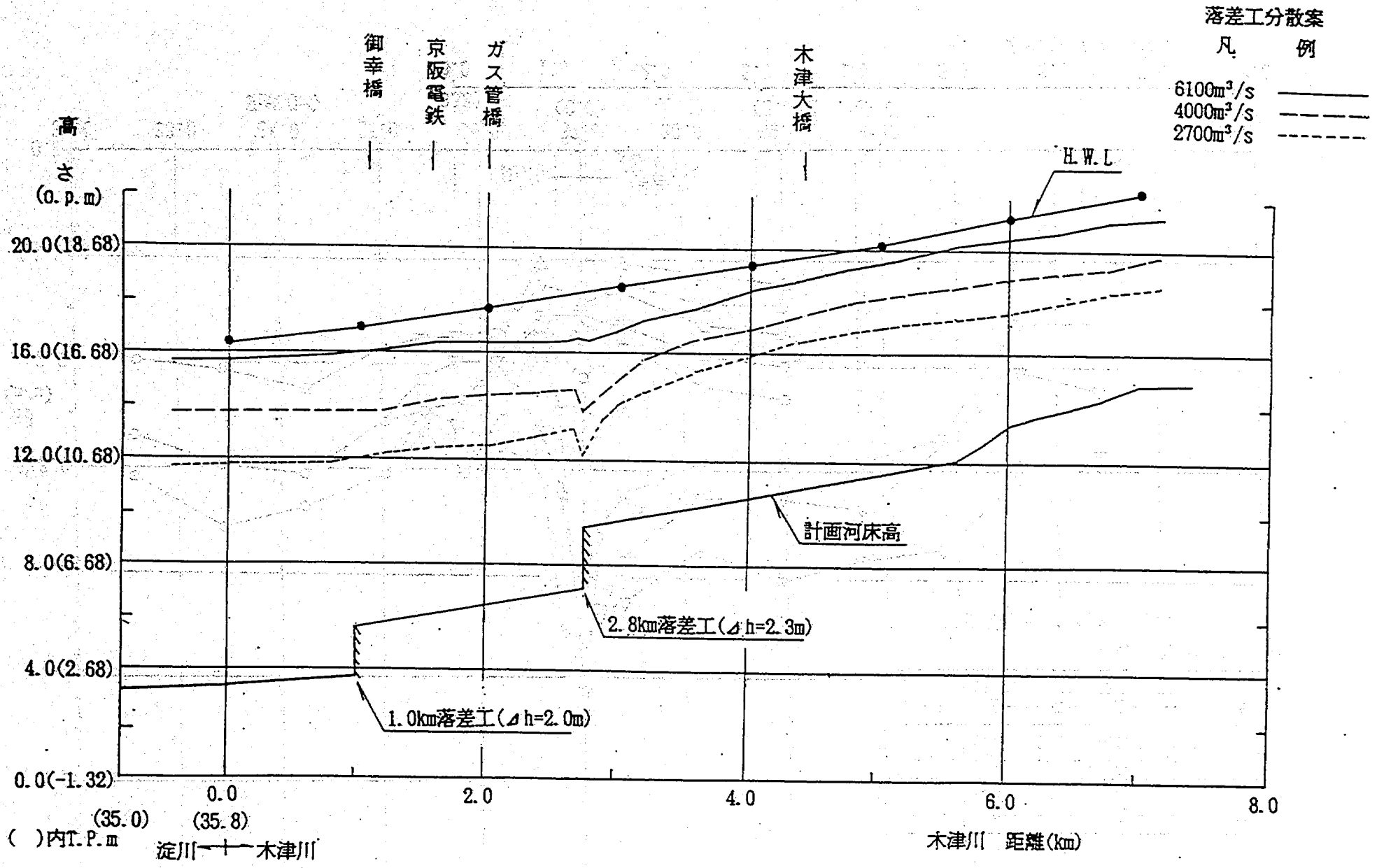
図－5.1.24 (1) 流 況 図



図－5.1.24(2)落差工付近の流速ベクトル図



図－5.1.25(1) 木津川水位縦断比較図

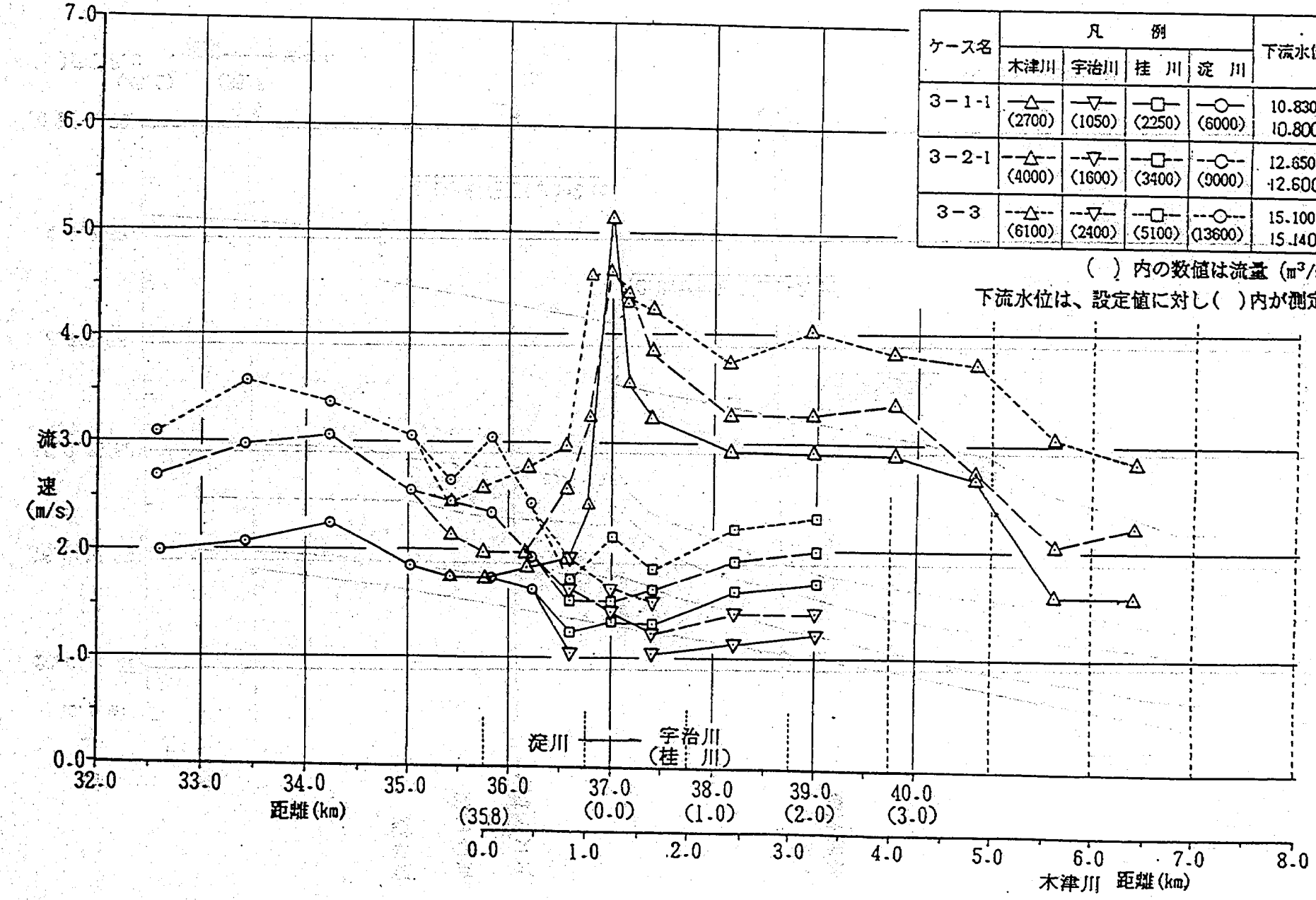


図－5.1.25(2)木津川水位縦断比較図

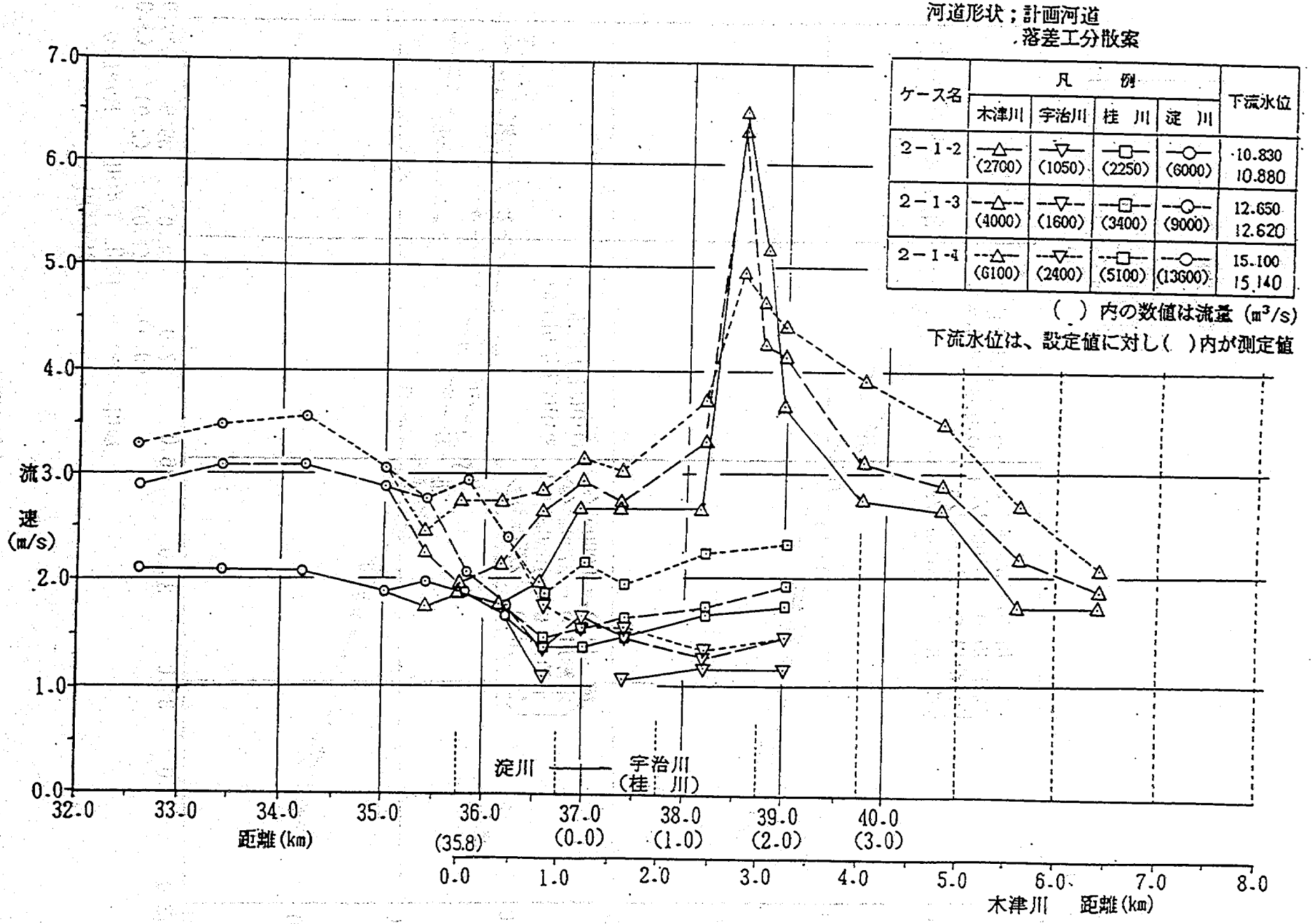
河道形状；計画河道
落差工集中案

ケース名	凡例 木津川	宇治川	桂川	淀川	下流水位
3－1-1	(2700)	(1050)	(2250)	(6000)	10.830 10.800
3－2-1	(4000)	(1600)	(3400)	(9000)	12.650 12.600
3－3	(6100)	(2400)	(5100)	(13600)	15.100 15.140

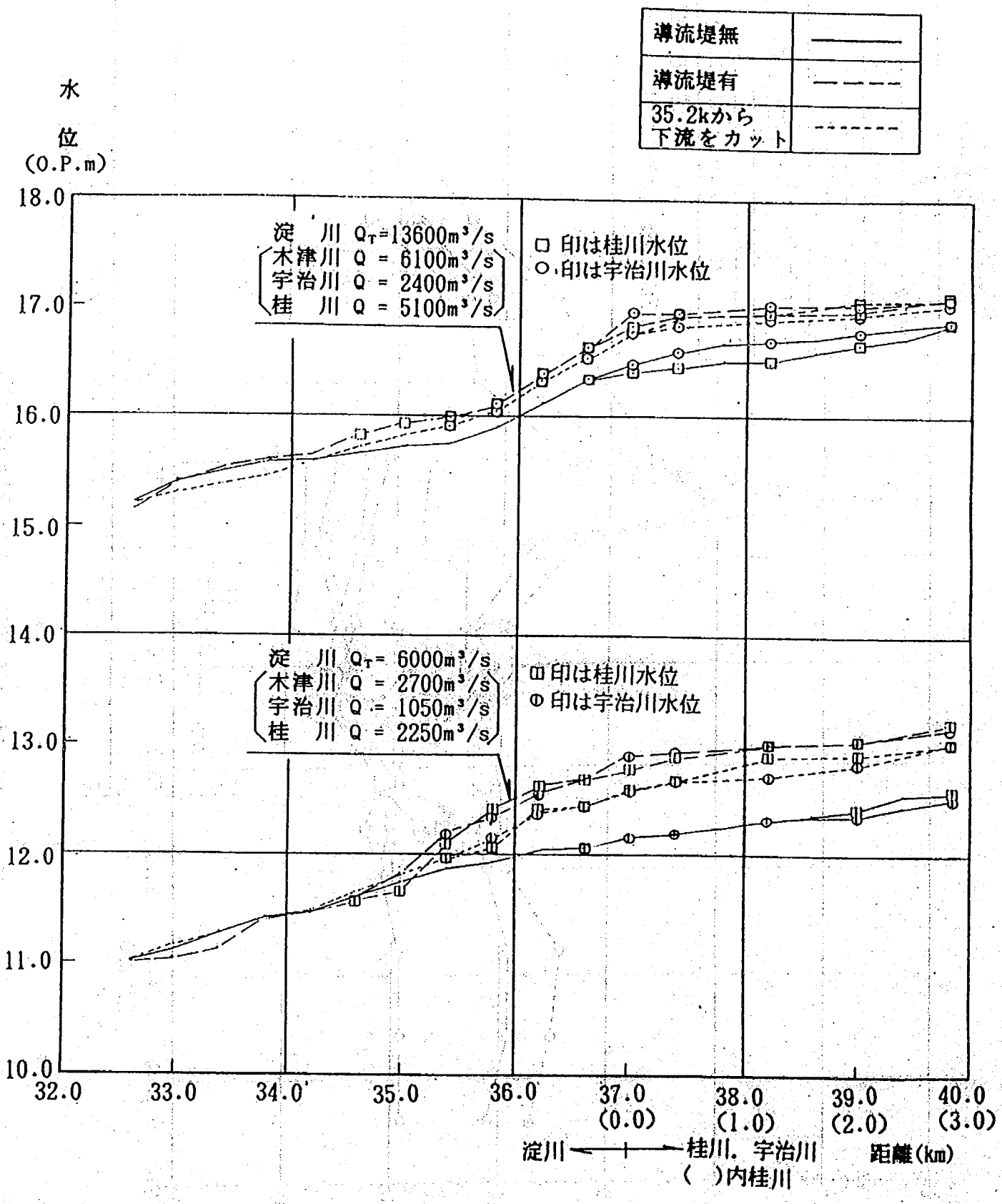
（ ）内の数値は流量（m^3/s）
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値



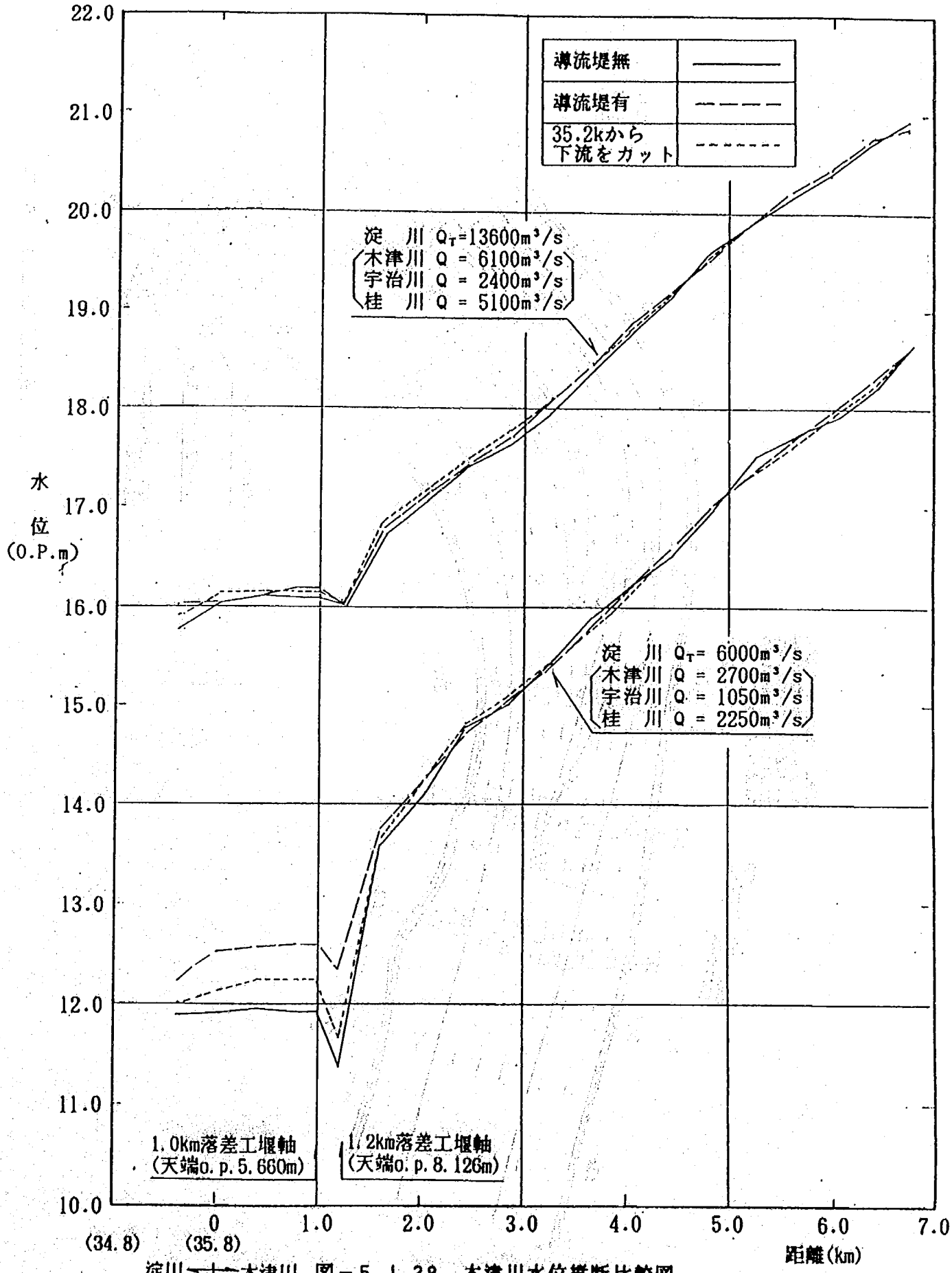
5.1.26(1) 流量配分比の違いによる最大流速比較縦断



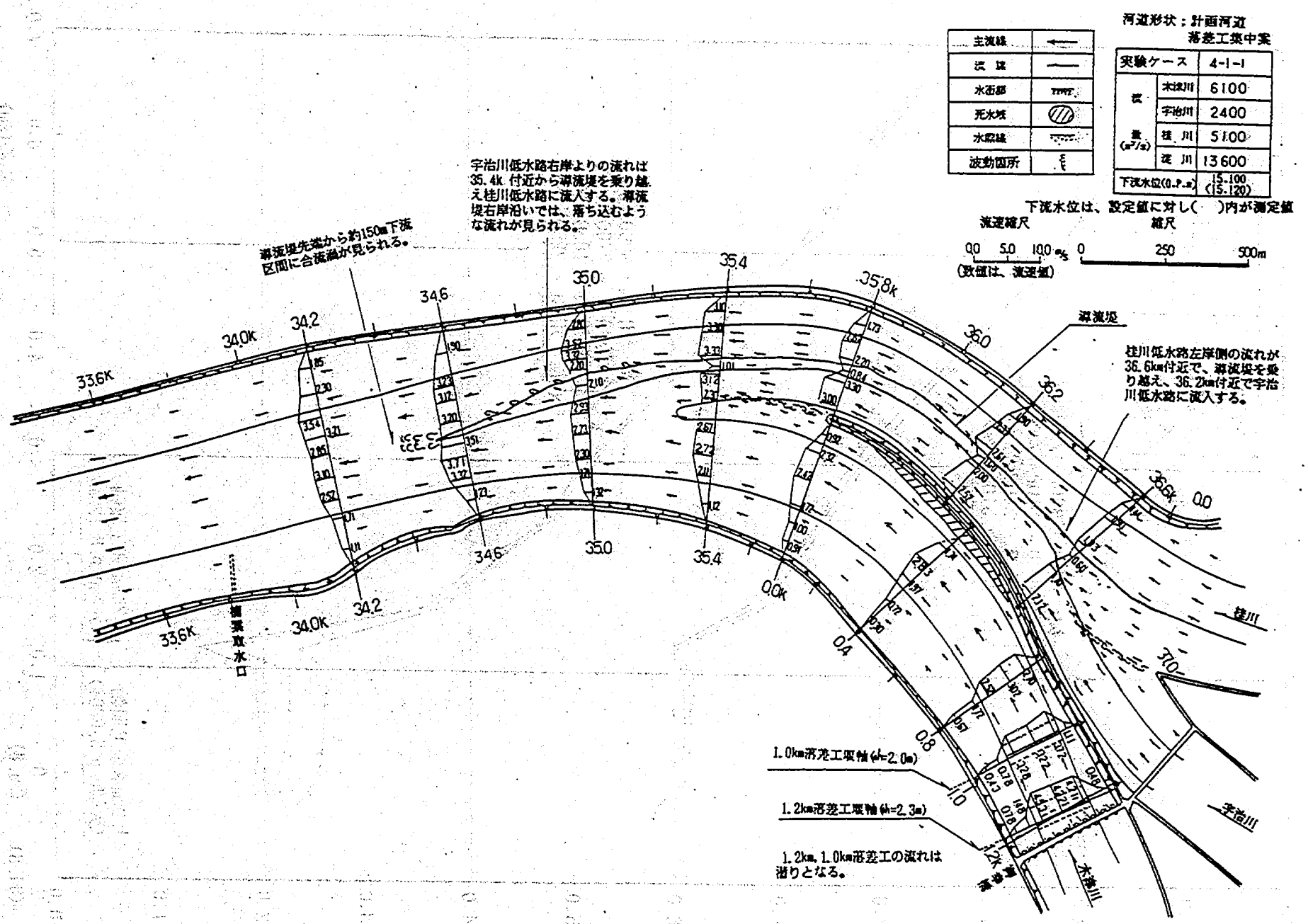
図－5.1.26(2) 流量配分比の違いによる最大流速比較縦断



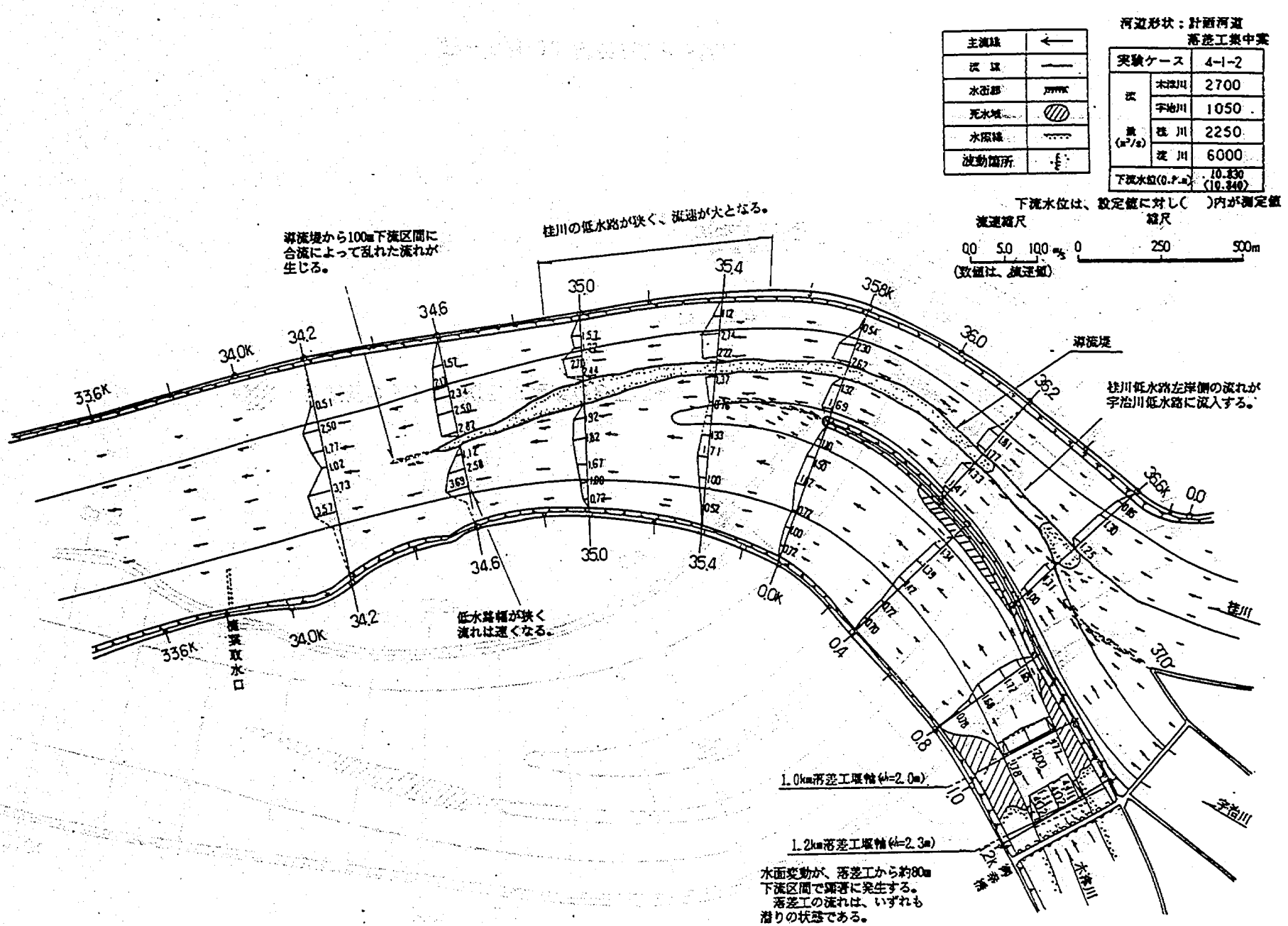
図－5.1.27 水位縦断比較図



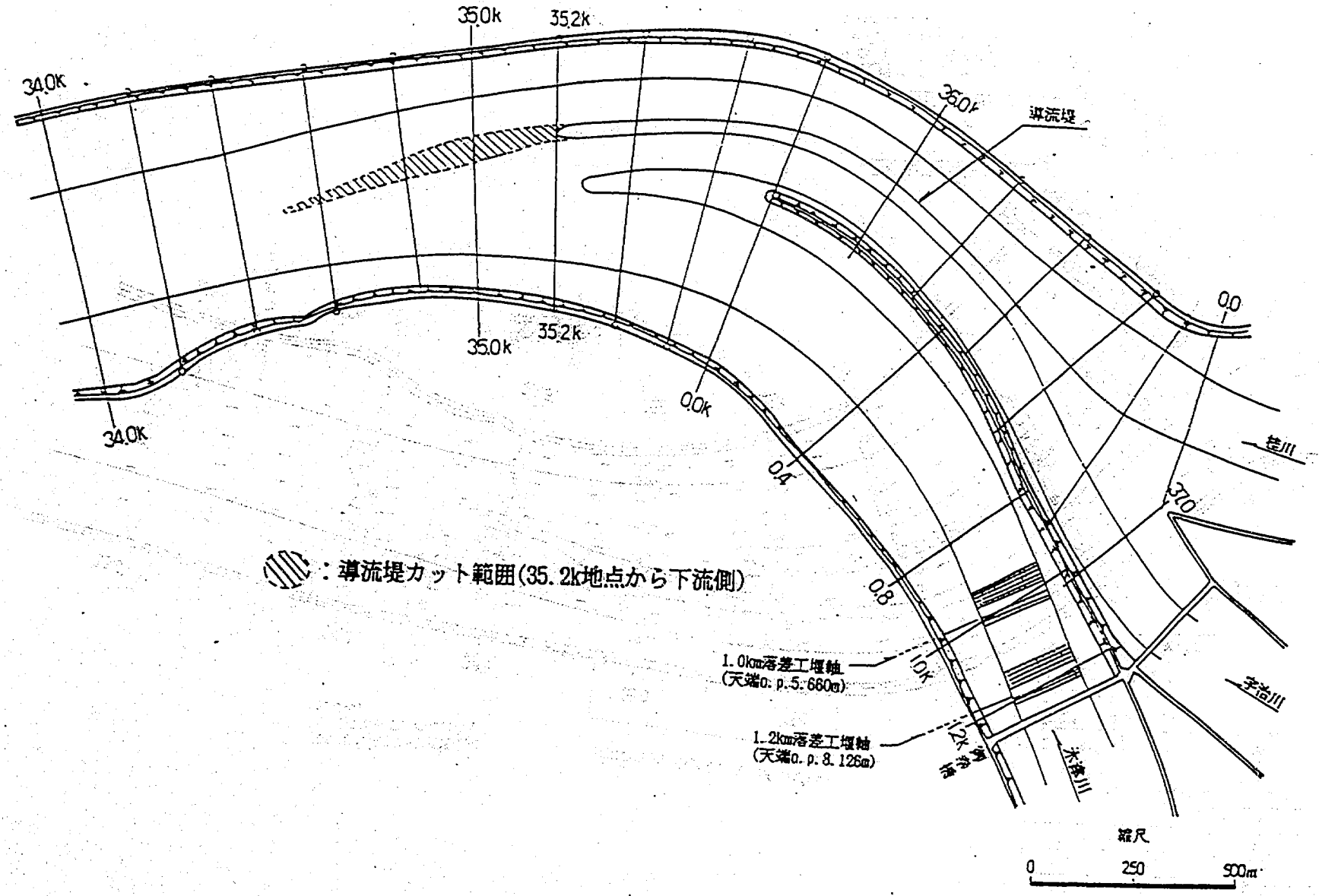
淀川 ―+― 木津川　図－5.1.28　木津川水位縦断比較図
（導流堤有無）


河道形状：計画河道
落差工集中実
主流線
流 線
水面部
死水域
水深線
波動箇所
実験ケース 4-1-1
流量 (m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 5.100 (5.129)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
縮尺
0 250 500m
(数値は、流速値)
宇治川低水路右岸よりの流れは35.4k付近から導流堤を乗り越え桂川低水路に流入する。導流堤右岸沿いでは、落ち込むような流れが見られる。
導流堤先端から約150m下流区間に合流渦が見られる。
導流堤
桂川低水路左岸側の流れが36.6km付近で、導流堤を乗り越え、36.2km付近で宇治川低水路に流入する。
1.0km落差工取付(h=2.0m)
1.2km落差工取付(h=2.3m)
1.2km, 1.0km落差工の流れは潜りとなる。
取水口
桂川
宇治川
木津川
33.6K
34.0K
34.2
34.6
35.0
35.4
35.8k
36.0
36.2
36.6K
0.0K
0.4
0.8
1.0
1.2K

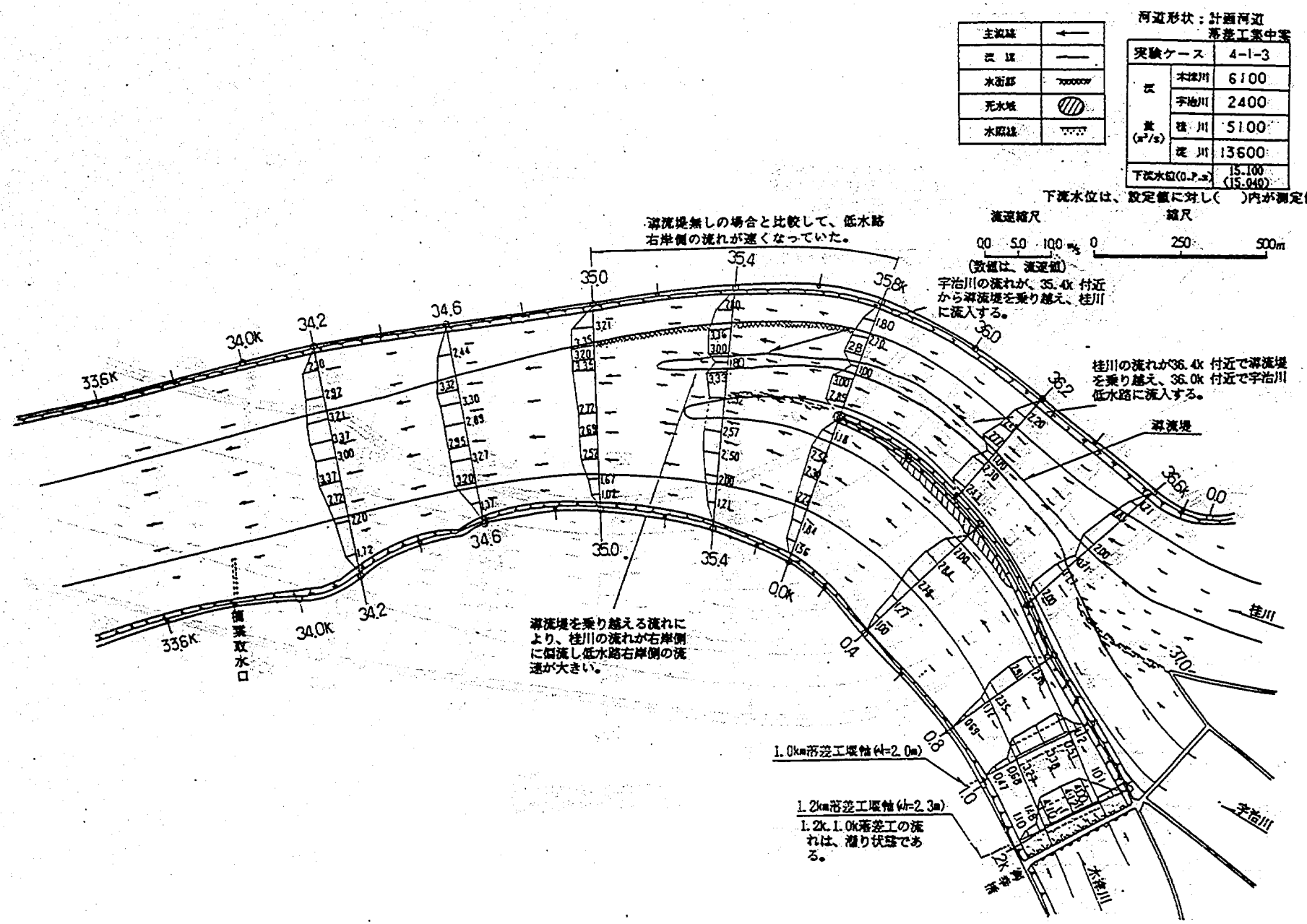
図－5.1.29(1) 流 況 図


主流線
流 線
水面線
死水域
水際線
波動箇所
河道形状：計画河道
落差工集中案
実験ケース 4-1-2
流量 (m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
桂 川 2250
淀 川 6000
下流水位(O.P.m) 10.830 (10.840)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 250 500m
導流堤から100m下流区間に合流によって乱れた流れが生じる。
桂川の低水路が狭く、流速が大となる。
導流堤
桂川低水路左岸側の流れが宇治川低水路に流入する。
低水路幅が狭く流れは速くなる。
取水口
1.0km落差工堰幅(h=2.0m)
1.2km落差工堰幅(h=2.3m)
水面変動が、落差工から約80m下流区間で顕著に発生する。
落差工の流れは、いずれも潜りの状態である。
桂川
宇治川
木津川
33.6K
34.0K
34.2
34.6
35.0
35.4
35.8K
35.0
35.2
35.6K
0.0K
0.4
0.8
1.0
1.2K

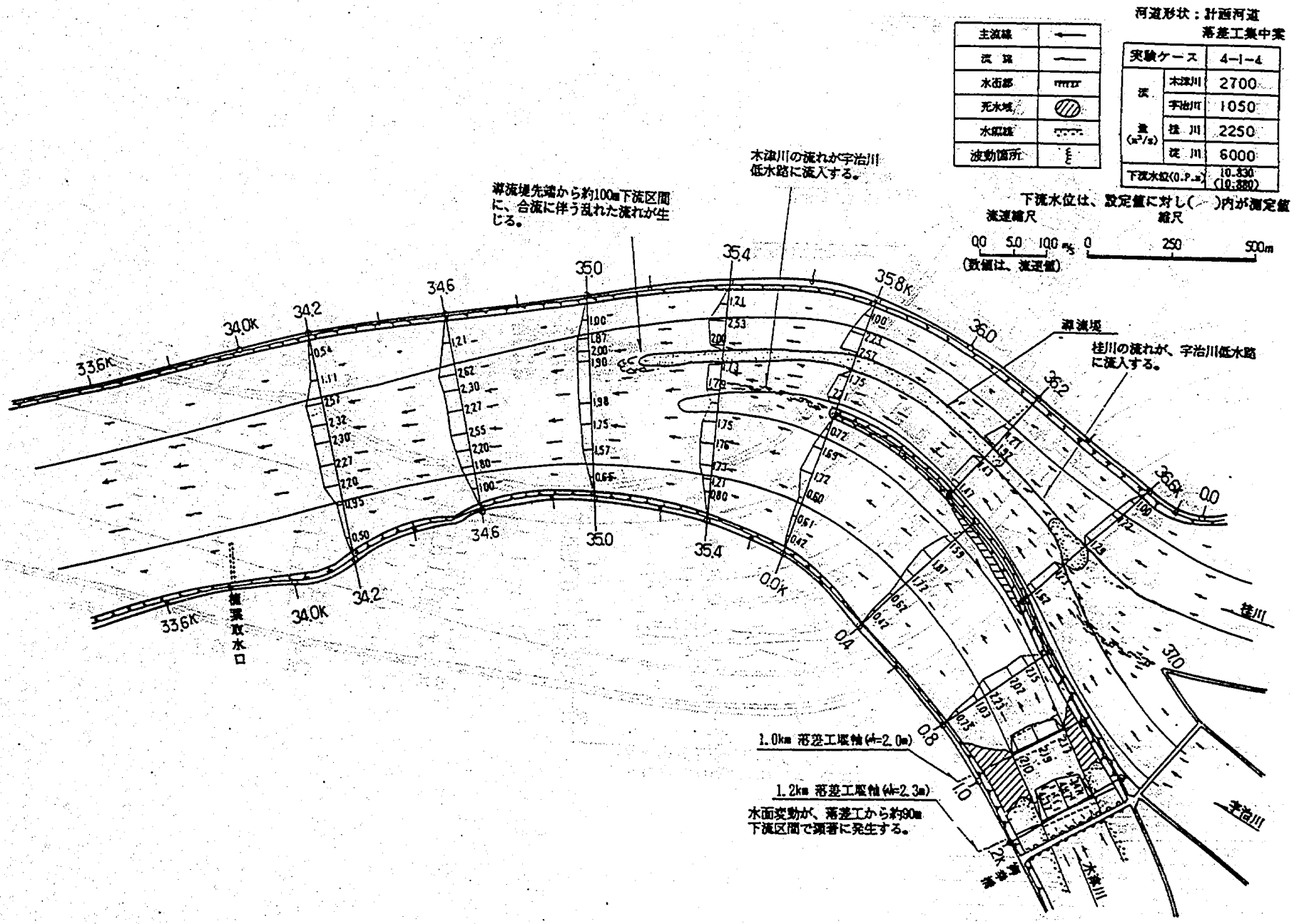
図－5.1.29(2)流 況 図



図－5.1.30 導流堤カット範囲

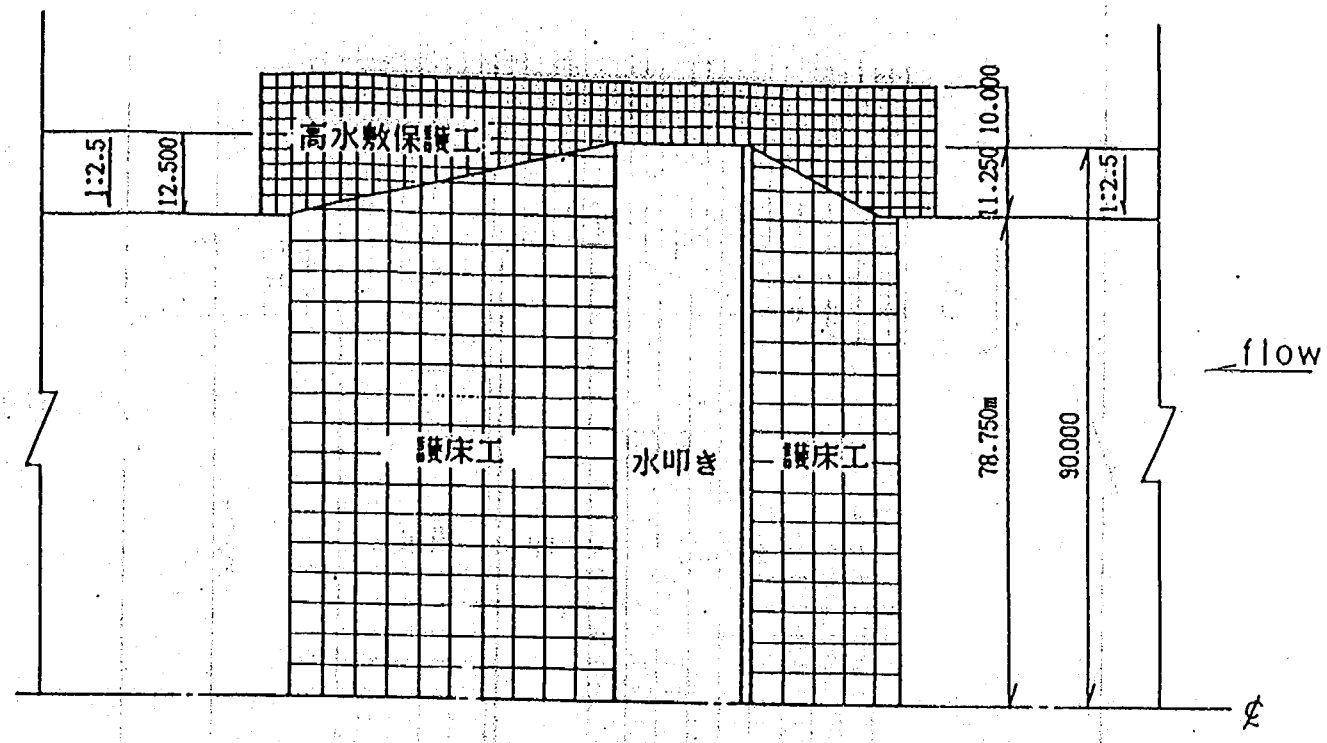

主流線
渦 線
水面部
死水域
水際線
河道形状：計画河道
落差工集中案
実験ケース 4-1-3
流量 木枝川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
(m³/s)
下流水位(O.P.m) 15.100 (15.040)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
縮尺
0 250 500m
導流堤無しの場合と比較して、低水路右岸側の流れが速くなっていた。
宇治川の流れが、35.4k 付近から導流堤を乗り越え、桂川に流入する。
桂川の流れが36.4k 付近で導流堤を乗り越え、36.0k 付近で宇治川低水路に流入する。
導流堤
導流堤を乗り越える流れにより、桂川の流れが右岸側に偏流し低水路右岸側の流速が大きい。
取水口
1.0km落差工堰幅(H=2.0m)
1.2km落差工堰幅(H=2.3m)
1.2k,1.0k落差工の流れは、潜り状態である。
桂川
宇治川
水枝川
33.6K
34.0K
34.2
34.6
35.0
35.4
35.8K
36.0
36.2
36.6K
0.0
0.4
0.8
1.0
1.2K

図－5.1.31(1) 流 況 図


河道形状：計画河道
落差工集中案
主流線
流 線
水面部
死水域
水深線
波動箇所
実験ケース 4-1-4
流量(m³/s) 木津川 2700
宇治川 1050
桂 川 2250
淀 川 6000
下流水位(O.P.m) 10.830 (10.380)
下流水位は、設定値に対し( )内が測定値
流速縮尺
縮尺
0.0 5.0 10.0 m/s
(数値は、流速値)
0 250 500m
木津川の流れが宇治川低水路に流入する。
導流堤先端から約100m下流区間に、合流に伴う乱れた流れが生じる。
導流堤
桂川の流れが、宇治川低水路に流入する。
1.0km 落差工堰幅(h=2.0m)
1.2km 落差工堰幅(h=2.3m)
水面変動が、落差工から約90m下流区間で顕著に発生する。
取水口
桂川
宇治川
木津川
33.6K
34.0K
34.2
34.6
35.0
35.4
35.8K
36.0
36.2
36.6K
0.0K
0.4
0.8
1.0
1.2K

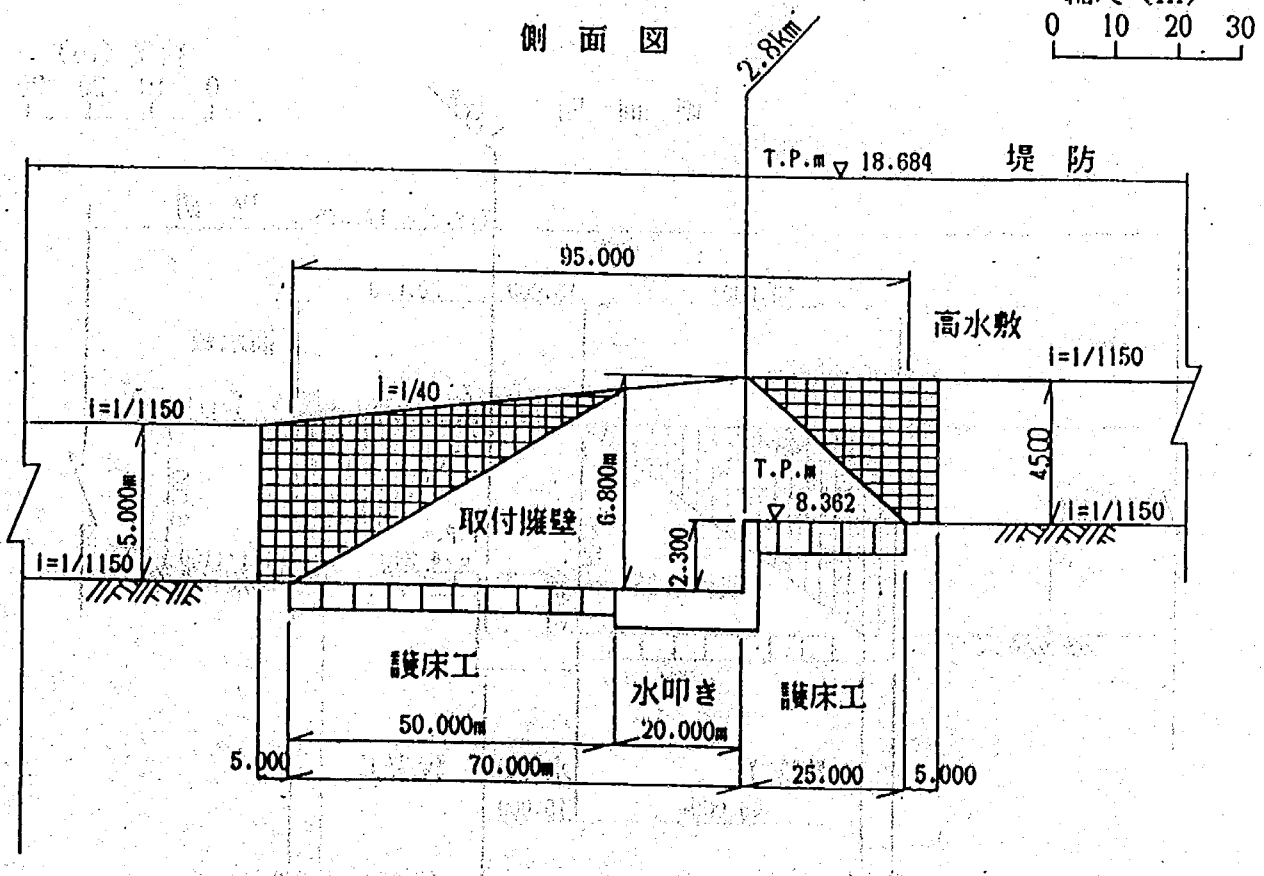
図－5.1.3(2) 流 況 図

平 面 図



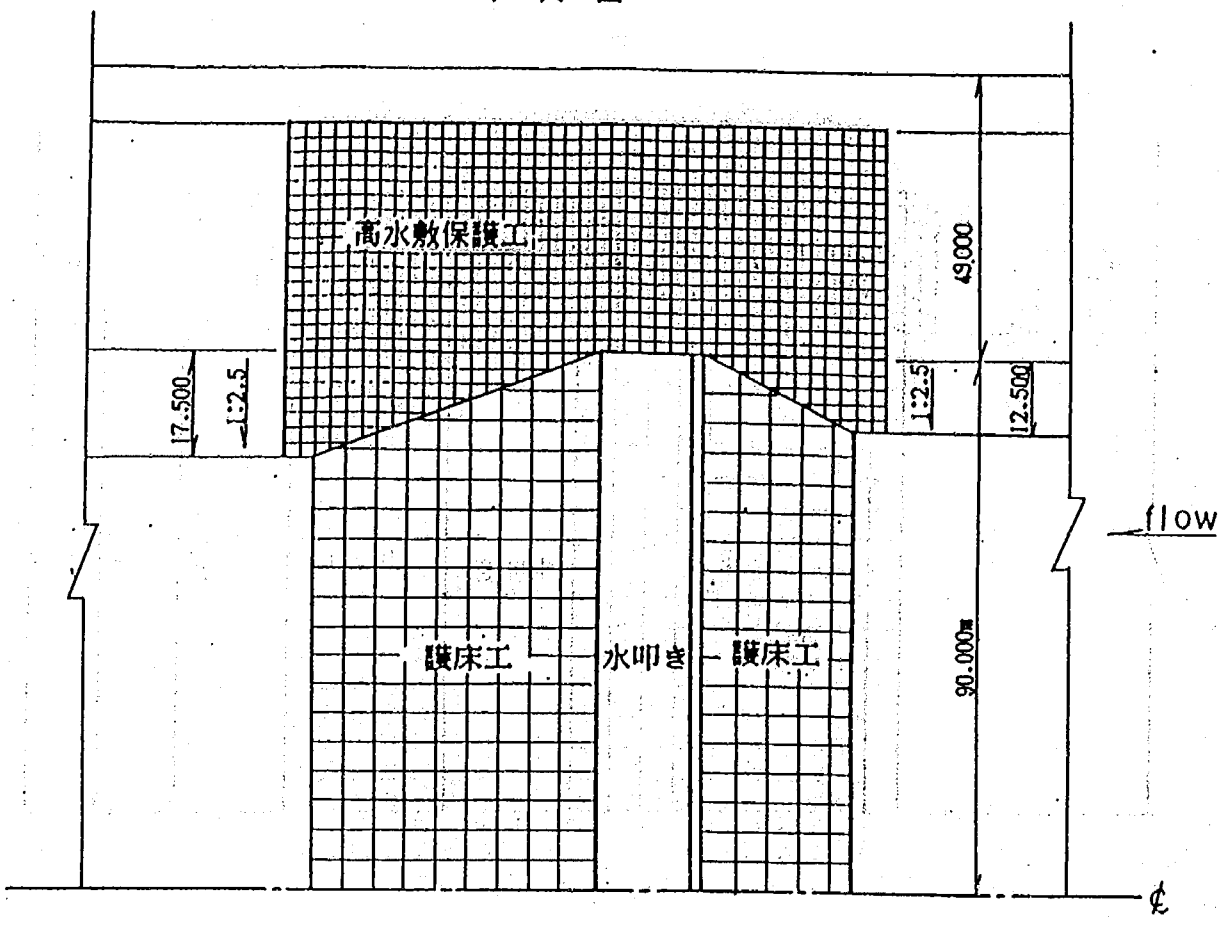
縮尺（m）
0 10 20 30

側 面 図

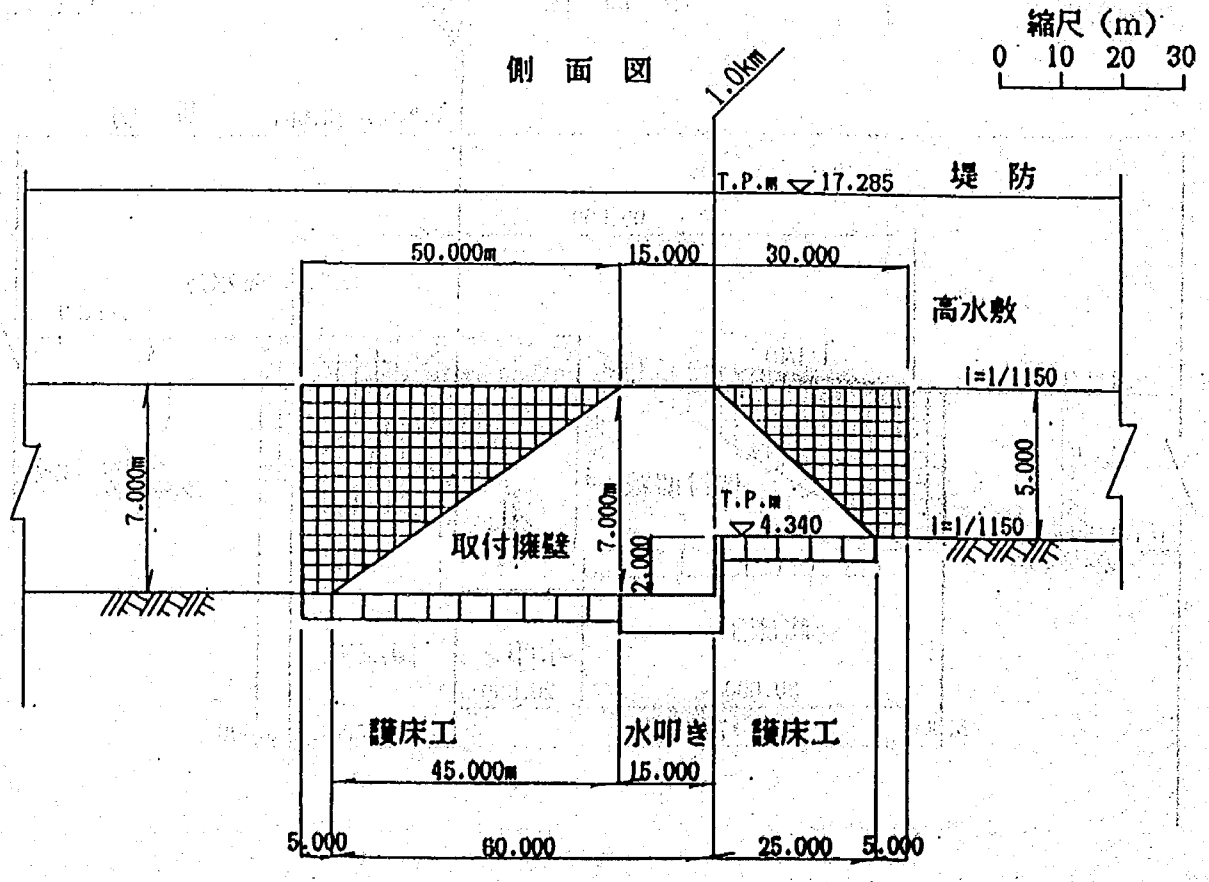


図－5.2.1(1) 重力式落差工概略設計図（2段案、2.8km 、直壁式取付擁壁）

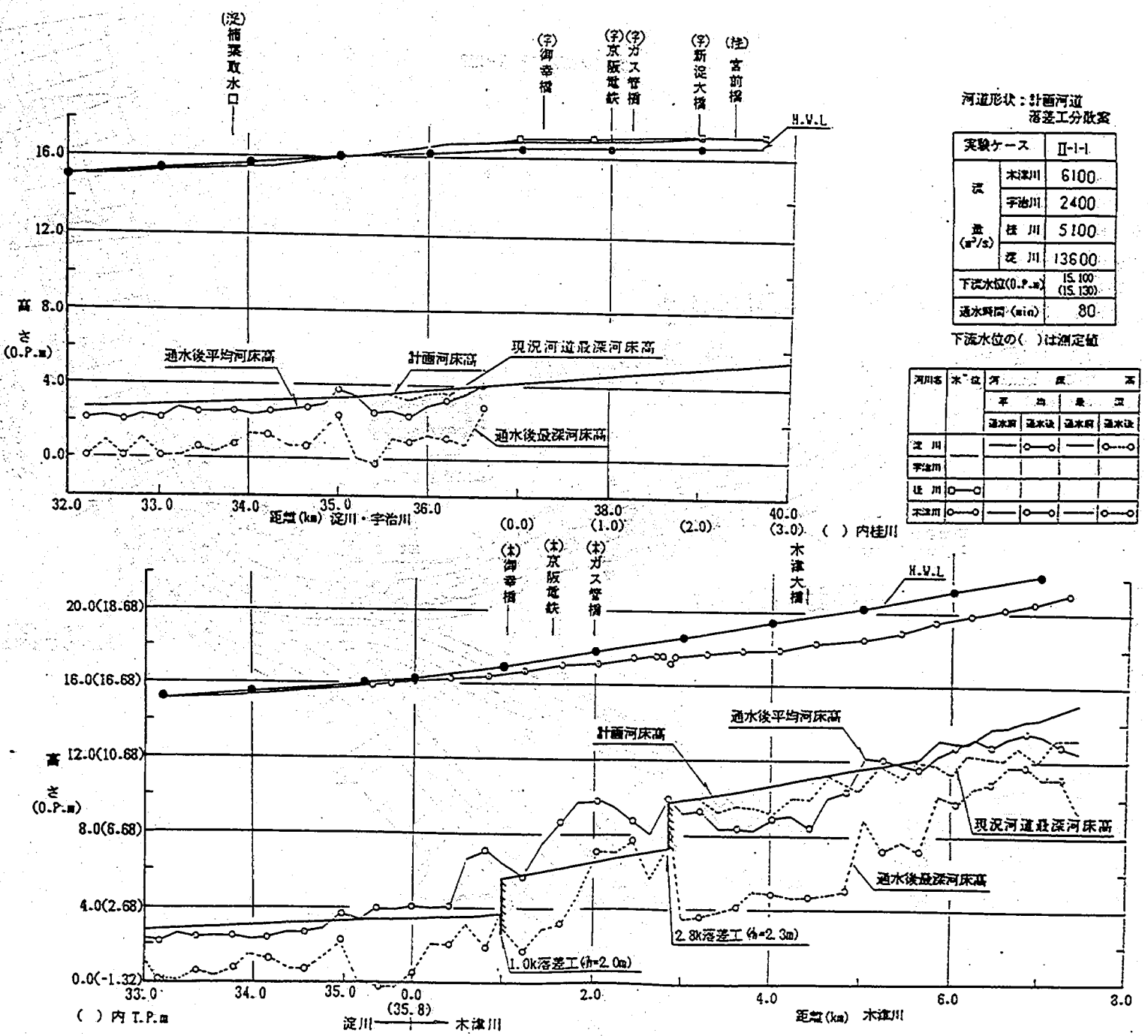
平 面 図



側 面 図



図－5.2.1(2) 重力式落差工概略設計図（2段案、1.0km 、直壁式取付擁壁）



河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		II-1-1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.130)
通水時間(min)		80

下流水位の( )は測定値

河川名	水位	河床高 平均 通水前	河床高 平均 通水後	河床高 最深 通水前	河床高 最深 通水後
淀川		—	○	—	○
宇治川					
桂川	○				
木津川	○	—	○	—	○

図－5．2．2 水位・河床縦断図

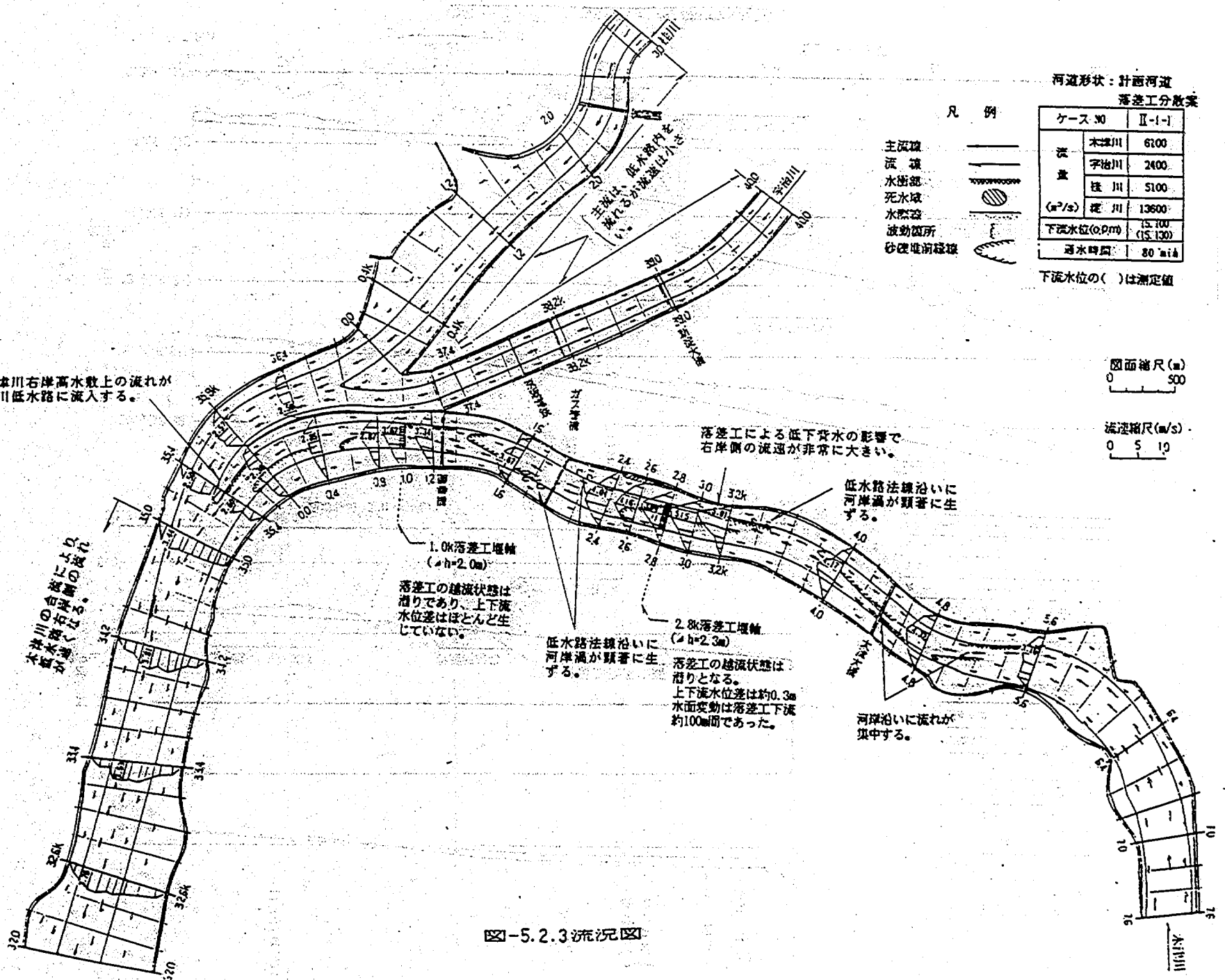
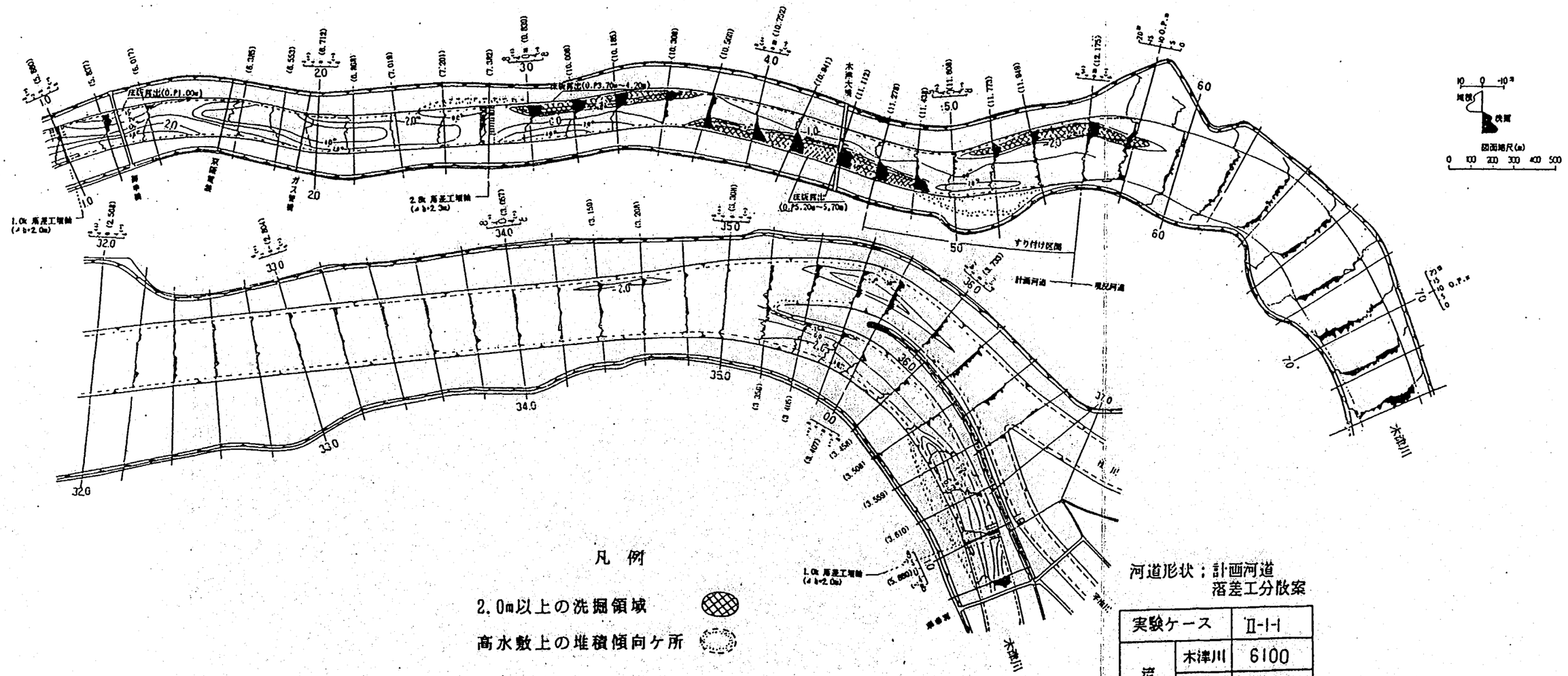

河道形状：計画河道
落差工分散案
凡　例
主流線
流　線
水衝部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
ケース No　Ⅱ-1-1
流量 (m³/s)
木津川　6100
予岐川　2400
桂　川　5100
淀　川　13600
下流水位(o.p.m)　(5.100) (15.130)
通水時間　80 min
下流水位の( )は測定値
図面縮尺(m)
0　500
流速縮尺(m/s)
0　5　10
木津川右岸高水敷上の流れが淀川低水路に流入する。
木津川の合流により低水路右岸側の流れが強くなる。
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
落差工の越流状態は潜りであり、上下流水位差はほとんど生じていない。
低水路法線沿いに河岸渦が顕著に生ずる。
落差工による低下背水の影響で右岸側の流速が非常に大きい。
低水路法線沿いに河岸渦が顕著に生ずる。
2.8k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
落差工の越流状態は潜りとなる。
上下流水位差は約0.3m
水面変動は落差工下流約100m間であった。
河岸沿いに流れが集中する。
主流は、低水路内を流れるが流速は小さい。
ガス導流
木津川
淀川

図-5.2.3流況図

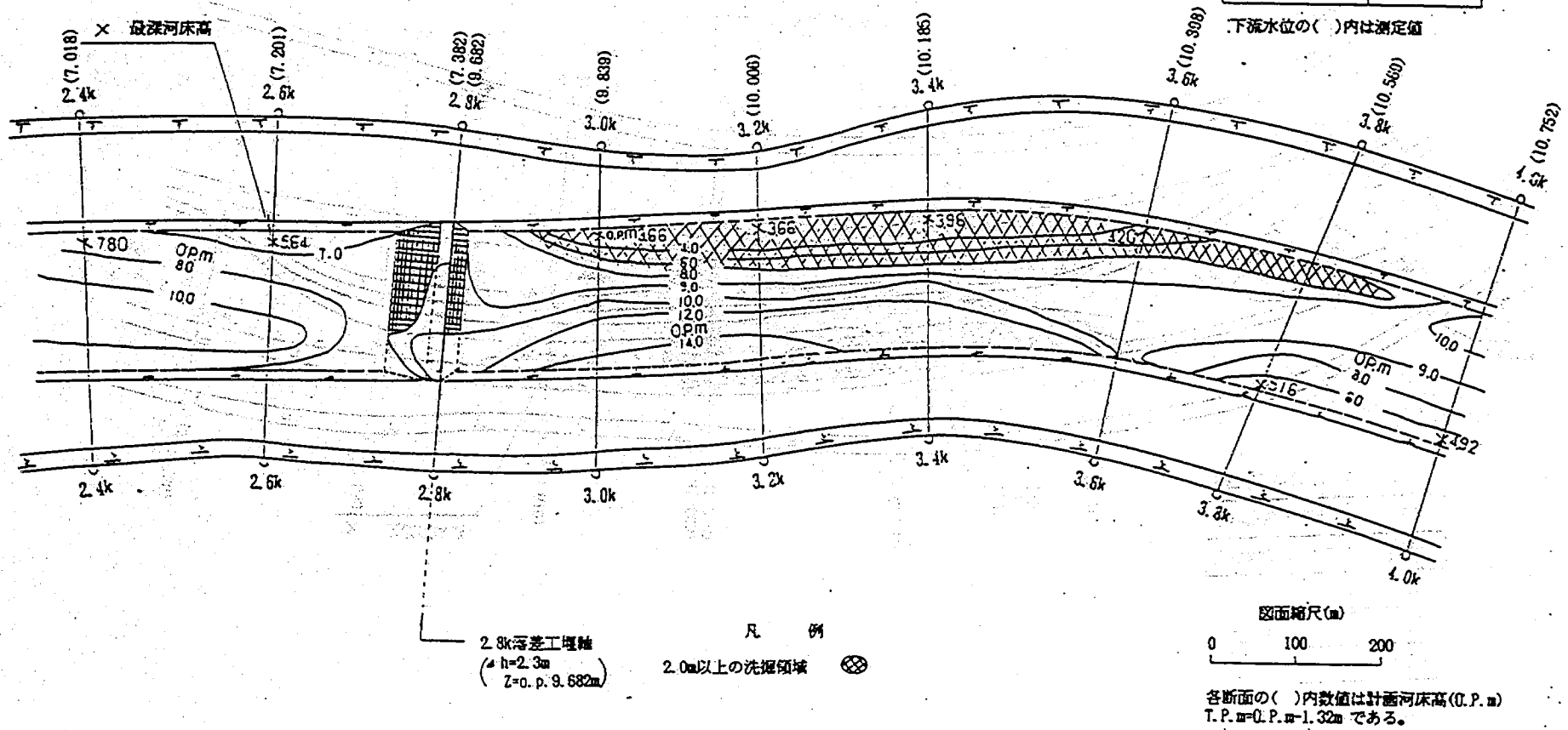


図－5.2.4 河床変動平面図

河道形状：計画河道
落差工分散型

実験ケース		Ⅱ-1-1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂　川	5100
	淀　川	13600
下流水位(o.p.m)		15.100 (15.130)
通水時間(min)		80

下流水位の（ ）内は測定値



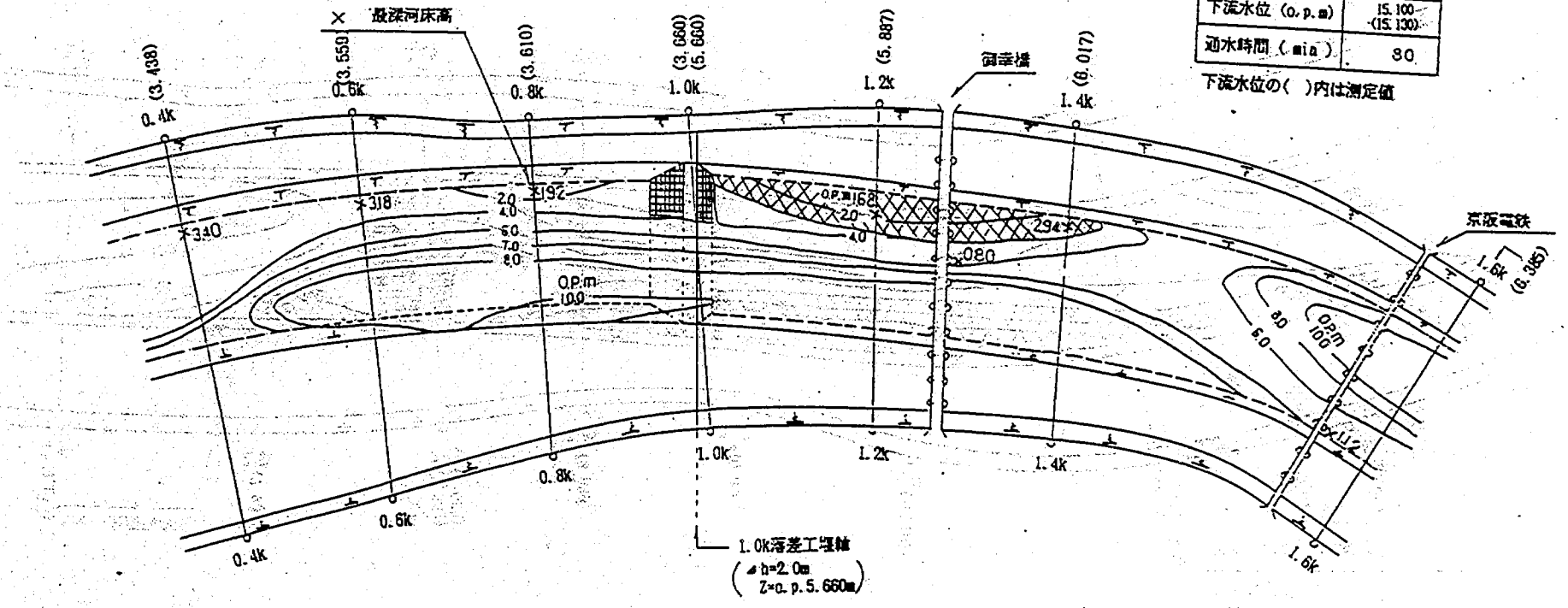
各断面の（ ）内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である。

図－5.2.5(1) 落差工周辺の河床変動状況図

河道形状：計画河道
落差工分散案

実験ケース		Ⅱ-1-1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂　川	5100
	淀　川	13600
下流水位 (o.p.m)		15.100 (15.130)
通水時間 (min)		30

下流水位の（ ）内は測定値



凡　例

2.0m以上の洗掘領域

図面縮尺(m)

0　100　200

各断面の（ ）内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である。

図－5.2.5(2)落差工周辺の河床変動状況図

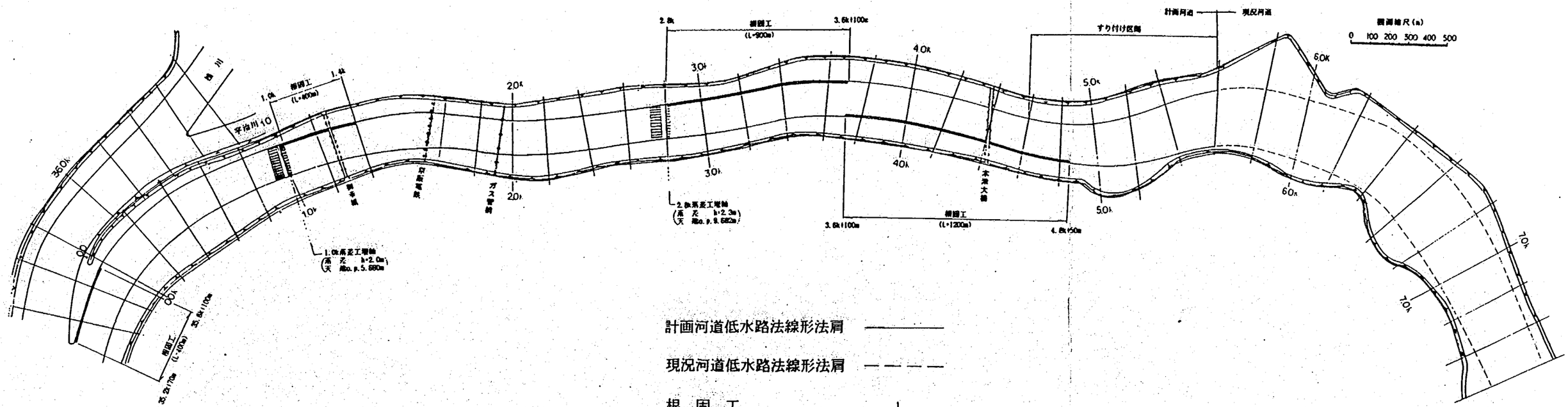
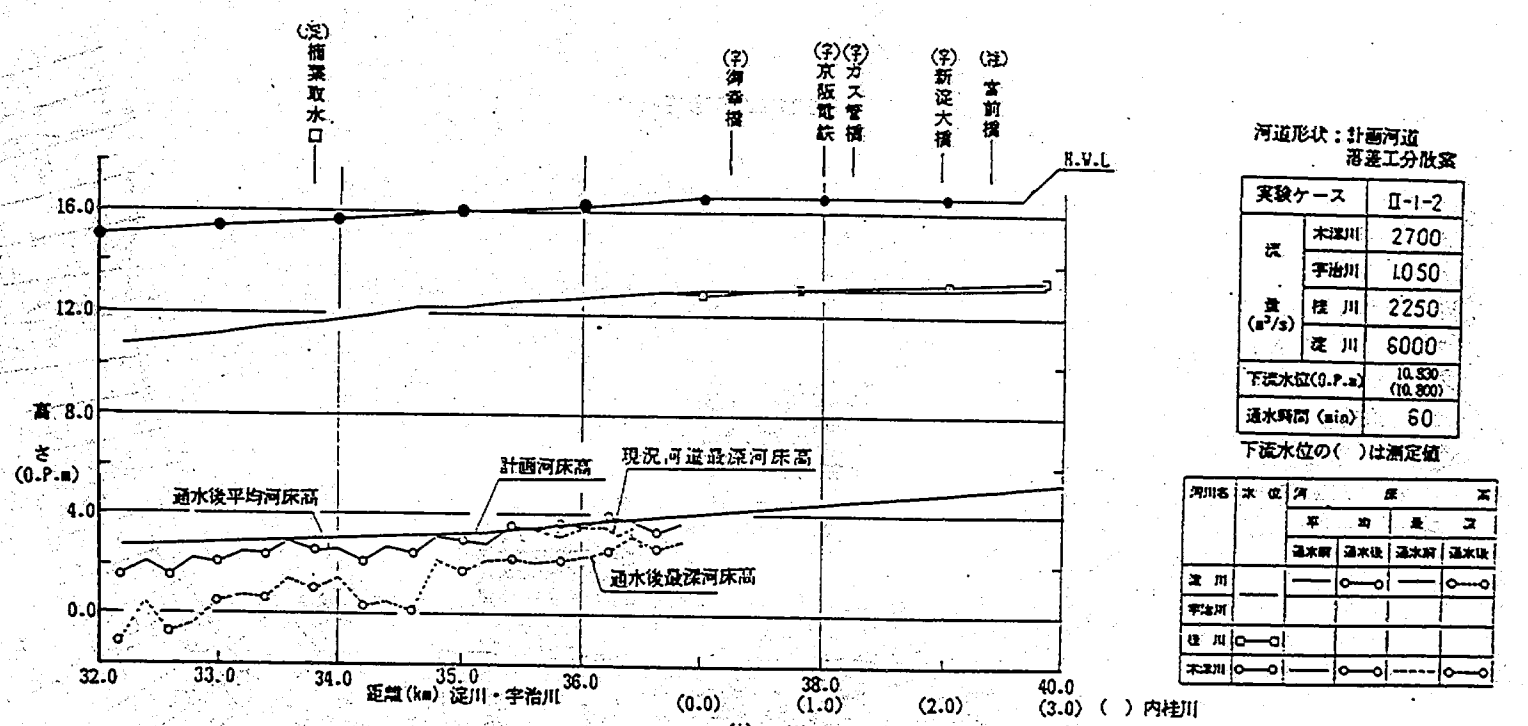

計画河道
現況河道
測線縮尺(m)
0 100 200 500 400 500
西川
宇治川10
1.0k
1.4k
護岸工
(L=400m)
2.8k
3.6k+100m
護岸工
(L=900m)
すり付け区間
1.0k 系変工増幅
(高 さ h=2.0m
天 端o.p.5.680m)
2.8k 系変工増幅
(高 さ h=2.3m
天 端o.p.9.682m)
3.6k+100m
4.8k+50m
護岸工
(L=1200m)
水道大橋
ガス管橋
鉄道橋
35.0k
30k
20k
10k
40k
50k
60k
70k
35.84+100m
35.22+70m
護岸工
(L=400m)
計画河道低水路法線形法肩
現況河道低水路法線形法肩
根 固 工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

図 −5.2.6 対策工設置図


(注)
(注)
(注)

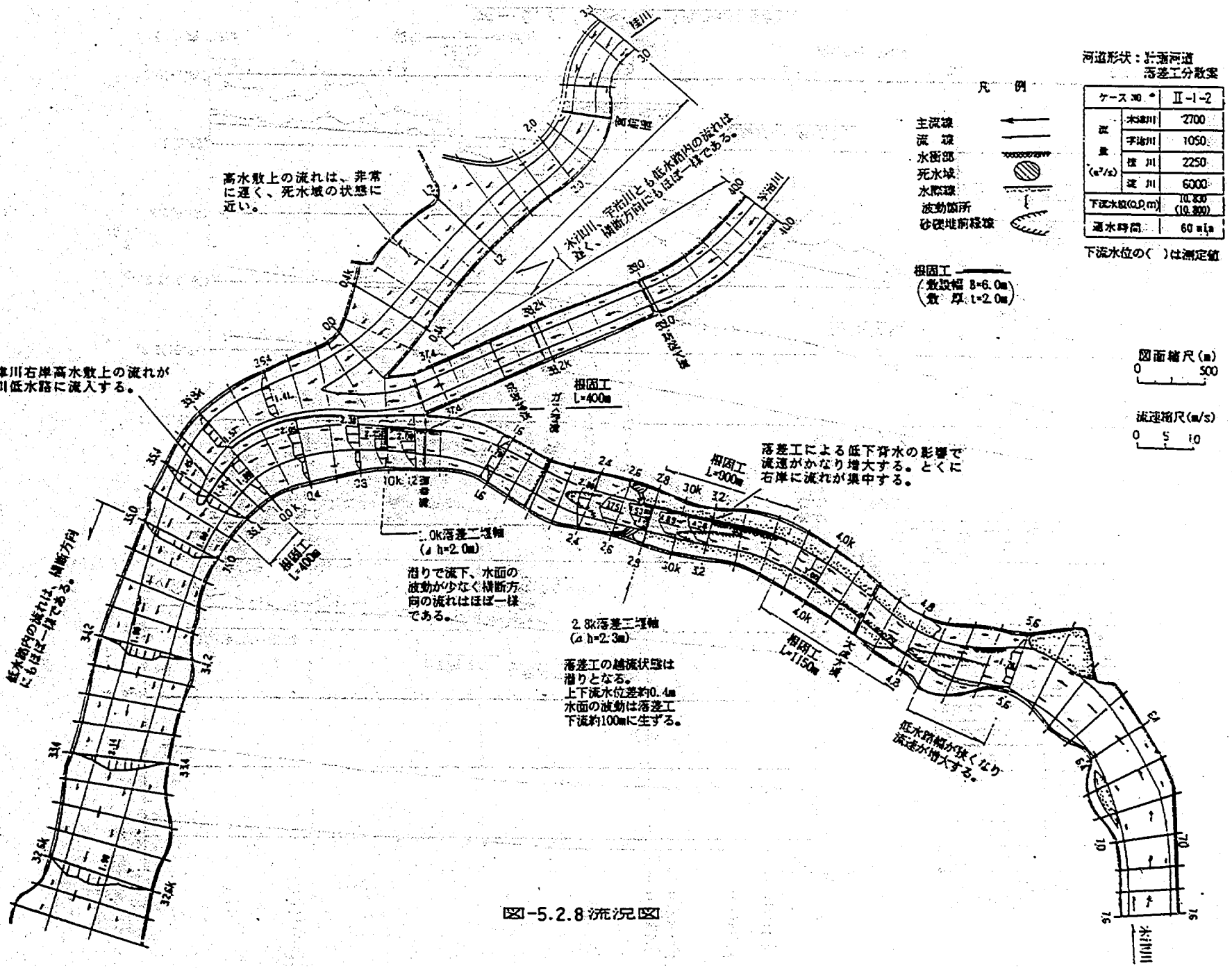
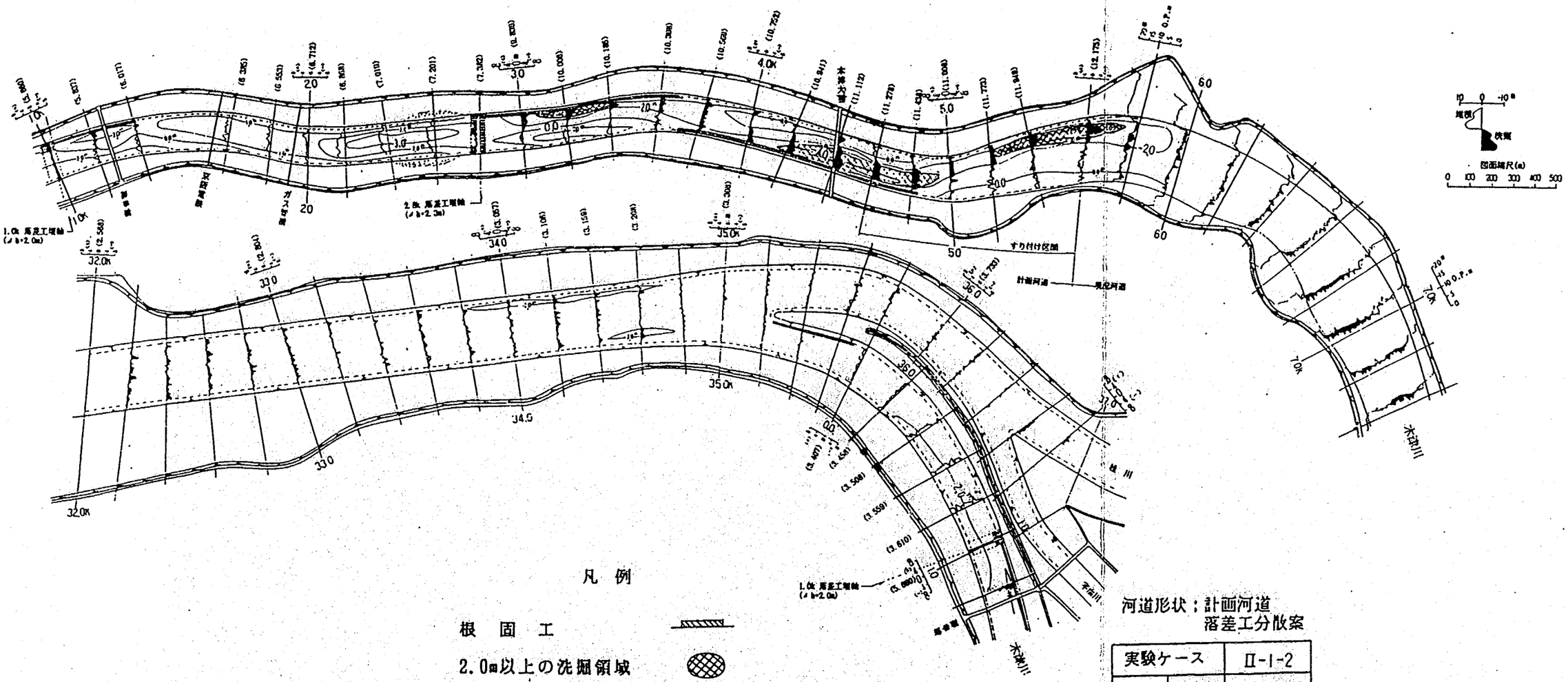

河道形状：上流河道
落差工分散案
ケース No.
Ⅱ-1-2
流量 (m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
淀川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m)
10.830 (10.800)
通水時間
60 min
下流水位の( )は測定値
尺例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
根固工
敷設幅 B=6.0m
敷厚 t=2.0m
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5 10
高水敷上の流れは、非常に遅く、死水域の状態に近い。
木津川、宇治川とも低水路内の流れは遅く、横断方向にもほぼ一様である。
木津川右岸高水敷上の流れが淀川低水路に流入する。
根固工 L=400m
根固工 L=400m
根固工 L=500m
根固工 L=1150m
10k.2落差工
10.0k落差工軸 (Δh=2.0m)
2.8k落差工軸 (Δh=2.3m)
低水路内の流れは、横断方向にもほぼ一様である。
澄りで流下、水面の波動が少なく横断方向の流れはほぼ一様である。
落差工の越流状態は澄りとなる。
上下流水位差約0.4m
水面の波動は落差工下流約100mに生ずる。
落差工による低下背水の影響で流速がかなり増大する。とくに右岸に流れが集中する。
低水路幅が狭くなり流速が増大する。
宇治川
淀川

図-5.2.8 流況図



実験ケース		II-1-2
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2250
	淀 川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.800)
通水時間 (min)		60

図－5.2.9 河床変動平面図

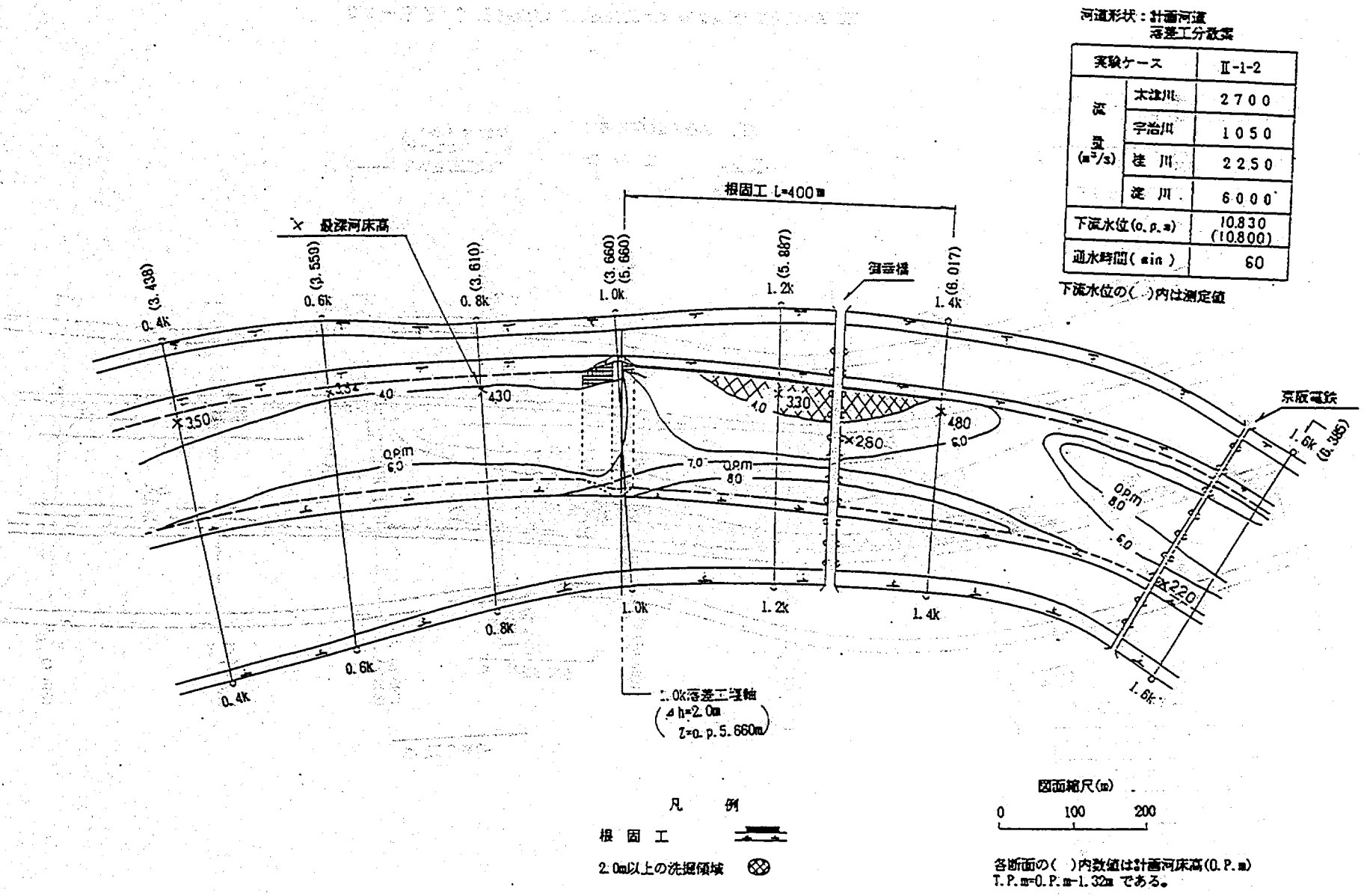
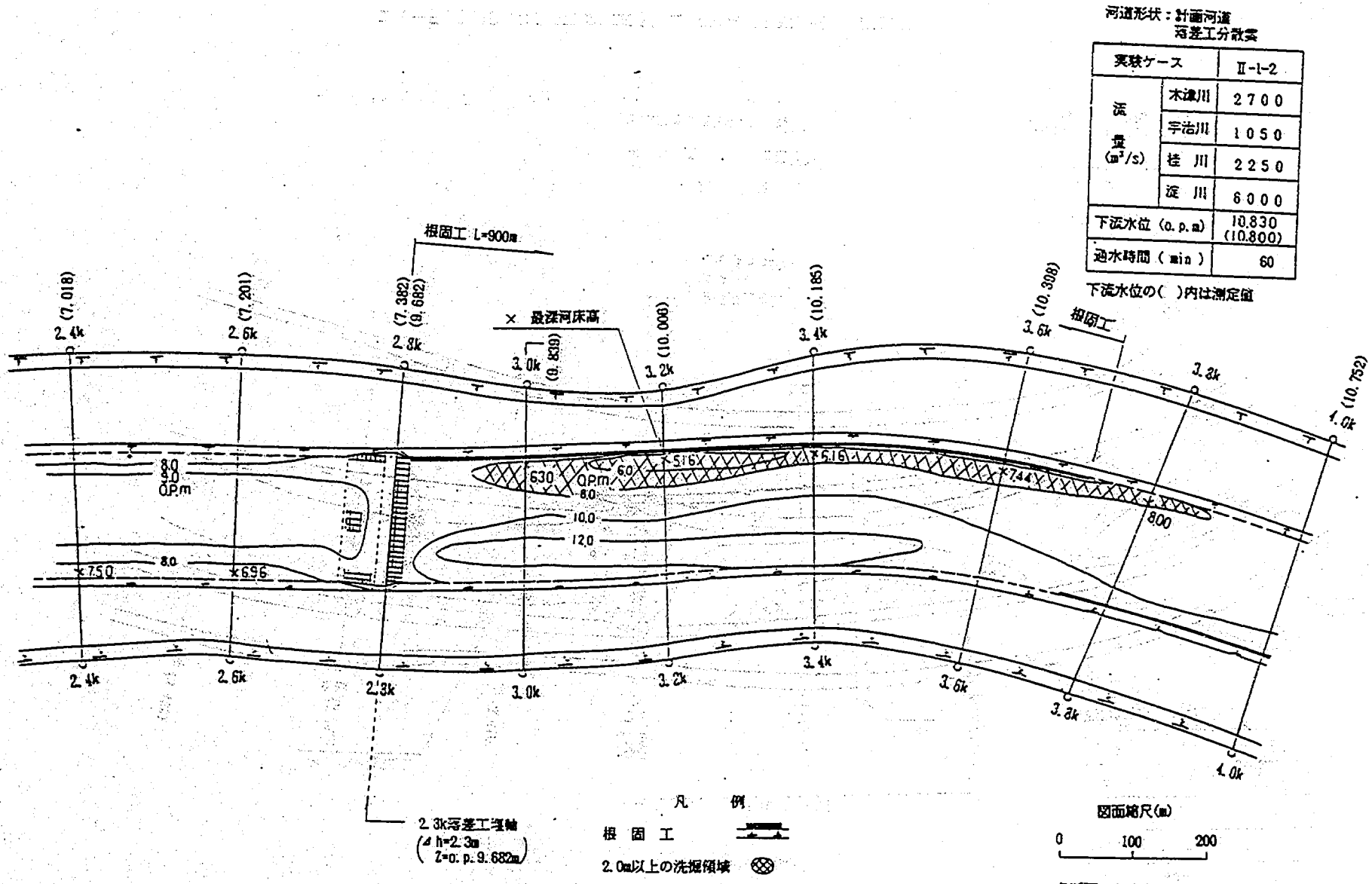
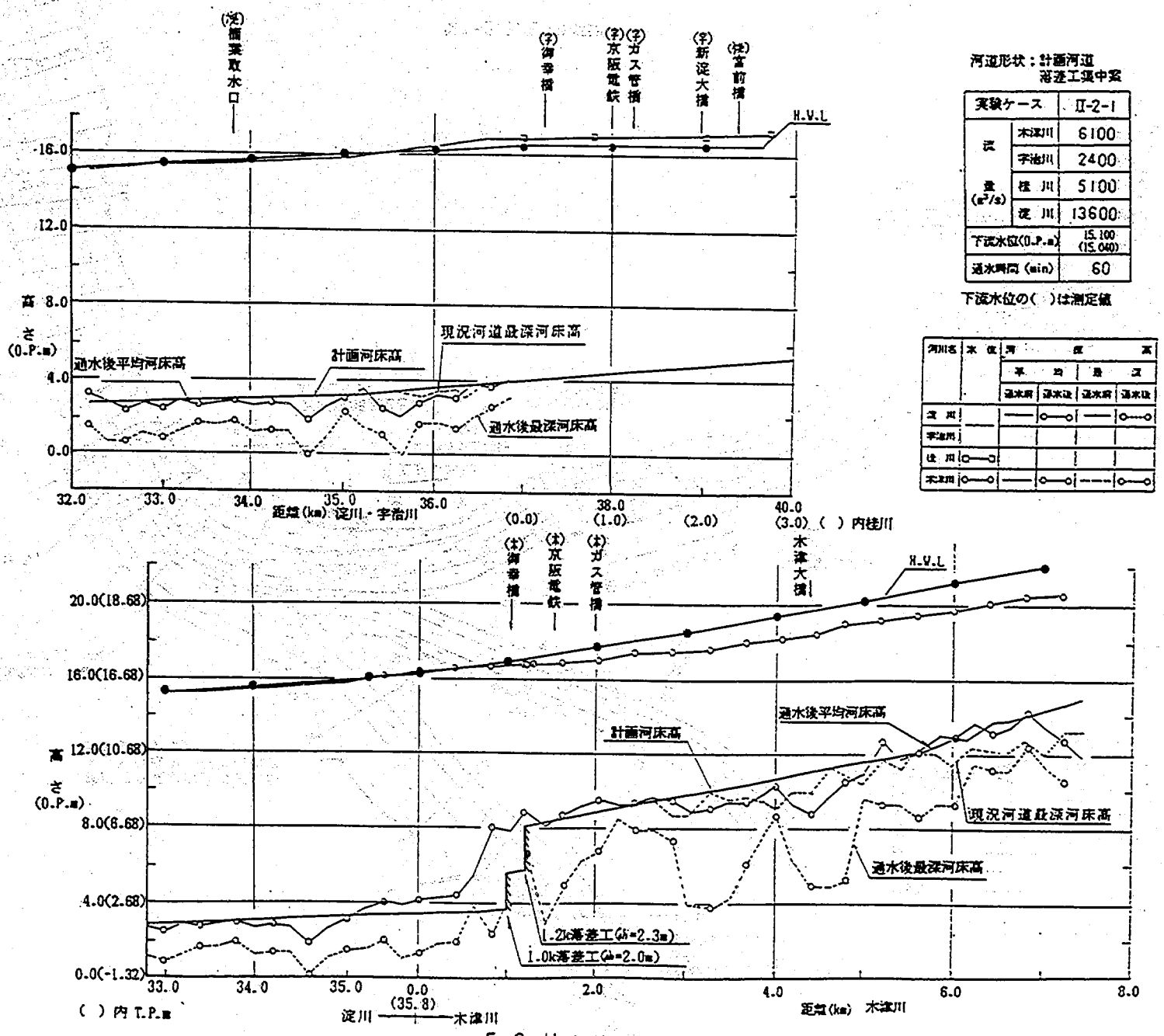


図-5.2.10 (1) 落差工周辺の河床変動状況図



図－5.2.10 (2)落差工周辺の河床変動状況図



河道形状：計画河道
落差工集中案

実験ケース		II-2-1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.040)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

河川名	水位	河床高 平均 通水前	河床高 平均 通水後	河床高 最深 通水前	河床高 最深 通水後
淀川		——	o—o	——	o—o
宇治川					
桂川	o—□				
木津川	o—o	——	o—o	----	o—o

図－5.2.11 水位・河床縦断図

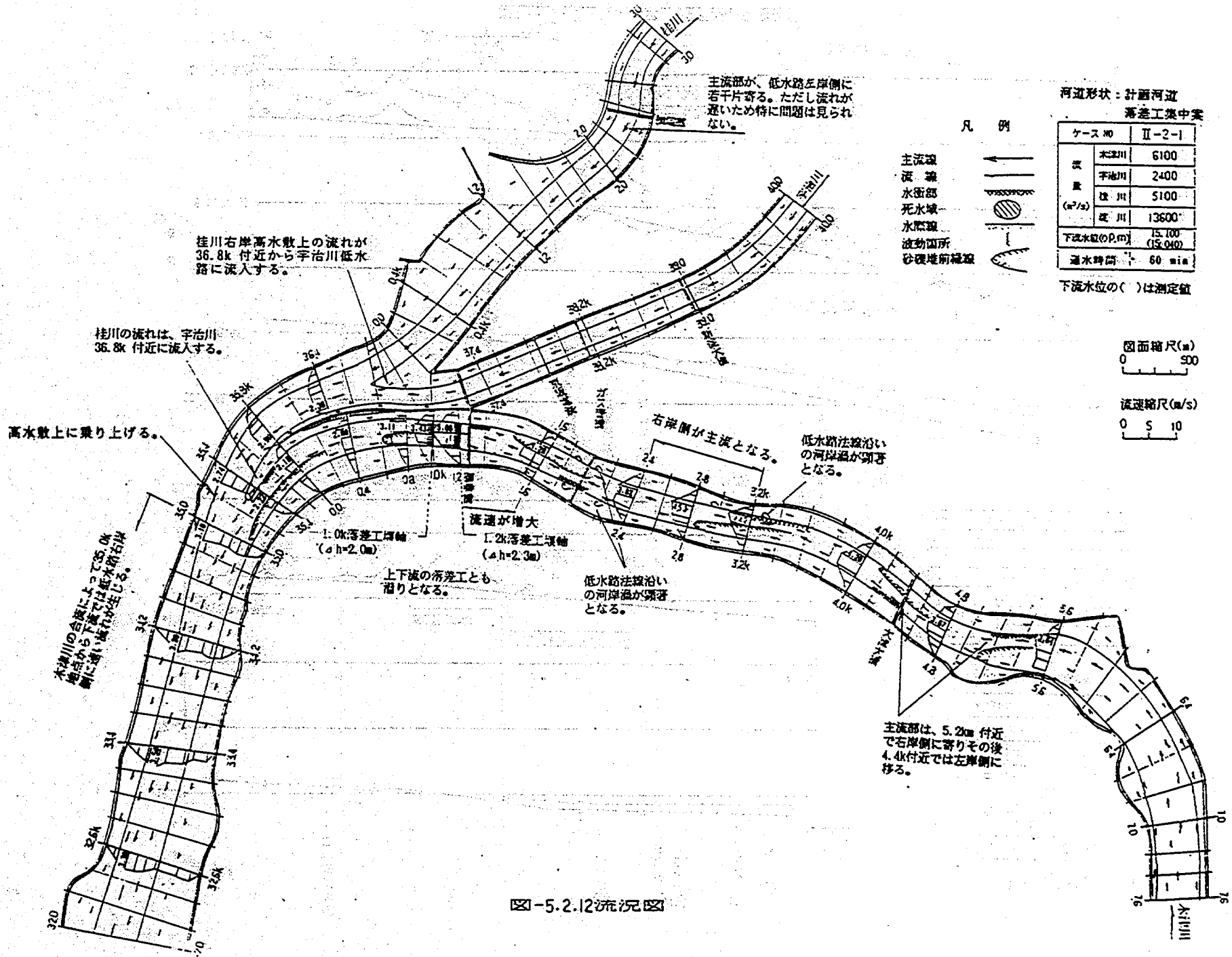

桂川
宇治川
主流部が、低水路左岸側に若干片寄る。ただし流れが遅いため特に問題は見られない。
桂川右岸高水敷上の流れが36.8k 付近から宇治川低水路に流入する。
桂川の流れは、宇治川36.8k 付近に流入する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の合流によって35.0k地点から下流では低水路右岸側に速い流れが生じる。
1.0k落差工堰軸 (Δh=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
流速が増大
上下流の落差工とも潜りとなる。
右岸側が主流となる。
低水路法線沿いの河岸洗掘となる。
低水路法線沿いの河岸洗掘となる。
主流部は、5.2k 付近で右岸側に寄りその後4.4k付近では左岸側に移る。
木津川
凡 例
主流線
流 線
水面部
死水域
水際線
渡動箇所
砂礫堆前縁線
河道形状：計画河道
落差工集中案
ケース No. II-2-1
流量 (m³/s) 木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 15.100 (15.040)
通水時間 60 min
下流水位の( )は測定値
図面縮尺(m) 0 900
流速縮尺(m/s) 0 5 10

図-5.2.12流況図

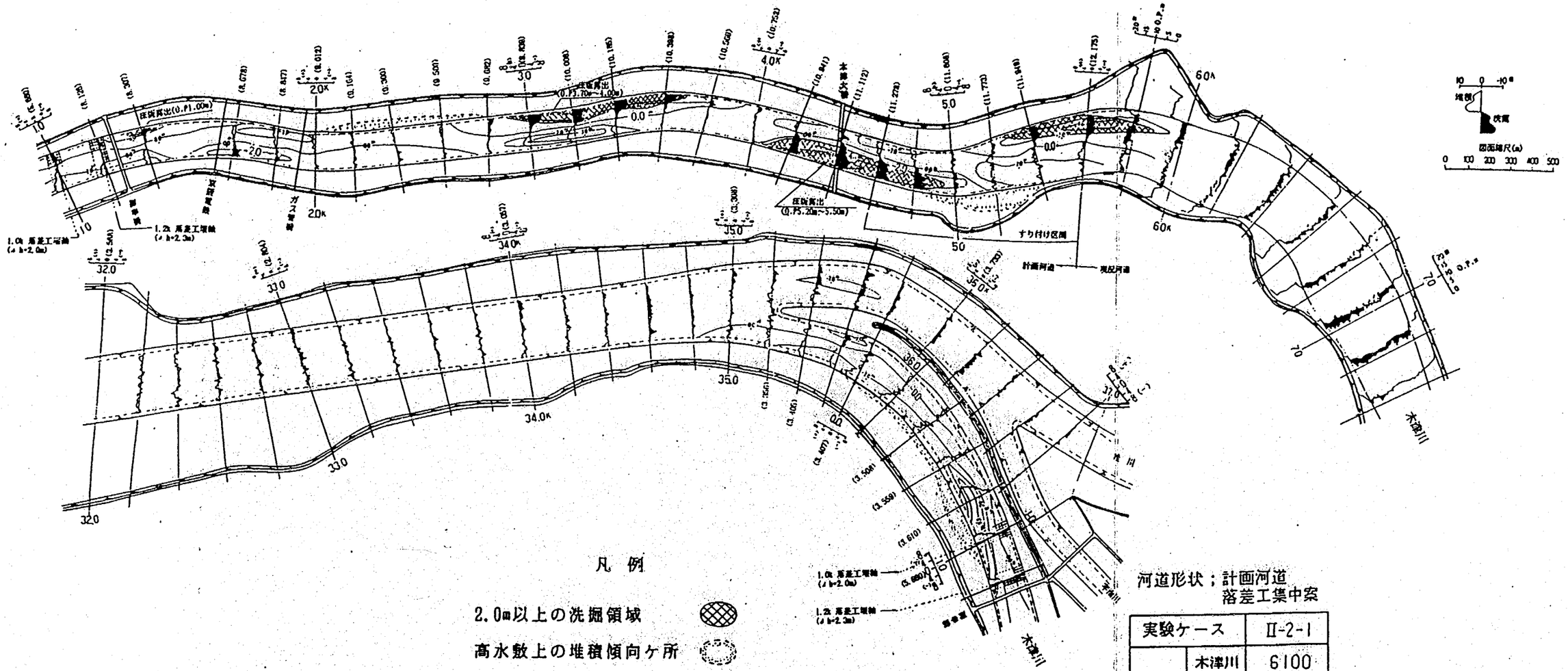


図 —5.2.13 河床変動平面図

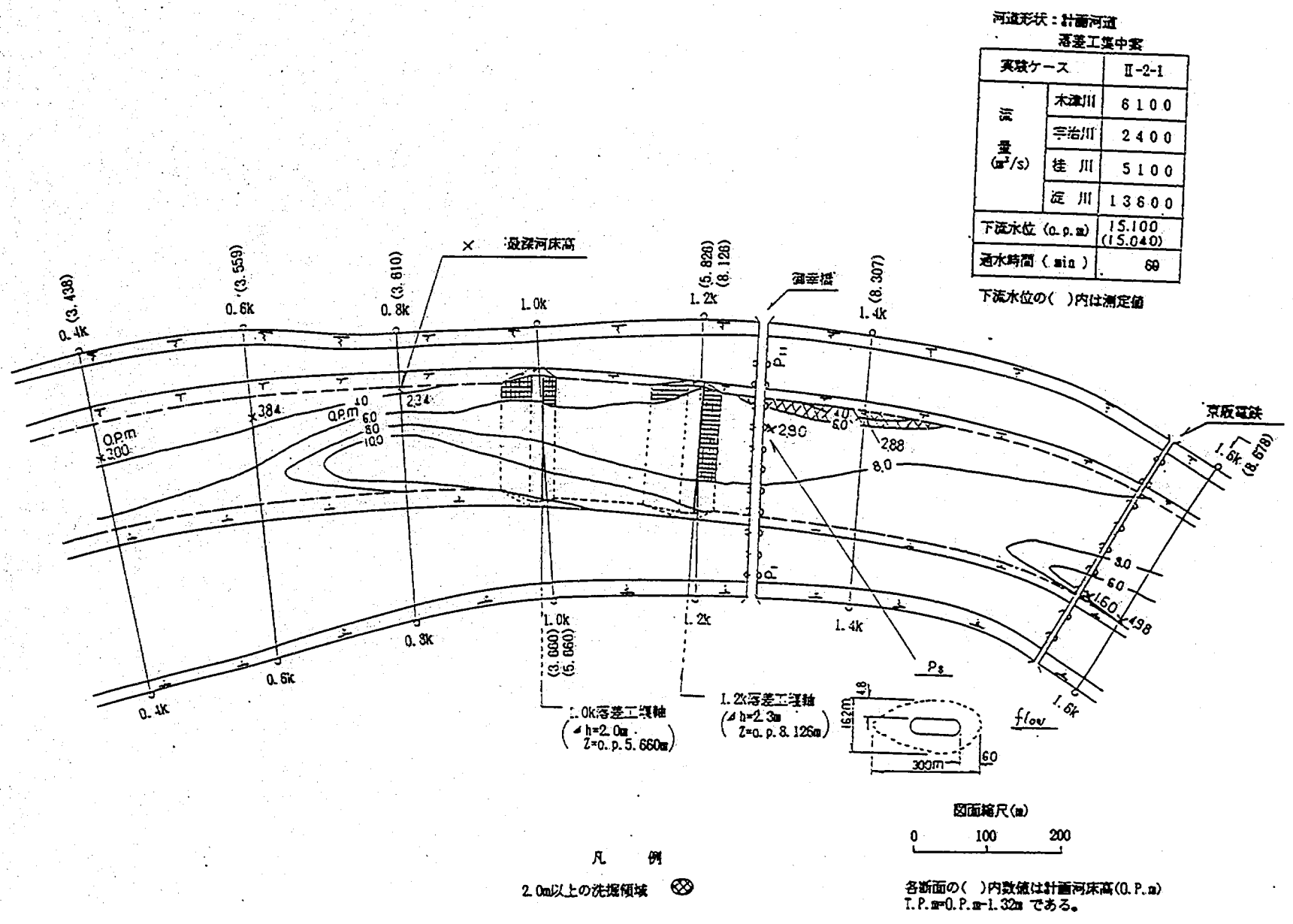


図-5.2.14 落差工周辺の河床変動状況図

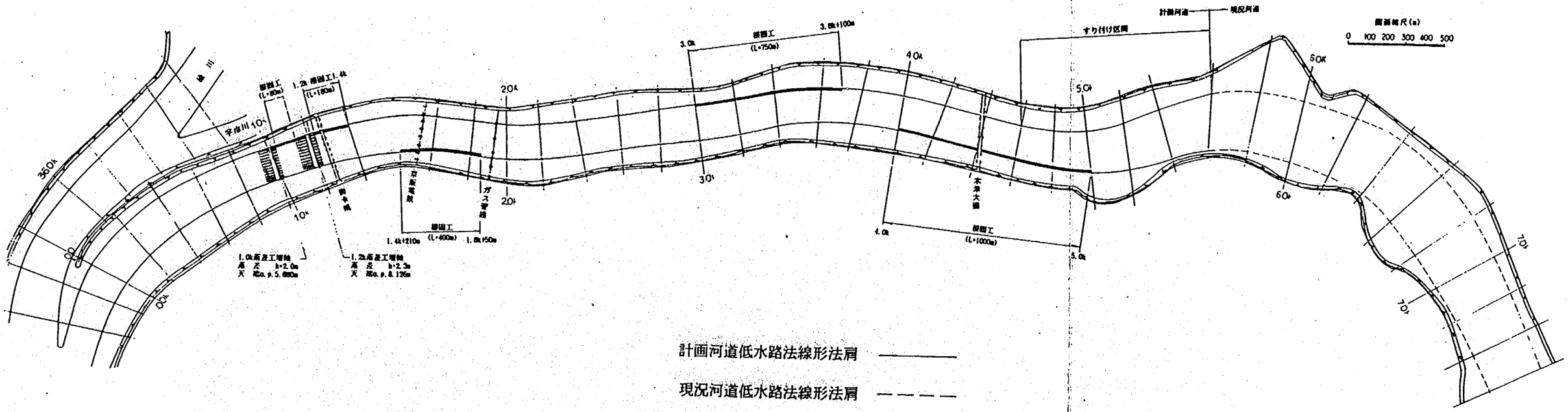
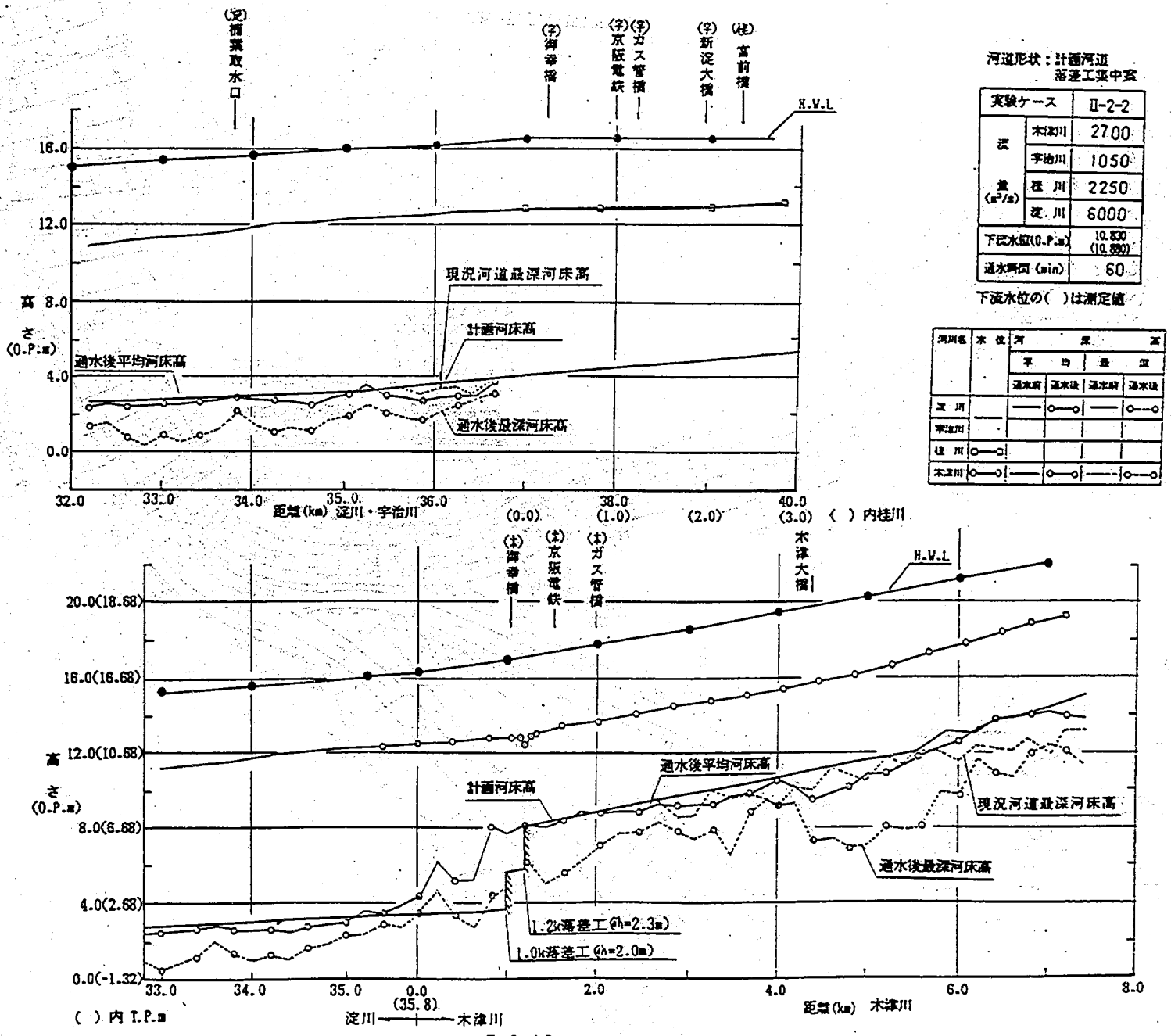


図 −5.2.15 対策工設置図



河道形状：計画河道
落差工集中型

実験ケース		II-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2250
	淀 川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.990)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

河川名	水位	河床高 平均 通水前	河床高 平均 通水後	河床高 最深 通水前	河床高 最深 通水後
淀川		—	o—o	—	o—o
宇治川					
桂川	o—o				
木津川	o—o	—	o—o	—	o—o

図—5.2.16 水位・河床縦断図

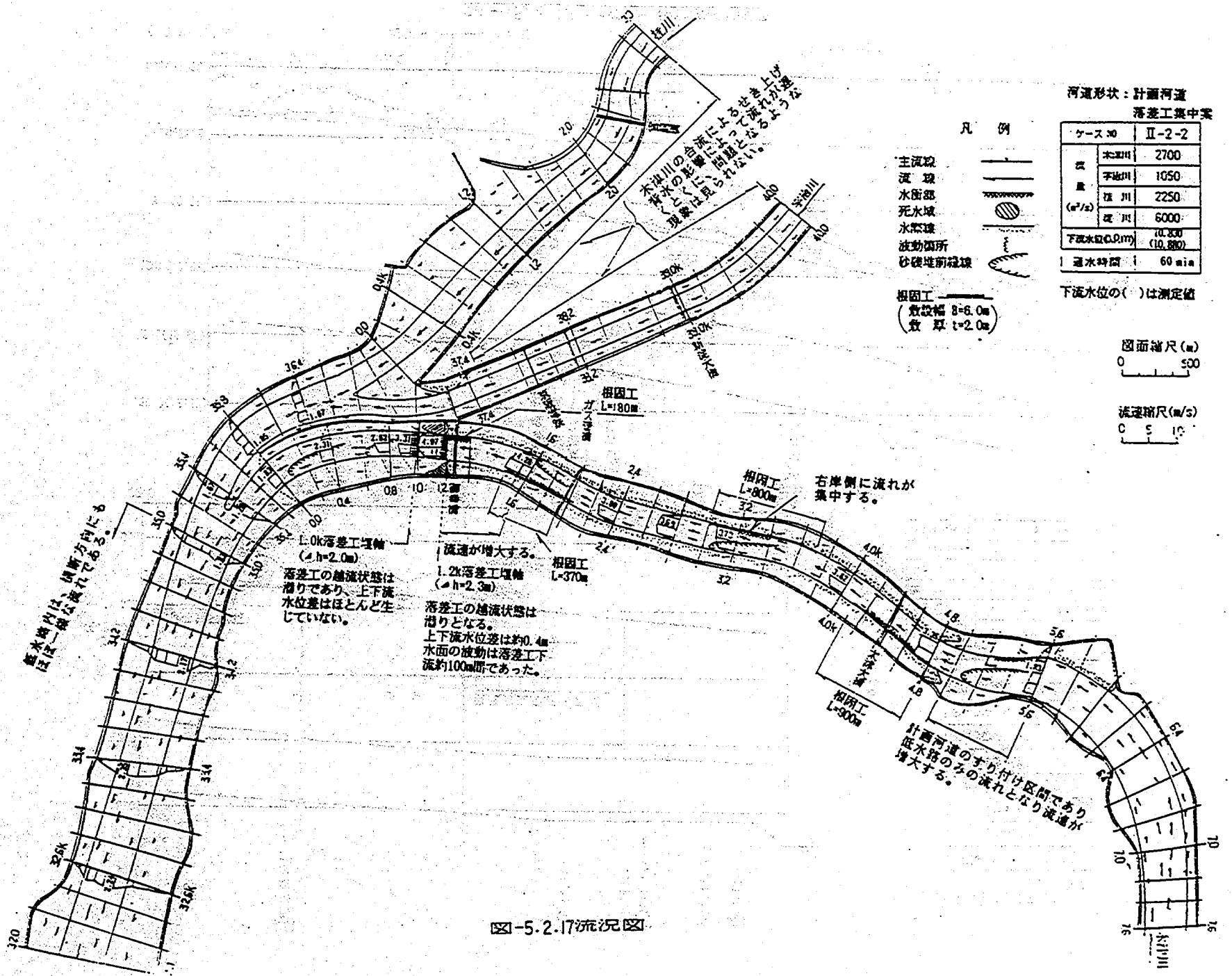
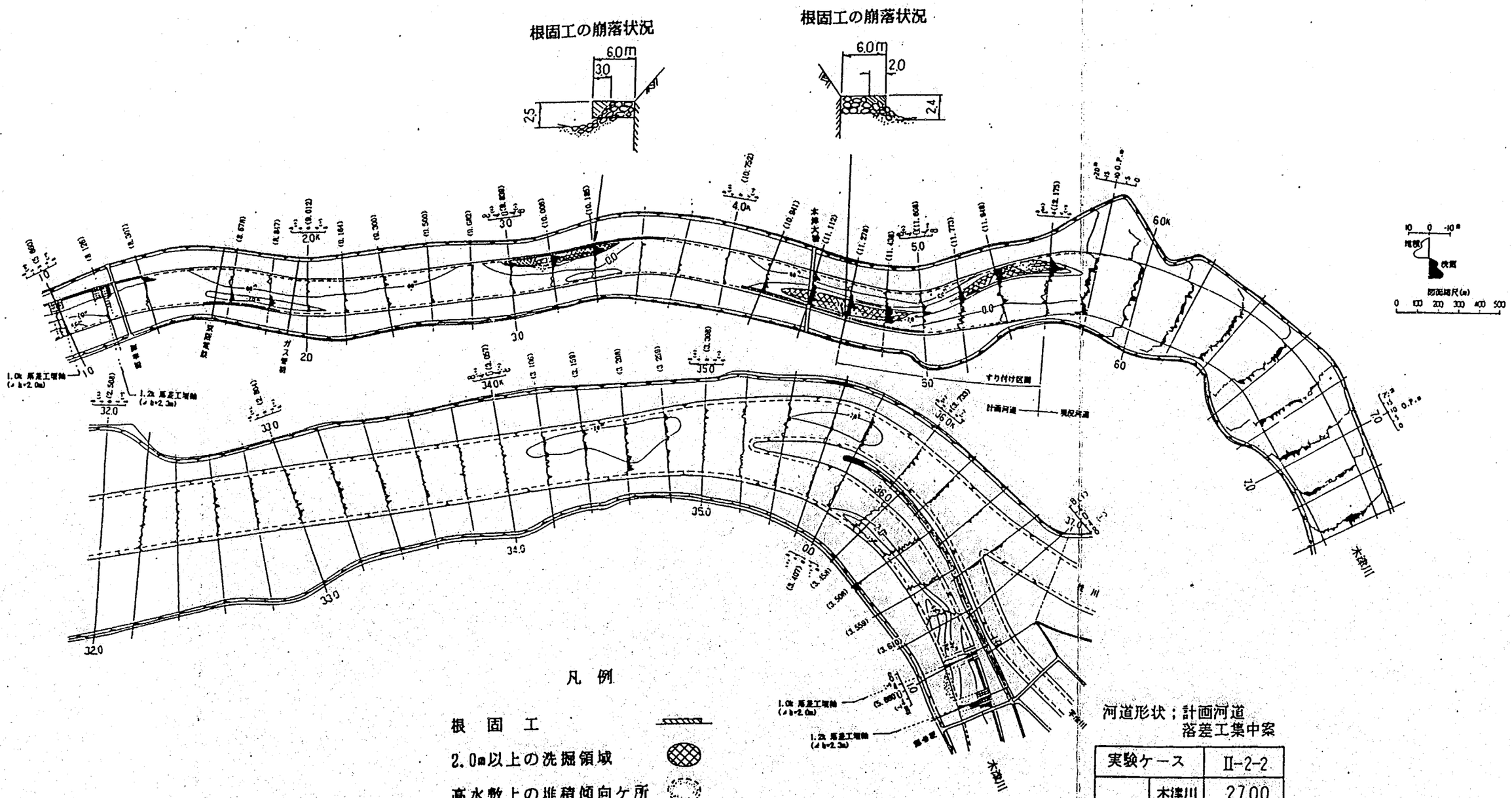

河道形状：計画河道
落差工集中案
ケース№ II-2-2
流量 木津川 2700
不動川 1050
佐川 2250
淀川 6000
下流水位(O.P.m) (0.800) (10.880)
通水時間 60 min
下流水位の( )は測定値
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水深線
波動箇所
砂礫堆前縁線
根固工
(敷設幅 B=6.0m
敷厚 t=2.0m)
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5 10
木津川
宇治川
淀川
根固工 L=180m
根固工 L=370m
根固工 L=800m
根固工 L=900m
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
落差工の越流状態は潜りであり、上下流水位差はほとんど生じていない。
1.2k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
落差工の越流状態は潜りとなる。
上下流水位差は約0.4m
水面の波動は落差工下流約100m附近であった。
流速が増大する。
右岸側に流れが集中する。
計画河道のすり付け区間であり低水路のみの流れとなり流速が増大する。
木津川の合流によるせき上げ水の影響は、ごく現象は見られない。
流れが滑らかで流れるような
堰水地内は、横断方向にも注意一様公流れである。

図-5.2.17流況図



実験ケース		II-2-2
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂　川	2250
	淀　川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.880)
通水時間 (min)		60

下流水位の(　)内は測定値

等深線は計画河床高からの
変動量で表している

各断面の(　)内数値は計画河床高(O.P.m,
T.P.m=O.P.m-1.32m である
5.6Kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)

図－5.2.18 河床変動平面図

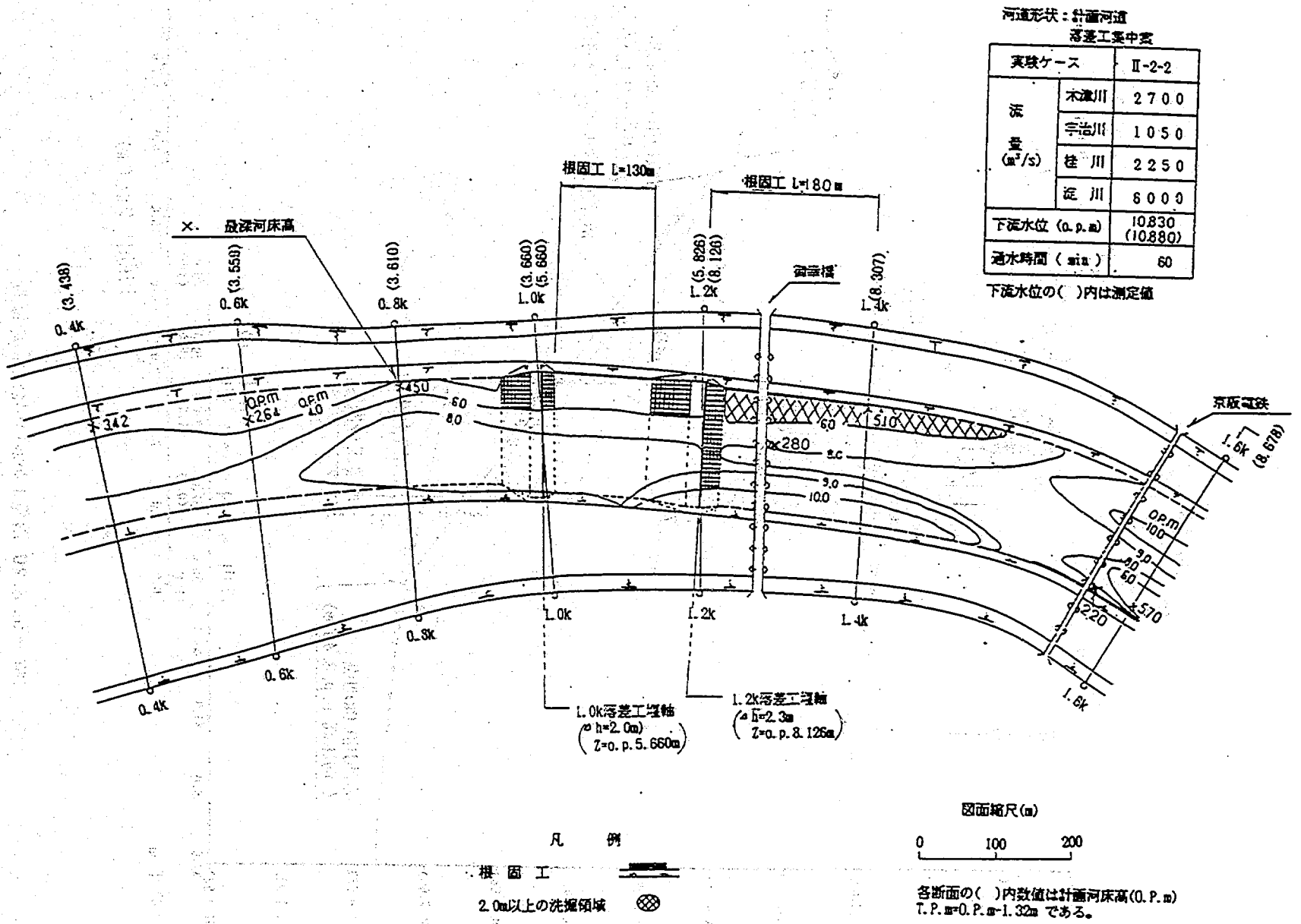
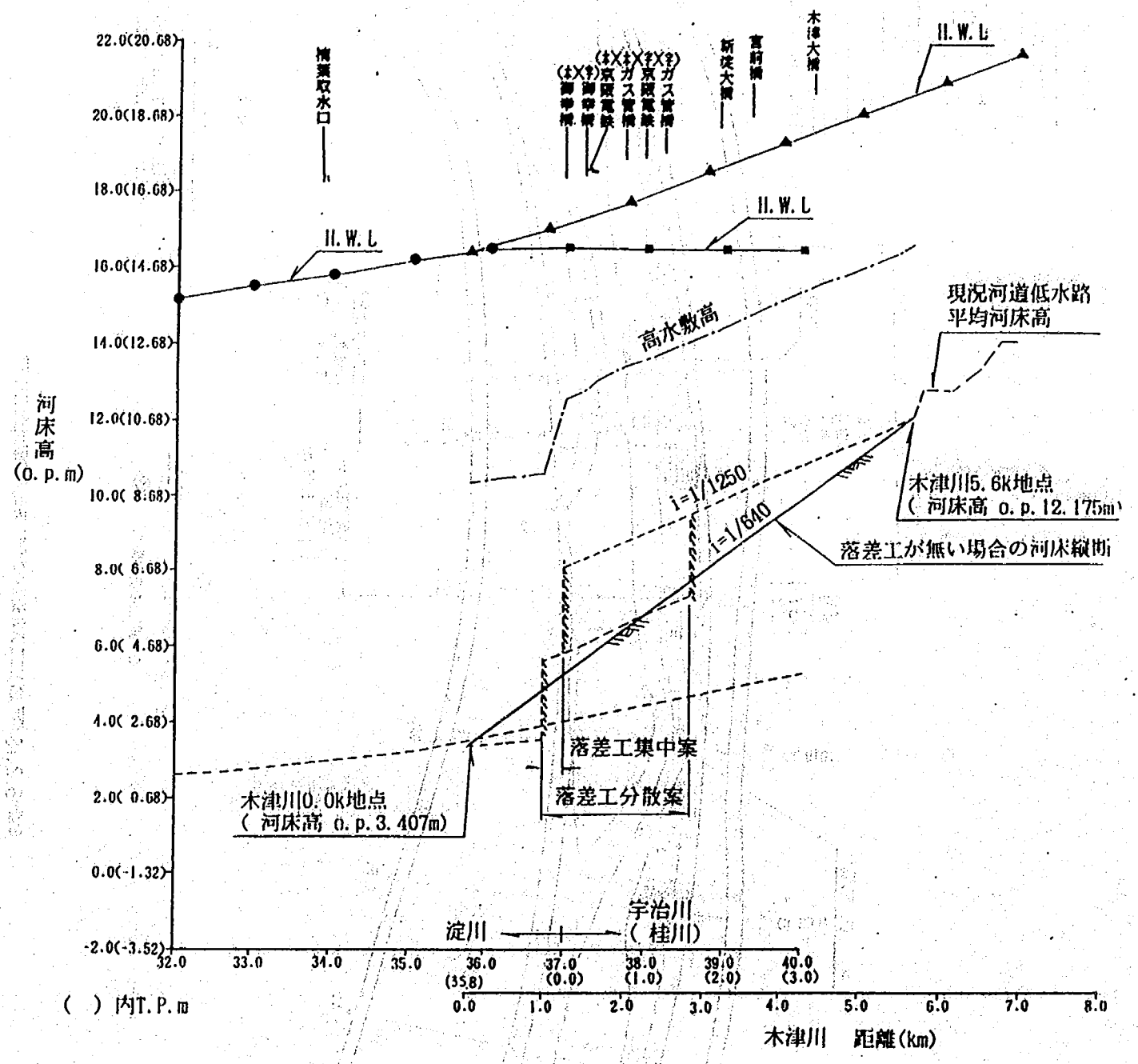
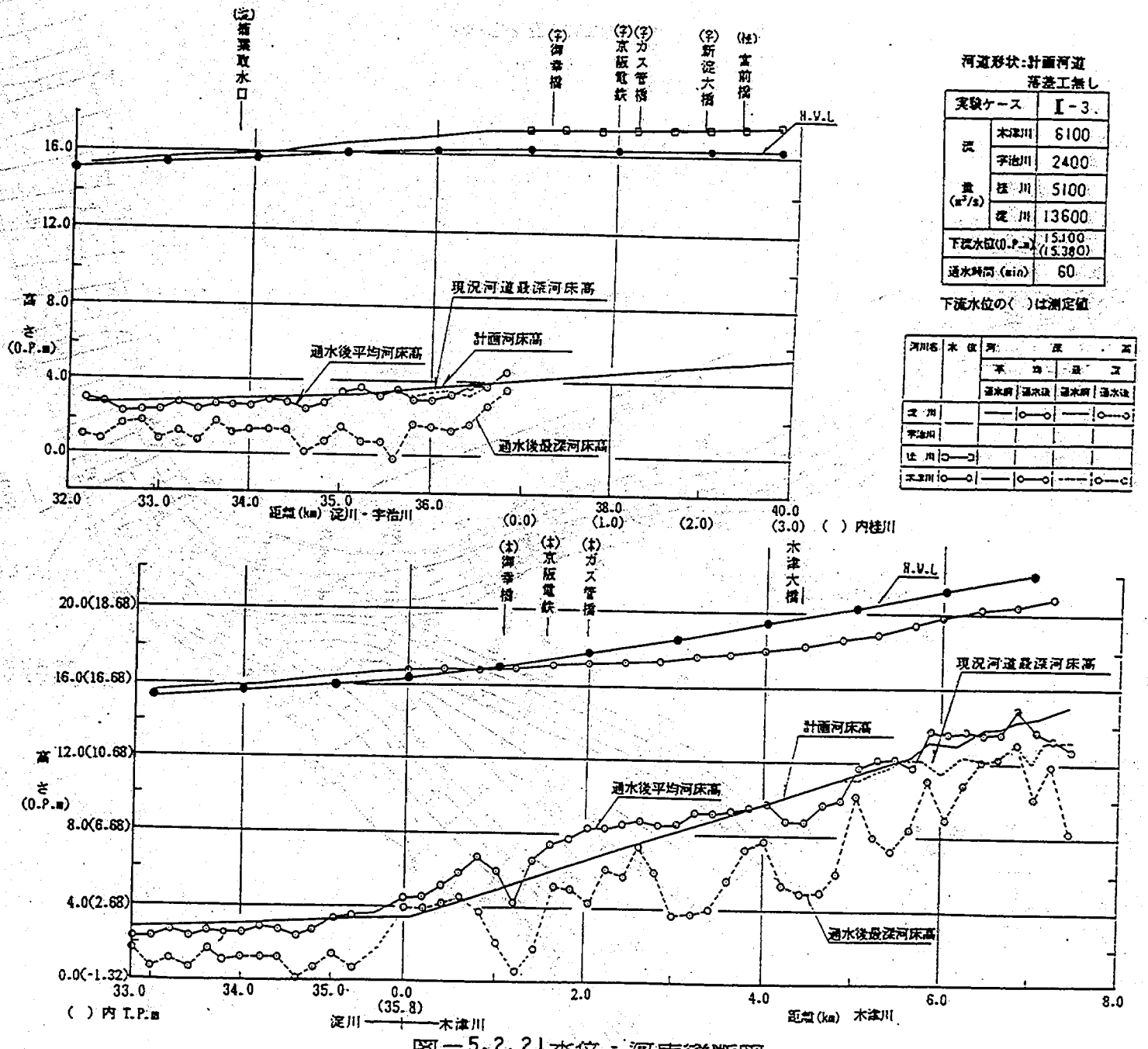


図-5.2.19 落差工周辺の河床変動状況図



図－5.2.20 落差工が無い場合の河床縦断



河道形状:計画河道
落差工無し

実験ケース		I-3.
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.380)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )は測定値

河川名	水位	河床高 平均河床 通水前	河床高 平均河床 通水後	河床高 最深河床 通水前	河床高 最深河床 通水後
淀川		——	o—o	——	o—o
宇治川					
桂川	□—□				
木津川	o—o	——	o—o	----	o—o

図—5.2.21 水位・河床縦断図

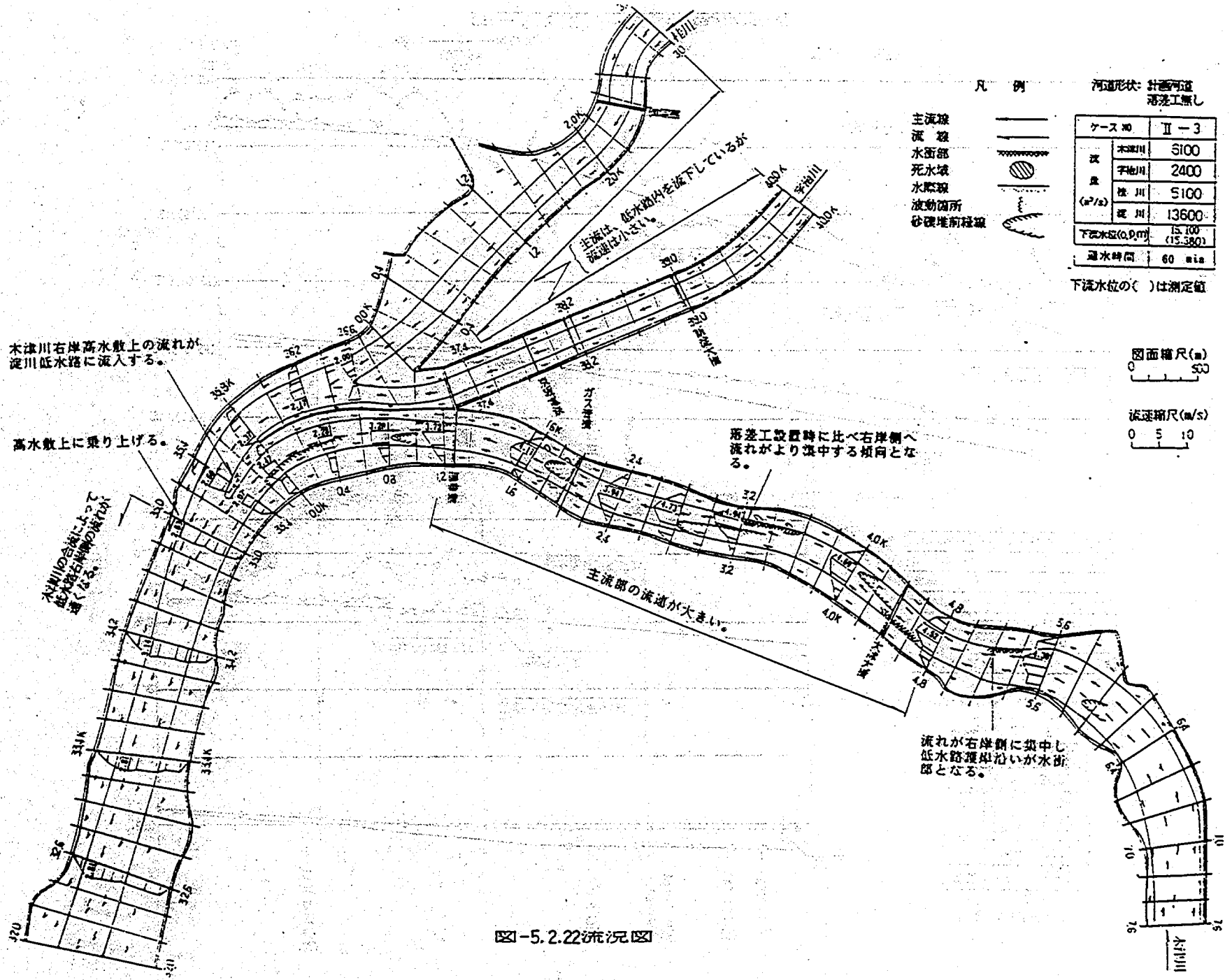
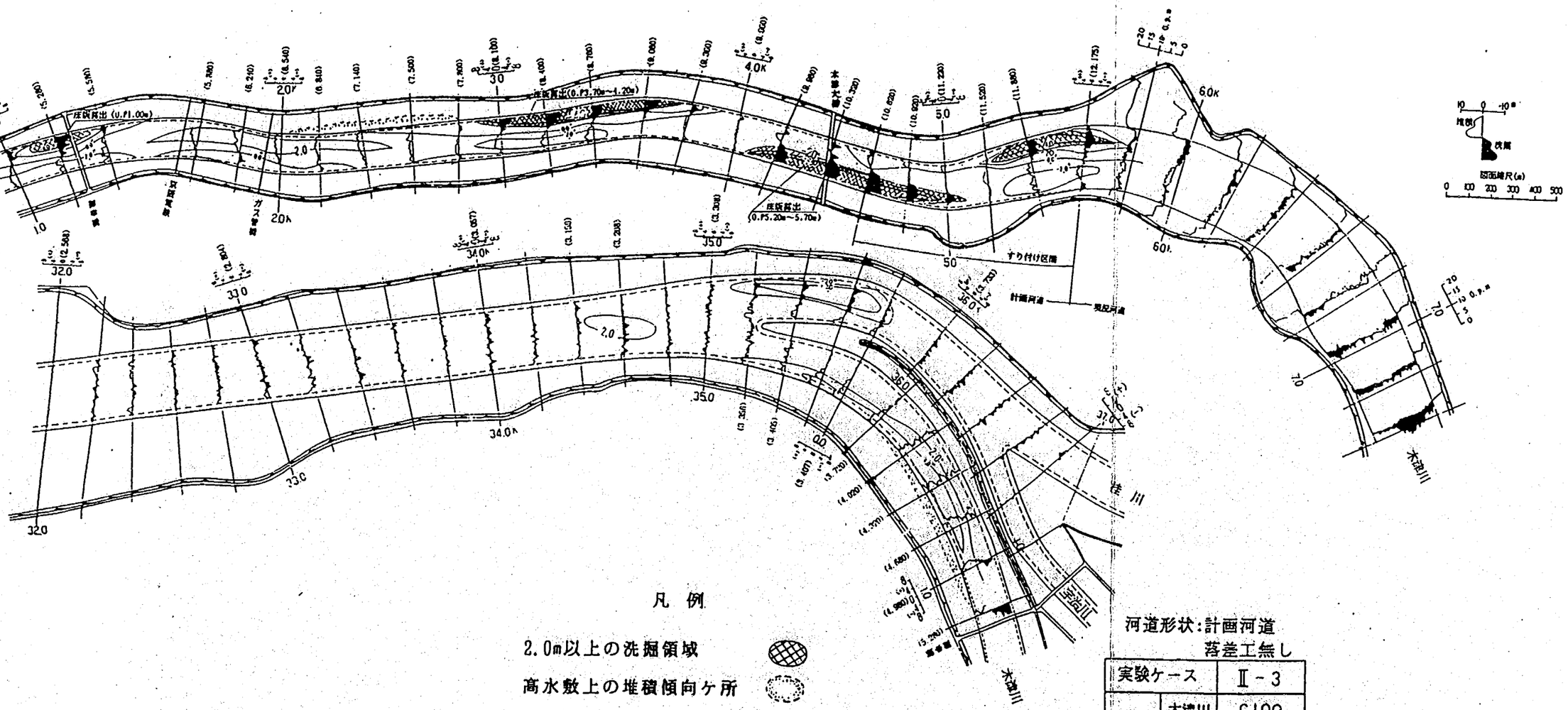

凡　例
主流線
流　線
水面部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
河道形状：計画河道
落差工無し
ケース No　Ⅱ－3
流量 (m³/s)
木津川　5100
宇治川　2400
桂　川　5100
淀　川　13600
下流水位(O.P.m)　15.100 (15.380)
通水時間　60 min
下流水位の（ ）は測定値
図面縮尺(m)
0　500
流速縮尺(m/s)
0　5　10
木津川右岸高水敷上の流れが淀川低水路に流入する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の合流によって低水路右岸側の流れが強くなる。
主流は、低水路内を流下しているが流速は小さい。
落差工設置時に比べ右岸側へ流れがより集中する傾向となる。
主流部の流速が大きい。
流れが右岸側に集中し低水路護岸沿いが水衝部となる。
宇治川
淀川
ガス導管
水道管
2.0k
4.0k
6.0k

図-5.2.22流況図


凡 例
2.0m以上の洗掘領域
高水敷上の堆積傾向ケ所
河道形状:計画河道
落差工無し
実験ケース Ⅱ-3
流量(m³/s) 木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(O.P.m) 15.100 (15.380)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
等深線は計画河床高からの変動量で表している
各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である.
5.6kより上流断面は、横断図の基準標高(o.p.10.00m)
すり付け区間
計画河道
現況河道
木津川
宇治川
桂 川
施工区間
施工区間
施工区間

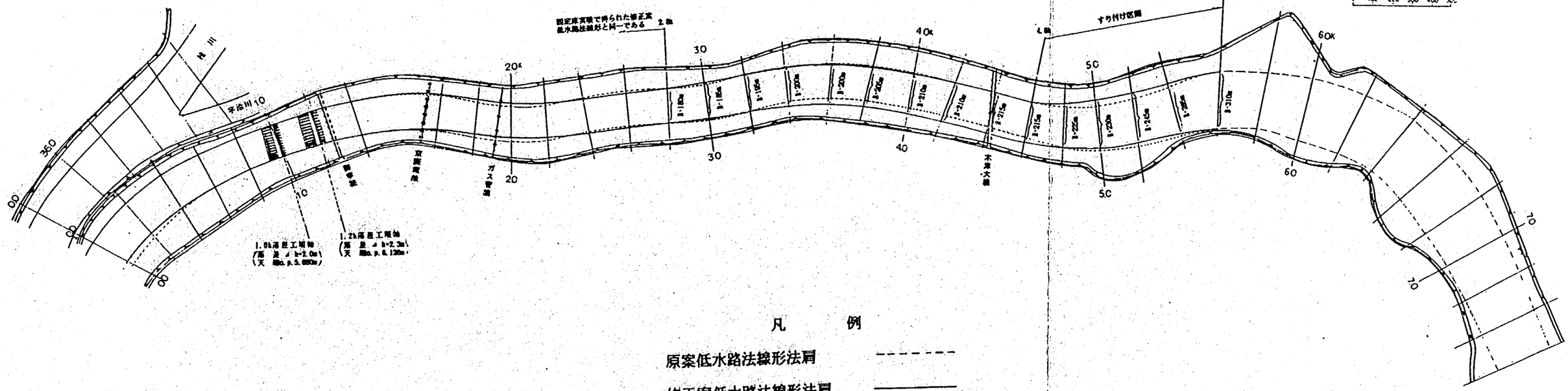
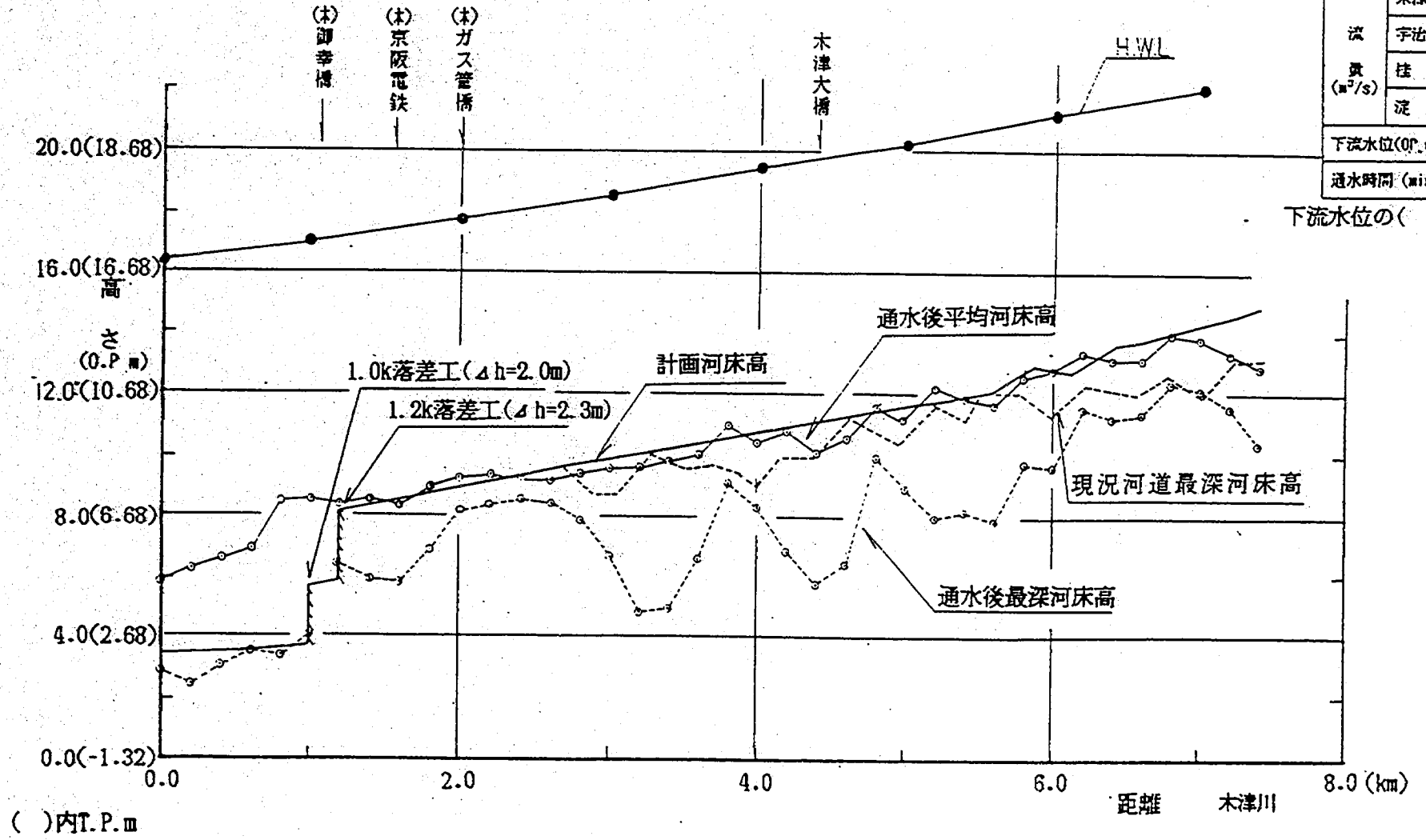


図 −5.2.24 低水路法線形および対策工配置図

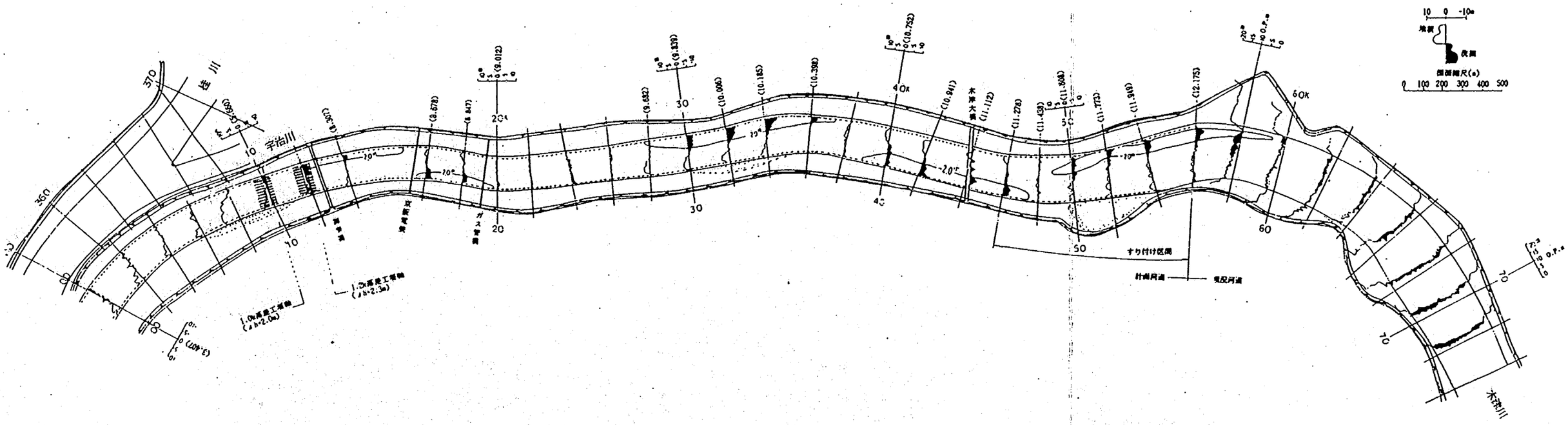
河道形状；計画河道
落差工集中案

ケースNO		予備実験1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.140)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値



図－5.2.25 河床縦断図



凡 例

高水敷上の堆積傾向ケ所

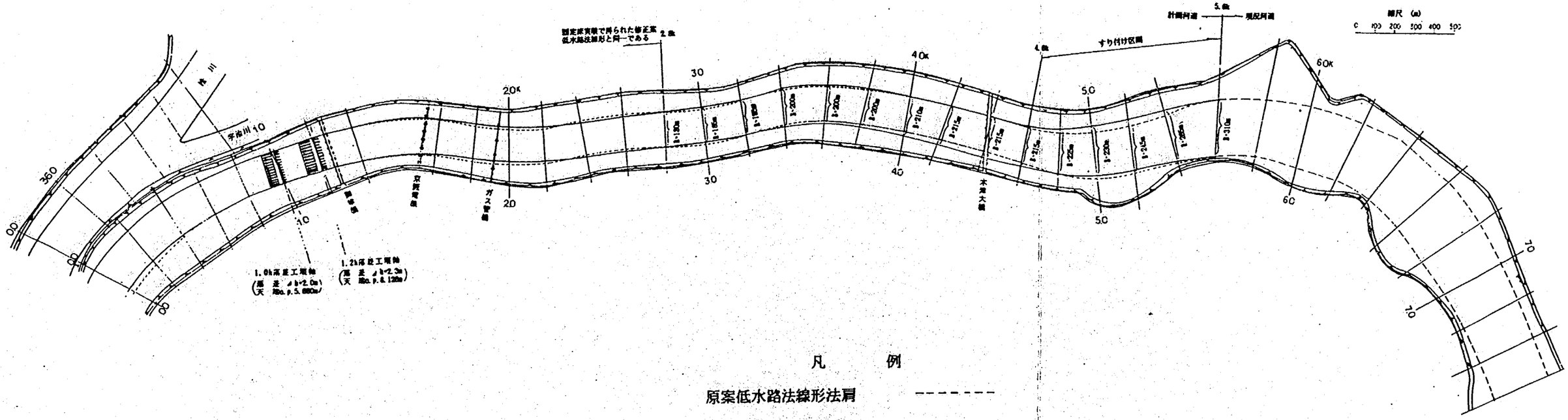
2.0m 以上の洗掘領域 -2.0m

河道形状；計画河道
落差工集中案

ケース NO		予備実験 1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.160)
通水時間(min)		60

下流水位の（ ）内は測定値
等深線は、計画河床高からの
変動量で表している。
各断面の（ ）内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32mである。
5.6kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)

図 — 5.2.26 河床変動平面図



凡　　例

原案低水路法線形法肩 --------

修正案低水路法線形法肩 ————

現況河道低水路法線法肩 — — — —

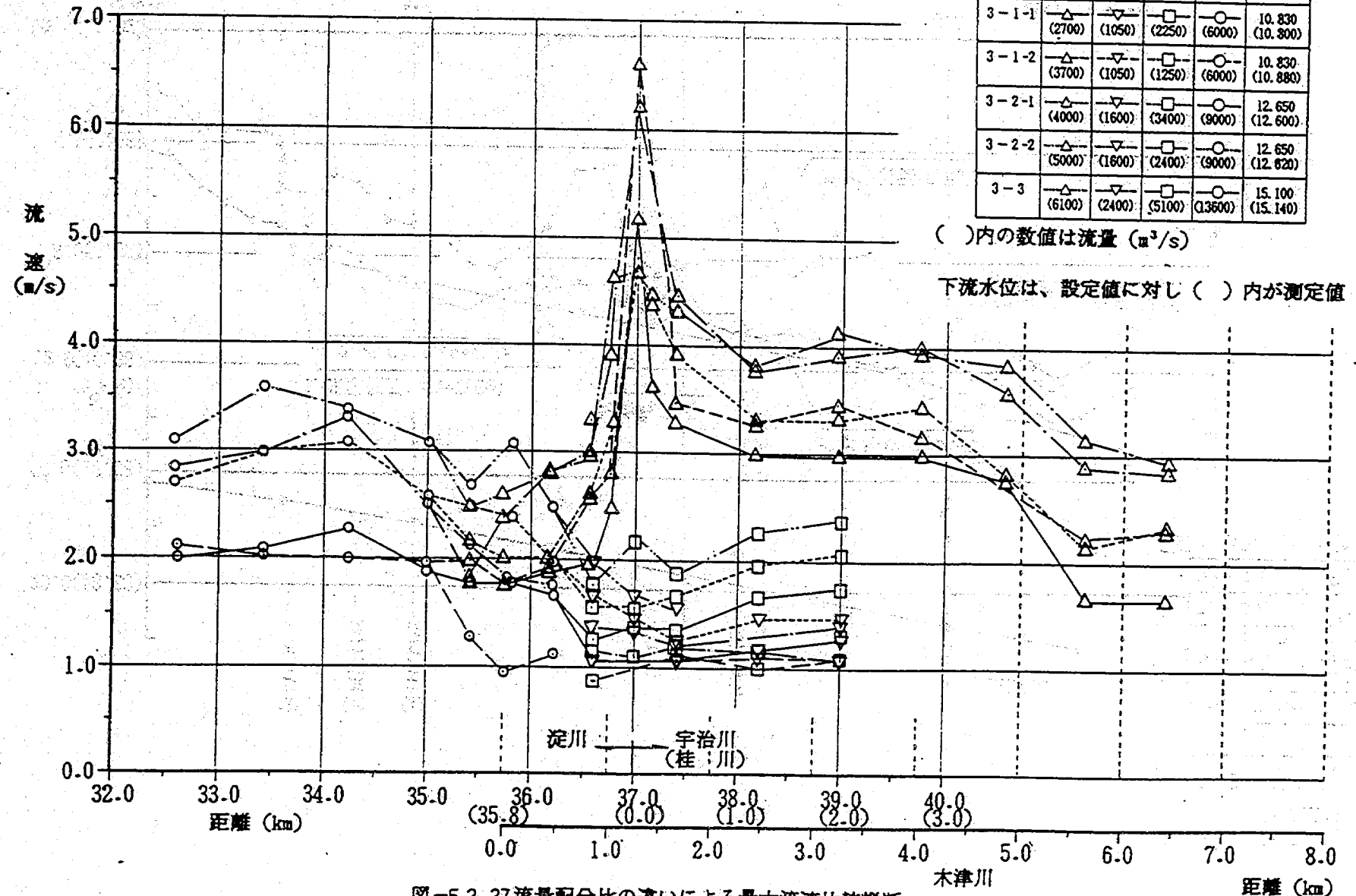
図 —5.2.27 低水路法線形および対策工配置図

河道形状；計画河道
落差工集中案

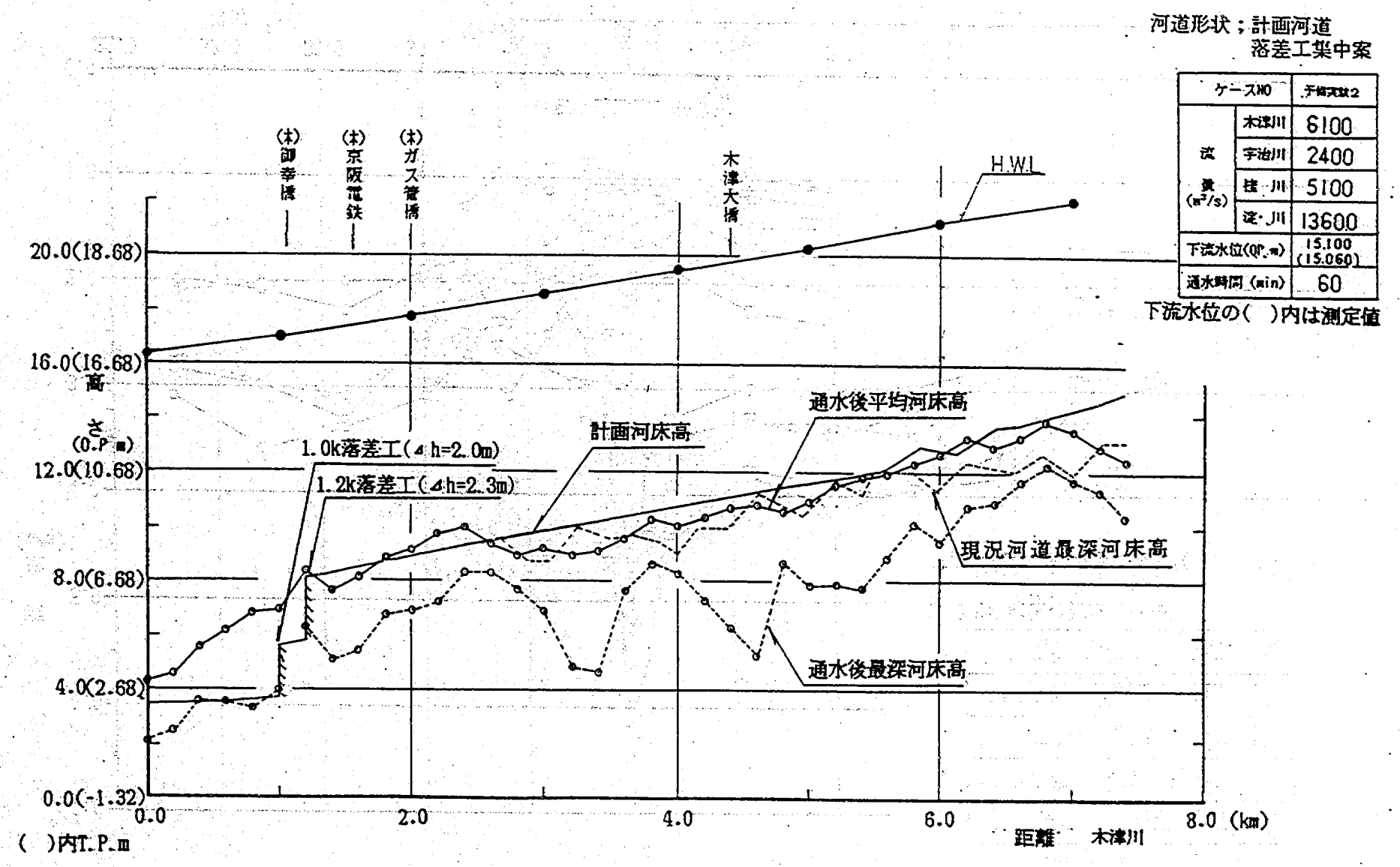
ケース名	凡例 木津川	宇治川	桂川	淀川	下流水位
3－1－1	(2700)	(1050)	(2250)	(6000)	10.830 (10.800)
3－1－2	(3700)	(1050)	(1250)	(6000)	10.830 (10.880)
3－2－1	(4000)	(1600)	(3400)	(9000)	12.650 (12.600)
3－2－2	(5000)	(1600)	(2400)	(9000)	12.650 (12.620)
3－3	(6100)	(2400)	(5100)	(13500)	15.100 (15.140)

（ ）内の数値は流量（m^3/s）

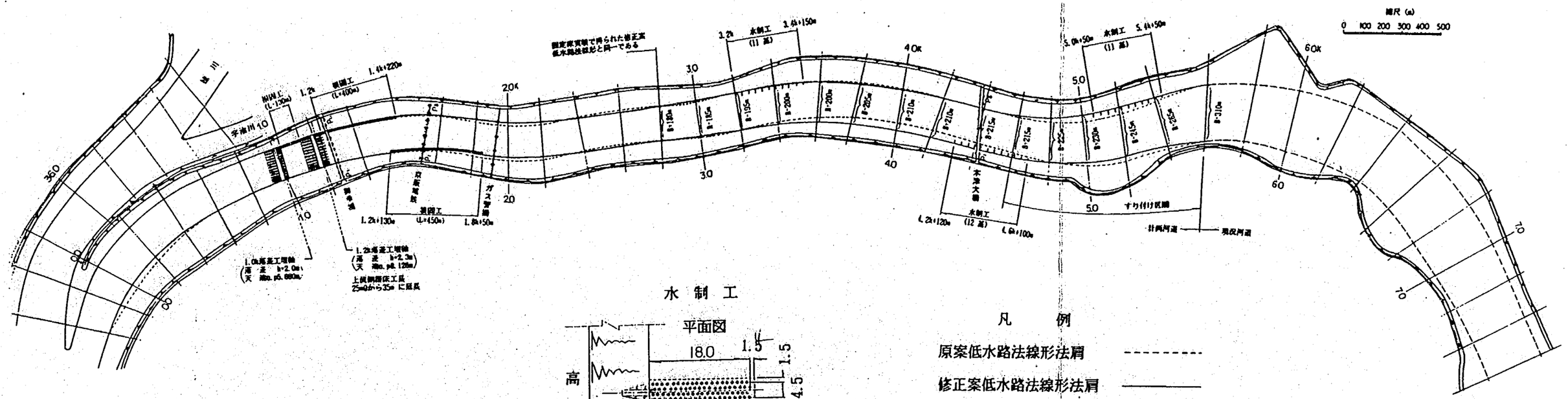
下流水位は、設定値に対し（ ）内が測定値



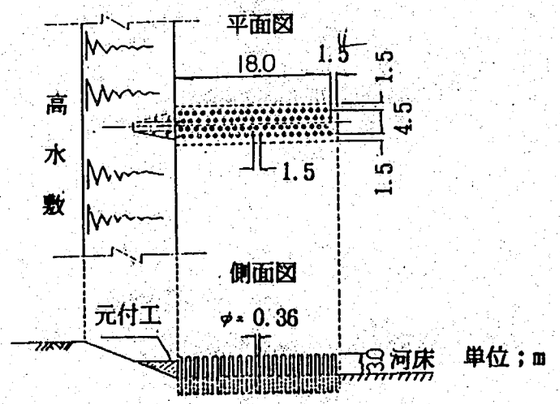
図－5.2-27流量配分比の違いによる最大流速比較縦断


河道形状；計画河道
落差工集中案
ケースNO
予備実験2
木津川
6100
宇治川
2400
桂 川
5100
淀・川
13600
流量 (m³/s)
下流水位(O.P.m)
15.100
(15.060)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )内は測定値
(木)御幸橋
(木)京阪電鉄
(木)ガス管橋
木津大橋
H.W.L
20.0(18.68)
16.0(16.68)
12.0(10.68)
8.0(6.68)
4.0(2.68)
0.0(-1.32)
高さ (O.P.m)
1.0k落差工(⊿h=2.0m)
1.2k落差工(⊿h=2.3m)
計画河床高
通水後平均河床高
現況河道最深河床高
通水後最深河床高
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0 (km)
距離 木津川
( )内T.P.m

図－5.2.28 河床縦断図



水 制 工



単位；m

上流側の水制2基はL=10m.15m
とした

凡 例

原案低水路法線形法肩 ---------

修正案低水路法線形法肩 ————

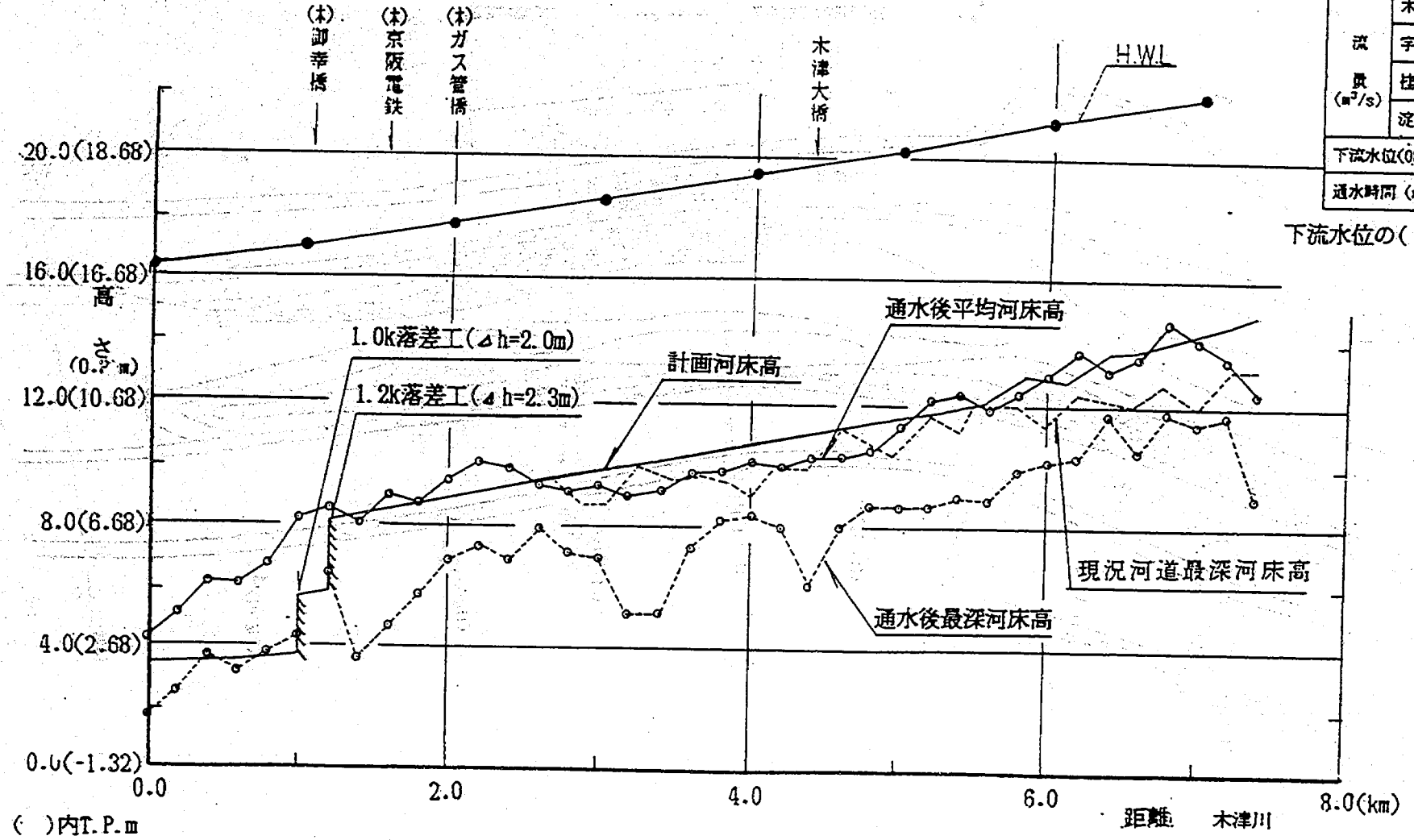
現況河道低水路法線形法肩 — — — —

図－5.2.29 低水路法線形および対策工配置図

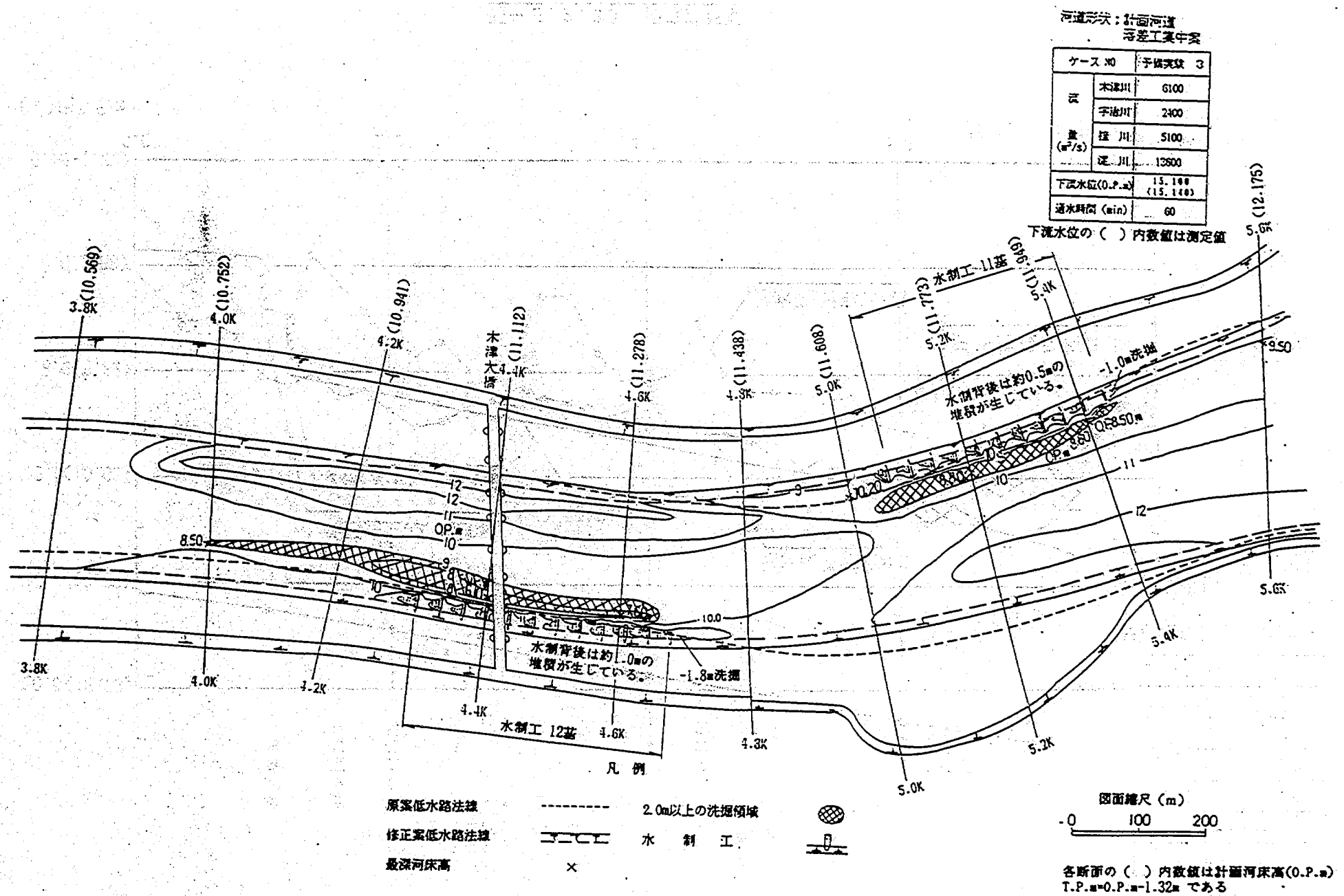
河道形状；計画河道
落差工集中案

ケースNO		予備実験3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂　川	5100
	淀　川	13600
下流水位(OP.m)		15.100 (15.140)
通水時間 (min)		60

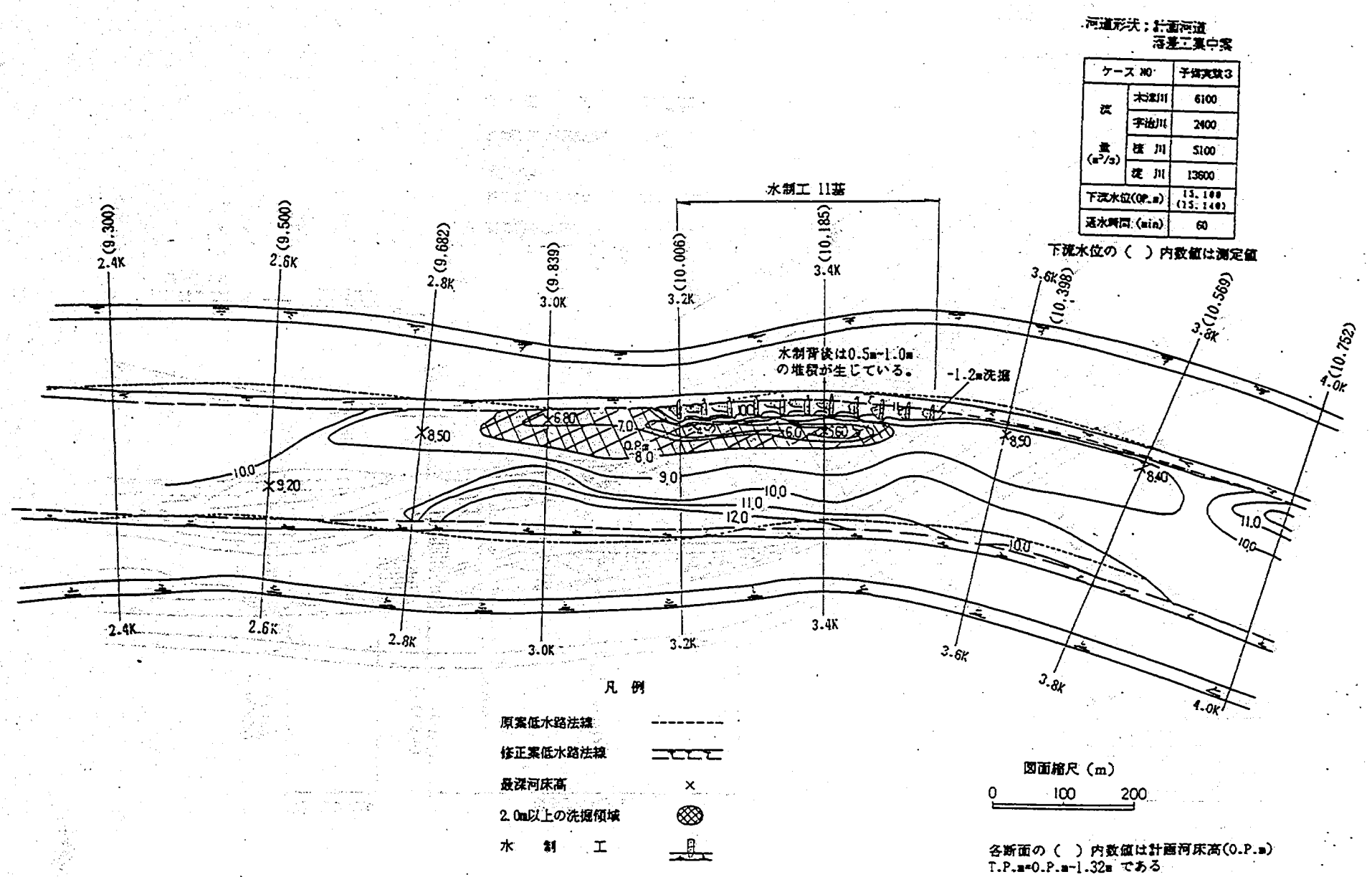
下流水位の（ ）内は測定値



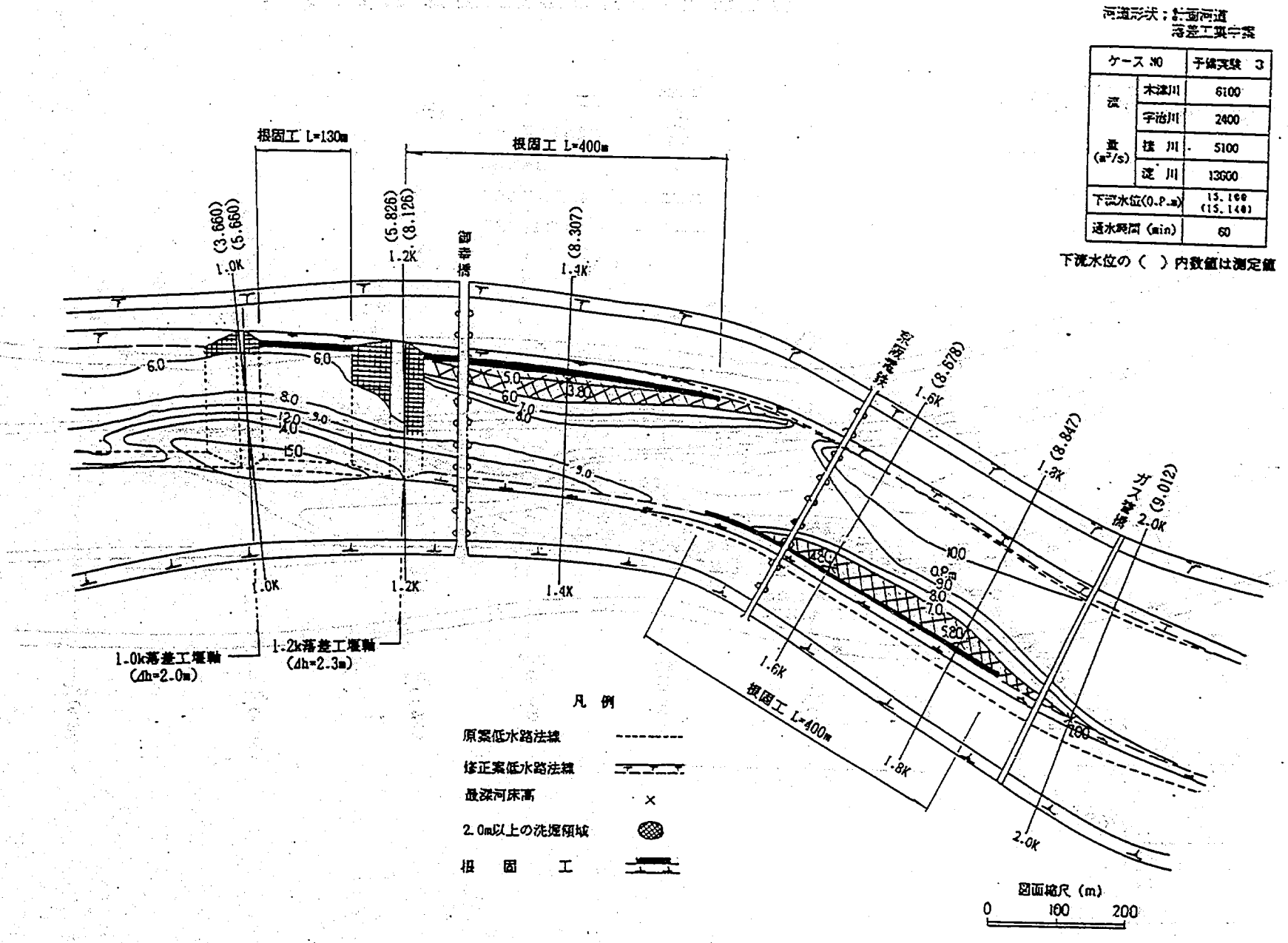
図－5.2.30　河床縦断図



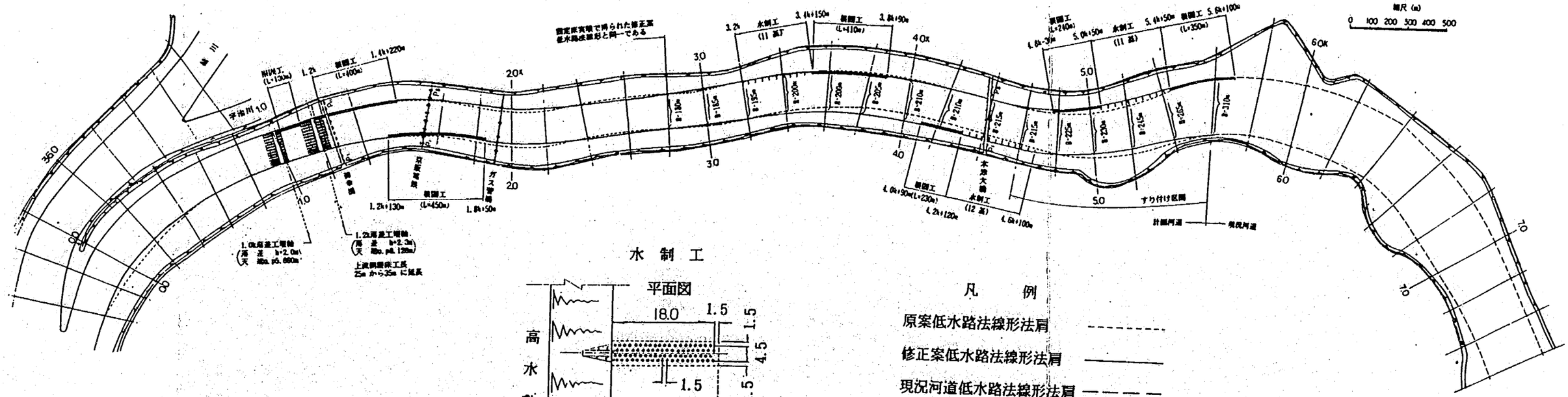
図－5.2.31(1) 対策工周辺の河床変動状況図



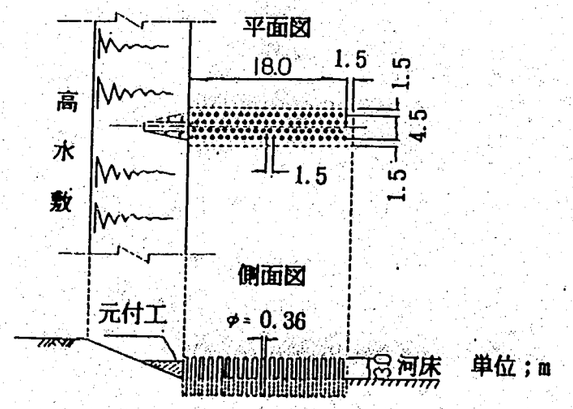
図－5.2.31(2) 対策工周辺の河床変動状況図



図－5.2.31(3)対策工周辺の河床変動状況図



水 制 工



上流側の水制2基はL=10m, 15m
とした

凡 例

原案低水路法線形法肩 ---------

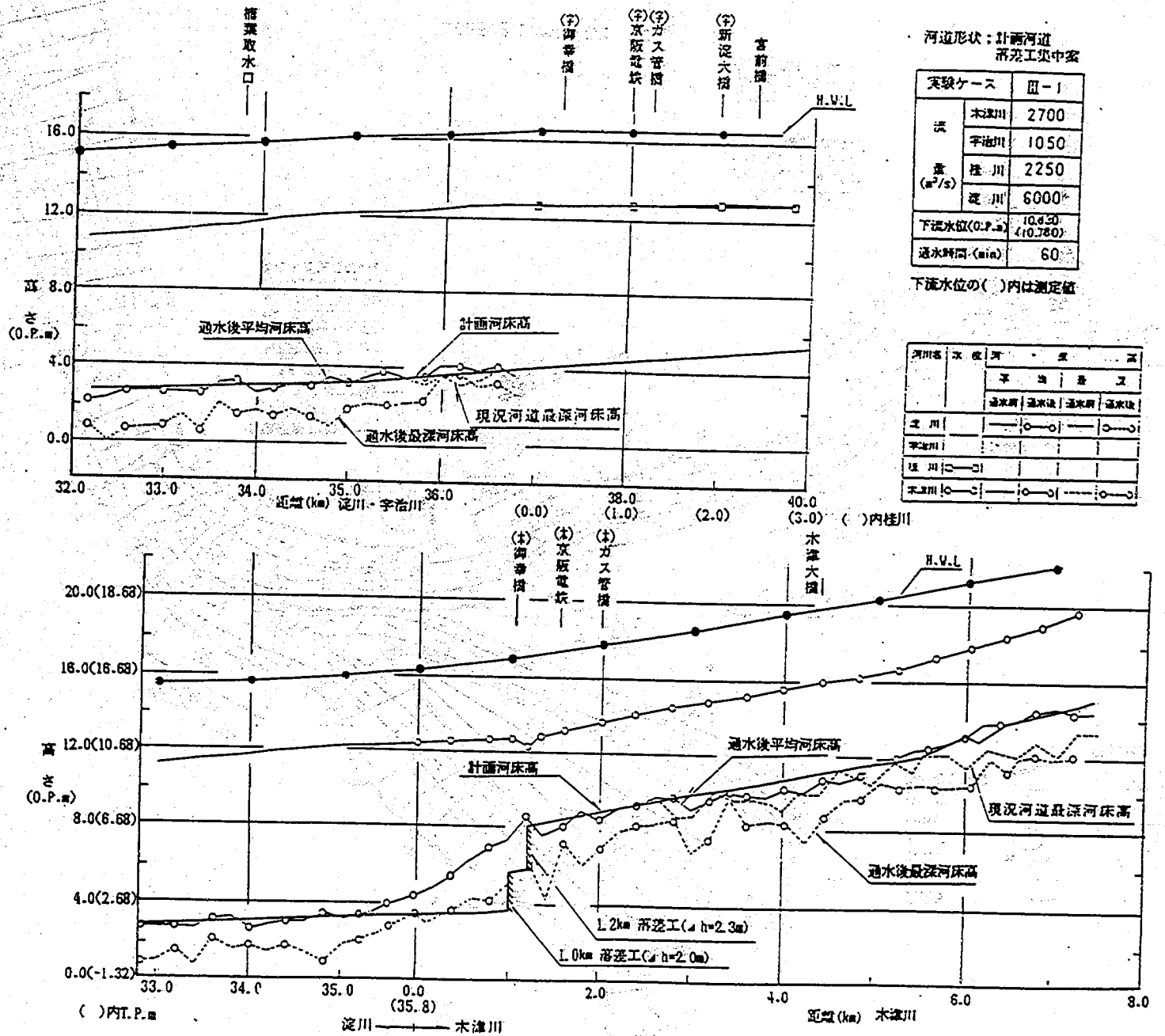
修正案低水路法線形法肩 ————

現況河道低水路法線形法肩 — — — —

水 制 工
(水制高h = 3.0m
水制長 L =18.0m
水制間隔S =36.0m)

根 固 工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

図－5.2.32 低水路法線形および対策工配置図



・河道形状：計画河道
　床固工集中案

実験ケース		Ⅲ－1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂川	2250
	淀川	6000
下流水位(O.P.m)		10.63D (10.78D)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内は測定値

河川名	水位	河床高 平均 通水前	河床高 平均 通水後	河床高 最深 通水前	河床高 最深 通水後
淀川					
宇治川					
桂川					
木津川					

図－5.2.33 水位・河床縦断図

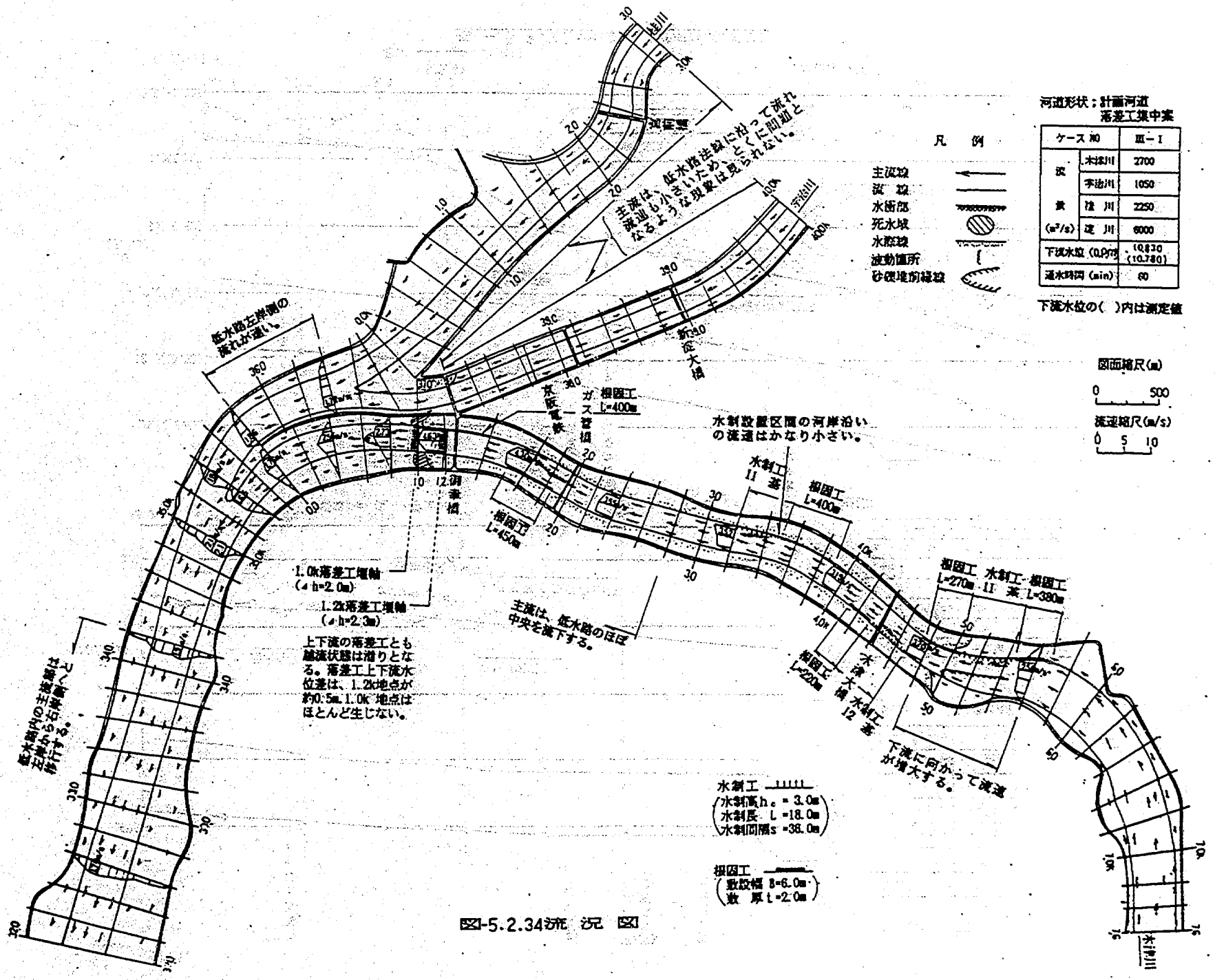
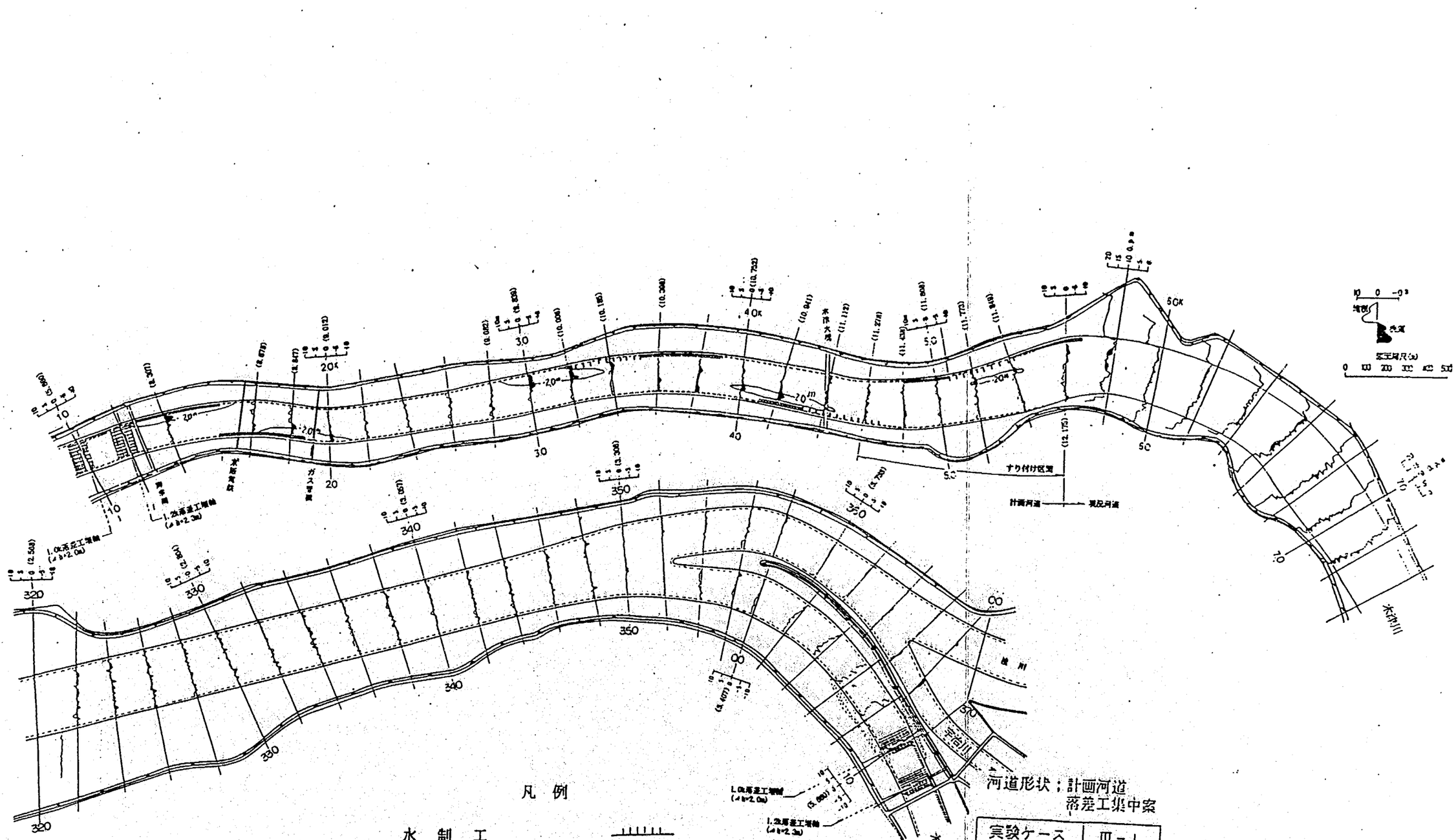

河道形状：計画河道
落差工集中案
ケース NO
Ⅱ－Ⅰ
淀川 2700
木津川 1050
猪名川 2250
(m³/s) 淀川 6000
下流水位 (O.P.m) (0.830) (10.780)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5 10
低水路左岸側の流れが速い。
主流は、低水路法線に沿って流れ、湾曲も小さいため、とくに問題となるような現象は見られない。
京阪電鉄
ガス管橋
根固工 L=400m
水制設置区間の河岸沿いの流速はかなり小さい。
水制工 II 基
根固工 L=400m
根固工 L=450m
1.0k落差工堰軸 (Δh=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
上下流の落差工とも越流状態は潜りとなる。落差工上下流水位差は、1.2k地点が約0.5m、1.0k地点はほとんど生じない。
主流は、低水路のほぼ中央を流下する。
根固工 L=270m
水制工 II 基
根固工 L=380m
根固工 L=200m
水制工 12 基
下流に向かって流速が増大する。
低水路内の主流線は左岸から右岸へと移行する。
水制工
(水制高 h_c = 3.0m
水制長 l =18.0m
水制間隔 s =36.0m)
根固工
(敷設幅 B=6.0m
敷 厚 t=2.0m)
淀大橋
淀川
木津川

図-5.2.34流 況 図



実験ケース		Ⅲ-1
流量 (m³/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2250
	淀 川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.780)
通水時間 (min)		60

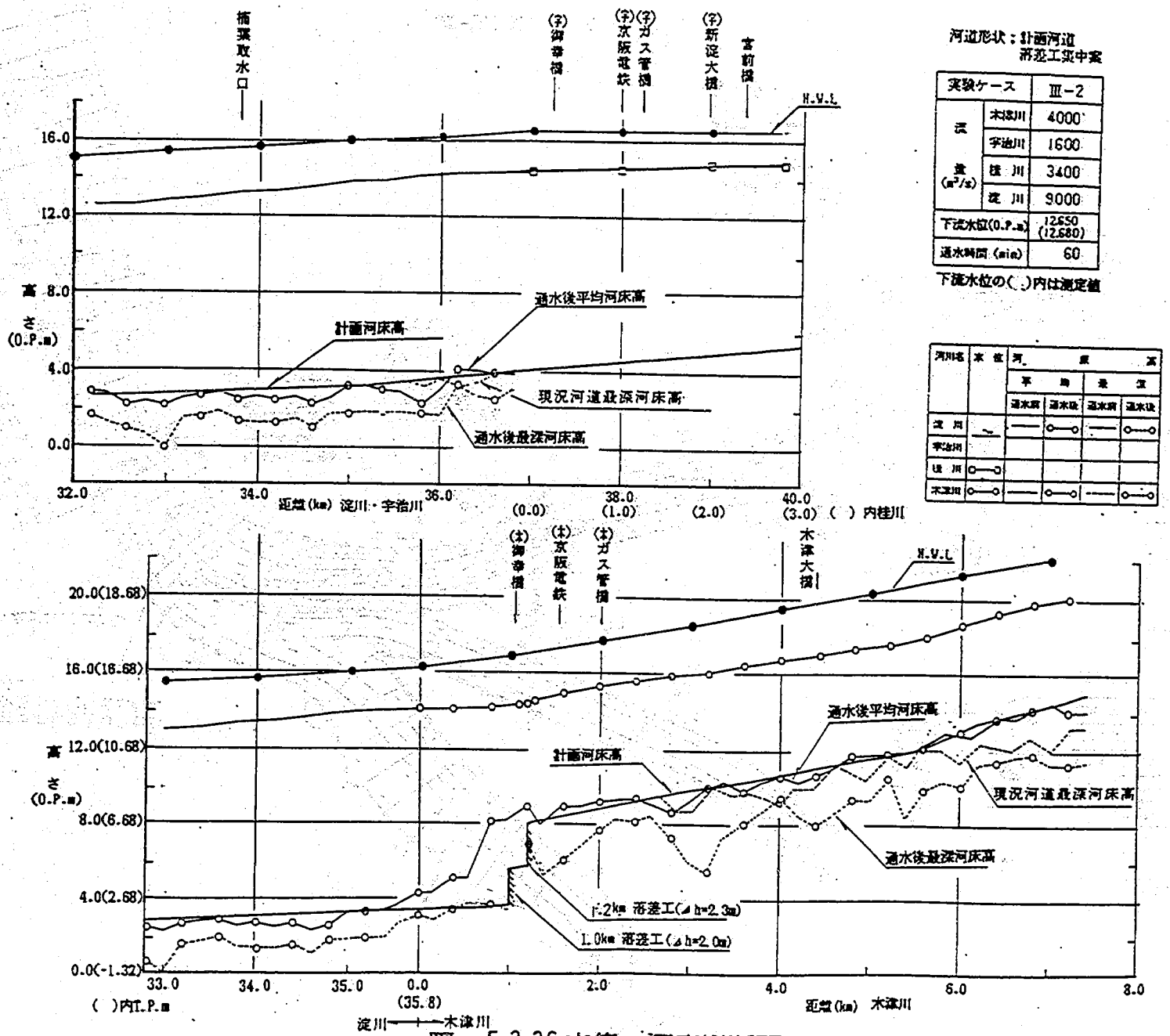
下流水位の( )内は測定値

等深線は、計画河床高からの変動量で表している。

各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m) T.P.m=O.P.m-1.32m である

5.6kより上流断面は、横断図の基準標高(o.p.10.00m)

図 —5.2.35 河床変動平面図



河道形状：計画河道
溶岩工実中案

実験ケース		Ⅲ-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂川	3400
	淀川	9000
下流水位(O.P.m)		12.50 (12.680)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

河川名	水位	河床高 平均 通水前	河床高 平均 通水後	河床高 最深 通水前	河床高 最深 通水後
淀川	～	—	o—o	—	o—o
宇治川					
桂川	o—o				
木津川	o—o	—	o—o	—	o—o

図－5.2.36 水位・河床縦断図

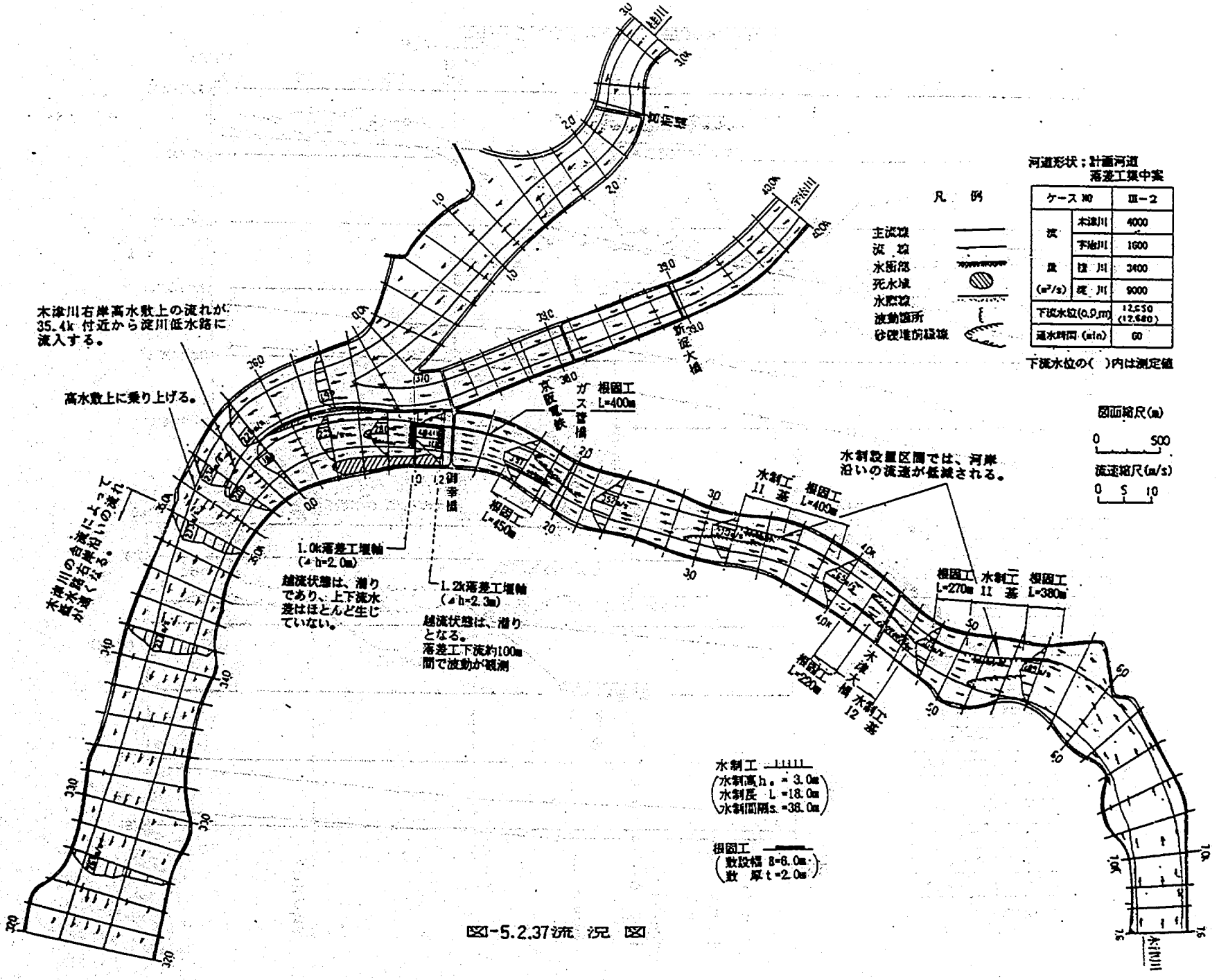

河道形状：計画河道
落差工集中案
ケース NO
III－2
木津川
4000
宇治川
1600
桂川
3400
淀川
9000
(m³/s)
下流水位(O.P.m)
12.530
(12.680)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )内は測定値
凡例
主流線
流線
水衝部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
木津川右岸高水敷上の流れが35.4k付近から淀川低水路に流入する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の合流による流れ
木津川右岸沿いの流れ
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
越流状態は、潜りであり、上下流水差はほとんど生じていない。
1.2k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
越流状態は、潜りとなる。
落差工下流約100m間で波動が観測
御幸橋
京阪電鉄
ガス管橋
根固工 L=400m
根固工 L=450m
水制工 11基
根固工 L=400m
水制設置区間では、河岸沿いの流速が低減される。
根固工 L=270m
水制工 11基
根固工 L=380m
根固工 L=220m
木津大橋
水制工 12基
水制工
(水制高 h。=3.0m
水制長 L=18.0m
水制間隔 s=36.0m)
根固工
(敷設幅 B=6.0m
敷厚 t=2.0m)
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5 10
木津川
宇治川
淀大橋
京阪電鉄

図-5.2.37流況図

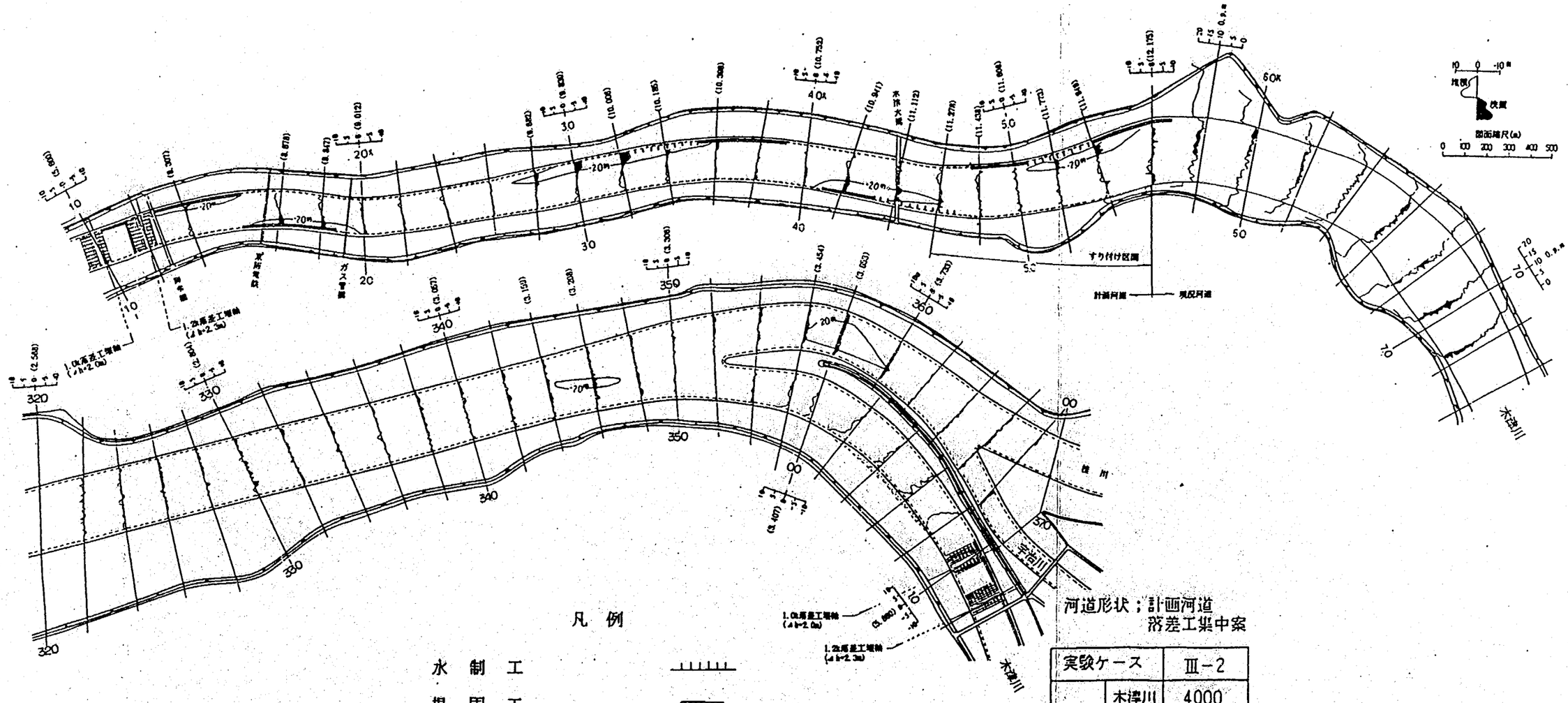


図 — 5.2.38 河床変動平面図

河道形状；計画河道
落差工集中案

実験ケース		Ⅲ−2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(O.P.m)		12.650 (12.680)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値
等深線は、計画河床高からの変動量で表している。
各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m−1.32m である
5.6kより上流断面は、横断図の基準標高(o.p.10.00m)

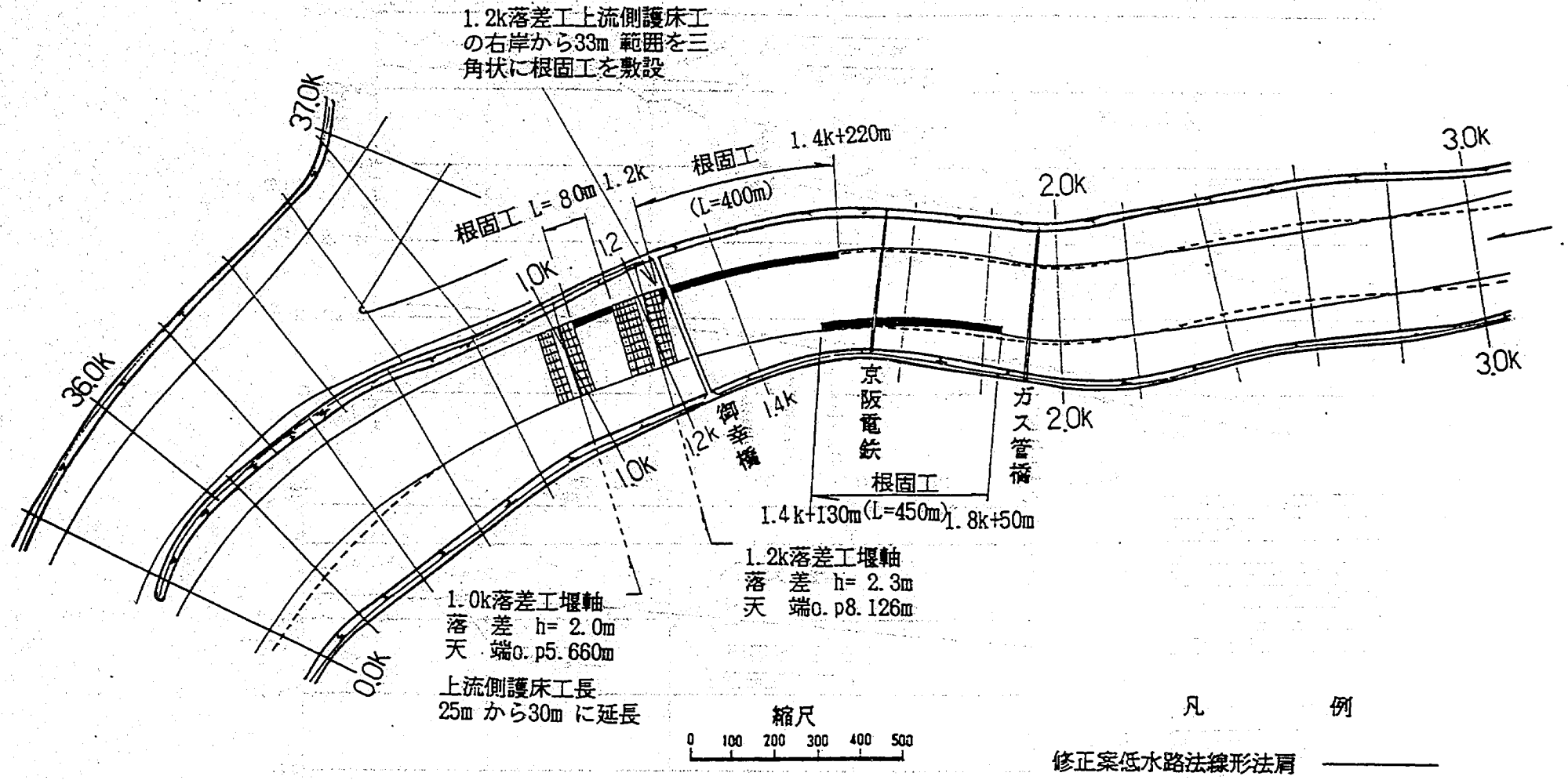


図 −5.2.39 対策工設置範囲図

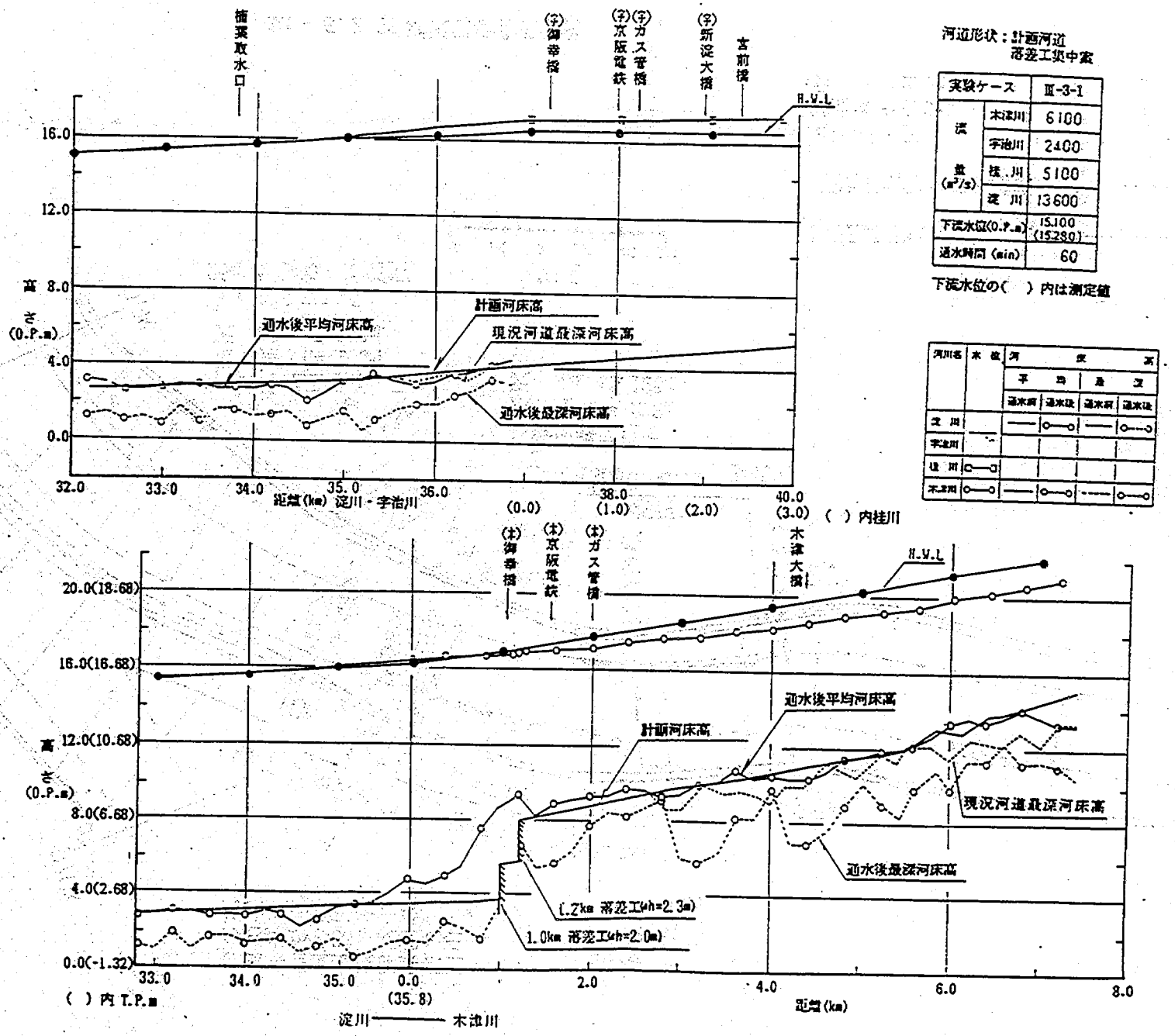


図-5.2.40 水位・河床縦断図

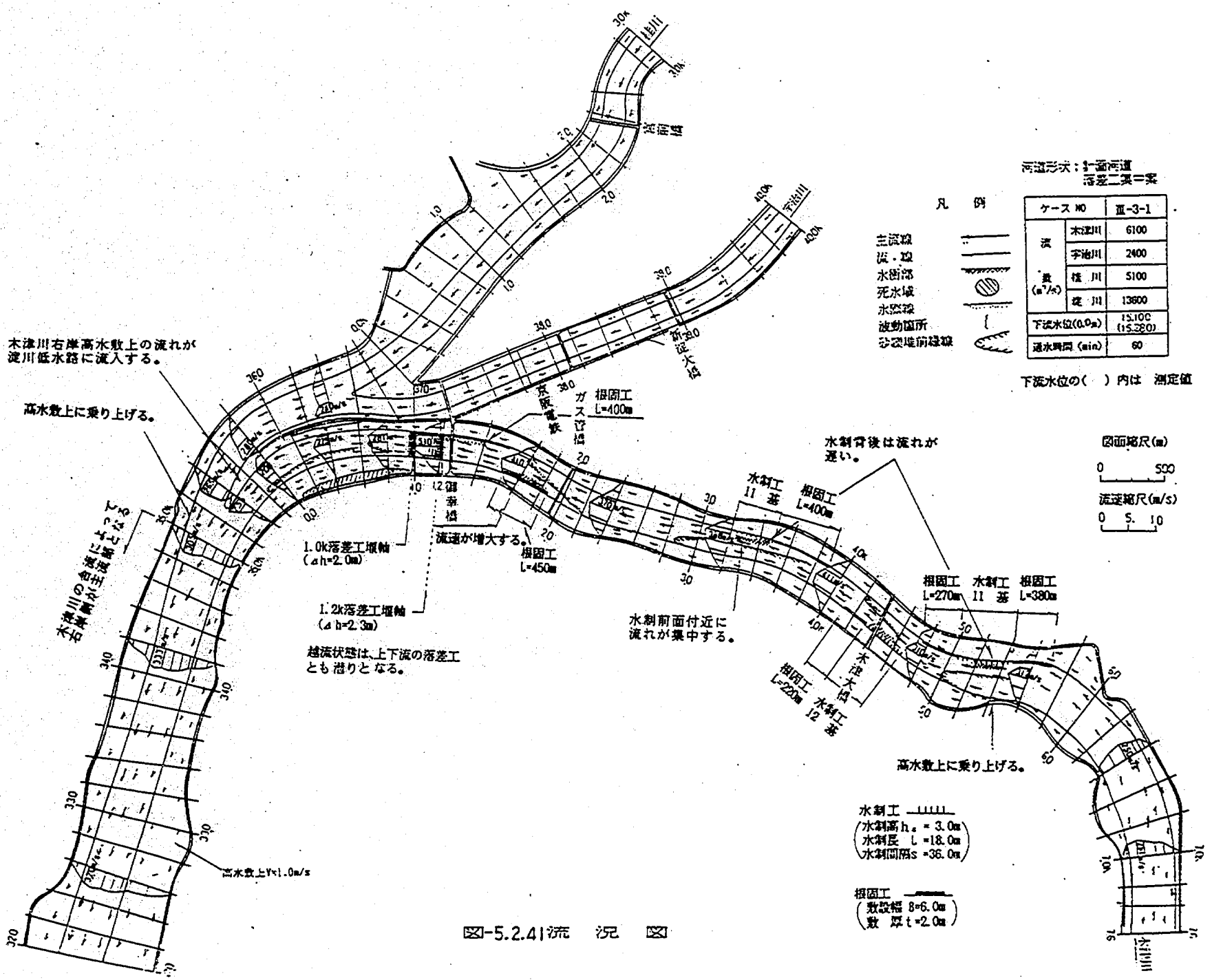
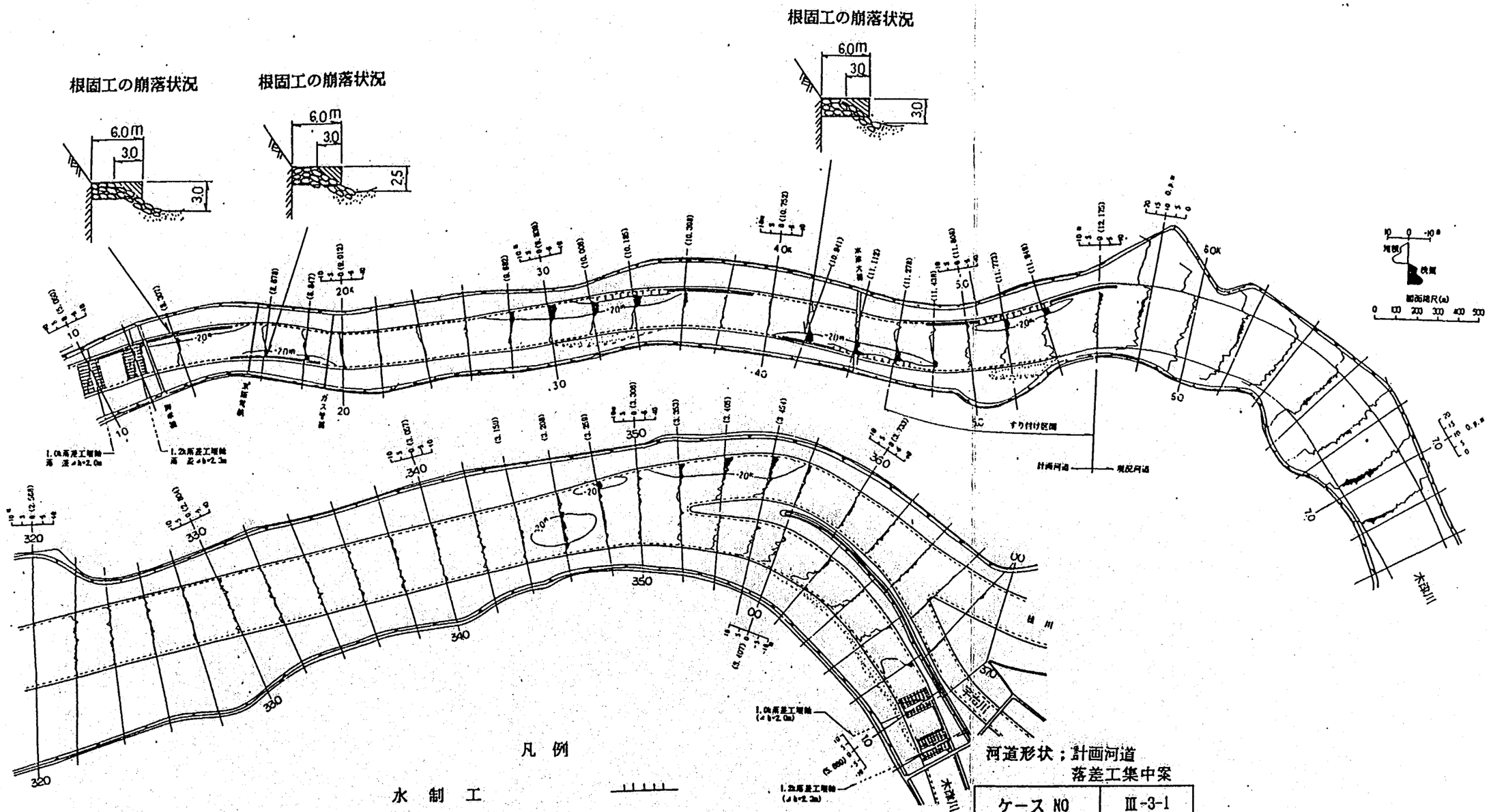

河道形状：1面河道
落差二基＝案
凡例
主流線
淀・堤
水面部
死水域
水際線
波動箇所
砂堆堆前縁線
ケース NO
Ⅲ-3-1
流量(m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂川 5100
淀川 13800
下流水位(0.0m)
15.10C (15.38O)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )内は 測定値
木津川右岸高水敷上の流れが淀川低水路に流入する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の合流により主流線となる。
1.0k落差工堰軸 (Δh=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
越流状態は、上下流の落差工とも潜りとなる。
流速が増大する。
根固工 L=400m
根固工 L=450m
水制工 11基
根固工 L=400m
水制背後は流れが遅い。
水制前面付近に流れが集中する。
根固工 L=270m
水制工 11基
根固工 L=380m
根固工 L=220m
水制工 12基
高水敷上に乗り上げる。
高水敷上V<1.0m/s
水制工
(水制高 hs = 3.0m
水制長 l =18.0m
水制間隔 s =36.0m)
根固工
(敷設幅 B=6.0m
敷 厚 t =2.0m)
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5. 10

図-5.2.41 流 況 図



ケース NO		Ⅲ-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.280)
通水時間 (min)		60

下流水位の( ) 内は 測定値

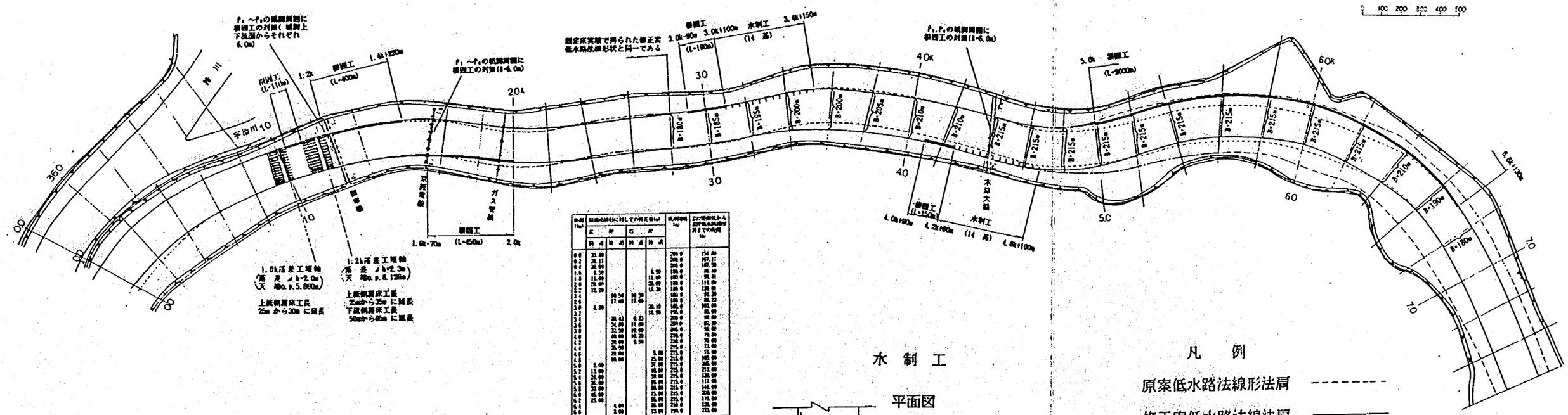
等深線は、計画河床高からの変動量で表している。

各断面の( )内数値は計画河床高O.P. m

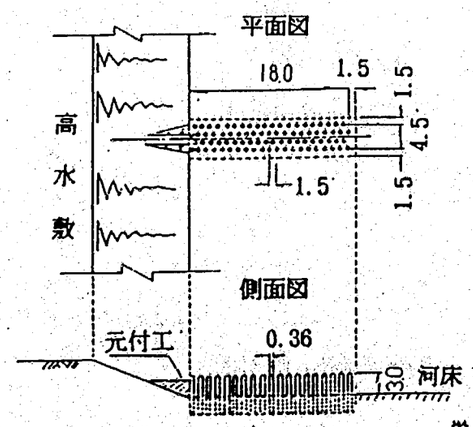
T.P. m = O.P. m - 1.32mである

5.6kより上流断面は、横断図の基準標高(o.p. 10.00m)

図－5.2.42 河床変動平面図



水 制 工



単位；m

凡 例

原案低水路法線形法肩 --------

修正案低水路法線法肩 ————

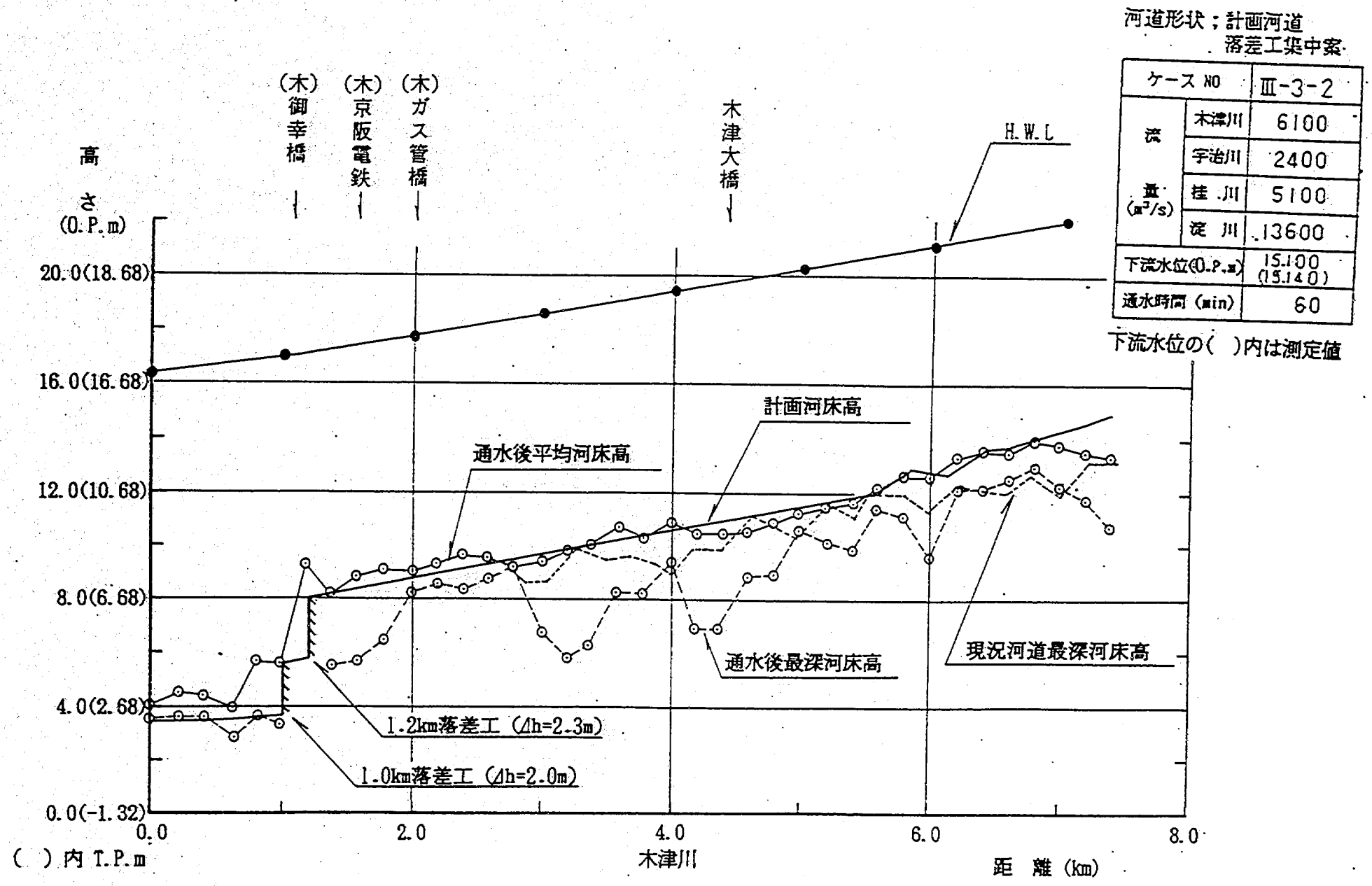
現況河道低水路法線法肩 — — — —

水 制 工
（水制高h = 3.0m
水制長L =18.0m
水制間隔S =36.0m）

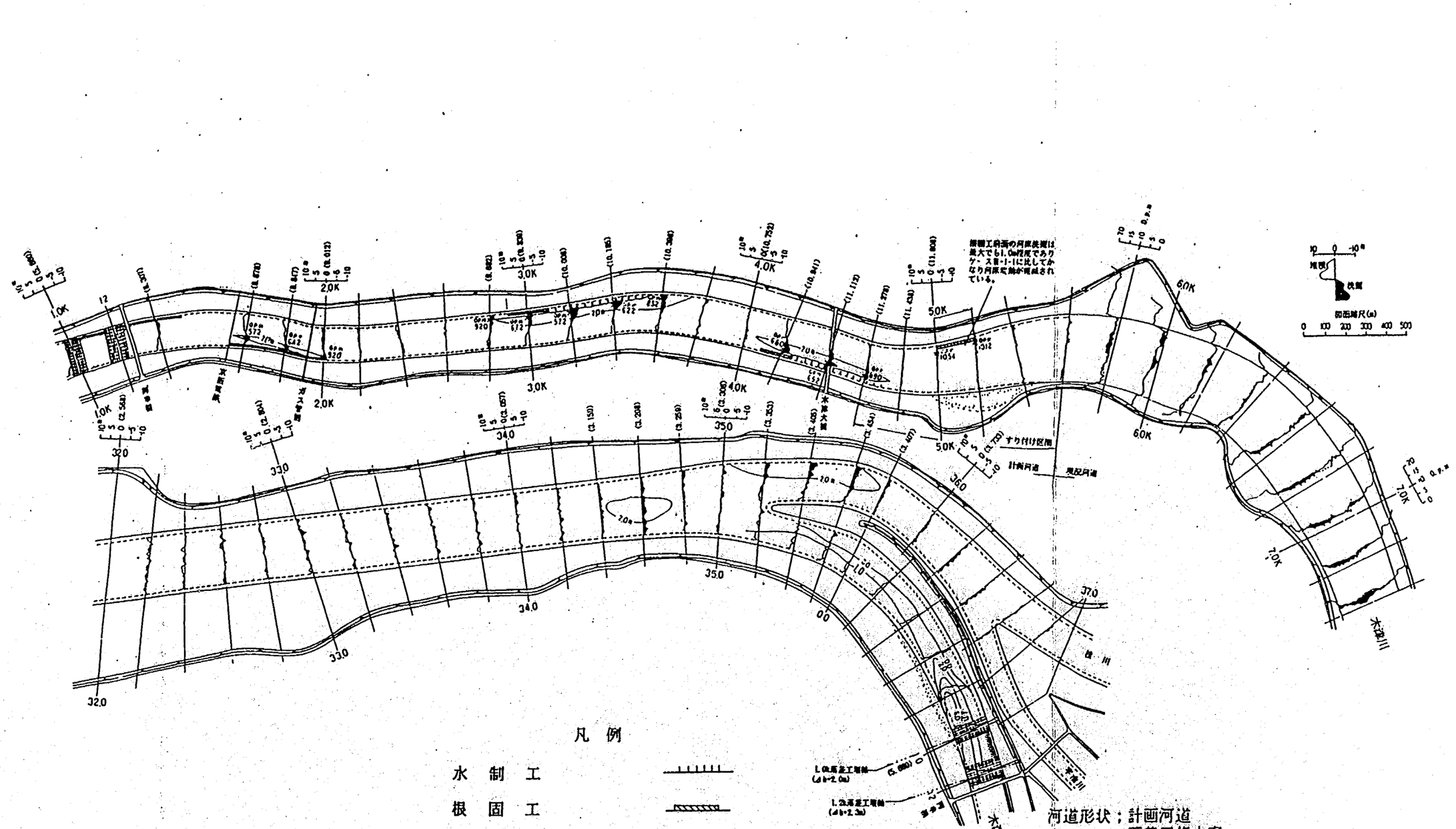
根 固 工
（敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m）

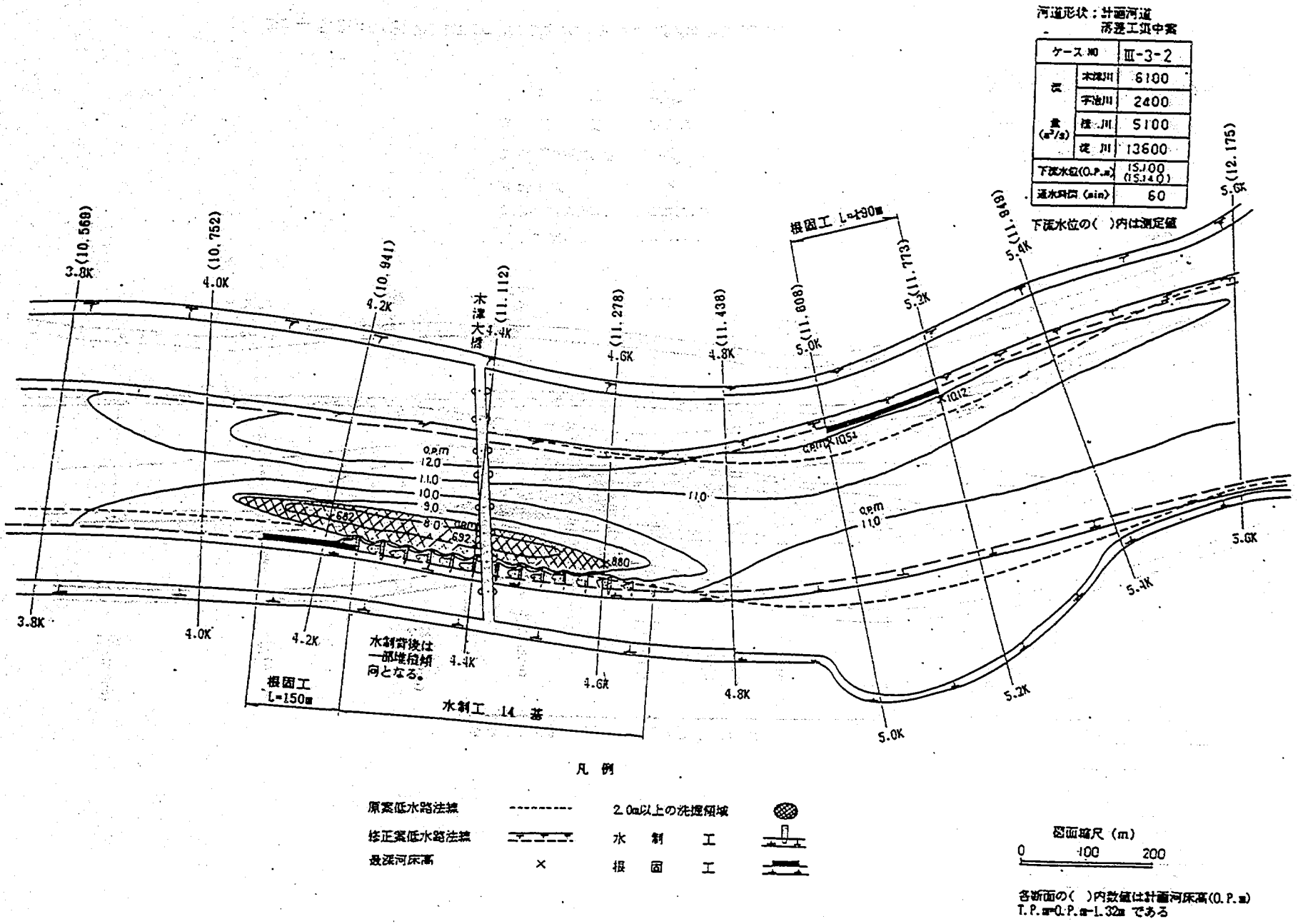
図－5.2.43 低水路法線形および対策工配置図

上流側の水制2基はL=10m,15m
とした

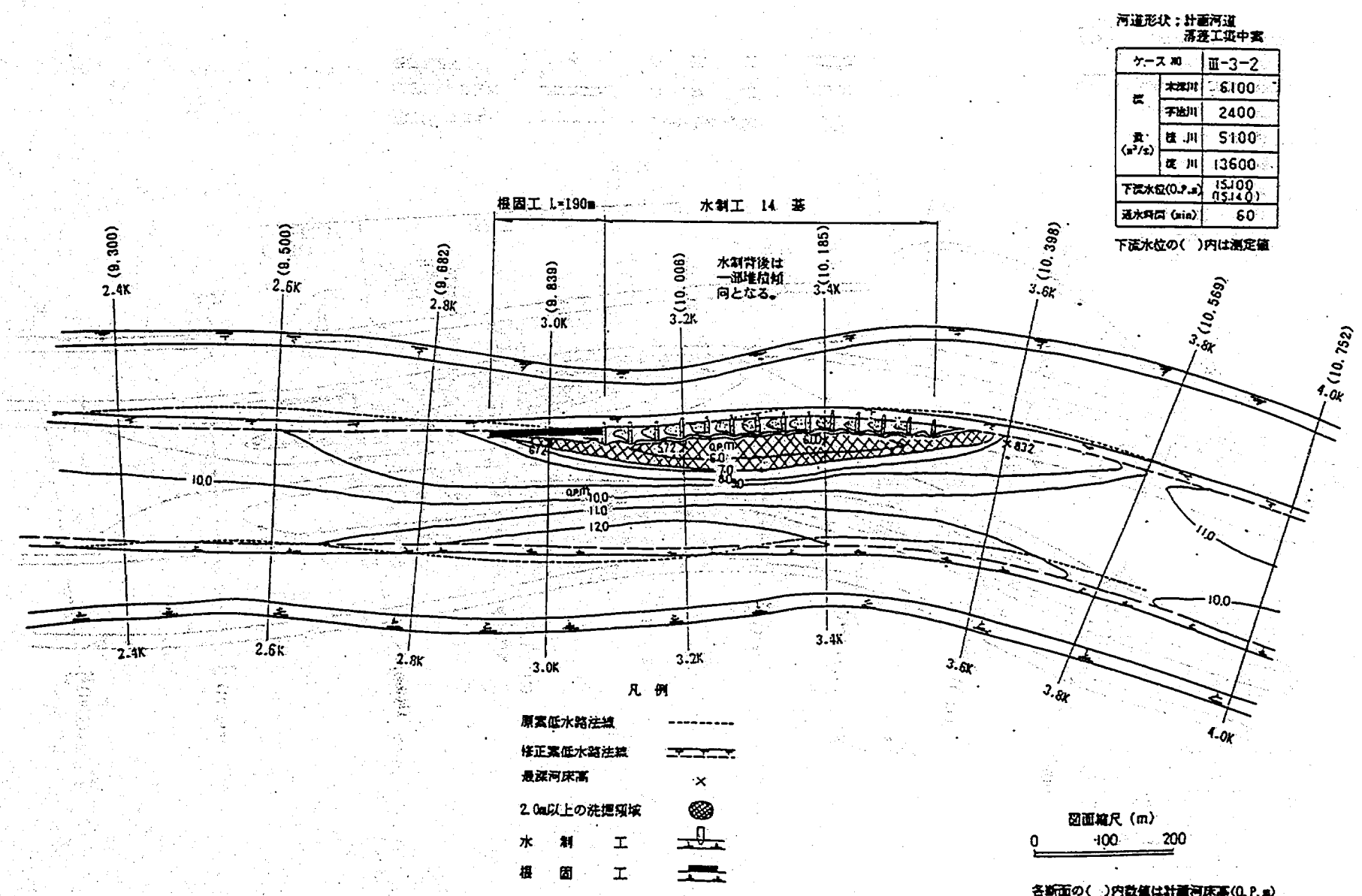

河道形状；計画河道
落差工集中案
ケース NO
Ⅲ-3-2
流量 (m³/s)
木津川
6100
宇治川
2400
桂川
5100
淀川
13600
下流水位(O.P.m)
15.100 (15.140)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )内は測定値
(木)御幸橋
(木)京阪電鉄
(木)ガス管橋
木津大橋
H.W.L
高さ (O.P.m)
20.0(18.68)
16.0(16.68)
12.0(10.68)
8.0(6.68)
4.0(2.68)
0.0(-1.32)
計画河床高
通水後平均河床高
通水後最深河床高
現況河道最深河床高
1.2km落差工 (Δh=2.3m)
1.0km落差工 (Δh=2.0m)
0.0
2.0
4.0
6.0
8.0
( ) 内 T.P.m
木津川
距離 (km)

図－5.2.44 河床縦断図

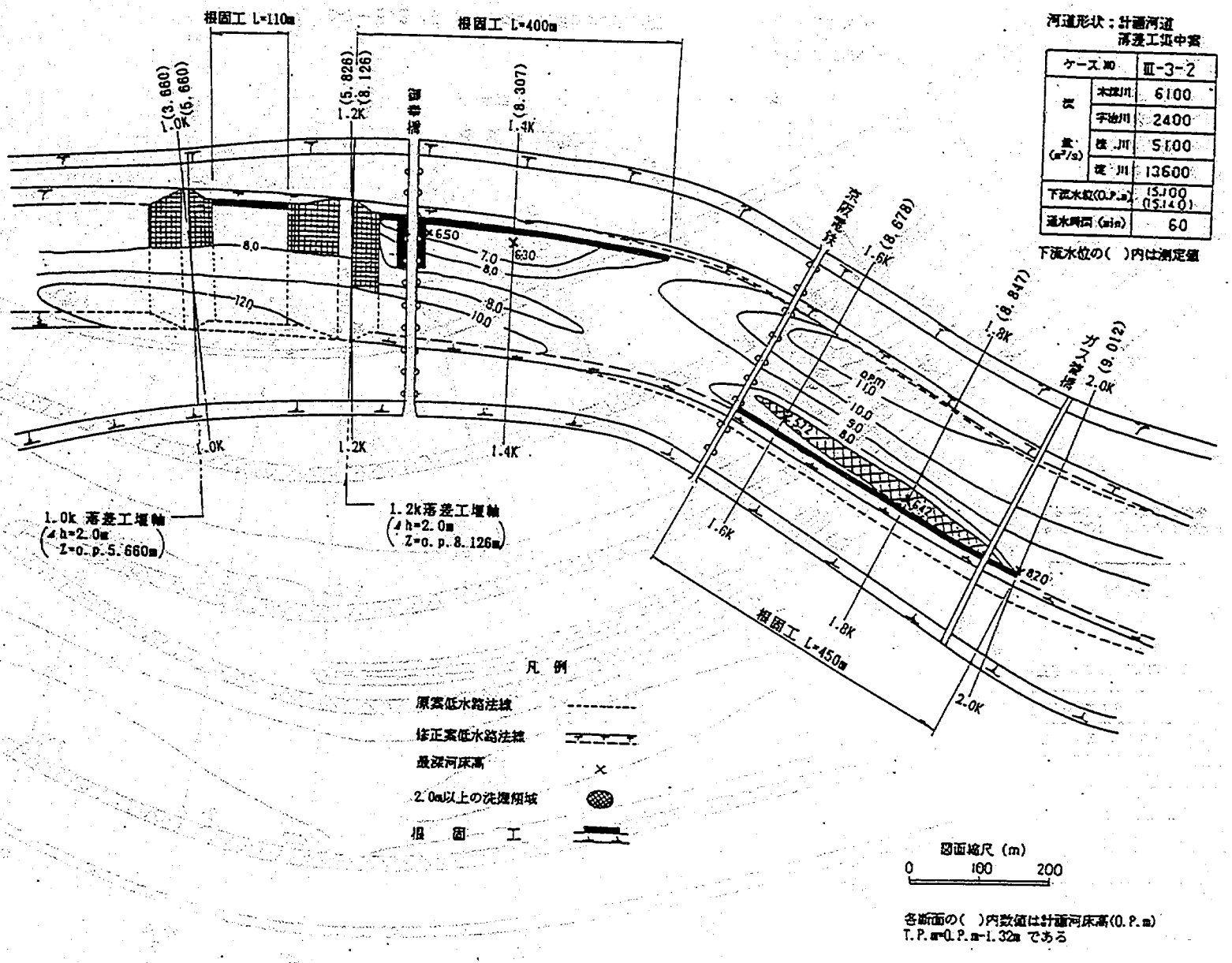

1.0K
2.0K
3.0K
4.0K
5.0K
6.0K
7.0K
320
330
340
350
360
370
木津川
宇治川
すり付け区間
H両岸道
現況河道
堆積
洗掘
図面縮尺(m)
0 100 200 300 400 500
施工中
施工中
施工中



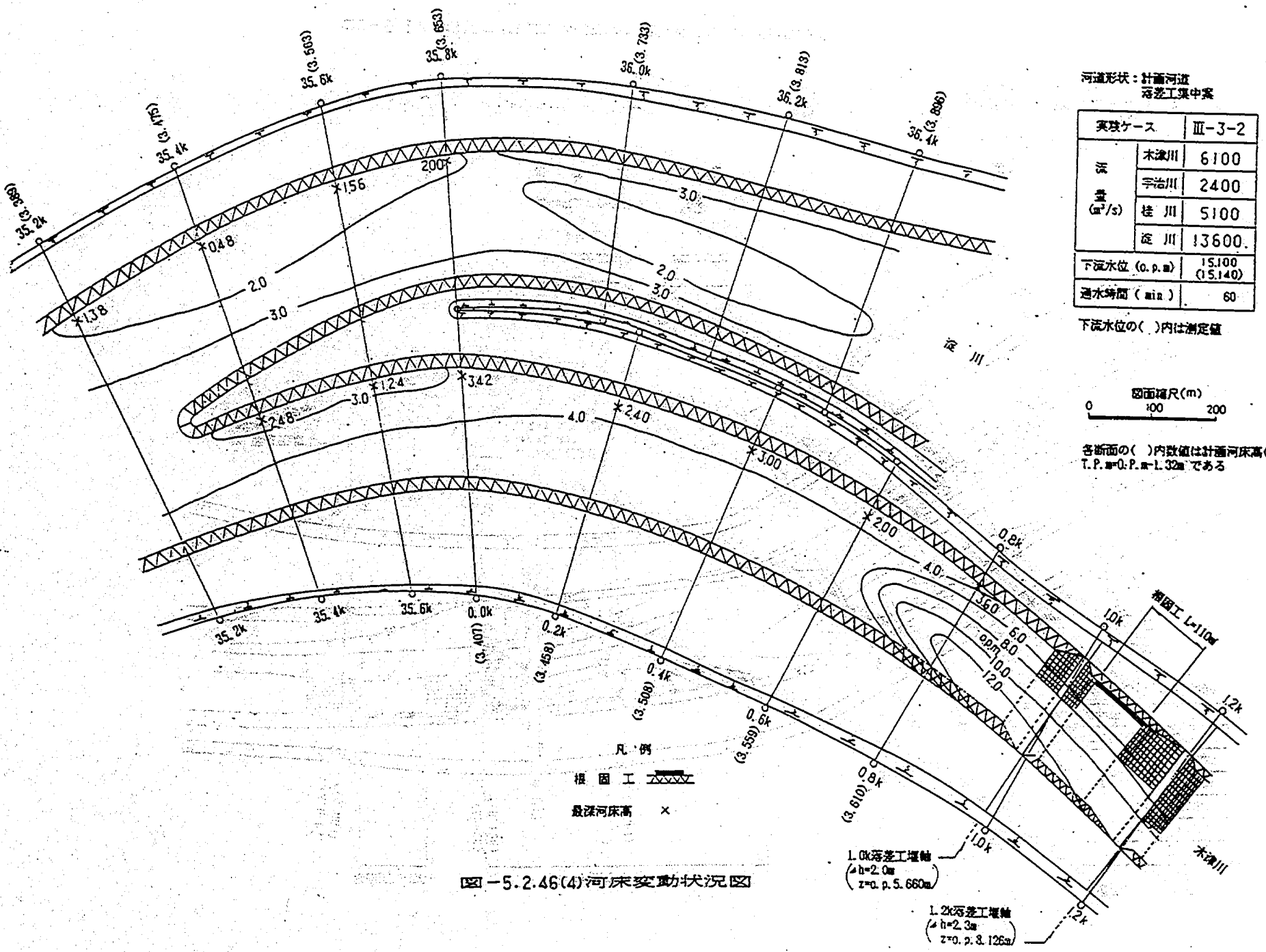
図－5.2.46(1) 対策工周辺の河床変動状況図



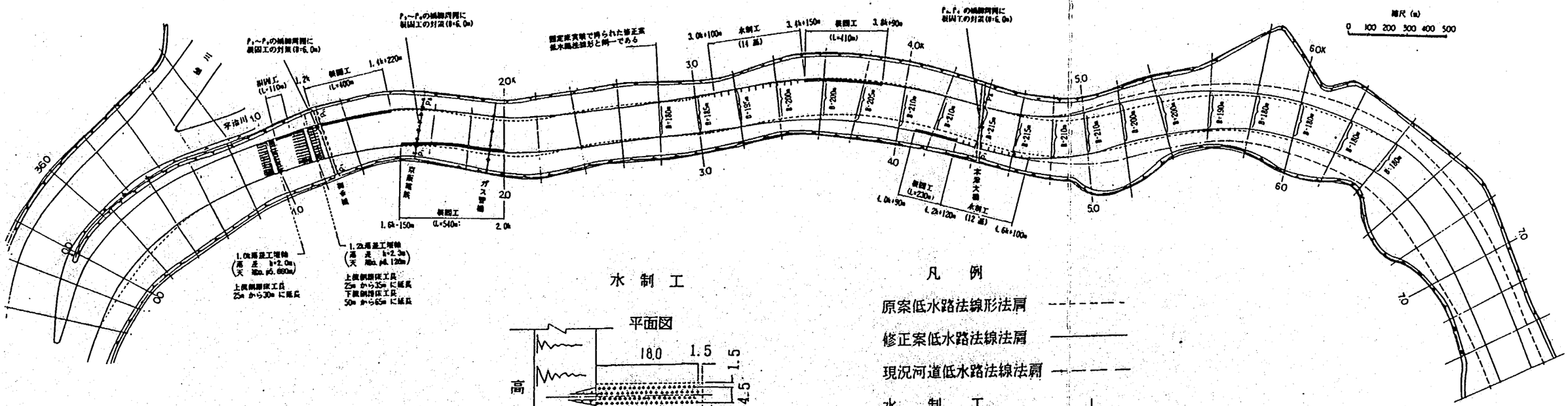
図－5.2.46(2)対策工周辺の河床変動状況図



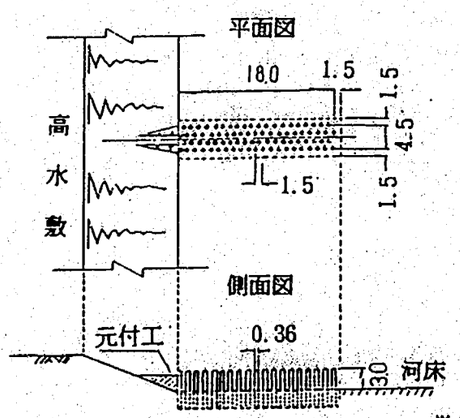
図－5.2.46(3)対策工周辺の河床変動状況図



図－5.2.46(4)河床変動状況図



水制工



単位；m

上流側の水制2基はL=10m.15m
とした

凡例

原案低水路法線形法肩 ---------

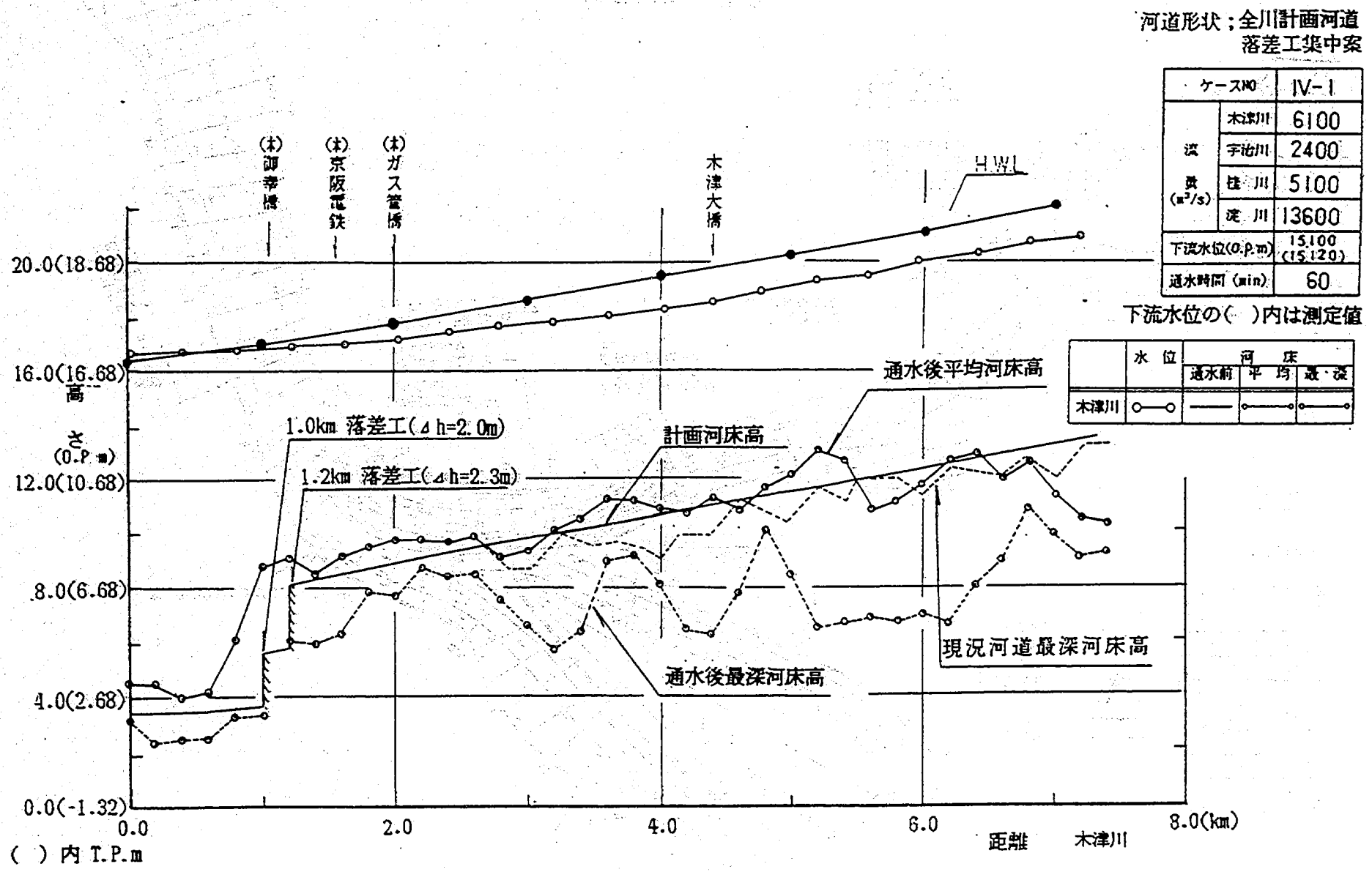
修正案低水路法線法肩 ————

現況河道低水路法線法肩 —— — —

水制工
(水制高h =3.0m
水制長L =18.0m
水制間隔S =36.0m)

根固工
(敷設幅B=6.0m
敷厚t=2.0m)

図－5.2.47 低水路法線形および対策工配置図



図－5.2.48水位・河床縦断図

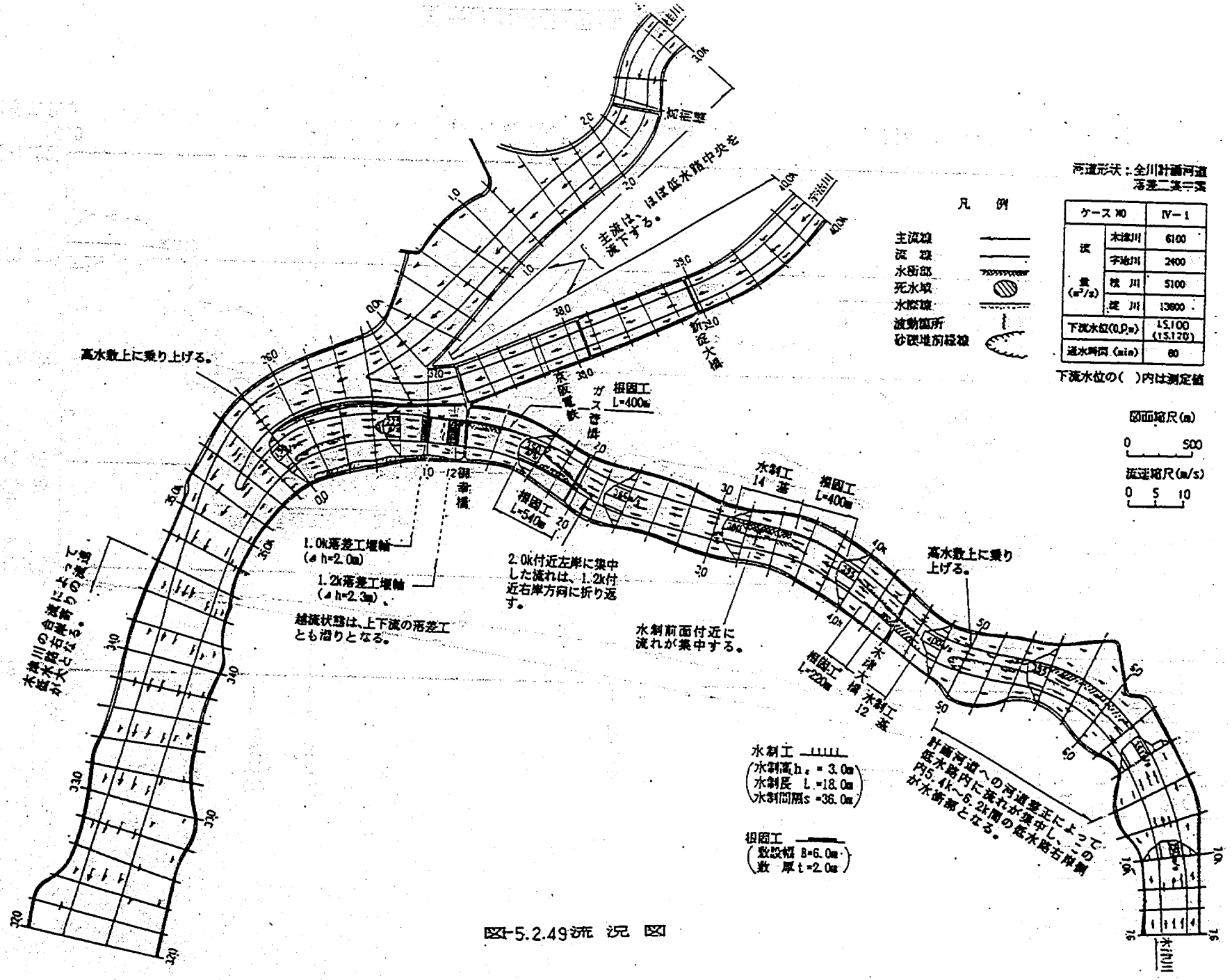
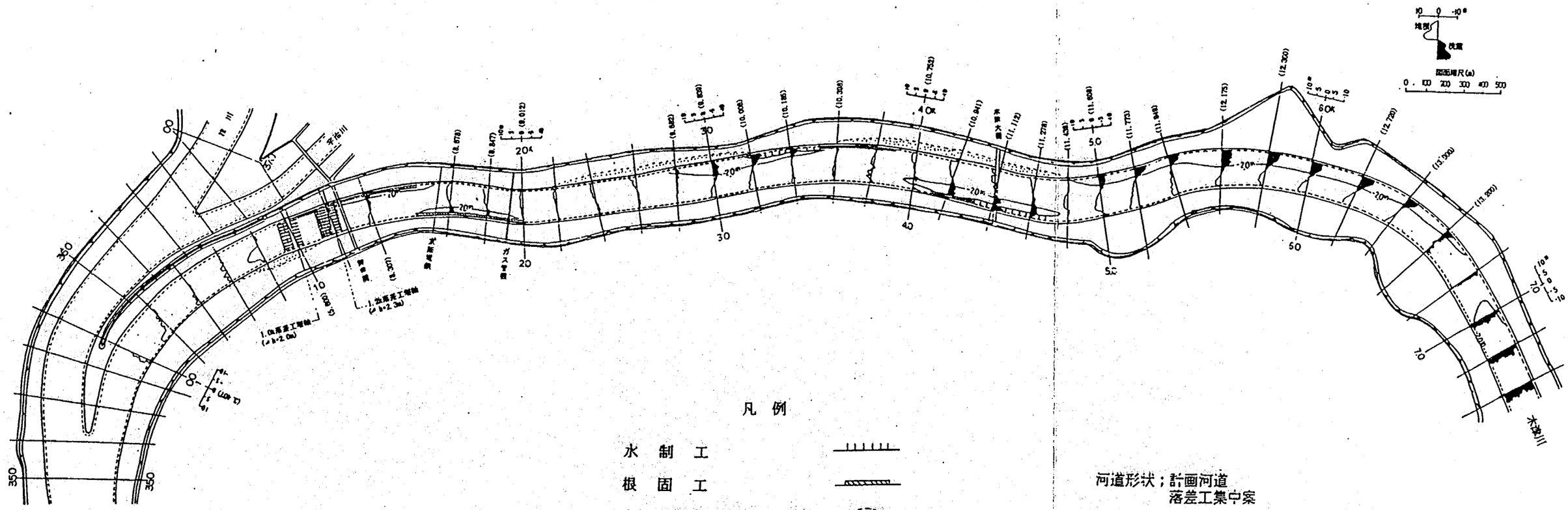

河道形状：全川計画河道
落差二箇所
凡　例
主流線
流　線
水断部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
ケース NO　IV－1
流量（m³/s）
木津川　6100
宇治川　2400
桂　川　5100
淀　川　13600
下流水位(O.P.m)　T.P.5.100 (T.P.5.170)
通水時間（min）　80
下流水位の（　）内は測定値
図面縮尺(m)
0　500
流速縮尺(m/s)
0　5　10
高水敷上に乗り上げる。
主流は、ほぼ低水路中央を流下する。
新淀大橋
京阪電鉄
ガス管橋
護岸工 L=400m
護岸工 L=540m
護岸工 L=400m
護岸工 L=720m
水制工 14基
水制工 12基
水津大橋
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
越流状態は、上下流の落差工とも潜りとなる。
2.0k付近左岸に集中した流れは、1.2k付近右岸方向に折り返す。
水制前面付近に流れが集中する。
高水敷上に乗り上げる。
木津川の右岸よりの流れが、淀大橋付近で左岸よりの流れとなる。
計画河道への河道整正によって低水路内に流れが集中し、この内5.4k～6.2k間の低水路右岸線が水衝部となる。
水制工
(水制高 h。= 3.0m
水制長 L =18.0m
水制間隔 s =36.0m)
護岸工
(敷設幅 B=6.0m
敷　厚 t =2.0m)
木津川

図-5.2.49流 況 図



図－5.2.50 河床変動平面図

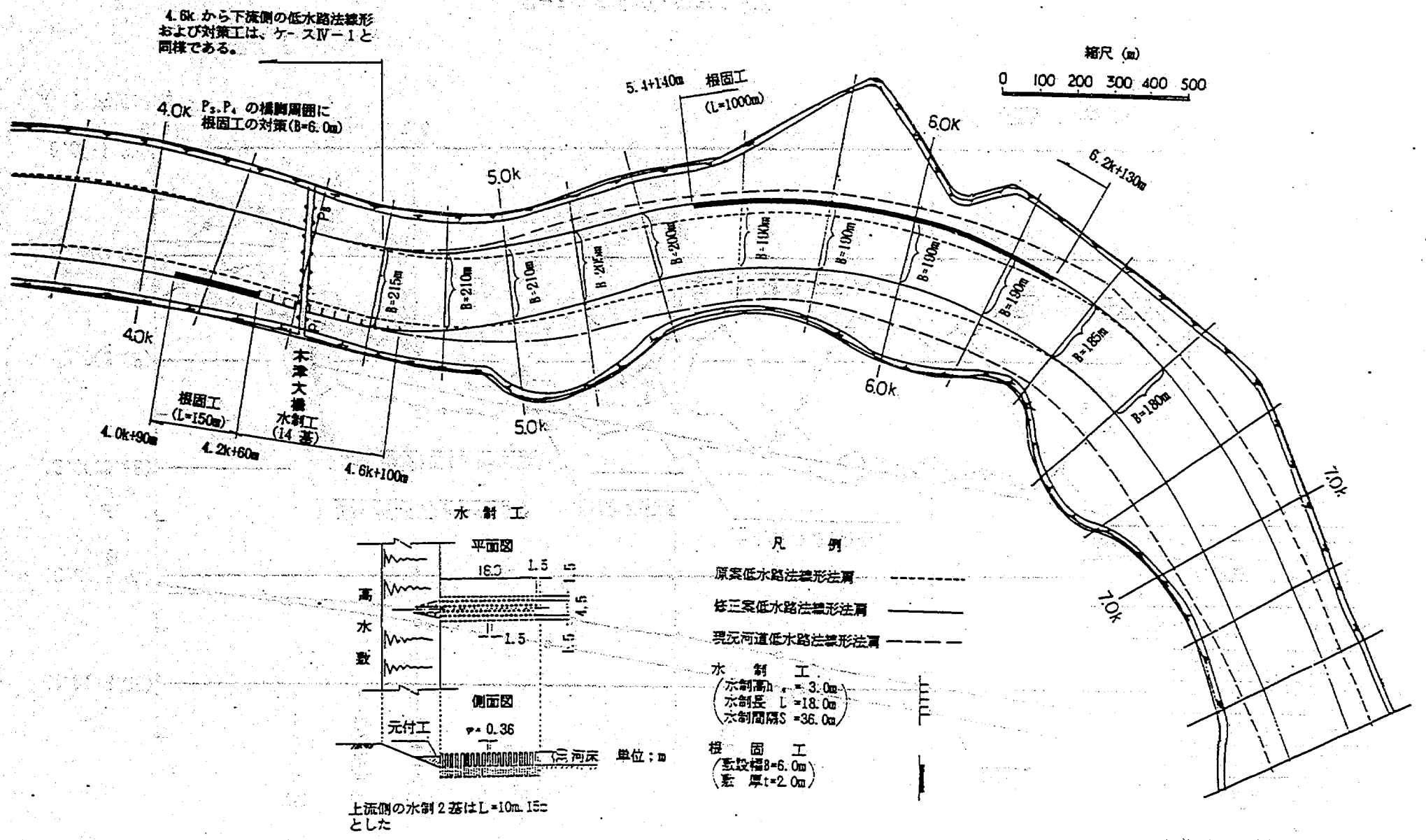


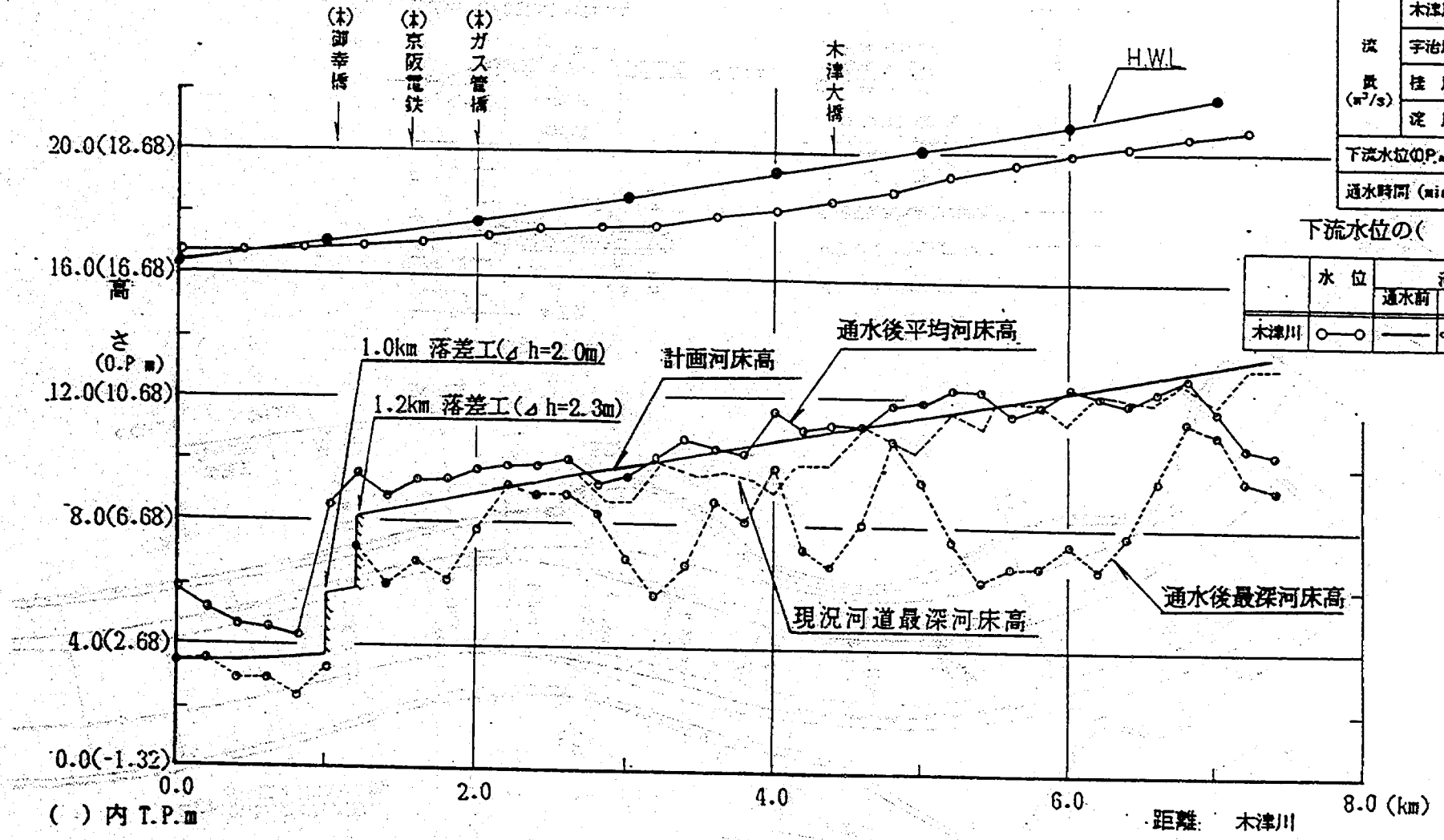
図-5.2.5低水路法線形および対策工配置図

河道形状；全川計画河道
落差工集中案

ケースNO		IV-2
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.140)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

	水位	河床		
		通水前	平均	最深
木津川	○—○	—	—○—	—○—



図－5.2.52水位・河床縦断図

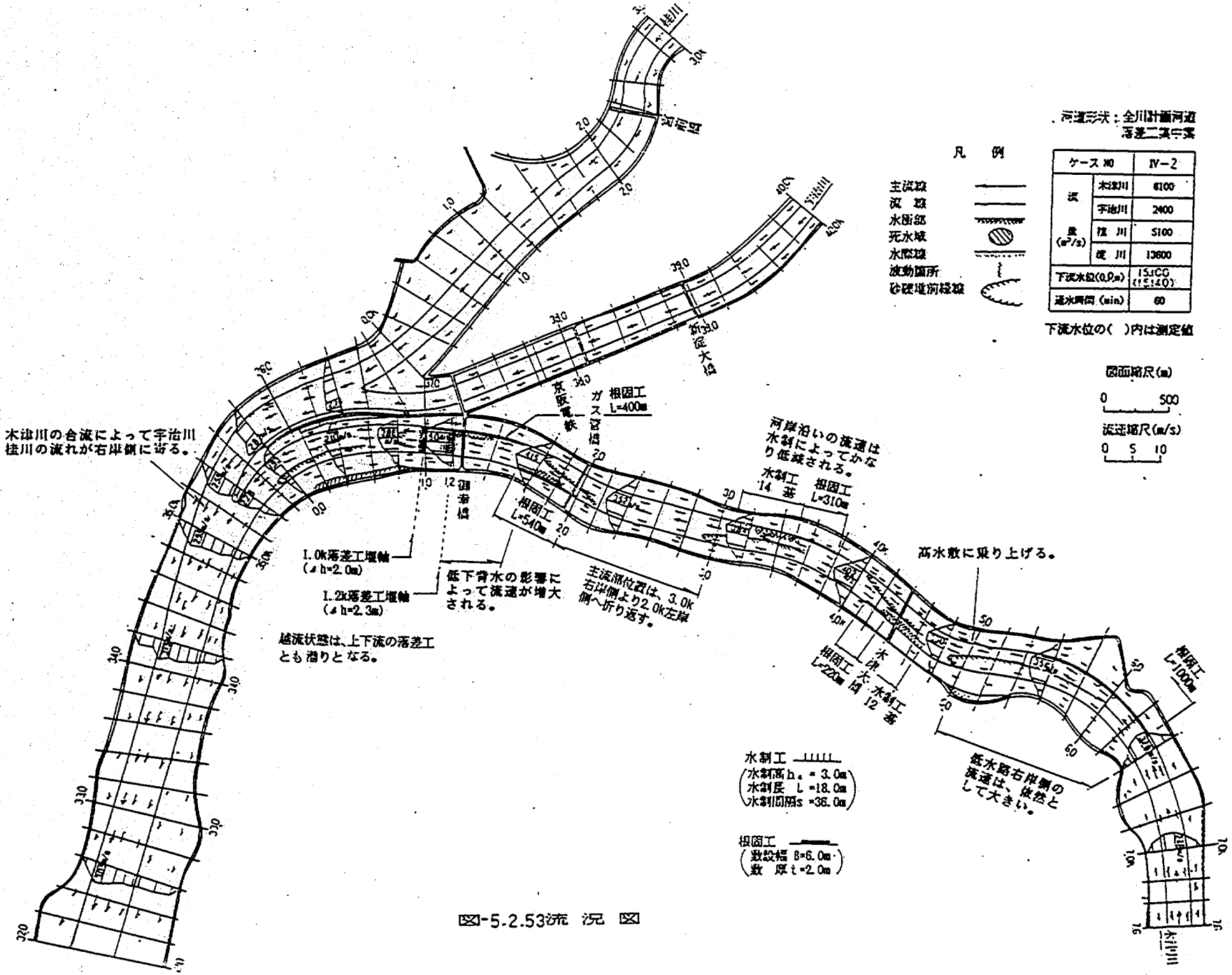

河道形状：全川計画河道
落差工集中案
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水際線
波動箇所
砂硬堤前縁線
ケース NO
IV-2
流量 (m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂川 5100
淀川 13600
下流水位(O.P.m)
15.1(CG (15.14Q)
通水時間 (min)
60
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m)
0 500
流速縮尺(m/s)
0 5 10
木津川の合流によって宇治川桂川の流れが右岸側に寄る。
根固工 L=400m
京阪電鉄
ガス管橋
御幸橋
根固工 L=540m
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
低下背水の影響によって流速が増大される。
主流流位置は、3.0k右岸側より2.0k左岸側へ折り返す。
越流状態は、上下流の落差工とも潜りとなる。
河岸沿いの流速は水制によってかなり低減される。
水制工 14 基
根固工 L=310m
高水敷に乗り上げる。
根固工 L=220m
水制工 12 基
低水路右岸側の流速は、依然として大きい。
根固工 L=100m
水制工
(水制高 h。= 3.0m
水制長 L =18.0m
水制間隔 s =36.0m)
根固工
(敷設幅 B=6.0m
敷 厚 t =2.0m)

図-5.2.53流 況 図

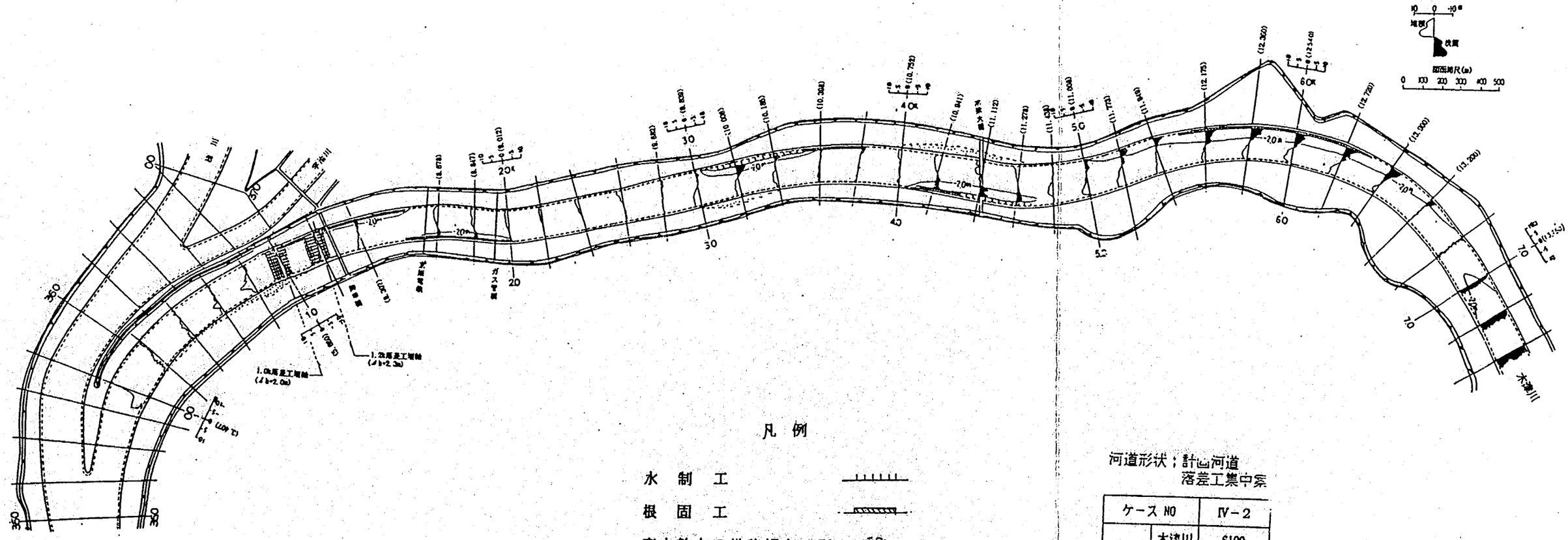
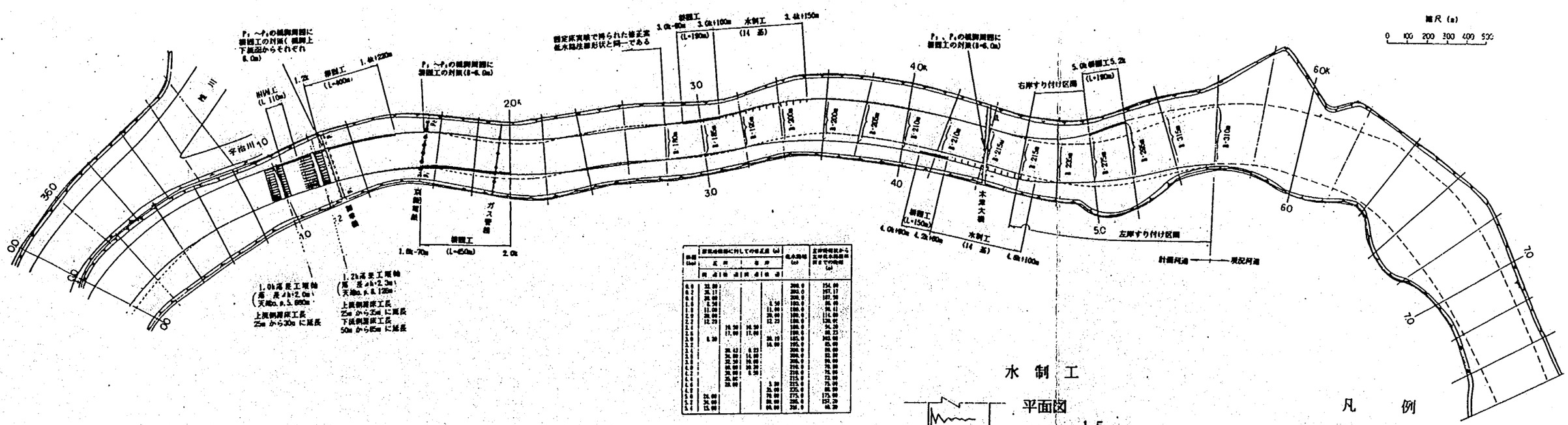
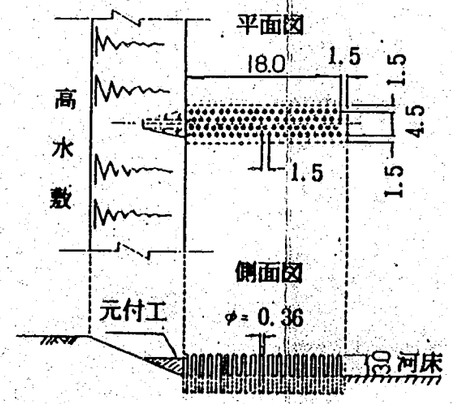


図 －5.2.54 河床変動平面図



水 制 工



上流側の水制2基はL=10m, 15m
とした

凡 例

原案低水路法線形法肩 ---------

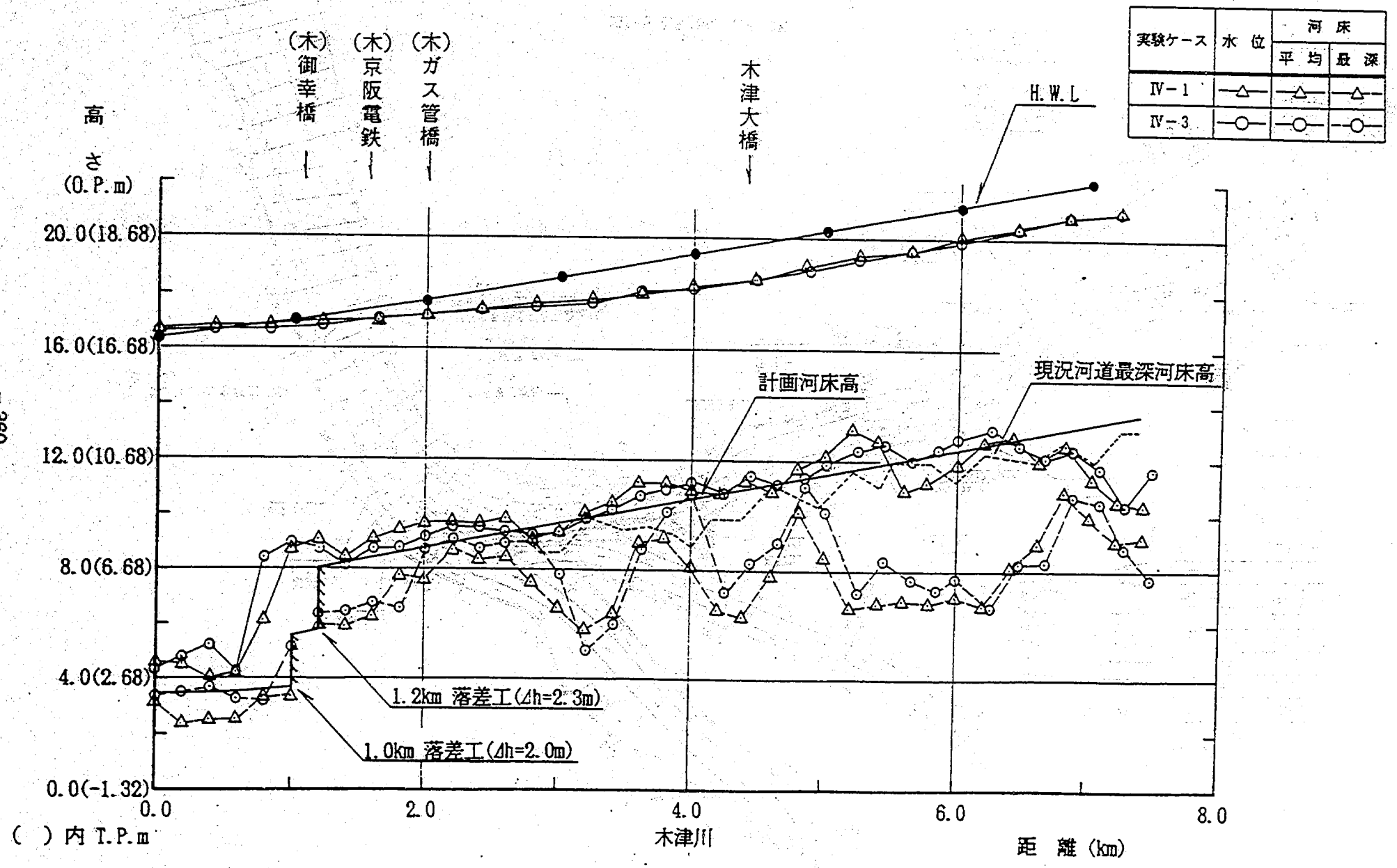
修正案低水路法線形法肩 ————

現況河道低水路法線形法肩 — — — —

水 制 工
(水制高h =3.0m
水制長 L =18.0m
水制間隔S =36.0m)

根 固 工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

図 —5.2.55 低水路法線形および対策工配置図



図－5.2.56 水位・河床縦断比較図

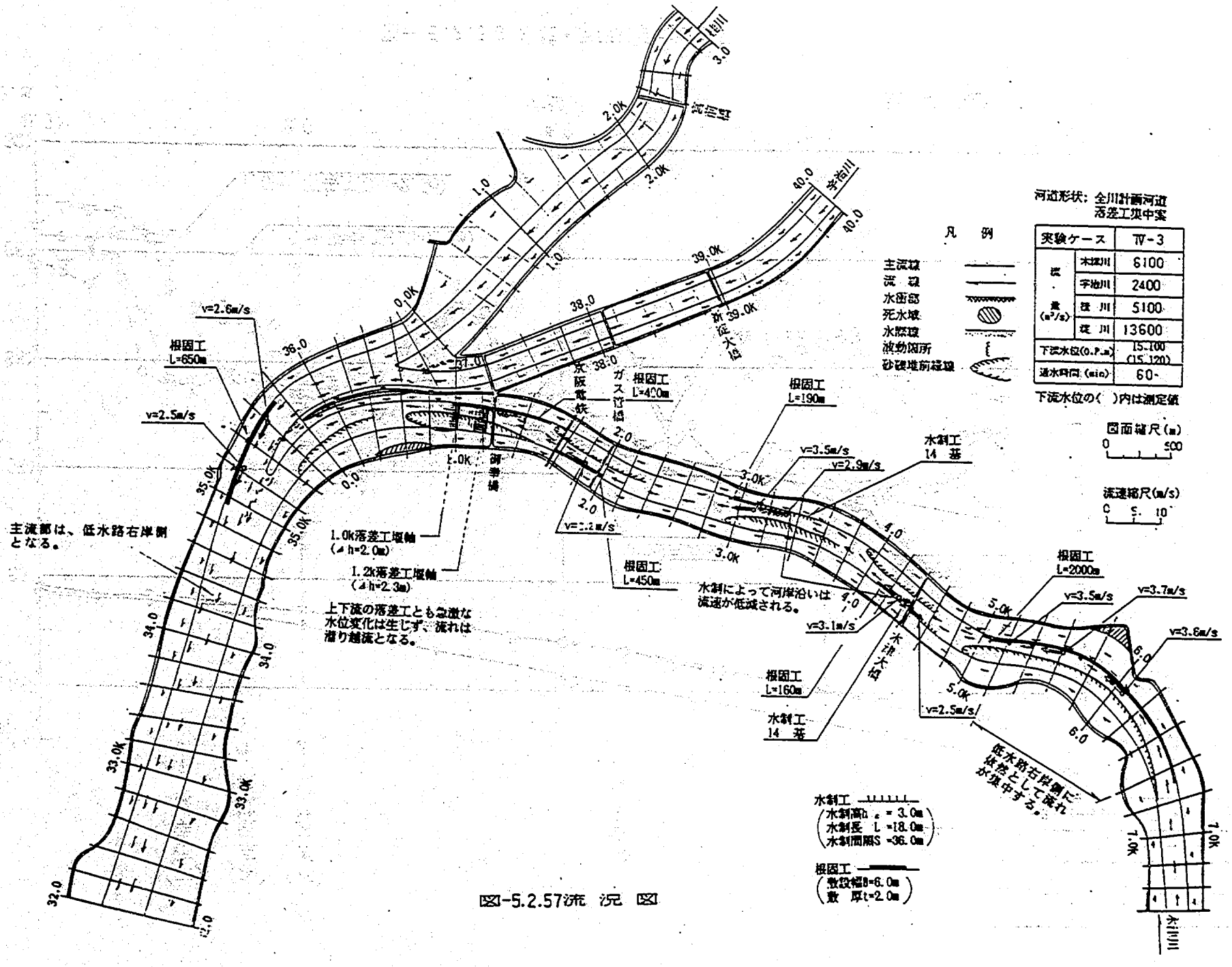
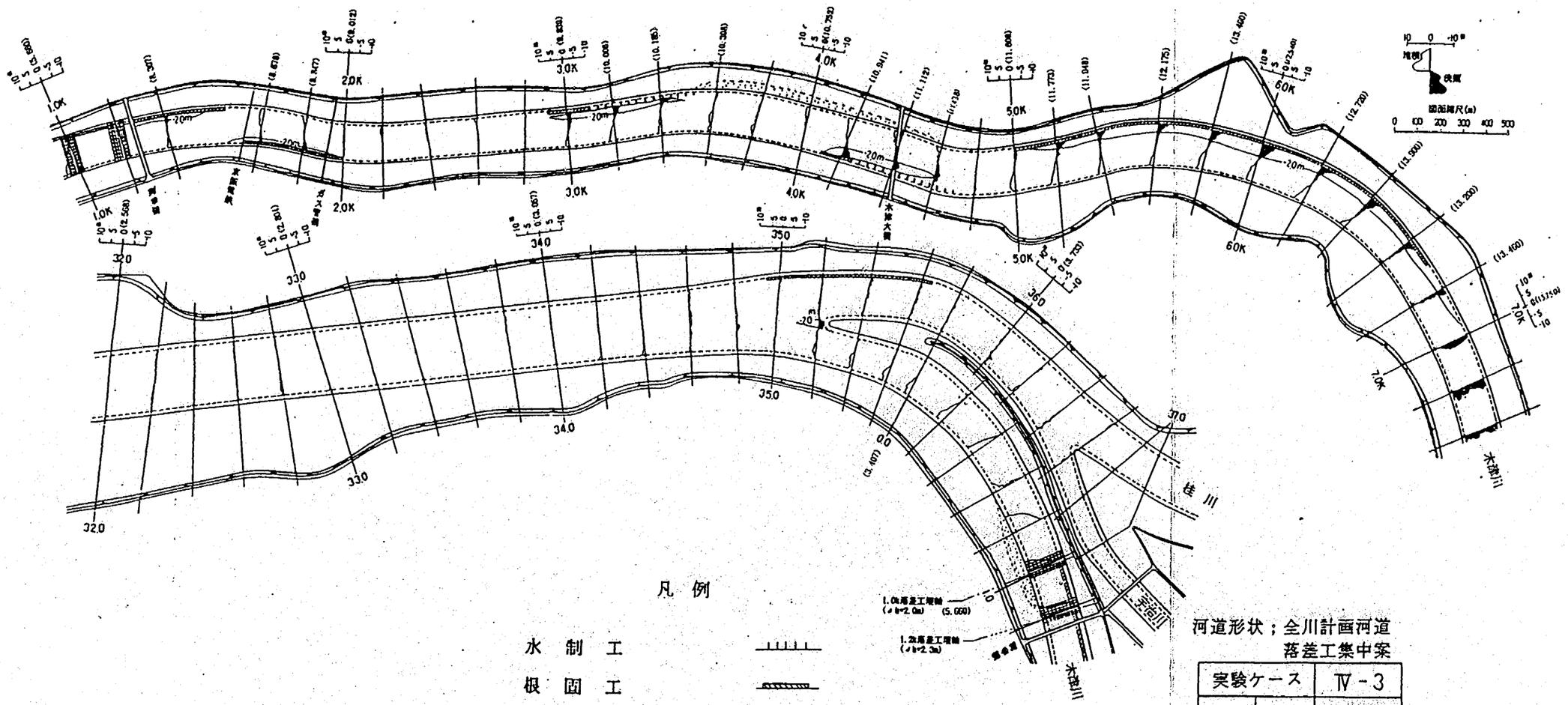

河道形状：全川計画河道
落差工集中案
実験ケース　IV-3
木津川　6100
宇治川　2400
淀　川　5100
淀　川　13600
下流水位(O.P.m)　15.100 (15.120)
通水時間(min)　60-
下流水位の（ ）内は測定値
凡　例
主流線
流　線
水面線
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
図面縮尺(m)
0　500
流速縮尺(m/s)
0　5　10
河道形状：全川計画河道
落差工集中案
根固工 L=650m
根固工 L=400m
根固工 L=190m
根固工 L=450m
根固工 L=2000m
根固工 L=160m
水制工 14 基
水制工 14 基
v=2.6m/s
v=2.5m/s
v=3.5m/s
v=2.9m/s
v=3.1m/s
v=3.5m/s
v=3.7m/s
v=3.6m/s
v=2.5m/s
京阪電鉄
ガス管橋
御幸橋
京阪大橋
宇治川
木津川
淀大橋
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
主流部は、低水路右岸側となる。
上下流の落差工とも急激な水位変化は生じず、流れは潜り越流となる。
水制によって河岸沿いは流速が低減される。
低水路右岸側に主流として流れが集中する。
水制工
(水制高h = 3.0m
水制長 L =18.0m
水制間隔S =36.0m)
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷　厚t=2.0m)

図-5.2.57流 況 図



凡 例

水 制 工

根 固 工

高水敷上の堆積傾向ケ所

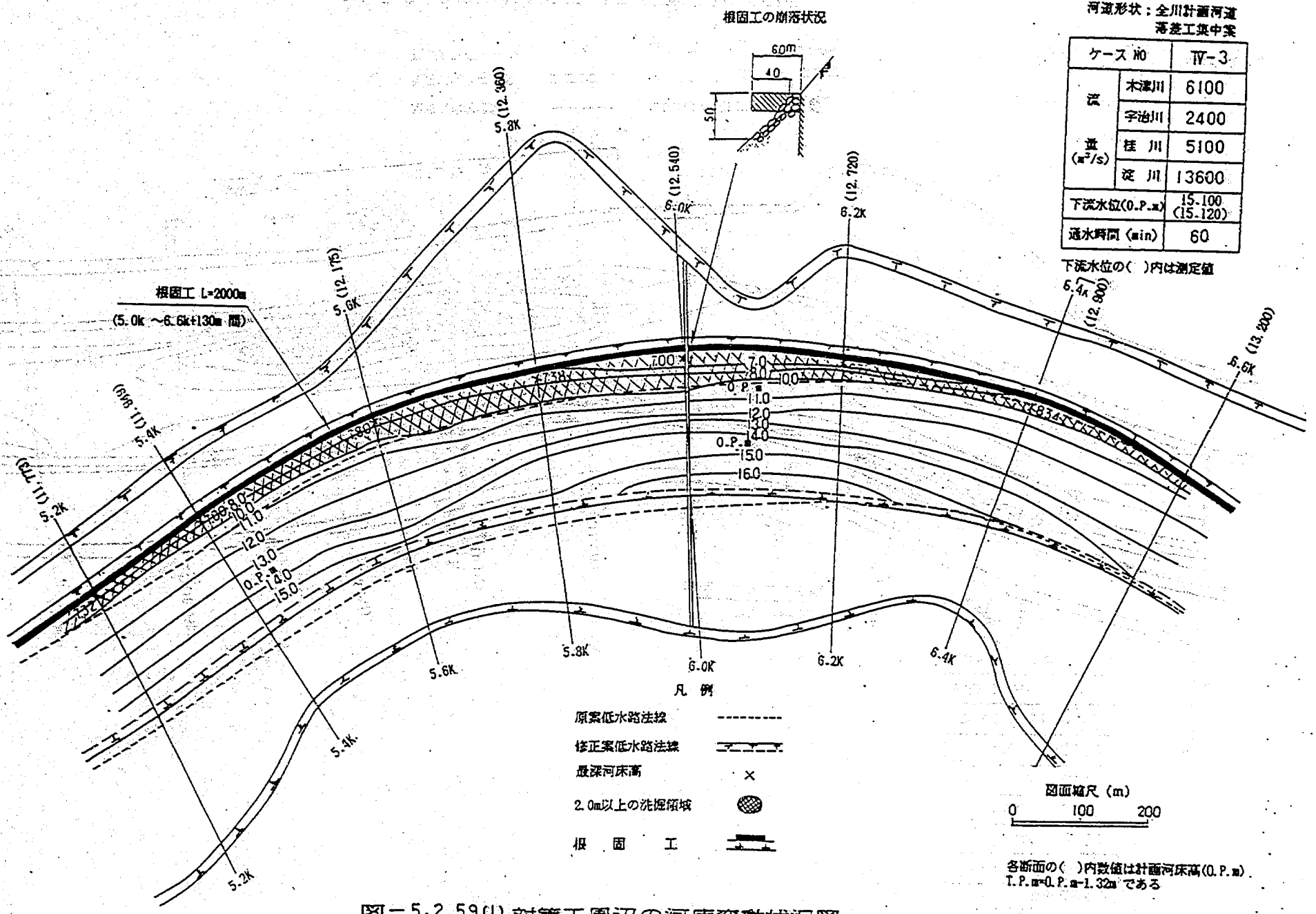
2.0m 以上の洗掘領域 (-20m)

河道形状；全川計画河道
落差工集中案

実験ケース		Ⅳ-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.120)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値
等深線は計画河床高からの
変動量で表している
各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図-5.2.58河床変動平面図



図－5.2.59(1) 対策工周辺の河床変動状況図

河道形状：全川計画河道
落差工集中実

ケース NO		Ⅳ-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	字治川	2400
	桂　川	5100
	淀　川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.120)
通水時間 (min)		60

下流水位の（ ）内は測定値

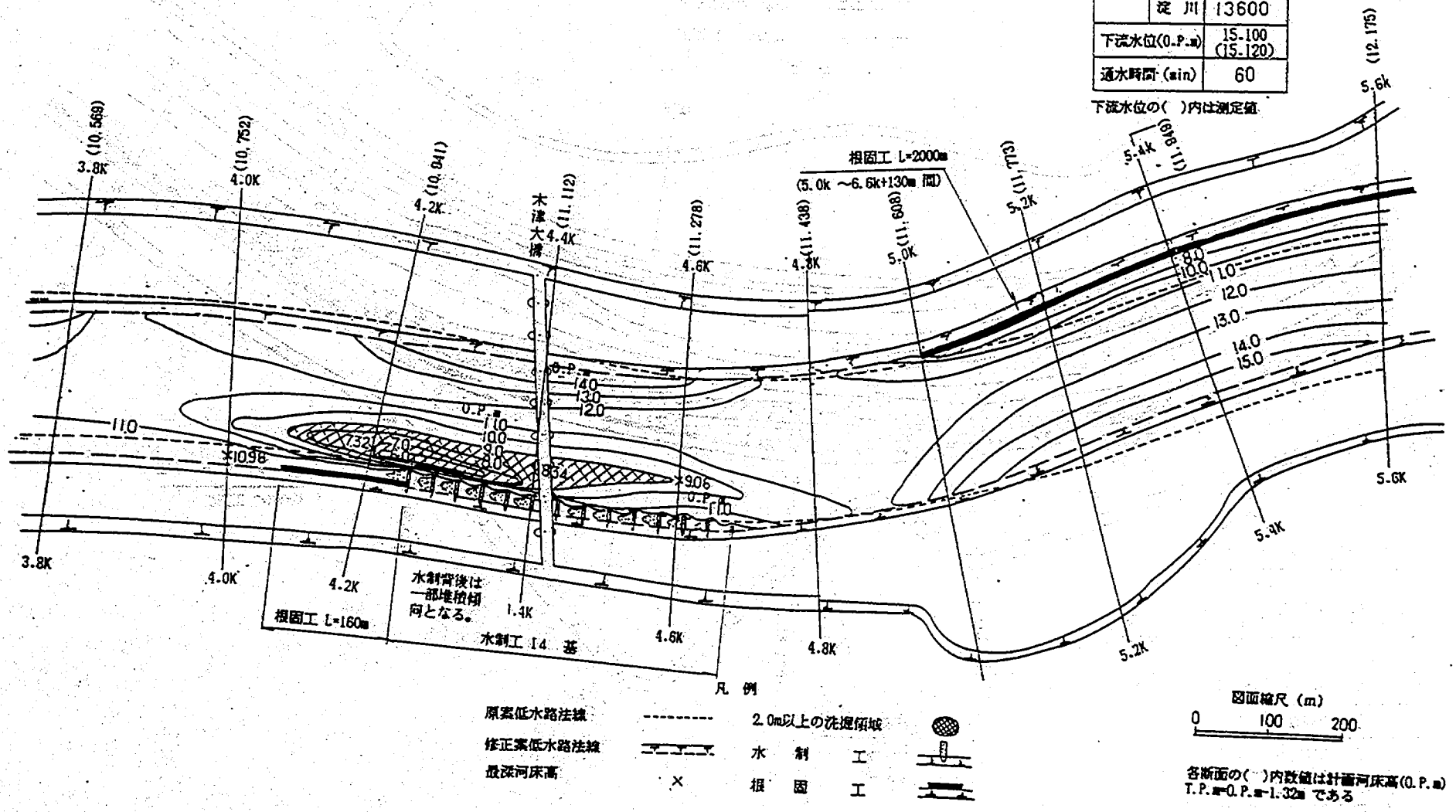
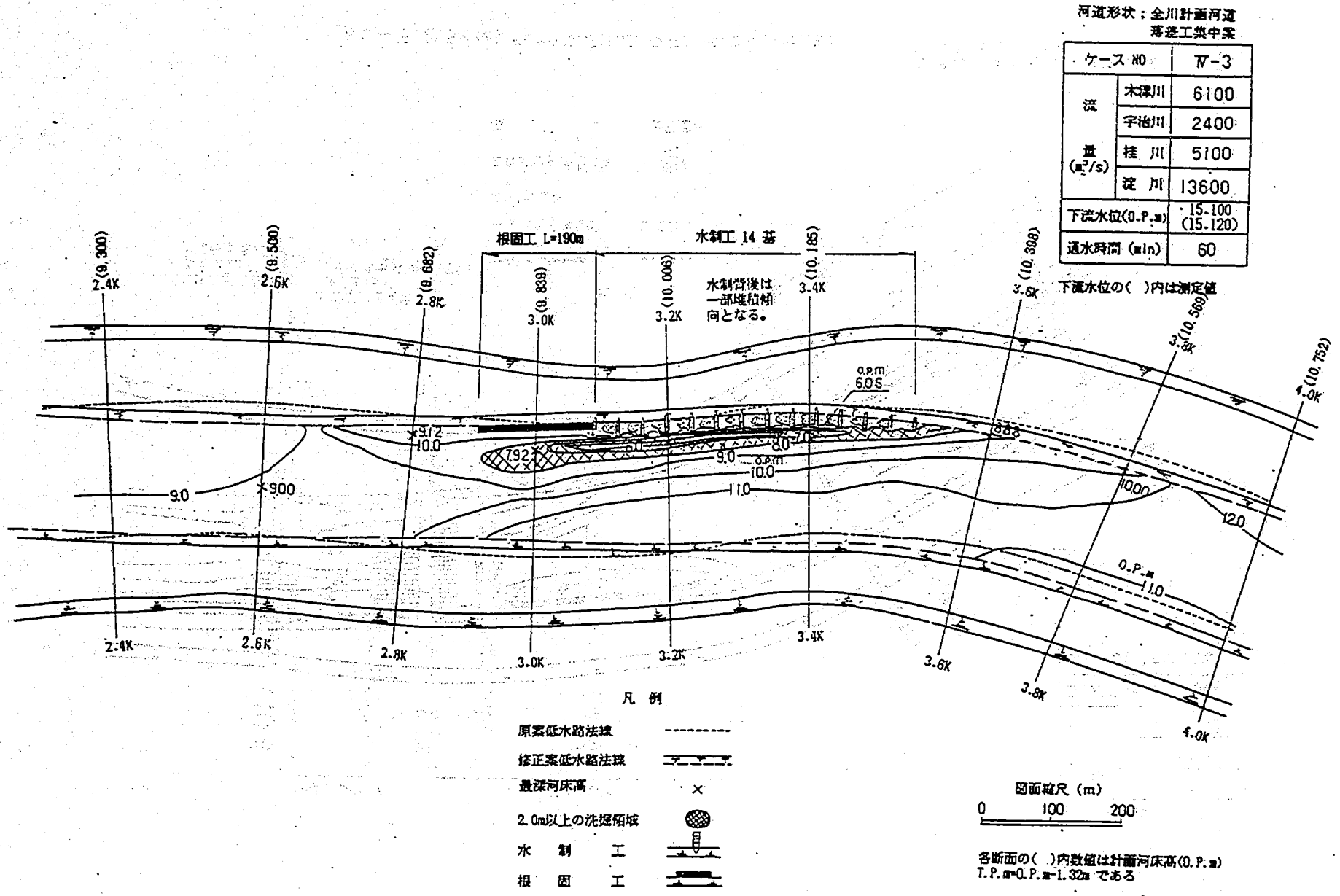


図-5.2.59(2)対策工周辺の河床変動状況図

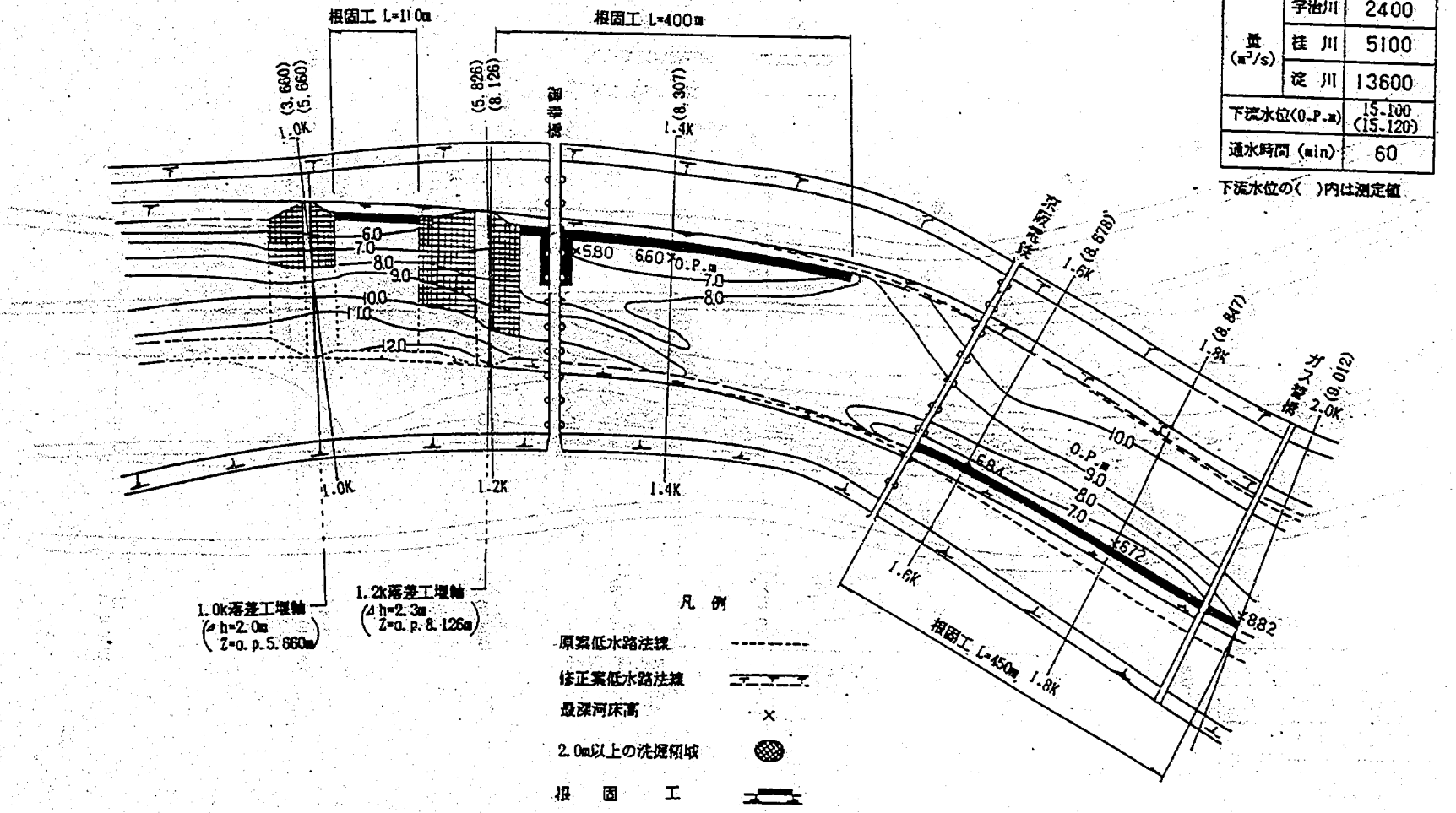


図－5.2.59(3)対策工周辺の河床変動状況図

河道形状：全川計画河道
落差工集中案

ケース NO		IV-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	字治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.120)
通水時間 (min)		60

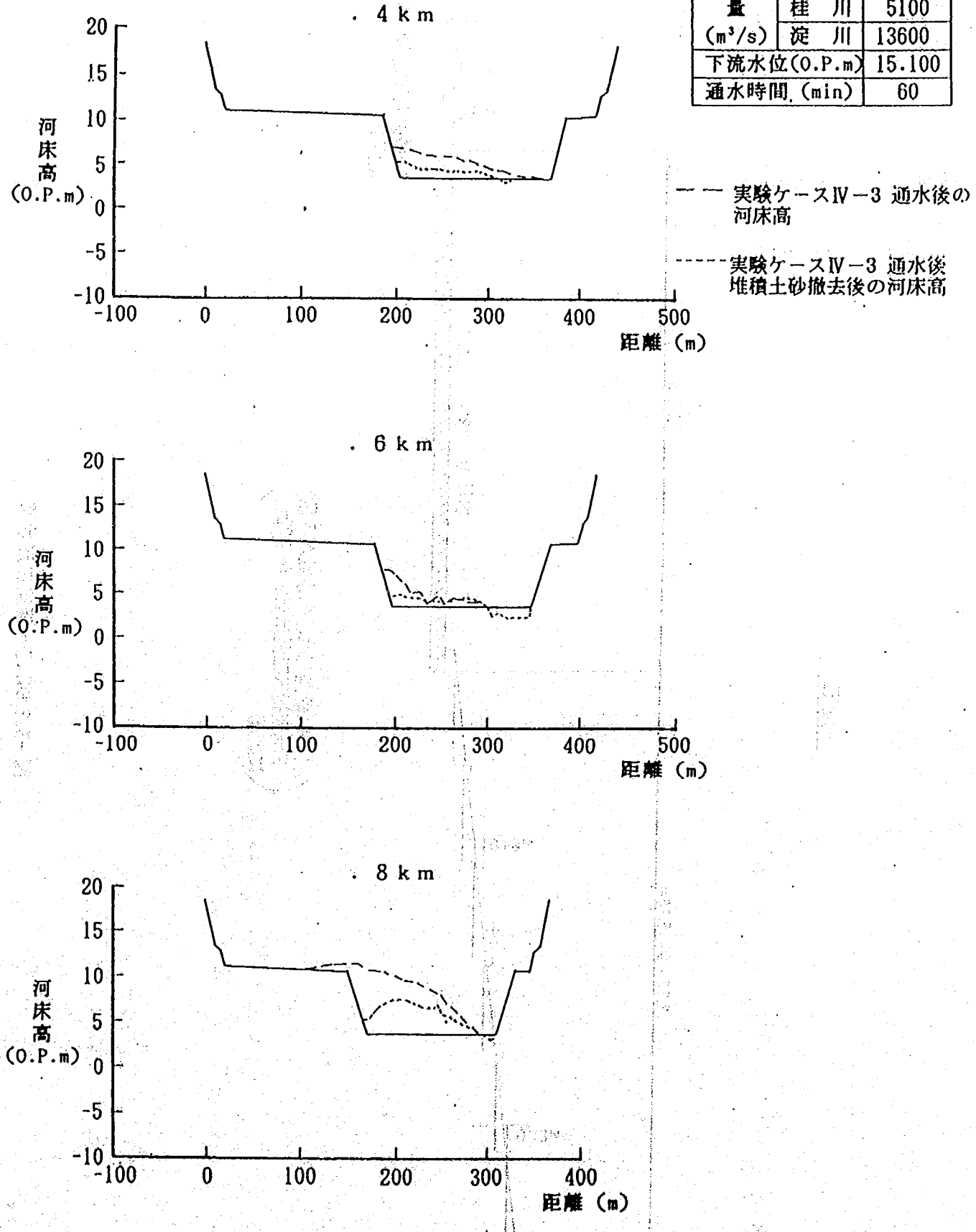
下流水位の（ ）内は測定値



図－5.2.59(4) 対策工周辺の河床変動状況図

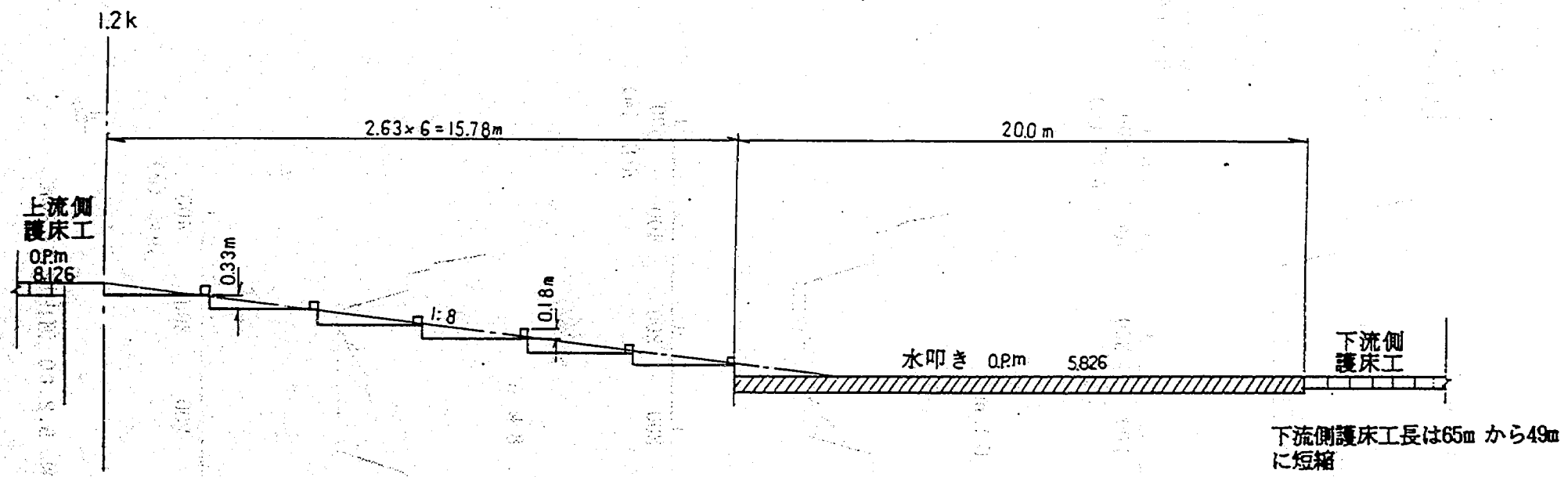
各断面の（ ）内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂　川	5100
	淀　川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100
通水時間 (min)		60



図−5.2.60 河床横断比較図

側面図



（1.0k 落差工は、階段数が5段
下流側護床工長は45m から32m
に短縮）

図－5.2.6 11.2km落差工形状図

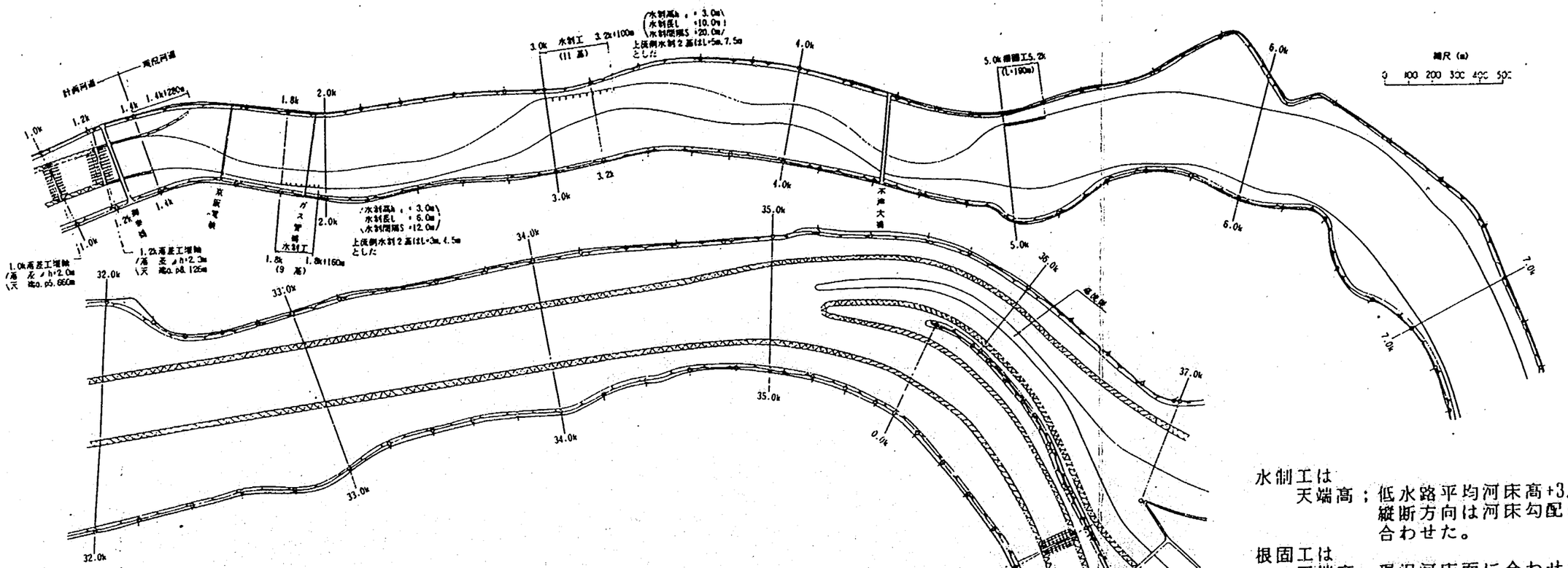


図 —5.2.62 低水路法線形および対策工配置図

水制工は
天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に
合わせた。

根固工は
天端高；現況河床面に合わせた。

凡　例

現況河道低水路法線形法先 ——

計画河道低水路法線形

水　制　工

根　固　工
(敷幅B=6.0m
敷厚t=2.0m)

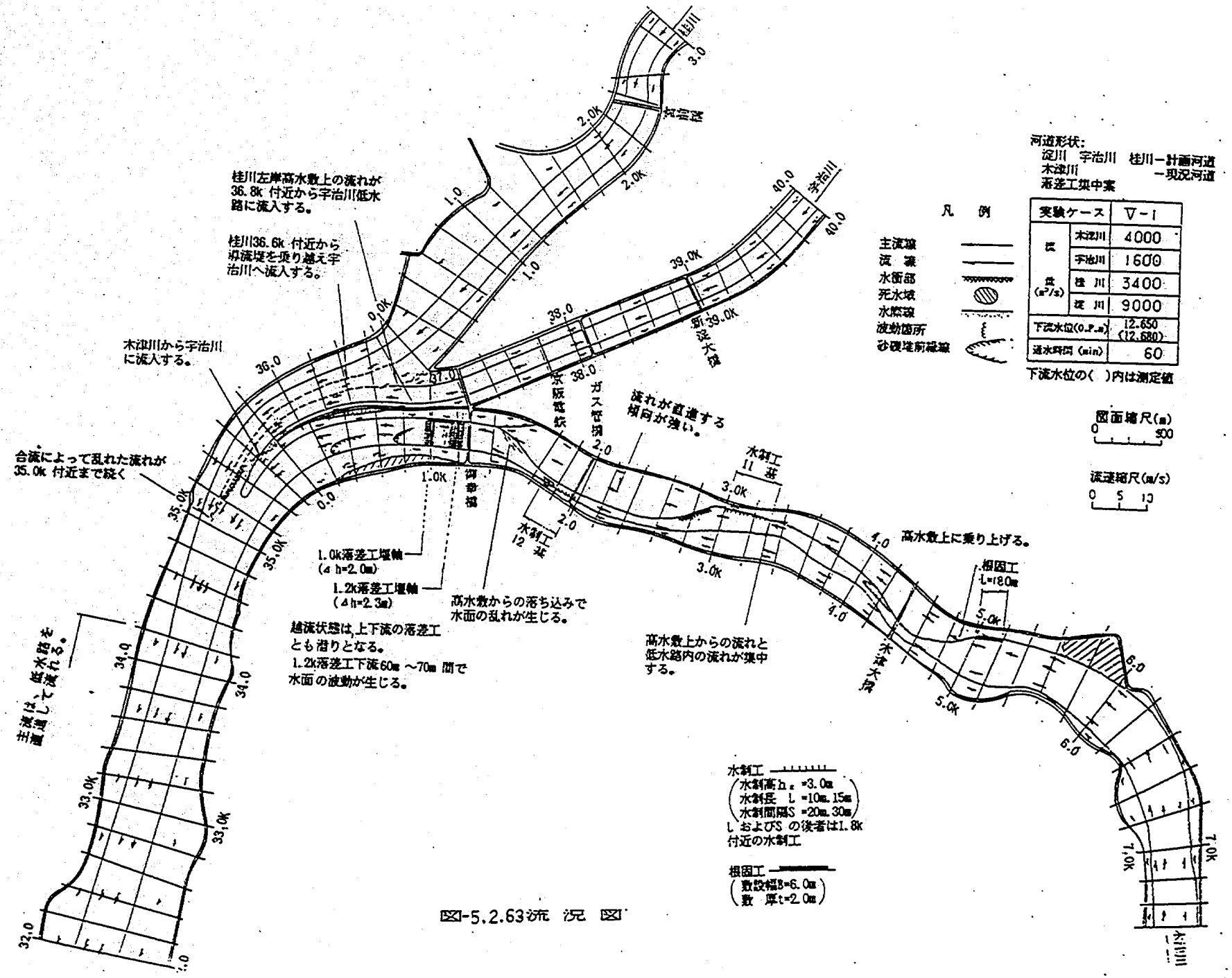
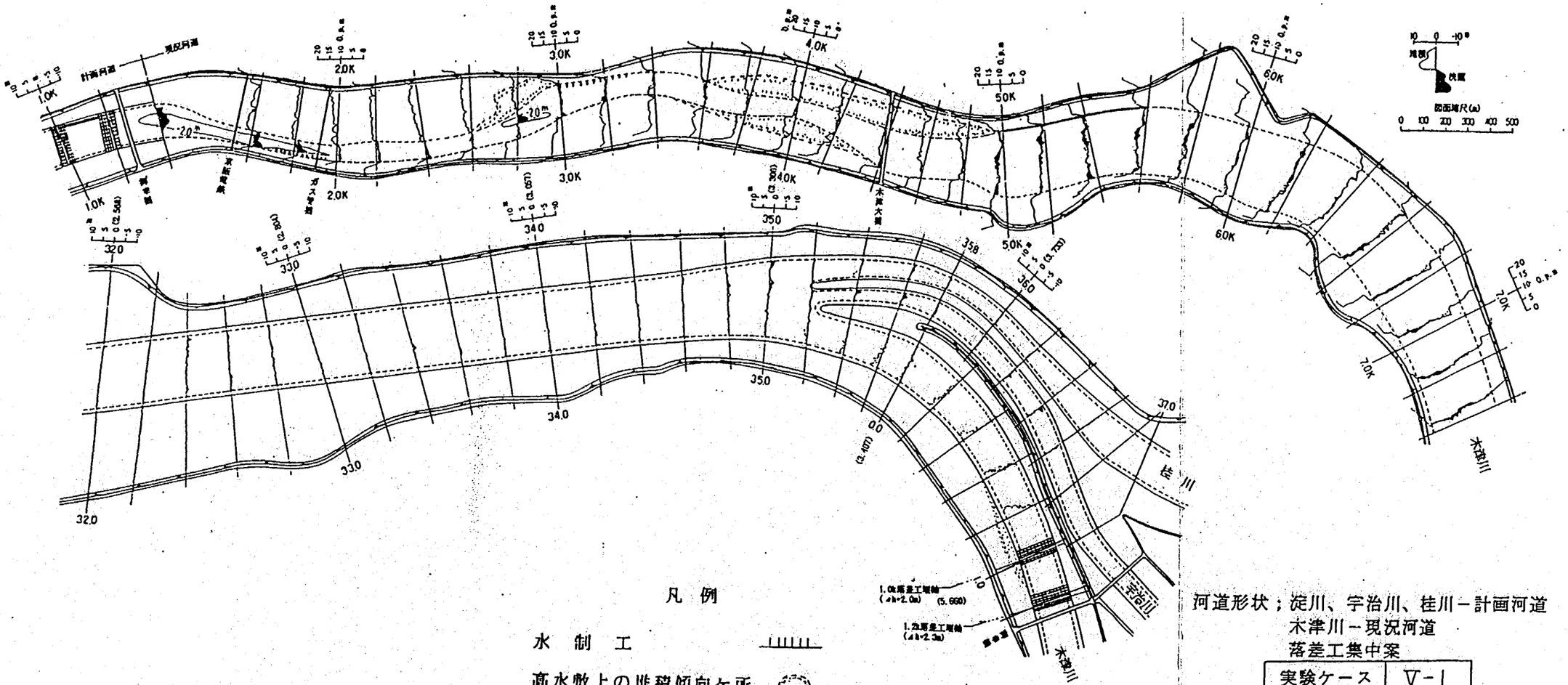

桂川左岸高水敷上の流れが36.8k付近から宇治川低水路に流入する。
桂川36.6k付近から導流堤を乗り越え宇治川へ流入する。
木津川から宇治川に流入する。
合流によって乱れた流れが35.0k付近まで続く
主流は、低水路を通過して流れる。
1.0k落差工堰軸 (Δh=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (Δh=2.3m)
越流状態は、上下流の落差工とも潜りとなる。
1.2k落差工下流60m～70m間で水面の波動が生じる。
高水敷からの落ち込みで水面の乱れが生じる。
流れが直進する傾向が強い。
高水敷上からの流れと低水路内の流れが集中する。
高水敷上に乗り上げる。
水制工 11基
水制工 12基
根固工 L=18.0m
御幸橋
京阪電鉄
ガス管橋
新淀大橋
木津大橋
宇治川
桂川
放水路
凡例
主流線
流線
水面部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
河道形状:
淀川 宇治川 桂川－計画河道
木津川 －現況河道
落差工集中案
実験ケース V－1
流量 木津川 4000
宇治川 1600
桂川 3400
淀川 9000
(m³/s)
下流水位(O.P.m) 12.650 (12.680)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m) 0 500
流速縮尺(m/s) 0 5 10
水制工
(水制高 h₂ =3.0m
水制長 L =10m, 15m
水制間隔S =20m, 30m)
L およびS の後者は1.8k付近の水制工
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

図-5.2.63流 況 図



凡 例

水 制 工

高水敗上の堆積傾向ケ所

2.0m 以上の洗掘領域 -2.0m

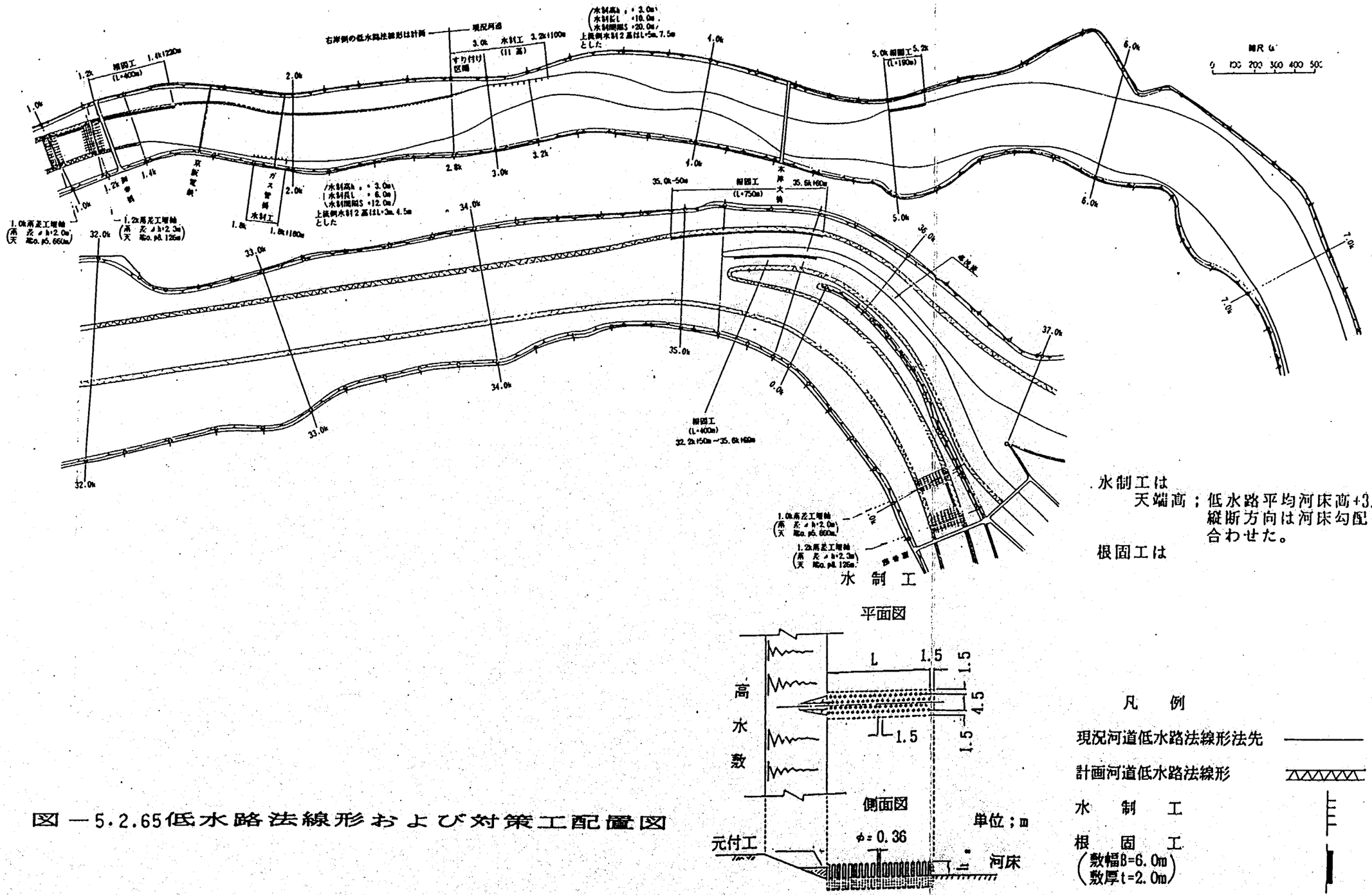
図-5.2.64 河床変動平面図

河道形状；淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

実験ケース		V-1
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(O.P.m)		12.650 (12.680)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値
各断面の( )内数値は
計画河床高(O.P.m)
T.P.m = O.P.m -1.32mである

1.4kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)



平面図

図 —5.2.65低水路法線形および対策工配置図

・水制工は
天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に合わせた。

・根固工は

凡　例

現況河道低水路法線形法先 ——

計画河道低水路法線形 △△△△△△

水　制　工

根　固　工
(敷幅B=6.0m
敷厚t=2.0m)

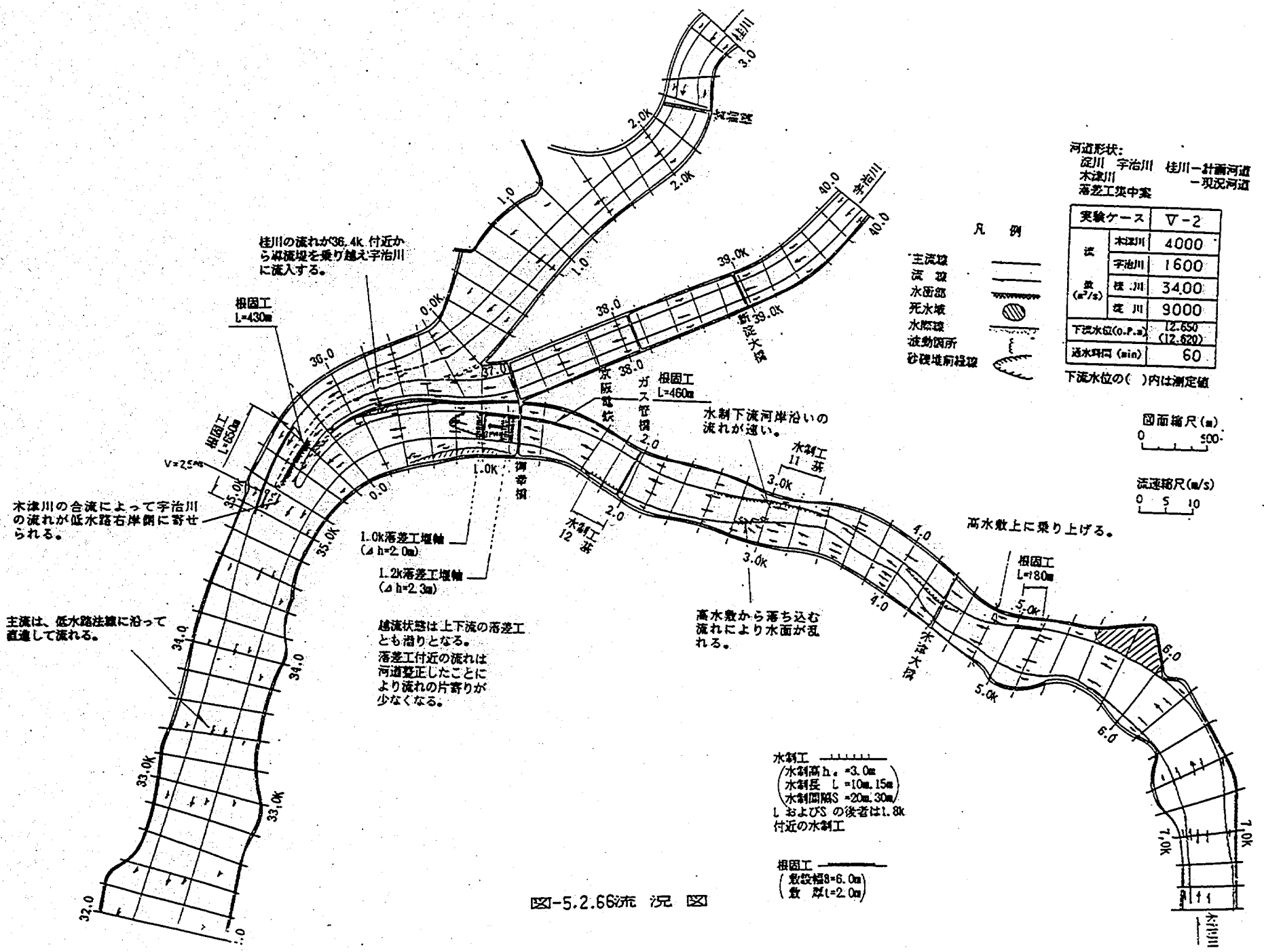
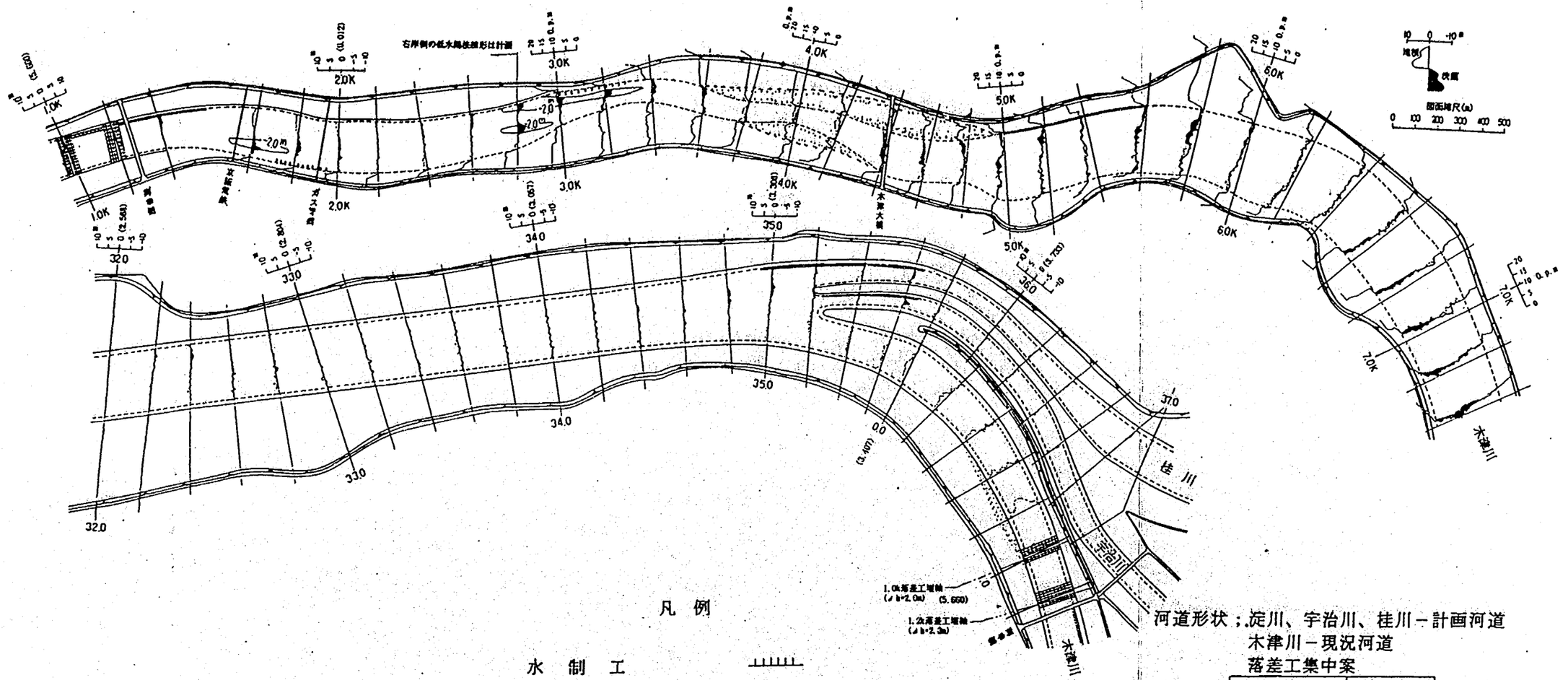

桂川の流れが36.4k 付近から導流堤を乗り越え宇治川に流入する。
根固工 L=430m
根固工 L=650m
V=2.5m/s
木津川の合流によって宇治川の流れが低水路右岸側に寄せられる。
主流は、低水路法線に沿って直進して流れる。
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
越流状態は上下流の落差工とも潜りとなる。
落差工付近の流れは河道整正したことにより流れの片寄りが少なくなる。
京阪鉄橋
ガス管橋
根固工 L=460m
水制下流河岸沿いの流れが速い。
水制工 11 基
水制工 12 基
高水敷から落ち込む流れにより水面が乱れる。
高水敷上に乗り上げる。
根固工 L=180m
新淀大橋
桂川
宇治川
河道形状:
淀川 宇治川 桂川ー計画河道
木津川 ー現況河道
落差工集中実
凡 例
主流線
流 線
水面部
死水域
水際線
波動図所
砂礫堆前縁線
実験ケース V-2
流量 (m³/s) 木津川 4000
宇治川 1600
桂 川 3400
淀 川 9000
下流水位(O.P.m) 12.650 (12.620)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m) 0 500
流速縮尺(m/s) 0 5 10
水制工
(水制高 h。=3.0m
水制長 L=10m, 15m
水制間隔S=20m, 30m)
L およびS の後者は1.8k 付近の水制工
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚 t=2.0m)

図-5.2.66流 況 図



凡 例

水 制 工

根 固 工

高水敷上の堆積傾向ケ所

2.0m 以上の洗掘領域 -20m

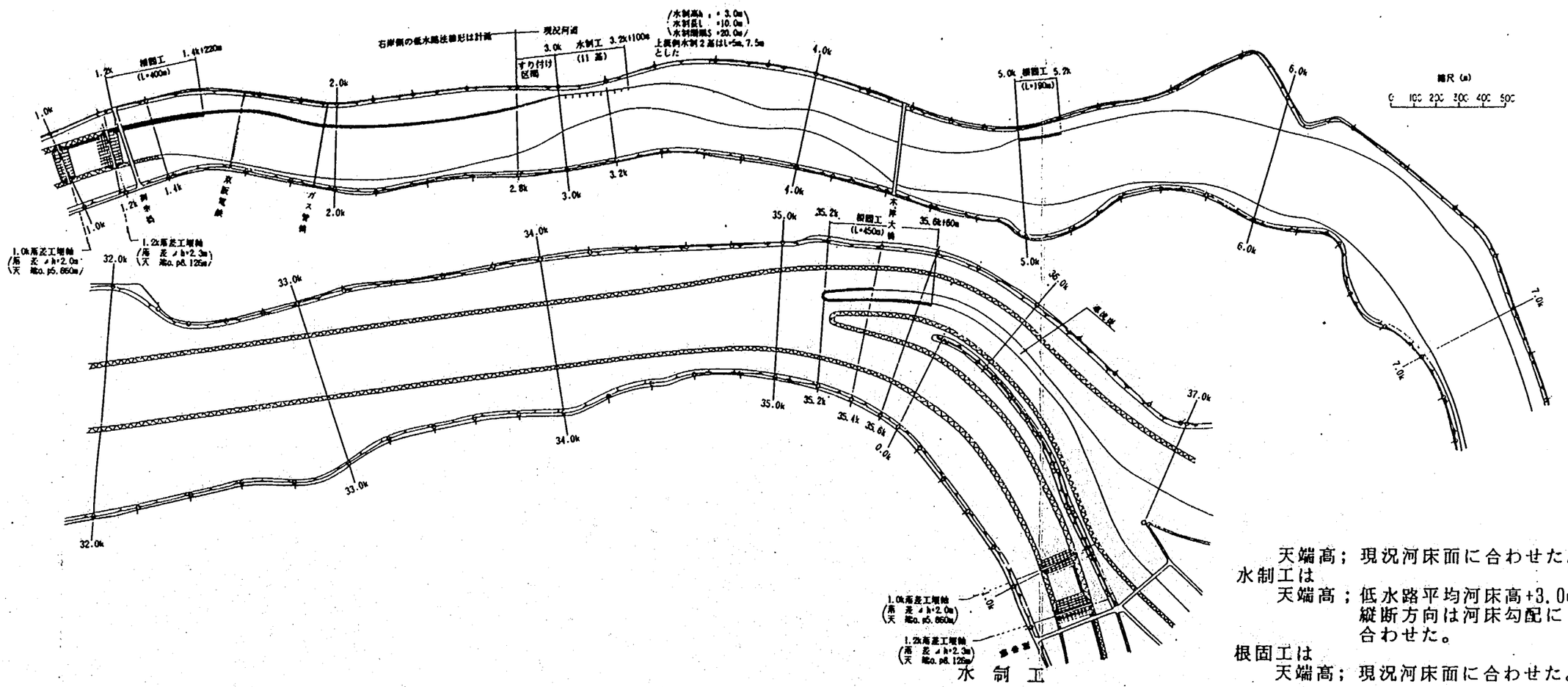
図-5.2.67河床変動平面図

河道形状；淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

ケース NO		V-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(O.P.m)		12.650 (12.620)
通水時間 (min)		60

各断面の( )内数値は
計画河床高(O.P.m)
T.P.m = O.P.m -1.32mである

3.0kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)



図－5.2.68低水路法線形および対策工配置図

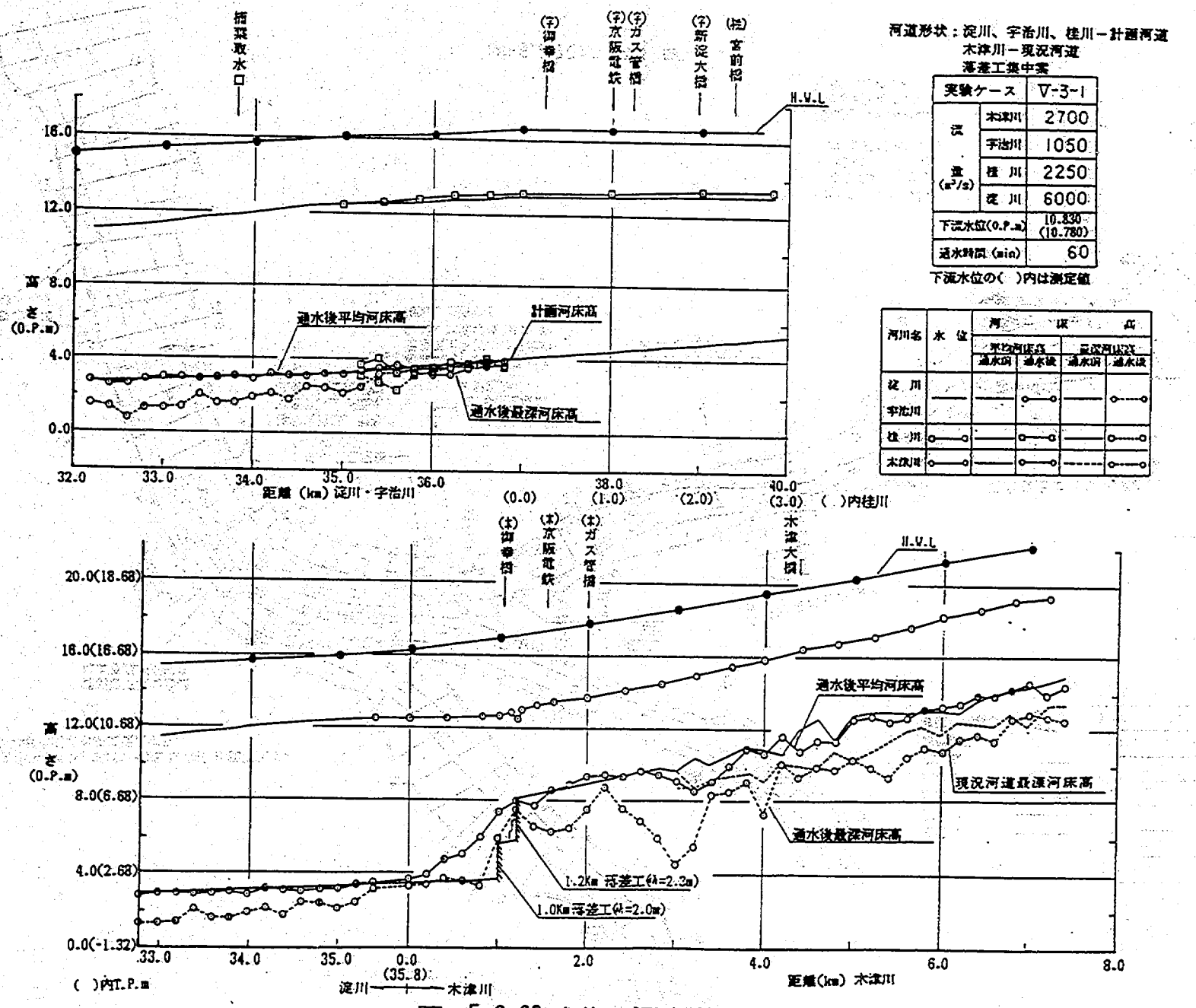
天端高；現況河床面に合わせた。

水制工は

天端高；低水路平均河床高+3.0m
縦断方向は河床勾配に合わせた。

根固工は

天端高；現況河床面に合わせた。



図－5.2.69 水位 - 河床縦断図

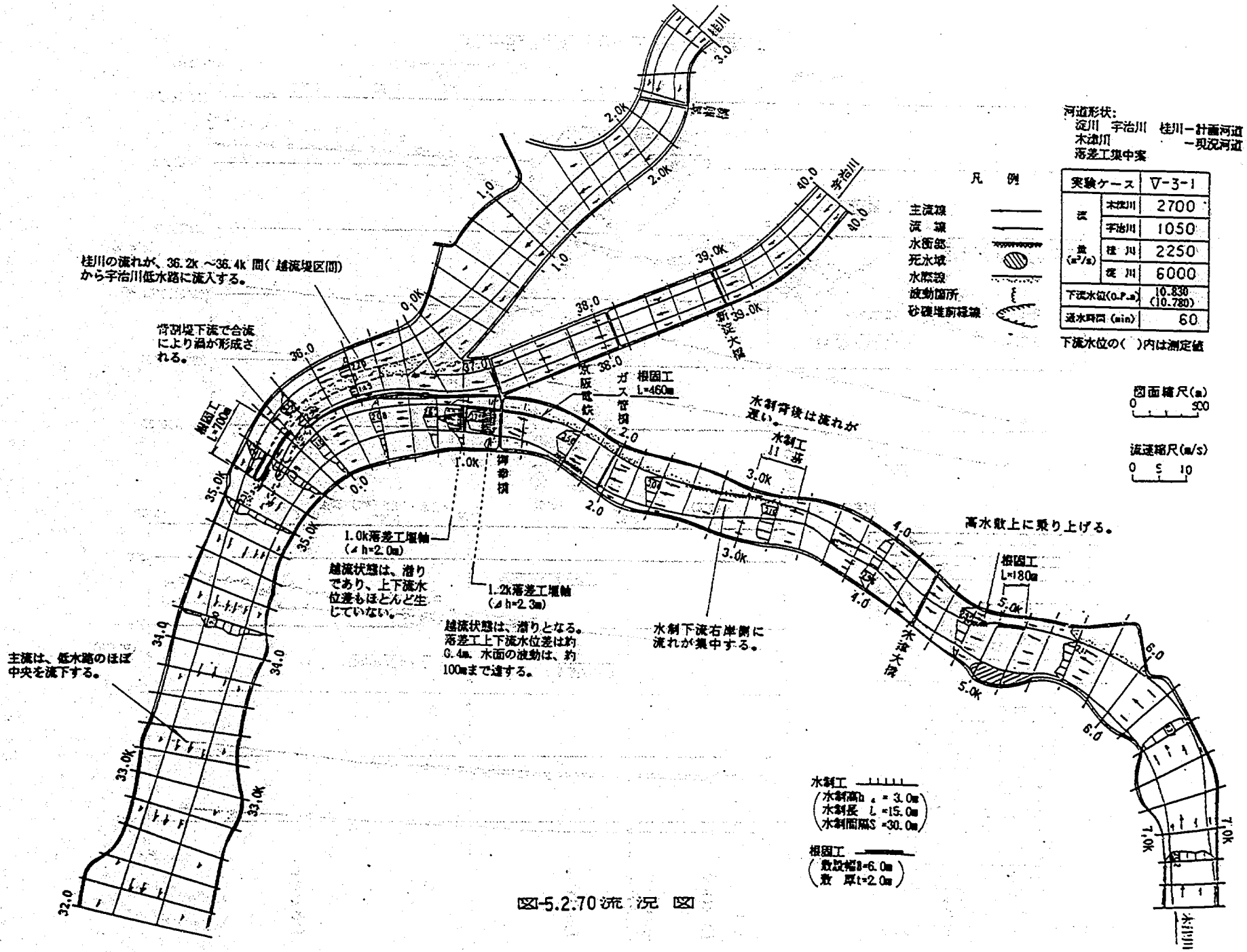
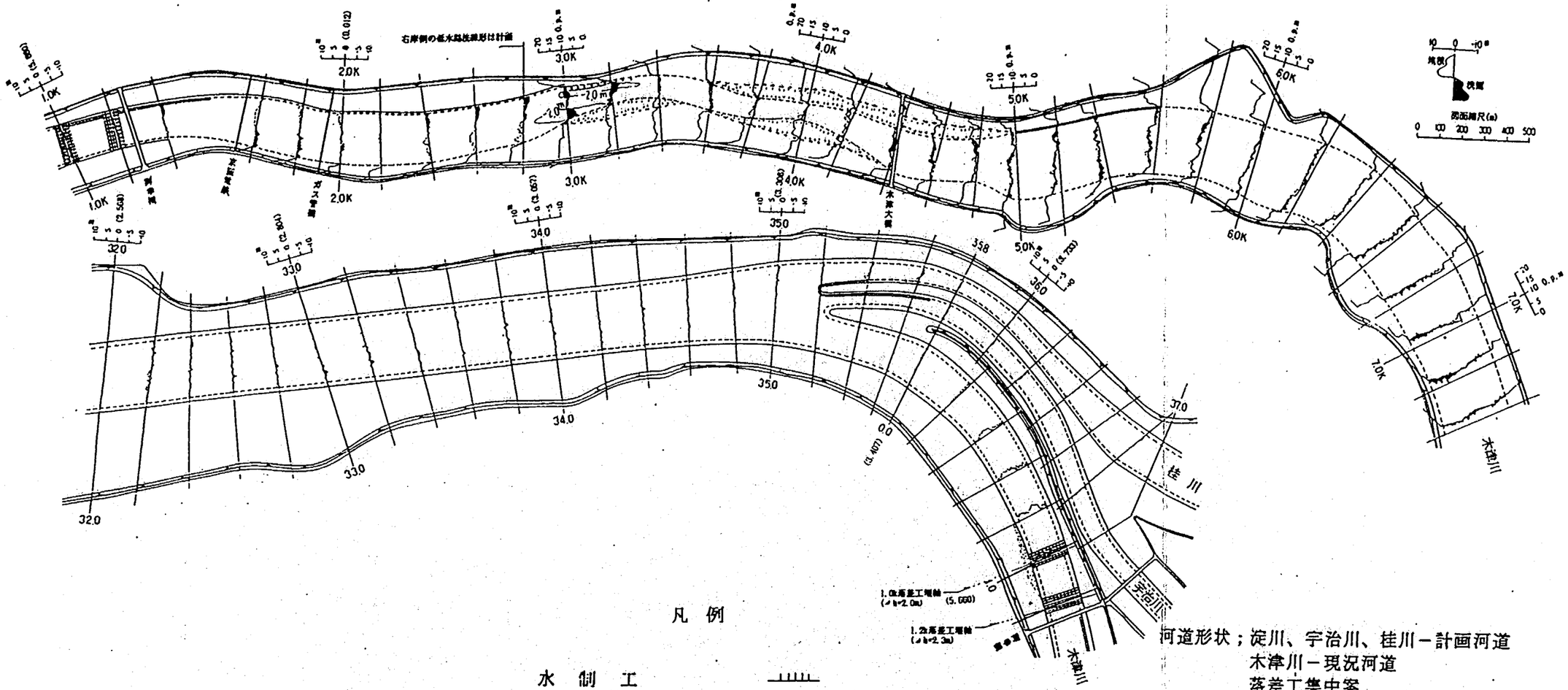

河道形状:
淀川 宇治川 桂川ー計画河道
木津川 ー現況河道
落差工集中案
凡 例
主流線
流 線
水面部
死水域
水際設
波動箇所
砂礫堆前縁線
実験ケース ▽-3-1
流量 (m³/s)
木津川 2700
宇治川 1050
桂 川 2250
淀 川 6000
下流水位(O.P.m) 10.830 (10.780)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m) 0 500
流速縮尺(m/s) 0 5 10
桂川の流れが、36.2k ～36.4k 間(越流堤区間)から宇治川低水路に流入する。
背割堤下流で合流により渦が形成される。
根固工 L=700m
根固工 L=460m
京阪電鉄
ガス管団
水制工 11 基
水制背後は流れが遅い。
御幸橋
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
越流状態は、潜りであり、上下流水位差もほとんど生じていない。
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
越流状態は、潜りとなる。落差工上下流水位差は約0.4m。水面の波動は、約100mまで達する。
水制下流右岸側に流れが集中する。
高水敷上に乗り上げる。
根固工 L=180m
主流は、低水路のほぼ中央を流下する。
木津大橋
新淀大橋
水制工
(水制高h ₛ = 3.0m
水制長 L =15.0m
水制間隔S =30.0m)
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)

図-5.2.70 流 況 図



凡 例

水 制 工

根 固 工

高水敷上の堆積傾向ケ所

2.0m 以上の洗掘領域 -2.0m

河道形状；淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

実験ケース		V-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2250
	淀 川	6000
下流水位(O.P.m)		10.830 (10.780)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値
各断面の( )内数値は
計画河床高(O.P.m)
T.P.m = O.P.m -1.32mである

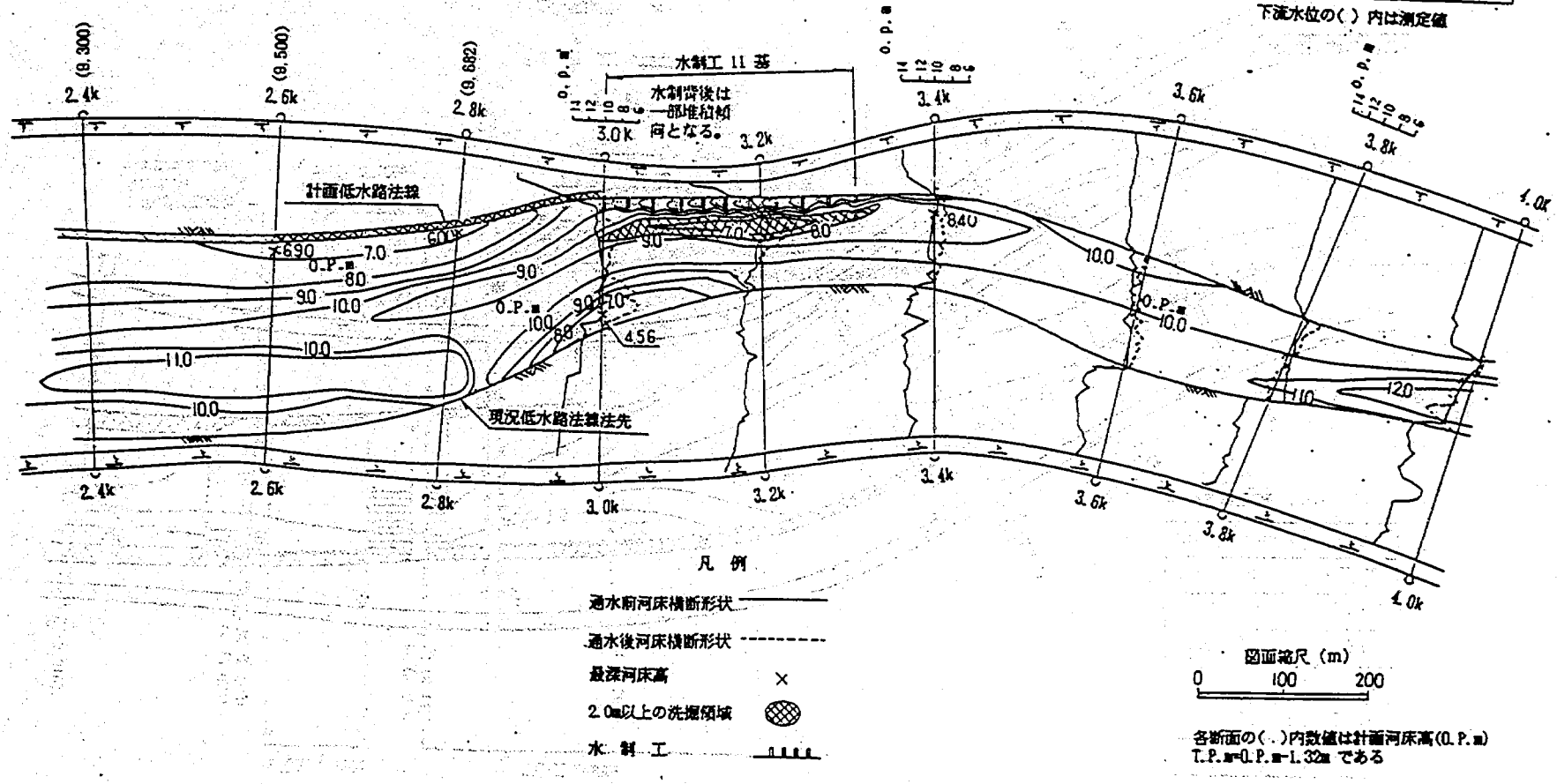
3.0kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)

図-5.2.7 河床変動平面図

河道形状：淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中実

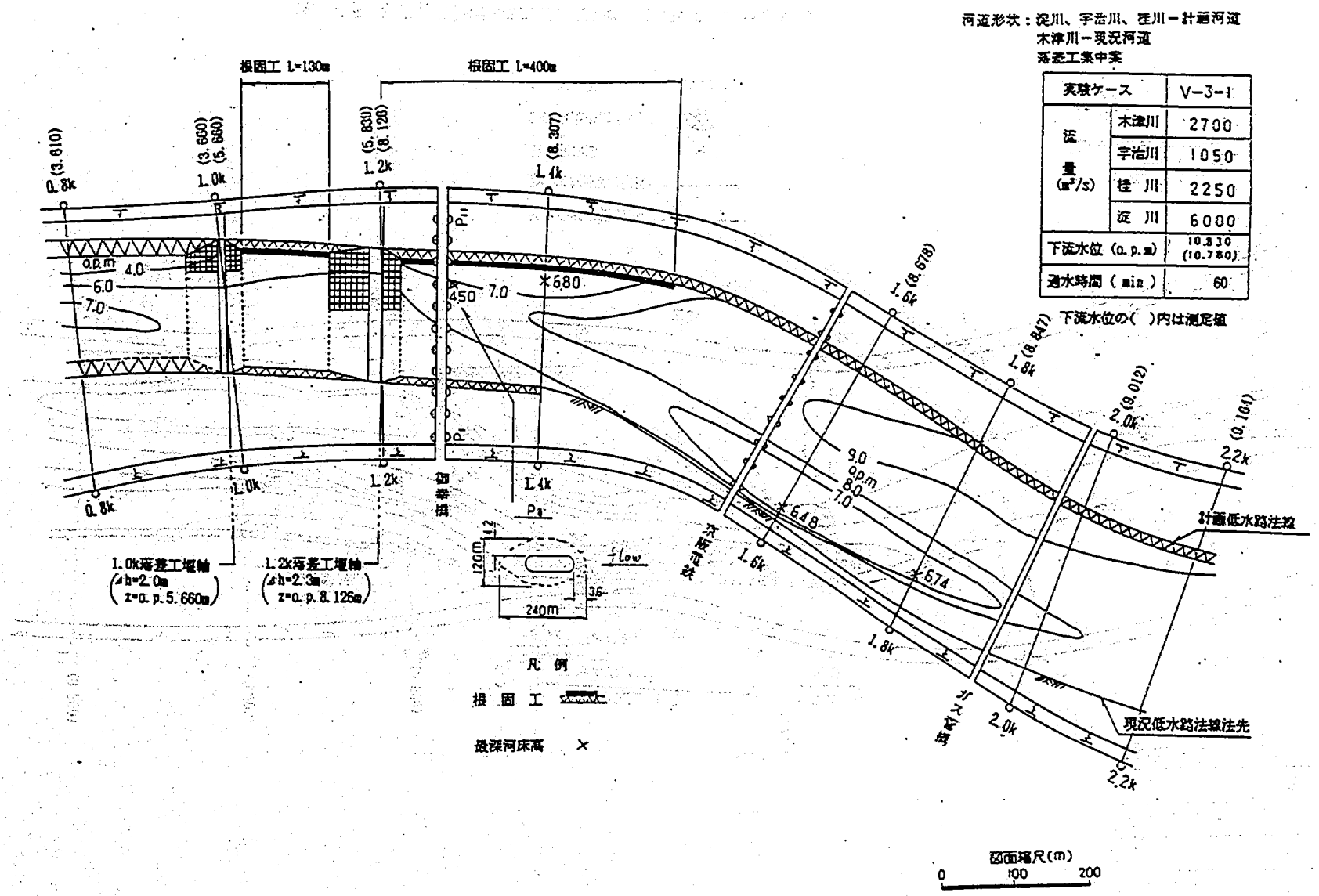
実験ケース		V-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂　川	2250
	淀　川	6000
下流水位(o.p.m)		10.830 (10.780)
通水時間(min)		60

下流水位の( ) 内は測定値

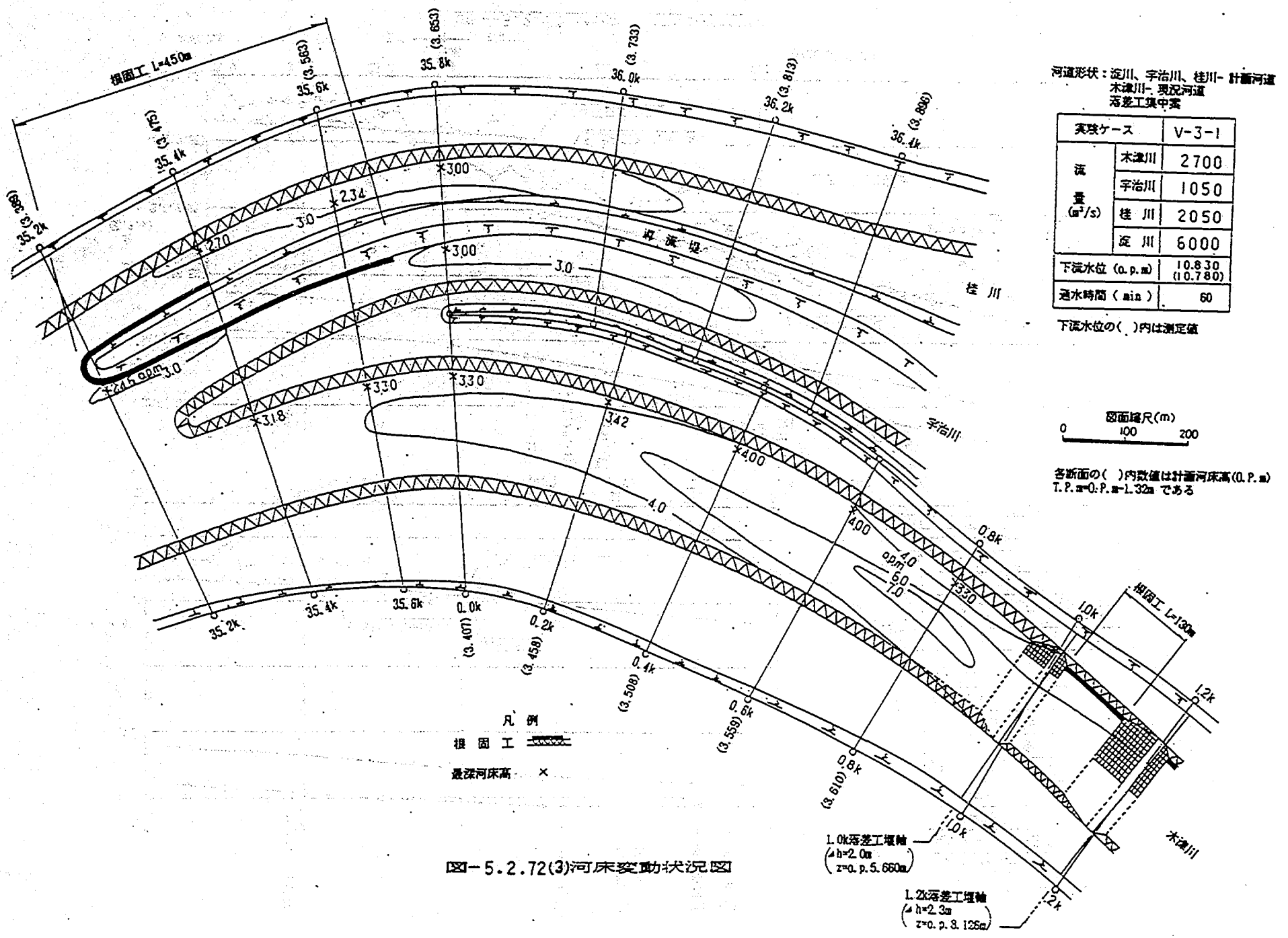


各断面の(.)内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図－5.2.72(1)対策工周辺の河床変動状況図



図－5.2.72(2)河床変動状況図



河道形状：淀川、宇治川、桂川- 計画河道
木津川- 現況河道
落差工集中実

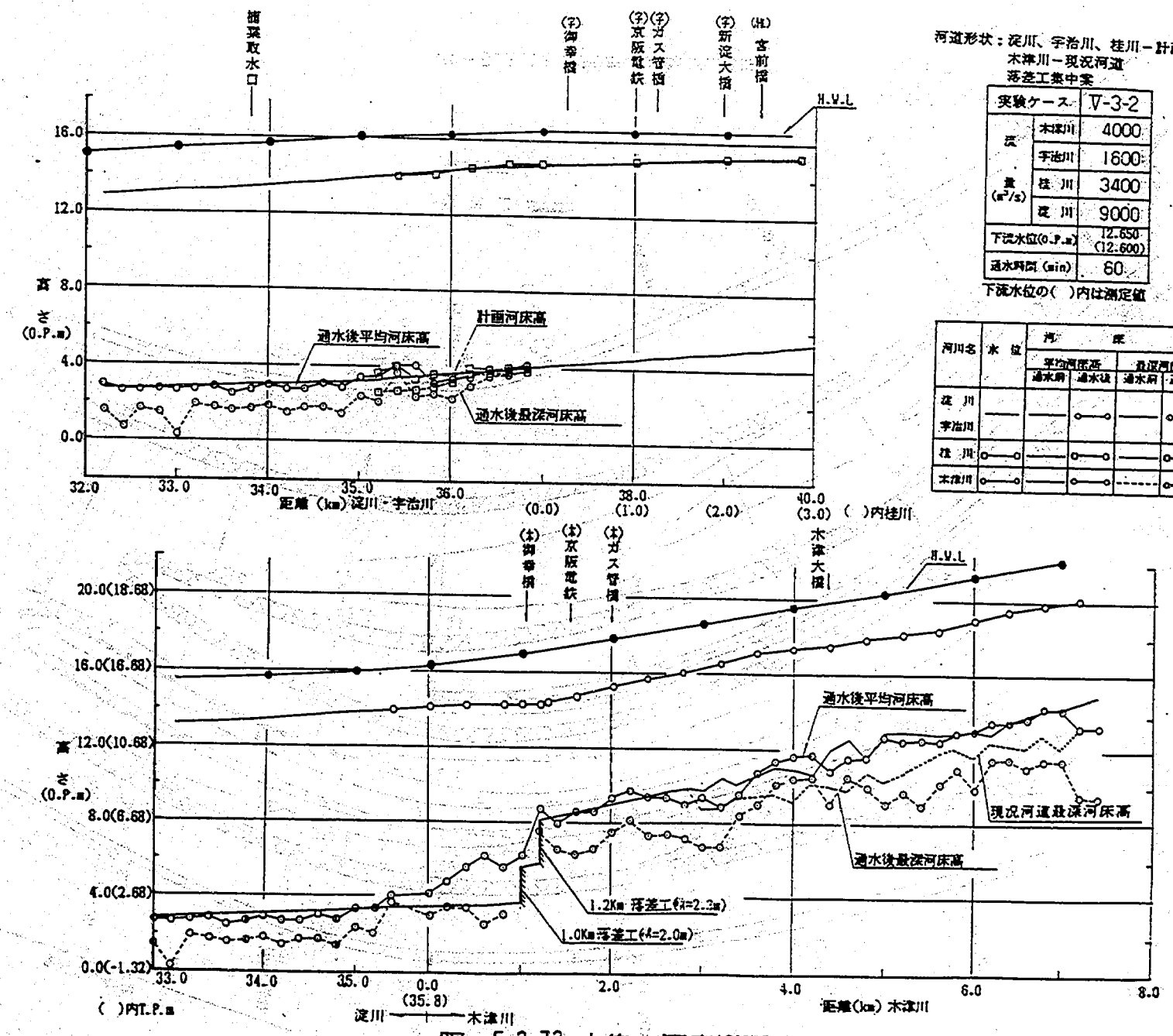
実験ケース		V-3-1
流量 (m^3/s)	木津川	2700
	宇治川	1050
	桂 川	2050
	淀 川	6000
下流水位 (o.p.m)		10.830 (10.780)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

図面縮尺(m)
0 100 200

各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図－5.2.72(3)河床変動状況図



河道形状：淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

実験ケース		V-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂川	3400
	淀川	9000
下流水位(O.P.m)		12.650 (12.600)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

河川名	水位	河床高			
		平均河床高		最深河床高	
		通水前	通水後	通水前	通水後
淀川 宇治川	——	——	—o—o—	——	-o-o-
桂川	o—o	——	—o—o—	——	-o-o-
木津川	o—o	——	—o—o—	------	-o-o-

図－5.2.73 水位・河床縦断図

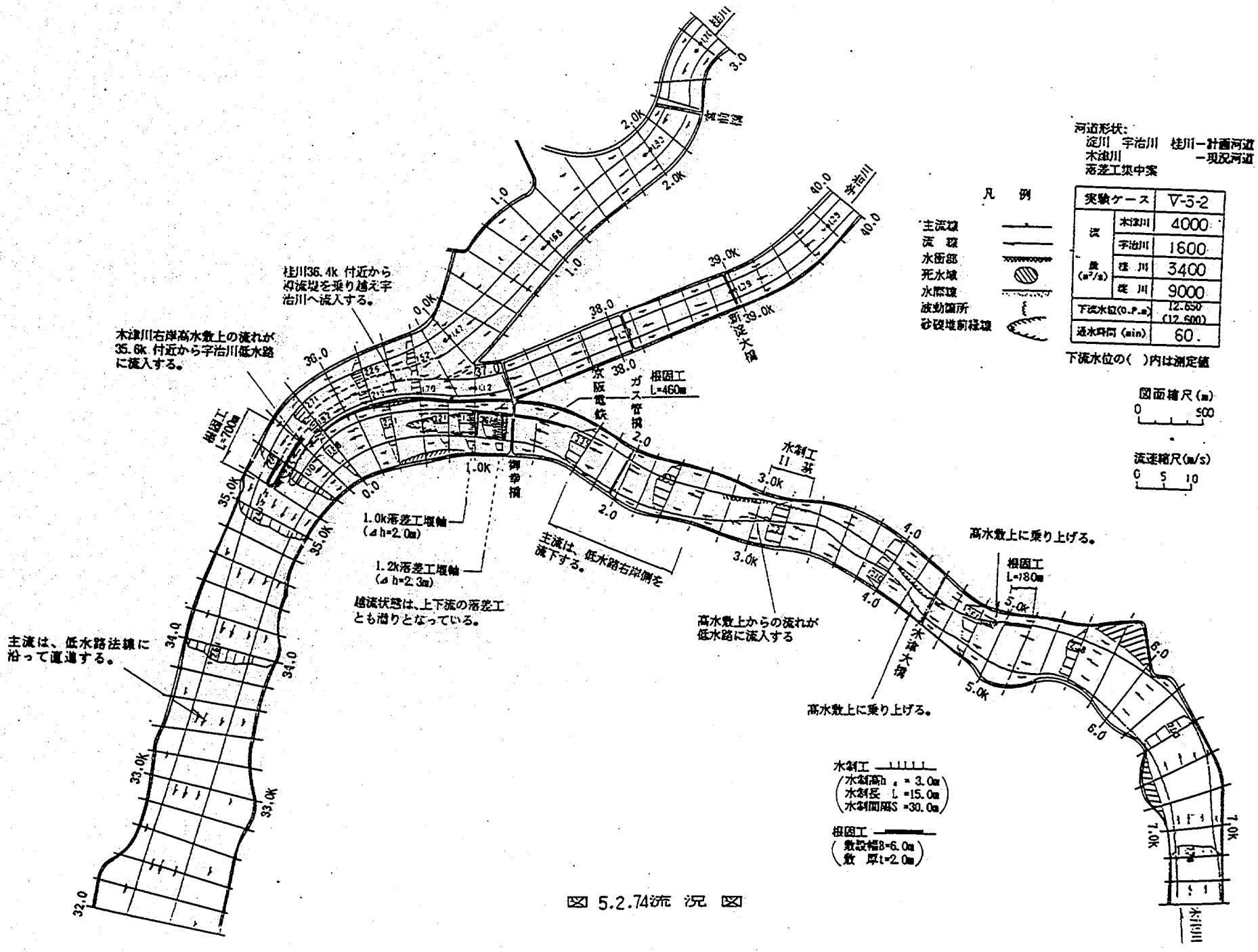
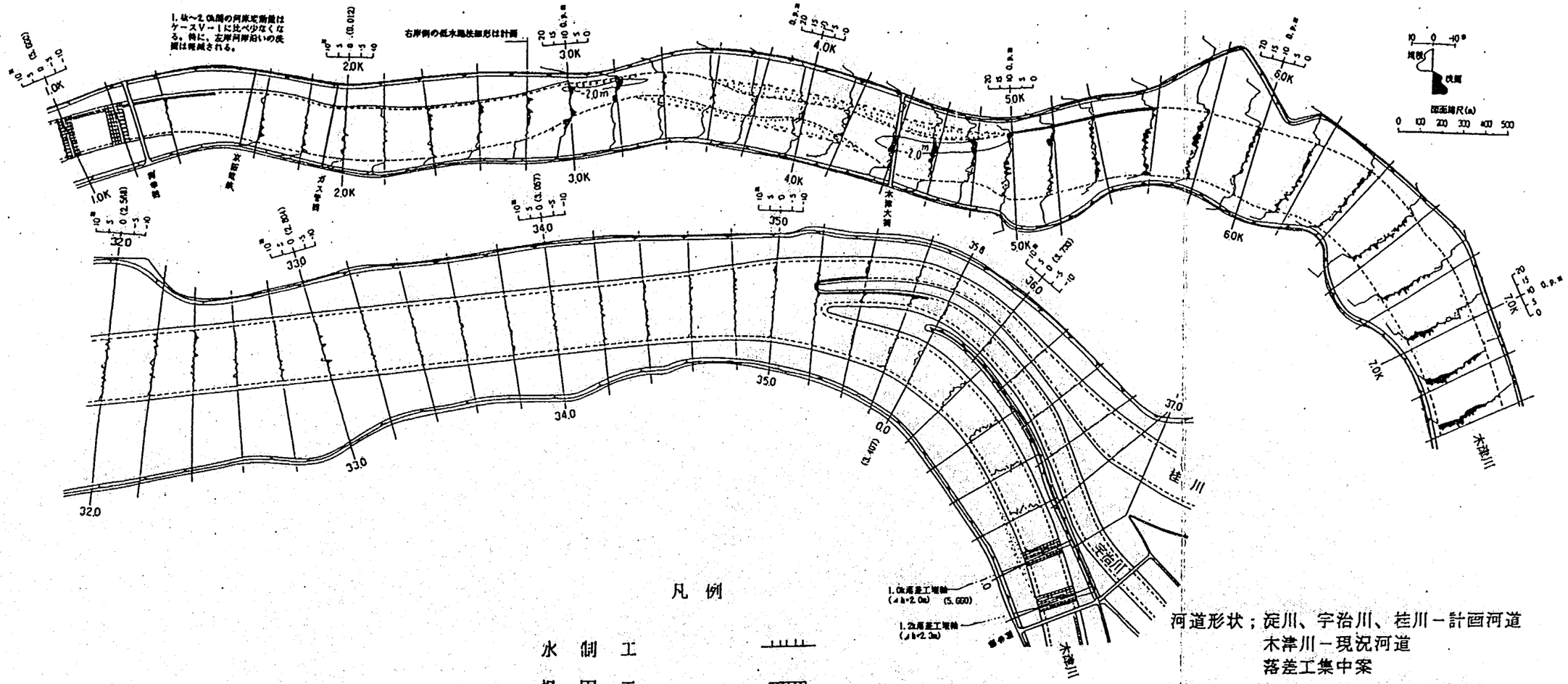

河道形状:
淀川 宇治川 桂川ー計画河道
木津川 ー現況河道
落差工集中案
凡 例
主流線
洗 掘
水衝部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
実験ケース V-3-2
流量(m³/s)
木津川 4000
宇治川 1600
桂 川 3400
淀 川 9000
下流水位(O.P.m) 12.650 (12.600)
通水時間 (min) 60.
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m) 0 500
流速縮尺(m/s) 0 5 10
桂川36.4k 付近から
沿流堤を乗り越え宇
治川へ流入する。
木津川右岸高水敷上の流れが
35.6k 付近から宇治川低水路
に流入する。
根固工
L=700m
根固工
L=460m
京阪電鉄
ガス管横
御幸橋
水制工
11 基
1.0k落差工堰軸
(⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸
(⊿h=2.3m)
越流状態は、上下流の落差工
とも潜りとなっている。
主流は、低水路右岸側を
流下する。
高水敷上からの流れが
低水路に流入する
高水敷上に乗り上げる。
高水敷上に乗り上げる。
根固工
L=180m
主流は、低水路法線に
沿って直進する。
水制工
(水制高h =3.0m
水制長 L =15.0m
水制間隔S =30.0m)
根固工
(敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m)
木津川

図 5.2.74流 況 図



凡 例

水 制 工

根 固 工

高水敷上の堆積傾向ケ所

2.0m 以上の洗掘領域 -2.0m

河道形状；淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

実験ケース		V-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂 川	3400
	淀 川	9000
下流水位(O.P.m)		12.650 (12.600)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値
各断面の( )内数値は
計画河床高(O.P.m)
T.P.m = O.P.m -1.32mである

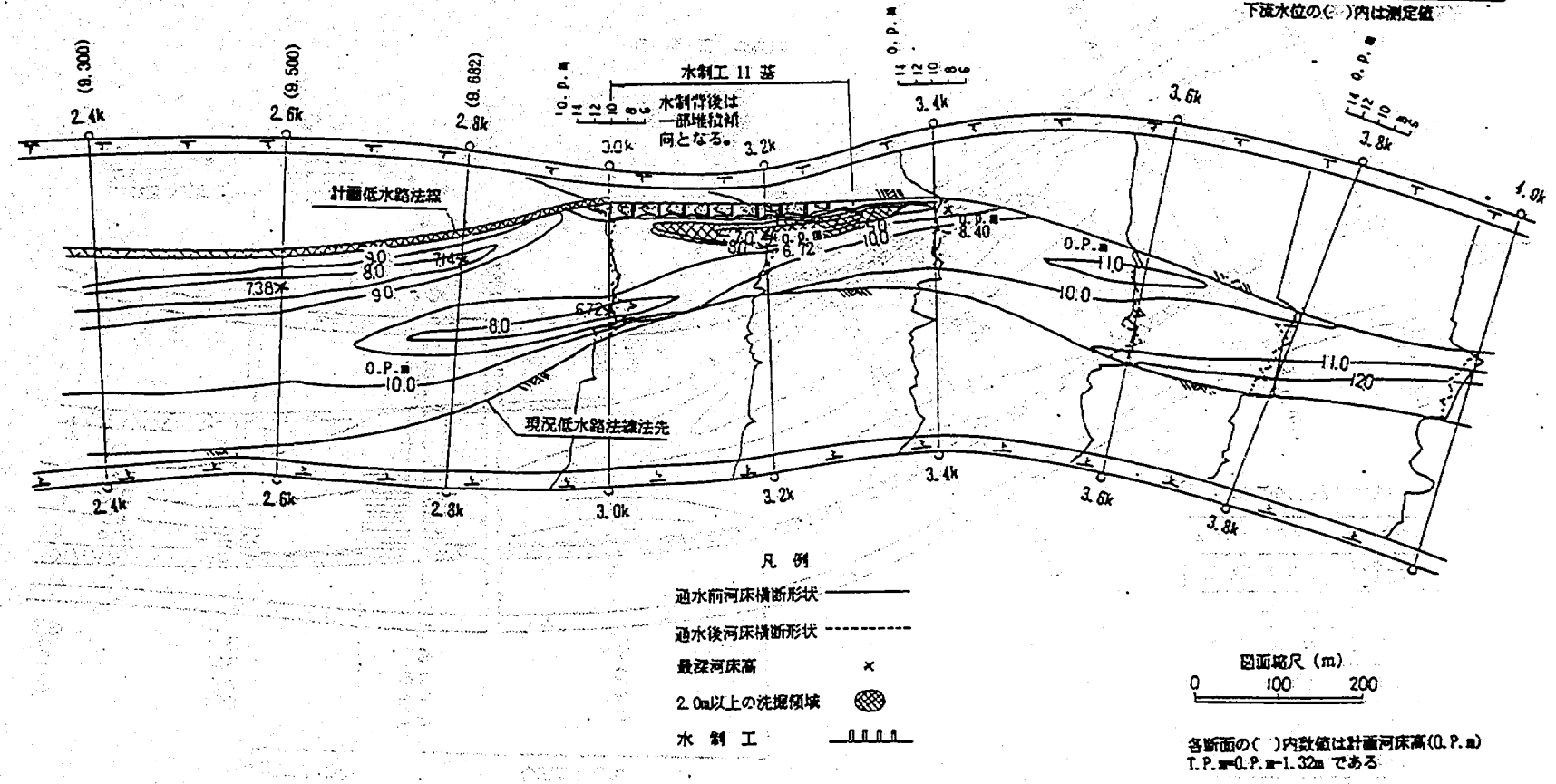
3.0kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)

図-5.2.75河床変動平面図

河道形状：淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

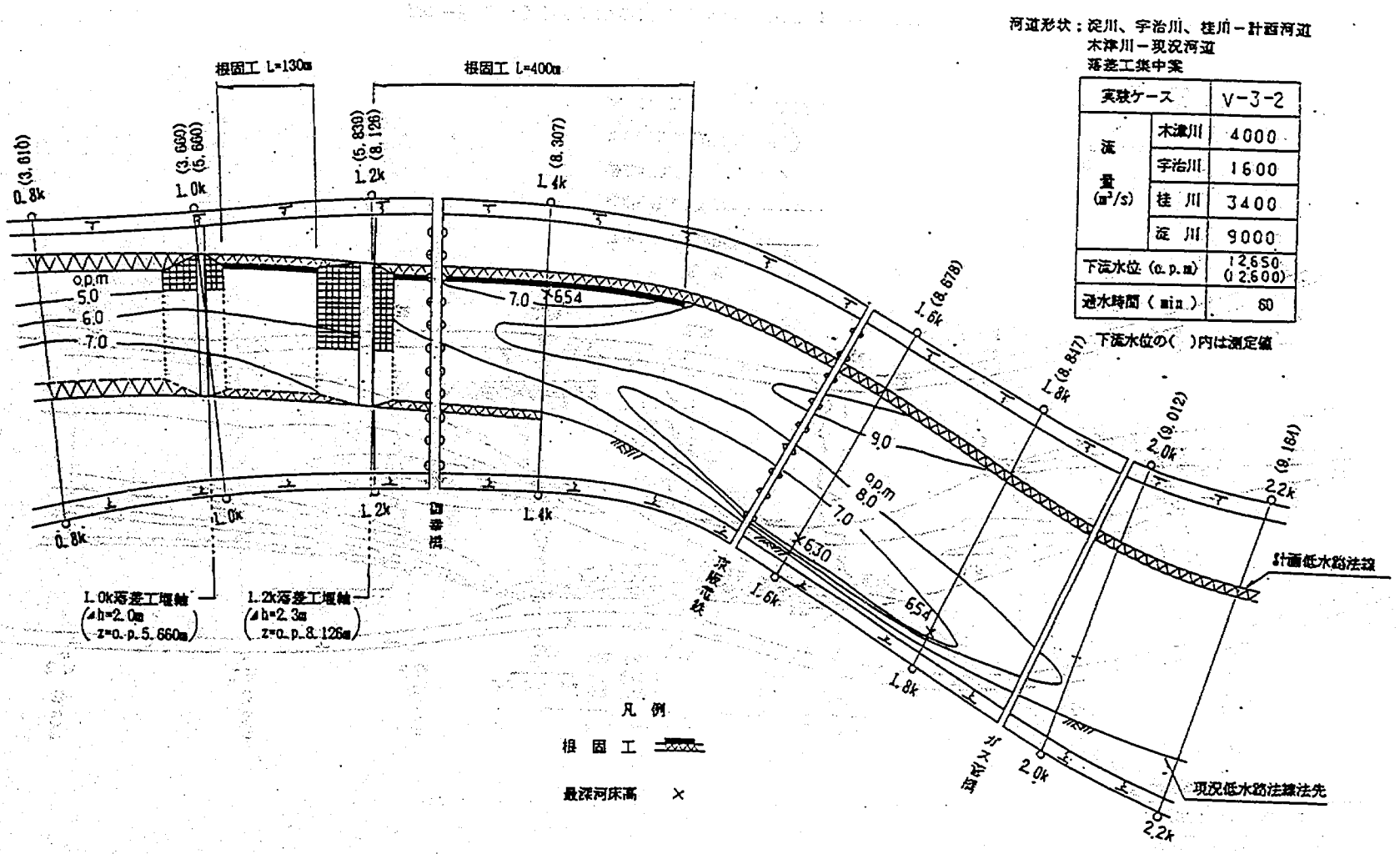
実験ケース		V-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂　川	3400
	淀　川	9000
下流水位(o.p.m)		12.650 (12.600)
通水時間(min)		60

下流水位の( )内は測定値

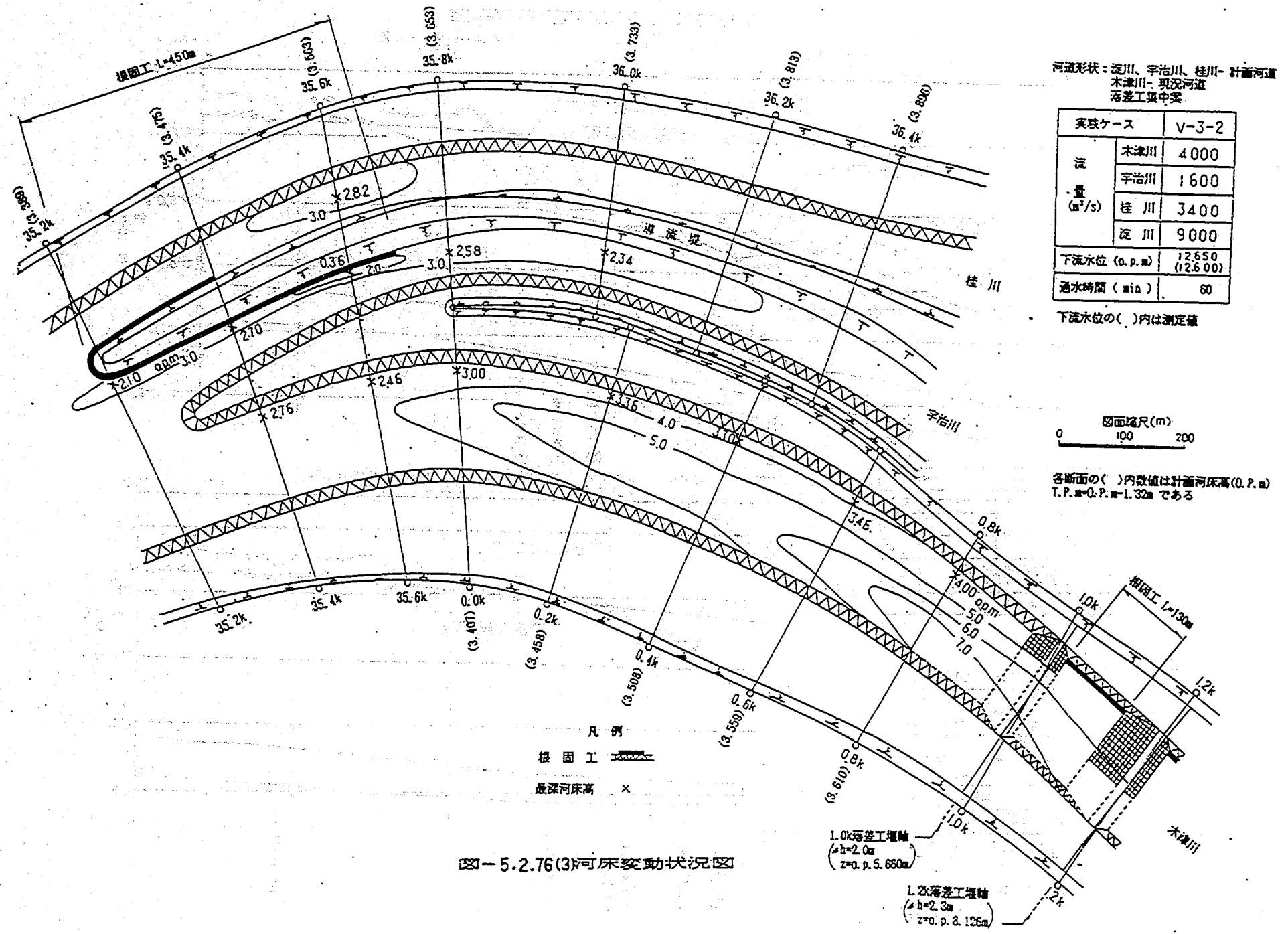


各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図－5.2.76(1)対策工周辺の河床変動状況図



図－5.2.76(2)河床変動状況図



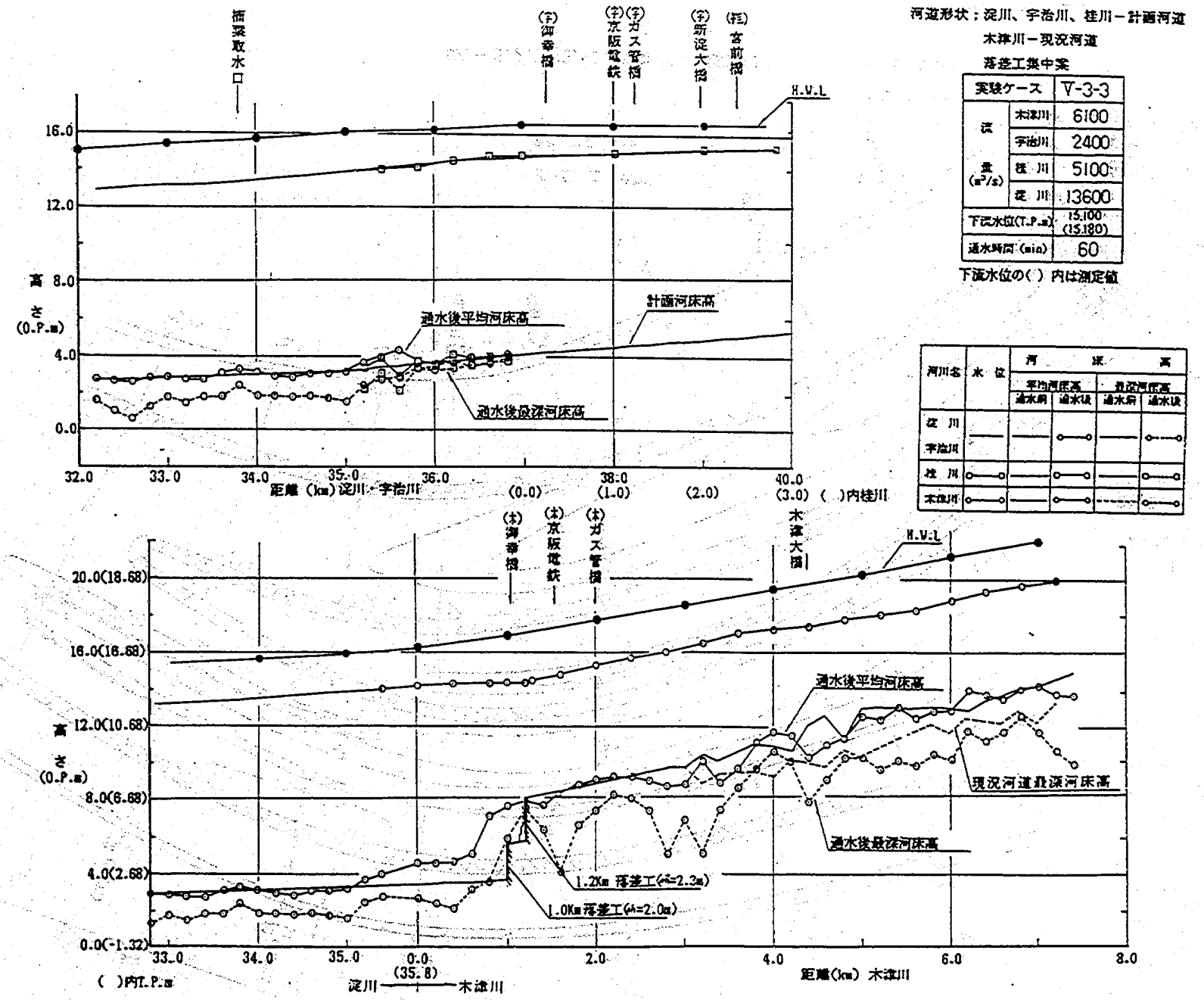
河道形状：淀川、宇治川、桂川- 計画河道
木津川- 現況河道
海蒸工集中案

実験ケース		V-3-2
流量 (m^3/s)	木津川	4000
	宇治川	1600
	桂川	3400
	淀川	9000
下流水位 (o.p.m)		12.650 (12.600)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図－5.2.76(3)河床変動状況図



図－5．2．77水位・河床縦断図

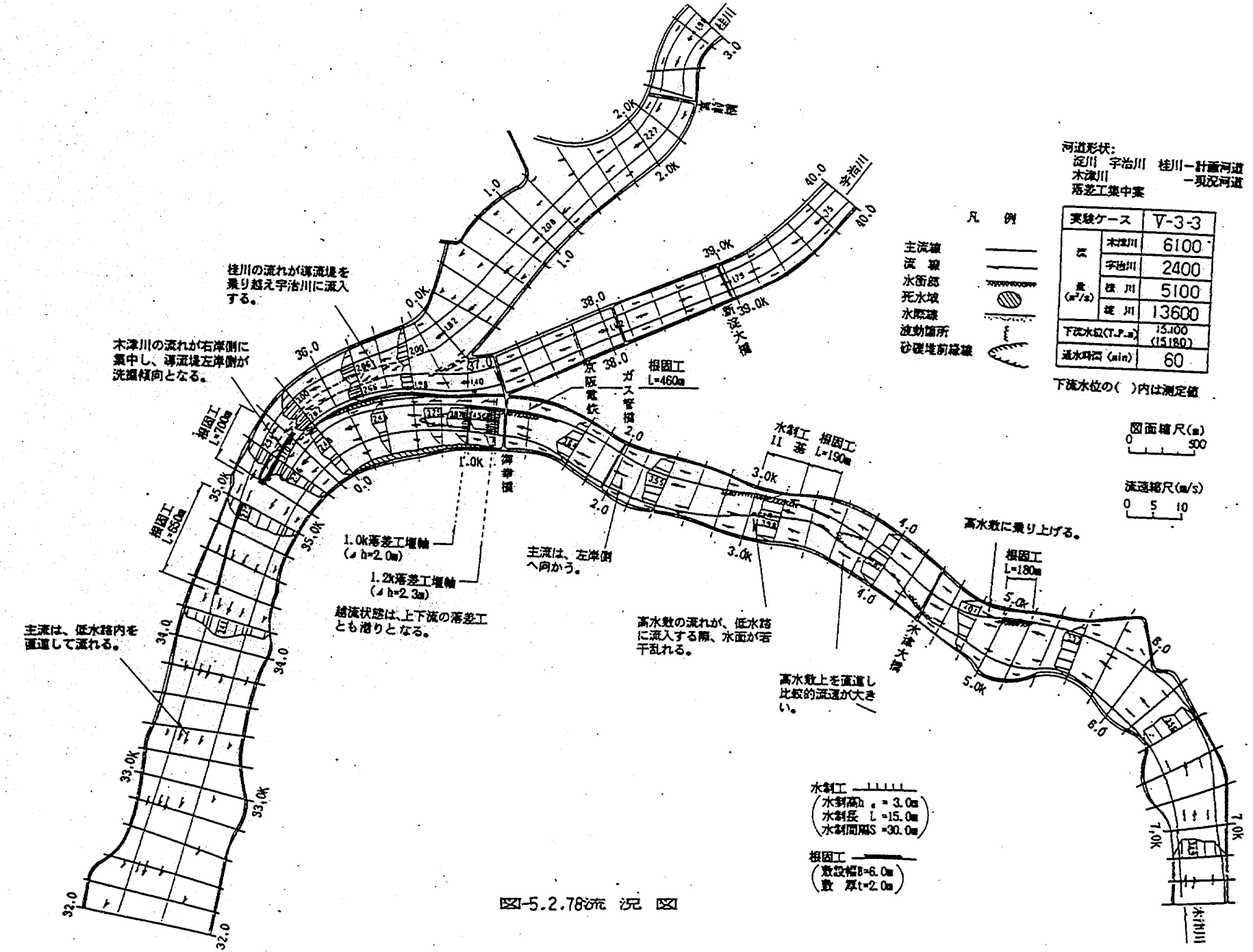
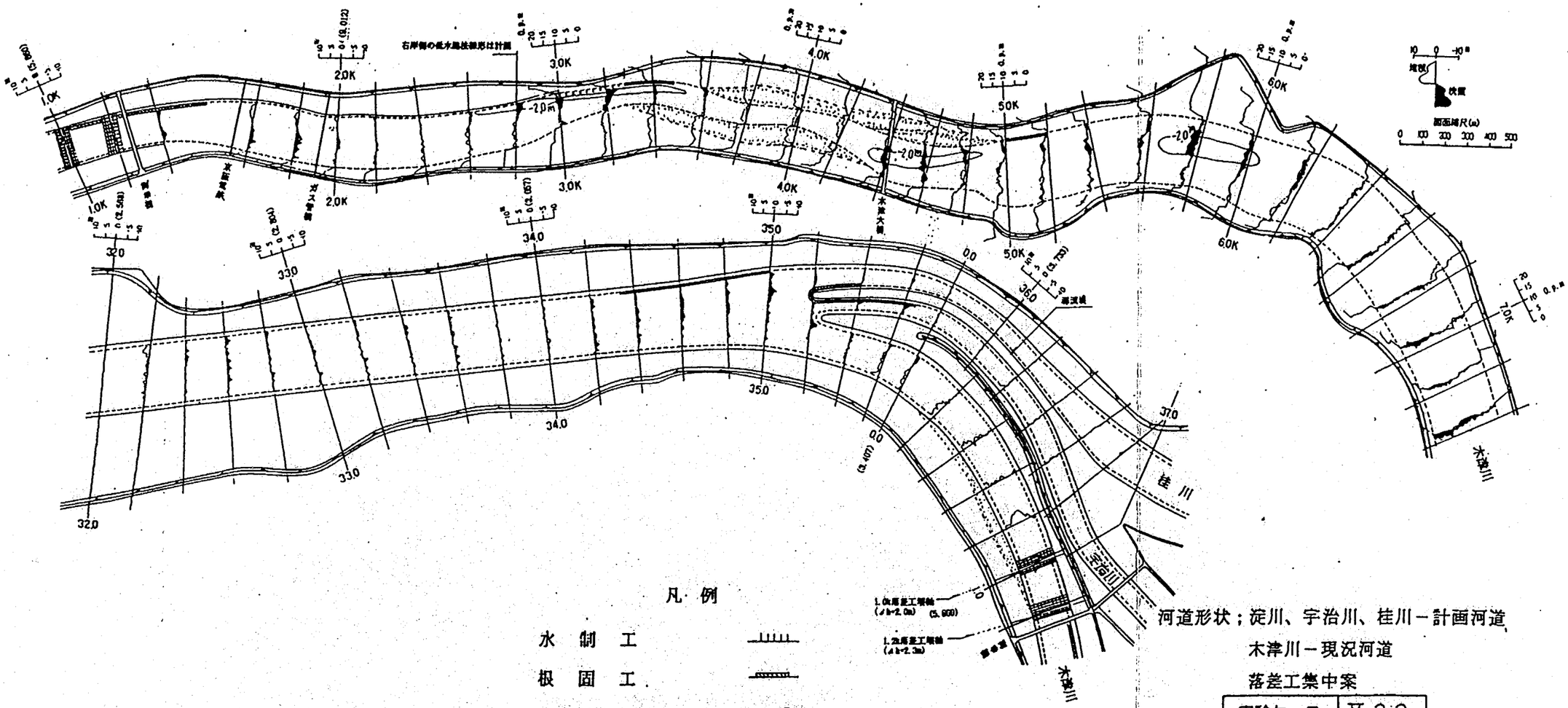

河道形状:
淀川 宇治川 桂川ー計画河道
木津川 ー現況河道
落差工集中案
凡 例
主流線
流 線
水衝部
死水域
水際線
波動箇所
砂礫堆前縁線
実験ケース V-3-3
流量(m³/s)
木津川 6100
宇治川 2400
桂 川 5100
淀 川 13600
下流水位(T.P.m) 15.100 (15.180)
通水時間 (min) 60
下流水位の( )内は測定値
図面縮尺(m) 0 500
流速縮尺(m/s) 0 5 10
桂川の流れが導流堤を乗り越え宇治川に流入する。
木津川の流れが右岸側に集中し、導流堤左岸側が洗掘傾向となる。
根固工 L=700m
根固工 L=550m
根固工 L=460m
根固工 L=190m
根固工 L=180m
水制工 II 基
京阪電鉄
ガス管橋
新淀大橋
木津大橋
1.0k落差工堰軸 (⊿h=2.0m)
1.2k落差工堰軸 (⊿h=2.3m)
越流状態は、上下流の落差工とも潜りとなる。
主流は、左岸側へ向かう。
主流は、低水路内を直進して流れる。
高水敷の流れが、低水路に流入する際、水面が若干乱れる。
高水敷上を直進し比較的流速が大きい。
高水敷に乗り上げる。
水制工
水制高h =3.0m
水制長 L =15.0m
水制間隔S =30.0m
根固工
敷設幅B=6.0m
敷 厚t=2.0m
桂川
宇治川
木津川

図-5.2.78流 況 図



実験ケース		V-3-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位(O.P.m)		15.100 (15.180)
通水時間 (min)		60

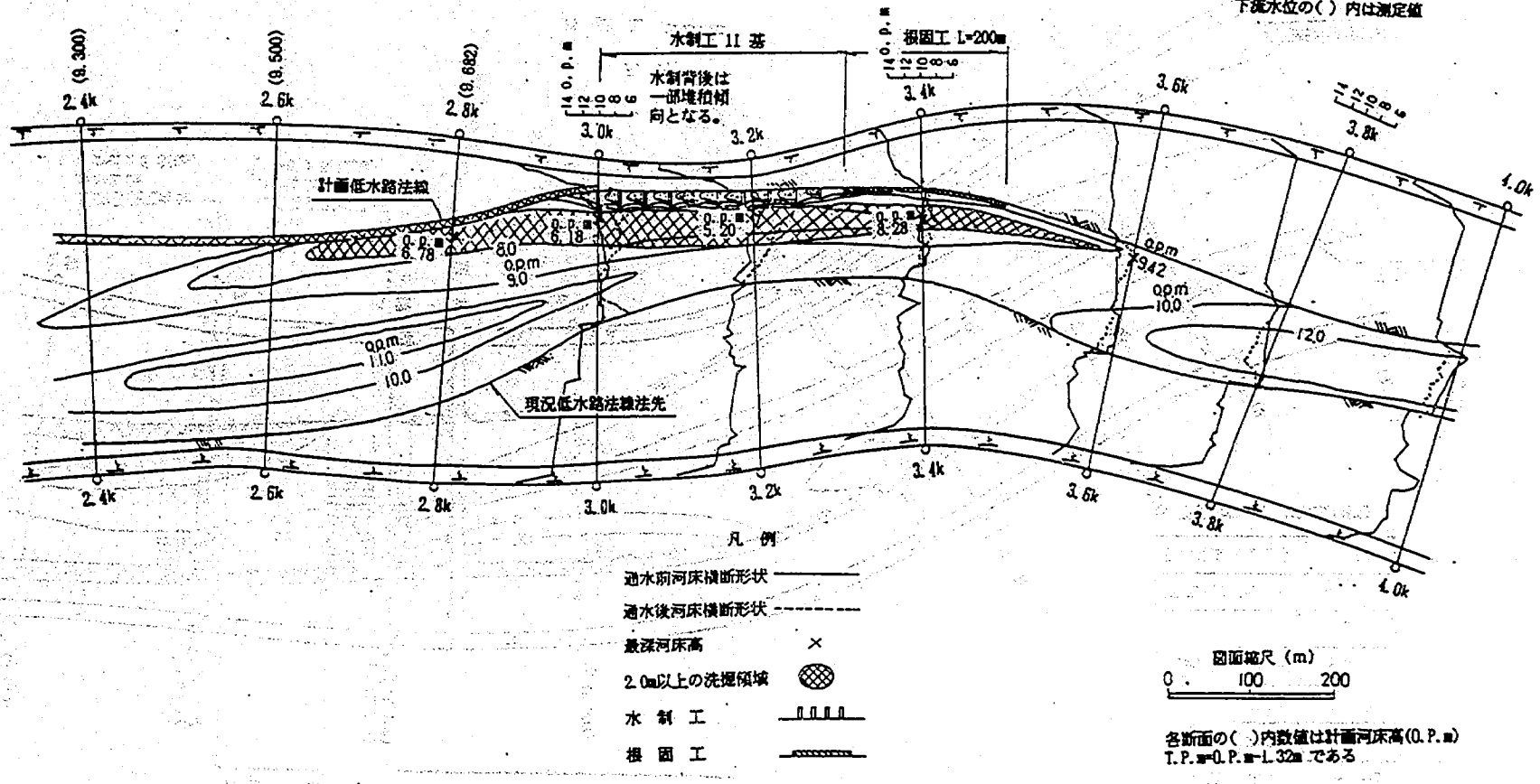
下流水位の( )内は測定値
各断面の( )内数値は
計画河床高(O.P.m)
T.P.m = O.P.m -1.32mである
3.0kより上流断面は、横断図の
基準標高(o.p.10.00m)

図-5.2.79河床変動平面図

河道形状：淀川、宇治川、桂川－計画河道
木津川－現況河道
落差工集中案

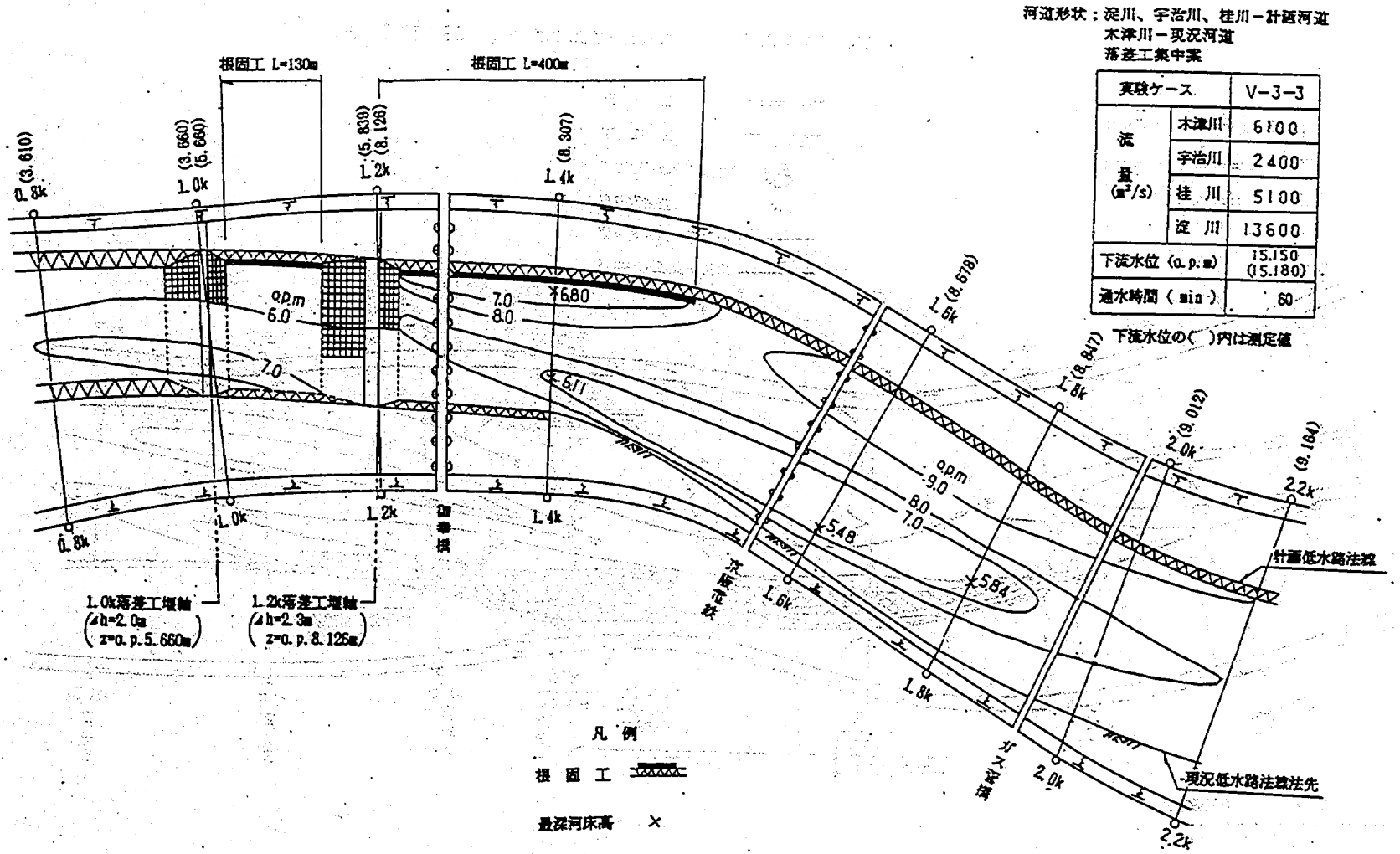
実験ケース		V-3-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂 川	5100
	淀 川	13600
下流水位(o.p.m)		15.150 (15.180)
通水時間(min)		60

下流水位の( ) 内は測定値

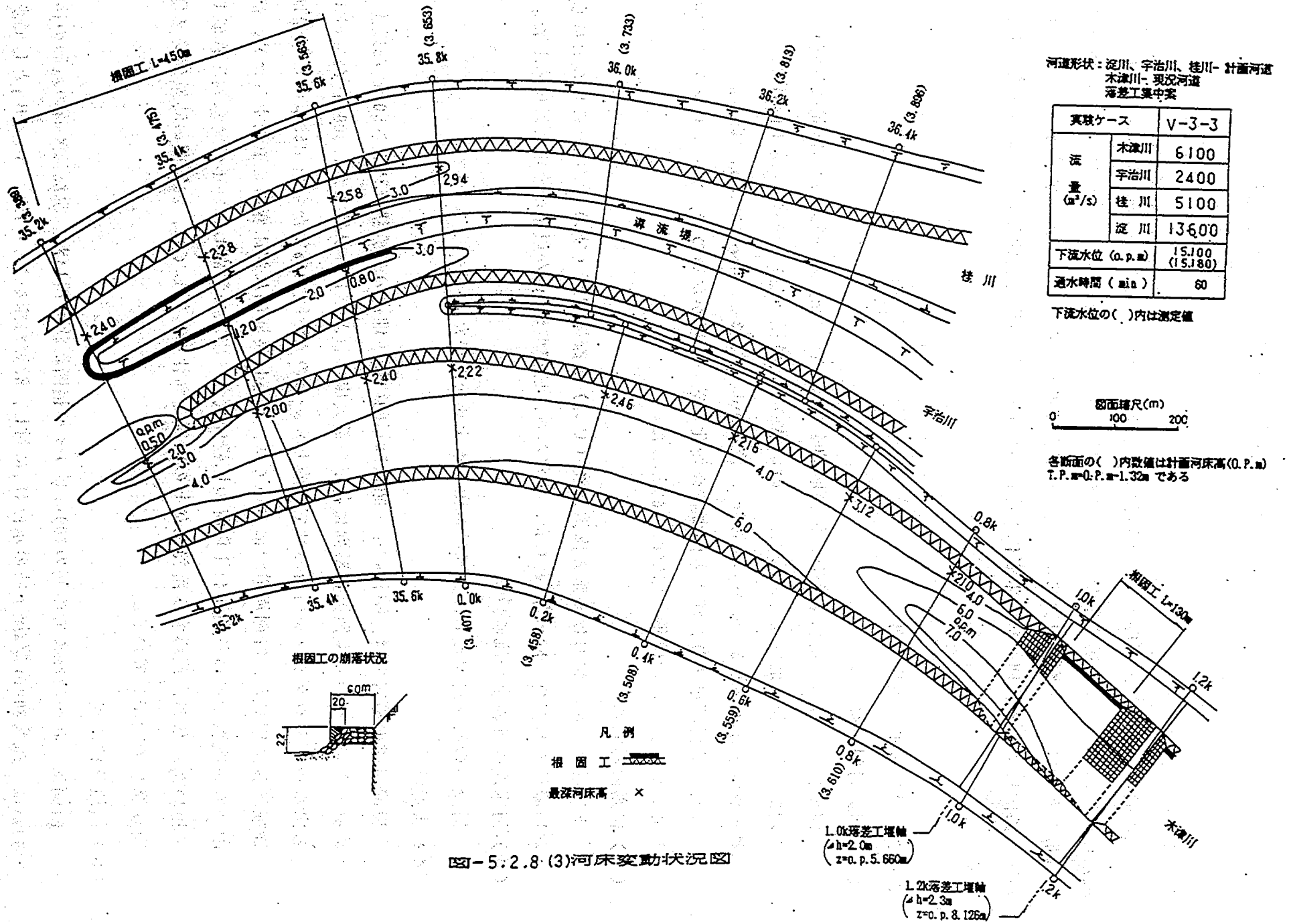


各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図－5.2.80 (1)対策工周辺の河床変動状況図



図－5.2.80(2)河床変動状況図



河道形状：淀川、宇治川、桂川- 計画河道
木津川- 現況河道
落差工集中案

実験ケース		V-3-3
流量 (m^3/s)	木津川	6100
	宇治川	2400
	桂川	5100
	淀川	13600
下流水位 (o.p.m)		15.100 (15.180)
通水時間 (min)		60

下流水位の( )内は測定値

図面縮尺(m)
0 100 200

各断面の( )内数値は計画河床高(O.P.m)
T.P.m=O.P.m-1.32m である

図-5.2.8(3)河床変動状況図

第６章 川床の長期的変化に関する検討

６－１．概要

模型実験は，ある河道区間の水理的検討や現象把握に際して非常に有効である。しかし，河道全体の長期的な河床変動を予測し，将来の河床の安定性等を検討するような場合，現地資料の解析とともに，河床変動計算による検討が必要である。ここでは淀川工事事務所が実施した河床変動解析による長期的な河床変化予測についての検討結果を要約して以下に述べることとする。

６－２．計算モデル設定条件

（１）河床材料粒径について

河床材料粒径の分析結果より，河道区間を０km～25.0km，25.0km～37.0km間に分割し，平均的な代表粒度曲線を作成した。この結果の平均粒径（d_m），90%粒径（d_{90}）は，それぞれ前者が$d_m=3.87$mm，$d_{90}=7.5$mm，後者が$d_m=9.83$mm，$d_{90}=20.0$mmである。

なお，分析結果より，深さ方向の粒径変化は顕著な差がないので，アーマリングは考慮していない。また砂粒子の比重は2.65とした。

（２）移動限界流量

平均粒径（d_m）における限界摩擦速度（U_{*c}）と摩擦速度（U_*）より$U_*<U_{*c}$とならない流量として$Q=50 m^3/s$とした。すなわち，日流量$50 m^3/s$以上の流量を対象とした。

（３）河床変動計算上の流砂量式

掃流砂のみを対象とし，公式は芦田・道上式を用いた。

（４）流量条件

現況河道の検討では，昭和49年～昭和58年間の加茂地点の日流量資料より$50 m^3/s$以上のデータに基づいた長期流量系列に各年の最大出水およびピーク流量が$1,300 m^3/s$を超える出水ハイドログラフを組合わせて作成した。このうち昭和55年から昭和58年の４年間は検証計算に用いた。計画河道時においては，さらに長期的な河床変動を予測するため，高山ダム完成後すなわち昭和44年以降の比較的大きな出水を考慮した20年の時系列を作成して用いた。なお，後述する落差工なしの河床変動計算に対しては，20年間の時系列を２回繰り返して実施している。

（５）河道条件，

断面は，０～37kmまでの間の200mピッチの横断形状を用いた。現況河道時の流砂の移動幅は，流量$300 m^3/s$流下時の水位H_1に対し，計算河床を$Z_1=H_1-A_1/B_1$として求めたものと，レジーム則$B_2=7\sqrt{Q}$とを比較し，B_1，B_2のうち小さい方を採用した。

いっぽう，計画河道においては，落差工上流から27.0km間を図－6.2.1に示す断面とし，勾配を1/1,200とした。27.0kmより上流河道は，川幅も狭く，山地河道の様相を呈することから現況河道とした。この計画河道時における流砂の移動幅は，先の図－6.2.1に示した低水路全幅とし，レジーム則は考慮に入れなかった。

6－3．河床の長期的変動状況

6－3－1　現況河道の河床変動予測

現況河道時においては，まず昭和54年の河床を初期条件とし，昭和54年～58年の4年間流量時系列を与えて，昭和58年までの4年間の河床変動計算を行ない，同年の測量結果と比較した。その結果が図－6.3.1である。同図より現地の河床変動量とともに計算値の河床変動も非常に少ない。3～5km，15～20kmの区間で若干の相違はあるものの，全体的に非常に緩やかな河床低下傾向はほぼ再現しているものと考えられる。次に昭和60年の現況河床を初期河床とし，前述した10年間の流量時系列を与え，10年後の河床変動状況を予測したものが図－6.3.2である。局所的に河床が低下あるいは堆積している区間は，平滑化が進み，河床勾配がほぼ一定の傾向となる。なお，現況河道の経年的な河床高変化は，土砂採取を禁止した昭和45年以降において，河床低下傾向がかなり鈍化しほぼ安定している。このようなことからも将来の河床変動は，あまり大きくはないものと判断される

6－3－2　落差工を設置した場合の河床変動予測

（1）大出水時における短期的な河床変動

ここでは水理模型実験と同一流量条件による河床変動状況について検討した。河道は，落差工分散案とし，流量6,100m^3/sおよび2,700m^3/sについて実施した。このうち6,100m^3/sについては，流砂量として芦田・道上式のほかにBrown式による検討も行った。計算は模型実験と同様に定流状態とし，その洪水が現地で10時間継続した場合の河床変動を調べた。この結果を図示したのが図－6.3.3，6.3.4である。これによると模型実験結果と同じように落差工上流側河道が河床低下傾向となり，その洗掘土砂が落差工間および落差工下流に堆積する。ただし，河床変動量は，模型実験結果の方が大きい。これは，模型実験1時間（模型値）の通水であり，第3章の相似則で述べたように，これを現地時間に換算すると約25.6～33時間に相当する。したがって，このような継続時間の違いもあり，また計算値は動的平衡の安定した状態とはまだなっていないとも考えられる。

（2）落差工集中案の長期的な河床変動

淀川の河道改修が三川合流部まで行なわれた場合，木津川の現河床と淀川の計画河床との差が合流点付近において約4.3m生じる。このため，このまま放置すれば，当然河床は

低下し，その土砂が下流の淀川本川へ流入することとなり，淀川の河道維持のうえからも問題が残る。したがって，木津川においても何らかの対策を講じる必要があり，その一つとして落差工案が考えられている。ここでは落差工を1.0kmと1.2km地点に設置する集中案について，今後の河床変化状況を検討することにした。なお，木津川の現況河道は，完全な複断面形状となっていないが，今回の検討では，計画河道のうち低水路は先の図－6.2.1に示すような低水路天端幅を180mとし，その法勾配を1：2.5および深さ4.5mとし，高水敷幅は現況のままとした。図－6.2.1の断面形は，高山ダム完成後の出水記録より，確率評価すると約1/3程度の流量を低水路で流下出来る。よってこの断面形状を基本とし，計画河道断面を0.0km～27.0km間に適用し，それよりも上流37.0kmまでは，山地河川の様相を呈していることから現況河道とした。また，河床勾配は，平成元年3月実施の木津川計画河道検討結果より1/1,200とした。このような計画河道に対して，今後20年間の河床変動を計算した結果が，図－6.3.5，6.3.6である。さらに図－6.3.7は，主要な地点の河床変化量の経年変化を示したものである。これによると，計画断面として整備した区間は河床低下傾向となり，上流部は堆積傾向を示している。落差工直上流付近が河床低下となり，それが原因で上流も低下傾向になるものと思われる。したがって，落差工を設置しても河床低下を確実に防止することは困難と考えられる。なお，実験結果において述べたように，計画では複断面河道となり，B／Hが小さくなることから河床形態が変化し，完全な交互砂州の発生領域になると考えられる。このような場合とくに局所洗掘が増大し，河床変化も計算結果より大きくなることも考えられるのでそれらの配慮も必要となろう。

（3）落差工なしの場合の河床変動予測

淀川の河道改修が完了し，木津川に落差工等を設けない場合の木津川の河床変動解析を行なった。図－6.3.8，6.3.9は，落差工設置時の計画河床を初期河床とし（すなわち，約4.3mの河床差あり），落差工を設けず，かつ淀川の合流点の河床を計画河床高（ＴＰ＋2.087m）として，10年～40年後の河床変動を計算した結果を図示したものである。また，図－6.3.10は，これらの結果のうち主要な地点について，河床変化高を初期河床（0年）を基準とし，経年変化を見たものでる。同図より5.0km地点の20年後には河床が約1.3m低くなり，40年後にはそれよりも低下量は鈍り，約50cm程度であるが，まだ安定河道とはいえない。また，15km付近では，各10年間でほゞ一定の低下傾向を示し，40年間で約60cm低下する。25kmより上流は一時的に上昇するが，それ以降の変化は少ない。この25kmより上流においては，合流点付近の落差工による河床の影響を受けない区間をみることができる。25km地点より下流部において，河床は低下傾向を示しているが，今回の解析では，初期河床を計画河道の河床高としたもので，下流の淀川合流点付近では堆積するので，河床低下は鈍る傾向となっている。したがって，まだ縦断的には凸な形状を示し，安定河道となっ

ていないようである。このようなことから，もし落差工を設置せず木津川の河道を掘削するものとすると，掘削区間は27km付近までとなる。0km～27kmまでの想定安定勾配は約1/1,000となると予想される。現況の木津川が若干天井川の形態を呈していることから，河床を掘削し，水位を下げることは，出水時の対応としては良いが，掘削量がかなり多い。

6－4．検討結果のまとめ

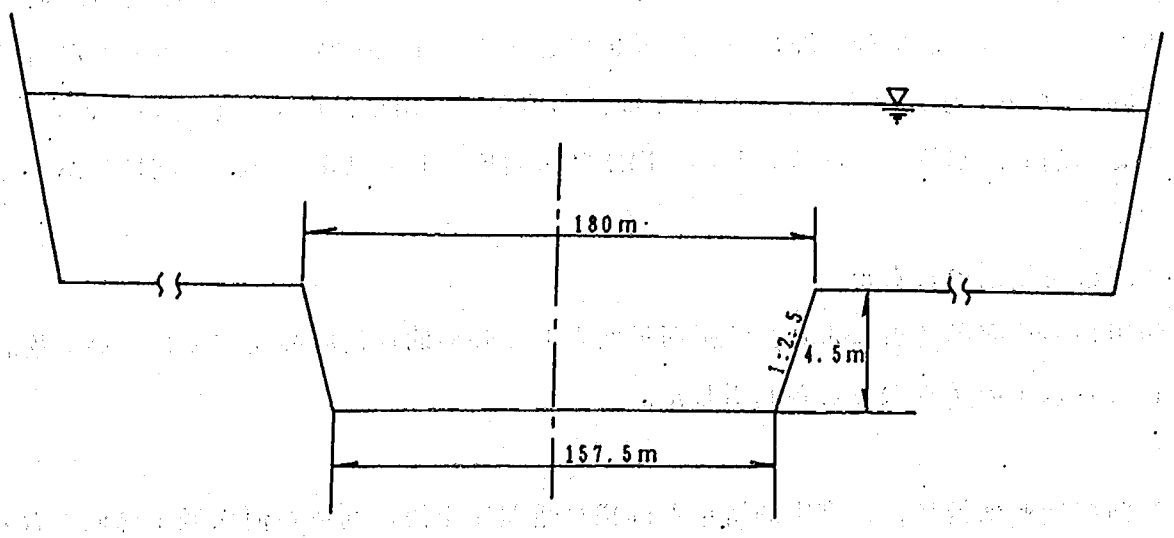
木津川の河床変動解析により，計画河道案として長期的な河床の安定性について検討した。これにより以下のようなことが判明した。

（1）河床変動状況は，模型実験結果と同様に落差工上流側河道が河床低下傾向となり，その洗掘土砂が落差工下流に堆積する。

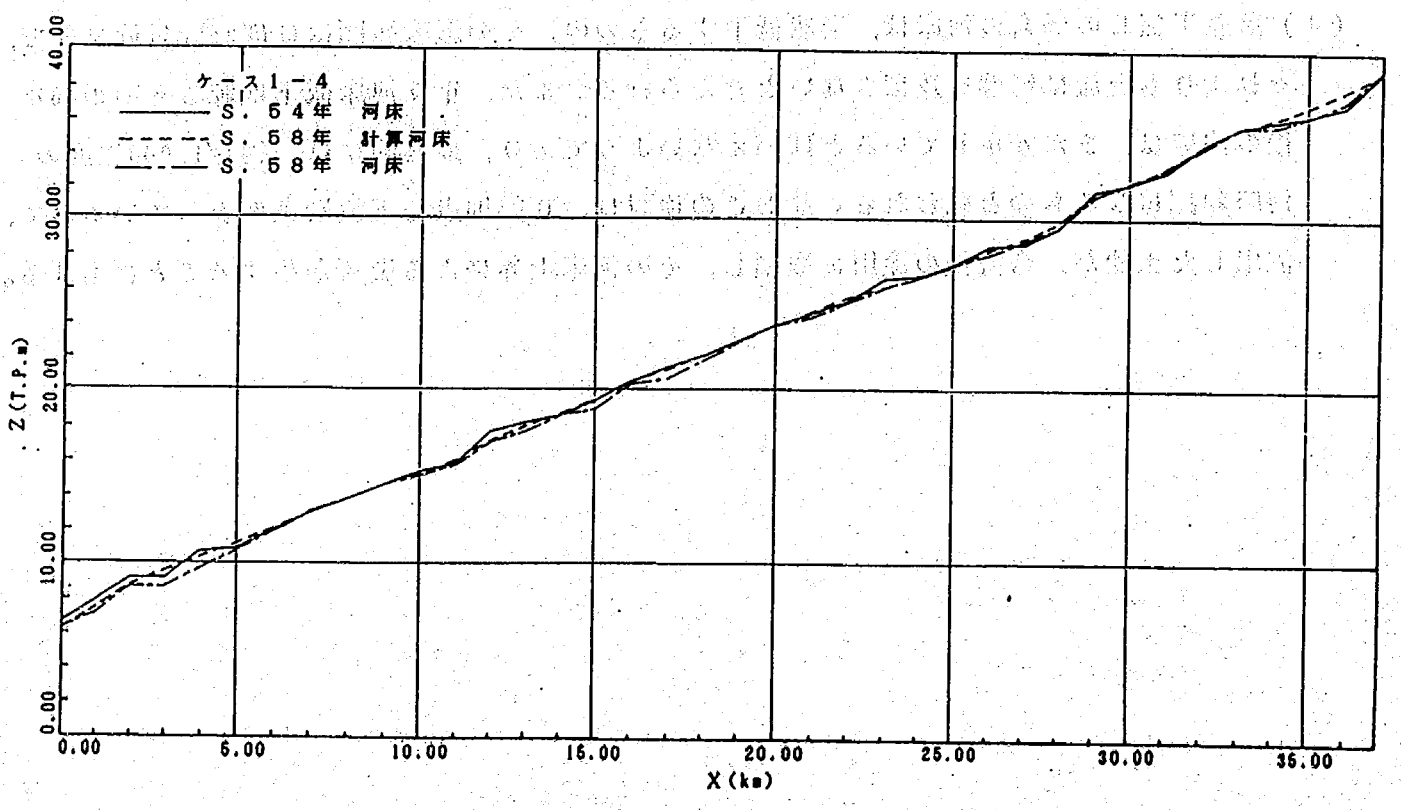
（2）落差工集中案の河床変動は，落差工直上流付近の河床低下によって，長期的には約25.0km付近までその影響が生ずる。したがって，落差工付近の低下背水区間や流水の状況が変化する区間は，河床維持のための十分な対策が必要と考えられる。

（3）計画河道では複断面となり，B／Hが小さくなることから河床形態は交互砂州の発生領域となる。このような場合，局所洗掘が増大し，河床変動も計算結果より大きくなる可能性もあるので適切な配慮が必要であろう。

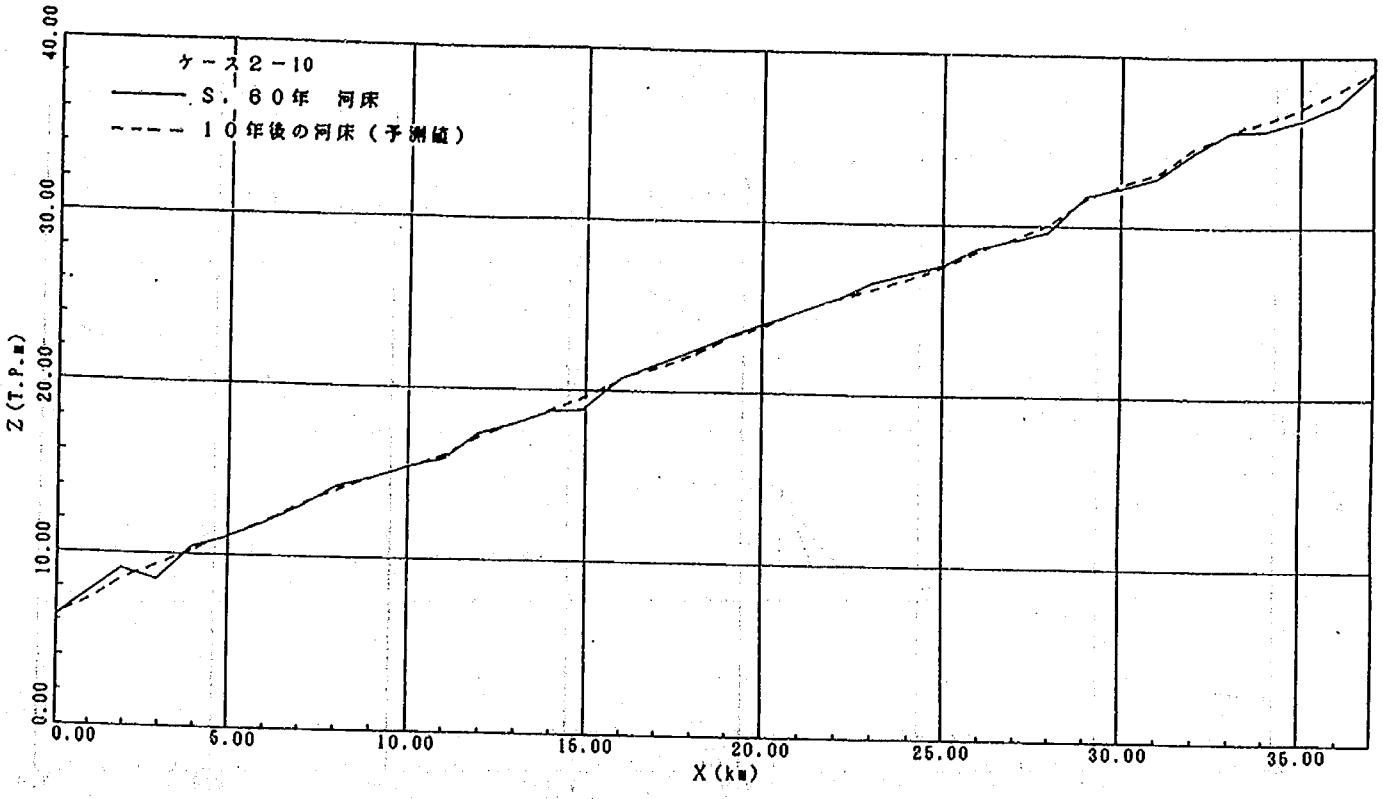
（4）落差工無しの場合の河床は，当然低下するものの，その影響範囲はほぼ25km付近までで，それよりも上流は影響を及ぼさないと考えられる。また，年々河床低下は鈍るものの40年後の河床は，まだ安定しているとはいえないようであり，最終的には，約1/1,000程度の河床勾配になるものと思われる。なおこの検討は，0km地点を下流端条件としているので，流出した土砂が，合流後の淀川に堆積し，その河床上昇による影響が生ずることにもなる。



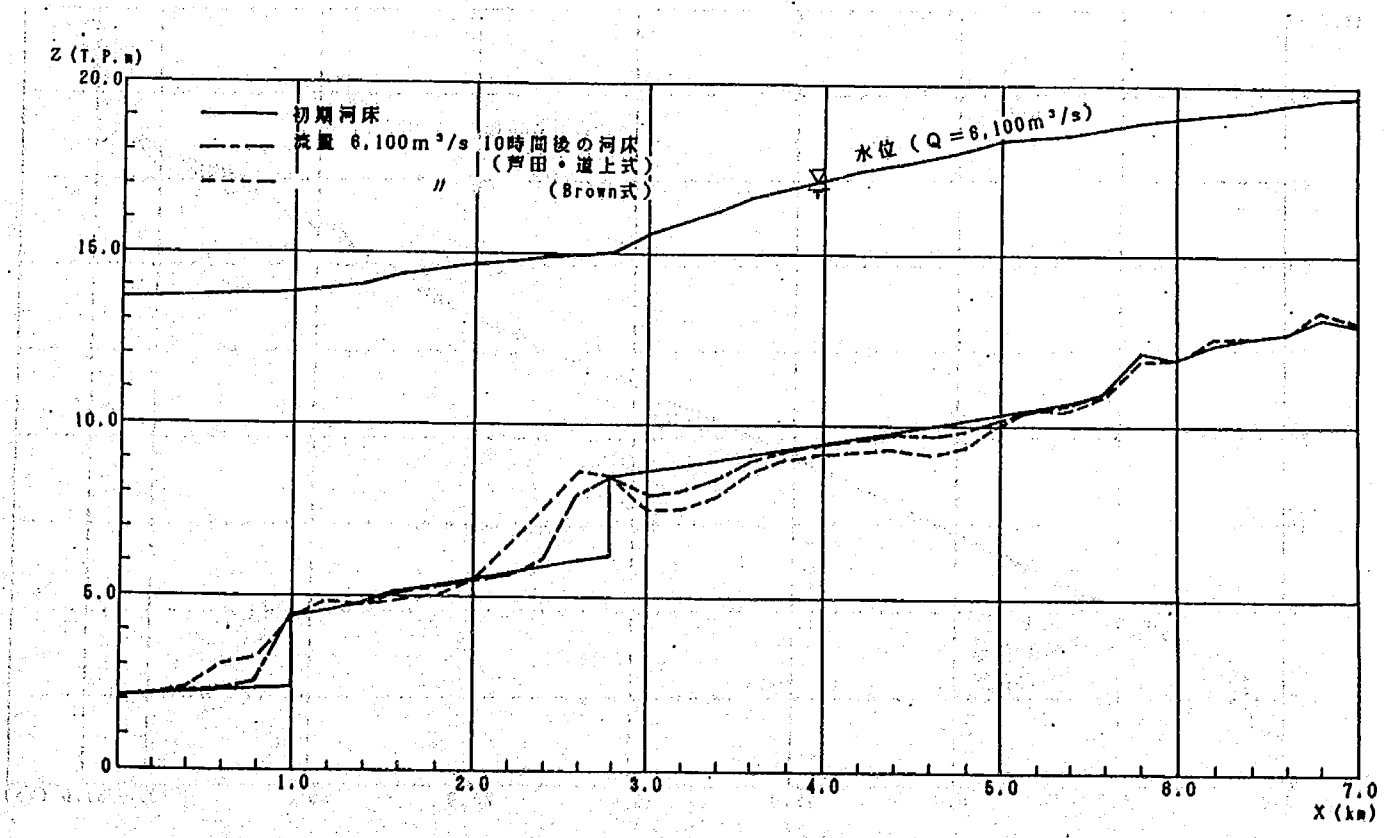
図－6.2.1　計画標準断面図



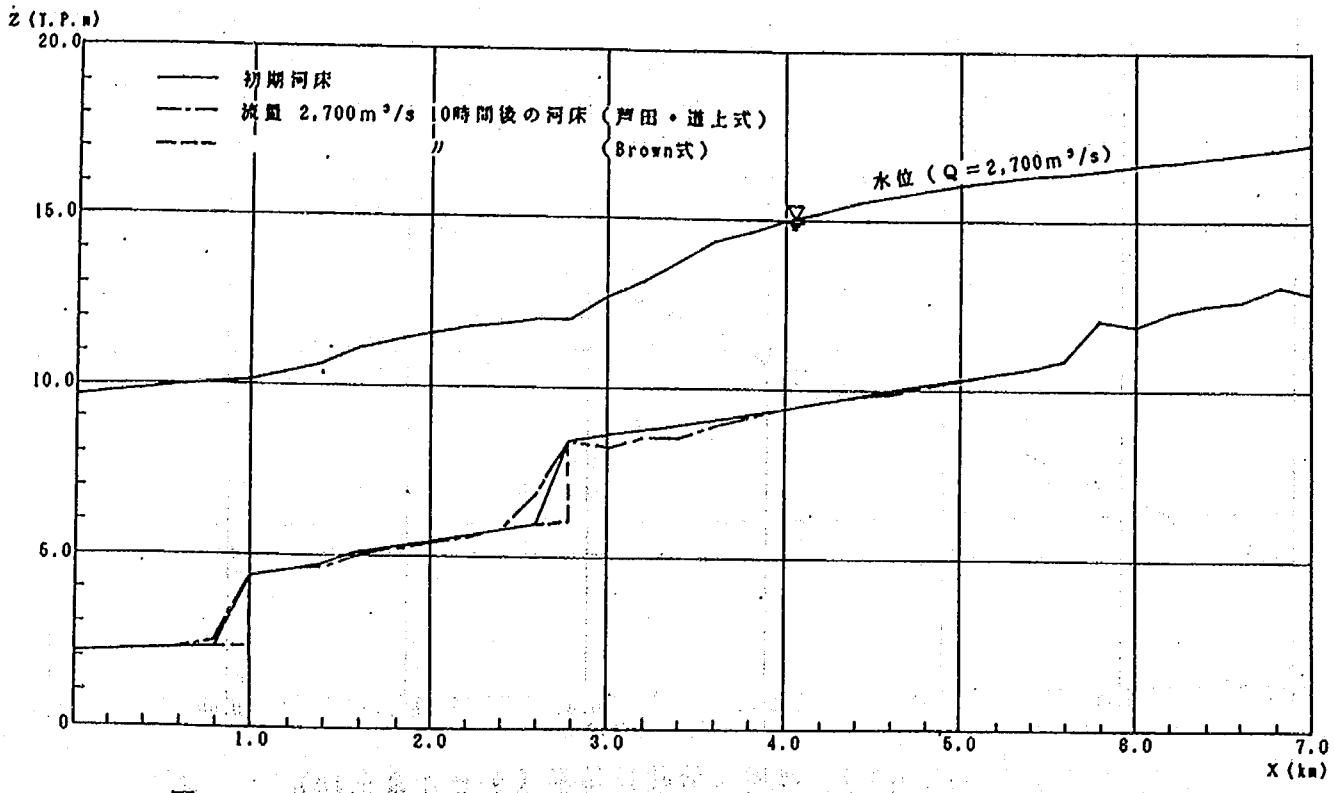
図－6.3.1　河床変動計算結果（ケース1－4）



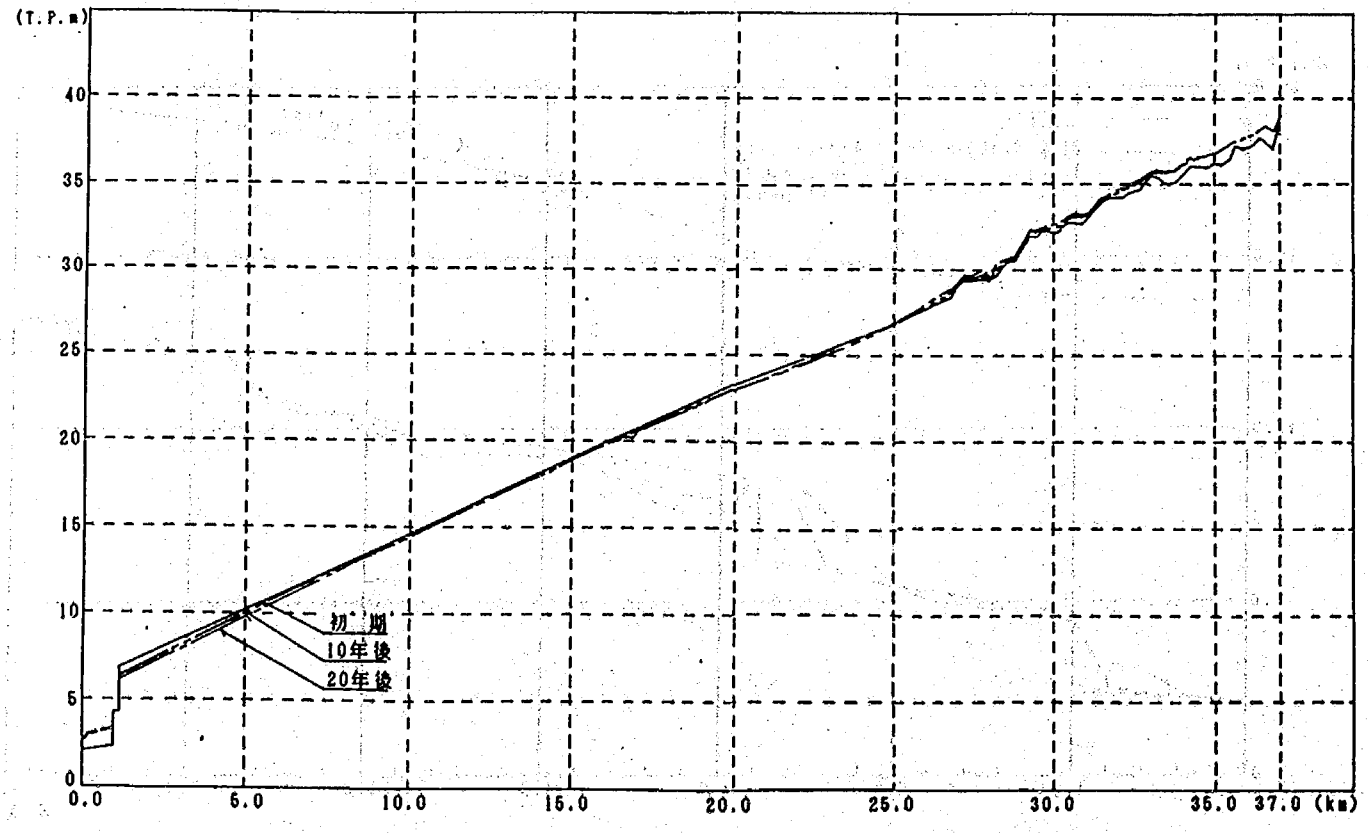
図－6.3.2　河床変動計算結果（ケース２－10）



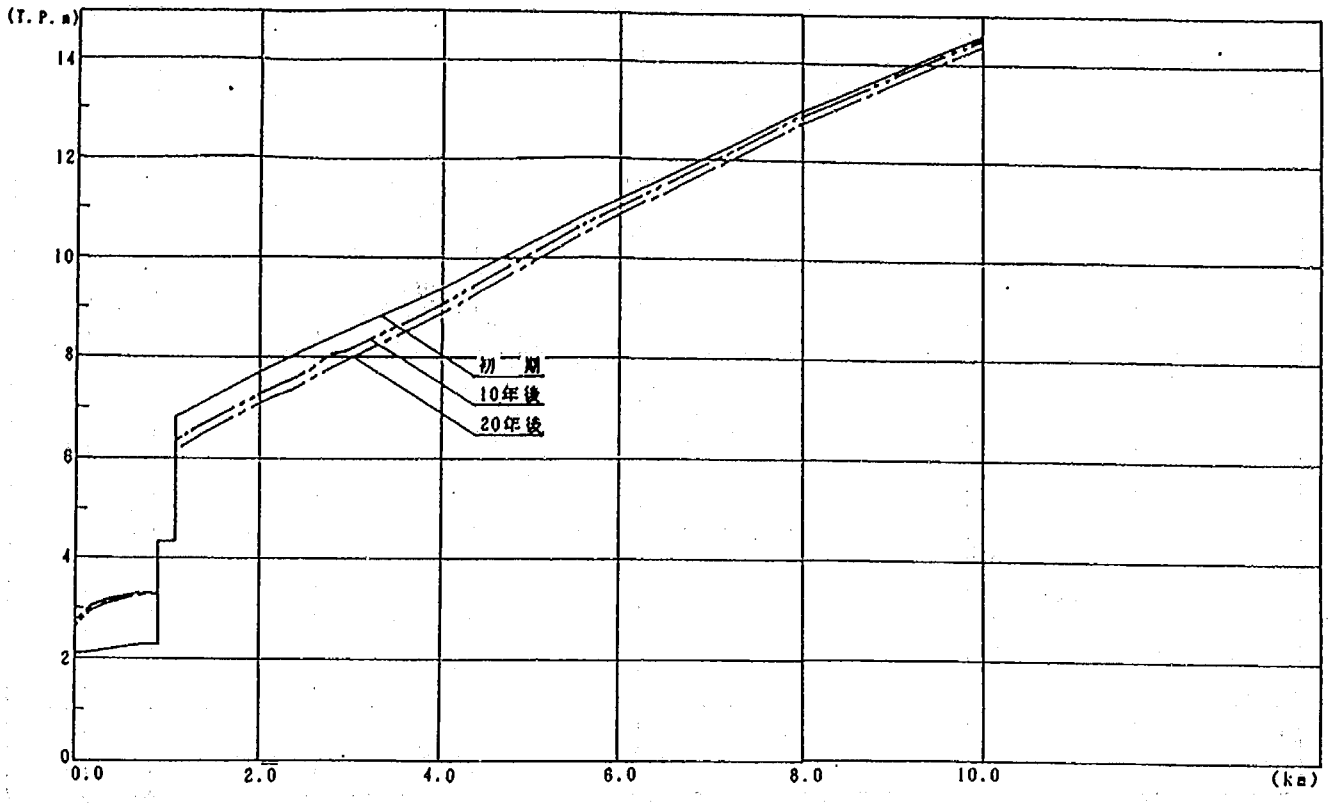
図－6.3.3　河床変動計算結果　Q＝6,100m³/s（一定）　10時間継続



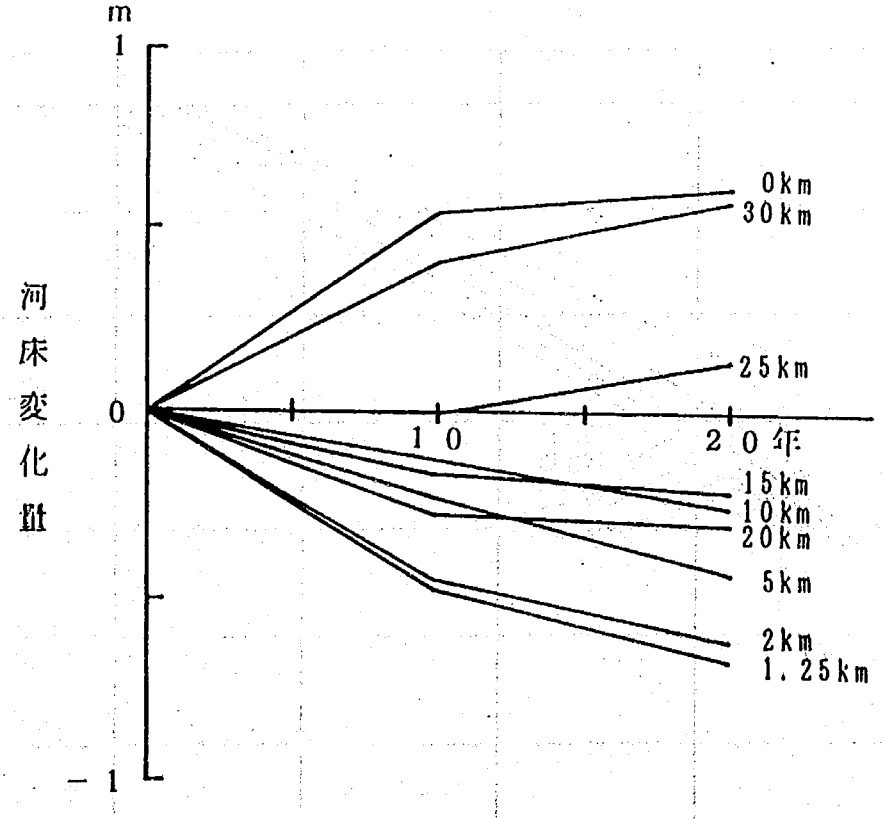
図－6.3.4　河床変動計算結果　Q＝2,700m³/s（一定）　10時間継続



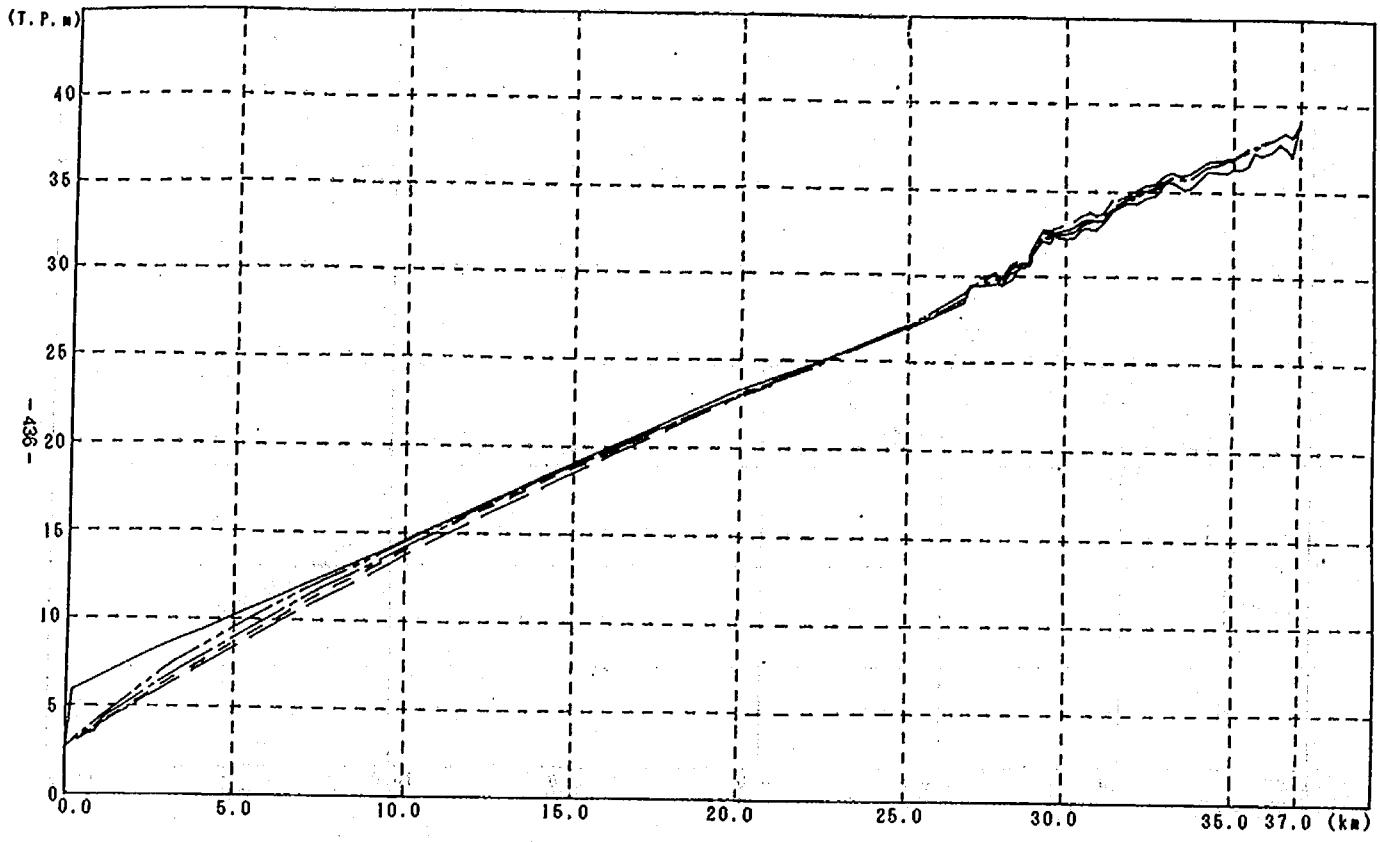
図－6.3.5　落差工設置案に対する河床変化（落差工1.0kmおよび1.2km）



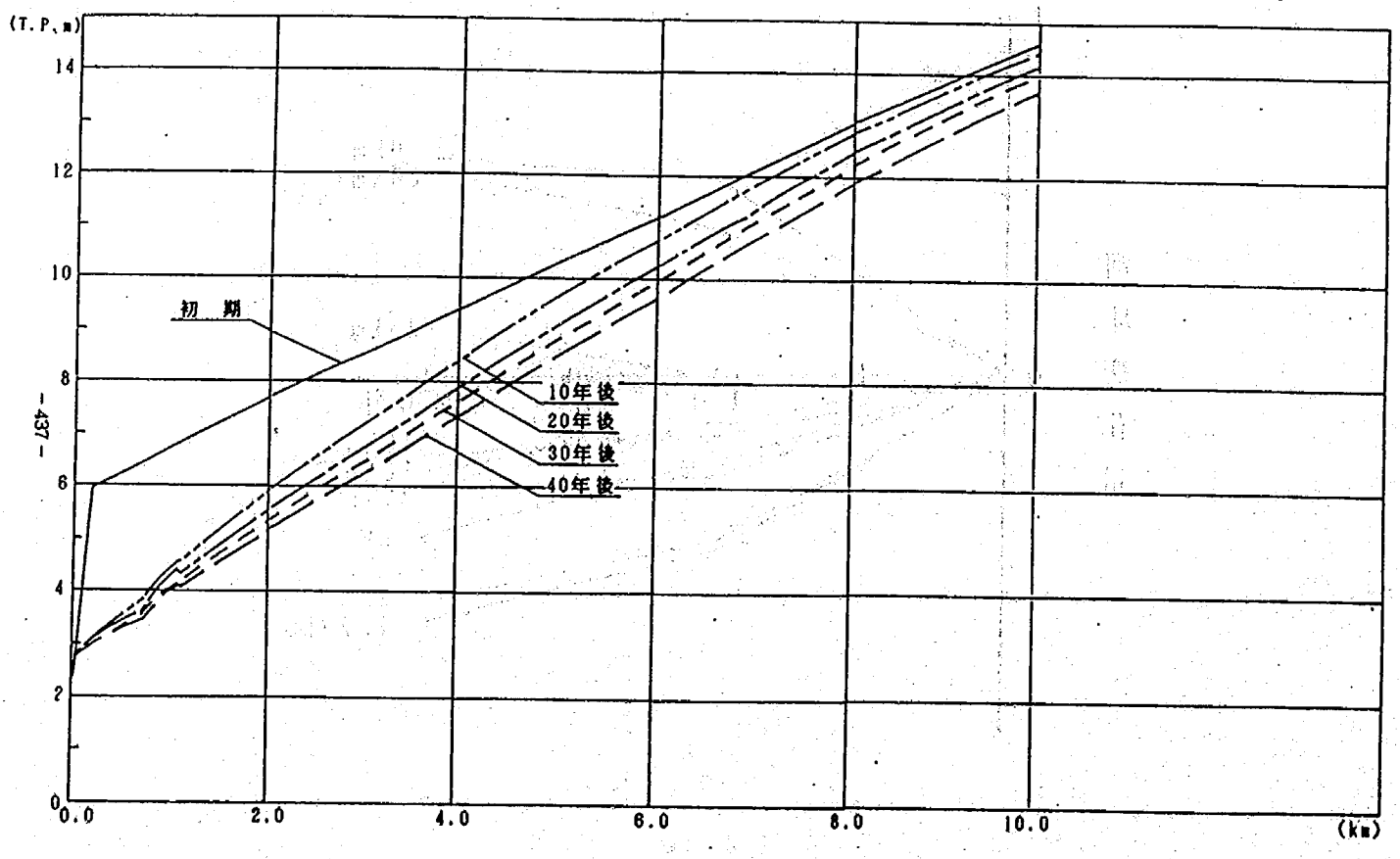
図－6.3.6　落差工付近の河床変化



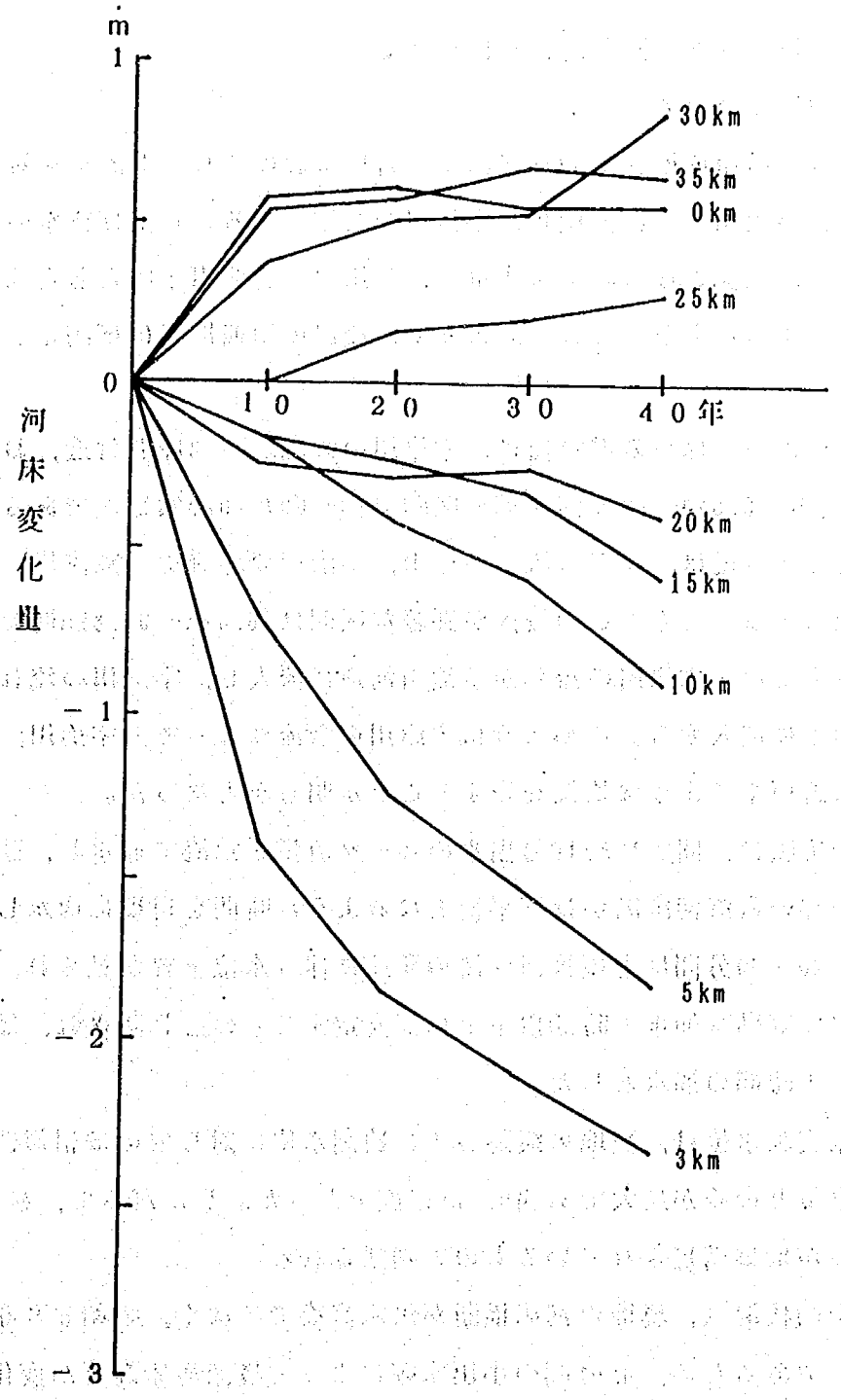
図－6.3.7　河床変化量の経年変化（落差工あり集中案）



図－6.3.8　河床の経年変化（その１）



図－6.3.9　河床の経年変化（その２，下流部）



図－6.3.10　河床変化量の経年変化（落差工なし）

第７章 全体のまとめ

各章において，すでに個々の問題についての検討結果をこれまでに述べた。ここでは重複するが，全体のまとめとして実験および解析によって得られた主要な結果と問題点を以下に述べることとする。

７－１．現況河道の水理特性と対策案について

１）現象の相似性について

（１）固定床模型の粗度検証は8210号出水の各川におけるピーク流量を対象として実施した。この結果，宇治川および桂川は，木津川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，非常に緩やかな水面勾配となる。実験水位は，三川および淀川本川とも現地痕跡水位と観測水位にほぼ一致する結果が得られた。よって，流況の相似性もほぼ満足されていると考えられる。

（２）断面平均の粗度係数の逆算値は，木津川の0.0km～2.8km間付近，および桂川河道で約0.045，宇治川が0.028，他の河道模型区間で約0.037～0.038程度である結果が得られた。

（３）三川合流部付近は，桂川の流れが桂川，宇治川の導流堤（隔流堤）を乗り越えて宇治川河道に流入する。とくにこの流入が顕著な区間は36.4km～36.8km間である。さらに木津川との合流点では，木津川の流れが宇治川河道に流入し，宇治川の流れが導流堤を乗り越えて桂川河道に流入する。このように木津川の合流によって，宇治川，桂川の流れを全体に右岸側に追いやるような状況を呈することが明らかとなった。

（４）移動床実験は，同様に8210号出水のピーク流量を定流で通水し，砂礫堆の形成，移動および水衝部の最深河床高がほぼ平衡となるような時間を目標に通水した。この結果は，通水開始後20～30分間は小規模河床波の発達に伴う水位上昇が見られ，その後安定する。このため河床変動も通水１時間以下でほぼ安定するものと判断され，最終的には測定時間を考慮して１時間の通水とした。

（５）移動床実験水位は，現地の痕跡および観測水位に対してほぼ相似性の得られた固定床検証実験水位との差が最大でも約0.2m程度であった。したがって，移動床の水位についても相似性がほぼ満足されているものと判断される。

（６）河床変動状況は，現地の河床横断が洪水直後ではなく，昭和５９年度測量断面（200mピッチ）であるため，その間の小出水等によって最深河床高等が変化，あるいは埋め戻されている可能性がある。これに対し実験は定流通水のため水衝部等の局所洗掘箇所は，いずれも過大に洗掘されている傾向となっている。ただし，最大洗掘深は，実験結果と同程度まで発生する可能性はあるものと考えられる。

（7）現地の洪水前後の河床変動は非常に少なく，実験結果も水衝部等を除くと同様に少ない。また堆積および洗掘箇所も概略一致しており，実験結果は現地の河床変動をほぼ再現しているのものと考えられる。

（8）なお，実際河川では，河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化が強度に対する影響は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

2）三川合流量$Q_T=6,000m^3/s$の水理現象

（1）桂川の左岸高水敷からの流れは，桂川の流量増加に伴い，導流堤（隔流堤）を乗越える傾向がより強くなる。

（2）宇治川は，木津川および桂川の合流によるせき上げ背水の影響を受け，全区間低水路法線に沿った流れを呈する。また，桂川の流量増に伴って，宇治川低水路内の最大流速は軽減する傾向となる。これに対し，木津川の水位，流速は，木津川自体の流量の大小によってほぼ決る。

（3）桂川の流量が計画流量配分比より$1,000m^3/s$多くなると，宇治川の40km付近の水位は，計画高水位とほぼ同じとなる。桂川の水位も同様の傾向を示し，とくに2.1kmより上流は河道幅が減少するため，計画高水位を上回る。

3）三川合流量$Q_T=9,000m^3/s$の水理現象

（1）水位は，木津川を除いた他の河川のすべての地点で計画高水位を上回る。木津川は，計画流量配分比の$Q=4,000m^3/s$時において，2.0km付近より下流側で計画高水位を上回ることが明らかとなった。

（2）木津川の流況は，先の検証実験結果とほぼ同様である。よって，河岸沿いに流れが集中し，水衝部となる箇所も同じであり，このときの最大流速は，約2.4m/s前後である。

（3）三川合流部付近も検証実験結果とほぼ同様である。ただし，木津川流量大の場合，その合流によって，宇治川，桂川の流れを右岸側に追いやる傾向がより強くなる。

4）現況河道の最大疎通可能流量について

（1）現況河道の三川合流部における木津川を主体とした最大疎通可能流量を把握した。なお，このときの宇治川と桂川の流量配分比は，概ね1：2の割合とした。この結果の各河川の流量は，木津川$5,000m^3/s$，宇治川$700m^3/s$，桂川$1,500m^3/s$（合計流量$7,200m^3/s$）となる値が得られた。

（2）木津川河道は，2.0km地点付近の流下能力が小さいようであり，この地点の水位がH.

W．Lにいちばん接近する。なお，淀川本川の水位を下げても（32.2kmで約2m）木津川の約2.0kmより上流の水位に変化はほとんど見られない。

（3）上記の流量条件時の宇治川，桂川筋の水位は両者とも約O.P.16.0mでレベルとなる。

5）水衝部等の対策案について

（1）木津川下流部の河道は，沖積蛇行が形成され，以前は，合流点付近まで複列の砂礫堆が形成されていたと考えられる。しかし，河床低下の進行により，次第に単列砂礫堆となり，さらにこの砂礫堆上に植生が繁茂し，高水敷化した様相を呈している。このため水衝部位置は，いずれも低水路の湾曲している外岸側で，かつ河岸が堤防に接近した地点で発生している。

（2）現況河道で対策の必要と考えられる水衝部位置は，木津川河道の5.2km付近右岸，3.2km付近右岸，1.9km付近左岸側および背割堤（導流堤）先端の木津川側河道と導流堤（隔流堤）先端の宇治川側河道である。

（3）水衝部の局所洗掘対策工は，洗掘規模の比較的大きい木津川の1.8km～2.0km間左岸，同じく3.0km～3.3km間右岸は，透過型水制を配置し，他の箇所は根固工（捨石工）を敷設した。この結果，効果の得られた対策工諸元とその範囲は図－4.2.30に示すとおりである。

（4）対策工として用いた透過水制は，杭径36cm，杭間隔1.5mで4列の千鳥とし，木津川の3.0km～3.3km間右岸には水制長15m，水制間隔を水制長の2倍の30mとして11基設置した。このとき上流側水制2基は，水制先端部周辺の洗掘軽減を目的とし，水制長を7.5m，10mと短くした。1.8km～2.0km間左岸は，現況低水路幅が狭いことから，水制長を10mとし，水制間隔は同様水制長の2倍の30mに12基設置し，かつ上流側水制2基はそれぞれ水制長を5.0m，7.5mと短くした。

（5）木津川5.0km～5.2km間右岸および三川合流部の導流堤（隔流堤）と背割堤（導流堤）先端付近堤脚に敷設した根固工（捨石工）は，現地ブロック重量約1t相当の砕石（粒径約14mm，重さ約4.8g）を用い，幅6.0m，厚さ約2.0mとした。根固工の重量は掃流力に十分耐えられれば良いわけであるが，ここに用いた砕石は入手の関係上重量がかなり過大となっている（計画河道時の検討では400kg相当の砕石を用いた）。

（6）木津川3.0km～3.3km間付近右岸および1.8km～2.0km間付近左岸側は，上述の透過水制の設置により，河岸沿いの洗掘が防止され，かつ洗掘位置も河岸から離れた所に移って，最大洗掘深およびその洗掘領域も対策前に対し，軽減することを明らかにした。また，水制背後は堆積傾向となる結果が得られた。

（7）木津川5.0km～5.2km間付近右岸と三川合流部の導流堤（隔流堤）および背割堤（導流堤）先端部付近の根固工敷設箇所は，洗掘規模が水制設置箇所より小さいことから，根固工前

面で洗掘が若干生ずるものの，Q_T＝6,000m³/s時では根固工の崩落や沈下等も少ない。また，Q_T＝9,000m³/s時は，根固工前面の洗掘がさらに進行し，根固工幅の1/3～1/2が崩落したり沈下する現象が一部見られた。しかし，この場合も河岸沿いの洗掘防止が可能であり，吸い出し防止等を考慮すればより効果が得られるものと考えられる。

7－2．現況河道における宇治川，桂川導流堤（隔流堤）撤去時の諸現象

1）平水時の水理現象

（1）木津川筋の水位は，導流堤の有無に関係しない。導流堤撤去による水位低下量の最も大きいのは桂川である。例えば，桂川流量Q＝220m³/sのときに約48cmの水位低下となる結果が得られた。

（2）導流堤を撤去すると，桂川筋の流水が楠葉取水口側による傾向があり，とくに木津川の流量が減少する場合には，悪水を混合した水を取水する可能性があろう。

2）洪水時の水理現象（Q_T＝9,000m³/s時）

（1）導流堤撤去による影響は，木津川の0.0km～3.0km（約0.2m～0.3m水位低下），宇治川と

桂川は全区間（約0.4m水位低下），淀川は35.2kmk～37.0km間（約0.5m水位低下）が水位低下となって現れる。

（2）最大流速は，導流堤の撤去による河積拡大によって，この区間で約80%程度に減少するが，他の区間は殆ど変化は生じない。

7－3．計画河道の水理特性と対策案について

1）落差工分散案の水理現象

（1）Q_T＝13,600m³/s時（C型流量配分）の水位は，宇治川および桂川がH．W．Lを若干上回り，淀川と木津川はH．W．L以下となる結果が得られた。また木津川の水位は，2.8km地点の落差工上下流で水面勾配が急変するが，河床変動に伴ってその変化が小さくなる。下流側の1.0km地点落差工は水位に与える影響は少ないことが明らかとなった。

（2）2.8km地点落差工上流の低下背水による影響範囲は，固定床時3.6km付近であったのに対し移動床時では，河床変動に伴い5.0km付近まで拡大し，この区間では流速が増大する。

（3）とくに2.8km地点の落差工天端から3.2km付近右岸側にかけて高流速が発生し，三川合流量Q_T＝13,600m³/s（C型流量配分）で約5.9m/s，Q_T＝6,000m³/s（C型流量配分）で約4.3m/sの流速となる。これは縦断的に見て他の地点の約2倍程度の流速となる。

（4）落差工上の流れは，上流側の2.8km地点および1.0km地点の下流側落差工とも潜り状態で

越流する。2.8km地点落差工は，下流100m付近まで水面変動が激しいが，1.0km地点落差工は水位変化も少ない。

（5）河床変動状況は，2.8kmの落差工地点から上流側河道の約5.0km地点付近まで，落差工による低下背水の影響によって，河床が大きく低下する（平均河床で1.5m～2.0m低下）。この土砂が1.0km～2.8kmの落差工間と1.0km地点の落差工下流側に大量に堆積する（平均河床で2.0m～3.0m）。

（6）平均および最深河床高の縦断変化は，Q_T=13,600m³/s時およびQ_T=6,000m³/s時ともほぼ同一傾向を示し，その変化は前者の方が増大する。しかし，流量規模の違いに対し，極端に大きくはなっていない。むしろ落差工上流の河床低下範囲はQ_T=6,000m³/sの方が大きい。

（7）以上のような結果より，2.8km地点の落差工から下流の木津川河道は，上流からの流出土砂が大量に堆積し，落差工および低水路が埋ってしまうような状況にあり，よって落差工分散案による河床維持効果は小さいことが明らかとなった。

2）落差工集中案の水理現象

（1）計画河道（第3案法線形）の検討結果より，合流点付近の流況的に良くない箇所，および木津川において落差工分散案と集中案の両者とも河岸に流れが集中したり，高水敷上に乗り上げる流れ等の発生する箇所の軽減を目的とした予備的検討を行った。この結果図－5.1.10および図－5.1.12に示したような修正案法線形とした方が流況的な問題点は改善されることが明らかとなった。

（2）Q_T=13,600m³/s時（C型流量配分）の水位は，先の落差工分散案と同様に宇治川および桂川がH．W．Lを若干上回り，淀川と木津川はH．W．L以下となる結果が得られた。また木津川の落差工地点では，潜り越流の状態で上下流の水位差も小さいが，ここが水面勾配の変化点となり，上流側河道が約1/1200，合流後の淀川本川も含めた落差工下流側河道が約1/5000の勾配となる。

（3）Q_T≒6,000m³/s時には，1.2km地点落差工付近の上流左右岸高水敷に露出する部分が存在する。合流量を一定とし，木津川の流量を多くするとこの高水敷の露出部分が少なくなるが，落差工下流左右岸高水敷での死水域が反対に増大する。その結果1.2km落差工上で最大約6.6m/sの高流速が発生する結果が得られた。

（4）Q_T=9,000m³/s時になると，落差工付近の高水敷の露出部分が消滅する。しかし，合流量が一定で，木津川の流量が多くなると，落差工下流左右岸高水敷の死水域が増大し，かつ落差工上で高流速（C型流量配分で約6.2m/s）が発生する。

（5）Q_T=13,600m³/s時には，他の流量時のように落差工地点で流速が極端に増大するよう

なこともなく，また越流時の水位変動も少ない。しかし，落差工上流では，河道の湾曲によって5.4km付近右岸，4.6km付近左岸，3.2km付近右岸および1.6km付近左岸が水衝部となり，かつ低水路の流れが高水敷上に若干乗り上げる所も見られる。

（6）落差工地点の上下流水位差は，河床変動に伴って固定床時よりかなり小さくなり，かつ水面勾配の変化も小さくなる。このため，1.2kmおよび1.0km地点の落差工は，Q_T＝13,600m^3/sおよびQ_T＝6,000m^3/s時とも潜り状態で越流する。1.2km地点落差工下流では，Q_T＝13,600m^3/s時で約60m，Q_T＝6,000m^3/s時で約100m間で水位変動が見られるが，1.0km地点落差工はさらに下流水位の影響を受け，水位変動もほとんどない状態であった。

（7）木津川河道には単列の砂礫堆が形成され，現況の高水敷化した形状に回帰する傾向となる。この砂礫堆形成および河道の湾曲等に伴う水衝部位置は落差工の分散案ともほぼ同じであり，5.6km～5.2km右岸，4.8km～5.2km左岸，3.6km～3.0km右岸，1.5km～1.8km左岸および1.4km～1.0km右岸に発生する。また，流量規模によってその位置が変化することもないようである。

（8）木津川河道の3.0km～5.0km間付近は，本川の計画河道に対する水位低下や落差工の影響によって，上流側河道より河積が小さくなる。このため掃流力が増大して河床低下をより助長しているものと考えられる。

（9）落差工分散案と集中案ではいずれの流量時においても落差工集中案の方が水面勾配の急変および水位低下量が小さく，かつ落差工上流部の低下背水区間も短い。しかし，依然として落差工上流側の河床が大きく低下して，その土砂は落差工間および落差工下流に大量に堆積する結果となっている。ただし，落差工集中案は，先の分散案より河床変動がやや少なく，落差工による河床維持効果は若干得られているようである。

3）落差工なしの場合の現象について

（1）落差工によって木津川の河床高を維持することは，かなり困難であることが判明した。よって，ここでは落差工を設けないで仮りに木津川の0km地点を計画河床高とし，ここと5.6km地点の現況河床高を結ぶ河床勾配（1/640）とした場合の河床変動状況を調べた（落差工設置時の河床勾配は1/1,250）。

（2）水位（Q_T＝13,600m^3/s時）は，木津川の河床勾配が落差工案に対して約2倍になったにもかかわらず，先の落差工分散案の水位とほぼ同じ結果であった。これは淀川本川水位の影響によって，木津川合流点から一定の区間は，河床高が若干変っても水位に影響を及ぼさないためと考えられる。

（3）平均および最深河床高の縦断変化は，落差工分散案とほぼ同様の傾向を示す。すなわち5.6km～4.0km間付近の河床勾配が急勾配となる地点では，河床低下傾向となり，この土砂

が下流側の０km～2.5km間付近に大量に堆積する。

（４）以上の結果より，木津川の０km地点を計画河床高とし，ここと5.6km地点の現況河床高を結ぶ河床勾配（1/640）とした場合，落差工分散案とほぼ同じ河床変動量であり，分散案では落差工の設置効果は少ないことが明らかとなった。

４）落差工集中案における低水路法線形の修正と対策工案について

（１）河床維持効果がある程度得られた落差工集中案を基本とし，河床変動が少なく，河床維持効果のより得られる対策案について検討した。河床変動軽減策としては，可能な範囲で問題箇所の低水路法線形の修正と拡幅を行い，さらにその上で諸対策工の検討を行った。なお低水路幅は，現計画の180mを基本とし，最大修正可能幅は220mであり，かつ高水敷幅は最低50mを確保するのものとした。

（２）低水路法線形の修正案は，洗掘が著しい3.2km付近右岸，4.4km付近左岸および5.0km付近右岸を最低高水敷幅である50mまで後退させ，かつ低水路幅を3.0km地点で185m，4.6kmで215mに拡幅し（図－5.2.43），湾曲度をより少なくした形状とした。また，現況河道へのすり付け区間である4.6km～5.6km間の右岸側法線形は，4.6kmからすぐに（5.0km地点間）現況法線にすり付ける形状とした方が洗掘を軽減できることが明らかとなった。

（３）低水路法線形の修正を行った上で，なおかつ水衝部となり，低水護岸沿いの洗掘対策が必要とされる箇所に水制および根固工を設置した。検討結果より，効果の得られた水衝部の対策工案の設置位置，諸元は図－5.2.43に示すとおりである。対策工は，洗掘規模の大きい4.4km付近左岸および3.2km付近左岸に透過水制を設置し，他の河床は根固工を敷設した。

（４）透過水制は，現況河道の対策工案と同じ杭径0.36m，杭間隔1.5mの４列で千鳥としたものである。水制長は計画低水路幅（約180m）の１割（18m）とし，水制の設置間隔は水制長の２倍（36m），水制高は計画河床高より3.0m高である。この水制を4.2km～4.7km間付近左岸に14基，3.1km～3.5km間付近右岸に14基設置した。なお，このうち上流側２基の水制は，水制自体の先端部付近の洗掘を軽減させるため，水制長を10m，15mと短くした。

（５）根固工は，5.2km～5.0km間右岸，4.2km～4.1km間付近左岸，3.3km～2.9km間右岸，2.0km～1.6km-70m間左岸側および落差工直上流の1.4km+220m～1.2km間と落差工間の右岸側に敷設した。根固工の敷設幅は，落差工直上流右岸側を8.0mとし，他は6.0mで敷厚2.0mとした。根固工重量は約400kg相当の砕石を用いた。

（６）以上のような，低水路法線形の修正と諸対策によって，水衝部等の局所洗掘防止が可能である結果が得られた。しかし，落差工地点から下流左岸側一帯は，これまでより堆積が

若干軽減されるものの，依然として落差工上流の洗掘土砂が大量に堆積する。なお，落差工上流の1.8km～1.4km間付近左岸側の低水路法線形は，図－5.2.55に示す形状とした方が効果が得られる。

（7）宇治川と桂川の合流後河道（導流堤撤去案）および淀川河道は，河床勾配が緩く掃流力も木津川河道に比して小さいことから，全体に河床低下傾向となるものの河床変動は非常に少ない。

5）全川計画河道時（落差工集中案）の現象と諸対策について

（1）現況の木津川4.6km付近から上流河道は，流路幅が広く，かつ水深も概して小さいことから複列の砂礫堆が形成され，河床変動も比較的小さかった。しかし，計画河道時においては，低水路水深が大きくなって，反対に低水路幅が狭いことから，流れが低水路内へ集中して流速が増大し，かつ単列の砂礫堆が形成されるため，河岸沿いの洗掘もかなり増大する。

（2）水衝部となる6.2km～5.0km間付近右岸側の局所洗掘対策として，低水路法線形の修正と根固工による対策案を行った。低水路法線形は，右岸側法線を現況の低水路法線位置まで後退させ，4.6km～6.2km間の低水路幅を215m，6.2km～6.8km間で低水路幅を215m～180mへと漸縮させる形状とした。さらに水衝部と予想される6.7km～5.0km間右岸に根固工（敷設幅6.0m，敷厚2.0m）を敷設した（図－5.2.55参照）。この結果，河床変動および局所洗掘深が若干低減した。しかし，低水路右岸沿いの洗掘が依然として大きく，根固工敷設幅は10m程度にする必要があると考えられた。

（3）木津川の4.6km付近から下流河道の諸対策案や対策効果は，先の4）に述べた結果と同一である。また落差工地点から下流左岸側一帯は，依然として落差工上流の洗掘土砂が大量に堆積する。ただし，落差工上流河道の河床変動が安定した状態では，落差工下流の堆積土砂がかなり低減する。

7－4．落差工上流が現況河道時の（落差工集中案）の現象と諸対策について

（1）落差工が設置され，その上流が現況河道時の現象と必要対策工について検討した。落差工上流の現況河道へのすり付けは，右岸側を2.8km地点まで計画低水路法線形状で拡幅し，3.0km間ですり付ける形状とした。左岸側は1.4km地点で低水路位置が現況とほぼ一致しているので，そのまますり付ける案が水理的に問題点が少ないことなどが明らかとなった（図－5.2.68）。

（2）水衝部等の対策工は，木津川の3.0km地点より上流は，現況時の水衝部対策工案と同一とした。他に落差工地点から上流右岸側の約1.4km+220m間は，計画河道時と同一諸元の根

固工を敷設した。

（３）1.2km地点の落差工の流れは，下流水位の影響を受け，いずれも潜り状態で越流する。このため落差工天端の最大流速は，流量が増大してもあまり変らないようである。

（４）落差工上流側の水衝部等の対策箇所は，いずれも河岸沿いの洗掘が防止され，その効果が得られることが明らかとなった。ただし，3.3km～3.0km間付近右岸水制設置箇所の下流側は，2.7km付近まで河岸沿いの洗掘が大きいことから根固工の敷設が必要かと思われる。

（５）1.0km地点の落差工から下流側は，計画河道時と同様に低水路内全体が堆積傾向となり，とくに0.2km付近までは低水路左岸側の堆積が著しい。

７－５．計画河道時に導流堤（隔流堤）を残した場合の現象と諸対策について

１）現況の導流堤を全部残した場合

（１）計画河道において宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）を残存させた場合，撤去時の水位に対し，合流量Q_T＝6,000m^3/s，13,600m^3/s時とも35.0km付近から水位が高くなり，37.0km地点で前者が約0.45m，後者は約0.8m上昇する。

（２）Q_T＝13,600m^3/s時の水位は，宇治川および桂川でH．W．Lを約0.4m上回る（導流堤なしのとき約0.1～0.2m）。木津川は，Q_T＝13,600m^3/sでは水位に影響を及ぼさないが，Q_T＝6,000m^3/s時には落差工地点まで約0.6mの水位上昇が見られる。

（３）三川合流部付近の流況は，木津川の流勢が強いことから，まず木津川と宇治川の背割堤（導流堤）先端付近から木津川の流れが宇治川河道の流れを右岸に追いやる傾向となる。Q_T＝13,600m^3/sでは，その後約35.2km付近から下流の宇治川と桂川の導流堤（隔流堤）上を乗り越える流れが顕著に見られ，このため桂川の流れが右岸側へ寄り，高水敷上へ若干乗り上がる状況となる。

（４）木津川合流後は，導流堤（隔流堤）によってこの先端付近の河積が縮小するため，流速が増大する傾向となる。

２）導流堤（隔流堤）先端部を撤去した場合の検討

（１）導流堤を残した場合，この先端付近が低水路内左岸側に片寄っていることから，木津川および宇治川からの流れを阻害し，また導流堤を乗り越える流れもあり，この付近の流況に悪影響を与えていることが明らかとなった。よって，ここでは導流堤を乗り越える流れが顕著に見られ，流況的に好ましくないと考えられた35.2km地点から下流の導流堤を撤去した検討を行った（図-5.1.29）。

（２）導流堤先端部を撤去したことによって，35.2km付近から上流の淀川および宇治川と桂川の水位は，Q_T＝6,000m^3/sで約0.3m低下する。これに対し，Q_T＝13,600m^3/sでは約

0.1m程度の低下であり，流量増に伴ってその効果は小さくなる。

（3）木津川については，Q_T=6,000m³/sで同様に落差工地点まで約0.3m水位が低下するが，Q_T=13,600m³/sでは，導流堤の有無，一部撤去による違いはほとんど見られず，その影響は見受けられない。

（4）計画河道の宇治川，桂川の導流堤が無い場合に対し，導流堤が有る場合のQ_T=6,000m³/s時では，37.0kmから下流の導流堤部分で桂川の流速が約1.5倍程度に増大する。しかし，Q_T=13,600m³/sでは水位と同様に増加傾向は小さくなる。

（5）導流堤先端部の撤去により，35.4km付近から下流における木津川の流れは，右岸側に寄る傾向が緩和され，流速も軽減する。

（6）なお，35.2km地点から上流の導流堤を残した場合，この先端部付近の宇治川の低水路幅が狭いことから，洗掘防止を目的として木津川と宇治川の背割堤先端の宇治川側高水敷部を掘削し，低水路を拡幅した形状とした（図－5.2.68参照）。

（7）この宇治川と桂川の導流堤先端付近の宇治川低水路内は，木津川の合流する35.6km付近から下流右岸側の洗掘が大きく，このため根固工前面（敷設幅6.0m，敷厚2.0m）で崩落や沈下が生ずる。しかし，河岸沿いの洗掘は防止されており，実際の対策では，吸い出し防止等を考慮すればより効果が得られるものと考えられる。

7－6．河床の長期的な変動状況について

（1）落差工集中案の河床変動は，落差工直上流付近の河床低下によって，長期的には約25.0km付近までその影響が生ずる。したがって，落差工付近の低下背水区間や流水の状況が変化する区間は，河床維持のための十分な対策が必要と考えられる。

（2）計画河道では複断面となり，B／Hが小さくなることから河床形態は交互砂州の発生領域となる。このような場合，局所洗掘が増大し，河床変動も計算結果より大きくなる可能性もあるので適切な配慮が必要となろう。

（3）落差工無しの場合，河床は当然低下し，その影響範囲が約25km付近まで生ずる。また，年々河床低下は鈍るものの40年後の河床は，まだ安定しているとはいえないようであり，最終的には約1/1,000程度の河床勾配になるものと思われる。

7－7．木津川の河道処理のための方策について

木津の河道処理については，淀川本川の河床にすり付ける場合，その接続部分が急勾配となる。このため落差工によって河床維持を図る案を前提とした模型実験による検討を進めてきた。木津川の落差工案および落差工無しで本川河床にすり付ける案の利点や問題点等は次のようなものとなろう。

1）落差工案について

（1）上流の河床維持がある程度図れる。ただし落差工上流のある区間は河床が低下するため構造物改築がいずれ必要であろう。

（2）生態系への影響や内水面漁業の問題が生ずる（魚道の問題）。

（3）木津川筋が流量大のとき，河床変動がさらに大きくなり，落差工の効果が少ない可能性がある。

2）落差工無しについて

（1）河床低下が約25.0kmまで生ずる（河床変動計算結果）。

（2）既設河川構造物（護岸，橋梁），取水施設等の改築が必要となる。

（3）河床がどう変わるかさらに詳細な検討が必要（河床変動計算），このとき流量配分，流砂量等についての検討も必要である。

3）以上より，木津川の河道処理計画案については，以下のような項目の検討も含めた総合的な判断が必要と考えられる。

（1）施工費用

（2）護岸の根継ぎ，取水施設等の移設や改築の必要箇所，範囲

（3）構造物の維持管理の問題

（4）生態系への影響，内水面漁業の問題

（5）他事業との調整や事業を進めるに際して，解決すべき問題点の有無

（6）その他

あとがき

淀川三川合流部模型実験は，昭和６０年度に模型の一部が製作され，実験は昭和６１年度から平成２年度間に実施した。

本報告書は，この５ヵ年間にわたる実験データおよび水理的検討結果についてとりまとめたものである。

なお，本模型実験の実施に当っては，以下の方々が関係した。

現，東京工業大学　工学部　福岡　捷二（昭和60年～62年：室長）

〃，国土開発技術研究センター　坂野　章（昭和60年～62年：研究員）

〃，鳥取県米子土木事務所　森田　克史（昭和61年～62年：研究員）

〃，北陸地方建設局信濃川工事事務所　長谷川賢市（昭和63年～平成元年：技官）

〃，中国地方建設局浜田工事事務所　西尾　正博（平成２年：技官）

さらに本報告書の図面の整理やワープロに当っては，腹部由美子，田口久美子さんに多大な助力を受けた。

最後に本実験の遂行に当っては，近畿地方建設局河川計画課ならびに淀川工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して深く感謝するものである。

１９９１年９月

参考文献

１）国土開発調査会：淀川－その治水と利水－，1984年11月

２）建設省近畿地方建設局：淀川百年史，1974年10月

３）山本，高橋，佐藤：河道平面形状と砂州の関係に関する基礎調査－河道平面計画論のために－，土木研究所資料第2806号，1989年10月

４）山本晃一，高橋晃：河川水理模型実験の手引，土木研究所資料第2803号，1989年10月

５）近畿地方建設局淀川工事事務所：木津川河道計画調査業務報告書，1990年３月

淀川三川合流部の河道処理に関する検討報告書

ISSN 0386－5873
土木研究所資料第3092号
平成4年3月　(1992)

河川研究室　室　長　山本　晃一
主任研究員　高橋　晃
佐々木克也

要旨

本報告書は、淀川三川合流部の水理機構および木津川において新たに計画されている落差工を含む河道計画案の水理的諸問題の把握と対策案等について、水理模型実験および調査資料等による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：淀川，模型実験，河道計画，落差工，合流，河床変動

郵便はがき

四十一円切手をはって下さい

3 0 5 －□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
河川研究室　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第3092号　　部

上記のとおり受領しました。

所属（住所）

氏名　　印