ISSN 0386-5878
土研資料第1866号

土木研究所資料

矢作川・古川水理模型実験報告書（Ⅰ）
—検証実験—

昭和57年8月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

まえがき

本報告書は，中部地方建設局の依頼により，土木研究所が昭和55，56年度に行った矢作・矢作古川水理模型実験のうち，検証実験について実験結果をまとめたものである。

矢作川は典型的な砂河川であり，河床の変動が大きく，矢作川から矢作古川への分派条件を安定して満たすことはむずかしい。この報告書は，分派点付近の河床の変化特性を把握し，合理的な分派構造物を設計するための基礎資料を提示しようとするものである。

最後に，実験遂行にあたって絶大な協力をいただいた中部地方建設局豊橋工事事務所の皆様に深く感謝致します。

昭和57年8月

土木研究所河川部都市河川研究室

馬場洋二

浅野富夫

谷本光司

島谷幸宏

綿貫克彦

目　　次

まえがき

1　矢作川・矢作古川の概要 …… 1

2　実験の目的 …… 2

3　相　似　律 …… 2

4　模型及び実験の概要 …… 5

5　実験水理条件 …… 7

(1)　相似性に基づく実験水理条件の制約 …… 7

(2)　現地資料からみた実験水理条件の選択 …… 11

1）流量時系列 …… 11

2）河床変動 …… 14

3）河川構造物の設置・撤去 …… 25

(3)　検証実験の実験水理条件 …… 25

6　模型の検証 …… 31

(1)　水位・粗度係数 …… 32

(2)　流　　況 …… 33

(3)　河床形態 …… 35

(4)　河　床　高 …… 36

1）平均河床高 …… 36

2）最深河床高 …… 38

3）断面形状 …… 39

4）河床高等高線 …… 40

5）河床高まとめ …… 40

7　結　　論 …… 41

図・表 目 次

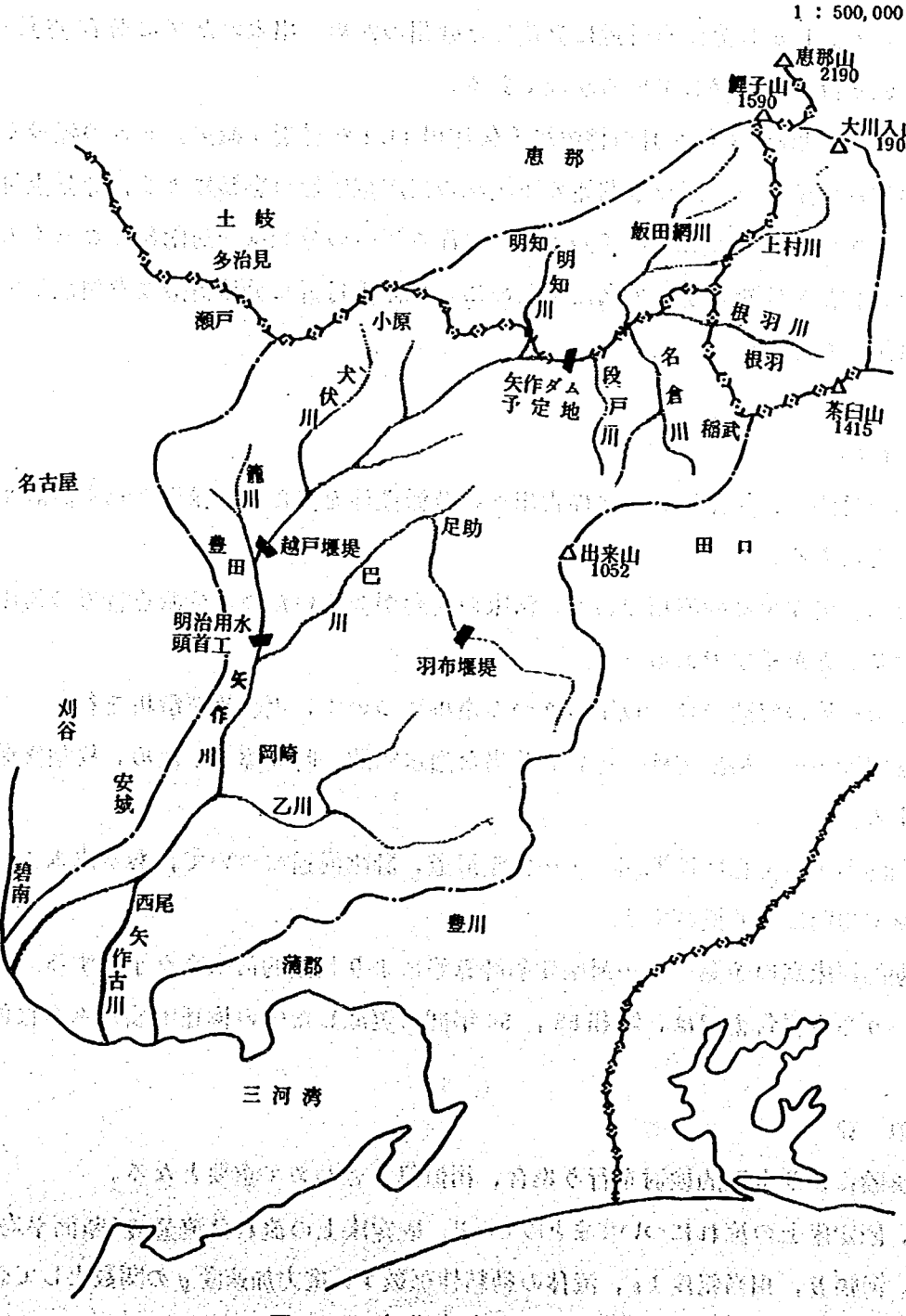
図－1	矢作川流域概要図	1
図－2	模型概要図	5
図－3	矢作川河床材料試験	6
図－4	河床形態の領域区分	9
図－5	年最大流量（S 40～55）	12
図－6	矢作川年最大流量ハイドログラフ（米津）	13
図－7	河床形態のスケッチ	16
図－8	みお筋の経年的変化	18
図－9	みお筋のタイプ	19
図－10	河床高等高線の経年変化	20
図－11	横断形状の経年変化	26
図－12	矢作川流砂量比較図	30
図－13	実験水位と計算水位の比較	42
図－14	水位縦断比較図	42
図－15	み お 筋	47
図－16	中規模河床形態	53
図－17	平均河床高縦断比較図	58
図－18	分派点付近災害復旧工事位置図	67
図－19	平均，最深河床高時間変化図	68
図－20	最深河床高縦断比較図	68
図－21	横断形状の時間変化図	72
図－22	局所洗掘時間変化図	218
図－23	河床高等高線	219
表－1	各流量の掃流形式	7
表－2	小規模河床形態の分類	8
表－3	種々の流量に対する時間縮尺	10
表－4	流量の積分値による時間縮尺	11
表－5	最近20年間の大中出水	12
表－6	矢作川（11.0k～14.0k）の砂利採取許可量	14
表－7	検証実験の実験ケース	29

写真－1　矢作川分派点付近航空写真 …… 15

1　矢作川・矢作古川の概要

矢作川はその源を中央アルプスの南端長野県に発し，愛知県の中央部を流下し，三河湾にそそぐ流域面積1,906Km²，幹川流路延長117 Kmの直轄河川である。流域の8割近くが花崗岩系の地質で，その風化流送された土砂の為，典型的な砂河川となっている。

一方，矢作古川は，矢作川左岸12.6 Km地点で分派する愛知県知事管理の一級河川である。その流域面積は，104Km²，流路延長14 Km，計画洪水流量1,500 ㎥／Sである。矢作古川は，江戸時代の慶長10年（西暦1605年），徳川家康の命により現在の矢作川本川の開削が行われる以前は，矢作川本流であった。



図－1　矢作川流域概要図

昭和49年に工事実施基本計画が改訂され，矢作川から矢作古川への計画高水時の分派量が，矢作古川中下流部で合流する支川の流量増加を考慮して，600 ㎥／Sから200 ㎥／Sへと変更された。また平水時においては，灌漑，河川水質の保全に必要な流量として，矢作古川に矢作川より，0.5 ㎥／Sの維持流量を確保することとなった。

分派条件	矢作川	矢作古川
計画高水流量	7,200 ㎥／S	200 ㎥／S
平水時	7 ㎥／S	0.5 ㎥／S

以上の分派条件を満たさなければならない。現在，矢作川から矢作古川への分派は自然分流となっている。しかし分派点付近に発達した砂州のため，出水のたびに分派点付近の浚渫を行って，低水流量を確保している状況である。

将来的には，昭和54年3月の将監堰（矢作川11.8 Km付近）撤去，ダムの建設や砂利採取による経年的な河床低下，河口堰関連の下流部の河床掘削等の影響により，分派点付近本川の河床は，ますます低下することが予想され，矢作古川への分派は一層困難になるものと思われる。

そこで，分派条件を安定して満たすために，分派点付近に分派構造物を建設して対処しようという計画になっている。

2 実験の目的

本実験の目的は，矢作川から矢作古川への分派条件を満たす分派構造物を設計する資料を提供することにある。

すなわち，矢作川は砂河川であり，河床の変動が大きいため，分派点付近の河床の変化特性を把握することが重要である。

そのため一連の実験では，以下の3つの事項について，実験及び解析を行う。

① 検証実験……検証実験を行い，適当な通水時間，時間縮尺を決め，模型実験の再現性を検討する。

② 短期的河床の変化特性把握……暫定河道，計画河道について，ある出水に対する変化特性を模型実験により把握する。

③ 長期的河床高の予測……河床変動計算等により長期的河床高を予測する。

以上のうち本報告書では，昭和55，56年度に実施した①の検証実験のみを報告する。

3 相似律

模型実験により水理的検討を行う場合，相似律がきわめて重要となる。

まず，固定床上の流れについてまとめてみる。固定床上の流れは流量Q（断面平均流速Um），水深H，河幅B，相当粗度k_s，流体の動粘性係数ν，重力加速度gの関数として表される。いま，基本量として水深H，平均流速Umを選ぶと，上記6量の間には次の関係式が成立する。

$$\pi_1 = \pi_1 \left(\frac{UmH}{\nu}, \frac{Um}{\sqrt{gH}}, \frac{ks}{H}, \frac{B}{H} \right) \qquad (1)$$

一般に，現地と模型との間には，

1) 幾何学的相似

2) 運動学的相似

が要求される。

幾何学的相似性を満足させるためには，河幅・水深比B/Hの一致性（無歪模型）が求められる。また，運動学的相似のためには，レイノルズ数UmH/ν，フルード数$Um/\sqrt{gH}$及び相対粗度ks/Hが，それぞれ現地と模型とで一致しなければならない。

しかしながら，以上の諸量を現地と模型との間ですべて一致させることはむずかしいので，一般に次のような方法を採用している。すなわち，レイノルズ数がきわめて大きな流れにおいては，レイノルズ数UmH/νの効果は小さくなるため，一般にフルード数$Um/\sqrt{gH}$，相対粗度ks/H及び河幅・水深比B/Hの相似性を，満足させるようにする。

一方，移動床模型により実験を行う場合には，さらに河床形態の相似性及び流砂の相似性が要求される。

一般に，移動床上の流れは，流体の単位体積重量ρ，動粘性係数ν，河床材料の単位体積重量ρs，平均粒径d，粒度分布形状k，摩擦速度Uf（あるいは流速U），水深H（あるいは河床勾配Ib），河幅B，重力加速度gの関数として表わされる。いま基本量として流体の単位体積重量ρ，重力加速度g，平均粒径dあるいは水深Hを選び，固定床上の流れの場合と同様に，上記水理量を無次元化すると次のように表わされる。

$$\pi_2 = \pi_2 \left(\frac{Ufd}{\nu}, \frac{Uf^2}{(\rho s/\rho - 1)gd}, \frac{H}{d}, \frac{B}{H}, (\rho s/\rho - 1), k \right) \qquad (2)$$

河床形態の相似性は，河床抵抗に大きく関与する小規模河床形態の相似性と流れの三次元性に大きな影響を与える中規模河床形態の相似性とに分けられる。小規模河床形態は，式(2)に示される無次元量のうち，主として粒子レイノルズ数Ufd/ν，無次元掃流力$Uf^2/(\rho s/\rho - 1)gd$及び水深・粒径比H/dによって支配される。とくに，Ufd/νの効果は，$Ufd/\nu < 20$の場合，河床上にRippleが発生し，模型実験で問題となることが多い。しかしながら，Ufd/νが大きい場合，Ufd/νの効果は無視できるようになる。

中規模河床形態は，小規模河床形態の支配量Ufd/ν，$Uf^2/(\rho s/\rho - 1)gd$，H/d及び河幅・水深比B/Hに影響される。

中規模河床形態はまたRipplesの発生と同時に形成されることがあるが，主として水深を含むパラメーターに支配される。

一方，流砂形態の相似性については，たとえば，Laursenによれば，河床材料の沈降速度Woと摩擦速度Ufとの比Wo/Ufにより流砂形態は分けられるとしている。$Wo/Uf > 1$の場合に

は掃流砂が，$W_0/U_f < 1$ の場合には浮遊砂が，それぞれ卓越するとされている。したがって，W_0/U_f を現地と模型とで一致させることが望ましい。なお，沈降速度 W_0 の縮尺がフルードの相似則にしたがう範囲は，粒径 d に関して $d \geqq 0.2 \sim 0.5$ mmといわれている。

さらに，流砂量の相似性についても，小規模河床形態の場合と同様に，粒子レイノルズ数 $U_f d/\nu$ が大きい場合，無次元掃流力 $U_f^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ と水深・粒径比 H/d との相似性が重要となる。しかしながら，$U_f d/\nu$ が小さい場合，流砂量を相似することはむずかしくなり，通常フルードの相似則に基づく時間縮尺とは別に流砂量の相似性に基づく時間縮尺を設定して対応することになる。

4 模型及び実験の概要

模型縮尺は，前項で述べたように，移動床用材料として使用可能な粒子の平均粒径に大きく支配される。すなわち，本実験で対象とする矢作川の河床材料の平均粒径は約 0.2 *cm* と極めて小さく，また模型用河床材料として現実に入手可能な砂粒の平均粒径は約 0.018 *cm* であって，この場合粒径縮尺は $dr = dp / dm = 0.2 / 0.018 \fallingdotseq$ (p＝*prototype*，m＝*model*，r＝*ratio*) となり，模型縮尺としては非現実的である。そこで，本実験では流砂形態の相似性に基づき，沈降速度・摩擦速度比 W_0/U_f を現地と模型とで一致するように設計した。その結果，現実的な値として，$dm = 0.018$ *cm* に対し，模型縮尺 $Lr = 40$ が得られた。

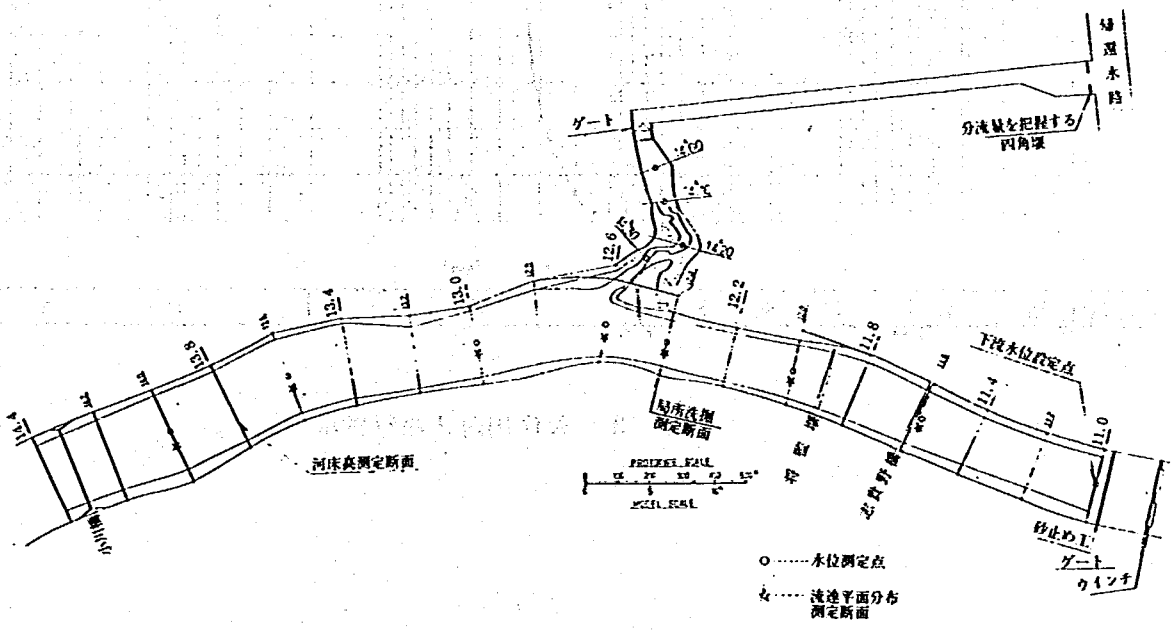
したがって，他の水理量の縮尺は，前項の固定床上の流れに対して得られたフルードの相似則により，それぞれ次のように与えられる。

速　　度　：$Ur = Lr^{1/2} = 40^{1/2} = 6.32$

時　　間　：$Tr = Lr^{1/2} = 40^{1/2} = 6.32$

流　　量　：$Qr = Lr^{5/2} = 40^{5/2} = 10.119$

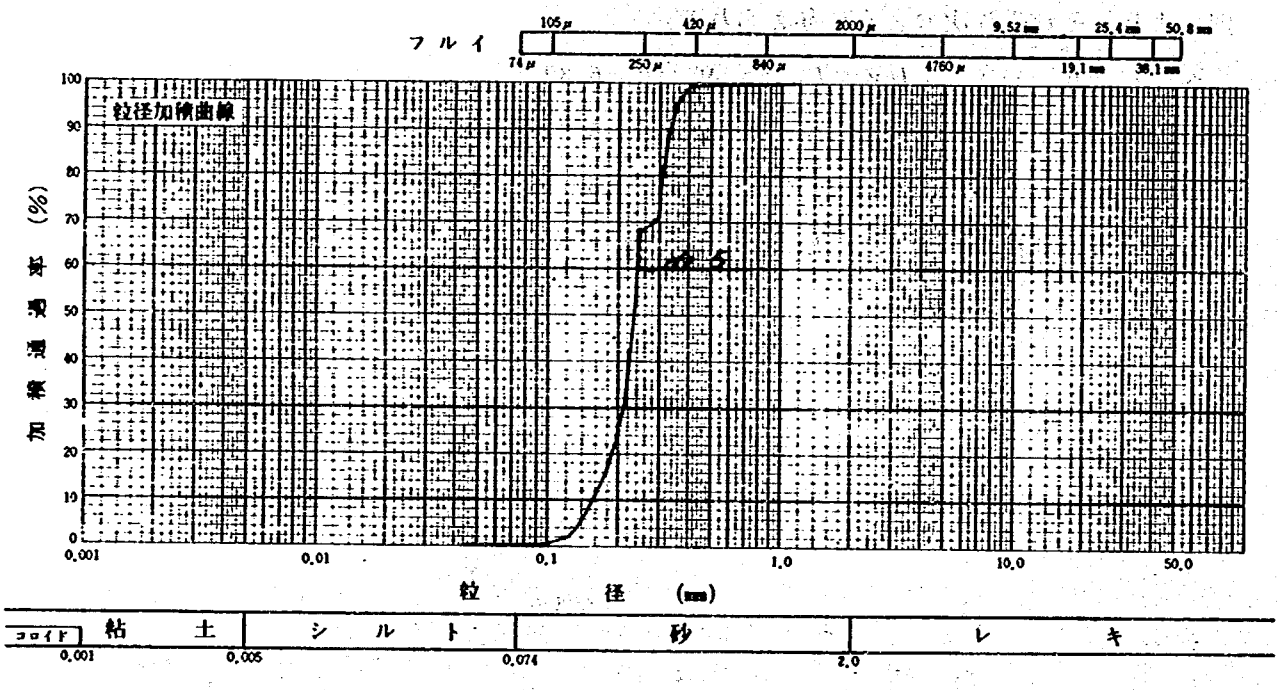
Manningの粗度係数：$nr = Lr^{1/6} = 40^{1/6} = 1.8$



図－2　模型概要図

製作した模型の概要は，図－2に示すとおりであって，矢作川 11.0 Kmより 15.6 Kmまでを模型区間とし，このうち 11.0 Kmから 14.4 Kmまでを移動床としている。一方，古川については，分派後 13.9 Kmまでを移動床で製作した。移動床材料としては，上記の平均粒径 $dm = 0.018$ *cm* のものを目標として使用したが，実際には平均粒径 $dm = 0.022$ *cm* で，図－3に示されるような粒度分布をもつ材料となり，沈降速度・摩擦速度比は $(W_0/U_f)r \fallingdotseq 0.8$ となってしまい，模型の方が掃流砂が多くなったものと推測される。

実験にあたっては，矢作川上流流量を模型上流端に設けられた量水槽より供給し，まず矢作川本川下流端水位を所定の値に設定した後，古川の分派量が所定の値となるように古川下流端水位を調節した。なお，本実験では，矢作川上流部を給砂区間，中下流部は実験区間と考えているので，実験中の給砂は，行わない。実験中の測定項目は，流量・水位・河床高・流況・流速・気球よりの写真撮影であって，流量については，板谷・手島公式（四角ぜき）によりそれぞれ算定している。水位あるいは河床高は，それぞれ，ポイントゲージあるいはスケールにより計測され，流況は，流水に染料を投入し，これを気球あるいはローリングタワー上から写真撮影することにより記録している。



図－3　矢作川河床材料試験

5 実験水理条件

(1) 相似性に基づく実験水理条件の制約

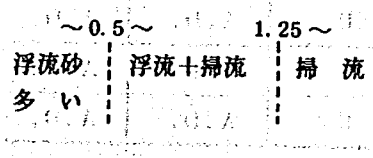
実験水理条件の設定にあたっては，まず河床材料の移動限界流量，流送形式及び河床形態の領域区分等を明らかにしておかなければならない。

また，河床材料の流送形式については，Laursenの方法を用いて検討してみよう。表－1は，現地と模型とのWo/Ufの比に基づき，流送形式を分類したものであって，現地では200 ㎥／s以下が掃流，それ以上では掃流と浮流に，模型では400 ㎥／s以下が掃流，それ以上が掃流と浮流になっている。

表－1　各流量の掃流形式

	現地		模型	
Q	$(Wo/U*)p$	Laursen	$(Wo/U*)m$	Laursen
2,600 ㎥／s	0.51	掃流＋浮流	0.70	掃流＋浮流
2,400	0.53	〃	0.71	〃
2,200	0.54	〃	0.74	〃
2,000	0.56	〃	0.76	〃
1,800	0.60	〃	0.81	〃
1,600	0.62	〃	0.84	〃
1,400	0.65	〃	0.89	〃
1,200	0.69	〃	0.94	〃
1,000	0.74	〃	1.00	〃
800	0.82	〃	1.12	〃
600	0.89	〃	1.21	〃
400	1.01	〃	1.36	掃　流
200	1.28	掃　流	1.74	〃

Wo：沈降速度
$U*$：摩擦速度
Laursenによる浮流限界　$Wo/U*$



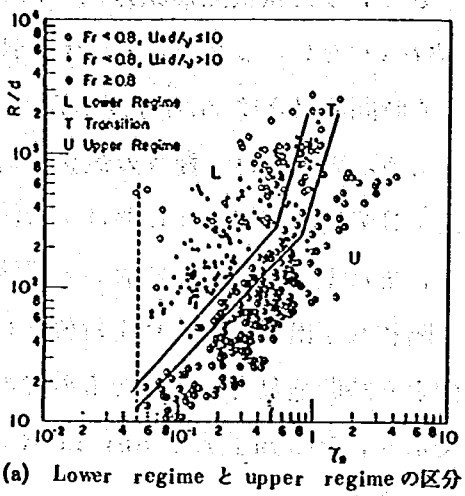
さらに，河床形態については，まず小規模河床形態について検討してみよう。表－2は，芦田・道上（図－4(a)），Garde－Raju（図－4(b)）及び鮭川（図－4(c)）らによる分類を将監堰の有無それぞれについて示したものであって，堰がある場合，現地では流量が100 ㎥／s程度以下でのみLower Regimeとなるのに対し，模型では2,000 ㎥／s程度までLower Regimeとなっている。また，堰がない場合は，現地で1,000 ㎥／s程度以下，模型ではやはり2,000 ㎥／s程度以下でLower Regimeとなっている。したがって，小規模河床

形態がいずれもLower Regimeとなるのは，将監堰がある場合100 ㎥／S程度以下，ない場合1,000 ㎥／s程度以下となり，比較的小規模な出水のみを対象とした場合に相似性が満足される。なお，いずれもUpper Regimeとなるのは，極めて大規模な出水を対象とした場合であって，現実的でない。一方，中規模河床形態については，池田（図－4(d)）の区分によれば，表－2に併示されるように，将監堰の有無にかかわらず，現地と模型とが一致することはない。したがって，本模型により中規模河床形態を再現することはかなり困難であることに注意しなければならない。

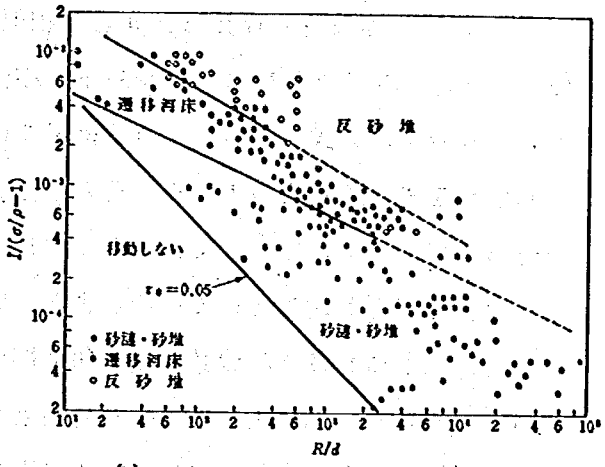
表－2　小規模河床形態の分類

		現地				模型			
	Qp	芦田・道上	Garde－Raju	鮭川		芦田・道上	Garde－Raju	鮭川	
せきあり	50	L	R, D	R, D	単列	L	—	A.B.	複列
	100	L	R, D	R, D	弱蛇行	L	—	A.B.	〃
	500	T	T	F	〃	L	R, D	A.B.	単列
	1,000	U	T	A.D.	〃	L	R, D	A.B.	〃
	2,000	U	T	A.D.	非蛇行	L	T	R, D	弱蛇行
	5,000	U	A.D.	A.D.	〃	T	T	F	〃
	7,000	U	A.D.	A.D.	〃	U	A.D.	A.D.	非蛇行
	8,000	U	A.D.	A.D.	〃	U	A.D.	A.D.	〃
せきなし	50	L	—	—		L	—	—	
	100	L	R, D	A.B.	弱蛇行	L	—	A.B.	単列
	200	L	R, D	R, D	〃	L	—	A.B.	〃
	500	L	R, D	F	〃	L	R, D	A.B.	〃
	1,000	L	R, D	F	非蛇行	L	R, D	R, D	弱蛇行
	2,000	T	T	A.D.	〃	L	R, D	R, D	〃
	3,000	U	T	A.D.	〃	T	T	F	〃
	5,000	U	A.D.	A.D.	〃	U	T	F	〃
	7,000	U	A.D.	A.D.	〃	U	T	A.D.	非蛇行
	8,000	U	A.D.	A.D.	〃	U	A.D.	A.D.	〃

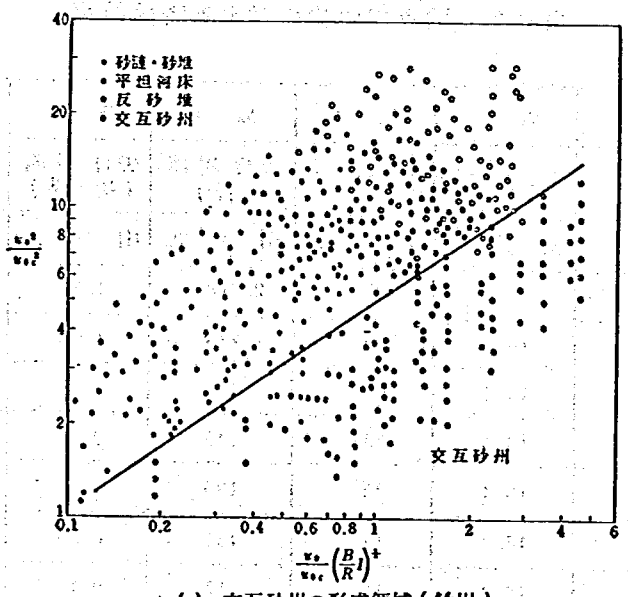
備考　R, D ： Ripples or Dunes
　　A.B. ： Altermate Bars
　　T ： Transition
　　A.D. ： Amti－Dunes



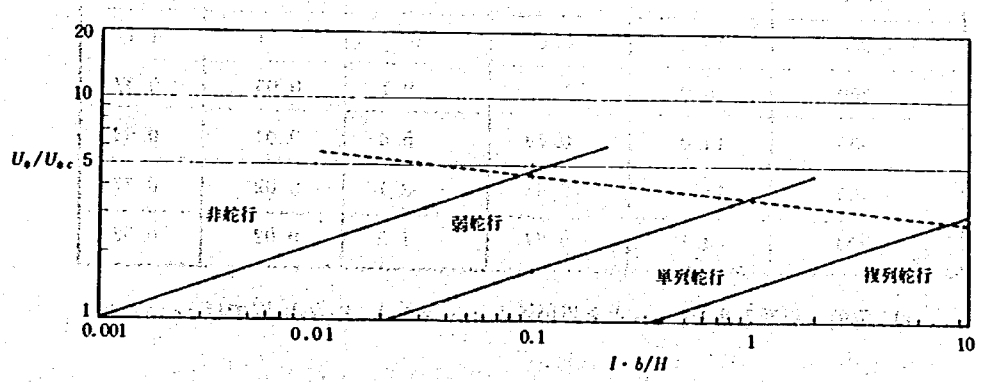
(a) Lower regime と upper regime の区分
（芦田・道上）



(b) 河床形態の領域区分（Garde-Raju）



(c) 交互砂州の形成領域（鮭川）



U_* ：まさつ速度　　非蛇行：砂礫堆の形成されない領域
U_{*c}：限界まさつ速度　弱蛇行：不明瞭な単列砂礫堆の形成される領域
I ：河床勾配　　単列蛇行：明瞭な単列砂礫堆の形成される領域
b ：河幅　　複列蛇行：複列砂礫堆、網状流の形成される領域
H ：水深

(d) 砂礫堆区分図（池田）

図－4　河床形態の領域区分

本模型においては，粒子レイノルズ数Ufd/νは小さく，また無次元掃流力$Uf^2/(\rho_s/\rho-1)gd$と水深・粒径比H／dとの相似性は満足されていない。したがって，流砂量の相似性を満足させるためには，フルードの相似則に基づく時間縮尺だけでは不充分となる。よって，種々の流砂量式に基づき，時間縮尺を検討してみよう。表－3は，種々の流量に対して時間縮尺をまとめたものである。そのうち矢作観測式は日名橋（25.0 Km）における観測値から得られているものであって，（掃）は掃流砂のみを，また（掃・浮）は掃流砂と浮流砂の合計を，それぞれ対象としている。また，表－4は，昭和40年出水ハイドロを対象として，ある流量以上における流砂量の積分値に関する相似性より時間縮尺を算定したものである。なお，土研式及び山本式は掃流砂を対象としたものであり，Brown式及びShields式は掃流砂と浮流砂との双方を対象としていることに注意する必要がある。

表－3　種々の流量に対する時間縮尺

	No. 1	No. 2	No. 4	No. 6	No. 8
現　地	土研式	土研式	矢作観測（掃）	矢作観測（掃・浮）	Shields
模　型	土研式	山本式	山本式	山本式	Shields
Q＝2,600 ㎥／s	16.5	227	2,318	1.82	1.2
2,400	16.5	216	2,225	1.98	1.2
2,200	16.5	49	493	0.51	1.2
2,000	16.4	35	343	0.64	1.2
1,800	16.4	22	195	0.27	1.2
1,600	16.4	18	155	0.29	1.1
1,400	16.2	11	87	0.18	1.1
1,200	16.1	5.5	43	0.10	1.1
1,000	15.9	3.8	28	0.11	1.1
800	15.0	1.4	9.1	0.05	0.97
600	14.0	0.79	5.4	0.04	0.93
400	11.9	0.45	3.1	0.02	0.77
200	4.1	0.27	1.5	0.02	0.32

*）現地，模型ともBrown式を用いると $t_{sr}=1.4$　Froude則では $t_r=6.3$

表－4　流量の積分値による時間縮尺

	現　地	模　型	Q＞500㎥／s	Q＞300	Q＞100
No. 1	土研式	土研式	16.3	15.5	12.4
No. 2	土研式	山本式	91	75	54
No. 3	矢作観測（掃）	土研式	141	128	88
No. 4	矢作観測（掃）	山本式	783	612	386
No. 5	矢作観測（掃・浮）	土研式	1.2	1.2	1.2
No. 6	矢作観測（掃・浮）	山本式	0.21	0.24	0.26
No. 7	Brown 式	Brown 式	1.4	1.4	1.4
No. 8	Shields	Shields	1.2	1.2	1.1
No. 9	Froude		6.3	6.3	6.3

(2)　現地資料からみた実験水理条件の選択

本実験の水理条件を選定するうえで重要となる現地資料としては，流量時系列，河床変動及び河川構造物の設置・撤去などがあげられよう。以下においては，これらの観点からみた実験水理条件について考察を加えてみよう。

1)　流量時系列

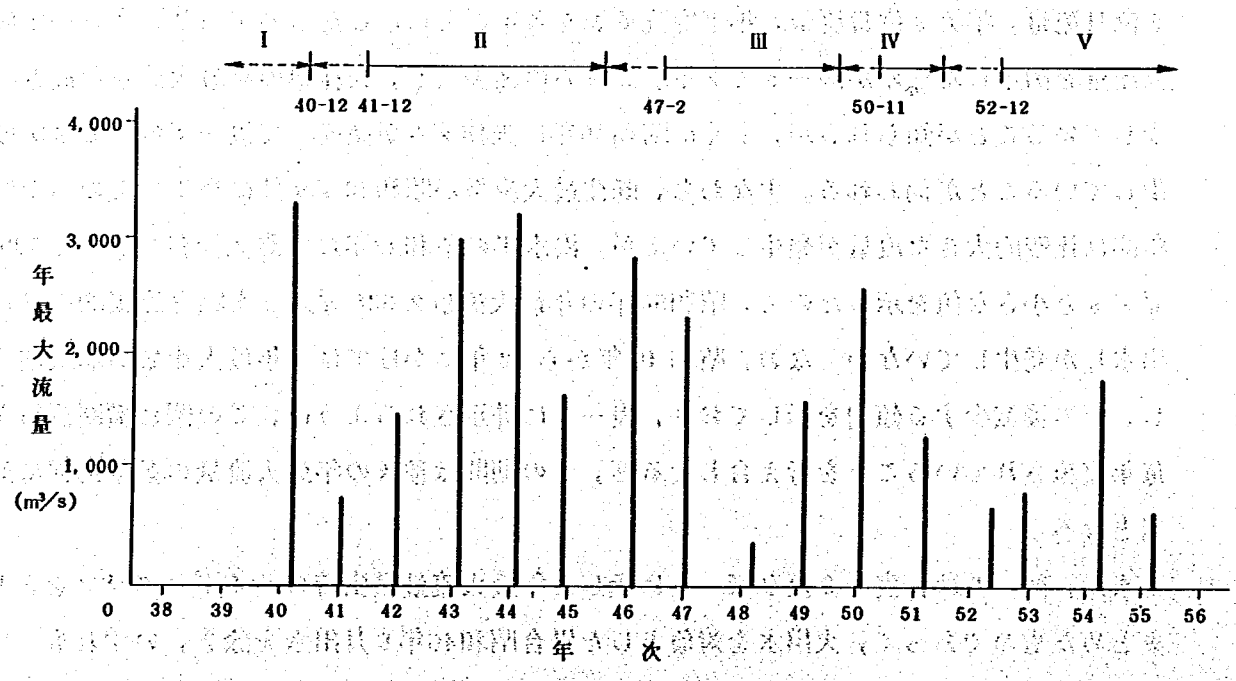
流量年表に基づき，検討対象箇所下流の米津地点（10.9 Km）における最近20箇年間における大・中出水をまとめると表－5となる。同表は，年最大流量，年最大日流量，年第2位日流量，年第3位日流量，年平均流量等を各年ごとに示したものであり，さらに年最大流量を図示したものが図－5である。これらの図表より，矢作川の年最大流量が最近減少していることが知られるが，とくに昭和46年に矢作ダムが完成して以来年最大流量が減少していることが伺われる。すなわち，既往最大流量が昭和40年9月に発生したのちの数年間は比較的大きな流量が発生していたが，渇水年の昭和48年に年最大流量でさえも309㎥／sと小さな値を示したのち，昭和50年の年最大流量2,558㎥／sを除き比較的小さな出水しか発生していない。なお，昭和48年から52年にかけては，年最大流量が順次増大し，その後減少する傾向を示しており，表－5に併示されるように，この間に横断測量が毎年実施されていることを考え合わせると，この期間は種々の年最大流量の効果把握に適当となろう。

また，図－6は，表－5及び図－5に示した年最大流量発生時のハイドログラフをとりまとめたものであって，大出水を対象とした場合昭和46年8月出水を除き，いずれも一山洪水となり，またハイドログラフの形状も比較的よく似ている。したがって，大・中出水

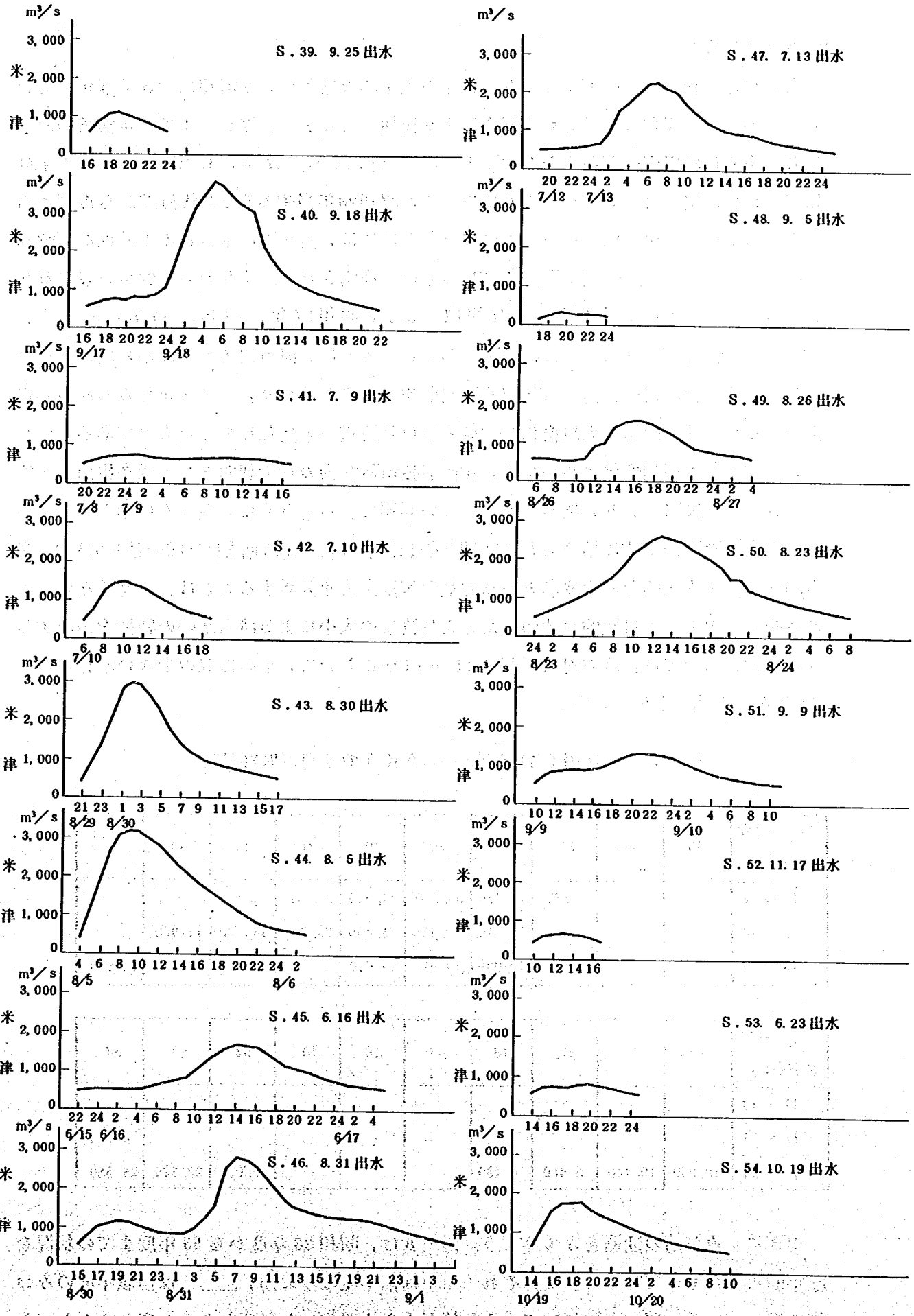
を対象とした場合，流量規模に着目しない限り，いずれの出水パタンを用いても差し支えないようである。

表－5　最近20年間の大中出水

年	年最大流量	年最大日流量 1		第2位日流量 2		第3位日流量 3		平均流量 全年平均	河床高測定 年　月	確率年
36		6月	1,790		250		150	53	36.10	
37		7月	1,130	7月	850	8月	810	44	37. 8	
38		5月	530	6月	430		230	48	38. 8	
39	1,082	9月	440	6月	340		270	31	39. 8	1.6
40	3,770	9月	1,750		400		320	45	40.12	20
41	720	7月	570		300		260	55	41.12	1.2
42	1,467	8月	1,100	7月	1,070		380	48	43. 1	2.5
43	2,973	8月	1,120		280		160	50	44. 2	10
44	3,169	8月	1,640		670		500	60	45. 2	12
45	1,644	6月	970		250		180	42	46. 2	3
46	2,794	8月	1,530		400		350	61	47. 2	9
47	2,279	7月	1,230		580		570	79	47.11	5
48	309	10月	139	9月	137		110	22	49. 2	—
49	1,547	8月	830	7月	680		370	57	50. 2	2.5
50	2,558	8月	1,620		260		220	44	50.11	7
51	1,280	9月	690	5月	580		370	25	51.11	2
52	651	11月	310	6月	240		150	33	52.12	1.2
53	772	6月	350		150		100	23	54. 3	1.3
54	1,752									3



図－5　年最大流量（S 40～55）



図－6 矢作川年最大流量ハイドログラフ（米津）

2) 河床変動

矢作川は，代表的な砂河川であり，近年の人工的な営みにより河相は大きく変化している。このような変化の様子を航空写真により概括してみよう。写真－1は，本実験の対象区間を中心に経年変化が明らかとなるように，昭和23年，37年，45年，49年，52年に撮影された航空写真を整理したものであって，昭和23年当時のうろこ状河道から複列さらに単列河道への変化が伺われる。このような変化には，表－6に示される土砂採取，昭和46年に完成した矢作ダム等が関与しているものと推測される。すなわち，戦後建設された発電用ダム群による土砂抑止と土砂採取により，昭和37年，43年，50年（51年），55年の航空写真をスケッチした図－7にみられるように，河道内でのみお筋の固定化がすすみ，うろこ状砂州の合体化に基づく固定砂州の形成が始まり，これがまたみお筋の固定化を助長し，固定砂州が大規模化し，徐々に単列河道へと変化してきたものであろう。なお，このような河相変化については，建設省技術研究会の指定課題として現在検討がすすめられている段階にあり，極めてむずかしい問題である。とくに，表－6に示されるように，横断測量が経年的に始められた時期と砂利採取の盛んな時期とはほぼ一致しており，現実問題として人工的な河床変動と自然的な河床変動とを分離することは，た易くない。この意味で，主として自然的な要因，たとえば流量の大小による河床変動の特徴を検討する検証実験においては，調査対象区間の11～14 Kmにおいて，土砂採取の少ない昭和49年～51年がより適当といえよう。

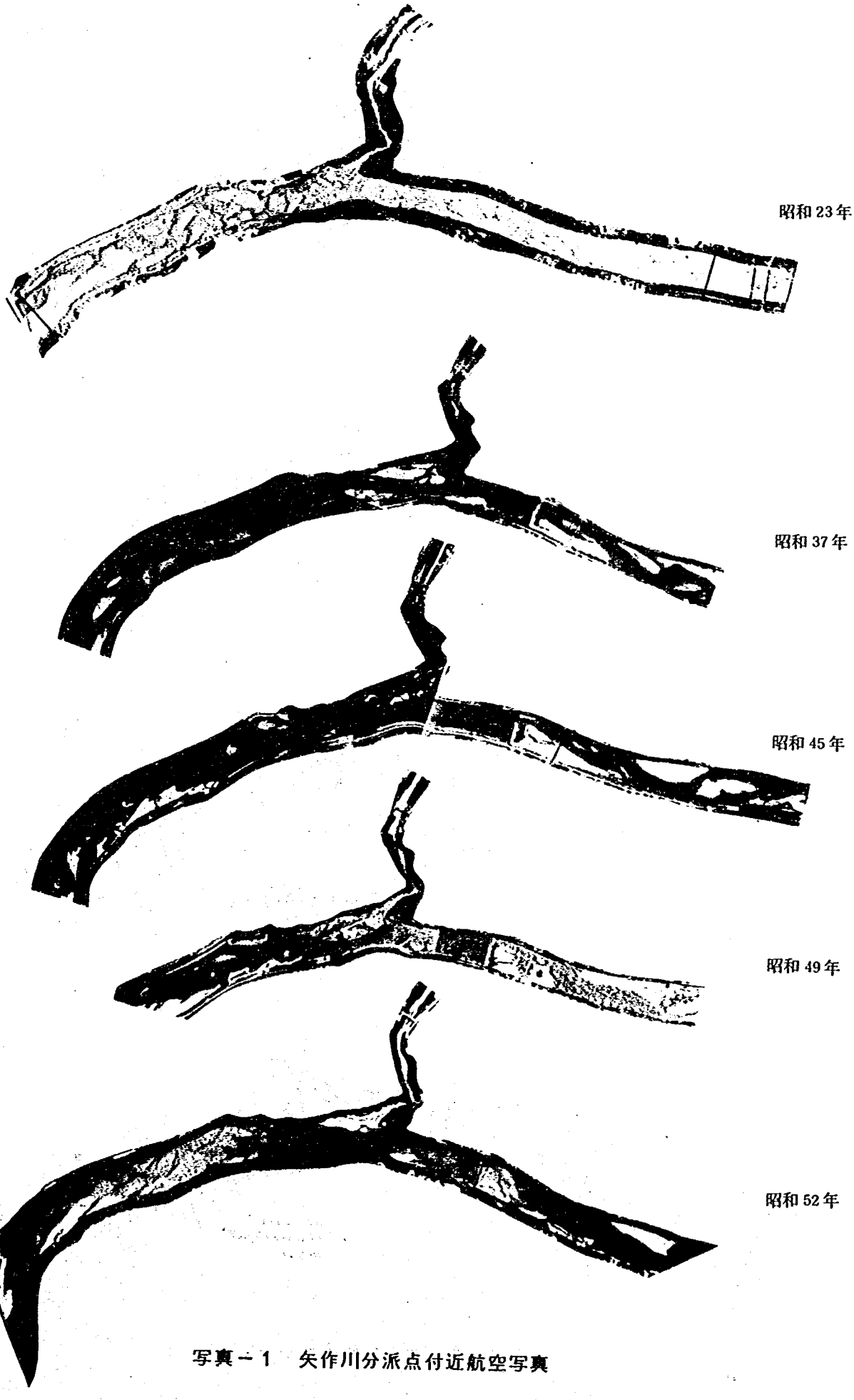
表－6　矢作川（11.0K～14.0K）の砂利採取許可量

単位 ㎥

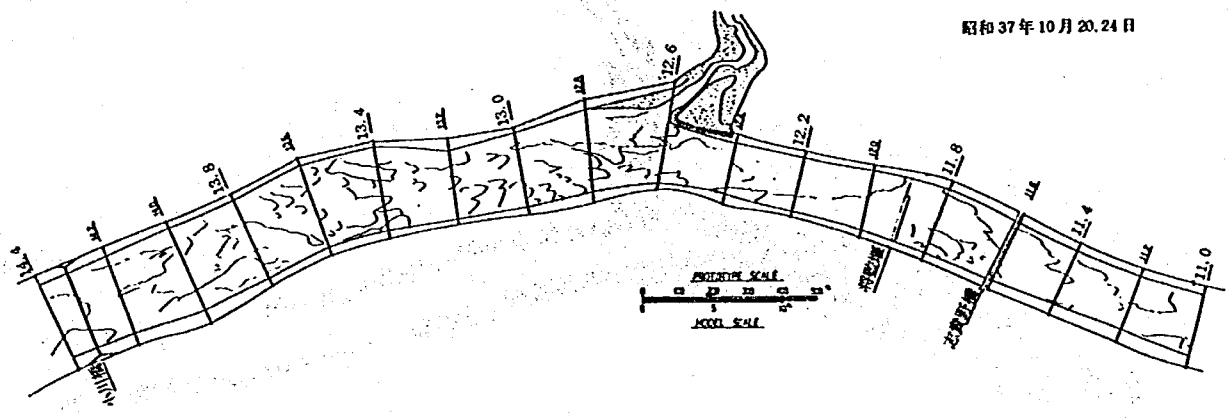
年度 / 位置(Km)	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
11～12			880	40, 180	39, 340	39, 340				
12～13				3, 210	2, 325	1, 405	23, 300	14, 600	12, 960	
13～14				20, 090	19, 670	19, 670		14, 500	12, 960	12, 960

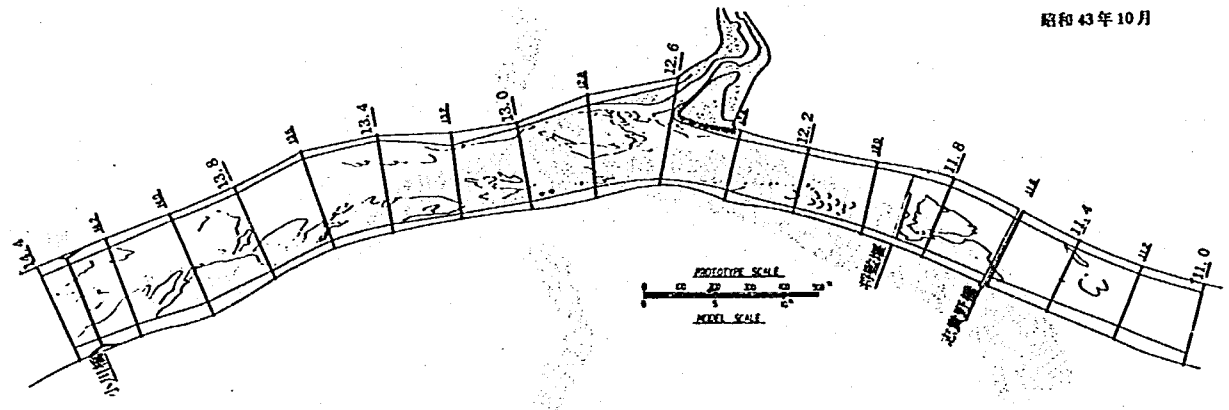
年度 / 位置(Km)	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
11～12										
12～13										6, 790
13～14	12, 960	19, 440	6, 480	6, 480				2, 954	20, 520	26, 850

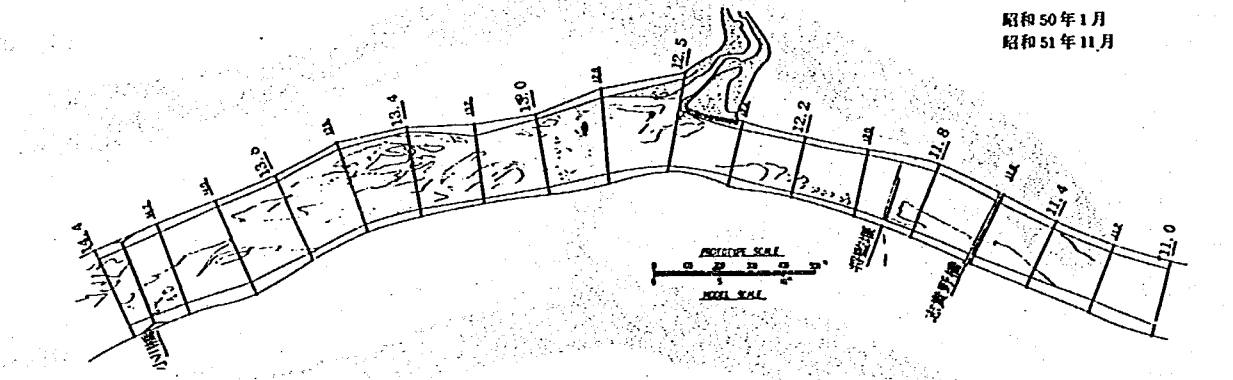
つぎに，みお筋の変遷をみてみよう。図－8は，昭和36年度から55年度までの状況を経年的にみたものであって，それぞれ ||||||||| は前年度のみお筋，▒▒▒ は当該年度のみお筋を示している。図－8において，みお筋が大きく変化した年度とあまり変わらなかった

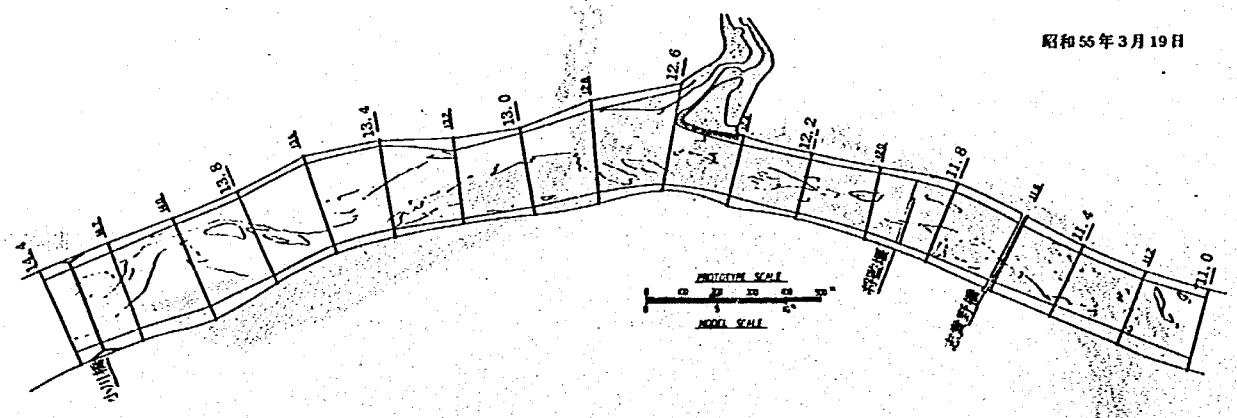


写真－1　矢作川分派点付近航空写真

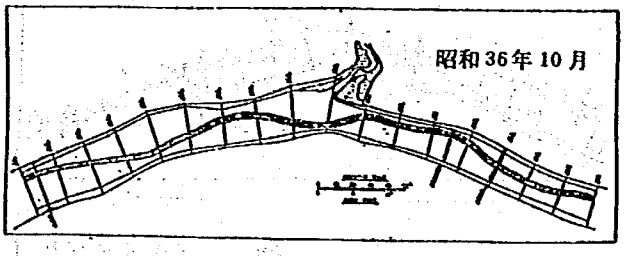


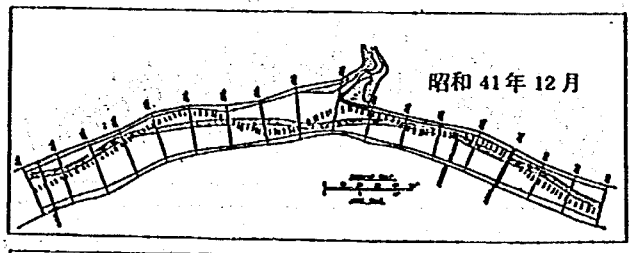


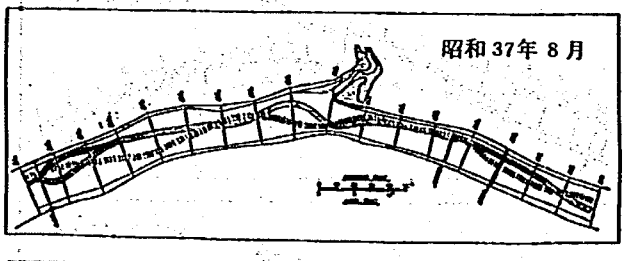


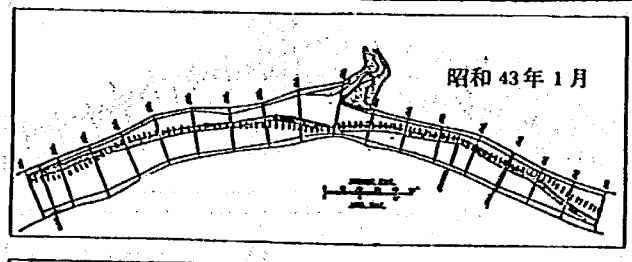


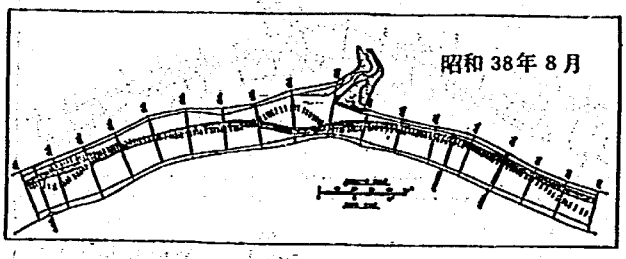
図－7　河床形態のスケッチ

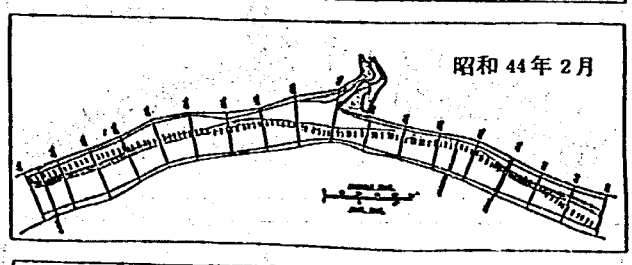

昭和36年10月

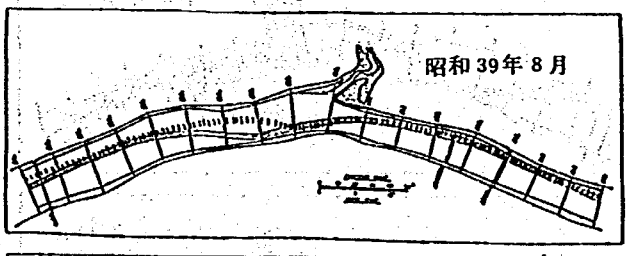

昭和41年12月

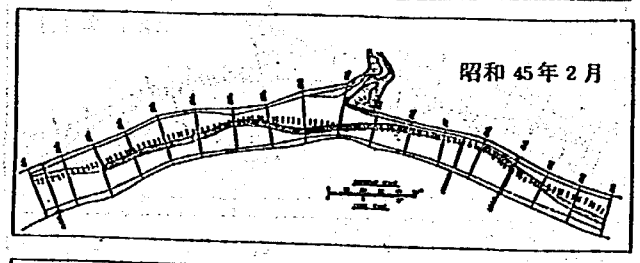

昭和37年8月

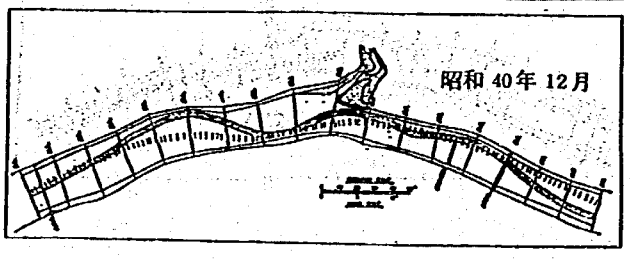

昭和43年1月

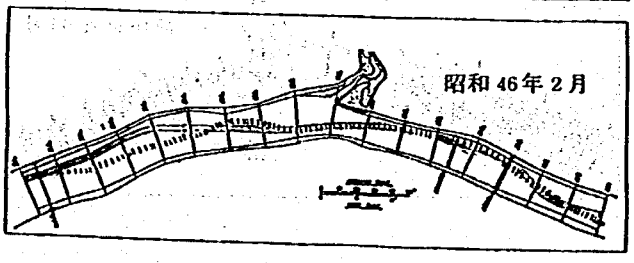

昭和38年8月

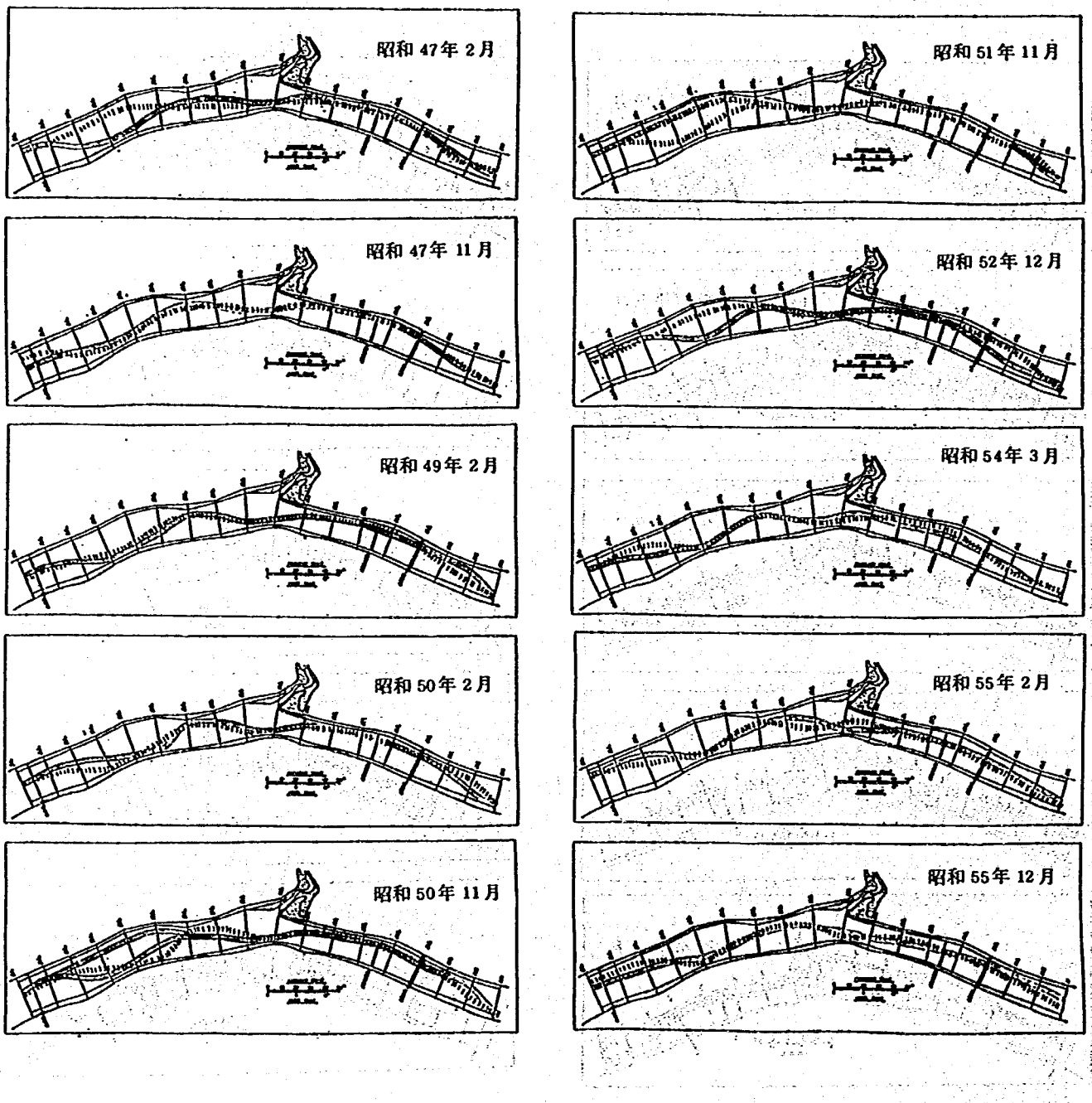

昭和44年2月


昭和39年8月


昭和45年2月

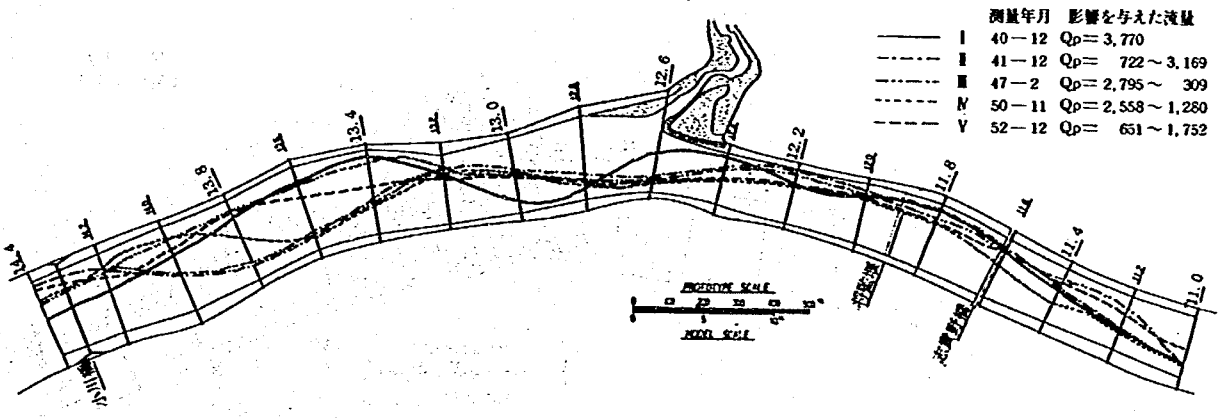

昭和40年12月


昭和46年2月



図－8　みお筋の経年的変化

年度との相方が認められるが，この大きく変化してから次に大きく変化するまでを一つのグループとして区分けすると図－9のようになる。タイプⅠは昭和40年度，タイプⅡは昭和41年度，タイプⅢは昭和46年度，タイプⅣは昭和50年度，タイプⅤは昭和52年度をそれぞれ初年度とするものであって，これらの年度にみお筋は大きく変化している。これらのタイプを総括するとそれぞれの特徴は次のようである。

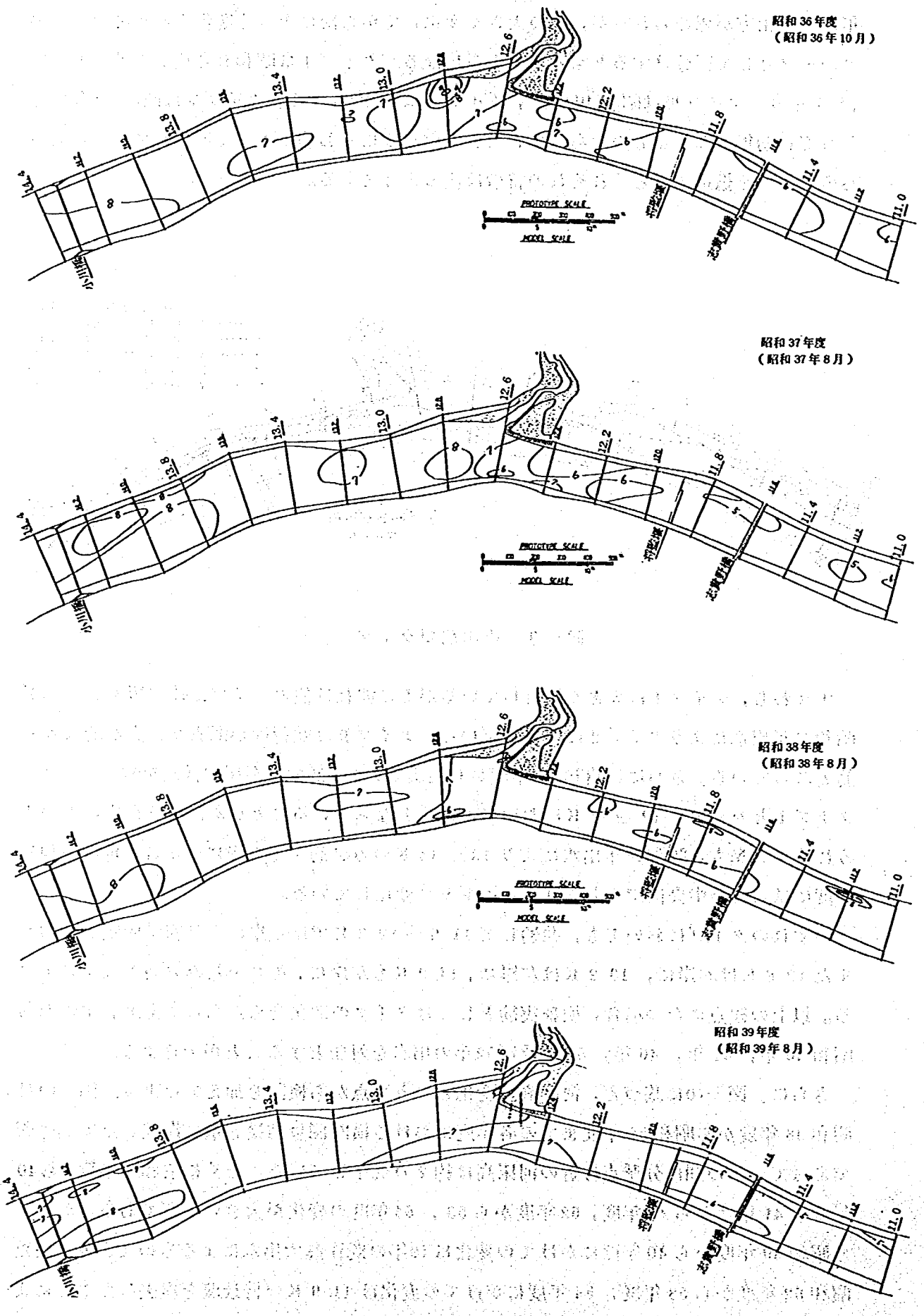


図－9　みお筋のタイプ

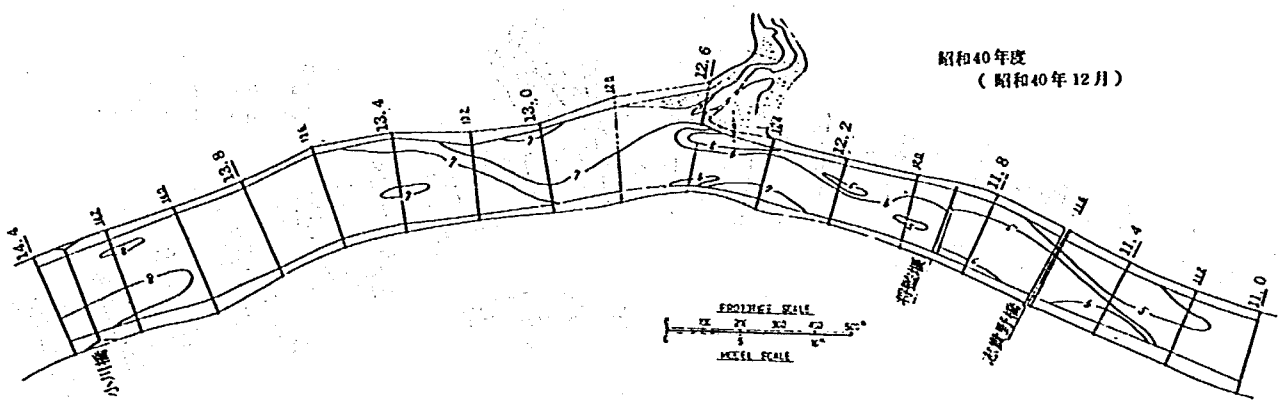
すなわち，タイプⅠは大きく蛇行しているがその波長は他のタイプに較べ短く，これが昭和41年出水によりタイプⅡに移行している。タイプⅡは蛇行性が弱まり，直進的なみお筋となっている。さらに，昭和46年度から始まるタイプⅢでは再び蛇行性を帯びている。タイプⅠとの相違は13～14 Kにおいて逆位相となっていることがあげられよう。このようにタイプⅣも，昭和50年出水により13～14 Kのみお筋が左右岸に分かれ，再び昭和52年度にはこれが中央部でまとまり，タイプⅤに変化している。

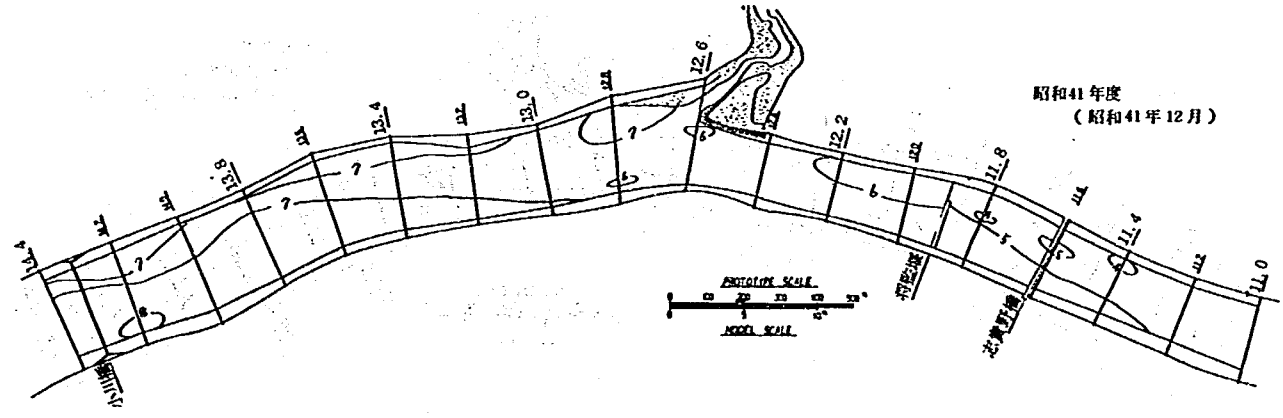
いずれのタイプにおいても，共通して11.6～12.2 Kでは左岸にみお筋が固定しており，また12.8 Kは右岸に，13.2 Kは左岸に，14.2 Kも左岸に，それぞれみお筋が固定している。以上の観点にたつ場合，検証実験としてはタイプの変化をもたらした出水，すなわち昭和40年，41年，46年，50年及び52年の出水を対象とすることができよう。

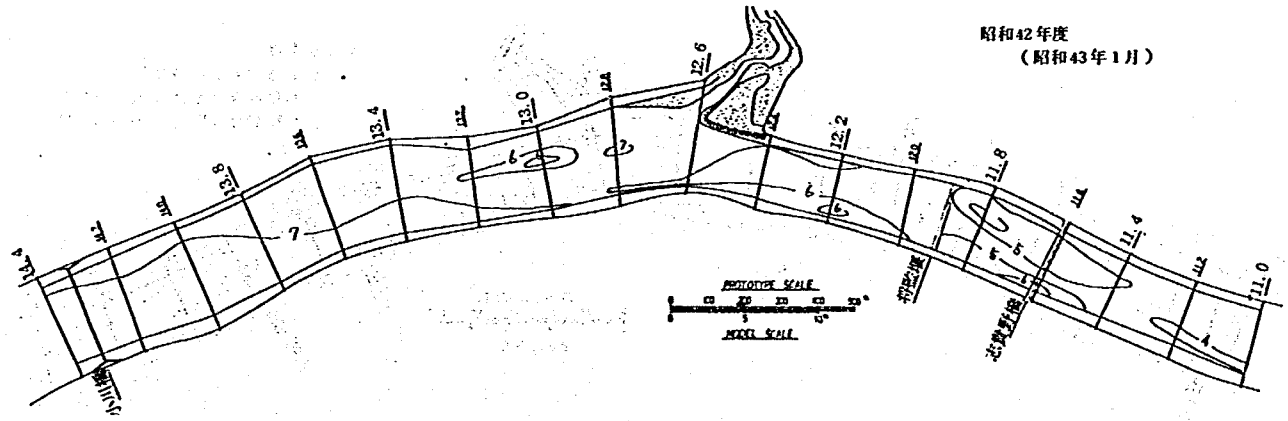
さらに，図－10に基づき，河床高の変化という観点から検討を加えてみよう。図－10は，昭和36年度から昭和55年度までの各年度における横断測量結果を基に作成した等高線図であって，この間に分派点付近の河床高は約2 m低下している。とくに昭和39年度から40年度，41年度から42年度，52年度から53，54年度の変化が大きいようである。このうち昭和39年度から40年度にかけての変化は40年の既往最大出水によるものであり，また昭和52年度から53年度，54年度にかけての変化は11.9 Kの将軍堰を撤去したことによるものであろう。

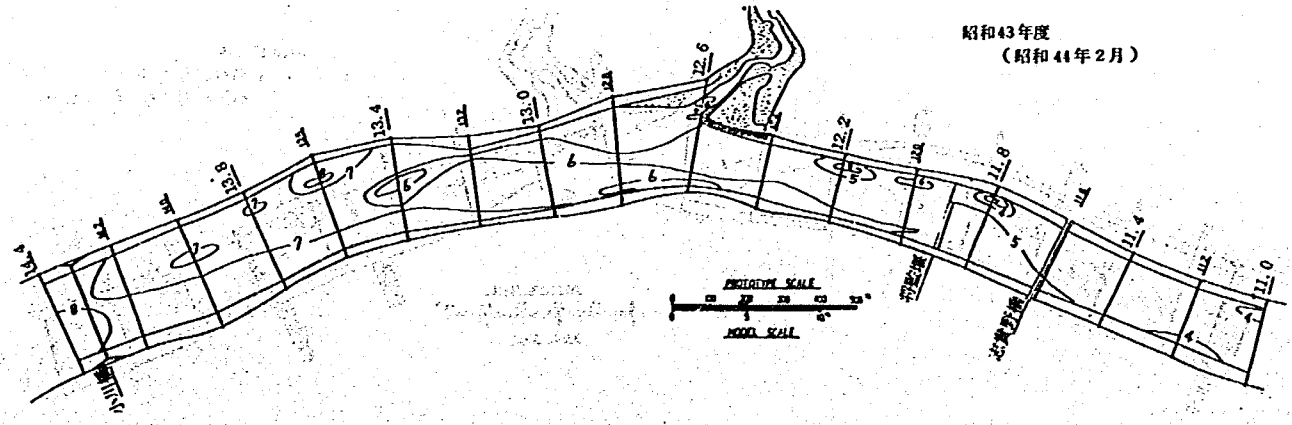


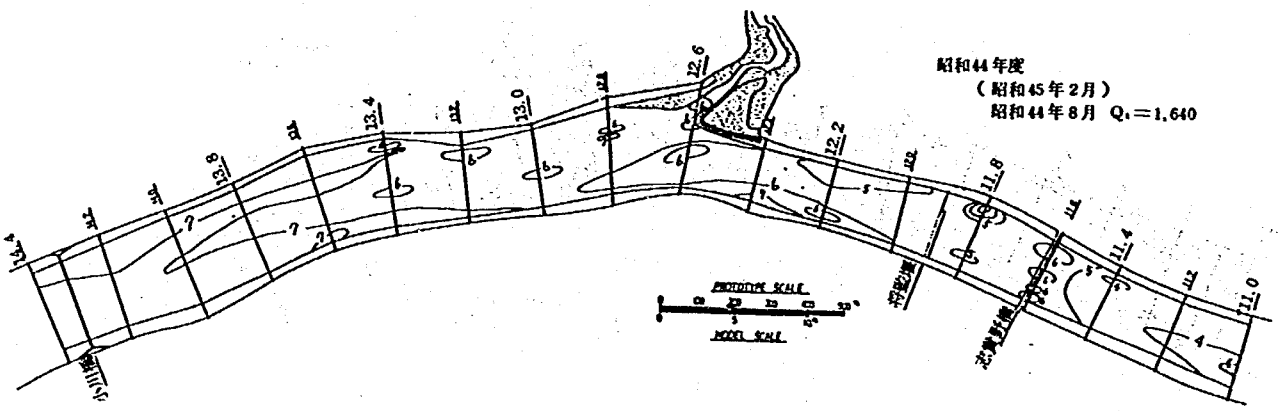
図－10　河床高等高線の経年変化


昭和40年度
（昭和40年12月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

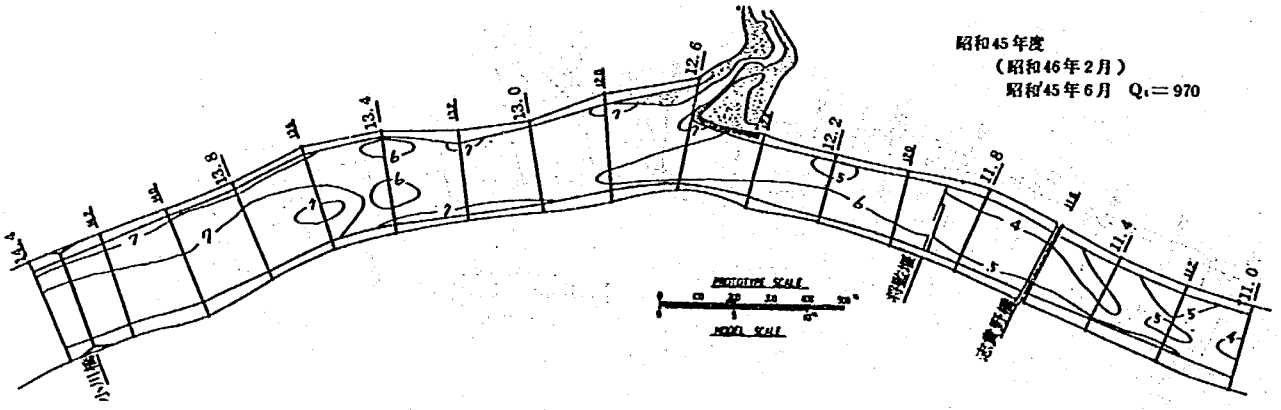

昭和41年度
（昭和41年12月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


昭和42年度
（昭和43年1月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

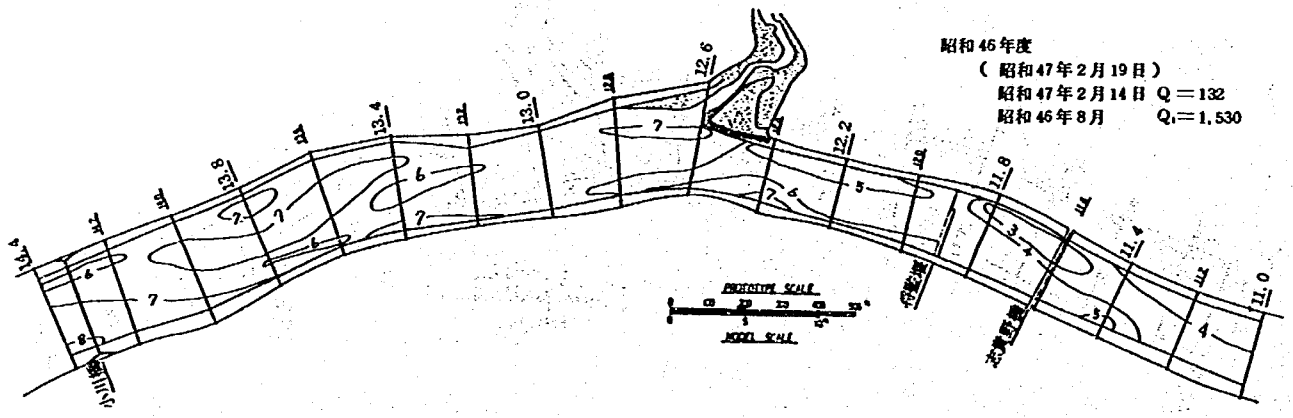

昭和43年度
（昭和44年2月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE



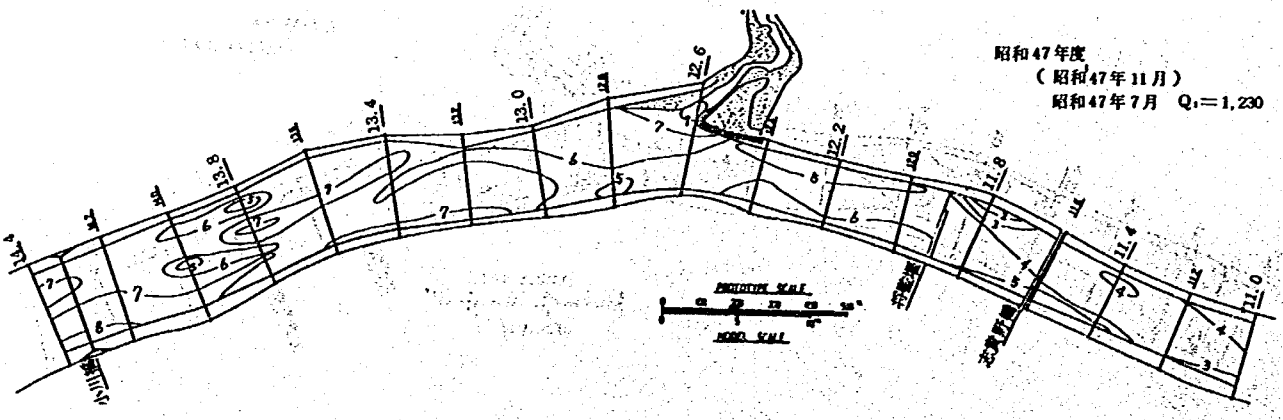
昭和44年度
（昭和45年2月）
昭和44年8月　Q_1＝1,640



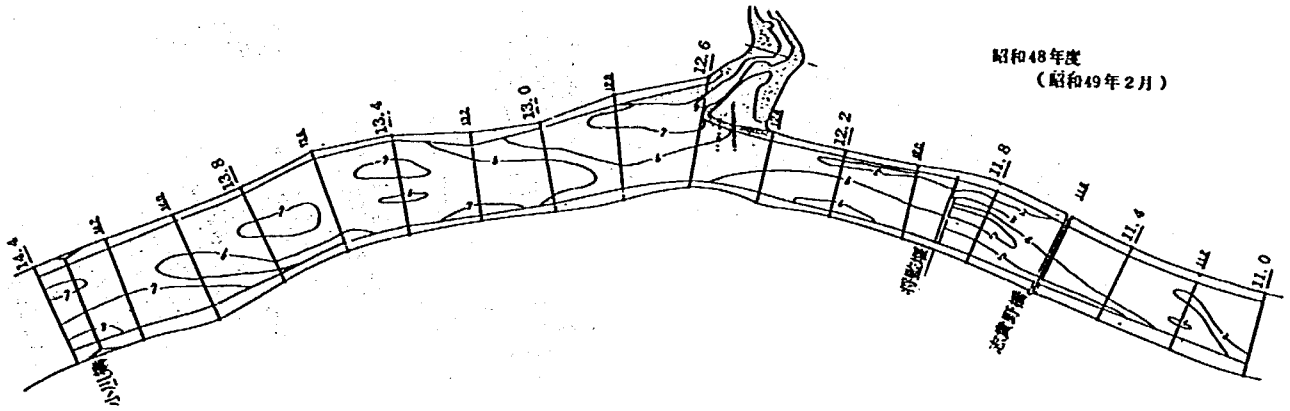
昭和45年度
（昭和46年2月）
昭和45年6月　Q_1＝970

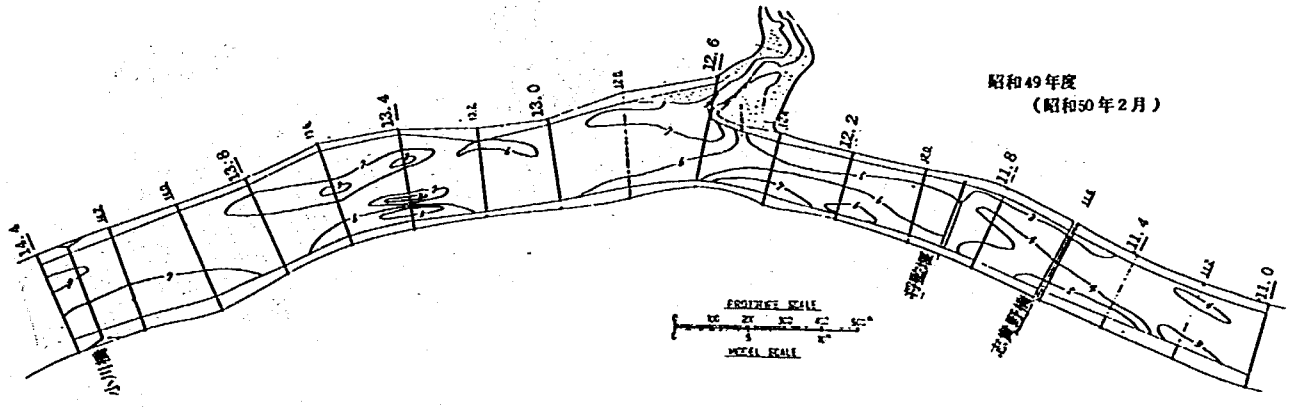


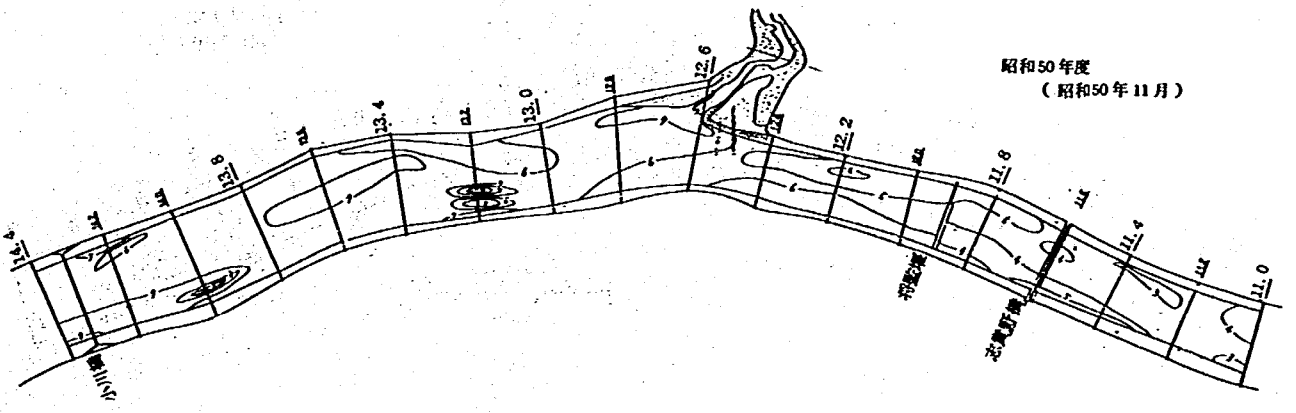
昭和46年度
（昭和47年2月19日）
昭和47年2月14日　Q＝132
昭和46年8月　Q_1＝1,530

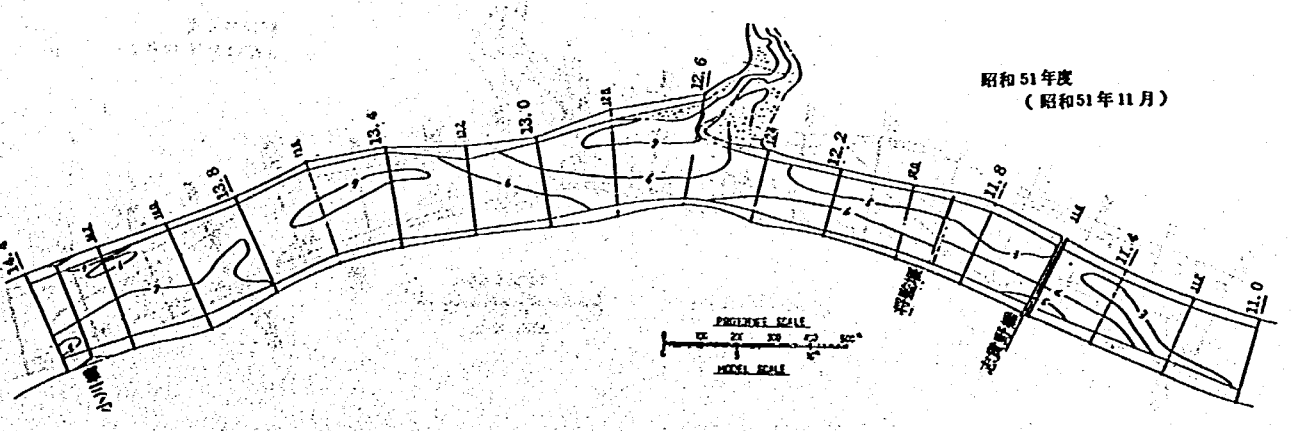


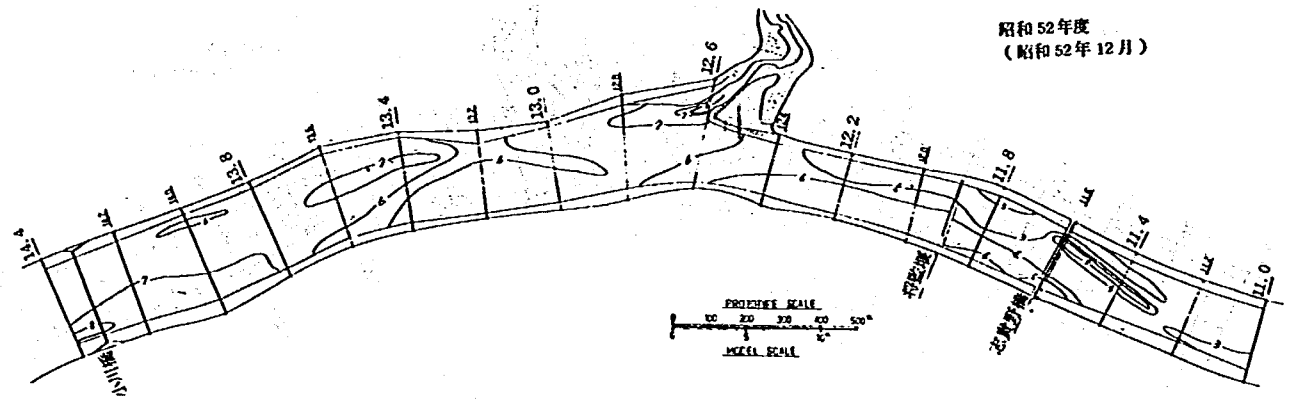
昭和47年度
（昭和47年11月）
昭和47年7月　Q_1＝1,230

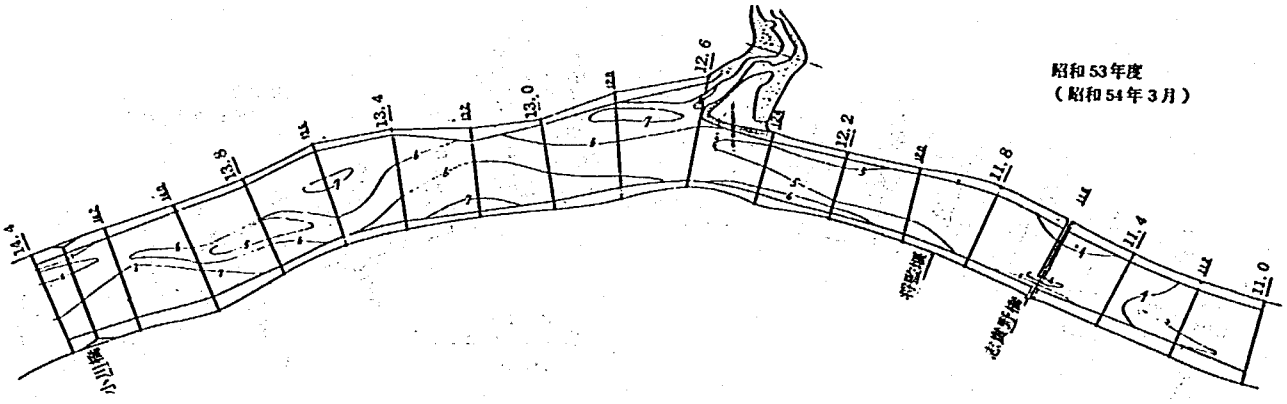

昭和48年度
（昭和49年2月）

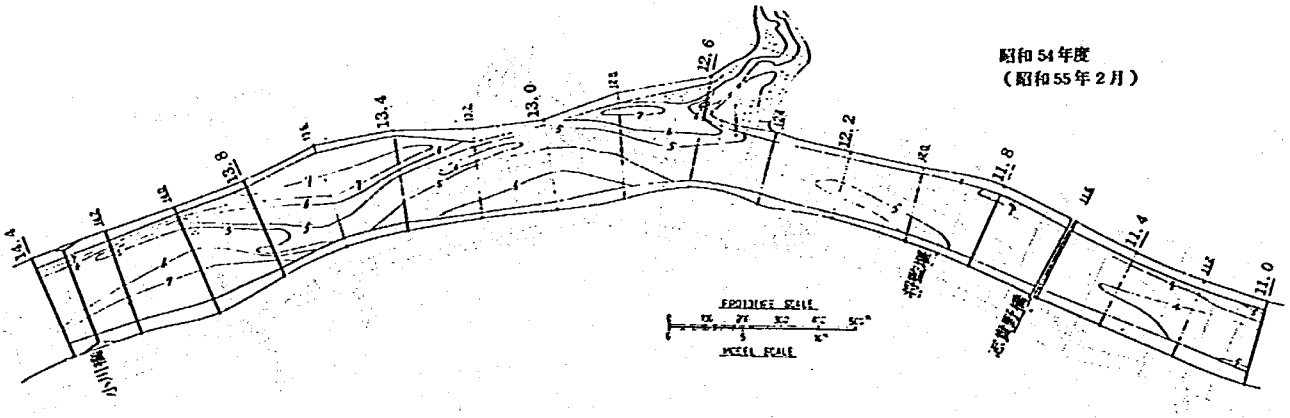

昭和49年度
（昭和50年2月）

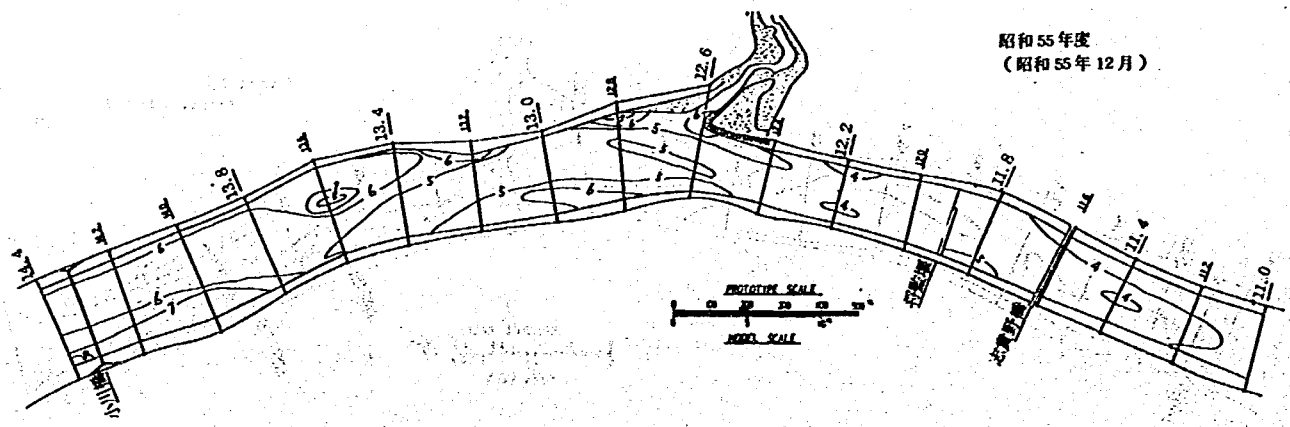

昭和50年度
（昭和50年11月）


昭和51年度
（昭和51年11月）


昭和52年度
（昭和52年12月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


昭和53年度
（昭和54年3月）


昭和54年度
（昭和55年2月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


昭和55年度
（昭和55年12月）
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

最後に，分派点付近として12.4 Kと12.2 Kとを摘出し，これらの横断面形状の経年変化を検討してみよう。図－11は，前年度の比較という意味で前年を破線，当該年を太線で示したものであって，人工的な形状も多々認められ，砂利採取等の影響が直接現われている箇所もある。12.4 Kで大きな変化が認められるのは，昭和41年度，42年度（43年1月），49年度，50年度であって，これは図－5にみられるように，必ずしも大出水に対応していない。逆に大出水のあった昭和40年度，43年度，44年度，46年度の変化はそれほど大きくなく，人工的な河床高変化が加わった横断測量結果のみから検証実験の検討ができないことが示されている。一方12.2 Kについては，大きな変化が昭和40年，43年，44年に発生しており，大出水との対応がよい。なお，12.4 Kの対応がとくに悪い原因としては，分派点付近（矢作古川呑口）に堆積した土砂を古川への取水のため人為的に取除く際，古川側の土砂を本川側に押し出し，これが直下流の12.4K付近にまで流下した事実があげられよう。

3) 河川構造物の設置・撤去

本実験で対象とした分派点付近における当該事項としては，11.9Kの将監堰撤去があげられる。将監堰は，昭和54年3月に撤去され，これより上流は現在急激な河床低下が進行している。したがって，分派点付近の河床条件は昭和54年を境に大きく変化し，暫定河道あるいは計画河道に関する実験を行う場合，将監堰撤去後の状況が基本となろう。

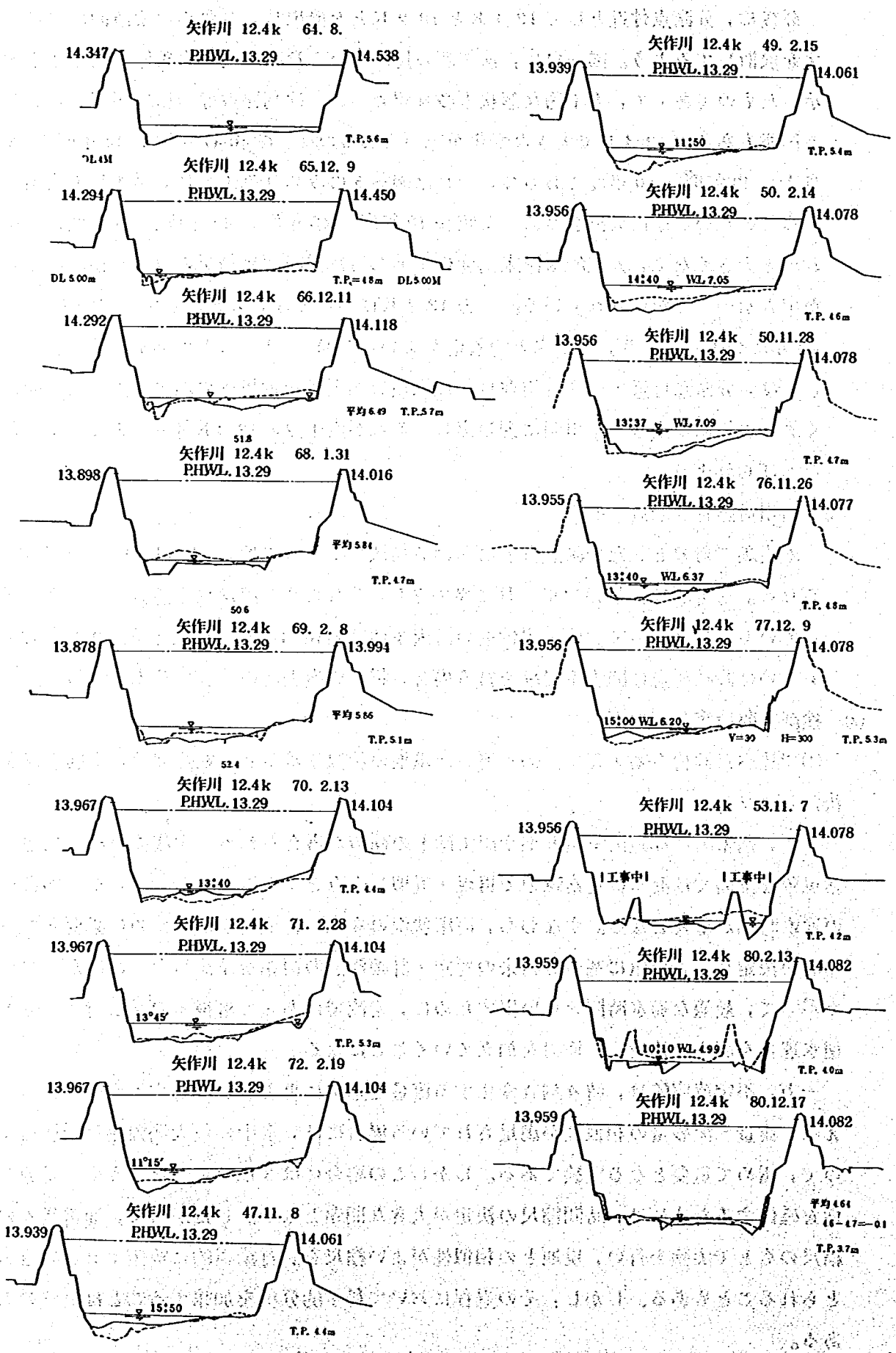
(3) 検証実験の実験水理条件

(1)で述べた制約を踏まえて，(2)で述べた現地の状況に基づき，検証実験の実験水理条件を決定しよう。

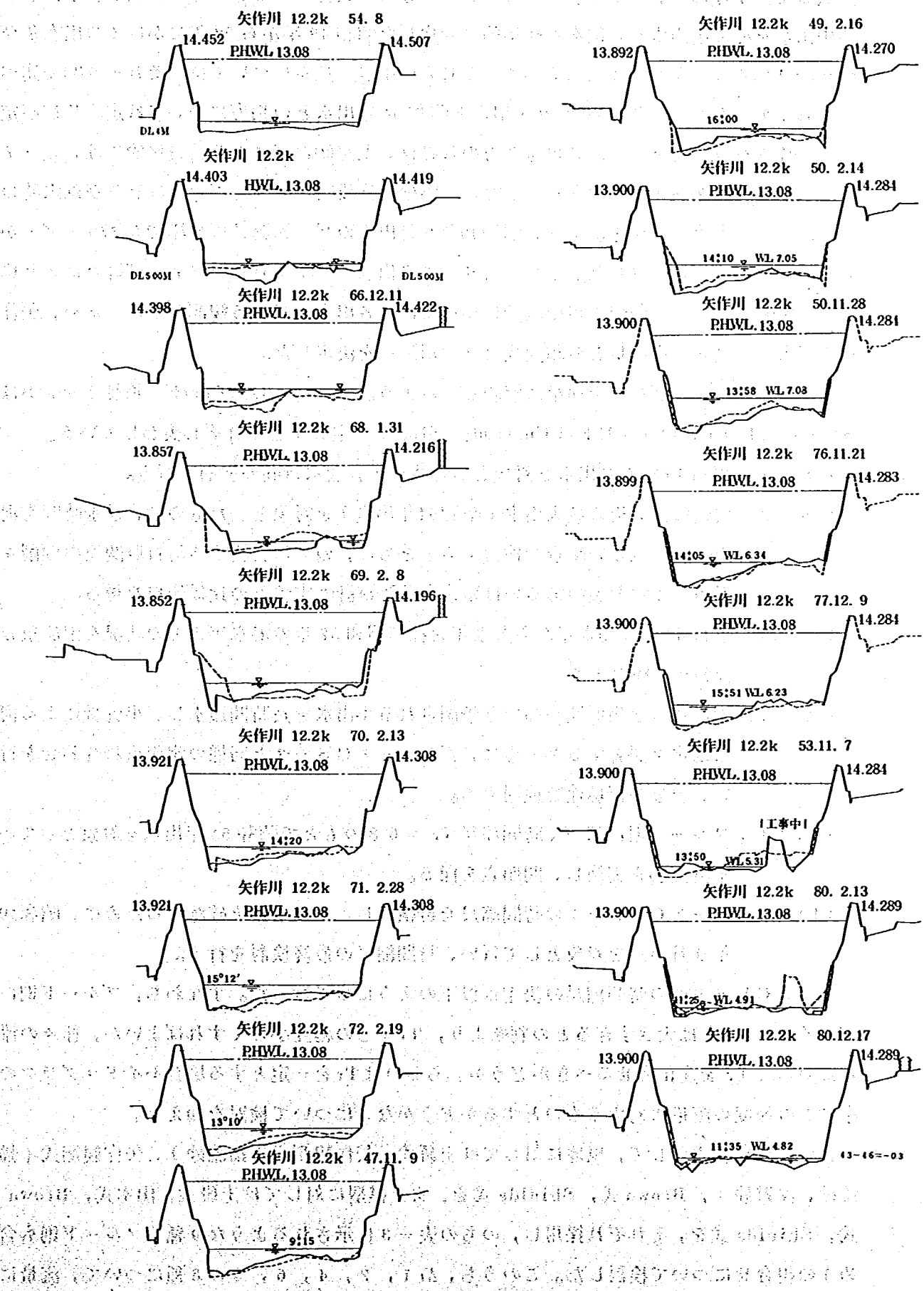
まず，基本的には定流実験と不定流実験との両方が考えられる。定流実験は，現地の非定常現象を実験では簡単に定常現象で再現・近似しようとするものであって，この場合実験での通水時間が重要となる。すなわち，河床状況の変化の再現性を図るために必要となる通水時間を決定し，この値に基づき将来の暫定・計画河道の河相を予測しなければならない。したがって，最適な通水時間を見い出すために，定流ではあっても種々の通水時間のもとで各種水理量を測定・比較し，検討を加えていくことになる。

一方，不定流実験は，時々刻々変化する流量を忠実に再現しようとするものである。たとえば，流量～流砂量の相似性が満足されている場合には，水中の最大洗堀深等が検討できるので，極めて重要となる実験である。しかしこの場合には3章で述べたように，現象の相似性を確保するためには，時間縮尺の決定が大きな問題となる。したがって，通常種々の時間縮尺のもとで実験を行い，現地との相似性がよい縮尺を試行錯誤的に決定するという方法がとられることもある。しかし，その過程において科学的分析を加味することは当然のことである。

本実験においても，以上のような考え方を踏襲することとし，以下のような実験ケースを



図－11(1) 横断形状の経年変化（12.4K）



図－11(2) 横断形状の経年変化（12.2K）

選択した。すなわち，検証実験としては，(2)の分析に立脚し，昭和40年9月出水，小出水から中出水を経て小出水へと出水が経年的に変化した昭和48年から52年にかけての出水及び昭和54年出水を対象にすることとした。これらの出水の意義については，それぞれ(2)で述べたとおりであり，ここでは昭和40年出水と昭和54年出水との相方については定流及び不定流で実験を行うこととした。この考え方の基礎は，上記(2)の3)にあり，最終的には，表－7に示される実験ケースが選択された。なお，実験実施段階に至り，不等流計算及び洪水時の浮子による洪水流観結果等により，昭和40年9月出水のピーク流量は米津で3,770 ㎥／sから2,690 ㎥／sに変更された。これにより，この出水のハイドログラフも比例計算により修正が加えられた。また矢作古川の流量については，各出水に対する観測値がないため，矢作川本川米津流量と古川流量との相関式より古川流量を決定した。

以下において，各ケースを簡単に解説してみよう。ここに，CはCheck（検証）を，SはSteady flow（定流）をUSはUnsteady flow（不定流）をそれぞれ表わしている。

CS－1：昭和40年9月出水を対象としたもので，通水時間の検討を行う。

CS－2：将監堰撤去後の最大出水（昭和54年出水）を対象としたもので，通水時間を河床低下の激しい時点で検討するとともに，のちに実施する河口堰関連の堀削を考慮した現況実験あるいは暫定実験及び計画実験との比較資料を得る。

CS－3：昭和48年の渇水年から豊水年を経て昭和52年の渇水年までの状況を定流重ね合わせで検討する。

CS－4：(1)に基づき相似性が高いと予測される小出水を長時間通水し，小流量による河床変化を調査するとともに，再びケースCS－3と同様の定流重ね合わせを行い，現象の再現性を検討する。

CUS－1：フルード則に基づく時間縮尺Tr＝6.3のもとで昭和54年出水を対象として不定流実験を実施し，問題点を探る。

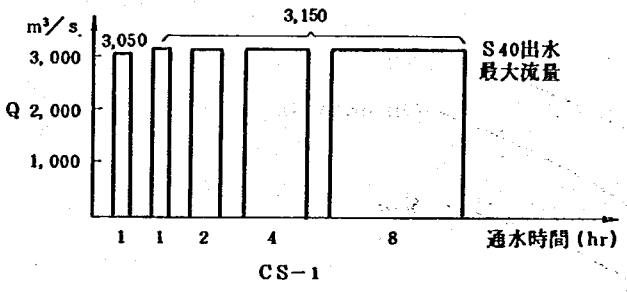
CUS－2：ケースCUS－1の時間縮尺を再検討し，その結果を確認するために，昭和40年9月出水を対象として行い，時間縮尺の最終検討を行う。

なお，CUS－2の時間縮尺の決定は以下のようにして行った。すなわち，フルード則に基づくTr＝6.3は大きすぎるとの判断より，Trをどの程度小さくすればよいか，種々の流量に対してTrを変化させるべきかどうか，あるいはTrを一定とする場合ハイドログラフの中でどの程度の流量に対するものとするかどうかなどについて検討を加えた。

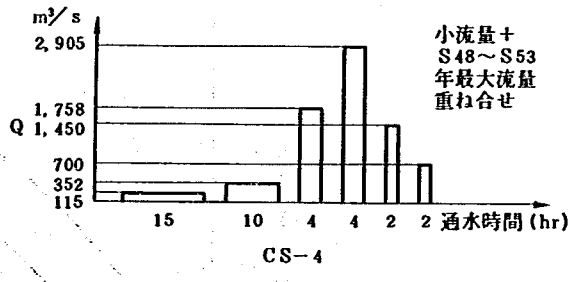
まず，流砂量式として，現地に対しては土研式，矢作観測式（掃流砂），矢作観測式（掃流砂，浮遊砂），Brown式，Shields式を，また模型に対しては土研式，山本式，Brown式，Shields式を，それぞれ採用し，のちの表－3に示されるような9種（フルード則も含め）の組合せについて検討した。このうち，№1，2，4，6，8の8種について，流量に対してTrを示すと表－3（前掲）のようになる。同表にみられるように，Tr＜6.3という

表－7　検証実験の実験ケース

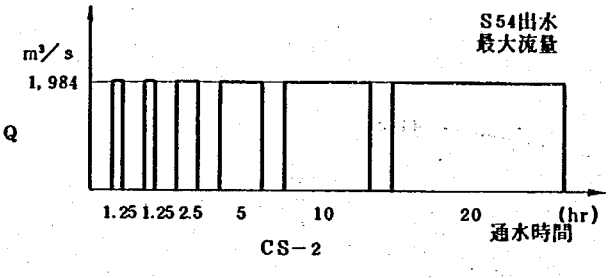
ケース	定・不定流	将来堰	初期河床	本川上位流量	通水時間（模型時間）
CS－1－1	定	有	S.39	3,050 m³/s	合計 1
2			CS－1－1	3,151	2
3			2	〃	4
4			3	〃	8
5			4	〃	16
CS－2－1	定	無	S.54	1,984	合計 1.25
2			CS－2－1	〃	2.5
3			2	〃	5
4			3	〃	10
5			4	〃	20
6			5	〃	40
CS－3－1	定	有	S.48	310	10
2			CS－3－1	1,550	4
3			2	2,560	4
4			3	1,280	10
5			4	650	10
CS－4－1	定	有	S.48	115	15
2			CS－4－1	352	10
3			2	1,758	4
4			3	2,905	4
5			4	1,450	2
6			5	700	2
CUS－1	不定	無	S.54	最大 1,986	tr＝6.3（フルード則）
CUS－2	不定	有	S.39	最大 3,151	tr＝1.3（Brown・Shields）



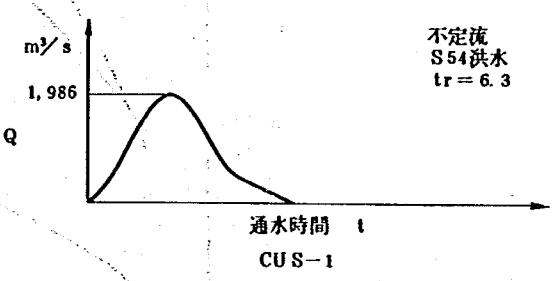
CS－1



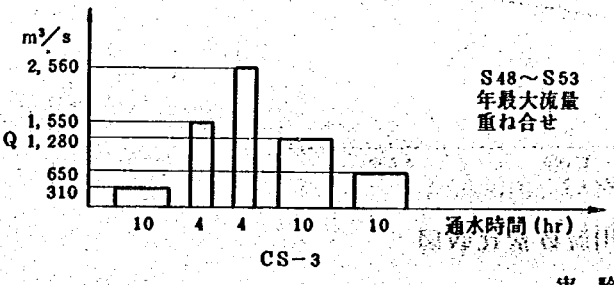
CS－4



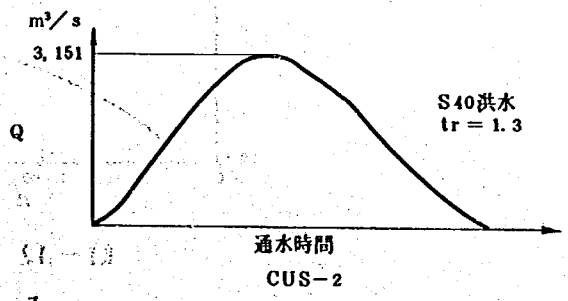
CS－2



CUS－1



CS－3

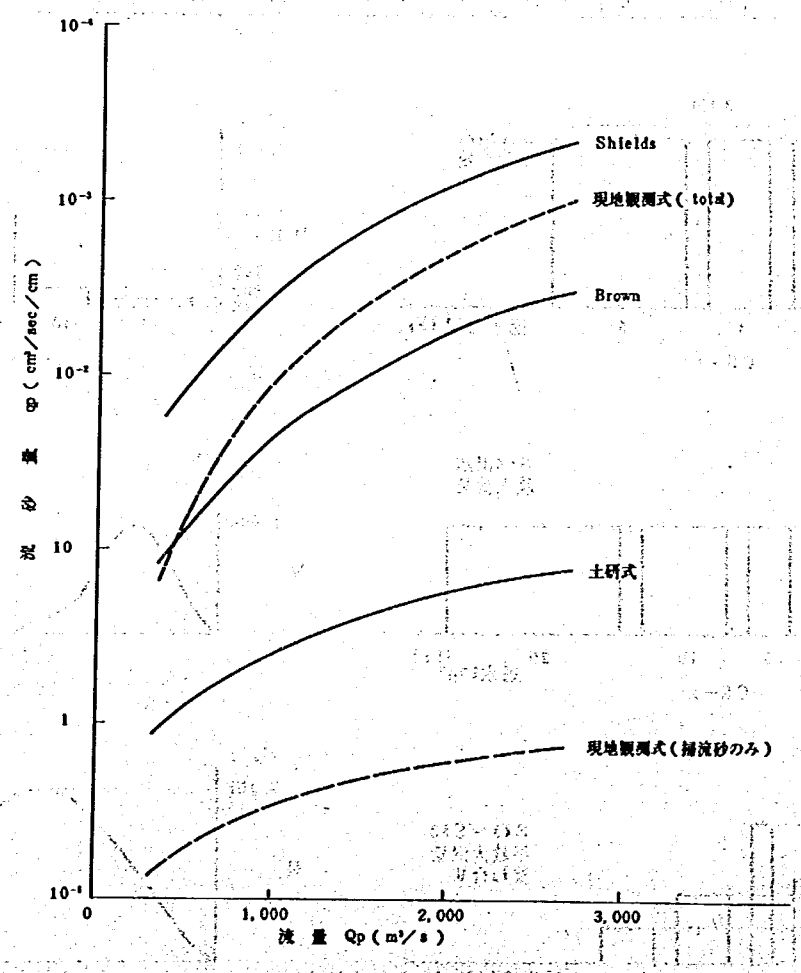


CUS－2

実験ケース

条件のもとでは，No.6 あるいはNo.8 しかない。しかし，No.6 については流砂量が多い 1,000 ㎥／s 時においても Tr ＝ 0.1 と小さく非現実的であり，またNo.8 についてはTrの流量に対する変化量が小さく，流量に対して Tr を変える意味が少ない。したがって，本実験においては，流量に対して Tr を変化させるという手法は断念することとした。

つぎに，ハイドログラフのうちある基底流量以上に対する積分値としての掃流砂に着目して時間縮尺 Tr を検討してみよう。表－3 は，昭和 40 年出水を対象として基底流量を 100 ㎥／s，300 ㎥／s，500 ㎥／s としたときの Tr を示したものであって，Tr ＜ 6.3 という条件のもとでは，No.5，6，7，8 がその候補となる。そこで，流量に対して各種流砂量を用いたときの流砂量を示し，現地と模型とでより妥当な組合せを模索することとした。図－12 は，このような観点から作成した図であって，矢作観測式は Brown 式あるいは Shields 式による近似がより妥当であると判断される。また現地にこれらの流砂量式を適用した場合，模型に対してもこれらを適用することが素直であり，また既往最大出水を対象にした場合，(1)によると模型でも浮遊砂がかなり含まれるため，総流砂量式である Brown 式あるいは Shields 式が適当と判断される。したがって，本ケースにおいては，No.7 と No.8 との平均という意味で Tr ＝ 1.3 を時間縮尺とした。



図－12　矢作川流砂量比較図

6　模型の検証

検証実験の目的は，計画された実験条件により現地の現象を再現できることを検証することにある。さらに検証実験を通して模型における現状河道の現象を把握し，計画河道実験との比較資料を得，計画実験実施のための基本的条件（流量・通水時間など）を決定するものでなければならない。

このような目的を達成するために，具体的に検証すべき項目を列挙すると，次のようになる。

① 水位・粗度係数 — B —

② 流況
- 水衝部，蛇行特性，みお筋 — A —
- 流速分布 — B —

③ 河床形態
- 小規模河床形態 — C —
- 中規模河床形態 — B —

④ 河床高
- 平均河床高（縦断） — A —
- 最深河床高（縦断） — A —
- 断面形状（横断） — A —
- 等深線（平面） — A —

⑤ 流砂量 — B —

⑥ 分派流量 — C —

ここに，末尾のA，B，Cは，再現の重要性について示したものであって，それぞれ，重要，参考程度，検討の必要なしを表わしている。以上のうち，中規模河床形態については，位置・形状・移動速度・変形過程などについて検討し，流砂量は洗掘量・堆積量に関する検討で代用する。また，小規模河床形態については，前項で示したように，模型ではRipplesが発生するため相似性はよくなく，分派流量については，実験条件として与えているため，分派流量は検証の対象とはなりえない。

さらに，以上の検証項目について書下すと次のようになる。

まず，①水位・粗度係数については，分派点における不等流計算水位と実験水位との比較，不等流計算あるいは痕跡水位による水面形と実験の水面形との比較，実験粗度係数と模型粗度係数との比較等を行う。

また，②流況については，みお筋変化に関する比較として，13.6 k付近において昭和40年から44年にかけて左岸寄りから右岸に変化したこと及び昭和50年頃左右岸に分かれたこと等がその対象となる。逆にみお筋が変化しないことの対象としては，12.2 kから12.6 kにかけてはつねに左岸にあることがあげられる。

また，水衝部が変化しないことの比較として，13.6 k右岸（昭和45年以降），13.2 k左岸，12.6 k右岸，12.2 k左岸等があげられよう。さらに，蛇行波長は現地で約1,000 mであることも検証の重要事項となる。なお，流速分布については，現地の状況が不明のため，みお筋等

の比較により代用することとなろう。

つぎに，③河床形態について述べてみよう。小規模河床形態の相似性については，あまり期待できないため，実験における形態の観察に止どめざるをえない。中規模河床形態については，その位置・形状・移動速度・変形過程に着目して比較する。さらに大規模な砂州についても，その位置・形状等について比較することが有効となろう。

最後に，④河床高に関する四項目の比較は，それぞれ以下のような内容にその重点が置かれよう。まず，平均河床高変化の比較の対象としては，昭和40年出水による12.2 k付近の低下（約1 m），昭和50年出水による12.2 k付近の低下（約1 m）及び将監堰撤去による11.9 k下流の上昇と11.9 k上流の低下があげられる。最深河床高変化の比較には，昭和40年出水による11.9 k上流の低下（1 m強），昭和50年前後における11.8 kの上昇と12.4 kの低下及び将監堰撤去による11.9 k上流の低下などを見るのが適当であろう。また，断面形状の比較を行う断面としては，昭和40年出水における12.0 k及び12.4 k左岸の低下と12.2 kに全体的低下，昭和50年前後における12.0，12.2及び12.4 k左岸の低下（12.4 kについては全体的低下）と11.8 k左岸の上昇及び中央部の低下，将監堰撤去による12.4 k右岸の低下及び12.2 k左・右岸の低下（平坦化）等が候補となる。最後に，等高線の比較の対象としては，昭和40年出水における13.4 k左岸～13.0 k右岸～12.4 k左岸の低部の変化，昭和50年前後における13.6 k右岸～13.2 k左岸～12.8 k右岸～12.4 k左岸の低部の変化，将監堰撤去による13.6 k右岸～13.2 k左岸～12.6 k右岸～12.2 k左岸の低部の変化等があげられよう。

このような観点から，検証実験の結果を検討してみよう。

(1) 水位・粗度係数

図－13は，年最大流量を昭和48年初期河床に順次通水した実験ケースCS－3及びCS－4について，分派点（12.6 k）における実験水位を計算水位と比較したものである。なお，図において全流量とは，本川下流流量（米津地点）と古川流量との和を意味している。図より，流量が1,000 m³／S以下（水深2.5 m以下）の場合，実験値と計算値とは比較的よく合っているものの，流量が1,000 m³／S程度を越えると，実験水位の方が高くなることが伺える。詳細にみると，流量が1,000 m³／Sから1,500 m³／S（水深が2.5 mから3.5 m）にかけては，実験水位の方が0.1～0.2 m高く，さらに流量が1,500 m³／S（水深3.5 m）を越えると，実験値の方が0.3～0.5 m高くなることが知られる。

また，図－14は矢作川本川の水面形を比較したものであって，各ケースについて簡単に概説してみよう。

ケースCS－1では，図－14 (a)にみられるように，通水時間が2時間までは，通水時間の増加（15分後，1時間後，2時間後）とともに各点において水位が上昇しており，Ripplesの発達により河床の形状抵抗が増すことが知られる。さらに，通水を継続し，通水時間が2時間を越えると，通水時間の増加（2時間，4時間，8時間，16時間）とともに概ね各点の水

位は下降するようになる。これは，通水に伴う流砂のため河床が変化（主として低下）するものである。なお，図－14(a)には，現地の洪水痕跡も併示されているが，これに見合うManningの粗度係数は$n=0.03$程度と推測される。これに対し，実験水位に対して粗度係数を評価すると，$n=0.035\sim0.04$程度となり，現地に対して2～3割大きな値となる。このような傾向は，小規模河床形態の相似性は満足されないであろうという初期の検討からも類推されることであって，中規模・大規模河床形態（みお筋）あるいは流況に重点を置いた本実験においてはやむを得ないことと考えられる。

図－14(b)は，ケースCS－2に対応するものであって，分派点12.6 kに着目した場合，水位は通水時間の増加とともに，2時間30分後に小さなピークを示したのち10時間後に最大値となり，その後減少している。

一方，図－14(c)は，種々の流量を現地の昭和48年から52年までの年最大流量に対して通水したケースCS－3に関するものである。図に併示された12.4 k及び12.6 kにおける計算値との比較より，模型のManningの粗度係数は650 m^3／S程度の流量では現地の推定値$n=0.03$に比較的よくあっているものの，1,000 m^3／Sを越えると，先きに述べたように模型の方が大きくなる。このような傾向は，ケースCS－4に関する図－14(d)においても同様であって，流量が小さい場合，Ripplesの発達が弱くManningの粗度係数に対するRipples の影響が無視されることが知られる。

また，図－14(e)及び図－14(f)は，それぞれ，ケースCUS－1及びCUS－2に対するものであって，不定流実験においても大流量については実験水位が高めとなっている。しかし，詳細にみると，フルードの相似則に基づき時間縮尺を$Tr=6.3$としたケースCUS－1では，対象ハイドロのピークが1,987 m^3／Sと中出水であるにもかかわらず，12.4 kあるいは12.6 kの実験水位は計算値に比較してかなり高くなっているが，時間縮尺を$Tr=1.3$と小さくしたケースCUS－2では，対象出水が2,690 m^3／Sと大きくても，流量ピーク時の12.4 k及び12.6 kの水位について両者は比較的よく一致している。これは，時間縮尺が大きい場合，相対的に通水時間が短くなり，充分な河床変化が生じなかったことが原因と考えられ，$Tr=1.3$という時間縮尺が適当と考えられる。

(2) 流　　況

流況の相似性については，実験ケースCS－1，2，3及びCUS－1に関する図－15に基づき検討してみよう。

まず，13.6 k付近のみお筋は，現地では昭和40年出水後の左岸から徐々に右岸にも分かれ始め，昭和51年からは右岸のみに変化しているが，昭和40年出水を対象とした実験ケースCS－1では通水時間の増加とともに右岸側が強くなっている。すなわち，図－15(a)(ii)にみられるように，通水時間が4時間程度になると，13.6 k付近のみお筋は右岸側にも発生し，これが通水時間の増加とともにさらに強くなり，16時間も通水するとみお筋が右岸側のみに

なってしまう。このような傾向は，図－8及び図－9にみられたように，現地では昭和40年度のタイプⅠから，昭和41年度に始まるタイプⅡを経て昭和47年度に始まるタイプⅢへの移行と一致しており，通水時間を長くすると，この10年間程度の間のみお筋変化を再現することになる。したがって，昭和40年の9月のみの出水を対象にした場合，みお筋の変化という観点からみた場合，通水時間は8時間程度が限度となろう。

また，昭和54年出水を対象としたケースCS－2においては，図－15(b)にみられるように，13.6 k付近のみお筋は通水時間に関係なくつねに右岸となっており，これは，図－8及び図－9にみられたタイプⅤと一致しており，みお筋変化という観点からは通水時間に問題はない。

年最大流量を順次重ねたケースCS－3については，図－15(c)にみられるように，13.6 k付近のみお筋はつねに右岸側となっており，とくにケースCS－3－3及びCS－3－4で発生が期待されたみお筋の分離は明確に認められない。この点について，通水時間の長短に問題があるかどうかを検討することはむずかしい。なお，現地資料等を参考にすると，13.6 k付近のみお筋は右岸になった方が安定性が強いと考えられる。

一方，不定流実験のケースCUS－1については，ケースCS－2と同様に，図－8及び図－9にみられたタイプⅤと同じ様相を呈しており，とくに問題はない。

つぎに，この20年間，13.2 k左岸，12.6 k右岸，12.2 k左岸が固定した水衝部となっていることについて検討してみよう。この傾向は，図－15に示されたいずれの実験においても極めてよく再現されており，分派点付近の流況の再現性は良好といえよう。なお，将監堰撤去後，図－9に示された昭和55年のみお筋にみられるように，12.2 k付近は中央寄りとなる傾向にあるが，これは，図－15にみられるように，ケースCS－2あるいはCUS－1でも認められ，やはり流況の相似性がよいようである。ただし，図－15(d)にみられるように，ケースCS－2－6では12.2 k付近で左岸寄りがみお筋となっており，通水時間をむやみに大きくできない。

水衝部と同様に，みお筋が固定していることを比較してみよう。将監堰があった場合，12.2 k～11.6 kのみお筋は常に左岸であったが，実験でも左岸となり，この付近の流況もよく再現されていた。

このように，分流点付近のみお筋あるいは水衝部がよく再現されていたため，蛇行している区間（12.2 kあるいは12.6 k～13.6 kあるいは14.4 k）では，その波長が現地の約1,000 mと比較的よくあっていた。

なお，不等流計算による断面平均流速（約3 m／S）と実験値とは比較的よくあっており，またみお筋付近で流速が速くなっており（主として流量が小さいときに明確），流速も現地をほぼ再現していたものとみなされる。

以上のように，本実験のひとつの重点である流況の相似性はほぼ満足していたものと考え

られる。ただし，一洪水を対象とした場合，定流実験では通水時間を長くしすぎると現地以上の変化が生ずるため，流量が3,000 ㎥／S程度以下では通水時間を8時間程度以下とした方がよいようである。

(3) 河床形態

小規模河床形態については，模型では，河床全体にRipples（波長20*cm*，波高約3*cm*模型量）が発生したが，これに相当するものは現地に存在しない（現地では出水時に波長が数*m*，波高が数十*cm*のRipplesあるいはDunesが発生していた可能性が，砂州上に残された痕跡から予想されるが，これは模型にできたものに較べ波高がかなり小さい。）しかし，実験でこれをとりのぞくことは困難であり，実験の限界と考えたい。

つぎに，中規模河床形態について検討してみよう。中規模の移動性砂州の発生位置についてみると，現地分流点付近では，写真－1に例示されたような昭和23，37，45，49，52年の航空写真に基づく限り，

13.0 k：全体あるいは右岸（昭和43年）・なし（昭和55年）

12.8 k：全体あるいは左岸（昭和51年）・右岸（昭和55年）

12.6 k：左岸あるいは左右岸（昭和37年）・中央（昭和55年）

12.4 k：右岸あるいは中央（昭和55年）

12.2 k：右岸あるいは中央（昭和55年）

12.0 k：なしあるいは中央（昭和55年）

にそれぞれ移動砂州が発生していた。なお，上に示したように，昭和55年の状況はそれまでの状況とかなり異なっており，将厳堰撤去の影響がかなり大きいことがうかがわれる。これに対し，実験における移動砂州の発生位置を，ケースCS－1，CS－2，CS－3及びCUS－1について示すと図－16のようになる。このうち，現地の状況と相似性のよいものは，

CS－1：13.0 k中央（CS－1－1）
12.8 k右岸（CS－1－1，CS 1－2），中央（CS－1－4）
12.6 k左岸（CS－1－2，CS 1－3）
12.2 k右岸（CS－1－2）

CS－2：12.8 k右岸（CS－2－1，CS－2－3，CS－2－4，CS－2－6）
12.6 k中央（CS－2－1，CS－2－2，CS－2－3）

CS－3：12.8 k右岸（CS－3－5）
12.2 k右岸（CS－3－3）

CUS－1：12.6 k中央

であって，ケースCS－1では通水時間を8時間以内，ケースCS－2では5時間前後とすればより妥当であることが知られる。これに対し，不定流のCUS－1では12.6 k中央を除き，それほど良好な相似性が得られていない。したがって，不定流の時間縮尺についてはさらに

検討が必要となろう。

つぎに，移動性砂州の形状・大きさについて検討してみよう。現地では，下流に向って楕円状に延び，先端がとがるものもあり，大きさは流れ方向に 100 m前後，河幅方向に30～50 mとなっている。模型では，先端部に丸みのあるものが多いものの，大きさは概ね現地程度であった。

また，移動性砂州の変形過程及び移動速度については以下のようである。すなわち，現地では同じような形状のまま前進するようである。その移動速度を昭和51年11月から52年9月までについて調査すると，この10箇月間に，14.7 k付近では70 m，14.5 k付近では100 m，14.3 k付近では50～100 m，13.9 k付近では150 m，13.0 k付近では50 m程前進していた。これに対して，実験でも移動性砂州はほぼ同じような形状のまま前進するようであり，その速度を実験ケースCS－3で測定すると，CS－3－4（昭和51年）からCS－3－5（52年）にかけて，12.5 k付近では50 m程前進した。しかし，現地・実験とも資料数が少なく，以上の結果のみから相似性が良好であるとは断定できない。

さらに，大規模河床形態について検討してみよう。蛇行を形成するような大規模な砂州は，分流点付近の12.2 kから13.2 kにかけて，現地ではその位置・形状ともこの10年間ほとんど変化していない。しかし，みお筋が直線的となる将厳堰下流の12.2 kから11.6 kにかけての砂州は，昭和49年から52年までの間に約300 m前進している。これに対して，実験でも分流点付近の大規模砂州はほとんど変化しなかったが，将厳堰下流の移動傾向は確認できなかった。

以上のように，河床形態の相似性は，前項で示したように，本実験の主要課題でありながら，むずかしい問題である。しかし，重要な分流点付近についてはよく再現されており，ほぼ満足できる成果が得られたといえよう。

(4) 河　床　高

1) 平均河床高

図－17は，平均河床高について示したものであって，図より次のことが知られる。

まず，図－17(a)は，CS－1に関するものであって，実験では12.6 kが低下せず，12.4 kが0.5 m～2 m低下してしまった。12.4 kの現地の低下量は0.2 mであるから，実験の方がかなり大きな低下を示したことになる。しかし，11.0 k～12.0 kについてはほぼ相似であった。分流点付近に着目した場合，現地と模型とが一致する通水時間は，13.0 kで1～2時間，12.8 kで8時間，12.2 kで2～4時間，12.0 kで1～2時間となっている。ただし，12.8 kと12.6 kとは，のちに示す横断形の不自然さからも知られるように，かなりの土砂採取があったものと思われ，実験と現地との比較の意味は小さい。

また，ケースCS－2に関する図－17(b)によると，ケースCS－2では，12.8 k及び12.6 kでは河床が低下しなかったが，12.2 kでは現地の0.2 mの低下に対し実験では0.3 m～

0.9 m も低下してしまった。しかし，本ケースにおいて他の地点はほぼ相似といえよう。いま，分派点付近に着目し，最も相似となった時間を選ぶと，13.0 k では 40 時間，12.4 k では 2.5 ～ 20 時間，12.2 k では 1.25 時間，12.0 k では 5 ～ 20 時間となっている。ただし，本ケースにおいても，13.0 k，12.8 k，12.6 k では土砂採取があったものと推測されるため，検証の意義は少ない。

さらに，昭和 50 年出水を含めた一連の年最大流量を順次通水したケース CS－3 及び CS－4 においては，図－17(c)及び図－17(d)に示されるように，分流点付近に着目した場合，ケース CS－4－4 の 12.4 k で約 1 m 河床が低下しすぎた他は比較的によく現地を再現しており，それほど問題はない。なお，各実験初期河床を現地の当該年河床に補正して通水後河床を表示し直すと，後掲の図－17(g)及び図－17(h)のようになり，両者の比較がより容易となる。

一方，昭和54年出水をフルード則に基づく時間縮尺 $Tr = 6.3$ で通水したケース CUS－1 について示した図－17(e)によると，この場合上流側の低下及び下流側の上昇は少なく，Tr が過大であったと推測される。これに対し，既往最大出水を $Tr = 1.3$ で通水したケース CUS－2 に関する図－17(f)では相似性がかなりよく，時間縮尺は $Tr = 1.3$ が妥当であると判断される。

以上のように，一般に定流実験では 12.2 k あるいは 12.4 k が低下しすぎ，12.6 k あるいは 12.8 k の低下量が少なめに出た。このような結果について検討してみよう。まず，第一に，現地と模型との流砂特性の差がその原因として考えられる。すなわち，無次元掃流力（横軸）と無次元流砂量（縦軸）との図において，模型の河床材料に関する領域の勾配は，現地のそれと比較して，かなり急勾配となり，河床変化に伴う無次元掃流力の変化に対し，流砂量の応答性（変化量）は模型の方が鋭敏となる。したがって，実験では洗掘・堆積が強調される傾向にあり，これが上記不一致の原因とも考えられよう。

また，現地では 12.4 k が低下しない状況にあるのではないかという疑問も生れてくる。しかし，これは 12.4 k 付近岩盤の露出がない，12.4 k 付近の地質に特異性がない，あるいは 12.4 k 付近の河床材料は他と違っていないということを考慮すると，有力な原因にはあげられない。

これに対し，本来 12.4 k は洪水により河床が低下する特徴をもちながら，洪水後の流れ（洪水の tail 部分，および低水流量）あるいは人為的な行為（古川への流入量を増すため，分派点では土砂を本川側を押し出す作業がよく行われている）により一見すると低下しないように見えるという可能性もある。すなわち，現地で 12.4 k 付近が今回の実験に見られるような河床低下をおこしているのではないかということについて，次のように考察する。

まず第一に，断面縮流部における河床低下の可能性がある。これは，本川と古川との流量比が約 5 : 1 程度であるのに，12.4 k の河幅が 12.6 k の 50 %，12.8 k の 65 % しかな

いために，水深が6割程度増加し，掃流力が増す可能性があるということに基づいている。

第二に，分流点（12.6 k～12.8 k）左岸側は堆積傾向にあるが，この傾向が過去に進行し，その分本川下流側への流砂量が減少し，12.4 k付近の河床が低下する可能性がある。このような傾向が生ずる理由としては，12.6 k～12.8 k右岸側が水衝部となり，左岸は主流の凸岸側にあたることがあげられる。

第三に，分流点付近で主流はわん曲しており，12.2 k～12.4 kは凹岸側となり，凹岸部の洗掘傾向が中央部やや右岸側にまで及ぶ可能性がある。

第四に，分流点付近における主流のわん曲により，直接分流よりもさらに2次流が強くなり，分流側への流砂量が多く，相対的に本川側の流砂量が少なくなり，12.4 k付近が河床低下した可能性もある。

第五に，分流流頭部における洗掘傾向が本川下流側にまで及んだ可能性がある。

第六に，分流点本川直下流は，上部流よりも勾配が急で，また断面も小さいため加速減となり（不等流計算で確認），フラッシュ効果により12.4 k付近が洗掘された可能性がある。なお，現地12.2 kの河床は低下しており，以上のような効果による河床低下現象が，模型では上流側12.4 kまで及んだことも充分にありうることであろう。

最後に，洪水中には現地ではさらに，河床が低下していた可能性もある。それについて検討してみよう。まず，分流点付近においては図－18に示されるように，昭和43，47，49 53年に護岸・根固め工の災害復旧工事を実施している。また，昭和37年7月28日出水（日流量1,130 ㎥／S）後の8月に測量した成果によると，12.4 k右岸は約1 m低下しており，さらに昭和47年2月14日出水（日流量133 ㎥／S）の5日後に測量した結果，左岸は約1 m低下していた。なお，出水中の河床洗掘を9.8 k（米津地点）において調査した結果によると，昭和44年4月23日出水（340 ㎥／S）では0.35～0.70 m低下し，昭和44年11月25日出水（3,100 ㎥／S）では1.50 m低下している。したがって，洪水中に河床が著しく低下していた可能性は高く，これがその後の低流量時に埋めもどされたものと考えることもできる。このような埋めもどし傾向は，実験ケースCS－4－1からも伺われる。また，不定流実験ケースCUS－2に関する図－19にもその傾向が現われているが，最終流量が500 ㎥／Sとまだまだ大きく，実験で小流量をさらに継続させれば，このような埋め戻し現象をある程度再現できると思われる。

2）最深河床高

図－20に示された最深河床高縦断（実験ケースCS－2については図－17(b)に，また実験CS－3及びCS－4の一部については図－17(g)及び図－17(h)にそれぞれ併記）に基づき，最深河床高の相似性について検討してみよう。

図－20(a)に示されたケースCS－1では，平均河床高と同様に12.4 kにおいて，現地の1.4 m低下に対し，1.6 m～2.9 mと大きな低下が生じた以外はほぼ相似性がよかった。

分派点付近に着目して最適通水時間を選定すると，13.0 kでは1時間，12.8 kでは8時間，12.6 kでは2～8時間，12.4 kでは1時間，12.2 kでは1～2時間，12.0 kでは1～4時間となる。

また，ケースCS－2については，図－17(b)に併示されるように，12.2 kが0.8 m～3.1 mと極端に深くなり（現地は0.5 mの低下），11.4 k～11.6 kも1 m～1.5 m低下（現地は0～0.4 mの低下）したが，その他は良好であった。やはり，分派点付近に着目して最適通水時間を選定すると，13.0 kでは1.25～20時間，12.8 kで10～40時間，12.6 kで2.5～10時間，12.4 kで1.25～5時間，12.0 kで5～20時間となる。

さらに，CS－3及びCS－4においては，CS－3－2の12.4 k，CS－3－3の12.6 k，CS－4－3の12.6 k，CS－4－4の12.4 kを除き，比較的よく再現されていたようである。

一方，不定流のケースCUS－1では，12.2 kが1 mも低下した（現地では0.5 m）ことを除き，分派点付近では0.3 m～0.5 mしか低下せず，現地の0.5 m～0.7 mに対して小さく，フルード則に基づく時間縮尺$Tr=6.3$では大きすぎることが最深河床高の比較からも伺われる。これに対し，図－20(e)に示されるCUS－2においては，分派点付近の最深河床高は，模型と現地とくらべ極めてよく一致しており，時間縮尺$Tr=1.3$の妥当性が証明される。

3) 断面形状

断面形状の比較を図－21に基づいて行う。

まず，ケースCS－1では，図－21(a)にみられるように，12.4 kに着目した場合，CS－1－1ですでに中・右岸で低下しすぎ，12.0 k～12.2 kに着目した場合，CS－1－2でほぼ相似となっている。すなわち，最適通水時間は，13.0 kで1時間，12.8 kで1時間，12.6 kで1時間，12.2 kで4時間，12.0 kで1～4時間程度となっている。

また，ケースCS－2において，12.4 k右岸は低下していないが，左岸はCS－2－2あるいはCS－2－3がよく再現しており，12.2 k左・右岸の低下はCS－2－4が最も良い。しかし，12.4 k中央の上昇はいずれにおいても再現されていなかった。すなわち，最適通水時間は，13.0 kで40時間，12.6 kで5～10時間，12.2 kで2.5～10時間，12.0 kで10時間程度と推測される。

ケースCS－3及びCS－4については，とくに昭和50年出水を対象とした場合，12.6 k右岸及び12.0 k右岸が低下しすぎ，11.8 k左岸が上昇しすぎていた。なお，図－21(g)及び(h)は，いずれも各実験初期河床を現地の当該年河床に補正して通水後河床を表示したものであって，各年における変化をわかりやすくしたものである。

不定流実験ケースCUS－1では，12.4 k右岸が低下せず，12.2 k中央が低下してしまった。また，図－22は実験ケースCUS－2において，12.4 kの横断形状の時間的変化を示

したものであって，通水後間もなく中央部が最終値程度まで低下し，これが順次左・右岸へ広がっていった傾向がよく伺われる。

4) 河床高等高線

図－23は河床高の等高線を示したものであって，図より次のことが知られる。

既往最大出水を対象とした実験ケースCS－1においては，形状・高さに着目した場合，12.0 k～12.2 k及び12.6 k～12.8 kはCS－1－2が最もよく，12.8 k～13.0 kはCS－1－3がよい。しかし，12.6 k～12.8 kはCS－1－1ですでに低下しすぎていた。

また，将厳堰撤去後の実験ケースCS－2では，12.6 kより上流に着目した場合，CS－2－5でも全体的に低下量が足りないが，CS－2－6では部分的に低下しすぎとなった。12.6 kより下流は，CS－2－3で比較的現地とよく似ているが，これはCS－2－1及びCS－2－2で部分的に低下しすぎたところが次のCS－2－3で埋まって相似性がよくなったものである。

さらに，昭和50年前後を対象とした実験ケースCS－3及びCS－4では，13.0 k～13.2 kを除き，形状はよく似ている。ただし，全体的に低部は1 m低すぎ，高部（12.2 k～12.8 kの中央，12.4 k右岸）は1 m高すぎるようである。

一方，不定流の実験ケースCUS－1では，全体的に形状はよく似ているが，分流点付近は低下量がやや足りない。

5) 河床高まとめ

以上，河床高についてまとめると次のようになる。すなわち，定流では，河床低下箇所（とくに12.2 kあるいは12.4 k）が下がりすぎる傾向にあり，逆にフルード則に基づく時間縮尺$Tr=6.3$では，低下量が過小となる傾向があるものの，Brown－Shildsに基づく時間縮尺$Tr=1.3$では定流実験とほぼ同様となる。このような傾向の原因としては，12.6 k～12.8 kからの補給砂が少ないことに基づくものと考えられる。さらに，この補給砂が少ない原因としては，①Ripplesの発生により，河床勾配の緩やかな12.6 k～12.8 kでとくに少なくなったこと，②古川流量を制限するためにせき上げたことにより，分流点上流の掃流力が低下したこと（現地でも堰によりせき上げた可能性がある），③本川の縮流によるせき上げ効果による掃流力の低下が，Ripplesが発生した模型では現地以上に大きかったこと等があげられる。

なお，不定流実験ケースCUS－2の時間縮尺の決定にあたっては，1，3で述べたように，それまでの実験結果に関する限りフルード則に基づく$Tr=6.3$は過大であること，及び浮遊砂を含めて考える案としては，表－3中のNo.7（Brown式）あるいはNo.8（Shield式）のいずれにおいても流量による時間縮尺の変化がない，あるいは小さいことにより，不定流全体を同一実験縮尺で実験する方法をとり，さらにこれら二者の値が近いこともあり，その平均値$Tr=1.3$を用いることとした。その結果，平均河床高，最深河床高，断

面形及び河床高等高線のいずれにおいても実験ケースCUS－1よりも改善され，また定流実験結果とも矛盾しなくなり，時間縮尺としては$Tr = 1.3$程度が妥当であると判断された。

7. 結　　論

検証実験に関する結論を述べると次のようになる。

① 時間縮尺及び通水時間

不定流実験では，時間縮尺を$Tr = 1.3$，定流実験では，昭和40年出水実験に対しては，通水時間20時間，昭和54年出水実験に対しては，通水時間1～2時間とすれば，現地の現象の再現性は良いと判断される。

② ①の条件のもとでの各項目の再現性

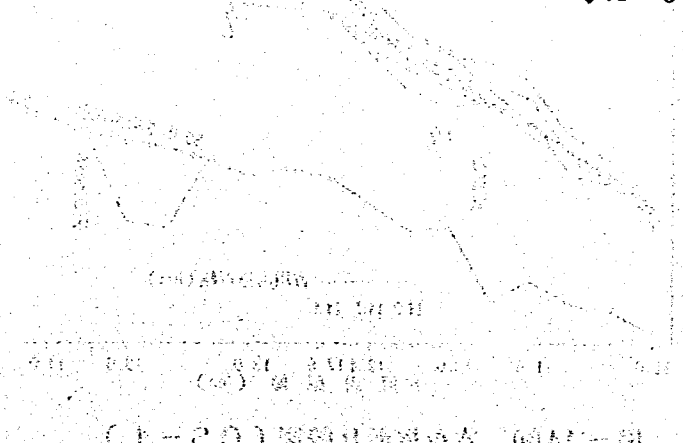
みお筋，水衝部，蛇行特性についての再現性は，いづれもかなり良い。

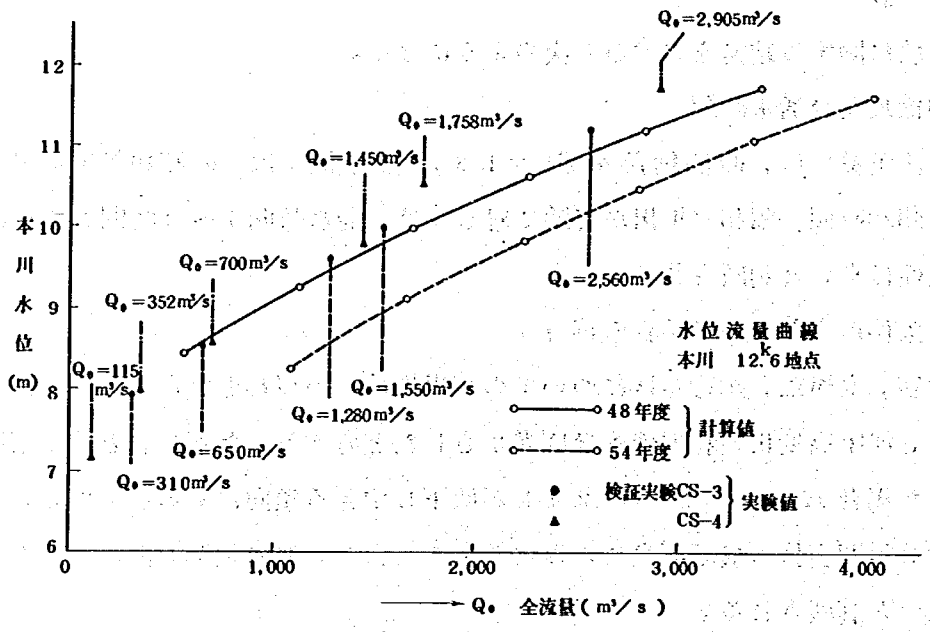
また，河床高変化の相似性もほぼ満足されたと考える。ただし，とくに昭和40年出水を対象とした場合12.2 kあるいは12.4 kが低下しすぎる傾向にある。しかし，この判断は現地の昭和40年度実施の横断測量にのみよるものであり，他の状況を勘案すると本実験結果に問題はないと判断される。

中規模河床形態，大規模河床形態の相似性は，重要な分流点付近については，よく再現されている。

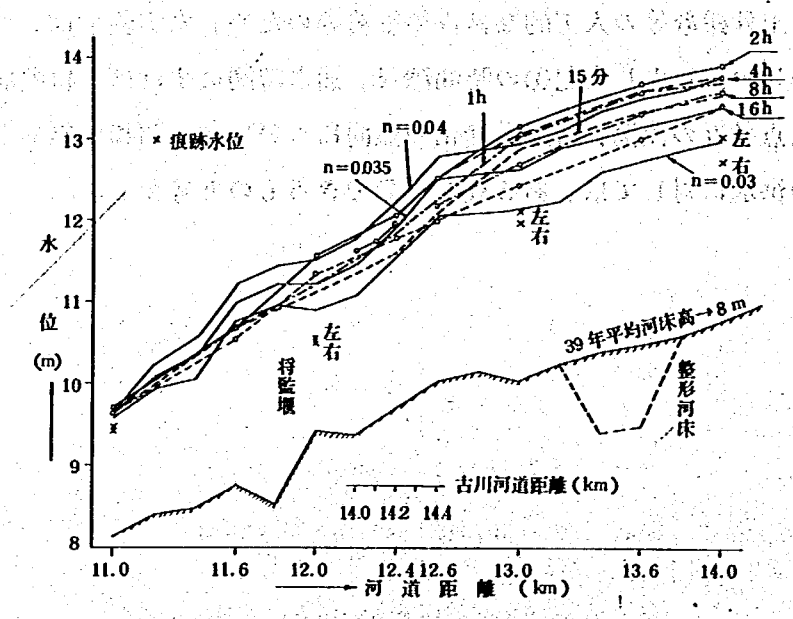
水位，粗度係数については，模型では河床全体にRipplesが発達したため，現地にくらべ模型の方が，水位はやや高めに，粗度係数はやや大きめになり相似性はあまり良くない。しかし，実験ではRipplesをとりのぞくことは困難であり，流況，河床高変化の相似性に重点を置いた本実験では，実験の限界と考える。

以上の様に，土砂採取等の人工的な営みの影響等のため，本実験では，河床高変化の定量的な検討はむずかしい。しかし上記①の時間縮尺，通水時間にすれば，将監堰撤去後，暫定河道，計画河道の分派点付近の流況，河床高変化の傾向については，昭和40年あるいは昭和54年の年最大出水相当の洪水に対しては，ある程度予測できるものと考える。

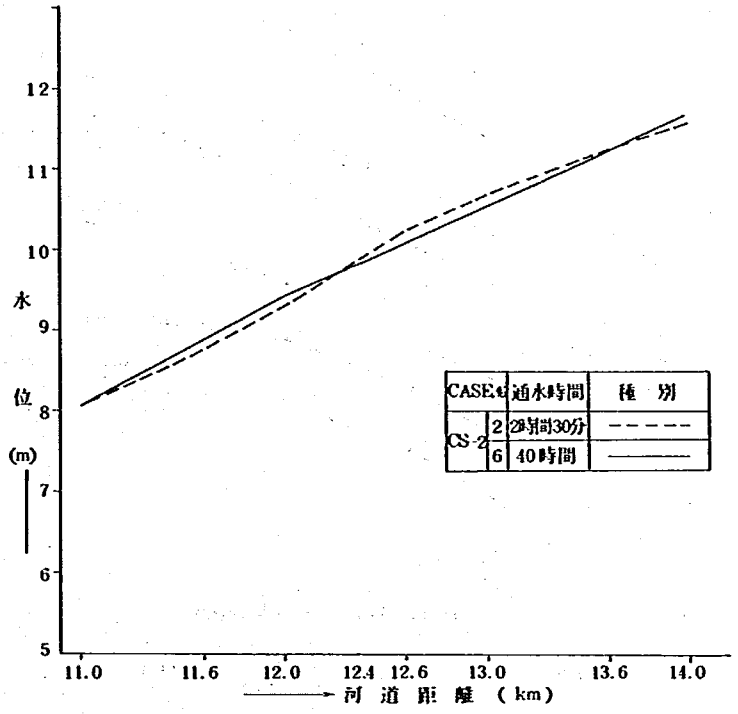




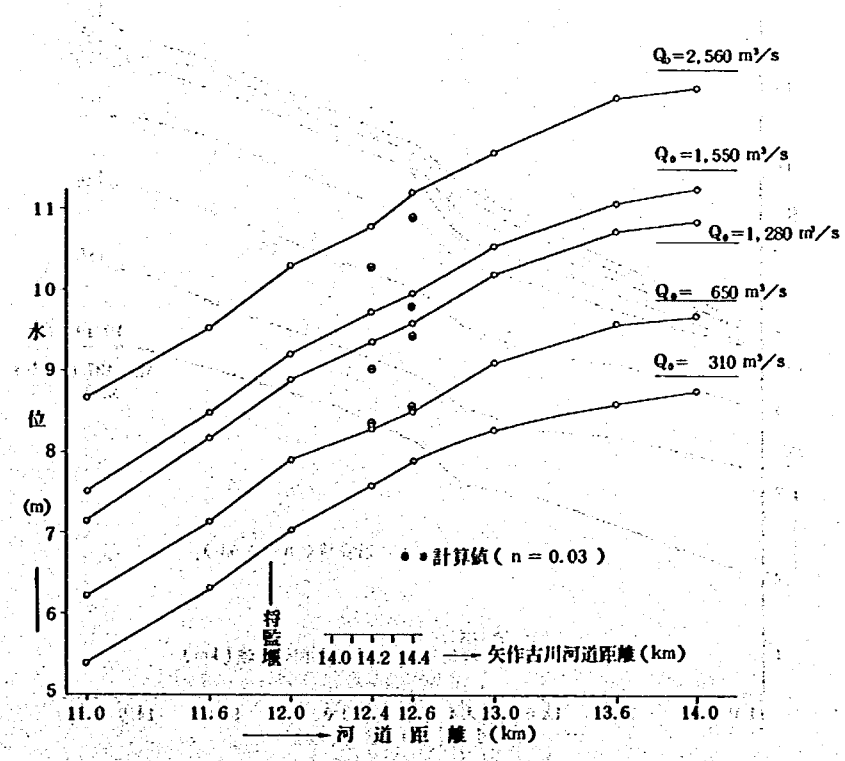
図－13　実験水位と計算水位の比較（ＣＳ－３，ＣＳ－４）



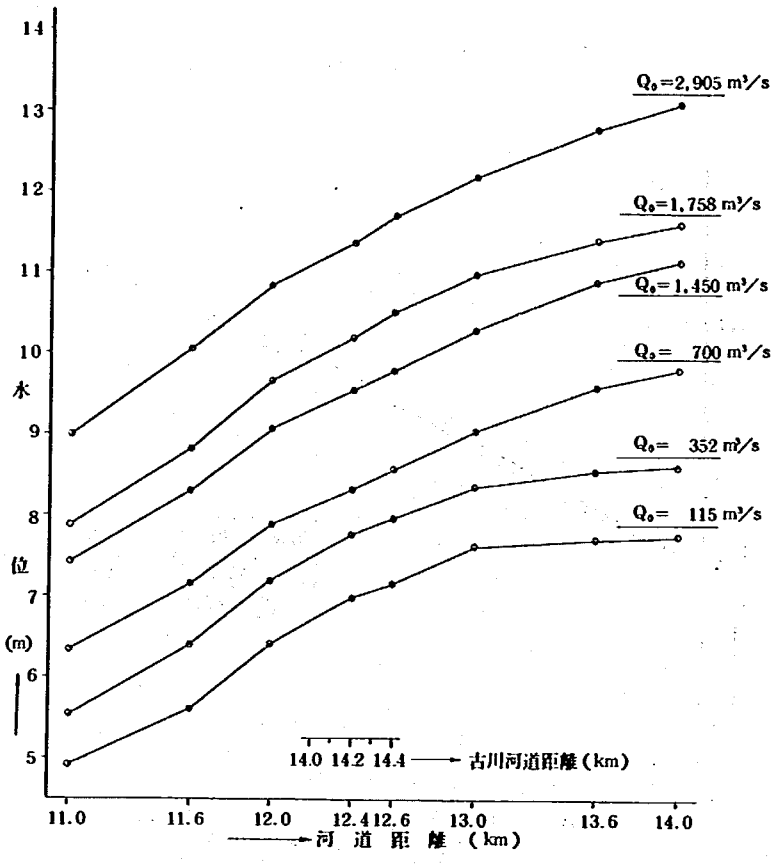
図－14(a)　水位縦断比較図（ＣＳ－１）



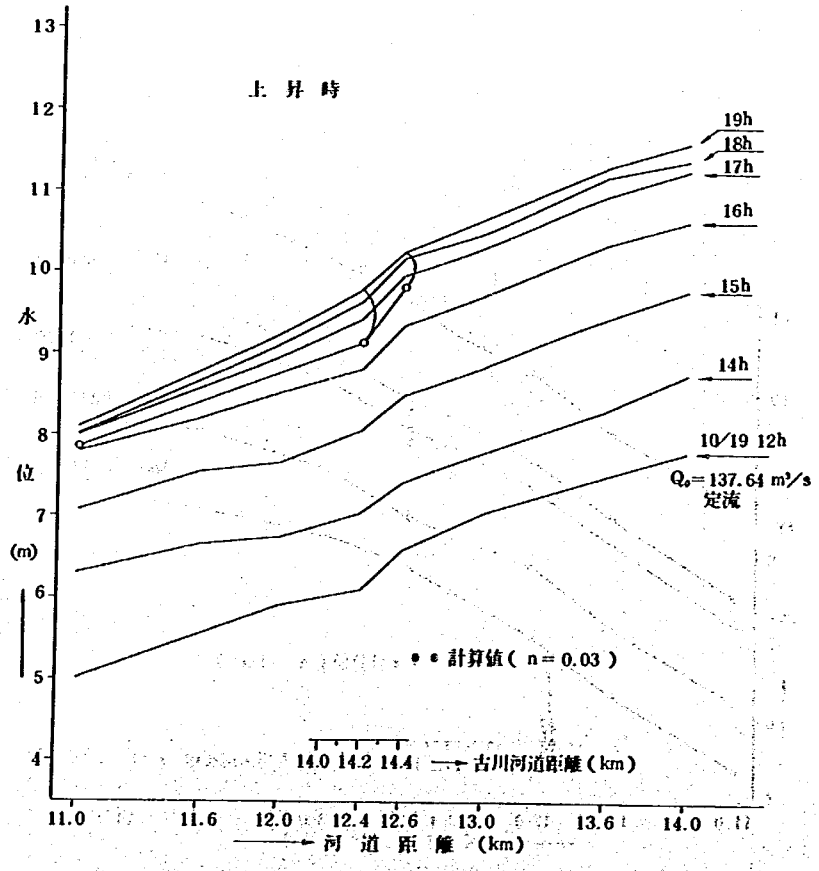
図－14(b) 水位縦断比較図（ＣＳ－２）



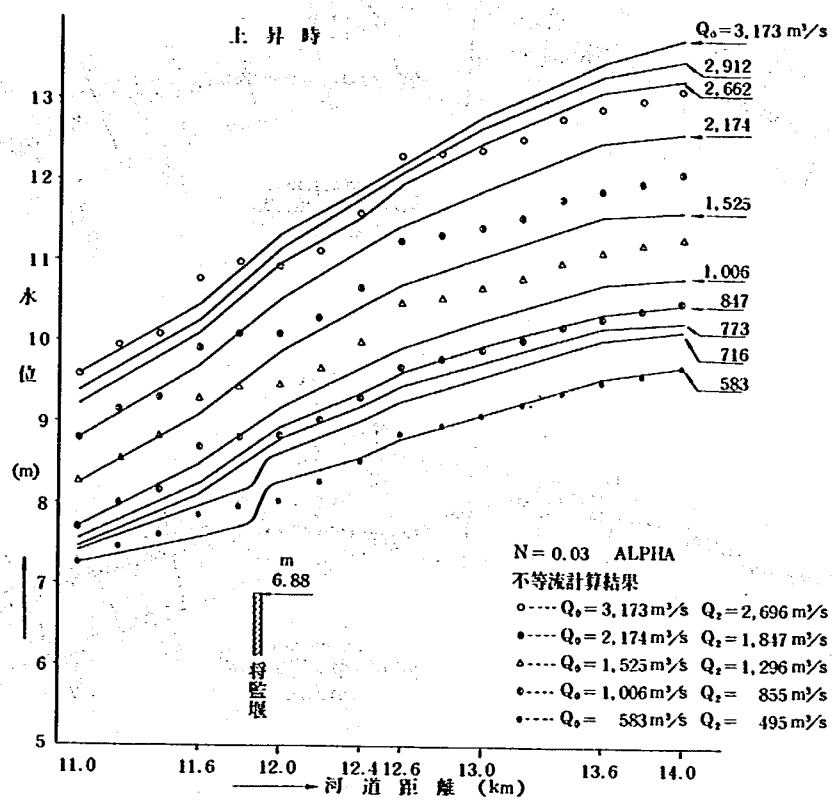
図－14(c) 水位縦断比較図（ＣＳ－３）



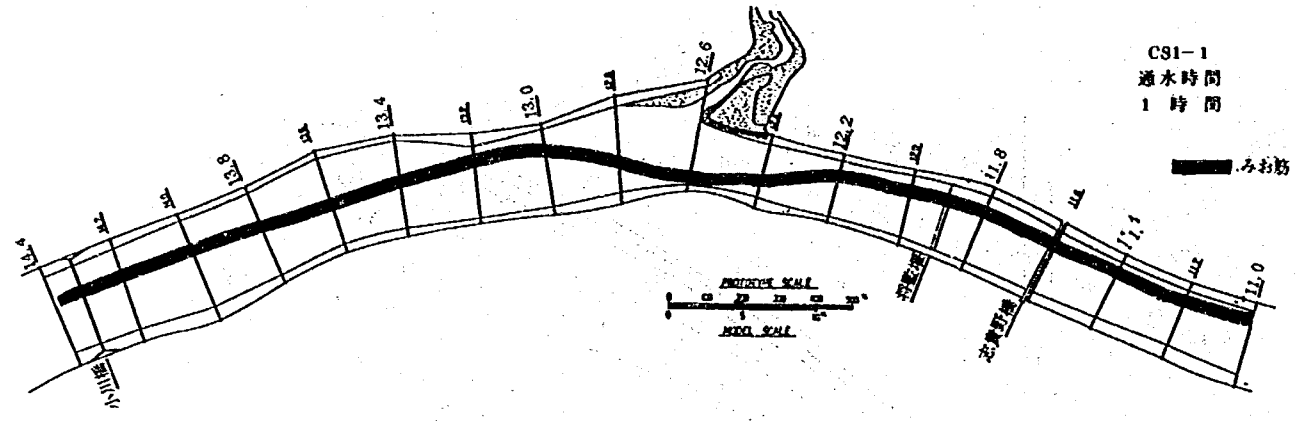
図－14(d) 水位縦断比較図（ＣＳ－４）

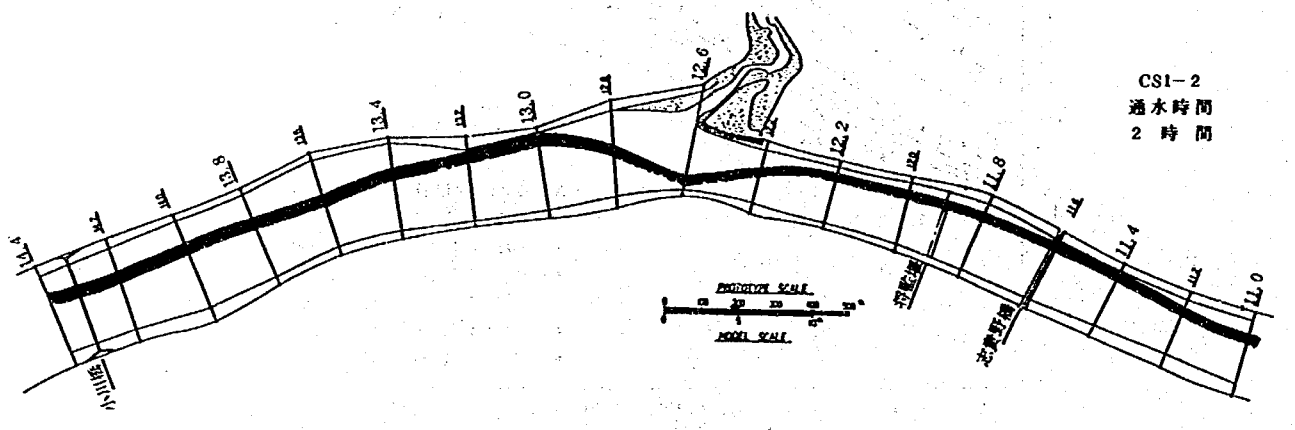


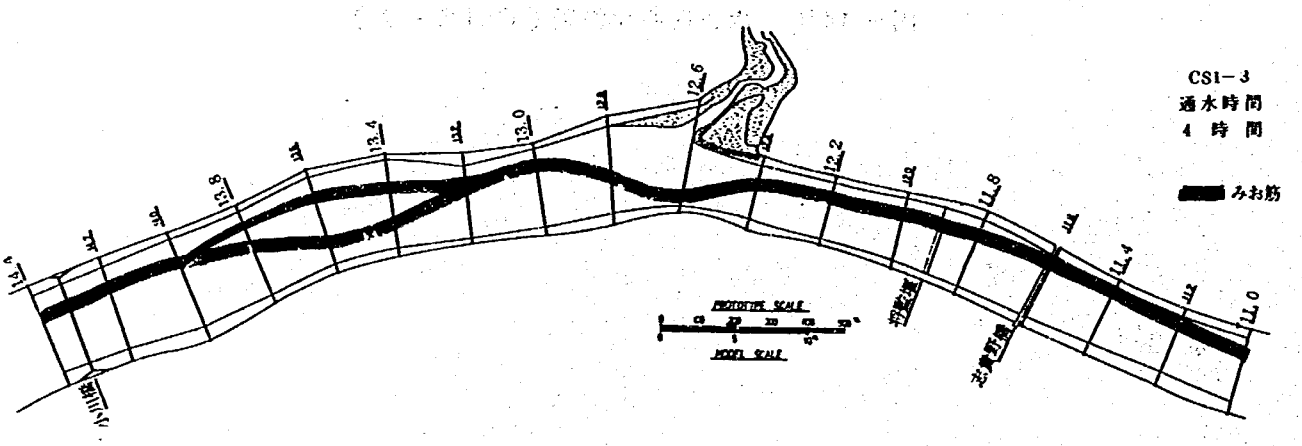
図－14(e) 水位縦断比較図（CUS－1）

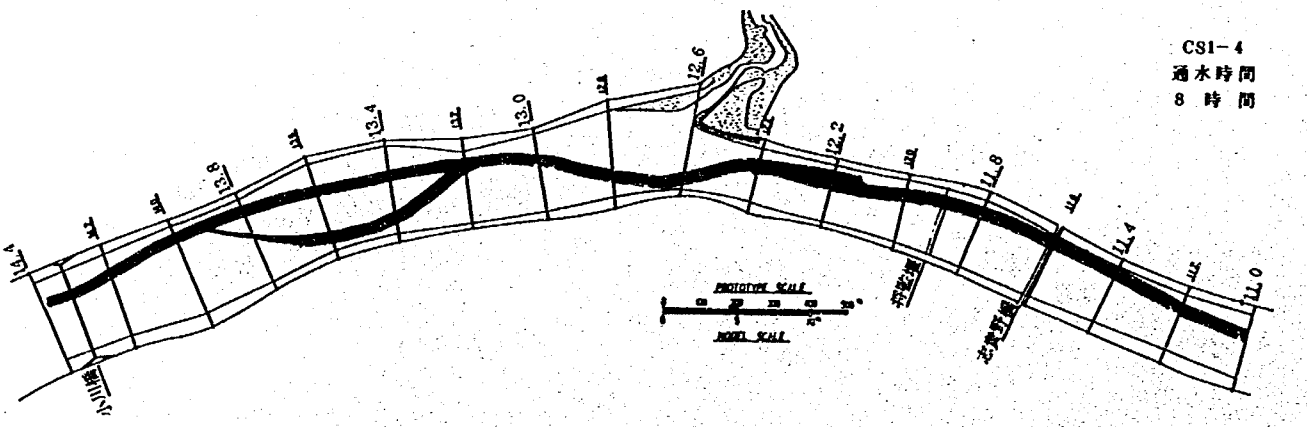


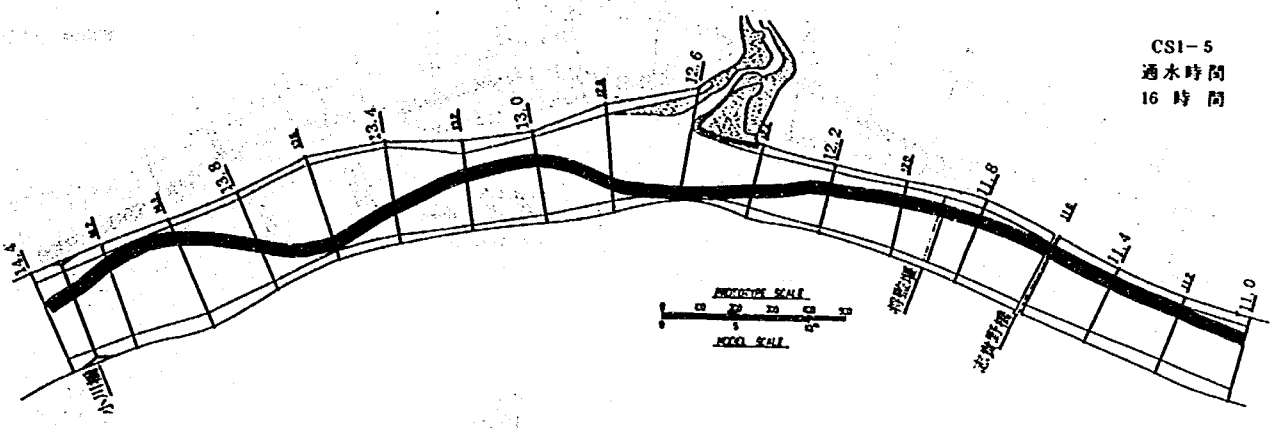
図－14(f)　水位縦断比較図（ＣＵＳ－２）


CS1－1
通水時間
1 時 間
みお筋
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

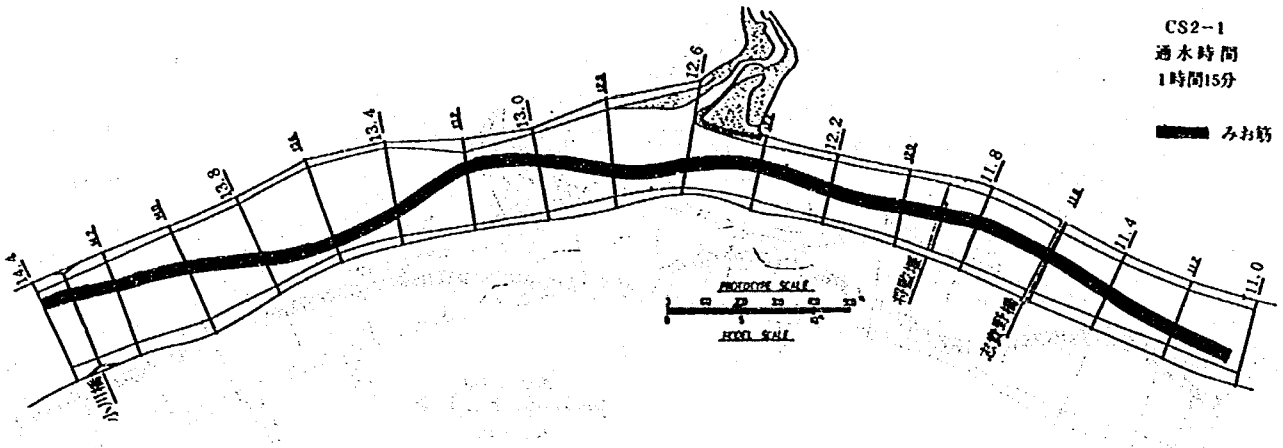

CS1－2
通水時間
2 時 間
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


CS1－3
通水時間
4 時 間
みお筋
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


CS1－4
通水時間
8 時 間
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

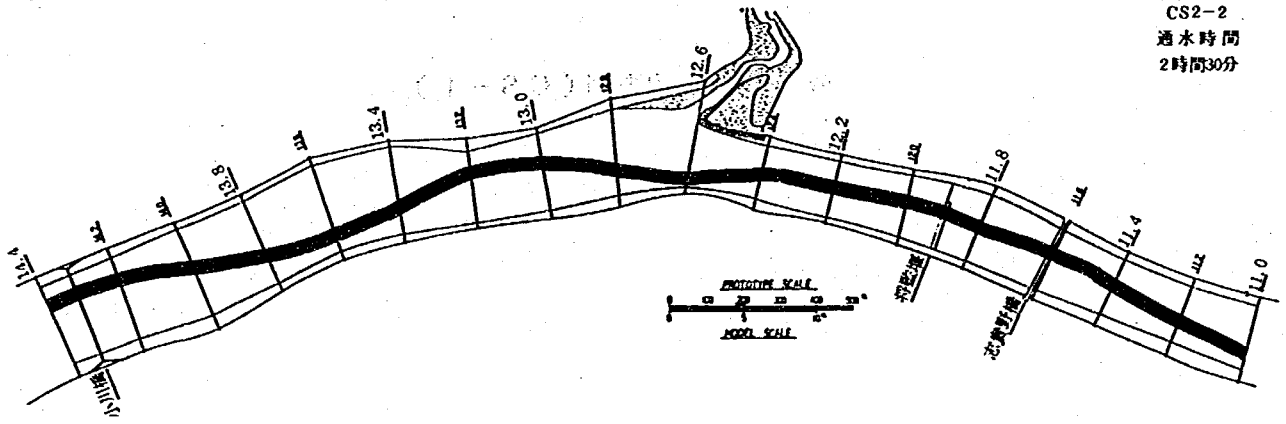

CS1－5
通水時間
16 時 間
13.6
13.4
13.0
12.6
12.2
11.8
11.4
11.0
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

図－15(a)　みお筋（ＣＳ－１）

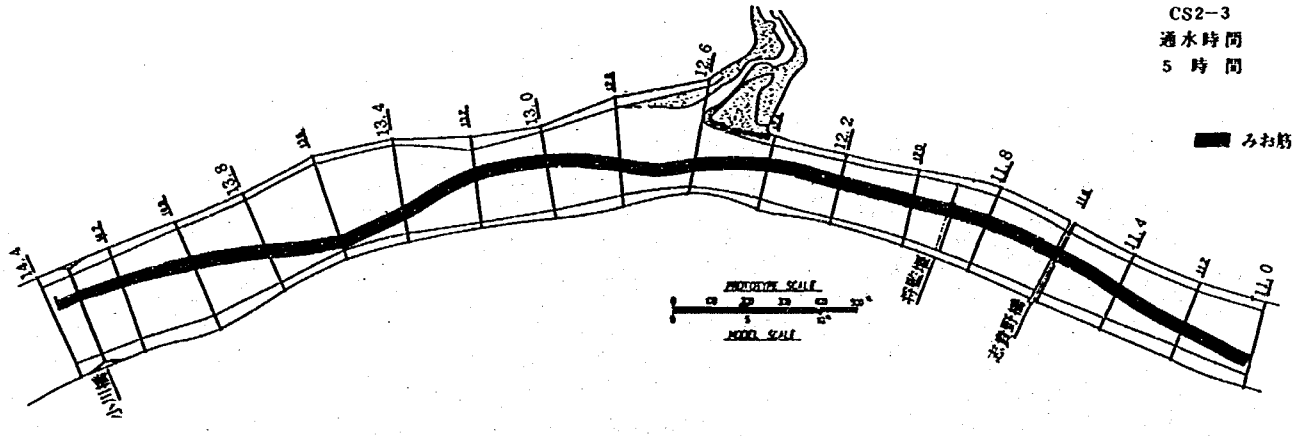


CS2−1
通水時間
1時間15分

みお筋

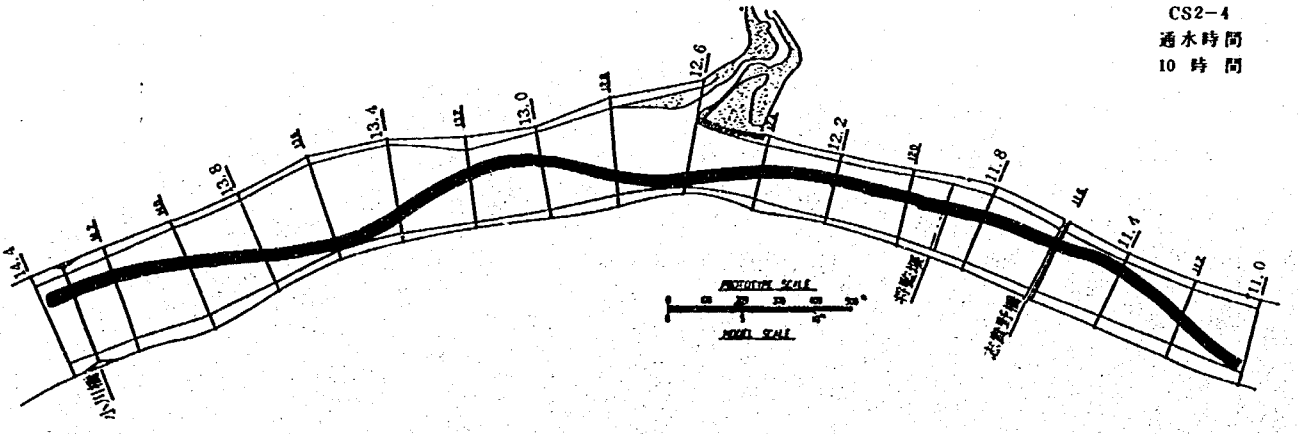


CS2−2
通水時間
2時間30分

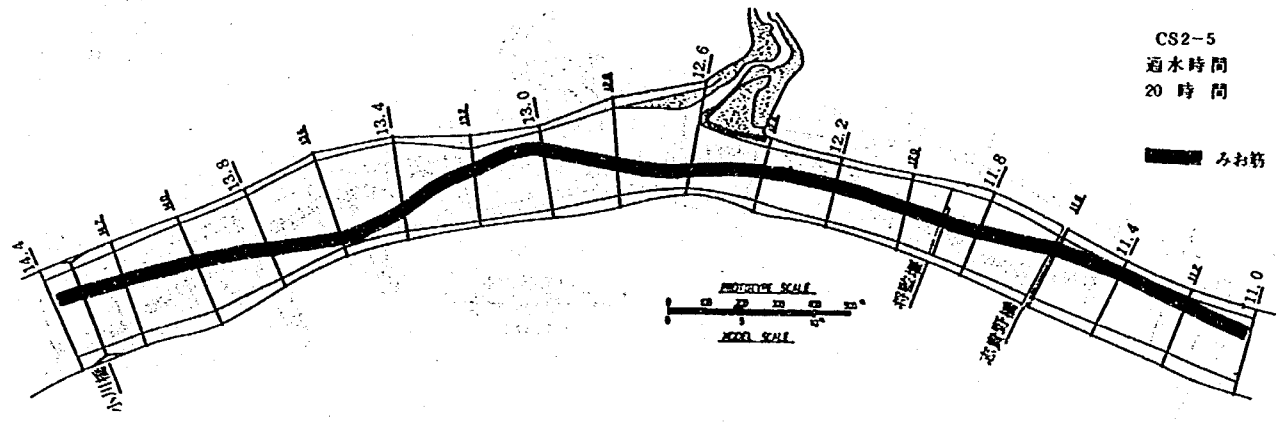


CS2−3
通水時間
5 時 間

みお筋



CS2−4
通水時間
10 時 間


CS2-5
通水時間
20 時 間
みお筋
12.6
13.4
13.0
12.2
11.8
11.4
11.0
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

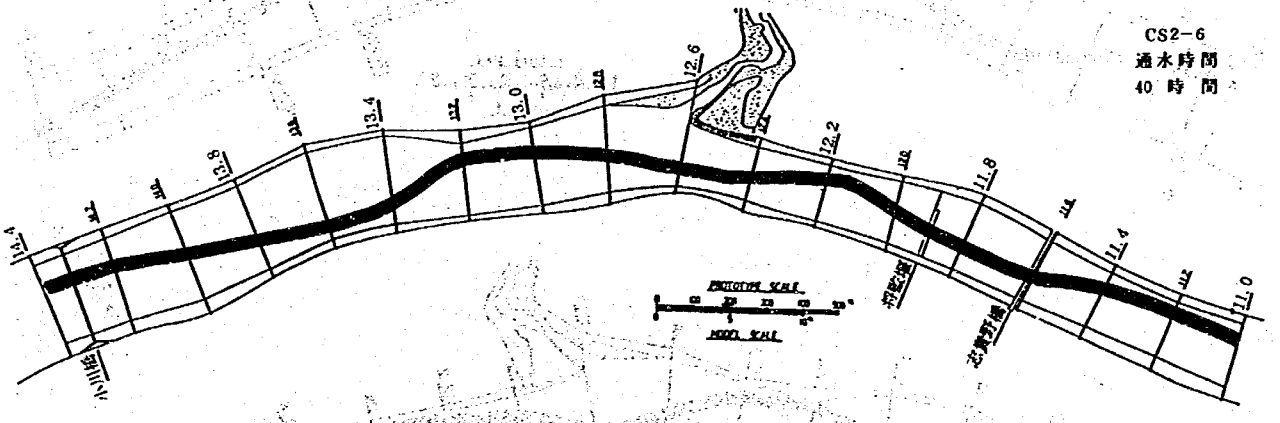
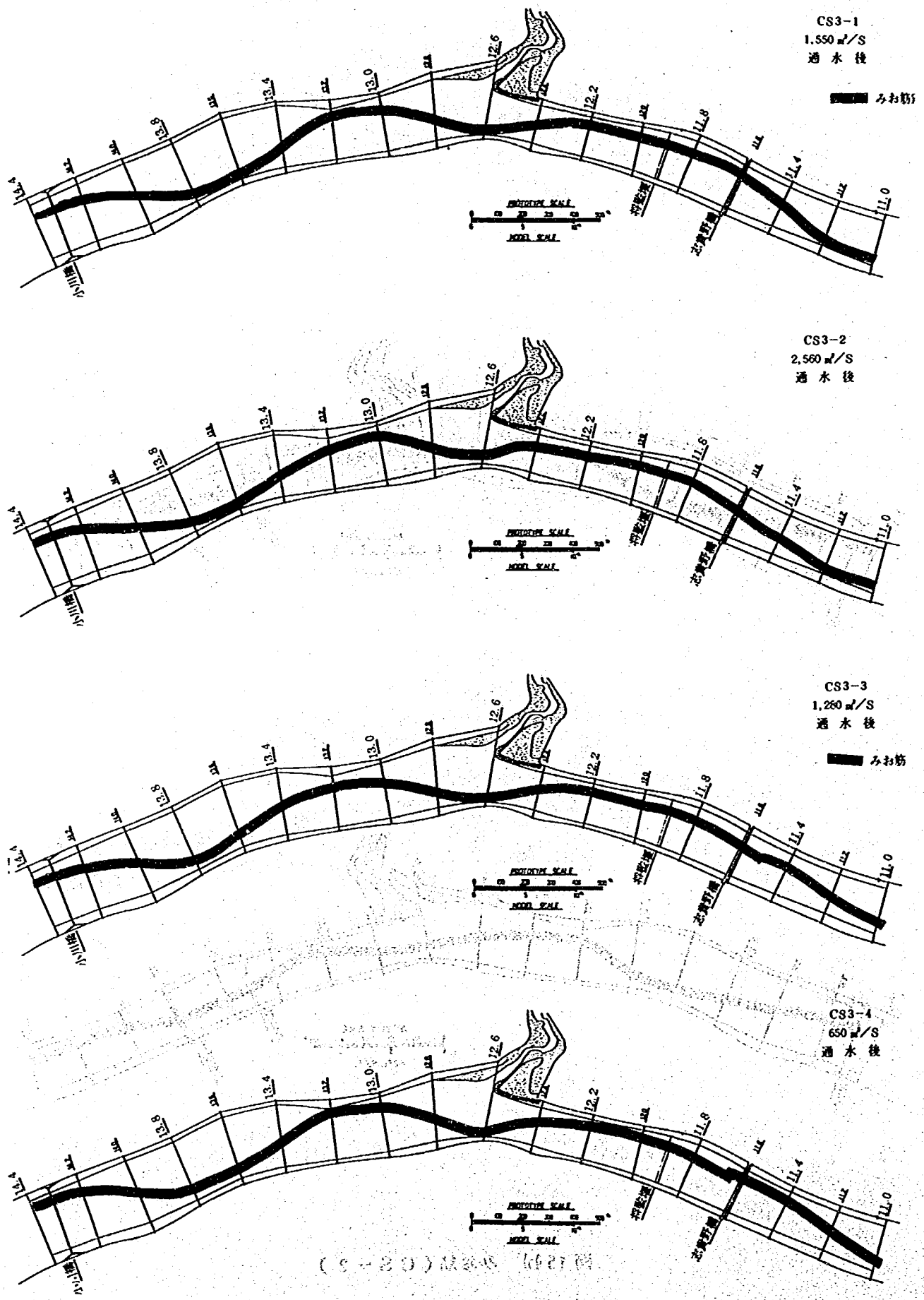
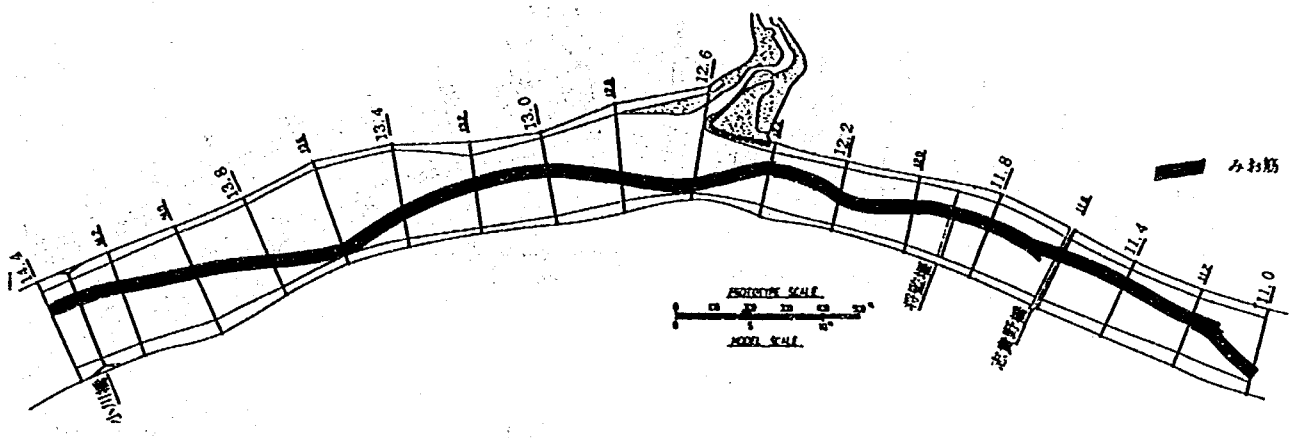

CS2-6
通水時間
40 時 間
12.6
13.4
13.0
12.2
11.8
11.4
11.0
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

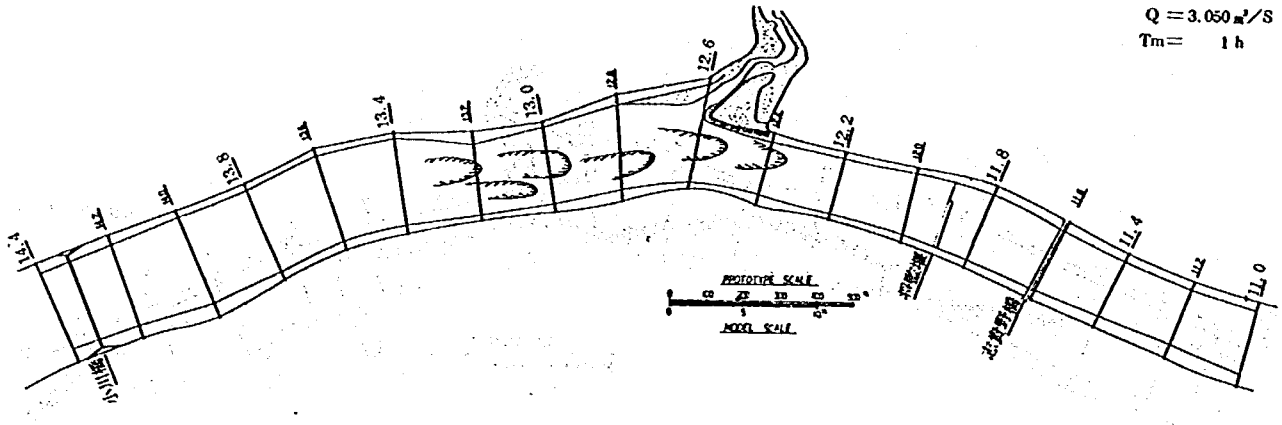
図 15(b)　みお筋（ＣＳ－２）

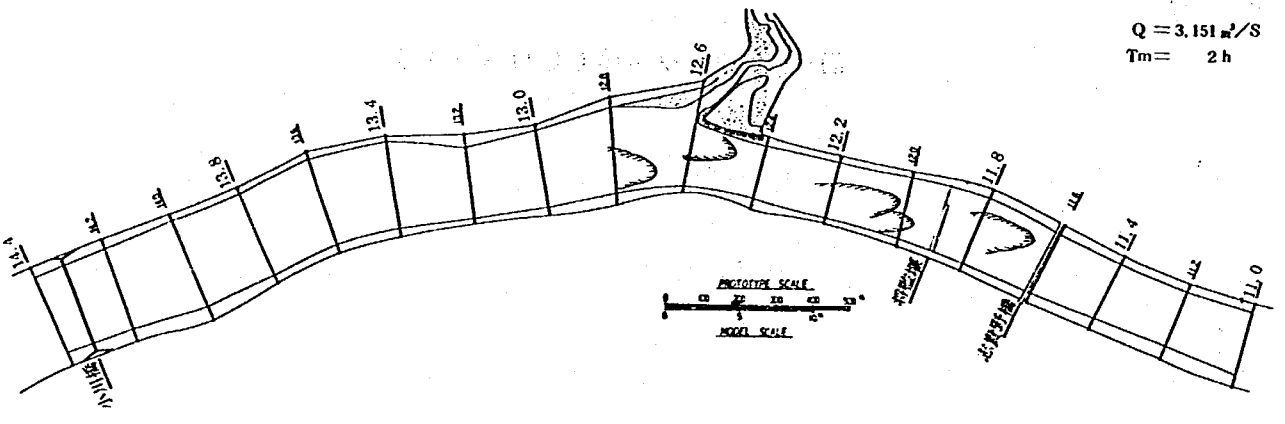

CS3-1
1,550㎥/S
通水後
みお筋
CS3-2
2,560㎥/S
通水後
CS3-3
1,260㎥/S
通水後
みお筋
CS3-4
650㎥/S
通水後
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE
12.6
13.4
13.0
12.2
11.8
11.4
11.0
13.8

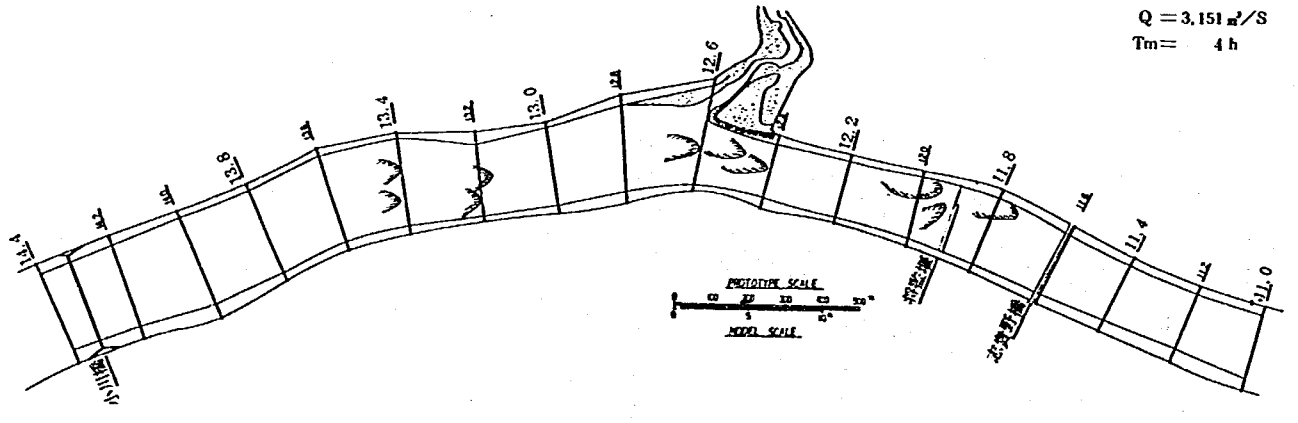
図－15(c)　みお筋（ＣＳ－３）

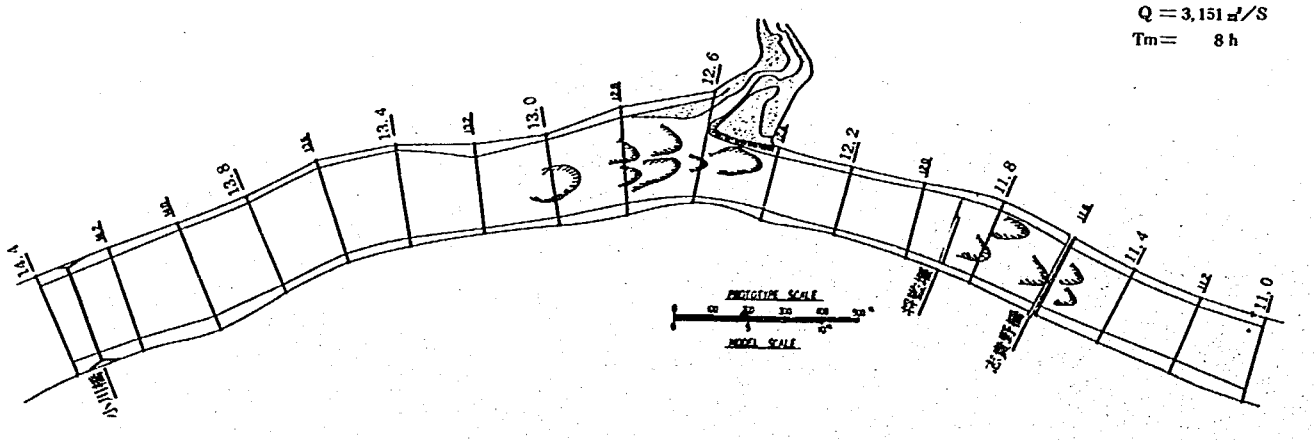


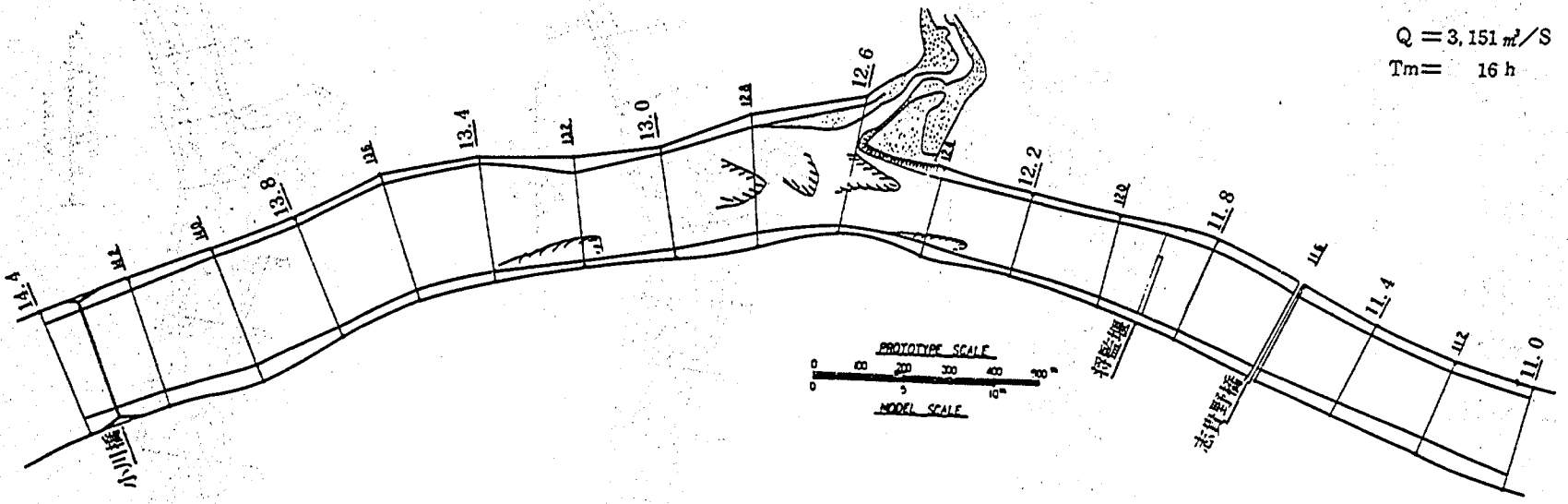
図－15(d)　みお筋（ＣＵＳ－１）


Q＝3,050㎥/S
Tm＝ 1 h
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

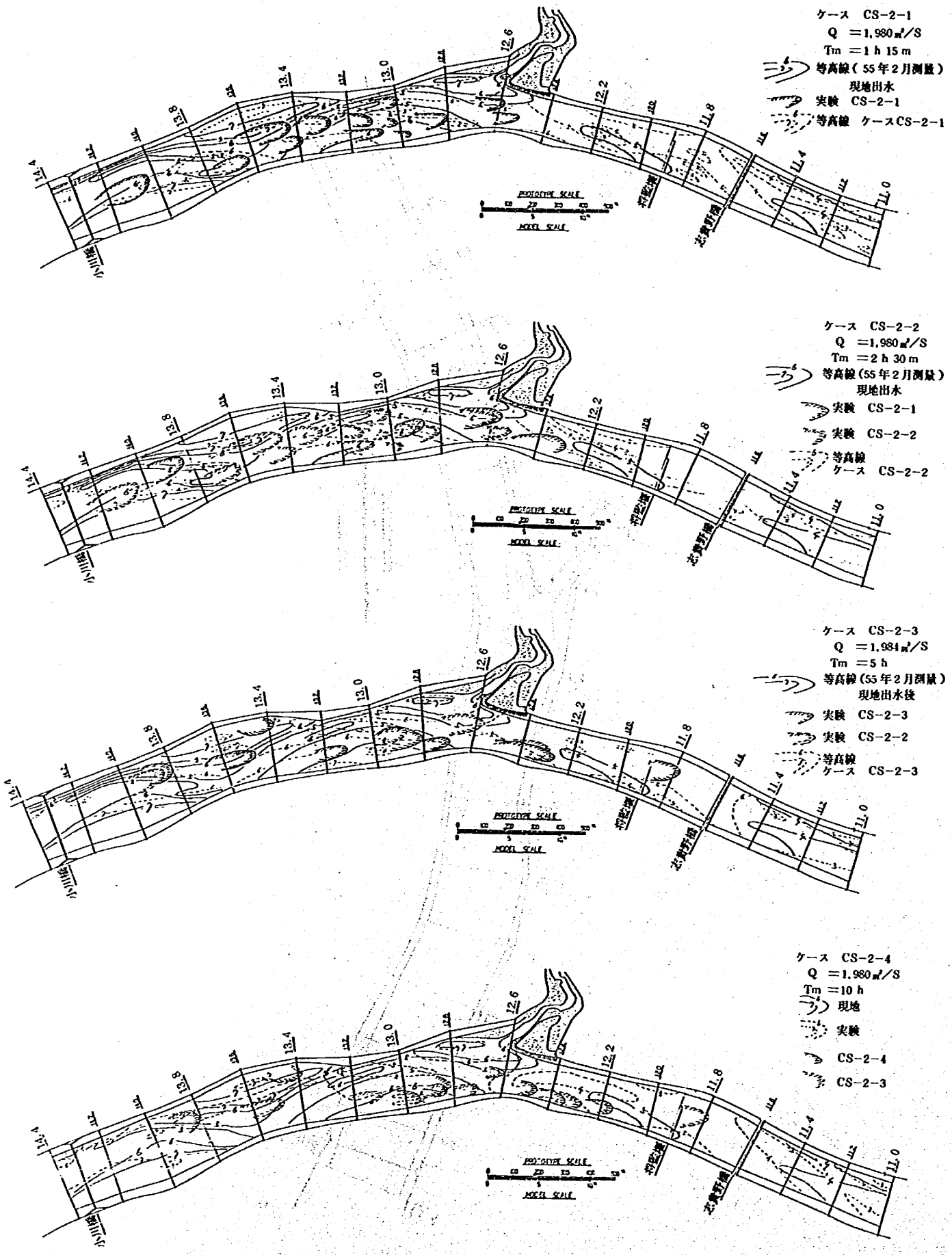

Q＝3,151㎥/S
Tm＝ 2 h
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE


Q＝3,151㎥/S
Tm＝ 4 h
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

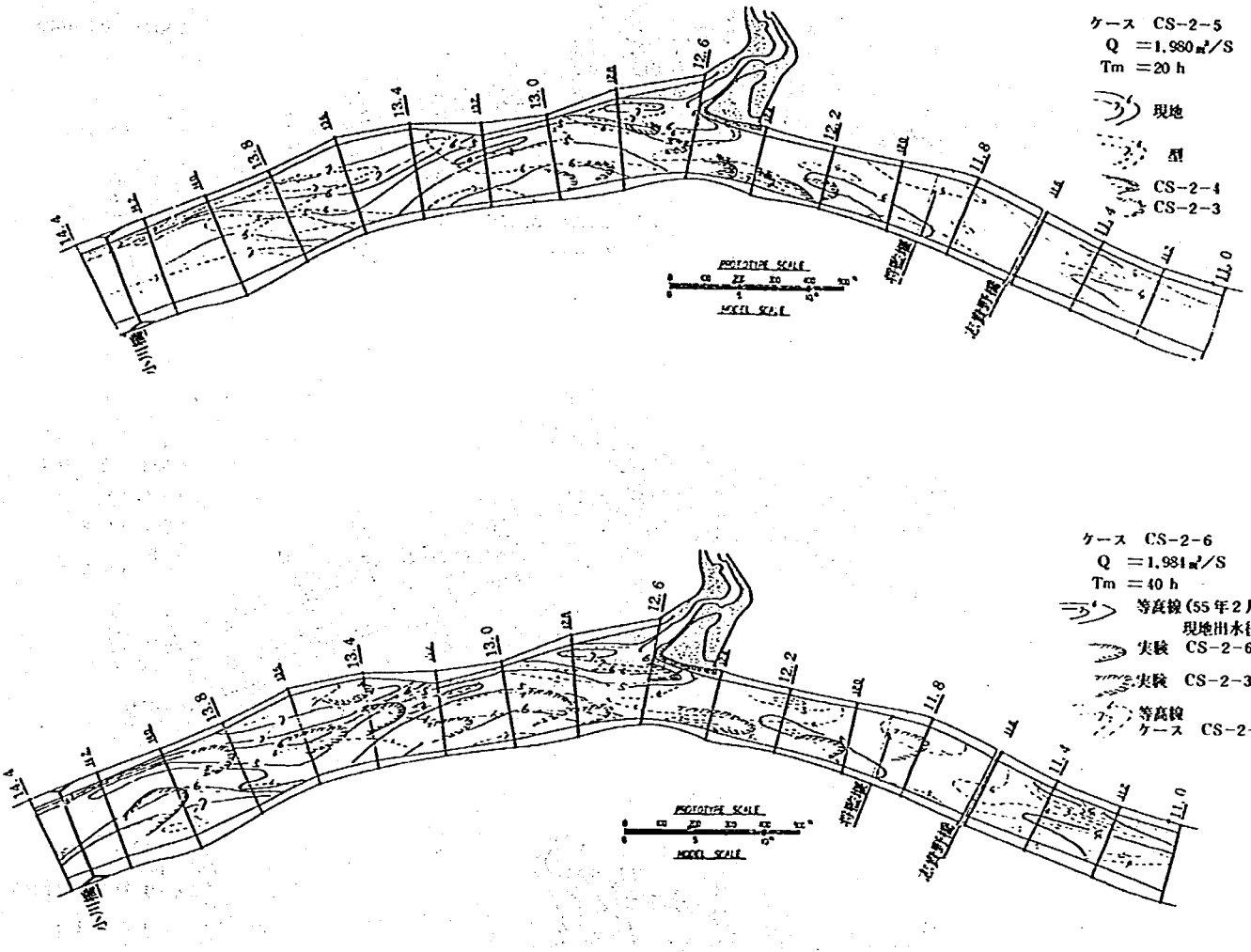

Q＝3,151㎥/S
Tm＝ 8 h
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE



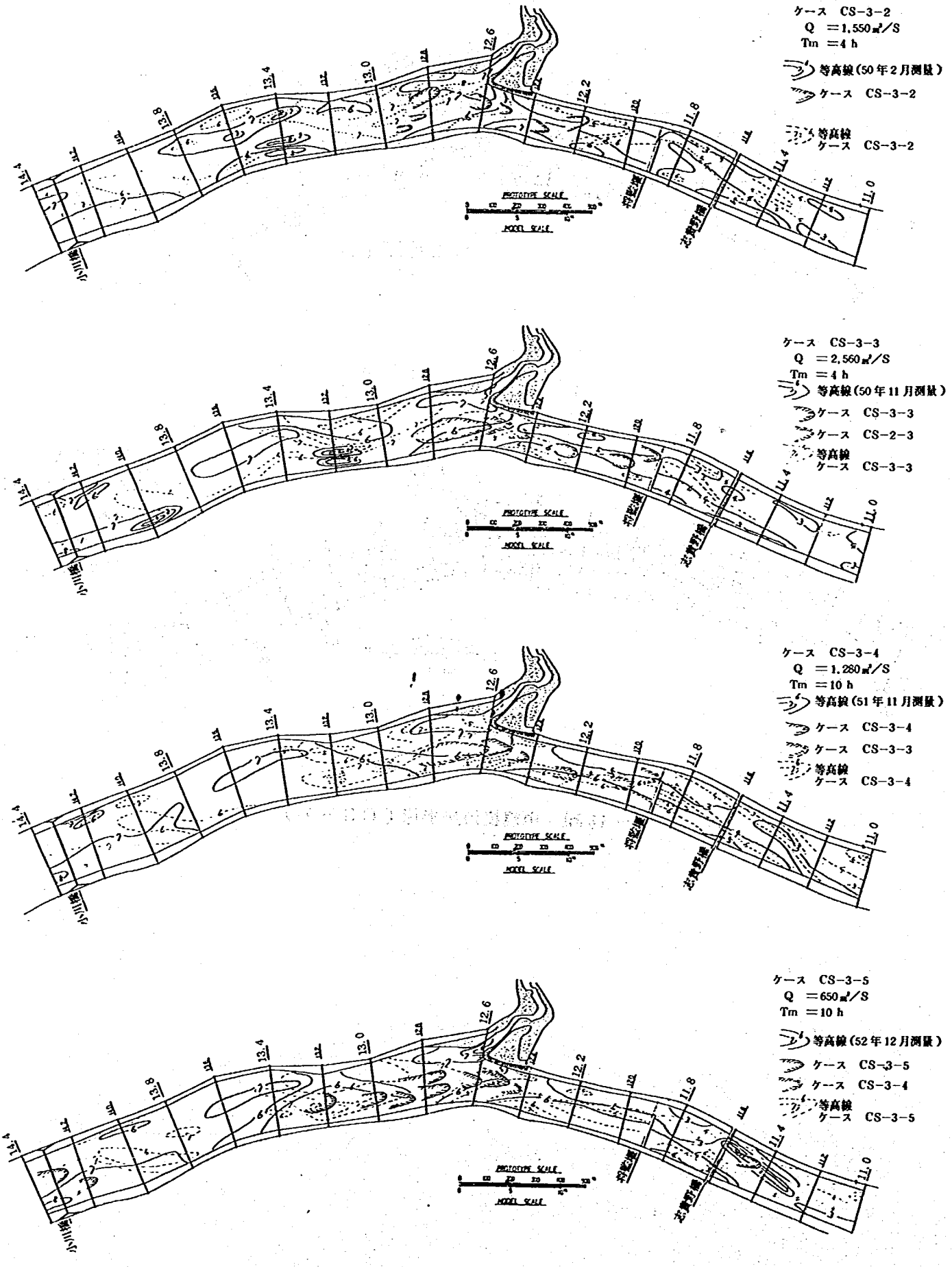
図－16(a)　中規模河床形態（ＣＳ－１）



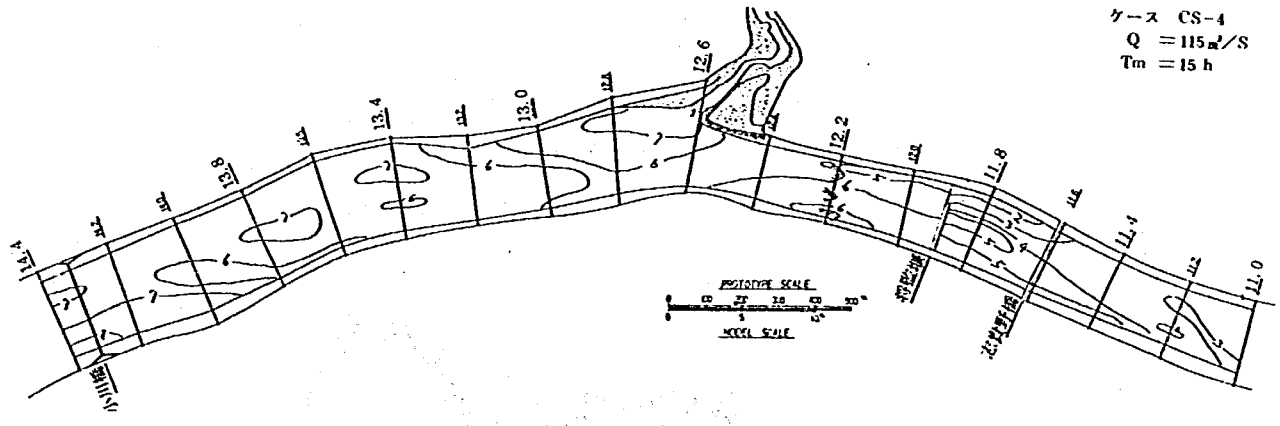
図－16(b)　中規模河床形態（ＣＳ－２）



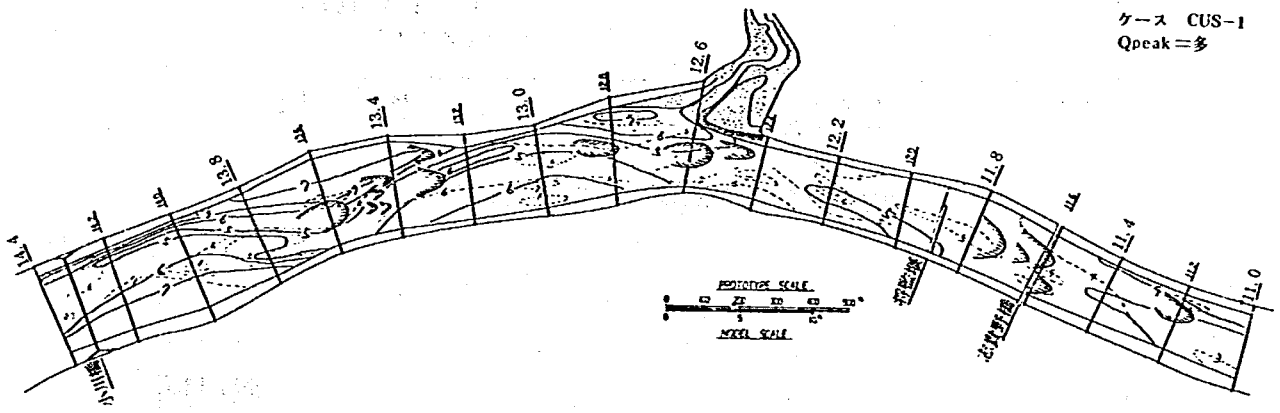
図－16(b)　中規模河床形態（ＣＳ－２）



図－16(c)　中規模河床形態（ＣＳ－３）



図－16(d)　中規模河床形態（ＣＳ－４）



図－16(e)　中規模河床形態（ＣＵＳ－１）

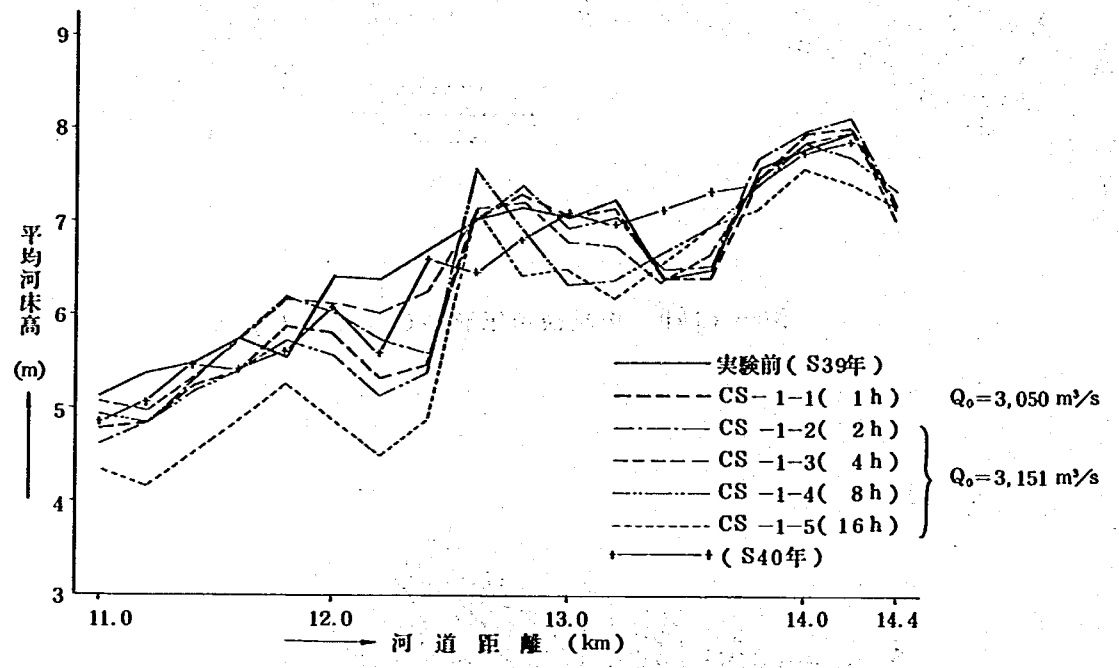
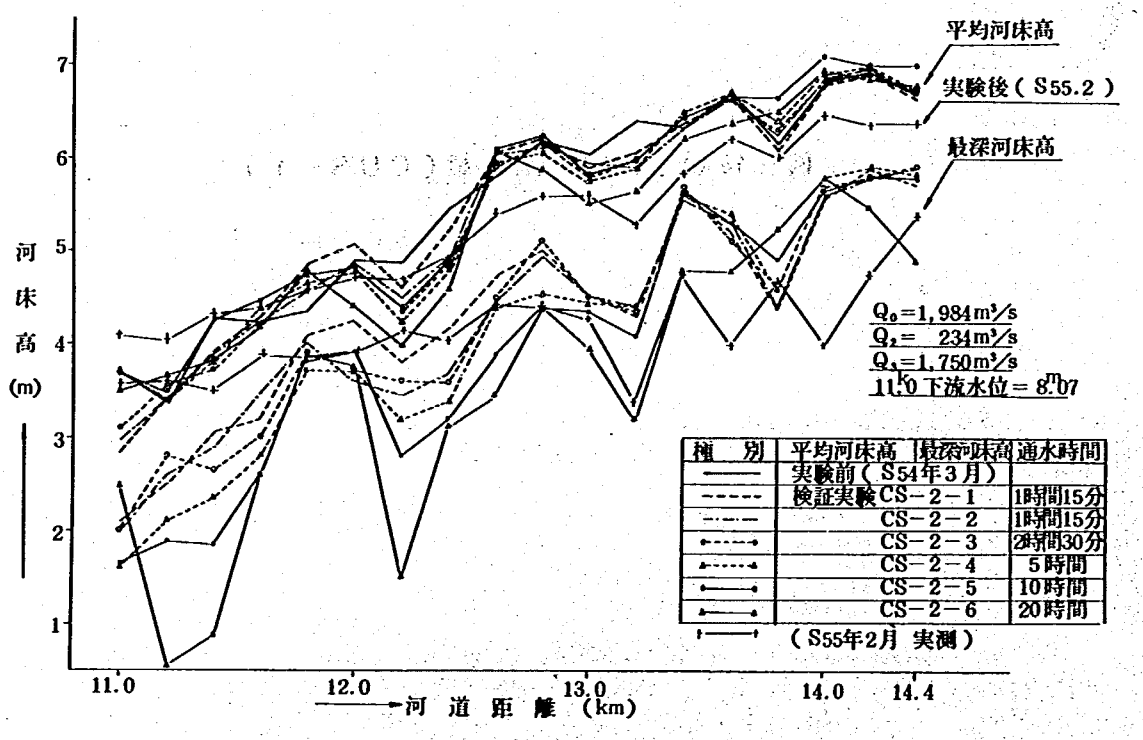
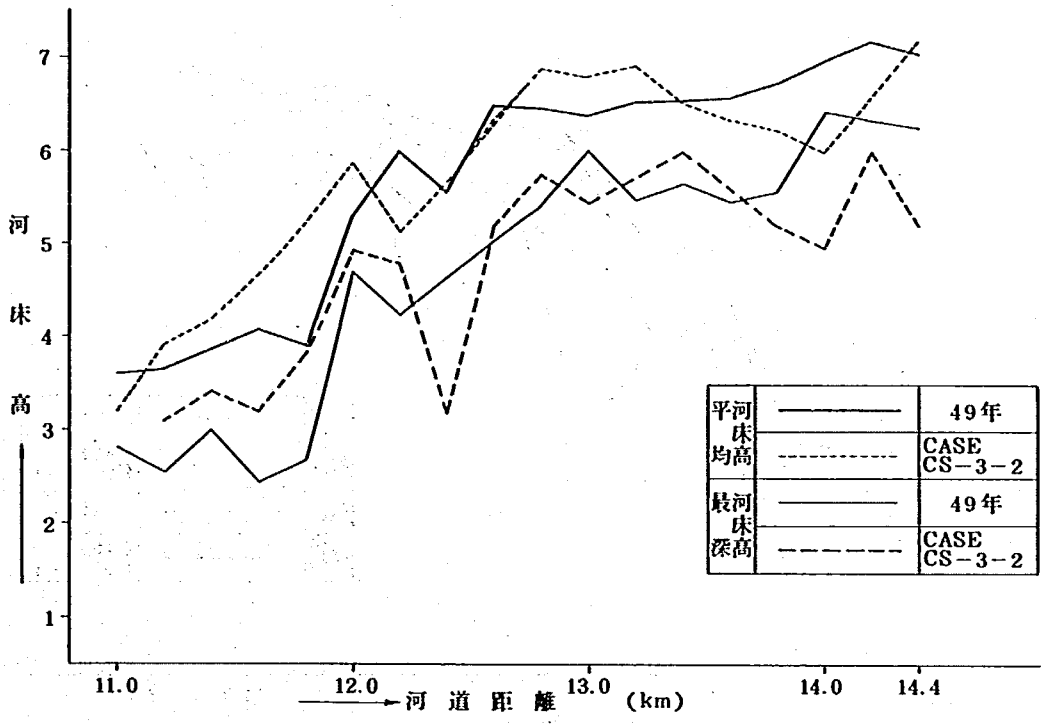


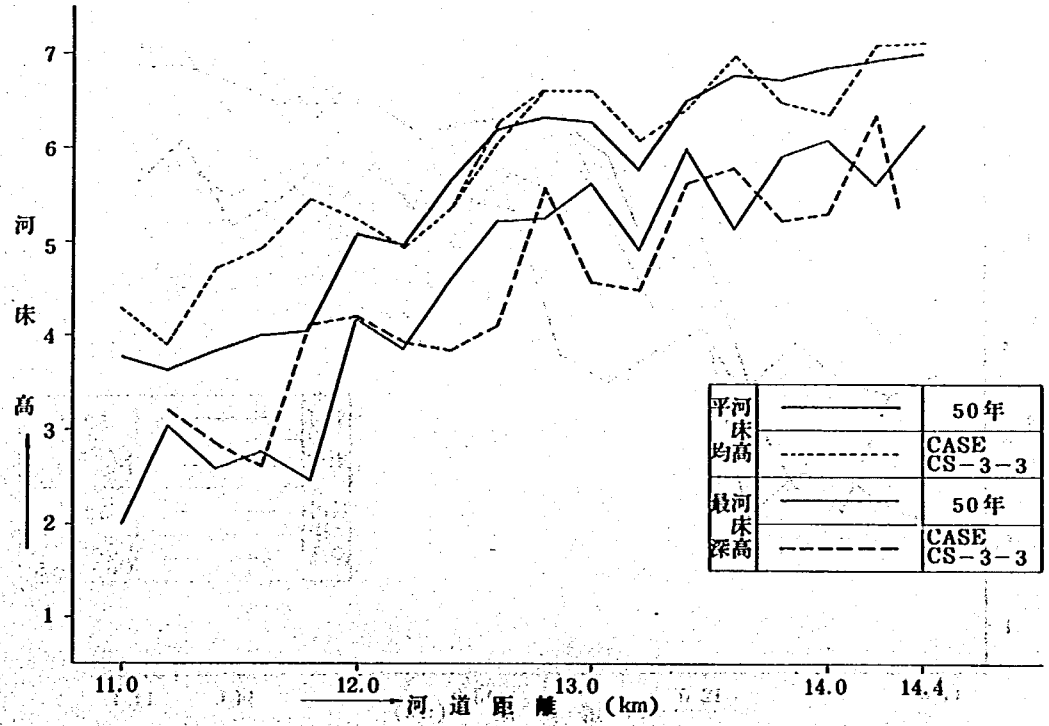
図 17(a)　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－１）



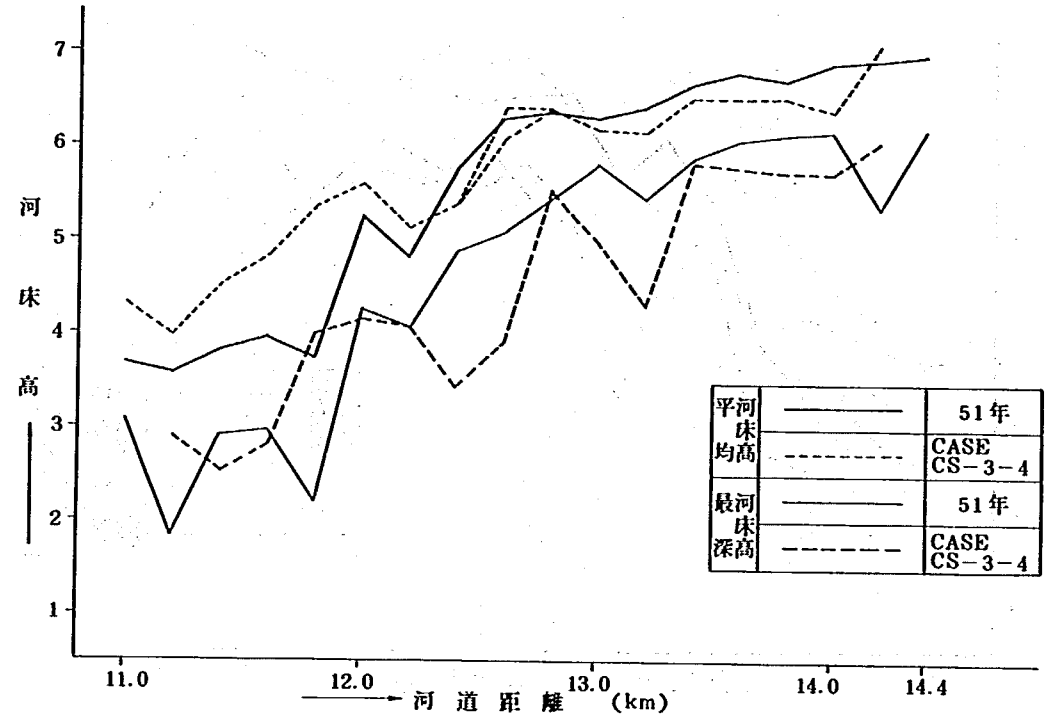
図－17(b)　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－２）



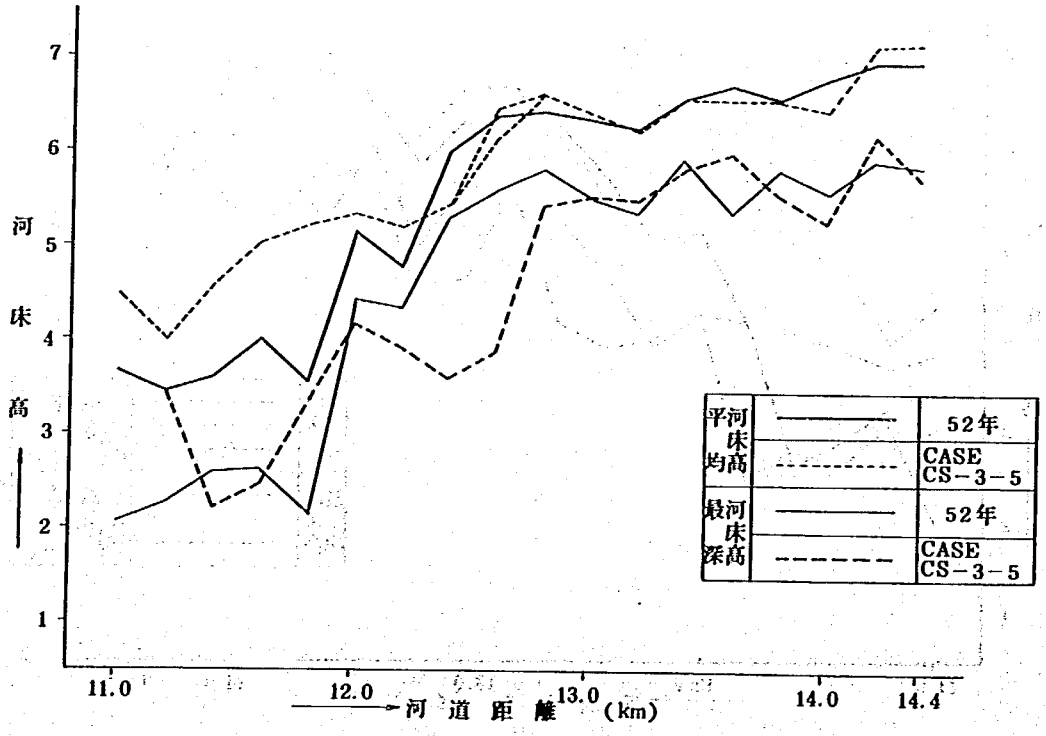
図－17(c)－1　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）



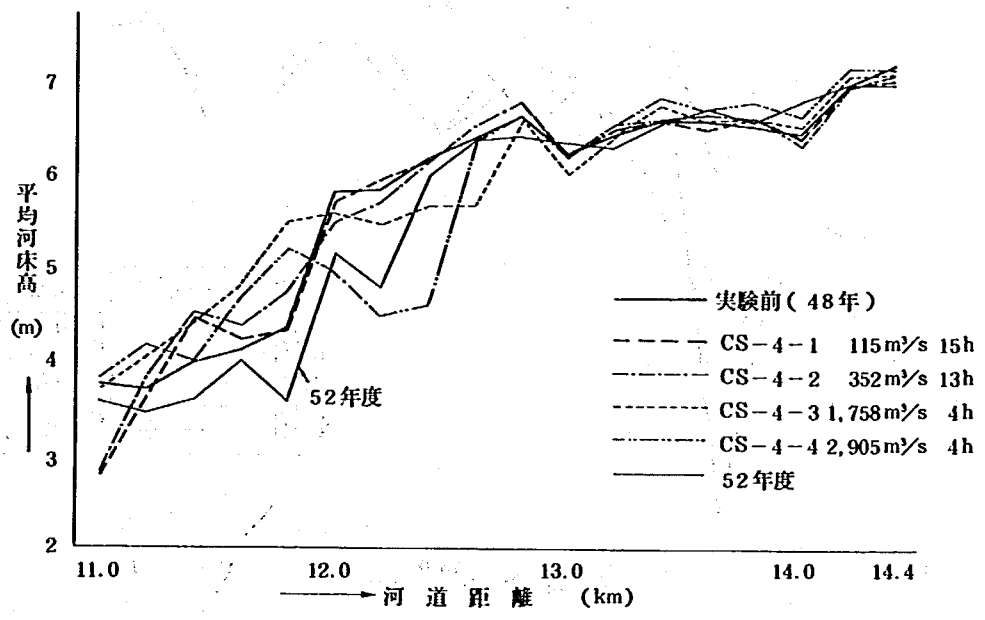
図－17(c)－2　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）



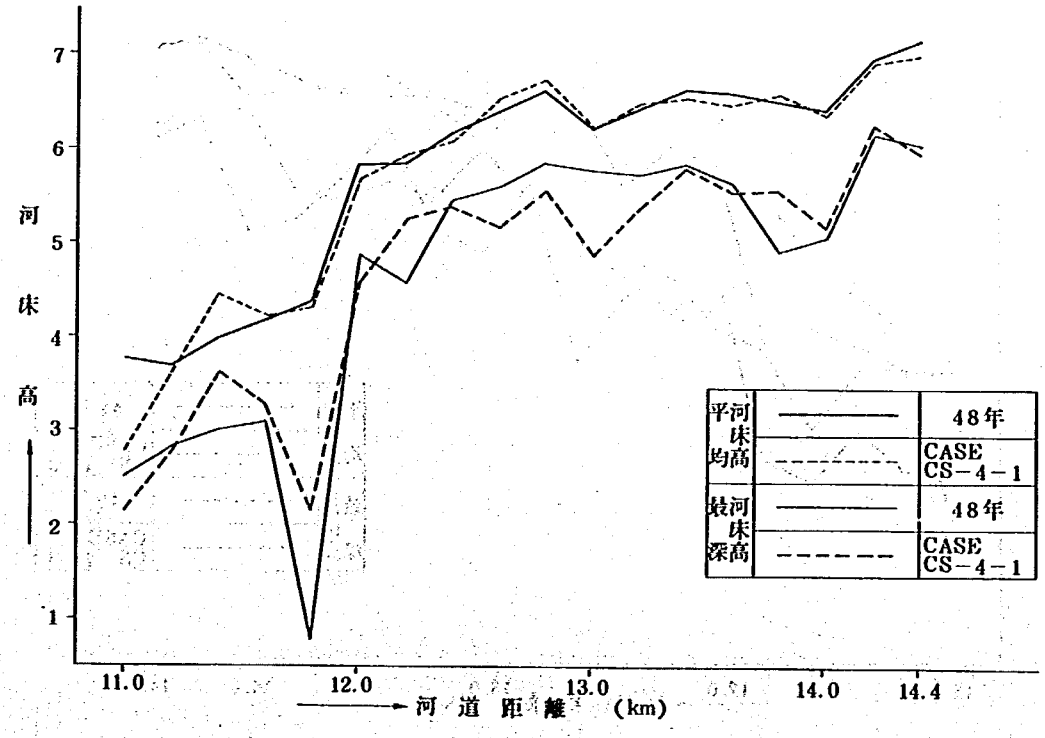
図－17(c)－3　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）



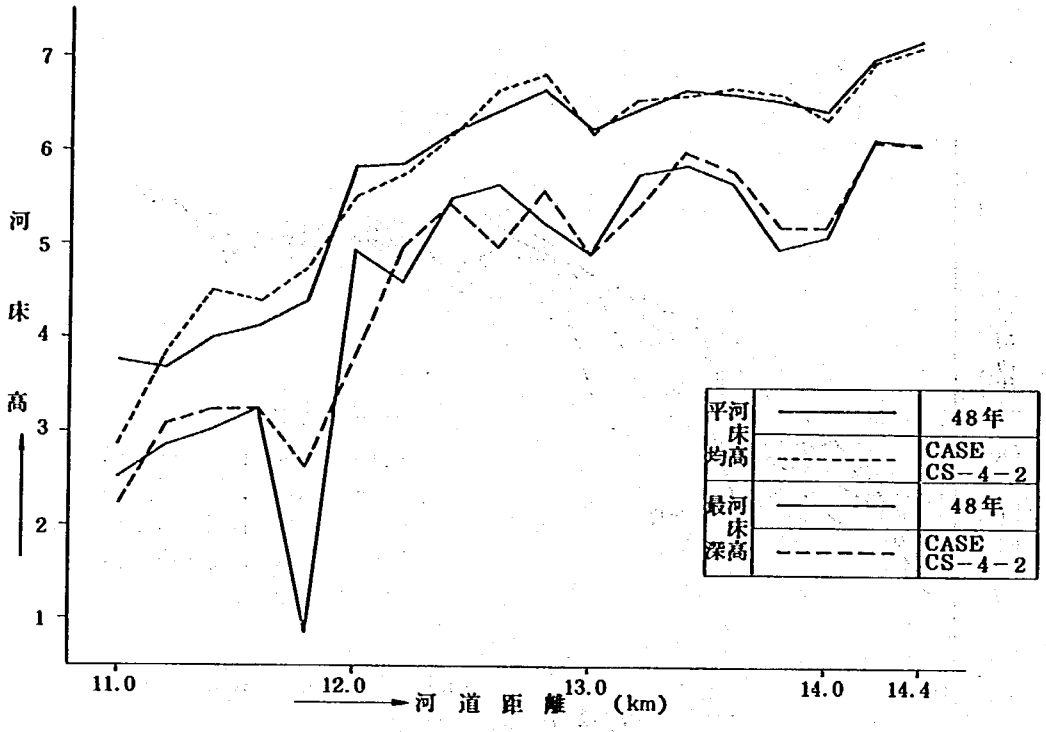
図－17(c)－4　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）



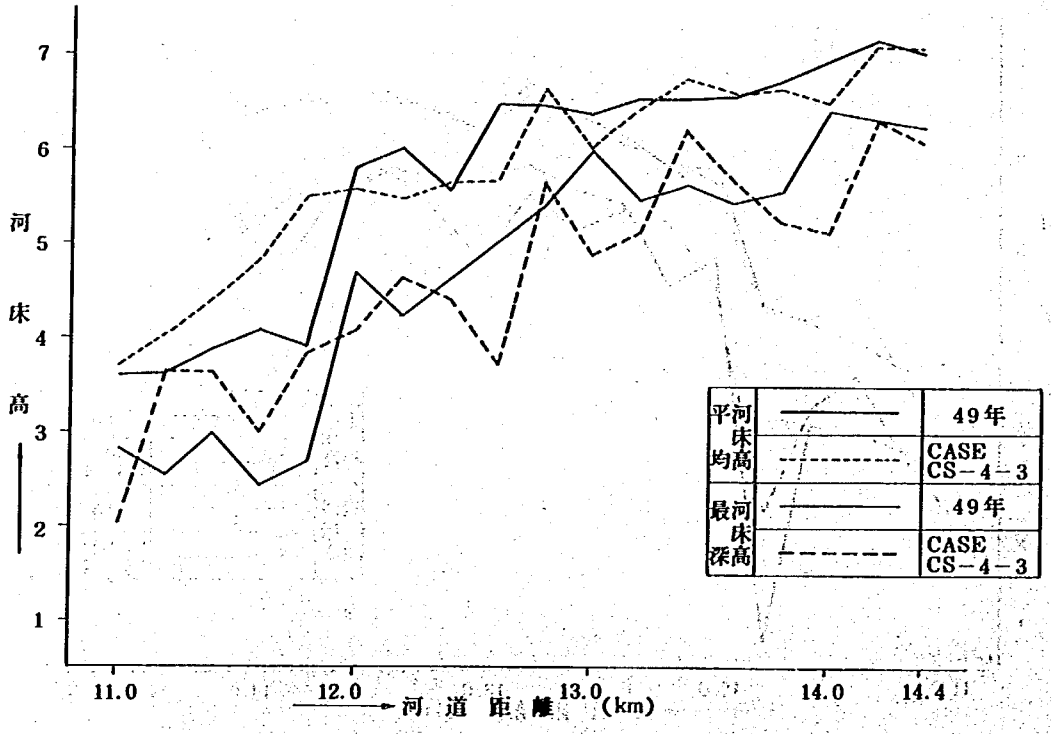
図－17(d)－1 平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



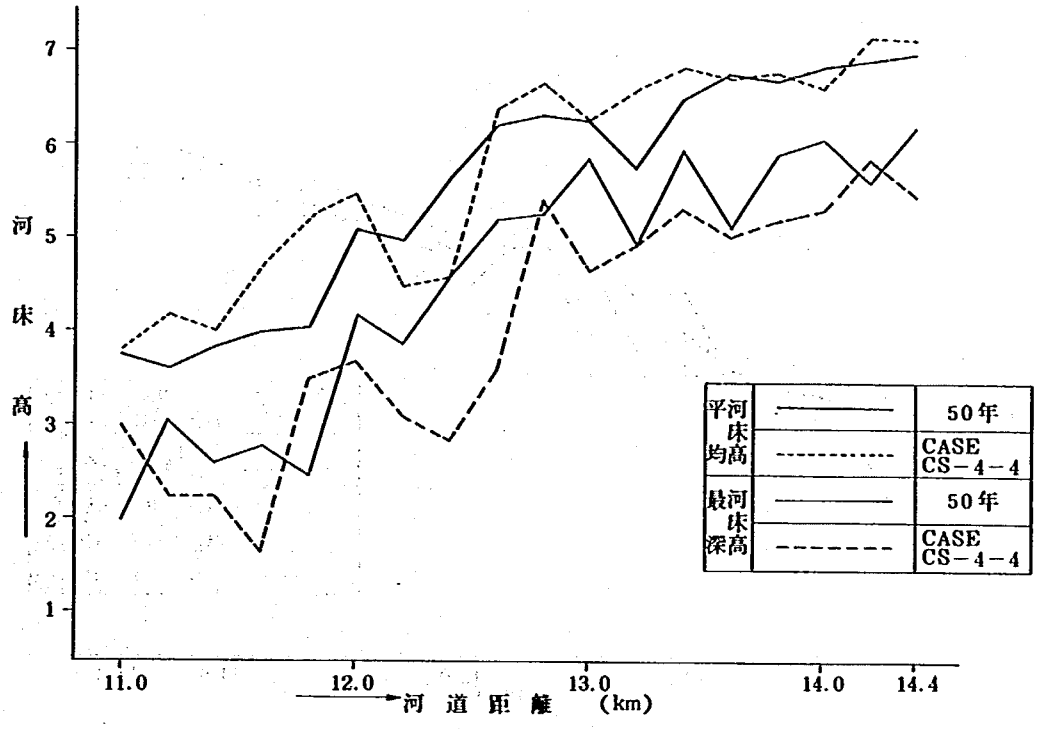
図－17(d)－2 平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



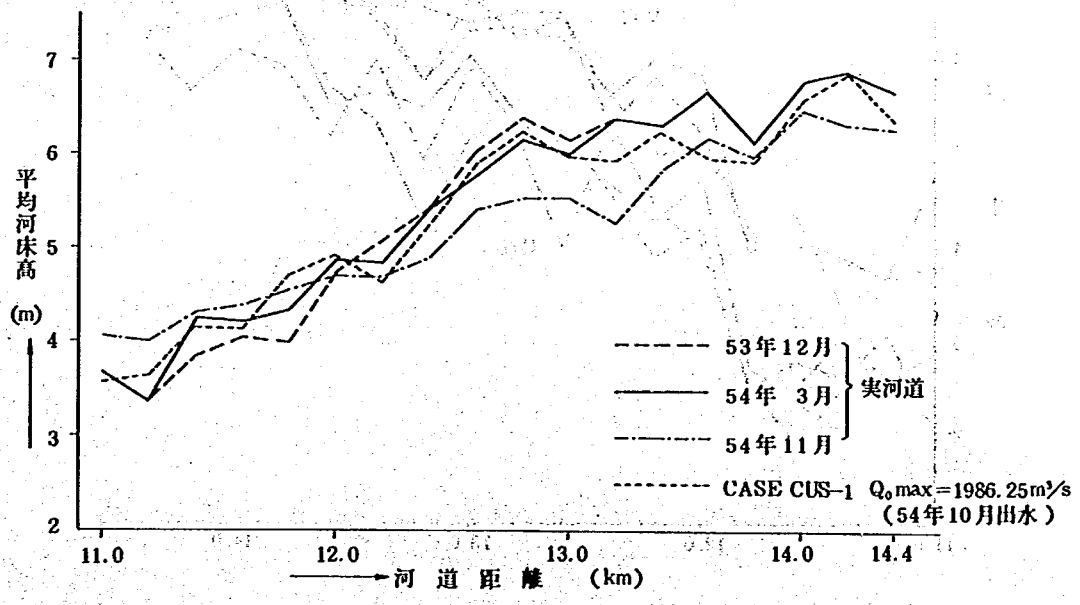
図－17(d)－3　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



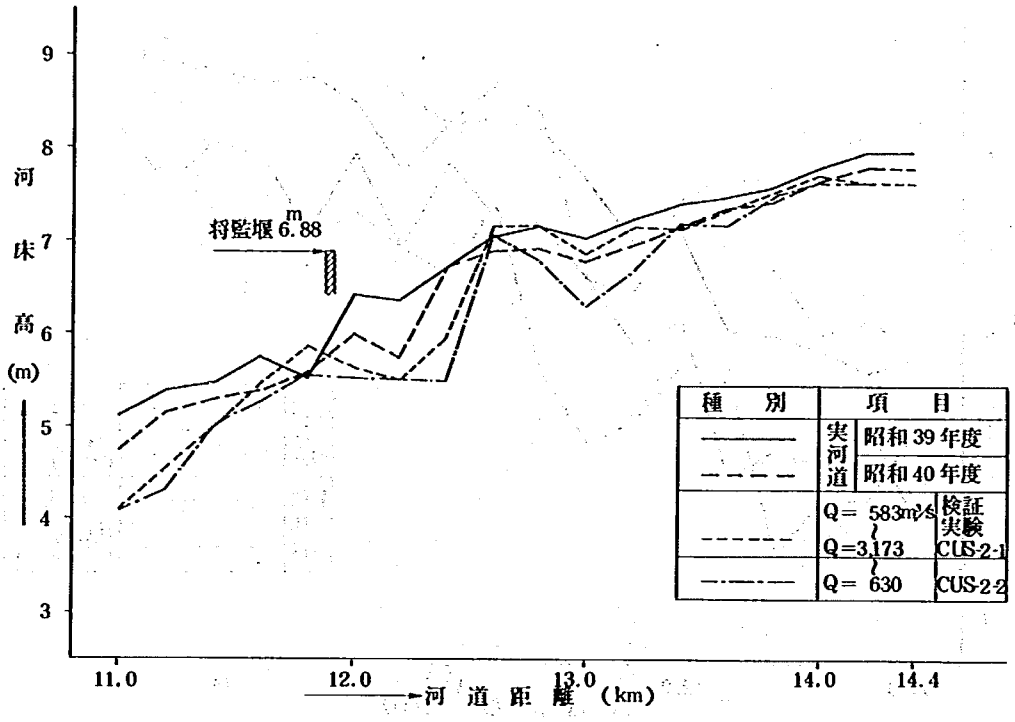
図－17(d)－4　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



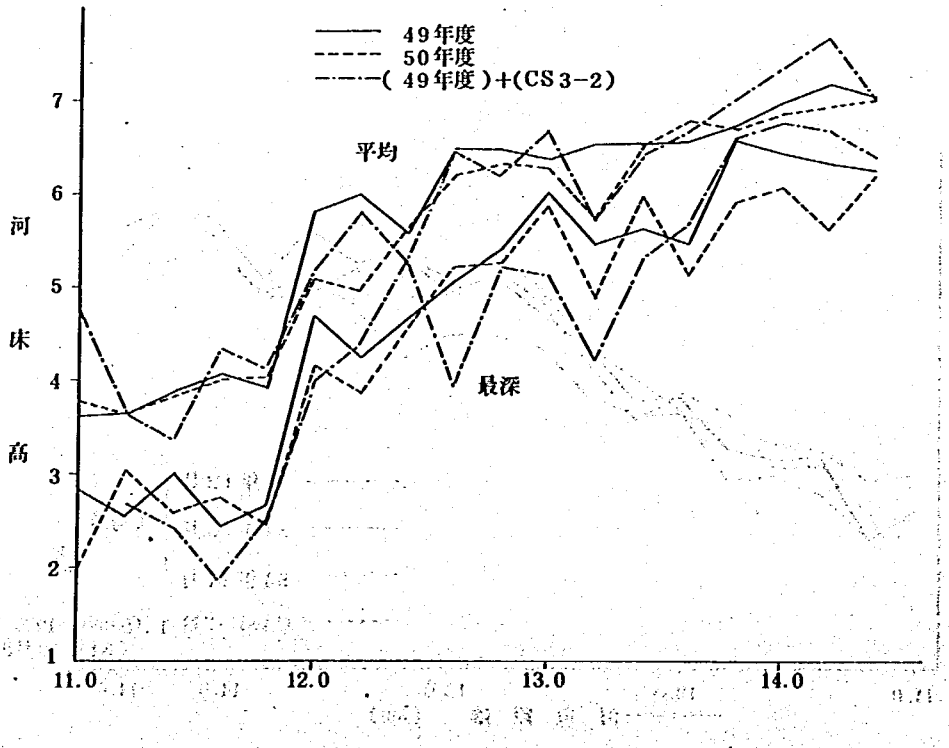
図－17(d)－5　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



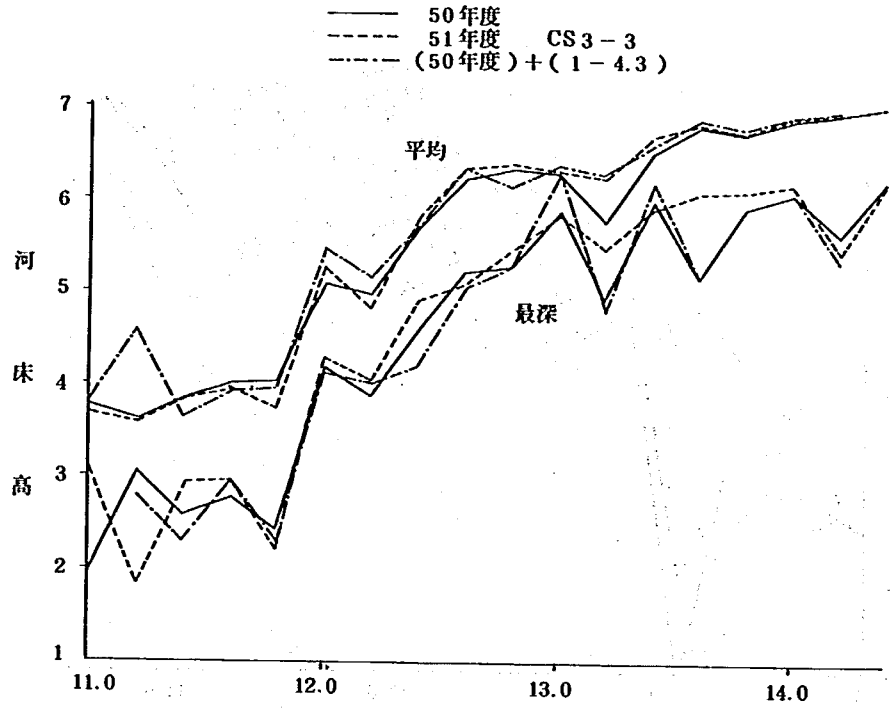
図－17(e)　平均河床高縦断比較図（ＣＵＳ－１）



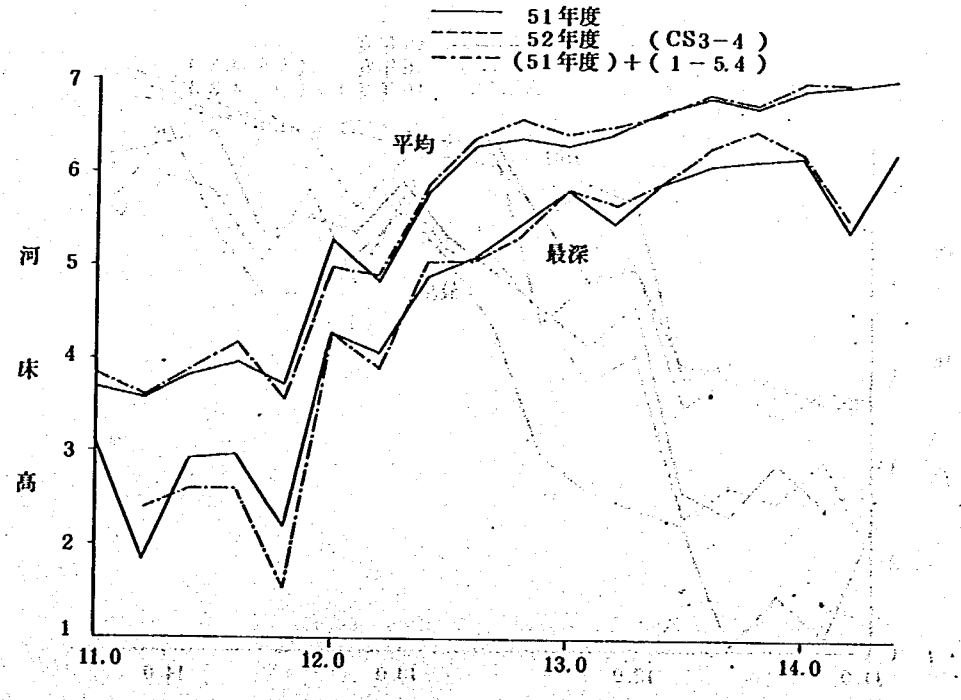
図－17(f)　平均河床高縦断比較図（ＣＵＳ－２）



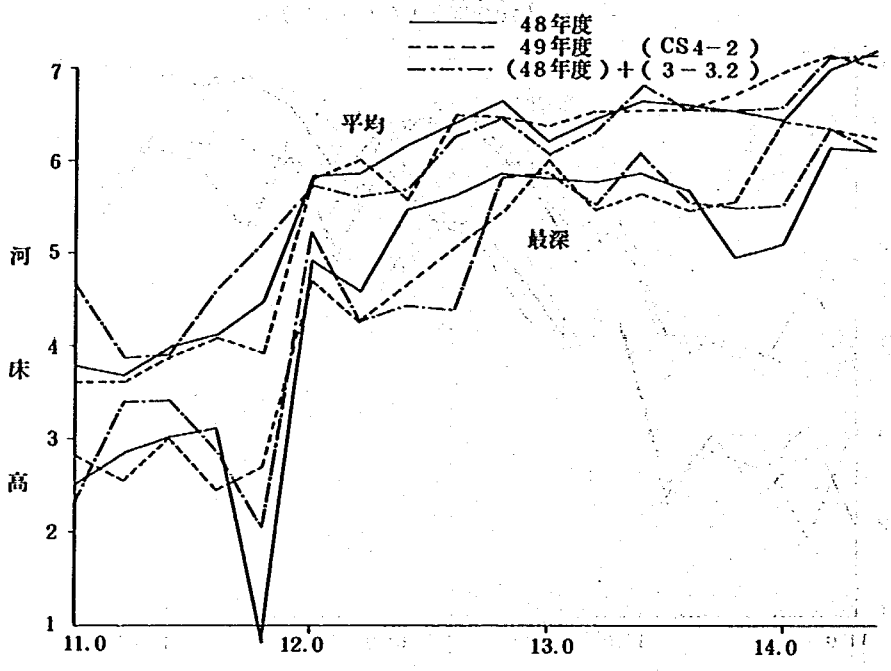
図－17(g)－1　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）（補正）



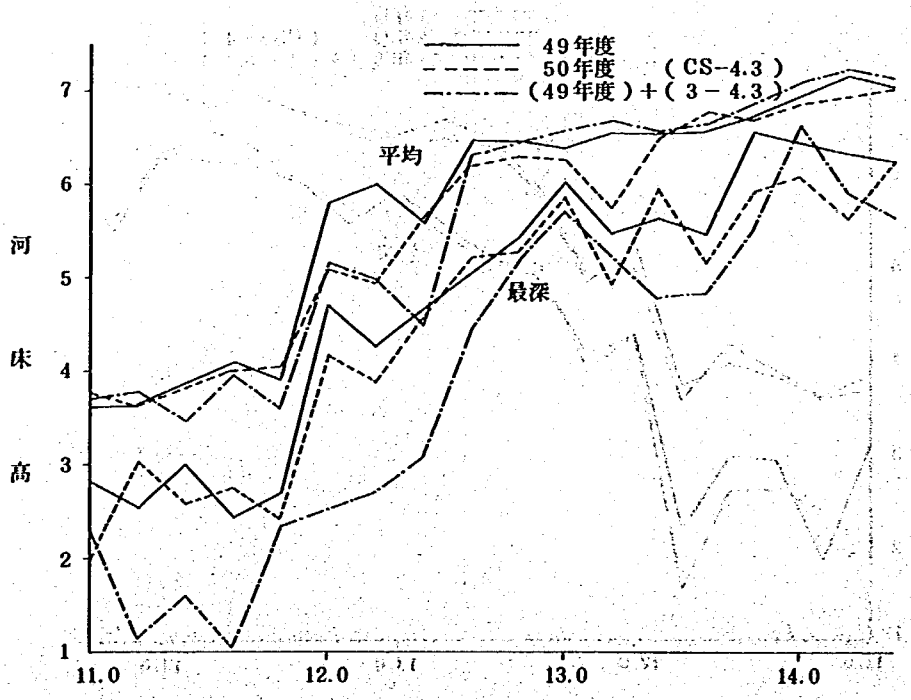
図－17(g)－2　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）（補正）



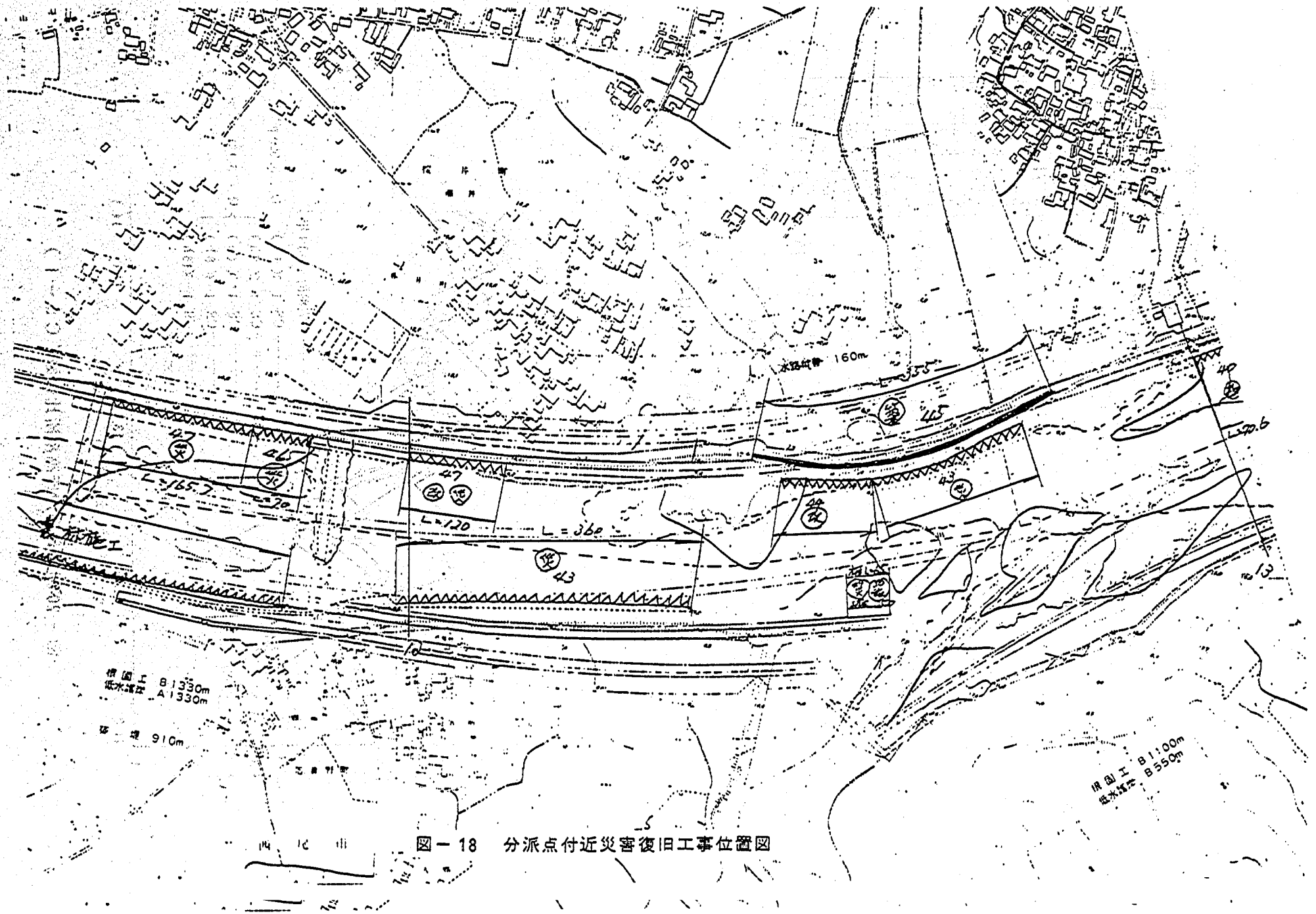
図－17(g)－3　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－３）（補正）



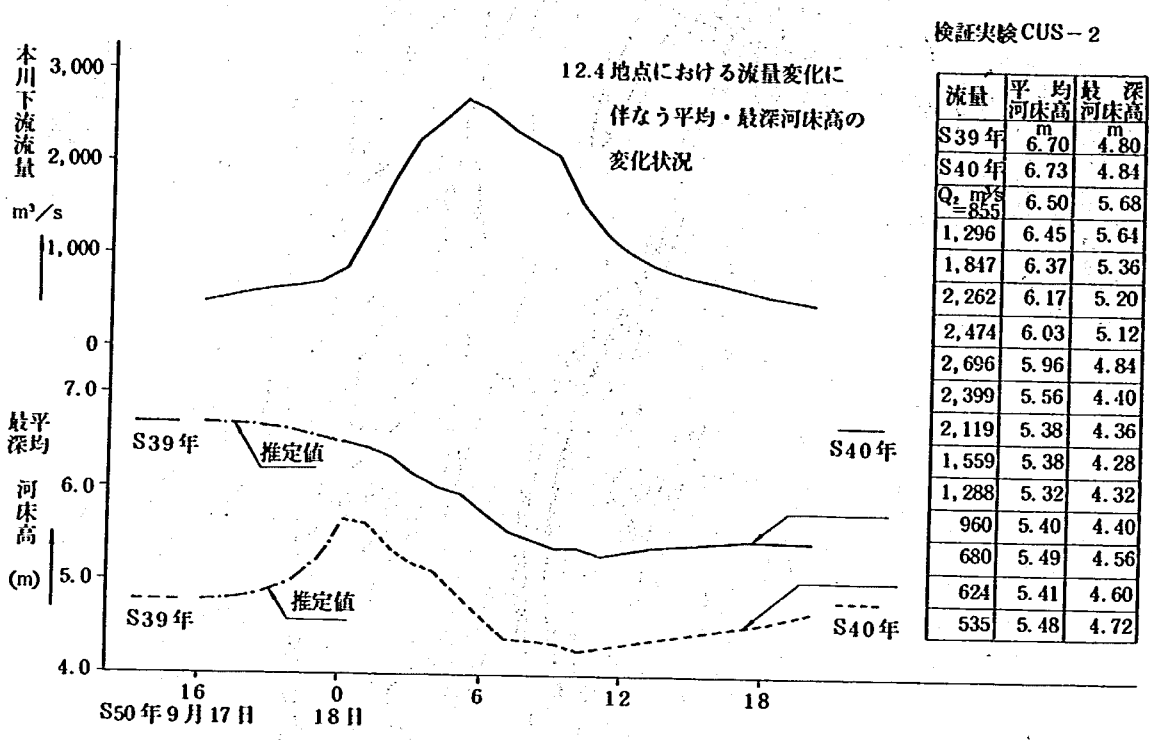
図－17(h)－1　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）補正後



図－17(h)－1　平均河床高縦断比較図（ＣＳ－４）補正後



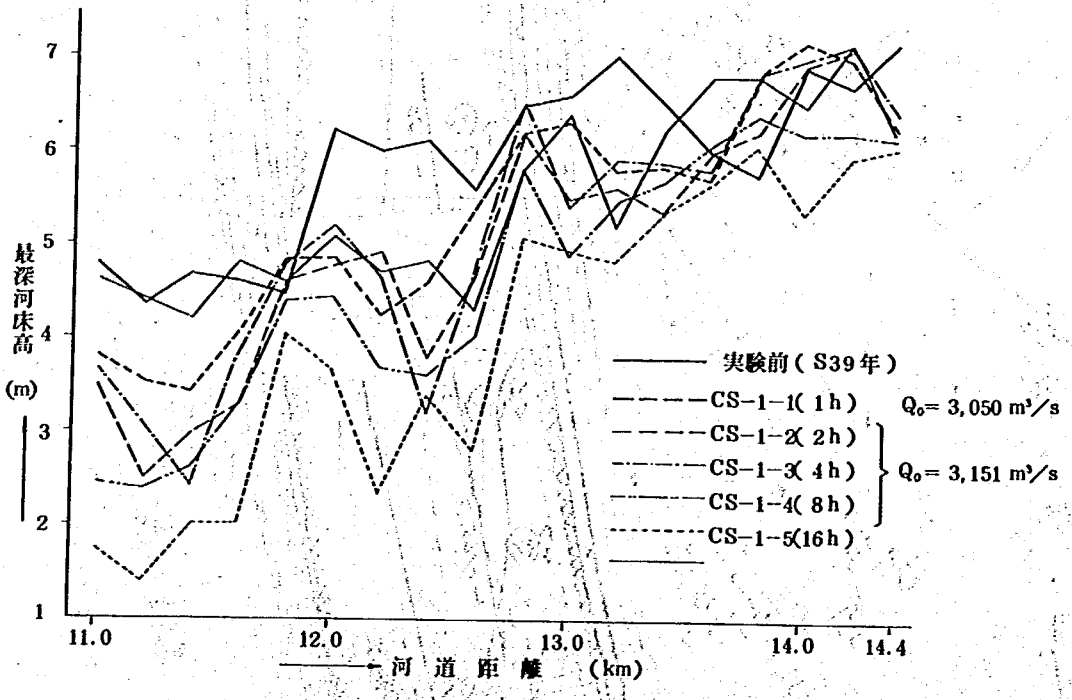
図－18　分派点付近災害復旧工事位置図



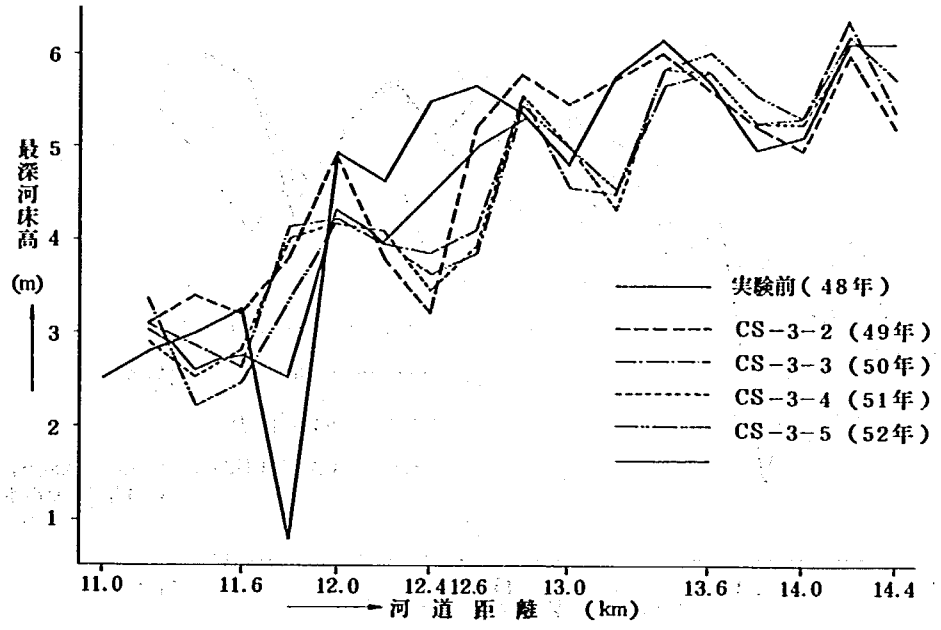
検証実験CUS－2

流量	平均河床高 m	最深河床高 m
S39年	6.70	4.80
S40年	6.73	4.84
Q_2 m³/s =855	6.50	5.68
1,296	6.45	5.64
1,847	6.37	5.36
2,262	6.17	5.20
2,474	6.03	5.12
2,696	5.96	4.84
2,399	5.56	4.40
2,119	5.38	4.36
1,559	5.38	4.28
1,288	5.32	4.32
960	5.40	4.40
680	5.49	4.56
624	5.41	4.60
535	5.48	4.72

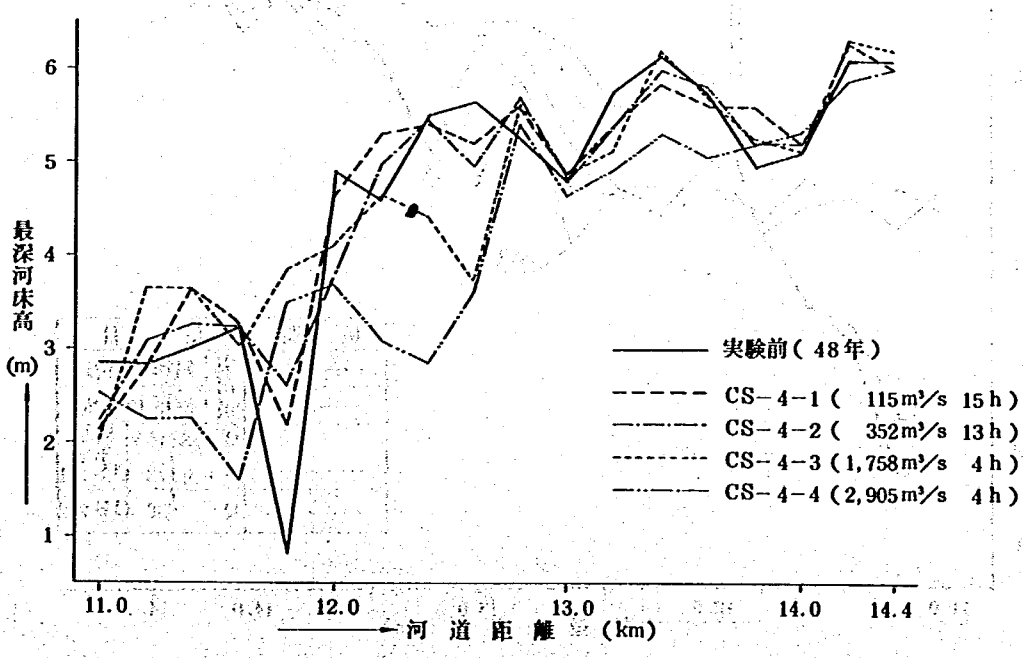
図－19　平均，最深河床高時間変化図（ＣＵＳ－２）



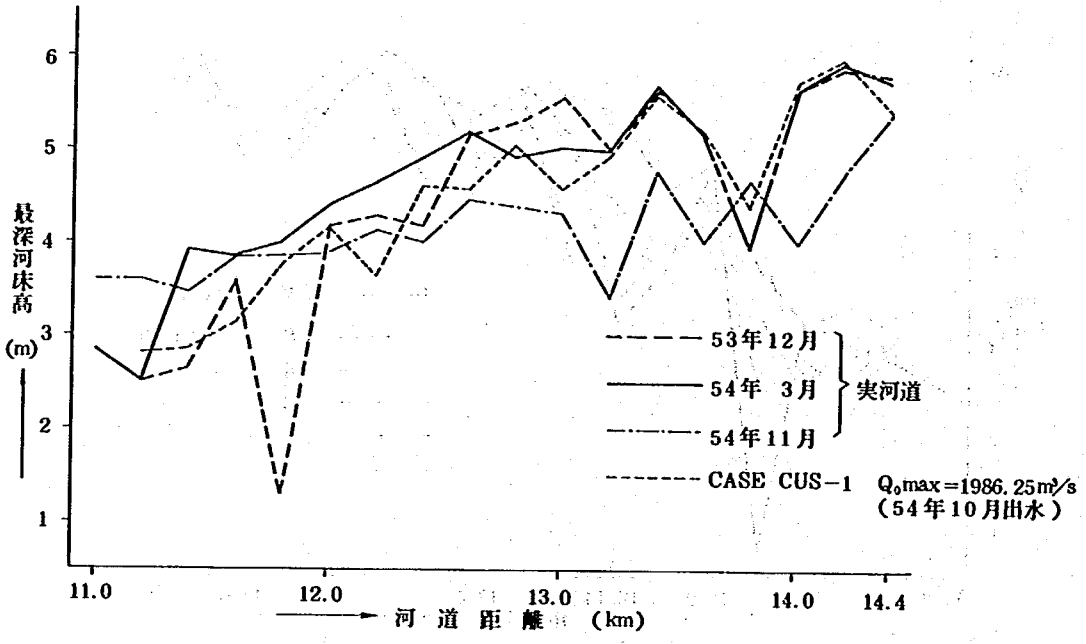
図－20(a)　最深河床高縦断比較図（ＣＳ－１）



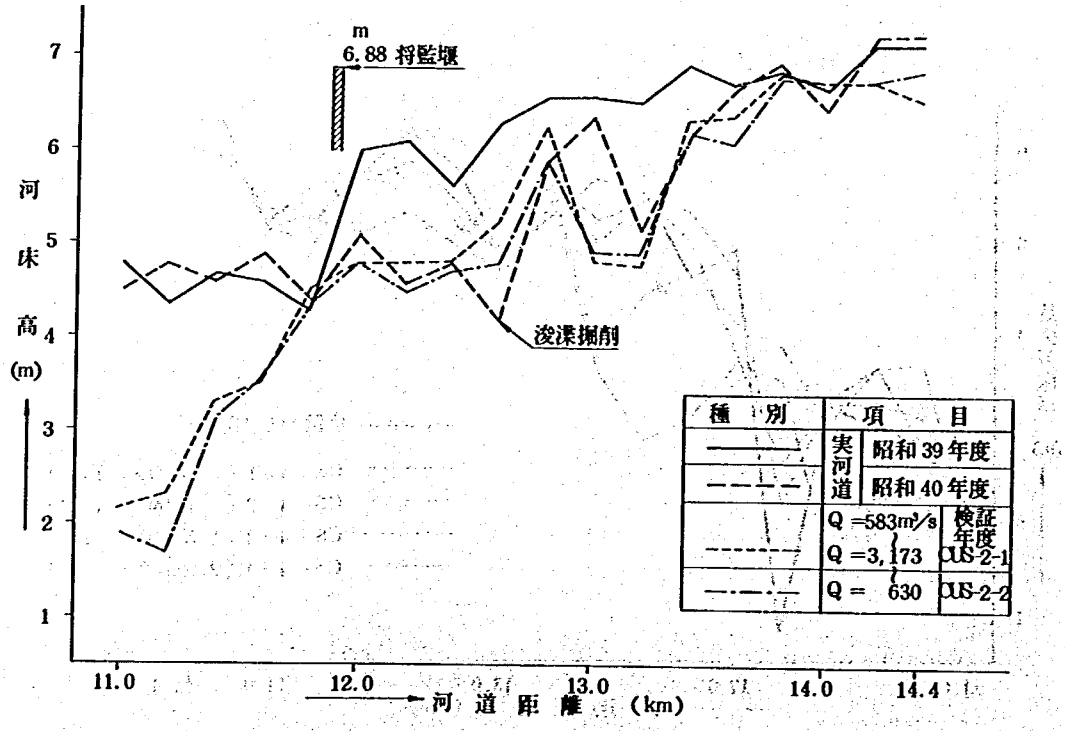
図－20(b) 最深河床高縦断比較図（ＣＳ－３）



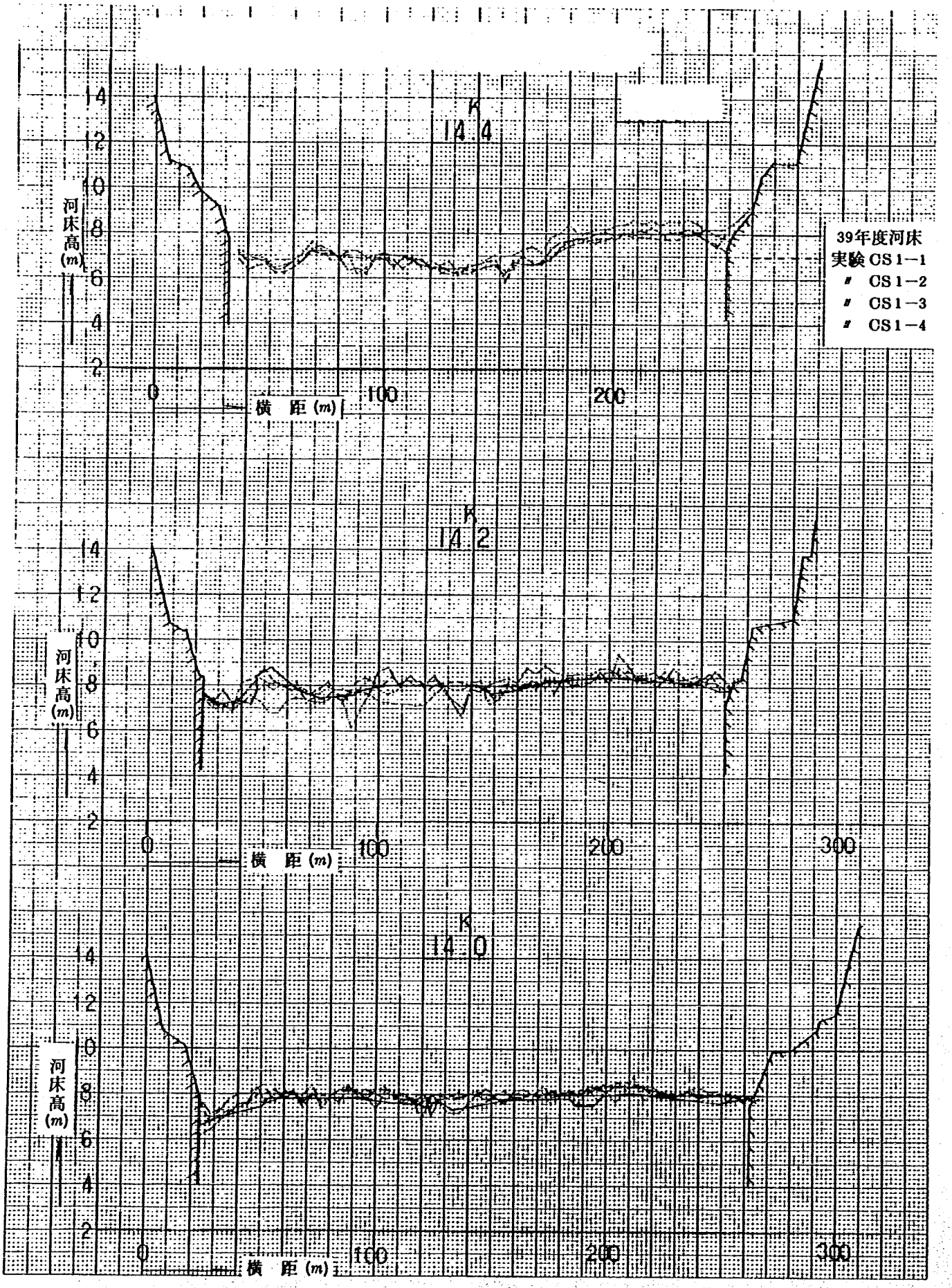
図－20(c) 最深河床高縦断比較図（ＣＳ－４）



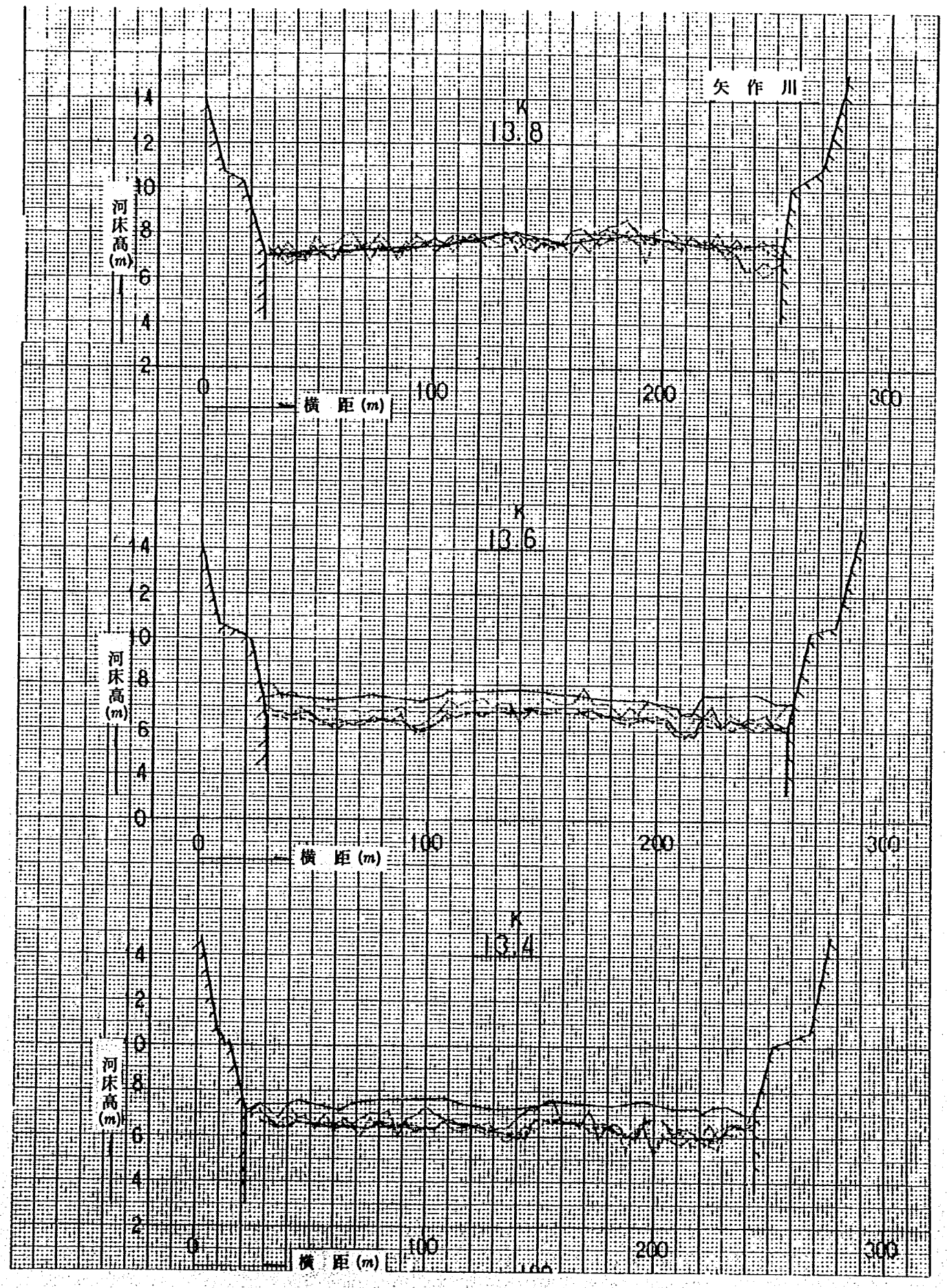
図－20(d) 最深河床高縦断比較図（ＣＵＳ－１）



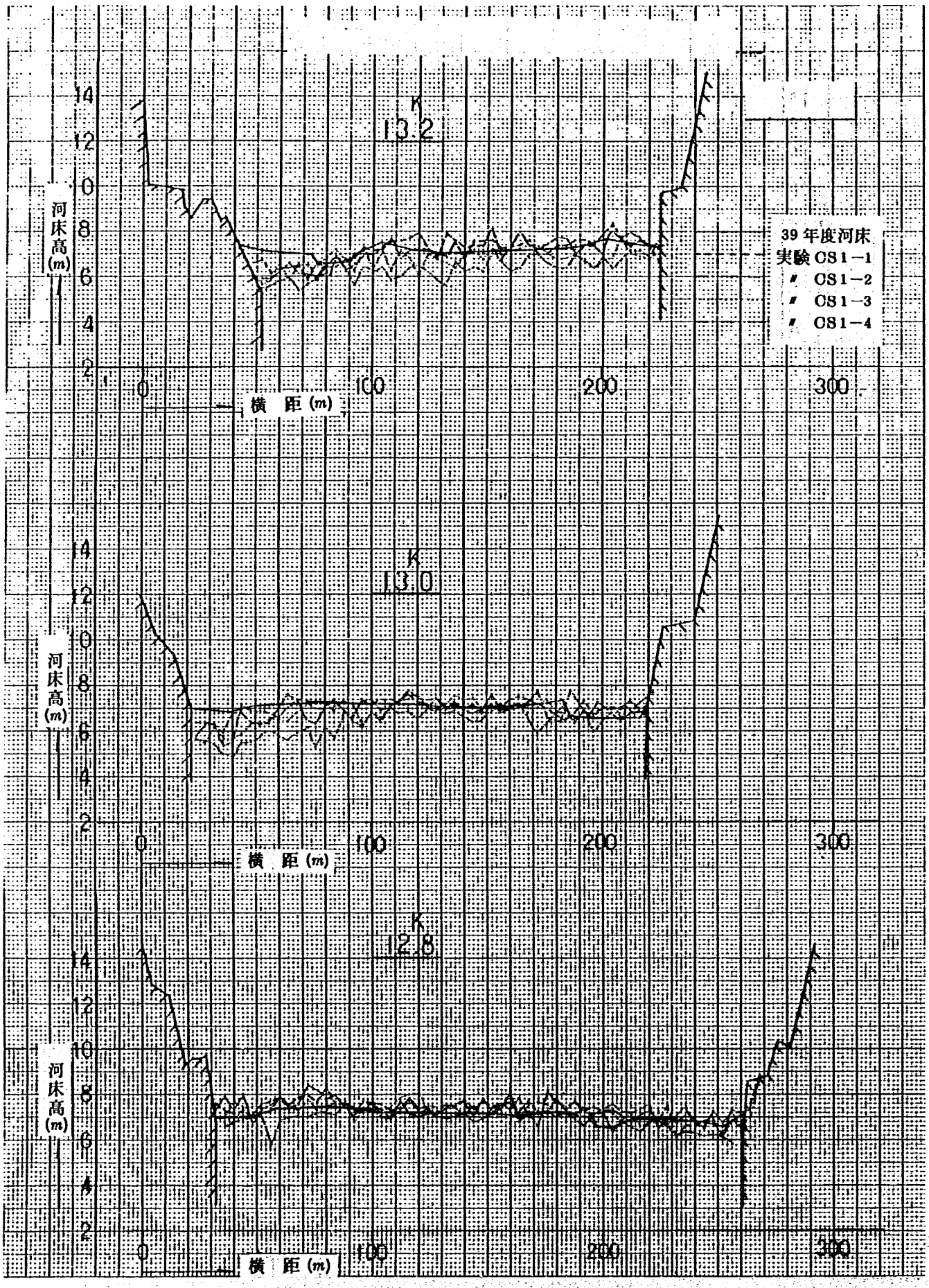
図－20(e) 最深河床高縦断比較図（ＣＵＳ－２）



図－21(a)－1　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）

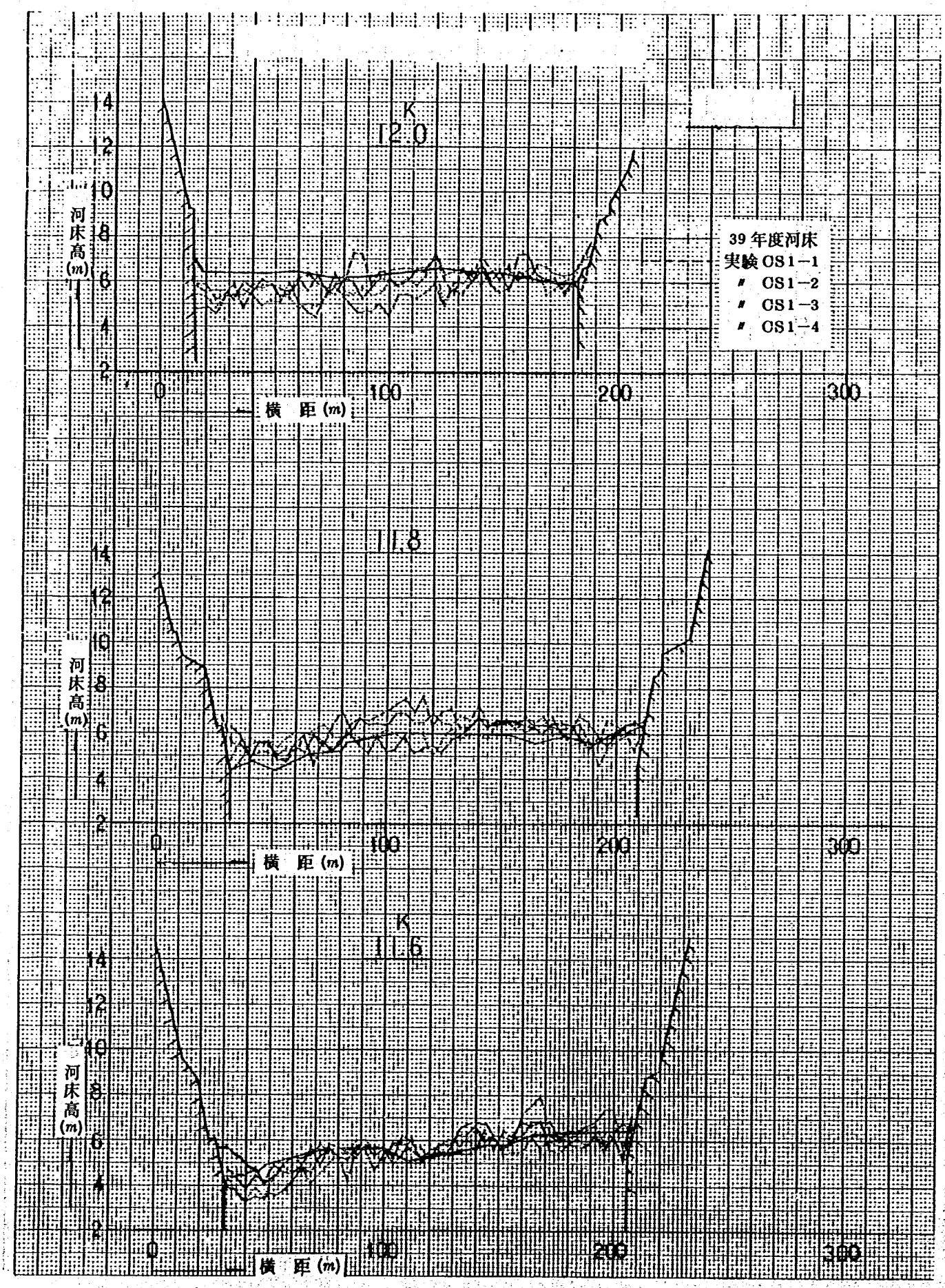


図－21(a)－2 横断形状時間変化図（CS－1）



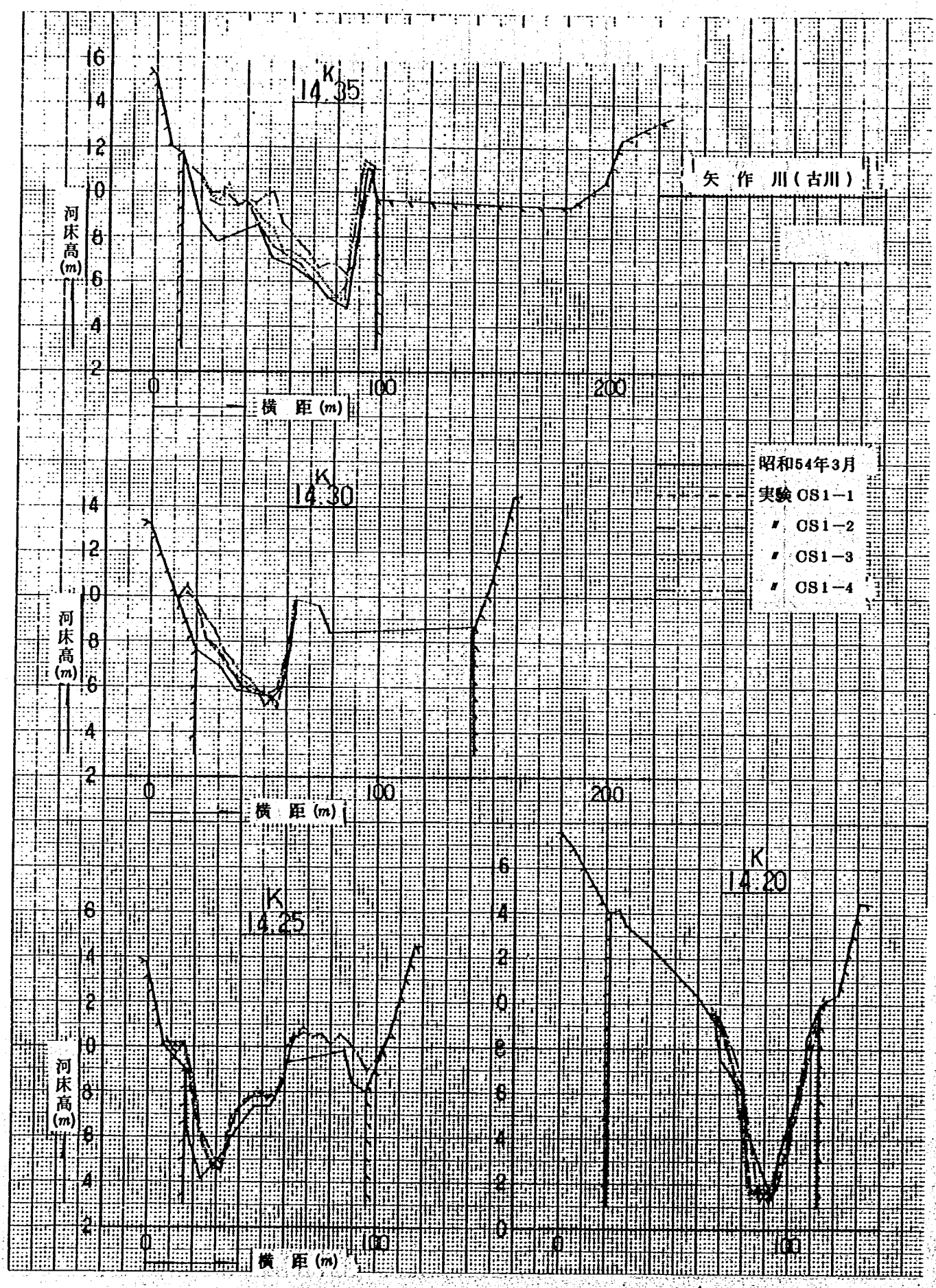
図－21.(a)－3　横断形状時間変化図（CS－1）

図－21(a)－4　横断形状時間変化図（CS－1）

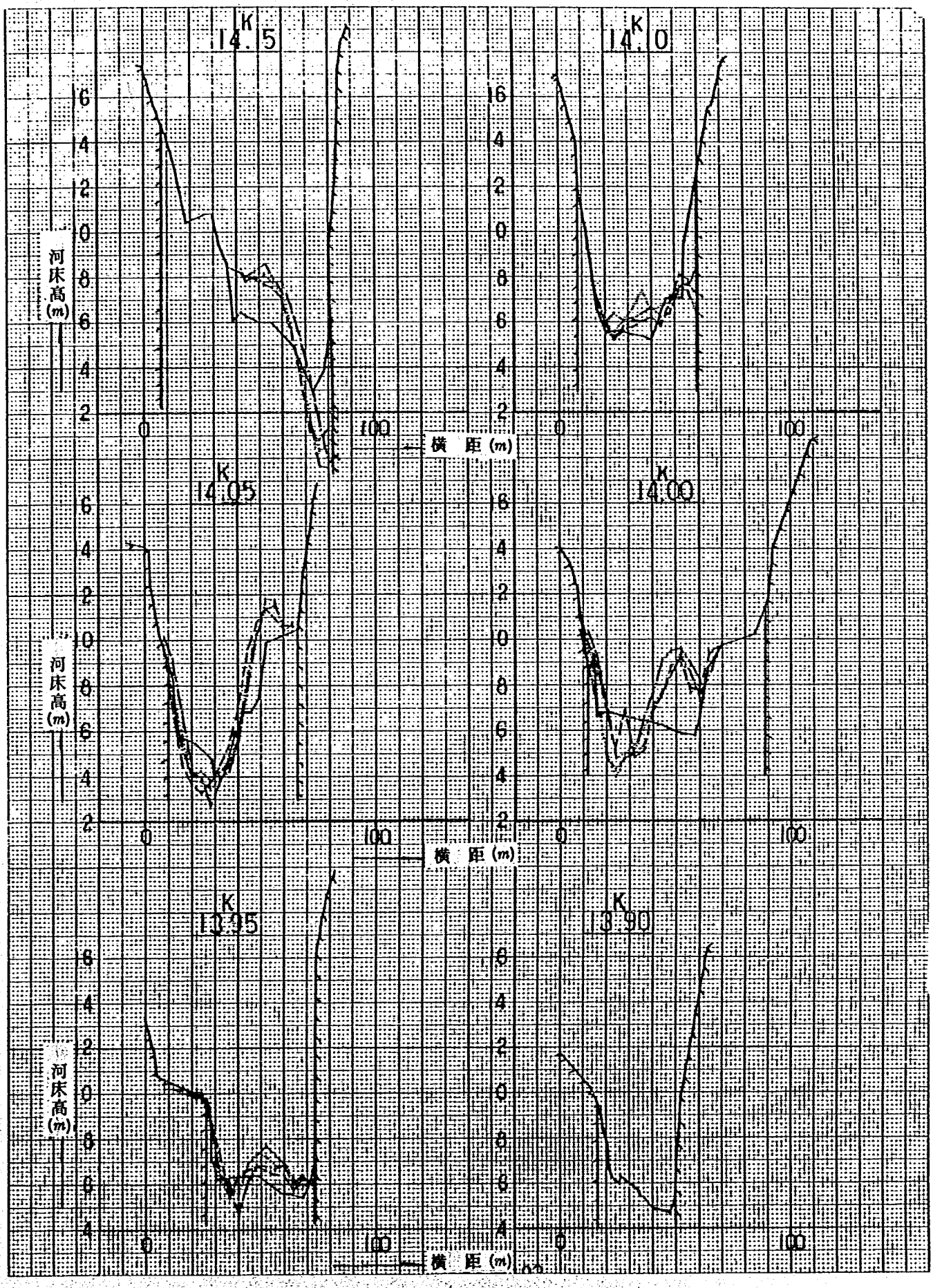


図－21(a)－5　横断形状時間変化図（CS－1）

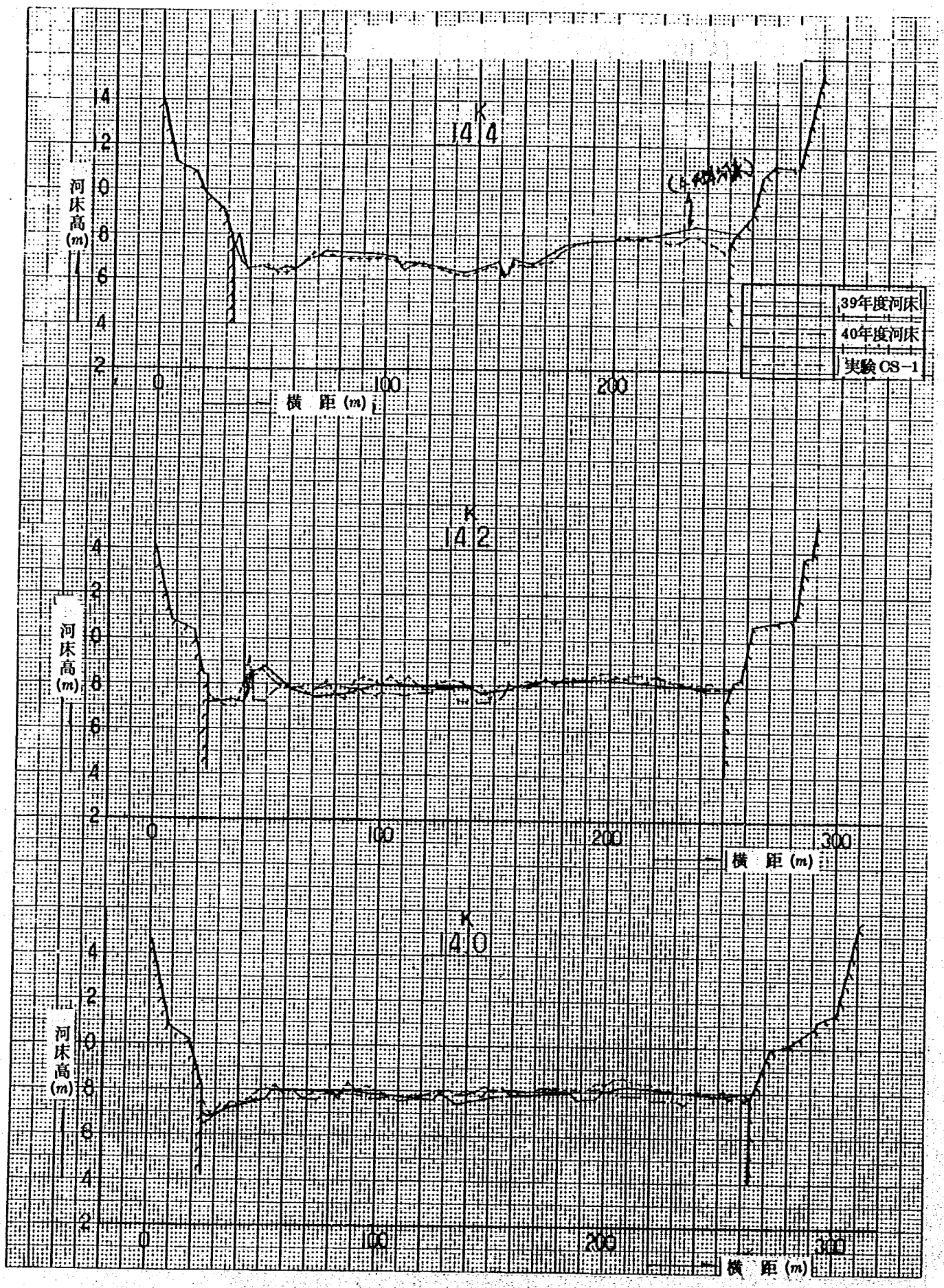
図－21(a)－6　横断形状時間変化図（CS－1）



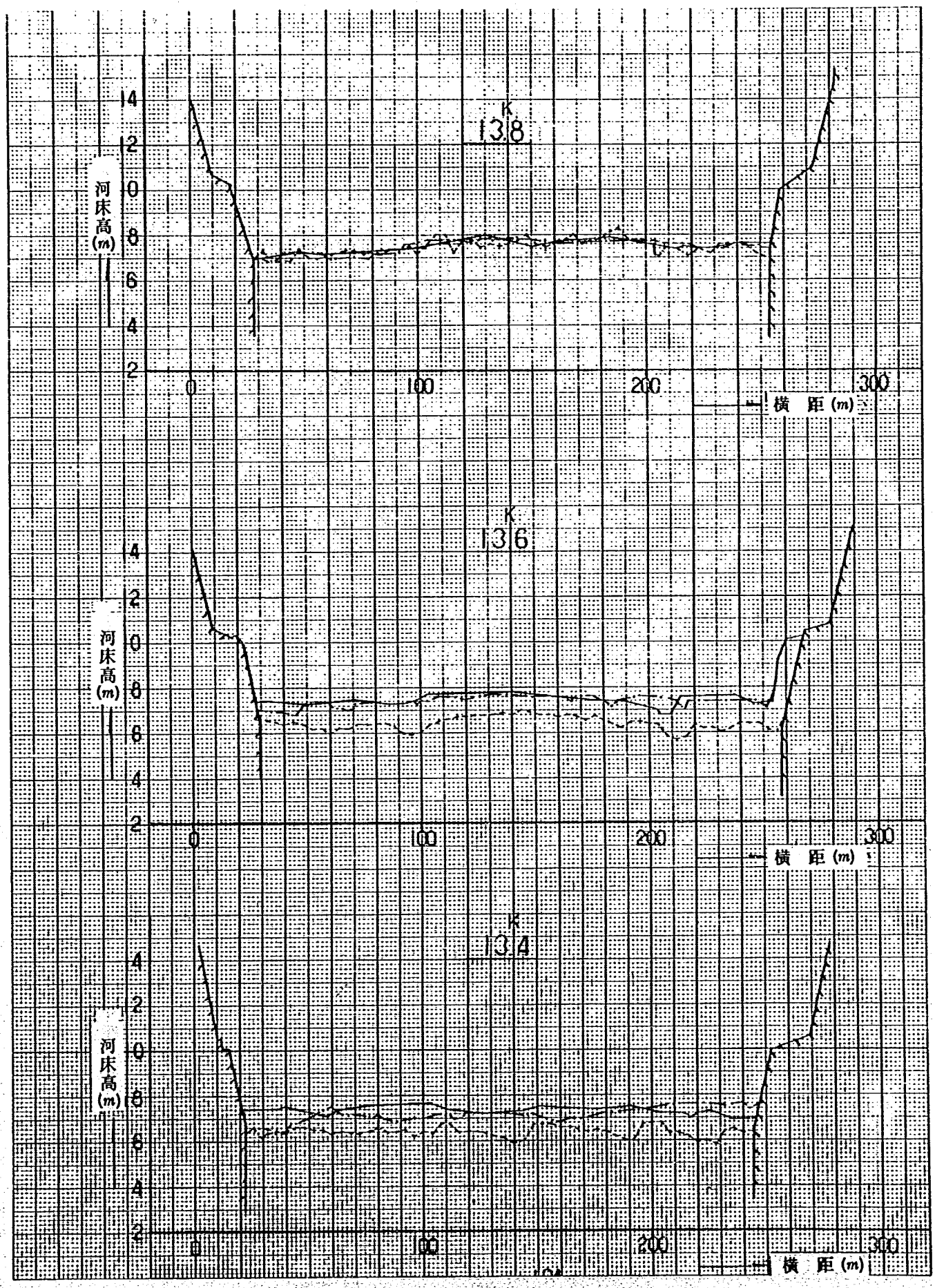
図－21(a)－7 横断形状時間変化図（CS－1）



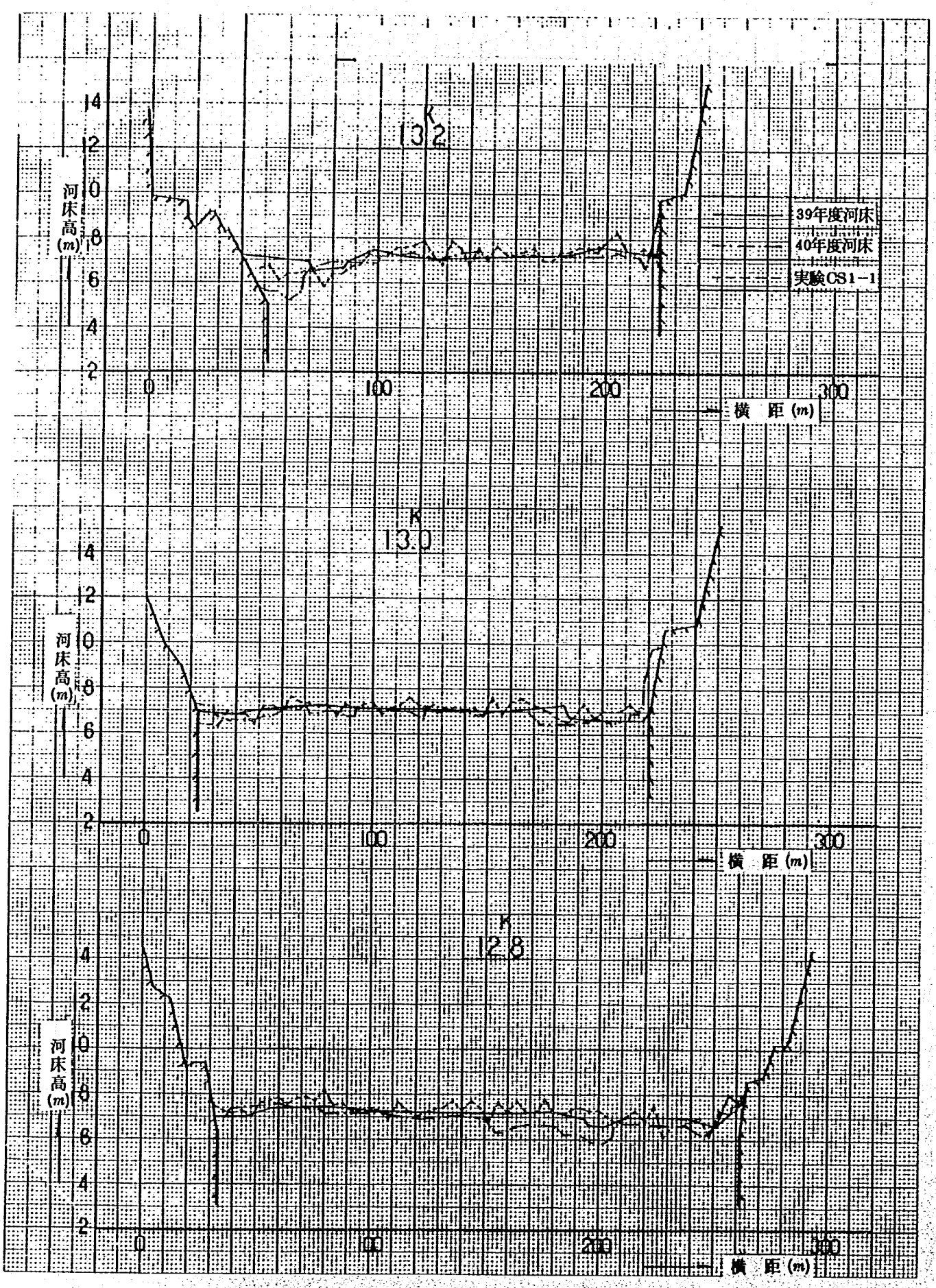
図－21(a)－8　横断形状時間変化図（CS－1）



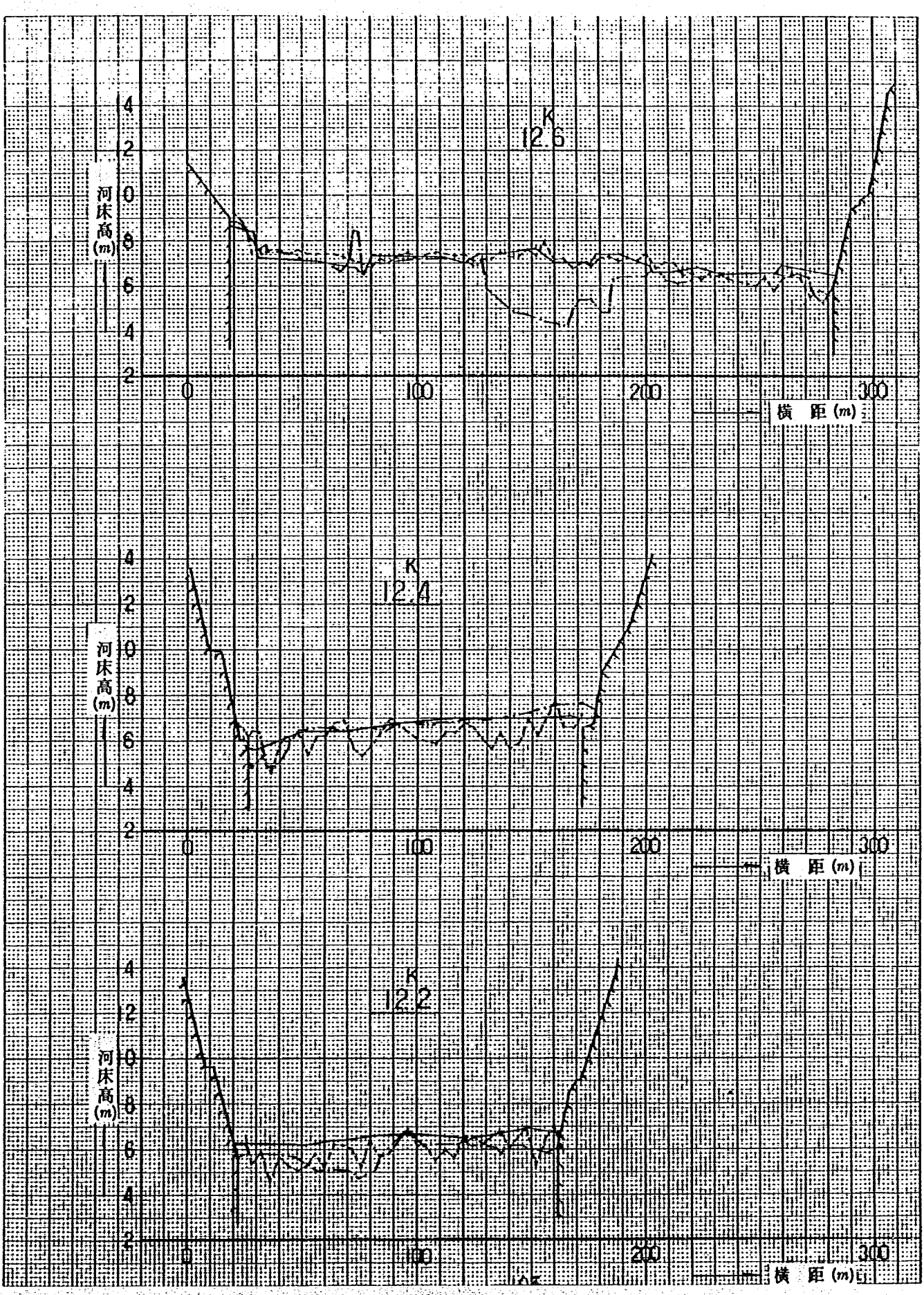
図－21(a)－9　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



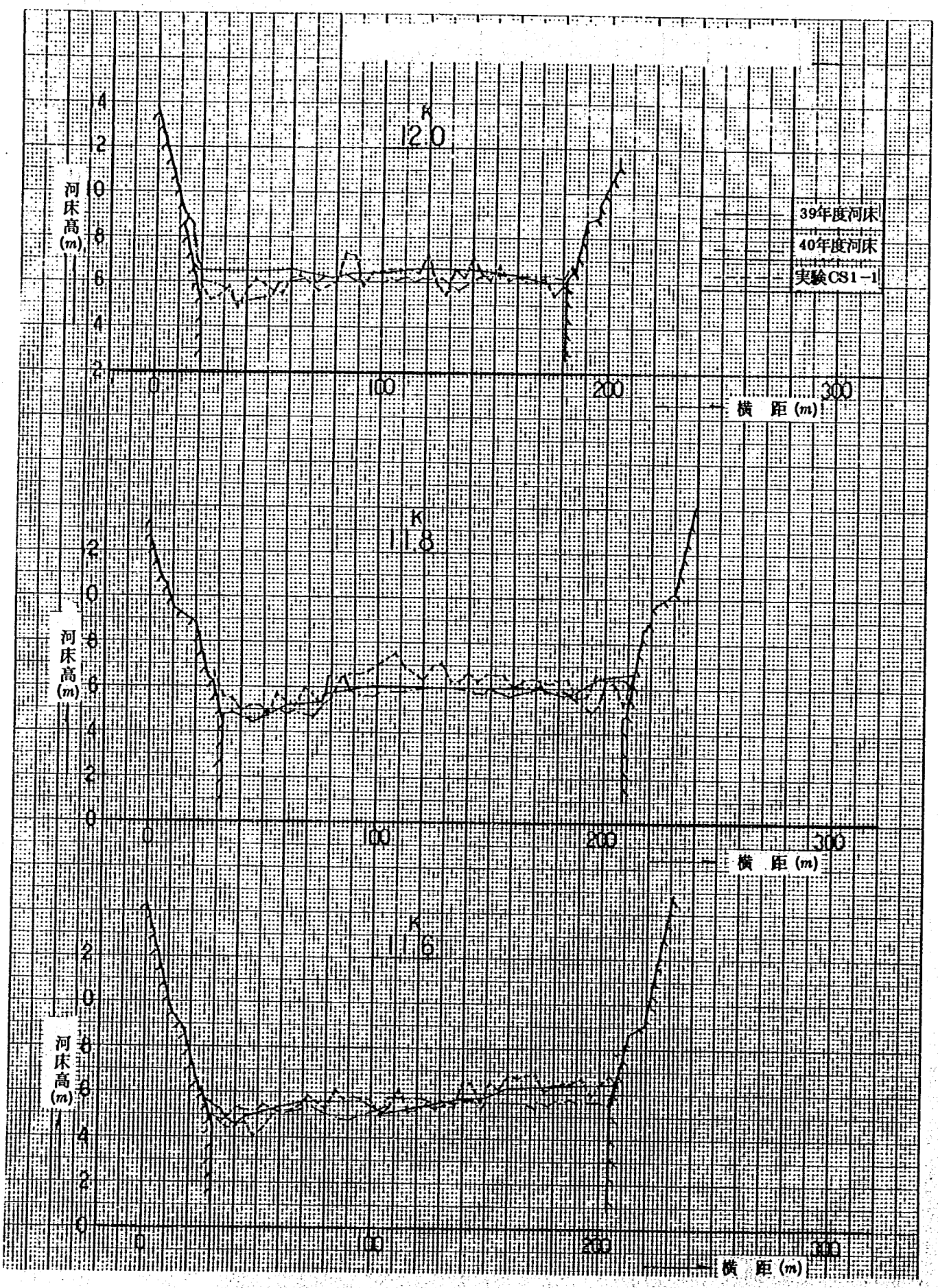
図－21(a)－10　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



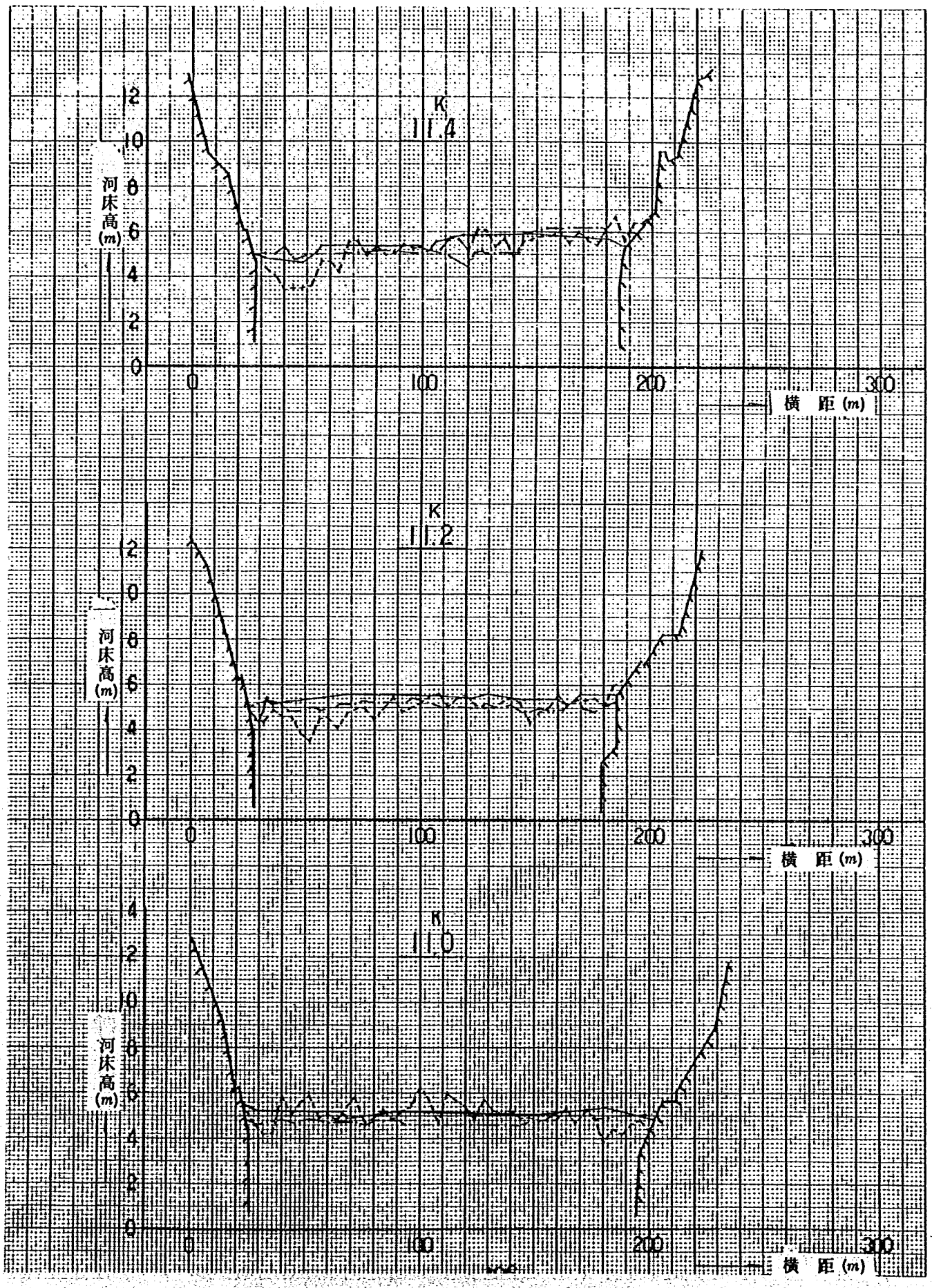
図－21(a)－11 横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



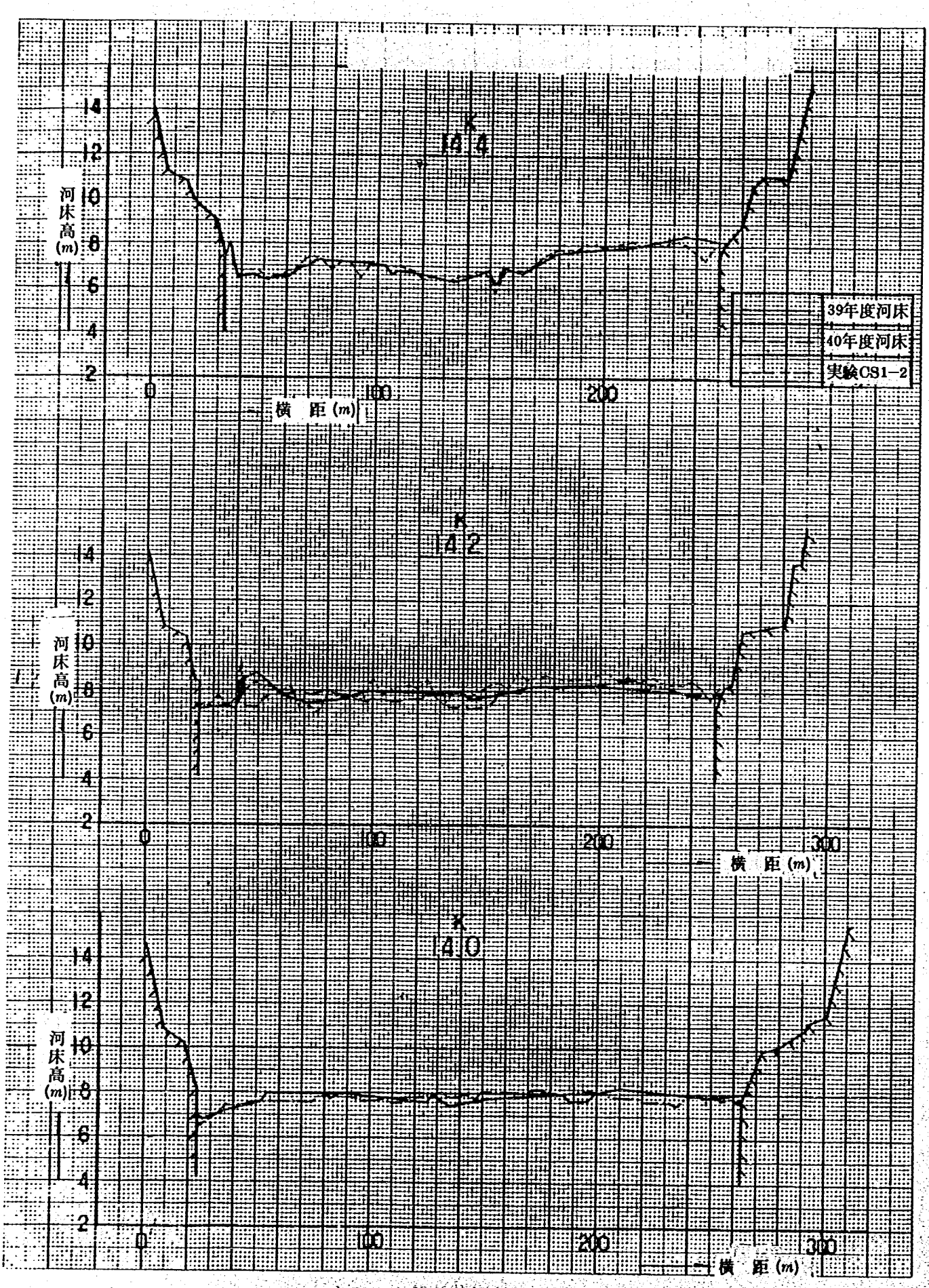
図－21(a)－12 横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



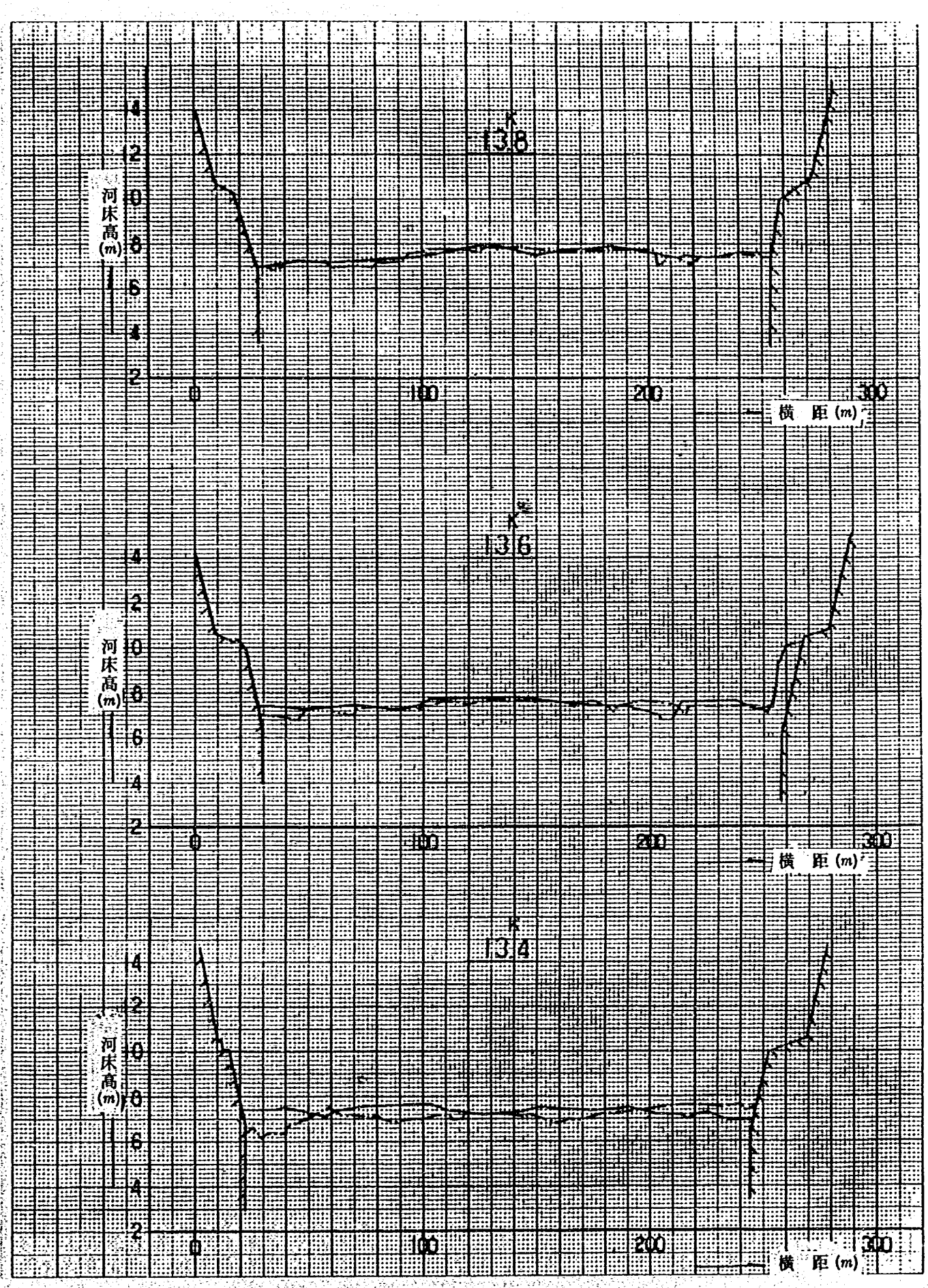
図－21(a)－13　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



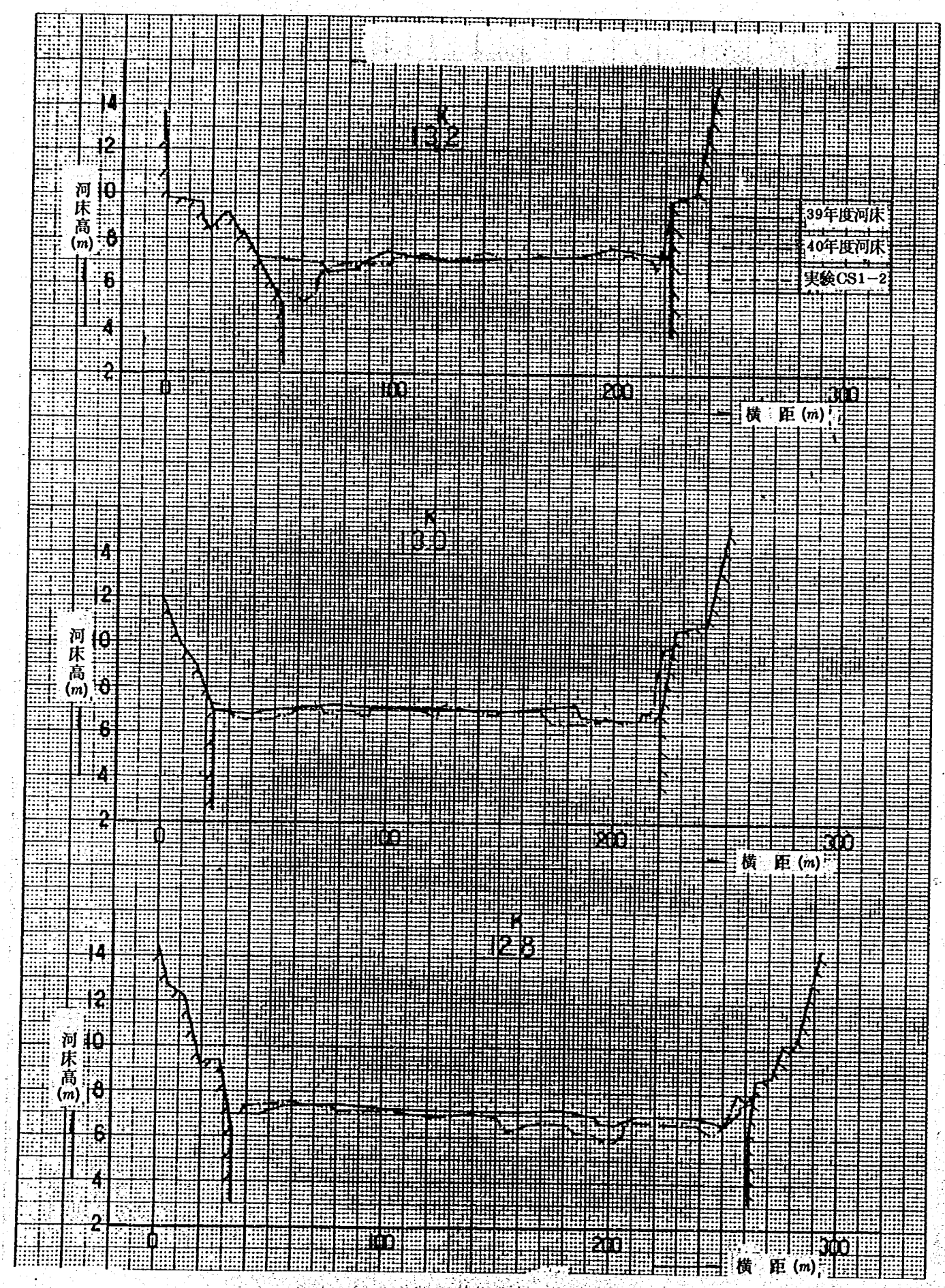
図－21(a)－14　横断形状時間変化図（CS－1）



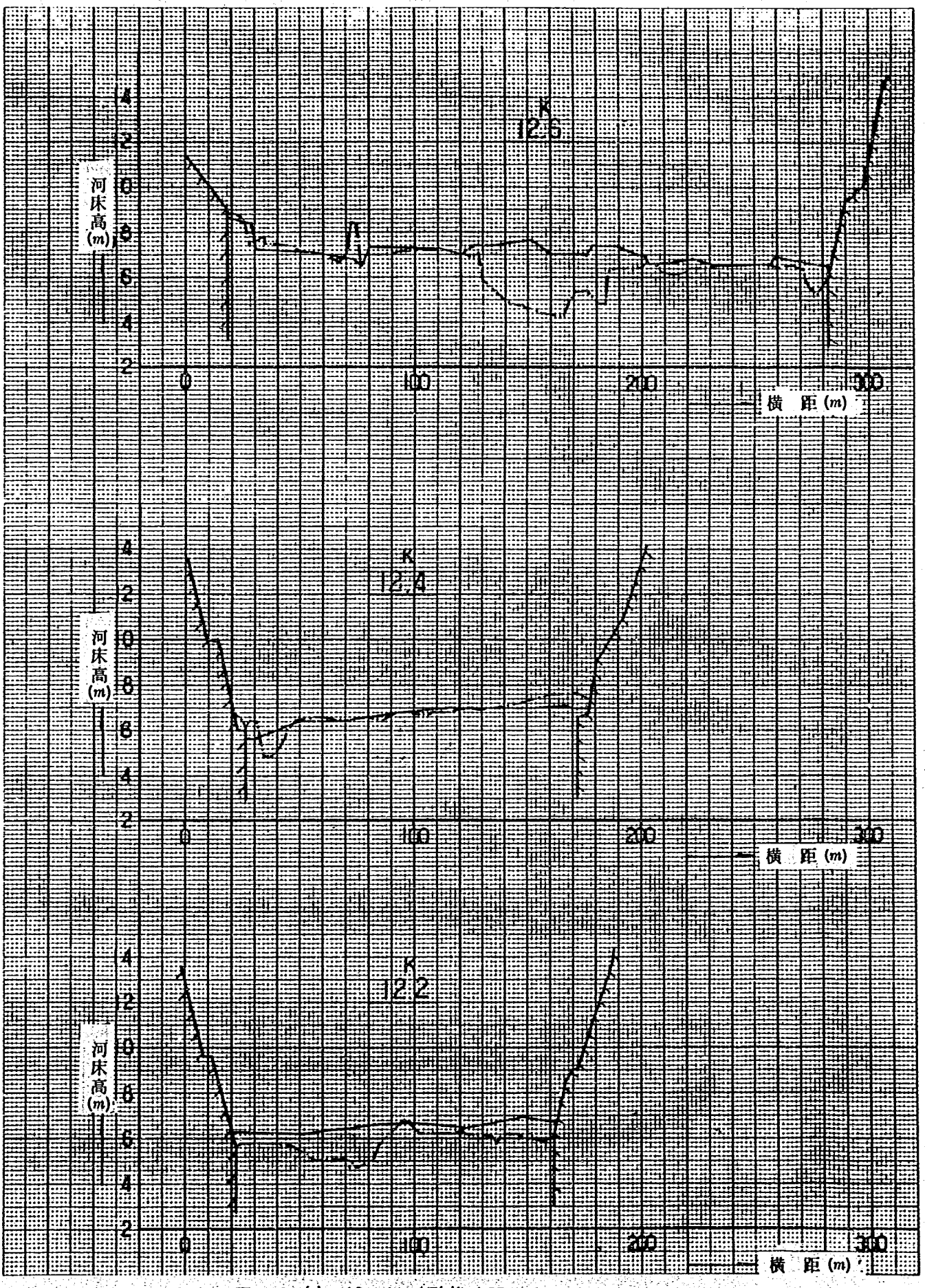
図－21(a)－15　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



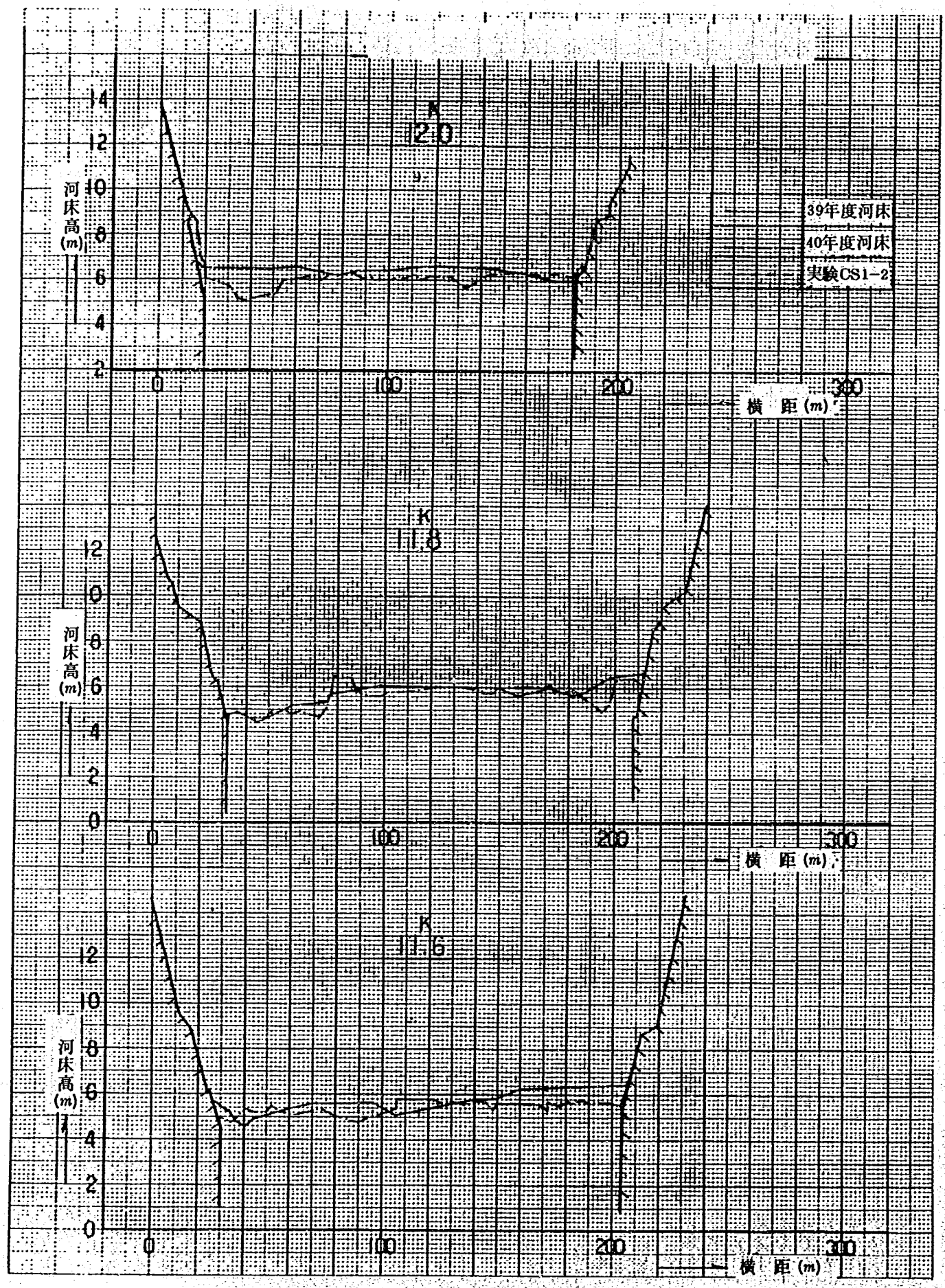
図－21(a)－16 横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



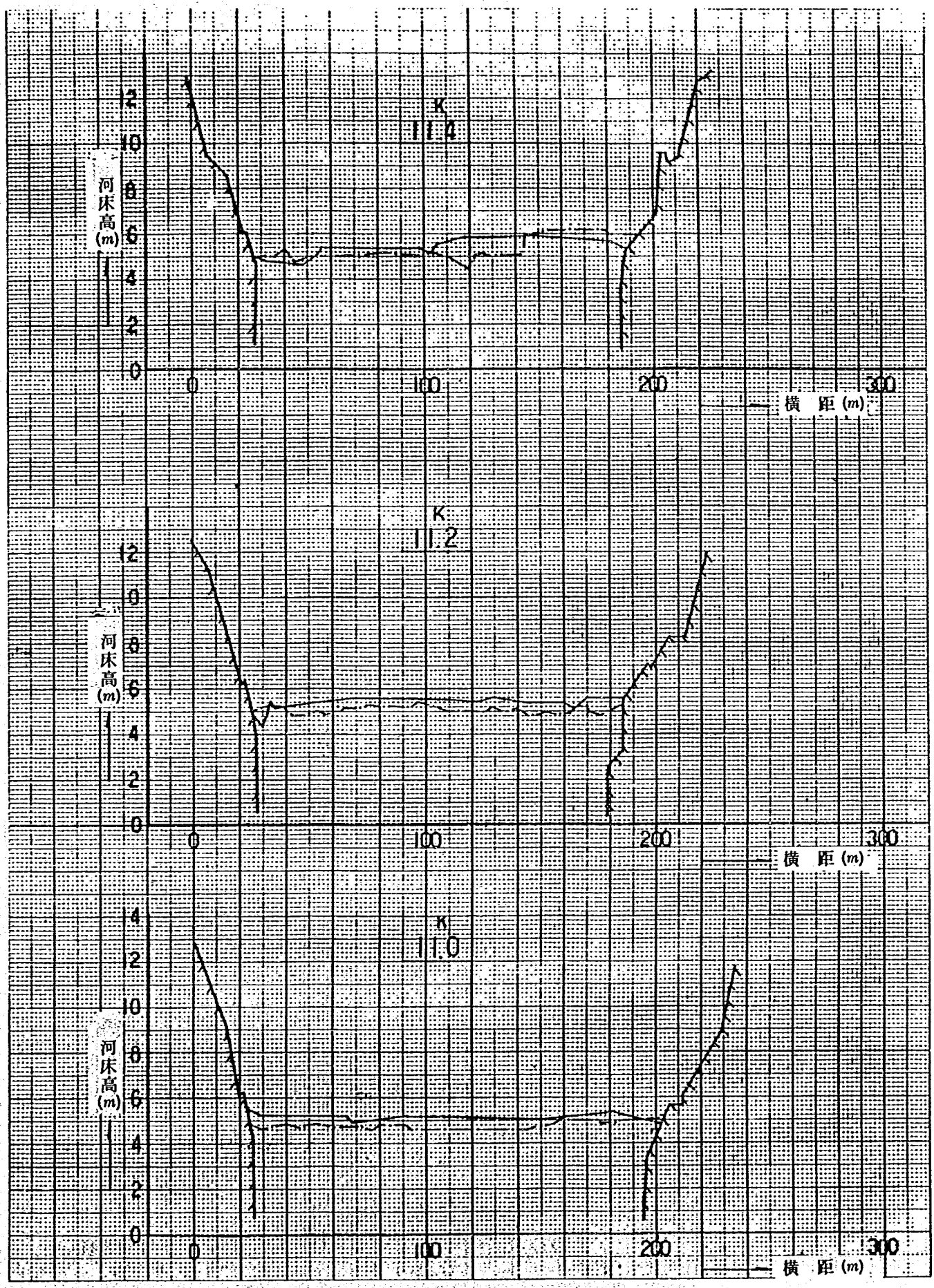
図－21(a)－17　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



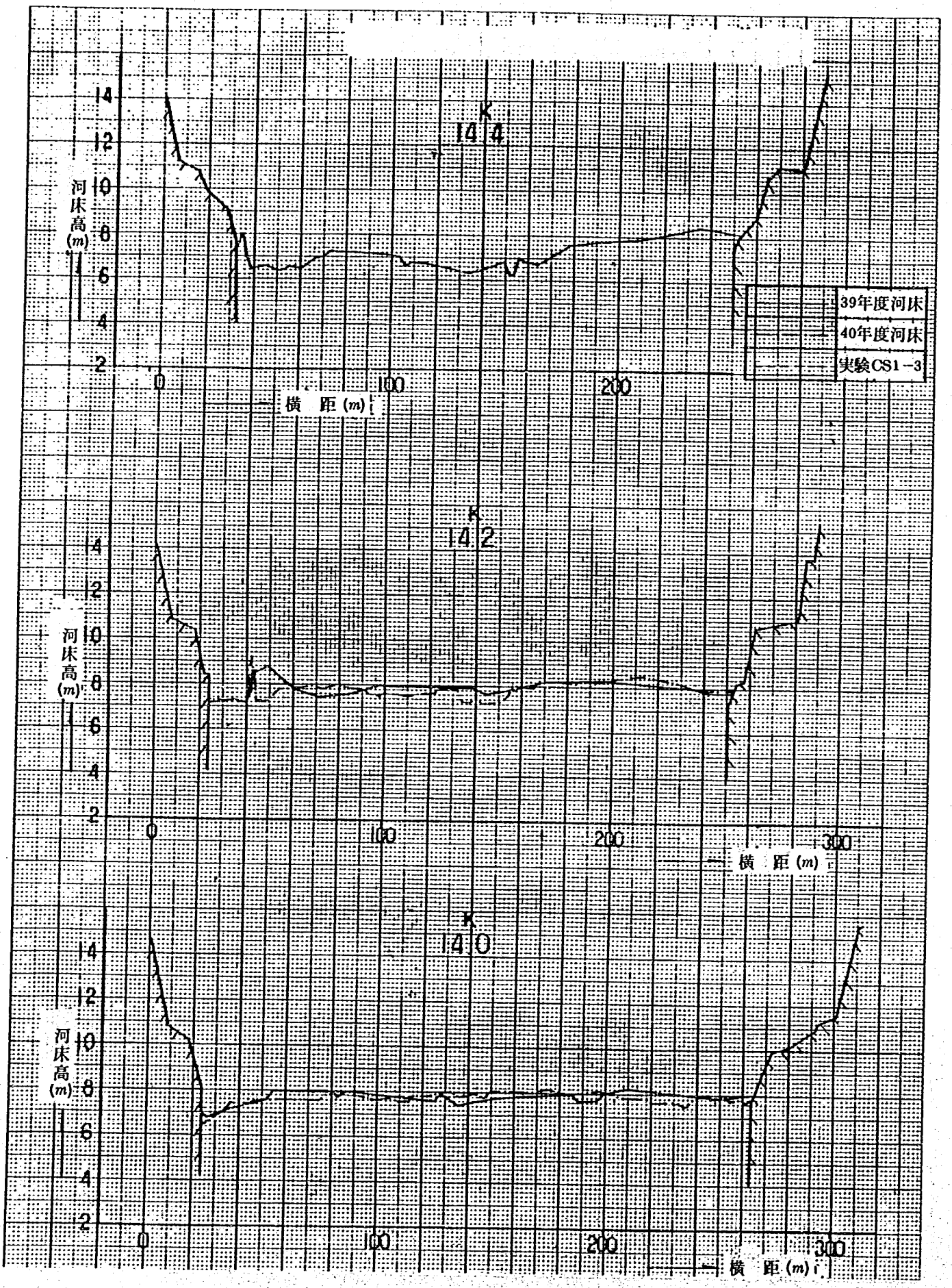
図－21(a)－18 横断形状時間変化図（ＯＳ－１）



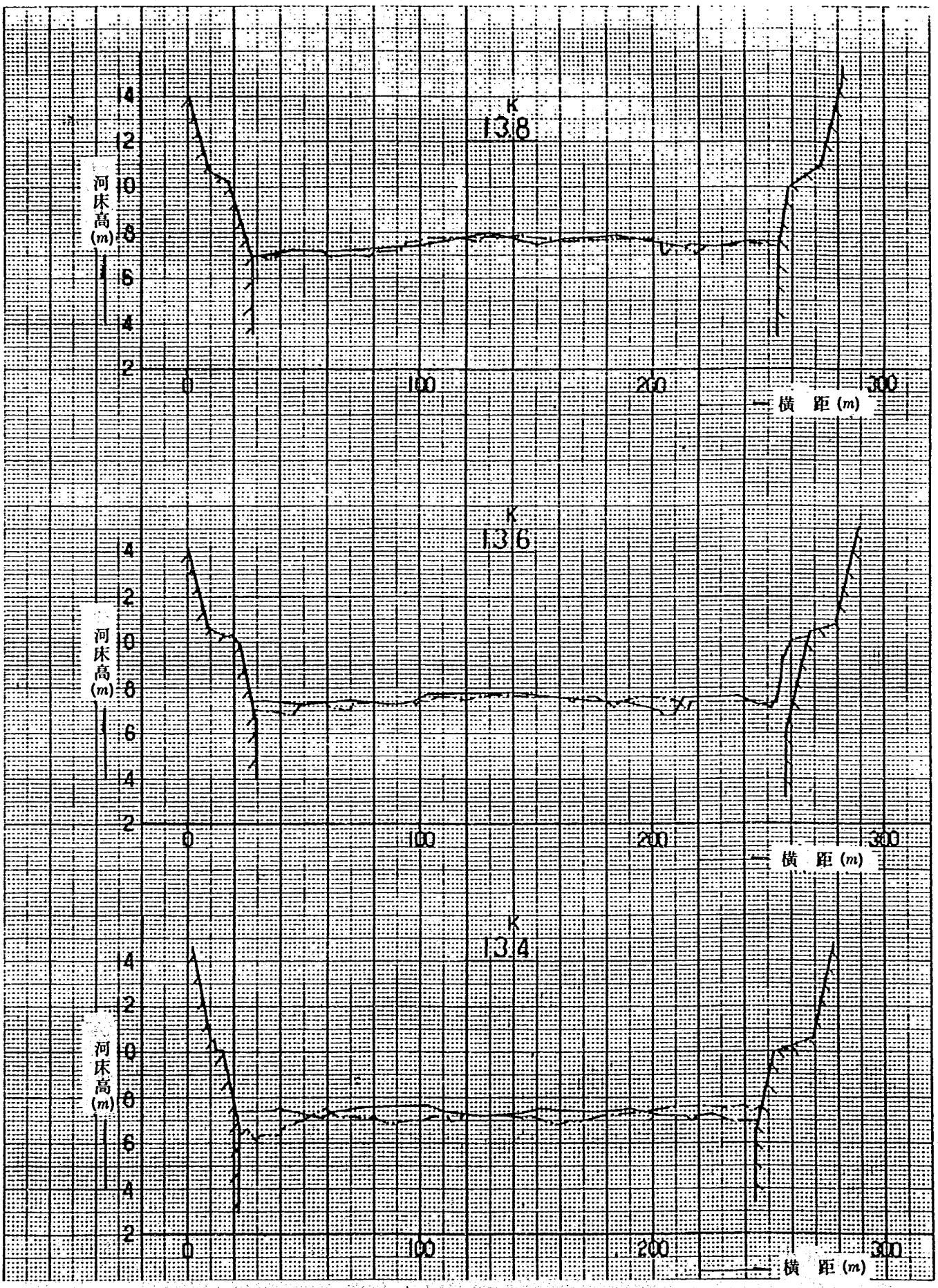
図－21(a)－19　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



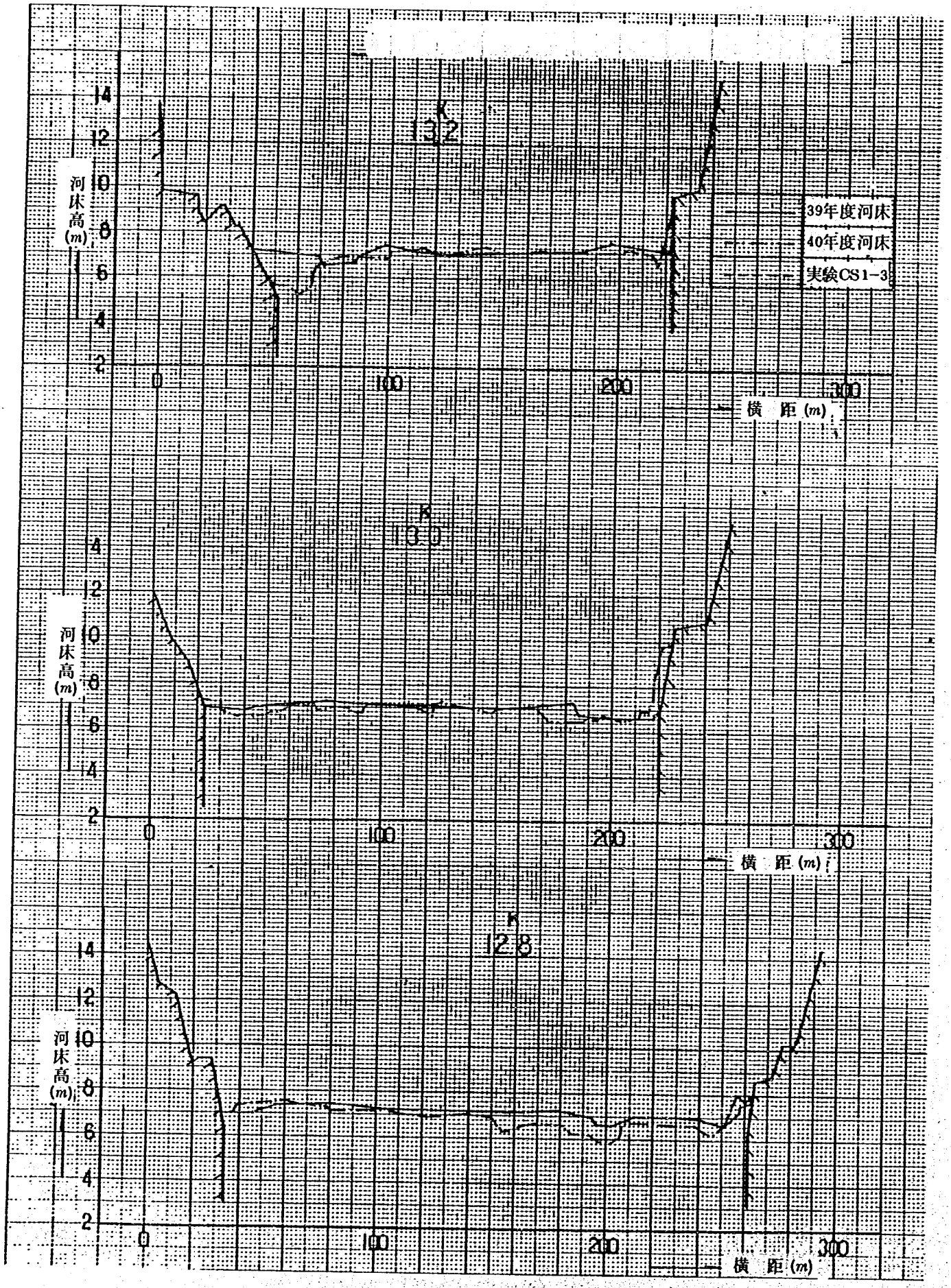
図－21(a)－20　横断形状時間変化図（ＣＳ÷１）



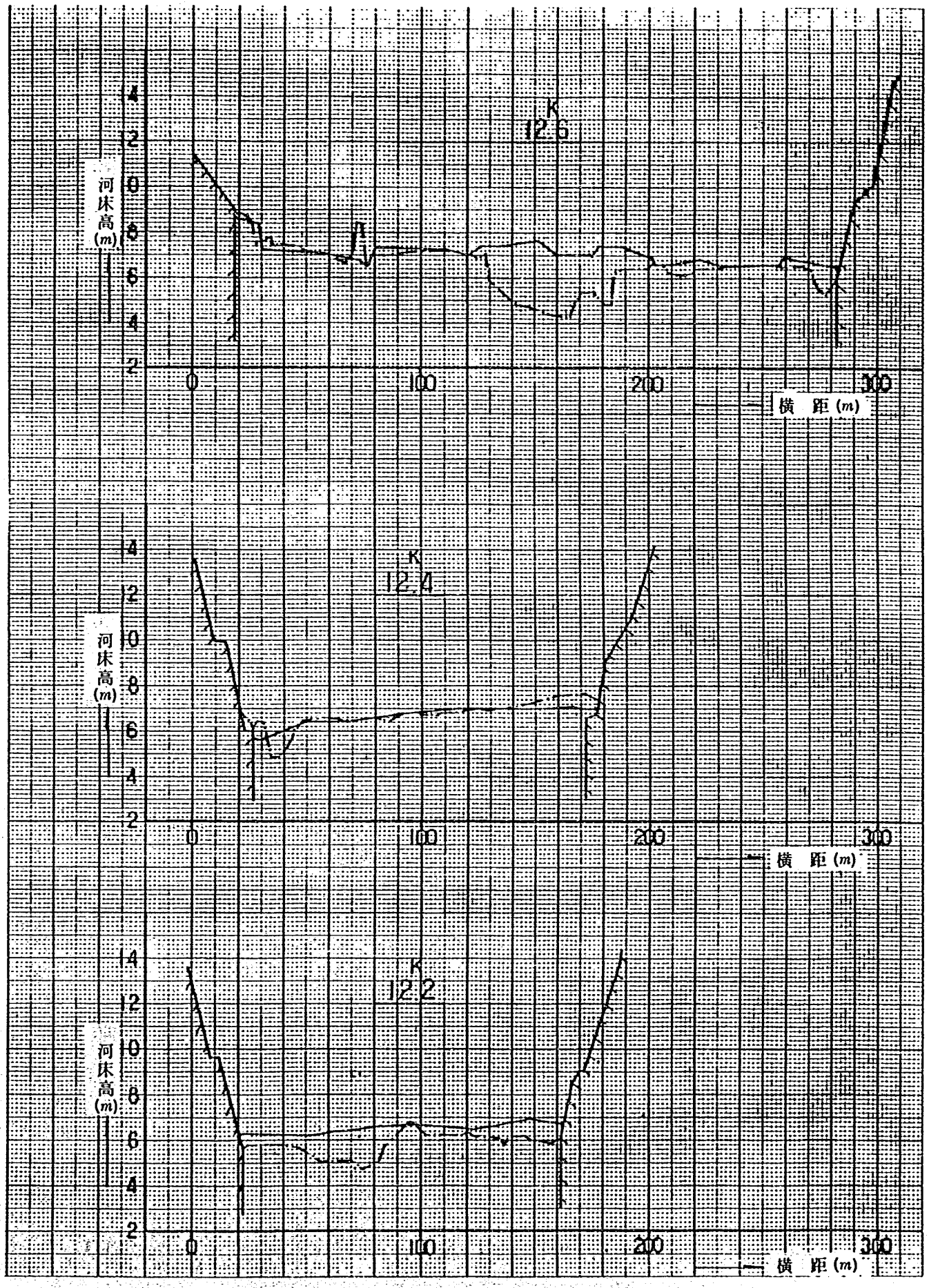
図－21(a)－21　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



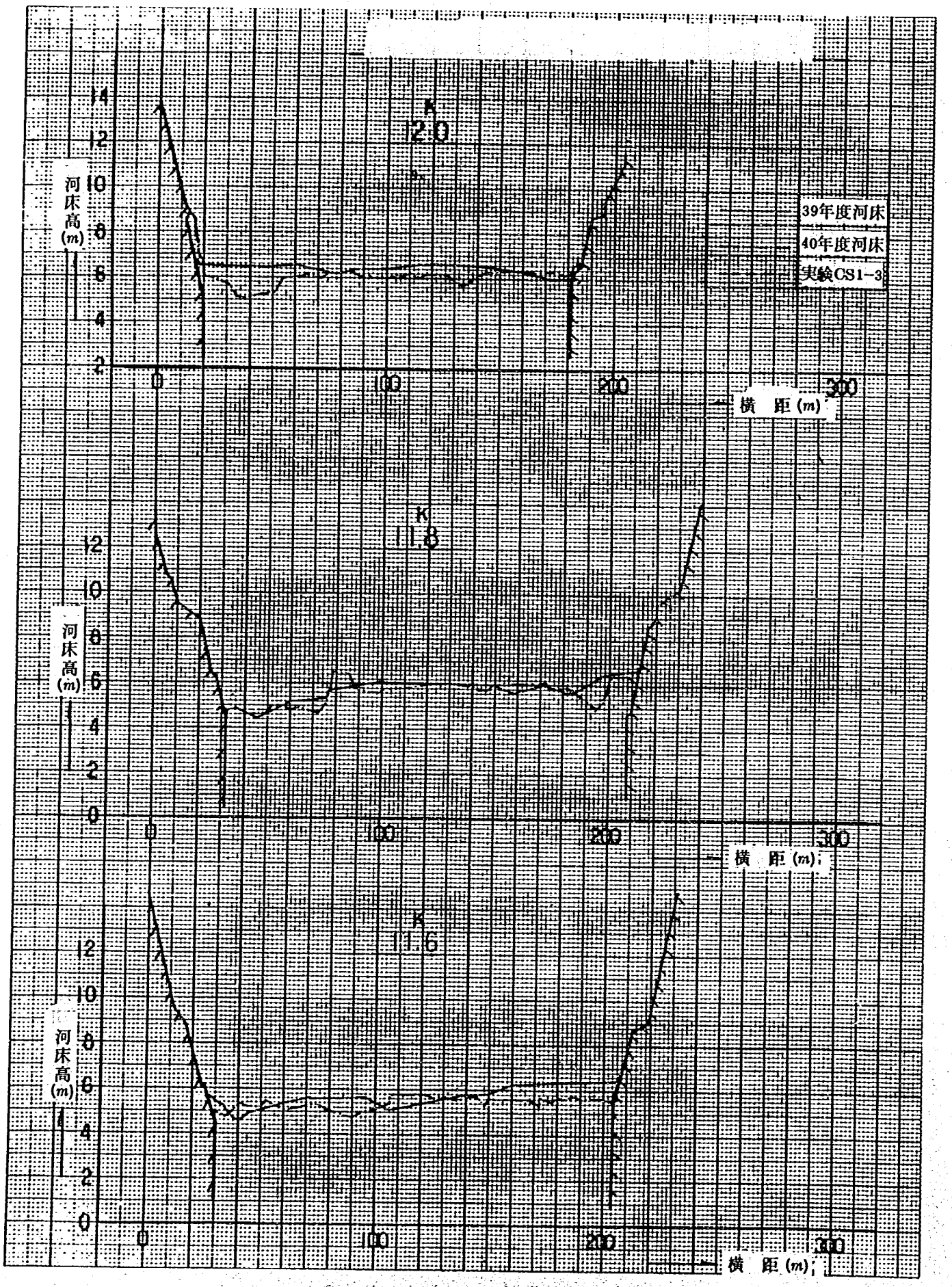
図－21(a)－22　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



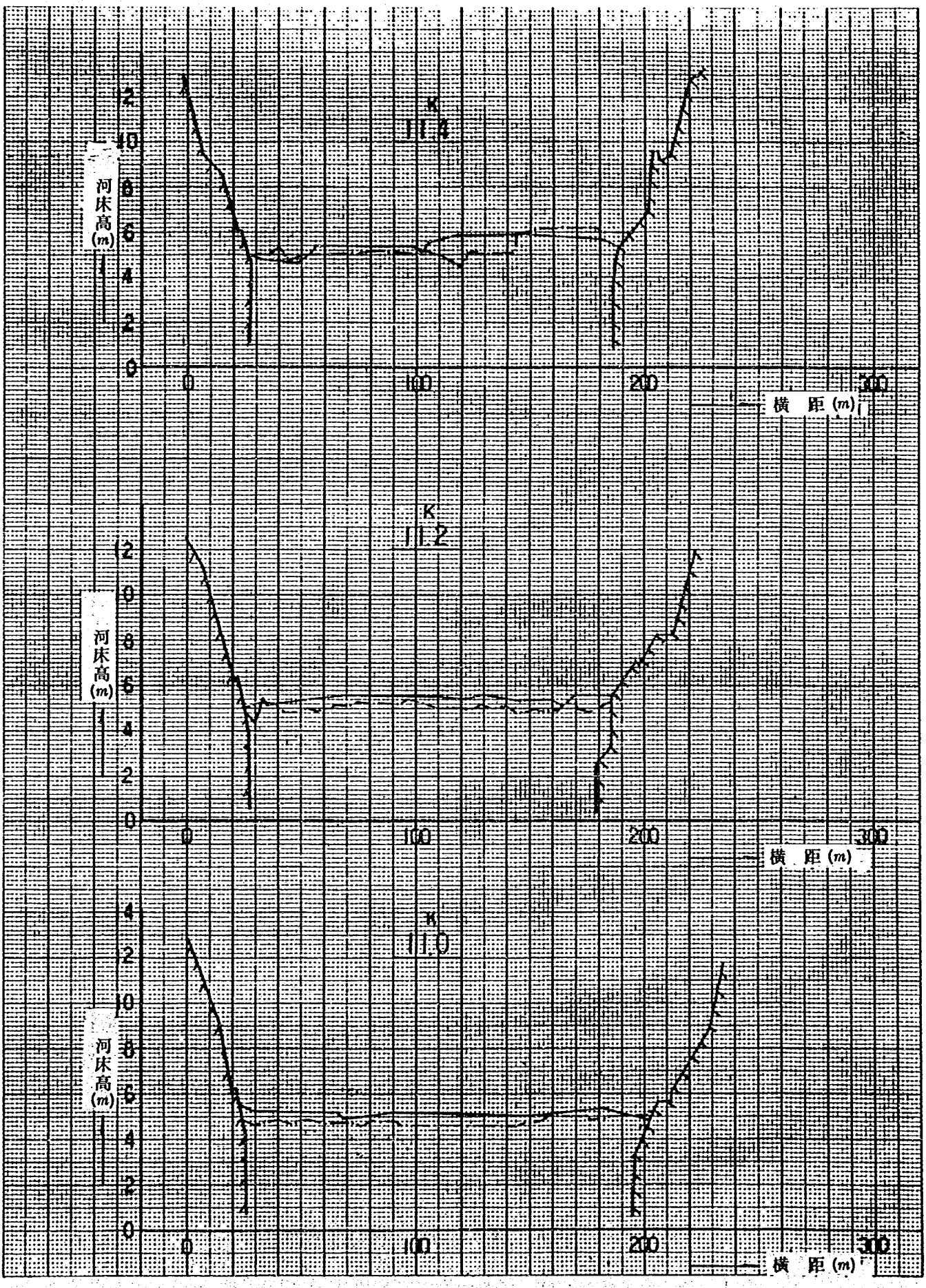
図－21(a)－23　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



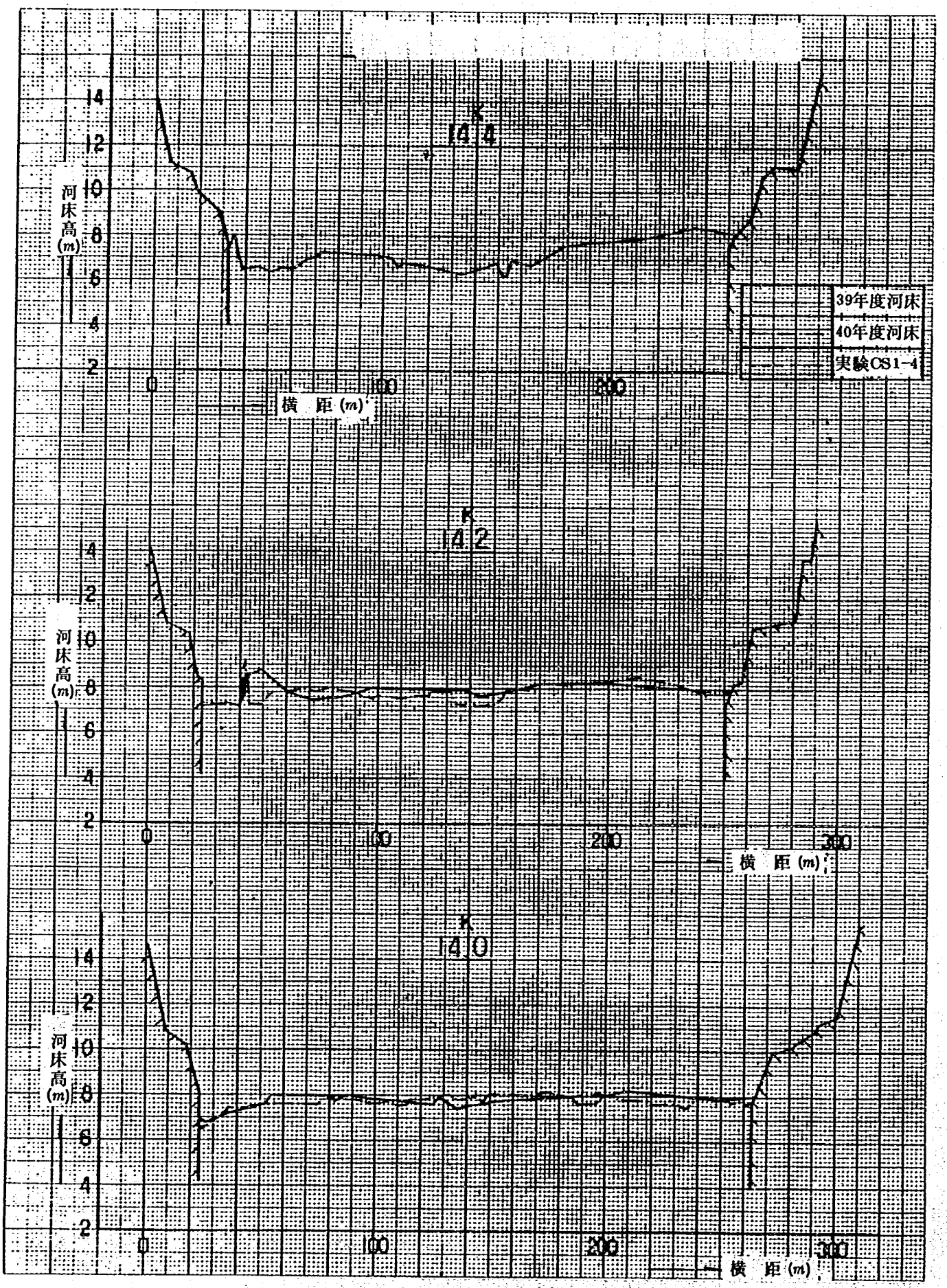
図－21(a)－24　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



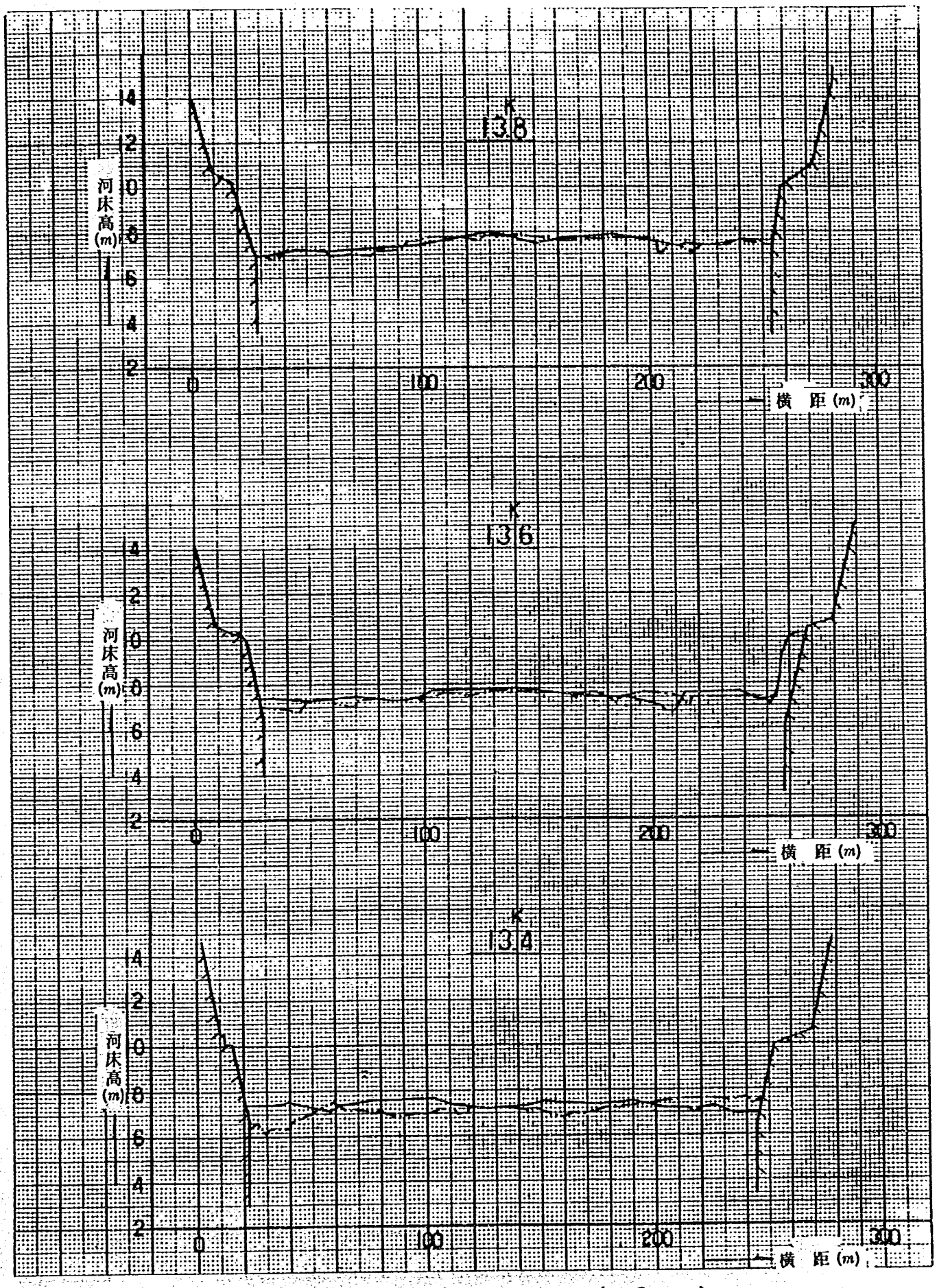
図－21(a)－25　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



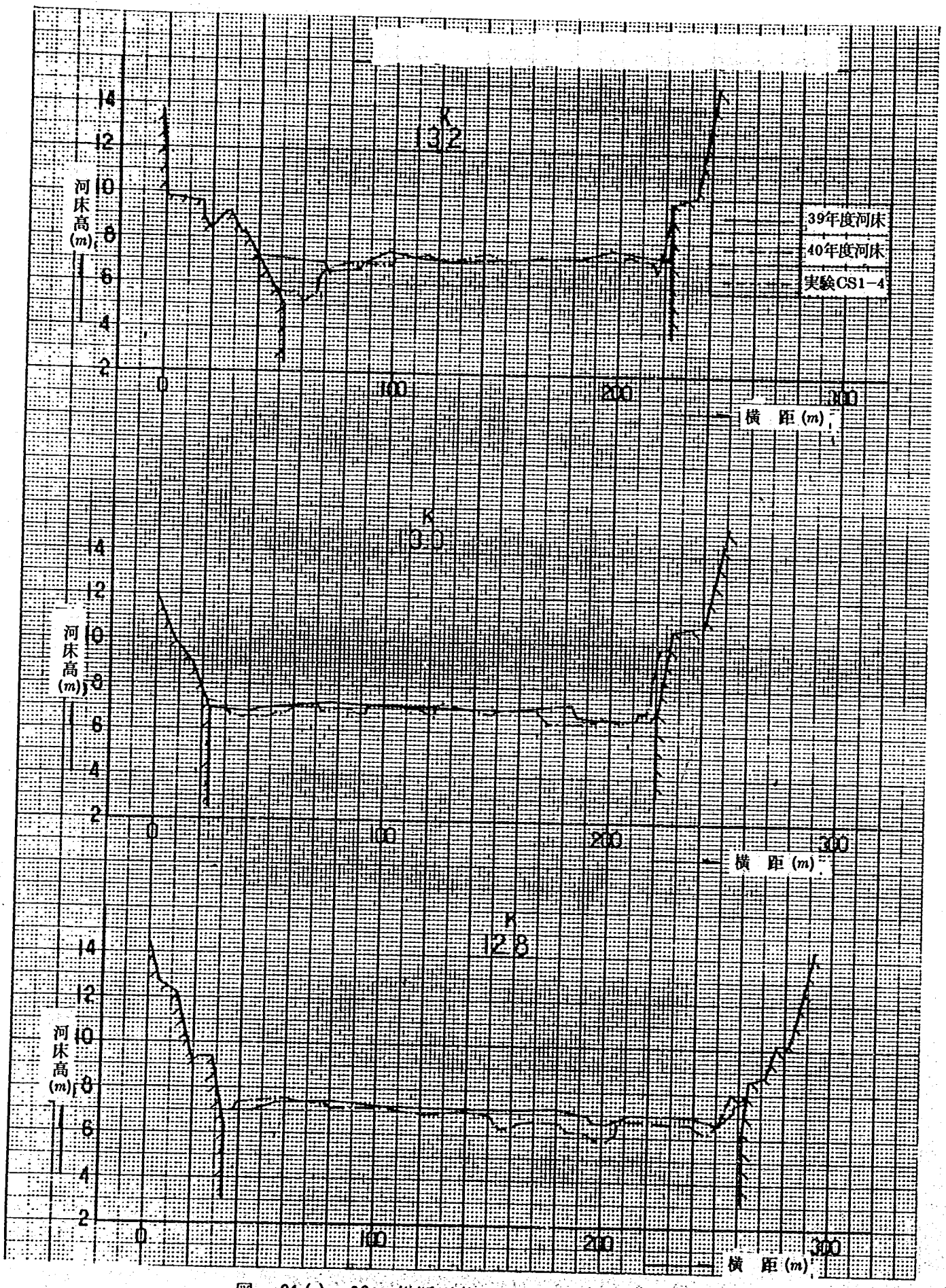
図－21(a)－26　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



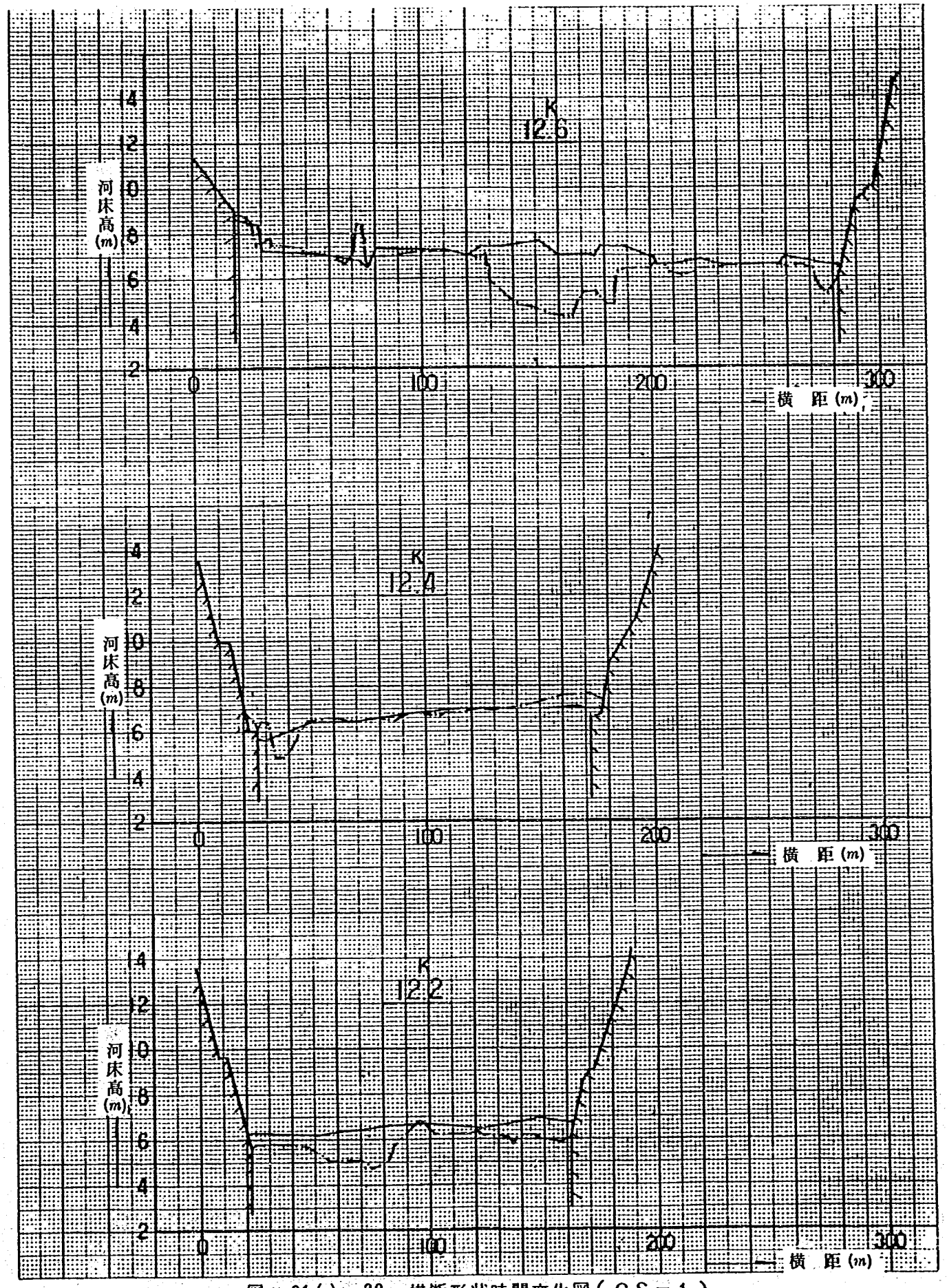
図－21(a)－27：横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



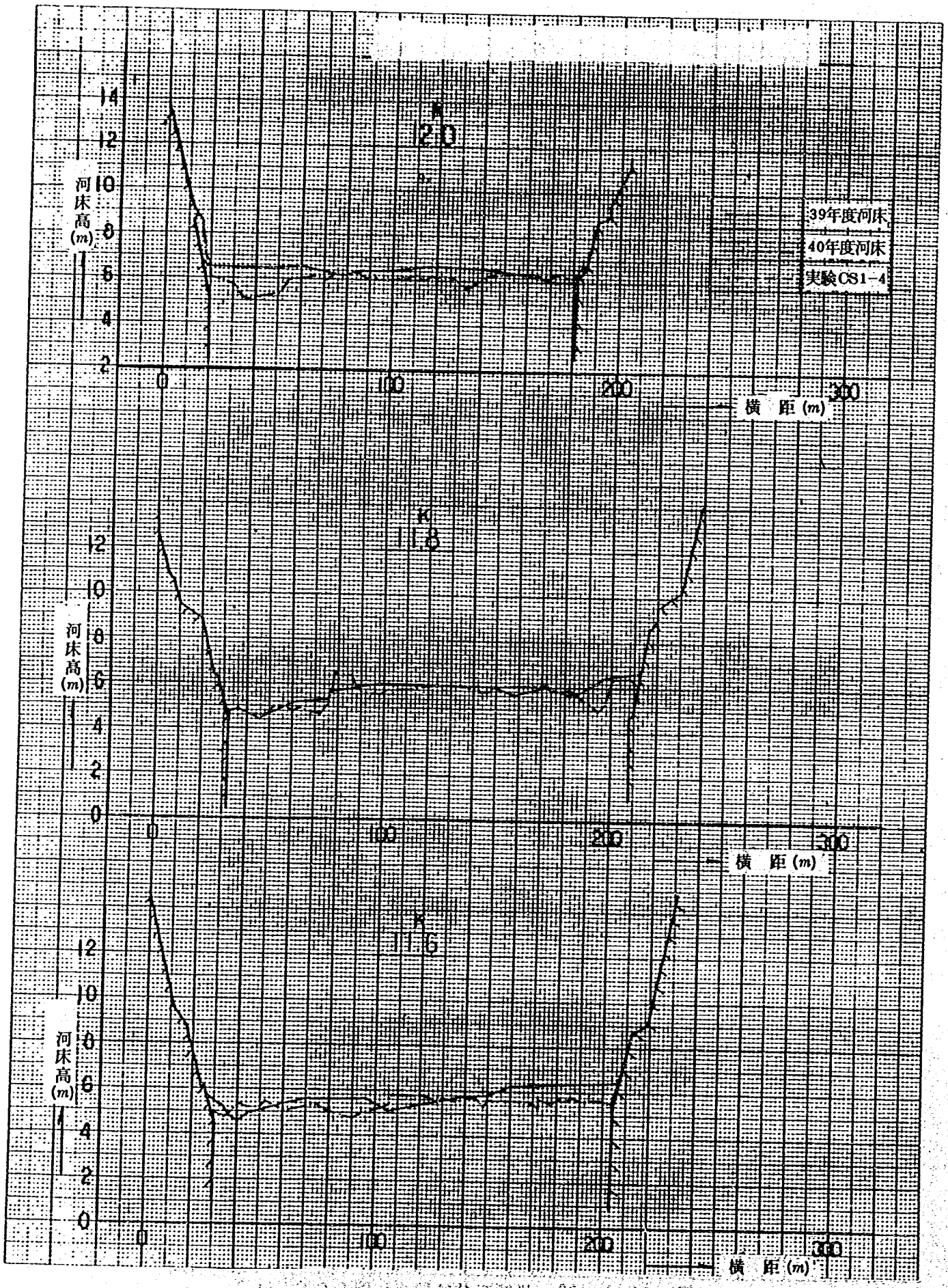
図－21(a)－28　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



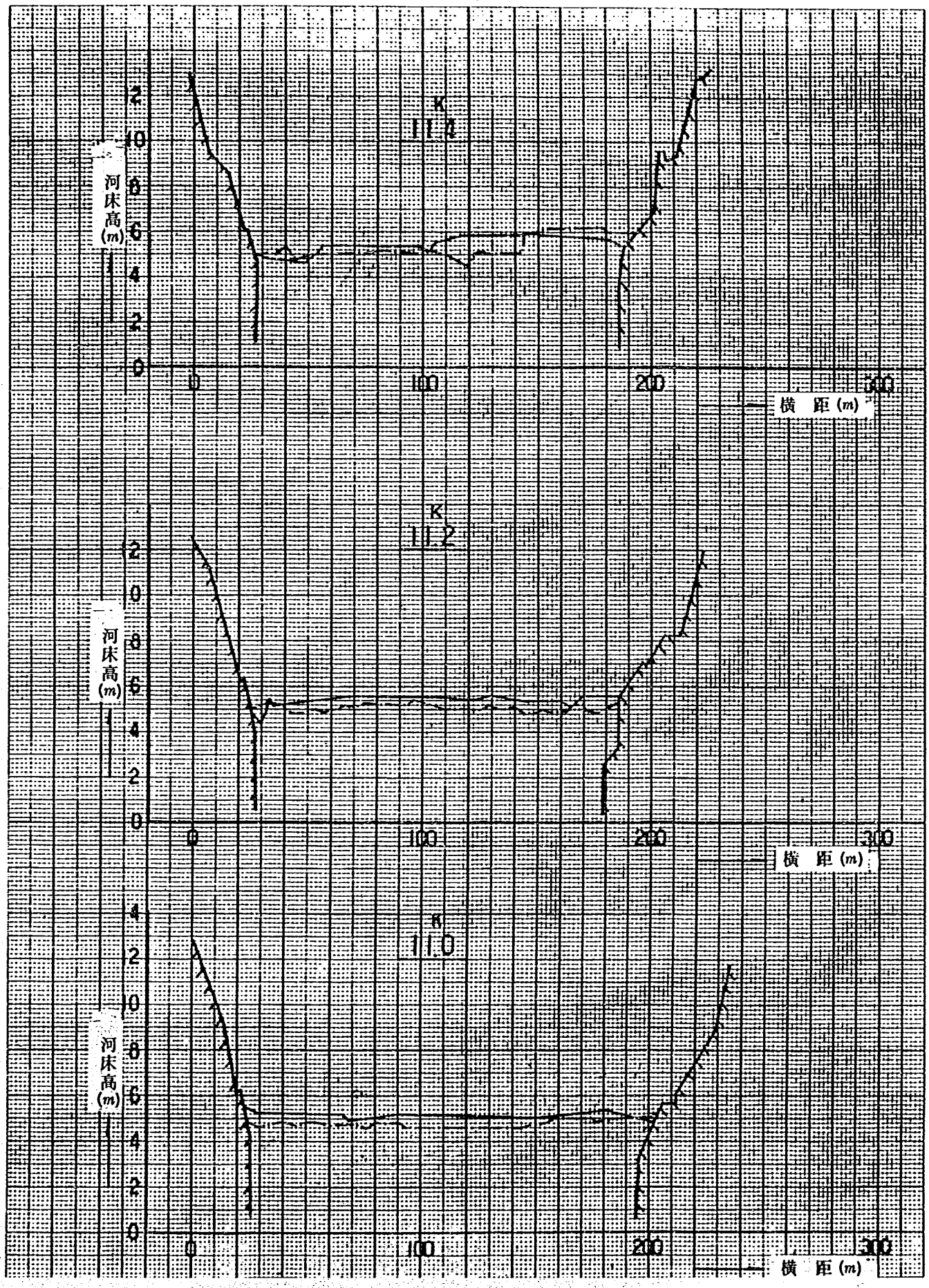
図－21(a)－29　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



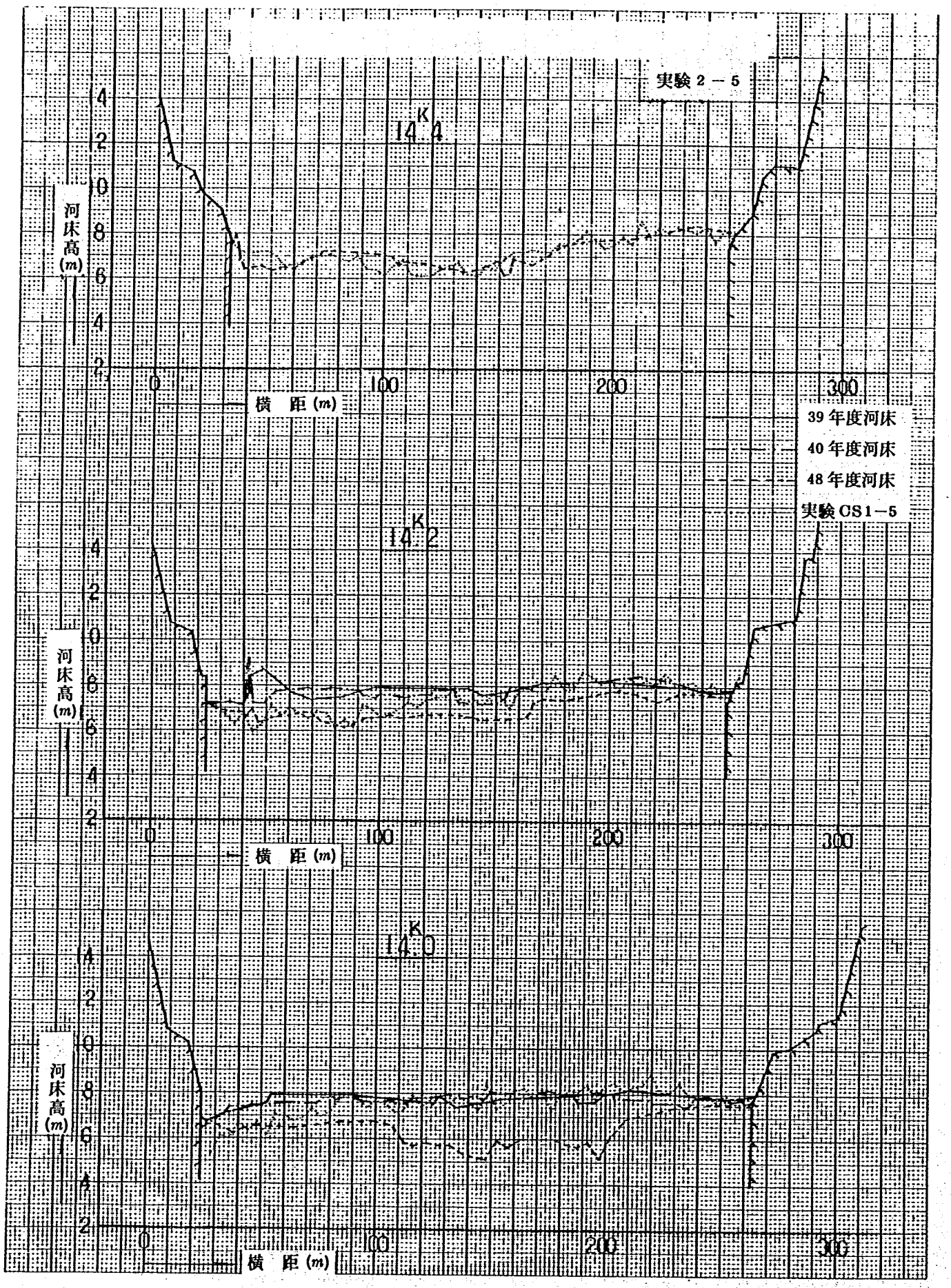
図－21(a)－30　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



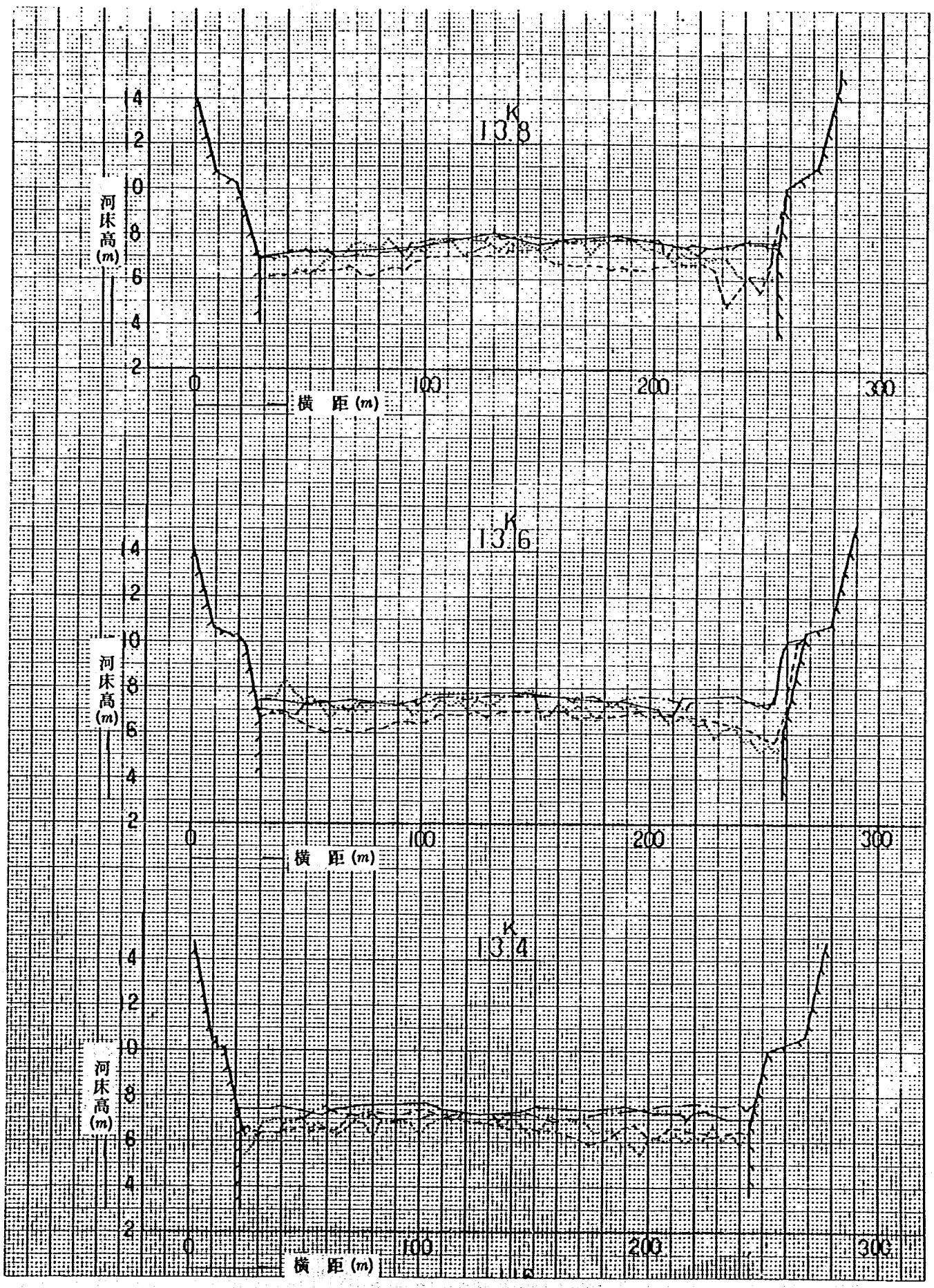
図－21(a)－31　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



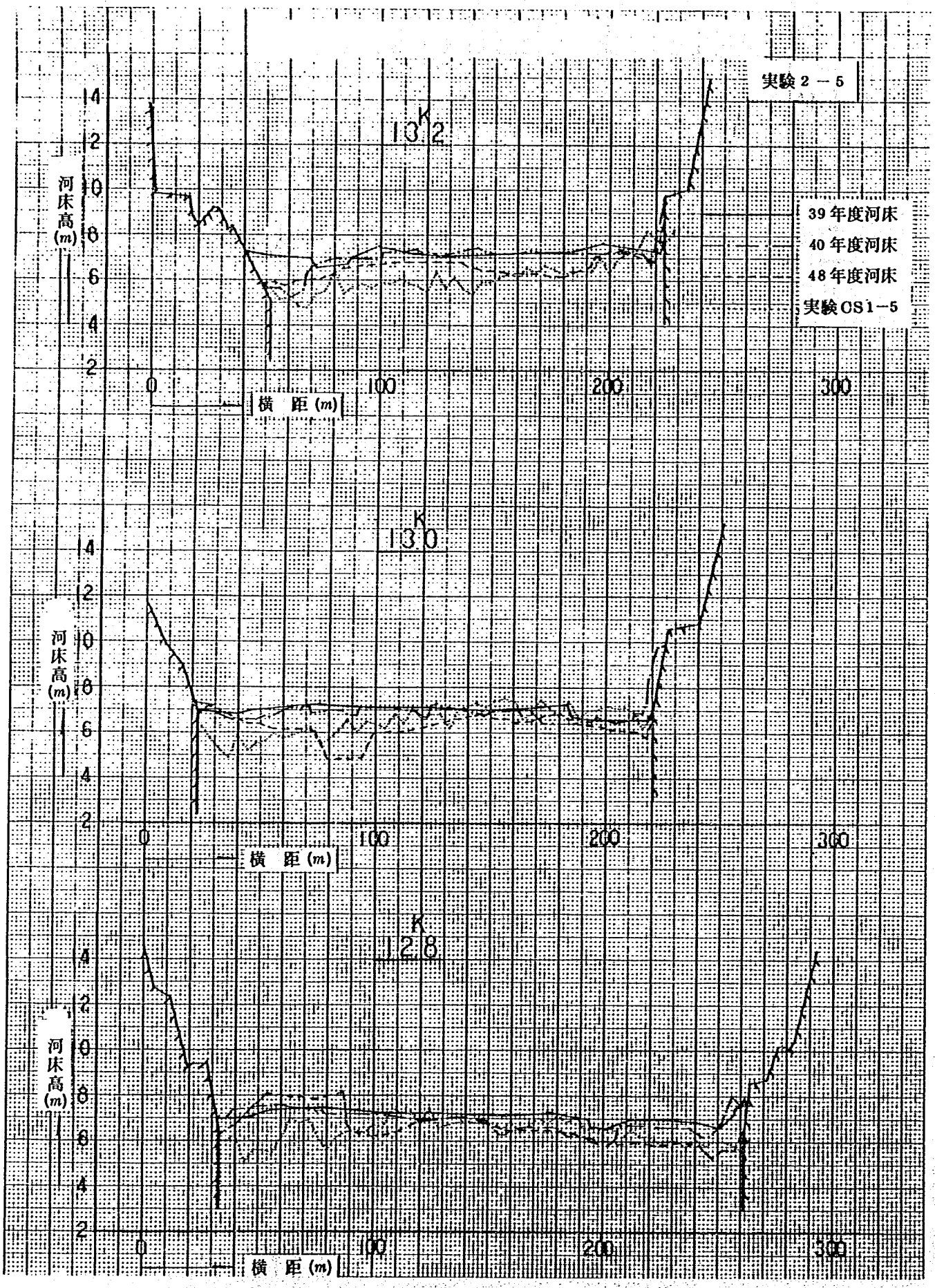
図－21(a)－32　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



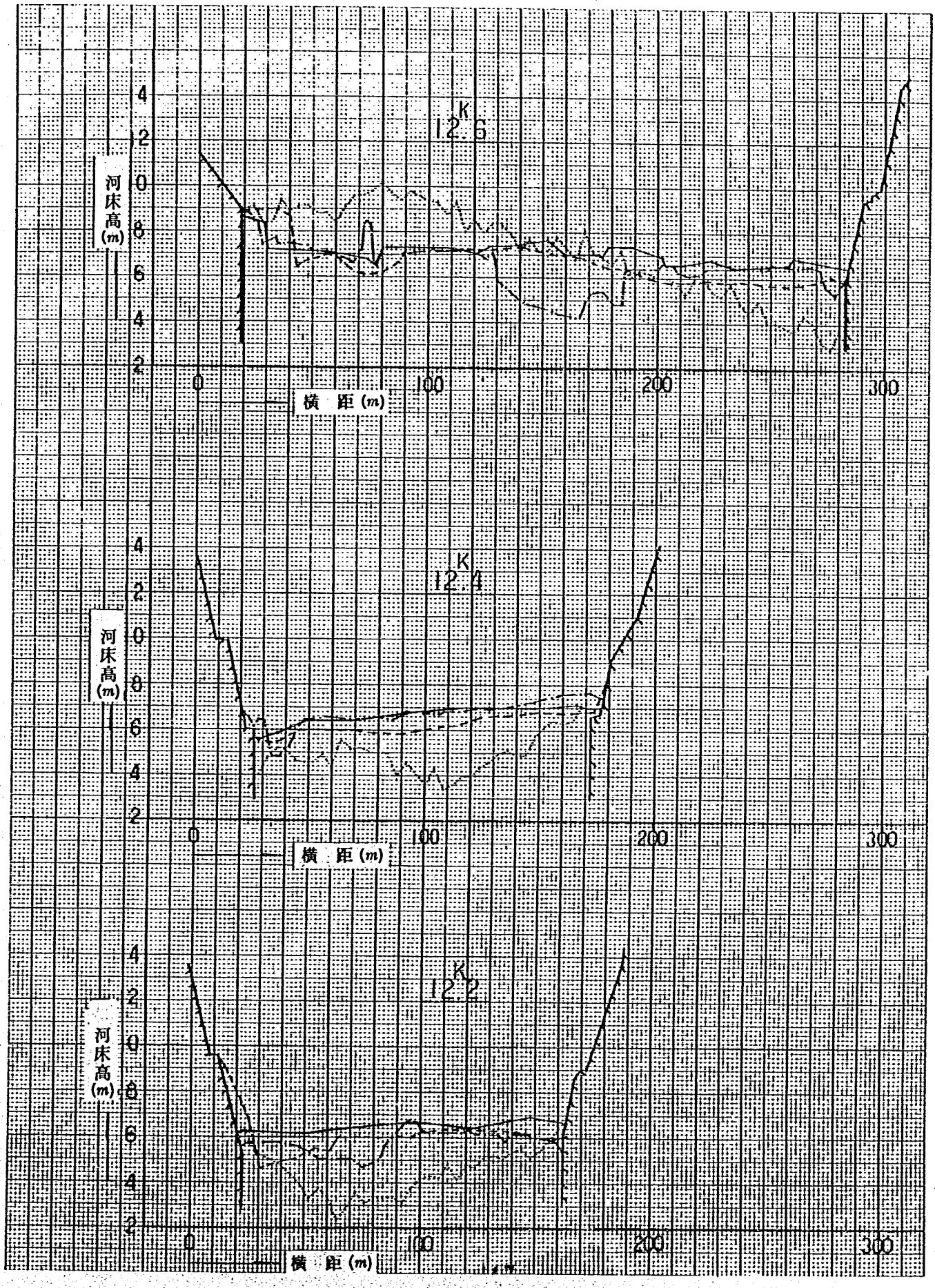
図－21(a)－33　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



図－21(a)－34　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）

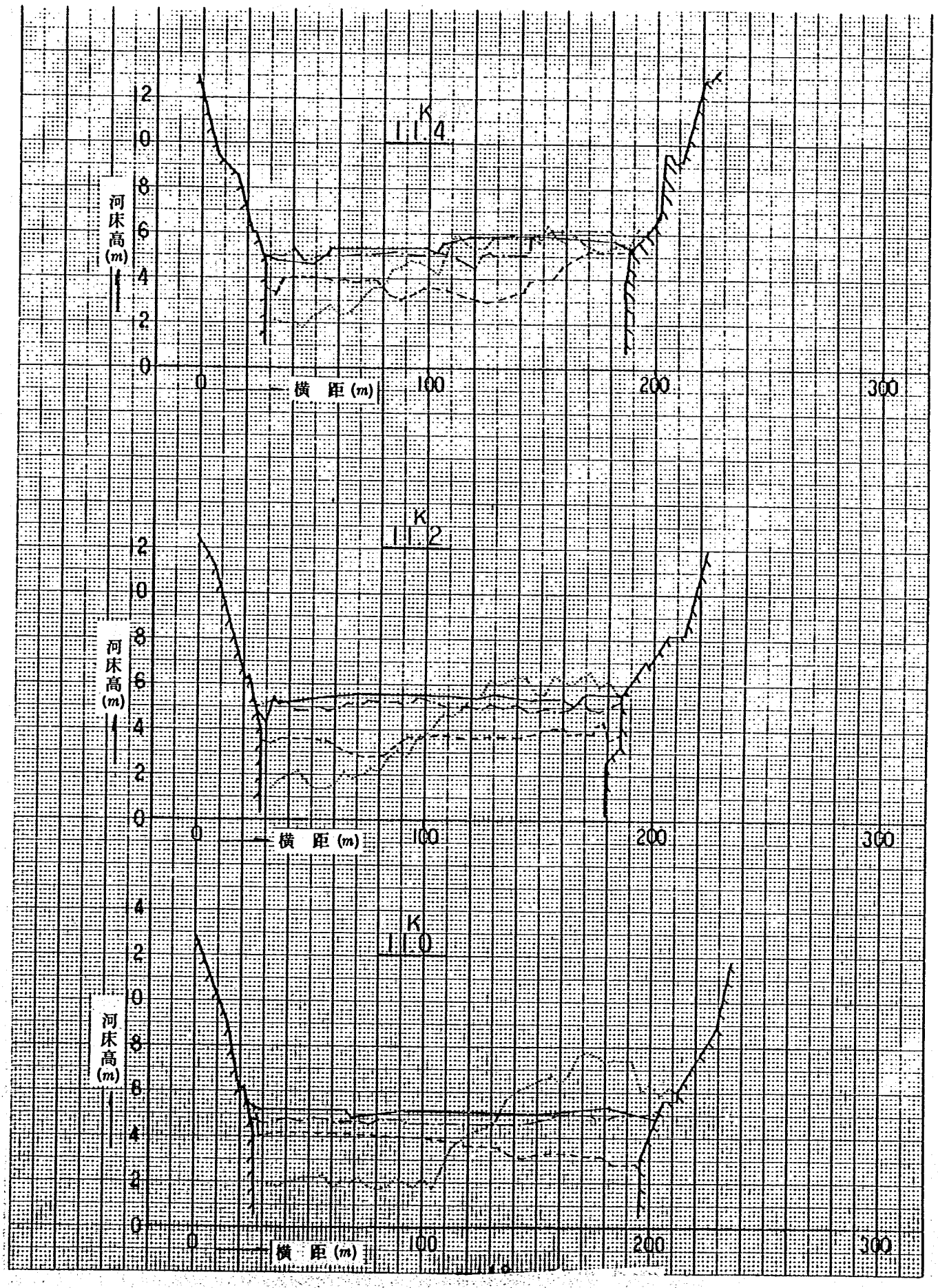


図－ 21 (a)－ 35　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）

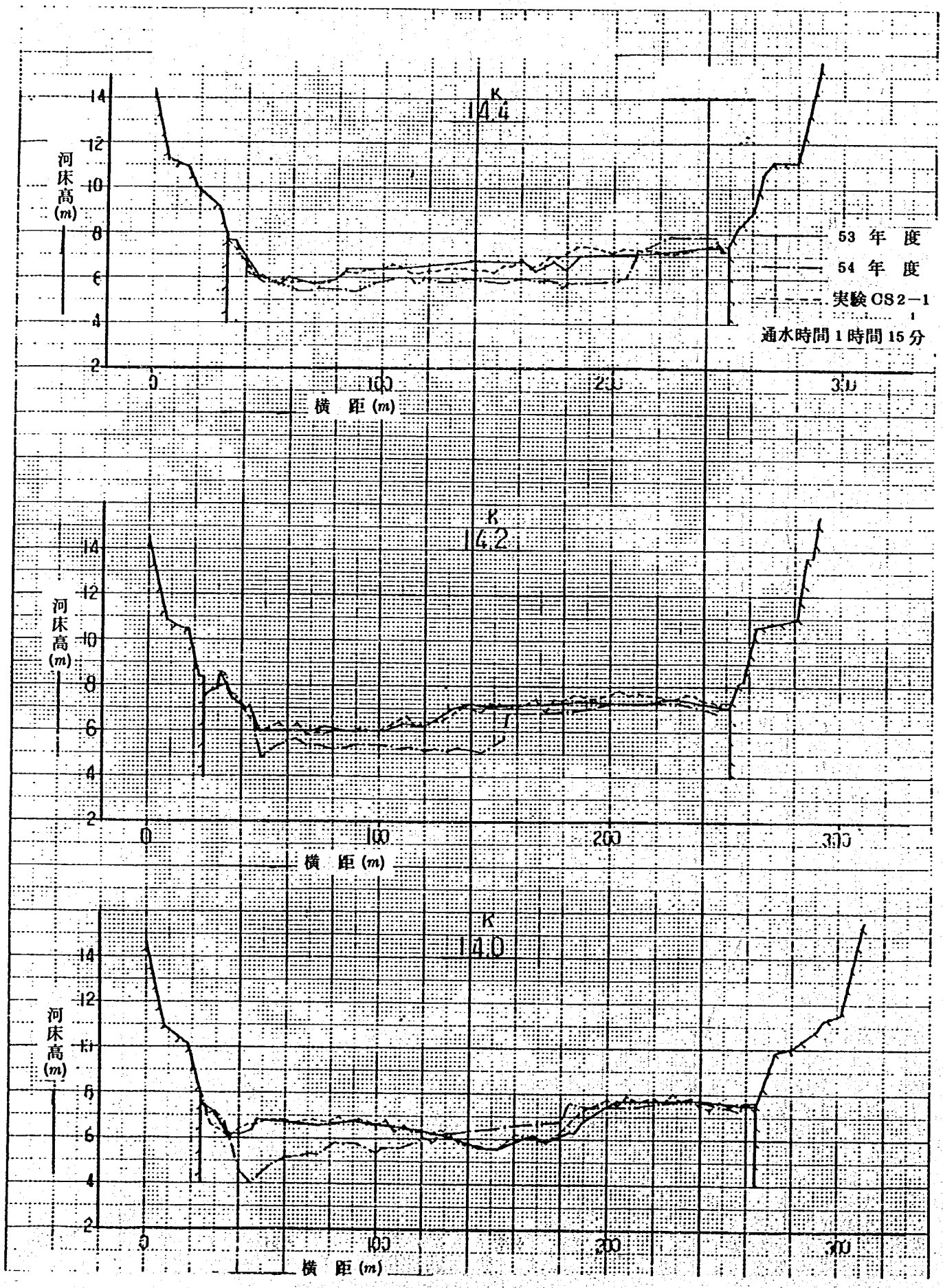


図－21(a)－36　横断形状時間変化図（CS－1）

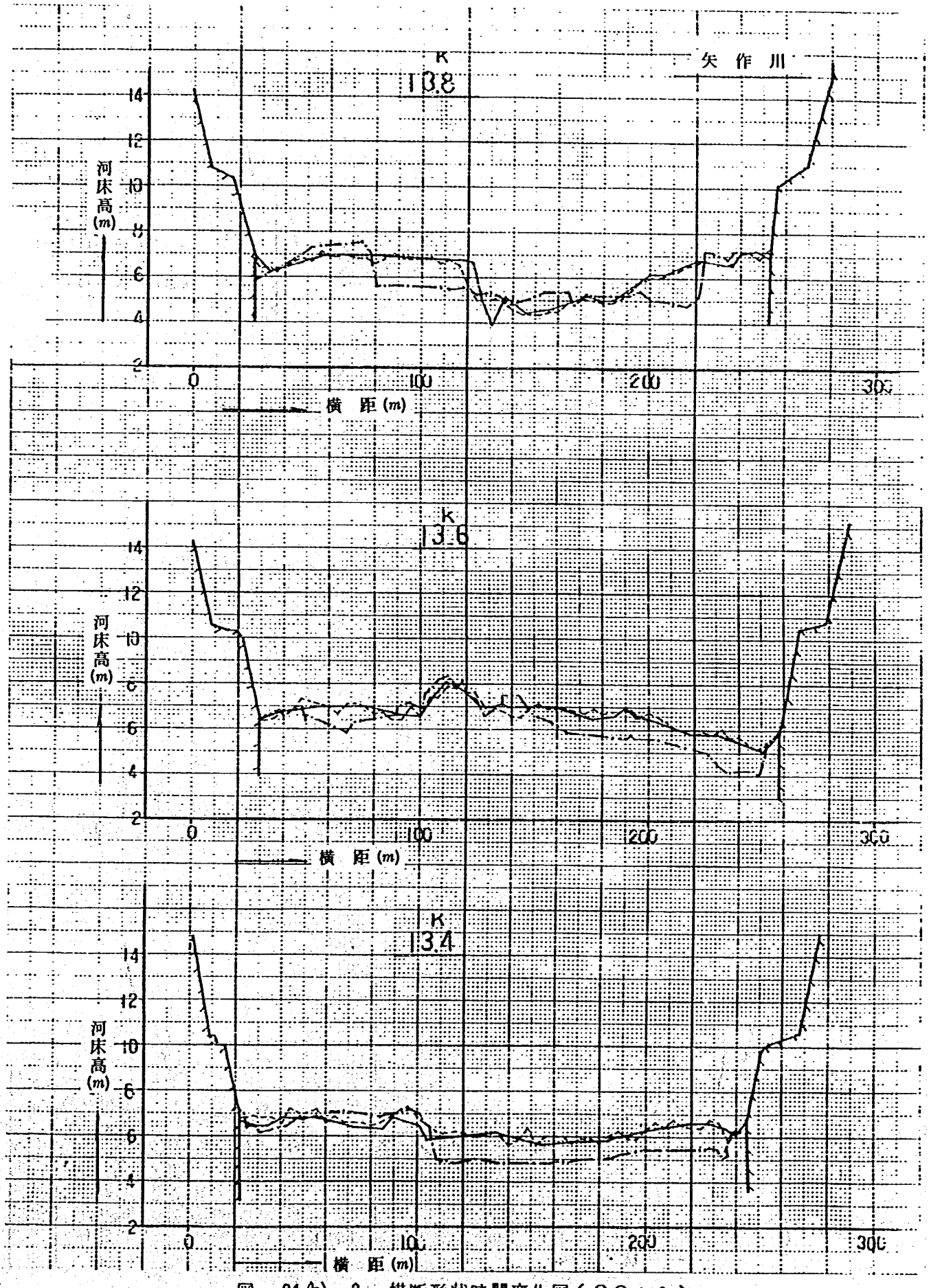
図－21(a)－37　横断形状時間変化図（CS－1）



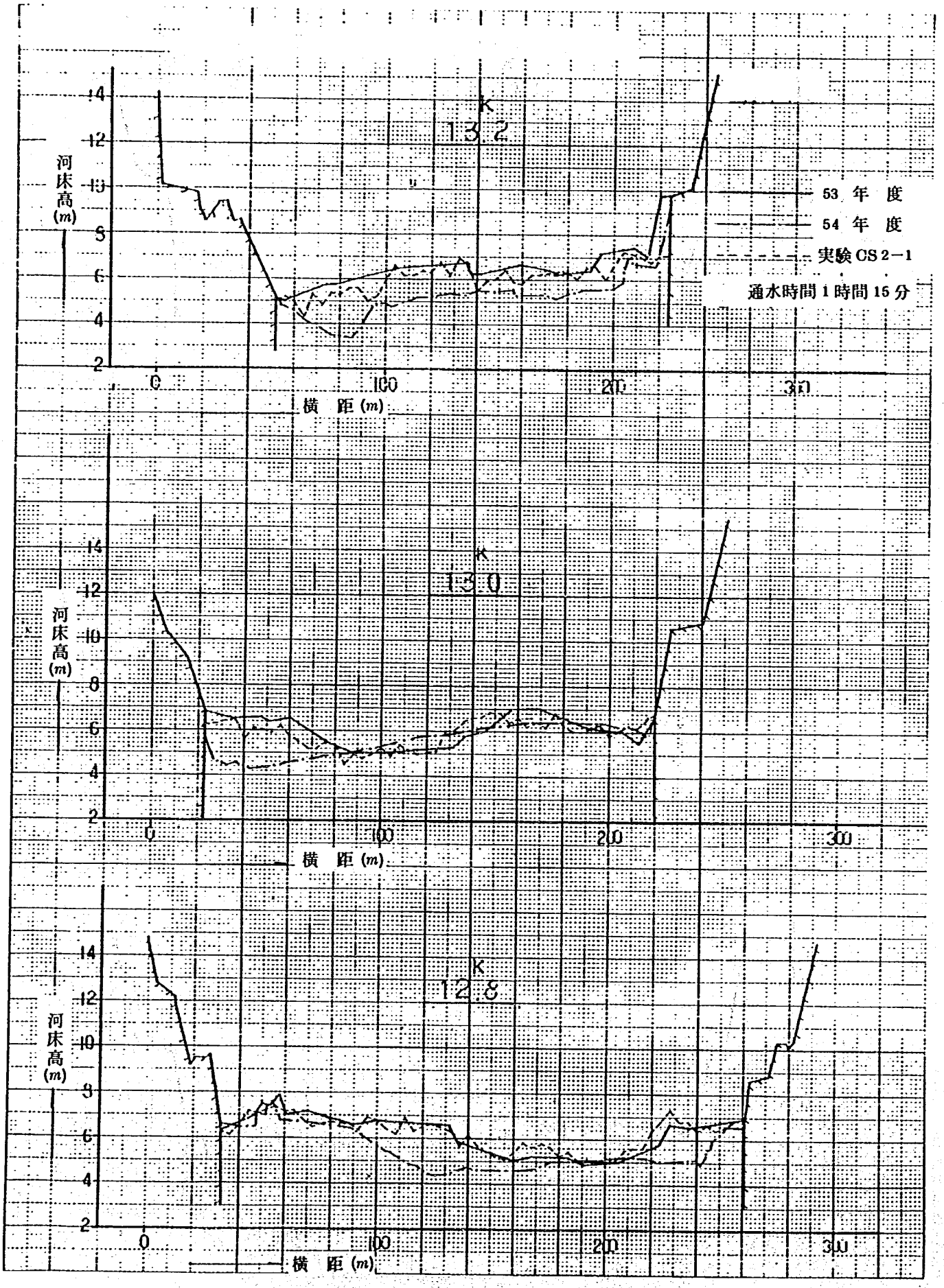
図－21(a)－38　横断形状時間変化図（ＣＳ－１）



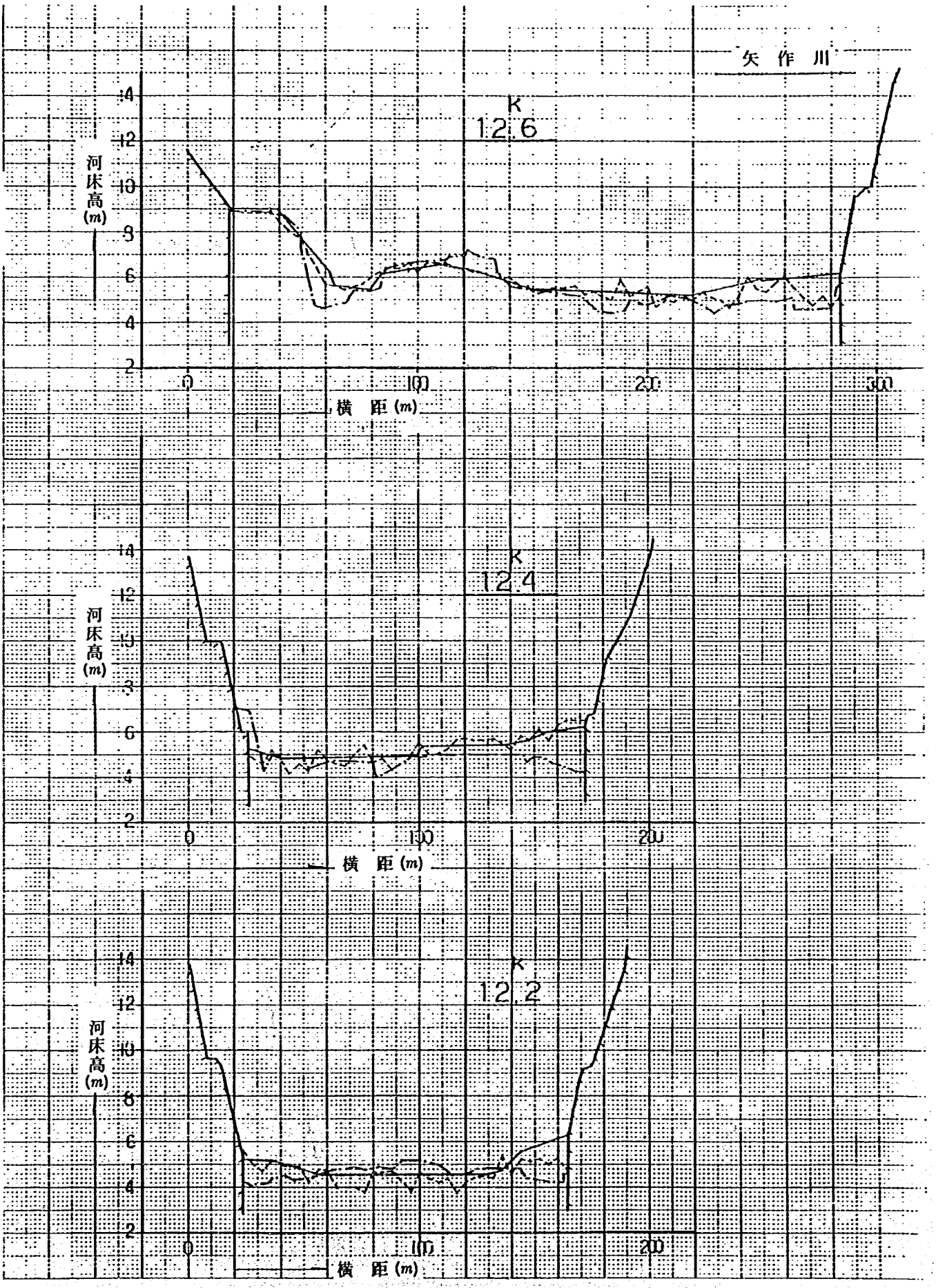
図－21 (b)－1 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



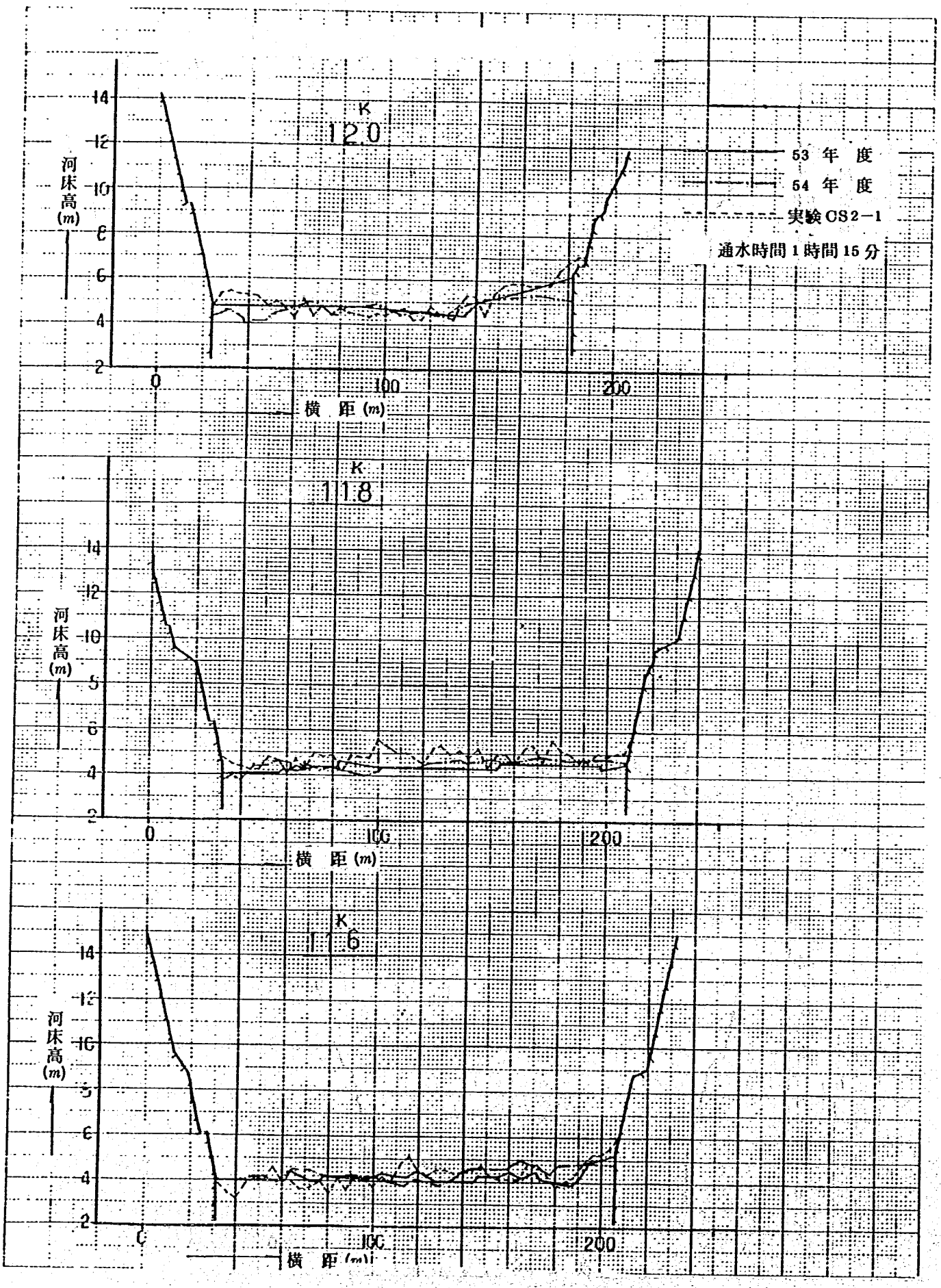
図－21(b)－2　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



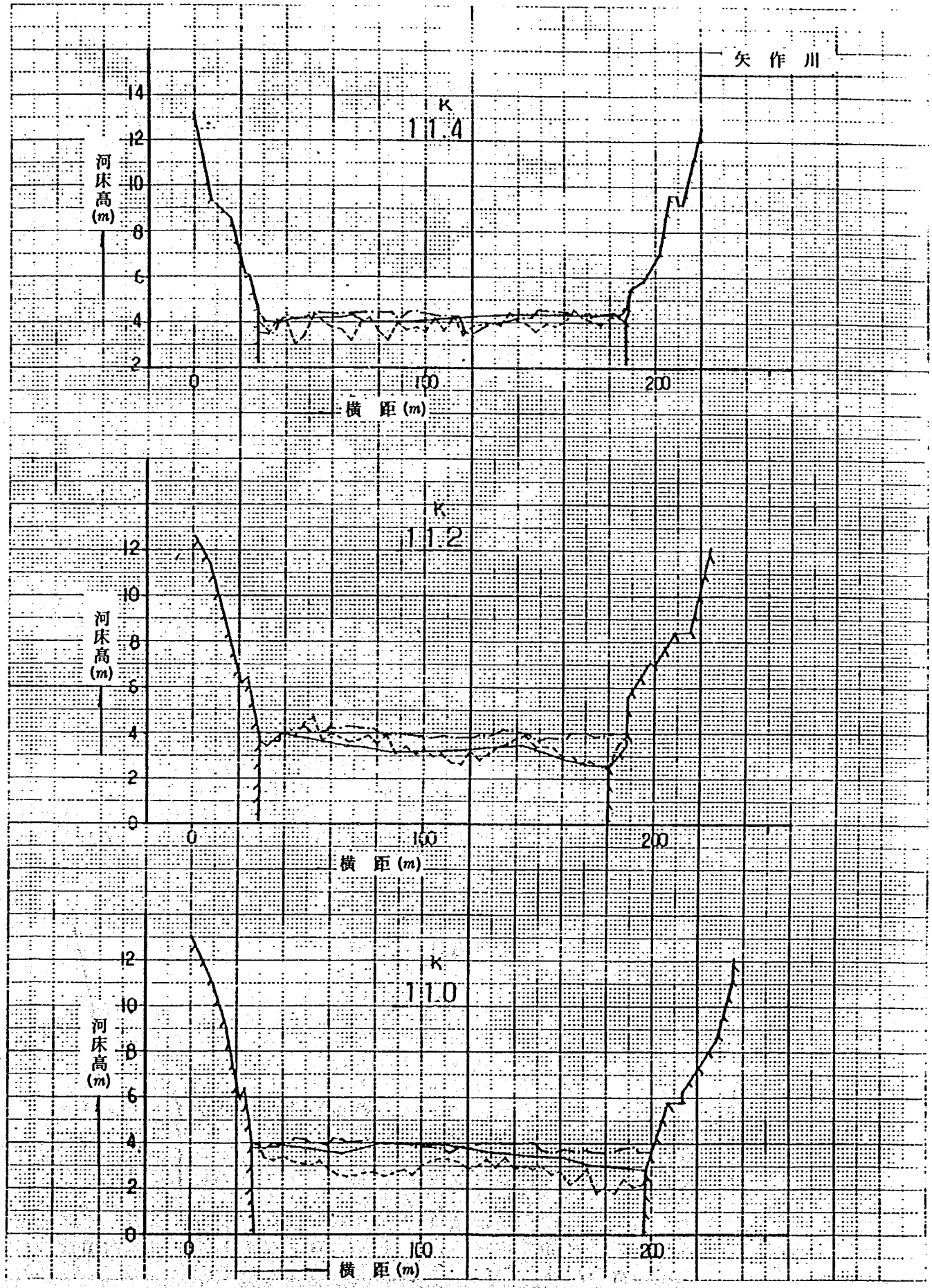
図－21(b)－3　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



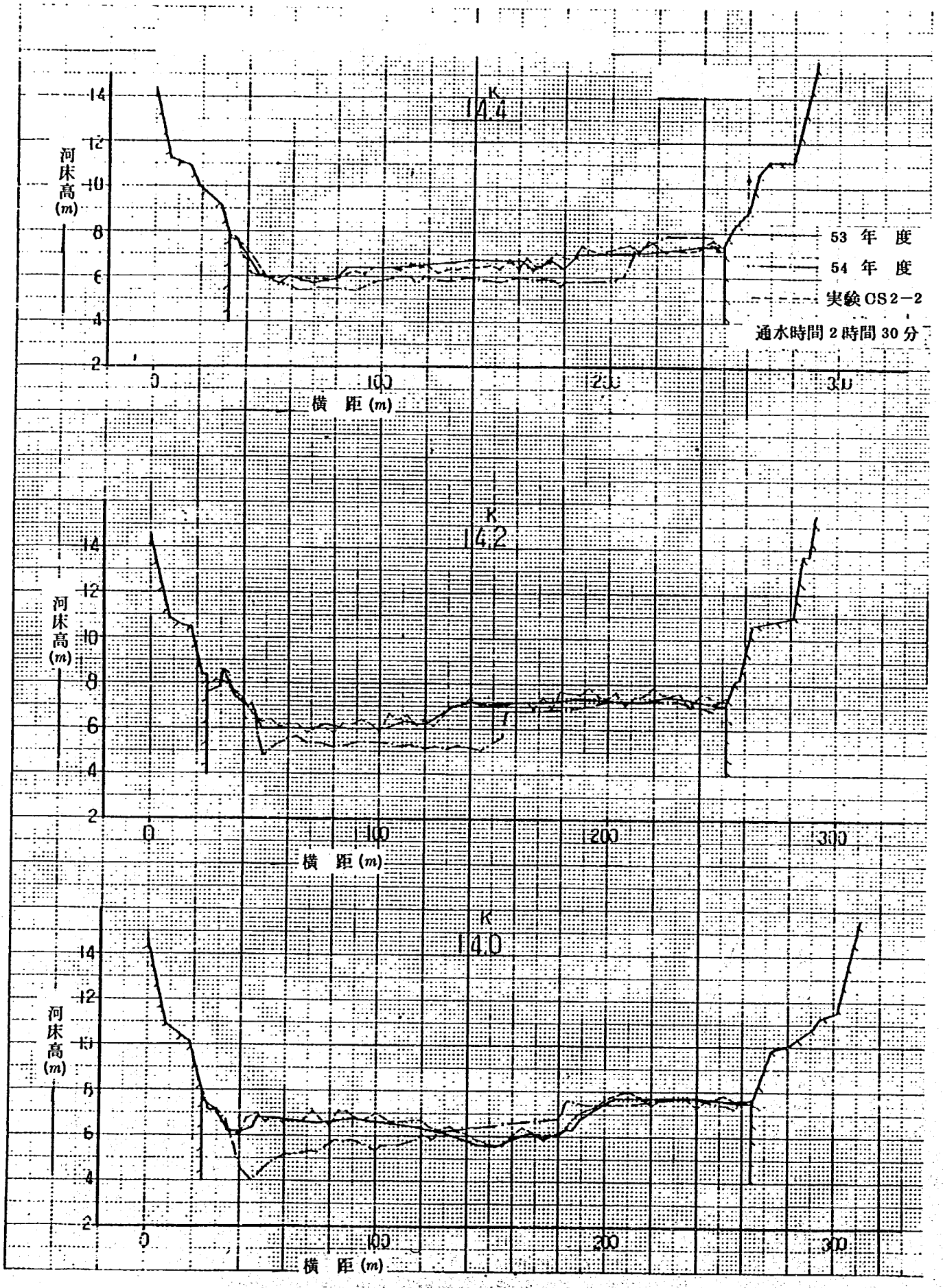
図－21(b)－4　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



図－21(b)－5　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

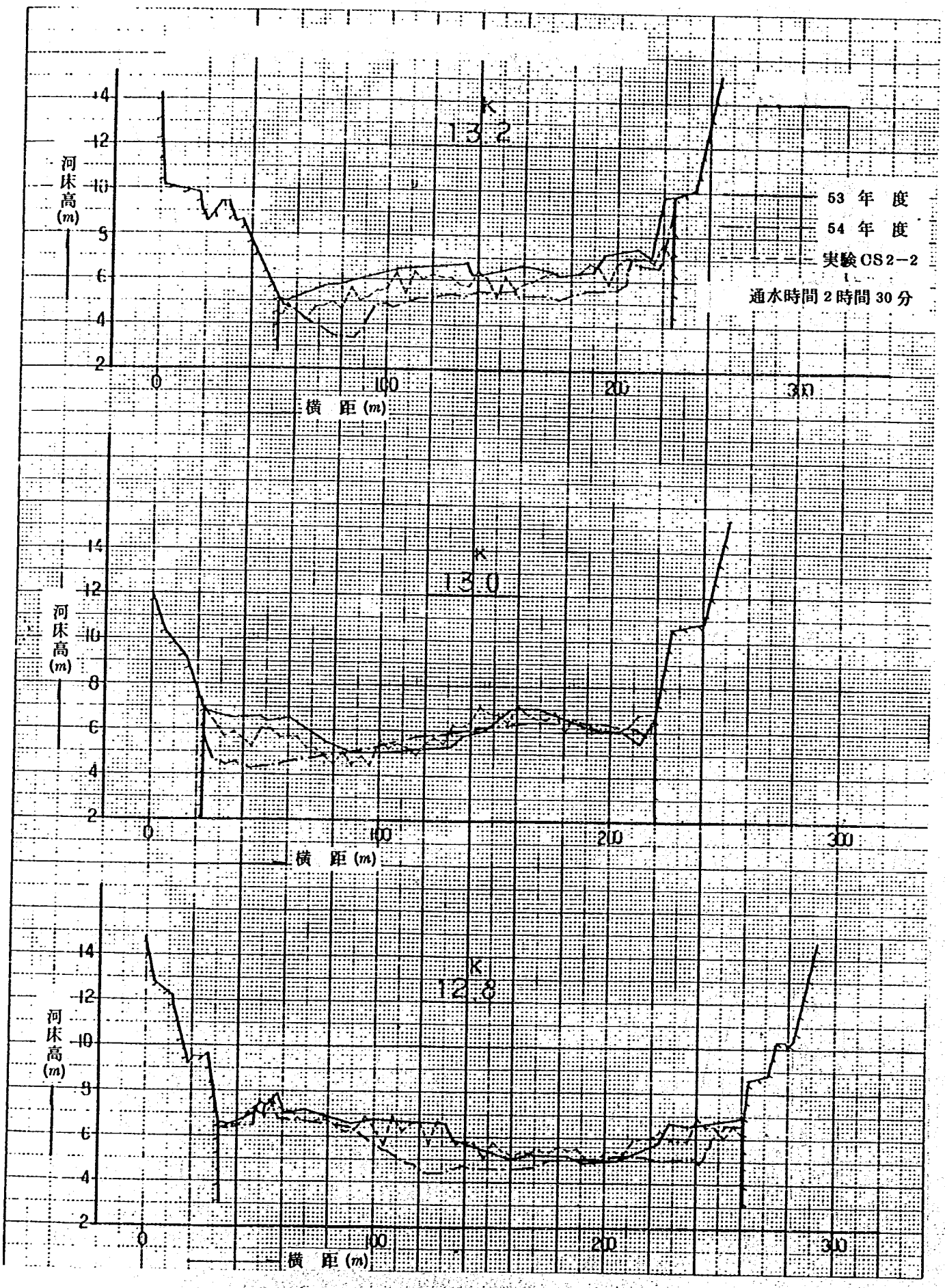


図－21(b)－6　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

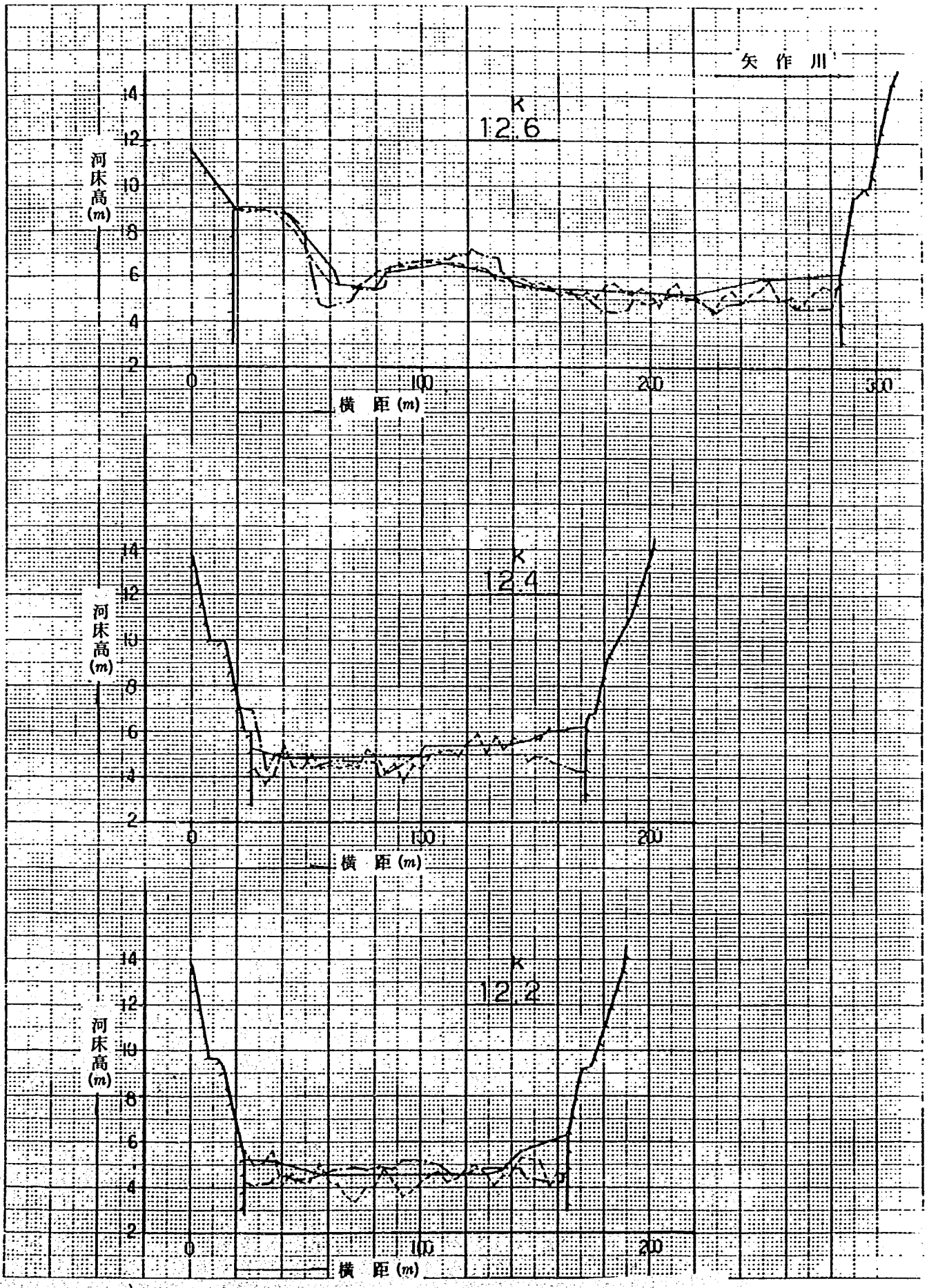


図－21(b)－7　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

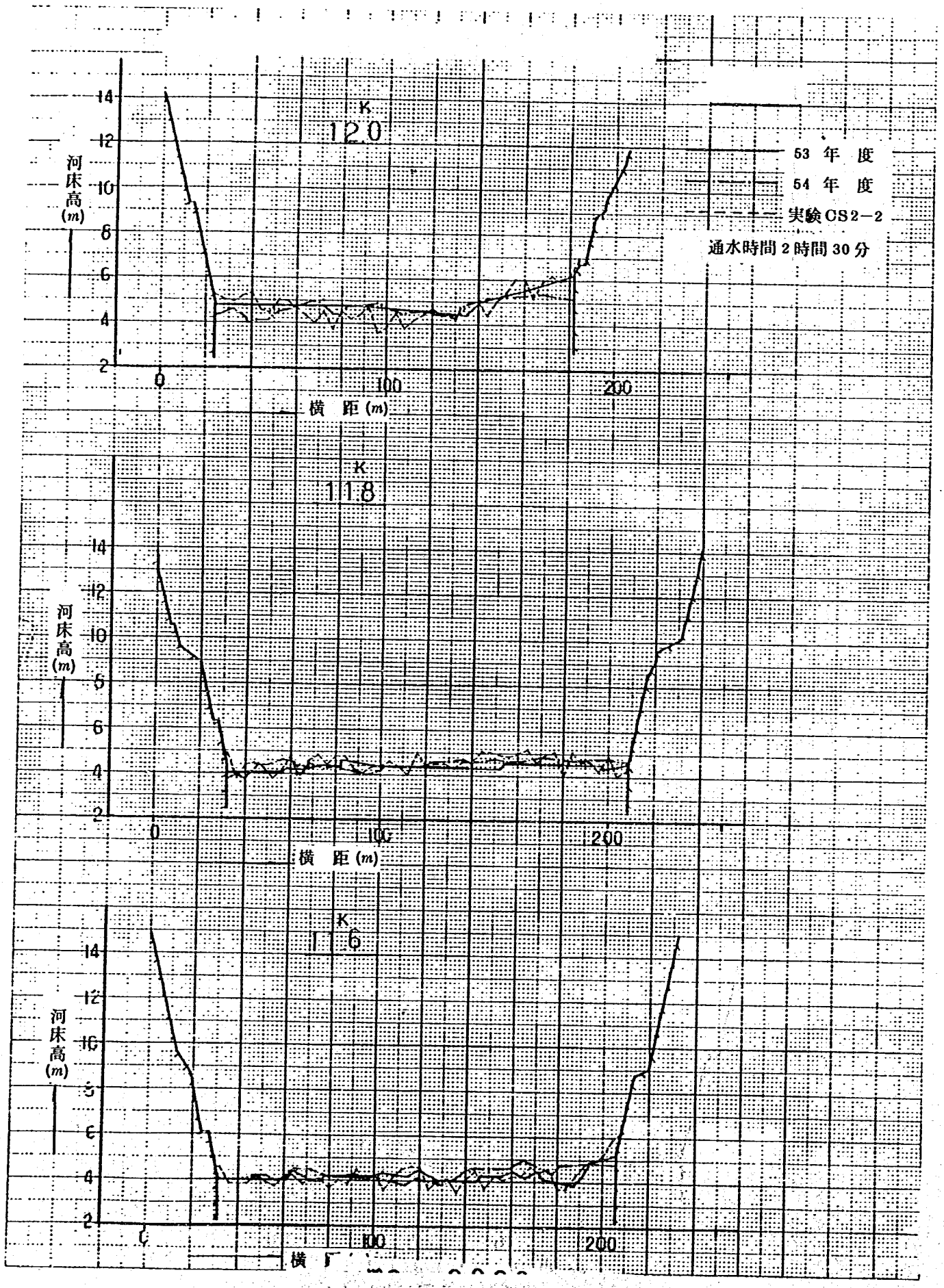
図－21(b)－8　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



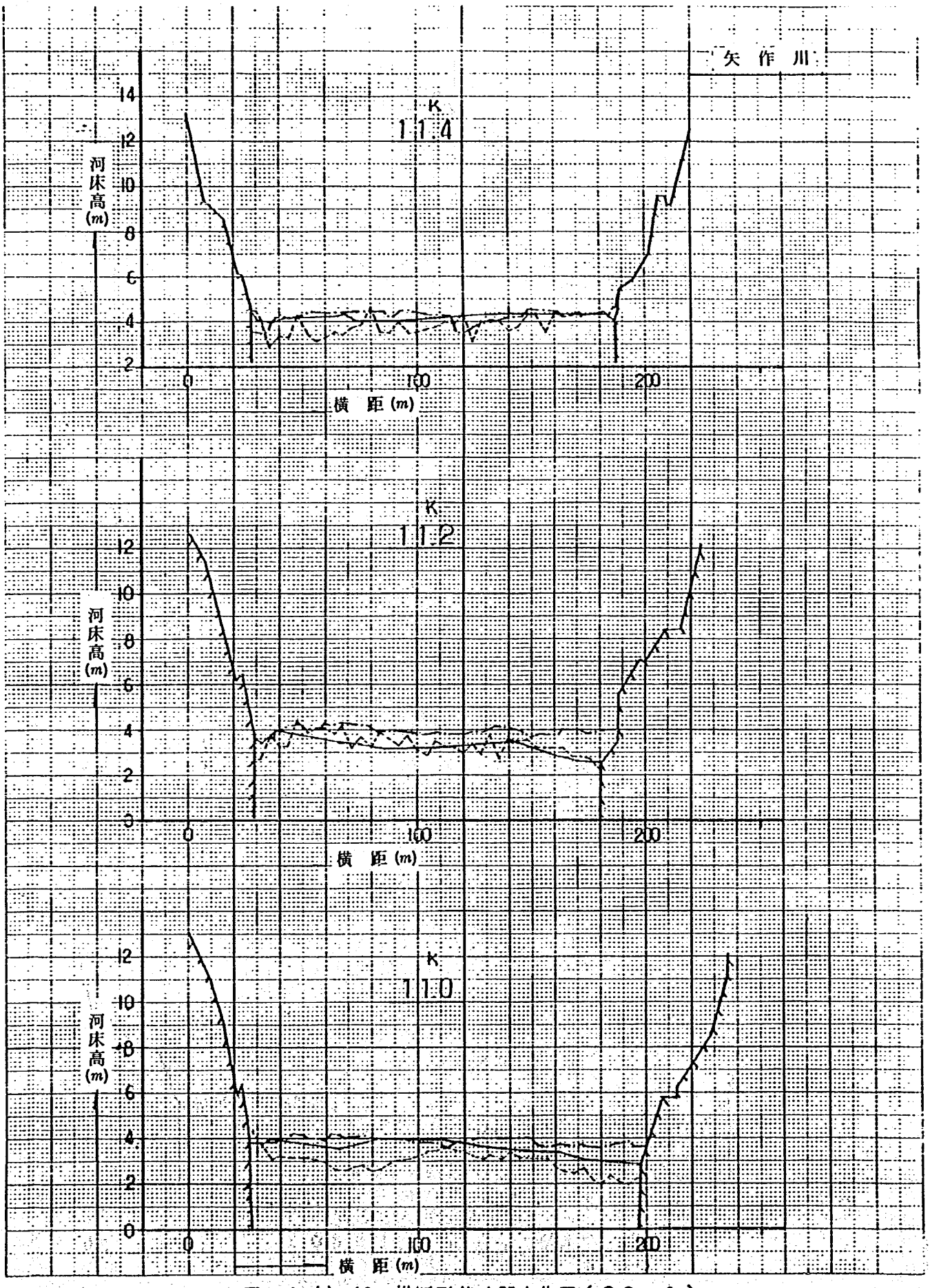
図－21(b)－9　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



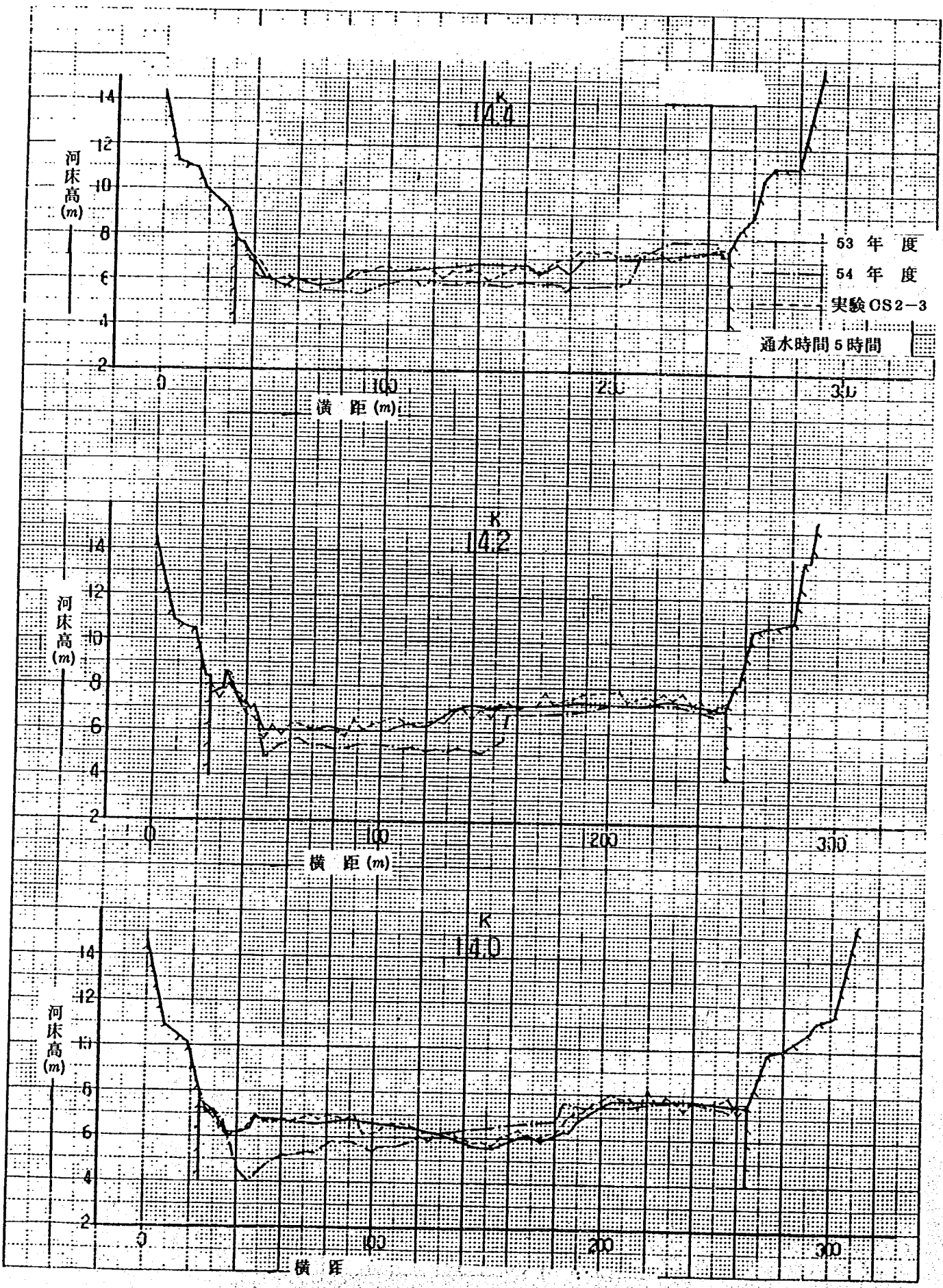
図－21(b)－10 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



図－21(b)－11　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

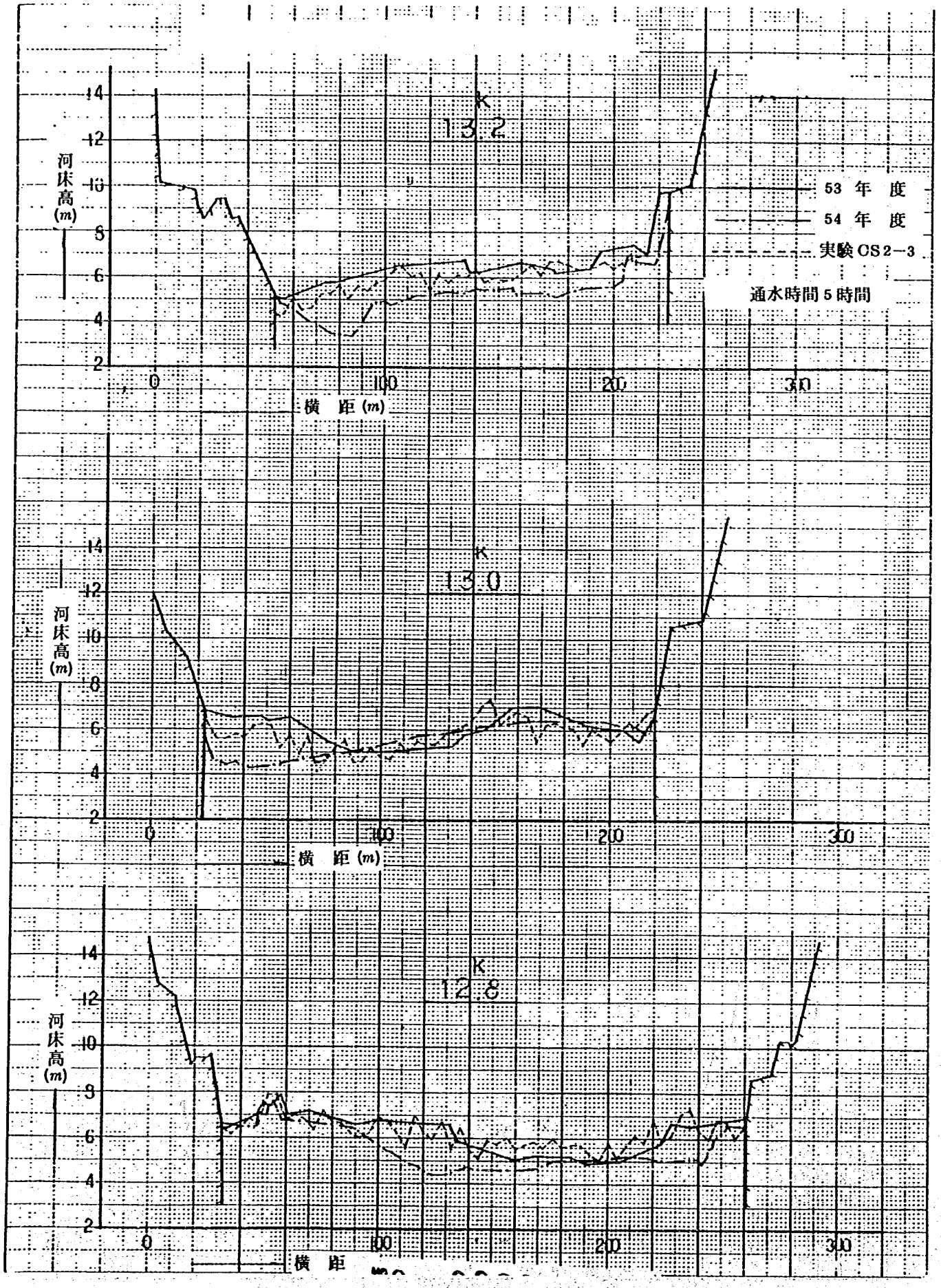


図－21(b)－12　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

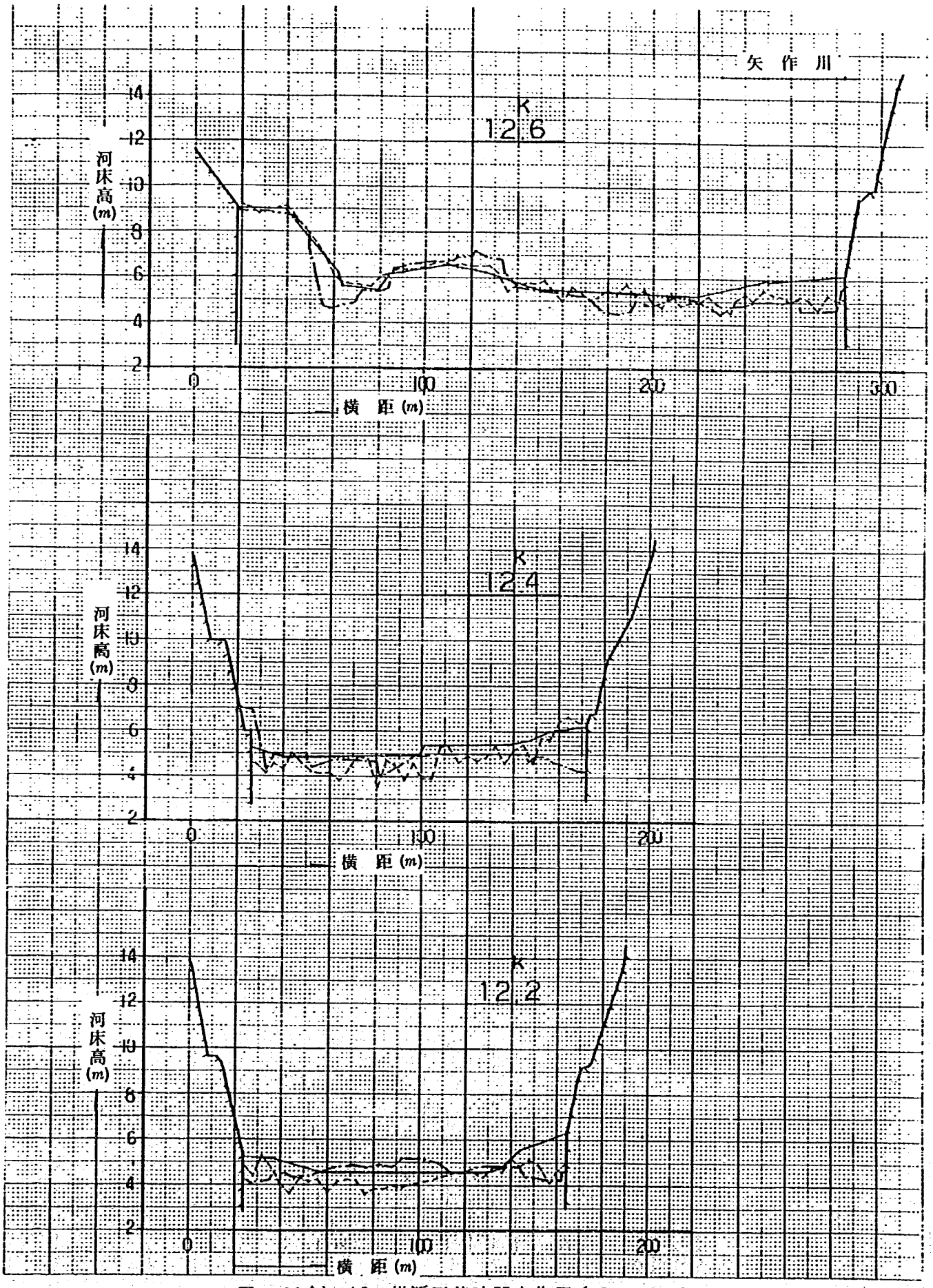


図－21(b)－13 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）

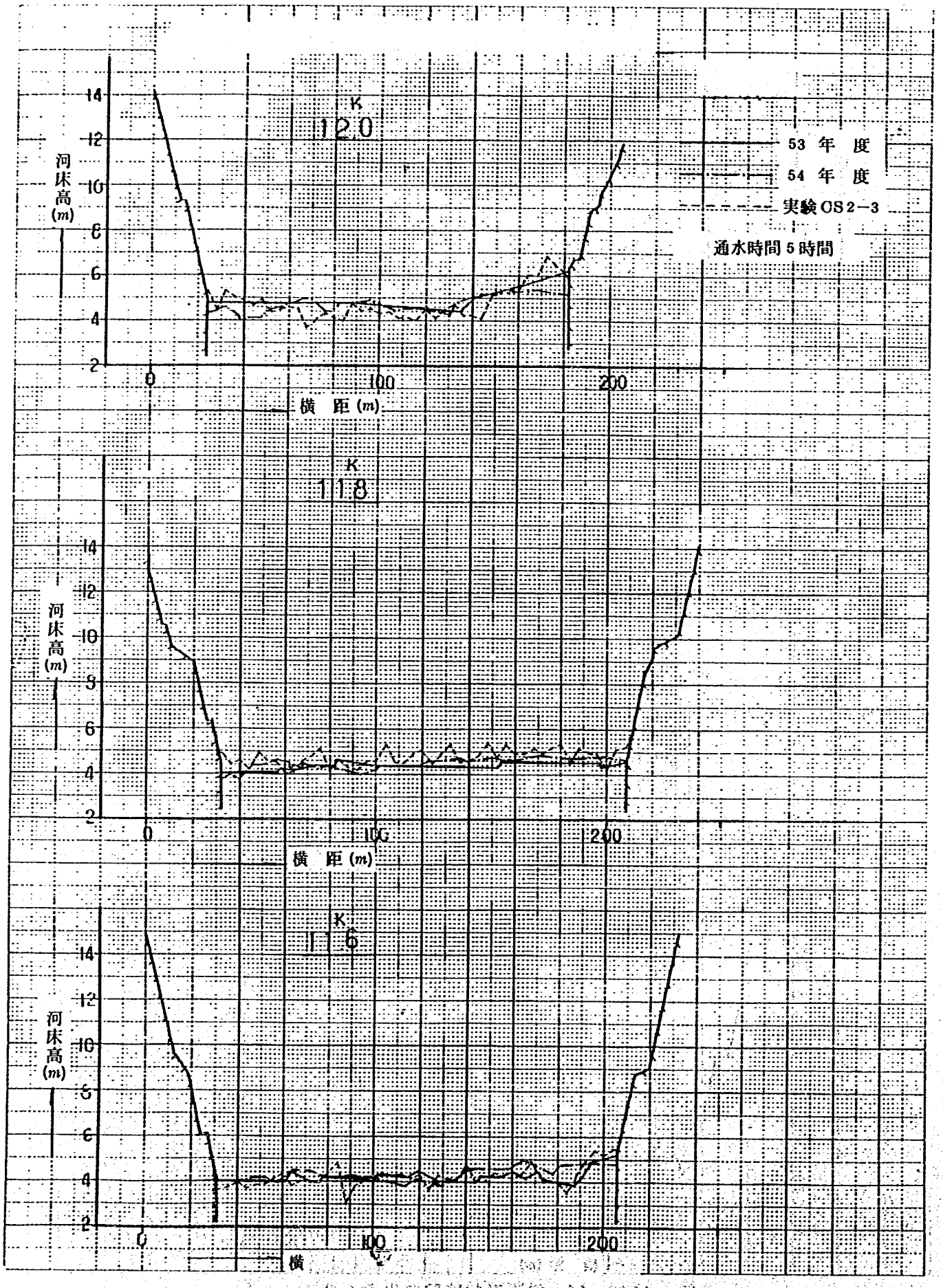
図－21(b)－14　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



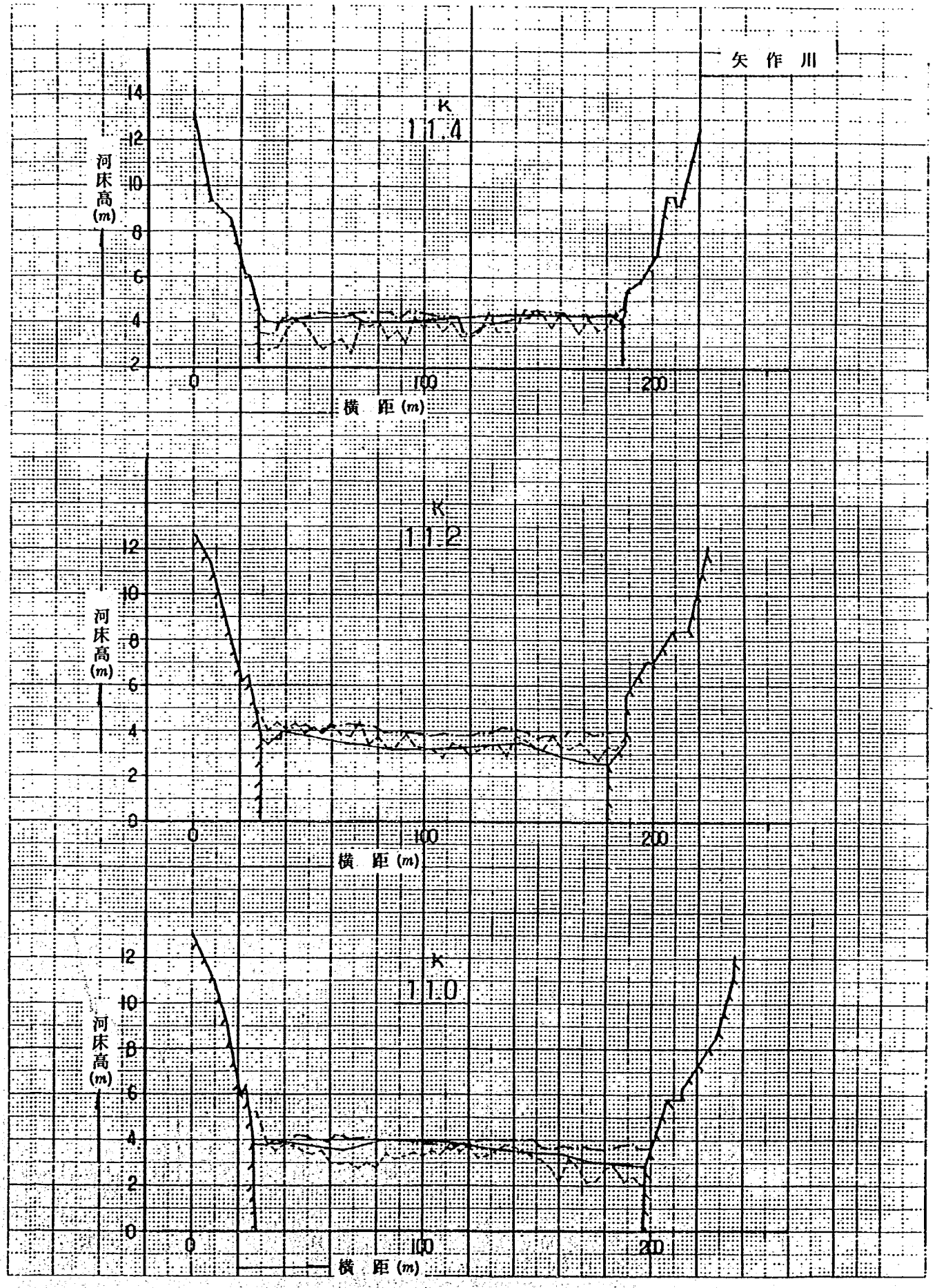
図－21(b)－15　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



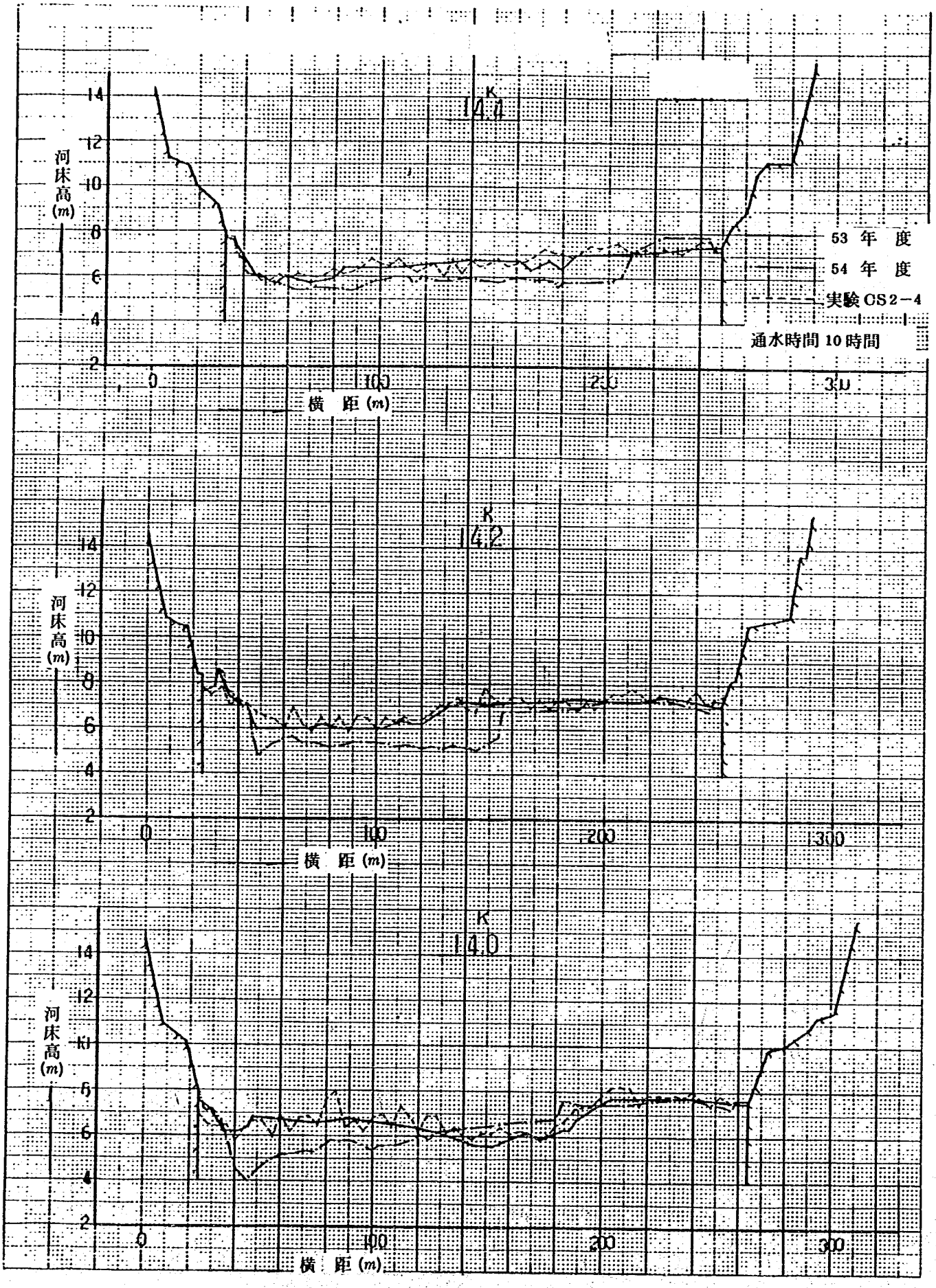
図－21(b)－16　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



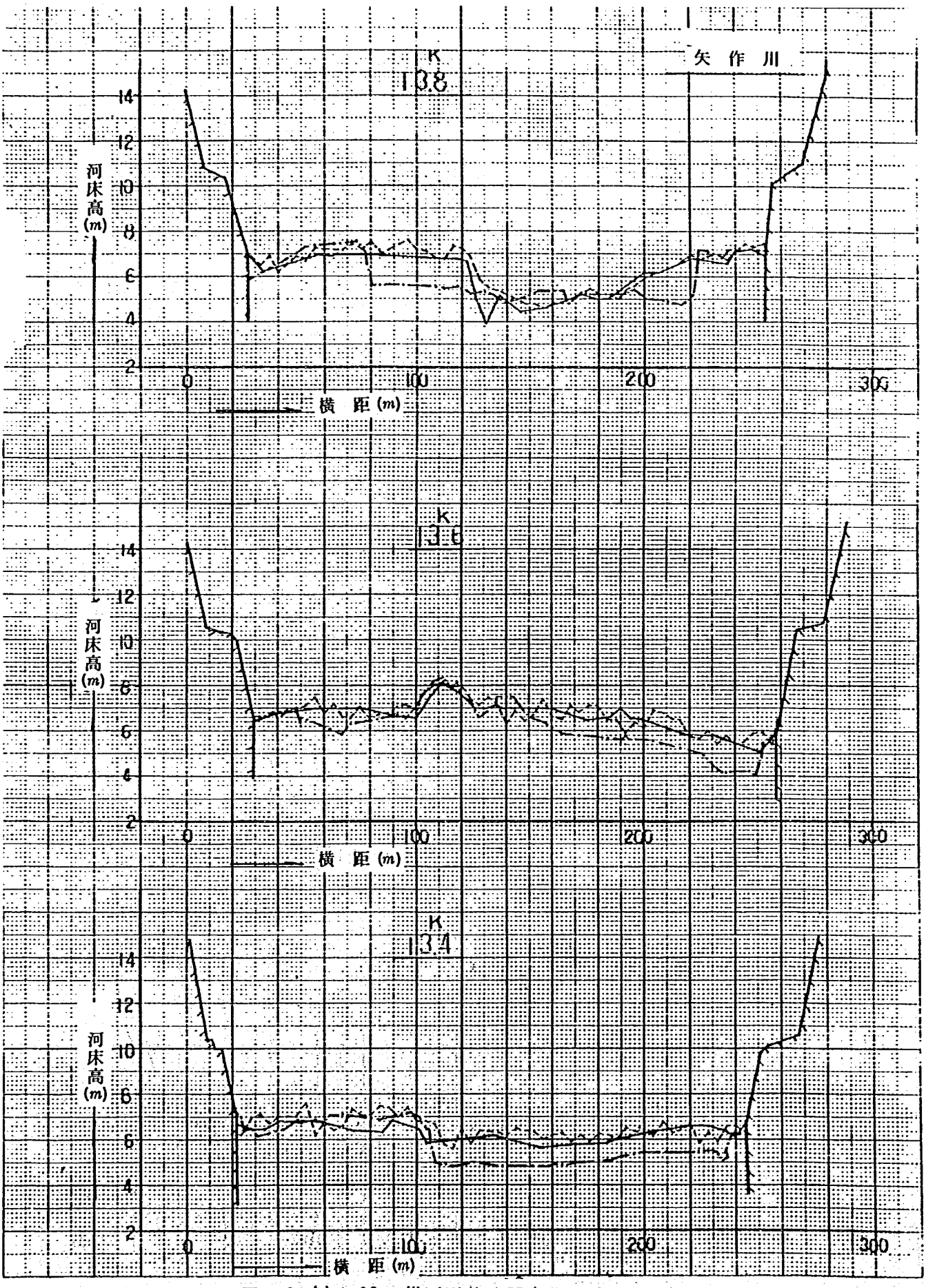
図－21(b)－17　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



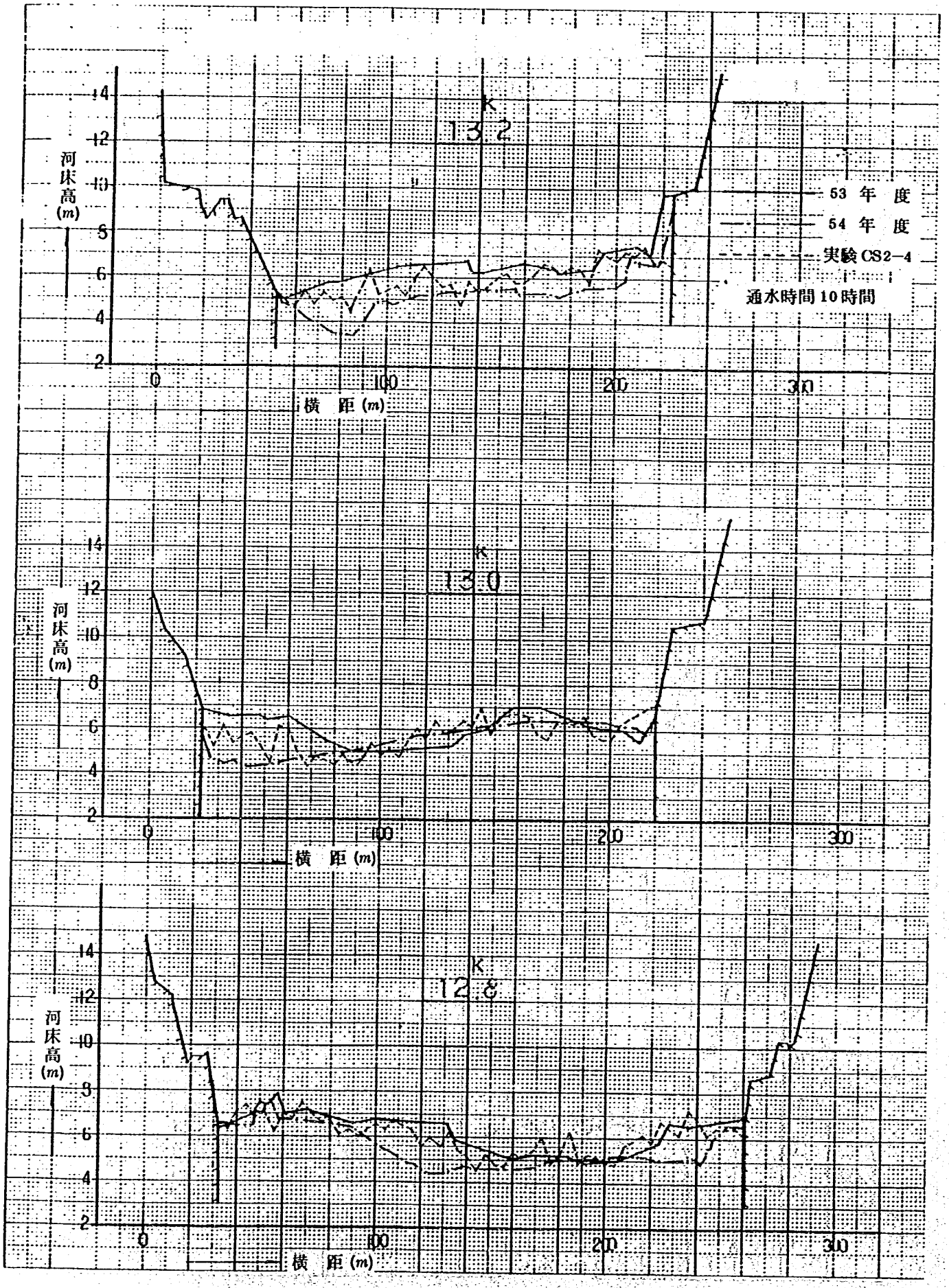
図－21(b)－18 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



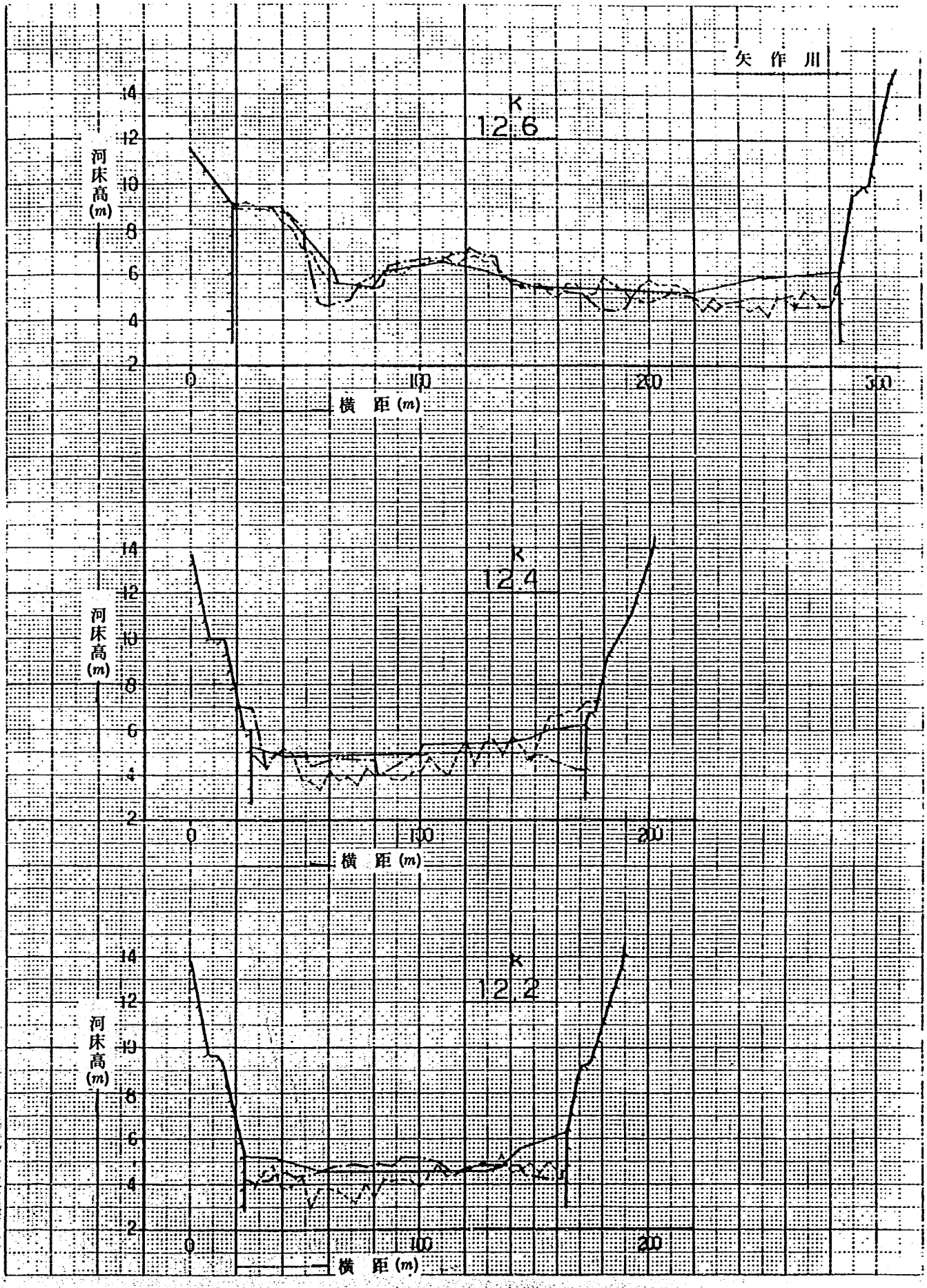
図－21(b)－19 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



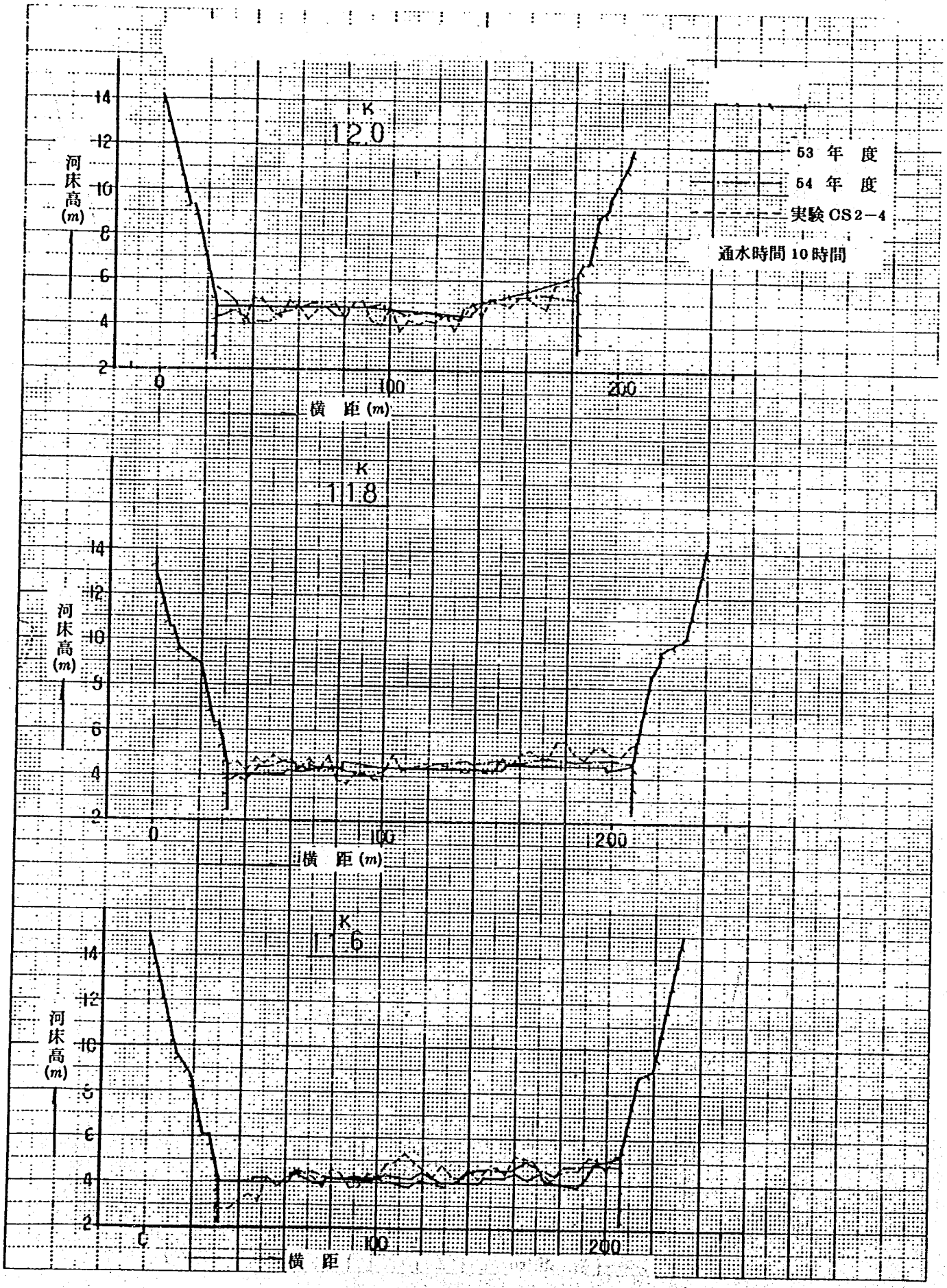
図－21(b)－20　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



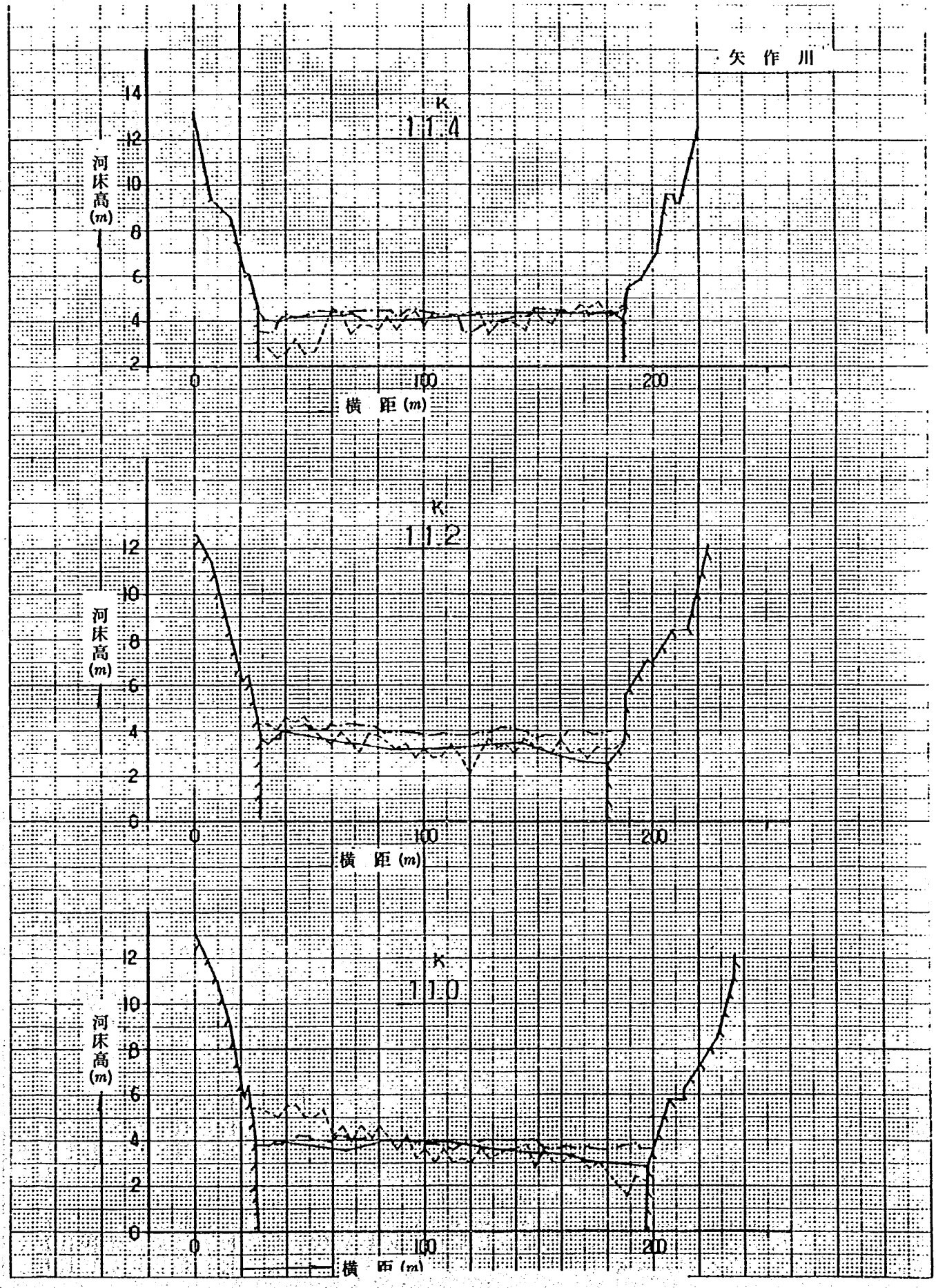
図－21 (b)－21　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



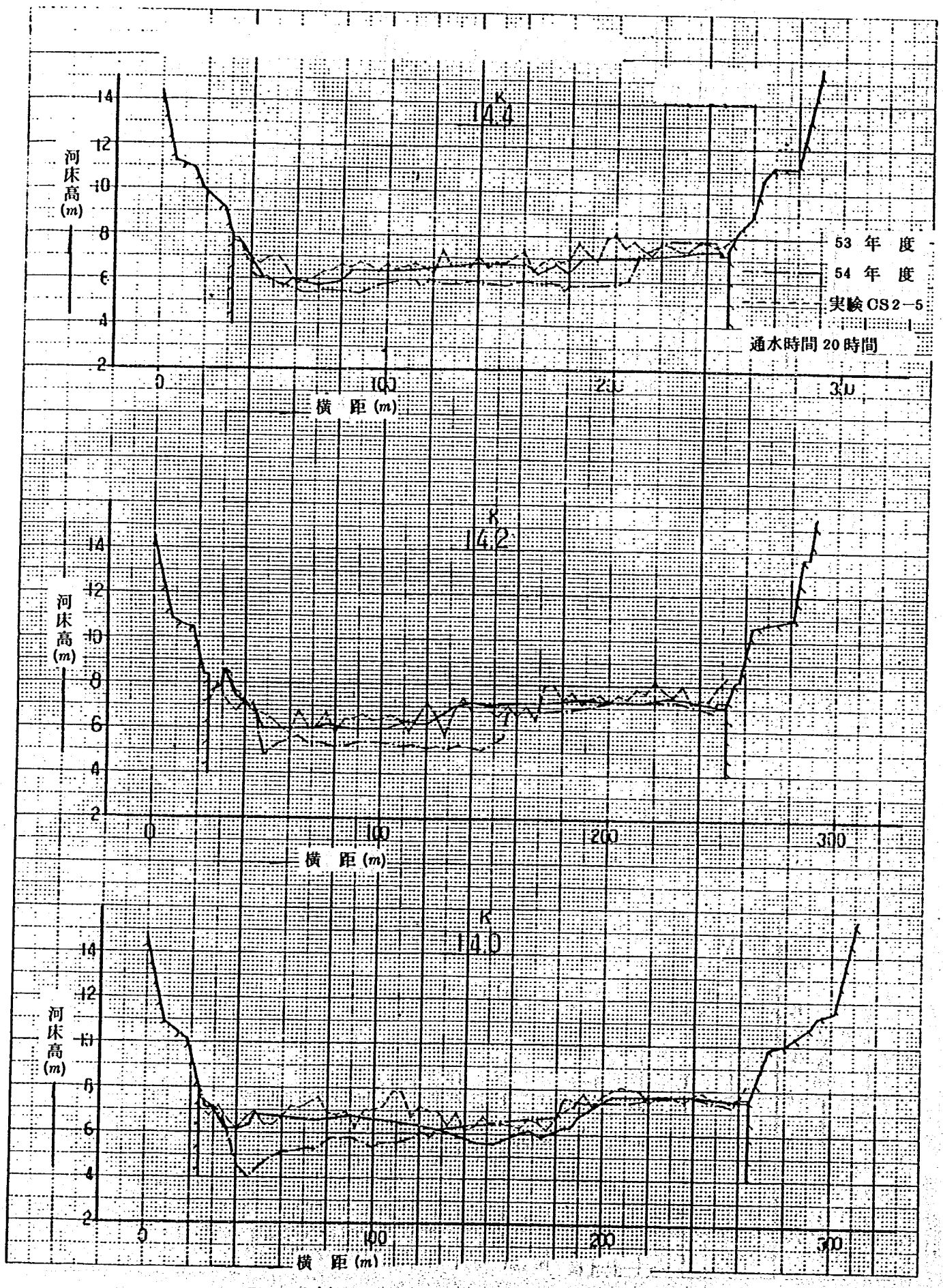
図－21(b)－22 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



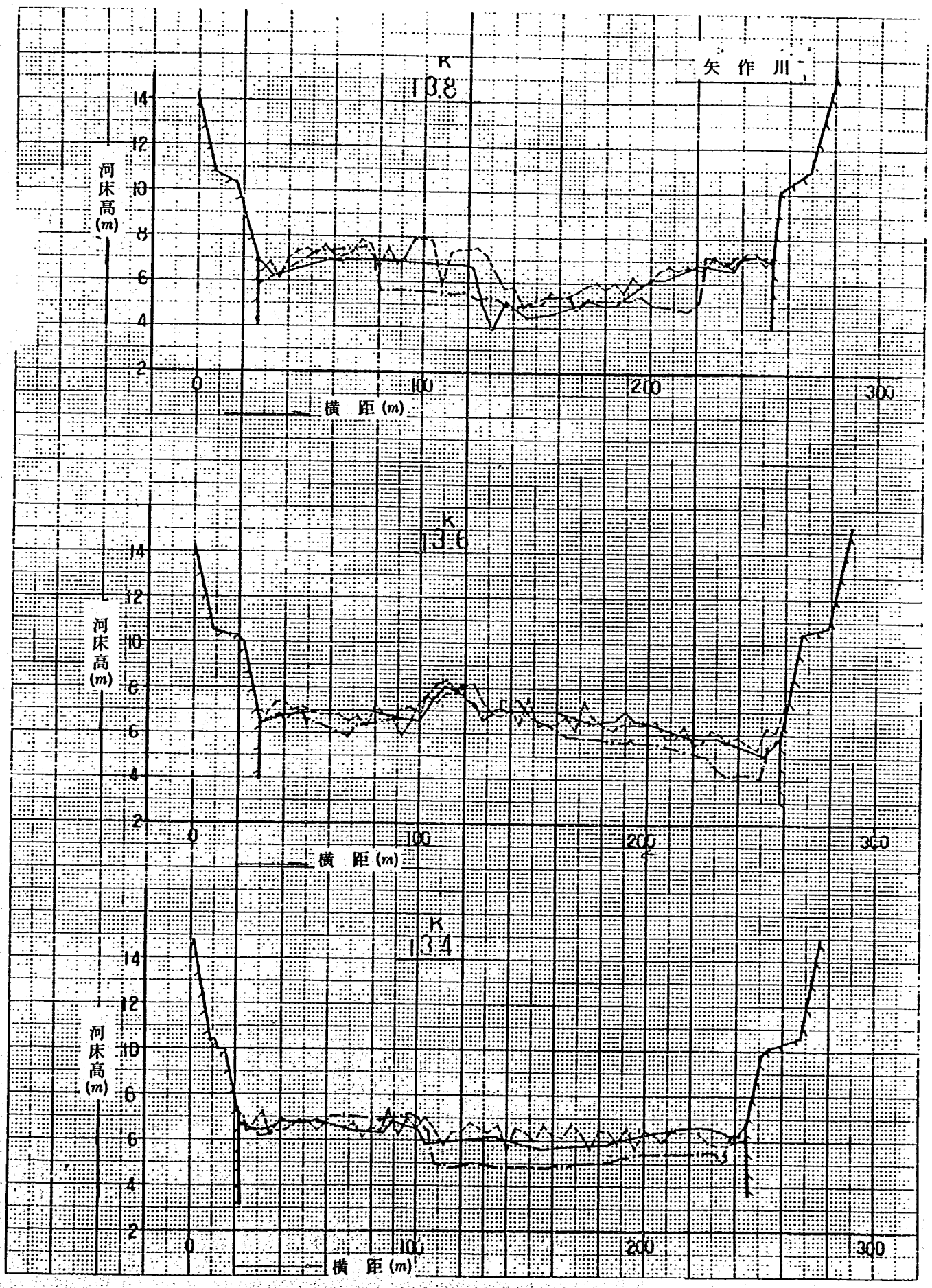
図－21(b)－23　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



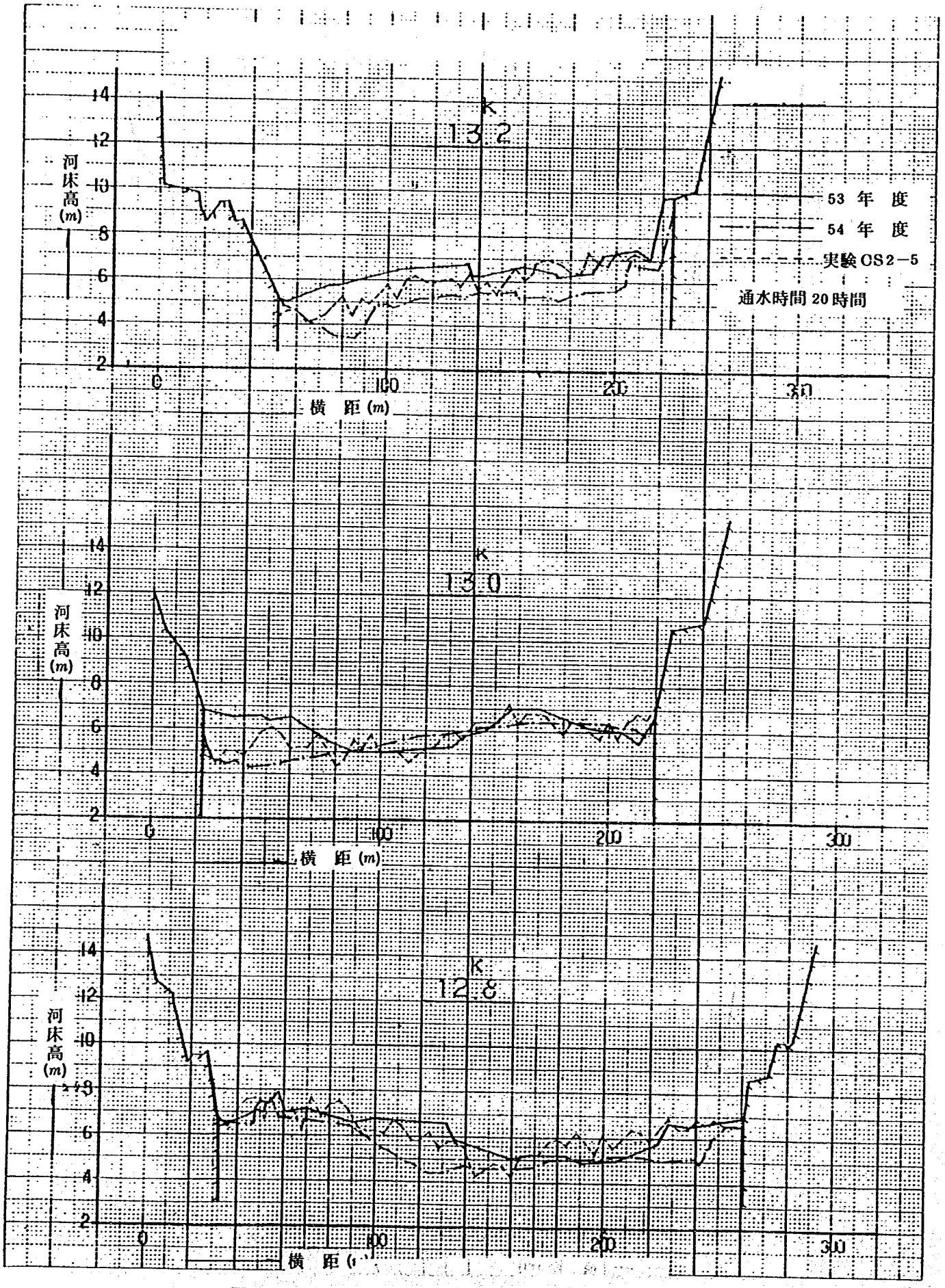
図－21(b)－24　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



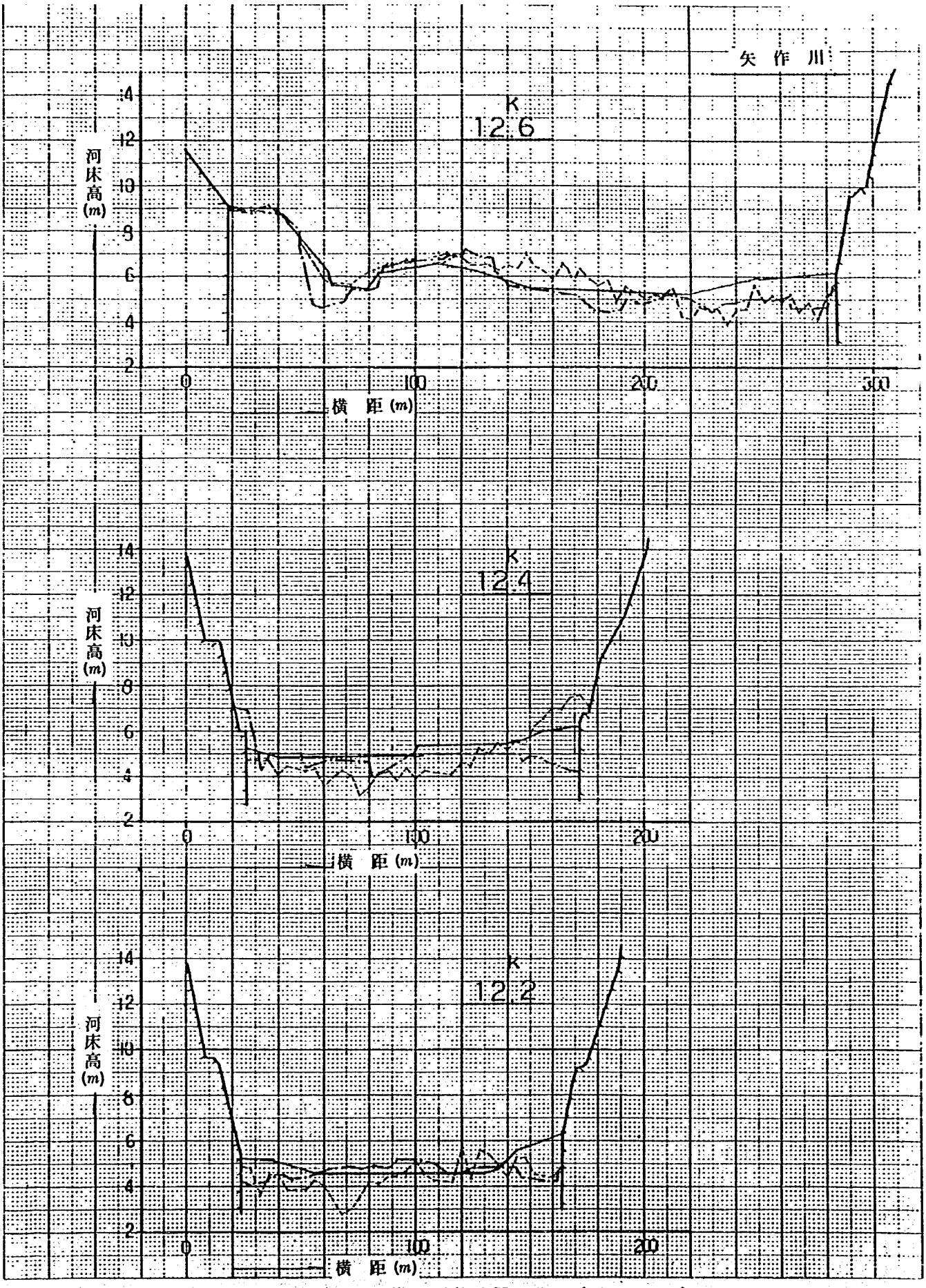
図－21 (b)－25 横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



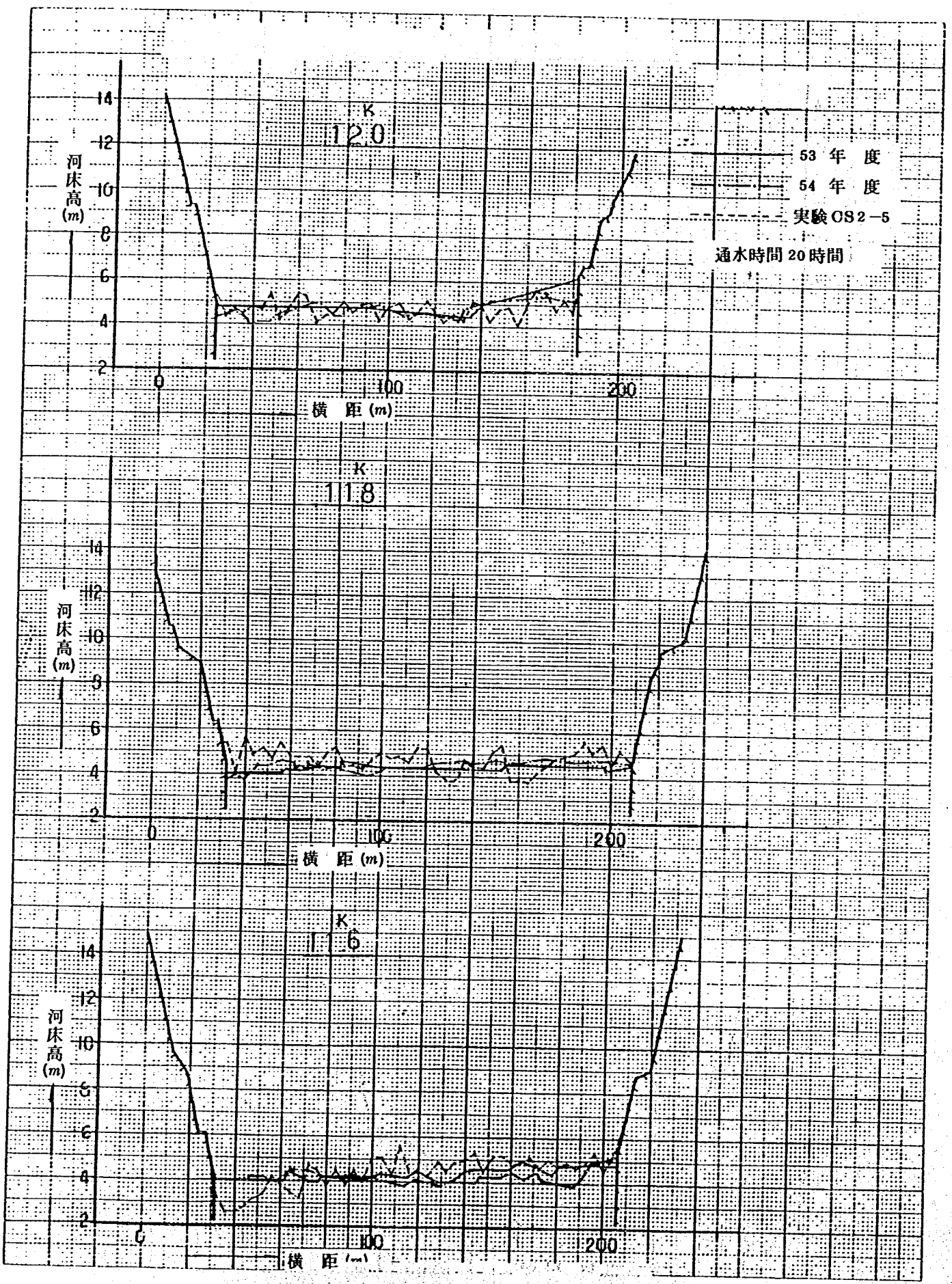
図－21(b)－26　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



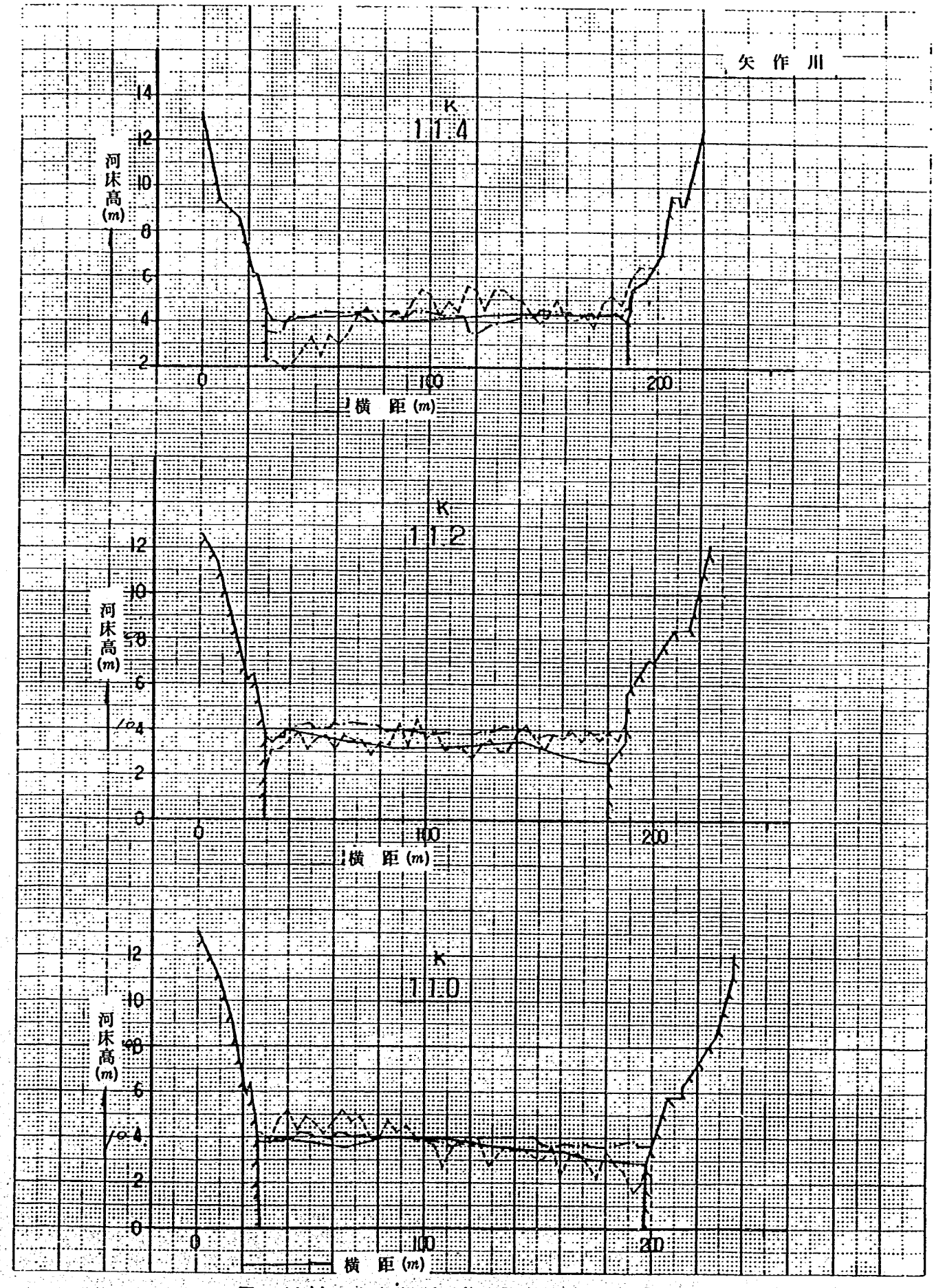
図－21(b)－27　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



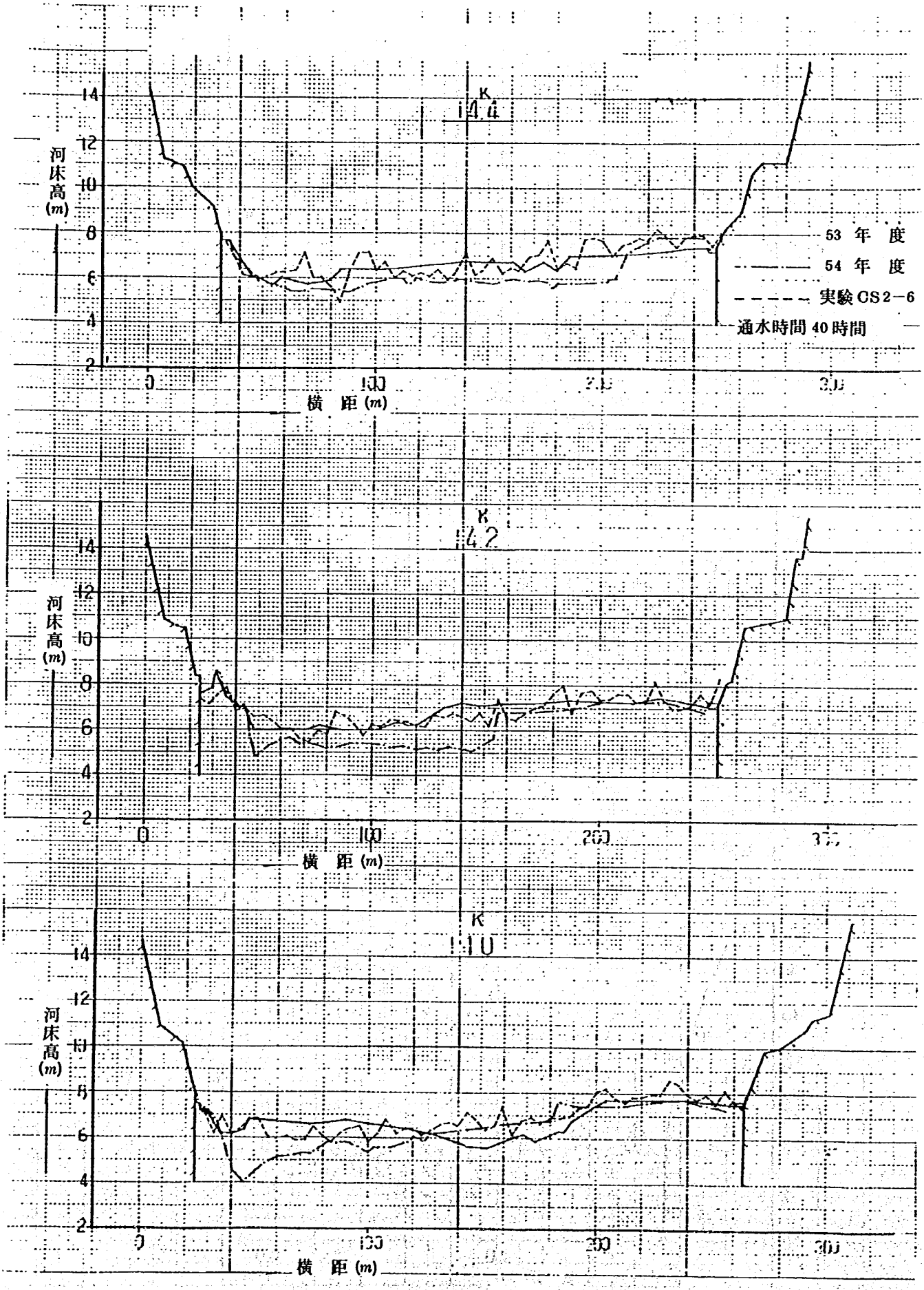
図－21(b)－28　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



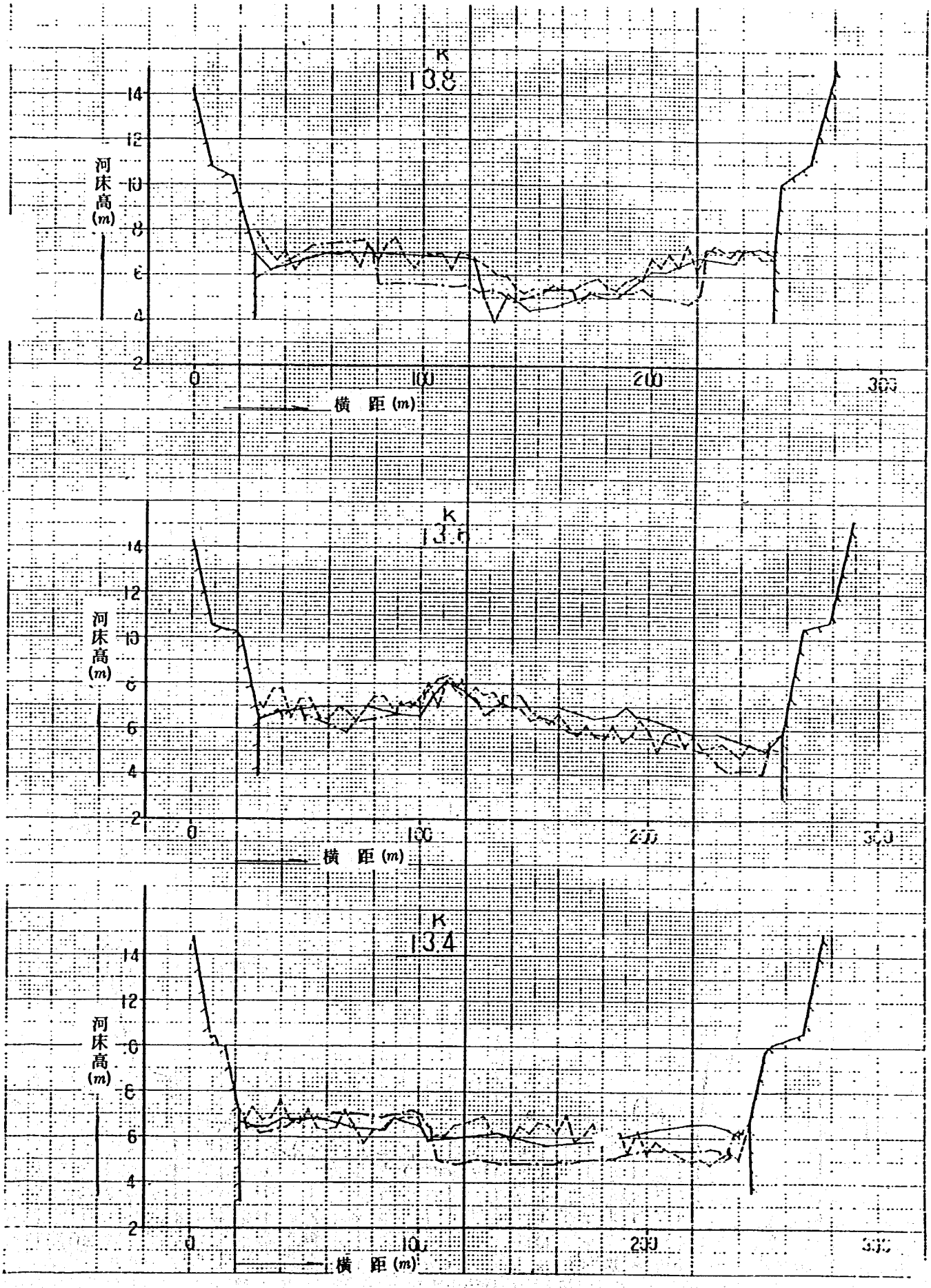
図－21(b)－29　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



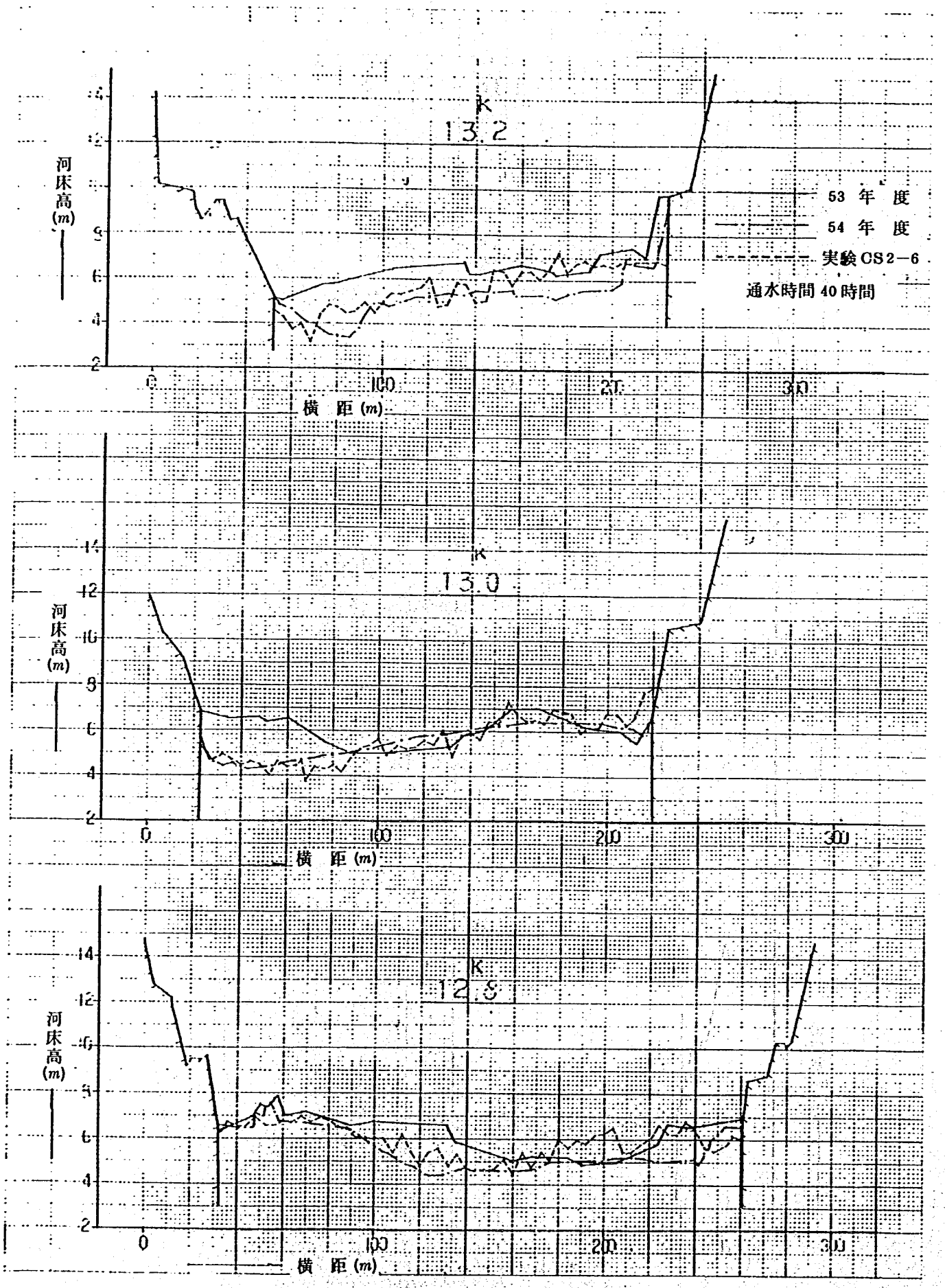
図－21(b)－30　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



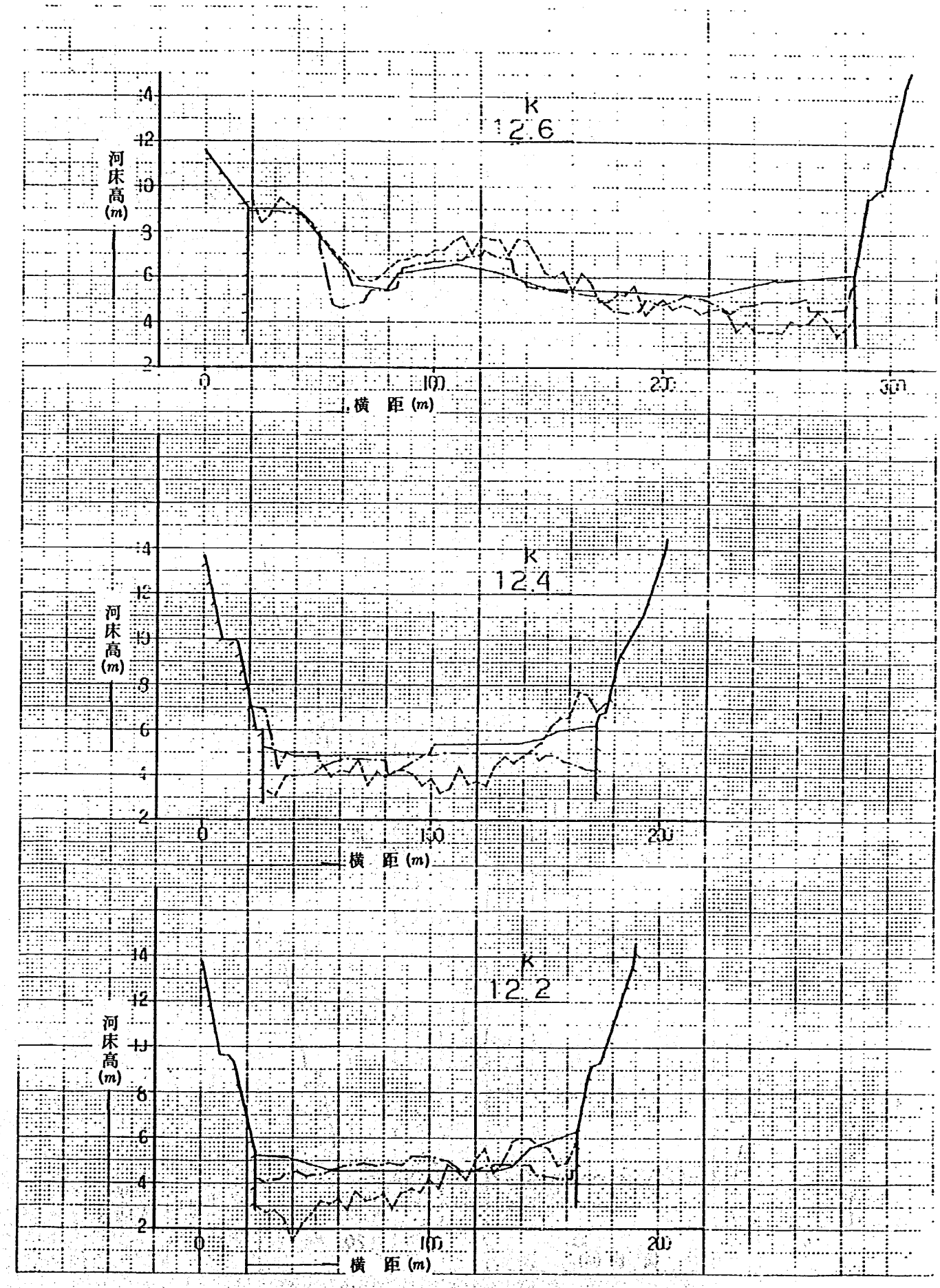
図－21(b)－31　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



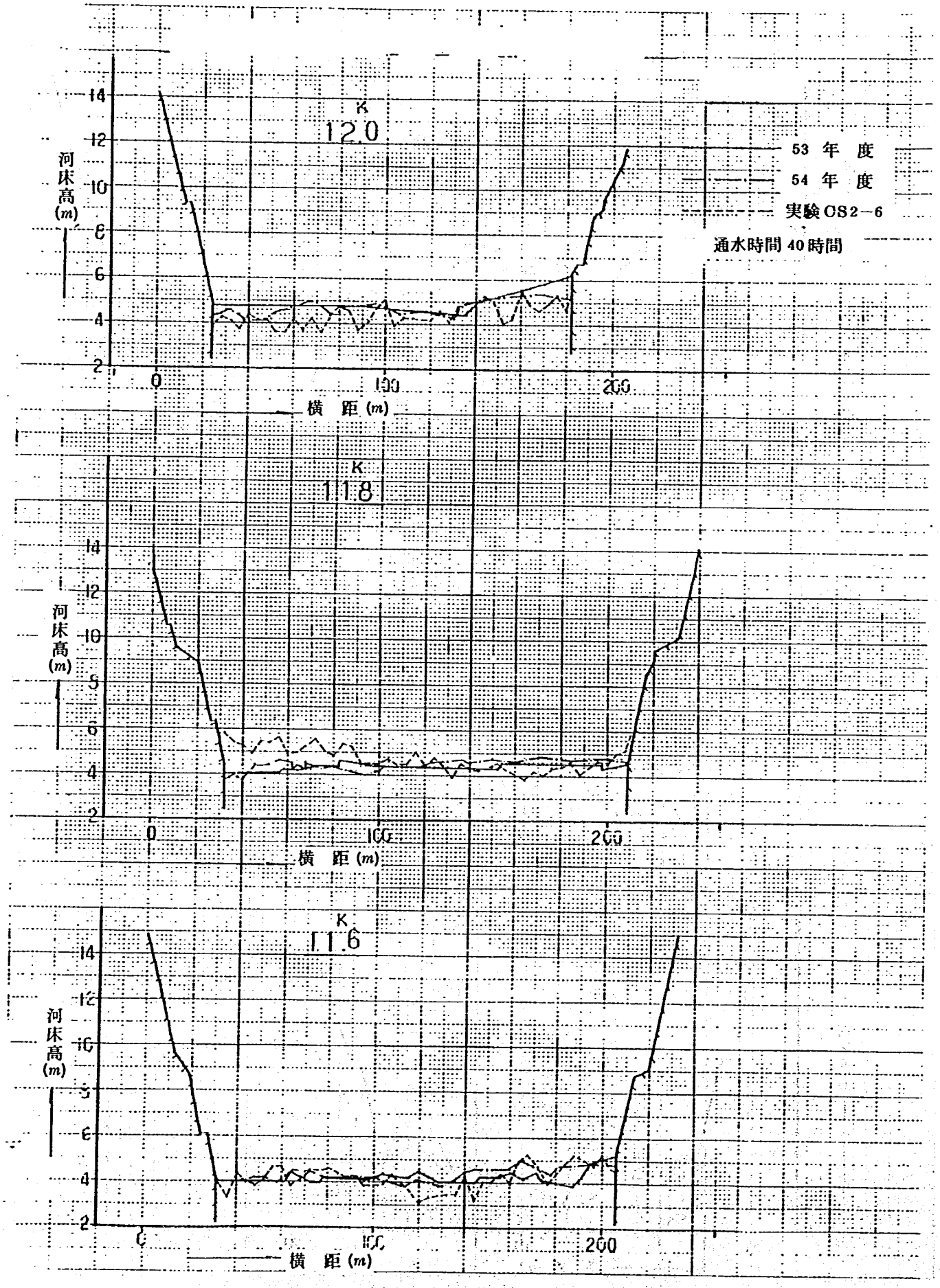
図－21(b)－32　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



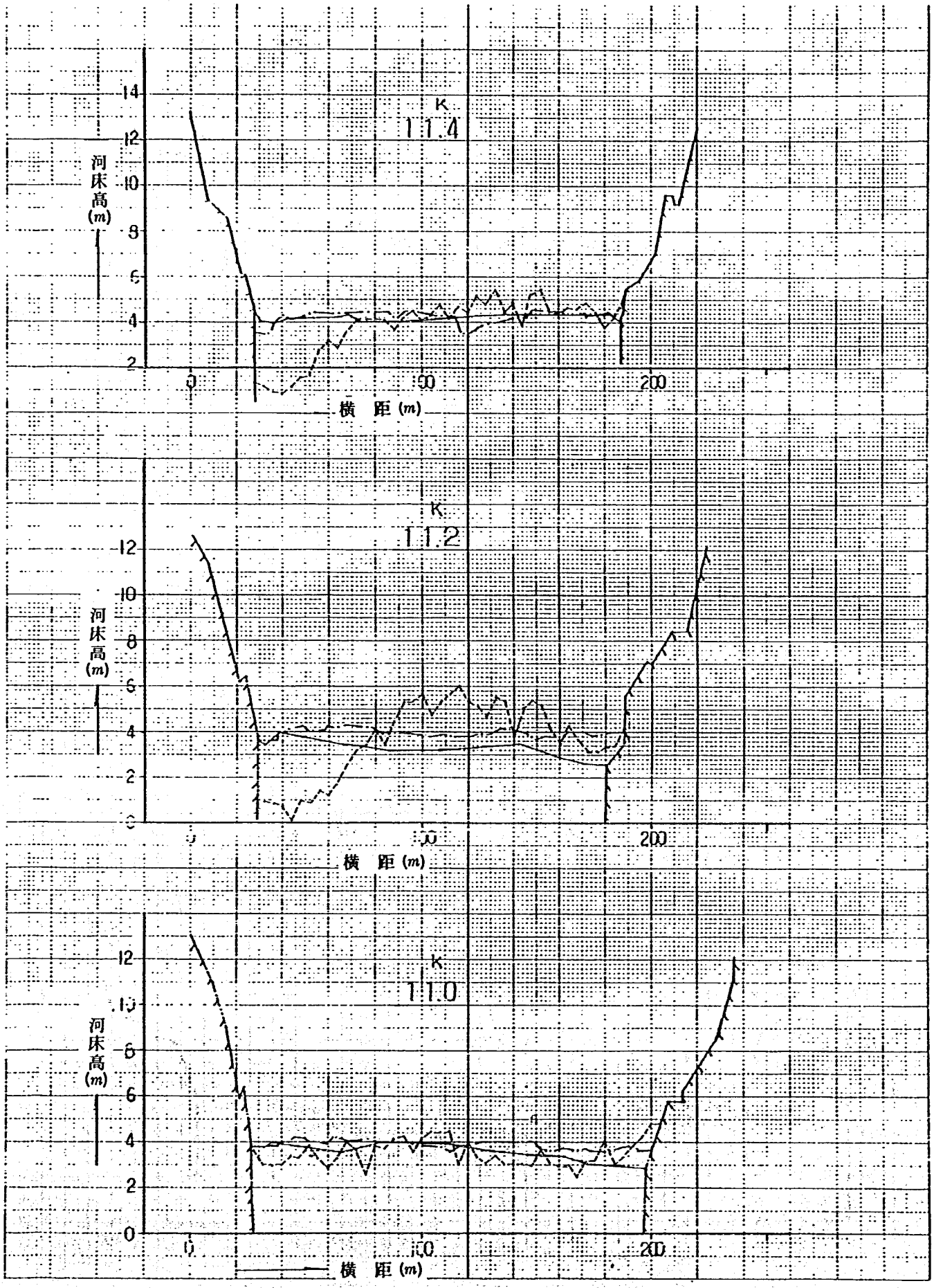
図－21(b)－33　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



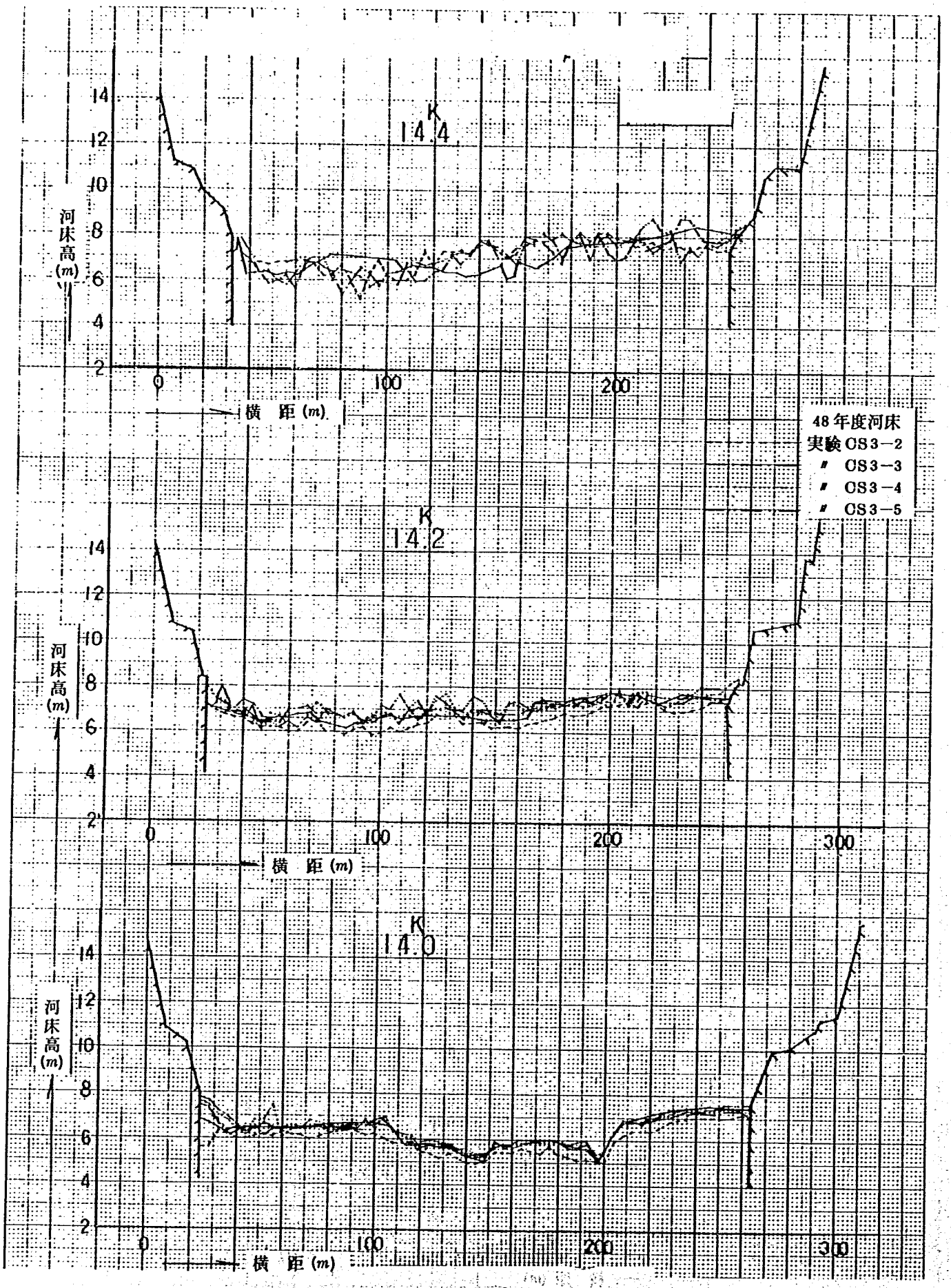
図－21(b)－34　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



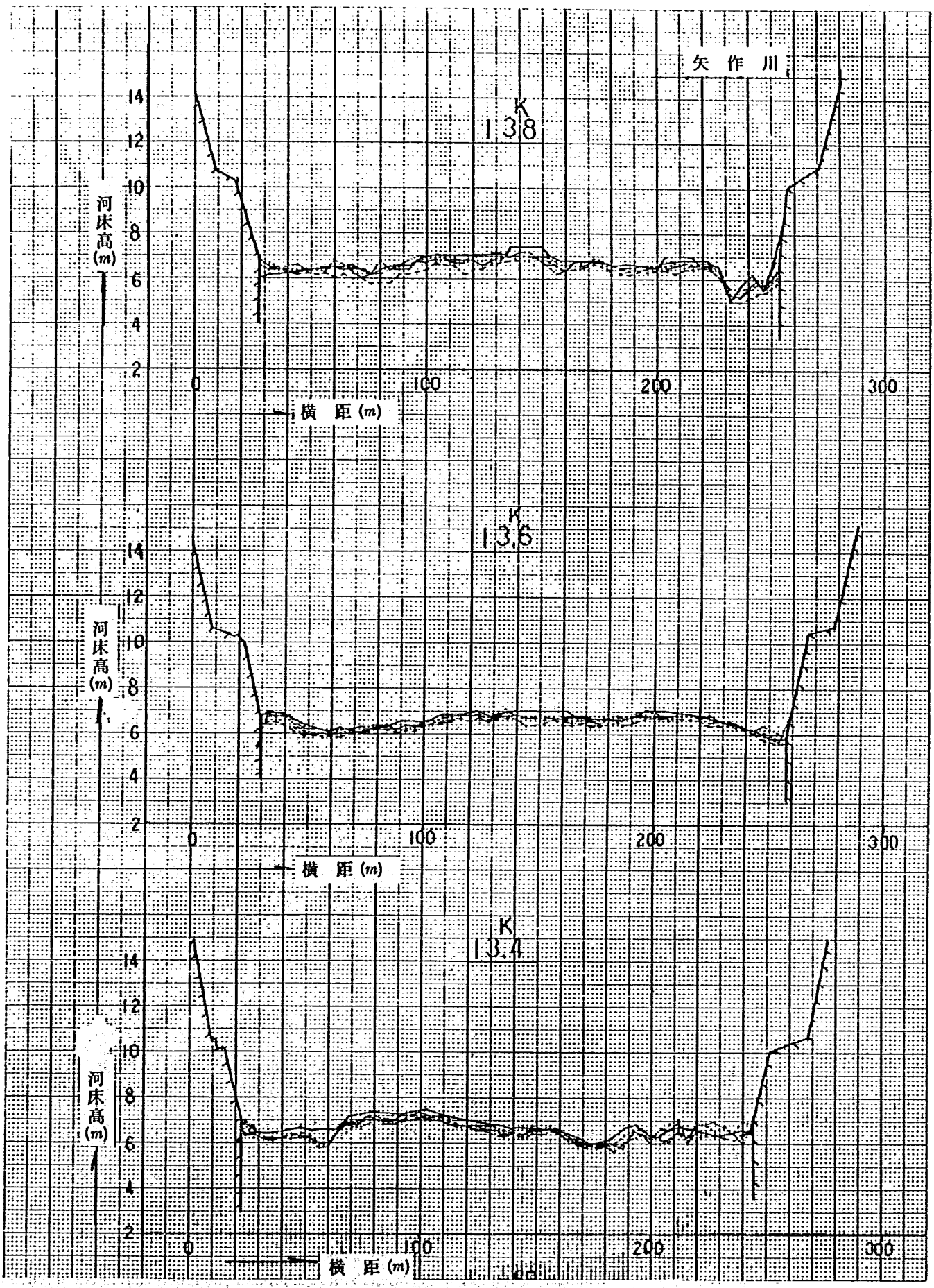
図－ 21 (b)－ 35　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



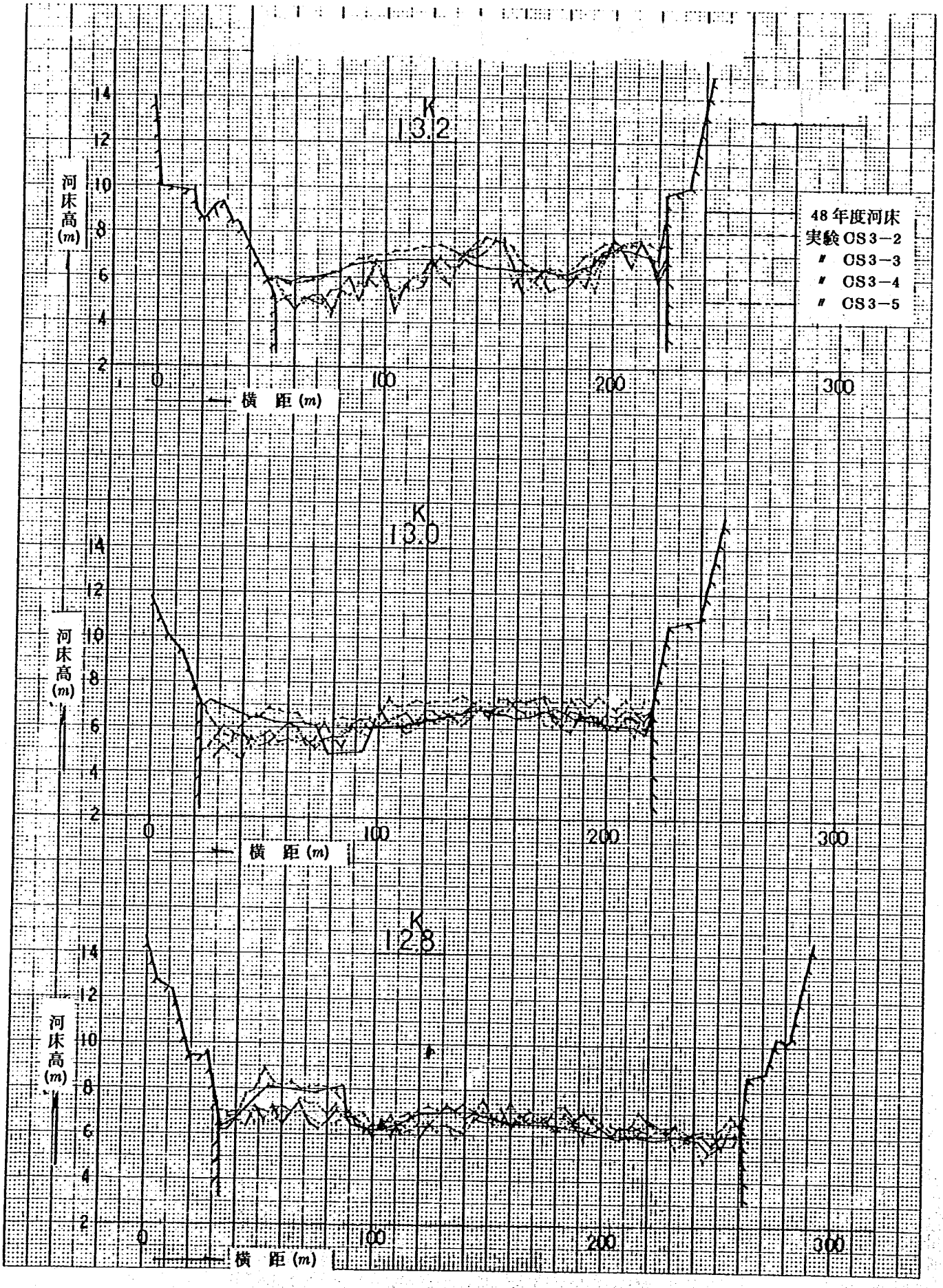
図－21(b)－36　横断形状時間変化図（ＣＳ－２）



図－21(c)－1　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

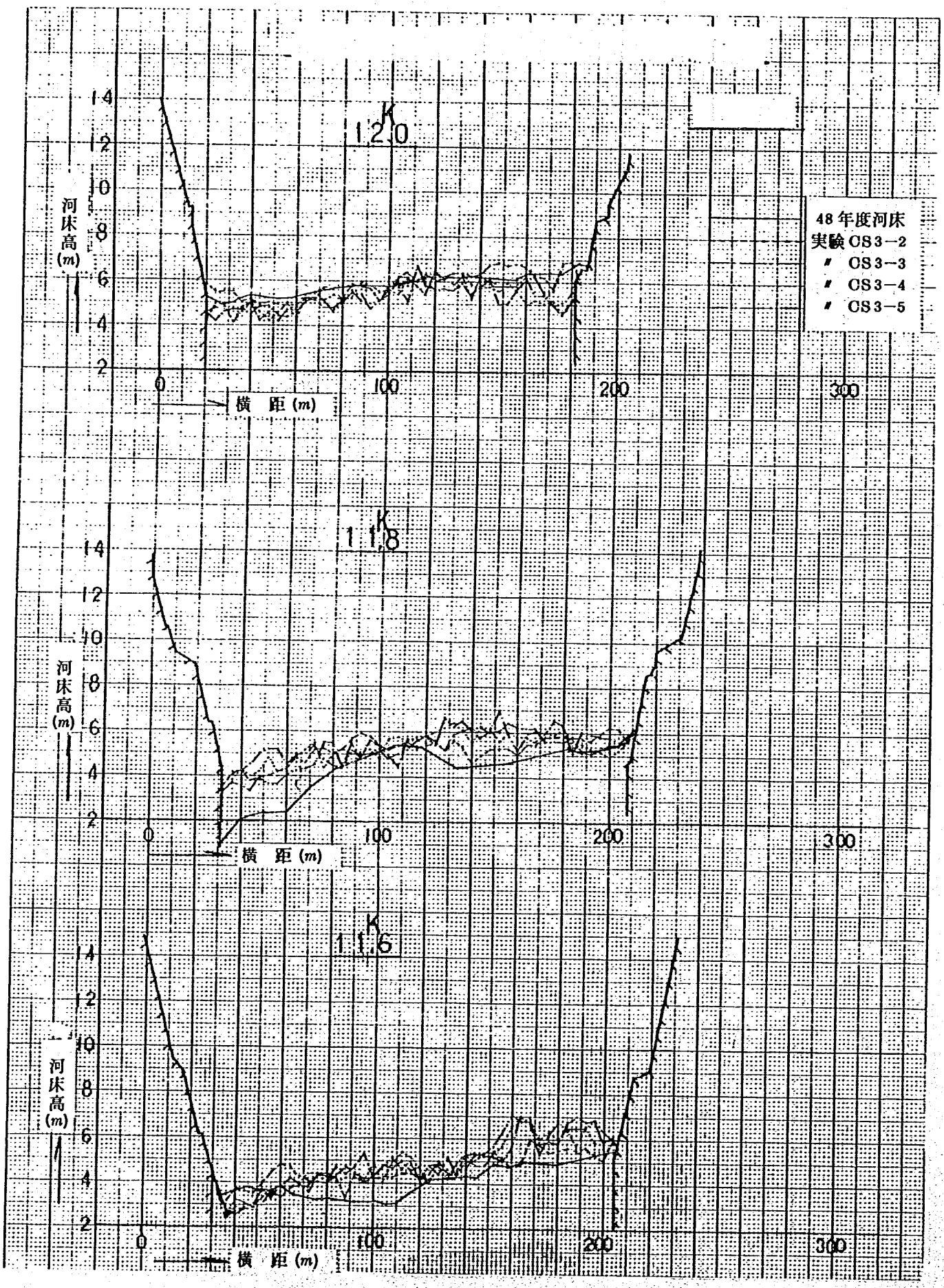


図－21(c)－2　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



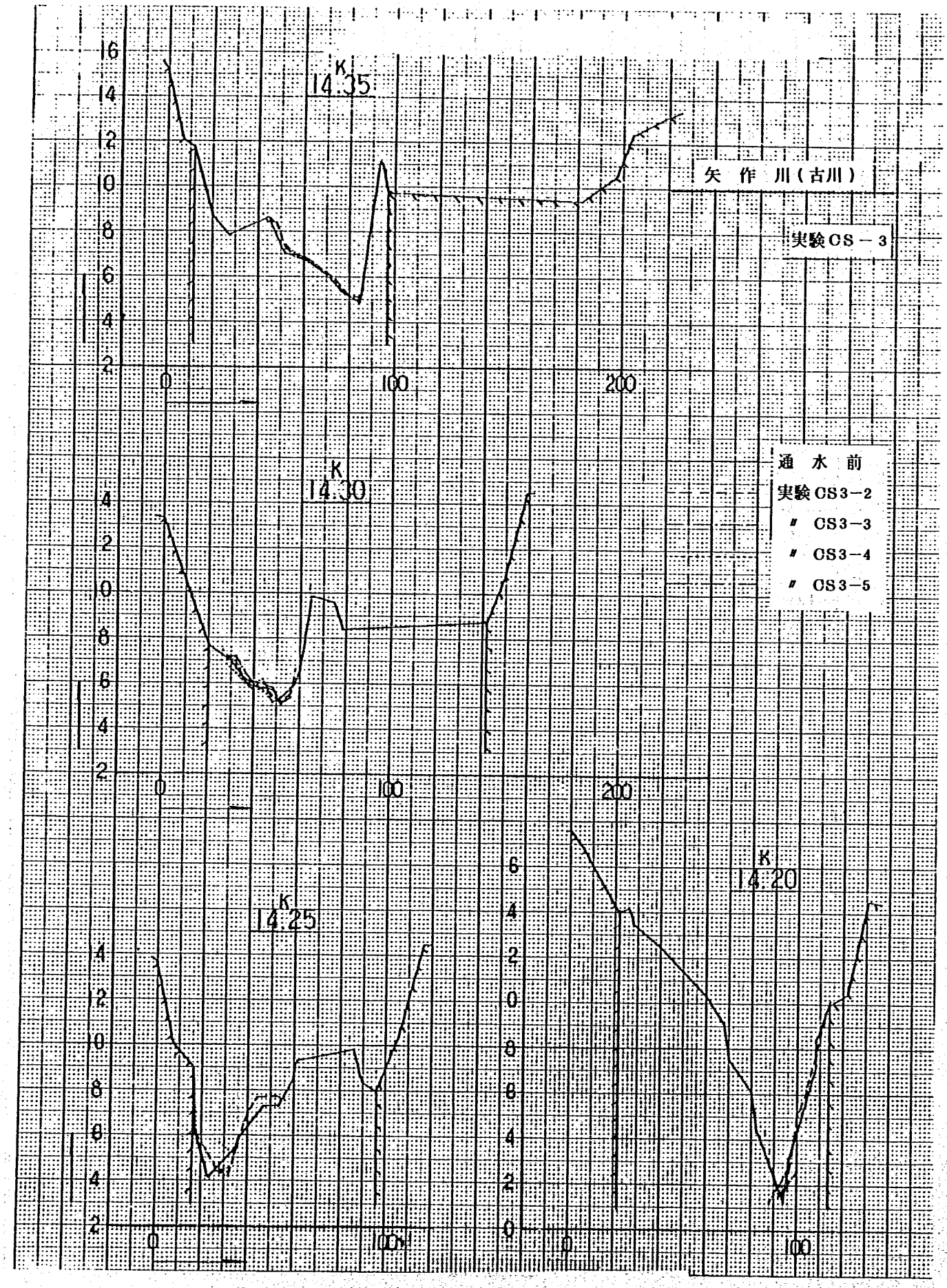
図－21(c)－3　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

図－21(c)－4　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

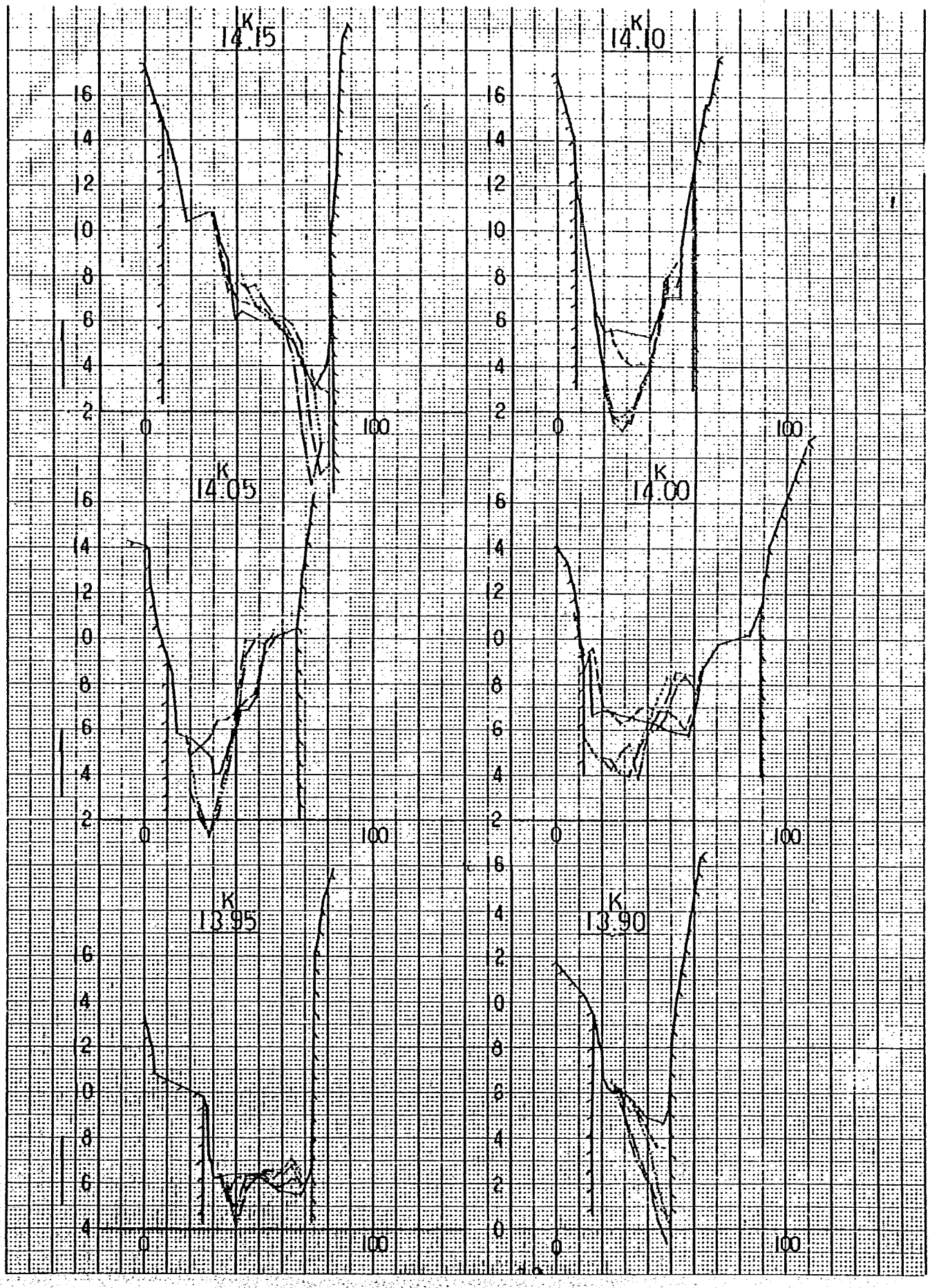


図－21(c)－5　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

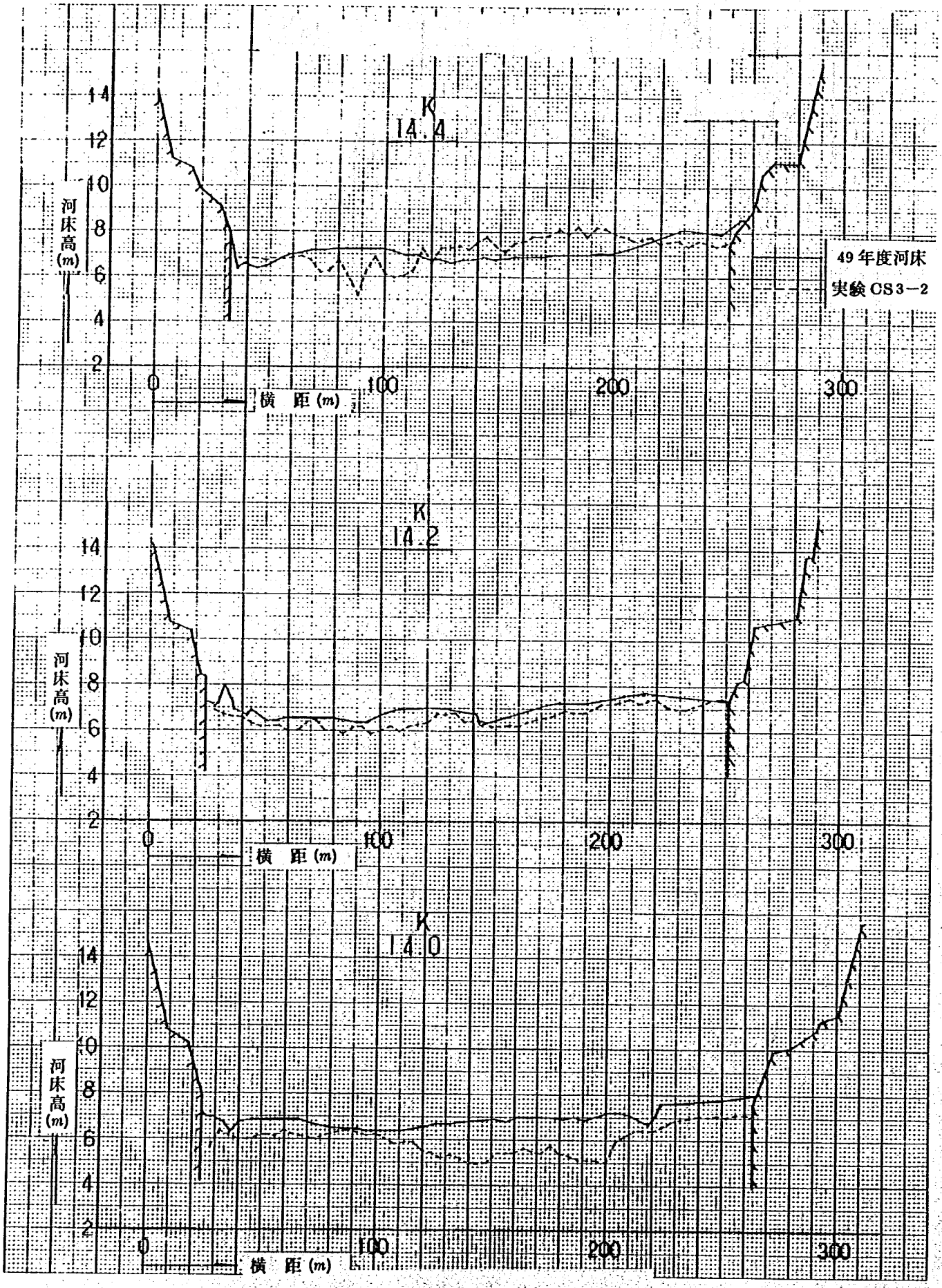
図－21(c)－6 横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



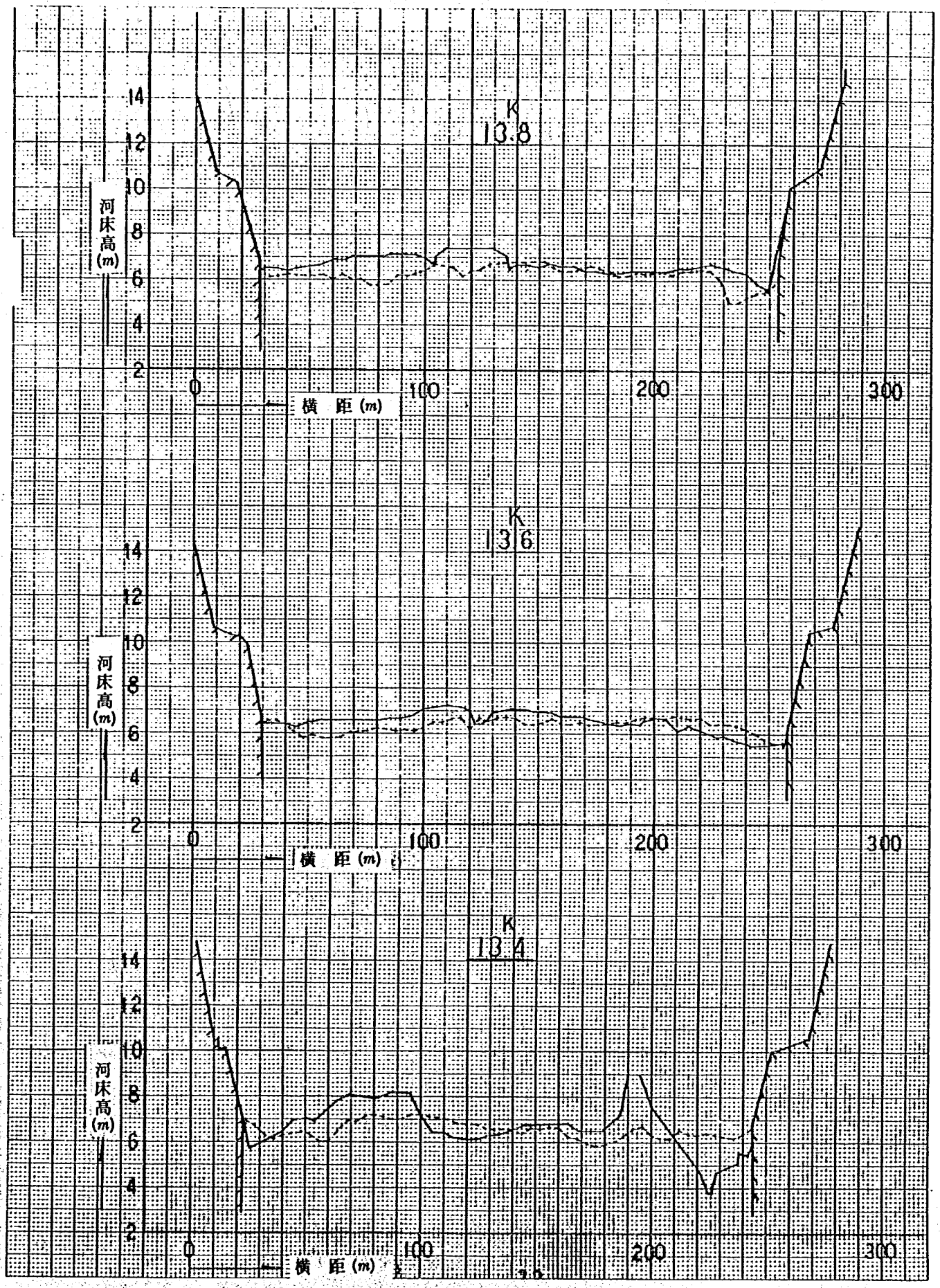
図－21(c)－7 横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



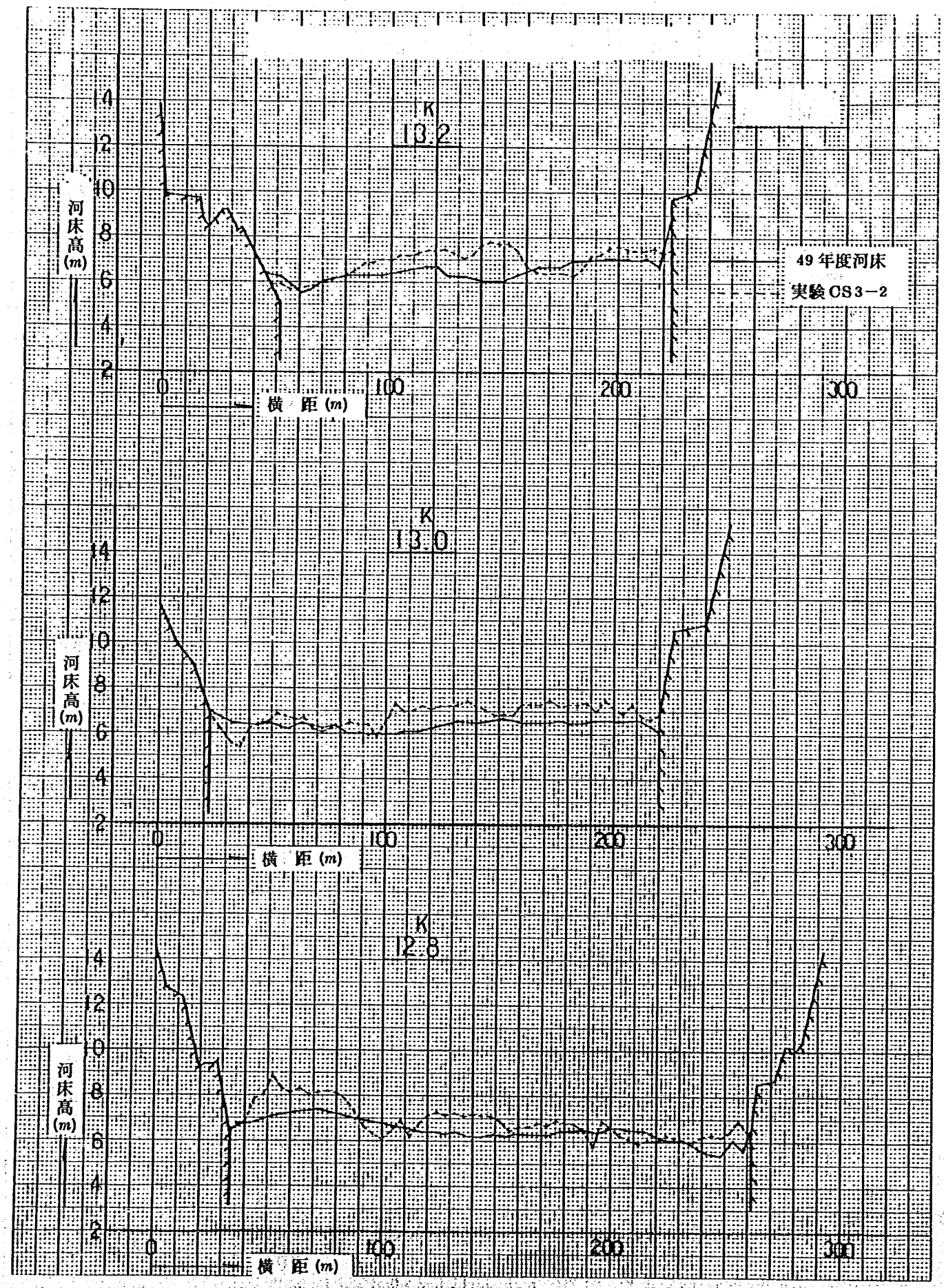
図－21(c)－8　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



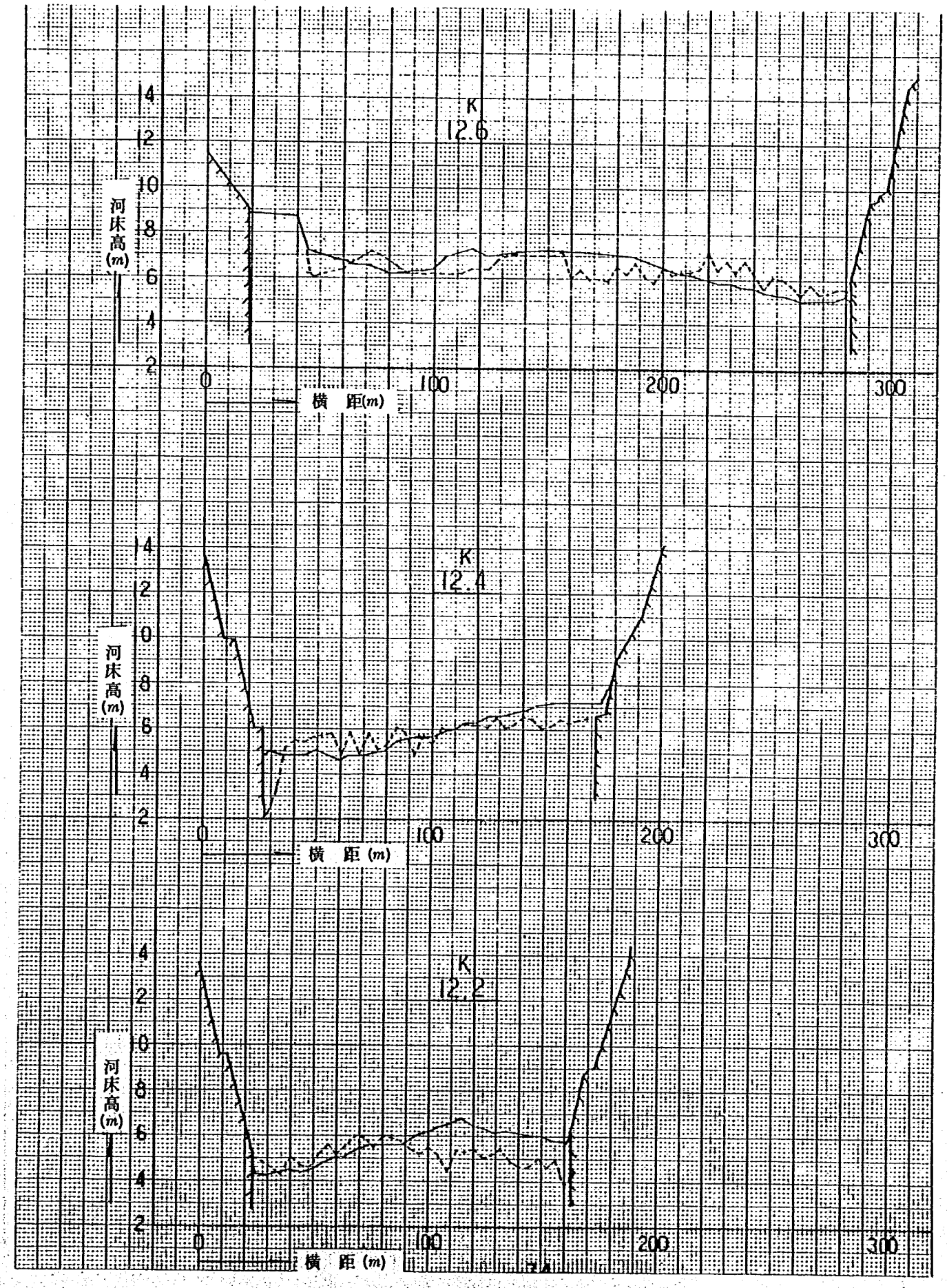
図－21(c)－9　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



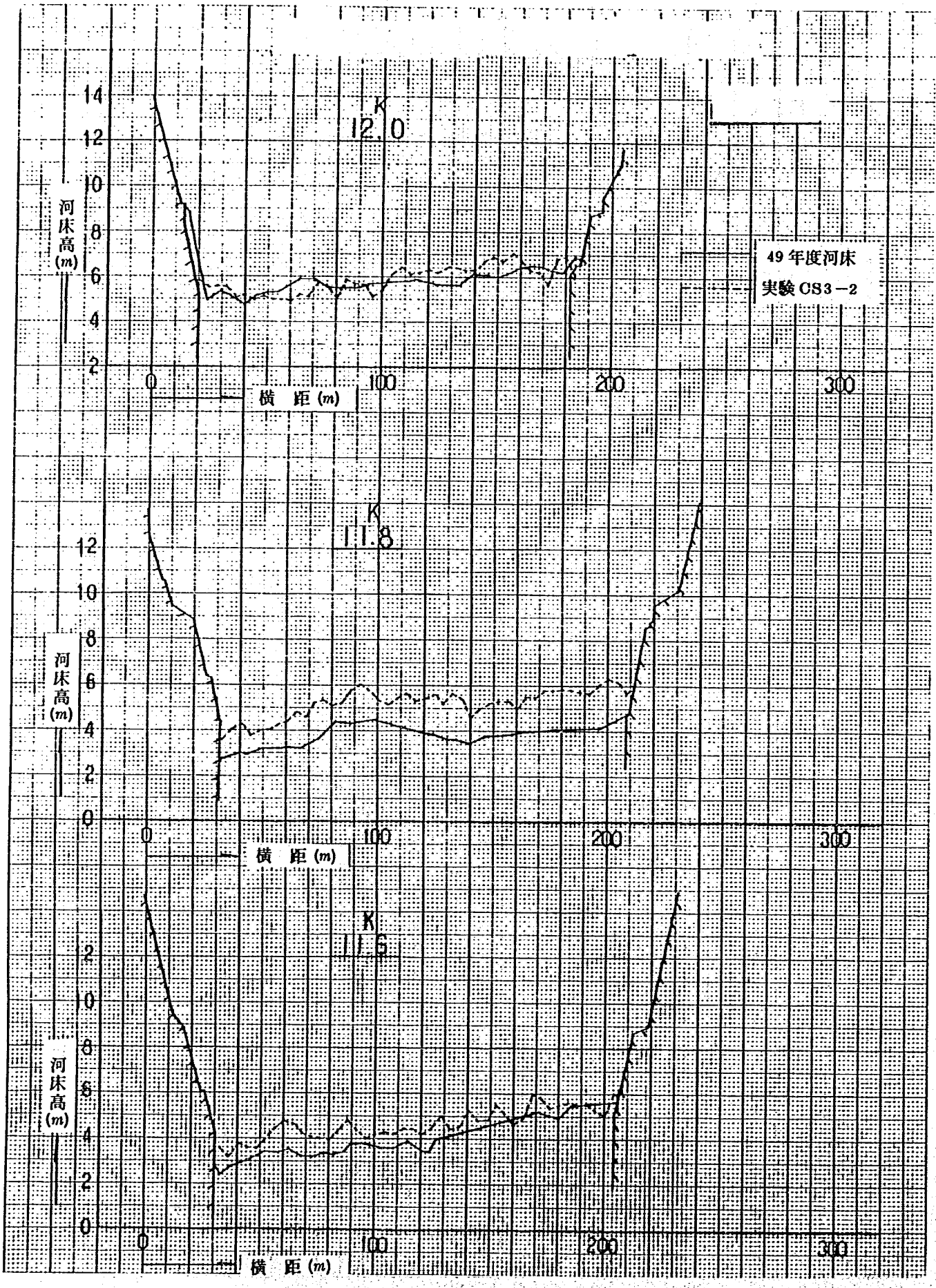
図－21(c)－10　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



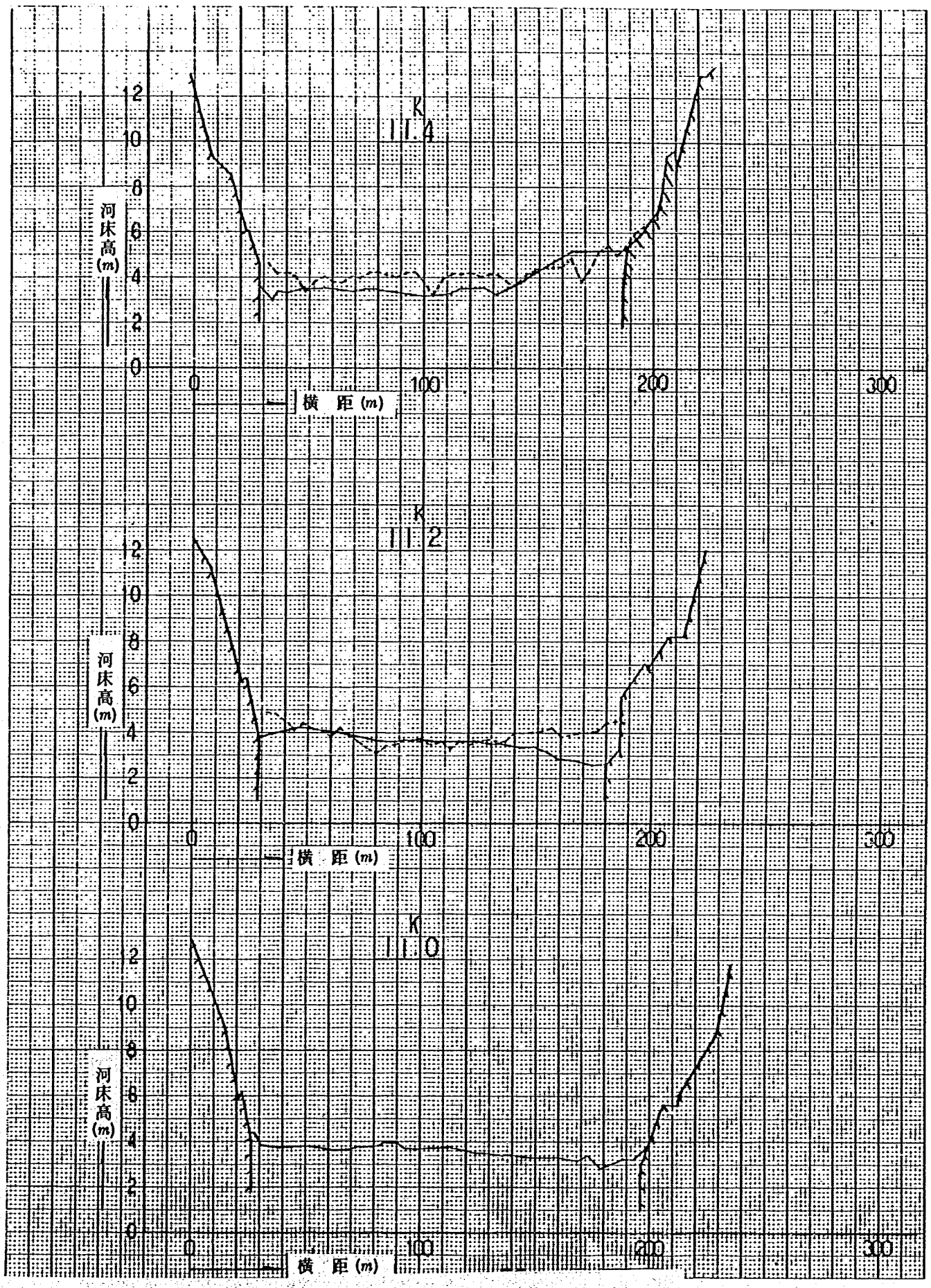
図－21(c)－11　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



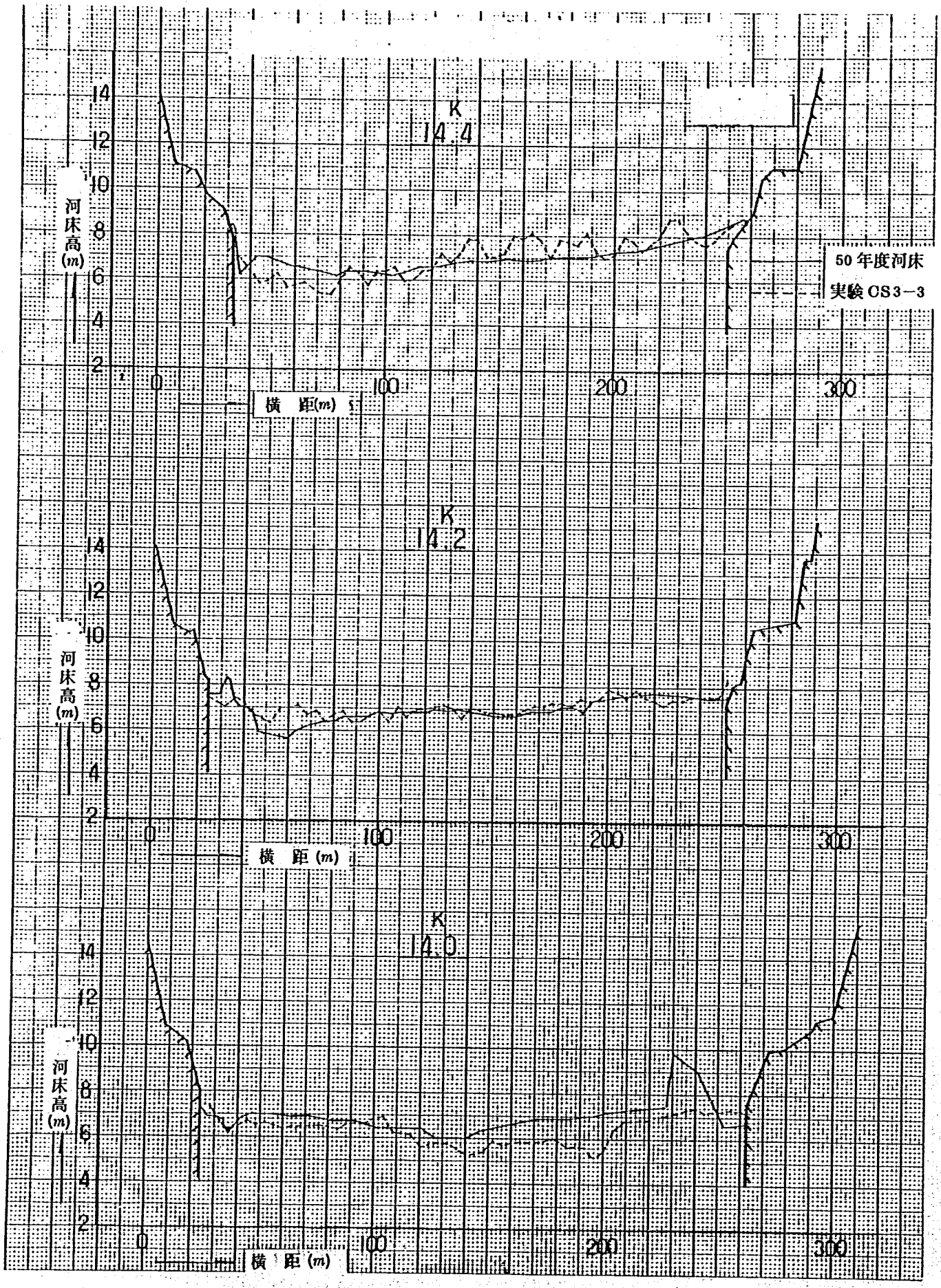
図－21(c)－12　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



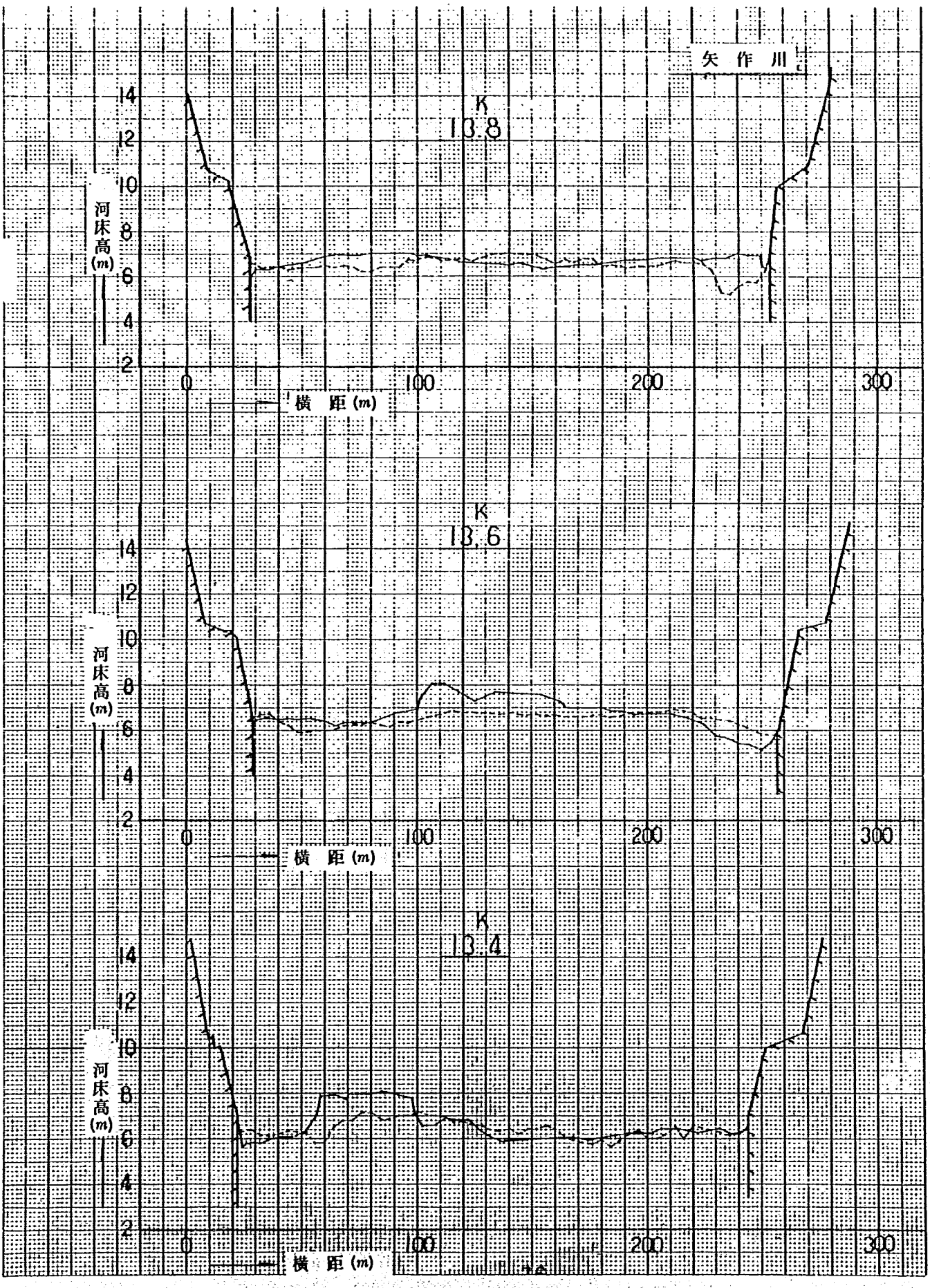
図－21(c)－13 横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



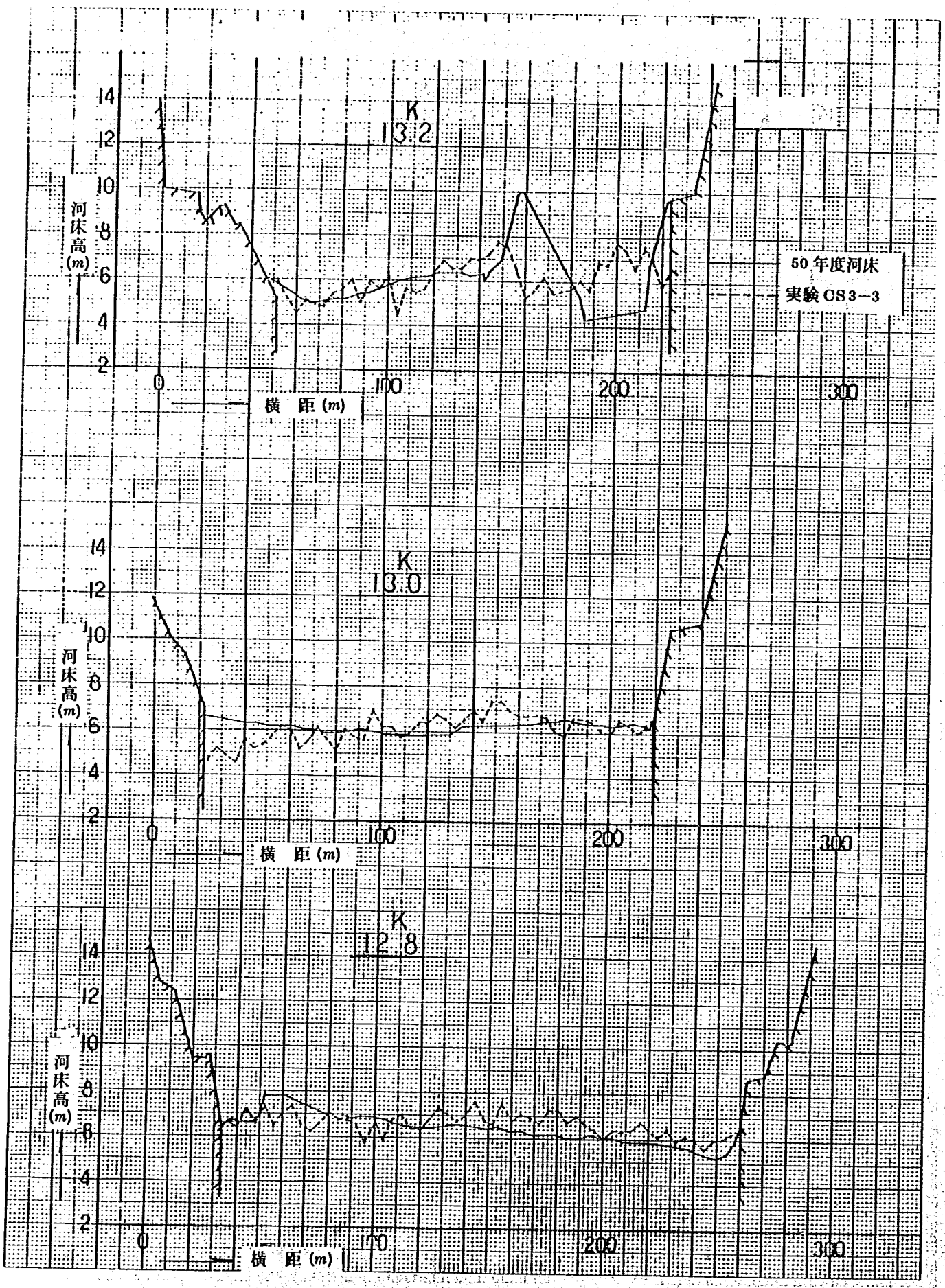
図－21(c)－14　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



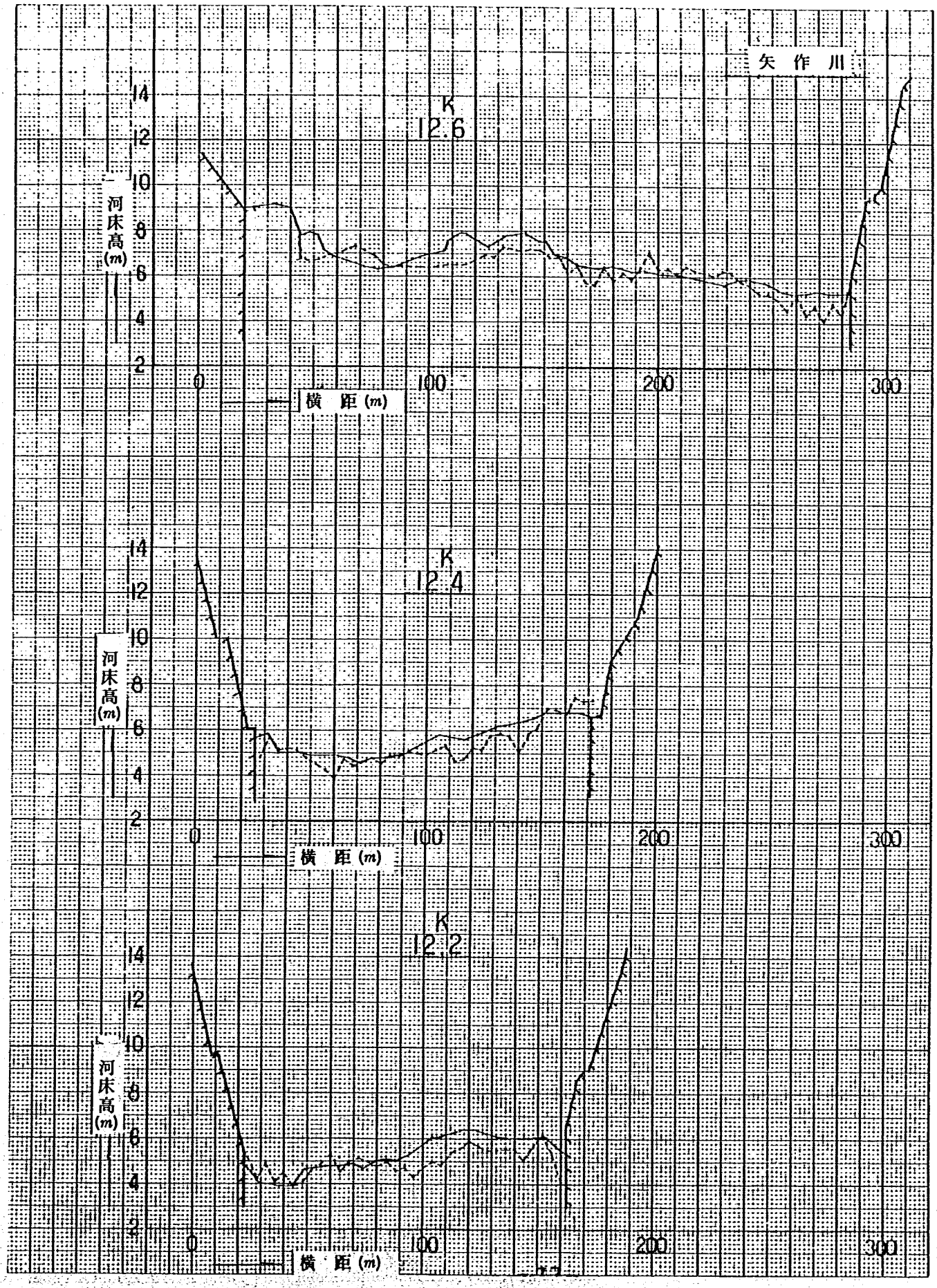
図－21(c)－15 横断形状時間変化図（CS－3）



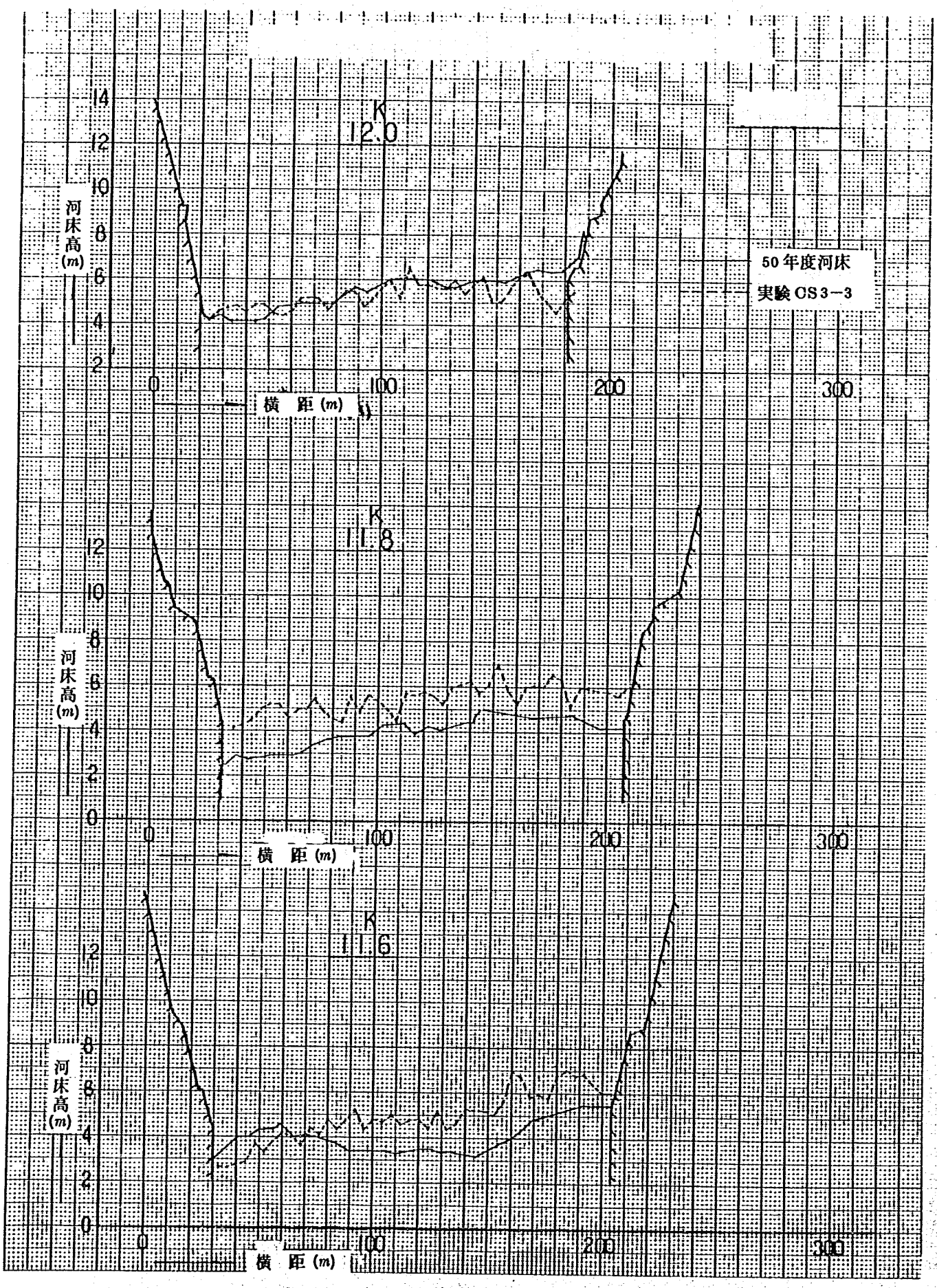
図－21(c)－16　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



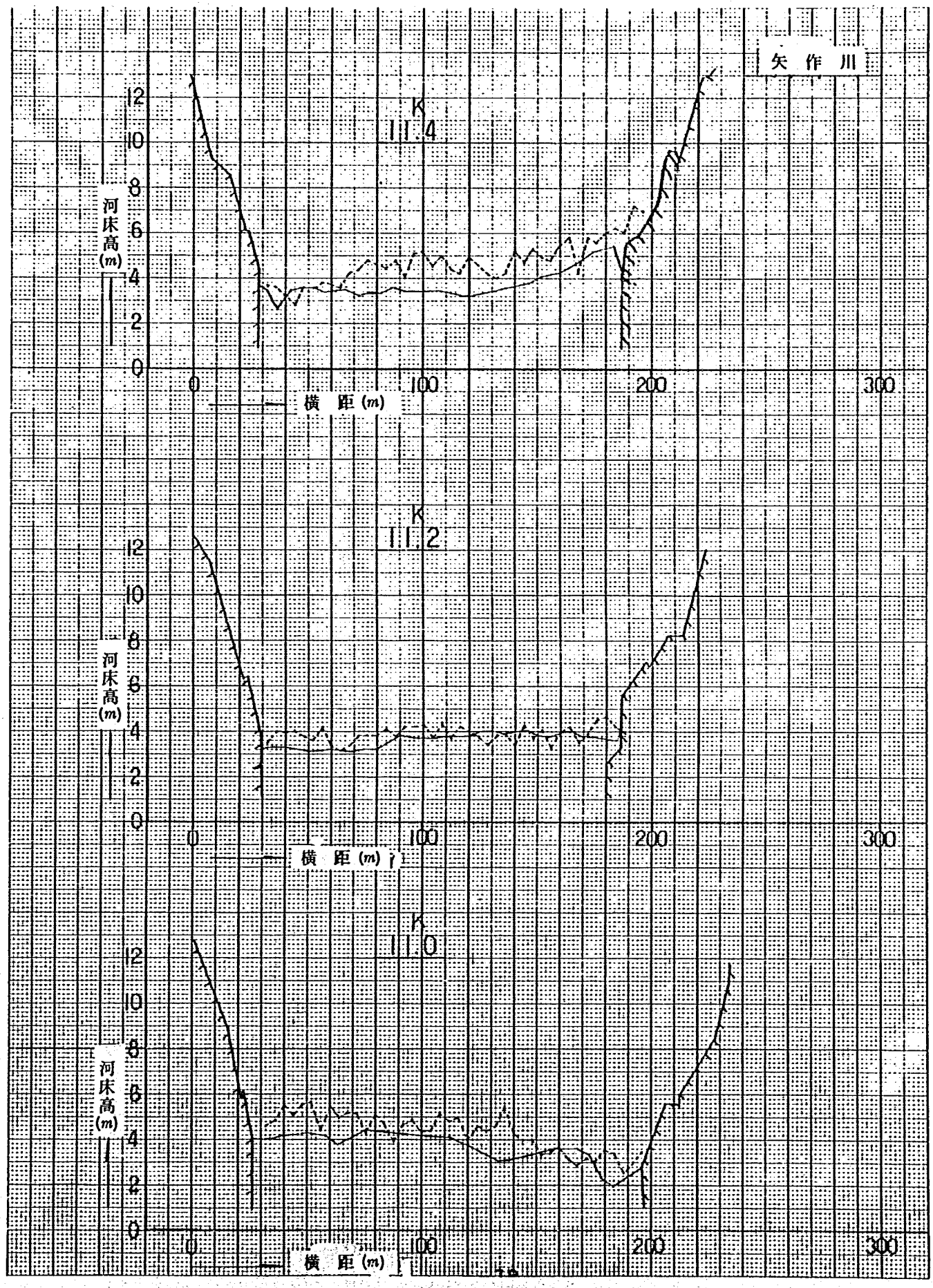
図－21(c)－17　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



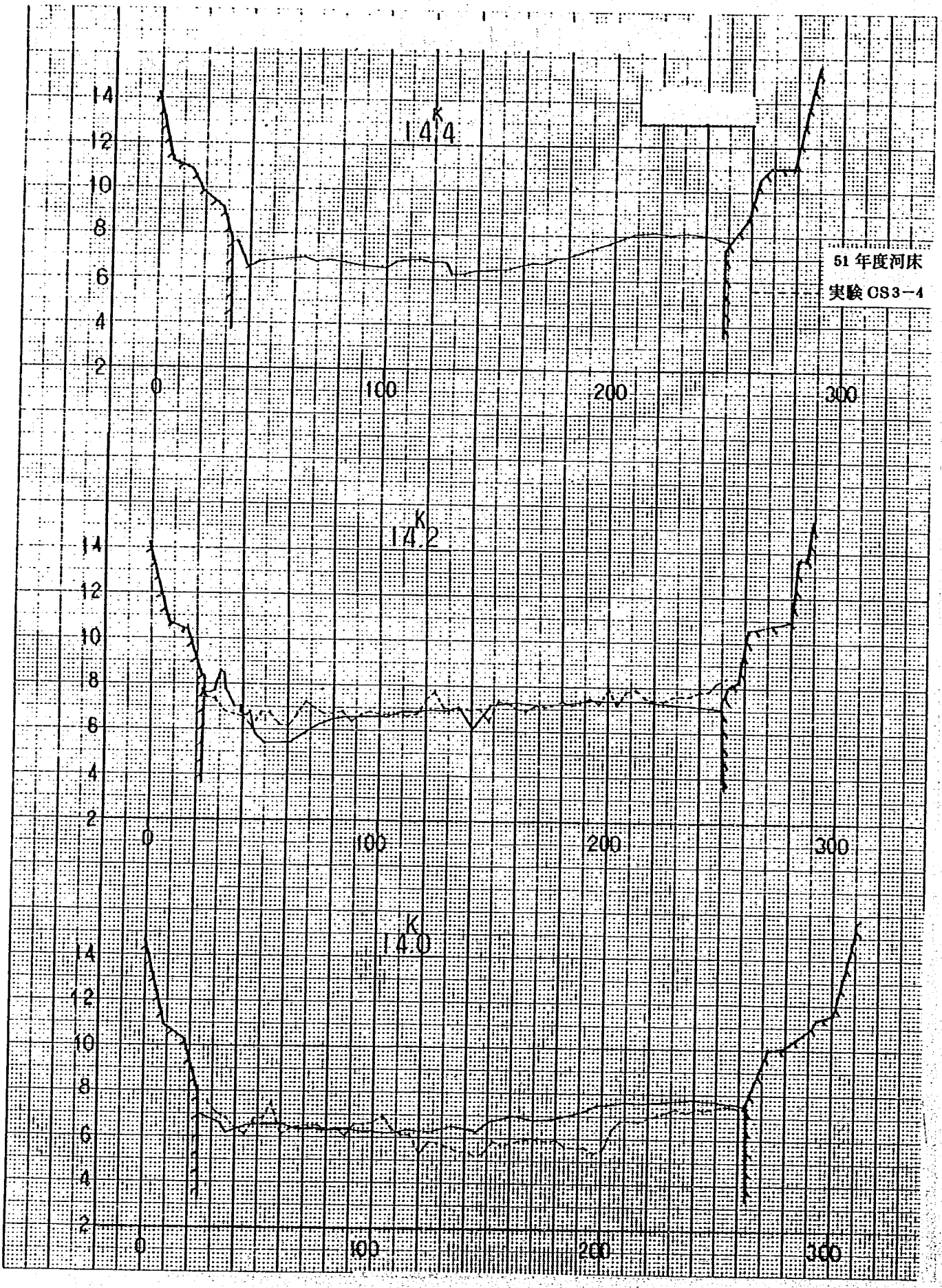
図－21(c)－18　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



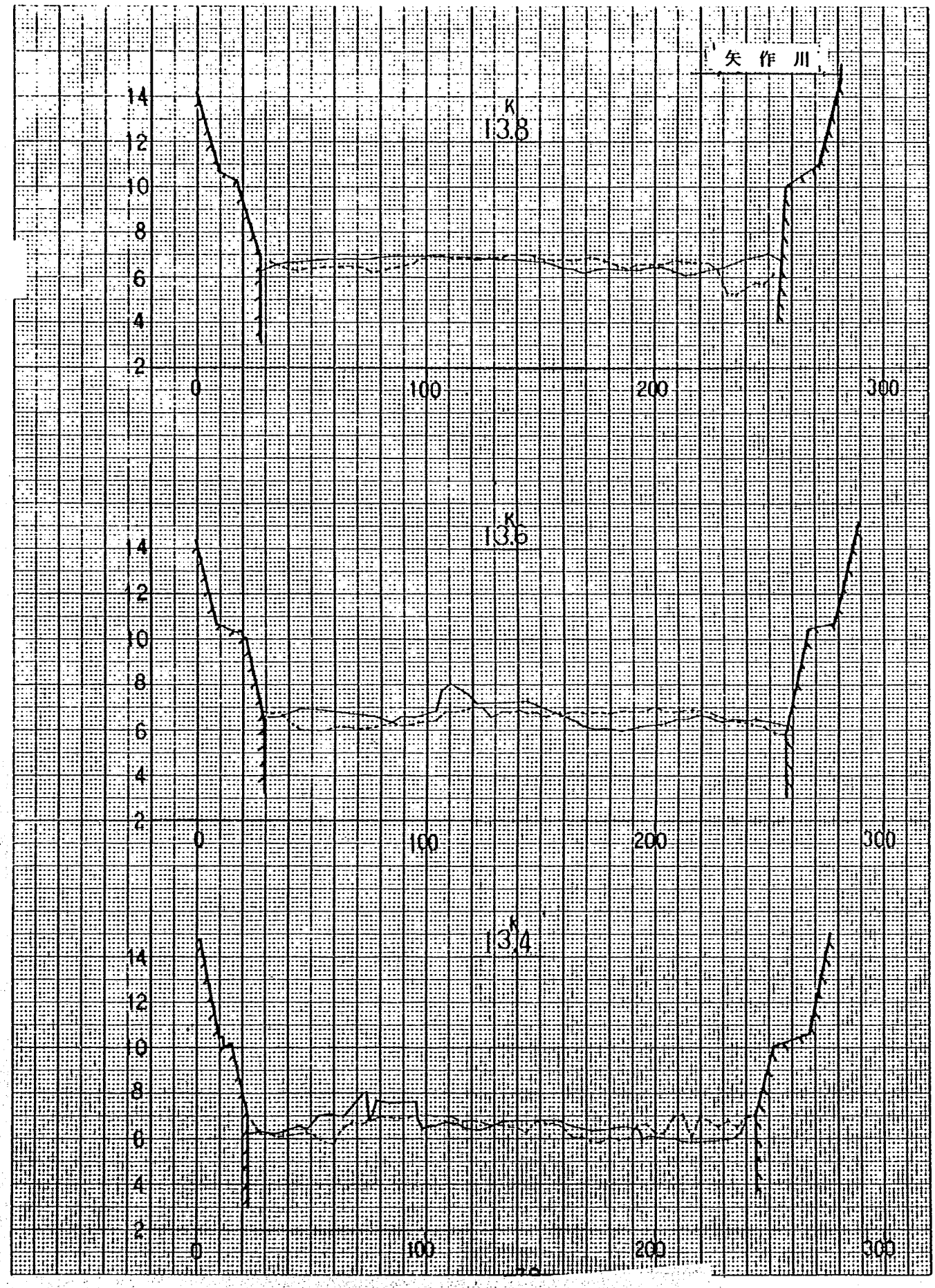
図－21(c)－19　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



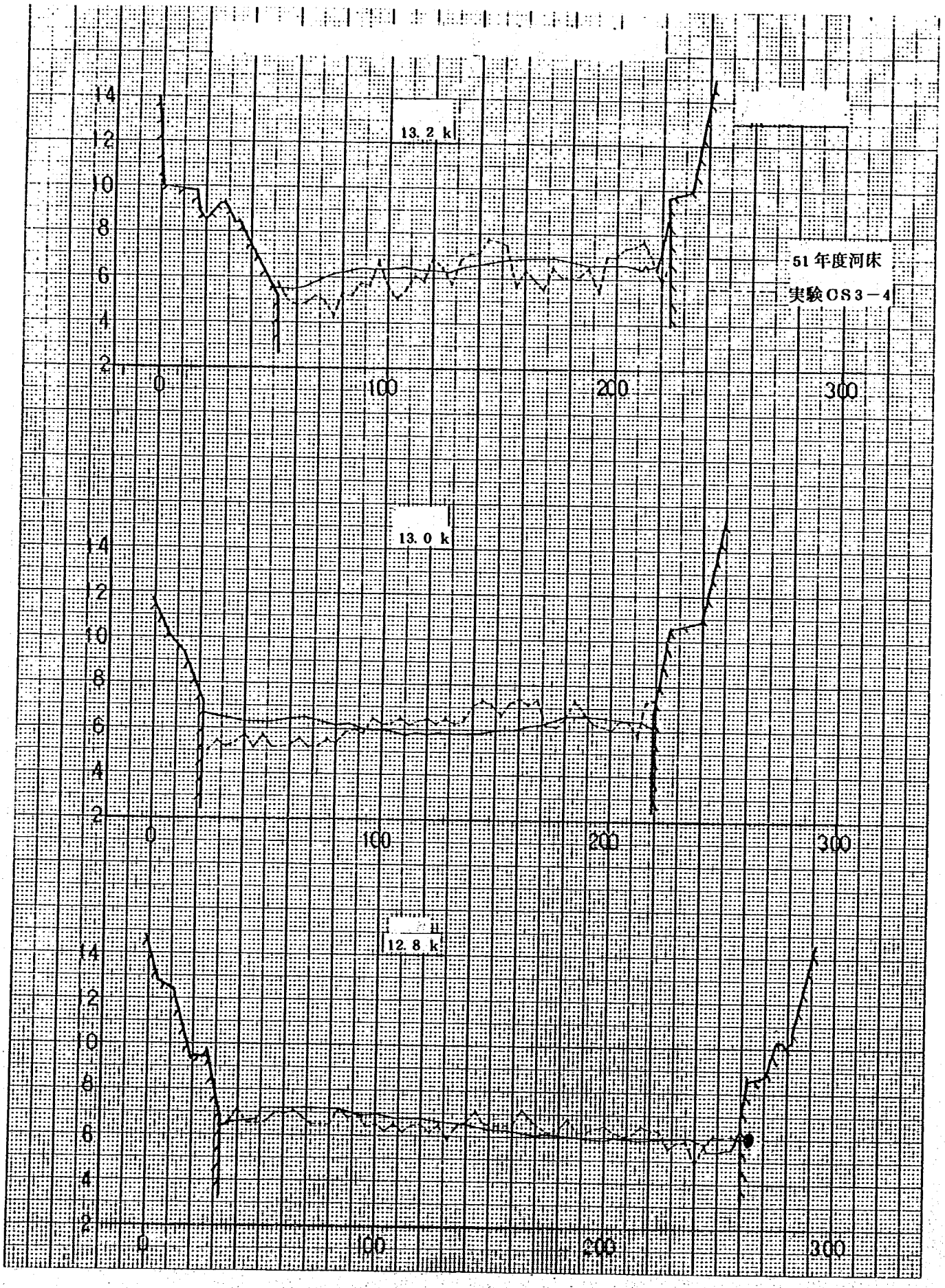
図－21(c)－20　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



図－21(c)－21　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

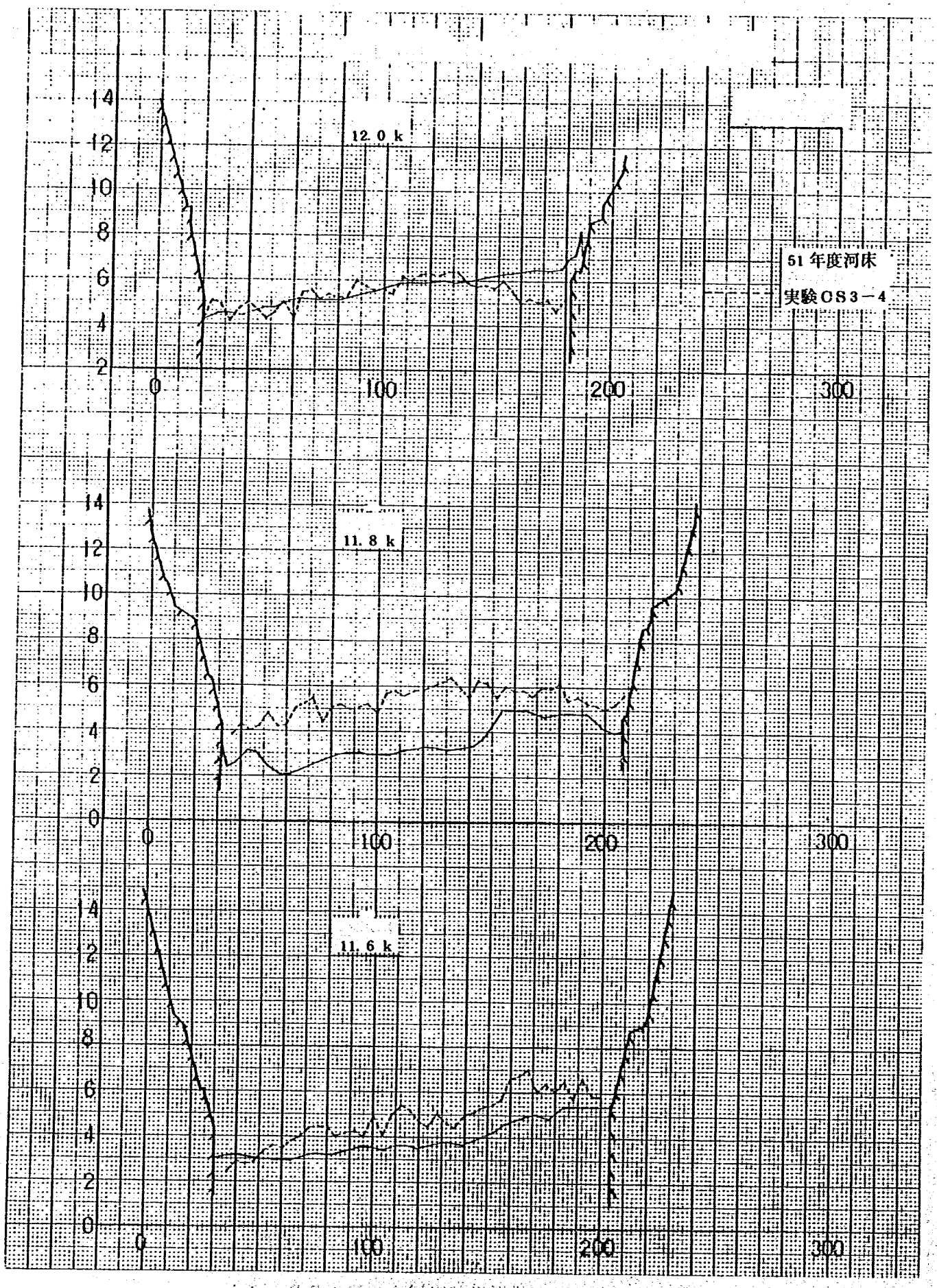


図－21(c)－22　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

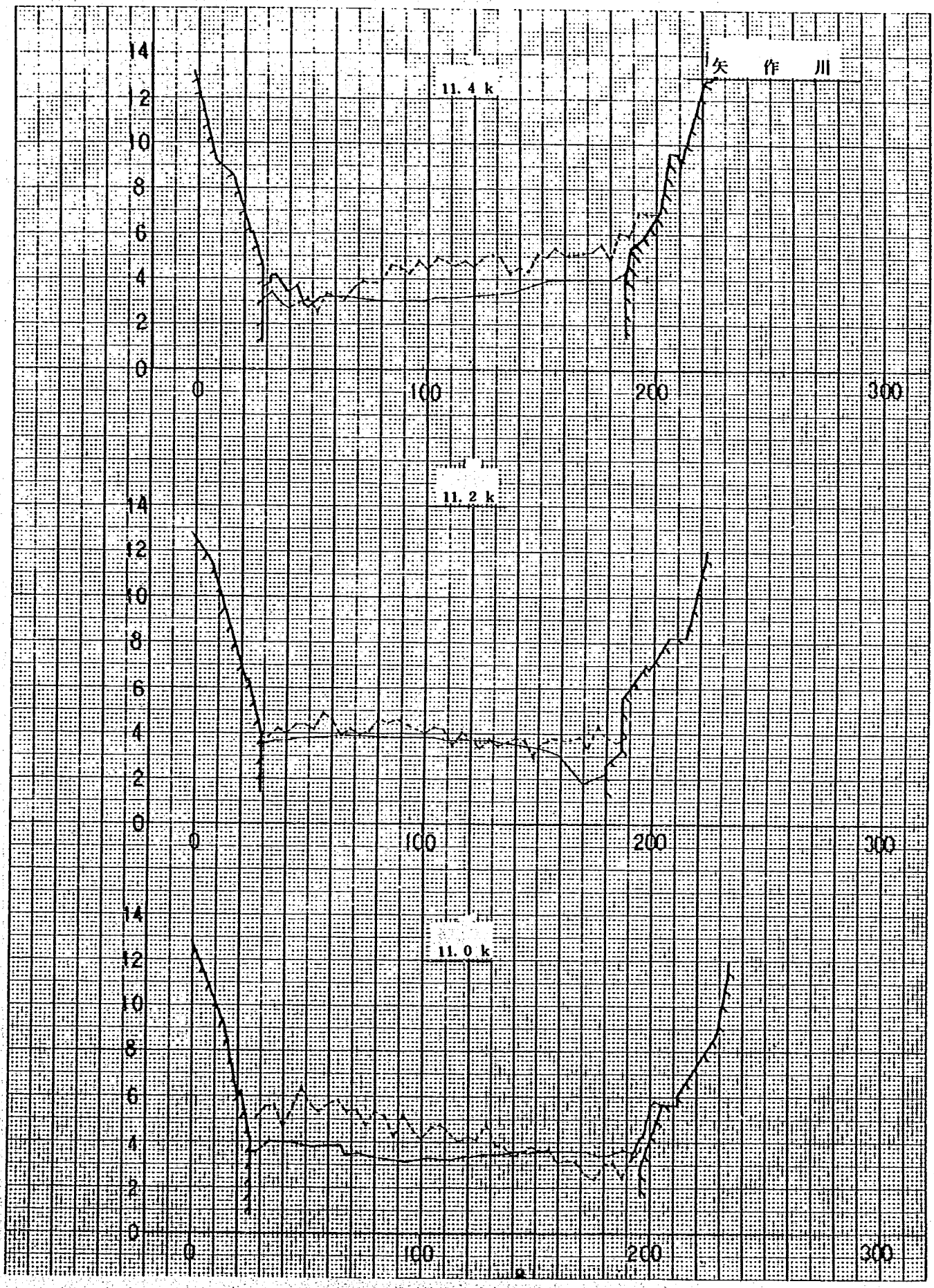


図－ 21 (c)－ 23　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

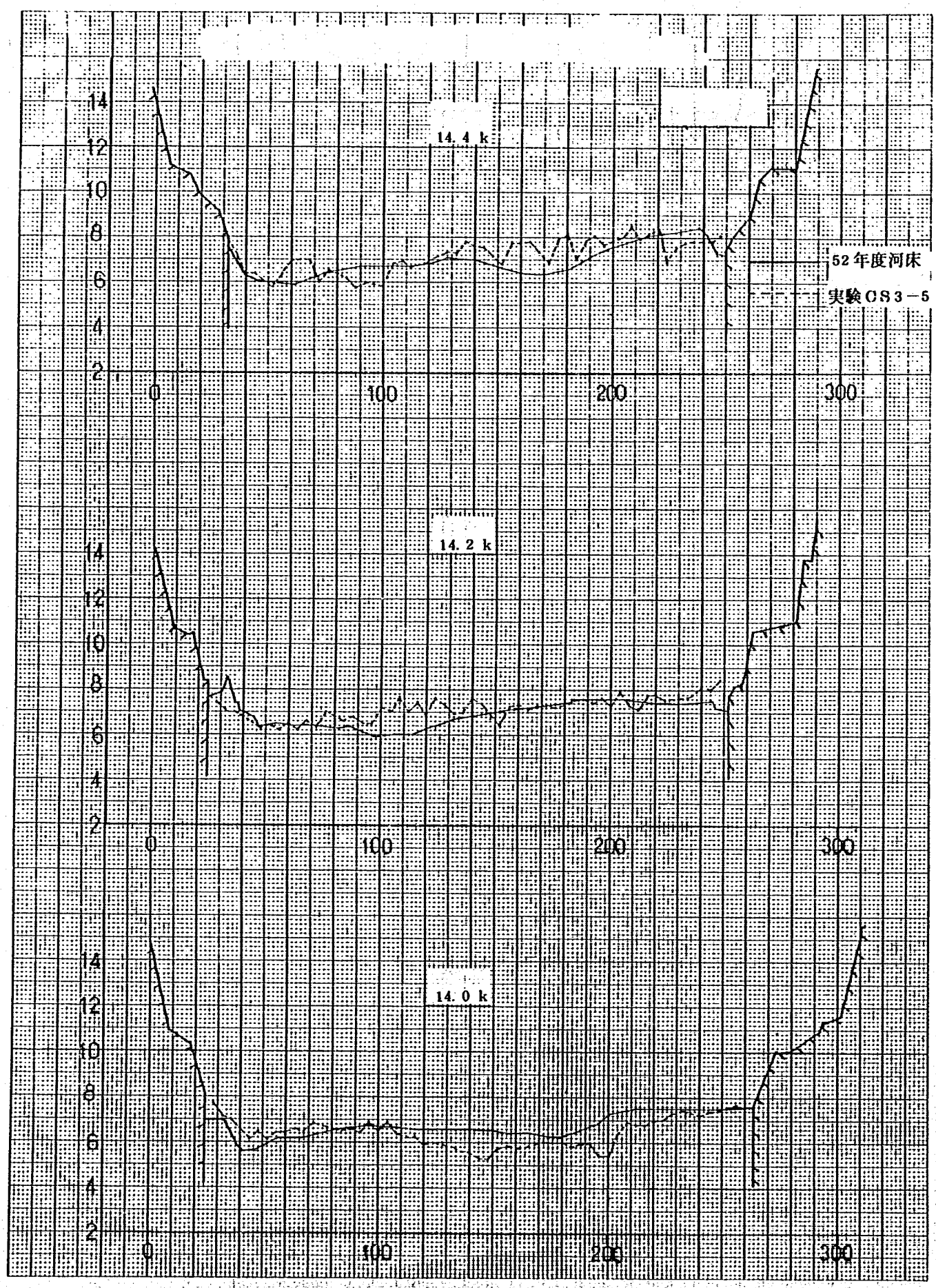
図－21(c)－24　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



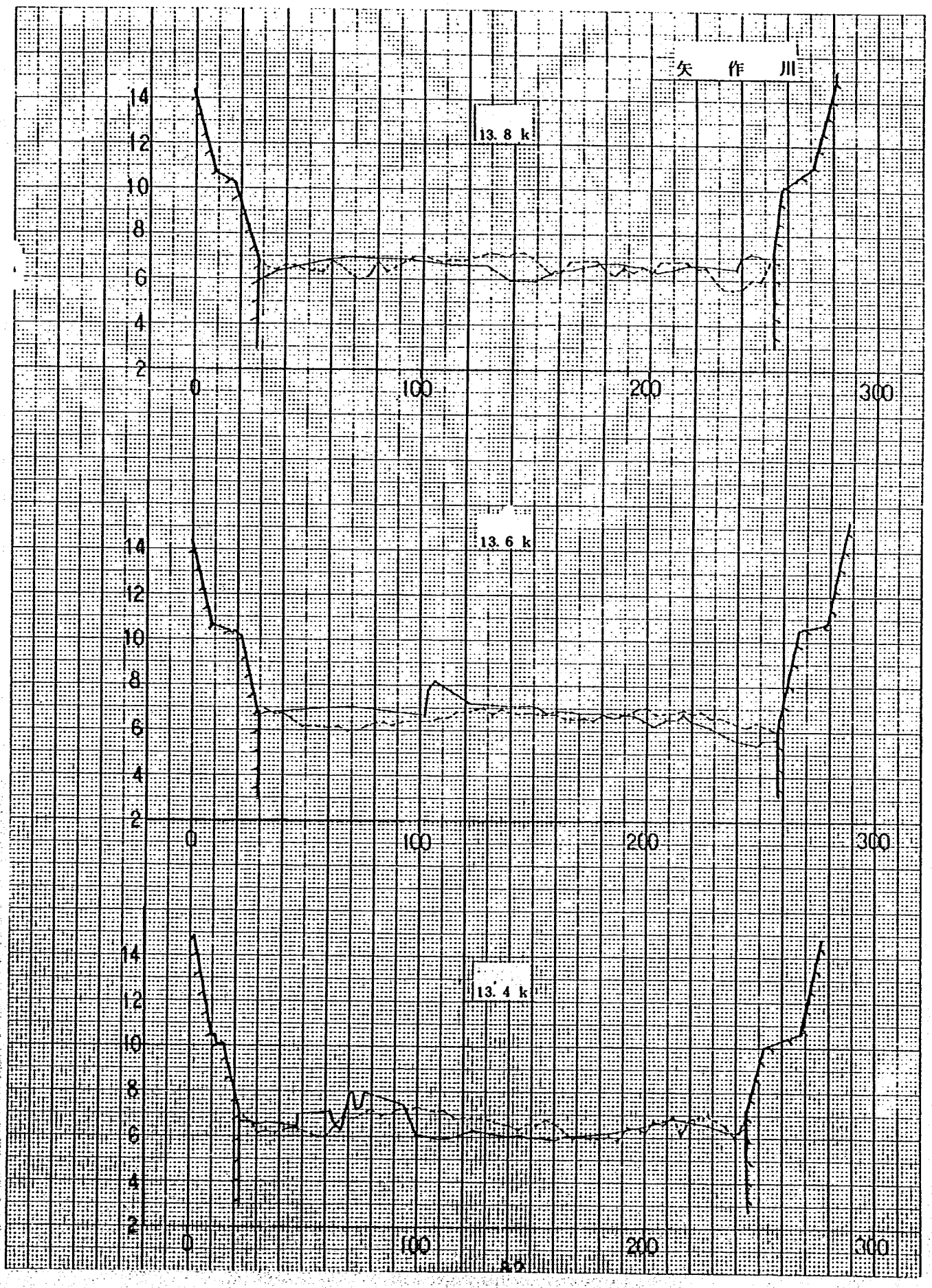
図－21(c)－25　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



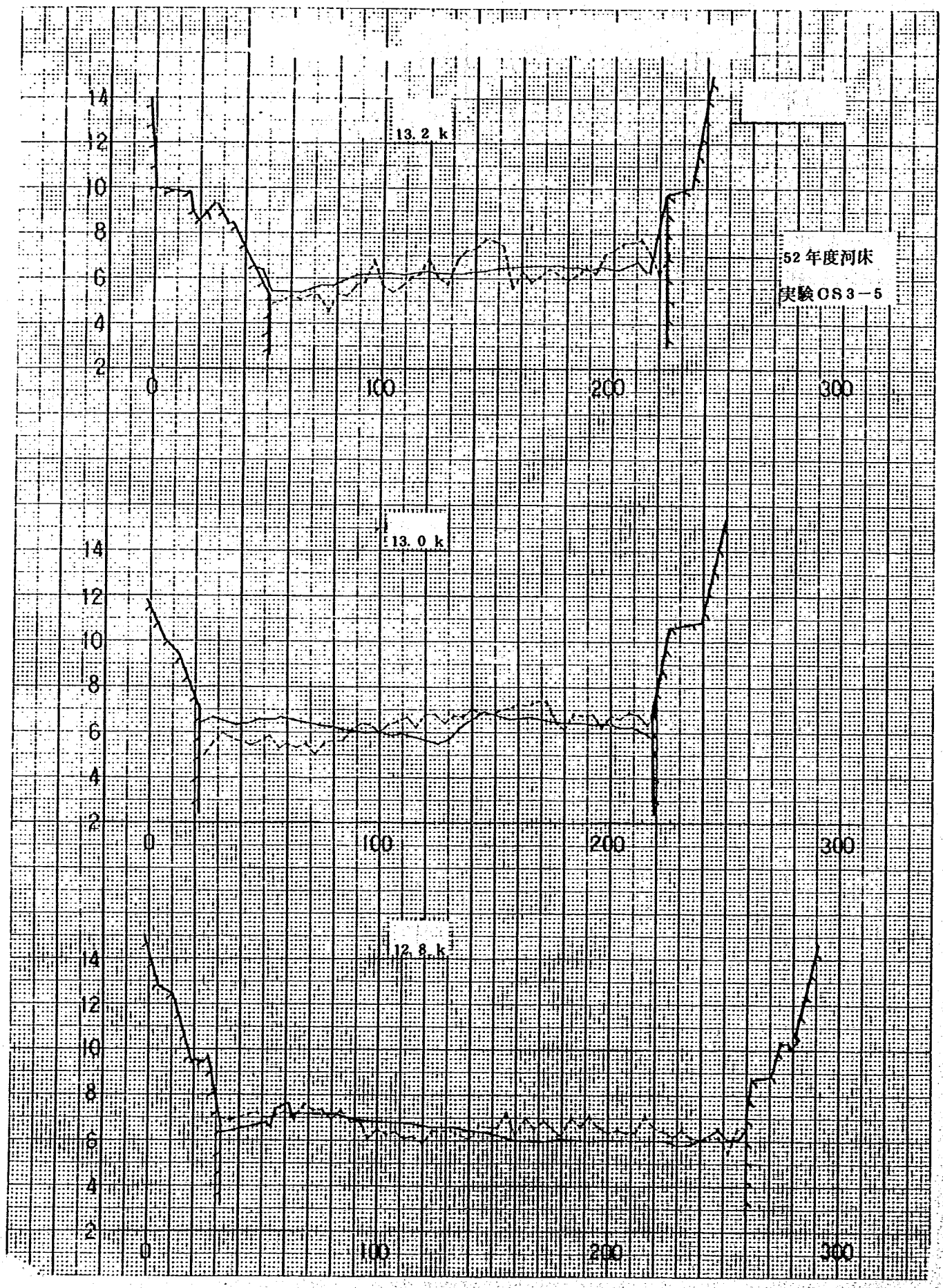
図－21(c)－26　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



図－21(c)－27　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

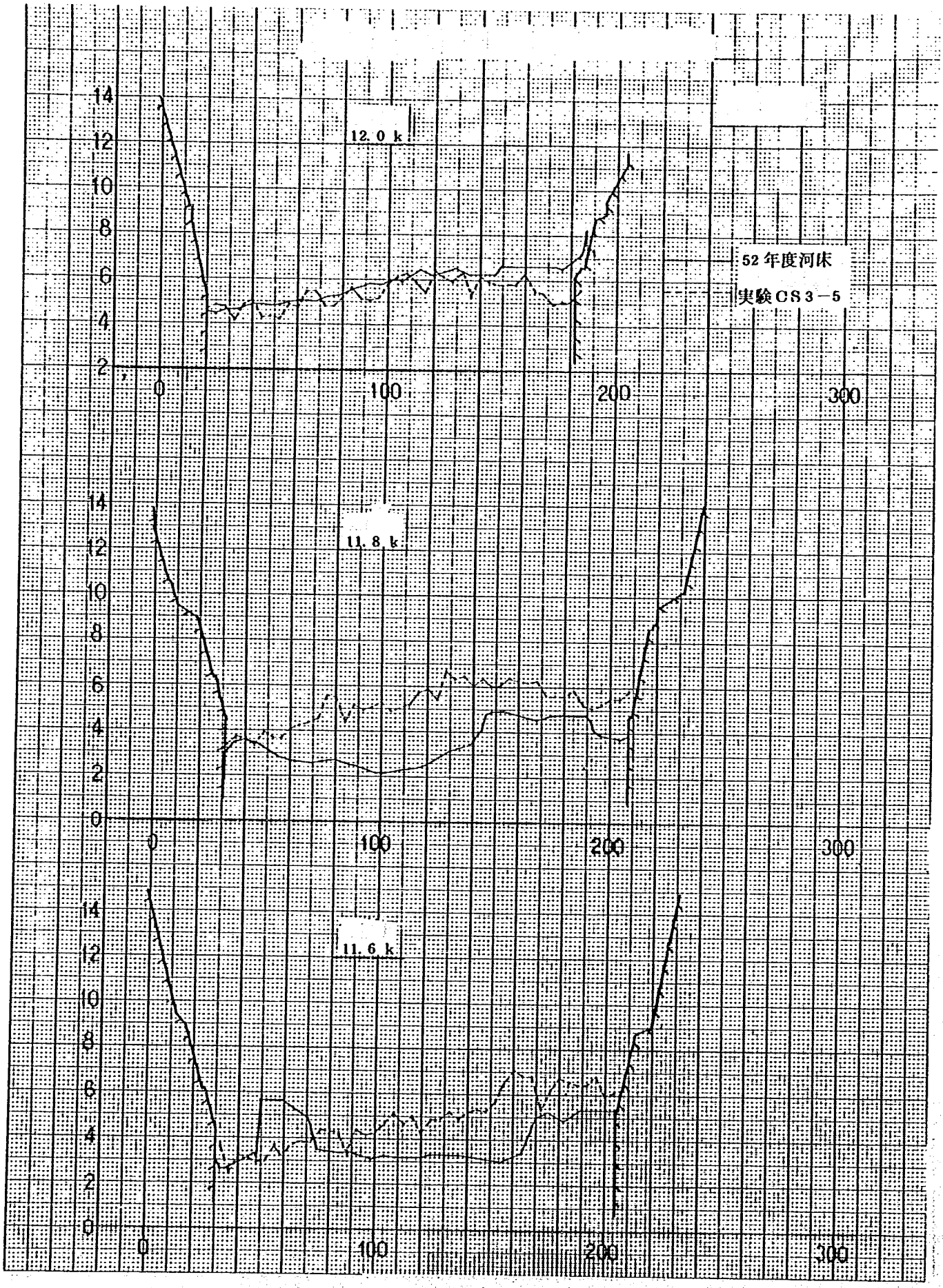


図－21(c)－28　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

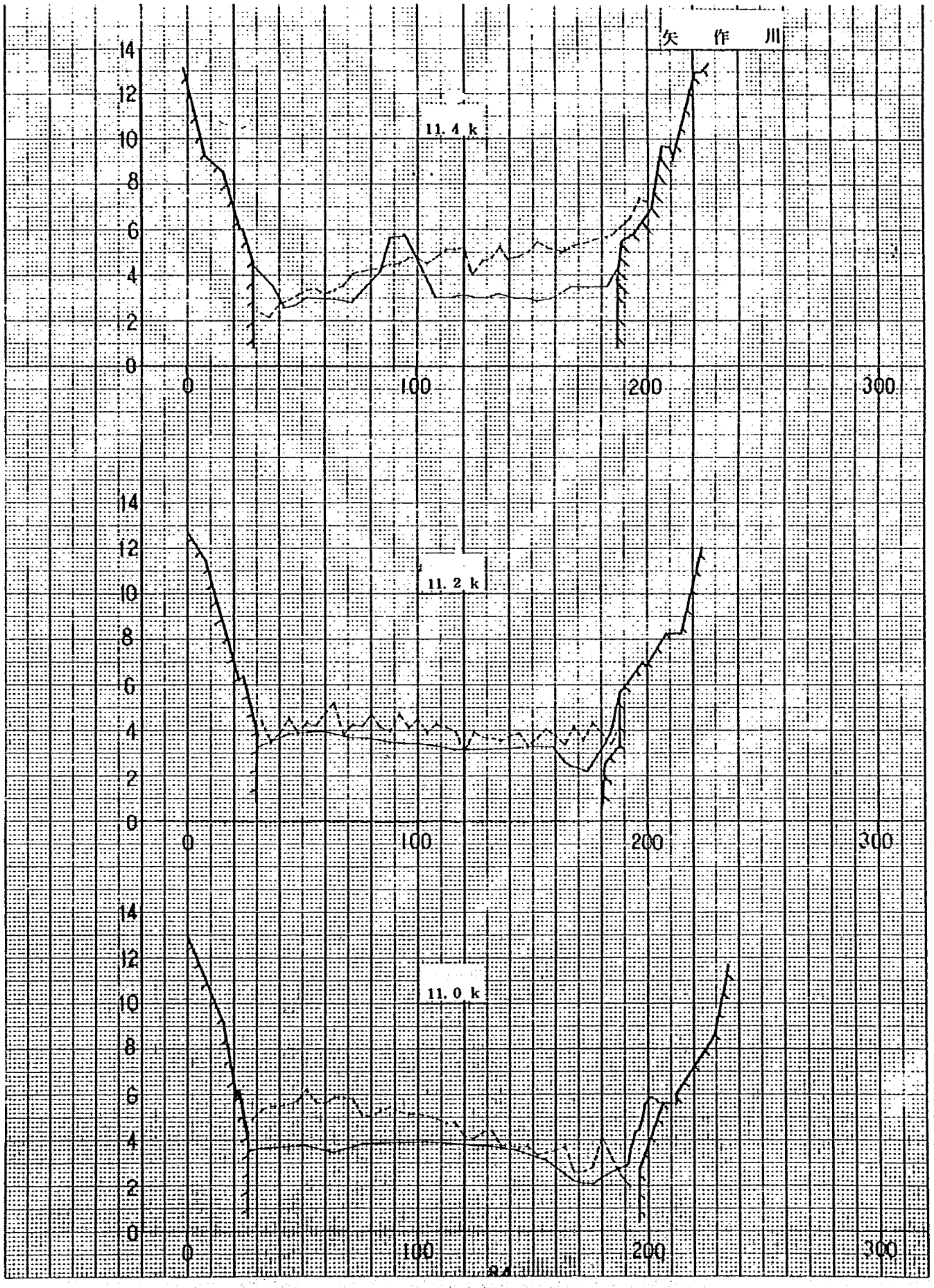


図－21(c)－29　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）

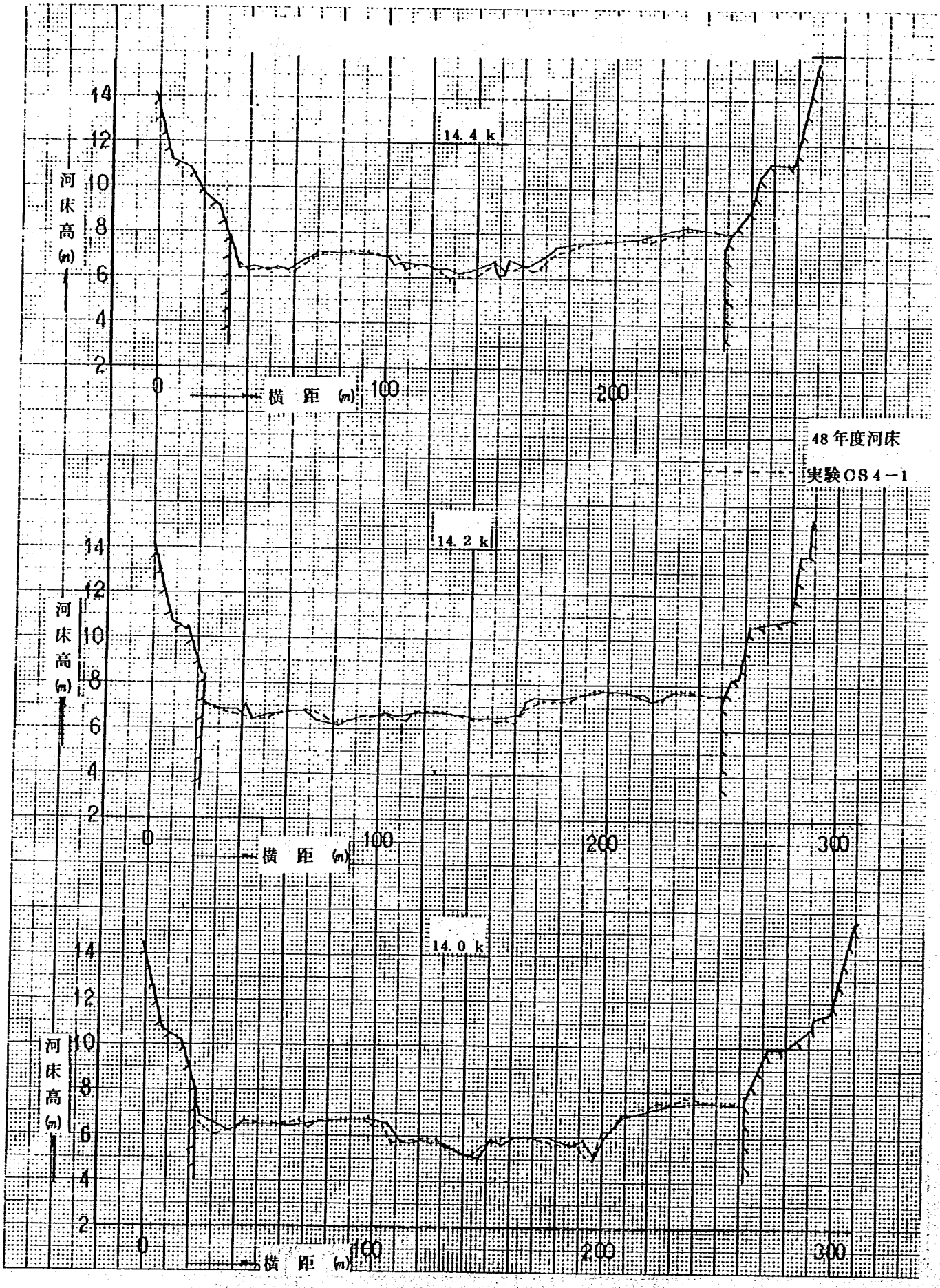
図－21(c)－30　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



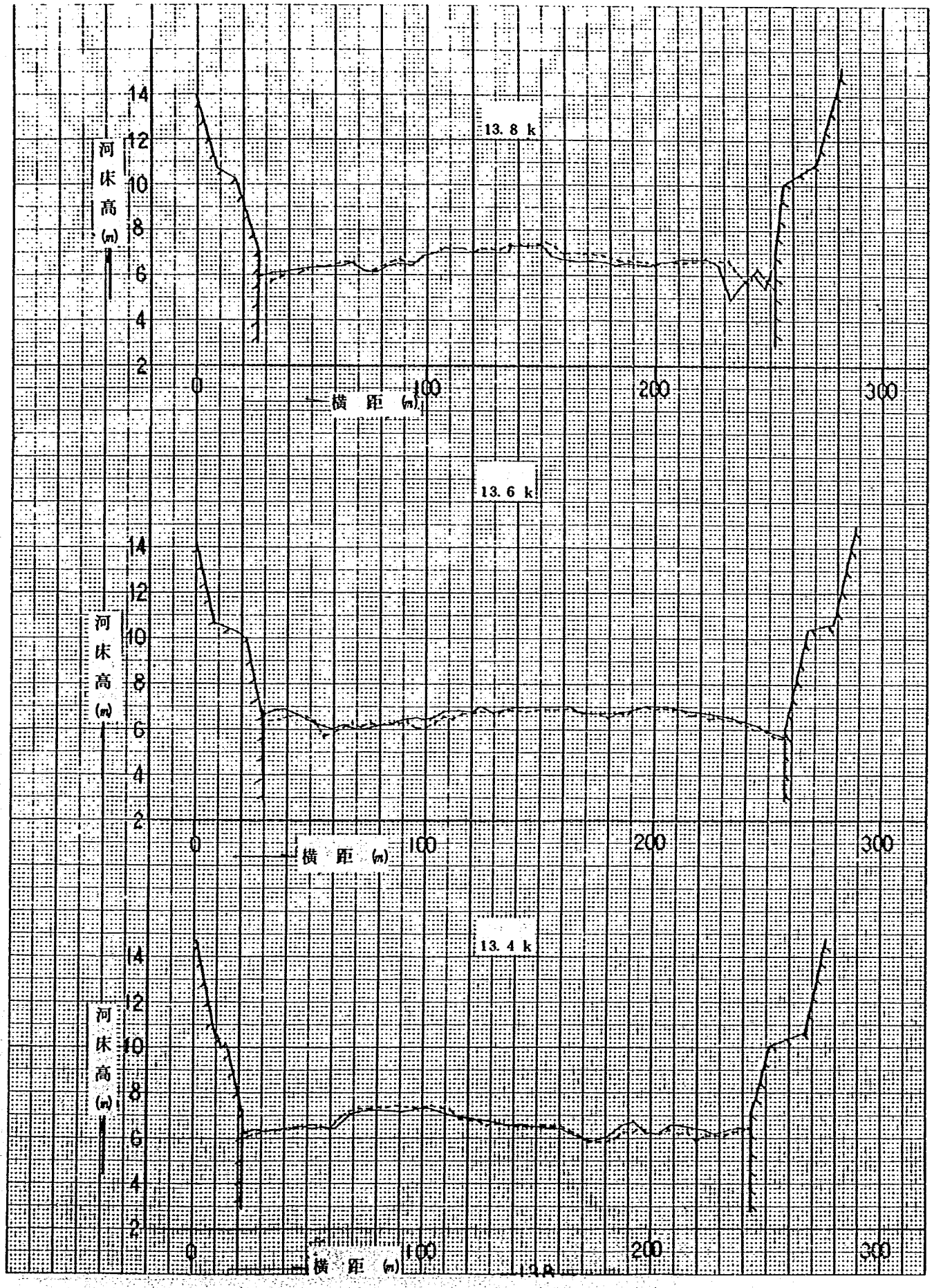
図－21(c)－31　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



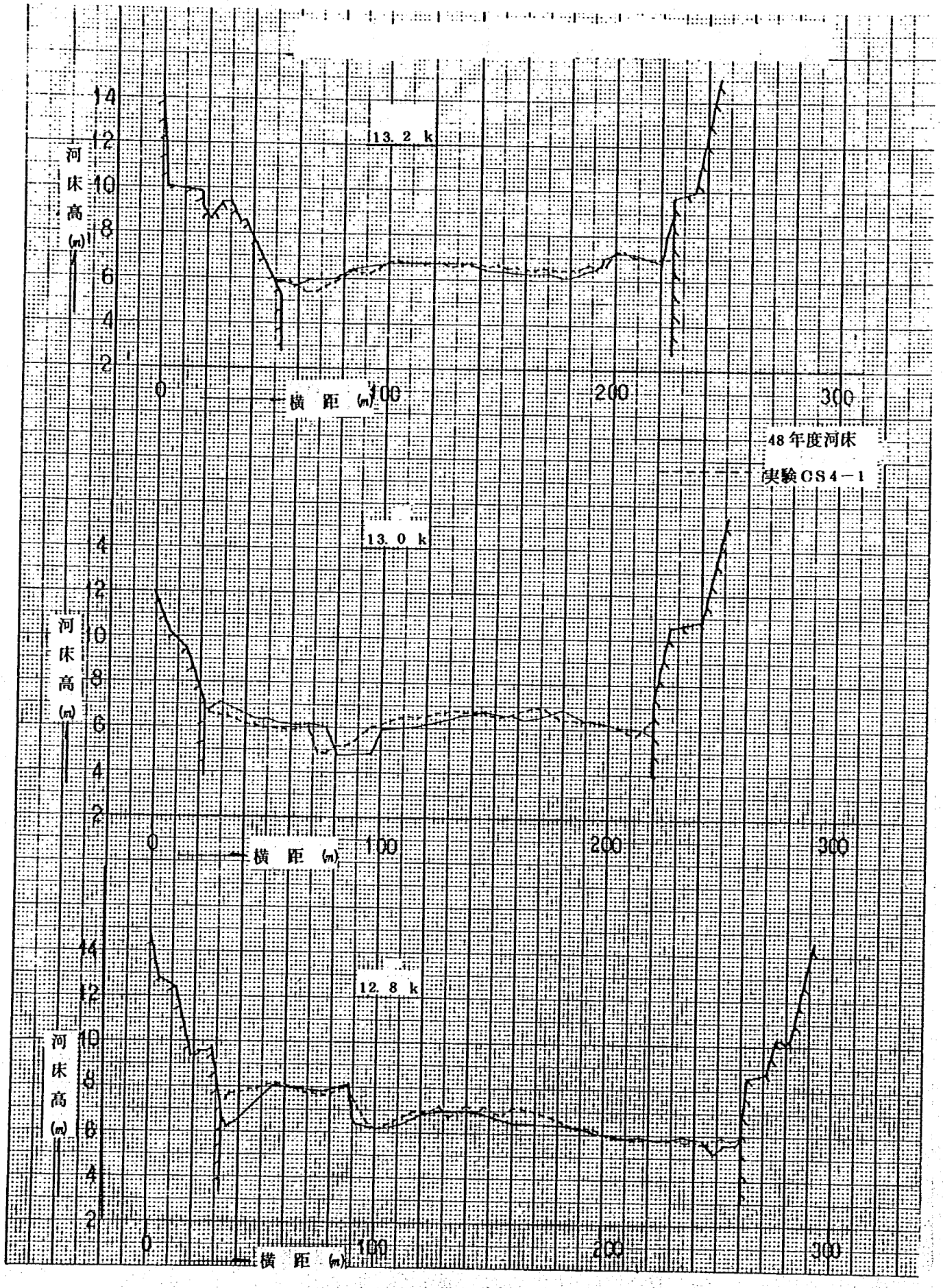
図－21(c)－32　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



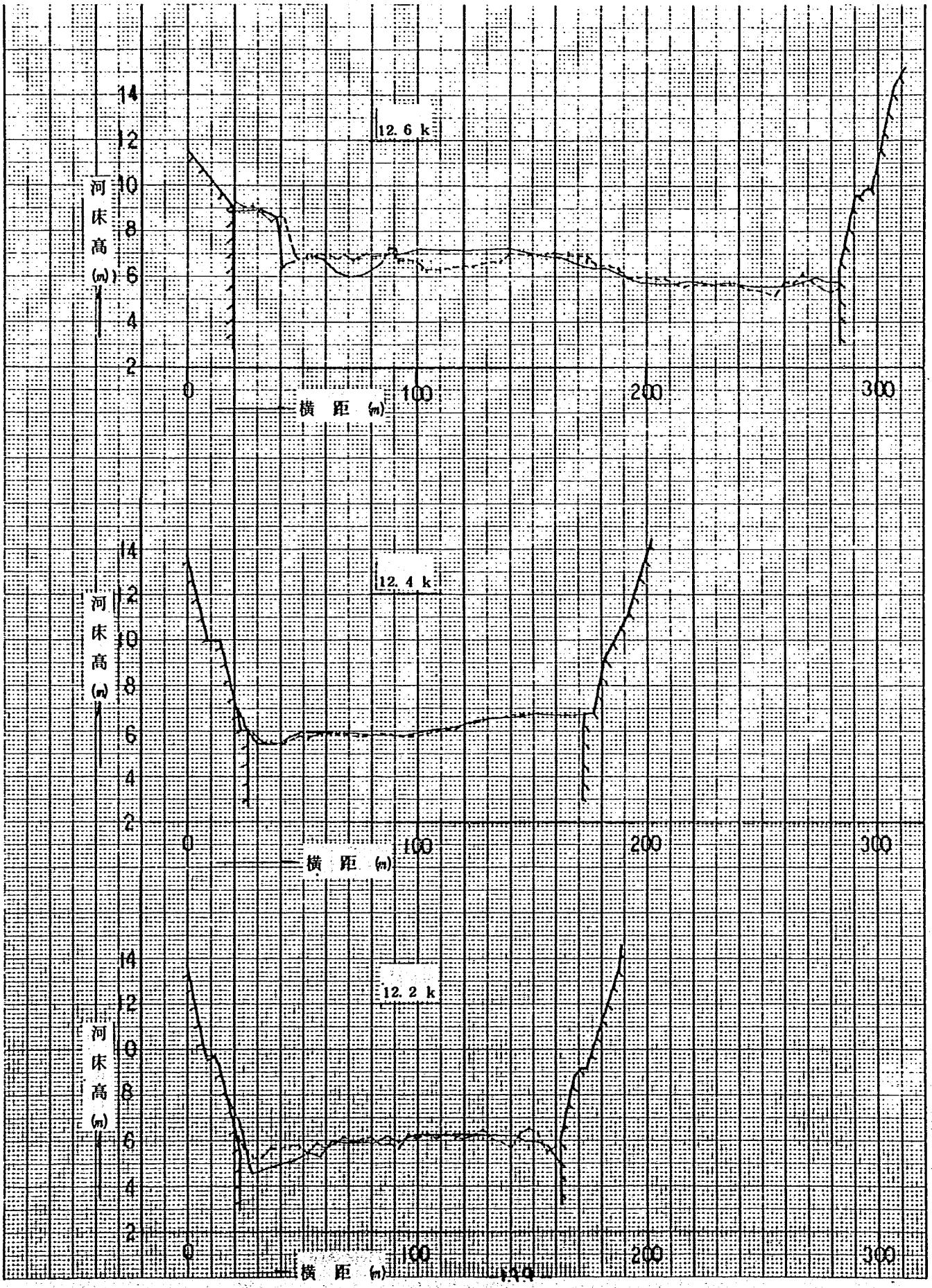
図－21(d)－1　横断形状時間変化図（ＣＳ－14）



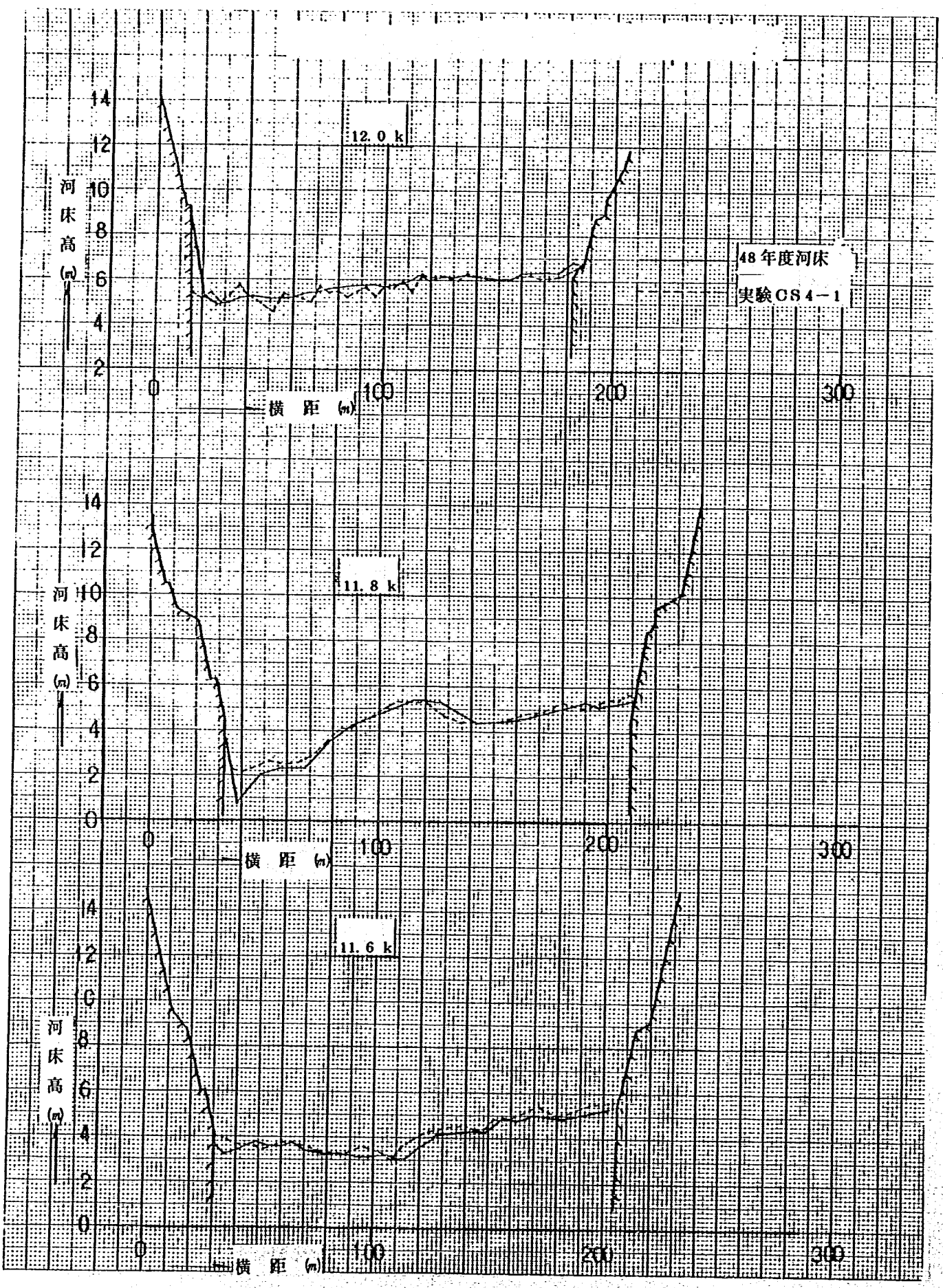
図－21(d)－2　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



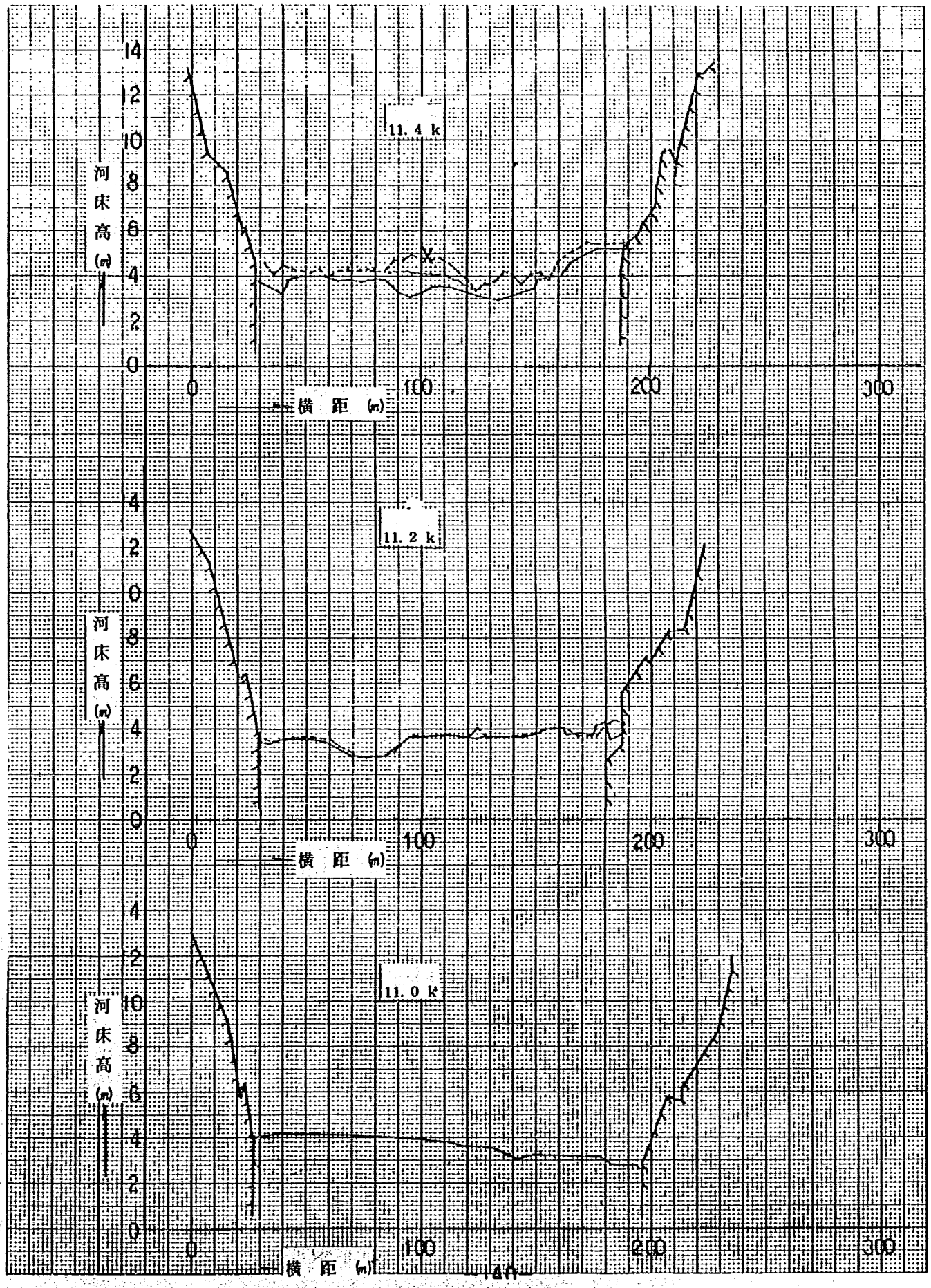
図－21(d)－3　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



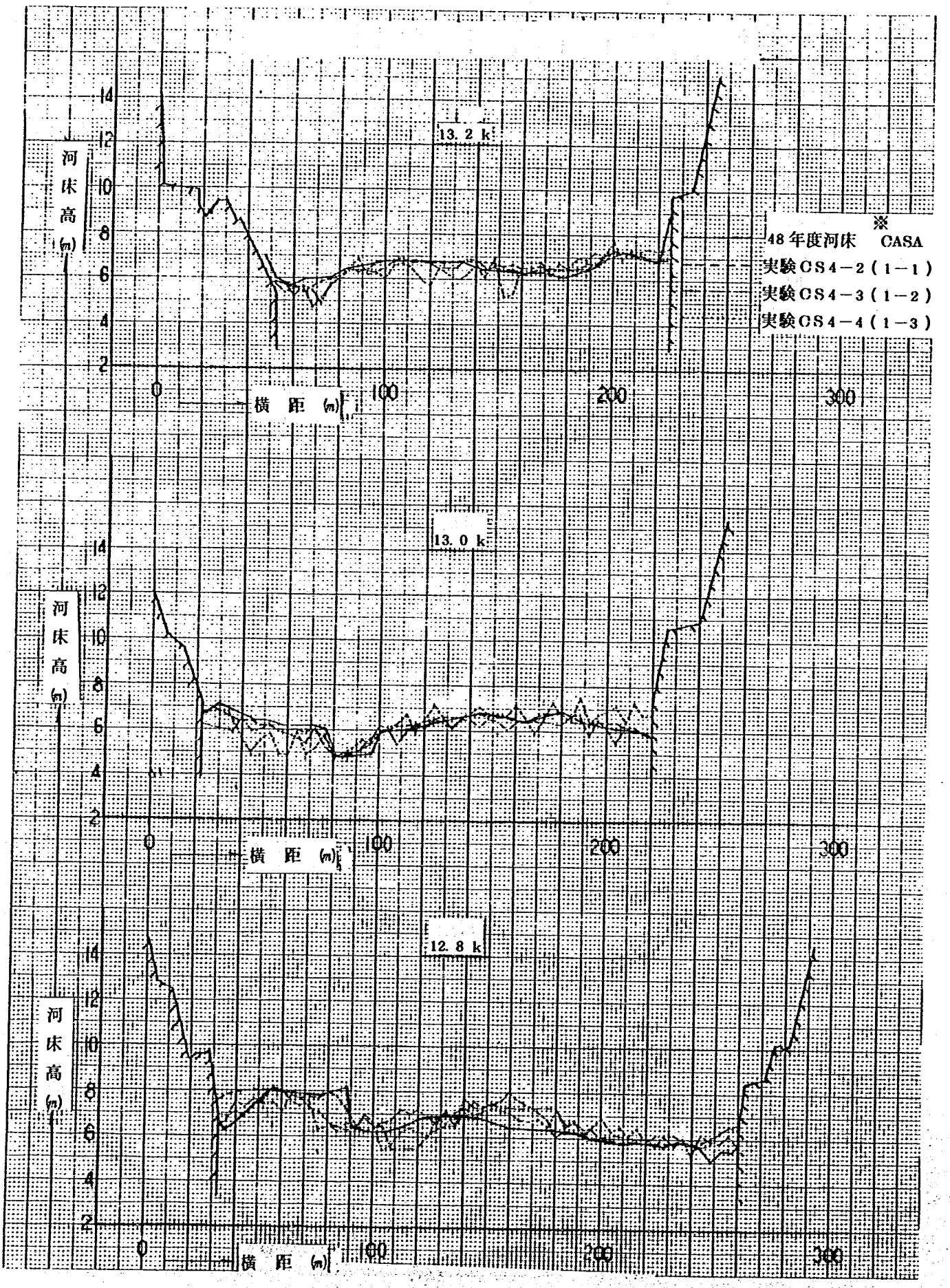
図－21(d)－4　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



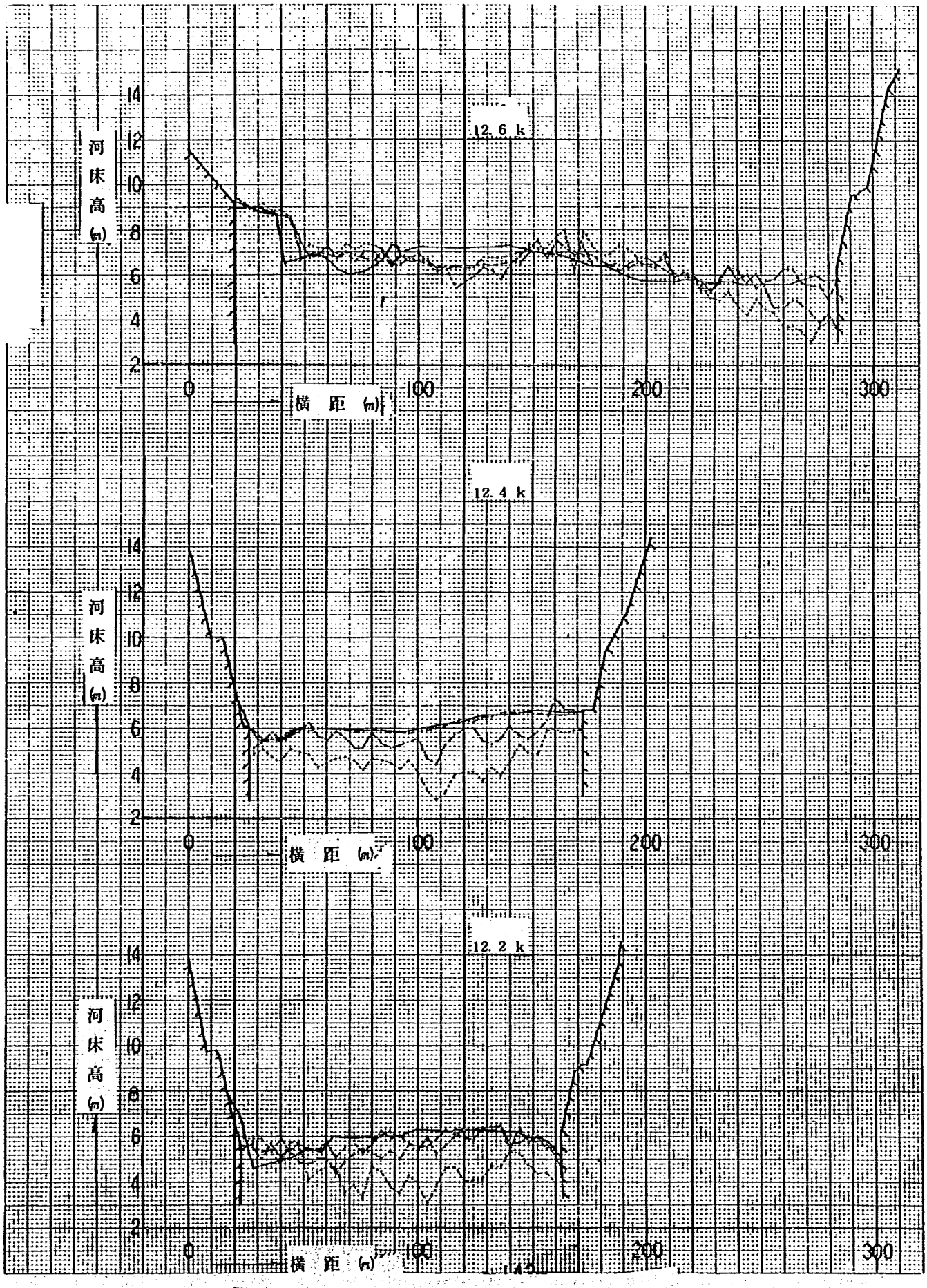
図－21(d)－5　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



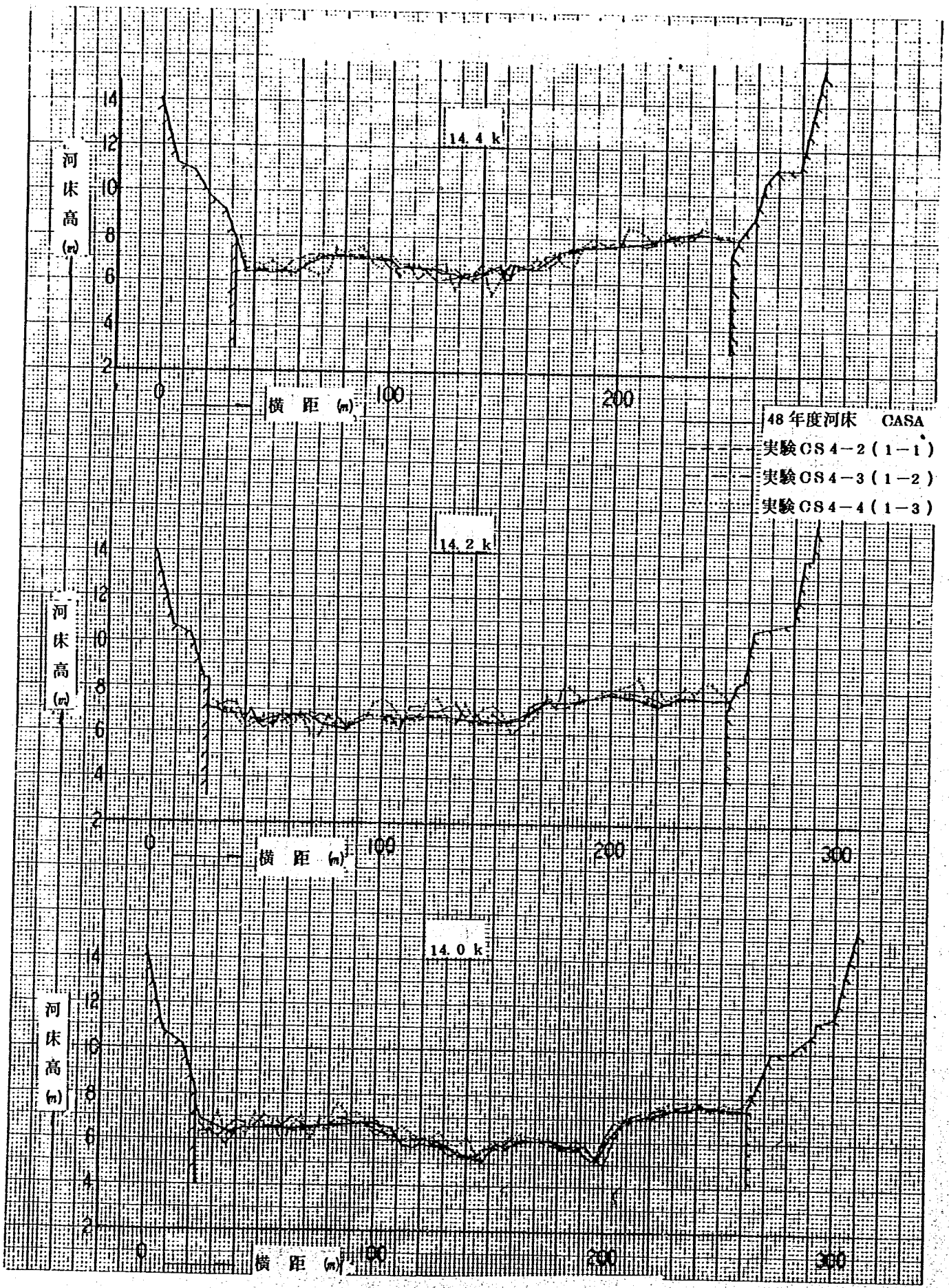
図－21(d)－6　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



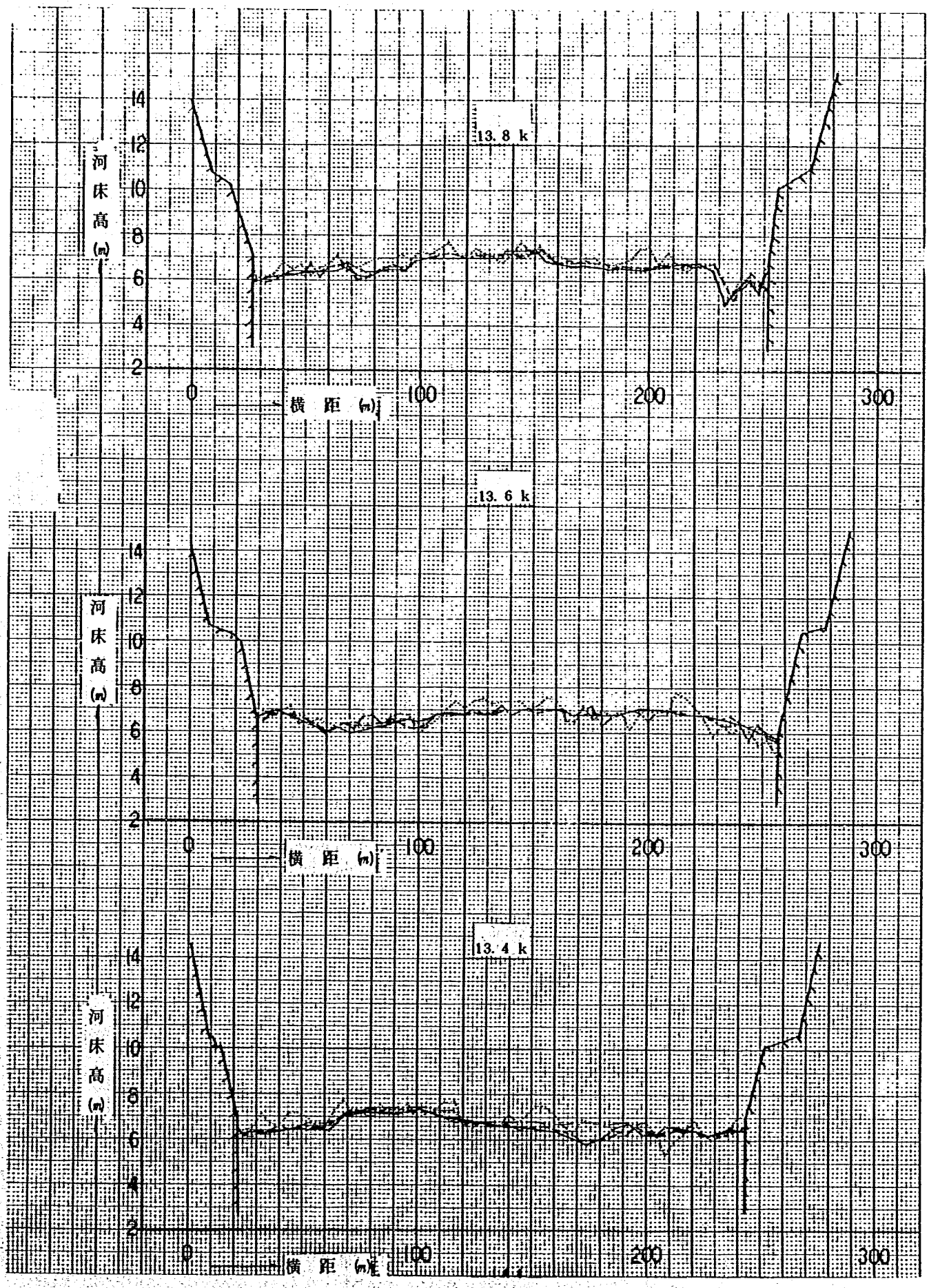
図－21(d)－7　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



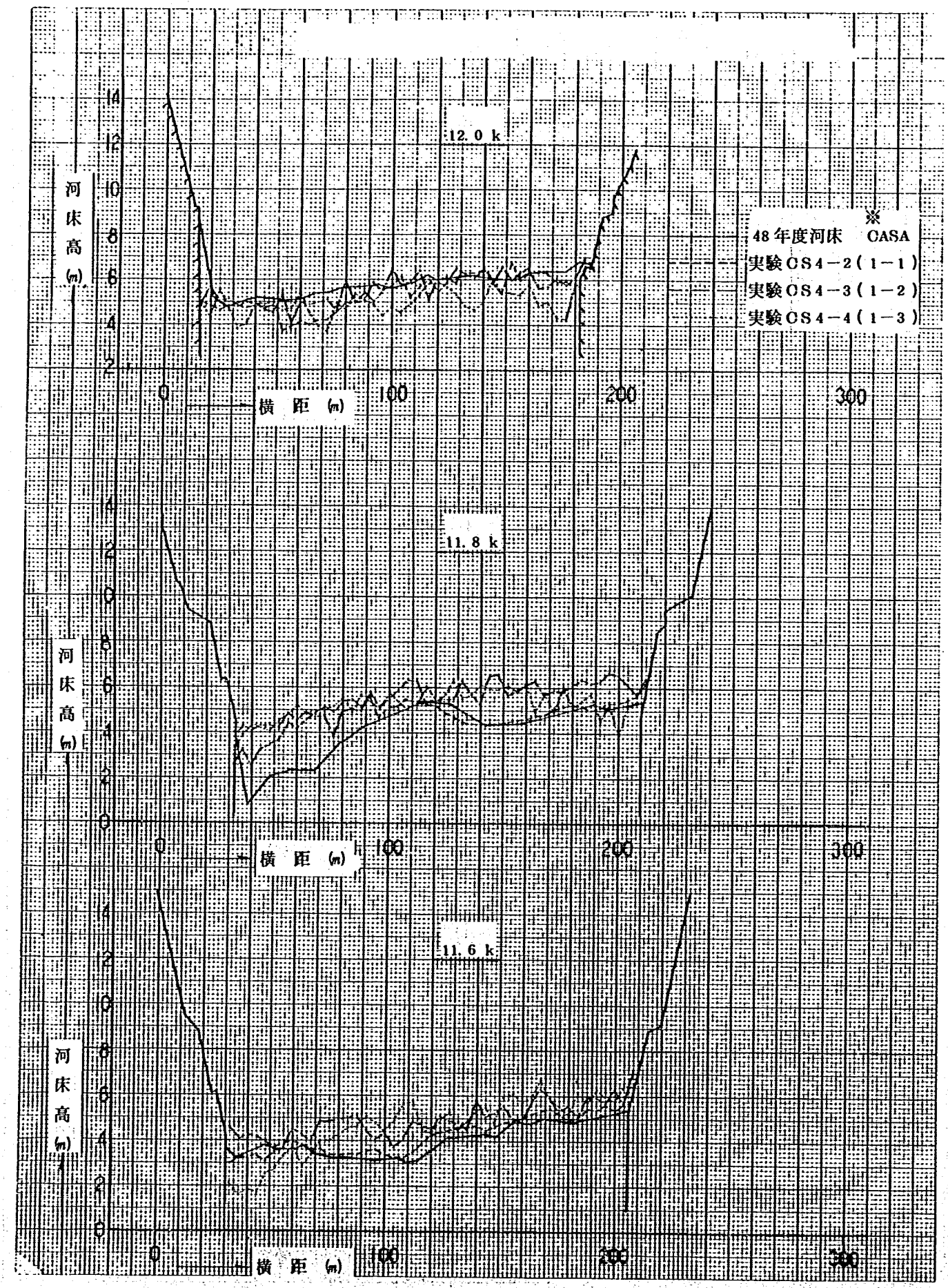
図－21(d)－8　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



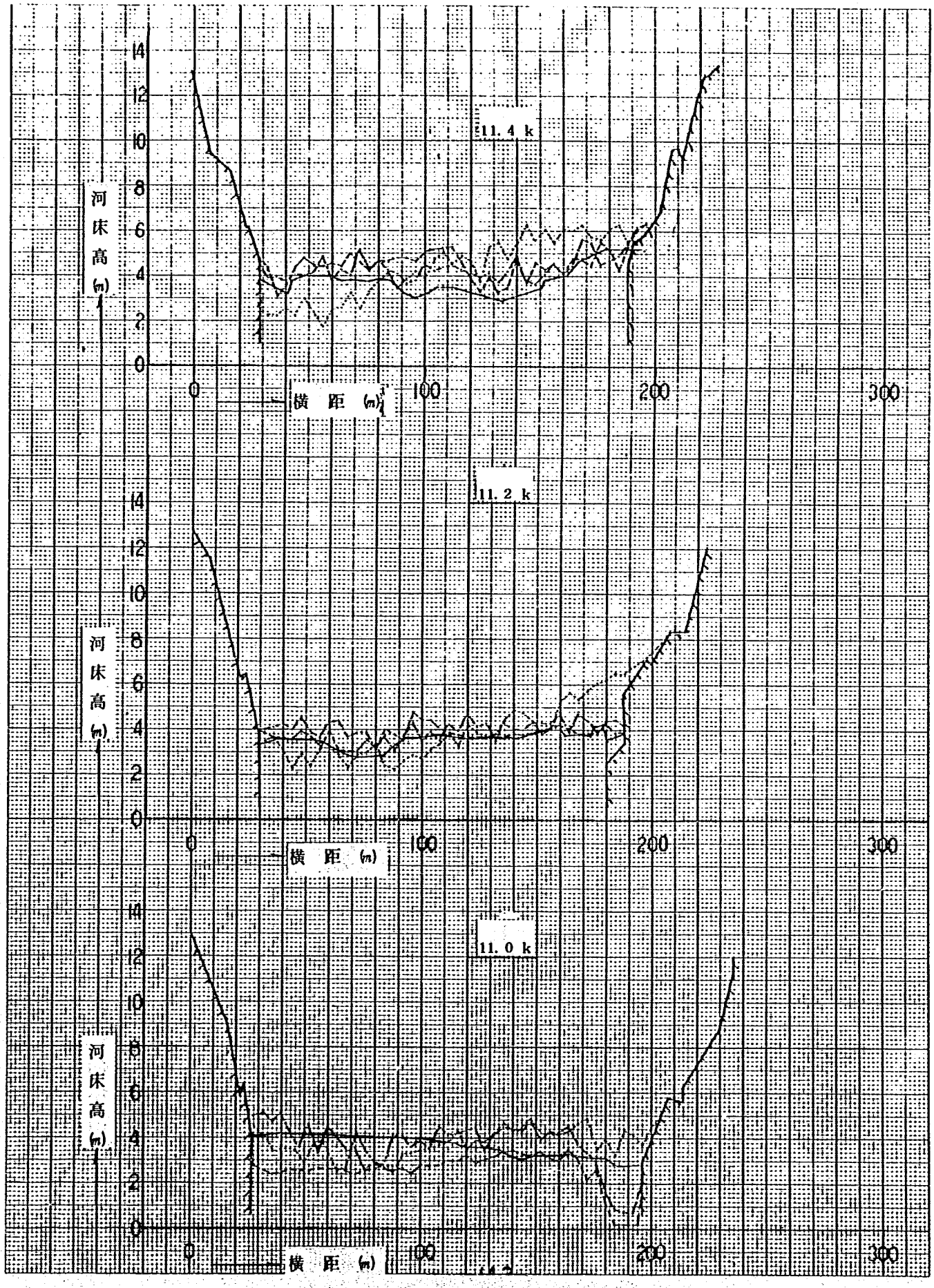
図－21(d)－9　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



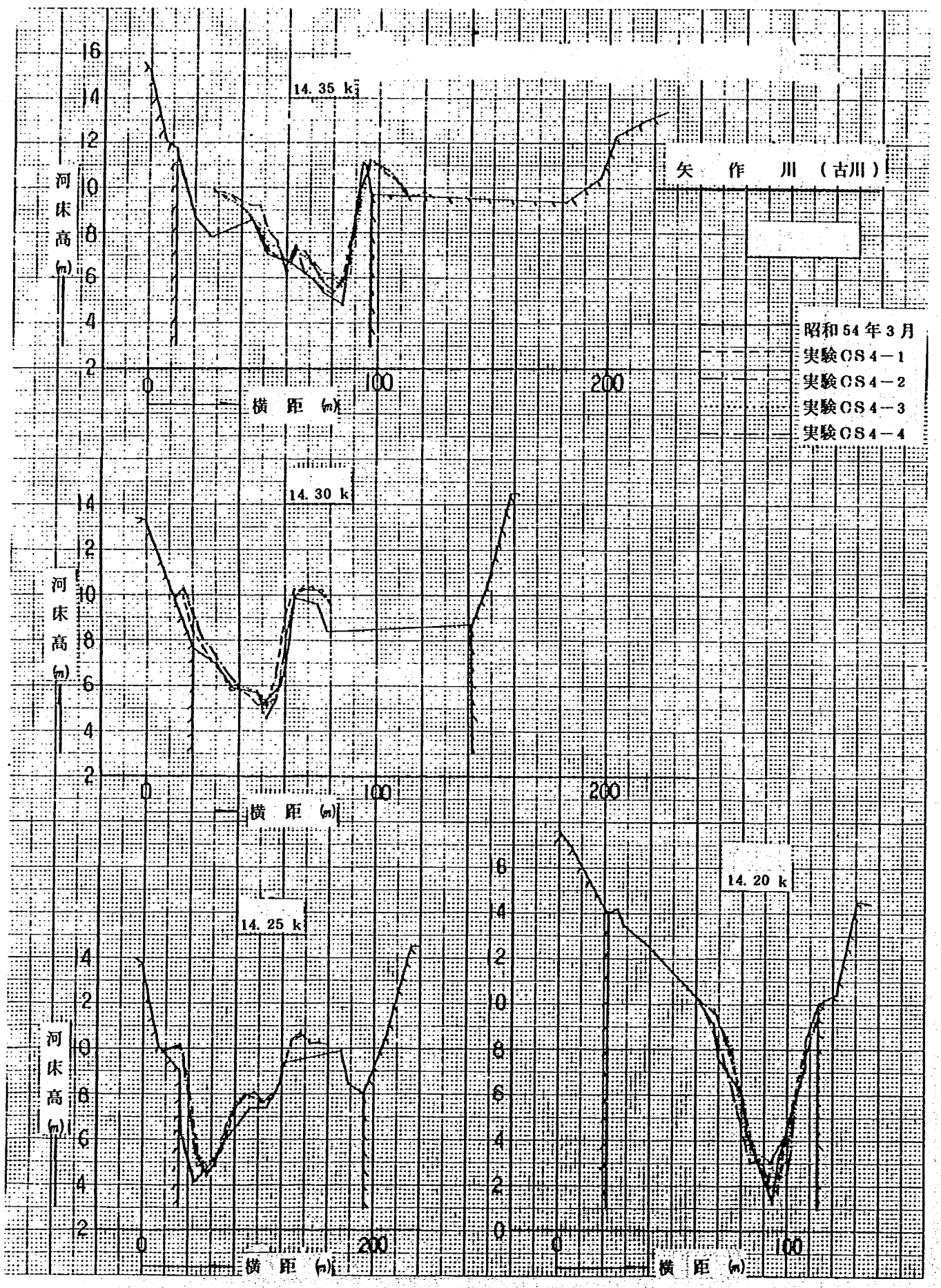
図－21(d)－10　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



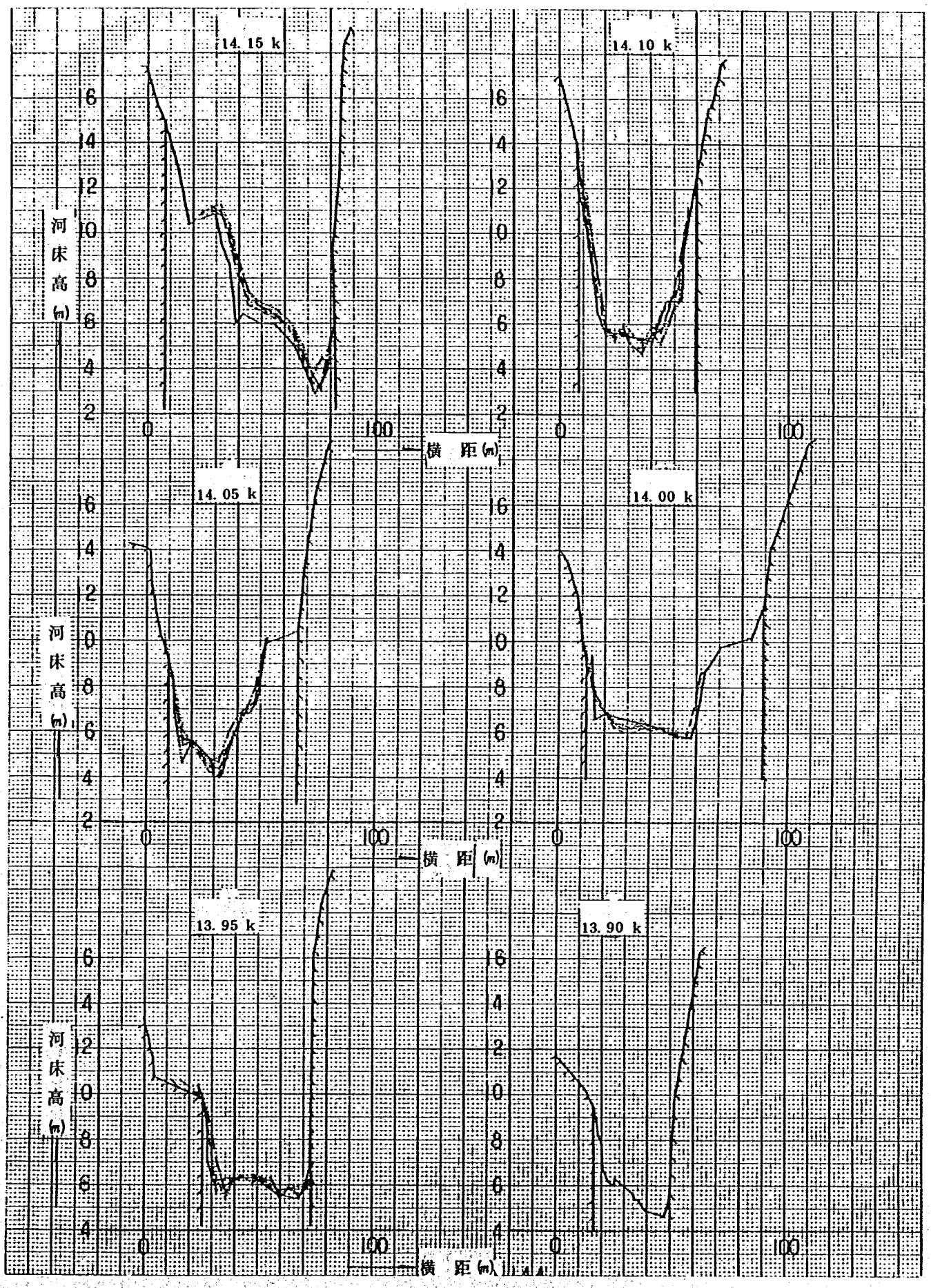
図－21(d)－11　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



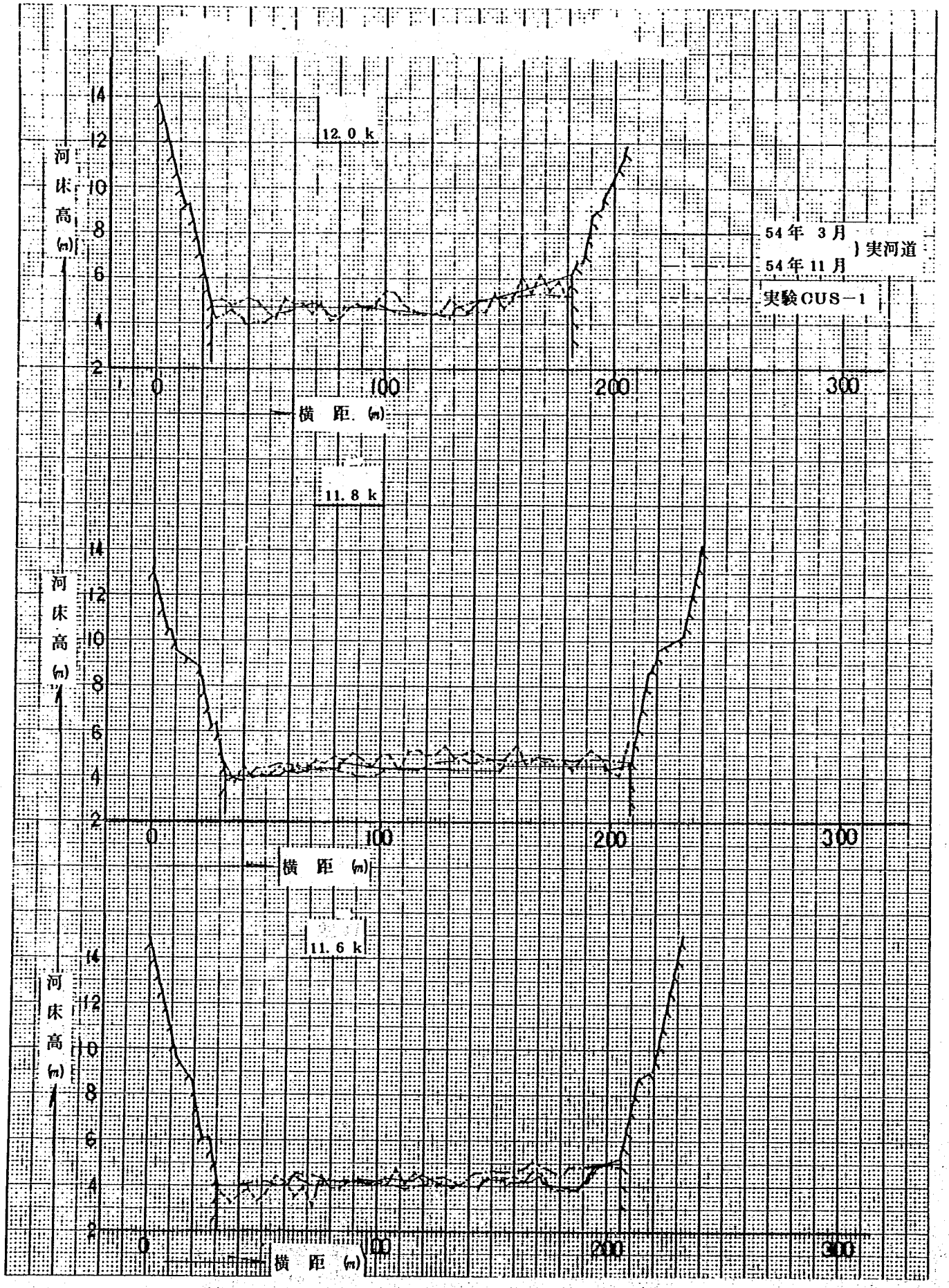
図－21(d)－12　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



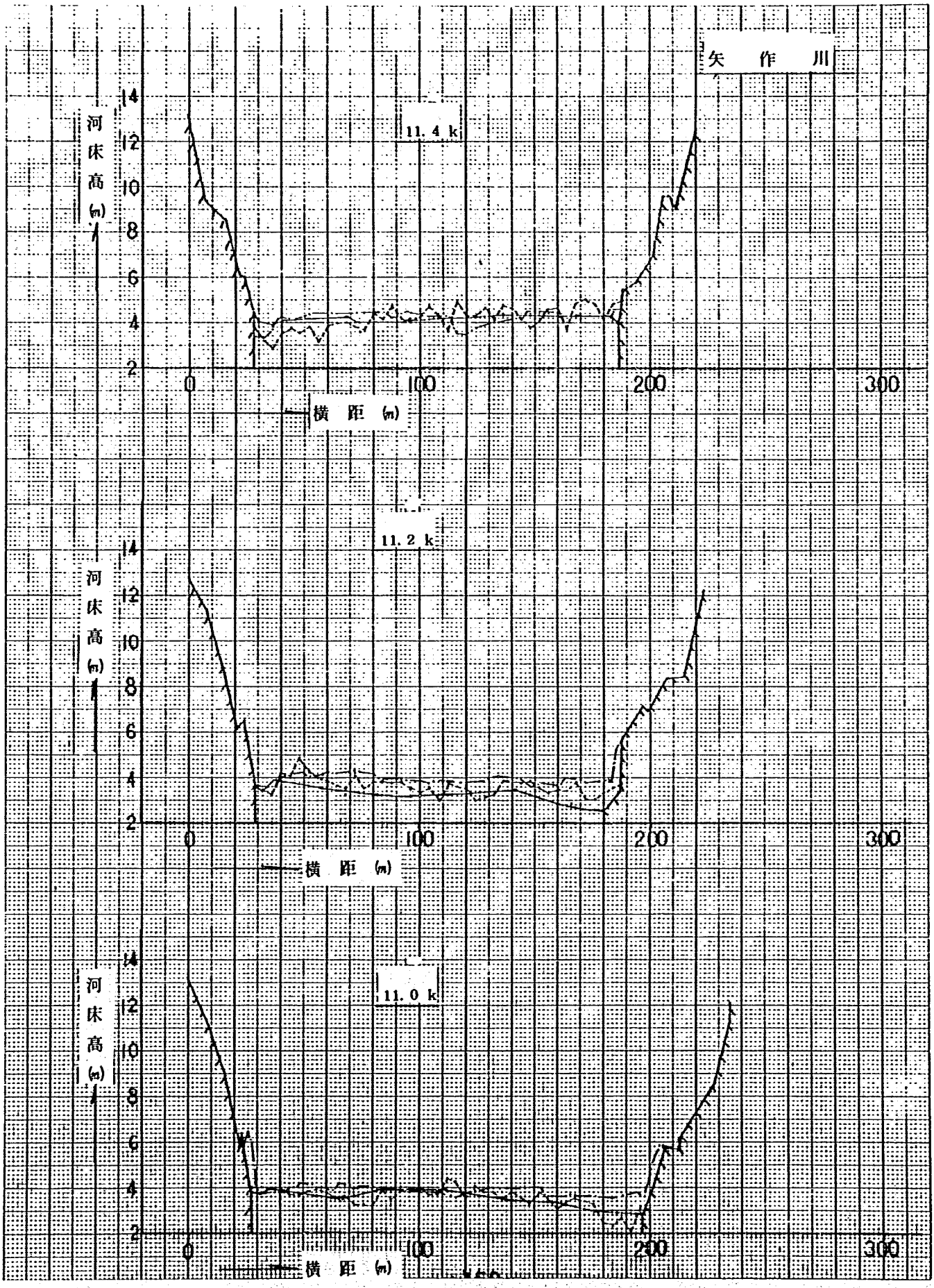
図－21(d)－13　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



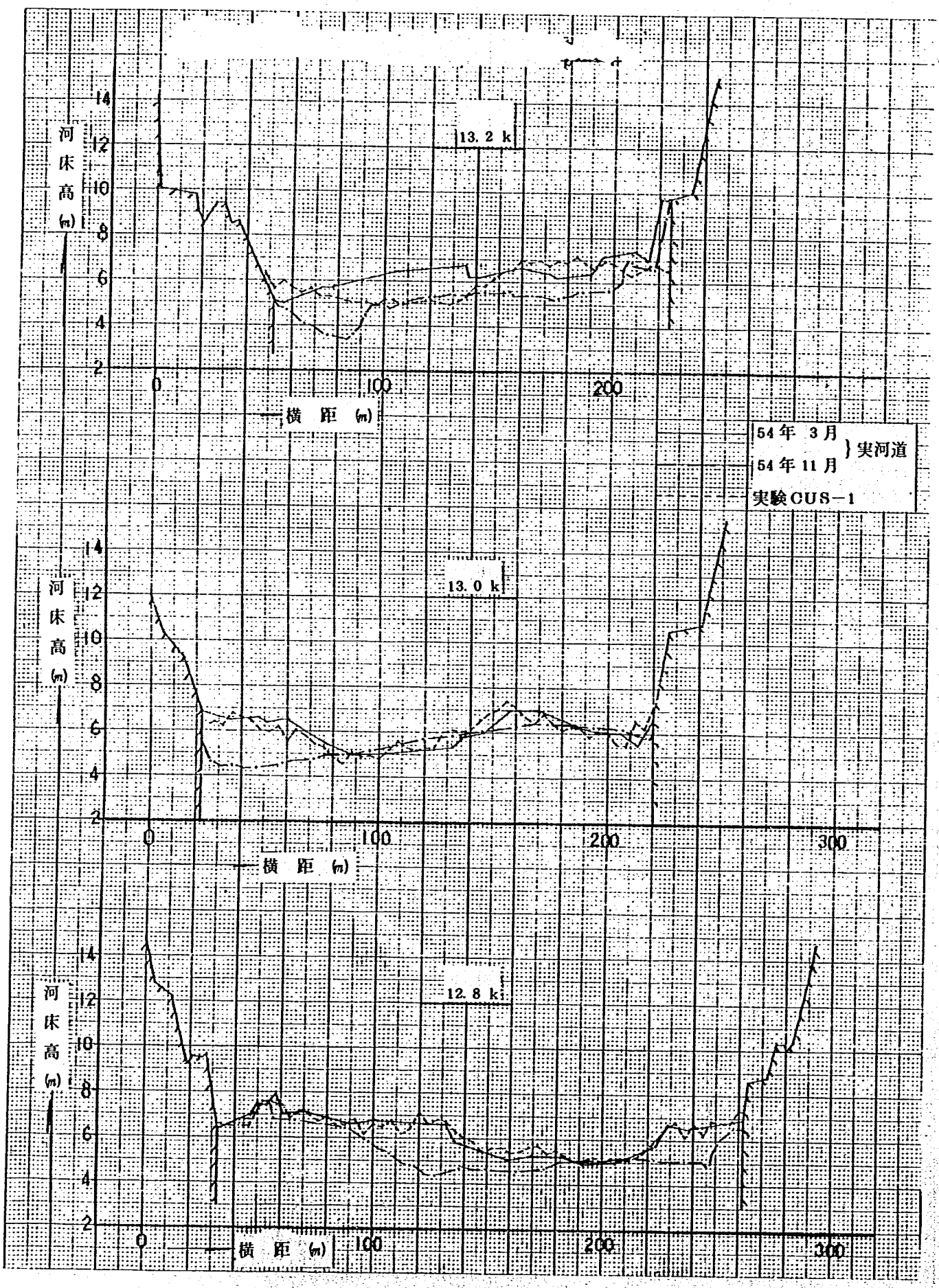
図－21(d)－14 横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



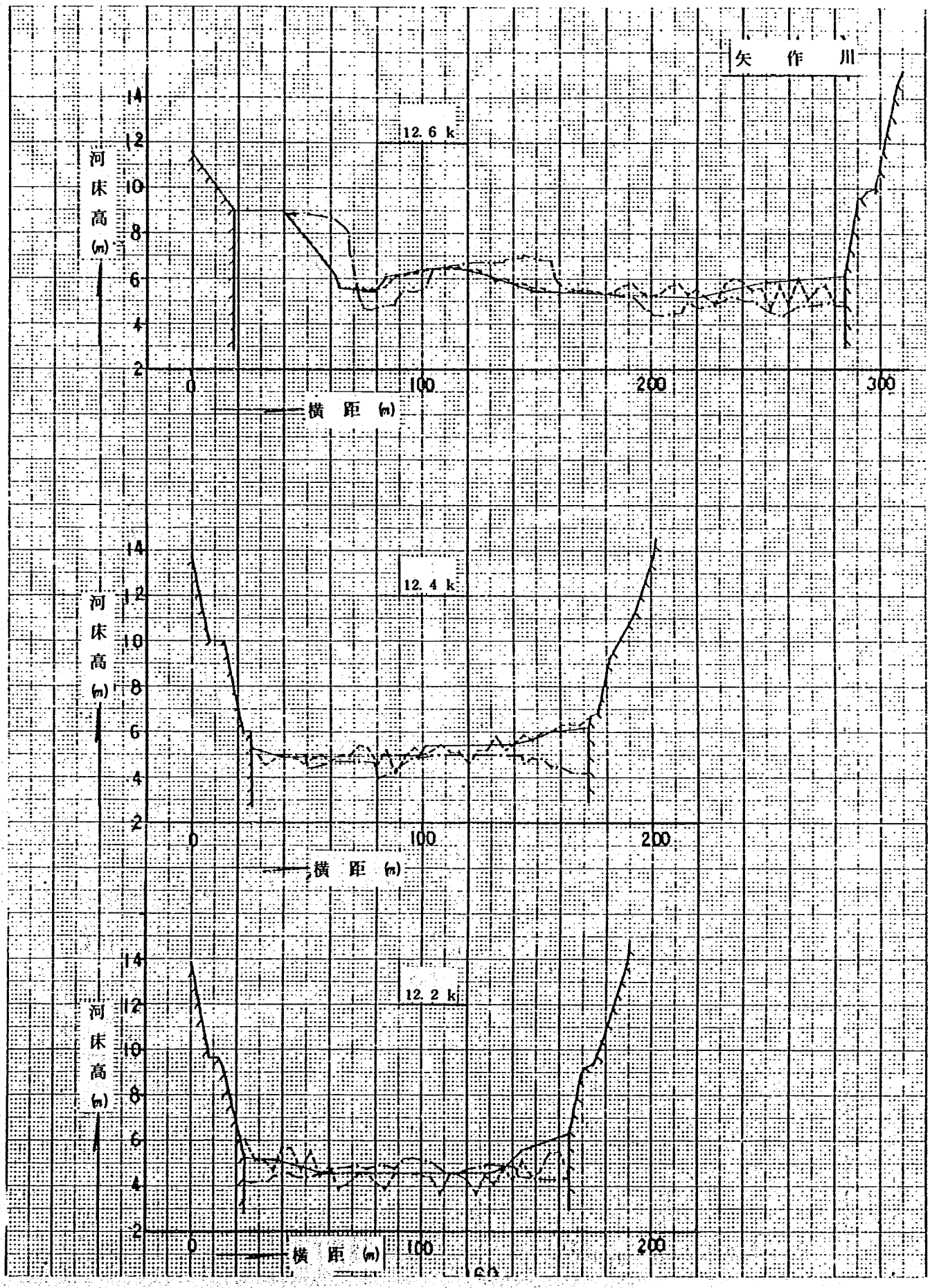
図－21(e)－1　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



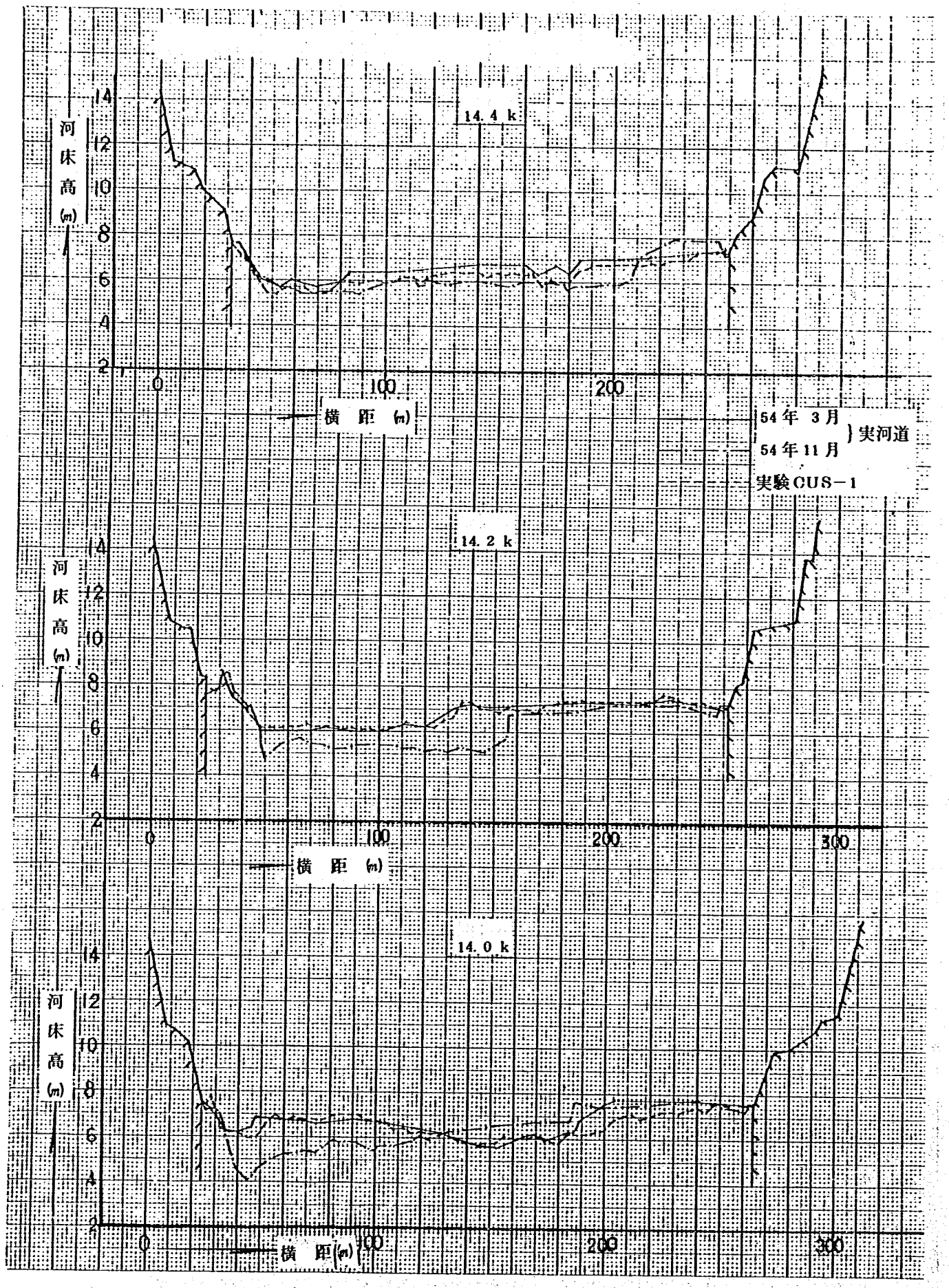
図－21(e)－2　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



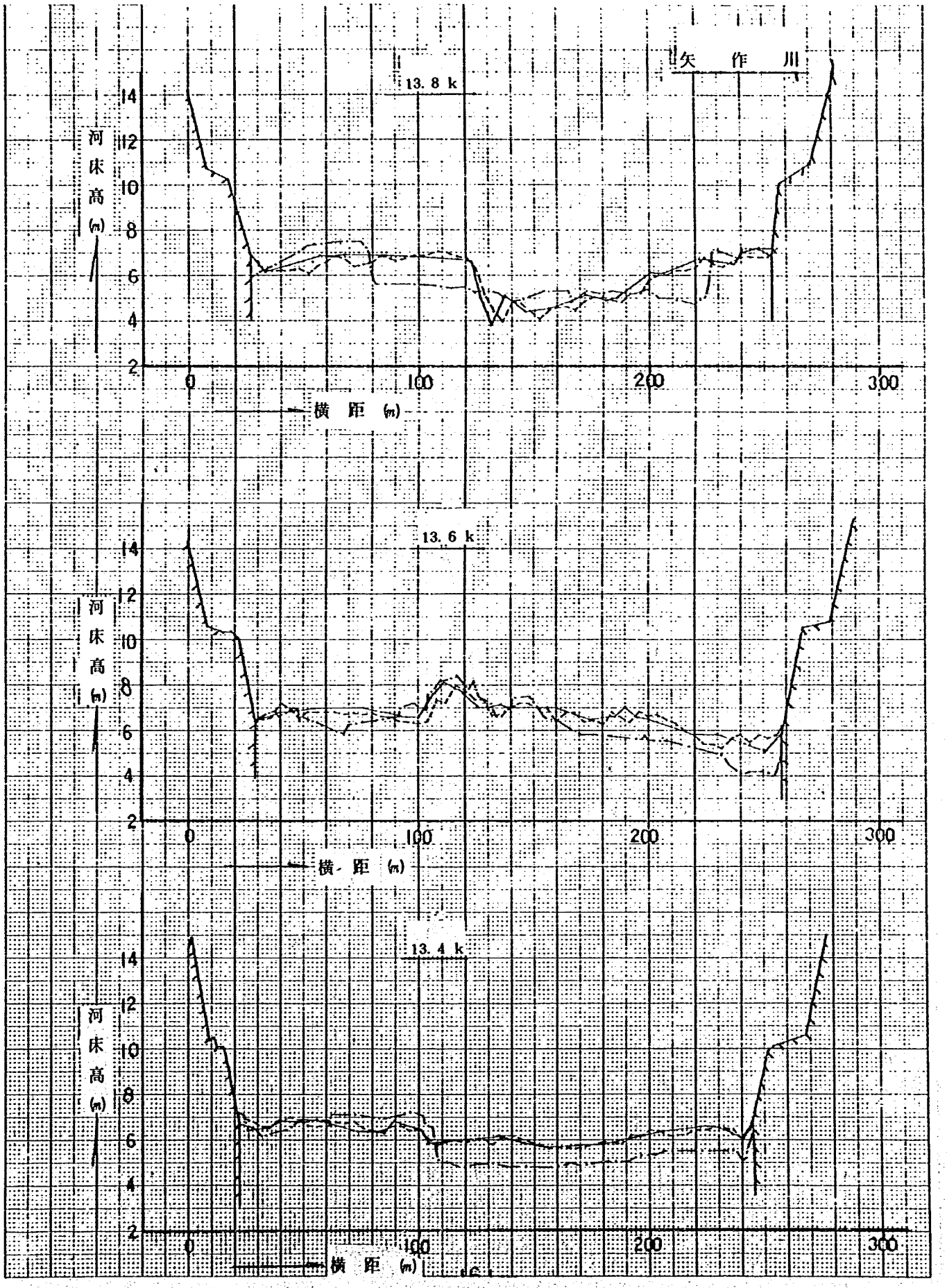
図－21(e)－3　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



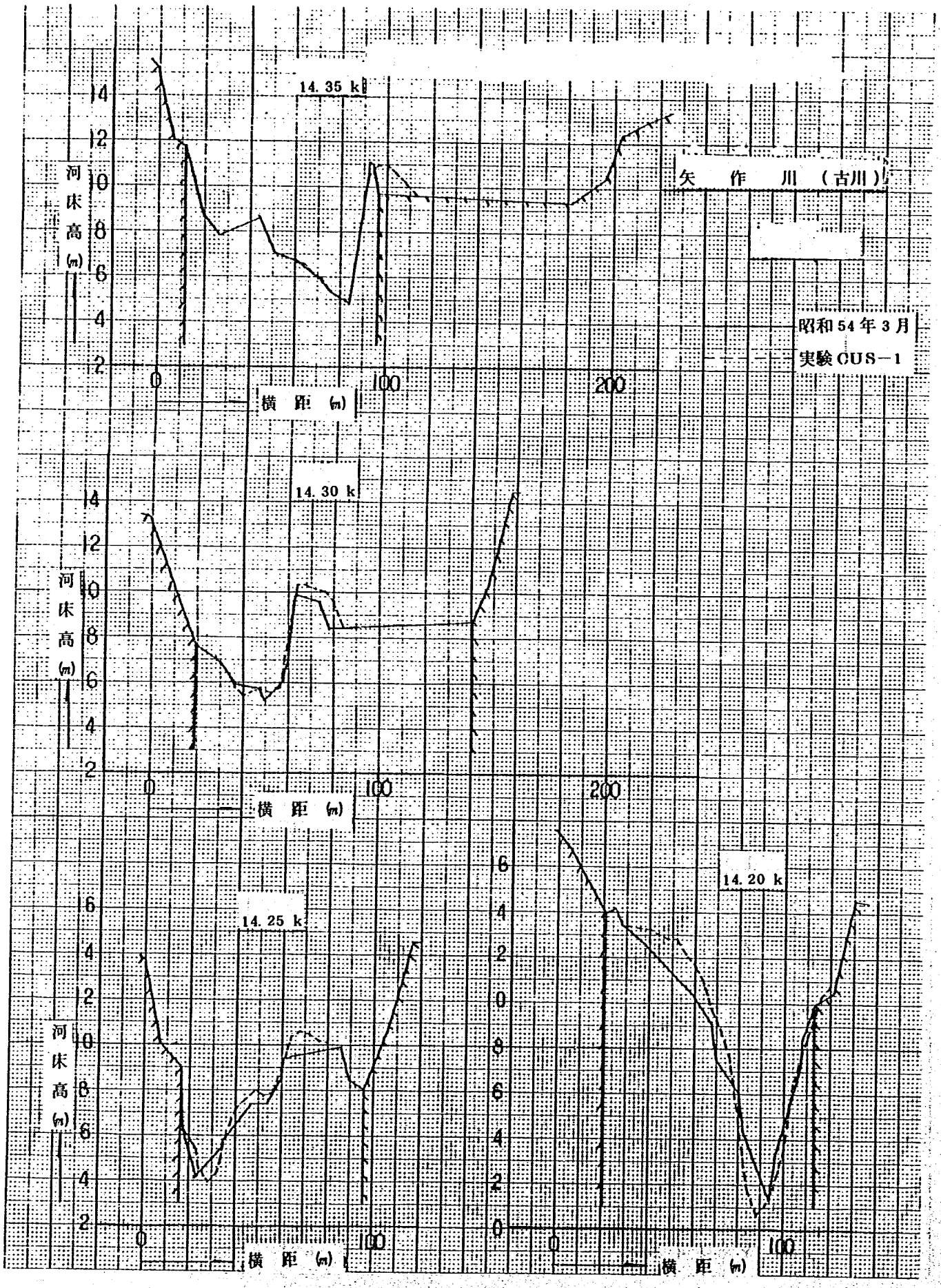
図－21(e)－4 横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



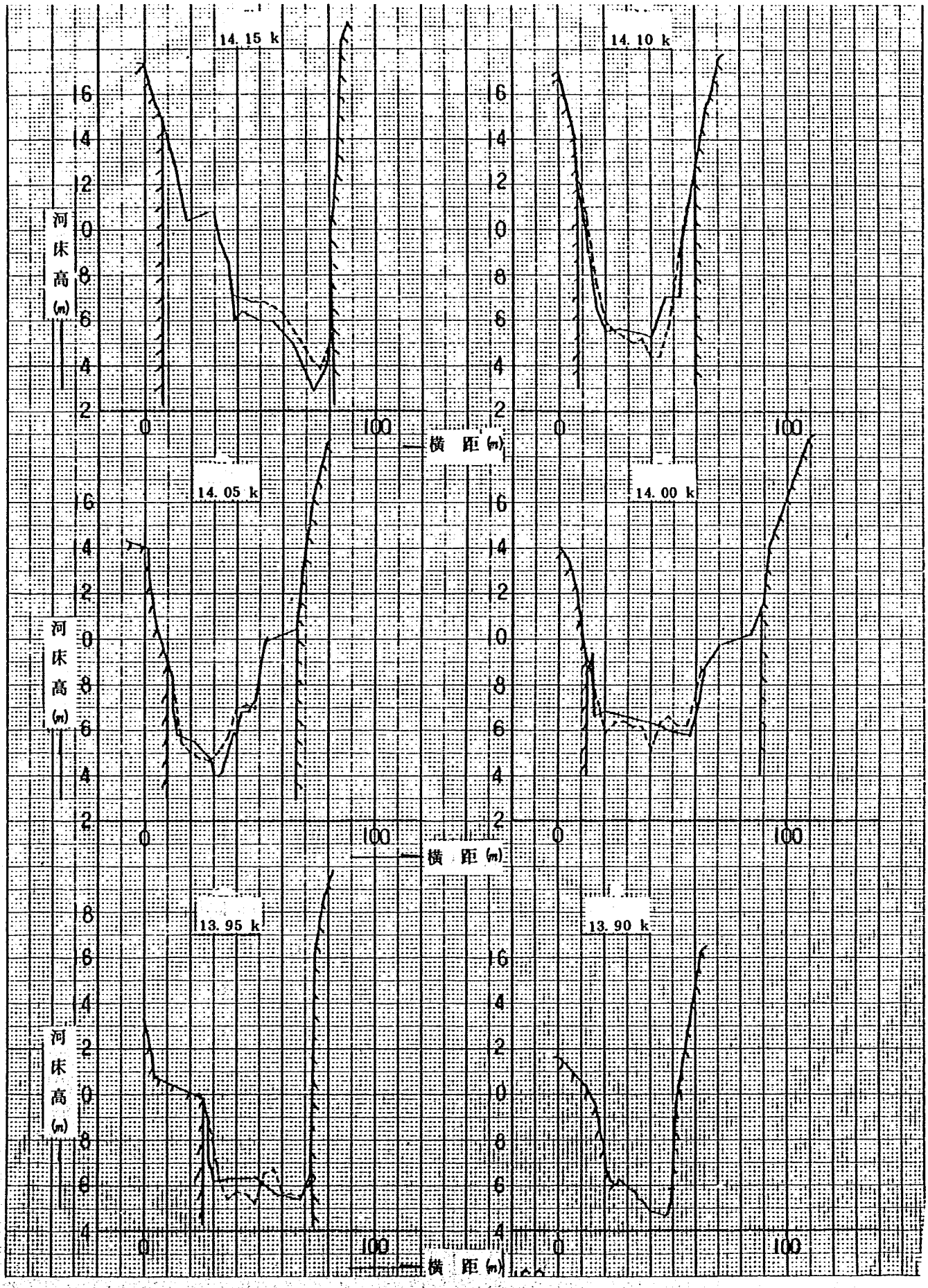
図－21(e)－5　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



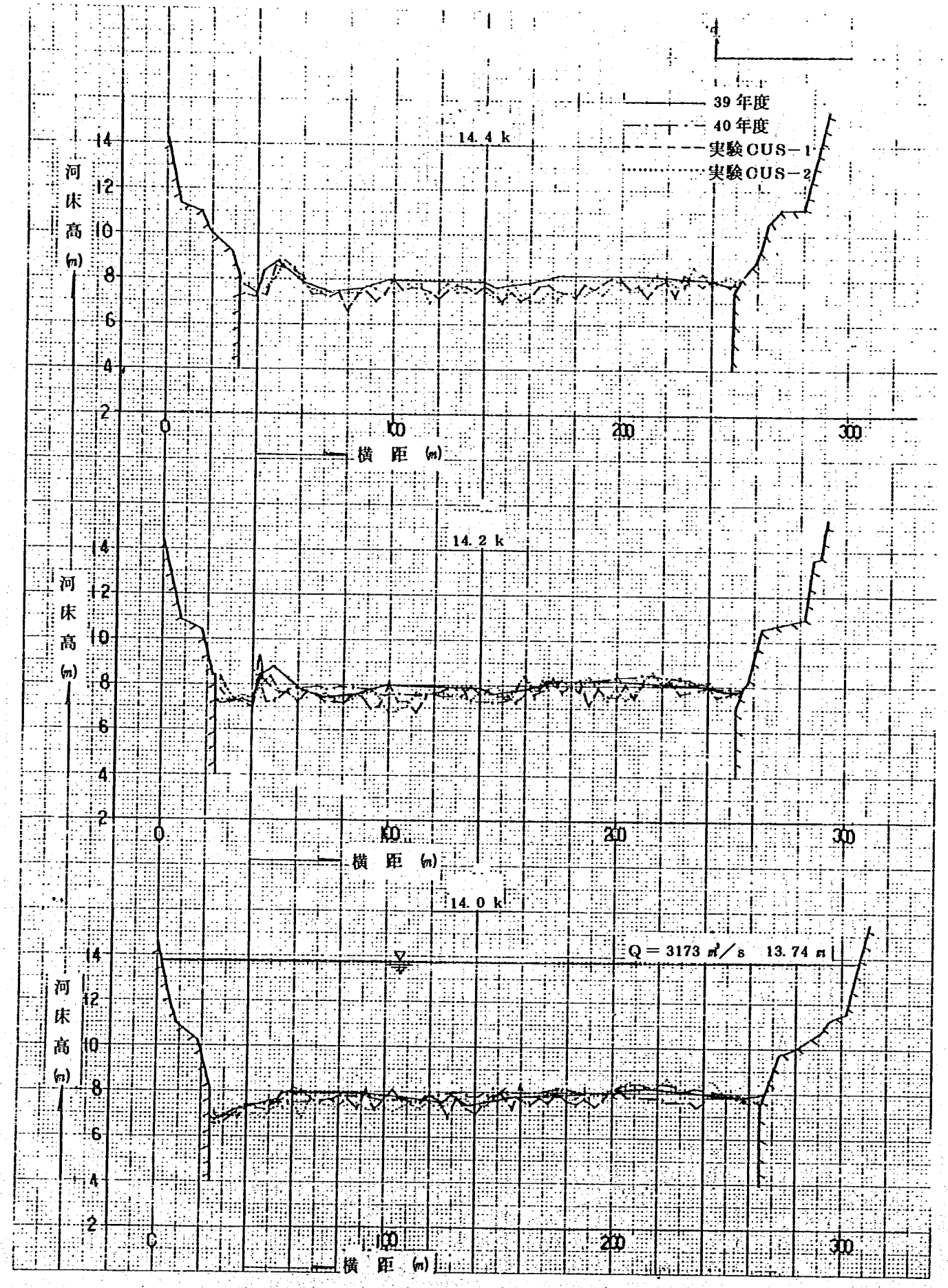
図－21(e)－6　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



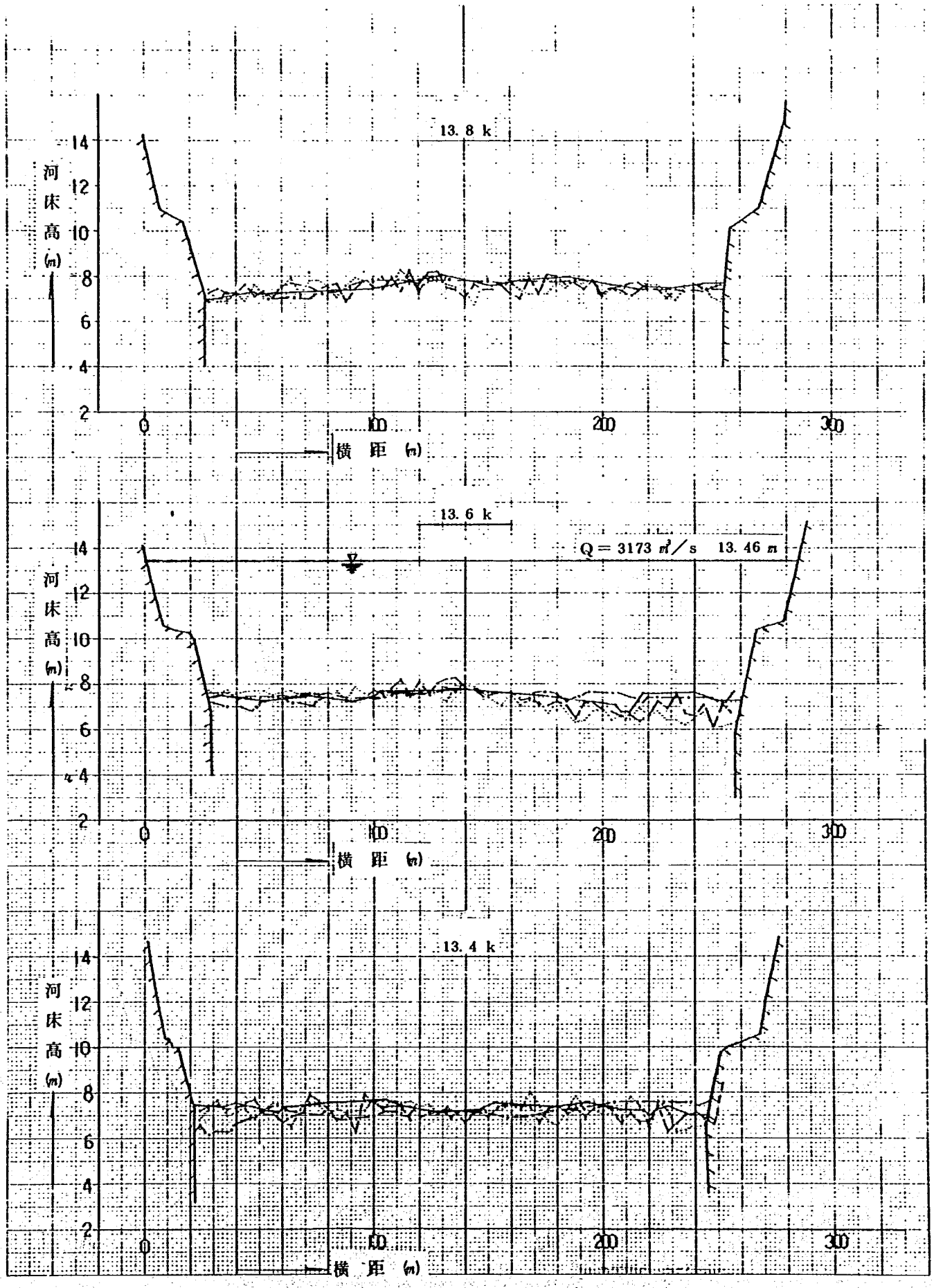
図－21(e)－7　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



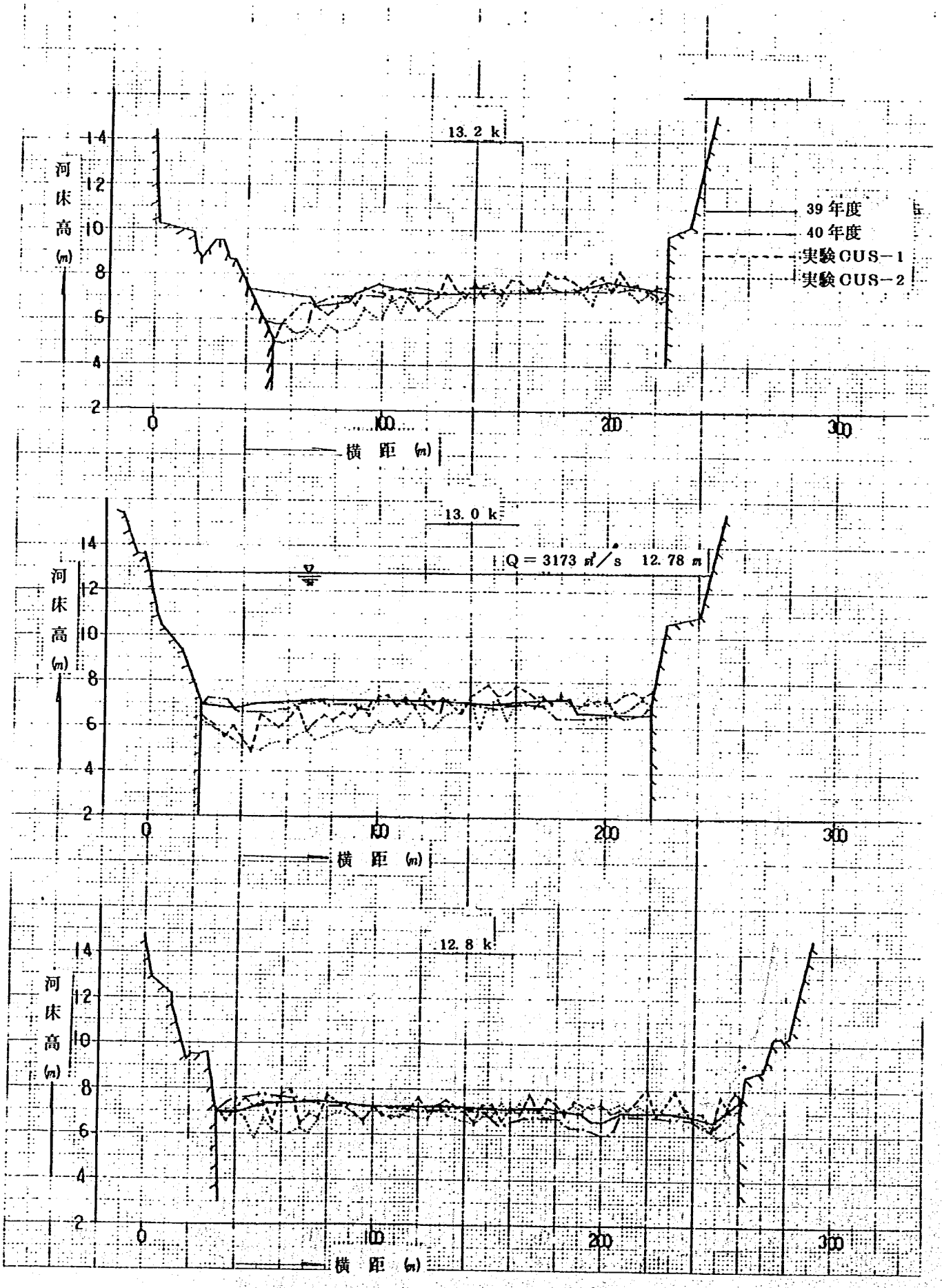
図－21(e)－8　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－１）



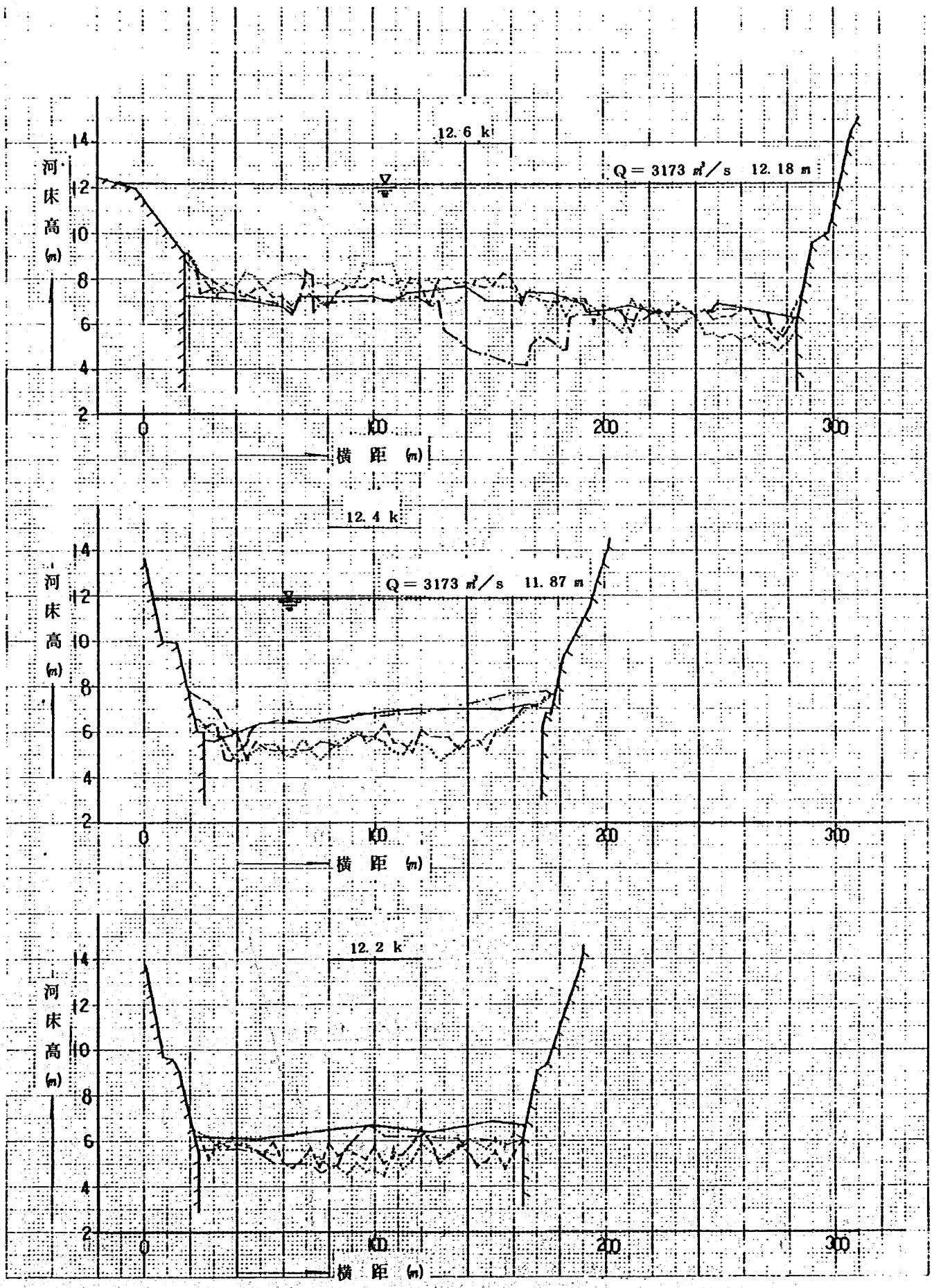
図－21(f)－1　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



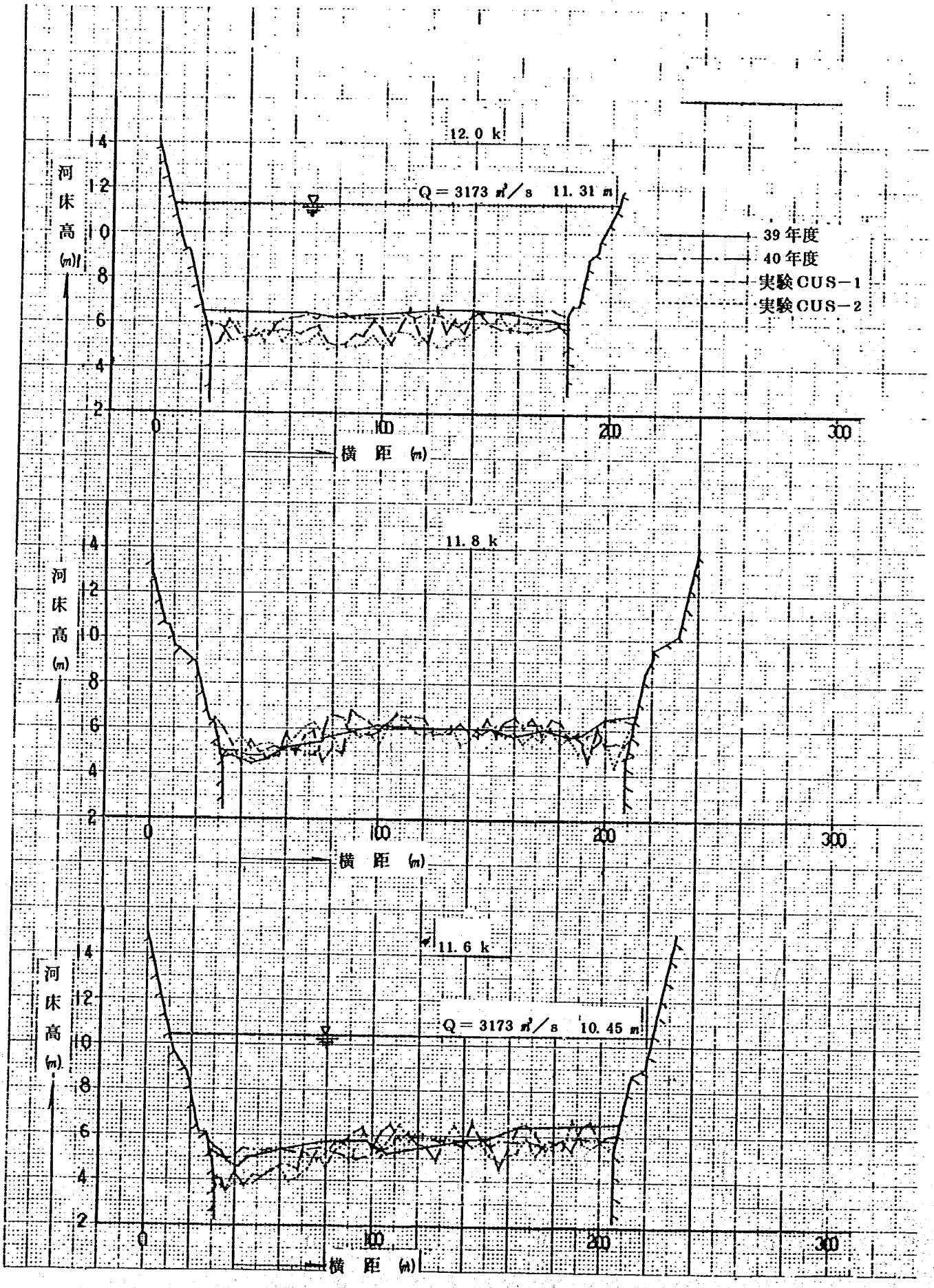
図－21(f)－2　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



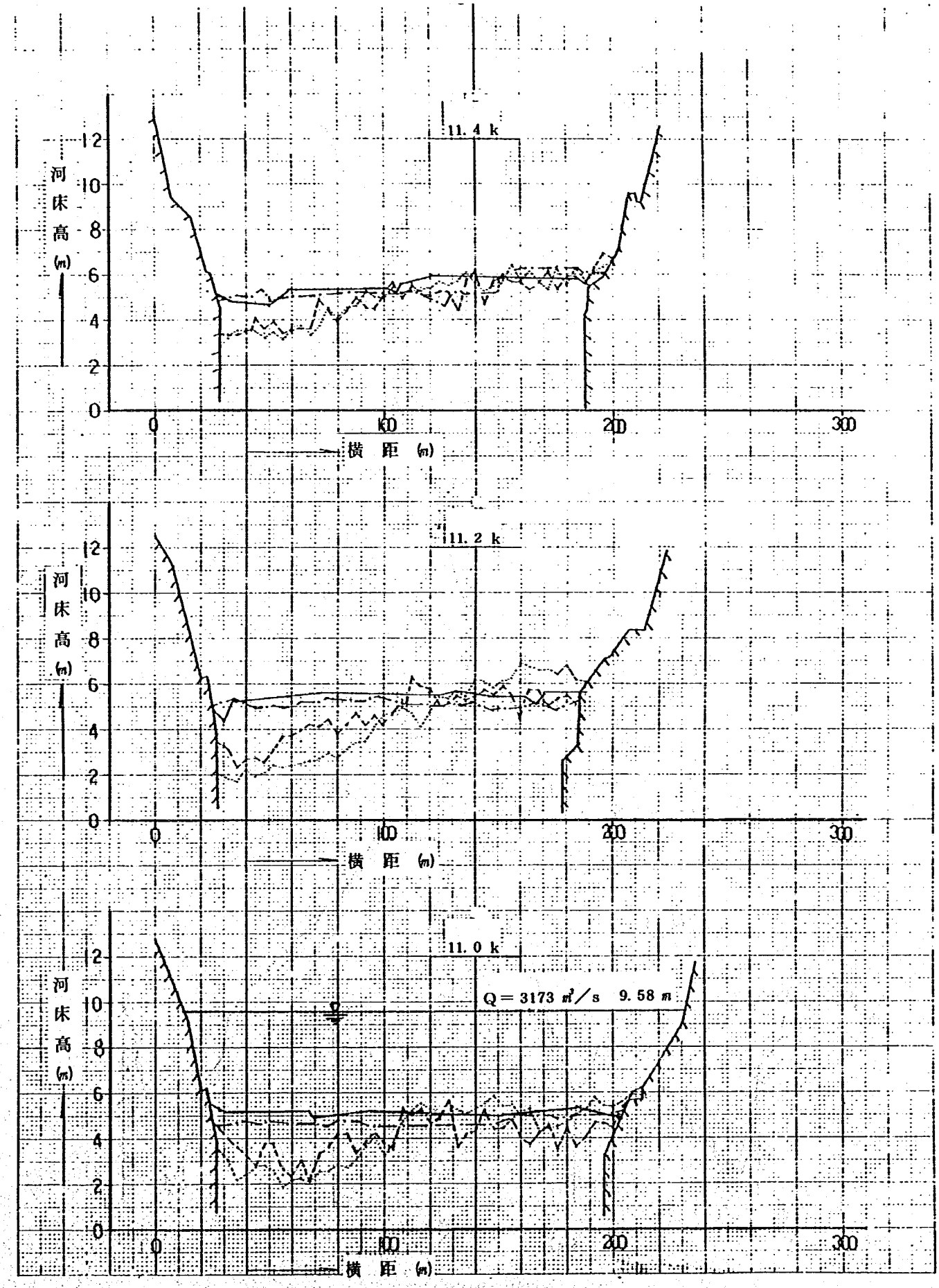
図－21(f)－3　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



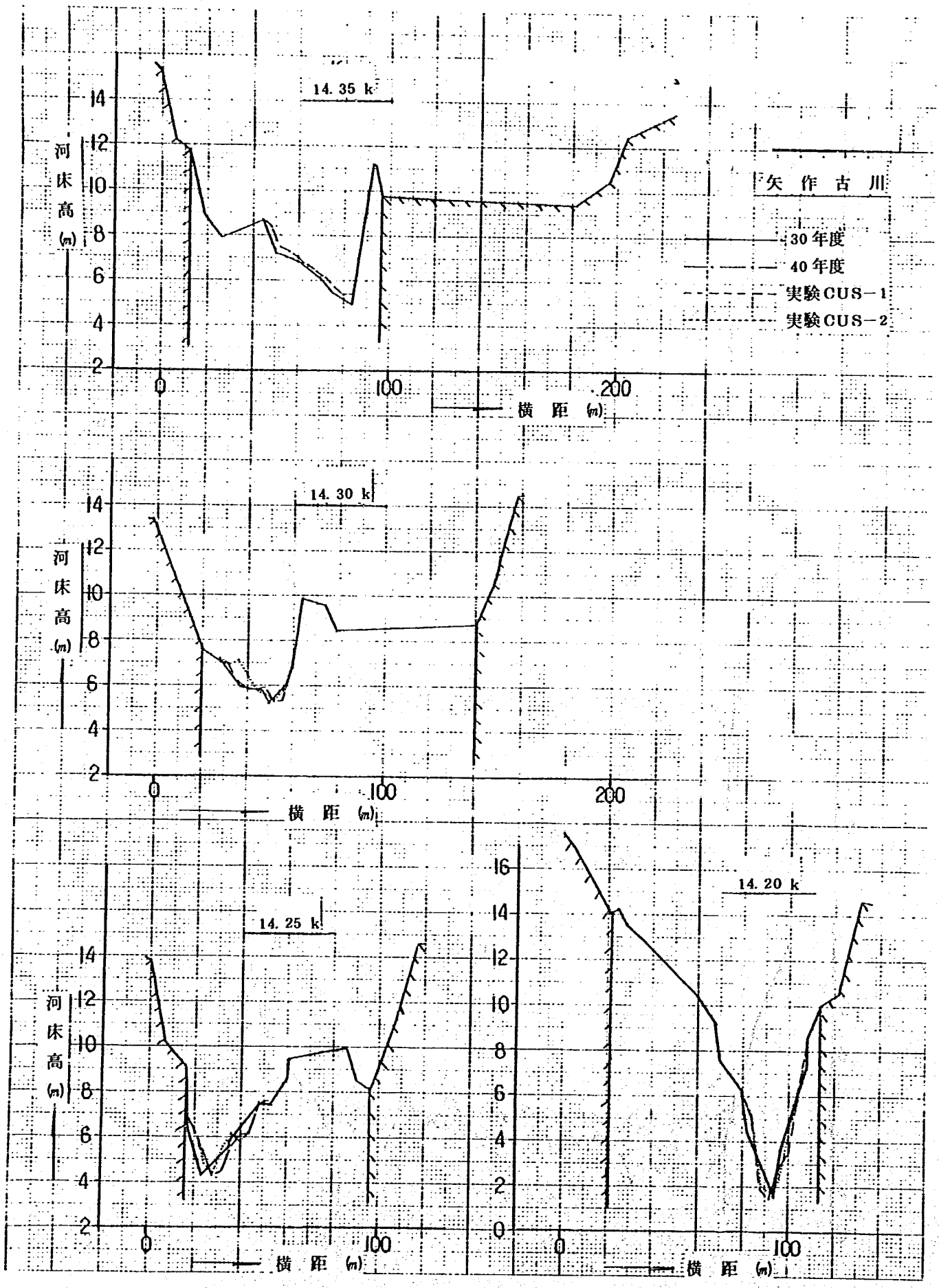
図－21(f)－4　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



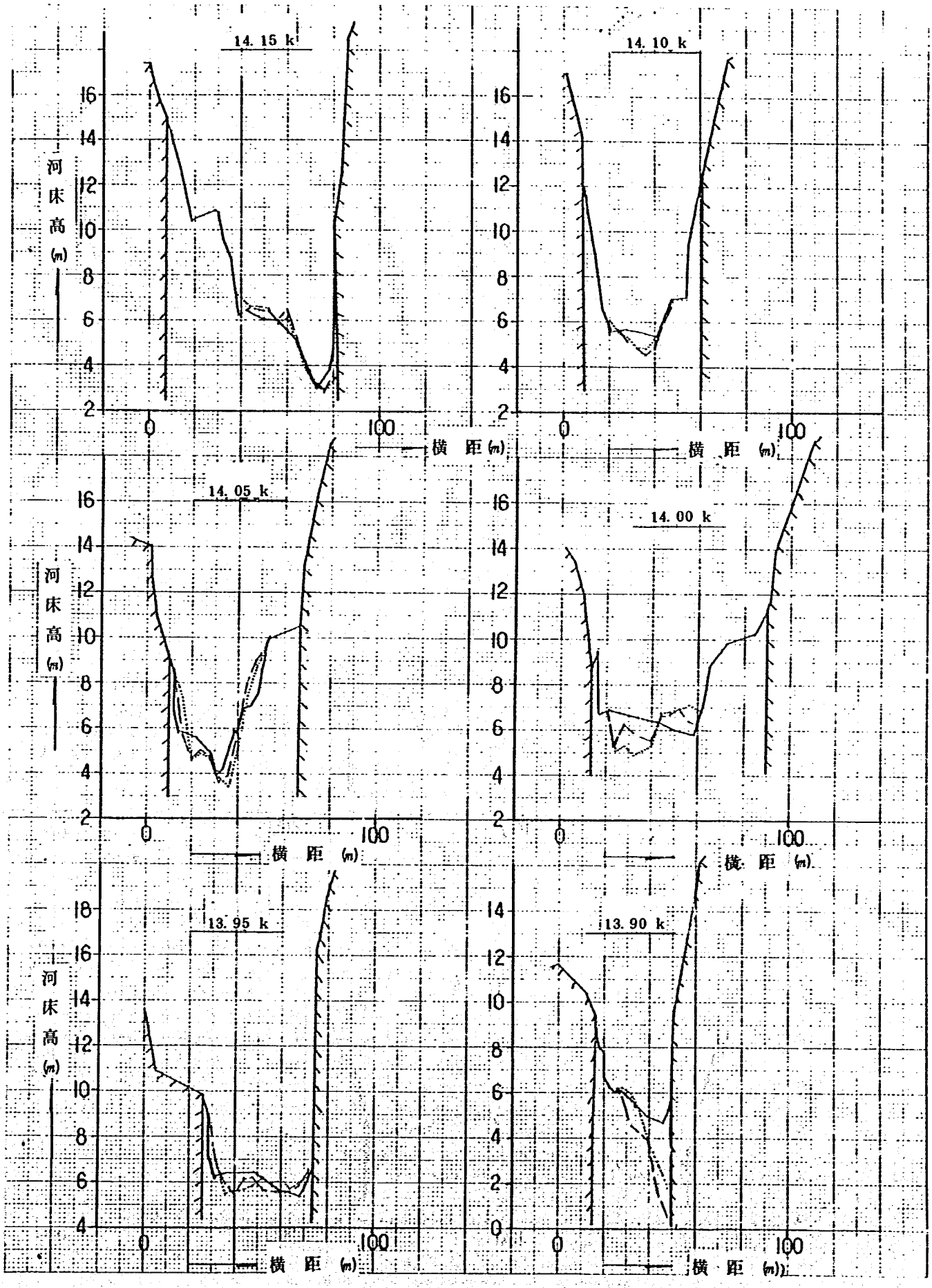
図－21(f)－5　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



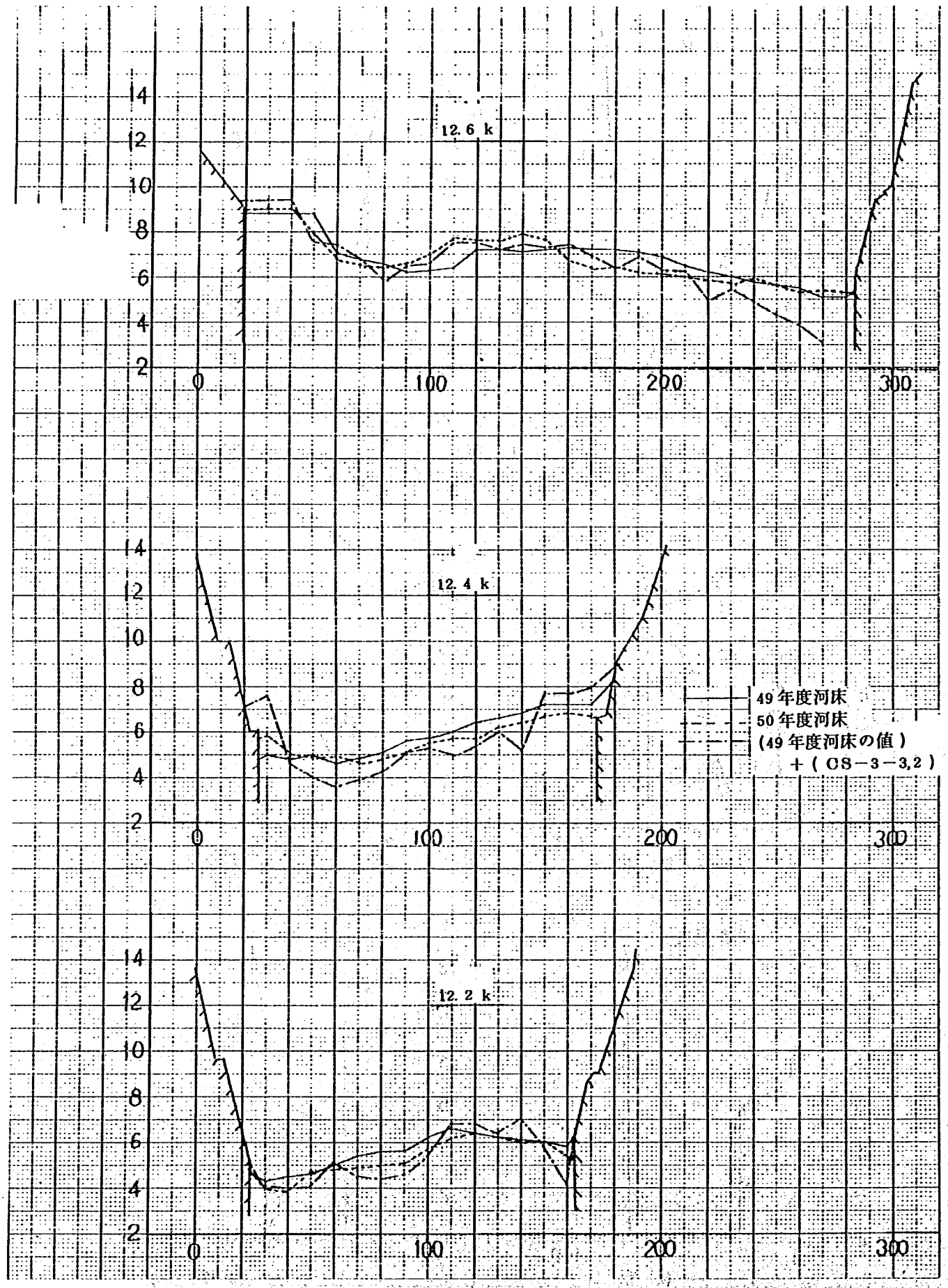
図－21(f)－6　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



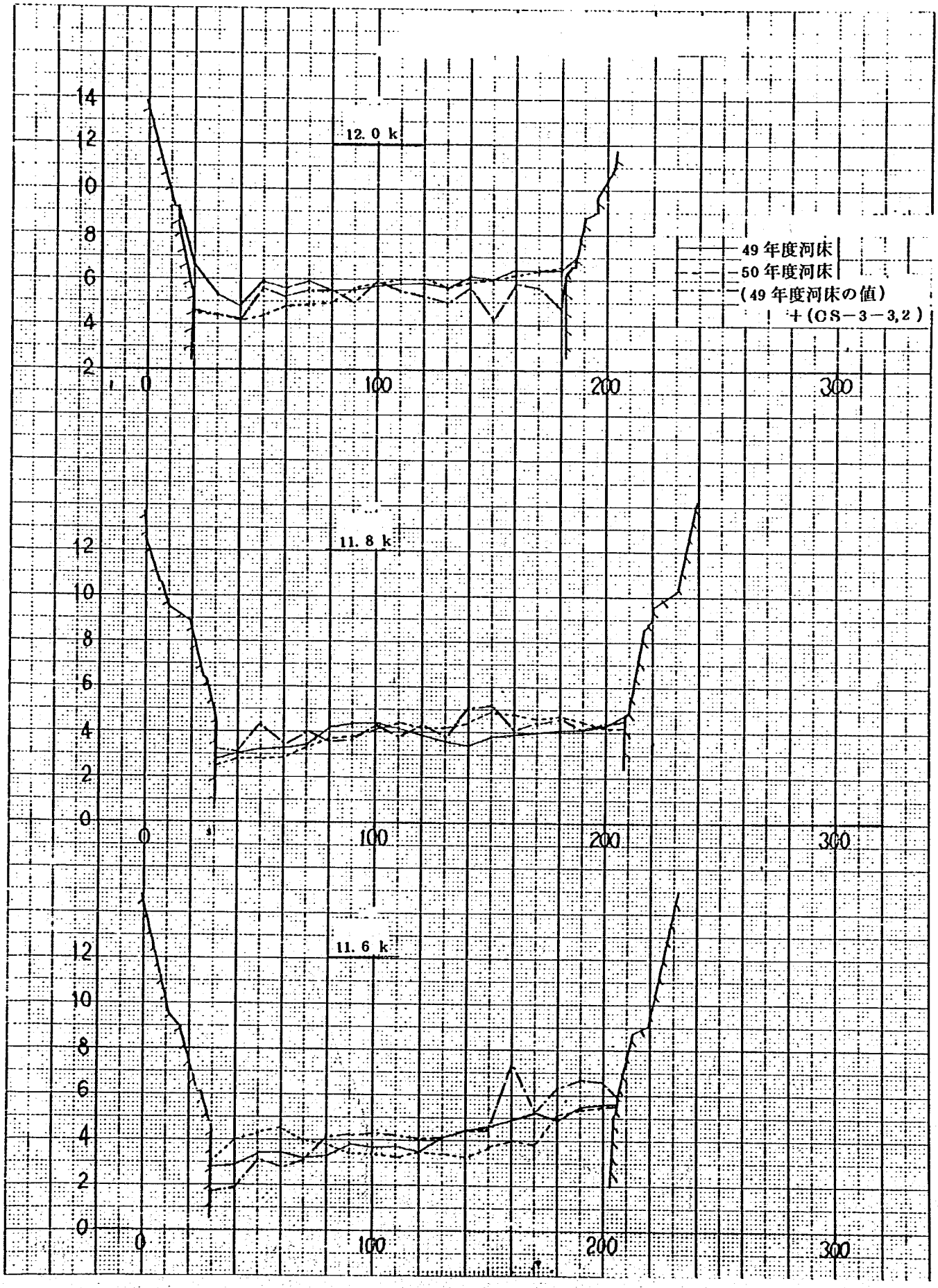
図－21(f)－7　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



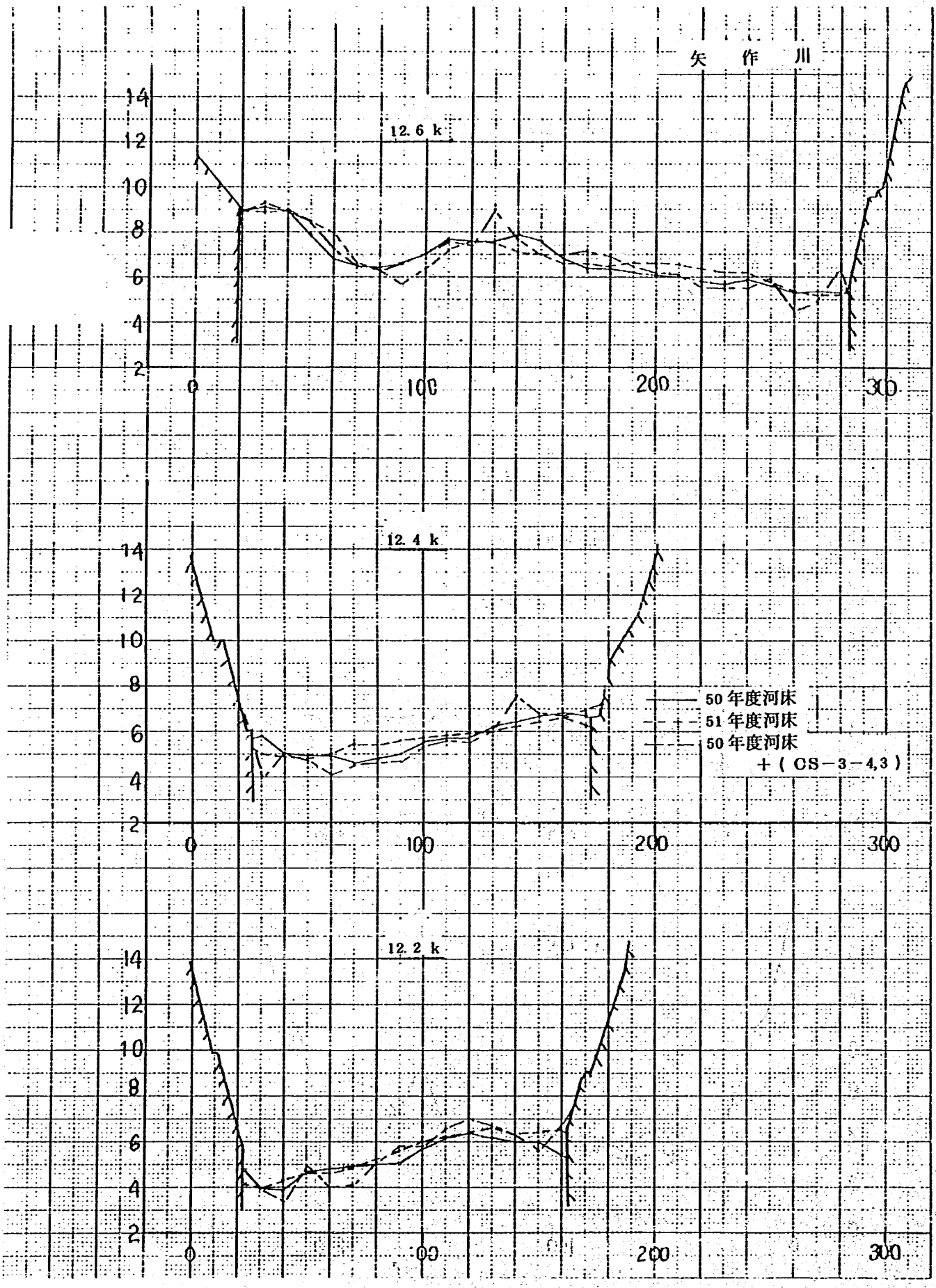
図－21(f)－8　横断形状時間変化図（ＣＵＳ－２）



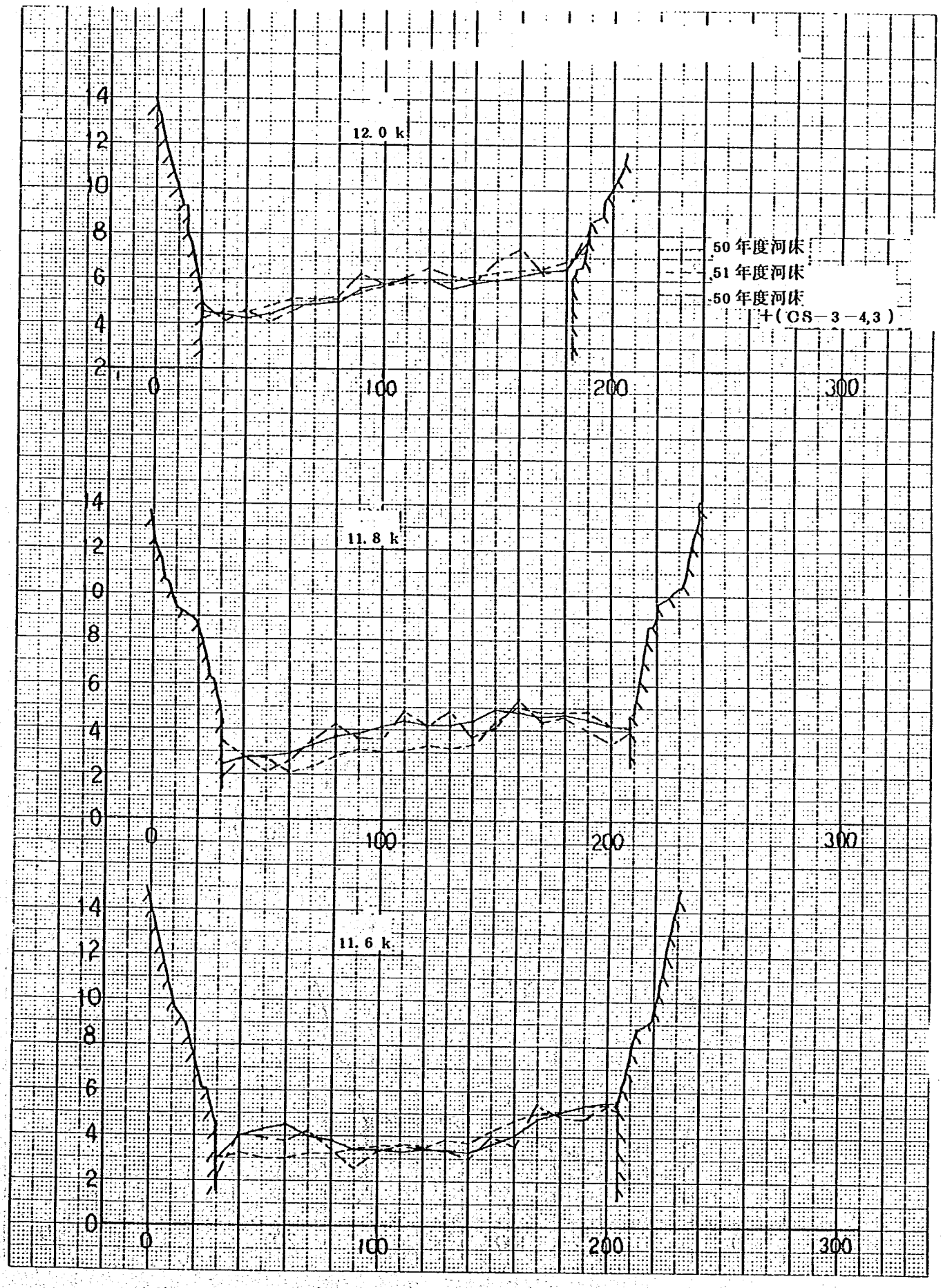
図－21(g)－1　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



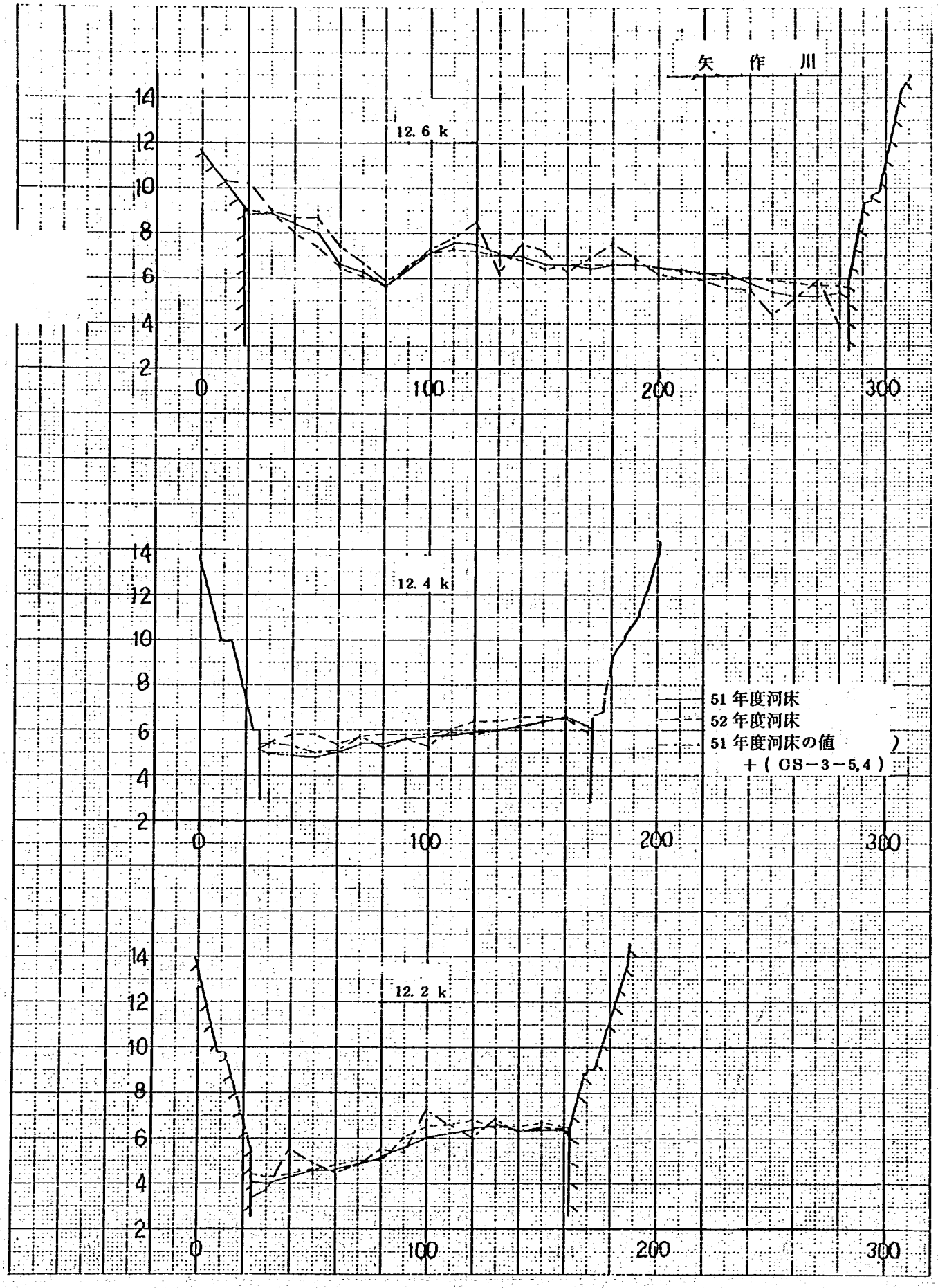
図－21(g)－2　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



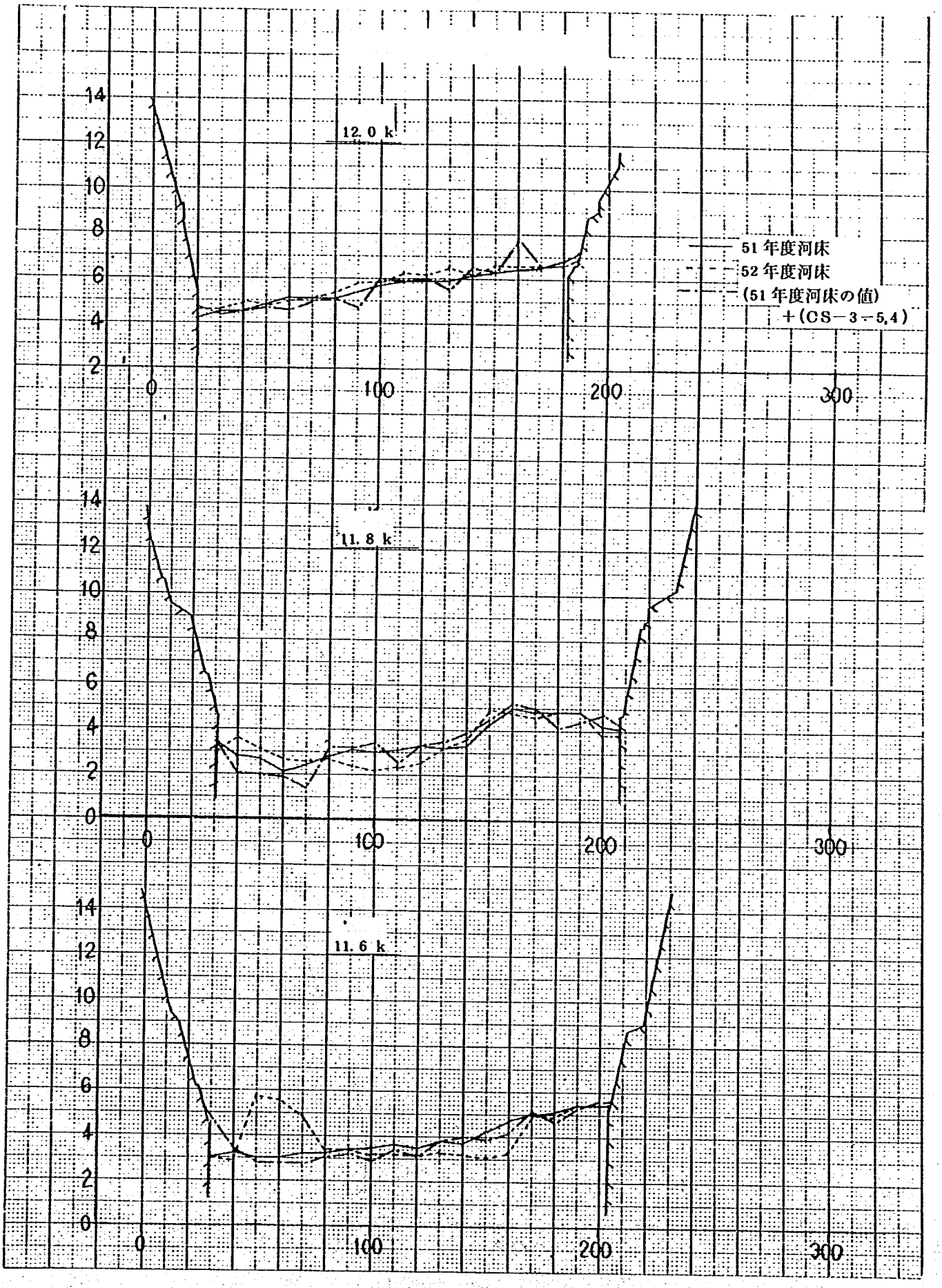
図－21(g)－3 横断形状時間変化図（CS－3）



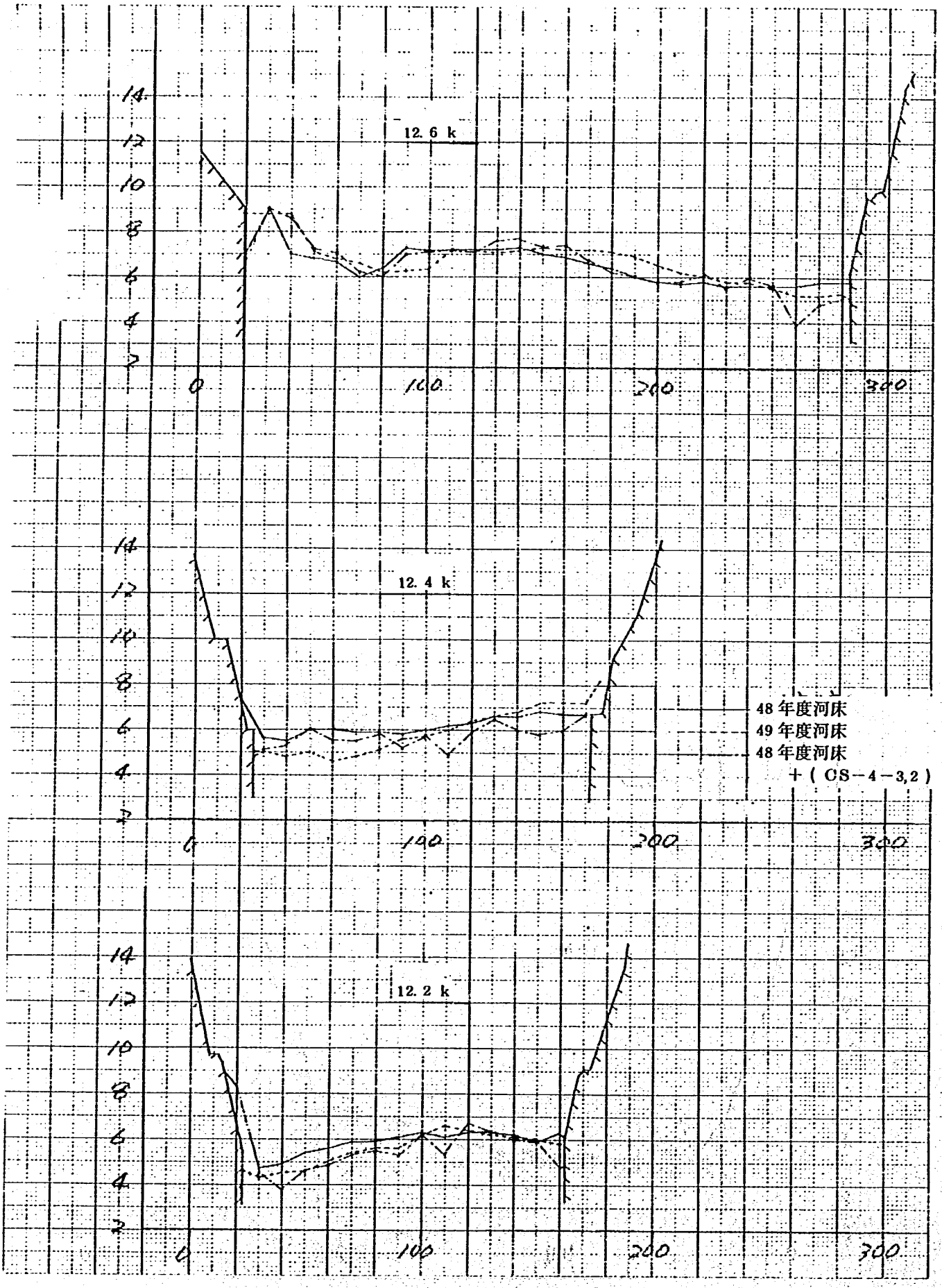
図－21(g)－4　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



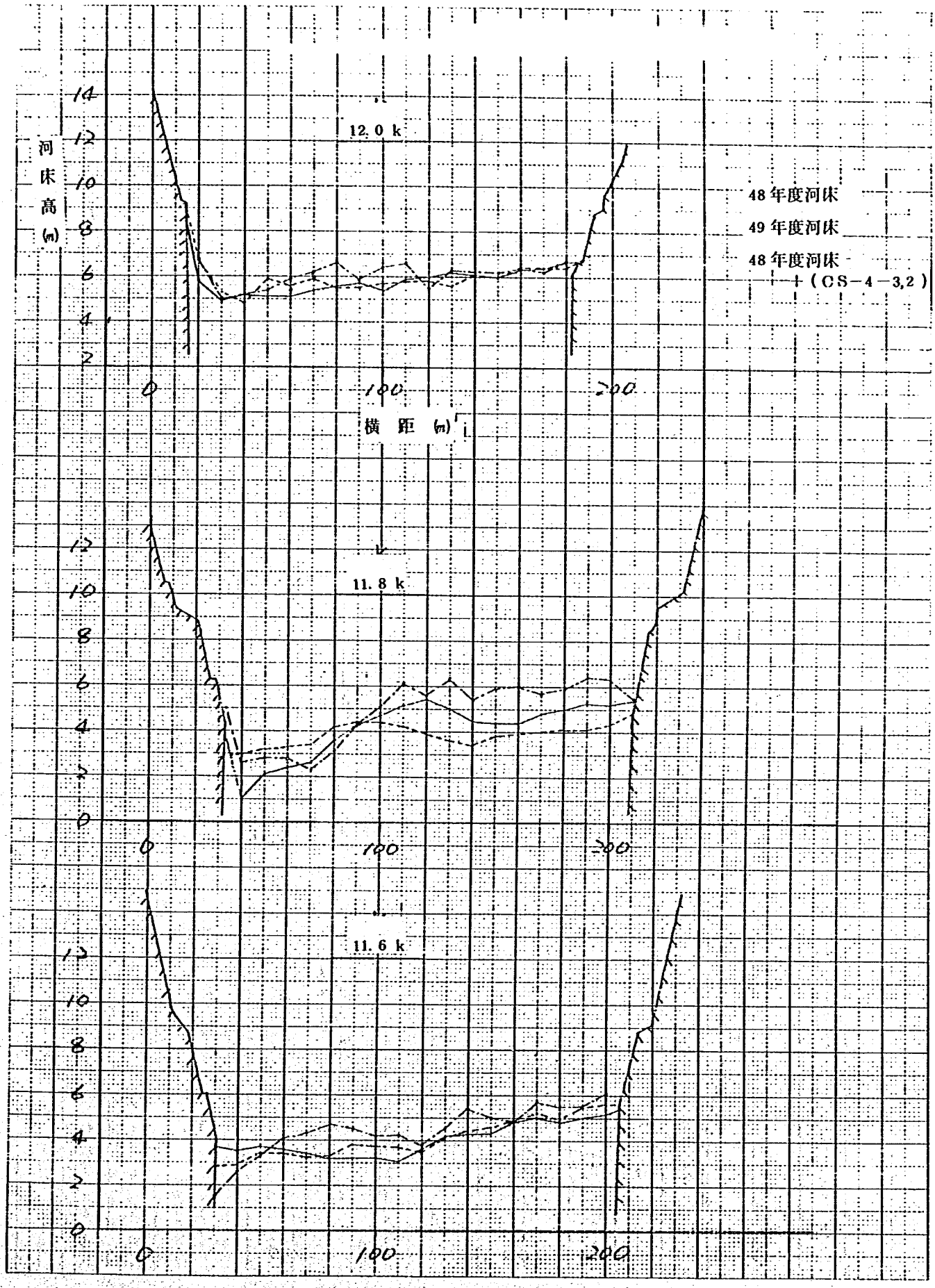
図－ 21 (g)－ 5　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



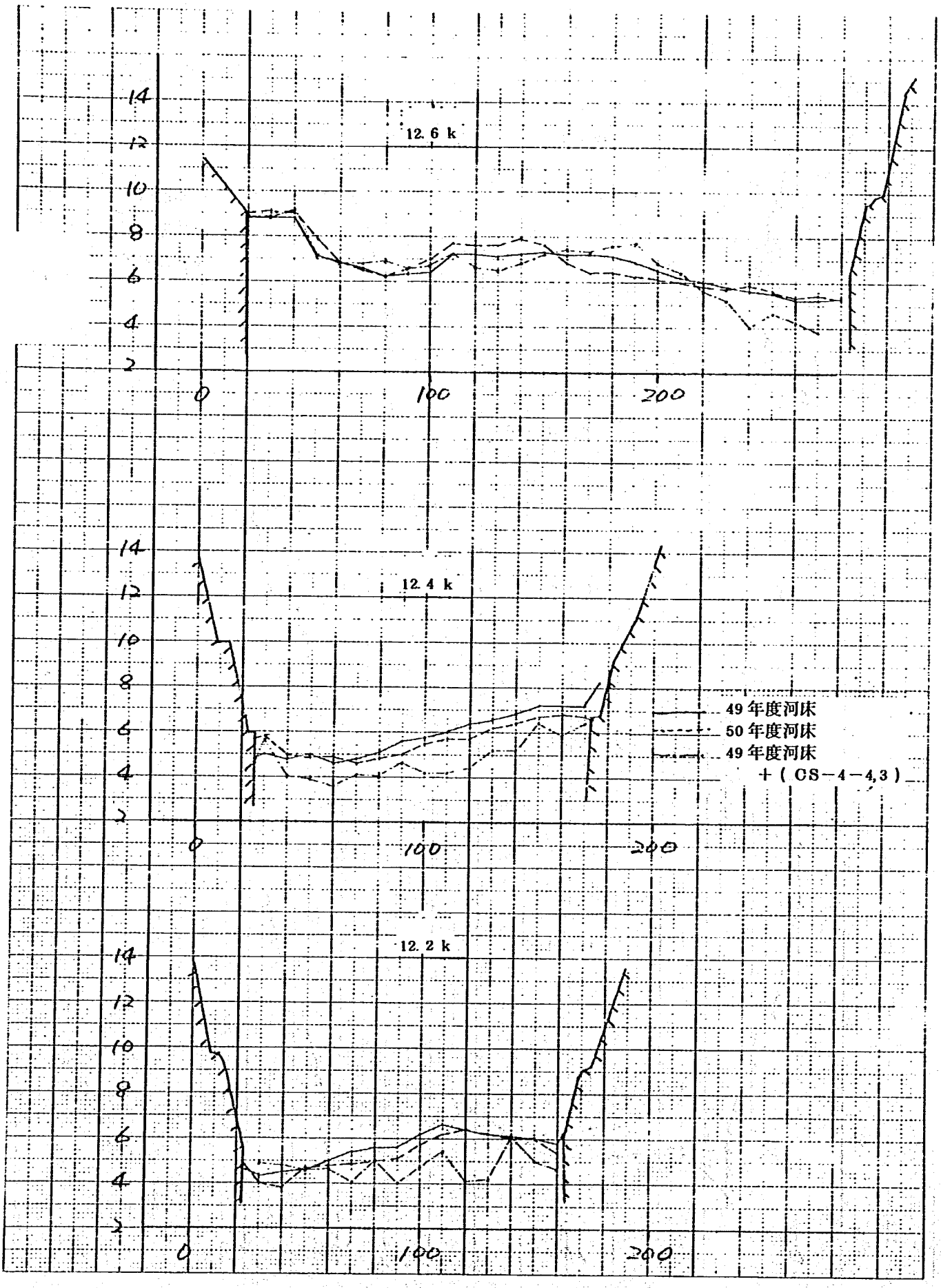
図－21(g)－6　横断形状時間変化図（ＣＳ－３）



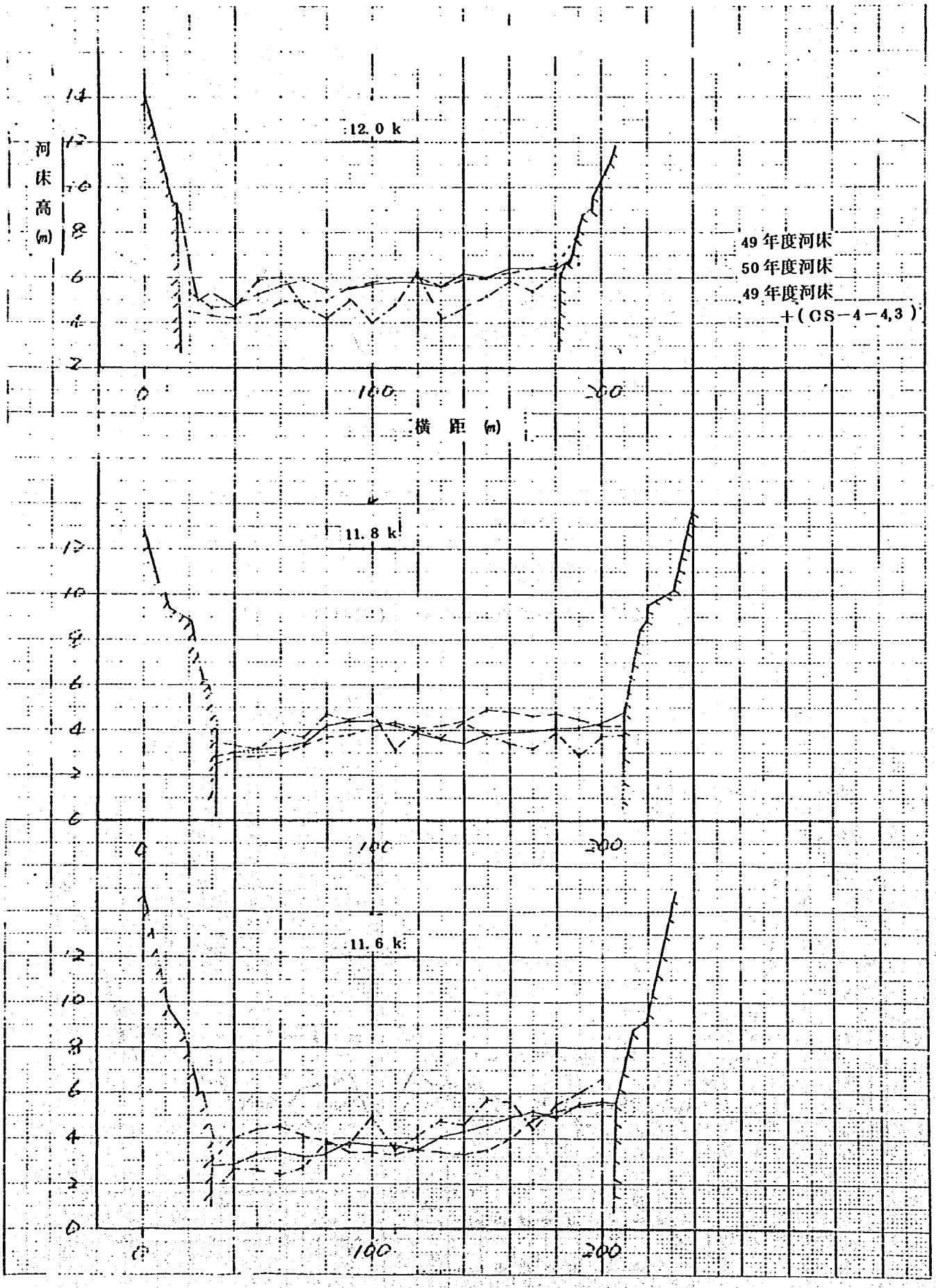
図－21(h)－1　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



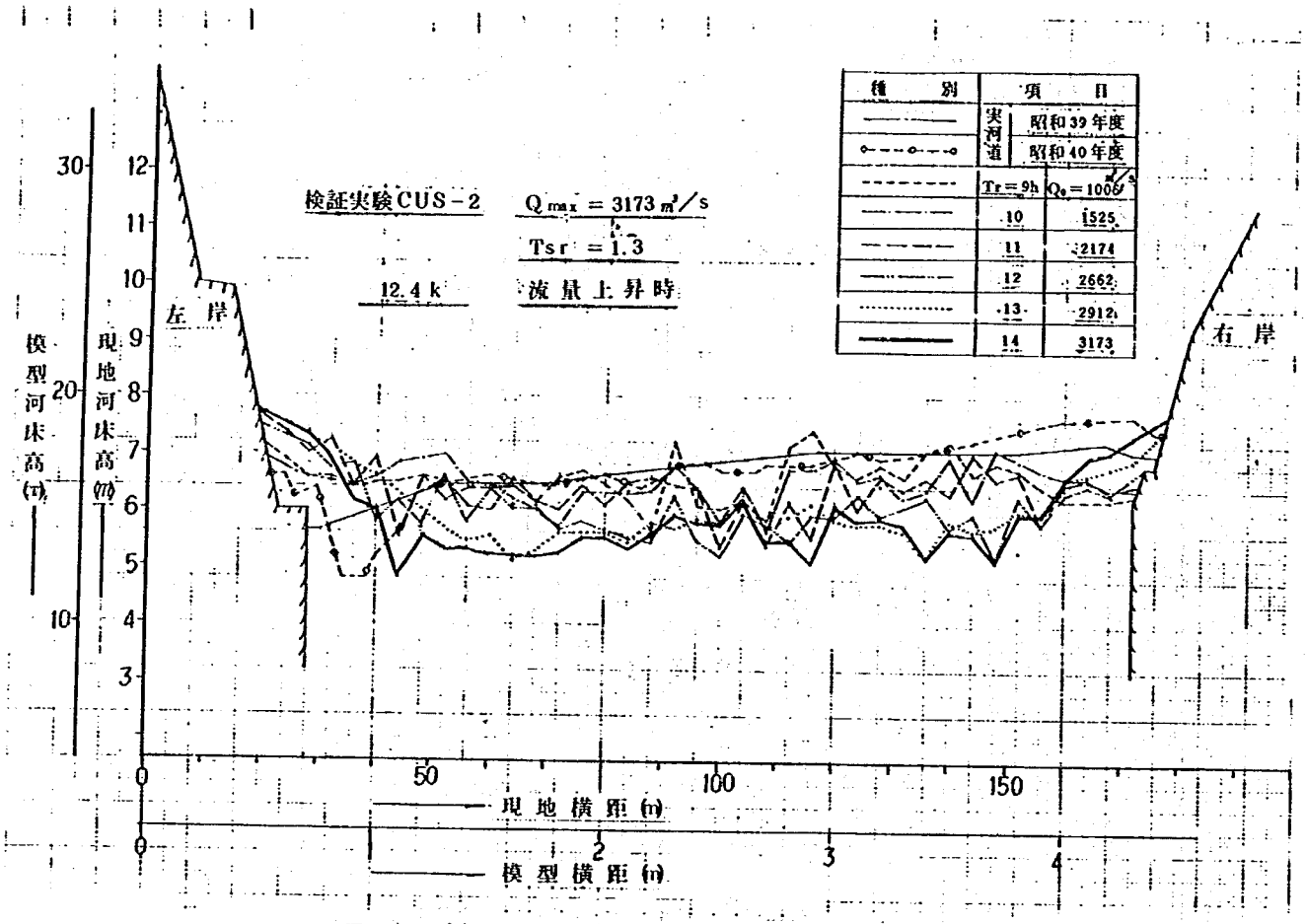
図－21(h)－2　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



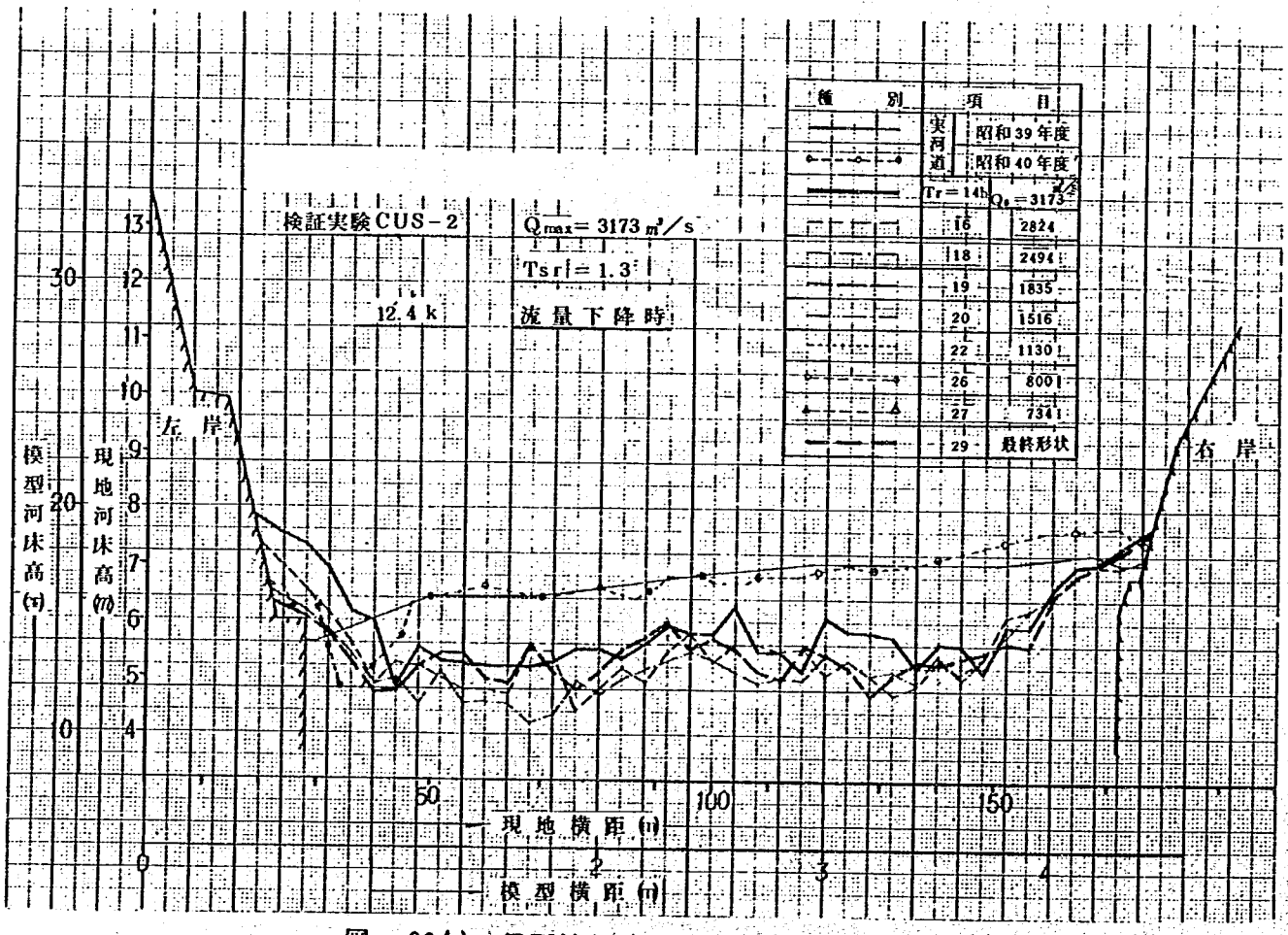
図－21(h)－3　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



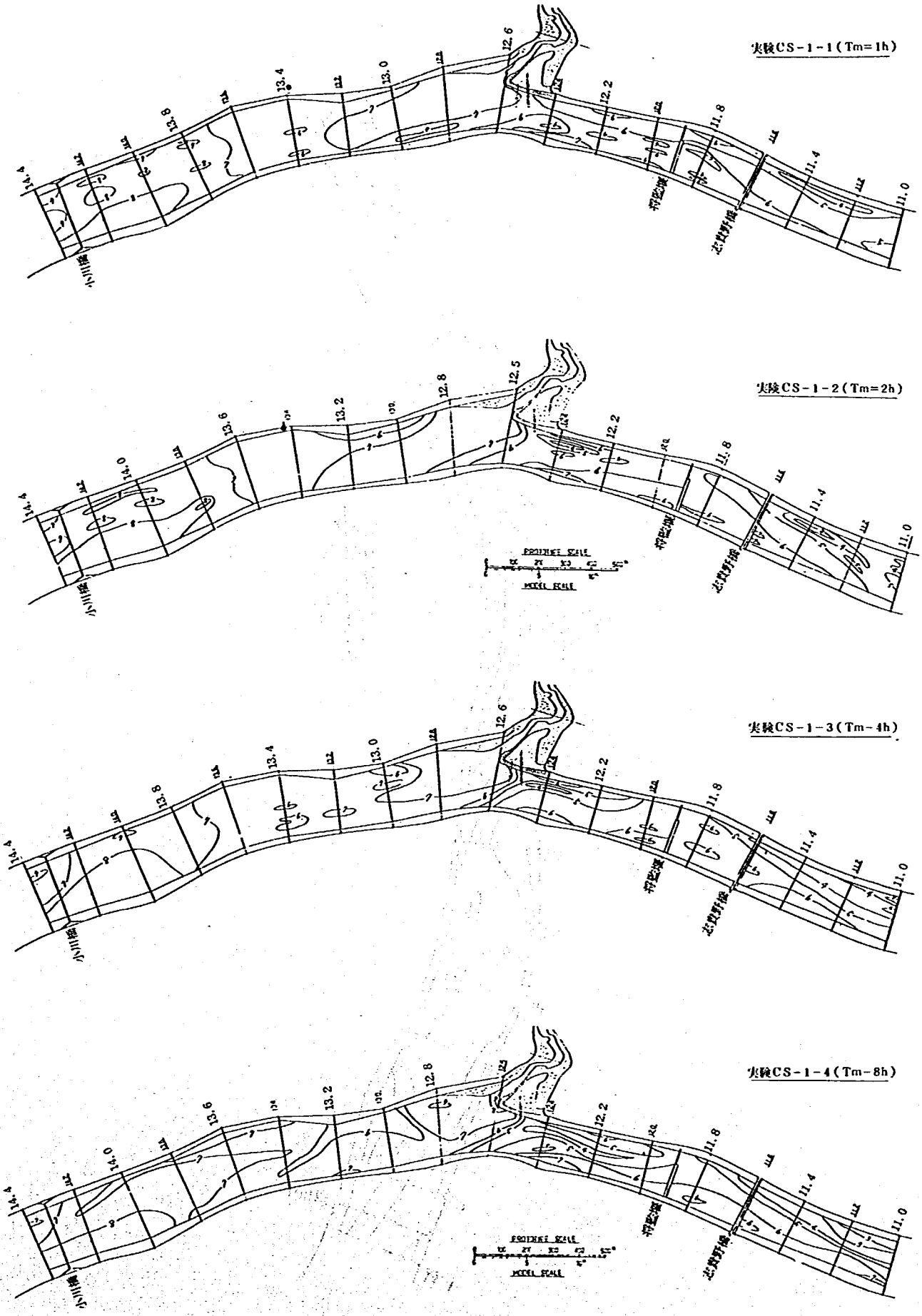
図－21(h)－4　横断形状時間変化図（ＣＳ－４）



図－22(a)　局所洗掘時間変化図（ＣＵＳ－２）

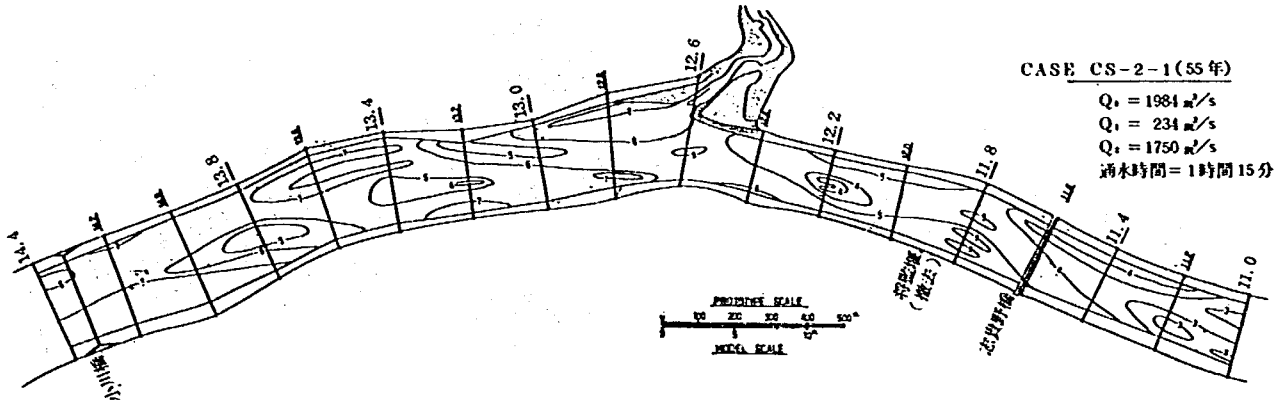


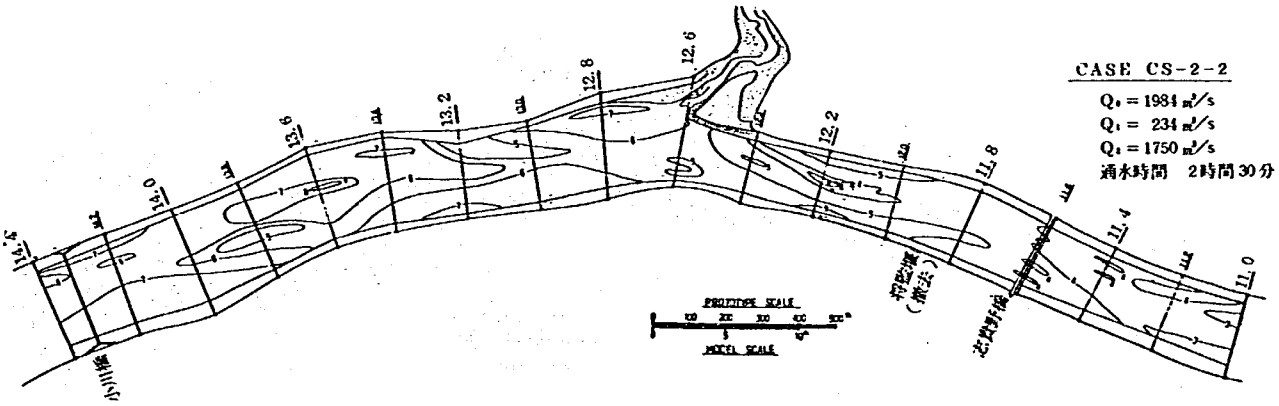
図－22(b)　局所洗掘時間変化図（ＣＵＳ－２）

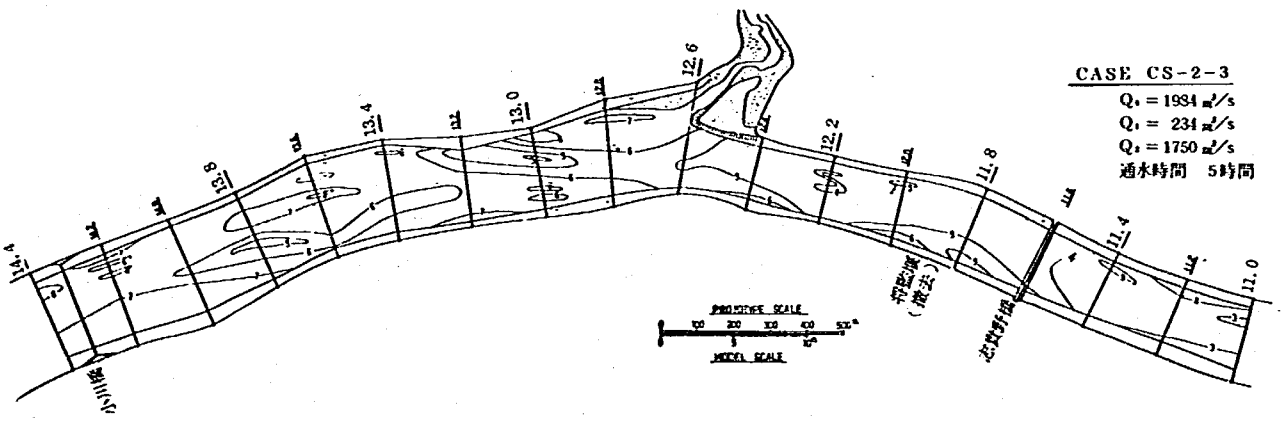


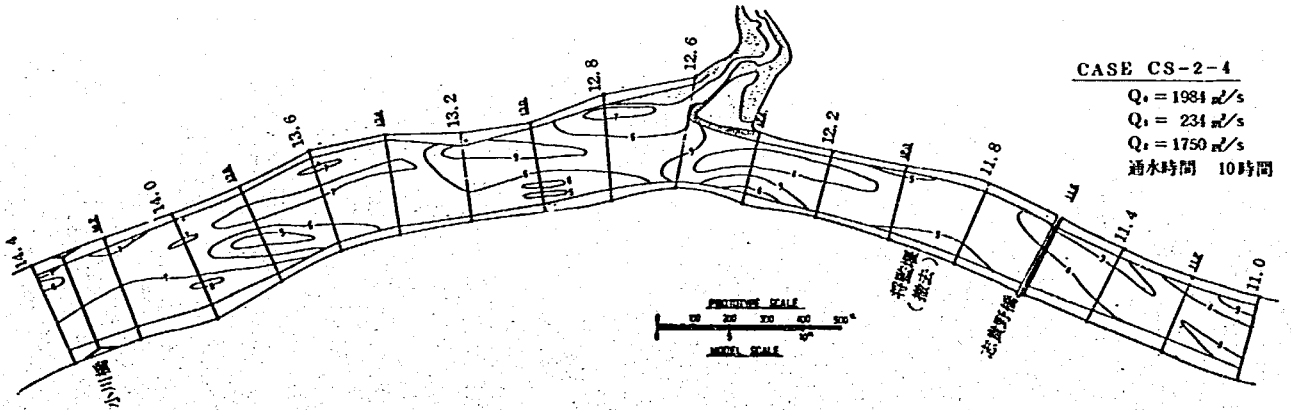
図－23 (a)　河床高等高線（ＣＳ－１）

実験CS-1-5（Tm=16h）

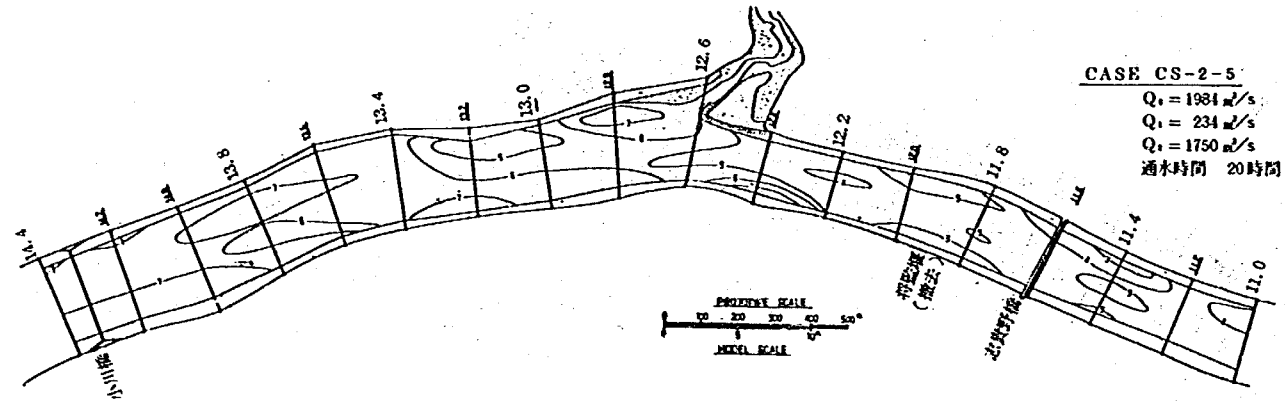


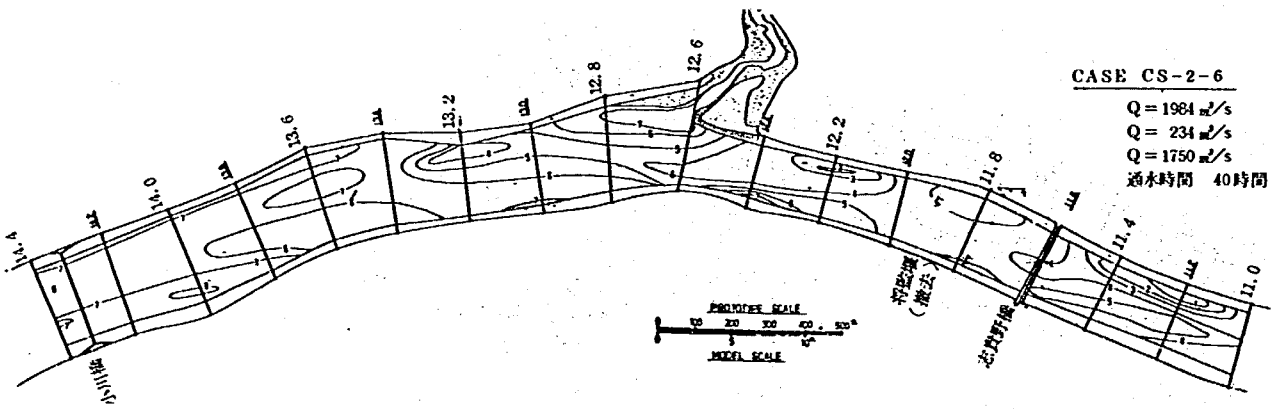


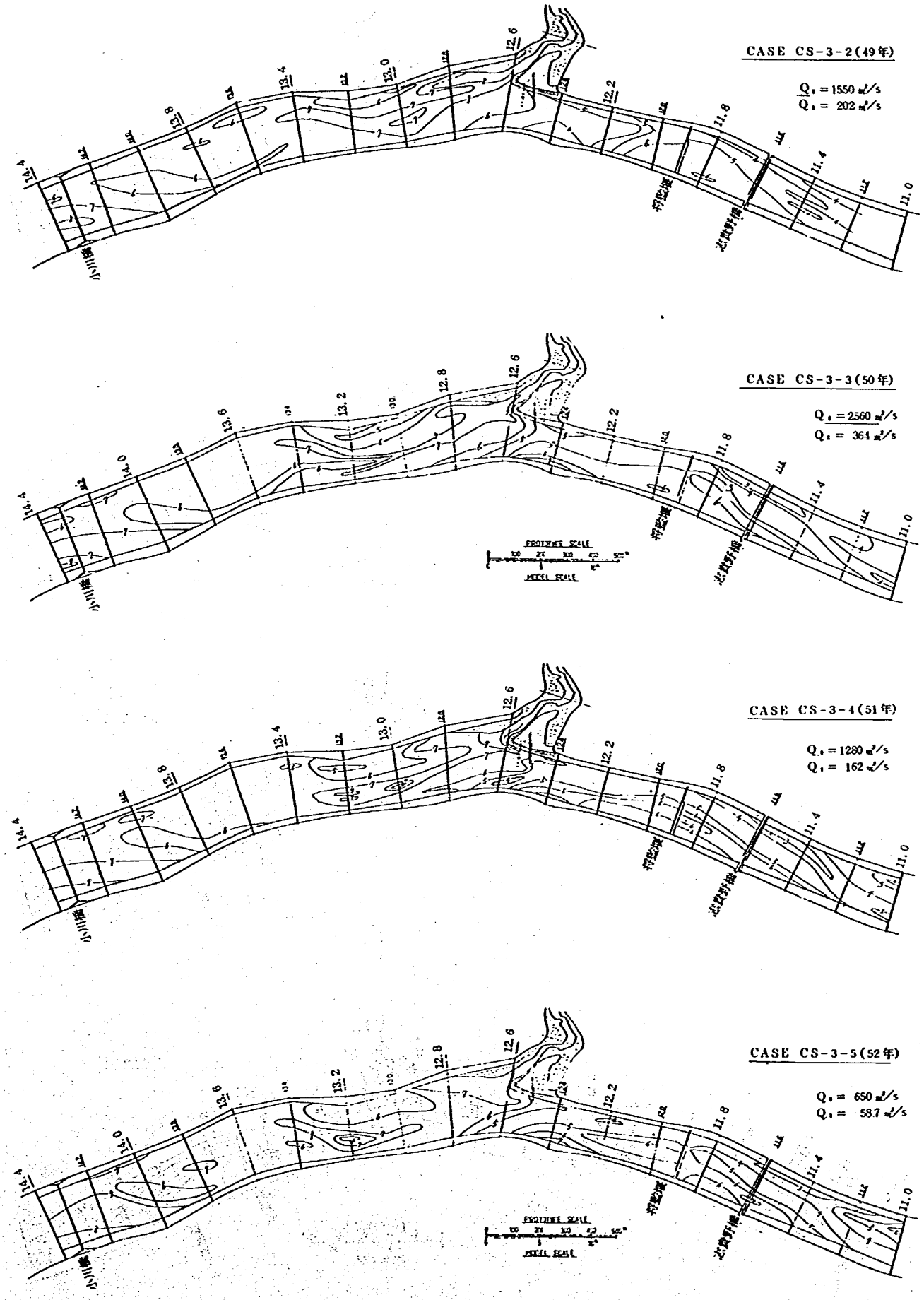




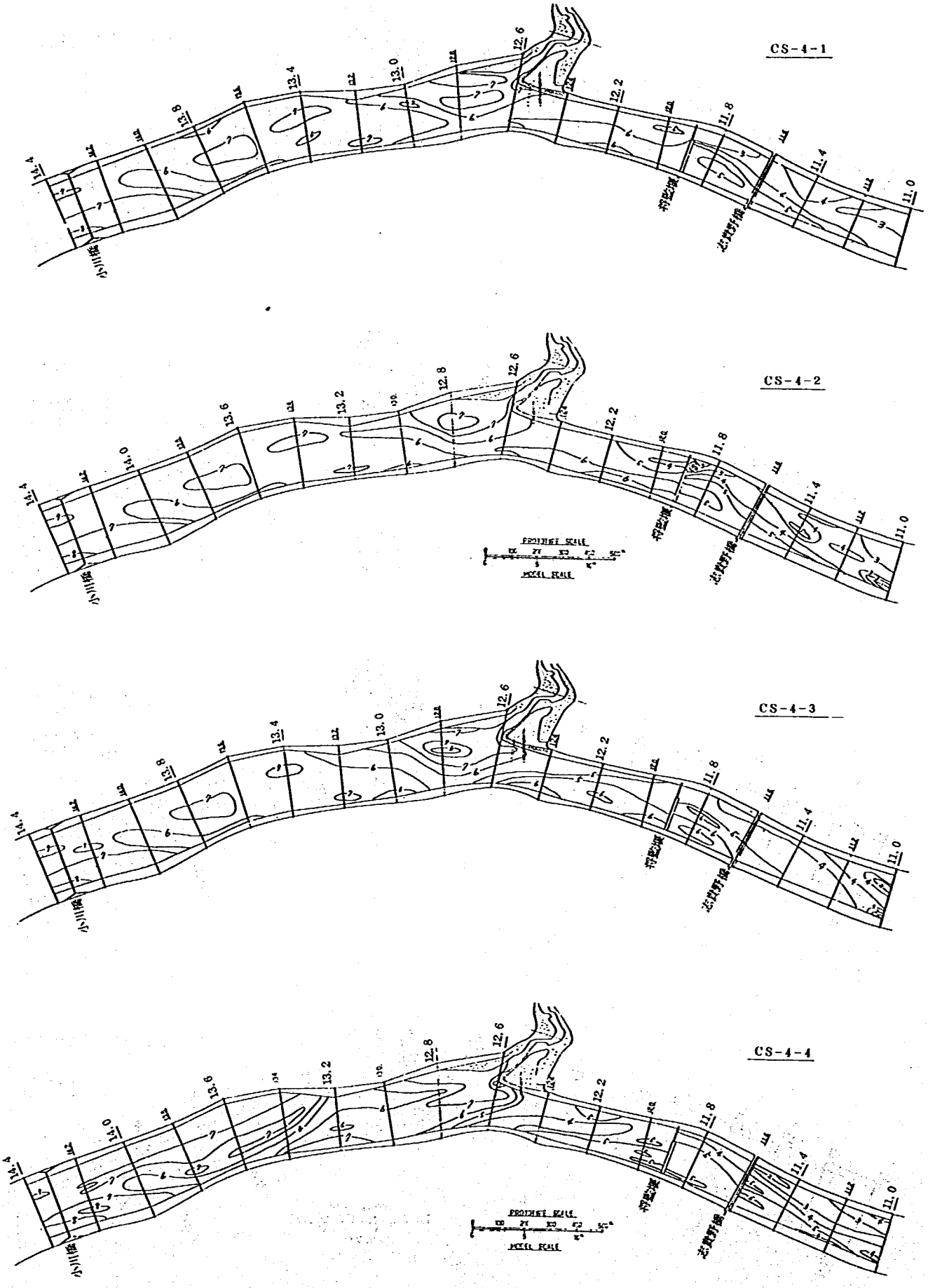
図－23 (b)　河床高等高線（ＣＳ－２）


CASE CS-2-5
Q₀ = 1984 m³/s
Q₁ = 234 m³/s
Q₂ = 1750 m³/s
通水時間 20時間
14.4
13.8
13.4
13.0
12.6
12.2
11.8
11.4
11.0
小川橋
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE

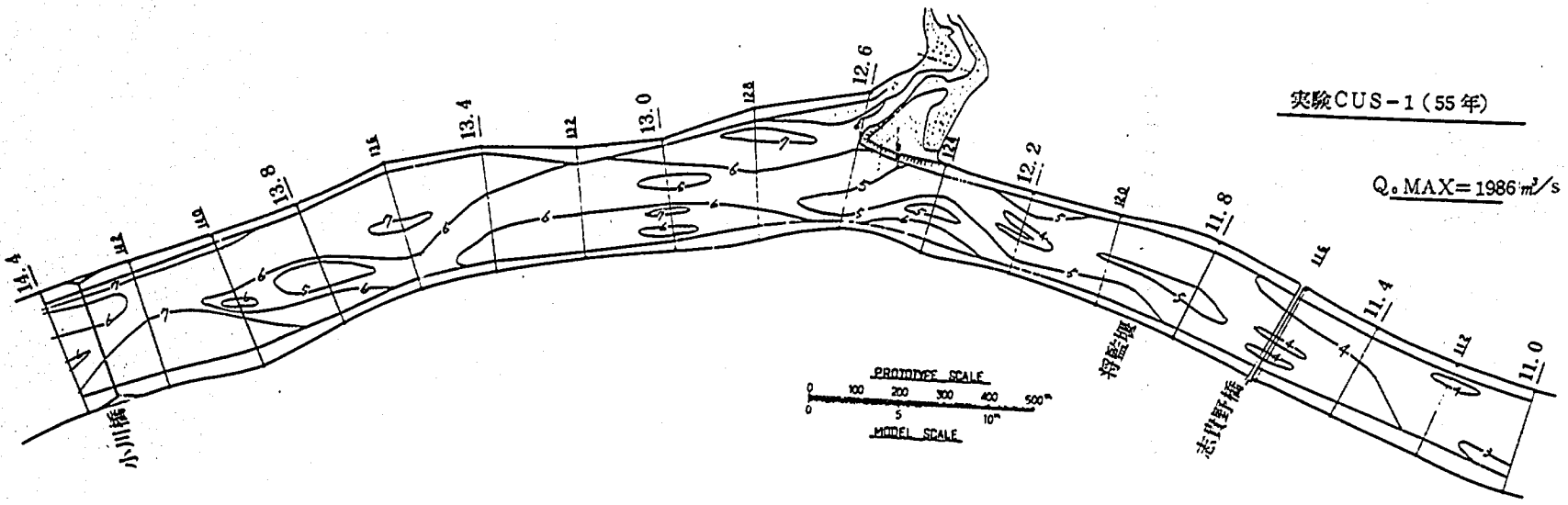

CASE CS-2-6
Q = 1984 m³/s
Q = 234 m³/s
Q = 1750 m³/s
通水時間 40時間
14.4
14.0
13.6
13.2
12.8
12.6
12.2
11.8
11.4
11.0
小川橋
PROTOTYPE SCALE
MODEL SCALE



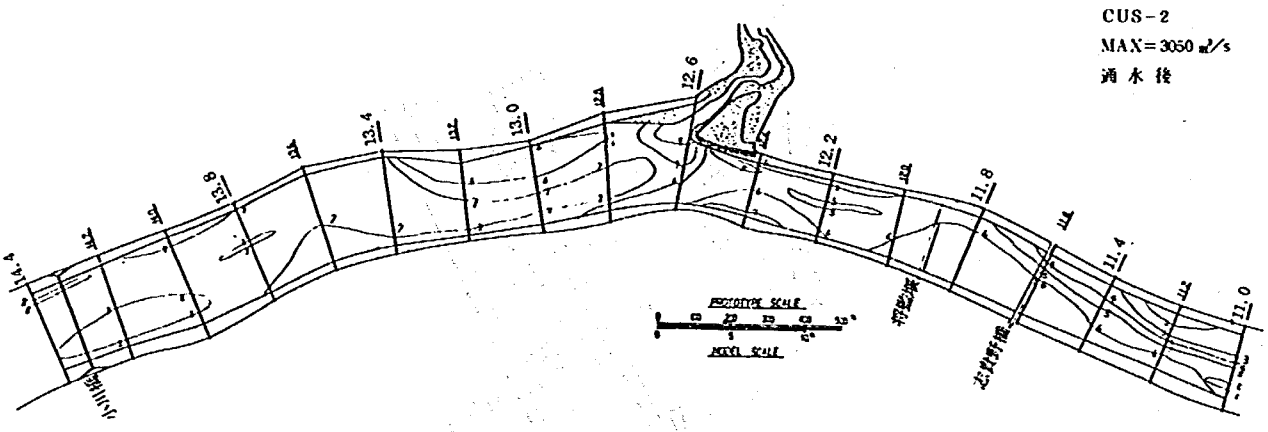
図－23（c）河床高等高線（ＣＳ－３）



図－23（d） 河床高等高線（ＣＳ－４）



図－23（e）　河床高等高線（ＣＵＳ－１）



図－23（f）　河床高等高線（ＣＵＳ－２）

矢作川・古川水理模型実験報告書〔I〕
—検証実験—

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第 1866 号
昭和57年8月

馬場洋二・浅野富夫
島谷幸宏・谷本光司
綿貫克彦

キーワード：矢作川・古川，検証実験

要　旨

矢作川・古川水理模型実験のうち検証実験について述べた。

郵便はがき

四十円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県筑波郡
豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
都市河川研究室　御中

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1866号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　　名　　印