

METODOS PARA CONSTRUCCION DE DIQUES  
O PRESAS Y OBRAS DE PROTECCION DE  
MARGENES

POR: Ing<sup>o</sup> NAOTO MINO

## MÉTODOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES O PRESAS Y OBRAS DE PROTECCIÓN DE MARGENES

POR: Ing<sup>o</sup> NAOTO MINO.

- 1.- Construcción de diques
- 2.- Protección de márgenes
  - 2.1.- Revestimiento de márgenes
  - 2.2.- Espigones

### 1.- Construcción de diques

#### 1.1 Altura:

Los diques hechos con tierra son fácilmente destruidos por el paso del agua, por lo que deben tener una altura entre 1m y 2m por encima del nivel máximo alcanzado por el río.

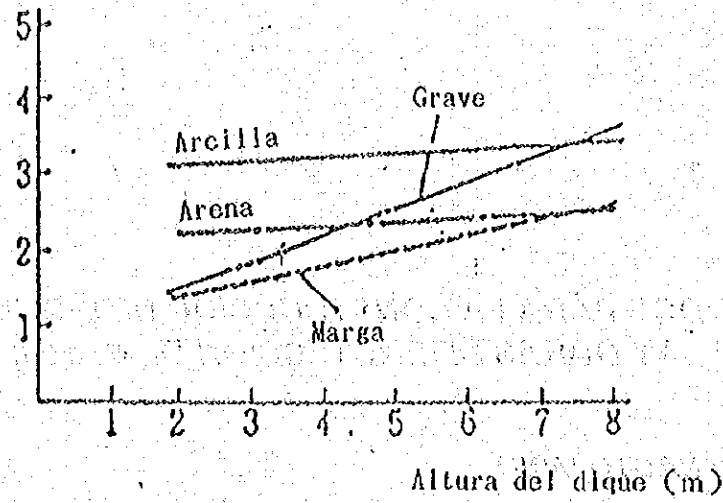
#### 1.2.- Conformación del dique: (En cuanto a cresta y pendiente del talud)

La superficie de la cresta y del talud deben ser lo suficientemente seguros para evitar la destrucción del dique, que podría ser causada por socavación, saturación o filtración de la agua. La pendiente del talud húmedo se encuentra definida por el material del dique, en tiempo continuo de crecida o si existe o no obra de protección del talud. En cuanto al material del dique, la pendiente del talud debe ser suave cuando es construido con material arcilloso que no tenga capacidad de permeabilidad. Mientras mas suave sea la pendiente del talud, independientemente de estar protegido o no (figura 2), exista menos posibilidad de socavación de la base (tal como lo demuestran los datos experimentales en la Figura 2)

En Japón en caso de diques sin obras de protección, la pendiente del talud mojado es muy suave. (Pendiente mayor o igual de 1:3).

Pendiente de la parte exterior del dique

Naturaleza del terreno



Pendiente de la parte interior del dique

Naturaleza del terreno

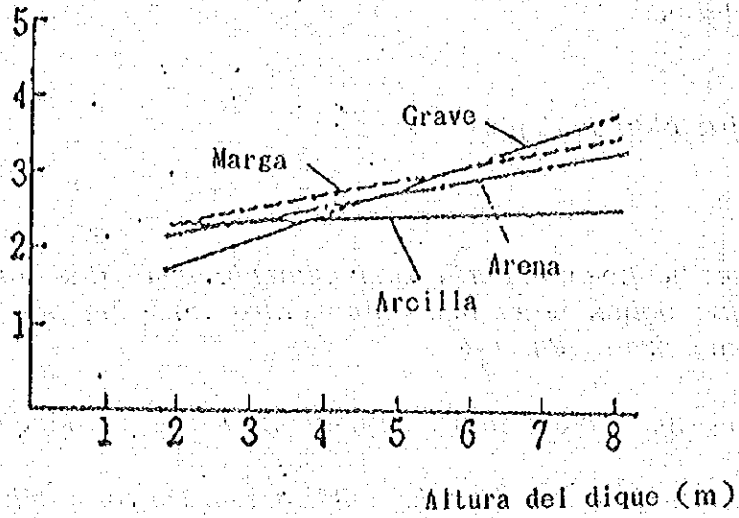


Figura - 1. Gradiente del talud  $\propto$  Naturaleza del terreno  
 $\propto$  Altura del dique (m)

Parte exterior del dique

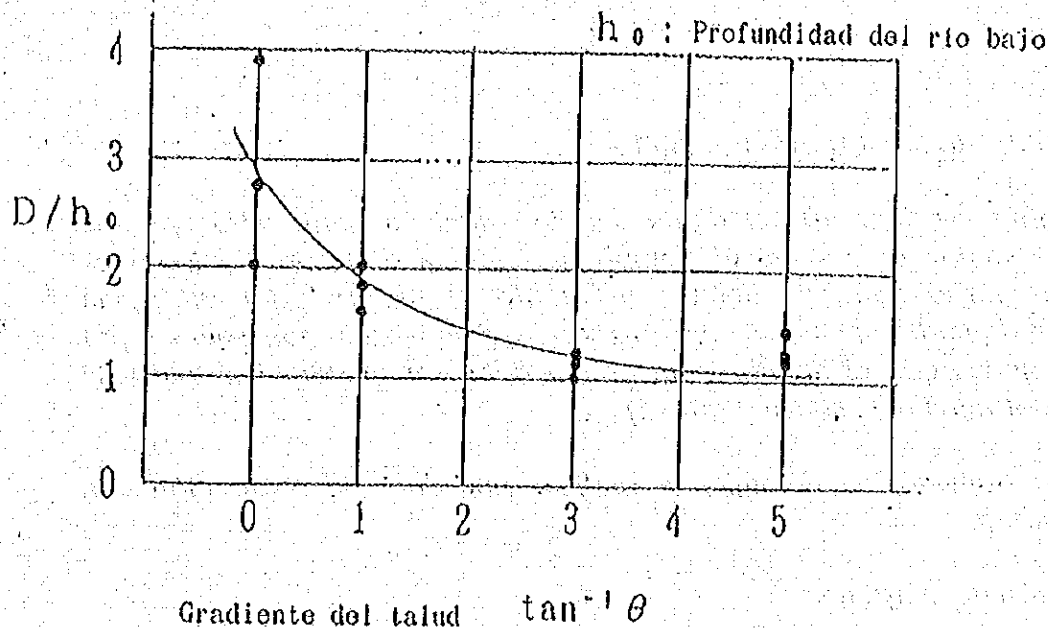
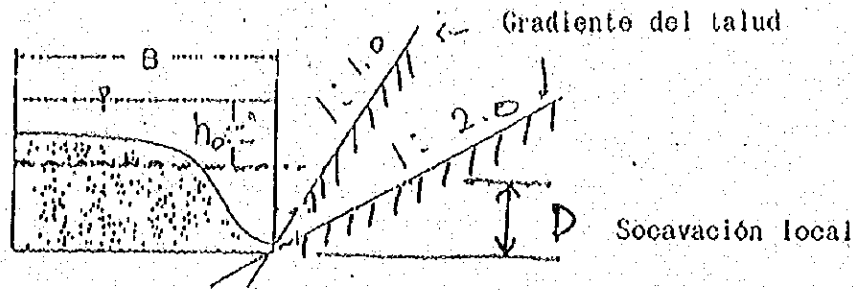


Figura - 2. Gradiente del talud ( $\tan^{-1} \theta$ )  $\propto$   $D/h_0$

### 1.3- Métodos de construcción de diques:

La estabilidad del dique depende también del método de construcción. El mismo debe ser consolidado o compactado como un solo cuerpo, asegurándose de retirar totalmente de la base la capa vegetal y raíces existentes. (Remover una capa de 30 cm. Aproximadamente).

Cuando la inclinación del terreno donde se construirá el dique tiene cierta pendiente (mayor de 1:4) o cuando se va a ampliar un dique ya construido, se deberá realizar un corte en forma escalonada tanto en la base como en la superficie de contacto del dique, este corte se puede realizar en cualquier de los lados en función de la pendiente de los taludes.

Si se utiliza material del lecho del cauce, se debe tener cuidado de mezclar los cantos en forma homogénea y no puntual, compactado muy bien dicho material en capas de 30 cm. En caso de utilizar otro material, realizar compactación alta. La superficie debe ser cubierta con material arcilloso y vegetación como grama. (Figura 3).

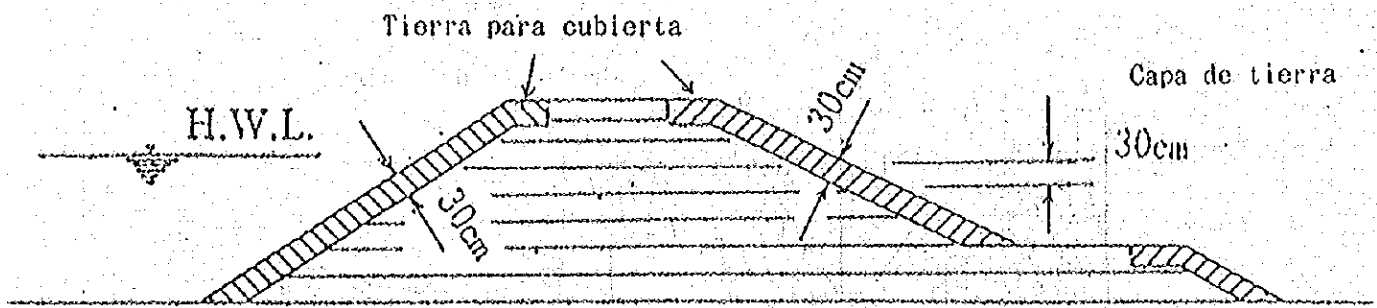


Figura - 3

#### 1.4 Dique ubicado en el Barrio Bomba Lara

Es importante verificar que el dique sea lo suficientemente alto, ya que según observación de campo el tiempo de crecida o desbordamiento es mucho más largo que en Japón. En cuanto al material del dique, la distribución de partículas no es uniforme y no existe mezcla homogénea, por lo que se piensa que el ancho de la cresta debe ser mayor al actual y la pendiente del talud más suave (figura 1).

En el talud húmedo, se recomienda realizar una obra de protección con cantos rodados.

#### 2.- Protección de márgenes

##### 2.1 Revestimiento de márgenes:

##### 2.1.1.- COLCHA-FLEX

Este tipo de revestimiento se observa aguas abajo de la Troncal 5, en la margen derecha del río y en los sectores de Torunos y Santa Lucía. El funcionamiento de estas protecciones es satisfactorio en el sector de la Troncal 5, mientras que las ubicadas en Torunos y Santa Lucía se encuentran casi totalmente destruidas. Se sugiere construir una obra complementaria (gaviones). A continuación se indica la problemática existente en los sectores Torunos y Santa Lucía (Figura 4 y 5).

- En ambos sentidos se observa mucha separación entre losas de concreto.
- Las losas son muy livianas (espesor 8 cm., 280 Kg/m<sup>2</sup>).
- El diámetro de la guaya que une las losas debe ser mayor que la existente.
- Las losas están unidas por las guayas, pero no existe conexión entre ellas en el sentido de la corriente.
- No se colocó la protección de base requerida para este tipo de revestimiento.

De lo expuesto anteriormente se concluye que el revestimiento esta mal colocado y al producirse socavación en la base el talud, la protección se mueve, el talud se desliza y la guaya se rompe.

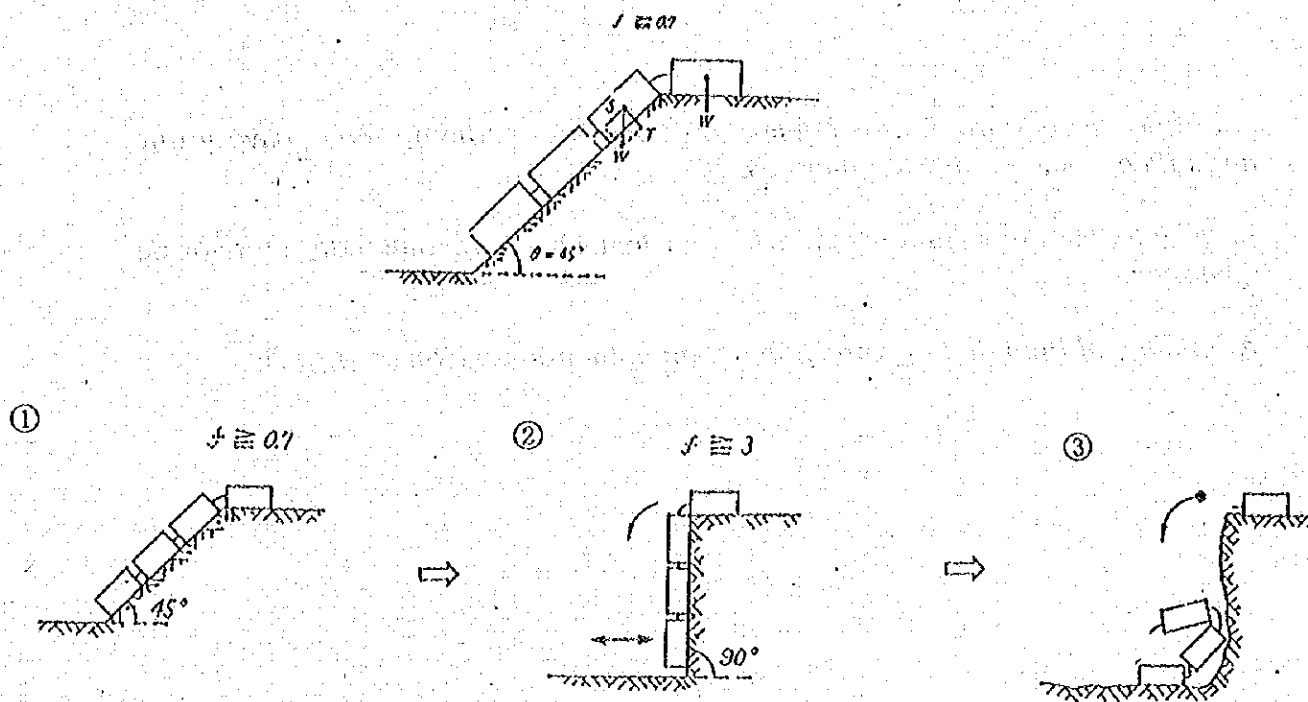


Figura - 4

### 2.1.2 Otras protecciones.

El revestimiento de concreto es muy costoso, sin embargo, existen otras protecciones más acordes a las características el río que puedan sustituir al revestimiento de colcha-flex. En Japón se utiliza el revestimiento con unidades de bloques de concreto articulados, de gran tamaño colocados sobre una base de fibra artificial (Geotextil), protegiendo el pie del talud con cantos rodados en una longitud de 2 a 4 m (ver figura 5a). O colocando cantos rodados sobre el talud profundizado de 1 a 1,5 m del lecho (ver fig. 5.6).

Revestimiento por unidades de bloques de concreto articuladas

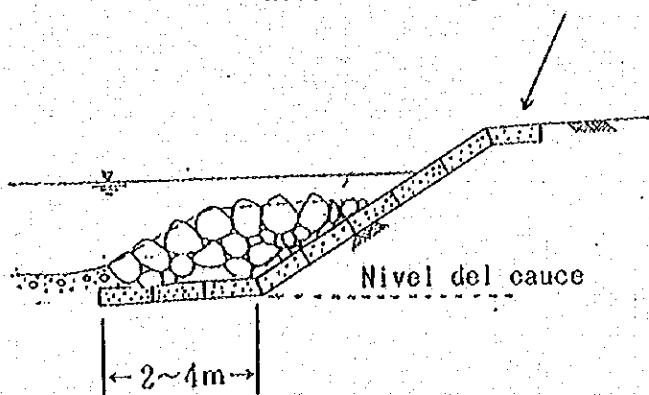


Figura 5 a

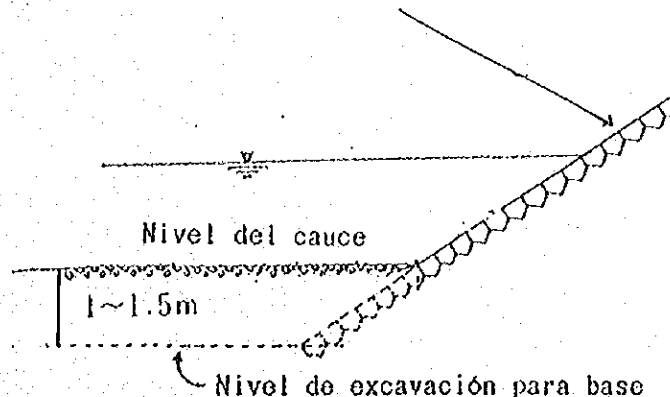


Figura 5 b

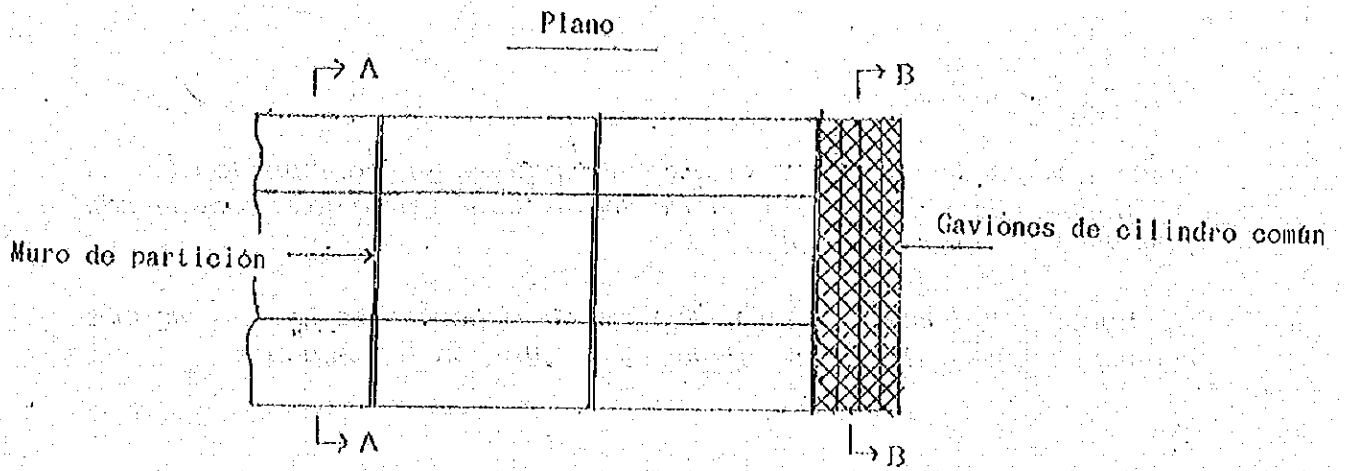
**Si se utiliza soldadura para la unión entre los bloques articulados, el solape debe ser como sigue:**

<b>Diámetro mm</b>	<b>Solape en cm</b>
9	12
13	9

**Este tipo de recubrimiento requiere un talud de pendiente muy suave y que no haya espacios entre los bloques.**

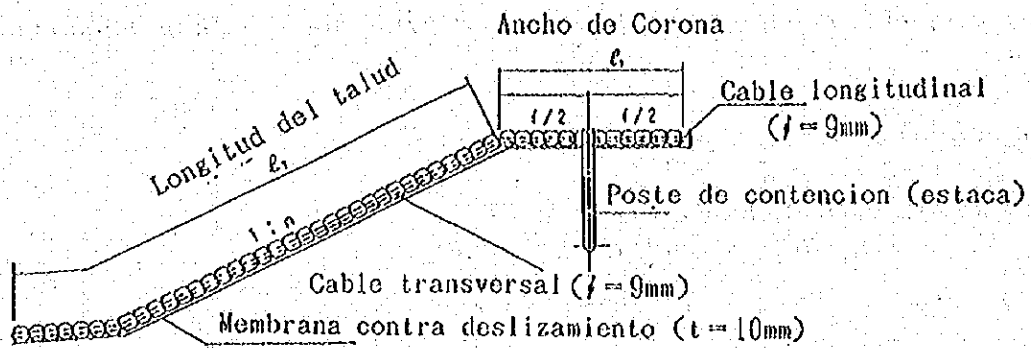
**Para taludes de pendiente fuerte (verticales) se recomienda el uso de gaviones.**

**Al inicio y al final de la protección deben colocarse gaviones (fig. 6)**



Perfil (A-A)

Revestimiento por unidades de bloques de concreto articuladas



Perfil (B-B)

Revestimiento con gaviones de cable de hierro

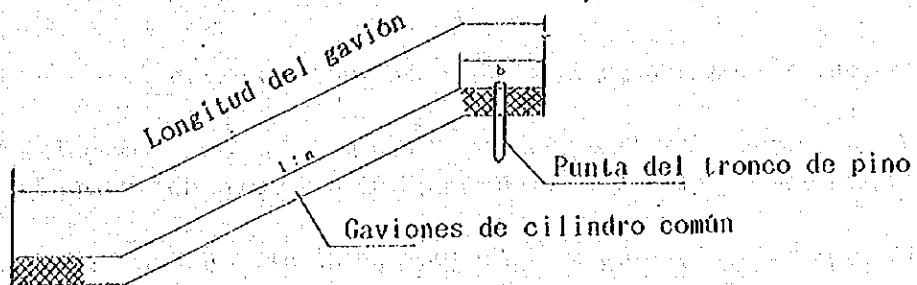


Figura. 6



## 2.2 ESPIGONES.

También se puede considerar el uso de espigones en combinación con el revestimiento de márgenes. En el caso del río Santo Domingo se recomienda el uso de espigones permeables.

A continuación, basándose en la experiencia Japonesa se indican algunas recomendaciones sobre características y distribución de espigones:

### Distribución:

- Se construyen en zonas donde se requiere proteger los márgenes.
- La longitud del espigón (L) es generalmente la décima parte del ancho del cauce.
- El intervalo entre espigones (D) en el caso del río Tone que tiene bancos de arena es:

Tramo recto  $D/L = 1.2 \quad 2.3$

Tramos curvos: parte cóncava  $D/L = 1.4 \quad 1.8$   
parte convexa  $D/L = 2.3 \quad 3.6$

### Orientación:

El espigón debe orientarse hacia aguas arriba formando un ángulo no mayor de  $15^\circ$  con respecto a una línea perpendicular a la margen.

Altura hacia el cauce: 20-100 a 1.

Distancia entre pilotes de un espigón: 1 a 2 m.

- Si se colocan dos hileras, la separación debe ser 2,5 m.
- En la parte más alejada a la margen la distancia entre los pilotes debe ser aproximadamente 2,0 m y cerca de la margen aproximadamente 1,0 m.
- Se debe proteger el entorno del espigón con cualquier tipo de protección.

Material del espigón: En caso de Japón se usan pilotes de concreto. En el caso del río Santo Domingo, por la abundancia de cantos rodados, se recomienda el uso de perfiles H muy utilizados en Venezuela.

OBSERVACIONES ACERCA DEL USO DE  
COLCHA-FLEX EN EL SECTOR EL REAL,  
RIO SANTO DOMINGO.

Por: Ing° Masatoshi Takeda

e

Ing° Kazuo Kera

**Observaciones acerca del uso de colcha-flex en el sector El Real, río Santo Domingo.**

**Por: Ing° Masatoshi Takeda e Ing° Kazuo Kera.**

**1. USO.**

En taludes sujetos a la erosión se coloca este tipo de protección que esta constituida por láminas de concreto unidas entre si (figura 1 y 2). El colchaflex ha sido utilizado en el río Mississipi, (bibliografía 1).

colcha-flex

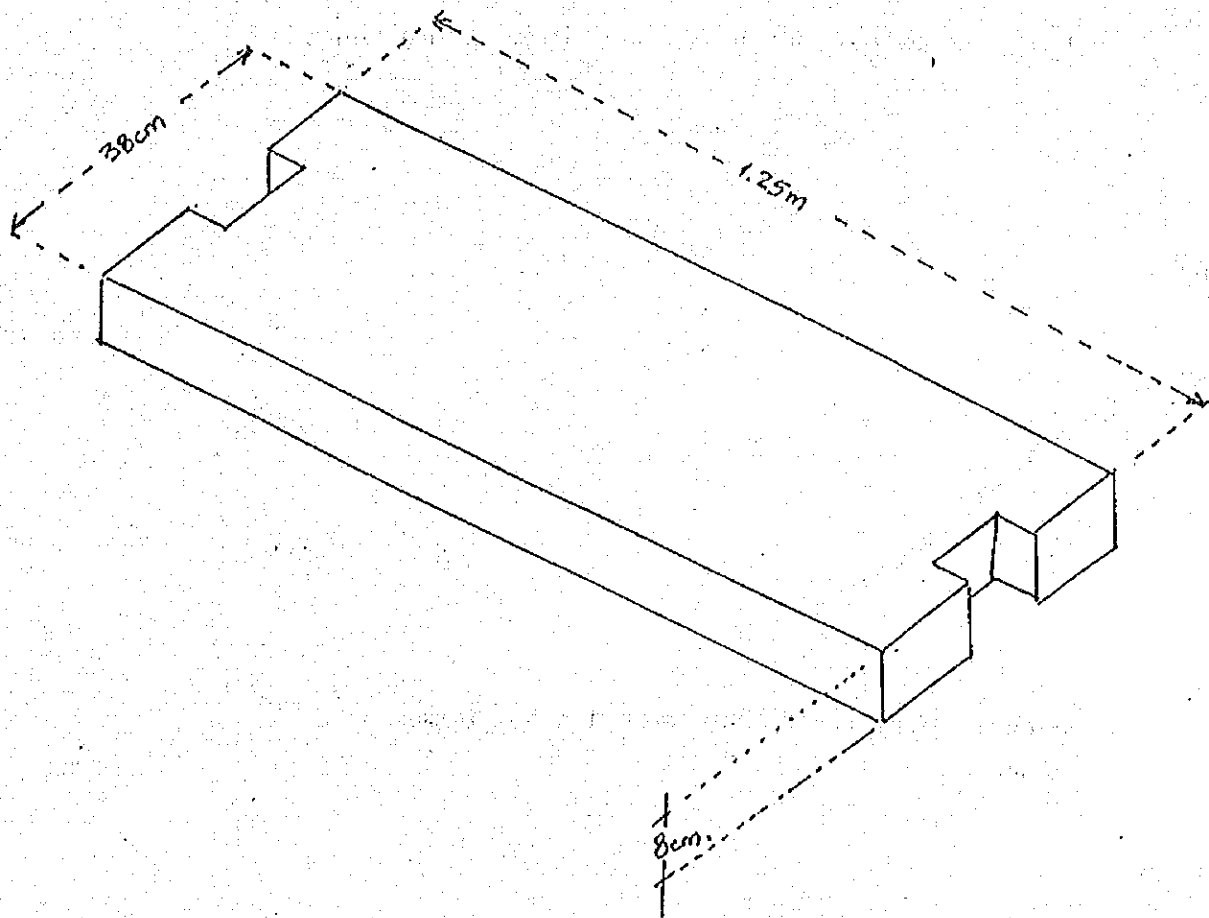
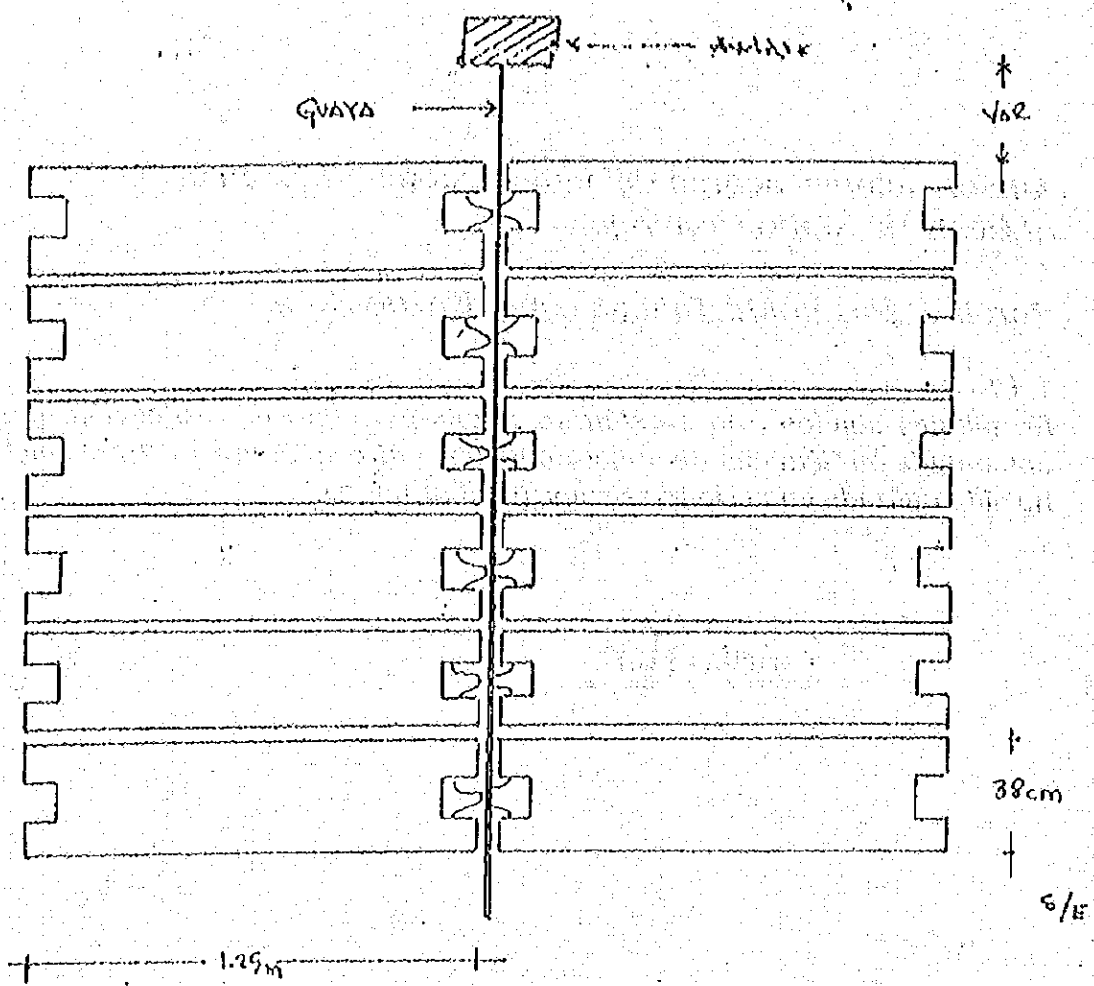
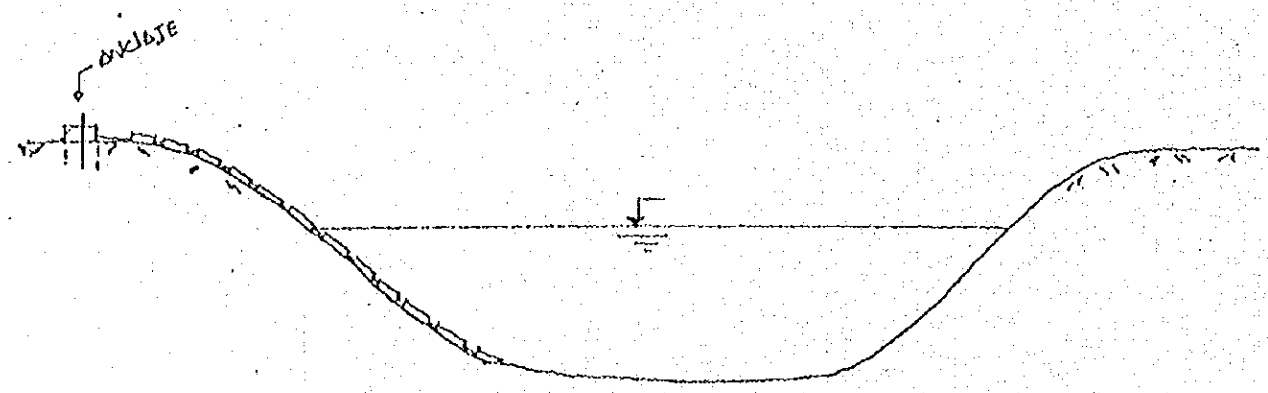


Figura 1



SECCION FRONTAL DE LOS COLCHONES ARTICULADOS.



SECCION TYPICA DEL RIO CON LOS COLCHONES COLOCADOS.

Figura 2

## 1.1 VENTAJAS.

Las ventajas de esta protección son:

**Estabilidad:** actúa como colchón que debilita la fuerza de erosiva del agua y también evita la socavación de las bases.

**Flexibilidad:** Estas características permite su utilización en diferentes condiciones de talud y lecho.

**Seguridad:** No modifica las características de la sección del canal y no causa daños a peatones y embarcaciones.

**Economía:** Para el colchaflex se utiliza menos concreto por m<sup>2</sup> de protección por lo que resulta más económico.

**Facilidad de Construcción:** Se coloca sobre superficies ya acondicionadas. Se transporta con facilidad y puede cubrir una gran extensión en corto tiempo.

## 1.2 DESVENTAJAS.

El colcha-flex funciona mejor en aquellos cauces de pendiente longitudinal suave y poca velocidad de flujo.

En el río Santo Domingo, en el tramo Barinas- El Real, la pendiente horizontal varía de 1/300 a 1/200. En época de creciente la velocidad del flujo es rápida, las márgenes se encuentran conformadas casi en su totalidad por material arenoso y la pendiente del talud es fuerte, no como en el río Mississippi cuya pendiente de talud húmedo es menor que 1:3. Por tanto, este revestimiento no es apropiado para el río Santo Domingo.

C u a d r o 1. Perfil Normal del Dique del Mississippi

	Material	Ancho de Corona	Exterior	Interior
Clase A	Arcilla(75%)	10 ft	1:3	1:6
Clase B	Limo	10 ft	1:3,5	1:6,5
Clase C	Arena (75%)	10 ft	1:5	1:8

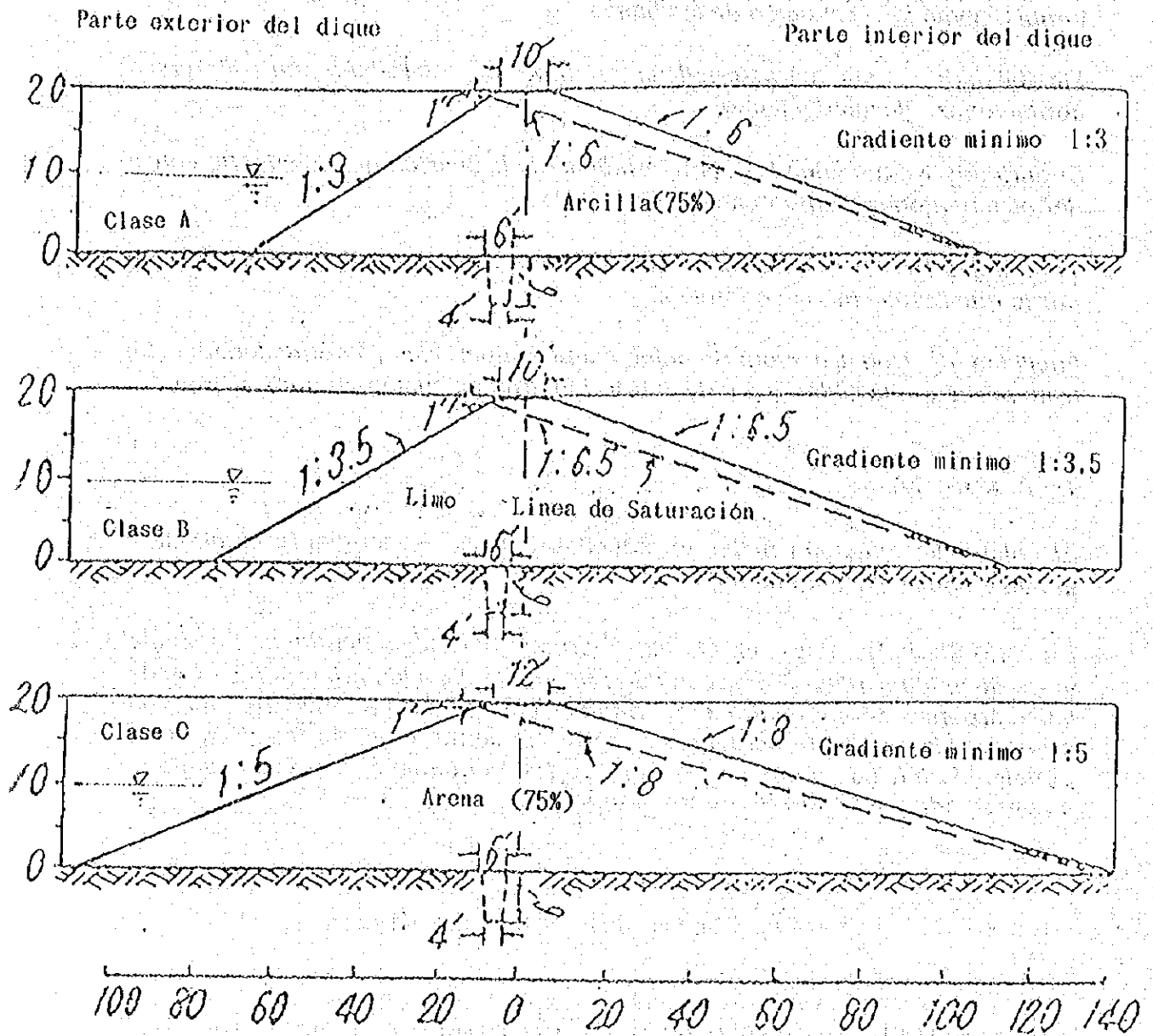


Figura 3. Perfiles Seleccionadas del Dique del Mississippi

### 1.3 USO DE COLCHAFLEX EN CAUCES RÁPIDOS.

Cuando se utiliza colcha-flex en cauces rápidos hay que tener mucho cuidado con la colocación, distribución y conexión de los bloques de concreto así como también debe asegurarse que el material utilizado para la fabricación de dichos bloques cumpla con las características exigidas por las normas. En el recorrido efectuado pudo observarse que aún cuando las guayas parecen ser muy resistentes cada guaya es la unión de muchos bloques y por consiguiente muchas uniones de acero, expuestas a la erosión, lo mismo se puede decir de los pernos, tornillos y alambres. En Japón se utiliza como material de conexión cabillas de 9mm a 13mm de diámetro, estas cabillas se recubren con concreto, ya que están en contacto con agua y lodo.

En el colchaflex utilizado en el río Santo Domingo se descuidan los aspectos antes mencionados, se puede pensar que esto se debe al temor de perder flexibilidad con la utilización de cabillas gruesas, quizás por esta misma razón la distancia entre bloques es grande.

Es importante unir más los bloques y dejar que la flexibilidad pase a un segundo plano, las cabillas deben tener un diámetro mayor a 9 mm y evitar el uso de guayas.

Los bloques de concreto, deben tener una resistencia mayor de 180 k/cm<sup>2</sup> y un peso mayor de 350 k/m<sup>2</sup> cuando se utilice el colchaflex en ríos de alta velocidad. Estos bloques deben colocarse en forma alterna (trabados).

### 1.4 PENDIENTE DEL TALUD MOJADO.

El río Santo Domingo se caracteriza por crecidas de larga duración, por lo tanto la pendiente del talud debe ser más suave de 1:3.

Cuando la pendiente del talud es suave, la socavación es menor. En el caso del río Santo Domingo para colocar colchaflex hay que suavizar la pendiente del talud y colocar un filtro de Geotextil o similar para evitar el lavado del material fino, ya que tanto las márgenes como el lecho del río están conformados por arena fina. (ver figura 4).

Parte exterior del dique

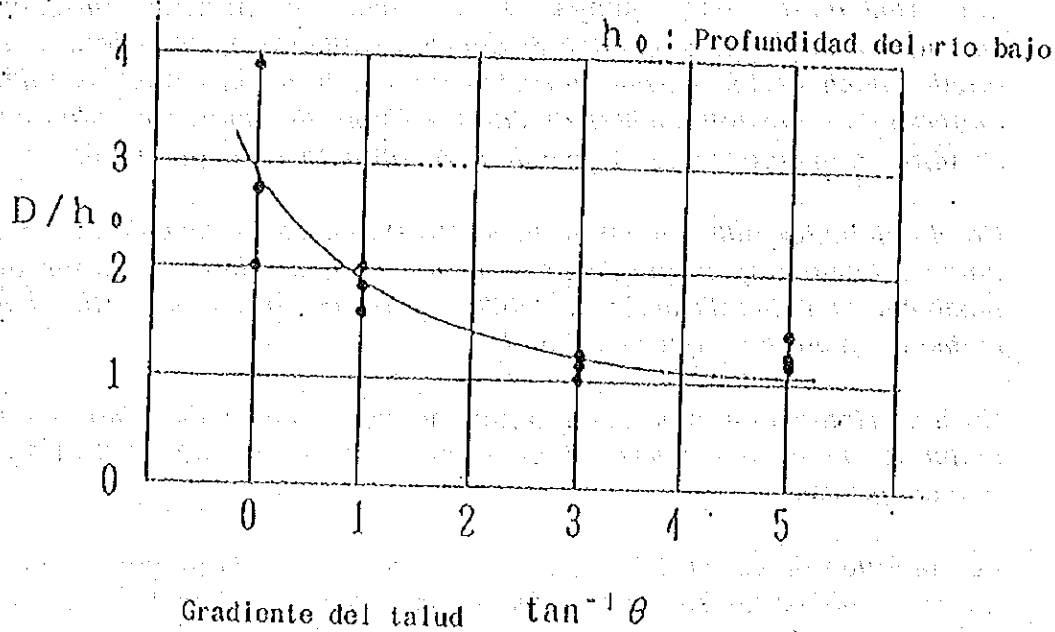
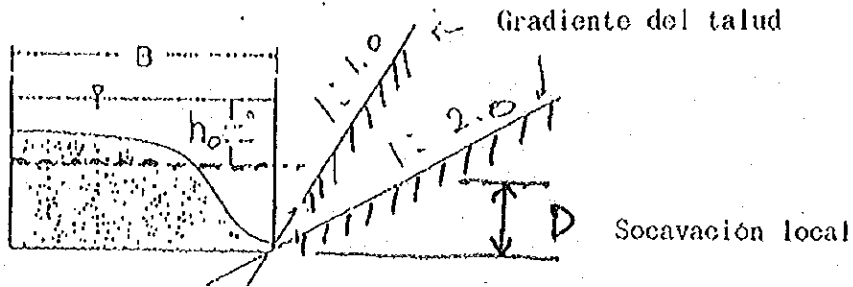


Figura 4. Gradiente del talud ( $\tan^{-1} \theta$ )  $\propto$   $D/h_0$

1.5 PROTECCION DEL TALUD AL INICIO Y FINAL DE LA PROTECCION.

El punto de unión de cualquier estructura constituye un punto débil, por lo tanto si no se protegen los extremos aguas arriba y aguas abajo del revestimiento, este pueda colapsar. Una medida de protección, sería reforzar el talud con concreto a mayor profundidad.

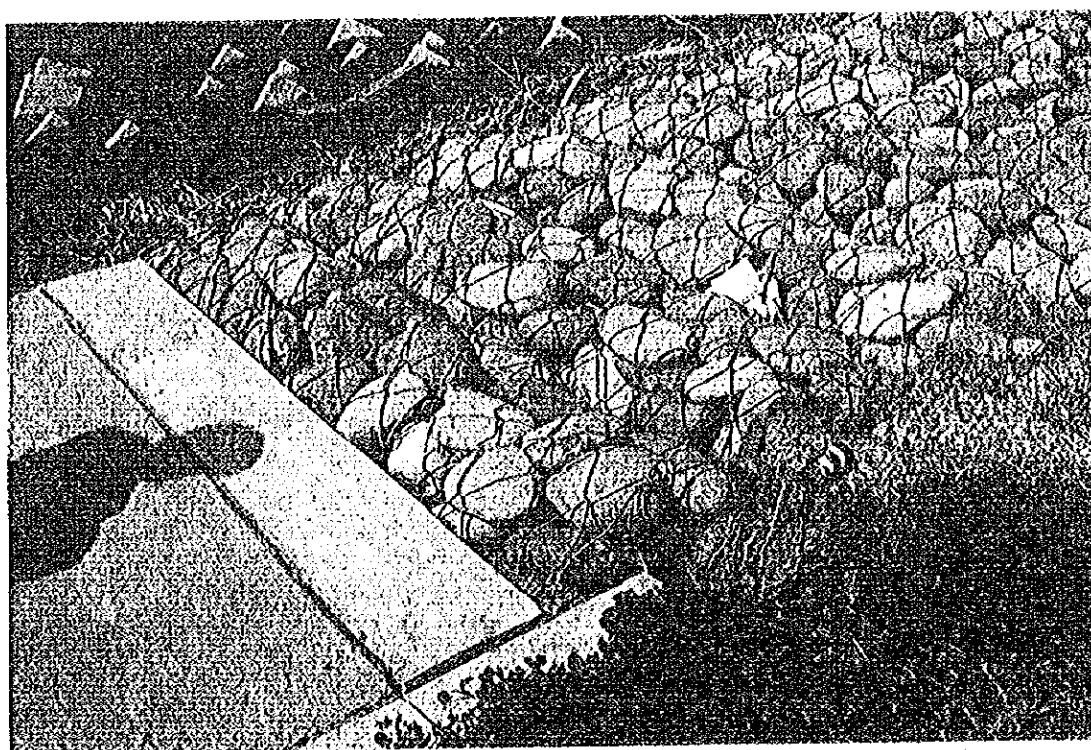
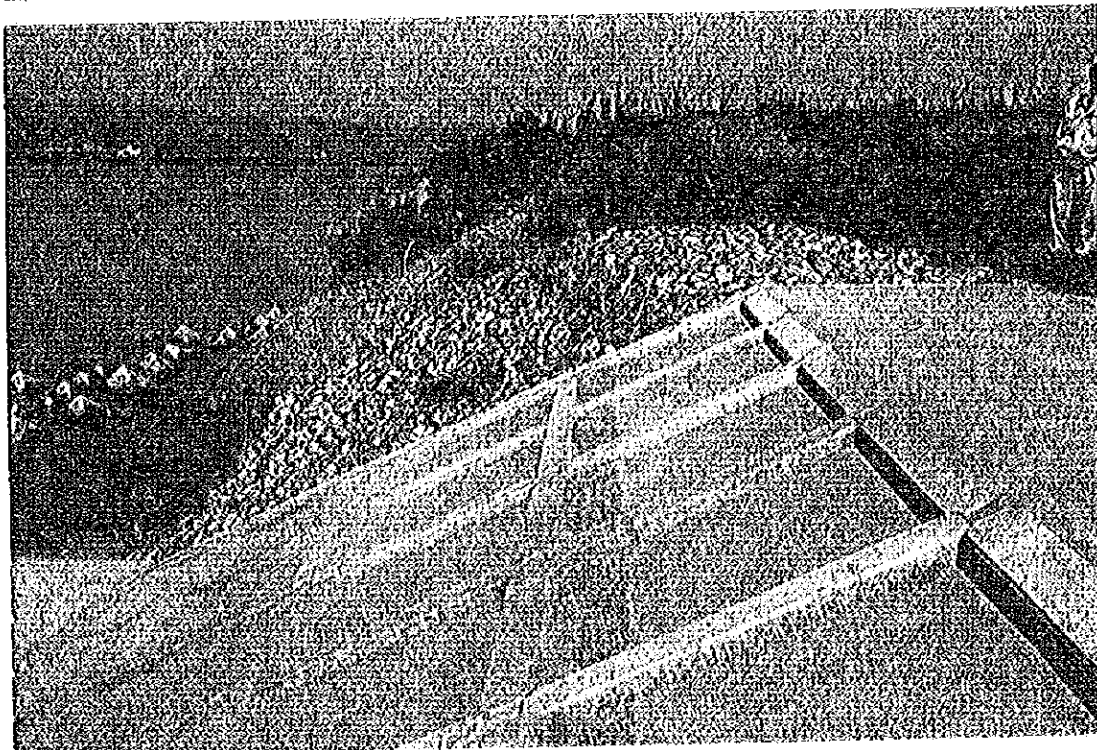
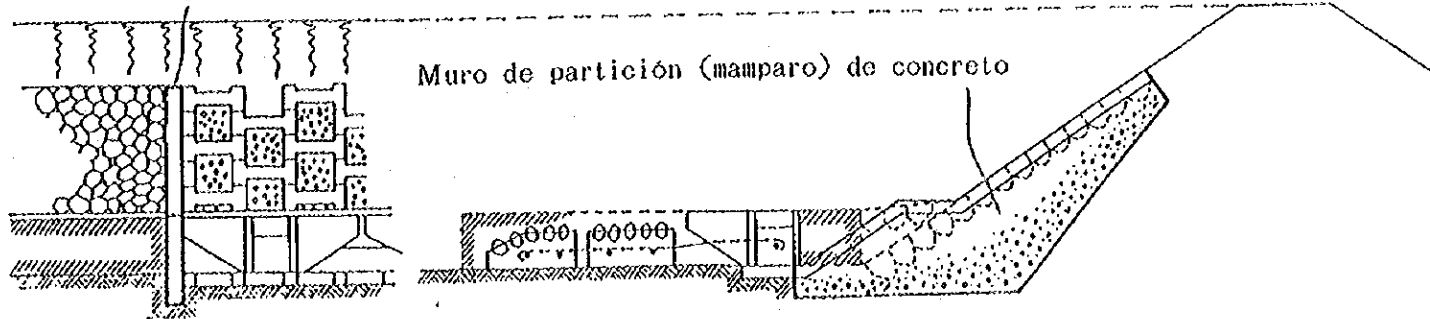


Plano

Perfil

Muro de partición (mamparo) de concreto

Muro de partición (mamparo) de concreto



Fotografía 1. Muro de partición (mamparo) de gaviões de cilindro común

## 1.6 SOCAVACION AL PIE DEL TALUD.

Al socavarse el extremo inferior del talud, la protección queda en el aire y cae el cauce por su propio peso. Para evitar esta situación se debe excavar el pie del talud a una profundidad de 1 a 2 m por debajo del lecho actual o planificado (ver figuras 4 y 5), entonces el colchaflex se coloca hasta la profundidad excavada y luego se debe rellenar con cantos rodados grandes o gaviones.

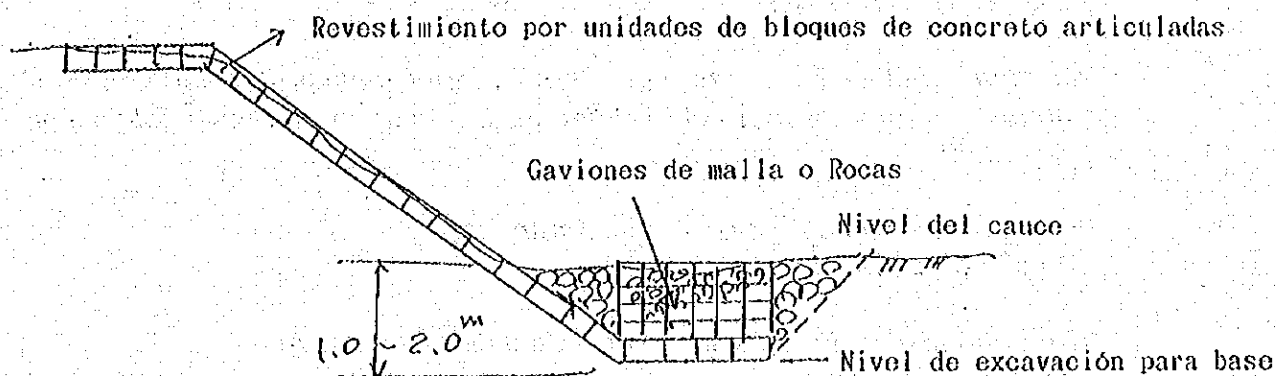


Figura 5

## 2.- ESTADO ACTUAL DEL REVESTIMIENTO DE COLCHAFLEX.

### 2.1 SECTOR AGUAS ABAJO DEL PUENTE DE LA TRONCAL 5:

Aún cuando se observa corrosión en las guayas y cabillas, el revestimiento está cumpliendo su función, ya que en el extremo aguas arriba existe vegetación y cantos rodados que sirve de protección al colcha-flex.

Además, existe un banco de arena frente al revestimiento, lo que origina una bifurcación del caudal y disminuye el poder erosivo del agua.

Es importante señalar que el cimacho que existe aguas arriba, hace que la dirección del flujo no afecte la protección.

Cabe destacar, que se encuentra colocado el manto geotextil y la inclinación del talud es 1:2.

### 2.2 PROTECCION UBICADA APROXIMADAMENTE 10 KM AGUAS ABAJO DE LA TRONCAL 5:

La parte inferior del recubrimiento se encuentra suelta y flotando, algunos sectores han caído al lecho y otros están a punto de caer, existe la posibilidad de que la obra falle totalmente. Las causas de estas fallas son las siguientes:

- No hubo protección ni al inicio ni al final del revestimiento.
- No se colocó manto de geotextil.
- El peso por metro cuadrado no era suficiente.

### **2.3 SECTOR TORUNOS:**

*Igual que en el caso anterior, el extremo inferior de la protección está suelto y algunos bloques ya han caído al lecho. Las causas de estas fallas son las siguientes:*

- Talud muy inclinado, aproximadamente 1:1.
- No se colocó manto geotextil.
- No hubo protección ni al inicio ni al final del revestimiento.
- Corrosión del material de conexión.
- No hubo protección del pie del talud.

### **2.4 SECTOR SANTA LUCIA.**

*El revestimiento de colcha-flex en esta zona se encuentra erosionado en el extremo aguas arriba y se observan bloques caídos en el lecho, Las causas de la falla son:*

- Ausencia de manto de geotextil.
- Corrosión en las conexiones.
- No hubo protección al inicio del revestimiento.

*De lo expuesto en el punto 2, puede concluirse que solo la protección inmediatamente aguas abajo de la troncal 5 se encuentra en buenas condiciones, no así las colocadas en los otros sectores.*

*Es de hacer notar, que las buenas condiciones de la protección de la troncal 5 es debidas a la presencia de cantos rodados en el lecho. Por lo tanto, se recomienda que para la colocación del colcha-flex se tomen en cuenta las recomendaciones dadas en el punto 1.3.*

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En Japón el uso del colcha-flex debido a su durabilidad, es considerado como algo provisional. En el caso del río Santo Domingo se sugiere ir mejorando por etapas según las condiciones.

Basándose en la figura 2 y suponiendo un concreto de 2,5 T/m<sup>3</sup> se pueden obtener bloques de 200 kg/m<sup>2</sup>. Además, debe aumentarse el espesor del bloque ya que el espesor actual que es 8 cm no permite efectuar las conexiones con cabillas del diámetro recomendado en el punto 1.3. Así mismo, la separación entre bloques debe ser la menor posible. En Japón el espesor de los bloques es de 12 a 15 cm., con un peso de 300 a 375 kg/m<sup>2</sup>.

La velocidad del agua en el río Santo Domingo es menor que la velocidad en los ríos de Japón. Entonces, se podría aumentar el espesor a 12 cm y utilizar cabillas de conexión de diámetro mayor a 9 mm.

La caída de los bloques de la protección ubicada en las inmediaciones del puente de la troncal 5, se debe a que estos no tienen el suficiente peso por m<sup>2</sup>, lo que hace que el bloque permanezca en constante balanceo por lo que el material de conexión se rompe por fatiga y la corrosión se acelera.

En general, para evitar estos daños debe incrementarse el espesor de las unidades para aumentar el peso por m<sup>2</sup> y de igual manera aumentar el diámetro de las cabillas utilizadas para la conexión, no debe olvidarse las obras de protección al inicio y final del revestimiento de colchaflex. La pendiente del talud debe ser 3:1 o más suave y debe colocarse el manto de Geotextil. Si el talud es más inclinado es necesario colocar bloques de mayor tamaño. Es igualmente importante la protección del pie del talud, el colchaflex debe colocarse de manera que cubra parte del lecho del río.

Todas estas precauciones deben tomarse para el revestimiento del colchaflex en corrientes rápidas, habida cuenta que se trata de una protección provisional. Sin embargo si en su construcción se incorporan estas recomendaciones puede mejorarse su resistencia y durabilidad.

En Japón, durante la década de los cincuenta se utilizó este tipo de protección en ríos de corriente lenta y rápida, sin embargo actualmente se les considera obras provisionales.

Los técnicos de protección de ríos y cuencas han tenido en Japón su cuota de fracasos pero como dice el proverbio: "El fracaso es la madre del éxito".

# B i b l i o g r a f í a

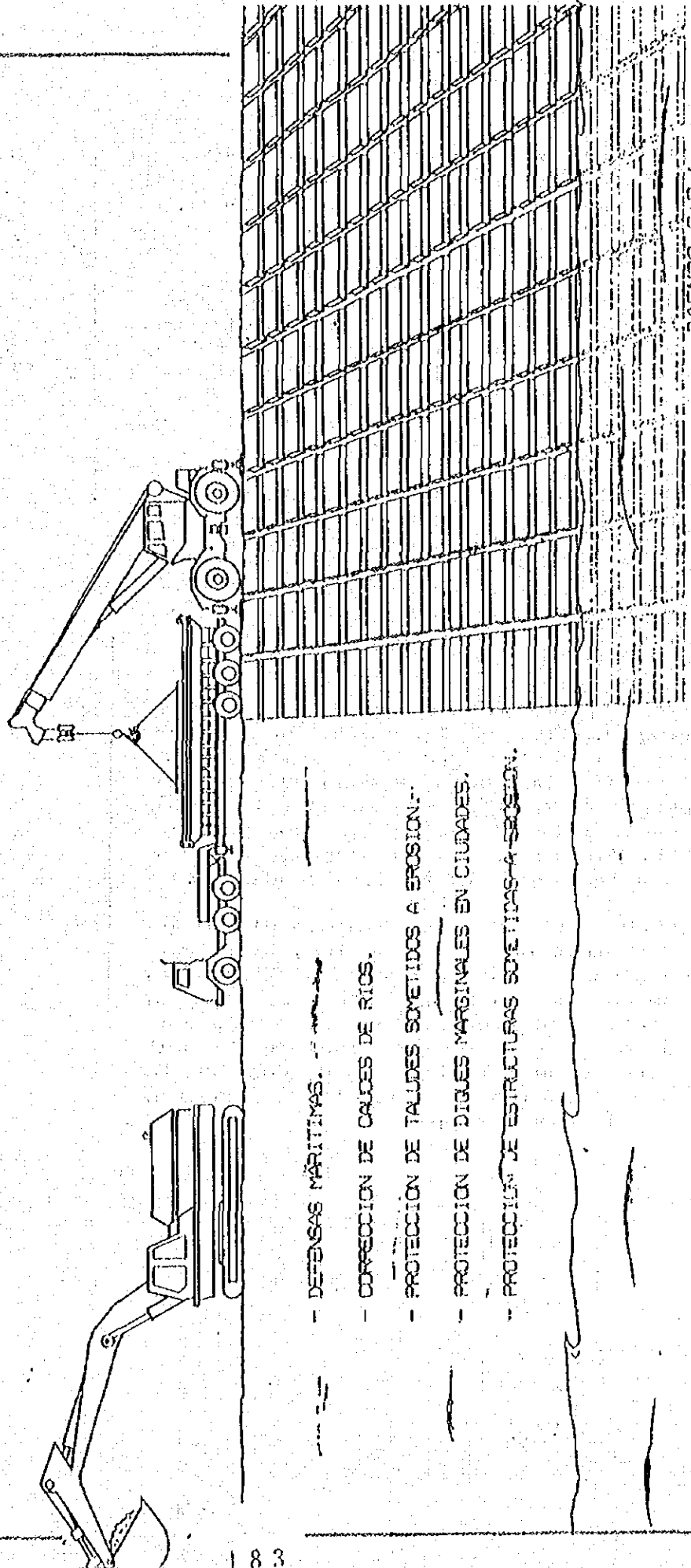
1. COLCH-A-FLEX

2. Fotografías de Colocación de los bloques articulados en Japón

3. Revestimiento por unidades de bloques articulados en Japón

# COLCHON A FLEX

COLCHONES ARTICULADOS FLEXIBLES  
SISTEMA PARA CONTROL DE EROSION



- DEFENSAS MARITIMAS.
- CORRECCION DE CAUDES DE RIOS.
- PROTECCION DE TALUDES SOMETIDOS A EROSION.
- PROTECCION DE DIGUES MARGINALES EN CIUDADES.
- PROTECCION DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS A EROSION.

DAENCO S.R.L.  
PATENTE EN TRAMITACION

DESCRIPCION

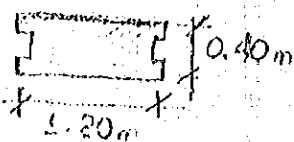
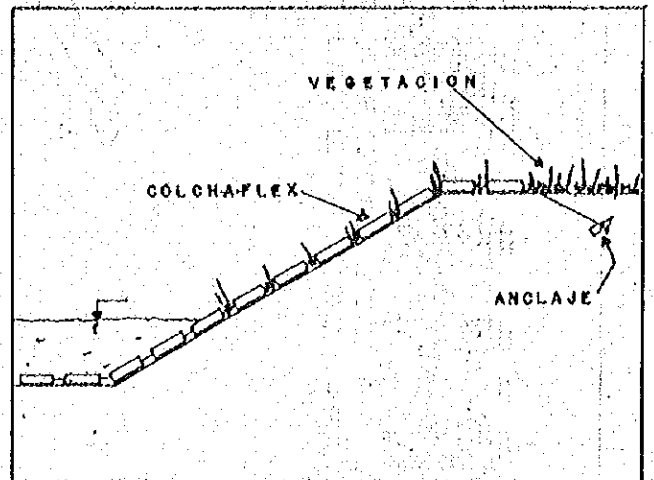
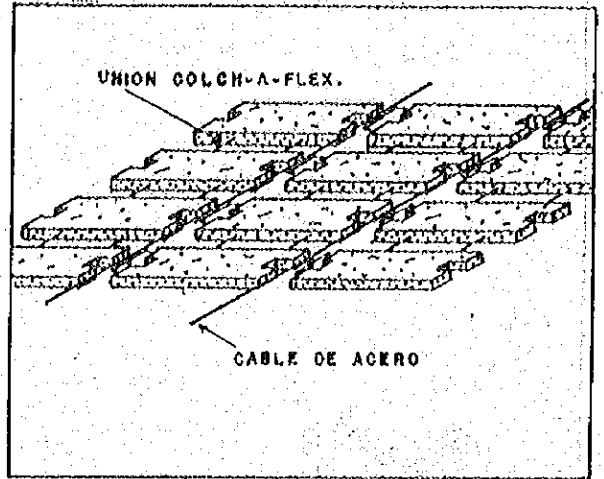
COLCH-A-FLEX es un sistema de control de erosión que es la alternativa a los métodos convencionales de protección de taludes y estructuras sujetas a erosión por impacto de agua.

COLCH-A-FLEX combina un diseño especial de unidades de concreto unidos entre sí para ofrecer un sistema estable, Articulado, Flexible y permanente capaz de adaptarse a las variaciones del talud y fondo, aun en presencia de severas cargas dinámicas.

COLCH-A-FLEX es colocado utilizando equipo adaptado para este fin sobre el talud previamente preparado y a un ritmo que permite cubrir grandes áreas en poco tiempo, no siendo necesario esperar a otras temporadas de trabajo, lo cual pone en peligro muchos sistemas convencionales.

Cuando problemas de Erosión se presentan, COLCH-A-FLEX es lo mejor a utilizar, ya que la mayoría de los sistemas funcionan por peso, siendo muy rígidos permitiendo la socavación y la consecuente falla de éstos; siendo COLCH-A-FLEX flexible, lo cual permite adaptarse a las variaciones del talud y fondo.

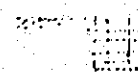
COLCH-A-FLEX es actualmente el método de protección más económico, llegando en algunos casos a ser un 40 % más económico que cualquier otro método. Su efectividad y economía ha sido comprobada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en la estabilización y control de erosión del río Mississippi.



DIMENSIONES DE LA UNIDAD  
AREA: 0.48m<sup>2</sup>

espesor: 5 a 14 cm  
Velocidad: 5 a 14 m/s

ANCLAJE



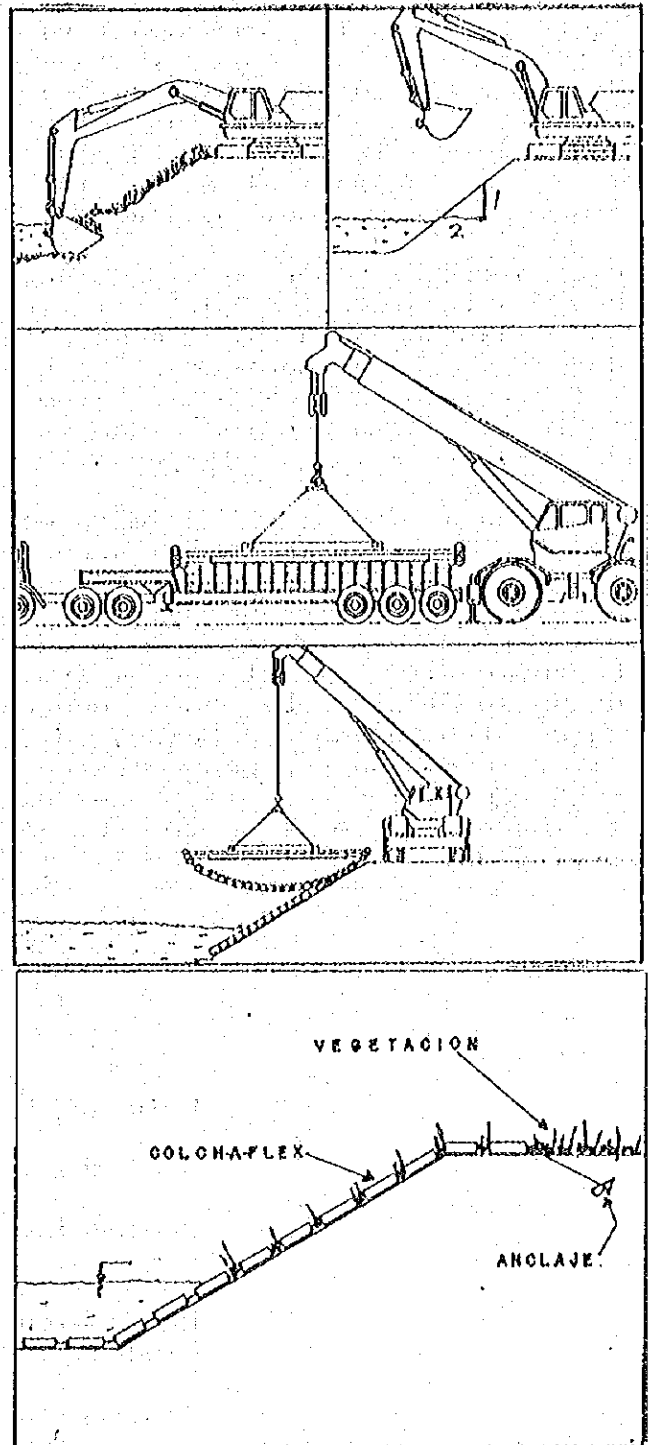
50  
A 50m

INSTALACION

COLCH-A-FLEX es colocado utilizando equipo de construcción adaptado para este fin sobre el talud previamente preparado y nivelado, siendo un método de fácil colocación, ya que el cuerpo total se construye en planta y luego es transportado al sitio de construcción, lograndose cubrir grandes áreas en poco tiempo.

La secuencia de construcción del método es la que se presenta en el siguiente esquema:

- Nivelación del terreno donde se presenta el problema de erosión.
- Excavación de la superficie a proteger retirando todo tipo de material no deseable.
- Transporte de las unidades previamente fabricadas en planta. Este transporte será realizado en camiones convencionales.
- Colocación de las unidades sobre el talud previamente preparado. Esto se realiza mediante la utilización de una grúa con una barra especial para enganchar las unidades.
- Anclaje de las unidades y unión de las mismas entre sí mediante el uso de cables de acero aplicando cierta tensión.





Estabilidad: ofrece un sistema de control de erosión, permanente ya que actua como un colchón articulado que disminuye la fuerza destructiva del agua, protegiendo la zona afectada sin modificarla, controlando la socavación, principal falla de las estructuras en contacto con agua.

flexibilidad: por su diseño de unidades articuladas, permite flexibilidad adaptandose a las condiciones del cauce impidiendo que el sistema falle, ofreciendo así un sistema estable contra la erosión dinámica producida por la fuerza del agua.

Seguridad: su diseño permite mantener la zona sin ningún peligro a peatones y embarcaciones, utilizandose a veces como embarcaderos.

Económicas: El costo por metro cuadrado protegido es menor que cualquier otro método conocido, ya que estos funcionan por peso los cuales requieren volúmenes altos de concreto incrementando el costo del área protegida.

\* Fácil y rápida colocación.

- Se adapta perfectamente a variaciones de taludes y fondos de rios.

- Al ser colocados se obtiene un revestimiento total de concreto semejando una canalización que evita en su totalidad la erosión.

\* No disminuye la sección original del río.

- Capaz de resistir impactos de agua, evitando socavación en esta zonas.

- Puede ser producido en planta y luego ser transportado para sitios donde es escaso el material de construcción, como tambien puede ser producido en sitio.

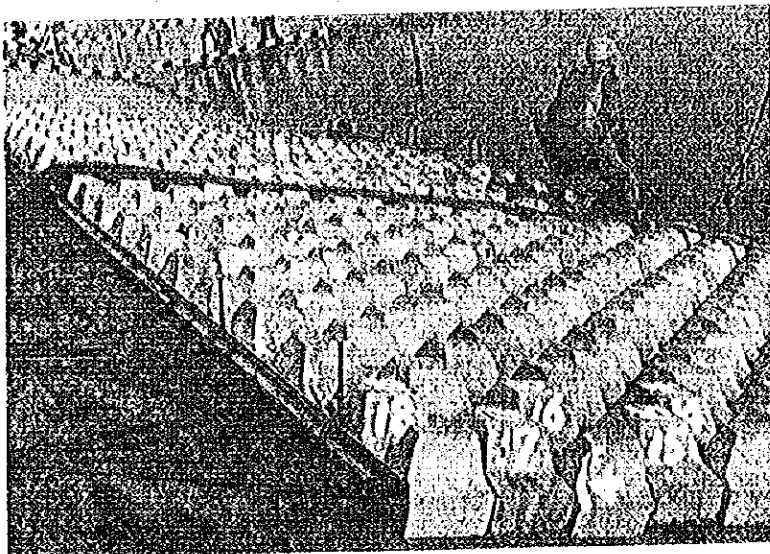
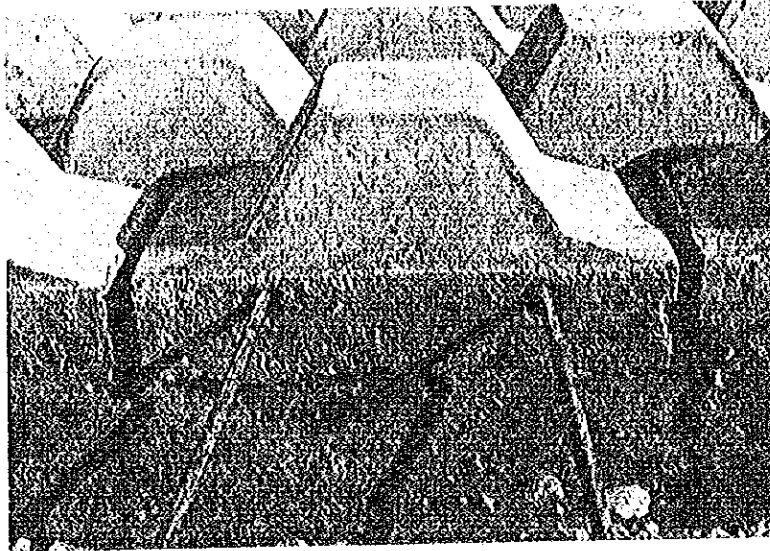
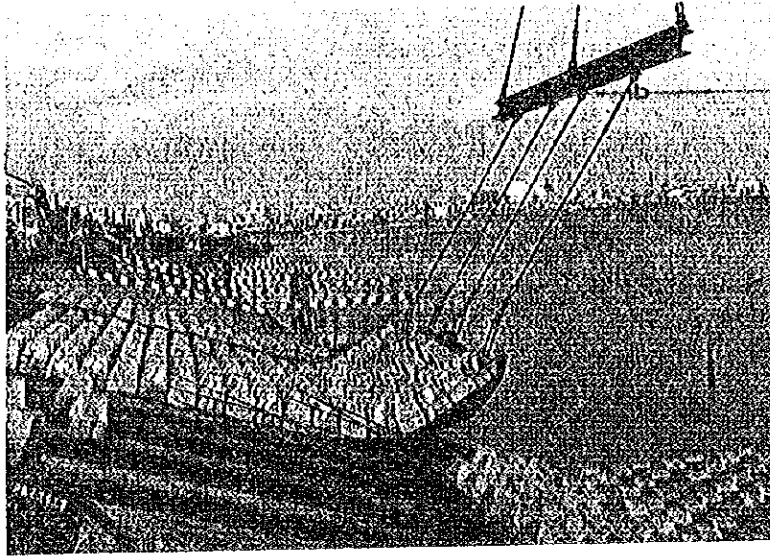
- En zonas de navegación los colchones funcionarían como escaleras para los usuarios de botes pequeños.

- El costo por metro cuadrado de revestimiento es menor que cualquier otro método conocido.

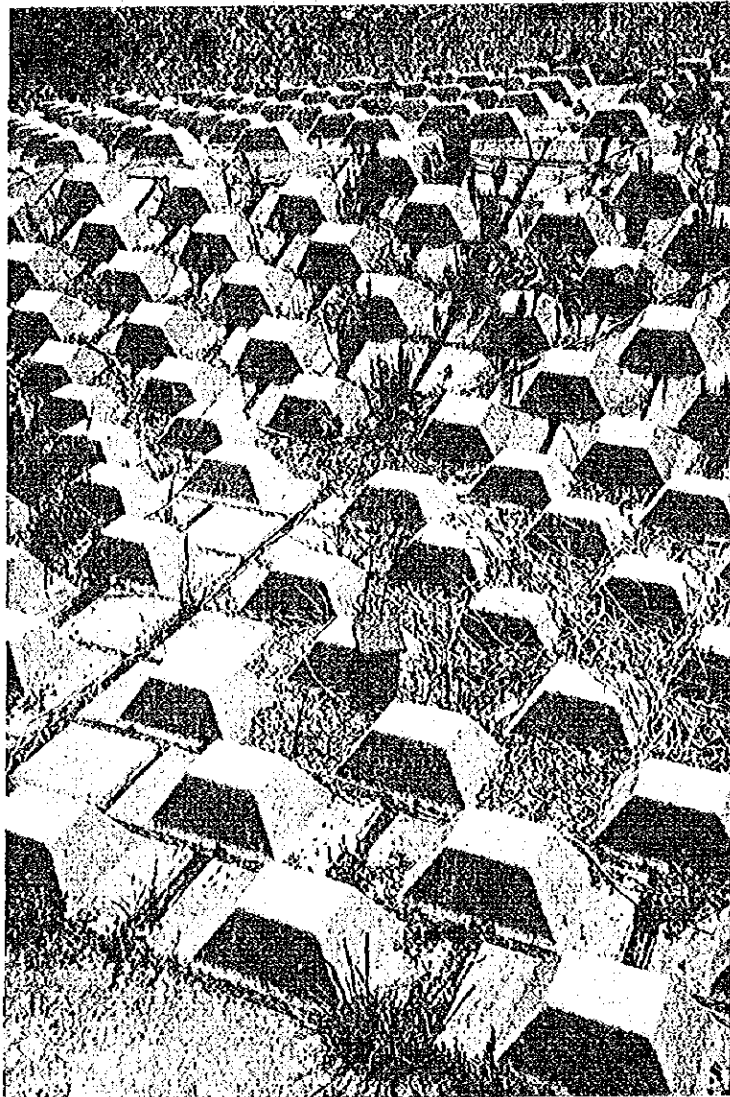
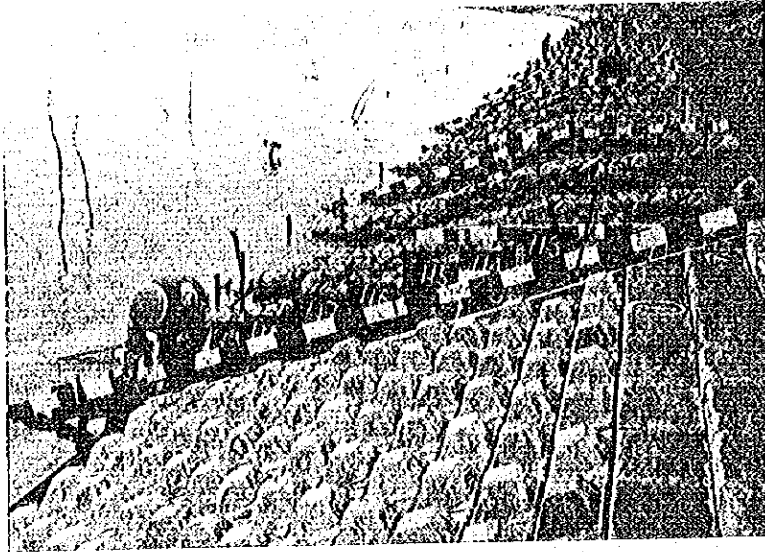
USOS DEL METODO

- Defensas Marítimas.
- Corrección de cauces de rios.
- Protección de taludes sometidos a erosión.
- Protección de diques marginales en ciudades.
- Protección de estructuras sometidas a erosión.

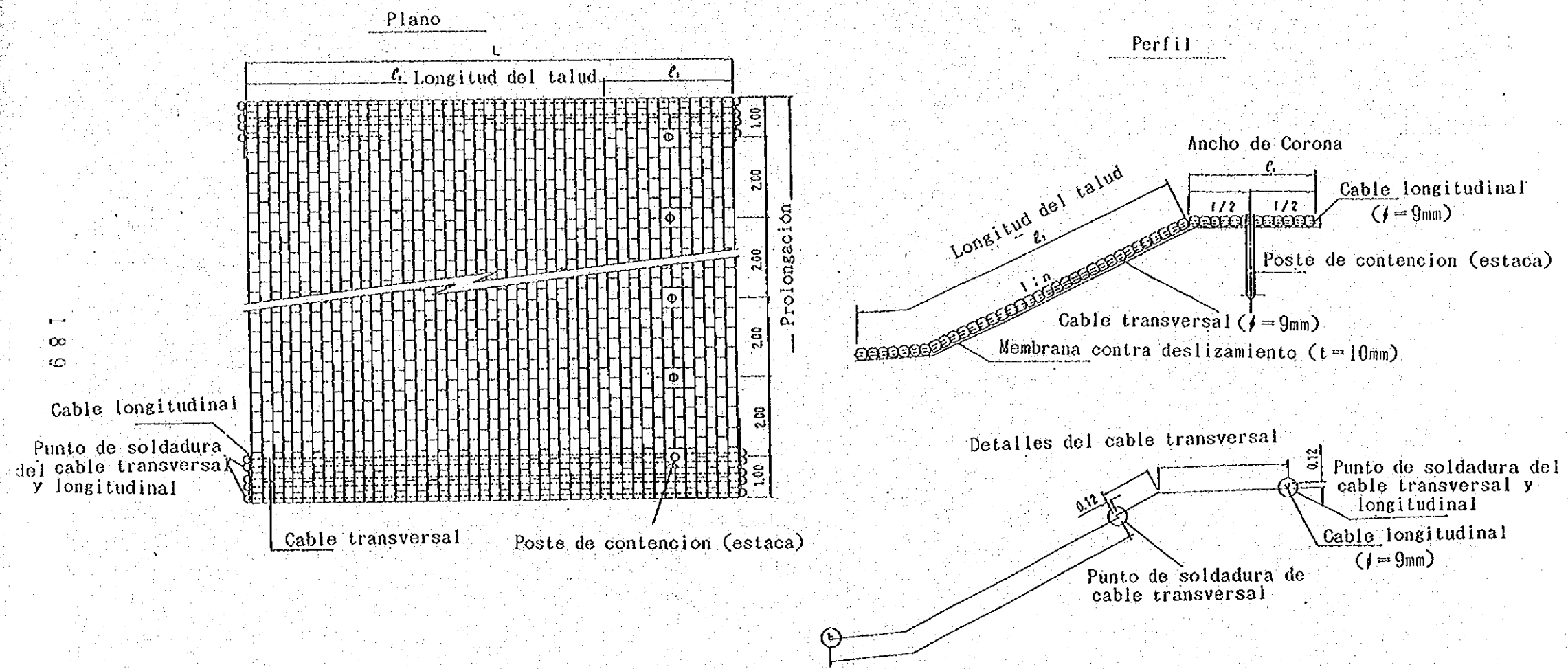
Fotografías de Colocación de los bloques articulados en Japón



Fotografías de Colocación de los bloques articulados en Japón



## Revestimiento por unidades de bloques de concreto articuladas



181  
681

( Condiciones de uso )

1. Para la proteccion del margen del rio
2. La colocacion del pilote de contencion necesita estudios previos sobre los condiciones del suelo y el clavado

# DOCUMENTOS DE CONSULTA

1. TRATADO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL LECHO DEL RÍO

p 191 ~

2. La planificación del canal principal y efectos de las medidas ejecutadas en el área de Nagaoka del Río Shinano

p 223 ~

3. Fluvial Geomorphie Responses to Human Modifications

p 235 ~

4. PROTECCION DE MARGENES DE RIOS Y PREVENCIÓN DE DESTRUCCIONES DE PUENTES

p 285 ~

5. Diseño de la obra de canalización

p 306 ~

6. TRABAJO DE PROTECCIÓN DEL DIQUE DE DEFENSA

p 329 ~

TRATADO DE LAS CARACTERÍSTICAS  
DEL LECHO DEL RÍO

INFORMACIONES DEL LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL NO.2662

Por: Dr. Koichi Yamamoto

Investigador General del Control de Ríos del  
Laboratorio de Ingeniería Civil,  
Ministerio de Construcción

Extracto de la publicación titulada "Tratado de las Características del Lecho del Río, Informaciones del Laboratorio de Ingeniería Civil N°2662, Agosto de 1998" de Koichi Yamamoto, Invenstigador General del Control de Ríos del Laboratorio de Ingeniería Civil, Ministerio de Construcción

## CAPÍTULO 8 VARIACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE DEL RÍO DEBIDO A LAS ACCIONES HUMANAS

Últimamente, se observa el notable auge de actividades humanas que se desarrollan en los ríos y las cuencas. Especialmente, el uso de las tierras de las cuencas y la construcción de presas que se realizan para intensificar el aprovechamiento del agua, la excavación de cauces del río, el acondicionamiento de cauces del río y vertederos son los más representativos. Estas acciones del hombre en los ríos ha llegado a cambiar las propias características de los cauces del río. Por lo tanto, la estimación de cómo las acciones humanas pueden ir cambiando el cauce de los ríos y en dónde se ejercen los efectos, son temas importantes que deben evaluarse.

En el Capítulo 5 se ha explicado sobre los aspectos del desplazamiento de la tierra y arena de los respectivos segmentos del cauce del río, la calidad de sedimentos de las orillas de los ríos y los canales de desagüe durante las crecidas y en el Capítulo 4 se trató sobre la consistencia de la relación entre la fuerza de arrastre que se ejerce en el lecho del río durante las crecidas y el diámetro de las piedras. Se piensa que en los

ríos que surcan las tierras aluviales, se va formando el cauce del río con esta relación.

En el presente capítulo, para que sirva como elemento de estimación cuantitativa de los efectos que las actividades humanas que se desarrollan en los ríos y las cuencas ejercen en el cauce de los ríos, se confirmarán estos hechos a través de los ejemplos de la variación del cauce del río producido después de la reforma artificial del cauce del río y las variaciones del cauce del río producido por la variación del caudal.

#### 8-1 Variación del ancho del río debido a las modificaciones artificiales de la pendiente

La cortadura del meandro de los ríos serpenteantes (ríos del segmento 2) altera la pendiente del lecho del río. Generalmente, aguas arriba de la cortadura se produce la degradación del lecho del río y en el curso inferior se produce la elevación del lecho del río y la ampliación del ancho del río<sup>4)</sup>. Al realizar sucesivamente este tipo de cortadura, la distancia del cauce de los ríos serpenteantes se acorta en  $1/1,5 - 1/2,0$ . En este caso, como respuesta del cauce del río pueden considerarse los siguientes cuatro casos. En el primer caso, se mantiene como está la pendiente del lecho del río producida por la cortadura, no varían tanto los materiales del lecho del río y el aumento de la fuerza de tracción se regula mediante el aumento del ancho del río; en el segundo caso, se mantiene como está la pendiente del lecho del río sin variar tanto el ancho



del río y aumenta la granulometría de los materiales del lecho del río regulando el aumento de la fuerza de tracción; en el tercer caso, se produce la erosión de las orillas y se regula el aumento de la fuerza de arrastre restableciéndose el grado de serpenteo anterior para que tenga un valor similar y en el cuarto caso, no varía tanto el ancho del río ni la posición del cauce del río, al avanzar la degradación del lecho del río se suaviza la pendiente, o cuando en el lecho del río existen materiales resistentes a la erosión se suaviza la pendiente al producirse ahí el nivel base de erosión temporaria con respecto al curso superior, con respecto a aguas abajo se suaviza la pendiente al constituir una especie de cascada que produce la pérdida de energía y se regula el aumento de la fuerza de arrastre. De esta manera, pueden suponerse diversos casos de respuesta del cauce del río debido a las cortaduras sucesivas, pero en el caso de que las substancias de la orilla del nuevo cauce del río fuera similar a la substancia de la orilla del cauce del río anterior, parece no producirse la degradación brusca del lecho del río. En el tercer caso, pese a que efectivamente existe la tendencia de hacer variar el grado de serpenteo como en el caso del Río Misisipí<sup>9)</sup> que comenzó a serpentear nuevamente para recobrar la pendiente anterior, la degradación del lecho del río parece no avanzar tan bruscamente aunque se prevenga mediante los muros de protección contra la erosión de las orillas. Las razones se deben a la variación de la pendiente que regula la intensidad de la corriente mediante la variación del ancho del río que corresponde al caso 1. Lo anterior se explicará a través de los ejemplos.

En el tramo de 4 - 12km del Río Kimotsuki, el río tiene actualmente arena gruesa de 0,85mm  $d_{60}$  de granulometría pasante del 60%. Previo al mejoramiento, este río era un río serpenteante que tenía el cauce de meandro que se indica en la Figura 8-1, pero mediante la modificación con cortaduras sucesivas se redujo la distancia del canal y la pendiente del lecho del río de 1/2.000 en 1937 aumentó a 1/1.200. Con respecto a los cambios del cauce del Río Kimotsuki debido a la cortadura, Araki informa como sigue<sup>1)</sup>.

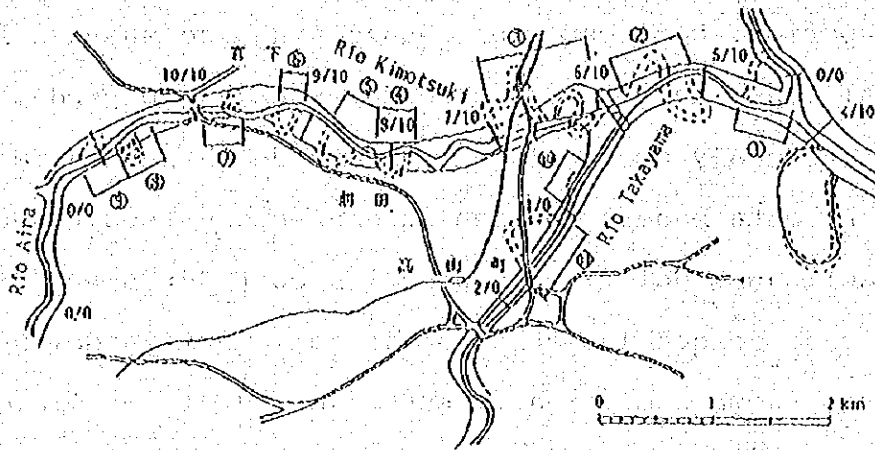


Figura 8-1 Croquis de la cortadura del Río Kimotsuki

Se mantenía estable prácticamente sin avanzar la degradación del lecho del río pero el ancho del río se agrandó casi en forma proporcional a la variación de la pendiente. Es decir, si la variación de la pendiente y ancho del río después del mejoramiento es  $\Delta I_b$ ,  $\Delta B$ , pudo establecerse aproximadamente la siguiente relación.

$$\frac{\Delta I_b}{I_b} = \frac{\Delta B}{B} \quad (8-1)$$

Después de la excavación de la cortadura, ambas orillas quedaron abandonadas sin consolidarse los terraplenes debido a la guerra y el ancho del río se reguló naturalmente.

Ahora bien, en el Capítulo 4 se ha explicado que entre los ríos con materiales del lecho de granulometría casi similar, la fuerza de arrastre ejercida durante las crecidas del nivel de caudal máximo anual medio es casi similar. Si ahora se intentara regular el cauce del río de manera que la fuerza de arrastre ejercida en el lecho del río sea igual, suponiendo que no haya variado la magnitud de la crecidas ni los materiales del lecho del río antes y después del mejoramiento, en los ríos de arena gruesa de diámetro medio resultaría como sigue debido a que el coeficiente de velocidad de la corriente  $\phi$  no recibe los efectos de la pendiente  $I_b$ , como se indica en el 3-4, de la fórmula (4-7).

$$\frac{B + \Delta B}{I_b + \Delta I_b} = \frac{\Delta B}{I_b} \quad (8-2)$$

Es decir, resulta como sigue.

$$\frac{\Delta B}{B} = \frac{\Delta I_b}{I_b} \quad (8-3)$$

Este resultado coincide con la variación del cauce del Río Kimotsuki antes y después de la cortadura artificial. Es decir, el Río Kimotsuki había regulado el ancho del río de manera que la fuerza de arrastre ejercida en el lecho del río por la variación de la pendiente sea casi igual que antes de la cortadura. Además, según el informe de Araki, en los estudios de los materiales del lecho del río de noviembre de 1951, el material del lecho de 4,5 - 7km era más grande que en la actualidad, con tamaños de 1 - 2mm<sup>1)</sup>. Entre antes y después del acondicionamiento del cauce del río, existe la posibilidad de que la granulometría haya variado alrededor de 1,5 veces. Sin embargo, como se ha explicado en el Capítulo 4, debido a que dentro de la gama de esta variación granulométrica  $\tau_{*m}$  es casi inversamente proporcional a  $d_m$  y el valor de  $u_*^2$  casi no varía, aunque varíe la granulometría será casi válida la fórmula (8-3).

Además de estos casos, la cortadura sucesiva del cauce del río serpenteante ha causado el aumento del ancho del río de numerosos ríos aluviales. Al comparar el ancho del cauce anterior con el cauce actual que realmente aparecen en las fotografías aéreas, se observa el aumento del ancho del río en alrededor de 1,5 - 2 veces. Como ejemplos, puede citarse el Río Teshio entre 20 - 30km, Río Saryu entre 0 - 10km, Río Ribetsu entre 2 - 10km, Río Omono entre 81 - 88km, Río Agano entre 15 - 30km, etc. En la Tabla 8-1 se detallan las variaciones del ancho del río producido por la cortadura del meandro según las lecturas de las fotografías aéreas. Asimismo, se indican también el radio de curvatura "r" de los bucles de los meandros

típicos del cauce anterior. Debido a que la relación de "r" y "B" es de  $2 - 2,5^{11}$ , partiendo de este dato puede estimarse el ancho del río del cauce anterior<sup>11)</sup>.

Tabla 8-1 Variación del ancho del río debido a la rectificación del cauce del río

Tramo del río	Granulometría $d_m$	Ancho del cauce actual	Ancho del cauce antiguo	Forma en plano del cauce actual	Forma en plano del cauce antiguo	Pendiente del lecho del río actual	Radio de curvatura R delauce antiguo
Río Kushiro 38 - 40 km	5 - 10 mm	50 - 60 m	30 - 40 m	Recta	Meandro	1/1,200	50 - 70 m
Río Saryu 0 - 10 km	10 - 20 mm	250 m		Recta	Meandro	1/1,000	200 - 300 m
Río Ribetsu 2 - 10 km	2 - 8 mm	90 - 120 m	50 - 70 m	Recta	Meandro	1/1,400	150 - 200 m
Río Onono 81 - 88 km	20 mm	250 m	100 - 120 m	Recta	Meandro	1/900	250 m
Río Agano 15 - 30 km	20 - 25 mm	600 - 750 m	200 - 300 m	Serpenteada	Meandro	1/800	430 - 660 m
Río Agano 4 - 11 km	0.6 - 0.8 mm	650 m	200 - 250 m	Serpenteada	Meandro	1/4,000	450 m
Río Koko 3 - 8 km	30 - 60 mm	300 m		Recta	Meandro	1/970	250 m
Río Kushiro .38 - 45 km	5 - 8 mm	50 - 65 m	30 - 40	Recta	Meandro	1/1,100	60 - 70 m

La variación del cauce del río debido a la modificación artificial de la pendiente, cuando los sedimentos de la parte del nuevo cauce del río fueran de una calidad hasta cierto punto similar a la calidad de la orilla del cauce del río anterior, en lugar de la erosión longitudinal se regula más bien por la erosión lateral y cambia el ancho del río de manera que se establezca una relación casi igual que la relación de  $r_m$  y  $d_m$  bajo el caudal máximo anual medio previo a la modificación.

Sin embargo, cuando los sedimentos del nuevo cauce del río sean una substancia arcillosa de los pantanos del interior o zonas del delta o sedimentos diluviales, estas substancias tienen resistencia a la erosión y existen casos en los cuales no aumenta el ancho del río. En tales casos, al avanzar la

degradación del lecho del río afloran en el lecho las capas de limo y capas diluviales donde se detiene la degradación del lecho del río. En general, estos estratos de limo, tiene una función similar a la consolidación del lecho, previene la erosión del curso superior y suaviza la pendiente. Asimismo, se forma ahí el escalón y se suaviza la pendiente de aguas abajo. Estos ejemplos pueden observarse en el curso medio del Río Ara de la zona de Kanto y en el curso inferior del Río Kinu.

Luego, entre los ríos que tienen grava como material del lecho, se explicará sobre las variaciones del ancho del río en el caso de excavarse el curso del río en las proximidades de la desembocadura y se haya atenuado la pendiente del lecho del río en las proximidades de la desembocadura del caso del Río Fuji (caudal máximo anual medio aproximado  $3.300\text{m}^3/\text{s}$ ).

En relación al cauce del río en la desembocadura del Río Fuji, el ancho del río considerado como lecho móvil en la época de 1947, tenía 1.800m a 0km, 1.300m a 1,0km, 900m a 1,5km y 850m a 2,5km como se indica en la Figura 8-2, ensanchándose en forma abocinada hacia aguas abajo. Sin embargo, en la época de 1975 el ancho del río era de 800m a 0 - 1km y 600m a 1 - 2,5km y posteriormente se mantiene este ancho hasta el presente. Con el caudal pico de  $8.000\text{m}^3/\text{s}$  durante la inundación de octubre de 1979, prácticamente no varió el ancho del río. Analizaremos las razones por las cuales pudo mantenerse ese ancho a pesar de la reducción del ancho del río.

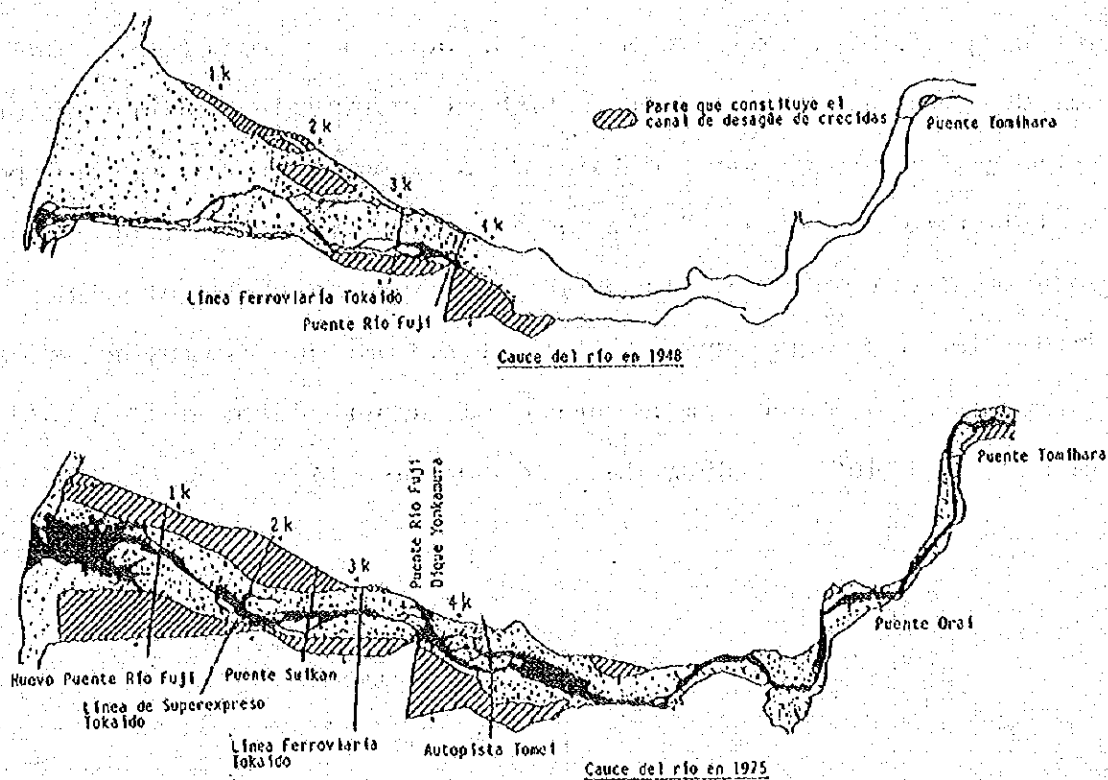


Figura 8-2 Estado del Río Fuji en 1947 y 1975

Entre 1968 y 1974 se realizó la extracción de gran cantidad de gravas de la desembocadura del Río Fuji y como consecuencia de esta extracción, la pendiente del lecho del canal de bajo nivel del tramo de 0 - 1,5km ha variado de  $1/215$  que era previo a la excavación a la actual de  $1/325$  como se observa en las Figuras 8-3 y 8-4. Suponiendo que no varíe el material del lecho del río y  $Q$  entre antes y después de la excavación, resulta que por la variación de la pendiente, el ancho del río puede mantenerse incluso a  $1/1,5$  según la fórmula (8-3). El hecho de que actualmente pueda mantenerse el ancho del río de 800m en el tramo de 0,5 - 1,5km, en primer término se juzga que esto se debe a la atenuación de la pendiente por la excavación. Además, como se indica en la Figura 8-2, de 0,5km hacia aguas abajo, se

mantiene permanentemente cubierta de agua por los efectos del nivel del mar y en la desembocadura no avanza la sedimentación de limo y arena. Además, debido a la convección de cúmulos por la existencia de bancos de arena en la desembocadura, se supone que la pendiente real de la superficie del agua durante la crecidas es más suave que  $1/325$ . Se estima que influyen estos factores para que pueda mantenerse el actual ancho del río de 800m contra 1.400 - 1.800m de la época de 1947.

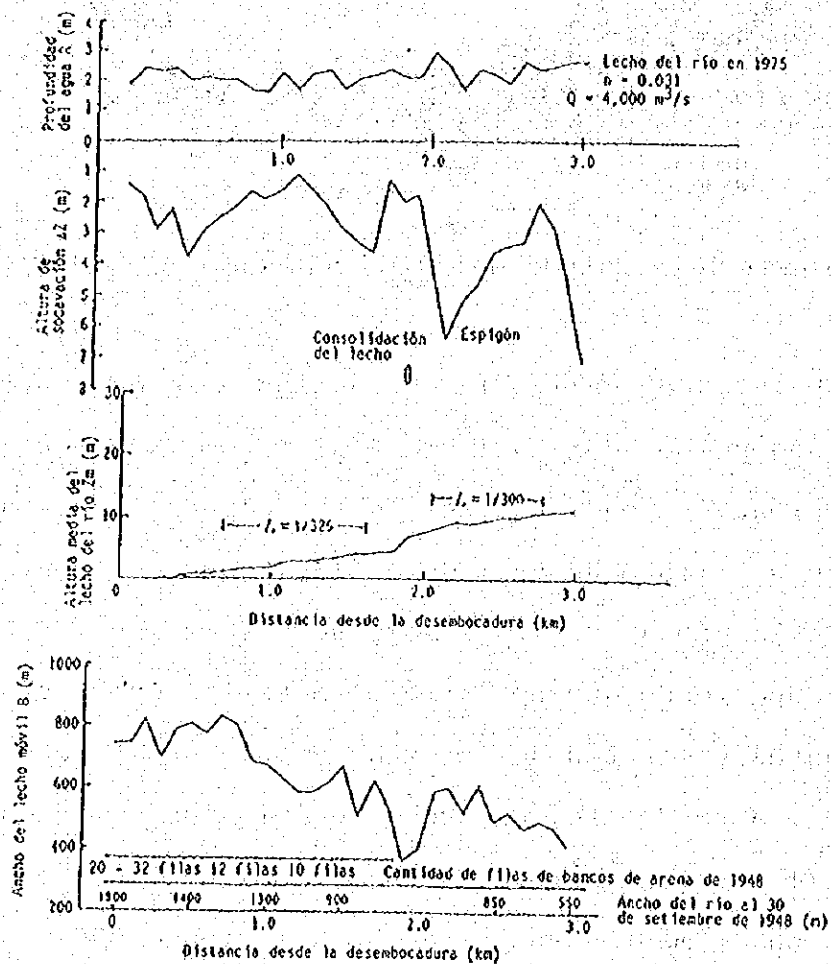


Figura 8-3. Variación longitudinal de R,  $\Delta Z$ ,  $Z_m$ , B del Río Fuji (cuando  $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ )



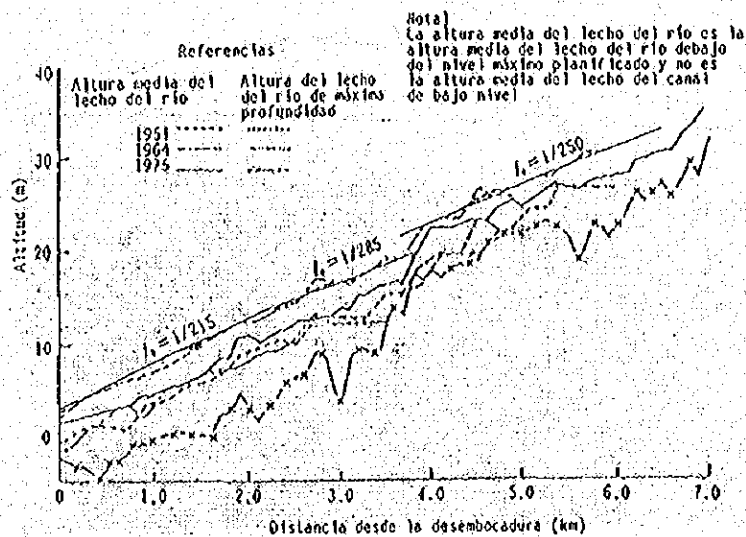
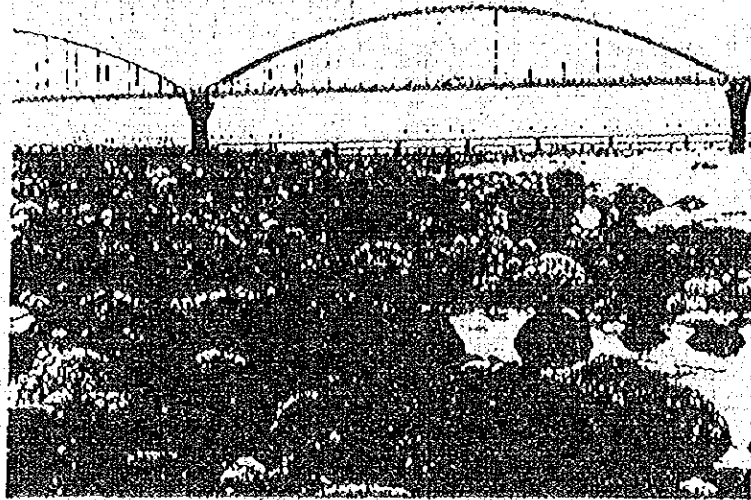


Figura 8-4 Altura media del lecho entre terraplenes y variación de la altura del lecho del río a la profundidad máxima

El hecho de que el ancho del río haya quedado en alrededor de 550m en el tramo de 2 - 3km, se debe a que en el punto ubicado a 3 - 3,5km afloró la lava Obuchi debido a la degradación del lecho del río (previo a la degradación del lecho del río no había aflorado esta lava) y las sustancias fracturadas de la lava cubrió el lecho del río como se aprecia en la Fotografía 1 transformando el lecho en una coraza incrementando el valor  $d_m$  teniendo una resistencia a la fuerza de arrastre más grande.



Fotografía 1. Materiales de la capa superficial del lecho del río en las proximidades de 3 - 3,5km del Puente Suikan

#### 8-2 Reducción del caudal

Pese a que la construcción de grandes presas altera el caudal de inundación del curso superior, casi todas las presas del Japón se construyen en el curso superior y debido que el área de captación no es tan grande, no se altera tanto el caudal máximo anual medio del curso inferior. Aunque no existen datos que permitan juzgar cuantitativamente las variaciones de las características del cauce del curso inferior debido a la reducción del caudal, el ancho actual de los ríos donde se construyeron las grandes presas del curso superior como el Río Tama y Río Sagami, se ha reducido considerablemente comparado con la época en la que no existía la presa.

Si bien no se trata de un río del Japón, se describirá cómo la variación del caudal ha afectado el ancho en el caso del Río Platte<sup>2)</sup> de los Estados Unidos.

El Río Platte es un río que se origina en la Cordillera de Colorado y afluye al Río Missouri. En el curso superior se construyó la presa usada para agua de riego, se redujo el caudal de las crecidas y se redujo el ancho del río. Por ejemplo, en el caso del Río Platte en las proximidades de Overton del Estado de Nebraska ( $I_b = 1/780$ ,  $d_m = 0,07 - 0,1\text{cm}$ ), entre 1915 y 1924 previo a la construcción de la presa, el caudal máximo anual medio había sido de  $570\text{m}^3/\text{s}$  y el ancho del río de  $1.300\text{m}$  y entre 1950 y 1969 después de la construcción, el caudal máximo anual medio se redujo a  $160\text{m}^3/\text{s}$  y el ancho del río a  $400\text{m}$  como se detalla en la Figura 8-5. Este ancho del río tiene una relación de ancho y profundidad grande (el B/H estimado durante el caudal máximo anual medio en 1915 - 1924 fue de alrededor de 2.200 y en 1950 - 1969 fue de alrededor de 730), es un río que durante las crecidas se producen bancos de arena en forma de escama, tiene un cauce recto que se transforma en cauce con forma de red durante el período de bajo caudal y prácticamente no se han producido cambios de la pendiente ni la altura del lecho del río por la construcción de la presa.

Según la fórmula (4-7), mientras no varíe la granulometría y la pendiente, el ancho del río después de la variación del caudal es proporcional al caudal. Esta relación está prácticamente demostrada dentro de la variación del ancho del río con respecto

a la variación del caudal del Río Platte, indicando que la fuerza de arrastre ejercida en el lecho del río, prácticamente no ha variado debido a la reducción del caudal de la corriente. Además, en el caso de que la relación de ancho y profundidad debido a la reducción del caudal se reduce desde más de 100 a menos de esta cifra y el canal puede serpentear libremente, la forma de los bancos de filas múltiples cambia a fila simple dentro de una relación de ancho y profundidad de alrededor de 100, la erosión de las orillas se produce alternadamente entre la orilla izquierda y derecha del cauce del río, aumenta el grado de serpenteo S del cauce del río (valor que resulta de dividir la longitud del canal por la longitud del valle), se reduce la pendiente del lecho del río y el coeficiente de variación del ancho del río resulta mayor que el coeficiente de variación del caudal.

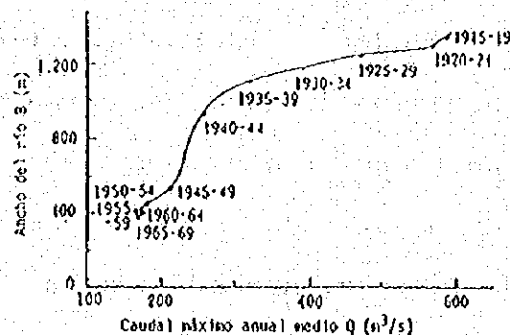


Figura 8-5 Promedio de 5 años de la relación del ancho del río y caudal máximo anual, Río Platte, localidad de Overton

### B-3 Excavación del lecho del río

Durante el período de alto crecimiento económico desde 1960 hasta alrededor de 1970, los sedimentos del lecho fueron utilizados como agregado y existen muchos ríos que han sufrido degradaciones del lecho del río. Este período coincide también con la época en la cual avanzaron las obras de sabo y la construcción de presas y los efectos se han manifestado en los cauces del río en forma compuesta. Aunque es difícil analizar con demostraciones los efectos que las excavaciones del lecho han causado sobre las características del cauce del río, se explicará a continuación el criterio del autor.

En el caso de que se haya bajado en forma casi pareja la altura del lecho del río de un segmento de pendiente casi igual sin variar el ancho del canal de bajo nivel, la pendiente dentro del segmento no cambia y en consecuencia, no cambia la fuerza de arrastre ejercida en el lecho durante las crecidas del nivel del caudal máximo anual medio y es difícil pensar que cambien substancialmente las características del cauce del río. Sin embargo, debido a que durante las grandes crecidas aumenta la profundidad del agua de la parte del canal de bajo caudal, se incrementaría la profundidad de erosión profunda en la parte de la colisión del agua. En el canal de crecidas, debido a la menor frecuencia de quedar cubierta por el agua y la profundidad, en el segmento 2 y segmento 3 tenderá a la disminución de la velocidad de sedimentación de la tierra y arena del canal de crecidas (velocidad de elevación del canal de

crecidas) y la reducción de la granulometría de los sedimentos. En el segmento 1, existe la posibilidad de depositarse la arena y limo en el canal de crecidas que hasta ahora no había depósito de arena y limo y por el contrario, se estima que puede darse el caso de elevarse la velocidad de sedimentación en el canal de crecidas.

En el caso de que el nivel de aguas abajo no varíe en función de la degradación del lecho del río y se mantenga un nivel similar que antes de la excavación (por ejemplo, la excavación del lecho del río en las proximidades de la desembocadura, excavación del lecho del río aguas arriba de la toma de agua), equivale a la elevación del nivel base de erosión de ese lugar, se produce la sedimentación de limo y arena en el curso superior y se degrada el lecho debido a la descarga de limo y arena en el curso inferior. Especialmente en los lugares que tenga grava como material del lecho, debido a que la fuerza de arrastre durante las crecidas normales no tiene más que alrededor de la fuerza de arrastre de límite, el volumen de los sedimentos de grava descargada hacia aguas abajo se aproxima momentáneamente a cero. Debido a que la excavación del cauce del río en la desembocadura del río de grava produce un área de sedimentación que tiene una longitud equivalente al producto de la pendiente del lecho del río  $I_0$  por la altura de excavación  $\Delta Z$  como se indica en la Figura 8-6, en la desembocadura se reduce la cantidad del limo y arena descargada equivalente a la porción de la grava. Para que la cantidad del limo y arena descargada desde la desembocadura sea igual que antes de la excavación, es necesario que la altura del

lecho recupere la altura que tenía antes de la excavación y es necesario pensar que ha de requerirse un lapso considerable para su recuperación.

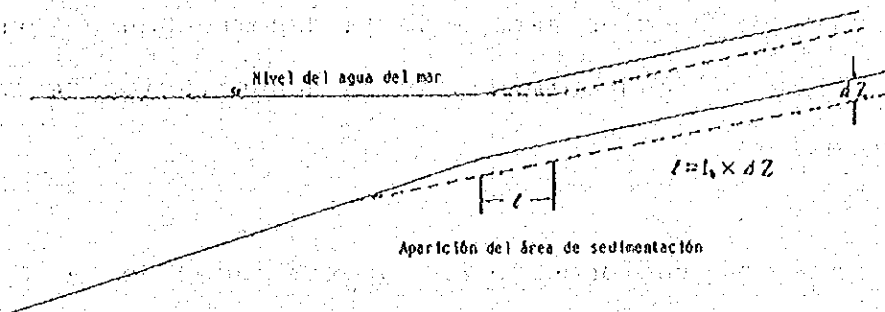


Figura 8-6 Aparición del área de sedimentación

Al ampliarse excesivamente el área de sección de la desembocadura, se reduce la fuerza de arrastre ejercida en esa parte y comienza a depositarse el limo y arena del componente granulométrico que corresponde a esa fuerza de arrastre, formando un nuevo segmento que tiene características de cauce diferentes a lo que era anteriormente. Por ejemplo, existe la posibilidad de que, al aumentar en gran medida el área de sección de las proximidades de la desembocadura del río de arena, se deposite la arena de una granulometría de 0,05 - 0,2mm que hasta ese momento salía hacia el mar. Aunque no se haya realizado la excavación del lecho de la desembocadura, existen ríos que al extenderse la distancia del cauce del río mediante el rellenado de las proximidades de la desembocadura o por haber sido parte del mar, han aumentado en gran medida el área de sección del río comparado con el curso superior. En estos ríos, se deposita el limo y la arcilla. En el Río Tsurumi que es un

río urbano de la región de Kanto (superficie de la cuenca 235km<sup>2</sup>, extensión del curso principal 42,5km), avanzó la erosión de la formación marga de Kanto debido al desarrollo urbano de la zona de colinas del curso superior, causando la acumulación en la parte de área de sección amplia de la desembocadura causando dificultades en el mantenimiento y la conservación de la altura del lecho del río.

Asimismo, las excavaciones de las proximidades de la desembocadura del lecho de los ríos de grava, atenúan la pendiente del lecho en las proximidades de la desembocadura y reduce el ancho del río como lo indica el caso del Río Fuji de 1.

#### 8-4 Reducción de descarga de limo y arena.

La construcción de presas reduce la descarga de limo y arena hacia los cursos inferiores causando la degradación del lecho del curso inferior. Sin embargo, debido a que muchas de las presas del Japón se construyen en la parte montañosa del curso superior, recibe el agua de los afluentes del trayecto y el cauce de los ríos montañosos tienen estratos aluviales de escaso espesor, al degradarse el lecho queda expuesta la roca basal. Por lo tanto, con respecto a los ríos que surcan la parte montañosa se dificulta la explicación clara con datos demostrativos, sobre los cambios de las características del lecho del curso inferior debido a la extracción artificial de gravas y la construcción de presas. Aquí se tratará de explicar



los efectos que tienen la reducción de la descarga de limo y arena sobre las características del cauce del curso inferior citando ejemplos de ríos extranjeros.

Según los estudios de la variación del lecho del río y del material del lecho de la capa superficial y debajo de la capa superficial del lecho del río<sup>3)</sup>, después de la construcción de la presa aguas abajo de la presa Akiba (ubicado a 46,5km de la desembocadura) y aguas abajo de la presa Sakuma del Río Tenryu que surca el fondo del valle de la zona montañosa, al no existir la contribución de afluentes potenciales, el lecho de aguas abajo de la presa baja casi en forma paralela (alrededor de 6km de longitud del tramo en la presa Akiba y 2,5km en la presa Sakuma) y la degradación media del lecho es de alrededor de 2 - 3m, habiéndose detenido la degradación después de 4 - 5 años de la construcción de la presa. Esto se debe a que dentro de los materiales del lecho, los materiales del lecho de granulometría grande que no pueden desplazarse (grupo C) forman una capa de coraza en la superficie del lecho evitando la degradación del lecho. Además, el espesor de la capa de coraza no tiene más que alrededor de la granulometría del material del lecho que forma la capa de coraza superficial<sup>3)</sup>. Así es que, cuando el material del lecho es grava, la degradación del lecho de los ríos del fondo del valle debida a la construcción de la presa, normalmente se detiene por la reducción del caudal de crecidas debido a la existencia de la presa y por la formación de la capa de coraza. Sin embargo, cuando el material del lecho no incluye los grupos C, por la reducción de la descarga de limo y arena se

produciría el avance de la degradación del lecho hasta formar la pendiente equilibrada correspondiente a la cantidad de descarga de limo y arena y el caudal. Sin embargo, al degradarse el lecho del río, queda expuesta la roca basal apareciendo los sedimentos antiguos que no corresponden a los ríos actuales y en la práctica no se producen tales degradaciones.

En el caso de que el material del lecho de aguas abajo de la presa tenga una granulometría de alrededor de 0,02cm, al observar los materiales del lecho de aguas abajo de la presa Fort Randall del Río Missouri<sup>6)</sup> y la presa Hoover del Río Colorado y las variaciones de las características del cauce del río<sup>7)</sup>, primeramente se aprecia la desaparición brusca del lecho del río de los materiales de alrededor de 0,02cm que es el modo principal del lecho del río, cambiando al que tiene un modo principal de arena de 0,04 - 0,06cm. Por lo tanto, durante las crecidas grandes, las ondulaciones de pequeña escala del lecho se convierten de un lecho liso a dunas y se reduce el coeficiente de velocidad de la corriente  $\phi$ . Sin embargo, al desplazarse esta arena de 0,04 - 0,06m, el lecho se irá cubriendo de la roca basal o grava y canto rodado.

En el caso de ríos del abanico aluvial, en la cima del abanico aluvial avanza la degradación del lecho debido a la reducción de la descarga de limo y arena del curso superior, avanza la formación de la coraza del lecho, se desactiva el desplazamiento de los bancos de arena, se consolida el canal y avanza la reducción del ancho del río, pero la degradación del lecho

parece no ser tan grande. Aunque esto se debe al emparejamiento de las crecidas por la presa, en el caso de los ríos de grava que surcan los estratos aluviales, se debe a que durante las crecidas se aproxima inmediatamente a la sección estáticamente equilibrada por la formación de la coraza y debido a que la fuerza de arrastre adimensional se aproxima a la fuerza de arrastre de límite. Se considera que la degradación del lecho de la parte de la cima del abanico aluvial es más pequeña cuanto más aguas abajo está la presa de gran capacidad de control de crecidas y peor fuera el grado de selección del componente de grava (significa que es mala la homogeneidad del material del lecho). Debido a que se deposita el limo y arena erosionada en la cima y en el medio del abanico aluvial, en el extremo del abanico aluvial el lecho del río tiende a continuar subiendo. Además, cuando se produzcan grandes crecidas que llegue a destruir la capa de coraza, se producen variaciones bruscas del lecho.

Pese a que en el tramo del cauce del río del segmento 2 de aguas abajo del abanico aluvial que tiene materiales del lecho de arena, avanza la degradación del lecho del río de aguas arriba del segmento debido a la reducción del suministro de contenido de arena, se forma la coraza del lecho del río con el contenido de grava siempre que la arena contenga en alguna medida el componente de grava, o bien se detiene la degradación del lecho al aparecer los sedimentos antiguos (estrado diluvial), cambiando las diversas características del cauce del río (pueden suponerse la disminución del ancho del río, variación del

coeficiente de velocidad durante las crecidas, variación de las características de serpenteo, etc.),

Lo anterior, indica que en el caso de considerar las variaciones de las características del cauce del río de aguas abajo debido a la reducción de la cantidad de descarga de limo y arena, es necesario que se realice el análisis suficiente para determinar cuál de los componentes disminuye dentro del limo y arena arrastrado, a cuál de los componentes (grupo de granulometría) corresponde dentro del material del lecho del lugar objeto de consideración, cuál es la proporción de los componentes de los materiales del lecho y dónde se encuentra ese lugar dentro del segmento.

#### 8-5 Acciones artificiales en el cauce del río y orientación de sus respuestas

Como se ha explicado hasta la sección anterior, al realizar una modificación artificial del cauce del río que se desvíe ampliamente de la relación entre la granulometría y fuerza de arrastre de la Figura 4-1, el cauce del río responde tratando de retornar a la relación entre la granulometría y fuerza de arrastre de la misma figura (en el caso de pensar en la respuesta del lecho del río contra la modificación artificial, debe prestarse atención en la diferencia de velocidad de respuesta que se manifiesta según las diferencias de los fenómenos que son objeto. Por ejemplo, la variación del nivel del agua debido a la excavación del cauce del río es inmediata,

pero la variación del lecho del río excavado demora más tiempo. En este caso, se consideran los fenómenos de una escala de alrededor de 1 - 100 años y alrededor de una longitud de un segmento como escala de espacio.). Sin embargo, debido a que pueden pensarse diversas formas de restablecimiento, es necesario que se conozca en cada segmento cuál de los casos tiene mayor propensión de ocurrir.

Pese a que existen pocos casos relacionados con la variación de las características del cauce del río y no es posible explicar con suficientes elementos demostrativos las orientaciones de la variación, teniendo en consideración los análisis del Capítulo 5 -7 y los escasos casos, se tratará de describir cómo varían las características de un determinado segmento al variar el caudal  $Q$  y la cantidad de limo y arena arrastrada del curso superior  $Q_s$ , que compone el material del lecho del segmento objeto de los ríos aluviales donde se tolera la erosión de la orilla del río.

La Tabla 8-2 y la Tabla 8-3 indican conceptualmente cómo varía el cauce del río del segmento 1 (abanico aluvial) y el segmento 2 (franja serpenteante) cuando varíe el valor  $Q_s$  y  $Q$ . En este caso, "+" indica aumento, "-" indica disminución y "0" sin variación. En cuanto a los ríos que surcan los deltas, debido a que reciben los efectos del estrato arcilloso de la capa estacionaria del fondo del delta, los propios segmentos tienen características no equilibradas del avance del frente de sedimentación y existen pocos casos de variación de las características del cauce del río, no se ha estimado cómo

cambian las características del cauce del río debido al cambio de  $Q_s$  y  $Q_c$ .

Con respecto a la variación de  $Q_s$  y  $Q_c$ , el cauce del río responde primeramente con respecto al ancho del río y la granulometría (aunque depende del grado de la mezcla de los materiales del lecho, la cantidad de descarga de los grupos B y C de los segmentos del curso superior y las características de las substancias de la orilla del río, no se conoce bien cuál acusa una respuesta más rápida), como resultado varía la relación entre el ancho y profundidad, luego se produce la variación del grado de serpenteo  $S$  y finalmente se manifiesta la elevación o degradación del lecho del río debido a la variación de la concentración  $C$  del limo y arena ( $Q_s/Q_c$ ). Para la elaboración de la Tabla 8-2 y Tabla 8-3, se ha tenido en consideración este factor. Estos factores se explicarán detalladamente con ejemplificaciones.

Tabla 8-2 Orientación de las variaciones en el segmento I

Topografía	Abanico aluvial
Lo que varía	
$Q_s^+$	Si $C=Q_s/Q$ no varía, B es proporcional a $Q, I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_m^0$ En el caso de $C^+$ , B aumenta primeramente debido a $Q$ y luego se agrega el aumento de B debido a $I_b^+, H^+, V_m^+$ En el caso de $C^-$ , B aumenta primeramente debido a $Q$ y luego se agrega la reducción de B debido a $I_b^-, d_m^+, H^+, V_m^+$
$Q_s^-$ $Q^-$	En el caso de $C^0$ , B es proporcional a $Q, I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_m^0$ En el caso de $C^+$ , B se reduce primeramente en forma proporcional a $Q$ pero aumenta algo el B debido a $I_b^+, H^+, V_m^+$ En el caso de $C^-$ , B se reduce primeramente en forma proporcional a $Q$ y se agrega la reducción de B debido a $I_b^-, d_m^+, H^+, V_m^+$
$Q_s^-$ $Q^+$	En B existen factores incrementales debido al aumento del caudal y factores de decrecientes debido a $I_b^-, d_m^+$ y la variación del ancho del río cambia según cuál sea más fuerte. Degradación del lecho del río de la cima del abanico aluvial, elevación del lecho en el extremo del abanico aluvial, $V_m^-$
$Q_s^-$ $Q^-$	En B existen factores decrecientes debido a la reducción del caudal y factores incrementales debido a $I_b^+$ , elevación del lecho, $V_m^-, H^-$
$Q_s^+$ $Q^0$	Aumento de B debido a $I_b^+$ , elevación del lecho del río, $V_m^-, H^-$
$Q_s^0$ $Q^+$	Existen factores de $B^+$ debido a $Q^+$ , pero existen factores decrecientes para que sea $d_m^+, I_b^-, V_m^+, H^-$

Tabla 8-3 Orientación de las variaciones en el segmento II

Topografía	Terreno intermedio (franja de serpenteo)
<p><math>Q_s^+</math></p> <p><math>Q^+</math></p>	<p>Si <math>C=Q_s/Q</math> no varía, cuando B/H fuera mayor que 100, B es proporcional a Q, será <math>I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_n^0</math>, pero cuando B/H fuera menor que 100, se reduce el S, pasa a <math>I_b^+</math> y aumenta aún más el B.</p> <p>En el caso de <math>C^+</math>, se produce primeramente el fenómeno similar a <math>C^0</math>, pero se agrega el aumento de B debido a <math>I_b^+</math> debido a su vez a <math>C^+</math>. <math>H^-, V_n^0</math></p> <p>En el caso de <math>C^-</math>, se produce primeramente el fenómeno similar a <math>C^0</math>, pero posteriormente se produce la reducción de B debido a <math>I_b^-</math> y en el caso de <math>d_m^+</math> debido a la formación de coraza, se agrega la reducción de B debido a esto.</p>
<p><math>Q_s^-</math></p> <p><math>Q^-</math></p>	<p>En <math>C^0</math>, si después de la variación de B/H resultara mayor que 100, B es proporcional a Q, será <math>I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_n^0</math>, pero cuando B/H fuera menor que 100, se reduce S, pasa a <math>I_b^-</math> y se reduce aún más el B.</p> <p>En el caso de <math>C^+</math>, se produce primeramente el fenómeno similar a <math>C^0</math>, pero se agrega el aumento de B debido a <math>I_b^+</math> debido a su vez a <math>C^+</math>. <math>H^-, V_n^0</math></p> <p>En el caso de <math>C^-</math>, se produce primeramente el fenómeno similar a <math>C^0</math>, pero posteriormente se produce la reducción de B debido a <math>I_b^-</math>. Además, si existe el aumento de <math>d_m^+</math> debido a la formación de coraza, avanza aún más la reducción de B.</p>
<p><math>Q_s^-</math></p> <p><math>Q^+</math></p>	<p>En B existen factores de aumento debido al aumento del caudal y factores de reducción debido a <math>I_b^-</math> debido a <math>C^-</math>, primeramente se manifiesta el fenómeno de <math>Q^+</math> y continúa el <math>I_b^-</math> debido a <math>C^-</math>.</p> <p>En los lugares donde se forme la coraza debido a la degradación del lecho del río, puede producirse también la reducción del ancho del río debido a esto.</p> <p>En S, al aumentar el B pasa a <math>S^-</math> y al reducirse pasa a <math>S^+</math>. En consecuencia, la orientación de la variación de <math>I_b</math> recibe dos efectos, o sea el paso a <math>C^-</math> y la variación de S.</p>
<p><math>Q_s^+</math></p> <p><math>Q^-</math></p>	<p>En B existen factores decrecientes debido a la reducción del caudal y factores incrementales debido a <math>C^+</math>, primeramente se manifiesta el fenómeno de <math>Q^-</math>, el <math>S^+</math> debido a <math>B^-</math> debido al anterior, continúa el <math>I_b^-, I_b^-</math> debido a <math>C^+</math> y continúa el factor de <math>B^+</math>.</p>
<p><math>Q_s^+</math></p> <p><math>Q^0</math></p>	<p><math>I_b^+</math> debido a <math>C^+</math>, <math>B^+</math> debido al anterior, <math>S^-</math>, elevación del lecho</p>
<p><math>Q_s^0</math></p> <p><math>Q^+</math></p>	<p>Primeramente se manifiesta el aumento de <math>B^+</math> debido a <math>Q^+</math>, <math>(B/H)^-</math>, <math>S^-</math>, <math>I_b^-</math>, pero continúan los efectos de <math>B^-</math> debido a <math>I_b^-</math> debido a <math>C^-</math>, <math>(B/H)^-</math>, <math>S^-</math>, <math>I_b^-</math>. Cuando haya <math>d_m^+</math> debido a la formación de coraza, se incrementan los efectos del segundo.</p>



En los siguientes casos, al aumentar en cierta cantidad se indica con el agregado del símbolo "+", en el caso de reducirse con el símbolo "-" y cuando no haya variación con el "0" respectivamente puesto a la derecha superior de la cantidad determinada.

[1] En el caso de  $Q_s'$  y  $Q'$  en el segmento 2 (Tabla 8-2)

Cuando aumente  $Q_s$  y  $Q$ , es necesario que primeramente se considere la variación de la concentración  $C$  del limo y arena. En el caso de no variar  $C$ , cuando  $B/H$  antes de la variación fuera más de 100, se considera que la forma en plano del cauce del río es casi un canal recto sin variación de la pendiente del lecho (como se explicara en 5-1-2 [2], en el canal recto, la pendiente del lecho se piensa que es una función de  $C$ ), el ancho del río se amplía proporcionalmente a  $Q$  y prácticamente no varía la profundidad, ni la granulometría ni la velocidad de la corriente. Sin embargo, si  $B/H$  previo a la variación fuera menor que 100, la forma en plano del cauce del río es serpenteante y además, debido a que el grado de serpenteo  $S$  del cauce del río es mayor cuanto menor fuera  $B/H$ , se reduce el grado de serpenteo, aumenta la  $I_b$  y por esta razón se considera que el ancho del río  $B$  se amplía más que proporcionalmente al caudal.

En el caso de  $C'$ , se produce primero el fenómeno similar a  $C^0$ , pero aumenta la pendiente del lecho del río debido a  $C'$ , y por

esta razón, el ancho del río B se amplía más que proporcionalmente a Q.

Tabla 8-4. Respuesta del segmento con respecto a la variación artificial

Topografía	Abanico aluvial	Zona intermedia (Franja serpenteante)
B <sup>+</sup>	Construir el cauce del río que tenga el ancho que corresponda a Q y Q <sub>1</sub> del canal de bajo caudal.	Aunque en definitiva será igual que en el abanico aluvial, debido a que la velocidad de sedimentación de la orilla no es tan rápida como en el abanico aluvial, se producen ondas de mediana escala en el lecho según el ancho de la ampliación y cambian las características de serpenteo. Es necesario que se preste especial atención cuando el lugar que tenía las condiciones de producir bancos de arena de hilera simple pase a tener las condiciones de hileras múltiples.
I <sub>b</sub> <sup>+</sup>		El corte sucesivo convierte en I <sub>b</sub> <sup>+</sup> y B <sup>+</sup> . Cuando el cauce sea firme o resistente a la erosión, avanza la degradación. Existe también la posibilidad de que se torne a d <sub>m</sub> <sup>+</sup> por la formación de la coraza.
B <sup>-</sup>	Tiende a la formación de la coraza, d <sub>m</sub> <sup>+</sup> , I <sub>b</sub> <sup>-</sup> .	Tendencia similar al abanico aluvial; variación de las características de serpenteo.
A <sup>+</sup>	Al realizar la excavación o la ampliación del ancho del río en las proximidades de la desembocadura, puede suceder primeramente la variación brusca de la granulometría. (Aparición de un nuevo segmento) Cambia de la arena al limo. Hay tendencia de elevación del lecho del río.	Al realizar la excavación o la ampliación del ancho del río en las proximidades de la desembocadura, puede suceder la variación brusca de la granulometría (de la grava a arena) y se produce la reducción brusca de la descarga del contenido de grava de la desembocadura.

Si fuera C<sup>-</sup>, se produce primeramente un fenómeno similar a C<sup>0</sup>, pero posteriormente disminuye el I<sup>b</sup> y debido a esto se adicionará también la reducción de B.

Como se ha explicado anteriormente, se estima que la respuesta del cauce del río con respecto a las variaciones de Q<sub>s</sub> y Q es muy complicada. Además, las variaciones de las características del cauce del río debido a las variaciones del volumen de producción de limo y arena en las fuentes no se van transmitiendo gradualmente desde los segmentos de aguas arriba, ya que antes que los segmentos de aguas arriba, puede producirse primero la

variación a partir de los segmentos de aguas abajo según la diferencia de velocidad de propagación de los materiales del lecho del modo principal de cada segmento desde los cursos superiores (varía la velocidad según fuera limo, arena o grava).

Debido a que en los ríos del Japón se previene el desplazamiento lateral del cauce del río (por la erosión de las orillas del río) mediante los muros de protección, suele no presentar las variaciones con la tendencia de la Tabla 8-2 y Tabla 8-3. Por lo tanto, en la Tabla 8-4 se detallaron los efectos que pueden producirse por el cambio artificial de la magnitud y de la pendiente del cauce del río.

Nota 1) En los conductos que tengan un codo de  $90^\circ$ , cuando la relación de  $r/D$  de la curva fuera menor que 2, aumenta bruscamente la pérdida del flujo debido a la curva. Es decir, cuando es de menos que alrededor de 2, se separa la corriente del lado interior de la curva.  $D$  se refiere al diámetro del conducto.

En los ríos naturales, al separarse la corriente se deposita ahí la arena en suspensión y es posible explicar que la relación de  $r/B$  de los bucles del meandro no bajan de 2. Sin embargo, este fenómeno se justifica en el caso de que no varíe tanto el ancho del río por estar en una franja serpenteante y la línea de la orilla del río sea lisa. En cambio, en los ríos que sufre el cambio del ancho en la parte de la curva o

cuando la línea de la orilla donde el desarrollo de los bancos fuera notable no sea tan lisa, puede existir el caso de  $r/B$  de alrededor de 1.

#### BIBLIOGRAFÍAS DE REFERENCIA

- 1) Araki Masao, 1952: Consideraciones relacionadas con el equilibrio del lecho del Río Kimotsuki, VI Conferencia de Estudios Técnicos dependiente del Ministerio de Construcción, pág. 289-304.
- 2) Williams, G. P., 1978: El caso de la contracción de los Canales, U.S.G.S., Circular 781.
- 3) Yamamoto Koichi, 1976: Método de investigación de materiales del lecho de torrentes y características de la granulometría superficial, Informe del Laboratorio de Ingeniería Civil Nº 147, pág. 1 - 20.
- 4) Aki Koichi, 1944: Exposición de las facies del río, Joban Shobo, pág. 118-142.
- 5) Yamamoto Koichi, 1981: Notas de la exposición de características del cauce del río [I], Informe del Laboratorio de Ingeniería Civil Nº 1625, pág. 174-187.
- 6) Yamamoto Koichi, Yasuda Takehiko, 1981: Notas de la exposición de características del cauce del río [II], Tomo 1, Informaciones del Laboratorio de Ingeniería Civil Nº 1745, pág. 58-147.
- 7) Leopold, L. B. y Wolman, M. G., 1960: Meandros del Río, Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 71, pág. 769-794.

- 8) Dury, G. H., 1964: Principios de los ríos muy pequeños para su valle, U. S. Geological Survey Professional Paper 452-A.
- 9) Mackin, J. H., 1948: Concepto del río graduado, Geol. Soc. Am. Bull. 59, pág. 463-511.

# **La planificación del canal principal y efectos de las medidas ejecutadas en el área de Nagaoka del Río Shinano**

**(Colección de Trabajos de la Trigésima Segunda Conferencia de Hidrología)**

**M. Saito (Oficina Regional de Construcción del Río Shinano del Ministerio de Construcción)**

**H. Kishida (Oficina Regional de Construcción del Río Shinano del Ministerio de Construcción)**

**K. Nagumo (Oficina Regional de Construcción del Río Shinano del Ministerio de Construcción)**

## 1. Introducción

El Río Shinano, con una cuenca de aproximadamente 11.900 kilómetros cuadrados y un cauce de aproximadamente 367 kilómetros, es una de las vías fluviales más importantes del Japón.

El tramo del Río Shinano comprendido entre los puntos situados 15,5 kilómetros y 22,5 kilómetros aguas arriba del canal de desviación de Okawatsu atraviesa la ciudad de Nagaoaka, y compone el tramo más importante de las orillas de esta vía fluvial. Este tramo es la parte donde el Río Shinano, que hasta aquí es un río típicamente montañoso, se convierte en un río de llanura. En este tramo tienen lugar las crecientes con larga duración resultantes del derretimiento de las nieves acumuladas en las montañas, y además tienen lugar también los cambios súbitos en el gradiente del lecho de la vía fluvial.

En vista de dichas condiciones, el río presenta características bastante tempestuosas, la corriente de las aguas es bastante agitada, hay muchos puntos con colisiones violentas de las aguas, los daños en las estructuras fluviales son bastante frecuentes, y el peligro desde el punto de vista del control de las inundaciones va aumentando de manera considerable. La planificación del cauce fue realizada basándose en la idea del equipamiento del canal principal, con la finalidad de hacer frente a dichos problemas.

Los contenidos, los métodos y la secuencia de ejecución de las obras relativas a esta planificación fueron examinados a través de estudios experimentales realizados con modelos hidráulicos. Las obras a plena escala comenzaron a mediados de la década de 1975, y actualmente, después de aproximadamente 10 años, los efectos de las obras están comenzando a aparecer de manera paulatina.

Este trabajo describe los resultados de las observaciones realizadas en el campo con respecto a la evolución (efectos) de las obras realizadas y de los cambios que han tenido lugar en el lecho del río, haciendo comparaciones con los resultados de los estudios experimentales ejecutados con modelos hidráulicos.

## 2. Los estudios experimentales ejecutados con el modelo hidráulico y la planificación del canal principal

### (1) Orientación básica relativa a la planificación del cauce

Como se muestra en la Figura 1, el tramo objeto de planificación del canal principal dentro del área de Nagaoaka está comprendido entre los puntos situados 15,25 kilómetros y 22,25 aguas arriba del canal de desviación de Okawatsu, y atraviesa principalmente el área urbana de la ciudad de Nagaoaka. La orientación básica que ha sido aplicada a esta planificación del canal principal del Río Shinano se describe a continuación.

- 1) El alineamiento del malecón será mantenido como está.
- 2) Con la finalidad de rectificar las partes del canal principal actual que posee meandros notables, el nuevo canal principal será formado con secciones múltiples. Como resultado, las partes del canal principal que presentan colisiones peligrosas de las corrientes de agua serán eliminadas, y la superficie del lecho mayor (major bed) del río utilizada de manera más intensiva.
- 3) La capacidad de pasaje del nuevo canal principal será suficiente para hacer frente a caudales que tienen lugar cada 2 ó 3 años. En vista de los resultados de las observaciones realizadas en los últimos 40 años en el Observatorio Hidrográfico de Ojya, el caudal del canal principal será de 4.000 m<sup>3</sup>/s.
- 4) El tramo del río objeto de planificación del canal principal se refiere solamente a una parte bastante limitada del río, comprendida entre los puntos ubicados a 15,25 kilómetros y 22,25 kilómetros aguas arriba del canal de desviación de Okawatsu. Por consiguiente, la planificación será hecha de manera a compatibilizar lo más posible con el canal existente, tomando en consideración el balance del río como un todo. Como se muestra en la Figura 2, el gradiente del cauce ha sido ajustado de manera gradual en 4 pasos variables de 1/670 hasta 1/1600.

- 5) Una anchura de 320 metros, que es el valor medio de la anchura del canal principal actual, ha sido adoptada para el nuevo cauce. En vista de los resultados de los estudios ejecutados con respecto a la capacidad de flujo del río, la profundidad del canal principal será de aproximadamente 5 metros en las partes más abajo, y 4,5 metros en las partes más arriba.
- 6) La alineación del canal principal se determina tomando en consideración la variación cronológica de la línea de centro del flujo del río en las condiciones actuales. Se usa la alineación compatible con las condiciones actuales del río como alternativa primaria, y a partir de eso se determina la mejor alternativa, haciendo modificaciones sucesivas a través de estudios experimentales ejecutados con el modelo hidráulico.

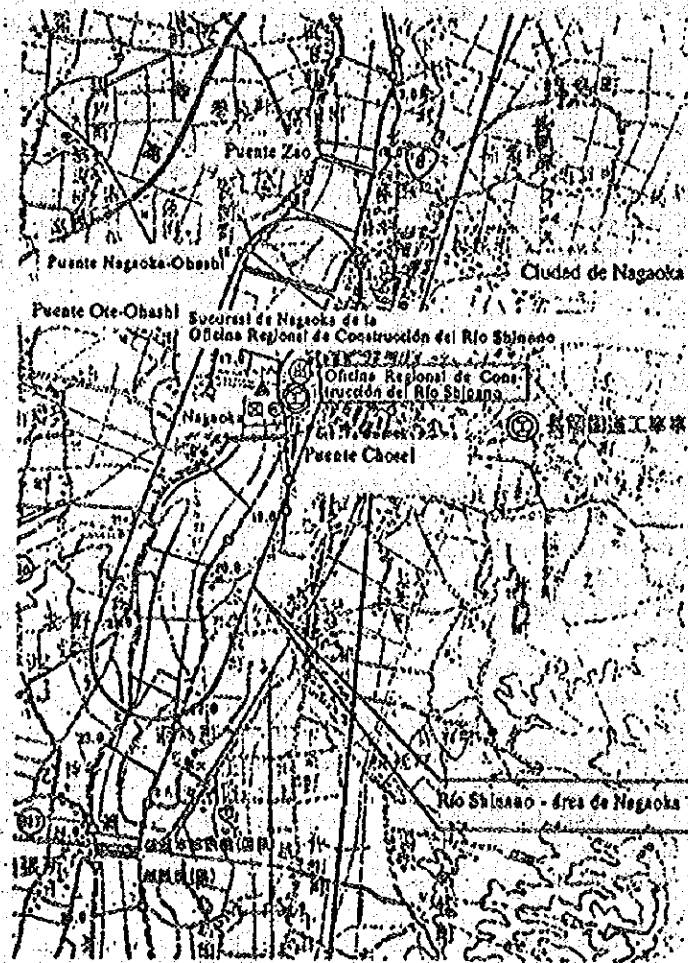


Figura 1 Mapa de ubicación del cauce en el área de Nagasaki



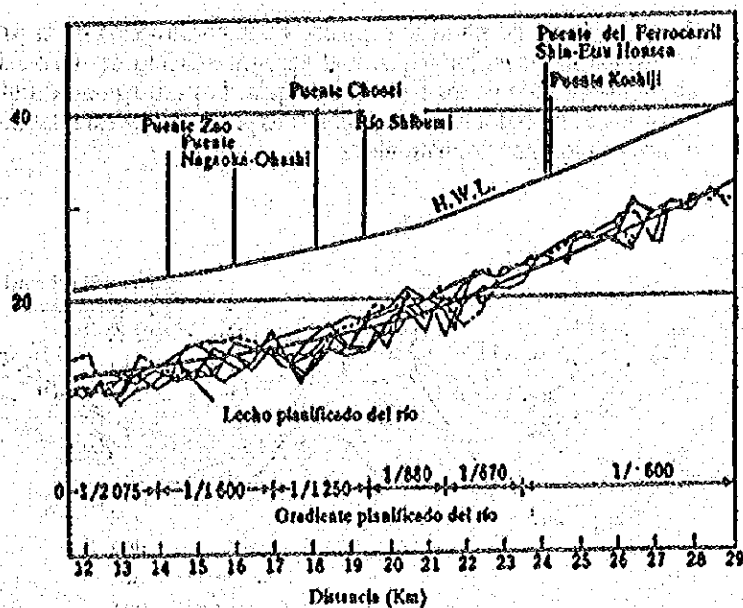


Figura 2 Sección longitudinal de la planificación del canal principal del Río Shinano

(2) Estudios relativos a la alineación del canal principal

Como se mencionó en la sección 1.6) arriba, la alineación final del canal principal ha sido determinada a través de los pasos de estudio que se muestran en las Figuras 3 hasta 6.

1) Como se puede observar de la evolución cronológica de la posición del lecho del río con la profundidad más grande (Figura 3), no se nota prácticamente ningún cambio en la ubicación de la parte principal del canal del río durante los últimos 10 años. El canal en la orilla derecha del río en la vecindad del punto de 18 kilómetros, que es el punto de arietazo hidráulico, está fijo. La alternativa primaria ha sido decidida a partir de la línea central del flujo de agua, con la finalidad de mover el canal principal lo más posible hacia el centro del cauce del río.

2) Estudios experimentales han sido llevados a cabo usando el modelo hidráulico del lecho móvil del río, con la finalidad de examinar la estabilidad del cauce del nuevo canal principal. Dichos estudios experimentales se componen del flujo de agua aplicado durante un periodo prolongado de tiempo, así como del flujo irregular de agua, como se muestra en la Figura 4. Los resultados de dichos estudios experimentales indican la existencia de problemas de varios tipos, tales como el desplazamiento del sitio donde hay colisión de agua (arietazo hidráulico), en la vecindad del punto de 21 km donde han sido llevados a cabo los estudios relativos al flujo irregular, la velocidad del flujo de agua que llega a alcanzar el lecho mayor (major bed) del río, etc. En vista de dichos problemas, los resultados de los intentos iniciales hechos para determinar el cauce del canal principal no han sido necesariamente satisfactorios. En vista de eso, la alternativa final ha sido determinada a través de la ejecución de los estudios que se muestran en la Figura 5. En esta alternativa final la anchura del canal principal ha sido aumentada a 400 metros, y además el formato de la alineación del malecón ha sido encorvada lo más posible, con la finalidad de fijar el punto de arietazo hidráulico en las vecindades de 21 kilómetros.

3) Con respecto a la alternativa final, han sido verificados los efectos que se mencionan a continuación.

(1) El flujo de agua dentro del canal principal transcurre más suavemente.

(2) La devastación del lecho mayor (major bed) del río se reduce de manera notable.

(3) Durante el pasaje de agua en periodos de tiempo prolongado (4.000 m<sup>3</sup>/s) se ha observado que no hay muchos desplazamientos de la barra (bar) en el punto del ariete hidráulico.

La Figura 6 muestra la comparación de la alternativa final y del cauce existente en 1973. Como se puede observar, se hizo el estancamiento del punto de ariete hidráulico existente por medio de un dique provisional, y se construyó el lecho mayor (major bed). El método

de ejecución de las obras se compone de la construcción de la pared de protección, la excavación del canal principal, y el aprovechamiento del fenómeno de sedimentación natural por medio de los espigones de guía. Las estructuras a utilizar y la secuencia de ejecución de las obras han sido examinadas por medio de estudios experimentales llevados a cabo con los modelos hidráulicos.

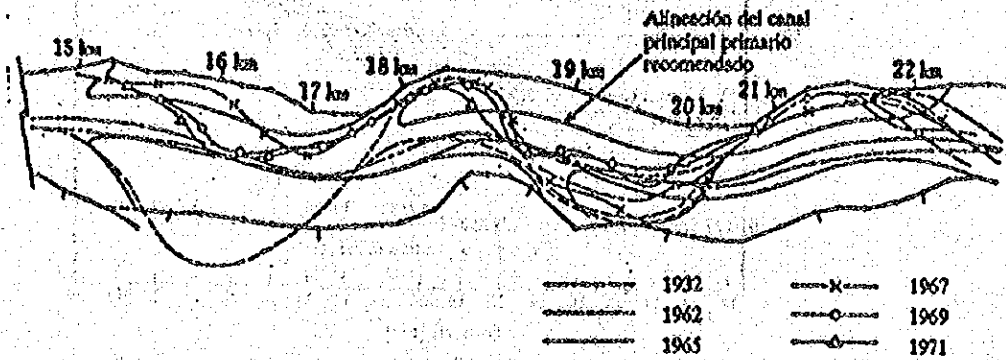


Figura 3 Evolución de los puntos de mayor profundidad del lecho del río y alineación del canal principal

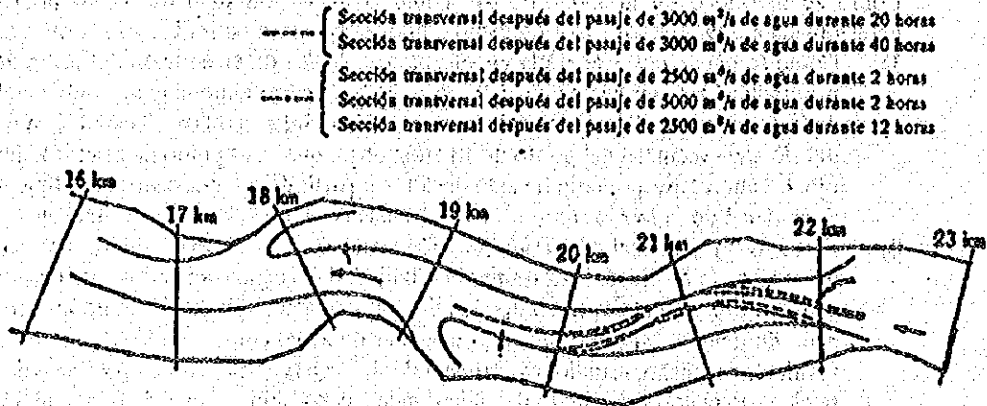


Figura 4 Estrecho del canal principal del modelo hidráulico usado en los estudios experimentales

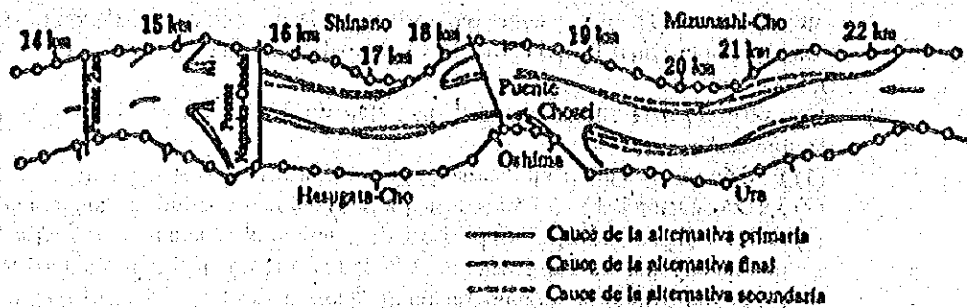


Figura 5 Alineación del canal principal en el área de Nagasaki

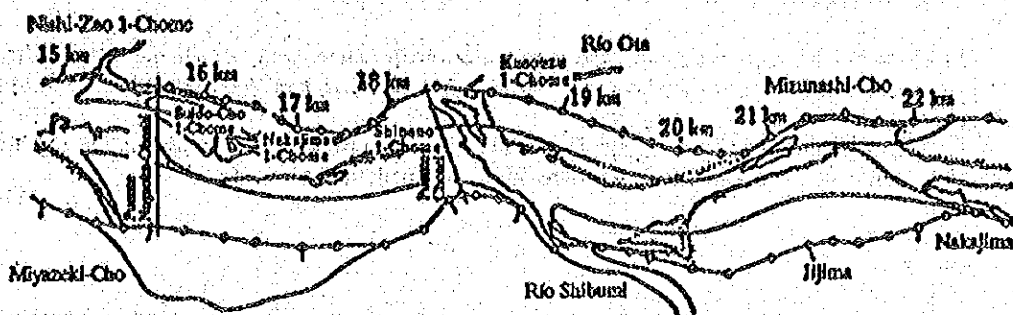


Figura 6 Vista en planta de la planificación del cauce en el área de Nagaoka

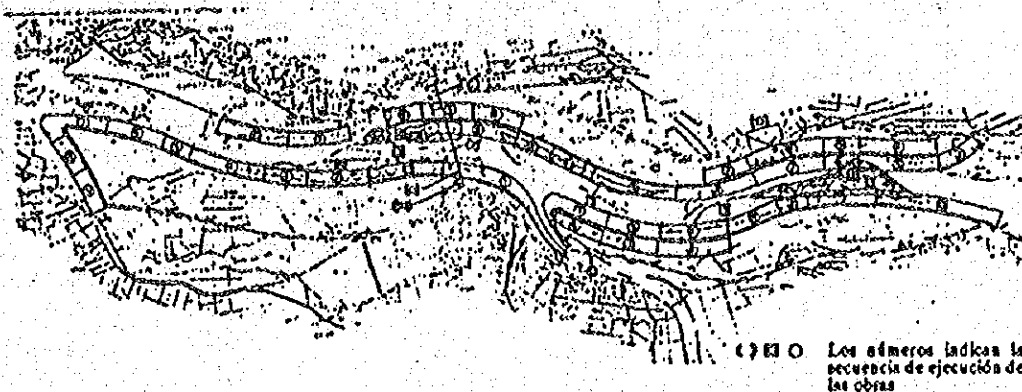


Figura 7 Resultados de los estudios relativos a la ejecución de las obras de la planificación del cauce

(3) Secuencia de ejecución de las obras de mejoramiento

Estudios de varios tipos han sido llevados a cabo con respecto al canal principal del cauce. Sin embargo, para (durante) la ejecución de las obras de mejoramiento, se necesita trabajar de manera bastante cuidadosa, puesto que el cauce existente posee características bastante complejas.

Por otro lado, la eliminación de las partes con aríete hidráulico hay que realizarla con urgencia, pero se necesita tomar en consideración que el fenómeno del serpenteo es predominante en dichas partes. Por consiguiente la ejecución de las obras de mejoramiento pueden causar cambios en las condiciones existentes en dichos sitios, y eso puede resultar en influencias sobre las partes aguas arriba y aguas abajo, debido a cambios en el paso del serpenteo.

Por consiguiente, para (durante) la ejecución de las obras de mejoramiento, se necesita hacer la previsión de los efectos que dichas obras ejercerán sobre el río, y las obras de las partes con aríete hidráulico deberán ser ejecutadas con las debidas protecciones.

En el estudio relativo a la secuencia de ejecución de las obras, la secuencia de la totalidad del tramo ha sido arreglada como se muestra en la Figura 7, con la finalidad de elucidar los puntos que se mencionan a continuación.

- (1) Ubicación y ámbito de las partes con aríete hidráulico
- (2) Influencia ejercida después de la ejecución de las obras relativas a las partes con aríete hidráulico
- (3) Método de ejecución de las obras relativas a las partes con aríete hidráulico

### 3. Ejecución de las obras de mejoramiento

La ejecución de las obras en plena escala comenzaron aproximadamente en la mitad de la década de 1975, y la evolución de las obras, así como los sitios donde las obras han sido ejecutadas se muestran en la Figura 9.

La Figura 8 muestra el porcentaje de conclusión de las obras de mejoramiento. De una manera general, las obras de mejoramiento han progresado aproximadamente el 60%.

Área	Tipo de obra	Extensión total planificada	Obras terminadas	Porcentaje de conclusión (%)					
				0	20	40	60	80	100
Área A	Dique de guía	2,3 km	1,32 km						
	Muro de protección	1,9 km	0,5 km						
	Contradique	8	8						
Área B	Dique de guía	0,7 km	0,19 km						
	Muro de protección	2,5 km	2,5 km						
Área C	Muro de protección	2,5 km	0,62 km						
Área D	Muro de protección	4,2 km	2,78 km						
Refuerzo del pilar del puente Chosei		8	8						
Total del dique de guía/muro de protección		14,1 km	7,91 km						

Figura 8 Cuadro del progreso de las obras (Año fiscal de 1985)

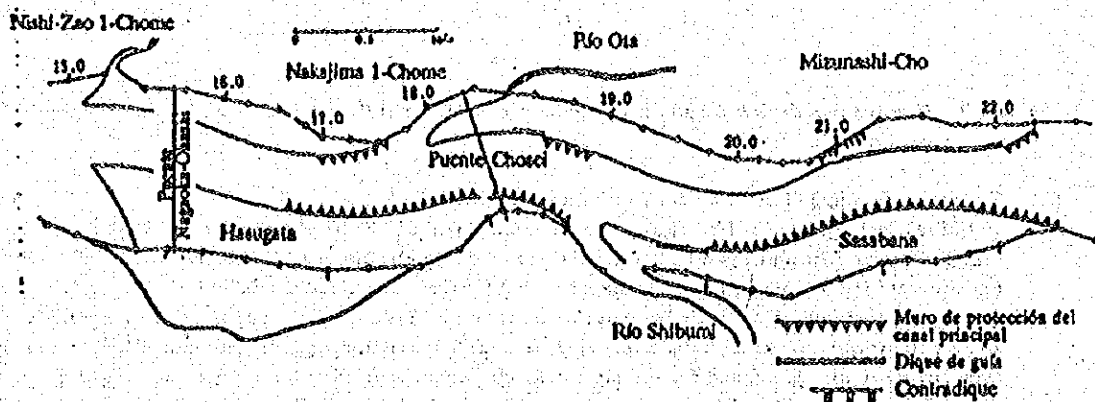


Figura 9 Progreso de la ejecución de las obras de mejoramiento de la planificación del cauce en el área de Nagaoka (años fiscal de 1985)

## 4. Estudios relativos a las observaciones de campo

### (1) Características hidrológicas

El Cuadro 1 muestra las condiciones principales del flujo que desempeñan un papel predominante en la formación del cauce en el área de Nagaoka. Como se muestra en la Figura 10, no hay cambios muy grandes en la cantidad anual total. Sin embargo, examinando las condiciones de generación del caudal de pico de las crecientes principales, se puede observar que a partir de 1981 (en 1984 hubo una inundación causada por el derretimiento de las nieves) han acontecido inundaciones sucesivas con caudal superior a 4.000 m<sup>3</sup>/s.

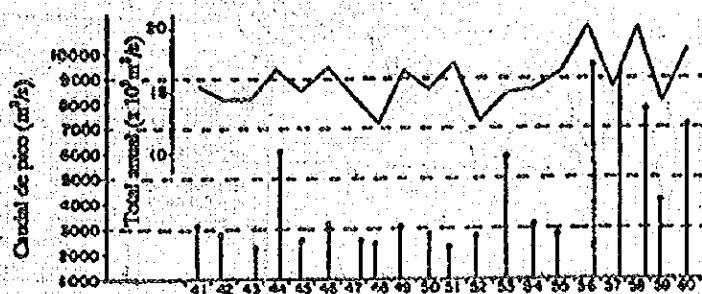


Figura 10. Variación cronológica del caudal en el observatorio hidrológico de Ojiya

Cuadro 1. Régimen hidrológico promedio en el observatorio hidrológico de Ojiya

Caudal anual total	16.400 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Caudal de aguas altas	587 m <sup>3</sup> /s
Caudal medio	388 m <sup>3</sup> /s
Caudal de aguas bajas	296 m <sup>3</sup> /s

\*(Medio de 1975 hasta 1985)

### (2) Cambios en el cauce

La Figura 11 muestra los cambios que han tenido lugar en el lecho del río en el tramo que es el objeto de la planificación del cauce, haciendo una comparación de la situación antes del inicio de las obras en plena escala y la situación en los últimos años. Por otro lado, la Fotografía 1 muestra la vista aérea de este tramo.

- 1) La elevación media del lecho del canal principal tiende a bajar desde 1 hasta 2 metros, con excepción de las partes aguas abajo de los puntos de 15,5 kilómetros y de 20,0 kilómetros.
- 2) En cuanto a la elevación del lecho del río en las partes más profundas, hasta 1980 no se notaban grandes cambios con excepción de ciertos tramos aguas arriba. Sin embargo, en los últimos años se nota el aumento de la socavación local.
- 3) Paralelamente con la ejecución a plena escala de las obras relativas a las partes con aríete hidráulico, el cauce del canal principal se está fijando, y la línea de la corriente principal está desempeñando un papel predominante. Se puede obtener la misma conclusión en vista del desarrollo notable de sedimentaciones de grava (serpenteo en línea sencilla) dentro del canal principal, como se muestra en la Fotografía 1.

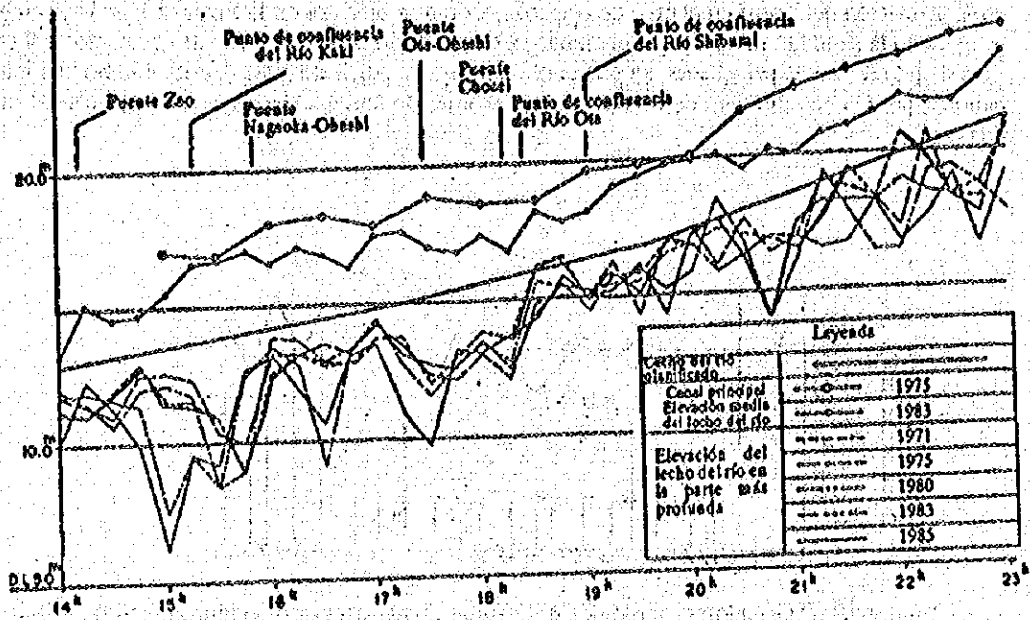


Figura 11 Gráfico de los cambios cronológicos en el lecho del río

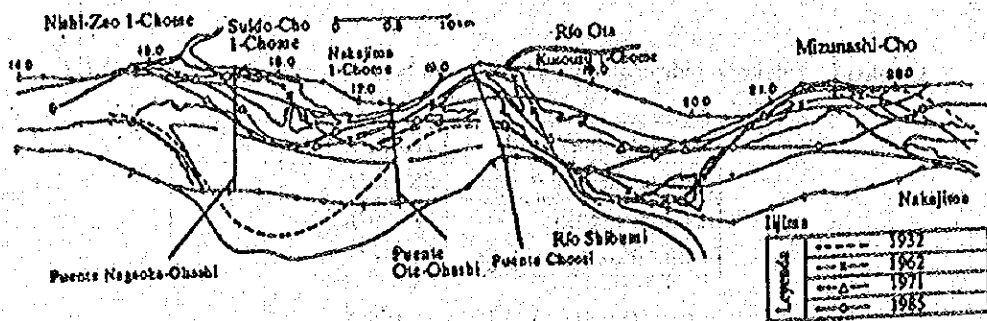
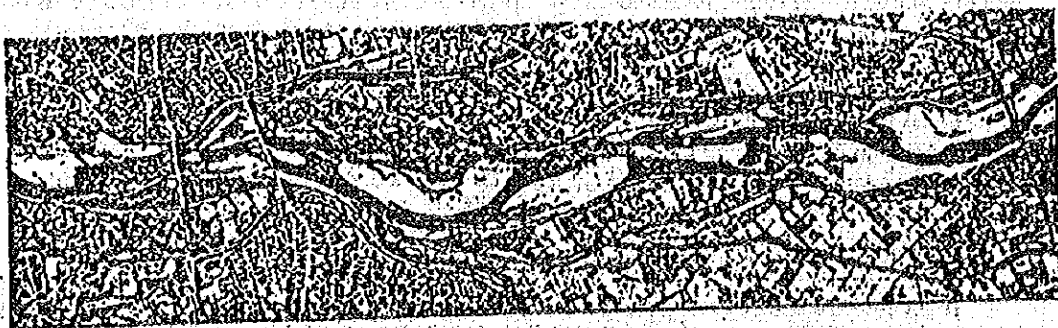


Figura 12 Variaciones en el lecho del río en el área de Nagasaki



Fotografía 1 Del área de Nagasaki (Sacada en octubre de 1985)

(3) Efectos de las obras de mejoramiento

Las obras de mejoramiento principales ejecutadas en conexión con la planificación del canal principal en el área de Nagaoika se componen básicamente de tres elementos.

- 1) Diques guía
- 2) Muros de protección del canal principal
- 3) Excavación del canal principal

Además de dichas obras, la totomuración de los puentes y otras obras afines están siendo llevadas a cabo de antemano, tomando en consideración los efectos de la rectificación y otros tipos de mejoramientos afluentes.

Los muros de protección del canal principal están siendo construidos de antemano en correspondencia a las obras de los diques guía, y están siendo obtenidos efectos positivos relativos a la prevención de la erosión de las orillas del río gracias a la influencia de estos diques. Las obras de excavación están siendo ejecutadas según la necesidad, en correspondencia a las obras de los diques guía y de los muros de protección. Las obras del canal principal en los varios sitios tienen sus funciones. Sin embargo, el mejoramiento principal se ejecuta por medio de los diques guía. A continuación se ofrece la explicación de los efectos del dique guía, usando como referencia el dique guía del área de Mizunashi (orilla derecha, 21 - 22,5 Km), que es un ejemplo típico de estructura hidráulica de este tipo.

- 1) La parte de la corriente del río ubicada en las vecindades de la orilla derecha en el área de Mizunashi ha sido estancada por medio de las obras realizadas durante el año fiscal de 1976, y hasta ahora las obras han progresado aproximadamente el 60%.
- 2) Hasta 1981, la parte del cauce ubicada inmediatamente aguas arriba presentaba la configuración típica de lecho de río con bancos de arena múltiples, y la corriente del río que penetraba en este área estaba también ubicada en el centro del cauce. Sin embargo, en 1982 se formó una gran sedimentación de grava con protuberancia en la orilla derecha, paralelamente con el desarrollo de una sedimentación de grava en la vecindad del Puente Koshiji situado aproximadamente 2 kilómetros aguas arriba. En 1983 comenzó a desarrollarse una sedimentación de grava en la parte delantera del dique guía de Mizunashi.
- 3) Como se muestra en las Fotografías 2 y 3, hay una acumulación de sedimentos y arrastres en la parte trasera del dique guía. En 1985 la parte del ariete hidráulico de este área desapareció, y se formó una sedimentación de 2 a 4 metros, como se muestra en la Figura 14.
- 4) Por otro lado, la corriente principal del río fluye a lo largo del muro de protección del canal principal de la orilla izquierda, como resultado de la sedimentación de arena y grava delante del dique de guía. Dicha ubicación de la corriente principal causó la socavación local en ciertos puntos, y eso resultó finalmente en el hundimiento del muro de protección del canal principal en 1984. En vista de eso, en 1984 se llevó a cabo la excavación de la sedimentación de arena formada en la parte central del canal principal.

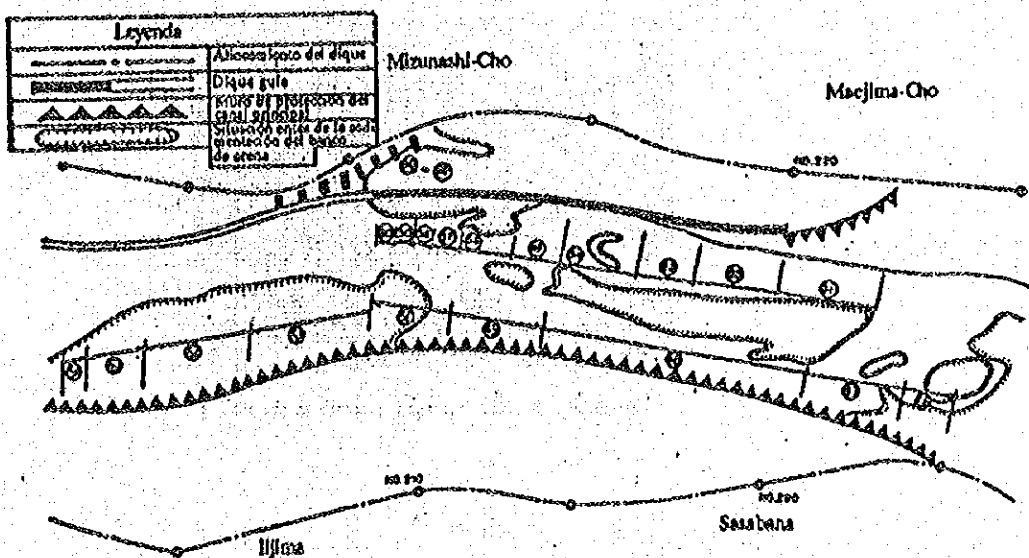


Figura 13 Condiciones de ejecución de las obras de mejoramiento en el área de Mizunashi

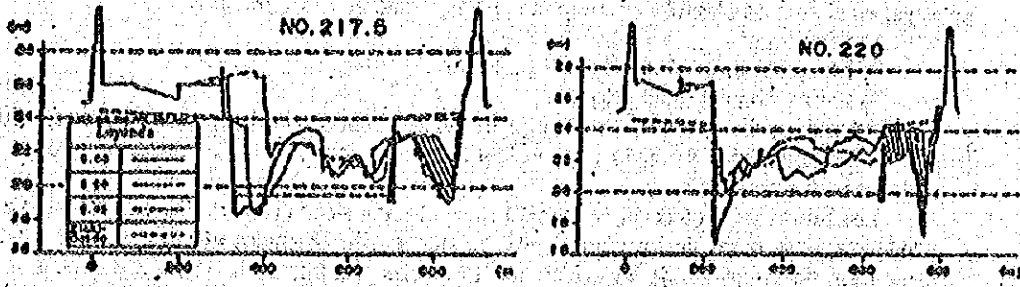


Figura 14 Variación cronológica de la sección transversal en las vecindades de Mizunashi (dique gula) (▨ : Sedimentación causada por el dique gula)



Fotografía 2 (Sacada en octubre de 1977)



Fotografía 3 (Sacada en noviembre de 1985)



#### 4. Comparaciones con los estudios experimentales llevados a cabo con el modelo hidráulico

En el campo, las obras han sido ejecutadas en conformidad con la alineación del canal principal determinado a través de los estudios experimentales llevados a cabo con el modelo hidráulico. También con respecto a la secuencia de ejecución, las obras están siendo ejecutadas sin grandes discrepancias con respecto a los planes inicialmente formulados, y hasta ahora las obras de mejoramiento han progresado aproximadamente el 60%.

A partir de 1981 han tenido lugar de manera sucesiva inundaciones de gran envergadura, incluso la inundación de 1981, que es la más grande registrada hasta ahora, y la inundación de 1984 que es la más grande causada por el derretimiento de las nieves.

Haciendo una comparación de los resultados de los estudios experimentales llevados a cabo con el modelo hidráulico y la situación real en el campo, se puede obtener las conclusiones que se mencionan a continuación.

- 1) Paralelamente con el progreso de las obras del dique guía, sus efectos positivos están apareciendo de manera segura, y de una manera general los resultados de los mejoramientos son iguales a los resultados obtenidos a través de los estudios experimentales ejecutados con los modelos hidráulicos.
- 2) Como resultado de las grandes crecientes que han acontecido en los años recientes y el progreso de las obras relativas a la planificación del cauce, que están siendo ejecutadas aguas arriba de este tramo, la formación de bancos de arena en hilera sencilla en el canal principal está progresando de manera notable. Como consecuencia de eso, la línea de la corriente principal del río en la parte ubicada aguas arriba de Mizunashi está adquiriendo una configuración diferente de los resultados obtenidos a través de los estudios experimentales ejecutados con el modelo hidráulico.

#### 5. Conclusión

Este informe describe los cambios que han tenido lugar en el cauce, así como los efectos de los mejoramientos, que han tenido lugar paralelamente con el progreso de las obras relativas a la planificación del canal principal en el área de Nagaoka.

En el Río Shinano, todos los años el caudal llega seguramente al nivel superior del canal principal del cauce, como resultado de el derretimiento de las nieves acumuladas durante el invierno. Además, este río se caracteriza por una cantidad muy grande de arrastres. Se ha observado que en este río las obras de mejoramiento ejecutadas producen resultados bastante efectivos.

Los fenómenos de la naturaleza son muy complejos. La posibilidad de comprender y de prever el comportamiento de dichos fenómenos está restringida a ámbitos extremadamente limitados. Por consiguiente, las autoridades encargadas de los asuntos relacionados con la administración fluvial de Japón están bastante concienciadas de que durante la ejecución de las obras de la planificación del cauce, los efectos y los resultados de las obras necesitan ser observados y analizados de manera detallada, con una retroalimentación apropiada de los resultados de las observaciones y análisis al proceso de planificación. Las medidas para la estabilización del canal principal del cauce continuarán siendo ejecutadas según esta orientación básica.

## **Fluvial Geomorphic Responses to Human Modifications**

- 1. Mechanism of longitudinal profile formation of alluvial rivers in Japan:  
Implications for channel management.**
- 2. Roles of flows and vegetation in riverine bank formation.**
- 3. Some keys to managing a river channel subject to active geomorphic  
changes.**

**February, 1995**

**Koh-ichi FUJITA  
Public Works Research Institute  
Ministry of Construction, Japan**

# Mechanism of Longitudinal Profile Formation of Alluvial Rivers In Japan

Kolchi YAMAMOTO, Koh-ichi FUJITA, Yasuhiro AKABORI  
River Hydraulics Division, River Department,  
Public Works Research Institute,  
Ministry of Construction

\*Extract from Proc. of Second PWRI-USGS Workshop on Hydrology, Water Resources and Global  
Climate Change, 1993, Boulder, USA and PWRI Technical Memorandum No.3164.

## 1. Introduction

The mechanism of longitudinal profile formation of alluvial rivers is the key to quantitatively understand the formation process of alluvial rivers and plains. From an engineering point of view, the mechanism must be known for predicting long-term and large-scale changes in a river course and bed elevation caused by natural or man-made modifications on its catchment. The longitudinal profile formation is governed mainly by the following factors; a) transport of sediments in a river course; b) longitudinal sorting of bed material; c) characteristics of sediments supplied to an alluvial river from its sediment resources.

While sediment load formulas derived with hydraulics approaches can tell us sufficient information on factor a) in case of uniform grain size, little knowledge has been gotten so far on factor a) in case of widely distributed grain size and factor b). Concerning factor c), several important facts were observed through the analysis of deposits in dam reservoirs, but those only show short-term (e.g. an order of  $10^1$  years) sediment supply and its total volume. The information on long-term (e.g. an order of  $10^2$ - $10^3$  years) sediment supply including its grain size distribution still remains almost unknown, though it is more important for the analysis on factor c).

This paper aims to explain the mechanism of longitudinal profile formation, focusing on alluvial rivers classified into a dominant type of variation in slope and bed-material grain size. For this purpose, characteristics of both long-term and short-term sediment supply to target rivers and processes of longitudinal sorting are investigated with new approaches. Then, the macroscopic analysis on relations between sediment supply, longitudinal sorting processes and sediment transport is made. Finally, a mechanism of longitudinal profile formation is found, which quantitatively explains the past formation processes and the

present longitudinal profile of a target river.

## 2. Two types of longitudinal variation in bed slope and grain size

Most of alluvial river channels in Japan, at least in case of Class A rivers which are defined as major rivers managed by the National Government, can be longitudinally divided into segments each of which has almost uniform bed slope, bed material and dimensions of a low-water channel(2).

Longitudinal variations in  $l_b$  and  $d_{60}$  of a segment shows that most alluvial rivers in Japan can be classified into two types. One type has a longitudinal profile as shown in Fig.1 a), and the other type has that as shown in Fig.1 b). In a river of the former type (hereinafter termed "type-A river"), there is a clear point where segment's  $l_b$  and  $d_{60}$  abruptly change. On the contrary, a river of the latter type (hereinafter termed "type-C river") does not have any points like that, but it makes gradual change in  $l_b$  and  $d_{60}$ .

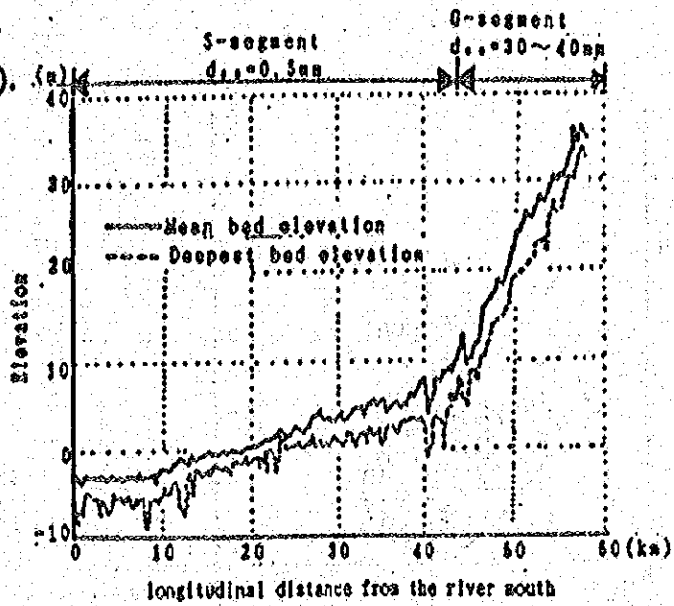
Fig.2 shows segment's  $d_{60}$  and  $l_b$  of type-A rivers. From the figure it is seen that segments of these rivers can be clearly separated into three groups; (1)  $d_{60} \geq 15\text{mm}$  and  $l_b \geq 1/1500$  (it will be termed G-segment); (2)  $d_{60} \leq 1\text{mm}$  and  $l_b \leq 1/2000$  (S-segment); (3)  $d_{60} = 1-3\text{mm}$  and  $l_b = \text{around } 1/1000$  (S'-segment). Since a type-A river has an S-segment or an S'-segment directly connected with a G-segment, its  $d_{60}$  and  $l_b$  suddenly decrease in the downstream direction. In other words, a type-A river is composed of a gravel-bed reach with steep slope and a sand-bed reach with mild slope.

While most of the rivers which have built major alluvial plains in Japan belong to type-A rivers, type-C rivers generally have formed small alluvial plains through basins or valleys, and their sediment transport is much less active than that of type-A rivers. Considering the former rivers more important in terms of engineering interest (e.g. flood control) as well as geomorphologic interest, this study focuses on type-A rivers as shown in Fig.1 a). Furthermore, only the rivers with no large tributary and branch in their alluvial reaches are investigated here so that needless confusion can be avoided.

## 3. Quality and quantity of sediment supply

A new approach was taken to estimate quality and quantity of long-term sediment supply. The approach is based on the idea that an alluvium resulting from alluviation within a calm and shallow bay must be composed of every sediment from the rivers flowing into the bay (see Figs.3 and 4). Since the duration of alluviation is very long (about  $10^4$  years for most of alluvial plains in Japan) and since it is possible to observe the alluvium's strata structure on borings, the characteristics of the long-term sediment supply can be estimated even in terms of grain size distribution.

a) A type-A river  
(the Kiso River).



b) A type-C river (the Omono River).

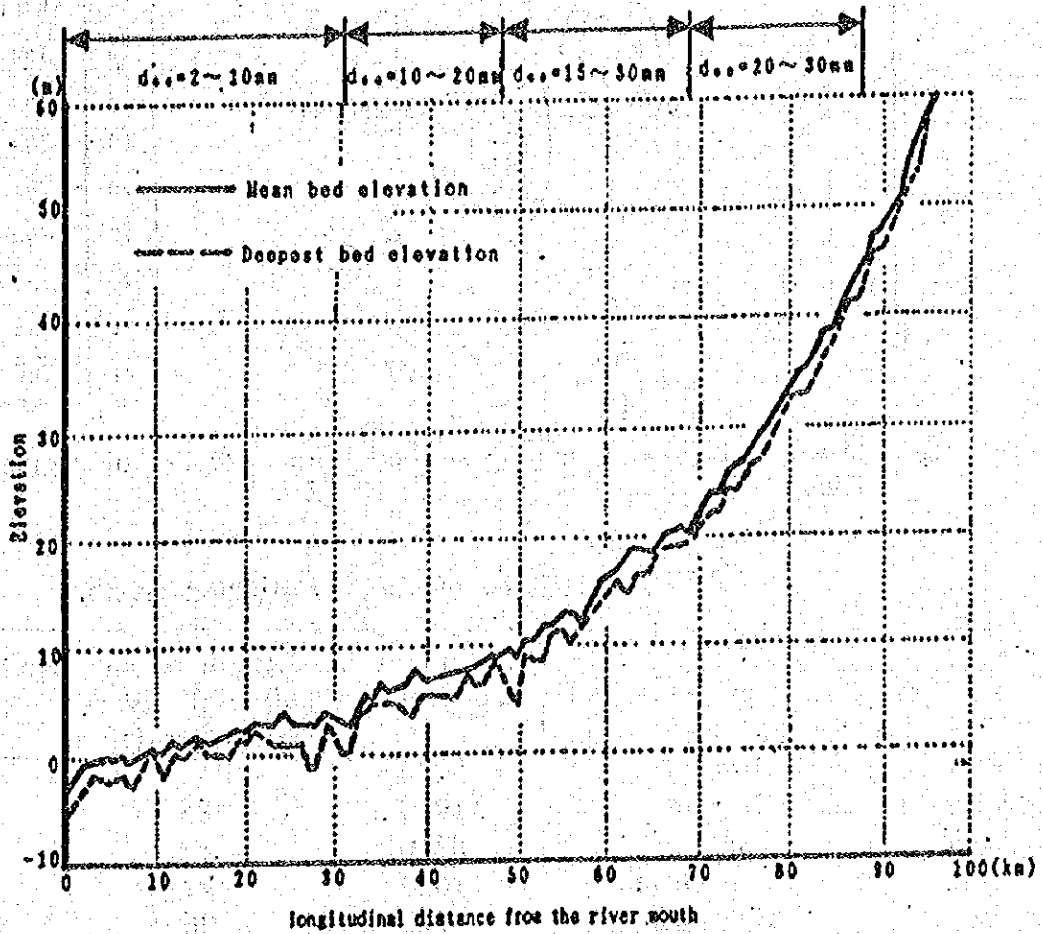
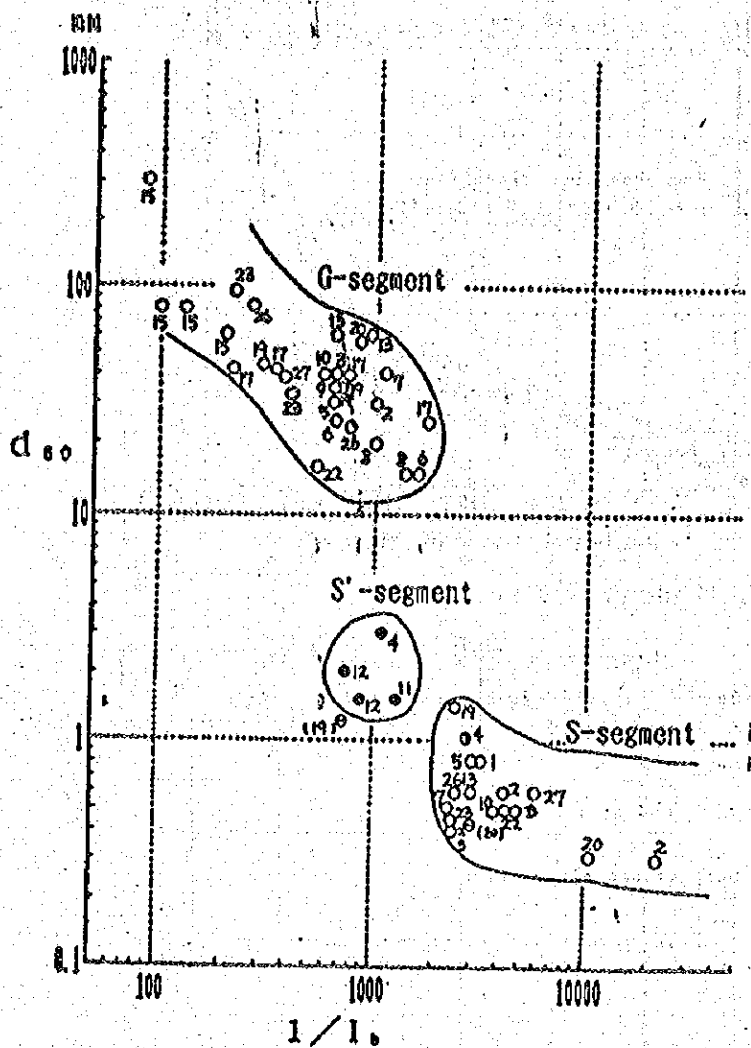


Fig.1. Two types of longitudinal variation in bed slope and grain size.



No.	Name of a River
1	The Natori Riv.
2	The Tone Riv.
3	The Shinano Riv.
4	The Yodo Riv.
5	The Ohta Riv.
7	The Takahashi Riv.
8	The Niyodo Riv.
9	The Naka Riv.
10	The Kiso Riv.
11	The Yahagi Riv.
12	The Hii Riv.
13	The Chikugo Riv.
15	The Kurobe Riv.
17	The Tokoro Riv.
19	The Aka Riv.
20	The Agano Riv.
22	The Kokai Riv.
23	The Kinu Riv.
26	The Kuzuryu Riv.
27	The Iwaki Riv.

Fig.2. Mean bed slope  $l_b$  and mean bed grain size  $d_{60}$  of segments in type-A rivers.

Table 1 Features of the investigated rivers.

River	Alluvial plain	Catchment area [km <sup>2</sup> ]	Length of an alluvial river reach [km]	No. in Fig.2
Kiso	Nobi	5275	56	10
Shinano	Niigata	11900	86	3
Yodo	Osaka	8240	62	4
Ohta	Hiroshima	1690	22	5
Hii	Hakawa	924	26	12

This approach was applied to the alluvial rivers and plains shown in Table 1 which fulfill the above mentioned conditions.

Figure 5 shows the results of this new estimation method together with the results of the conventional method based on the analysis(7),8) of deposits during several decades in the dam reservoirs. Rates of sediment supply are expressed there in the form of sediment volume including void per unit time per unit catchment area. The following new facts are derived from the figure: the rate of gravel supply is much lower than those of sand supply and silt/clay supply in the ratio 0-10%(gravel):35-40%(sand):50-65%(silt/clay) for every river in the figure: the rates of long-term sediment supply correlate pretty well with those of recent sediment supply estimated with the conventional method except for the Shinano River and the Yodo River.

The first fact signifies that a large part of sediment supplied to an alluvial river is occupied by sand and silt/clay. It is probable concerning the second fact that for the Shinano and Yodo Rivers sedimentation in their upstream basins is responsible for the differences between the long-term average rates and short-term average rates.

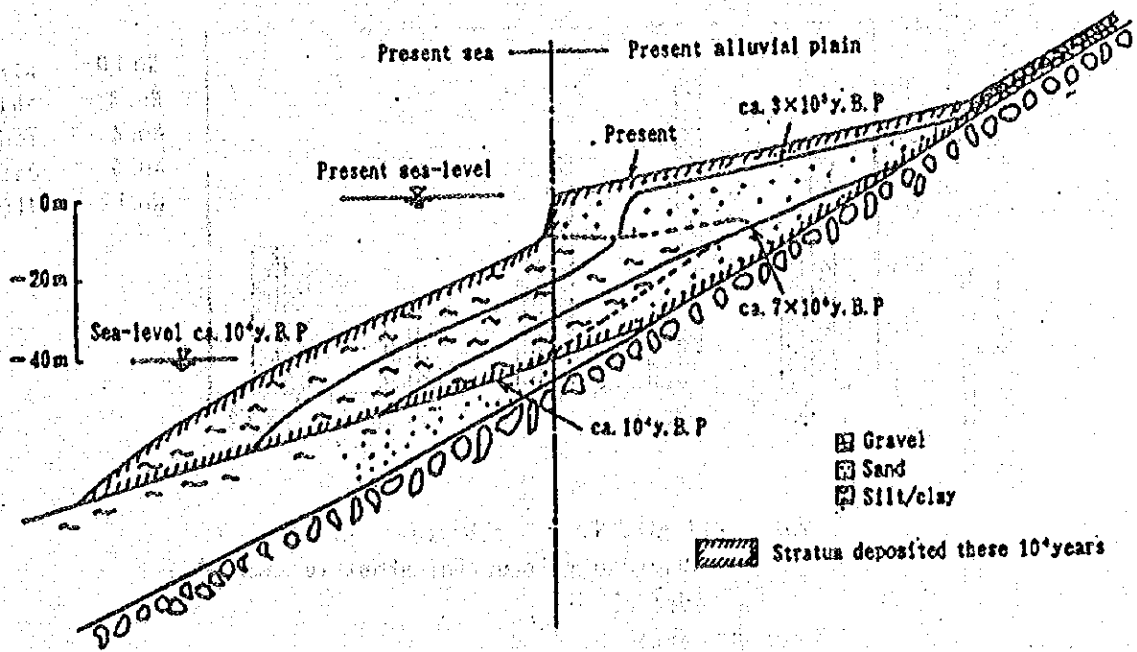


Fig.3. A schematic figure showing longitudinal alluviation processes for a typical alluvial plain in Japan. (from the references 3) and 4)).

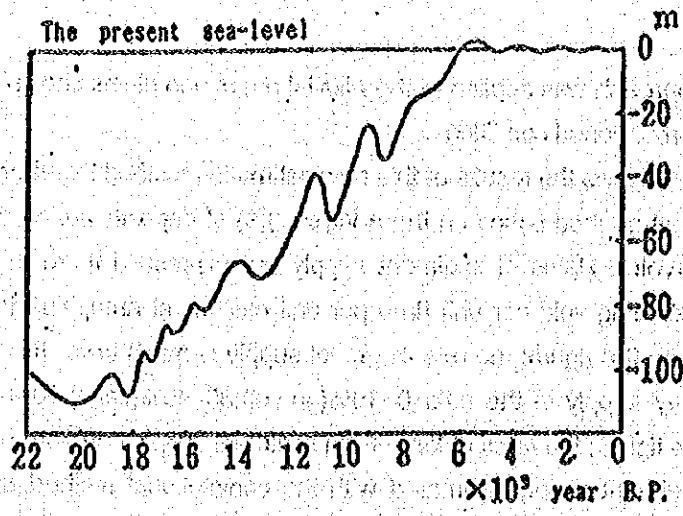
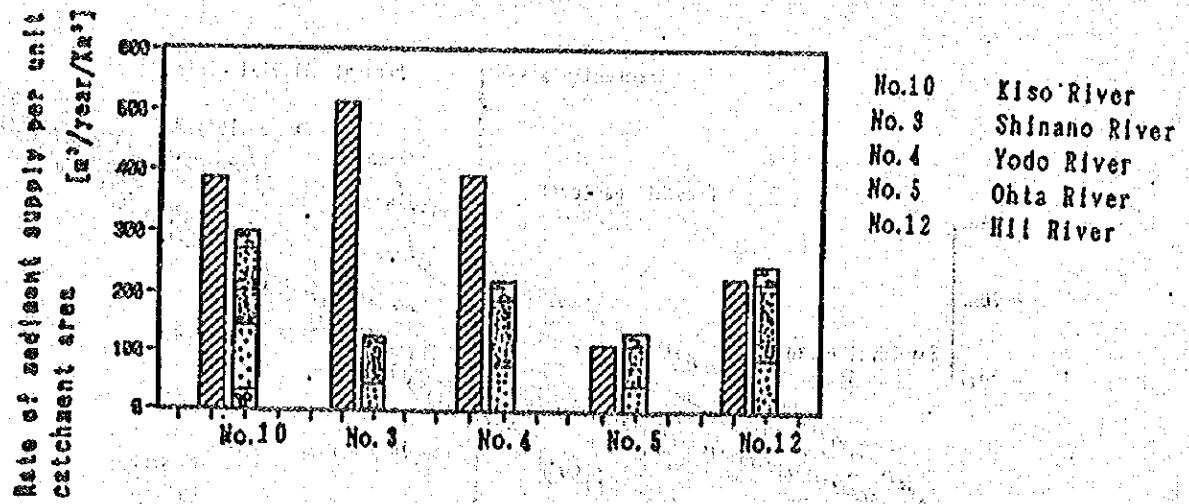


Fig.4. An estimation example of Holocene sea-level change. (from the references 5) and 6)).



Rate estimated from a alluvium  
(average rate during about 10<sup>4</sup> years)

- ▨ Gravel
- ▤ Sand
- ▥ Silt/clay

Rate estimated from deposit in dam reservoirs

- ▩ Including all sediment

Fig.5. Estimated rates of sediment supply.



Each river in Fig.5 has formed a longitudinal bed profile composed of a sand-bed reach and a gravel-bed reach as show in Fig.1 a) and Fig.3. The transported sediment in each reach is calculated with sediment load formulas and then compared with the supply rate of its bed material (sand/gravel). The used sediment load formulas and calculation conditions are as follows:

- bed load; the Ashida-Michiue formula;
- suspended load; the Lane-Kallinske formula;
- discharge condition; average annual flow regimes;
- sediment porosity; sand 0.4, gravel 0.3.

Tractive forces on river-beds were estimated with the uniform flow calculation for upper reach of each segment.

Figure 6 shows results of the above analysis in the form of annual volume of sediment including voids. It is seen that both rates correspond well particularly for the sand-bed reaches except for the Kiso River. This means that at least the sand-bed reaches have been formed in such a manner that their longitudinal profiles have become almost stable no matter what rate of sand supply they have. Dams were constructed since the 1930's in the sediment resources of the Kiso River, which is estimated to affect the longitudinal profile of its upper reach.

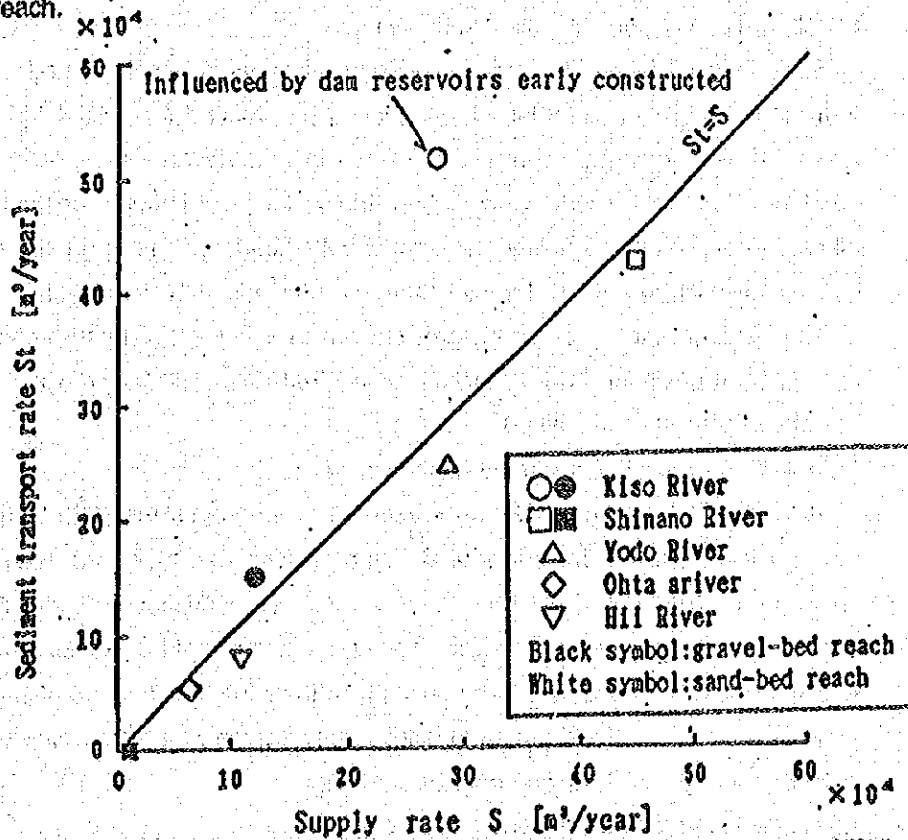


Fig.6. Comparison of sediment transportation in river reaches as a function of their bed material supply rates.

The foregoing results in this chapter indicate the following at least for any of the alluvial rivers that have been investigated; the difference between average rates of long-term (an order of  $10^3$  years) sediment supply and short-term (an order of  $10^1$  years) sediment supply is small; the rate of sediment transport in the upstream reach of each segment is nearly the same as the supply rate of the corresponding sediment. The first observation does not support theories that assume large fluctuations in sediment supply over a long period. The second observation suggests that the present longitudinal profiles of each segment in its upstream reach are almost in equilibrium in regard to the balance of sediment supply and transport rates, and that in other words it has an "equilibrium gradient".

#### **4. Experiments on the formation of longitudinal profiles with bed material sorting**

##### **4.1 Experimental methods**

To find the mechanism causing the characteristics of type-A rivers mentioned in chapters 2 and 3, experiments were carried out which focused particularly on the clear separation of G&S-segments and the formation of segments having gradients close to the equilibrium ones against supplied sediments.

Since longitudinal profile formation of an alluvial river is closely related to its alluvial plain formation, the experimental target was placed on processes of alluvial plain formation by rivers. The experimental apparatus is shown in Fig.7. Water and sand were supplied at constant rates to the model valley where the water level is kept constant, and sand was allowed to deposit in the valley. The model valley corresponds to a calm and shallow bay before alluviation, and the water level there corresponds to the sea level.

The experimental conditions are shown in Table 2. These conditions and the experimental procedure were determined so that actual alluvial processes as shown in Figs.3 and 4 could be simulated.

##### **(1) Selection of supplied sediment materials**

Since the main bed materials of G-segment have grain sizes 30 to 60 times larger than those of the main bed materials of S-segment (see Fig. 2), coarse sand and coal dust, shown in the bottom part of Table 2, were used as materials corresponding to gravel and sand of G&S-segments, respectively. The non-dimensional tractive force ratio of coal dust to coarse sand is 20, which is large enough to simulate the difference of sediment transport regime between sand and gravel in actual type-A rivers. Silt/clay were neglected as they did not directly affect S&G-segments formation.

##### **(2) Ratio of supplied coarse sand and coal dust**

In consideration of the results of Chapter 3, the ratio of supplied coarse sand and coal

dust in the experiments was fixed at 1:4. Coarse sand and coal dust were fully mixed before they were supplied to the model valley.

(3) Initial river-bed level and water level in the model valley

In the preliminary experiment, only coarse sand was supplied to the model valley with the water level of 0cm, by which a sand layer corresponding to the alluvium basal layer were formed. This was adopted as the initial condition for the main experiment which then simulated an alluvial process during these  $10^4$  years. Before the start of the main experiment, the water level was raised to 7cm so that the rapid rise of the sea level shown in Fig.4 could be simulated.

Table 2 Experimental conditions.

	Discharge of water [cm <sup>3</sup> /s]	Supplied sediment	Rate of sediment supply*3 [cm <sup>3</sup> /s]	Duration [hour]	Water level*4 [cm]
Preliminary experiment	150	Coarse sand*1	2.04	3	0
Main experiment	150	Coarse sand*1 Coal dust*2	0.61 2.44	20	7

\*1;  $d_{60}=2.0\text{mm}$ , specific gravity=2.65. \*2;  $d_{60}=0.3\text{mm/s}$ , specific gravity=1.50. \*3; including voids of the deposit state \*4; measured from the bottom of the valley

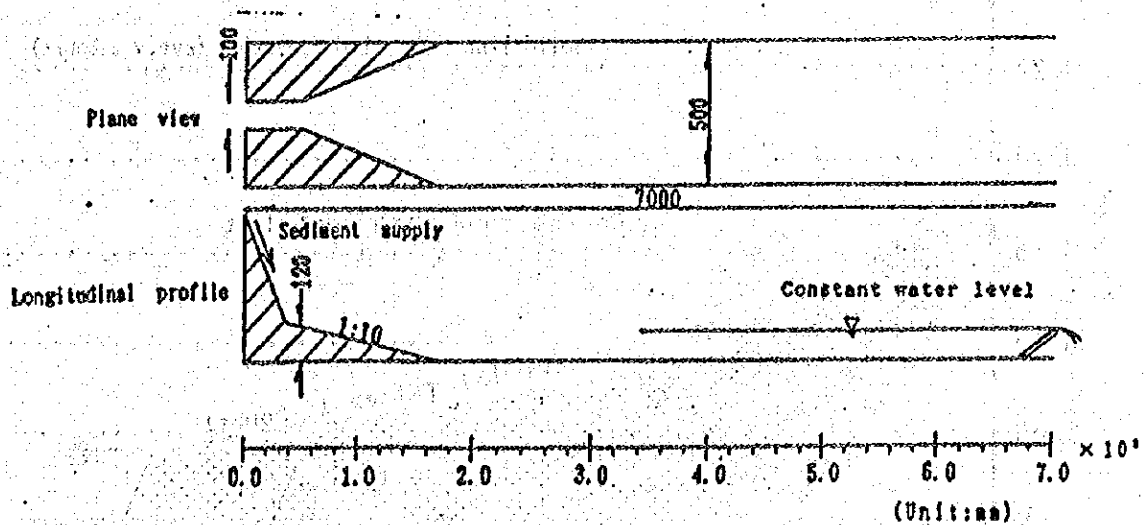


Fig.7. Experimental apparatus.

#### 4.2 Results

Fig. 8 shows longitudinal bed profiles for every 4 hours and the sedimentary state in the longitudinal section. The figure indicates a clear separation of a coal dust region and a region of coarse sand mingled with coal dust (they will be called coal dust and coarse sand

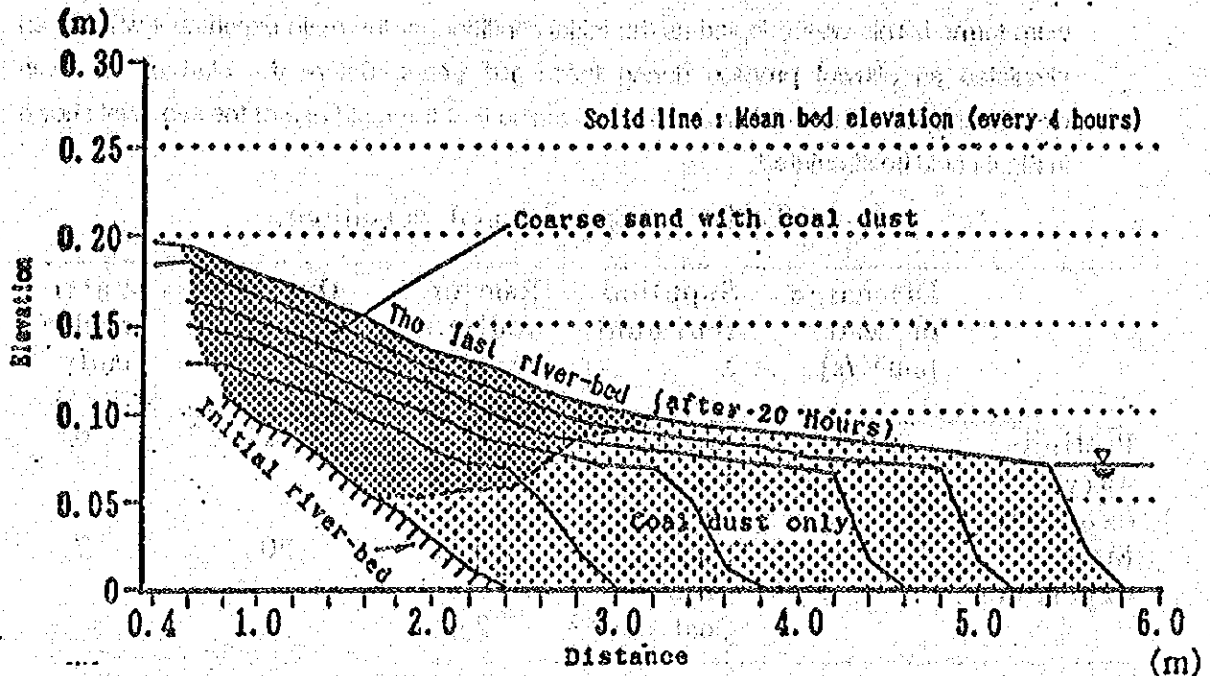


Fig.8. Longitudinal profile formation and sorting in the model valley.

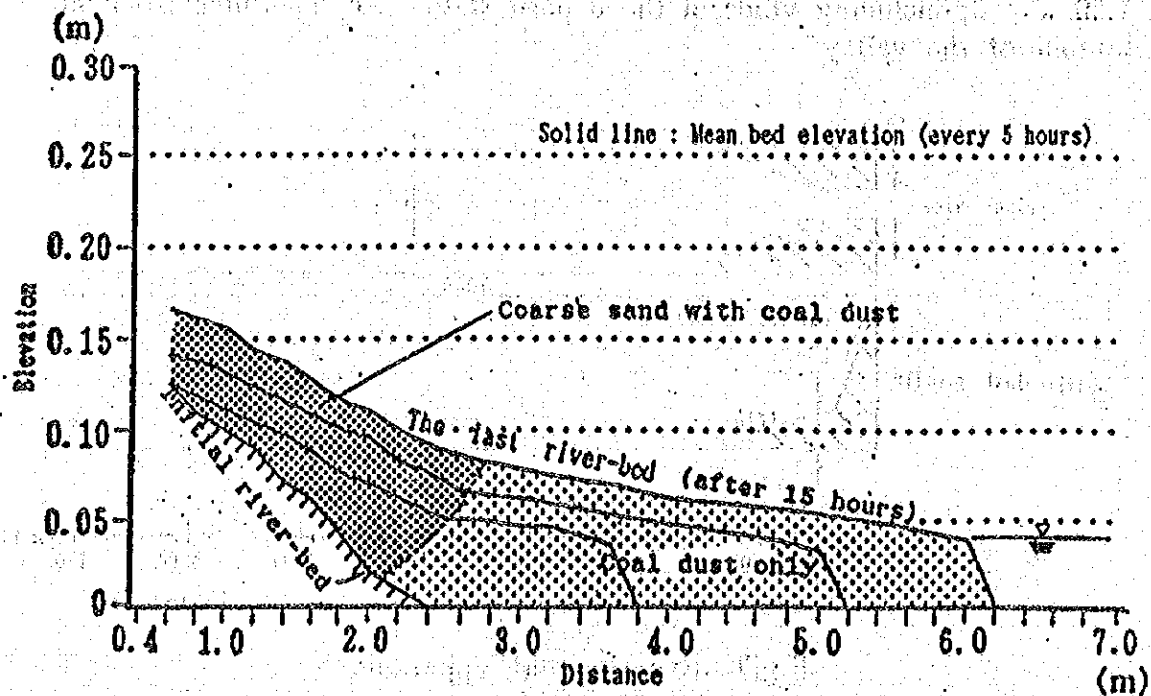


Fig.9. Longitudinal profile formation and sorting in the model valley. (the sea level was set 4cm).

regions, respectively), and shows a clear longitudinal sorting phenomenon. For the each region, the longitudinal profile is almost straight, and abrupt change in gradient is observed at the boundary of the two regions. The gradient at the coal dust region shows a near correspondence to the equilibrium gradient for the coal dust supply, and the gradient at the coarse sand region is slightly lower than the equilibrium gradient for the coarse sand supply.

During the main experiment, the following sedimentation and sorting process were observed; the coal dust region rapidly extended in the sea direction as the sea were reclaimed by large supply of coal dust; the coarse sand region spread downstream more slowly; the gradient of each region did not show large change during the experiment; widths of flow section were about 10cm in the coarse sand region and about 30cm in the coal dust region; since the flow sections move transversely over the whole valley width, transversely uniform aggradation occurred.

The grain size distribution was nearly uniform within each region. The coarse sand/coal dust ratio at the coarse sand region was 6:4 (substantial volume ratio), and at the coal dust region was 0:10. Sediment porosity was approximately 0.5 at the coal dust region and 0.2 at the coarse sand region. 0.2 is much lower than the porosity for coarse sand or coal dust alone; 0.4. This shows that coal dust particles in the coarse sand region just fill in the void of coarse sand grain structure. This means that coal dust did not effectively function as a cause of river-bed change in the coarse sand region.

Reasons for the aforementioned phenomena are: 1) since coal dust was much easier to move than coarse sand; the coal dust that remained in the coarse sand region was only the one trapped in voids of coarse sand grain structure; 2) coarse sand could not advance to the coal dust region due to the sudden decrease in tractive force; 3) the lower segment formed by reclaiming the sea was supplied enough with coal dust of which volume was far more abundant than the trapped volume in the coarse sand region. The reason why the gradient of the coal dust region was nearly the equilibrium gradient, although the longitudinal profile was still under transition, is that the advance velocity of the front line of the coal dust region was low since the considerable amount of supplied coal dust was used for reclamation of the sea and that a state similar to the one in which a fixed weir was set at the front line was formed.

Moving direction of the junction point between coal dust and coarse sand regions during sedimentation is determined by the relative aggradation rates by coarse sand supply and coal dust sedimentation near the boundary. Figure 9 shows the results of another experiment under the same conditions as Table 2 except that the water level in the sea was lowered to 4cm. As clearly seen in comparing Figs. 8 and 9, the junction point moves upward rather than downstream in case of the lower water level, because aggradation of the

coal dust region is relatively accelerated under the lowered water level.

## 5. Numerical simulation of longitudinal bed profile formation

### 5.1 Simulation methods

The mechanism of longitudinal bed profile formation in the experimental valley was estimated to be effective in explaining longitudinal bed profile formation in actual rivers. Hence, numerical simulation of formation of type-A river profiles was attempted by using simple calculation methods which reflected the mechanism mentioned in the previous section. The formation process over these 104 years in a type-A river, which was modeled on the Kiso River shown in Fig. 1 a), was calculated.

The following equation, which had been derived from the continuity condition of sediment along the X-axis, was used for calculation:

$$(1-\lambda)B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \sum_i b q_{Bi} \right) = 0 \quad (1)$$

Here, B; the width of an alluvial valley (the width of a sedimentary space in which alluviation occurs); z; river-bed elevation; x; the coordinate axis along the center line of an alluvial valley toward the sea; b; river channel width;  $q_{Bi}$ ; sediment load in a river channel for each fraction of grain sizes; the suffix i; the symbol representing a fraction of grain sizes;  $\lambda$ ; sediment porosity.  $q_{Bi}$  was calculated with sediment load formulas from tractive forces at each point, which were derived from the non-uniform flow calculation. The above equation expresses the state in which sediment is transported over the river channel width and its sedimentation occurs within the entire width of an alluvial valley.

Conditions for calculation were set up as follows so that the simulation could be modeled on the alluvial processes of the Kiso River and the Nobu Plain. Alluvial plain's width B and the initial bed elevation were as in Fig.10. Since the width of the Kiso River shows small longitudinal change, a constant width of 500m was adopted as the river channel width b for all sections. For the sea elevation, a yearly increase of 1cm was given from -40m 104 y.B.P. to 0m 6 103 y.B.P. on the basement of the sea level fluctuation during Holocene shown in Figure 4, and a constant level was adopted for the years from 6 103 y.B.P. to the present.  $8.4 \cdot 10^4$  m<sup>3</sup>/year for gravel (30mm in grain size),  $32.1 \cdot 10^4$  m<sup>3</sup>/year for sand (0.5mm in grain size) and  $40.1 \cdot 10^4$  m<sup>3</sup>/year for silt/clay (0.01mm in grain size) were supplied at the upper boundary, where these are expressed in substantial volumes (volumes with voids excluded). The conditions of sediment supply was determined from the sediment supply estimated for the Kiso River.

In principle, the normal method for one-dimensional river-bed change calculation is applicable to the target simulation even in case of non-uniform grain size. However,

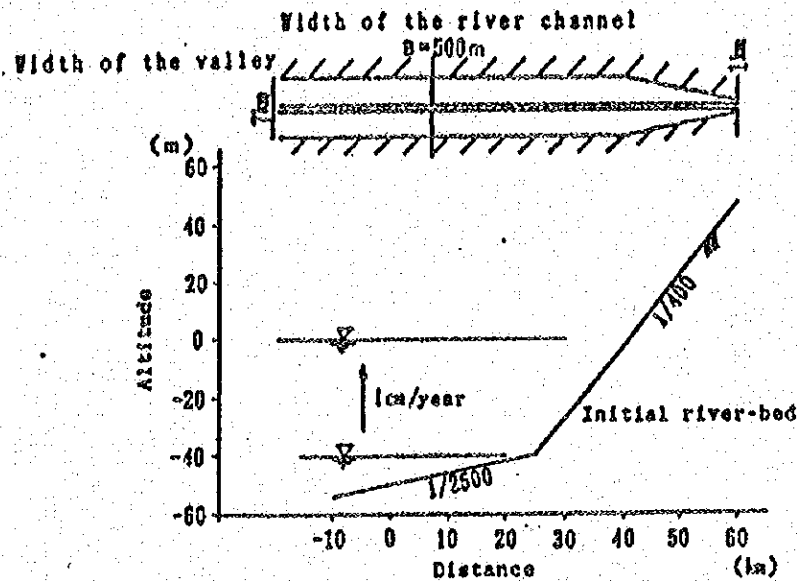


Fig.10. Calculation conditions for the simulation.

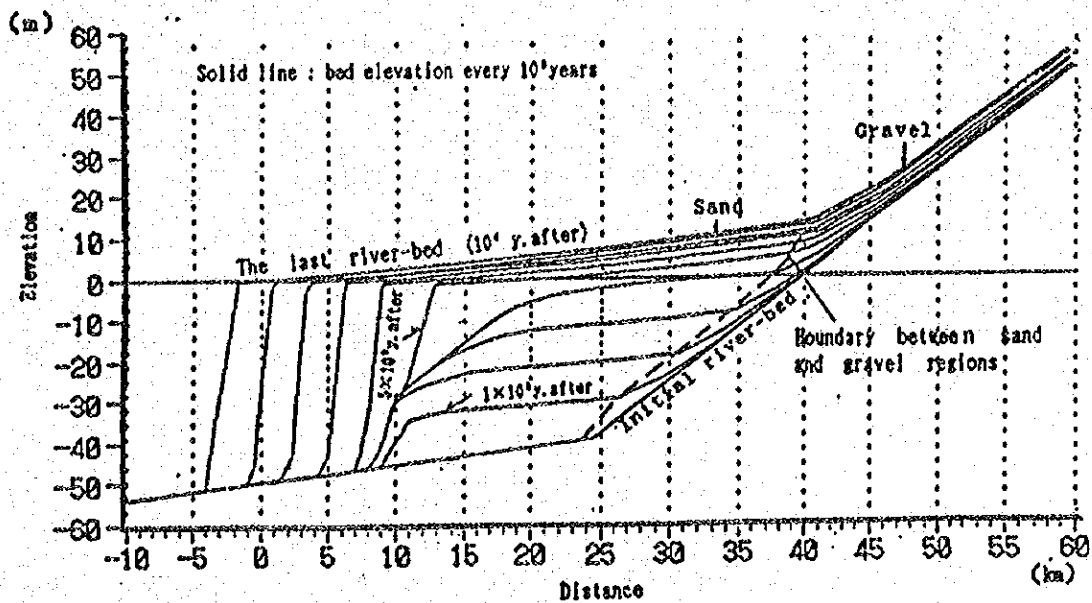


Fig.11. Calculated longitudinal profiles.

calculation for the simulation would have required huge labor if the normal calculation method for bed material with non-uniform grain size had been done over  $10^4$  years. Therefore it was simplified as follows. For each calculation step, a river-bed change was individually calculated for each selected grain size. The sum of the calculated river-bed changes was adopted as the final river-bed change for that step. In the calculation for each selected grain size, the sections in which the grain size under consideration did not exist was regarded as fixed beds. These are the most simple modeling of the longitudinal sorting mechanism, mentioned in section 4.2. For all grain sizes, only bed load not including

suspended load were calculated. The time step was a period of 5 years.

Suspended load of silt/clay were neglected in the above simplification, though it plays an important role for the river-bed variation under the sea surface. The reason for this is as follows; the influence of suspended load on river-bed variation in G&S-segments, which the simulation focused on, is limited to the one which governs the advance of a reclamation front, namely the lower boundary condition; as long as the rate of silt/clay supply to the sea is appropriate, the simplified method is expected to reproduce the advance speed of the front which is similar to the speed calculated by a precise method where suspended load is fully considered.

## 5.2 Simulation results

The results of simulation are shown in Figure 11, where the longitudinal bed profiles similar to that of the Kiso River (see Fig.1 a) are reproduced. In the S-segments of the formed longitudinal bed profile, gradients show a small longitudinal variation (gradients change toward downstream within the range of  $1/2500$  to  $1/3000$ ) and show values approximating to the equilibrium gradient  $1/2500$ . However, gradients in the G-segments largely varied toward the junction point with the S-segments in the range between  $1/400$  (the equilibrium gradient) and  $1/1000$ . Aggradation rates for both S and G-segments show 1-2mm per a year over latest five thousand years when the sea level has been stable. The junction point of S and G-segments are moving upstream.

## 6. Mechanism of longitudinal bed profile evolution

This study showed that the mechanisms of longitudinal bed profile formation of type-A rivers in Japanese, which have S-segments connected with G-segments, was explainable by reference to the following properties of sediment supply and longitudinal sorting: 1) sediment supply is composed of gravel ( $d_{60} \geq 15\text{mm}$ ), sand ( $d_{60} \leq 1\text{mm}$ ), and silt/clay, and gravel supply is much lower than the others; 2) the amount of sand that a G-segment can transport is much larger than sand supply from upstream, and sand does not compose main bed material of a G-segment; 3) gravel hardly enter into an S-segment; 4) the process of longitudinal bed profile formation can be described quantitatively by considering the macroscopic balance of sediment transport in the entire sedimentary space where an alluvial plain will have been formed; 5) almost whole reach of an S-segment has the nearly same gradient as the equilibrium gradient for sand supply. Figure 12 schematically explains the above mentioned mechanism.



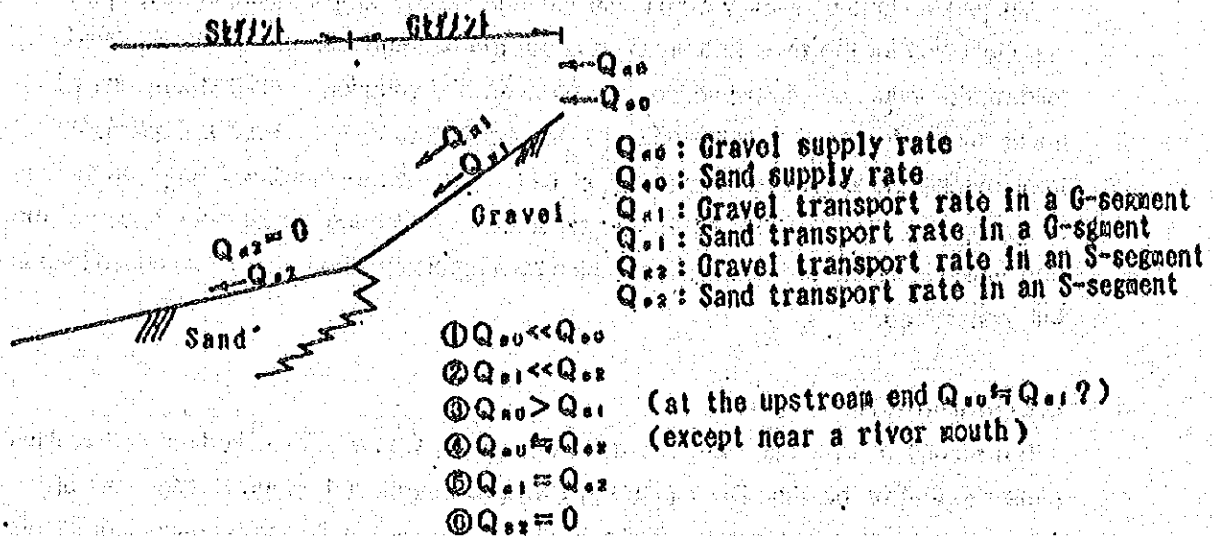


Fig.12. Macroscopic explanation of sediment transportation in a type-A river.

## 7. Patterns and rates of changes in longitudinal channel profiles for a Type-A river

In order to respond properly to changes in longitudinal channel profiles, it is extremely important to understand the major patterns and rates of changes in longitudinal channel profiles which are likely to occur in the future. Change patterns indicate locations which should be watched and factors causing changes in longitudinal channel profiles, and change rates comprise essential data for quantitatively judging the importance or urgency of these changes. Therefore, this chapter presents basic characteristics of major patterns and rates of changes in longitudinal channel profiles for Type A rivers based on the mechanisms behind the formation of longitudinal channel profiles clarified through investigations up to the previous chapter (particularly Chapter 4,5 and 6). Then, basic policies are expounded for predicting long term changes in longitudinal channel profiles as well as for performing channel design and control based on these characteristics.

### 7.1 Change patterns and rates

Change patterns and rates were investigated with the model river used in Chapter 5 (see Figs. 10, 11). The purpose of this section is to understand the basic characteristics of patterns and rates. Therefore, it should be kept in mind that the figures appearing below are used to aid the understanding of these characteristics and are not the results of precise

measurements.

### 7.1.1 Changes occurring in the natural state

The vast majority of present longitudinal channel profiles were created by the mechanisms described in Chapter 4,5 and 6 while reclaiming the sea with supplied sediment. To understand changes in longitudinal channel profiles which are likely to occur in the future, the change patterns and rates in this process must first be understood. These patterns and rates should still be continuing as long as rivers remain in their natural state and have not been artificially influenced.

#### (1) Changes in the G segment river-bed caused by supplied sediment

As shown in Fig. 11, since gravel supplied to the G segment cannot enter the S segment, the river-bed rises over the entire G segment. The area over which gravel is deposited is approximately 80 km<sup>2</sup> (the watercourse is not fixed, so gravel is scattered over the entire width of the alluvial plain). Gravel from upstream is deposited in this area. The order of this sedimentation rate is  $84,000 \text{ m}^3 / \text{year} / (1 - 0.4) / 80 \text{ km}^2 \approx 1.8 \text{ mm per year}$ .

#### (2) Changes in the S segment river-bed caused by supplied sediment

As shown in Fig. 11, sand supplied to the S segment reclaims the ocean, causing the downstream edge of the segment to move towards the ocean. The effects of the backwater produced by this reclamation extend upstream, causing the river-bed to rise over the entire segment. Sand, silt and clay are deposited over a space 7 km wide (the watercourse is not fixed, so sand, silt and clay are scattered over the entire width of the alluvial plain) and at an ocean water depth of 50 m. Raising the river-bed by 1 m would require an amount of sediment equalling  $1 \text{ m} \times 40 \text{ km} \times 7 \text{ km}$  for the river channel portion plus  $1 \text{ m} \times 2500$  (the inverse of the S segment bed slope)  $\times 7 \text{ km} \times 50 \text{ m}$  for the ocean portion for a total of  $11.55 \times 10^9 \text{ m}^3$  (sedimented state volume; including gaps). Supplying this amount of sediment would take  $11.55 \times 10^9 \text{ m}^3 \times (1 - 0.4) / \{(32.1 + 40.1) \times 10,000 \text{ m}^3\} / \text{year} \approx 960 \text{ years}$ . Therefore, the order of the river-bed rise rate is 1 mm per year, and the downstream edge of the segment moves toward the sea at a rate of 2.5 m per year.

#### (3) Effect of fluctuations in the earth's crust

Most Type A rivers form large alluvial plains, and these basin forming motions are continuing in most of Japan's large alluvial plains. As shown in Fig. 13, subsidence is occurring mainly around the center of these plains. The amount of subsidence varies by plain, with some plains showing subsidence of several hundred meters and other plains reaching a maximum of over 2,000 meters (Kanto plain) during the two million years of the Quaternary period. According to Fig. 13, the Nobilheya plain subsided several hundred meters during the Quaternary period, for a subsidence rate on the order of 0.2 mm per year.

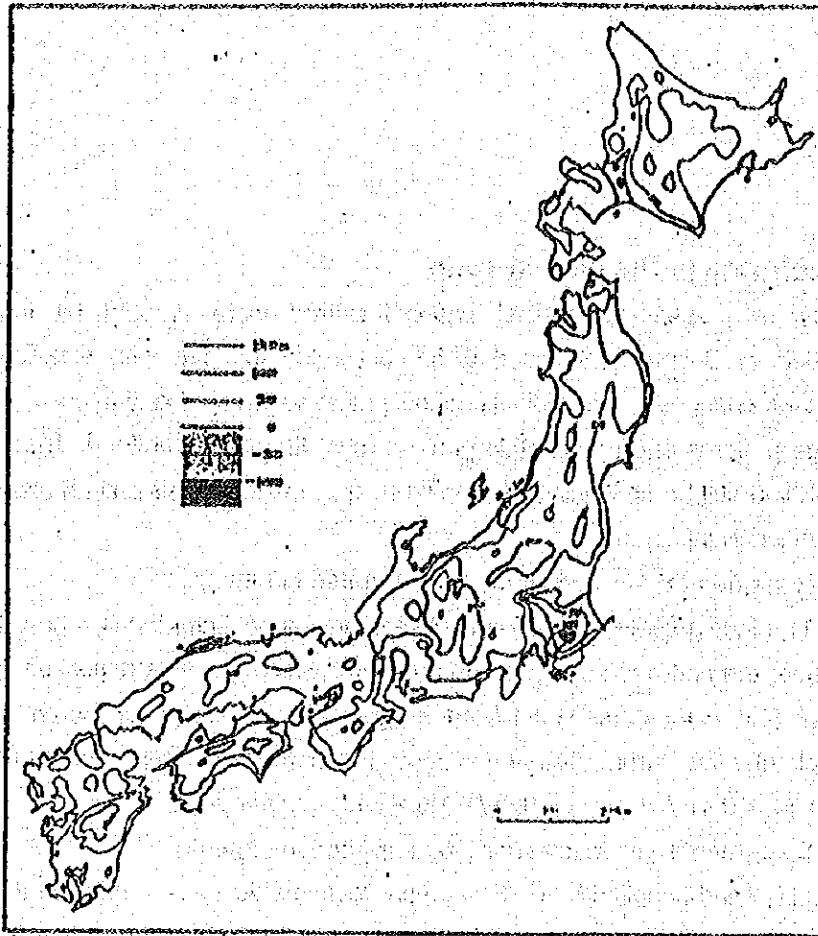


Fig. 13 -- Vertical fluctuation during the Quaternary period (from approximately two million years ago up to the present)

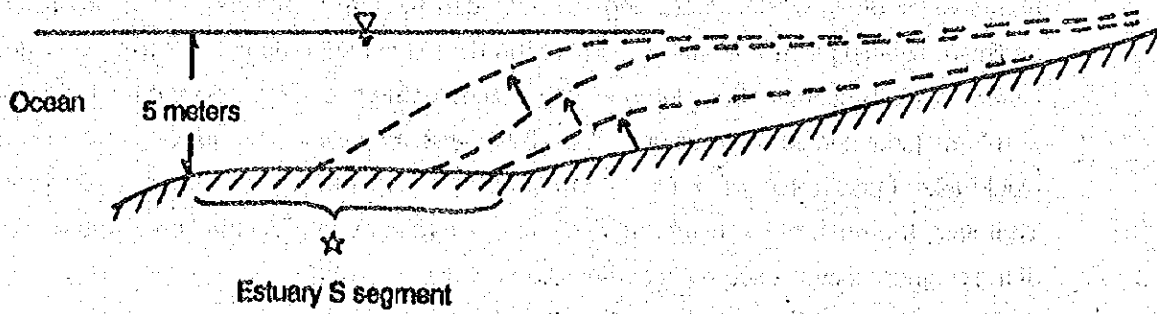


Fig. 14 -- Change patterns for longitudinal S segment sections following river improvement

Conversely, it is also clear from Fig. 13 that rising motions continued in mountainous areas as well, with the rise during the Quaternary period reaching 1700 meters in the Central Alps. Upstream mountainous areas around the Nobilheya plain also show rising of several hundred meters during the Quaternary period, for an rising rate on the order of 0.2 mm per year.

G segments are located between the subsiding plain sections and the rising mountainous sections. Therefore, it is possible that they are influenced by both subsidence and rising. Using the figures for the Nobilheya plain given above, rising and subsidence cause the river-bed to rise and fall at a rate of 0.2 mm per year. This rate corresponds to slightly more than 10% of the river-bed rise rate caused by supplied sediment. From this it can be judged that fluctuations in the earth's crust play some role in forming the longitudinal channel profiles of G segments.

S segments are located in the center of alluvial plains, and are therefore thought to be affected solely by plain subsidence caused by basin forming motions. In contrast to G segments, however, sediment supplied to S segments is not just used to raise the river-bed. A large portion is also used to reclaim the sea. Therefore, the influence of fluctuations in the earth's crust cannot be seen simply by comparing the subsidence rate with the rate of the river-bed rise caused by supplied sediment, and the effect of the subsidence rate on the balance of sediment must be considered. Using the subsidence rate of 0.2 mm per year for the Nobilheya plain, a yearly volume of  $40 \text{ km} \times 7 \text{ km} \times 0.2 \text{ mm} = 56,000 \text{ m}^3$  of sediment in a sedimented state would be necessary to negate this subsidence rate for the model river. This is less than 5% of the annual amount of supplied sand, silt and clay. Accordingly, the influence of fluctuations in the earth's crust on the formation of longitudinal channel profiles of S segments is said to be smaller than that for G segments.

### 7.1.2 Changes following river training

Presently, basic river improvements such as embankments and channelization have been implemented over the entire length of most Japanese rivers. In a morphological sense, it could be said that this has stopped water, sediment from flooding outside of river channels. Changes in longitudinal channel profiles from their natural state accompanying these improvements were investigated.

#### (1) Changes in the G segment river-bed caused by supplied sediment

The area over which gravel is deposited is limited from  $80 \text{ km}^2$  to  $20 \text{ km} \times 500 \text{ m} = 10 \text{ km}^2$ . Therefore, the order of the sedimentation rate increased to  $84,000 \text{ m}^3 / \text{year} / (1 - 0.4) / 10 \text{ km}^2 = 14 \text{ mm per year}$ .

Fluctuations in the river-beds of G segments are dominated by the scale and frequency of

floods. Therefore, even if the average rate of river-bed rises is as noted above over the long term, considerable variance is expected in the rise rate over periods of approximately 100 years due to the frequency of floods during these periods.

### **(2) Changes in the S segment river-bed caused by supplied sediment**

Large scale S segments form river channel sections near their estuaries with average river-bed heights of five to six meter below the sea level and gradients of virtually zero as shown in Fig. 14 due to river improvements (the section marked with the star in the figure). The current in these sections (hereafter called "estuary S segments") tends to be smaller than upstream. Therefore, it is thought that sand supplied from upstream cannot be washed into the ocean unless the flooding scale becomes quite large. Sediment are deposited in the estuary segment following river improvements, and the effects of the backwater produced by this sedimentation extend upstream, causing the river-bed to rise over the entire S segment. Assuming that only sand is deposited in the estuary S segment (silt and clay are transported through this section to the ocean), and that the rise in the river-bed progresses as shown by the broken lines in Fig. 6.14, the river-bed rise rate can be estimated as follows. Sand is deposited over a space 500 meters wide, and at a depth of five meters. Raising the river-bed by 1 m would require an amount of sediment equaling  $1 \text{ m} \times 40 \text{ km} \times 500 \text{ m}$  for the river channel portion plus  $1 \text{ m} \times 2500$  (the inverse of the S segment bed slope)  $\times 500 \text{ m} \times 5 \text{ m}$  for the estuary S segment for a total of  $0.26 \times 10^9 \text{ m}^3$  (sediment state volume; including gaps). Supplying this amount of sediment would take  $0.26 \times 10^9 \text{ m}^3 \times (1 - 0.4) / 321,000 \text{ m}^3 / \text{year} \approx 50$  years. Therefore, the order of the river-bed rise rate is estimated to 20 mm per year.

Actually, the river-bed height of the estuary S segment is artificially maintained by dredging and other measures, and factors causing rises in the S segment river-bed are continuously eliminated.

### **(3) Ground subsidence**

Alluvial plains exhibit consolidation settlement even in their natural state, particularly near their estuaries. However, during the period when river improvements were carried out on a full scale, ground subsidence was greatly accelerated by pumping up groundwater and other operations. The ground subsidence rate varies by location and period, and although it is tending to decrease overall at present, the order of these rates reached a maximum of 100 mm or more per year. This shows that at least during the height of ground subsidence, longitudinal channel profiles within the range where this subsidence occurred were greatly influenced by ground subsidence.

The existence of a mud layer is thought to play an pivotal role in ground subsidence. Therefore, the influence of ground subsidence on G segments is supposed to be

considerably smaller than on S segments.

#### (4) River-bed excavation

Large scale river-bed excavation using mechanical power became widespread following World War II for the purpose of improving flood control safety and securing construction aggregates. River-bed excavation was particularly active from 1955 to 1975, causing river-bed drop rates over 100 mm per year in both the G and S segments of many rivers. This figure could be said to indicate the ability to artificially lower river-bed heights.

### 7.1.3 Changes due to reductions in supplied sediment

It is thought that structures and other items in sediment producing regions which stop the supply of sediment will affect some rivers in the future. Therefore, the effects of reducing the supplied sediment on changes in longitudinal channel profiles was investigated.

Characteristics of river channel changes caused by reducing the supplied sediment can be grasped by viewing the changes in river channels under extreme conditions, in other words, when the amount of sediment supplied to the model river studied in this chapter is reduced to zero. When the supplied sediment is reduced for Type A rivers, the resulting river-bed drop starts from the upstream edge of the G and S segments. This characteristic has also been verified using river-bed fluctuation calculations performed on a river possessing characteristics similar to the model river. This example is shown in Fig. 15. This figure shows the course of longitudinal section changes obtained using river-bed fluctuation calculations over the thirty year period after the supplied sediment was reduced to zero for the river channel shown in Table 3. The area upstream from the 42 km point in the figure corresponds to the G segment, and the area downstream from this point is the S segment. This figure shows that the river-bed drops from the upstream edges of the G and S segments, and that the river-bed drop in the G segment is considerably smaller than that in the S segment.

The river-bed drop process from the upstream edge of the S segment can be reproduced with a fairly high accuracy using river-bed fluctuation calculations. However, if the aim is merely to estimate the order of the rate of this drop, the following simplified method is also useful. This process can be roughly represented by assuming that the range which has a dynamic equilibrium bed slope (in this case, almost horizontal) corresponding to the new amount of supplied sand (in this case, zero) expands downstream according to the difference in supplied sand before and after the reduction (see Fig. 16). According to this simplification, the processes by which the river-bed drop  $\Delta Z$  and the river-bed drop range  $L_d$  at the upstream edge of the S segment increase can be shown with the following equations.

Table -3 -- River channel shapes obtained using river-bed fluctuation calculations

Segment	Estuary S	S	G
Distance from the estuary	0.0 to 10.0 km	up to 42.0 km	up to 54.0 km
Bed slope	1/9500'	1/3900 to 1/3500	1/640'
River-width	800 to 650 m	600 m	450 m
Average particle size	0.05 cm	0.08 cm	5 cm

\* The flow regime is roughly the same as in Table 4.5.

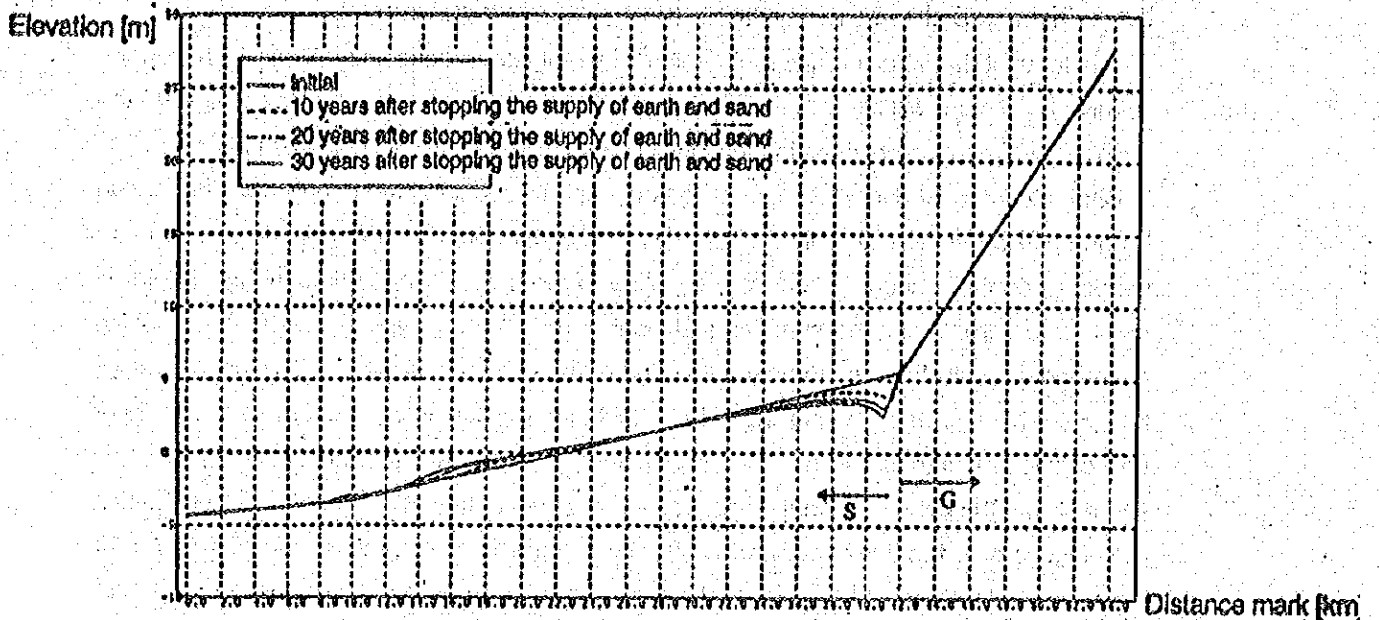


Fig. 15 - Example of calculating river-bed fluctuation caused by stopping the supply of earth and sand (bibliography 16))

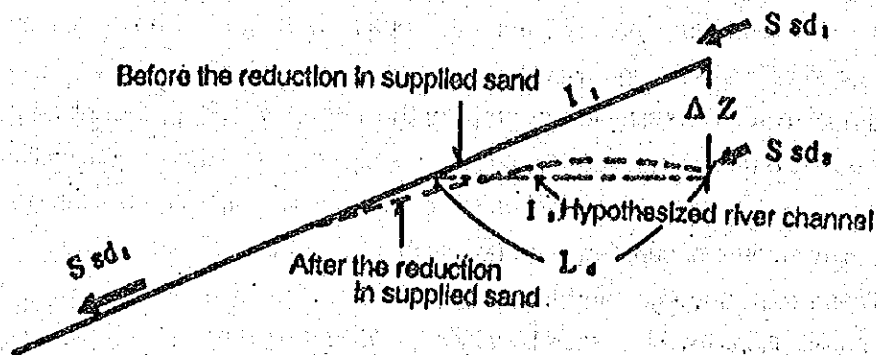


Fig. 16 -- River-bed drop process from the upstream edge of the S segment accompanying a reduction in supplied sand

$$\Delta Z = [2T (S_{sd1} - S_{sd2})(I_1 - I_2) / \{(1 - \lambda) b\}]^{1/2} \quad (2)$$

$$L_d = [2T (S_{sd1} - S_{sd2}) / \{(1 - \lambda)(I_1 - I_2) b\}]^{1/2} \quad (3)$$

In these equations,  $T$  is the number of years from the start of the reduction in supplied sediment,  $S_{sd}$  is the annual amount of supplied sand (expressed as actual volume),  $I$  is the bed slope which forms the dynamic equilibrium for the supplied sand,  $b$  is the low-water channel width (the width of the river channel in which sediment are transported), and  $\lambda$  is the void content of the sediment state. The suffix 1 indicates the state before the supplied sediment was reduced, and the suffix 2 indicates the state after the reduction (see Fig. 16). From both equations,  $\Delta Z \approx 2$  m, and  $L_d \approx 5$  km ten years after reducing the supply of sediment to the S segment of the model river investigated in this section. These figures become  $\Delta Z \approx 6$  m, and  $L_d \approx 15$  km fifty years after the reduction. This translates to a river-bed drop rate on an order of 100 to 200 mm per year, and an extension rate for the section over which the river-bed drops on an order of 300 to 500 m per year. Equations (2) and (3) show that the rate of the river-bed drop decreases over time. In addition, since the elevation of the river-bed at the upstream edge of the S segment does not drop far below the sea level, the drop rate becomes smaller than the values in equations (2) and (3) as the river-bed height approaches the elevation of the sea level. There may be some armoring effects, but these are ignored here as they are not considered to be large enough to change the order of the drop rate.

In the case of the G segment, river-bed particles become coarser due to armoring as the river-bed drops, making it harder for the river-bed to move than before the drop. Therefore, simplified thinking such as that for the S segment cannot be applied even when the aim is simply understanding the rough characteristics. As armoring progresses, it is predicted that the river-beds of some rivers will not move even when fairly large scale floods occur. Inferring from the calculation results in Fig. 15 performed for a similar river, the river-bed drop rate at the upstream edge of the model river's G segment appears to be on the order of 20 mm per year. In addition, it is thought that this drop rate will not continue for a long period, but will instead lessen as the river-bed particles become coarser. The river-bed drop process for gravel river channels is strongly dominated by the frequency of large scale floods. Therefore, viewed from a short term perspective (for example, a scale of a hundred years), these river channels should exhibit step-like river-bed drop processes in which river-beds drop in stages each time large scale floods occur.

#### 7.1.4 Comparison of river-bed change rates for each pattern

The observation results presented up to this point regarding change patterns and rates for the model river are brought together in Fig. 17. Factors 1) to 6) in the figure correspond



respectively to the contents estimated in 7.1.1 (1) and (2), 7.1.1 (3), 7.1.2 (1) and (2), 7.1.2 (3), 7.1.2 (4), and 7.1.3. As stated initially, it should be kept in mind that this figure is not the result of precise measurements, and has been prepared for the main purpose of understanding characteristics of change rates. From this figure, the following items can be stated concerning characteristics of changes in the longitudinal channel profiles of the model river which is a Type A river.

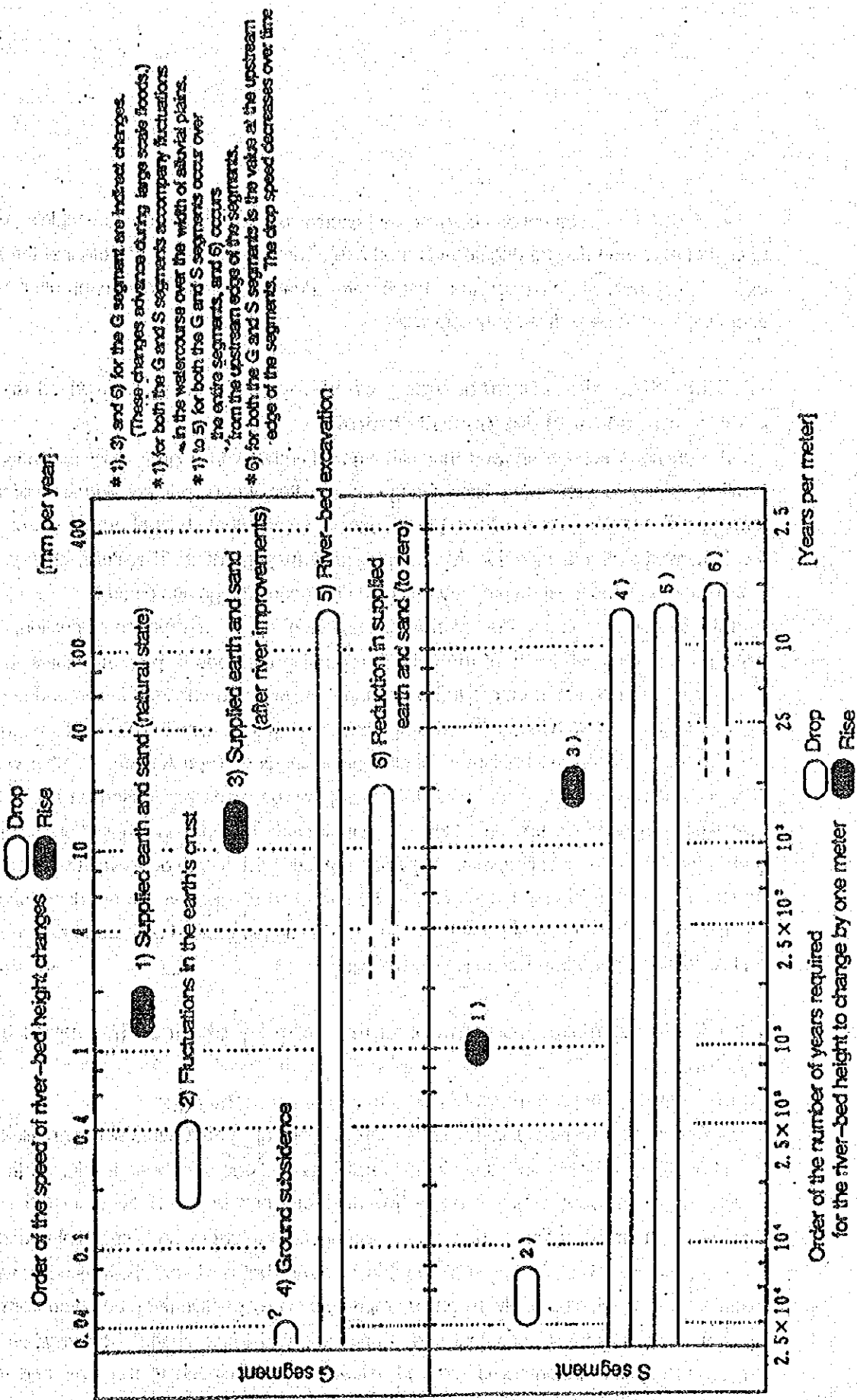
◆ In their natural state, there is no great difference in the rates by which the river-beds of the G and S segments rise due to supplied sediment, with both segments rising 1 to 2 mm per year. There is no difference in rate despite the fact that sand, silt and clay are supplied in far greater amounts than gravel. This is because while a large proportion of the sand, silt and clay is used to reclaim the ocean, all of the supplied gravel is used to raise the river-bed. Accordingly, the latent river-bed rise rate (under the condition that sediment do not need to be used to reclaim the ocean) of the S segment is considered to be substantially greater than that for the G segment.

◆ The river-bed rise rate caused by supplied sediment (natural state) is one order higher than the rate of fluctuations in the earth's crust. Therefore, although fluctuations in the earth's crust play some role, supplied sediment should be considered to be the primary factor in the formation of longitudinal channel profiles. Of the two segments, the G segment is more easily influenced by fluctuations in the earth's crust.

◆ When floods and the flow of sediment are fixed between embankments due to river improvements, the river-bed rise rate attributable to supplied sediment rises to the next higher order of 10 to 20 mm per year (when channel maintenance work is not performed) for both the G and S segments.

◆ Some rivers reached river-bed drop rates of over 100 mm per year when river-bed drop rates increased due to river-bed excavation (G and S segments) and ground subsidence (S segment only) (specifically, acceleration of consolidation settlement caused by artificial factors). This is one order higher than the river-bed rise rate caused by supplied sediment after river improvements shown above. If channel excavation or ground subsidence causing this high river-bed drop rate occurred in the model river, this channel excavation or ground subsidence could be said to decisively influence the longitudinal channel profile.

◆ The maximum river-bed drop rate at the upstream edge of each segment caused by stopping the supply of sediment is of the same order as the river-bed rise rate due to supplied sediment for the G segment (after river improvement), and as the maximum river-bed drop rate due to river-bed excavation for the S segment. Reducing the supplied sediment affects the S segment to a greater degree.



\* 1), 3) and 6) for the G segment are indicated changes. (These changes advance during large scale floods.)

\* 1) for both the G and S segments accompany fluctuations in the watercourse over the width of alluvial plains.

\* 1) to 5) for both the G and S segments occur over the entire segments, and 6) occurs from the upstream edge of the segments.

\* 6) for both the G and S segments is the value at the upstream edge of the segments. The drop speed decreases over time

Fig. 17 - Order of the speed of factor-specific changes in the longitudinal channel sections of the model river

River-bed drop rates caused by river-bed excavation can be viewed as people's ability to control river-bed rise (to negate river-bed rise). The above results indicate that the rate of river-bed rise at least for the model river due to supplied sediment after river improvement can be satisfactorily controlled.

## **7.2 Reflecting the characteristics of changes in longitudinal channel profiles onto channel design and control**

The previous section showed that although differences in degree exist according to location, longitudinal channel profiles change as a matter of course in consideration of their formation mechanism. As mentioned in Chapter 1, longitudinal channel profiles are one of the frameworks of planning for river training and management. Therefore, changes in longitudinal sections must be properly reflected in channel design and control.

This section integrates the information obtained up to the previous section, and expounds the tentative ideas of the authors regarding methods of properly reflecting the characteristics of changes in longitudinal channel profiles onto channel design and control. This section deals with overall and long term changes in longitudinal sections which concern the formation mechanism of longitudinal sections of Type A rivers. In other words, changes such as those shown in 7.2.1 (Fig. 18) will be discussed based on the details investigated in previous sections. However, small scale changes in longitudinal sections (due to local river channel changes, etc.) as compared to the length of alluvial rivers will not be examined. In addition, changes caused by river-bed excavation are not discussed as technically they can be completely controlled, and changes caused by ground subsidence and fluctuations in the earth's crust are also omitted.

### **7.2.1 Understanding problems brought about by changes in longitudinal sections**

#### **(1) Channel change patterns which are likely to occur in the future**

Major patterns of changes in the longitudinal sections of Type A rivers which are likely to occur in the future based on the contents of previous sections are shown in Fig. 18. In this figure, a1 and a2 represent the respective river-bed rise in the G segment (near the boundary with the S segment) and from the estuary S segment to the S segment boundary, a1 corresponds to (1) in 7.1.2, and a2 to (2) in 7.1.2, and both of these changes occur when sediment are supplied naturally. d1 and d2 represent the respective river-bed drop from the upstream edges of the G segment and S segment, and these changes occur when the amount of supplied sediment is reduced. d1 and d2 correspond to the river-bed drop described in 7.1.3.

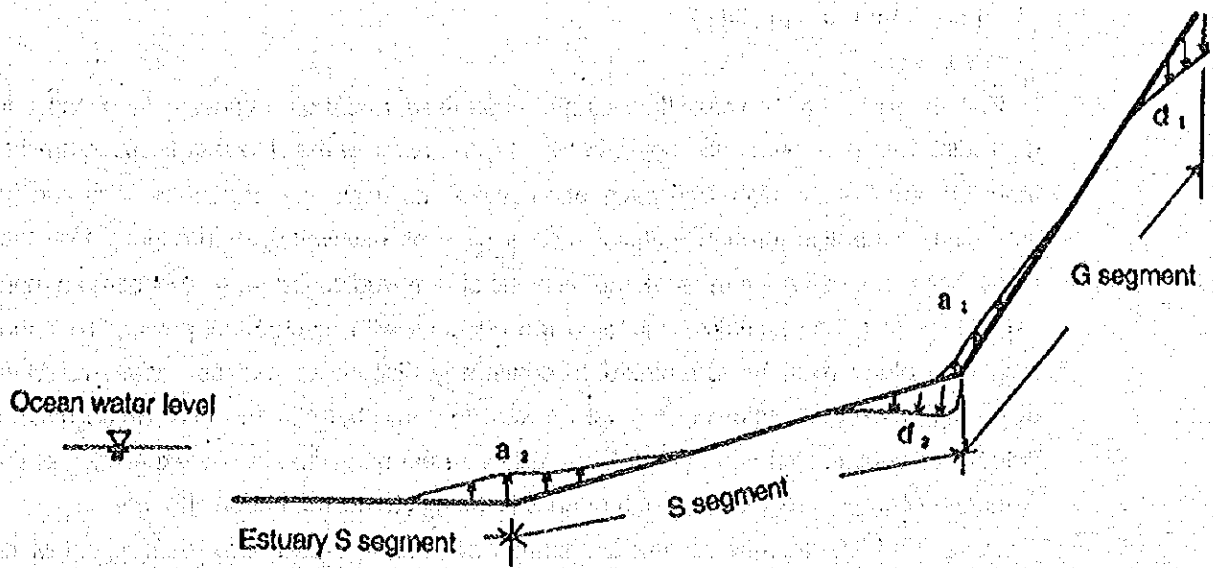


Fig. 18 - Channel change patterns which are likely to occur in the future (class A rivers)

## **(2) Approaching the problem**

### **1) a1 and a2**

Patterns a1 and a2 are classified as river-bed rises, and are basically easy changes to deal with. This is because as shown in Fig. 17, the order of the rise rate is much smaller than the order of the river-bed excavation rate at its peak, and these changes can be sufficiently controlled through artificial means such as excavation or dredging. However, since these changes are perpetual, the disposal of removed sediment may become a more worrisome task than actually controlling the changes with mechanical power. Therefore, long term plans must be formulated to continually dispose of excess sediment. When disposing of excess sediment, it must be kept in mind that silt and clay which are not suitable as construction aggregates mix easily with the a2 sediment. As excavation of the estuary S segment progresses, this tendency is thought to become even stronger.

Patterns a1 and a2 may become problems when the river-bed rises to an extent which cannot be ignored in terms of channel design during a single flood period. If the flooding scale increases, considerable a1 and a2 river-bed rises may occur before the flow reaches its peak, causing the maximum water level to exceed predicted values based on the assumed river-bed condition before the flood. River-beds cannot be controlled once floods have begun. Therefore, the effects of river-bed rises which are likely to occur during a single flood and which cannot be ignored must be incorporated in advance into channel design and river-bed control.

Viewed from a different perspective, river-bed rise caused by patterns a1 and a2 can be thought of as the allowable river-bed excavation within the range which will not cause the river-bed to drop. Under the assumption that river-bed drops must not be caused, river-bed excavation which exceeds the river-bed rise in patterns a1 and a2 corresponds to the anticipated excess amount of sediment which will be supplied in the future. In particular, gravel is easier to remove than sand, but is supplied in lesser amounts. Therefore, after requests to increase the cross-sectional areas of rivers have been responded to in a reasonable manner, gravel control should be considered as a valuable resource resembling fossilized fuels.

### **2) d1 and d2**

Patterns d1 and d2 are classified as drops in the river-bed. Drops in the river-bed have the merit of increasing discharge capacity by expanding the cross-sectional area of the river. However, drops in the river-bed weaken the embedment of structures and make it difficult to maintain the downstream side of crossing structures. In addition, these drops cause problems such as changing the discharge distribution ratio for diverging sections and

overflow spillways of regulating reservoirs, and forming grade differences in river-beds at points where tributaries merge. Therefore, when the situation demands, river-bed drops must be dealt with appropriately in a similar manner to river-bed rises. However, compared to responses to river-bed rises which can rely on river-bed excavation, river-bed drops are generally difficult to deal with. In particular, as shown in Fig. 17, the river-bed drop rate in the S segment (d2) caused by a reduction in supplied sediment is one order larger than in the G segment (d1), and controlling river-bed drop using ground sill or other crossing structures is ineffective (sand is suspended and flows past crossing structures, reducing the effects of maintaining upstream river-beds compared to gravel sections; this is because scouring on the downstream side of structures caused by river-bed drops is more difficult to control for sand river-beds than for gravel). The effect of establishing facilities (dams, etc.) in sediment producing areas which stop the supply of sediment are thought to appear in the amount of sediment supplied to the upstream edge of alluvial rivers in a much shorter time than for gravel. Therefore, pattern d2 requires a quicker response than pattern d1. This makes it important to take anticipatory measures (before pattern d2 occurs) against pattern d2 while closely monitoring changes in the condition of sediment producing areas. Regarding response methods, based on the fact that it is not always easy to directly control drops in the river-bed, it is vital to ascertain the ultimate river-bed drop and then to find reasonable methods of dealing with these drops which fit the characteristics of S segments. These methods include allowing river-bed drops (partial or gradual drops) or maintaining river-beds by increasing the amount of supplied sediment. For this purpose, it is important to understand and control the balance of sand in sediment producing areas and over the entire length of alluvial rivers.

Pattern d1 in the G segment is not considered to be as serious as pattern d2. This is because armoring effects can be expected, the river-bed drops at a more leisurely rate compared to the S segment as shown in Fig. 17, and the effects of stopping the supply of gravel from sediment producing areas are expected to require more time to appear up to the alluvial river than for sand. In addition, detectable changes in the river-channel condition of the upstream mountainous river channel section are predicted to appear some time before changes in the amount of gravel supplied to the alluvial river channel section. Accordingly, the following method could be considered for pattern d1. First, a section of a certain length which lies upstream from the upstream edge of the alluvial river channel section is designated as a monitor section in order to predict changes in the amount of supplied gravel to the alluvial river. This section is then monitored and appropriate measures are implemented as necessary according to detected changes. In contrast to pattern d2 which progresses in a continuous manner, pattern d1 advances in stages during

floods, particularly large scale floods. Therefore, the amount by which river-beds drop per flood is thought to be a more important characteristic than the long term average river-bed drop rate when considering methods of dealing with drops in river-beds.

## **7.2.2 Methods of dealing with each change pattern**

### **(1) Setting targets for predicting changes in longitudinal sections**

Predicting changes in longitudinal sections is the basis of establishing measures to deal with each change pattern. When making these predictions, it is important to set clear goals such as those shown below based on the problems caused by the various change patterns, and to clarify in advance the relationship between targets and methods of dealing with problems. Unclear targets for prediction calculations are a major hindrance in making accurate predictions.

#### **1) Patterns a1 and a2**

Long term average river-bed rise rates, characteristics of changes occurring over long periods of time, and sediment particle size

--> Used to evaluate the effect on the discharge capacity, judge the level of channel maintenance labor, estimate the amount of river-bed excavation which will not cause river-bed drops, and to investigate channel maintenance methods. (long term: a scale of approximately 100 years)

River-bed rise occurring during a single flood and its influence on the maximum water level

--> Used to consider methods of dealing with increases in the maximum water level caused by rises in the river-bed during a single flood.

#### **2) Pattern d1**

Characteristics of the long term river-bed drop progress following the start of a reduction in supplied gravel to the G segment

--> Used to judge the importance of problems caused by river-bed drops and necessary countermeasures, and to judge whether measures implemented after a reduction in supplied sediment to alluvial river channel sections will be sufficient. (long term: a scale of approximately 100 years or more)

River-bed drop progress during a single flood following the start of a reduction in supplied gravel to the G segment

--> Used to judge whether measures implemented after river-bed drop is confirmed in the alluvial river channel section will be sufficient.

#### **3) Pattern d2**

Final stable longitudinal section corresponding to the reduced amount of supplied sand

--> Used to judge the importance of problems caused by river-bed drops and necessary

countermeasures.

Rate of river-bed drop progress and changes in river-beds over time following the start of a reduction in supplied sand to the S segment

-> Used to judge whether measures implemented after the sediment supplied to the S segment start to decrease will be sufficient, and whether gradual countermeasures are possible.

## (2) Important items when predicting changes in longitudinal sections

The following items should be given full consideration when predicting changes in longitudinal sections.

1) Causes of changes in longitudinal sections which have occurred up to the present should be accurately analyzed. In particular, it is important to not simply list possible factors (reductions in supplied sediment, river-bed excavation, etc.), but to weight these factors and analyze them quantitatively.

2) Sediment movements should be divided into [gravel], which is the main component of G segment river-beds, and [sand] and [silt and clay], which are the main components of S segment river-beds. The overall balance of sediment should be understood for each of these three types of sediment, and river-bed fluctuation calculations should be performed based on their movement characteristics.

3) The investigation of boundary conditions for river-bed fluctuation calculations, particularly the ways in which each type of supplied sediment noted above are provided, should be as important as selecting the hydrological techniques used in these calculations. Particular care should be taken when investigating these conditions to lend significance to the overall state of sediment movements and the manner in which supplied sediment are provided based on investigations of the balance of sediment. The appropriateness of predicted values obtained with river-bed fluctuation calculations should not be based on meaningless verification calculations such as in the following cases.

\* When the calculated river-bed fluctuation value is largely influenced by both the amount of supplied sediment and the sediment load formula, if the calculated value and the actual river-bed fluctuation are matched by revising the sediment load formula by a wide margin (excessively) without examining the amount of supplied sediment despite the fact that there is no clear basis for the supplied sediment setting.

\* When the actual river-bed fluctuation and the calculated fluctuation value are judged to match, if the overall sediment movement during the verification period did not exceed the error in the actual river-bed fluctuation amount by a sufficient margin.

\* When the cause of the longitudinal section change in question and the main cause of



river-bed fluctuation in the verification calculation differ.

4) Sediment movement conditions should be monitored to improve the prediction accuracy of longitudinal section changes and to understand new problems.

Specific details for Items 3) and 4), which are particularly important when making actual predictions, are explained below.

### **(3) Setting the amount of supplied sediment**

#### **1) Patterns a2 and d2**

Predicting these patterns of longitudinal section changes requires a) the amount of sand (the main component of the S segment river-bed) supplied to the alluvial river in the natural state, b) the amount of sand supplied to the alluvial river after the effects of facilities which stop the supply of sand have been fully manifested, and c) the process by which the amount of supplied sand changes from a) to b). Of these, a) is determined by comprehensively considering the values estimated using the following three methods.

(1) Obtaining the average amount of supplied sand per year over a 10,000 year period using the total amount of sand sediment in the alluvial layer.

(2) Obtaining the total amount of supplied sediment per year from the amount of dam sedimentation. Multiplying this value by the percentage of sand in the total sediment yields the amount of supplied sand per year. The percentage of sand is obtained from the percentage of sand sediment in the concerned alluvial layer or by analyzing the grainsize distribution for the dam sediment in question.

(3) Using river-bed fluctuation calculations to reproduce changes in the longitudinal S segment section over a sufficiently long period during which there is judged to have been no influences caused by removing sediment from the river channel or by facilities stopping the supply of sand, and then using these results to set the amount of supplied sand so that it matches the actual longitudinal section changes. The "sufficiently long period" here refers to a period during which it can be judged that sand movement was sufficiently larger than the river-bed fluctuation error over the period in question. This method is based on the assumption that the sediment load formula is fairly accurate.

Applying all three of these methods is expected to be difficult for most rivers. However, supplied sand amounts should be estimated using as many methods as possible to prevent major errors. When locations other than dams exist which collect all transported sediment for the river channel (calm estuaries, etc.), it is important to use the sediment in these locations to confirm the accuracy of the supplied sand estimate and the sediment load

formula (application of (1) or (2)).

Obtaining precise figures for b) above is difficult at present. However, the following equation is one method of estimating this figure in an overall sense.

$$S_{sdb} = S_{sda} \times (A_T - A_D) / A_T \quad (4)$$

In this equation,  $S_{sda}$  is the annual amount of supplied sand in the natural state corresponding to a) above,  $S_{sdb}$  corresponds to b) above and is the amount of sand supplied after the effects of facilities which stop the supply of sand have been fully manifested,  $A_T$  is the total area of the drainage basin producing the sediment, and  $A_D$  is the drainage basin area received by facilities which stop the supply of sand (sand produced from this basin does not run off downstream from the facilities stopping the supply of sand). The above equation is based on the premises that sand transported to the alluvial river channel is supplied directly from the sediment production source, and that differences in sand production attributable to location within the sediment production area are small. The first of these premises is based on the assumption that sand moves quickly in mountainous river channels, and that the effects of sand storage and sand supply in mountainous river channels (river channels between sediment production sources and alluvial river channel sections) can be ignored. The appropriateness of these assumptions should be further investigated in the future, and it is particularly necessary for the latter assumption to investigate differences in sand production rates caused by location due to slope gradients and surface geography in sediment producing areas. However, equation (4) is considered to function as a sounding board for investigating methods of quantitatively incorporating the effects of facilities which stop the supply of sand into longitudinal section predictions.

Predicting the course of c) above is also difficult at present, and knowledge concerning the behavior of sand in mountainous areas is needed to make these predictions. However, it is hard to imagine that the reduction from  $S_{sda}$  to  $S_{sdb}$  requires an amount of time long enough that it can not be ignored in terms of channel planning and control. The basis for this thinking is as follows. Assuming that mountainous river channels are 100 m wide and that sand sediment is 10 cm thick (it does not actually appear to be this much), mountainous river channels would require a length of approximately 1 km to store 10,000 m<sup>3</sup> of sand. Then, assuming 200,000 m<sup>3</sup> of sand was transported to S segments each year, if the supply of sand from the sediment production source was cut in half, sand in the order of 10 km of mountainous river channels would be consumed each year. Viewed in terms of the overall length of mountainous river channels, the period over which these channels can supply sand is estimated to be considerably less than an order of 100 years. Since the river-bed

materials for G segments do not contain much sand, this situation does not change greatly even when the amount of sand supplied from G segments is added.

As shown above, several unclear points remain concerning methods for setting the supplied sediment. Rather than refraining from making quantitative predictions because too many unknown points exist to make any judgment concerning present methods for dealing with changes in longitudinal sections, it is important to make somewhat definite predictions concerning longitudinal sections based on the above setting methods. However, at the same time it is also important to monitor the supplied amount and balance of sand, and to reflect these results when revising predictions for longitudinal sections. Monitoring methods for these items are detailed in (4).

Silt and clay are thought to account for a large proportion of the sediment in pattern a2, particularly in rivers with large water depths in their estuary S segments. Therefore, amounts of supplied silt and clay should be set and monitored in a manner similar to that for sand noted above.

## 2) Patterns a1 and d1

In principle, predicting these changes in longitudinal G segment sections also requires a) the amount of gravel (the main component of G segment river-beds) supplied to the alluvial river channel in the natural state, b) the amount of gravel supplied to the alluvial river channel after the effects of facilities which stop the supply of gravel have been fully manifested, and c) the process by which the amount of supplied gravel changes from a) to b). Of these, b) and c) are thought to be slower but at the same time more complex for gravel than for sand. Therefore, the same methods used when setting the amount of supplied sand cannot be applied here. A more realistic policy would be to predict these changes by monitoring river channel sections upstream from sections where changes in the supplied gravel are likely to occur in the future. In addition, concerning a) above, the relation between transported gravel at dam locations and the amount of gravel supplied to alluvial river channels is unclear, and gravel deposited during the Alluvial epoch cannot be accurately specified. Therefore, it is not always appropriate to apply methods (1) and (2) which were used for sand. From the above, the following methods are presently thought to be effective when setting the amount of supplied gravel.

[1] Reproducing changes in the longitudinal section of the G segment by using river-bed fluctuation calculations over a recent period which is judged to be long enough to accurately calculate these changes and during which removing sediment from the river channel has no effect. Then, setting the amount of supplied gravel so that the reproduced results match the actual changes in the longitudinal section. The "sufficiently long period" here refers to a

period during which it can be judged that gravel movement was sufficiently larger than the river-bed fluctuation error over the period in question. This method is based on the assumption that the sediment load formula is fairly accurate.

[2] The condition of a certain river channel section which lies upstream from the G segment in question should be monitored. If changes appear in this section, the effects that these changes will have on river-bed fluctuations in the G segment should be investigated using river-bed fluctuation calculations including both the G segment and the prescribed section upstream from the G segment.

Since gravel moves extremely slow compared to sand, these methods are based on the thinking that the current state of sediment movement should be understood, and that changes in this condition can be detected by monitoring changes in the upstream river channel. It is important to consider armoring effects in the above river-bed fluctuation calculations, and for this purpose river-bed materials both in the surface and lower layers should be investigated.

When facilities which stop the supply of gravel are located directly upstream from alluvial river channels, methods which set the supplied sediment at zero can be adopted. In addition, it is also thought that equation (4) can be applied to the amount of supplied gravel to obtain a standard for changes in longitudinal sections following this most severe reduction in supplied gravel. However, this method is better suited for judgment materials to determine methods of dealing with changes than for predicting actual changes in longitudinal sections.

#### **(4) Methods of monitoring river channel conditions and transported sediment**

The importance of constantly understanding river channel conditions and transported sediment has already been stressed and these operations have been carried out. However, monitoring the following items with clear targets is thought to be particularly important for dealing with the types of longitudinal section changes shown in 7.2.1. The first item is the shape of the river channel and the particle size of the surface layer and subbase in a certain section upstream from the alluvial river channel section. The effects of a reduced supply of gravel from upstream should appear in mountainous river channels before alluvial river channel sections. Monitoring changes in the river channel condition will allow changes in the amount of supplied sediment to be detected some time in advance. The length of the monitored section is determined by "how far in advance reductions in the supplied gravel should be detected before they appear in the G segment." The other important item to be monitored is the amount of transported sand. Immediately detecting increases or decreases in the amount of supplied sand is extremely important for controlling S segments which easily exhibit changes in the amount of supplied sand. It is not always necessary to

measure the amount of transported sand within the S segment. Since sand is thought to be carried directly from sediment production sources, it should also be possible to measure the amount of transported sand in G segments or mountainous river channels. Gravel does not move much when small floods occur in G segments. Therefore, sand tends to move over fixed beds in a bed load or suspended state for long periods of time. In this condition, methods such as "measuring the amount of bed load transported over a narrow strip running parallel to the channel alignment" or "measuring the amount of sand deposited upstream of weirs and small dams, etc." can be considered. These methods can be expected to measure the overall amount of sediment with a fairly high accuracy compared to measuring the amount of sand movement in S segments.

### 7.2.3 Future Issues

To further raise the accuracy of predicting changes in longitudinal sections, in addition to surveys following the framework of methods for dealing with changes shown in 7.2.2, it is necessary to further promote surveys and research concerning the following types of issues which were not discussed in this framework.

- \* There are layers below river-beds which are resistant to erosion or which easily erode. When drops in river-bed are influenced by these layers, their characteristics should be included in calculation models. To achieve this, the erosion characteristics of these layers and methods of incorporating these characteristics into river-bed fluctuation calculations should be clarified.

- \* The effects of topography, geological characteristics, vegetation, development conditions and other factors on the surface distribution of sand production must be clarified to enable changes in the amount of supplied sand corresponding to changes in the condition of the drainage basin to be predicted. Methods of predicting time-related changes in the amount of sand supplied to alluvial river channel sections following the construction of facilities which stop the supply of sand must also be investigated. For this purpose, research on the behavior of sand in drainage basin is indispensable. In conjunction with this issue, long term fluctuations in the amount of supplied sediment should be understood in an overall sense using geological methods, and their relationship with drainage basin conditions and external precipitation forces investigated.

- \* Research should be conducted on the behavior of mixed particle sizes and armoring phenomenon (the process of armor coat formation and decay) which affect changes in longitudinal G segment sections, and to create a model for the effects of river-bed material abrasion.

- \* The effects of unforeseen phenomenon (large scale landslides, volcanic eruptions, etc.)

which lead to sudden changes in the amount of sediment supplied to the longitudinal sections of alluvial river channel sections of prominent rivers should be evaluated, and methods for dealing with these events investigated.

### Acknowledgments

We would like to express special thanks to Dr. Masatomo Umitsu for his drawing our attention to important references including his research papers on alluvial processes. We also thank Katsuya Sasaki and Noriaki Ohta of the Public Works Research Institute for supporting experiments and data collection.

### Reference

- 1) Ashida, K. and T. Okumura: Study on sedimentation in reservoirs, Kyoto University, Disaster Prevention Research Institute Annuals, No.17B, 1974. (In Japanese)
- 2) Yamamoto, K.: Characteristics of alluvial river channels, Technical Memorandum of PWRI, No.2662, pp.51-54, 1988. (In Japanese)
- 3) Iseki, K.: Alluvial plains, University of Tokyo Press, 1988. (In Japanese)
- 4) Umitsu, M.: Geomorphic evolution of the alluvial lowlands in Japan, Geogr. Rev. Japan, 54-3, 1981. (In Japanese)
- 5) Holmes, A.: Holmes Principles of Physical Geology, Third Edition, Thomas Nelson and Sons Ltd., U.K., Chap.21, 1978.
- 6) Umitsu, M.: Holocene sea-level change and coastal evolution in Japan, The Quaternary Research, Japan, 30-2, 1991.
- 7) Kira, H., A. Ishida and T. Hata: Fundamental problems of sedimentation in dam reservoirs, Kobe University, Report of Agriculture Dep., Vol.11, No.2, 1975. (In Japanese)
- 8) Matsuyama, N. and S. Hatano: Research on sedimentation in dam reservoirs, Technical Memorandum of PWRI, No.982, 1975. (In Japanese)

## **Roles of Flows and Vegetation In Riverine Bank Formation**

**Kolchl Yamamoto, Koh-ichi Fujita, Katsuya Sasaki, Toshiharu Arisawa**  
**River Hydraulics Division, River Department,**  
**Public Works Research Institute,**  
**Ministry of Construction**

\* Extract from Civil Engineering Journal, Vol.35, No.8.

### **1. Introduction**

River channels are divided into two major parts. The first of these parts is normally inundated or has an extremely high inundation frequency. Current action is dominant in this part, and sediment are transported from upstream. This part is generally referred to as the low-water channel. The second part has a low inundation frequency (at most, once per year or less), and current action is extremely minor as compared to the low-water channel. This part is generally referred to as the high water channel (some sections such as alluvial deltas may not have distinct high water channels). The boundary between these two parts is a location called a "riverine bank" as shown in Fig. 1. The subject of this report is banks without revetments or other facilities to artificially fix the shape of banks. These types of banks are called "natural banks" in this report.

Natural banks generally possess the following characteristics (see Fig. 1): 1) The base portion is made from the same material as the river-bed materials of the low-water channel and the upper portion is comprised of finer materials than the low-water channel river-bed (hereafter called the "river-bed"); 2) natural banks have a steeper cross slope than the bed; 3) at the very least the upper portion, and sometimes as far as near the bed is covered with thick vegetation.

Natural banks are formed through the delicately balanced interaction of sediment, water and vegetation, and if any of the factors affecting this balance are altered, natural banks easily change their position and shape. These changes appear not only in the form of bank recession, but also on the form of bank progression towards the center line of the low-water channel. In other words, a new natural bank is formed in front of the current bank. Bank recession has traditionally been dealt with through bank fortification. However, virtually no methods for dealing with bank progression have been considered, as this phenomenon has not been sufficiently understood.

The position and shape of natural banks are one of the most important factors for

channel design and protection and fosteration of the waterside environment. In light of the fact that natural banks change easily as noted above, if bank treatment and channel design performed on the assumption that bank positions and shapes will not change, or based on borders between low-water and high water channels which have been drawn by people may bring about undesirable results.

To avoid these types of situations, understanding the movements of natural banks is indispensable. This report attempts to analyze examples where natural banks have been newly formed and investigate factors dominating natural bank formation and their level of effect with a particular focus on the actions of water levels and vegetation. In addition, basic data is given to help discover proper methods for handling natural banks during bank treatment and channel design and control.

## 2. Natural bank change patterns

Typical change patterns for the position and shape of natural banks are shown in Fig. 2. Pattern I shows the outer bank of a curved river channel inlet receding and the inner bank advancing due to erosion. This change occurs in meandering sections when the overall river channel shifts to one side. Presently, however, outer bank erosion is controlled in most of these channel sections. Therefore, pattern I is a change pattern which at least in Japan is only seen in limited locations.

On the other hand, patterns II to IV occur when river-channel shapes or hydrologic amounts change. First, pattern II [River-width reduction following an expansion of the low-water channel river-width] consists of natural bank formation which occurs after a low-water channel in its natural state was widened to return it to its original river-width. Pattern III [Natural bank formation due to the occurrence of a grade difference] occurs when one portion of the river-bed drops by a certain width, creating a grade difference in the cross-sectional river-bed shape of the low-water channel. This grade difference becomes a new bank, thereby reducing the low-water channel width. Pattern IV [Formation of a vegetation band on a gravel bed] does not accompany any distinct change in the river-bed shape. This pattern indicates a condition where a vegetation band of a certain width forms over part of a river-bed which has a gravel bed. The leading edge of this vegetation band then acts as a new bank.

As will be explained later, the river-channel shape and hydrologic amount changes which evoke these changes II to IV can occur over a wide range of channel sections, making it extremely important the characteristics of changes II to IV. Therefore, this report investigates natural bank change patterns II to IV.



### 3. Survey results of examples of each pattern of natural bank changes

#### 3.1 River-width reduction following an expansion of the low-water channel river-width (pattern II)

The relationship between the square of the friction velocity  $u_*^2$  working on the river-bed and the average particle size  $d_m$  of the river-bed when the average annual maximum flow  $Q_{ap}$  occurs on Class A rivers in Japan is shown by the solid line in Fig. 3. In addition,  $Q_{ap}$  is known to correspond to the flow when the low-water channel is full. Examples of low-water channel river-widths which were altered in sections with a channel length sufficient to allow the river-width to be altered (generally ten times the original low-water channel river-width or more) were selected, and secular changes in the cross section profile of the low-water channel, as well as changes in river-channel shapes and hydrologic amounts after the alteration were investigated. The  $u_*^2$  when  $Q_{ap}$  occurred during the course of the change was obtained, and changes in  $u_*^2$  accompanying changes in the river-width were transposed to Fig. 3. These changes were plotted under the assumption that particle sizes did not change when the river-width changed. In addition,  $u_*^2$  was estimated using nonuniform flow or uniform flow calculations.

Response characteristics accompanying the widening of river-widths are shown in Table 1 and by response lines (bold lines) (1) to (3) in Fig. 3. Section (1) was a delta channel with river-bed materials comprised of fine sand and a water surface gradient of less than 1/10,000 even during flooding. This section is near the estuary and there is also a dam downstream. Therefore, a relatively high water level is maintained even during ordinary water levels, and the river-bed is not exposed at any time throughout the year. The river-width was widened through excavation, and maintained that same river-width 12 years later.

Section (2) was changed from a main river section to an independent tributary section through short-cut waterway work, and its river-width was reduced in accordance with the tributary flow (see Photograph 1 and Fig. 4). Section (3) is an example of excavating a short-cut waterway with a river width wider than the former channel. Table 1 clearly shows that  $u_*^2$  had returned to its original value and the river-width had shrunk after four years. Sections (2) and (3) are both located in a natural levee zone. They experience large water level fluctuations and the river-bed is often exposed during ordinary water levels.

From the above examples, it can be understood that although river-widths of delta rivers do not fluctuate easily after they are widened, rivers flowing through natural levee zones which have river-bed materials comprised of small gravel tend to narrow easily after they are widened. As shown in Fig. 4, river-widths narrow due to the formation of a new high water channel in part of the low water channel, which causes a distinct change in the cross-

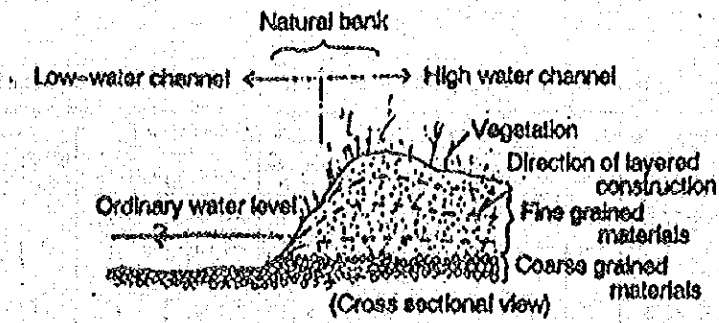


Fig. 1 -- Description of a natural bank

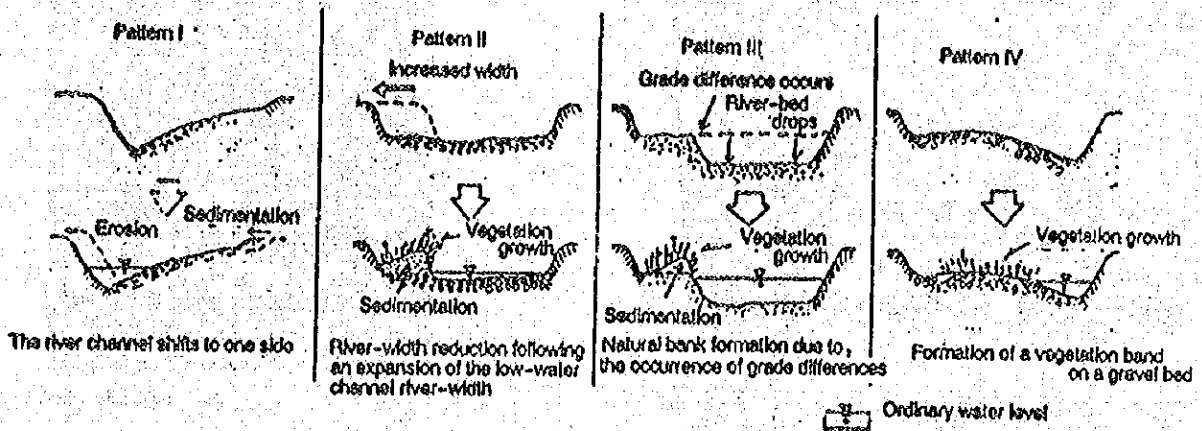


Fig. 2 -- Natural bank change patterns

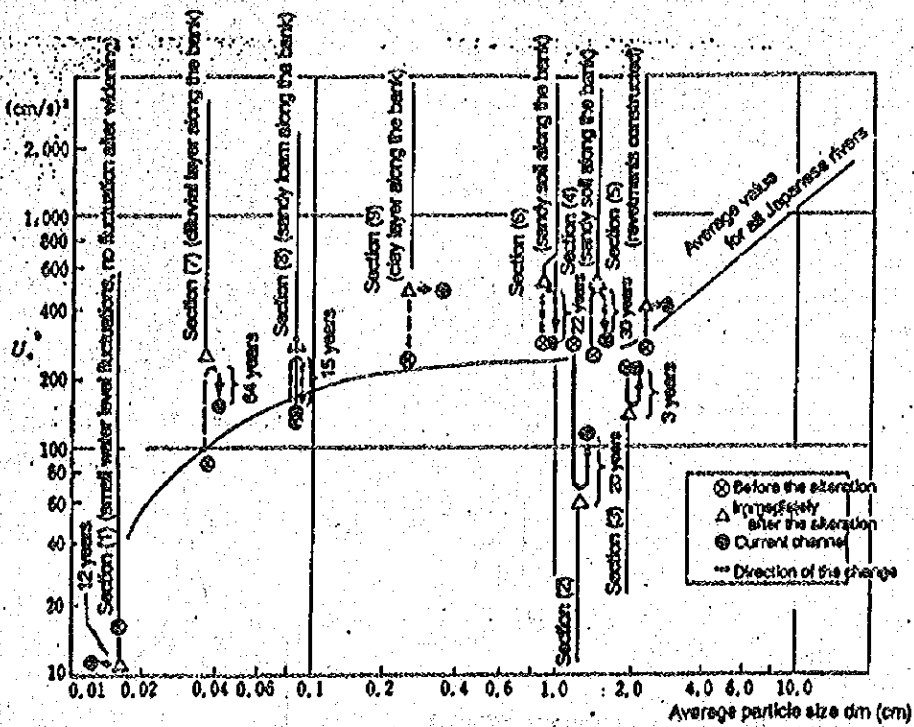
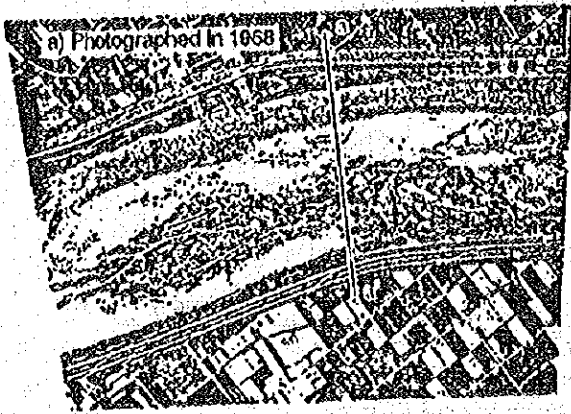


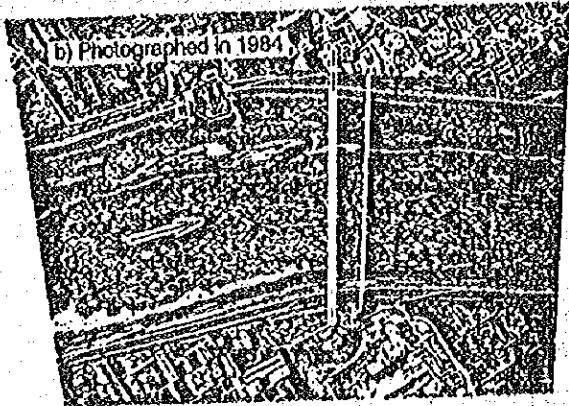
Fig. 3 -- Changes in  $u_*^2$  accompanying alterations in low-water channel river-widths

Table 1 - Low-water channel river-width responses after channel alteration

Section No.	Average particle size of the river-bed materials	Average river maximum flow (m <sup>3</sup> /s)	Former channel			Immediately after widening				Current channel			Notes
			Flow width (m)	Gradient to	$u_*^2$ (cm/s) <sup>2</sup>	Flow width (m)	Extension (m)	Gradient to	$u_*^2$ (cm/s) <sup>2</sup>	Flow width (m)	Gradient to	$u_*^2$ (cm/s) <sup>2</sup>	
①	$d_{50} \approx 0.2$ mm	$Q_{avg} \approx 2,500$	244	1/60,000	17	450	8,000	1/50,000	11	450	1/50,000	11	
②	$d_{50} \approx 14$ mm	$Q_{avg} \approx 1,644$ $\rightarrow Q \approx 165$	110	1/2,048	260	110	1,500	1/2,048	61	45	1/2,048	111	
③	$d_{50} \approx 17$ mm	$Q_{avg} \approx 525$	40	1/2,720	225	90	5,500	1/2,400	143	50	1/2,400	211	
④	$d_{50} \approx 2$ mm	$Q_{avg} \approx 1,550$	310	1/1,050	225	90	2,500	1/1,050	310	90	1/1,050	310	Clay layer along the bank



Before the alteration



20 years after the alteration

Photograph 2 - Example of natural bank formation due to the occurrence of grade differences

Photograph 1 - Change in the low-water channel river-width in section (2)

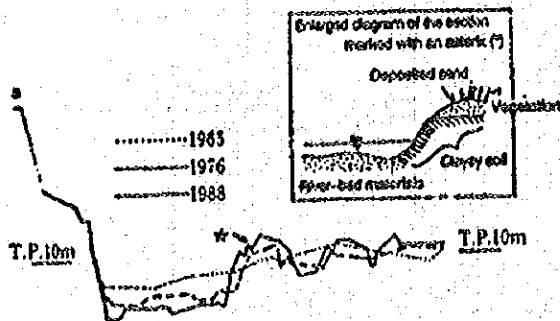


Fig. 5 - Changes in the cross section profile of section a to a' (only approaching the left bank)

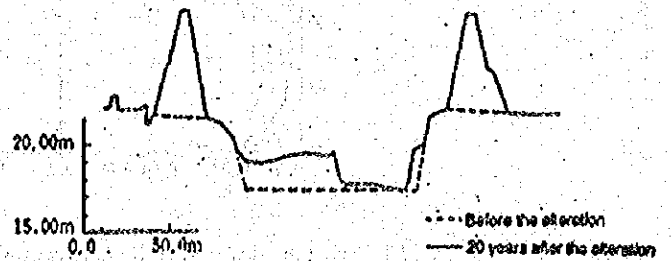


Fig. 4 - Change in the cross section profile at a typical point in section (2)

sectional area of the river (sedimentation). The new high water channel is comprised of particles which are smaller than the river-bed materials (fine sand and silt), and has thick vegetation growth on top of it. Section (3) has been confirmed to possess characteristics similar to these. This shows that high water channels form due to suspended sand and wash load being deposited in areas with vegetation growth.

### 3.2 Natural bank formation due to the occurrence of grade differences (pattern III)

An example of this pattern is shown in Photograph 2. This channel section corresponds to section (9) in Table 1, and is a single section channel with a gradient of 1/1,050 and river-bed materials of decomposed weathered granite with a size of  $d_m = 2$  mm (see Photograph 2 a)). Part of the river-bed dropped by a certain width, causing the dropped portion to take on the appearance of a low-water channel, and the remaining part which did not drop to become a high water channel. A new low-water channel was formed and vegetation grew thickly over the new bank and the high water channel (see Photograph 2 b)). The change during this period in the cross section profile of the river-bed at a typical point is shown in Fig. 5. From this figure, it can be understood that while the river-bed dropped over a certain width, the river-bed rose on the higher side of the grade difference formed by this drop (the section marked with the star mark in Fig. 5). An on-site survey showed that approximately one meter of fine sand had been deposited in this portion as shown at the upper right of Fig. 5. This indicates that the appearance of this grade difference hastened the development of the new bank. The side walls of the new low-water channel formed by the drop in the river-bed are made of clayey soil (which resists erosion better than the original river-bed materials of small gravel mixed with coarse sand) (see Fig. 5). As a result, it is supposed that the narrow new low-water channel is being maintained without widening as compared with before the change (see response line (9) in Fig. 3).

### 3.3 Formation of a vegetation band on a gravel bed (pattern IV)

Here we will give the results of a survey conducted from the 55.0 km point to the 96.0 km point of the gravel bed section of the Kinu river (particle size: 200 to 800 mm, gradient: approximately 1/400 to 1/200). Vegetation is growing on the sandbars at some locations in this section. As shown in Figs. 6 and 7 and Photograph 3, the distribution planar profile of these locations can be broadly classified into horseshoe shaped types (vegetation grows only around the fringe of the sandbar; 55.0 km point) and spindle shaped types (vegetation grows over the entire sandbar; 96.0 km point). Cross-sectional diagrams showing the distributed range of this vegetation and the average annual position are shown in Fig. 7. Fig. 7 also shows that the position line has a bending point at a water level corresponding to

approximately 50 days per year (point K in Fig. 7). Comparing position with vegetation growth height shows that the water level at this bending point K is the lower limit position for vegetation growth height for both horseshoe and spindle shaped types. This point is investigated in more detail in Section 4.

Since gravel does not retain moisture well, it is ill-suited as an environment for growing vegetation as compared with silt or other materials. However, a proper amount of water is supplied from the water surface for the range which lies above the water level at point K in the position diagram, presumably making it easier for vegetation to grow in these areas than at the tip of sandbars. For this reason, horseshoe shaped types are thought to be the early stages of vegetation growth. Areas with vegetation growth trap materials finer than gravel, and the river-bed materials in these locations change to grain size distributions which are advantageous for vegetation growth. Therefore, if vegetation is not flushed (destroyed) by the stream flow or submerged by shifting soil and sand, the planar distribution of vegetation on top of sandbars is thought to develop as follows: no vegetation --> horseshoe shaped type --> spindle shaped type.

When sections in which the above types of vegetation growth have occurred repeatedly on top of sandbars are viewed from overhead, the river-width appears to have narrowed due to a vegetation zone of a constant width which has formed within the former low-water channel.

### 3.4 Supposed causes of natural bank changes

The following can be given as factors possibly contributing to the above mentioned changes in natural banks.

- a) Reductions in the amount of sediment supplied
- b) Appearance of no-flood periods (periods during which powerful floods do not occur for some time)
- c) Channel excavation
- d) Fixing the river-bed surface in place by armoring (making it extremely difficult for the river-bed materials on the surface to move)
- e) Sedimentation of suspended sand or wash load
- f) Vegetation growth inside the low-water channel
- g) Large fluctuations in the water level which expose the river-bed during ordinary water levels (fluctuations accompanying changes in the flow)
- h) Low-water channel banks which are comprised of materials with small erosion rates or for which anti-erosion measures (for example, groins) have been implemented

Of these factors, a) to c) are external independent factors, and d) to f) are factors touched off by a) to c). g) is a factor originally possessed by Japanese rivers except for channel sections which are affected by sea water levels and dams or other structural objects, h) is a characteristic of river-channels themselves. The relationship between each factor and changes in natural banks is examined below.

(1) River-width reduction following an expansion of the low-water channel river-width (pattern II)

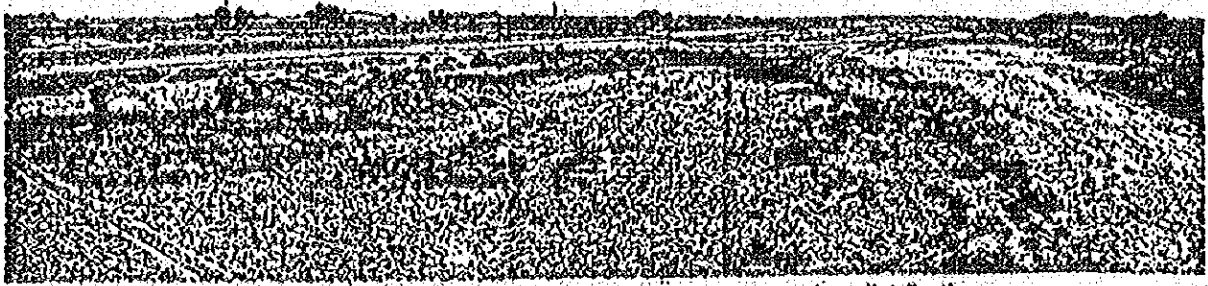
When river-widths increase, part of the river-bed is exposed when there is little flow due to factor g). The exposed areas are mainly sandbars and other high areas formed during floods. When vegetation grows in these areas (factor f), a large current velocity difference occurs between the inside and outside of areas with vegetation growth during floods. This causes suspended sand to actively be deposited in areas with vegetation (factor e). Vegetation growth and suspended sand sedimentation mutually promote each other, causing new high water channels and banks to be formed.

(2) Natural bank formation due to the occurrence of grade differences (pattern III)

When parts of the river-bed in low-water channels drop forming grade differences in the transverse direction due to factors a) or c), the current velocity difference increases on both sides of the grade difference, causing suspended sand and wash load to be actively deposited on the higher river-bed near the grade difference (factor e). This increases the initial grade difference and leads to the formation of a new bank. Exposure of the higher river-bed due to factor g), and vegetation growth in these areas (factor f) also promote this sedimentation. However, in sections such as alluvial delta rivers with conditions which make it difficult for suspended sands and wash load to be deposited on the bank, the initial grade difference is maintained as is. New low-water channels formed in this manner are narrower than the original low-water channels. Therefore, factor b) or h) is necessary to maintain these narrow low-water channel widths.

(3) Formation of a vegetation band on a gravel bed (pattern IV)

Sandbars are generally washed away frequently by floods. Therefore, vegetation on top of sandbars in gravel bed rivers has a high possibility of being destroyed by floods even after it has grown in place. In other words, vegetation growth states are predicted to at most stop at the horseshoe shaped type shown in Fig. 6. Accordingly, vegetation needs some mechanism to prevent it from being destroyed by floods in order to form vegetation bands. The following three items are possible mechanisms. The first mechanism is that sandbar heights increase relatively along with a drop in the river-bed in the thalweg sections due to factor a), etc. This reduces the tractive force acting on the tip of the sandbar, making it difficult for vegetation to be flushed and promoting the development of vegetation zones.



Photograph 3 -- Horseshoe shaped type vegetation distributions  
(Kizu river, 55 km point; viewed from upstream)

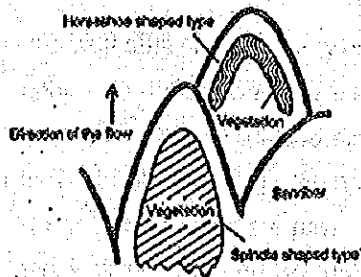


Fig. 6 -- Description of horseshoe and spindle shaped types

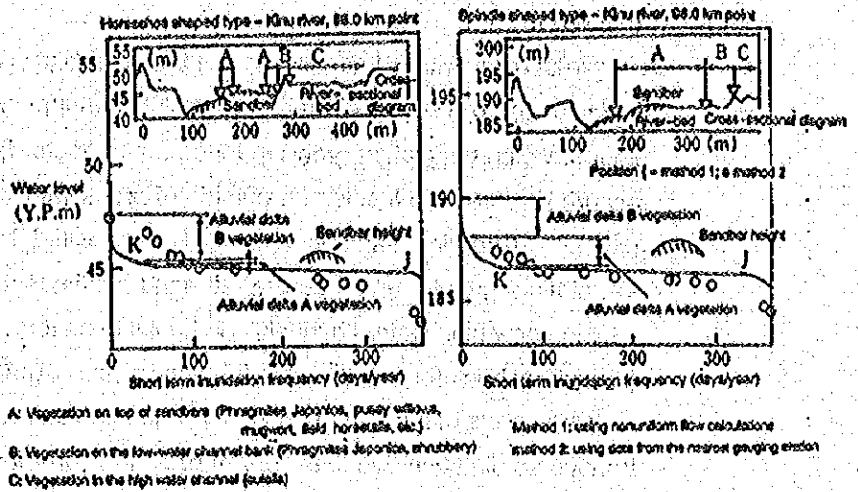
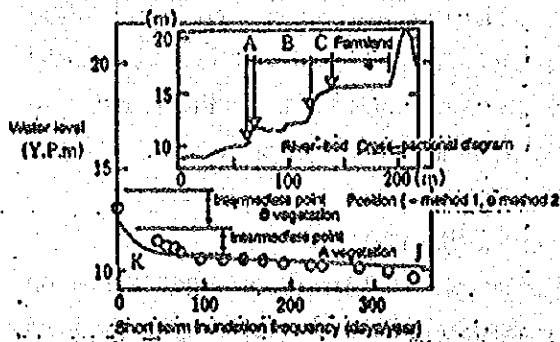
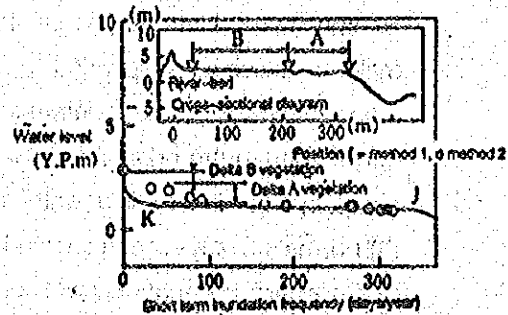


Fig. 7 -- Conditions and positions of vegetation growth



- A: Vegetation on the low-water channel bank (Phragmites japonica, grassweed, reed, Phalaris arundinacea, etc.)  
B: Vegetation in the middle water channel (Spartina, Najas, dipterocarp, Phragmites arundinacea, etc.)  
C: Vegetation in the high water channel (Panicum stramon, Tetra-juncus, etc.)

Fig. 8 -- Vegetation growth condition and position  
(Kizu river, 16.5 km point)



- A: Vegetation near the waterside (couch reed, water oak, reeds, pussy willow, etc.)  
B: Vegetation on the reclaimed high water channel (oil goldenrod, cornel, etc.)

Fig. 9 -- Vegetation growth condition and position  
(Tone river, 27 km point)

The second mechanism is when vegetation grows during a no-flood period on a sandbar which was not completely destroyed by one flood due to factor b). The third mechanism is when there is virtually no movement among the river-bed materials forming the foundation which vegetation grows on because factor a) has caused factor d). This makes it difficult to bury vegetation with shifting river-bed materials. These three mechanisms each require factor g) for vegetation to grow.

Recently, factors a) through h) appear frequently in Japanese rivers. This indicates that the change patterns introduced in this report are not characteristic, but may occur in numerous locations.

#### **4. The influence of water level fluctuations on vegetation growth**

The previous section showed that factors f) and g), namely, the relationship between vegetation growth and water level fluctuations, has a strong possibility of becoming an important factor in regulating changes in natural banks. Therefore, diagrams similar to those in Fig. 7 were prepared for locations with other channel characteristics, in other words, sand bed sections which are not influenced by estuary water levels (Kinu river, 16.5 km point) and estuary delta sections (Tone river, 27 km point) (Figs. 8 and 9), and the relationship between water level fluctuations and vegetation growth was investigated. The following items can be understood from these diagrams.

Each position curve has two points K and J where there are distinct changes in the gradient. Sections lower than point J are underwater for 350 days or more per year, while areas higher than point K have an annual inundation frequency of 50 days or less. The difference in water levels between points J and K is less than one meter, and the diagrams show that water level spends the large part of the year within the narrow range between these two points. Comparing the position curve with areas of vegetation growth shows that there is virtually no vegetation growth below point K at any of the three points. The frequency at which water levels appear increases rapidly below point K. Therefore, the lower limit for the height of vegetation growth areas is thought to be limited by the period of time (in this case, 50 days or more) which vegetation cannot survive underwater. (However, ditch reeds and other vegetation grew slightly below point K at the 27 km point of the Tone river. The relationship between the lower limit position and point K appears to shift slightly depending on the type of vegetation.) The use of point K as a standard for the lower limit position for vegetation growth is important when considering bank treatment and channel design and control.

If there are river-bed sections which are higher than point K inside the low-water channel, this signifies that there is a high possibility that vegetation will grow in these



locations. As described in 3.4, vegetation growth inside the low-water channel promotes the deposit of sediment in these locations and raises the possibility of a new high water channel forming. Accordingly, the presence of river-bed sections in the low-water channel which are higher than point K is assumed to be an important parameter dominating patterns II to IV of natural bank changes. As shown in 3.1, the river-width did not narrow in section (1) where the river-bed was rarely exposed even during ordinary water levels. However, the river-width clearly narrowed in sections (2) and (3) where part of the river-bed was exposed during ordinary water levels. These examples support this presumption.

## 5. Conclusion

This report first defined the meaning of natural banks, and then clarified through case studies that the position or shape of natural banks may change, and that the rate of these changes can be large enough to merit consideration from the viewpoint of bank treatment and channel design and control. It was found that these changes could be classified into three patterns, and the factors and mechanisms causing changes in natural banks were inferred for each pattern. In addition, it was shown that vegetation growth areas, which are the most important of these factors, are strongly limited by a characteristic quantity labeled point K on the position curve representing the condition of water level fluctuations. These results provide valuable data for discovering methods to consider changes in natural banks when performing bank treatment or channel design and control.

## **Some Keys to Managing a River Channel Subject to Active Geomorphic Changes**

◆ River channels are formed by the interaction of water flow, sediment, and vegetation. Therefore, river channels change relatively easily under certain conditions, and the amount of change sometimes reaches levels which cannot be ignored in terms of channel design and maintenance. "Change" is an essential property for the fluvial system. Accordingly, when making channel design and its maintenance plan, whether the current or an improved river channel will change must be predicted, and if it is quite likely that the channel will change, the characteristics of these changes (rate and amount of change, etc.) must be taken into consideration.

◆ There are three philosophies of dealing with channel changes:

- (1) inhibiting channel changes;
- (2) allowing channel changes; and
- (3) inhibiting some parts and allowing the rest of channel changes.

"To allow" as used here means making channel design and performing channel maintenance on the assumption that the river channel will change. When deciding on specific methods for dealing with changes, alternate proposals matching each of above philosophies (1) to (3) should be extensively considered. The effects of channel changes when changes are allowed, and the difficulty and influence of inhibiting channel changes should be comprehensively considered. In addition, particular emphasis should be given to the following points as judgment criterion when selecting methods.

\* Methods should be appropriate not only from a viewpoint of short-term economy (the labor needed to improve the channel), but also from the perspective of long-term economy including channel maintenance and control labor following improvement.

\* Methods should not impair the former beauty of the river section in question, and should give serious consideration to a wide range of functions other than the flood treatment.

\* Methods should not rely on symptomatic treatment. Methods should suit the channel characteristics of the channel section in question, and should center on inhibiting causes of the targeted channel changes.

◆ There are numerous points which remain to be improved for channel change prediction technology. However, waiting for prediction technology to be perfected before considering responses would be too slow. Therefore, channel change patterns and appropriate measures

should be decided in consideration of currently available data. At the same time, channel change conditions should be continually monitored, and methods for dealing with channel changes improved whenever necessary in accordance with the accumulation of monitoring results and the advance of prediction technology.

PROTECCION DE MARGENES DE RIOS Y  
PREVENCION DE DESTRUCCIONES DE PUENTES

- I Característica del Río que tiene  
Corriente Rápida Especial
- II Espigón
- III Revestimiento
- IV Prevención de Destrucciones de Puentes

I. Características del Río que tiene Corriente Rápida Especial.

Entre todos los ríos del Japón que se clasifican como de Corriente Rápida en un sentido general, aquí me refiero más específicamente al río que tiene Corriente Rápida Especial que es el que tiene mayor pendiente, ya que todavía no se ha propuesto una distinción numérica entre ambos.

Como una conveniencia para discutir este tema, defino que el río con una pendiente de aproximadamente 0.5% o mayor que 0.5%, es el río que tiene Corriente Rápida Especial.

Generalmente en el cauce de este tipo de río, se encuentran gravas y rocas grandes que son arrastradas desde aguas arriba.

Las características del río que tiene Corriente Rápida Especial son:

1) La Pendiente y su Energía.

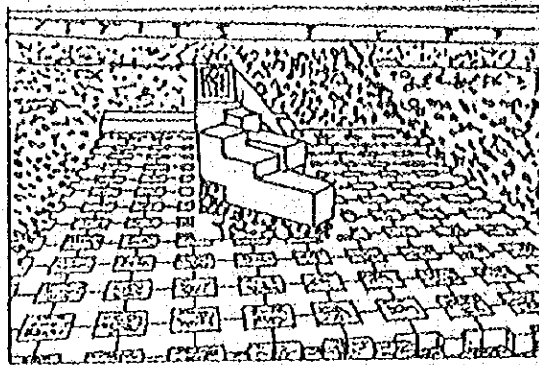
Debido a la pendiente pronunciada las lluvias que caen en la cuenca, cambian a escorrentia, aumentando el volumen y la energía del agua. En el cauce del río las rocas van rodando arrastradas por la corriente rápida.

Un torrente del Río Kurobe en el Japón, podemos notar como se embravecen la olas cerca del bordo produciendo una corriente turbulenta y con mucha energía.

Debido a esto en el Japón las Obras de Construcción de Bordos en un Río que Tiene Corriente Rápida Especial, son distintas en comparación con las mismas en un río en general. Lo mismo sucede con los espigones y los revestimientos.

Hay muchos casos que los bordos del río que tiene Corriente Rápida Especial, están cubiertos por revestimiento en sus lados interior y exterior y en la corona, al mismo tiempo que se les dá trabajo de protección del piso y espigones en gran escala.

Los revestimientos del bordo usualmente consisten de rocas con mortero, para tener resistencia contra el desgaste.



El dibujo muestra "Espigón de Pistola" y "Trabajo de Protección de Piso de Concreto", en construcción. Río Kurobe en el Japón.

"Espigón de Pistola". Es un tipo de espigón de bloque de concreto que se crea para que la corriente que pasa el espigón se proyecte hacia el centro del cauce alejándose así de la margen además, cuanto más sube el nivel del agua tanto más aumenta el paso de la corriente por el centro. Con esto se puede mitigar la energía de la corriente rápida.

Nótese que la corriente desarrolla meandros secundarios en el cauce, depositando y socavando materiales aunque el bordo este protegido por ambos bordos con revestimiento y espigones.

En el Japón se efectúan trabajos de reconstrucción

del revestimiento de espigones y protección del lecho cercano a los bordos, ya que estas estructuras se han construido poco a poco durante un largo tiempo y algunas de ellas caducaron por la acción de erosión eólica o las inundaciones durante varios años.

Además, se dá importancia al mantenimiento y revisión rutinaria para prevenir los daños en el río que ocasiona la Corriente Rápida Especial.

Por el contrario, en el caso del río que tiene Corriente Menos Rápida, usualmente los bordos tienen los suelos cubiertos por Zacate Estrella y no hay revestimiento excepto en algunas partes como en el punto de choque del agua.

Hay muchos casos en que se usa pared de concreto para el revestimiento. En cuanto a espigones, en el caso de río de Corriente Menos Rápida se usa un tipo de pilotes.

Creo que los ríos en Venezuela producen muchos sedimentos debido a las lluvias torrenciales, pendientes pronunciadas (que producen corriente rápida) y montañas algo erosionables.

En el Japón ocurre lo mismo por ésta razón las "Obras de Sabo" (Control de la Erosión), se han ejecutado desde hace mucho tiempo, como una medida importante para el control de inundaciones.

## 2) Dirección de la Corriente y Corriente Principal.

En el río que tiene Corriente Rápida Especial, la dirección de la corriente cambia bruscamente por algún obstáculo como por ejemplo por una roca rodada, banco de arena de roca cambiando de esta manera la corriente principal.

Hay muchos casos en que la corriente principal choca con el bordo perpendicularmente y le causa daños. Esto no sólo se produce durante grandes crecidas, sino también durante crecidas medianas y pequeñas.

En el caso del Río Jimekawa en el Japón, antes de la inundación la corriente principal no corría (Estancada), en el lado derecha donde había banco de arena y roca, pero la protección del bordo sufrió daños por el choque directo y brusco de la corriente durante las inundaciones del 15 de Agosto de 1976.

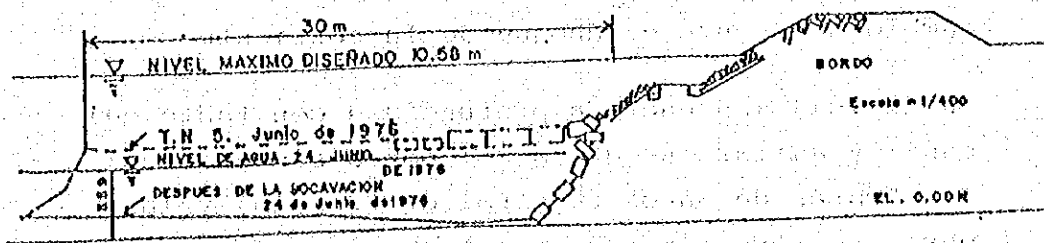
Debido al revestimiento existente, no causó daños al puente Mizusaki en el Río Jimekawa en el Japón.

Durante la inundación del día 24 de Junio de 1976 en Sibakusa, el Río Iloganlli sufrió daños de socavación del andén, trabajo de protección del piso, el revestimiento del bordo en unos 30 metros de anchura, 5 metros de profundidad y 10 metros de longitud.

La escala de la crecida fue muy pequeña, pues el nivel del agua fue 5.58 metros y la descarga máxima de 466 m<sup>3</sup>/seg., para un nivel y descarga máxima diseñados de 10.58 metros y 4600 m<sup>3</sup>/seg. respectivamente.

Aunque parece increíble ésta incidencia, se produjo y oportunamente gracias a la existencia del andén, del trabajo de protección del piso y el revestimiento del bordo no hubo más daños.





Dibujo que explica la Socavación Ocurrida.

### 3) Inestabilidad.

Todos los ríos tienen la tendencia de cambiar su cauce de uno a otro lado, pero en los ríos con Corriente Rápida Especial ésta tendencia es aún mayor ya que el río lleva una gran energía y arrastra muchos materiales.

El río cambia la pendiente bruscamente de pronunciada a suave, cuando después de correr por la zona montañosa llega a la zona plana del valle, formando un abanico aluvial depositando muchos sedimentos.

La corriente del río nunca corre uniformemente, siempre va desarrollando meandros, formando bancos de materiales o socavando las partes más débiles.

Puedo decir que el río que tiene Corriente Rápida Especial es muy inestable.

Aunque se fijan ambos márgenes con bordos revestidos la corriente desarrolla meandros secundarios en el cauce cambiando el punto de choque del agua en cada crecida en diferentes escalas o magnitudes.

Debido a esto en el Japón, se recomienda construir el revestimiento a lo largo de todo el bordo ya

que no podemos conocer con anticipación el cambio del punto de choque de la corriente.

Es difícil mantener la profundidad constante del canal y evitar la r tura del bordo sin efectuar las "Obras de Sabo" (Control de Erosión) y las obras de revestimiento con trabajo de revestimiento del piso del bordo.

Este es otro factor que diferencia el río de Corriente Rápida Especial con el río en general.

## II. Espigones.

### 1) Generalidades.

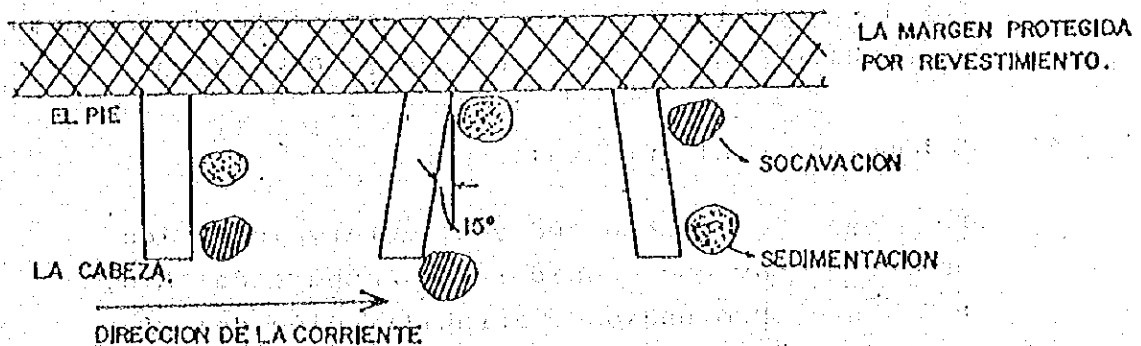
Los propósitos de los espigones son los siguientes:

- 1.- Proteger las márgenes del río de la socavación, mitigando la fuerza de la corriente del agua en su cercanía y fomentando la sedimentación del material del cauce.
- 2.- Cambiar la dirección de la corriente del agua.
- 3.- Conservar en un canal bajo, la anchura o la profundidad y en ciertos casos ambas.

Si los espigones se colocan adecuadamente funcionarán muy bien; al contrario si se colocan mal afectan el lado opuesto aguas arriba y aguas abajo, por eso es necesario hacer un estudio minucioso al respecto. Como estos son estructuras que controlan activamente la corriente del agua hay que tener en cuenta las características de forma y estructuras para que tengan la resistencia necesaria contra la acción de la corriente.

### 2) Dirección de Los Espigones.

La mayoría de los espigones se colocan perpendicularmente a la dirección de la corriente del agua, o en forma diagonal hacia aguas arriba; es muy raro el caso en que se coloquen diagonalmente hacia aguas abajo.



En el caso de que los espigones estén colocados en diagonal hacia aguas arriba, generalmente se colocarán con un ángulo de  $15^\circ$ . Es poco común que se coloquen en un ángulo mayor de  $20^\circ$  Grados.

Los espigones tienen la tendencia de producir la sedimentación al pie de ellos mismo.

Se dice que los espigones colocados en diagonal hacia aguas abajo, tienen la tendencia a alejar la corriente del agua de las margenes pero es mejor que no se usen así, ya que las aguas al desbordarse sobre los espigones chocan fuertemente sobre el pie de las margenes.

### 3) Altura de Los Espigones.

Las funciones de los espigones dependen más de la longitud, intervalo y rugosidad que de la altura, por tanto no es necesario que éstos sean tan altos.

Si se construyen con una altura demasiado grande, se puede producir socavación o bien destrucción por la resistencia aumentada.

Usualmente la altura de los espigones, deberá variar de 0.5 a 1.0 m. sobre el nivel de agua normal..

Por lo general deben tener una pendiente de descenso desde el pie hacia la cabeza de  $1/20$  a  $1/100$ .

### 4) Longitud y El Intervalo.

Para decidir la longitud y el intervalo de los espigones hay que considerar: Anchura del Río, Pendiente, Profundidad, Estabilización del Río, Dirección y el Tipo de los Espigones, para que no afecten el lado opuesto del río aguas abajo y

aguas arriba.

Si la longitud de los espigones es demasiado larga, será difícil de mantenerlos, al contrario si ésta es demasiado corta no funcionarán bien. Existen muchos casos en que la proporción entre la longitud y la anchura del río es menor que 0.1.

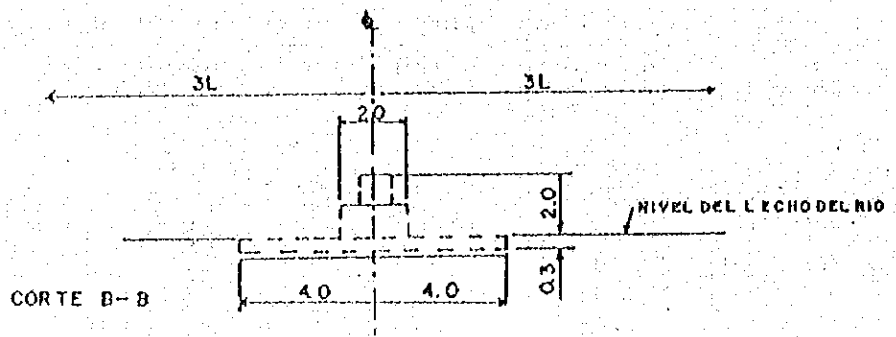
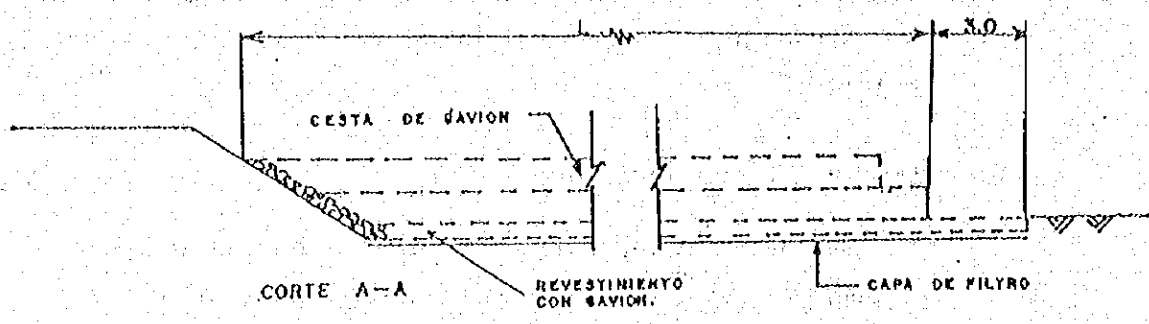
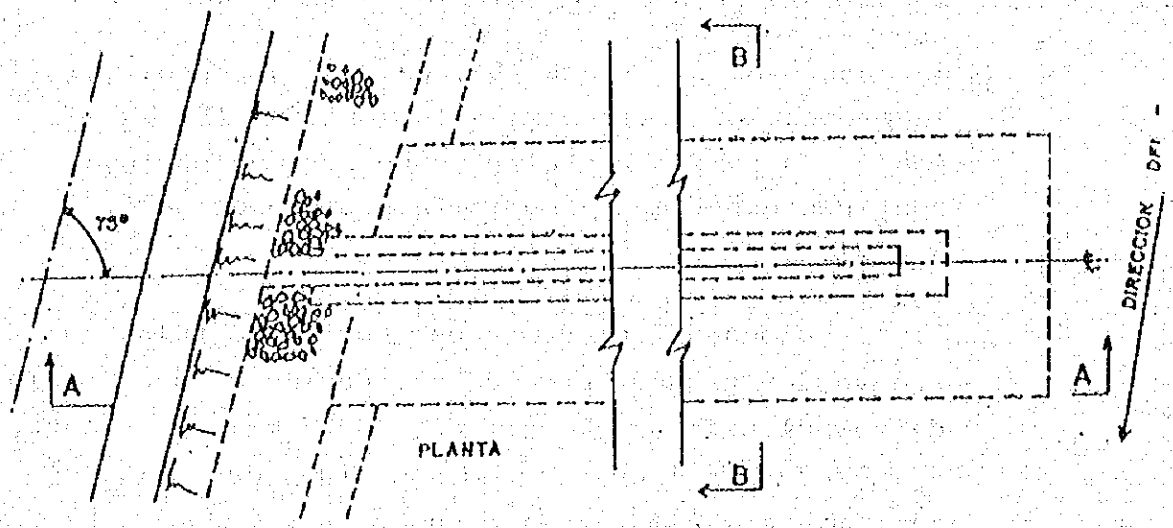
En cuanto al intervalo (D), hay muchos casos que la proporción entre éste y la longitud (E) es de 4 a 1, en cambio Winkel propone para un espigón continuo experimentalmente la proporción de 4.5 a 1.25.

Si se coloca un sólo espigón, habrá una sola socavación grande cerca de él, debido al desarrollo de turbulencia de la corriente de agua. Por tanto, es necesario diseñarlo como un grupo de espigones de tamaños y alturas diferentes para reducir la velocidad de la corriente en una forma gradual, si se disminuye la rugosidad de los espigones poco a poco.

##### 5) Obras de Los Espigones.

En Japón se usan varios tipos de espigones por ejemplo: Pilas de Concreto Reforzado, Bloques Grandes de Concreto, Cestas de Concreto Reforzado, etc. En Venezuela será mejor usar los espigones de gaviones por razones económicas.

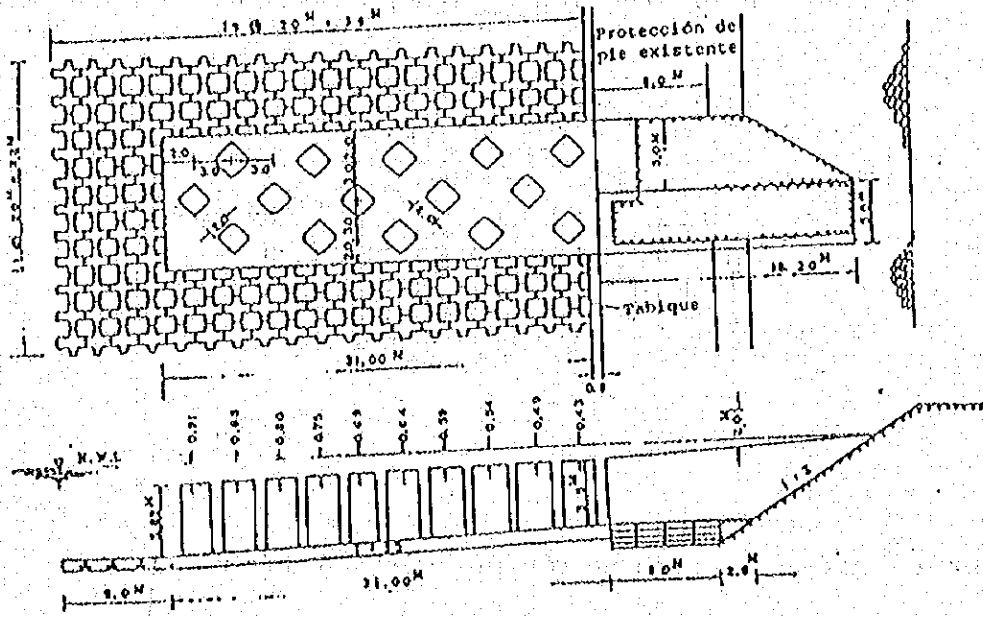
226



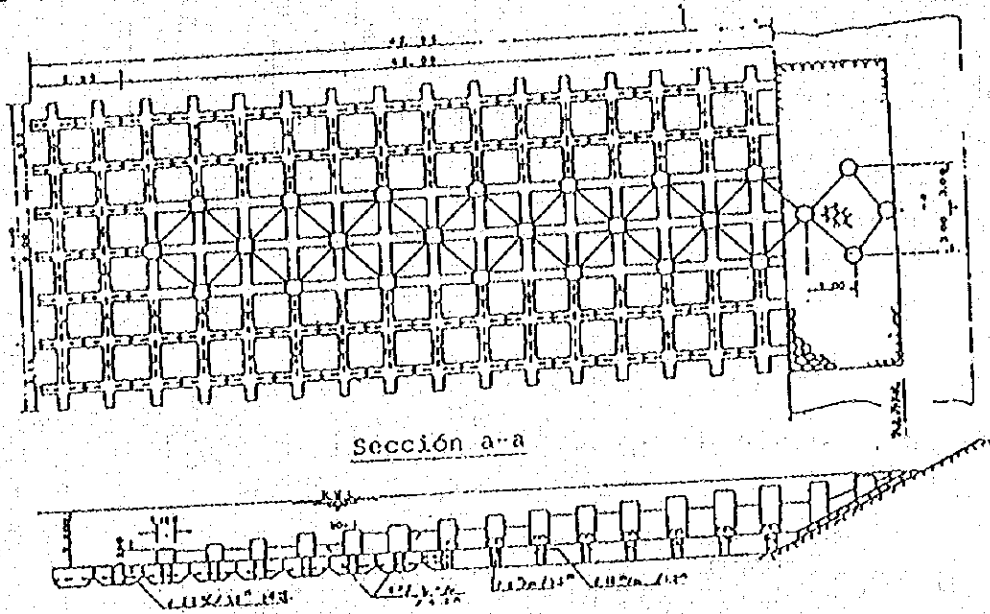
Una Muestra de Espigon.

Otros espigones

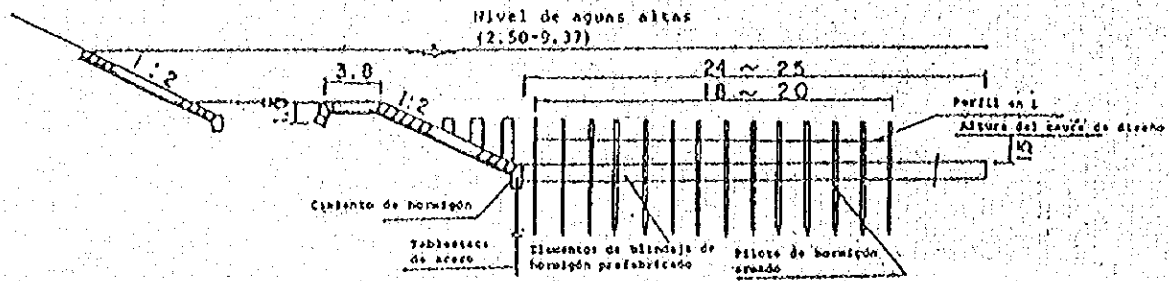
Espigón cilíndrico de bloque de hormigón (No. 1)



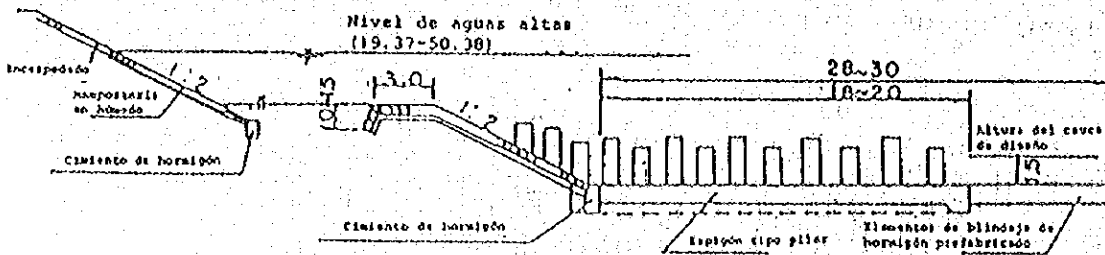
Espigón cilíndrico de bloque de hormigón (No. 2)



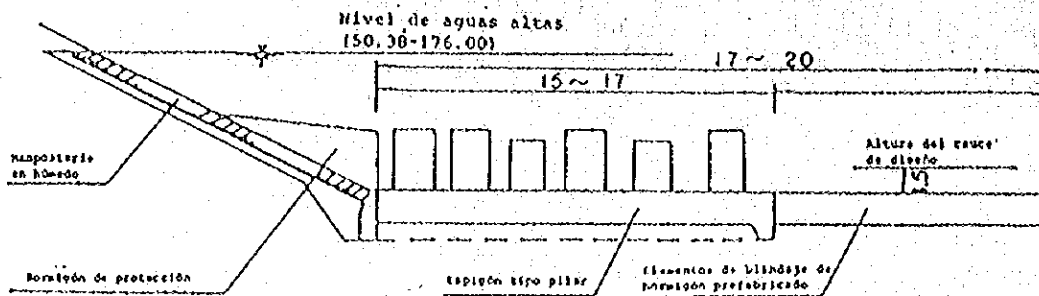
0.0k ~ 3.1k (Espigón de protección de pie) S=1/400



3.1k ~ 10.0k (Espigón de protección de pie) S=1/400



10.0k ~ 18.7k (Espigón de protección de pie) S=1/300





### III. Revestimiento.

#### 1) Revestimiento de Cantos Rodados.

En Venezuela la única forma para que el revestimiento sea más económico es con cantos rodados, es recomendable usar ésta manera en el sitio ya que es importante dependiendo del caso, ésta forma funciona eficazmente contra la erosión o socavación del bordo o la orilla.

Si el material del bordo consiste en arenas, gravas y rocas mezcladas, primeramente se socava el material más pequeño (Arenas) por la crecida, ésto no afecta tanto comparativamente con los materiales grandes (Gravas y Rocas) del talud del bordo; pues estos no tienen adhesión por consiguiente, no se pueden compactar y si las arenas que sostienen las rocas grandes en el bordo se socavan esto consecuentemente causa la rótura del bordo.

En estos casos, se necesita revestimiento definitivamente, si para dicho revestimiento se utilizan rocas y gravas, se deben colocar de tal manera que el material de tamaño grande (Rocas) quede en el lado hacia afuera y las gravas o sea el material pequeño en el lado hacia adentro del revestimiento para resistir la fuerza de la corriente.

Si en el cauce del río encontramos rocas y gravas, nos indica que la fuerza de arrastre de la corriente es grande, sin duda una gran crecida la transportó. Por lo tanto, es deseable que se usen las rocas más grandes traídas de otro lugar, que las mismas existentes en el cauce del río, para el lado hacia afuera del revestimiento.

Si por alguna razón resulta difícil transportar rocas de otro lugar, se usará entonces el material que existe en el cauce actual de la manera que ya mencioné anteriormente.

(Veáse la muestra de Quebrada Adán en el Informe 17-2 en Apéndice).

En el Japón se usa un Stándard de peso límite de roca o bloque de concreto, para trabajos de protección del suelo como se muestra en la Tabla siguiente:

Pendiente del Lecho del Cauce.	PESO LIMITE DE ROCA O BLOQUE DE CONCRETO			
	Descarga de Diseño Mayor que 2000 m <sup>3</sup> /seg.		Descarga de Diseño Menor que 2000 m <sup>3</sup> /seg.	
	Roca	Bloque de Concreto	Roca	Bloque de Concreto
Mayor que 1/200	Mayor que 200Kg.	4~2ton	200 ~ 100Kg.	3~2 ton
1/200 ~ 1/500	200 ~ 100Kg.	3~2	100 ~ 80Kg.	2~1
1/500 ~ 1/2000	100 ~ 60Kg.	2~1	60 ~ 30Kg.	1~0.5
Menor que 1/2000	60 ~ 30Kg.	1~0.5	-0-	-0-

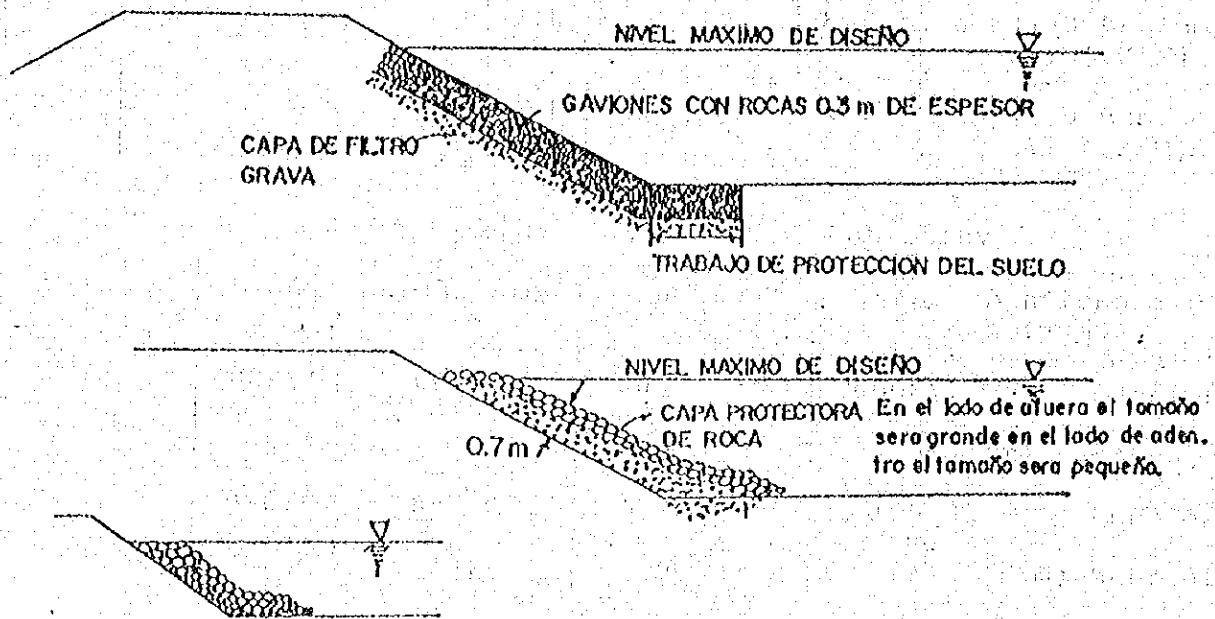
Estabilidad de Cantos Rodados (Citado de Dr. Seiti Sato)

	Peso de Rocas (kg)				Bloque de Concreto (Forma de cruz) (2m x 2m)
	15	20	25	30	
Velocidad Crítica (MIN.) m/s	2.3	2.4	2.5	3.6	7.2
Velocidad Crítica (MAX.) m/s	3.2	3.4	3.5	3.6	7.2

Velocidad de Corriente (Ejemplo)

Clasificación de Suave Corriente	Semi-suave	Semi-rápida	Rápida
Pendiente 1/3000	1/1200	1/400	1/200
Profundidad (m) 6.0	5.5	4.5	4.0
Rugosidad 0.025	0.025	0.028	0.030
Velocidad (m/s) 2.41	3.60	4.85	5.93

### CROQUIS DE REVESTIMIENTO.



#### 2) Revestimiento de Gaviones o Colchones.

En una obra de revestimiento que se coloca en el talud del bordo, relleno con rocas la cesta de hierro prefabricado.

Esta obra resulta económica y puede ejecutarse fácilmente en poco tiempo, tiene características de flexibilidad por eso funciona como una protección del suelo si se extiende hasta éste.

Debido a esto, este tipo de revestimiento se usa solamente para obras de tipo provisional, urgentes y simples.

Sin embargo es fácil que la cesta de hierro se descomponga y se rompa por el choque de flotantes, teniendo a dispersar las rocas contenidas en ella; por lo que es imposible que el revestimiento sea duradero.

Lo anteriormente expuesto es muy considerado en la Japón en casos provisionales solamente, pues la mayor parte de los bordos están cubiertos por revestimiento de concreto o mampostería.

Aquí en Venezuela por razones económicas una de las mejores soluciones sería, el uso de revestimiento de gaviones o colchones.

## Prevención de Destrucciones de Puentes

### 1) Sistema de Autorización de la colocación del Puente

En el Japón, el Administrador del Camino tiene que obtener la autorización del Administrador del Río, conformándose con la ley del río.

El Administrador del Río chequea el planteamiento, diseño documento, plano, sección, estructura del puente, para que no provoque las inundaciones o los daños a las margenes.

El Administrador del Río tiene el criterio general para autorizar la colocación del puente y la aplica estrictamente.

Por lo tanto, el Japón ha tenido el éxito en disminuir los daños de las margenes y inundaciones causado por las crecidas y a la vez los daños de los puentes también.

No se puede aplicar el criterio en el Japón a Venezuela directamente ya que el fondo la construcción del puente, condición del río y socio-económico todos son diferentes. Aunque es imposible construir un puente que posea una seguridad completa por razones económicas en éste país, creo oodar ofrecer una clave para disminuir los daños del puente y río.

### 2) Ubicación del puente al seleccionar la ruta

- a. Debe evitar los sitios donde el lecho cambia la pendiente o se estrecha la anchura del río.
- b. Debe evitar los sitios de confluencia, ramificación, curva, choque de la corriente.
- c. Debe alejar el puente de otras estructuras transversales existentes (Esclusa, caída, sifón, etc.) más que la longitud de la anchura del río.

- d. Debe colocar el puente perpendicularmente al río, con toda el esfuerzo, Sería mejor guardar el ángulo oblicuo de 60 grados como mínimo.

3) Luz del puente

$L=20+0.005Q$  (en el caso del camino general)

$L=30+0.005Q$  (en el caso de la autopista)

Donde;

$L$ =luz necesaria como mínimo (m)

$Q$ =Descarga Máxima Diseñada ( $m^3/s$ )

En el caso de tener un puente en diagonal, en curva, la luz que se usará será la longitud medida en la dirección perpendicular a la corriente del río.

4) Tramo libre entre la viga y el nivel de agua máximo.

Descarga Máxima Diseñada ( $m^3/s$ )	200	500	2000	5000	10000	10000
Tramo libre (m)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

5) Estribo

- a. Colocación del estribo

Debe colocar el estribo para que no obstruya la corriente en las crecidas.

- b. No debe usar el estribo, tipo apoyo-estancado.

6) Pila

- a. Forma

Debe ser en forma óval o semejante a la misma.

- b. Dirección

Debe colocar las pilas paralelamente a la dirección de corriente.

- c. Proporción de obstáculo de pilas

Debe ser menos que 5% en general y debe ser menos que 7% para auto-pista.

- d. Profundidad del techo de la base enterrada desde el lecho diseñado o el lecho el más profundo, debe ser mayor que 2 metros.
  - e. No debe usar el estribo, tipo apoyo-estancado.
- 7) Protección de márgenes y piso, alrededor de estribos y pilas
- a. Debe colocar la protección de las márgenes ambos lado de aguas arriba y abajo, con una longitud de mitad de la luz del puente.