

2.3. ANEJO HIDRÁULICO

ÍNDICE

2.3.1. OBJETO Y ALCANCE DE ESTUDIO	1
2.3.2. DATOS PREVIOS Y CONDICIONANTES.....	1
2.3.2.1. Datos Climatológicos e Hidrológicos.....	1
2.3.2.2. Obras de drenaje transversal previstas en el proyecto básico de la CV-91.	2
2.3.2.3. Condicionantes técnicos impuestos por la construcción de la L.A.V.	2
2.3.2.4. Calado de inundación estimado.	2
2.3.3. CONDICIONANTES Y CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO DE PROYECTO.....	3
2.3.3.1. Periodos de retorno.	3
2.3.3.2. Elementos de drenaje de la plataforma y márgenes.	3
2.3.3.3. Obras de fábrica para el drenaje transversal.....	3
2.3.4. DRENAJE LONGITUDINAL.....	3
2.3.4.1. Descripción de los elementos de drenaje longitudinal.	3
2.3.4.2. Bases de cálculo y metodología.	3
2.3.4.3. Dimensionamiento y comprobación de los elementos de drenaje.	5
2.3.5. DRENAJE TRANSVERSAL.....	5
ANEXOS	

2.3.1. OBJETO Y ALCANCE DE ESTUDIO

En este anejo se incluye toda la información referente a los condicionantes climatológicos e hidrológicos del ámbito de actuación, con el fin último de dimensionar cada uno de los elementos que configuran la red de drenaje longitudinal y transversal del futuro vial.

Como base para el dimensionamiento de los elementos de drenaje, se parte de la información climatológica, así como, el estudio hidrológico recogido en el "Proyecto Básico del Nuevo Eje del Segura (CV-91) Orihuela-Guardamar del Segura", Clave 41-A-1944(2).

Adicionalmente, se ha tenido en cuenta los datos hidrológicos y conclusiones sobre el calado de inundación estimado, recogido en el "Proyecto Modificado del Proyecto de Construcción de la Plataforma del Nuevo Acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Madrid - Castilla La Mancha – Comunidad Valenciana – Región de Murcia. Tramo: Orihuela – Colada de la Buena Vida".

El presente documento, por tanto, se estructura se la siguiente forma:

- En primer lugar, se recopila toda aquella información referente a los estudios climatológicos e hidrológicos existentes, y de los cuales se tiene acceso a la información; así como, se recoge toda la información referente a los estudios de inundabilidad y calados máximos de inundación esperables.
- Posteriormente, se detallan los criterios de proyecto establecidos para el dimensionamiento de los elementos pertenecientes a la red de drenaje
- Finalmente, se definen y dimensionan las redes de drenaje consideradas

2.3.2. DATOS PREVIOS Y CONDICIONANTES.

2.3.2.1. Datos Climatológicos e Hidrológicos.

El ámbito de actuación del presente proyecto, se caracteriza por una climatología típica mediterránea, con temperaturas suaves durante todo el año, escasa pluviometría y poca frecuencia de periodos fríos.

En el Proyecto Básico del Nuevo Eje del Segura (CV-91) Orihuela - Guardamar del Segura, redactado con fecha de Mayo de 2006; se realizó un estudio hidrológico completo, determinando que en la zona de actuación la precipitación máxima diaria, para los periodos de retorno definidos, eran:

- Periodo de retorno T=25 años $Pd,25 = 109 \text{ mm}$
- Periodo de retorno T=100 años $Pd,100 = 148 \text{ mm}$
- Periodo de retorno T=500 años $Pd,500 = 200 \text{ mm}$

No obstante, para el caso concreto de la llanura de inundación, se realizó además, un estudio hidrodinámico del ámbito de actuación, a través de un modelo uni y bidimensional de simulación y estudio de inundaciones,; que posteriormente fue validado y comprobado, con un nuevo modelo de simulación, teniendo en cuenta el efecto barrera producido por los taludes considerados en dicho proyecto básico, así como, teniendo en cuenta la tipología y disposición de los elementos de drenaje transversal dispuesto para permeabilizar el ámbito de actuación.

En este sentido, el análisis del comportamiento hidráulico inicial, realizado tanto para la situación actual como para las situaciones futuras correspondientes a periodos de retorno de T=100 años y T=500 años; dieron como resultados los siguientes caudales máximos:

- Periodo de Retorno de T=100 años Caudal máximo $0 \text{ m}^3/\text{s}$
- Periodo de Retorno de T=500 años Caudal máximo $4.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Definidas las obras de drenaje transversal en el proyecto básico, se realizó un segundo modelo hidrodinámico de la zona de actuación, considerando la elevación de la cota de la carretera para simular el efecto del terraplén en la onda de avenida, así como, el funcionamiento de las obras introducidas; dando como resultados caudales máximos para periodos de retorno de T=100 años de $0.30 \text{ m}^3/\text{s}$, y caudales máximos para periodos de retorno T=500 años, comprendidos entre $4.20 - 6.60 \text{ m}^3/\text{s}$, en función del Pk de la línea de flujo, estando comprendido el calado máximo, aguas arriba del terraplén, entre $0.59 - 1.74 \text{ m}$.

Con estos datos, y las simulaciones realizadas para las situaciones futuras con periodos de retorno de T=100 años, y T=500 años, para el diseño adoptado para el drenaje transversal en la zona de actuación, se concluye que:

- "Para 100 años, los calados aguas arriba de la carretera no se incrementan en más de 10 cm, y en cualquier caso, no hay empeoramiento en las zonas de suelo urbano o urbanizable.
- Para 500 años, el incremento de calado aguas arriba de la carretera no supera los 20 cm, y en tres pequeñas zonas urbanas del núcleo de Orihuela, apenas supera los 5 cm. Además, siempre existen resguardos superiores a 0.50 m hasta el punto más alto del terraplén aguas arriba."

Además, se pone de manifiesto que la alternativa seleccionada no queda libre de las posibles inundaciones del Río Segura, ya que el trazado cruza la llanura de inundación entre el propio cauce del río y el reguerón de Hurchillo.

2.3.2.2. Obras de drenaje transversal previstas en el proyecto básico de la CV-91.

En el proyecto Básico de referencia, se consideraba el vial como una vía de gran entidad, con configuración de vía parque, por lo que el dimensionamiento de los elementos de drenaje se realizaba para periodos de retorno de T=500 años considerando resguardos suficientes para evitar la inundación de la carretera.

En este sentido, para describir las obras de drenaje transversal consideradas, se pueden diferenciar dos tramos: un primer tramo ubicado en la margen izquierda del Río Segura (Zona cerca al casco urbano de Orihuela), y un segundo tramo ubicado en la margen derecha del Río Segura, situado en plena llanura de inundación entre el cauce del Río Segura y la Acequia del Reguerón.

En el tramo del vial proyectado ubicado en la margen izquierda del Río Segura, en el proyecto básico de la CV-91, no se proyectó ningún tipo de obra de drenaje transversal, considerando que el paso inferior proyectado en ese tramo, para dar continuidad al camino de servicio colindante al cauce así como a los accesos a las parcelas agrícolas; era suficiente para permeabilizar la obra.

Por el contrario, en el tramo ubicado en la llanura de inundación, donde los terraplenes proyectados se consideraban con alturas de tierras comprendidas entre 6-2 m, se optó por permeabilizar la obra cada 40 m aproximadamente, con marcos de hormigón prefabricado de 3x2 m de dimensiones interiores.

2.3.2.3. Condicionantes técnicos impuestos por la construcción de la L.A.V.

Con fecha de 4 de octubre de 2008, se aprueba el "Proyecto de Construcción de Plataforma del Nuevo Acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia. Tramo: Orihuela-Colada de la Buena Vida."; por parte del presidente de la Entidad Pública Empresarial Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF).

Las obras comienzan con fecha de 30 de septiembre de 2009, solicitando posteriormente autorización para la redacción del proyecto modificado, que fue redactado con fecha de Marzo de 2012.

Las principales modificaciones contempladas en el proyecto modificado de la L.A.V., y que nos afectan o constituyen condicionantes técnicos a tener en cuenta en el presente proyecto, son:

Sustitución de la Estructura de Limitación de Asientos (E.L.A.) de 991 m de longitud por el viaducto sobre la futura CV-95 de 337.5 m.

El viaducto se ha proyectado con una longitud total de 337.5 m, repartidos en un total de 19 vanos de longitud variable. En concreto, se han proyectado dos vanos de longitud 17 m para los vanos de entronque con los estribos, y vanos intermedios de 21.5 m y 6 m.

Para el tramo concreto del paso superior sobre la futura CV-95, éste se ha proyectado con vanos de 21.5 m de longitud, siendo el gálibo existente, medido desde cota de terreno natural, de 5.56 – 5.60 m.

Esto implica que la futura CV-95, si se ejecutará debería discurrir como paso inferior bajo el viaducto de la L.A.V., prácticamente a cota de terreno, lo que implicaría que en caso de avenida se comportaría como un vial inundable en esta zona.

Sustitución del paso superior 501.7 por un ramal de enlace entre la glorieta de la carretera CV-930 y la carretera CV-91.

Se propone como modificaciones la eliminación del paso superior existente, de conexión entre las carreteras CV-930 y CV-91, por un vial, bajo el Viaducto de la futura CV-95, que conecte la glorieta Casco Urbano – CV-930, con la carretera CV-91.

2.3.2.4. Calado de inundación estimado.

En la redacción del proyecto básico del nuevo eje del Segura (CV-91), se determinó tras los modelos hidrodinámicos de la zona de actuación, que los caudales máximos de inundación para periodos de retorno de T=500 años, variaban a lo largo del trazado, objeto de este proyecto, entre 0.59 – 1.74 m.

Posteriormente, con fecha de 2008, se recoge en el "Proyecto de Construcción de Plataforma del Nuevo Acceso Ferroviario de Alta Velocidad de Levante. Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia. Tramo: Orihuela-Colada de la Buena Vida", las conclusiones del análisis hidráulico de alternativas a la infraestructura viaria al proyecto de la L.A.V., redactado por la UTE Orihuela (Sacyr-Neopul). Y en el proyecto modificado redactado con fecha de 2012, se recogen de nuevo las conclusiones de dicho estudio, especificando en el Anejo 6. *Climatología e Hidrología*, de dicho documento, que:

- De los resultados del estudio hidrológico realizado..... se obtiene un calado de inundación de 0.53 m, valor inferior al del calado máximo indicado por el PATRICOVA, que es de 0.85 m, lo cual va a influir en la longitud

2.3.3. CONDICIONANTES Y CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO DE PROYECTO.

Para el dimensionamiento de los elementos de drenaje a disponer, se ha seguido el método especificado en la Instrucción 5.2.-I.C. Drenaje Superficial del Ministerio de Fomento, teniendo en cuenta los criterios y peculiaridades especificadas a continuación.

Los criterios de dimensionamiento establecidos para el dimensionado de los elementos de drenaje, teniendo en cuenta el carácter local del vial a ejecutar son los siguientes.

2.3.3.1. Periodos de retorno.

Se adopta como periodo de retorno $T=25$ años para el dimensionamiento de los elementos de drenaje longitudinal.

Se adopta como periodo de retorno $T=100$ años para el dimensionamiento de los elementos de drenaje transversal. Resultando un caudal máximo a desaguar de $Q_{100} = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.3.3.2. Elementos de drenaje de la plataforma y márgenes.

Las cunetas, proyectadas como tal, se revestirán con 10 cm de hormigón en masa para evitar la erosión por escorrentía

El nivel de lámina libre, en situaciones normales de funcionamiento, no deberá superar la explanada.

Se dispondrán bajantes de hormigón prefabricado cada 30 m aproximadamente para el drenaje de la plataforma del vial, con el objeto de evitar la erosión del talud.

2.3.3.3. Obras de fábrica para el drenaje transversal.

El diámetro de las obras transversales a disponer será de 600 mm de diámetro.

La dimensión mínima de los marcos prefabricados de hormigón será de 1x1 m interiores.

Se dispondrán, en general y siempre que sea posible, marcos prefabricados de hormigón para facilitar las tareas de montaje y reducir el plazo de ejecución.

2.3.4. DRENAJE LONGITUDINAL.

2.3.4.1. Descripción de los elementos de drenaje longitudinal.

El drenaje de la plataforma se realiza principalmente por la escorrentía superficial, ya que el firme impide en gran manera la infiltración del agua a través del él; siendo el punto de desagüe el terreno natural.

Dadas las características del vial, y puesto que a lo largo de gran parte de su trazado la plataforma se va a configurar sobre un relleno base de pedraplén permeable, no se considera necesario, la ejecución de cunetas de drenaje como tal, puesto que el ámbito de actuación se ubica en una llanura con pendientes de terreno prácticamente nulas, por lo que cualquier tipo de actuación al pie de talud, supondría la saturación de dichos elementos y retención de pluviales hasta su infiltración natural o evaporación.

En este sentido, únicamente se consideran cunetas como tal, las dispuestas en el perímetro de las glorietas, donde se ha considerado la ejecución de una cuneta trapezoidal de 1 m de anchura total, con 40 cm de anchura de base y taludes 1:1; siendo la profundidad de la misma de 30 cm.

Estos elementos de drenaje conectarán con los tubos o marcos salva cunetas de drenaje transversal, siendo el punto de vertido el terreno natural.

Además, en los tramos terraplenados de la carretera con altura mayor de 2 m, se dispone de un bordillo o elemento delimitador del borde de la plataforma, para la recogida del agua de escorrentía y su encauzamiento a las bajantes. Según la instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial", en ambientes del levante español se disponen bajantes hacia el pie del terraplén cada 30 m aproximadamente, para recogida del agua vertida, cuando la altura del terraplén sea superior a 2 m.

2.3.4.2. Bases de cálculo y metodología.

Para el cálculo y comprobación de las obras de drenaje, se aplica la Instrucción 5.2.-I.C. Drenaje Superficial, en concreto, la fórmula de Manning-Strinckler, que es la siguiente:

$$Q = v * S = S * R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} * K * U$$

Siendo:

Q = Caudal desaguado en m^3/s

v = velocidad media de la corriente, en m/s

S = Área de su sección, en m^2

R = Radio hidráulico de la conducción, que se define como el cociente entre la sección y el perímetro mojado (en contacto con el agua), en metros.

J = Pendiente de la línea de energía, que considerando régimen uniforme se admite igual a la pendiente longitudinal, en tanto por uno.

K = Coeficiente de rugosidad. Para el caso de elementos de hormigón se adopta como valor $k=70$, conforme a la tabla 4.1 de la instrucción.

U = Coeficiente de conversión de unidades, que, para las unidades citadas, adopta un valor unitario

El cálculo de los elementos de drenaje longitudinal, se realiza para un periodo de retorno de 25 años, considerando una precipitación máxima diaria de 109 mm.

La metodología seguida para el cálculo, es:

- Definición de la cuenca asociada
- Determinación del caudal máximo asociado a esa cuenca para el periodo de retorno considerado.
- Cálculo del coeficiente de escorrentía asociada a la cuenca.
- Cálculo del caudal de evacuación asociado a la ODL.
- Comprobación de la capacidad de evacuación de la ODL propuesta, en comparación con el caudal calculado de funcionamiento de 80% de la altura efectiva de la ODL.

Para el cálculo del caudal máximo asociado a las cuencas asociadas a la plataforma del vial local, se ha seguido el método racional determinado en la Instrucción 5.2.-I.C. Drenaje Superficial; a través de la siguiente expresión:

$$Q = (C * A * I)/3$$

Siendo:

Q el caudal máximo esperado en m^3/s

I es la intensidad máxima de precipitación asociada al tiempo de concentración considerado

A es la superficie de la cuenca en km^2

C es el coeficiente de escorrentía

Para el caso concreto de las cuencas estudiadas, que coinciden con la plataforma pavimentada del vial, así como, de las glorietas proyectadas, se toma como valor de tiempo de concentración $T_c = 5$ min; según lo establecido en el artículo 2.4 de la instrucción.

La intensidad máxima de precipitación, se calcula según la siguiente formulación:

$$\frac{i_T(t)}{i_T(d)} = \alpha \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}$$

Siendo:

$i_T(t)$ en mm/h, es la intensidad media de precipitación para una duración de lluvia determinada (t) y un determinado periodo de retorno (T)

$i_T(d)$ en mm/h, es la intensidad media diaria, calculada como el cociente $P_d/24$. En nuestro caso concreto, para $T=25$ años, se tiene un valor de 4.54 mm/h

a , denominado factor de torrencialidad, es la relación entre la intensidad horaria y la intensidad diaria. Se obtiene del mapa de isolíneas de la Instrucción 5.2.-I.C. Para el caso concreto que nos ocupa $a = 11.5$

t es la duración para la cual se pretende obtener la intensidad, en h. En nuestro caso $t = 0.0833$ h

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía, se determina con la fórmula:

$$c = \frac{\left(\frac{P_d}{P_0} - 1\right) * \left(\frac{P_d}{P_0} \div 23\right)}{\left(\frac{P_d}{P_0} + 11\right)^2}$$

Siendo, P_0 el umbral de escorrentía, que según la tipología de la cuenca considera (superficie pavimentada), se determina un $P_{0,ini} = 1$. Este valor, debe ser afectado por un coeficiente corrector que limita las sobrevaloraciones que se pueden obtener en la determinación de caudales por aplicación del método hidrometeorológico. En nuestro caso concreto, se adopta un factor corrector de 3.2, deducido del mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía; siendo finalmente $P_0 = 3.2$ mm.

2.3.4.3. Dimensionamiento y comprobación de los elementos de drenaje.

Para el dimensionamiento de los elementos de drenaje longitudinal, se procede en primer lugar a la delimitación y definición de las características geométricas de las cuencas consideradas, así como, al cálculo de los caudales máximos asociados.

En este sentido, se adjuntan en la siguiente tabla, los resultados obtenidos:

CUENCA	SUPERFICIE (km ²)	INTENSIDAD MÁXIMA (mm/h)	UMBRAL DE ESCORRENTÍA	CAUDAL MÁXIMO T=25 años (m ³ /s)	OBSERVACIONES
1	0.00106	203.19	0.93	0.067	Glorieta CV-9220
2	0.00292	203.19	0.93	0.184	Vial comprendido entre el PK 0+000 – Pk 0+340
3	0.00111	203.19	0.93	0.070	Vial comprendido entre el PK 0+429 – Pk 0+537
4	0.00168	203.19	0.93	0.106	Glorieta CV-91

Obtenidos los caudales máximos esperables, se procede a calcular la capacidad de desagüe de la cuneta considerada, así como, de las bajantes prefabricadas de hormigón a disponer.

Cabe mencionar, que el caudal calculado para las cuencas 2 y 3, corresponde a la superficie total del vial pavimentado. Para el dimensionamiento y comprobación de la capacidad de desagüe de las bajantes, debemos adoptar una cuenca vertiente de 16 m de ancho (ancho total del vial) y 30 m longitud aproximadamente, que es la distancia a la cual se van a disponer las bajantes.

En este sentido, por tanto, el caudal máximo esperable sería de 0.03 m³/s.

2.3.4.3.1. Capacidad de la cuneta.

Características geométricas e hidráulicas:

- $B_{sup} = 1.00 \text{ m}$
- $B_{inf} = 0.40 \text{ m}$
- Taludes laterales 1:1
- Profundidad $h=0.30 \text{ m}$
- Sección $S = 0.21 \text{ m}^2$
- Pendiente considerada: 0.0047 (pendiente mínima de diseño en la glorieta de la CV-91)
- Sección mojada: $S_m = 0.21 \text{ m}^2$
- Perímetro mojado: $P_m = 1.25 \text{ m}$
- Radio hidráulico $R_H = 0.17$

Con estas características, se obtiene una capacidad máxima, en situaciones normales de funcionamiento, es decir, sin considerar la inundación de la zona de actuación, de 0.31 m³/s, muy superior a los caudales máximos esperables de 0.067 m³/s y 0.106 m³/s.

2.3.4.3.2. Capacidad de las bajantes.

Las bajantes a disponer serán de hormigón prefabricado de 500x360x150-110 mm de dimensiones, siendo la profundidad de 100 mm, y la pendiente media (3:2).

Con estos datos, resulta que las bajantes tienen capacidad de desaguar un caudal máximo de 0.05 m³/s, superior al caudal máximo esperable calculado.

2.3.5. DRENAJE TRANSVERSAL.

Dadas las características de inundabilidad del ámbito de actuación, cabe mencionar que la propuesta de obras de drenaje transversal descrita a continuación, no evita la inundación del vial en situaciones extremos. En este sentido, las obras propuestas se disponen de tal forma que la sección hidráulica de las mismas tenga capacidad suficiente para permitir el paso del caudal máximo esperado.

Por tanto, se adoptan como caudales de diseño, el correspondiente para el periodo de retorno T=100 años, correspondientes a caudales $Q_{100} = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cabe mencionar que la obra proyectada cruza una llanura, es decir, las pendientes del terreno existentes son prácticamente nulas, lo que propicia la acumulación de agua; siendo el principal mecanismo de drenaje de la zona, la infiltración en el terreno natural y la evapotranspiración. Esto hace que, las obras de drenaje transversal planteadas, no se comportan como tal, sino que su función principal es la de permeabilizar la llanura, minimizando el efecto barrera producido por la obra en situaciones extremas.

Atendiendo al trazado del vial, y desde el punto de vista de la planificación de las obras de drenaje, el vial proyectado puede discretizarse en los siguientes tramos:

- Tramo 1 Pk 0+000 a Pk 0+340: dicho tramo se caracteriza por discurrir en su totalidad por la llanura de inundación existente entre el cauce del Río Segura y la acequia del Reguerón. En este tramo, se proyecta, además, en el entorno del Pk 0+316 un paso inferior de 4x4 m para dar continuidad a los caminos de servicio existentes.
- Tramo 2 Paso superior sobre el cauce.
- Tramo 3 Pk 0+429 a Pk 0+537: tramo final de entronque con la glorieta de acceso a la carretera CV-91.

Según la discretización del vial considerada, es el Tramo 1 el que presenta mayores problemas por ubicarse en la llanura de inundación.

Atendiendo a los caudales máximos esperables del entorno de $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$, se considera que el propio marco del paso inferior previsto, actúa como gran obra de drenaje transversal teniendo capacidad hidráulica más que suficiente.

Además, si atendemos a los caudales de avenida máximos calculado en el "Proyecto Básico del Nuevo Eje del Segura (CV-91)", se concluye de la misma manera, que para periodos de retorno $T=500$ años, donde se prevé la avenida máxima del cauce; los caudales producidos de $4.3 \text{ m}^3/\text{s}$, el marco del paso inferior sigue teniendo capacidad más que suficiente para permitir el caso de dicho caudal.

No obstante, dada la escasa pendiente del terreno, y con el objeto de dar mayor permeabilidad y favorecer el paso del agua a través del vial, se proponen como obras de drenaje transversales las siguientes:

ODT Pk 0+039	Paso salva cuneta formado por 2 tubos de 600 mm
ODT Pk 0+195.95	Marco de hormigón prefabricado de 2 m de base y 1.5 m de altura
ODT Pk 0+255.95	Marco de hormigón prefabricado de 2 m de base y 2 m de altura
ODT Pk 0+316.95	Marco de hormigón prefabricado de 4 m de base y 4 m de altura
ODT Pk 0+460.98	Marco de hormigón prefabricado de 2 m de base y 2 m de altura
ODT Pk 0+520.30	Paso salva cuneta formado por 2 tubos de 600 mm

Como condicionantes constructivos, cabe mencionar que, para la ejecución de las obras de drenaje transversal, deberá tenerse en cuenta el asiento del terraplén esperable; es decir, los elementos prefabricados de drenaje deberán colocarse sobreelevados respecto a la cota de terreno final prevista, de forma que, tras la precarga del terraplén, las cotas de las embocaduras coincidan con las cotas del terreno natural.

Como medidas de impermeabilización, únicamente se considera la impermeabilización de la obra de drenaje asociada al paso inferior, compuesta por impermeabilización con pintura bituminosa, y lámina drenante de PEAD con módulos y geotextil, con tubo dren de PVC de 160 mm y relleno perimetral del tubo con material granular.

ANEXOS

INDICE

1. ESTUDIO HIDRÁULICO

ESTUDIO HIDRÁULICO.

ESTUDIO HIDRÁULICO Y DE EROSIÓN

ENTORNO DEL PUENTE SOBRE EL CAUCE DEL RÍO SEGURA
PARA CONEXIÓN DE LAS CARRETERAS
CV-91 Y CV-920

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....2

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA INFORMÁTICO HEC-RAS.....2

2.1. Recopilación y análisis de la información3

2.2. Datos necesarios para la modelización hidráulica3

2.3. Determinación de los distintos parámetros utilizados en la simulación.....6

2.3.1. Coeficiente de rugosidad.....6

2.3.2. Coeficientes de contracción y de expansión.....7

2.3.3. Condiciones de contorno7

2.4. Datos necesarios para la modelización del puente.8

2.5. Modelización hidráulica8

2.6. Resultados de la modelización hidráulica.....9

3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS Y DE EROSIÓN..... 11

3.1. Cálculos hidráulicos..... 11

3.2. Erosión. Cálculos y diseño de protecciones..... 11

3.2.1. Cálculo de erosiones 12

3.2.1.1. Erosión general en el lecho..... 13

3.2.1.2. Erosión local en pilas y estribos..... 17

3.2.1.3. Erosión por contracción del cauce. 19

3.2.2. Medidas contra la erosión 21

4. CONCLUSIONES..... 28

ANEJOS 30

1. DOCUMENTACIÓN APORTADA. 31

2. RESULTADOS DE CÁLCULO HIDRÁULICO. 41

3. GRÁFICOS DEL CÁLCULO HIDRÁULICO 46

4. RESULTADOS DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL SEGÚN HEC-RAS..... 60

5. GRÁFICO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL EN LAS PILAS..... 63

6. PLANO DE PROTECCIONES. 66



1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se desarrolla el estudio hidráulico del cauce del río Segura en el entorno del punto de cruce del puente que se proyecta ubicar sobre dicho cauce, para la conexión de las carreteras CV-91 y CV-920, y el análisis de la erosión en el cauce del río en la proximidad a dicho puente, incluyéndose las protecciones a disponer en el cauce a dicho efecto.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA INFORMÁTICO HEC-RAS

El modelo que se propone para la simulación de cálculo hidráulico es el programa informático en entorno Windows HEC-RAS, modelo que ha sido desarrollado por el Hidrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense.

La finalidad del modelo HEC-RAS es el cálculo del perfil de la lámina de agua en canales naturales o artificiales para flujo gradualmente variado en régimen estacionario. Puede calcular perfiles en régimen lento o rápido y permite considerar los efectos que diversas obstrucciones como puentes, alcantarillas, vertederos u otras estructuras pueden producir en el flujo. El procedimiento básico de cálculo está basado en la solución de la ecuación de la energía unidimensional, y evalúa la pérdida de energía debida a la fricción con la ecuación de Manning. El método de resolución adoptado se conoce con el nombre de Standard Step Method.

El modelo tiene numerosas capacidades opcionales que permiten determinar posibles áreas de inundación, evaluar las pérdidas de energía en obstrucciones tales como vertederos, alcantarillas y puentes, etc.

Otras opciones del programa incluyen la posibilidad de seleccionar diferentes ecuaciones para las pérdidas por fricción; calibrar los valores del coeficiente de Manning "n"; insertar automáticamente por medio del programa nuevas secciones transversales; especificar áreas de flujo no efectivas o desarrollar en una única ejecución del programa un análisis de perfiles hidráulicos múltiples.

Hec-Ras es un paquete integrado de programas de análisis hidráulicos, en el cuál el usuario interactúa con el sistema a través de una Interfaz Gráfica de Usuario (GUI). El sistema es capaz de simular, en régimen permanente, la superficie de la lámina de agua.

En la terminología propia de Hec-Ras, un **Proyecto** es un conjunto de archivos de datos asociados con un sistema fluvial específico. El usuario puede utilizar solamente uno, varios, o todos los tipos de análisis disponibles en el sistema integrado Hec-Ras como parte constitutiva del proyecto que esté desarrollando. Los archivos de datos que integran el **Proyecto** están categorizados de la siguiente manera: Archivo del plan, archivo de geometría, archivo de caudales permanentes, archivo de sedimentación, y archivo de diseño hidráulico.

Durante el desarrollo del estudio, es posible diseñar varios planes diferentes. Cada plan representa un conjunto específico de datos de geometría y datos de caudales. Una vez que los datos básicos del modelo han sido incorporados al programa informático, es posible definir y realizar las simulaciones para varios planes de manera simultánea, permitiendo por tanto la comparación entre todos los resultados obtenidos, comparación que puede realizarse de manera gráfica, o de manera numérica.

2.1. Recopilación y análisis de la información

Se ha recogido toda la información desde el punto de vista hidráulico del cauce en estudio, y se ha llevado a cabo un análisis de dicha información.

La información recogida es relativa a los siguientes aspectos:

- a) Características y estado actual del cauce y de sus riberas.
- b) Obras existentes en el tramo: en este caso un puente.

2.2. Datos necesarios para la modelización hidráulica

Una vez se dispone de la información básica el siguiente paso realizado ha sido el desarrollo del archivo de datos.

La información que se ha utilizado, y la documentación elaborada a partir de los datos de partida y de la que también es necesario disponer para la modelización, ha sido la siguiente:

- a) Croquis de todos los perfiles transversales a utilizar en la simulación, incluyendo dichos perfiles cualquier singularidad del terreno, de forma que los cálculos alcancen un cierto nivel de precisión.

Una de las aportaciones del modelo es que considera la complejidad de la sección de un cauce natural que suele estar dividido en un canal principal y dos márgenes inundables, incluyendo este hecho en la formulación.

- b) Definición geométrica de cada perfil transversal.

El cálculo de los perfiles de la lámina de agua requiere los datos geométricos de las secciones del terreno perpendiculares al flujo. Estas secciones transversales son necesarias, no sólo en puntos representativos del cauce: inicio y final de la zona de estudio, puntos especiales (estrechamientos bruscos), cambios en el cauce (de pendiente, rugosidad, sección, etc.), sino también de manera regular durante toda la longitud del tramo estudiado.

En algunos casos es necesario insertar secciones transversales entre las previamente definidas como dato, debido a que el cambio de altura de velocidad es demasiado grande para determinar con suficiente exactitud el gradiente de energía. Estas secciones pueden ser introducidas como datos o bien se puede utilizar la opción de interpolación automática de secciones. En el caso de utilizar esta opción, que permite insertar tantas secciones interpoladas como se desee entre cada dos secciones consecutivas iniciales, se deberá comprobar lo razonable de dicha interpolación automática.

- c) Coeficientes de rugosidad para las diferentes zonas de los perfiles y para cada perfil.

El programa utiliza varios tipos de coeficientes de pérdidas para calcular las pérdidas de energía:

- Valor del "n" de Manning para las pérdidas por fricción, permitiendo distinguir entre los valores de Manning en pleno cauce, y los valores de Manning en las riberas del cauce.
- Coeficientes de contracción y expansión para evaluar las pérdidas en transiciones.
- Coeficientes de pérdidas en puentes.

El modelo puede utilizar distintos números de Manning, por zonas tomadas horizontalmente, o verticalmente en el canal principal.

El modelo puede calcular automáticamente los valores de los coeficientes "n" de Manning, si son conocidos el caudal, la relación de los "n" entre el canal central y las márgenes inundables y la altura de los niveles para cada sección transversal.

- d) Hipótesis de cálculo adoptadas en el cauce que interviene en el estudio, definiendo todas las características de los elementos que la componen.

Las principales hipótesis asumidas en el modelo son las siguientes:

- flujo estacionario: por tanto no hay variación del calado o la velocidad con el tiempo.
- flujo gradualmente variado: esto conduce a una distribución hidrostática de presiones.
- flujo unidimensional: la única componente de la velocidad es en la dirección del flujo.
- las pendientes deben ser pequeñas, menores de 1/10, con ello el calado vertical es representativo de la altura de presión.
- los contornos son rígidos no admitiéndose erosión o sedimentación en el cauce.

La hipótesis fundamental realizada por el modelo es que la pérdida de altura por fricción en una sección es la misma que tendría un flujo uniforme que tuviese la misma velocidad y radio hidráulico que los correspondientes a esa sección. Esta hipótesis permite aplicar la fórmula de Manning de flujo uniforme para evaluar la pendiente de fricción en una sección transversal del cauce.

La evaluación de la pendiente de fricción media en el tramo, a partir de los valores existentes en las dos secciones que lo limitan admite varias opciones: media aritmética, geométrica o armónica.

El método de resolución es el "standard step method" que utiliza aproximaciones sucesivas para determinar la elevación de la lámina de agua en la sección siguiente teniendo como datos el caudal Q y la elevación en la sección anterior.

- e) Tipo del régimen hidráulico utilizado.

El programa informático Hec-Ras, permite al usuario prefijar un régimen lento, un régimen rápido, o bien un régimen "mixto", en el cual, y durante toda la simulación, al modelo se le permite que cambie el régimen en aquellos tramos en los que sea necesario. Éste ha sido el régimen ensayado en el estudio, determinándose en el modelo el tipo o tipos de régimen en el tramo estudiado.

- f) Condiciones de contorno establecidas a lo largo del tramo.

Para definir las condiciones de contorno en el cauce estudiado, se ha considerado una situación de régimen uniforme en una sección suficientemente aguas abajo del punto de ubicación del puente, y una sección crítica en una sección alejada aguas arriba del emplazamiento del puente, para simular respectivamente el flujo en régimen lento y rápido, para el caudal de cálculo. Un estudio más detallado de los cálculos realizados y las hipótesis que se han utilizado se describe de manera más precisa en el siguiente apartado de este documento.

- g) Longitud del tramo simulado.

La distancia entre secciones transversales se denomina longitud de los tramos. Estas longitudes se reflejan para los márgenes inundables izquierdo y derecho y para el canal principal.

En cauces naturales es frecuente que las secciones transversales no sean paralelas entre sí, por lo que la distancia entre ellas es distinta medida sobre el canal principal: (Lc) que sobre las márgenes (izquierda Li ó derecha Ld).

2.3. Determinación de los distintos parámetros utilizados en la simulación

Para la modelización propiamente dicha de los cauces, ha sido necesario estudiar y definir varios parámetros que intervienen en el funcionamiento hidráulico del modelo, los cuales se explican a continuación:

2.3.1. Coeficiente de rugosidad

Para la determinación del coeficiente de rugosidad a aplicar en la simulación, se utilizan los estudios hechos por Chow en 1.959. Así, y después de visitar el cauce en estudio sobre el propio terreno se ha optado por utilizar el coeficiente de Manning correspondiente a un cauce tipo de las siguientes características:

- Canal excavado o dragado (se interpreta así al tratarse de una obra de encauzamiento), y no el propio cauce natural.

- En tierra serpenteante y lento.
- Pastos, algunas malezas.

Para este tipo de cauces, Chow estimó que el coeficiente de rugosidad en podía fijarse entre los valores mínimo de 0,025 y máximo de 0,033, con el siguiente valor normal:

$$n = 0,030$$

A los efectos de cálculo, y para evitar incertidumbres, se tantea también un número de Manning superior, de 0,035, y se realizarán los cálculos de erosión con el más desfavorable.

2.3.2. Coeficientes de contracción y de expansión

Los coeficientes de contracción y expansión introducidos en el modelo son usados para evaluar la pérdida de energía que se produce debido a una contracción o a una expansión del flujo. Los coeficientes así definidos son multiplicadores del cambio de velocidad que se produce entre el punto de máxima velocidad en la sección transversal actual, y el punto de máxima velocidad en la sección transversal inmediatamente aguas abajo. En otras palabras, los valores de los coeficientes introducidos para una determinada sección transversal, son utilizados en el modelo para computar las pérdidas producidas entre esa sección transversal y la situada inmediatamente aguas abajo.

En el cauce estudiado, las secciones transversales no presentan expansiones ni contracciones bruscas, utilizando por tanto los valores que en el mismo modelo son aconsejables para este tipo de cauces. Se determinan por tanto los siguientes valores:

$$\text{Coeficiente de contracción} = 0,1$$

$$\text{Coeficiente de expansión} = 0,3$$

2.3.3. Condiciones de contorno

Se ha modelizado con una condición de contorno de régimen crítico en la sección de más aguas arriba, y con una condición de régimen uniforme en la sección de más aguas abajo. Se entiende que la separación de ambas secciones a la sección de ubicación del puente y con las condiciones de contorno impuestas apenas se va a influir en los resultados hidráulicos en dicha sección del puente y su entorno próximo.

2.4. Datos necesarios para la modelización del puente.

Para la modelización propiamente dicha del puente, ha sido necesario definir los siguientes parámetros:

- a) Situación del puente: se introduce la progresiva donde se ubica el puente.
- b) Tablero horizontal que se define por:
 - El ancho del tablero.
 - Longitud: determinada por las coordenadas de los puntos de inicio y final.
 - Distancia: desde la cara de aguas arriba del puente hasta la sección aguas arriba del puente.
 - Espesor y altura del tablero: cotas superiores e inferiores del tablero a diferentes abscisas.
 - Coeficiente de vertedero: se usará, si se da el caso, para el cálculo del flujo por encima del tablero del puente.
- c) Pilas: se indica su posición en el eje de abscisas, ancho y orientación.
- d) Estribos: se introduce su posición en el eje de abscisas y su cota.

En las secciones próximas al puente se cambian los valores de los coeficientes de contracción y expansión a 0,3 y 0,5, respectivamente, para evaluar las mayores pérdidas debidas al estrechamiento en la entrada al puente, y el ensanchamiento a la salida.

2.5. Modelización hidráulica

Una vez desarrollado el archivo de datos, se comprueba dicho archivo para localizar errores e inconsistencias.

Posteriormente se procede al cálculo del perfil de la lámina de agua, utilizando los parámetros determinados según se ha expuesto en los apartados anteriores, en cuanto a coeficiente de pérdidas se refiere, tanto de fricción, como localizadas por expansión o contracción, o por alguna otra singularidad.

Finalmente se realiza una revisión de los resultados, y si es posible por disponer de datos, su contraste con los valores de alguna avenida histórica para los cauces en estudio. Esta fase permite ajustar el modelo, si es preciso con nuevos cálculos, e incluso en caso de ser afectados los resultados por determinados parámetros, como los coeficientes de rugosidad, poder realizar un análisis de sensibilidad con respecto a los mismos.

El resultado así obtenido de la modelización, permite conocer los niveles alcanzados por la lámina de agua al paso del caudal introducido en el cálculo. Así se conocen las alturas de la lámina de agua en todas las secciones transversales ensayadas en el cauce, para el caudal de cálculo de 400 m³/seg.

El caudal de cálculo que se emplea es el mismo que se utilizó para el dimensionamiento del encauzamiento del río Segura en el tramo en estudio. De forma aproximada este caudal correspondía, en régimen alterado o regulado, tras acometer las obras del Plan de Defensas frente a inundaciones en la cuenca del Segura, a una avenida de periodo de retorno de 50 años.

2.6. Resultados de la modelización hidráulica

Los resultados de la modelización se presentan de una manera sistemática para el tramo estudiado, recogiendo los resultados globales, y un informe síntesis de los resultados más significativos obtenidos por la modelación, así como el análisis crítico del proceso de simulación.

Los resultados se plasman de forma gráfica y numérica, con objeto de tener una visión clara y fácil de las conclusiones obtenidas.

El modelo permite obtener más de 100 parámetros hidráulicos, entre los cuales los más importantes son los siguientes:

- Número de identificación de la sección transversal.
- Profundidad del flujo.
- Elevación de la superficie de agua computada en una sección.
- Elevación crítica de la superficie del agua en una sección.
- Elevación de la superficie del agua conocida.

- Elevación de la línea de gradiente de energía de una sección.
- Altura de velocidad de una sección.
- Pérdidas de energía debidas a la fricción.
- Pérdidas de energía menores tales como las de transición.
- Elevación de los puntos de separación de las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Caudal total en la sección transversal.
- Caudal en el canal central.
- Caudales en las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Área del canal central en la sección transversal.
- Áreas de las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Volumen acumulado de agua en el río desde la primera sección transversal.
- Área acumulada de la superficie del agua en el río desde la primera sección transversal.
- Tiempo de viaje en horas desde la primera sección transversal a la actual.
- Velocidad media en el canal central.
- Velocidad media en las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Coeficiente de Manning "n" para el canal central.
- Coeficientes de Manning "n" para las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Elevación mínima en la sección transversal.
- Abscisas en las que la superficie del agua intersecta con la sección transversal del terreno en las márgenes izquierda y derecha.
- Pendiente de la línea de gradiente de energía para la sección transversal actual.
- Distancias entre dos secciones consecutivas por el canal.

- Distancias entre dos secciones consecutivas por las márgenes inundables izquierda y derecha.
- Ancho correspondiente a la elevación de la superficie de agua calculada.

3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS Y DE EROSIÓN

3.1. Cálculos hidráulicos

Una vez que se han introducido las nuevas secciones para incluir la estructura que se implanta sobre el cauce, se realiza el correspondiente cálculo hidráulico para el caudal de 400 m³/s, y se determinan los riesgos de erosión en las pilas y estribos del puente.

Al final del estudio se exponen los resultados numéricos obtenidos de la simulación hidráulica para el cauce del Segura en el entorno del puente de proyecto para el referido caudal. En el cálculo se ha observado que el área efectiva hidráulica, fundamentalmente se concentra en el vano central, mojando las pilas del puente. Los estribos no se ven afectados por el flujo correspondiente al caudal de cálculo. Las velocidades tampoco resultan excesivas, pues alcanzan su máximo en entorno del puente con un valor de 2,33 m/s.

3.2. Erosión. Cálculos y diseño de protecciones

La capacidad de transporte de material sólido de un cauce viene condicionada, entre otros factores, por el caudal que circula en el mismo. En un tramo de cauce, con una geometría y caudal definidos, existe un equilibrio en el balance de sólidos al ser igual el volumen de sólidos de entrada al de salida. Cuando por cualquier motivo se cambia algún factor, el equilibrio del balance se rompe y, a lo largo de la duración de dicho cambio, el cauce tiende a adaptarse adquiriendo una nueva situación de equilibrio en el balance de sólidos. La forma de adaptarse que tiene es la de variar su geometría de manera que con el caudal que circule por la misma se vuelvan a igualar las entradas y salidas de material sólido. Así, unas veces aterrará la sección (cuando la entrada de material sea superior a la capacidad de transporte de material sólido en dicho tramo) y otras veces la erosionará (cuando la entrada de material sea inferior a

la capacidad de transporte de material sólido, en cuyo caso tomará material del tramo).

El aumento de caudal que experimenta el cauce durante una avenida y el consiguiente aumento en la capacidad de transporte de material sólido provocan unas erosiones generales del cauce y de sus márgenes (ambas formadas, en general, por materiales no cohesivos, arenas, gravas, bolos, etc.). Así mismo, los obstáculos que suponen las pilas y estribos de las estructuras producen unas erosiones locales adicionales por variación de la sección del cauce y, en consecuencia, de su régimen de funcionamiento. A medida que la avenida se va disipando y se restaura el caudal normal, el cauce vuelve a unas condiciones que provocan, mediante aterramientos, la recuperación de la forma primitiva del cauce o de una muy aproximada con alguna erosión residual. Con Hec-Ras se puede calcular la erosión local en pilas y estribos, y también la erosión debida a la contracción del cauce.

La determinación de las erosiones en la zona de implantación de la estructura proyectada, se ha realizado utilizando los datos aportados por los cálculos hidráulicos efectuados. También se han utilizado otros datos fundamentales para el estudio de las erosiones como son la geometría del trazado del cauce (sus meandros, codos, cambios de pendiente, etc.). Del corte del sondeo S-22 proporcionado, y que corresponde al viaducto próximo del AVE sobre el río Segura, a una profundidad entre 8.80 y 12.40 (en la que se ubicaría el lecho del cauce), se indica que el material encontrado es arcilla, aunque luego se clasifica como limos, en la parte más alta de baja plasticidad y en la inferior de alta plasticidad. Se estima un valor medio para ambas capas, con una porción de finos del 75.0%, que pasa #0.08 mm, y el resto 25.% que pasa #0.40 mm (según granulométricos entre 8.80 y 12.40 m de profundidad). A falta de un granulométrico por sedimentación, se concreta a partir del material existente en el lecho, la fijación de un diámetro característico $d_{50} = 0.08$ mm de dicho material, (obtenido a partir del análisis granulométrico indicado, que se adjunta en este estudio). A los efectos de su uso en el cálculo se fija un diámetro $d_{90} = 0.40$ mm.

3.2.1. Cálculo de erosiones

Con estas bases de partida y los calados máximos deducidos de los cálculos hidráulicos se pasa a determinar la erosión en el cauce.

El estudio de erosiones se realiza según las indicaciones recogidas en la publicación del M.O.P.U "Control de la erosión fluvial en puentes" de Septiembre de 1.988.

Como Hec-Ras dispone de un módulo para el cálculo de las erosiones locales en pilas y estribos, así como para la erosión por contracción del cauce, se comparan los resultados obtenidos en Hec-Ras, con los resultantes de la formulación recogida en la citada publicación.

3.2.1.1. Erosión general en el lecho

Según la antedicha publicación, no existe una formulación con validez general y que defina este tipo de erosión que es muy sensible a los factores morfológicos locales que condicionan la circulación hidráulica y sedimentológica por el cauce principal y de avenidas.

A pesar de estas matizaciones previas se ha utilizado el método propuesto en la citada publicación, teniendo en cuenta además que sus resultados tienden a dar valores finales del lado de la seguridad, para flujos en régimen subcrítico.

El método utilizado es de las fórmulas de régimen, en concreto la de Blench, en el que básicamente se admite que durante el paso de una avenida se alcanza un calado llamado de régimen y contado desde la lámina de agua del río que se mantiene a una misma cota con y sin erosión para el caudal de avenida. De esta forma, la erosión es la diferencia de ambos calados y se mayor en función de la morfología del cauce, incrementando el calado de régimen obtenido. La formulación de este método es como sigue:

$$e_g = K \cdot \alpha \cdot y_c - y_0$$

e_g = erosión generalizada en m.

K = factor adimensional relación entre el calado máximo y el medio en una sección del cauce, y de valor 1,25 en tramos rectos y 1,50, 1,75 ó 2,00 metros en codos, según sean moderados, acusados o abruptos, respectivamente.

y_c = calado crítico de la sección en m.

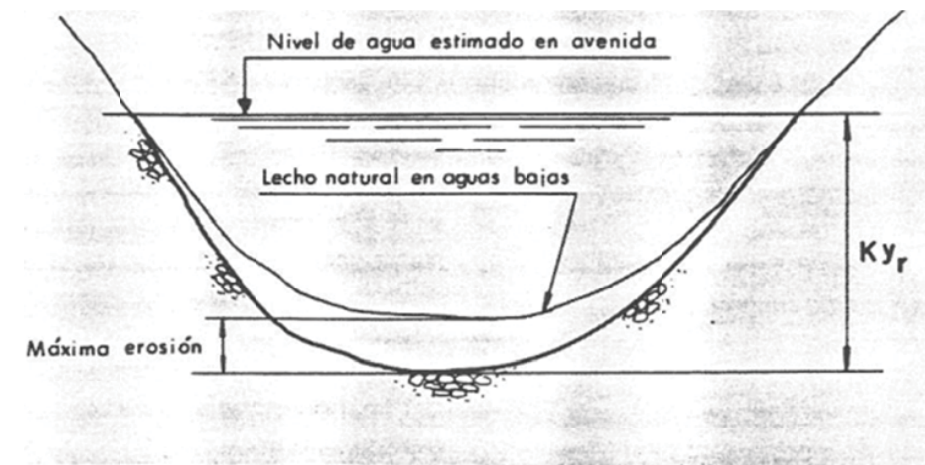
y_0 = calado normal del cauce en su punto más bajo, en m.

α = factor adimensional función del tamaño medio de las partículas del lecho a erosionar (obtenido del gráfico de Blench y Lacey).

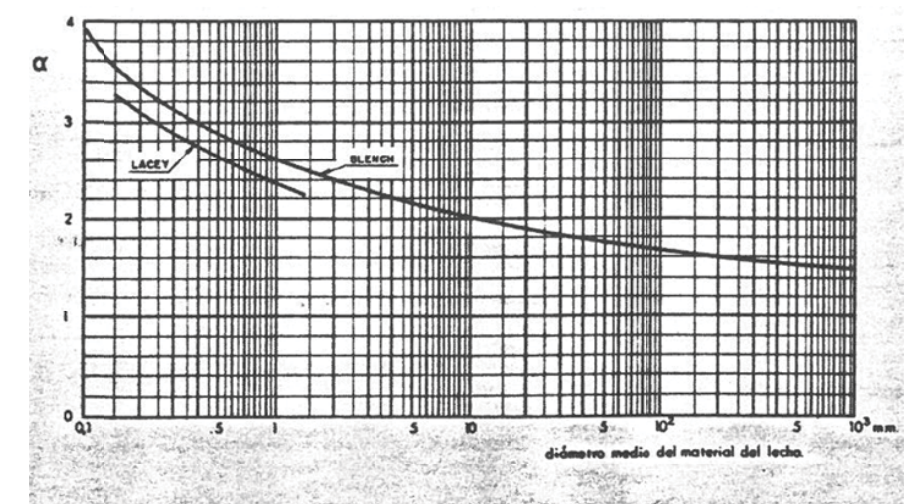
Como se ha indicado anteriormente, se llama fórmula de régimen pues supone que durante la avenida con la erosión generalizada se alcanza un calado medio de régimen y_r que según Blench es el que corresponde a:

$$y_r = \alpha \left[\frac{q}{\sqrt{g}} \right]^{2/3} = \alpha \cdot y_c$$

A continuación, se presenta una figura explicativa de esta formulación y la gráfica del factor α de la ecuación de régimen utilizada.



DEFINICION DE MAGNITUDES PARA EL PROCESO DE CALCULO CON FORMULAS DE REGIMEN



FACTOR α DE LA ECUACION DE REGIMEN

La aplicación de la fórmula de régimen de Blench al estudio de la erosión general en el tramo de cauce estudiado, arroja los siguientes resultados:

$n = 0,030$

$y_c = 3,45 \text{ m}$

Para $d_{50} = 0,08 \text{ mm}$ se toma un valor $\alpha = 4,0$

$y_r = 4,0 \cdot 3,45 = 13,80 \text{ m.}$

$K \cdot y_r = 1,25 \cdot 13,80 = 17,25 \text{ m.}$

$y_0 = 5,54 \text{ m.}$

$e_g = K \cdot \alpha \cdot y_c - y_0 = 1,25 \cdot 4,0 \cdot 3,45 - 5,54 = 11,71 \text{ m.}$

$n = 0,035$

$y_0 = 5,90 \text{ m.}$

$e_g = K \cdot \alpha \cdot y_c - y_0 = 1,25 \cdot 4,0 \cdot 3,45 - 5,89 = 11,36 \text{ m.}$

Como se puede observar la formulación de Blench de la publicación del MOPU está indicada para materiales granulares no cohesivos (el propio gráfico limita el valor mínimo de α a 0,1 mm. Para materiales cohesivos, son más apropiadas otras formulaciones como el método generalizado para materiales cohesivos y no cohesivos de L.L. Lischtvan-Lebediev.

Según este método, la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso específico del suelo seco. El valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, se expresa como:

(m/s)

donde:

γ_s = peso específico del material seco que se encuentra a la profundidad y_s , en T/m^3 .

β = coeficiente que depende del periodo de retorno de la avenida de cálculo.

y_s = calado considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de la velocidad v_e que se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.

x = exponente variable que está en función del peso específico γ_s del material seco en T/m^3 .

Valor del coeficiente β en función del periodo de retorno del caudal de cálculo

Periodo de retorno (T_r) en años	Coeficiente β
1	0,77
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05
1000	1,07

Valor del exponente x para suelos cohesivos

$\gamma_s (\text{T/m}^3)$	Exponente x	$\gamma_s (\text{T/m}^3)$	Exponente x
0,80	0,52	1,20	0,39
0,83	0,51	1,24	0,38
0,86	0,50	1,28	0,37
0,88	0,49	1,34	0,36
0,90	0,48	1,40	0,35
0,93	0,47	1,46	0,34
0,96	0,46	1,52	0,33
0,98	0,45	1,58	0,32
1,00	0,44	1,64	0,31
1,04	0,43	1,71	0,30
1,08	0,42	1,80	0,29
1,12	0,41	1,89	0,28
1,16	0,40	2,00	0,27

Considerando que el caudal permanece constante durante todo el proceso, la velocidad real de la corriente se obtiene con la siguiente expresión:

$$\frac{v_r}{v_e} = \frac{y_s}{y_c}$$

donde:

n = n° de Manning

S = pendiente hidráulica en tanto por uno

y_0 = calado previo al inicio de la erosión

y_s = calado considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de la velocidad v_e que se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de v_r , velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y v_e velocidad que se necesita para que el lecho del cauce se erosione, lleguen a ser iguales:

$$v_r = v_e \text{ es la condición de equilibrio}$$

Considerando según los datos aportados un valor para el peso específico γ_s medio del material seco de 1,36, un valor de β de 0,97, un valor del exponente $x = 0,358$, y conocida la pendiente hidráulica, y los calados previos a la erosión para las dos hipótesis de rugosidad, se obtiene:

n	γ_s	β	x	v_e	y_s	y_0	S	v_r
0.030	1.36	0.97	0.358	1.849	9.160	5.54	0.000858	1.849
0.035	1.36	0.97	0.358	1.832	8.932	5.90	0.000884	1.832

Se estima la erosión generalizada en el tramo del entorno del puente para suelos cohesivos, en el valor máximo obtenido:

$$e_g = y_s - y_0 = 9,16 - 5,54 = 3,62 \text{ m} \quad (n = 0,030)$$

3.2.1.2. Erosión local en pilas y estribos

Cálculo según publicación MOPU.

Para el cálculo de la erosión local en pilas, según la antedicha publicación del MOPU, se emplea la formulación de Laursen modificada, que responde a la siguiente expresión:

$$\frac{e}{b} = 1,5 \left[\frac{y}{b} \right]^{3 \left(\frac{y}{b} \right)^3 + 1}$$

Siendo:

e = profundidad de la erosión localizada

b = ancho expuesto de la pila

y = calado de cálculo (en el eje de la pila)

Adoptando los valores de cálculo siguientes:

$b = 1,20 \text{ m.}$ (ancho de pila expuesto al flujo)

Con $n = 0,030$ se obtiene $y = 3,34 \text{ m, } e = 2,54 \text{ m}$

Con $n = 0,035$ se obtiene $y = 3,53 \text{ m, } e = 2.59 \text{ m}$

Cálculo según HEC-RAS.

El informe No. 18 del HEC recomienda el uso de la ecuación (Richardson, 1990 Universidad del Estado de Colorado-CSU) para el cálculo de la erosión en la pila al circular el agua, en función de las condiciones de la misma. Esta ecuación de la CSU es la ecuación predeterminada en el programa HEC-RAS. La ecuación de la CSU predice la máxima profundidad de erosión en una pila, tanto para los tipos lecho móvil y agua clara. La ecuación es:

$$y_s = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot a^{0.65} \cdot y_1^{0.35} \cdot Fr_1^{0.43}$$

Donde:

- y_s = Profundidad de la erosión en metros (m)
 - K_1 = Factor de corrección para la forma de la sección de la pila
 - K_2 = Factor de corrección del ángulo de ataque del flujo
 - K_3 = Factor de corrección para la condición del lecho
 - K_4 = Factor de corrección del blindaje de material del lecho
 - a = Ancho de pila (m)
 - y_1 = Profundidad de flujo justo aguas arriba de la pila (m). Este valor se toma de la salida de la distribución del flujo de la sección transversal justo aguas arriba del puente. Es la profundidad desde la lámina de agua a la base o contacto de la pila con el terreno.
 - Fr_1 = Número de Froude justo aguas arriba de la pila. Este valor se toma de la salida de la distribución del flujo de la sección transversal justo aguas arriba del puente.
- Con $n = 0,030$

$$y_s = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1,2^{0,65} \cdot 3,34^{0,35} \cdot 0,38^{0,43} = 2,48 \text{ m}$$

Con $n = 0,035$

$$y_s = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1,2^{0,65} \cdot 3,53^{0,35} \cdot 0,33^{0,43} = 2,39 \text{ m}$$

Se pueden observar los datos de entrada y el resultado obtenido que responde al cálculo de la expresión anterior, en el listado de cálculo que se adjunta.

La diferencia máxima entre los dos métodos de cálculo en la estimación de la erosión local en las pilas es de 20 cm. Hay que hacer notar que el método del MOPU no tiene en cuenta la velocidad, y del CSU del Hec-Ras sí, a través del número de Froude. No obstante se adopta el valor más desfavorable de 2,59 m (método del MOPU), quedando del lado de la seguridad.

3.2.1.3. Erosión por contracción del cauce.

Cálculo según HEC-RAS.

Como ya se indicó en el inicio de este apartado el programa HEC-RAS también calcula la profundidad de la erosión consecuencia de la contracción del cauce. Para determinar si el flujo de aguas arriba está transportando material de lecho, el programa calcula la velocidad crítica para el comienzo del movimiento V_c y la compara con la velocidad media V del flujo en el canal principal o en las zonas de ribera en la sección más próxima aguas arriba del puente. Para calcular la velocidad crítica, se utiliza la siguiente ecuación por Laursen (1963):

$$V_c = K_u \cdot y_1^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica por encima de la que el material de tamaño D_{50} y menor será transportado, (m/s)

y_1 = Profundidad media del flujo en el canal principal o zona de ribera en la sección de aproximación, (m)

D_{50} = Tamaño de las partículas de una muestra del material del lecho de la que el 50% son más pequeños, (m)

$K_u = 6.19$ (Unidades del S.I)

Con $n = 0,030$

$$V_c = 6.19 \cdot 5.54^{1/6} \cdot 0.00008^{1/3} = 0.355 \text{ m/s}$$

Con $n = 0,035$

$$V_c = 6.19 \cdot 5.90^{1/6} \cdot 0.00008^{1/3} = 0.359 \text{ m/s}$$

La publicación nº 18 del HEC recomienda utilizar una versión modificada de la ecuación de Laursen (1960) para el tipo lecho móvil:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \cdot \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

y_s = Profundidad media de la erosión por contracción (m).

y_2 = Profundidad media después de la erosión en la sección contraída, (m).
Se toma como sección dentro de las puente en el extremo de aguas arriba en HEC-RAS (sección BU).

y_1 = Profundidad media del cauce principal o llanura de inundación en la sección de aproximación (m).

y_0 = Profundidad media en el canal principal o ribera en la sección contraída, antes de la erosión (m).

Q_1 = Flujo en el canal principal o ribera en la sección de aproximación, que está transportando sedimento (m^3/s).

Q_2 = Flujo en el canal principal o ribera en la sección contraída, que está transportando sedimento (m^3/s).

W_1 = Ancho superior de la lámina en el canal principal o ribera en la sección de aproximación (m). Es aproximadamente igual al ancho superior (top width) del área de flujo activo en HECRAS.

W_2 = Ancho superior de la lámina en el canal principal o ribera en la sección contraída menos las pilas (m). Es aproximadamente igual al ancho superior (top width) del área de flujo activo en HECRAS.

K_1 = Exponente relacionado con el modo de transporte del material del lecho.

Con $n = 0,030$

$$y_2 = 5,54 \cdot \left[\frac{400}{400} \right]^{\frac{6}{7}} \cdot \left[\frac{55,68}{53,00} \right]^{0,69} = 5,73 \text{ m}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

$$y_s = 5,73 - 5,54 = 0,19 \text{ m}$$

Con $n = 0,035$

$$y_2 = 5,89 \cdot \left[\frac{400}{400} \right]^{\frac{6}{7}} \cdot \left[\frac{58,77}{55,88} \right]^{0,69} = 6,10 \text{ m}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

$$y_s = 6,10 - 5,89 = 0,21 \text{ m}$$

Estos valores bastante bajos, se podían prever ya que en el puente la sección apenas se estrecha, salvo por el obstáculo que suponen las pilas.

Los estribos proyectados para la estructura proyectada quedan fuera del cauce de avenidas y por tanto de la acción del flujo, por lo que no es necesario realizar protecciones específicas.

Por tanto la erosión máxima por contracción y por el efecto de las pilas, sería:

$$e = 2,59 + 0,21 = 2,80 \text{ m}$$

3.2.2. Medidas contra la erosión

El método más frecuente de uso, para proteger las cimentaciones frente a un descalce de las mismas, es el empleo de mantos de escollera flexibles cuyo comportamiento está basado en unas escolleras dimensionadas de forma que no puedan ser arrastradas por las aguas pero sí puedan moverse en su conjunto mediante una basculación del manto que acompañe a la erosión. Estos mantos con comportamiento dinámico son eficaces mientras no se desmoronen y dejen al descubierto los cimientos que protegen. Los desplazamientos que sufren son irreversibles y crecen y se acumulan con la fuerza y el paso de las distintas avenidas.

Para el funcionamiento de estos mantos se ha de considerar que el tamaño de la escollera sea suficiente para no ser arrastrada por la corriente, que la anchura del manto sea tal que, al bascular el talud, dicha escollera sumergida sea estable y que la granulometría de la escollera garantice su permanencia en el lugar a proteger.

En el caso de pilas la anchura perimetral de la protección, en el nivel de cota del lecho en avenida de cálculo, se obtiene como sigue:

$$\text{Pilas} \quad a = e$$

Siendo e el valor de la erosión local

En cualquier caso la extensión del manto debe ser superior a 4 d, siendo d el diámetro de la esfera equivalente a los elementos de escollera.

Si dicha protección se sitúa a cota superior, las expresiones quedan como:

$$\text{Pilas} \quad a = e - \Delta$$

Donde Δ , es la diferencia entre el nivel del lecho para la avenida de cálculo, y el nivel en el que se coloca la protección.

En este caso se coloca la protección en el nivel del lecho actual, por tanto

$$\Delta = e_g = - 3,62 \text{ m.}$$

Y se obtienen unas anchuras de protección:

$$\text{Pilas} \quad a = e - \Delta = 2,80 + 3,62 = 6,42 \text{ m.}$$

El tamaño de los elementos de la escollera debe ser tal, que la corriente sea incapaz de arrastrarlos.

La condición de comienzo de arrastre del material de lecho en un tramo normal puede expresarse con la fórmula:

$$\frac{v_0}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d}} = 1,5 K \left[\frac{R}{d} \right]^{\frac{1}{6}}$$

Siendo

v_0 = velocidad media de comienzo de arrastre en la vertical del punto.

R = radio hidráulico

K = factor adimensional que para protecciones en toda la anchura del cauce y sin dunas, se estima en 0,95.

d = diámetro de la esfera de igual volumen que el elemento representativo del material de fondo (d_{50} en m).

γ_s = peso específico del material

γ = peso específico del fluido

g = aceleración de la gravedad

Fijando el valor de $v_0 = 2,32$ m/seg, (velocidad máxima para el caudal de cálculo de cálculo bajo la estructura, con $n = 0,030$), y estimando $\gamma_s = 2,6$ T/m³, y los valores de área mojada y perímetro mojado según el estudio hidráulico, la expresión queda como:

$$\frac{2.32}{\sqrt{\frac{2.6-1}{1} 9.8 d}} = 1.5 K \left[\frac{\left(\frac{172.12}{66.47} \right)}{d} \right]^{\frac{1}{6}}$$

Que resolviendo, se obtiene $d \cong 0,043$ m = 43 mm, valor que es bastante bajo.

Igualmente para que los mantos de escollera puedan considerarse protecciones, se recomienda en la publicación del MOPU, que es preciso que consten al menos de dos capas.

Se propone, con un cierto coeficiente de seguridad que supla los reajustes y deficiencias derivadas de los desplazamientos del manto, que entre las dos capas de escollera se tenga un espesor "T" doble del diámetro de la esfera equivalente "d₅₀" obtenido anteriormente.

$$T_o = 2 \times d_{50}$$

Este espesor se recomienda aumentarlo aún más para compensar las pérdidas de material más ligero de la curva granulométrica que no quede retenido entre las piedras más gruesas.

Se concluye que estos mantos siempre queden enterrados, o enrasados con el lecho, y que deben tener una anchura superior a 6,42 m, alrededor de las pilas.

Como el valor obtenido para el tamaño representativo del material que no es arrastrado $d \cong 43$ mm, es relativamente pequeño en relación a protecciones habituales, se considera suficiente un peso $W_{50} = 200$ Kg.

Respecto a la gradación, el El U.S. Army Corps of Engineers, propone los siguientes criterios:

$$W_{100}/W_{50} = 2 \text{ a } 5$$

$$W_{85}/W_{50} = 1,7 \text{ a } 3,3$$

$$W_{15}/W_{50} = 0,1 \text{ a } 0,4$$

$$W_{85}/W_{15} = 4 \text{ a } 12$$

obteniéndose, para el peso $W_{50} = 200$ Kg, los siguientes valores aproximados:

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LA ESCOLLERA

ESPECIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA DE LA ESCOLLERA	DIÁMETRO EQUIVALENTE POR VOLUMEN (mm)	PESO MEDIO (Kg.)
100% MENOR QUE	800	700
AL MENOS EL 15% MAYOR QUE	700	500
AL MENOS EL 50% MAYOR QUE	500	200
AL MENOS EL 85% MAYOR QUE	350	60

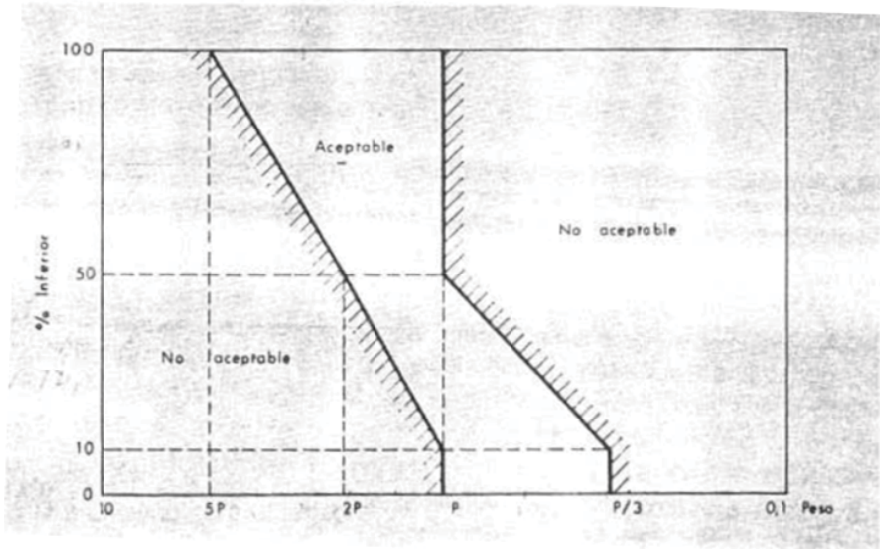
La publicación del MOPU da una horquilla para la gradación en pesos, más abierta:

$$W_{100}/W_{50} = 1 \text{ a } 5$$

$$W_{85}/W_{50} = 1 \text{ a } 4$$

$$W_{15}/W_{50} = 0,4 \text{ a } 1,3$$

$$W_{85}/W_{15} = 2.5 \text{ a } 3$$



Otras gradaciones en tamaños se pueden observar en algunas publicaciones, como *Minnesota Technical Release #3, "Loose Riprap Protection"*, 1989, del Soil Conservation Service en Minnesota.

Table 2-2. Riprap Gradation Guidelines

Size of Stone	Percent of total weight smaller than the given size
1.5 to 2.0 x D ₅₀	100
1.3 to 1.8 x D ₅₀	85
1.0 to 1.5 x D ₅₀	50
0.3 to 0.5 x D ₅₀	15

Y más actual al respecto, es la publicación REPORT 568 de la NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP), investigación promovida por American Association of State Highway and Transportation Officials en cooperación con Federal Highway Administration Subject Areas, relativa a Diseño, Materiales, Construcción y Mantenimiento del RIP-RAP (escolleras de protección) en 2006, da una relación de tamaños en función del D₅₀ objetivo:

$$\begin{aligned}d_{10min} &= 0.58d_{50target} \\d_{10max} &= 0.84d_{50target} \\d_{15min} &= 0.61d_{50target} \\d_{15max} &= 0.87d_{50target} \\d_{50min} &= 0.95d_{50target} \\d_{50max} &= 1.15d_{50target} \\d_{60min} &= 1.05d_{50target} \\d_{60max} &= 1.25d_{50target} \\d_{85min} &= 1.30d_{50target} \\d_{85max} &= 1.54d_{50target} \\d_{100max} &= 2.0d_{50target}\end{aligned}$$

Se incluye una figura para un D₅₀ de 20 pulgadas (508 mm)

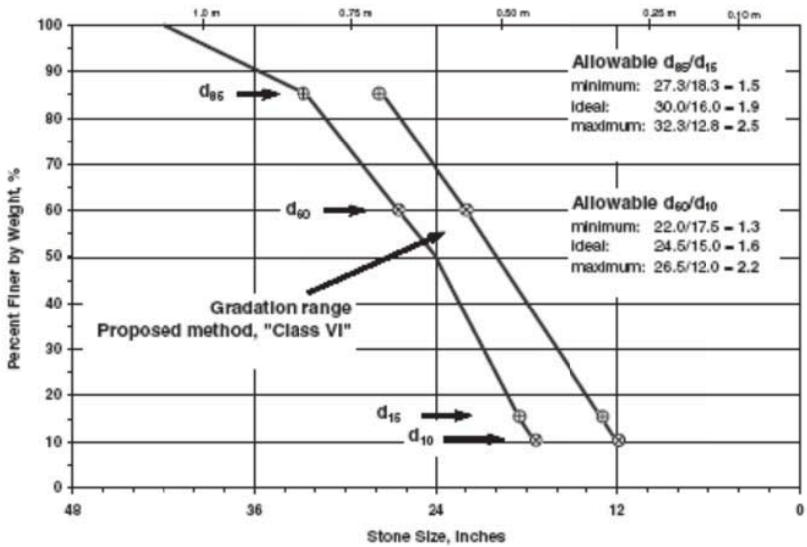


Figure 3.27. Recommended "well-graded" riprap with target $d_{50} = 20$ in.

También, de forma más genérica, se incluyen unas tablas para distintos tamaños o pesos objetivo, donde para las tablas de peso se considera el diámetro como el eje intermedio de la partícula, y ésta con una forma entre esférica (parámetro 0,524) y cúbica (parámetro 1,000), concretamente con un parámetro 0,85 referido a dicho eje intermedio.

Table 3.6. Minimum and maximum allowable particle size in inches.

Nominal Riprap Class by Median Particle Diameter		d_{15}		d_{50}		d_{85}		d_{100}
Class	Diameter	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	6 in	3.7	5.2	5.7	6.9	7.8	9.2	12.0
II	9 in	5.5	7.8	8.5	10.5	11.5	14.0	18.0
III	12 in	7.3	10.5	11.5	14.0	15.5	18.5	24.0
IV	15 in	9.2	13.0	14.5	17.5	19.5	23.0	30.0
V	18 in	11.0	15.5	17.0	20.5	23.5	27.5	36.0
VI	21 in	13.0	18.5	20.0	24.0	27.5	32.5	42.0
VII	24 in	14.5	21.0	23.0	27.5	31.0	37.0	48.0
VIII	30 in	18.5	26.0	28.5	34.5	39.0	46.0	60.0
IX	36 in	22.0	31.5	34.0	41.5	47.0	55.5	72.0
X	42 in	25.5	36.5	40.0	48.5	54.5	64.5	84.0

Table 3.7. Minimum and maximum allowable particle weight in pounds.

Nominal Riprap Class by Median Particle Weight		W ₁₅		W ₅₀		W ₈₅		W ₁₀₀
Class	Weight	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	20 lb	4	12	15	27	39	64	140
II	60 lb	13	39	51	90	130	220	470
III	150 lb	32	93	120	210	310	510	1100
IV	300 lb	62	180	240	420	600	1000	2200
V	1/4 ton	110	310	410	720	1050	1750	3800
VI	3/8 ton	170	500	650	1150	1650	2800	6000
VII	1/2 ton	260	740	950	1700	2500	4100	9000
VIII	1 ton	500	1450	1900	3300	4800	8000	17600
IX	2 ton	860	2500	3300	5800	8300	13900	30400
X	3 ton	1350	4000	5200	9200	13200	22000	48200

Note: Weight limits for each class are estimated from particle size by $W = 0.85(d^3 \gamma_s)$ where d corresponds to the intermediate (B) axis of the particle, and particle specific gravity is taken as 2.65.

No obstante todo lo expuesto anteriormente, siguiendo los criterios de la Confederación Hidrográfica del Segura, en escritos de autorizaciones referidas a protecciones similares, en las que se indica que *“Las orillas y el lecho de la rambla serán protegidas por escollera de entre 500-1000 Kg”*, por tanto en vez de hablar peso objetivo o de diseño, **se consideran pesos modales o intervalo modal para la escollera, el referido de 500-1000 Kg**, es decir que si se pesarán todas las piedras de escollera a disponer en la protección, la mayor frecuencia en peso estaría en este rango, respecto a otros rangos de igual amplitud por arriba y por debajo del mismo.

En la conveniencia de marcar un huso, se propone basado en la tabla anterior y en esta condición el siguiente:

Clases VII y VIII Peso objetivo = Intervalo modal = 500 - 1000 Kg

En este caso el $D_{50\text{objetivo}}$ se situaría en un valor de 693 mm.

W_{15} entre 172 y 497 Kg

W_{50} entre 646 y 1134 Kg

W_{85} entre 1656 y 2744 Kg

Para evitar espesores excesivos se limita el $W_{100\text{máximo}}$ a un valor de 1000 kg. ($D_{100\text{ máximo}} = 965\text{ mm}$).

Este valor $D_{50\text{objetivo}} = 693\text{ mm}$, es muy superior al obtenido inicialmente bajo la condición límite de arrastre ($d = 44\text{ mm}$), por lo que se garantiza la protección en una sola capa, con un espesor igual a 1.25 veces el $D_{100\text{ máximo}}$, aproximadamente igual a 120 cm. No obstante manteniendo este espesor a partir del taqueo de la escollera y

de la hincas de la escollera en la capa del lecho se observará la disposición en una o dos capas. En los contactos de la solera con el talud, se dispondrán pies de escollera, según la dimensión indicada en planos, en los que se alojarán las escolleras de tamaño superior, para partir de una base estable para la colocación de la escollera en el talud.

Se recomienda además, que como mínimo, entre la cota superior de las zapatas de cimentación de las pilas hasta el lecho del cauce haya recubrimiento suficiente para alojar la protección de escollera.

4. CONCLUSIONES

Del resultado obtenido en el estudio hidráulico y de erosión se concreta lo siguiente:

1. La erosión general del lecho se ha estimado en 3,62 m, y la erosión localizada en pilas en 2,80 m, por lo que la erosión total se estima en 6,42 m.
2. Los estribos quedan fuera del cauce de avenida y por tanto no se produce erosión en los mismos.
3. El inicio de la erosión generalizada se produciría en la capa de limos de baja plasticidad llegando a una segunda capa de limos de alta plasticidad (-3,62 respecto al lecho actual). En el entorno de las pilas la erosión alcanzaría incluso una capa inferior de arcillas de baja plasticidad, pues la erosión localizada incrementada con la general del lecho, resulta una erosión total de 6,42 m de profundidad.
4. Para la protección de las pilas contra la erosión se propone escollera de peso modal o intervalo modal $W = 500\text{-}1000\text{ Kg}$, en un espesor de 120 cm, con la siguiente gradación de pesos:

W_{15} entre 172 y 497 Kg

W_{50} entre 646 y 1134 Kg

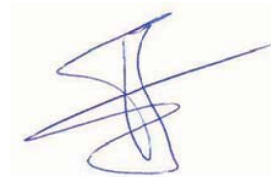
W_{85} entre 1656 y 2000 Kg

$W_{100\text{máximo}}$ 2000 Kg

Las dimensiones en planta y la cota del manto se reflejan en el plano que se adjunta de elementos de protección.

Murcia, 12 de marzo de 2016

Autor del Estudio:



Francisco J. López Vera
I.C.C.P. N° colegiado:9.295

ANEJOS

1. Documentación aportada.

- Planos del puente
- Perfil litológico
- Columna estratigráfica
- Ensayos de muestras

2. Resultados del cálculo hidráulico.

- Cauce.
- Puente.

3. Gráficos del cálculo hidráulico.

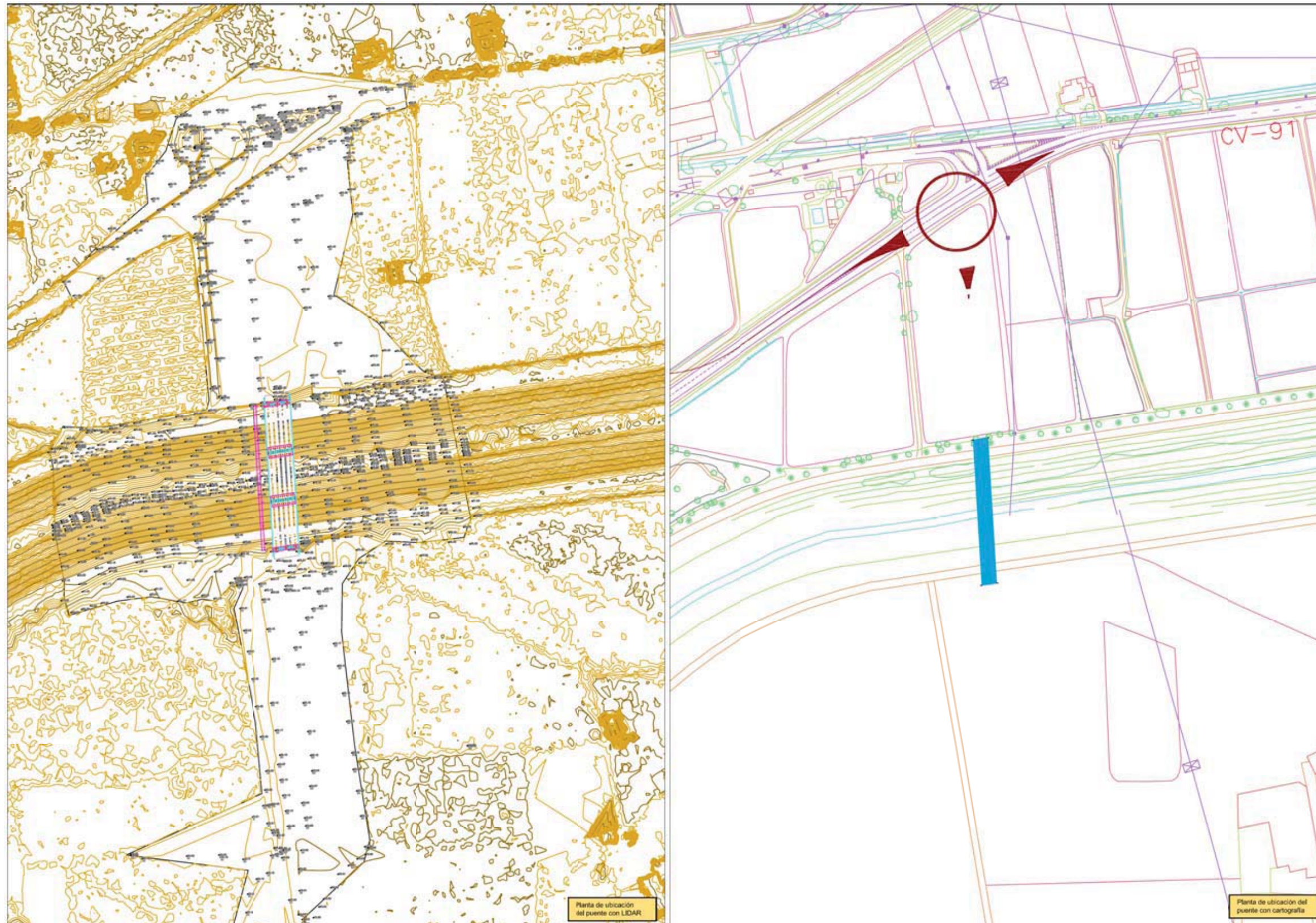
- Perfil longitudinal del cauce.
- Perfiles transversales del cauce.
- Perfiles transversales del puente

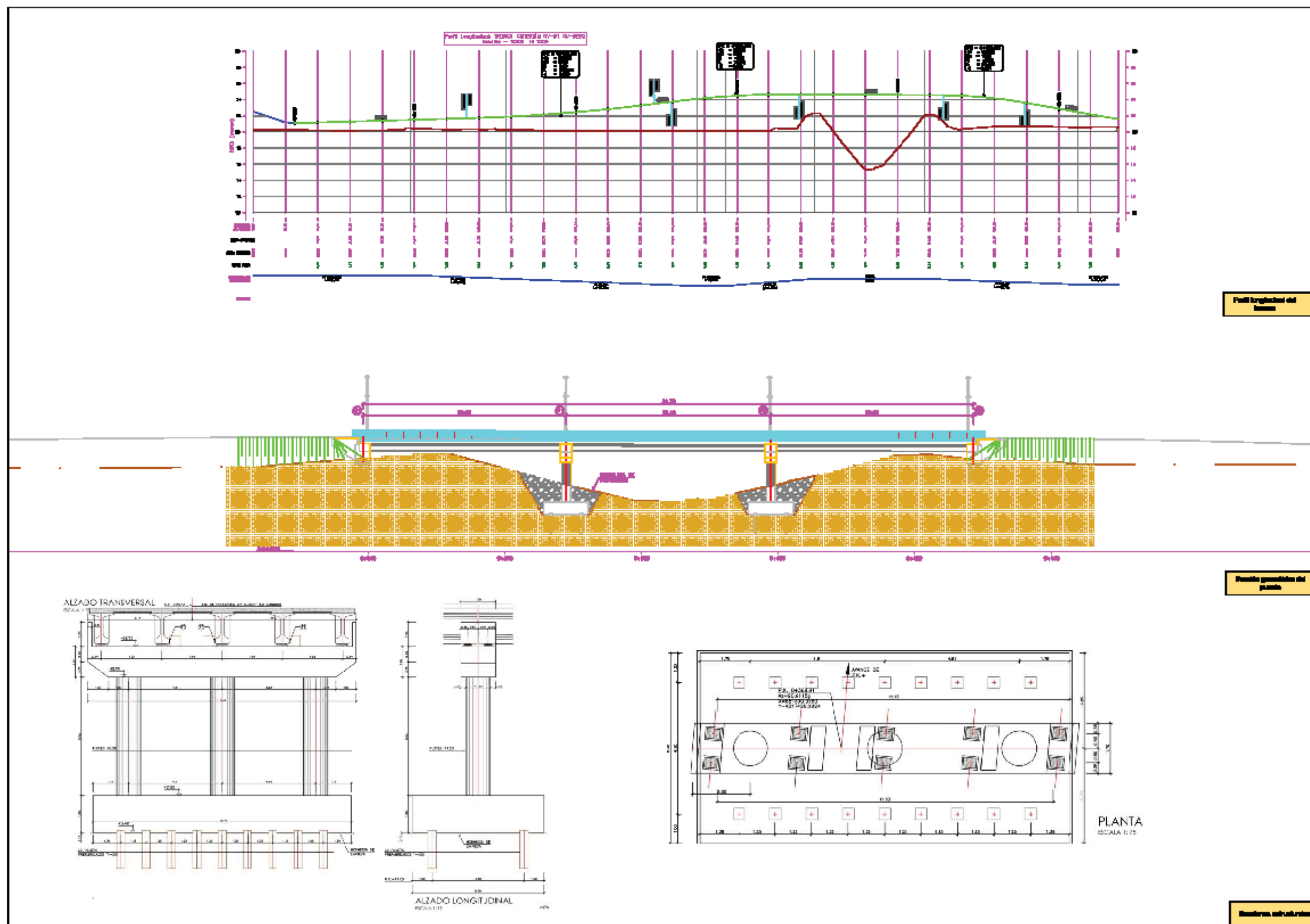
4. Resultados de cálculo de la erosión por contracción y de la erosión local según HEC-RAS.

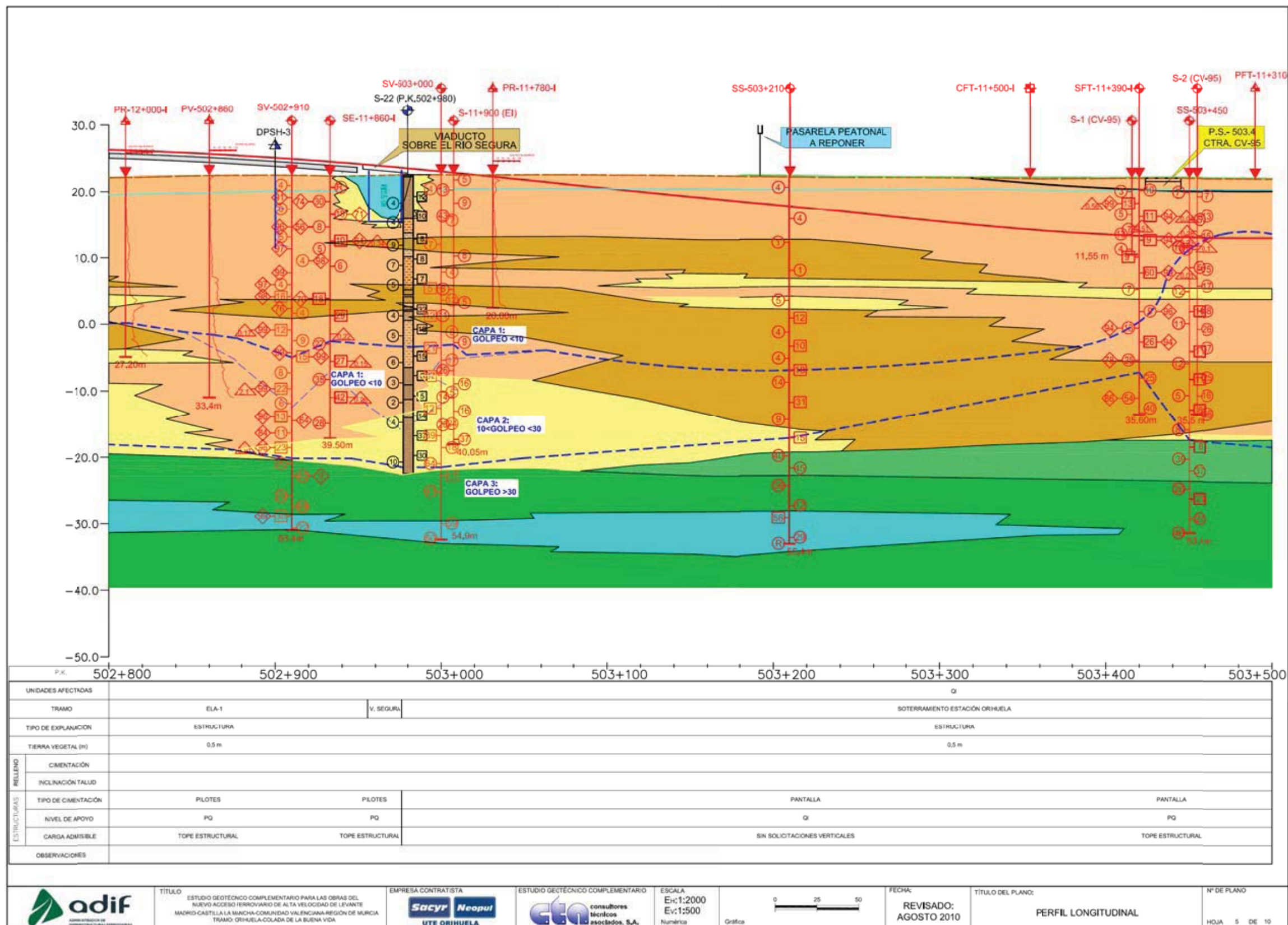
5. Gráficos del cálculo de la erosión por contracción y de la erosión local según HEC-RAS.

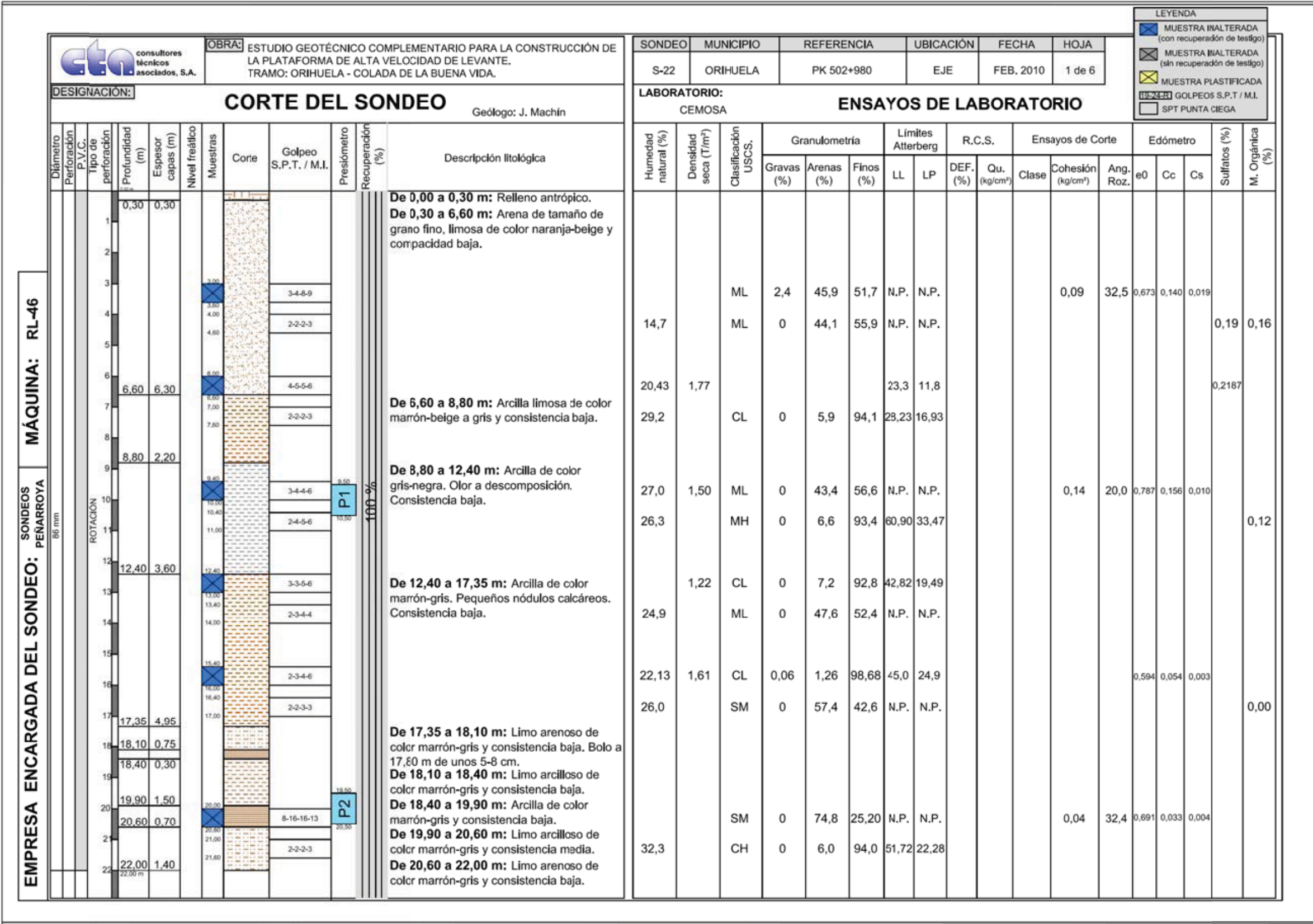
6. Plano de protecciones.

1. DOCUMENTACIÓN APORTADA.











Centro de Estudios de Materiales y Control de Obra S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/1 esq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante.
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

INFORME DE RESULTADOS

Obra: 69591: LAV ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA,
Modalidad de control: CO
Peticionario: UTE ORIHUELA-COLADA
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 05/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 26/05/2010 / 31/05/2010
Modalidad de Muestreo :ML

CODIGO INFORME	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	CODIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5207/2010	69591	189	1319/2010	16/06/2010

9003

Muestreado S/NLT-148/1991 Determinación de la densidad de un suelo, s/norma UNE 103-301-94

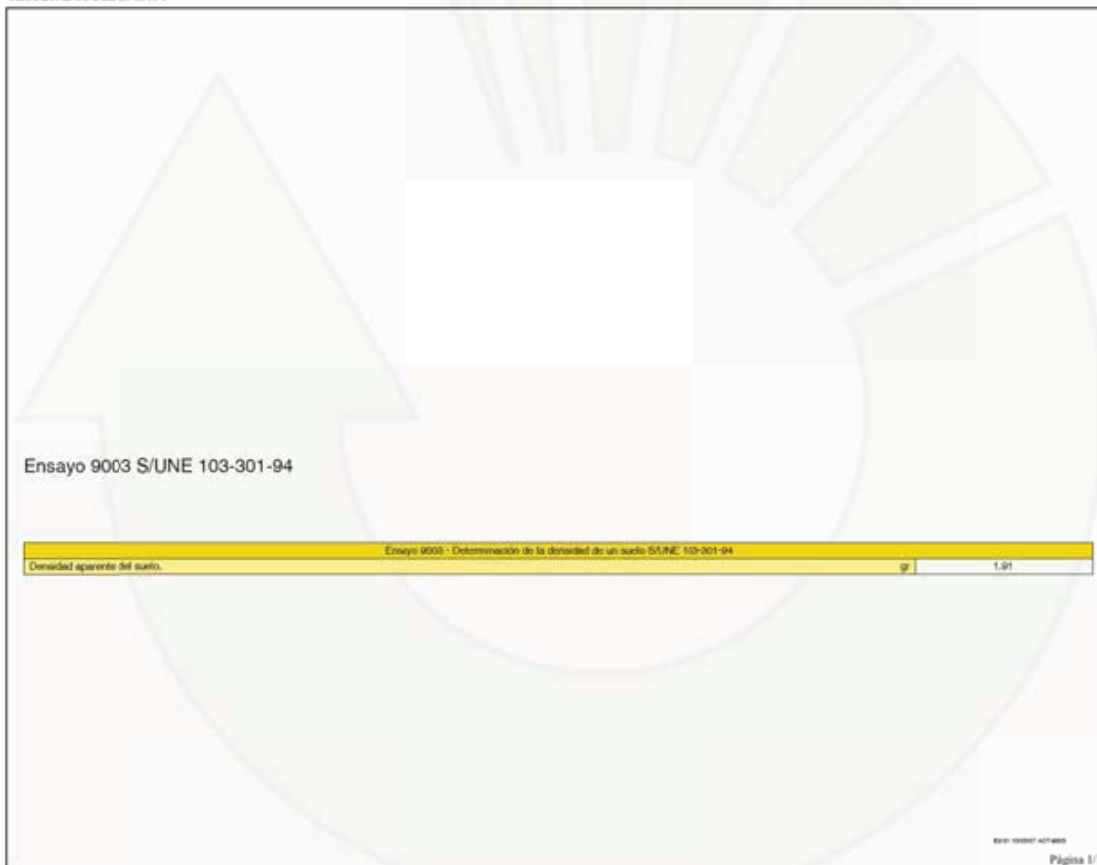
DESTINATARIO

UTE ORIHUELA-COLADA
PASEO DE LA CASTELLANA, 83-85 5ª PLANTA 28046
28046-MADRID

Fecha de Recopila: 14/04/2010
Material: SUELO
Localización: S.22 PK 502+980 PROF. 9.40 - 10.00
Observaciones:

Muestreado por: Juan Carlos Hurtado Bolívar
Albarán N°: 491314
Cantidad: 5 Kg
Datos Complementarios:

RESULTADOS DEL ENSAYO



Ensayo 9003 S/UNE 103-301-94

Ensayo 9003 - Determinación de la densidad de un suelo S/UNE 103-301-94	
Densidad aparente del suelo:	1.91

Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:

UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Jefe de Área

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Lucía Rodríguez Alarcón

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos

Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización por escrito del laboratorio CEMOSA. Alicante



ENTIDAD ACREDITADA PARA LA PRESTACIÓN DE ASISTENCIA TÉCNICA A LA CONSTRUCCIÓN Y OBRA PÚBLICA RD. 1230/98 Nº DE INSCRIPCIÓN DEL R.E.A. LE005-MAR-BJA-245016

C/ BENAQUE Nº 9 - 29004 MALAGA
Tel. 952 23 08 42 (30 Líneas)
FAX 952 23 12 14
URL: www.cemosa.es
E-Mail: laboratorio@cemosa.es

Trabajo: L-J823-001-075
Peticionario: UTE ORIHUELA COLADA
Contratista:
Dirección Técnica:
Obra: CAMPAÑA GEOT. COMPLEMENTARIA. LAV ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA .

Informe de Identificación

Material:
Referencia: 3010587
Descripción: Limos poco plásticos.
Procedencia: MI-22 9.40-10.00

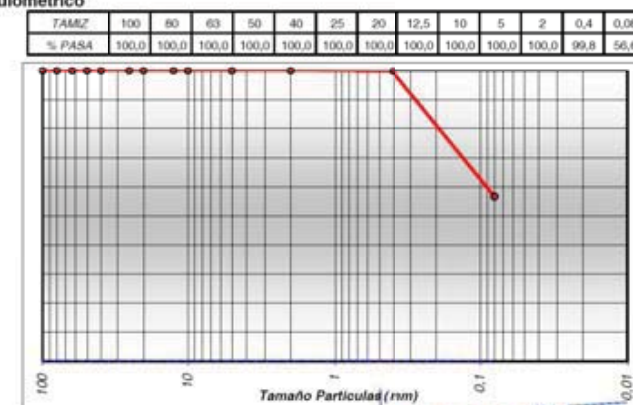
Clasificación:
Unifid: ML
H.R.B.: A-4
Índice de Grupo: 0

Plasticidad (Límites de Atterberg): NO PLASTICO
Límite líquido: Límite plástico: Índice de plasticidad:

Análisis Químico
Sulfatos (% SO3)
Materia Orgánica (% MO)

Sales solubles (gr/100grsuelo)
Yesos (%)

Análisis Granulométrico



Fdo: Elena Frade Viano

Responsable de ensayos físicos
Licenciada en Ciencias Químicas

Fdo: Victoria Almadana Abón

Responsable de ensayos químicos
Licenciada en Ciencias Químicas

Fdo: Manuel Gil Romero

Responsable de ensayos físicos
Licenciado en Ciencias Químicas

ÁREAS DE ACREDITACIÓN

EHA: Área de control del hormigón, sus componentes y de las armaduras de acero. EHC: Área de control del hormigón y componentes. GTC: Área de sondas, toma de muestras y ensayos "in situ" para reconocimientos geotécnicos. GTL: Área de ensayos de laboratorio de geotécnicos. VSG: Área de suelos, áridos, masas bituminosas y materiales constituyentes en viscos. VSF: Área de control de tierras y bituminosas en viscos. EAP: Área de control de puentes de acero para estructuras EAS: Área de control de la soldadura de perfiles estructurales de acero. AFC: Área de control de los materiales de fabricación de piezas cerámicas. APH: Área de control de los materiales de fabricación de piezas de hormigón. ACH: Área de control de los materiales de cubiertas de piezas de hormigón. APH: Área de control de los materiales de pavimentos de piezas de hormigón. AMC: Área de control de morteros para albañilería.



Centro de Estudios de Materiales y Control de Obras S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/1 esq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

CODIGO INFORME	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	CODIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5205/2010	6959I	189	1319/2010	16/06/2010

9004

Muestreo S/NLT-148/1991 Determinación de la densidad de un suelo.

INFORME DE RESULTADOS

Obra: 6959I: L.A.V ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA,
Modalidad de control: CO
Peticionario: UTE ORIHUELA-COLADA
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 05/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 18/05/2010 / 21/05/2010
Modalidad de Muestreo: ML

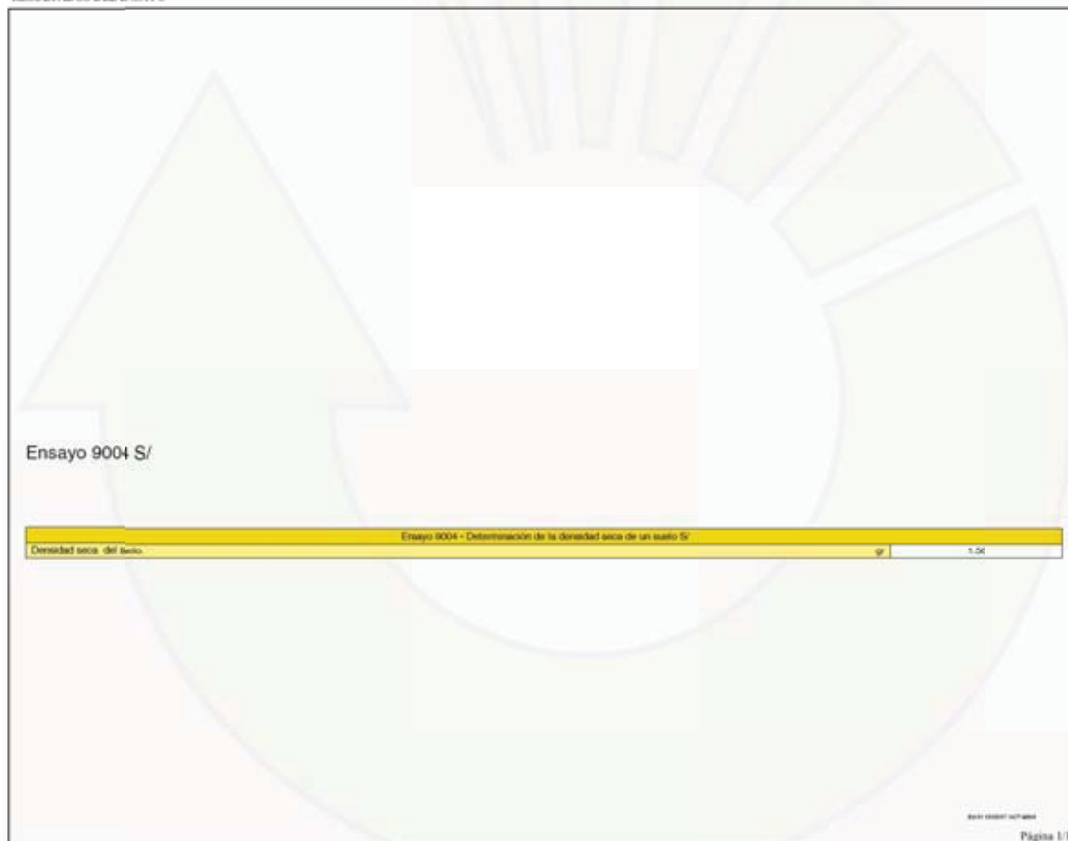
DESTINATARIO

UTE ORIHUELA-COLADA
PASEO DE LA CASTELLANA, 83-85 5ª PLANTA 28046
28046-MADRID

Fecha de Recogida: 14/04/2010
Material: SUELO
Localización: S.22 PK 502+980 PROF. 9.40 - 10.00
Observaciones:

Muestreado por: Juan Carlos Hurtado Bolívar
Albarán N°: 491314
Cantidad: 5 Kg
Datos Complementarios:

RESULTADOS DEL ENSAYO



Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:
UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Jefe de Área

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Luis Rodríguez Arredondo

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos.

Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización por escrito del laboratorio CEMOSA, Alicante



Centro de Estudios de Materiales y Control de Obras S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/1 esq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

CODIGO INFORME	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	CODIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5206/2010	6959I	189	1319/2010	16/06/2010

9005

Muestreo S/NLT-148/1991 Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo, s/norma UNE 103-302-94

INFORME DE RESULTADOS

Obra: 6959I: L.A.V ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA,
Modalidad de control: CO
Peticionario: UTE ORIHUELA-COLADA
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 05/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 18/05/2010 / 21/05/2010
Modalidad de Muestreo: ML

DESTINATARIO

UTE ORIHUELA-COLADA
PASEO DE LA CASTELLANA, 83-85 5ª PLANTA 28046
28046-MADRID

Fecha de Recogida: 14/04/2010
Material: SUELO
Localización: S.22 PK 502+980 PROF. 9.40 - 10.00
Observaciones:

Muestreado por: Juan Carlos Hurtado Bolívar
Albarán N°: 491314
Cantidad: 5 Kg
Datos Complementarios:

RESULTADOS DEL ENSAYO



Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:
UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Jefe de Área

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Luis Rodríguez Arredondo

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos.

Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización por escrito del laboratorio CEMOSA, Alicante





Centro de Estudios de Materiales y Control de Obra S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/I eq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

INFORME DE RESULTADOS

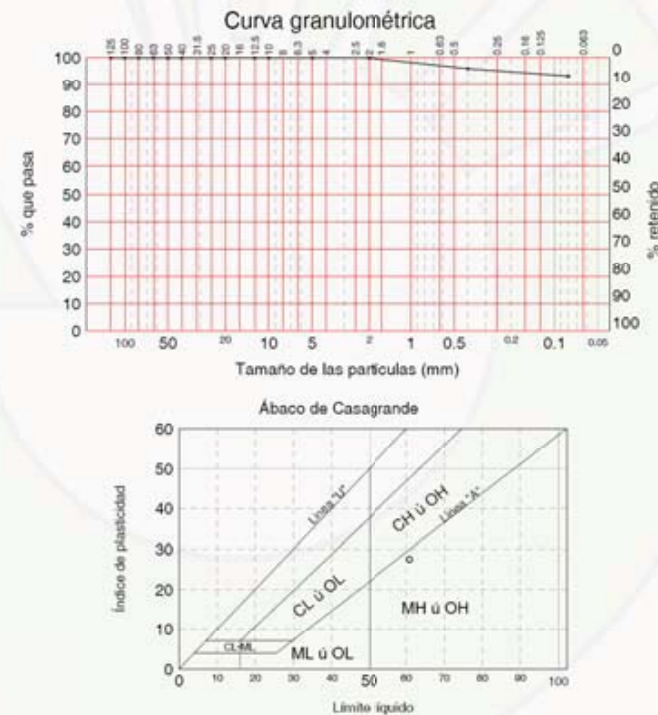
Obra: 69591: L.A.V ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA,
Modalidad de control: CO
Peticionario: 19823: UTE ORIHUELA-COLADA, PASEO DE LA CASTELLANA,
83-85 5ª PLANTA 28046, 28046-MADRID, Madrid
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 04/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 15/05/2010 / 21/05/2010
Modalidad de Muestreo: ML

Fecha de Recogida: 29/04/2010
Material: SUELO
Localización: S-22 502+900 10.40-11.00
Observaciones:

RESULTADOS DEL ENSAYO

Ensayo 9012 S/UNE-103.101:95, UNE-103.103:94, UNE-103.104-93, ASTM D 2487

Tamiz (mm)	Pasa (%)
125	100
100	100
80	100
63	100
50	100
40	100
25	100
20	100
12.5	100
10	100
5	100
2	100
0.4	96
0.08	93.4



Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:
UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Responsable de Ensayos

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Lucía Rodríguez Arredondo

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos

Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización por escrito del laboratorio CEMOSA, Alicante



CÓDIGO INFORME	CÓDIGO OBRA	EXPEDIENTE	CÓDIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5214/2010	69591	189	1271/2010	16/06/2010

Método de análisis: Lavado y tamizado

LÍMITES POR EL MÉTODO DE LA CUCHARA DE CASAGRANDE S/UNE 103.103:94 y UNE 103.104:93

Límite líquido	60.90
Límite plástico	33.47
Índice de plasticidad	27.43

Clasificación del suelo

MH : Lino elástico

Clasificación AASHTO

Grupo: A-7-5 (31)
Materiales limosos arcillosos. Suelos arcillosos

Pág. 2/2

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.

Prohibida la reproducción total o parcial sin autorización por escrito del laboratorio CEMOSA, Alicante



Centro de Estudios de Materiales y Control de Obra S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/I esq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante.
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

INFORME DE RESULTADOS

Obra: 69591: L.A.V ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA
Modalidad de control: CO
Peticionario: UTE ORIHUELA-COLADA
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 05/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 25/05/2010 / 28/05/2010
Modalidad de Muestreo :ML

CODIGO INFORME	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	CÓDIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5208/2010	69591	189	1320/2010	16/06/2010

9003

Muestreado S/UNE-EN 932-1:97 Determinación de la densidad de un suelo, s/norma UNE 103-301-94

DESTINATARIO

UTE ORIHUELA-COLADA
PASEO DE LA CASTELLANA, 83-85 5º PLANTA 28046
28046-MADRID

Fecha de Recogida: 14/04/2010
Material: SUELO
Localización: S.22 PK 502+980 PROF. 12.40 13.00
Observaciones:

Muestreado por: Juan Carlos Hurtado Bolívar
Albarán N°: 491314
Cantidad: 5 Uds.
Datos Complementarios:

RESULTADOS DEL ENSAYO



Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:
UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Jefe de Área

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Lucía Rodríguez Arredondo

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos



Centro de Estudios de Materiales y Control de Obra S.A.
Delegación Alicante
Pol. Ind. Pla de Vallonga C/I esq. c/4 Parcela 109 Naves 3 y 4
03006 Alicante.
Tlf: 965109143 Fax: 965109144
e-mail: laboratorio.alicante@cemosa.es
web: www.cemosa.es

INFORME DE RESULTADOS

Obra: 69591: L.A.V ORIHUELA-COLADA DE LA BUENA VIDA, -ORIHUELA,
Modalidad de control: CO
Peticionario: UTE ORIHUELA-COLADA
Fecha de Registro de Muestra o Actividad: 05/05/2010
Inicio/Fin de ensayos: 25/05/2010 / 27/05/2010
Modalidad de Muestreo :ML

CODIGO INFORME	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	CÓDIGO MUESTRA	FECHA DE INFORME
5209/2010	69591	189	1320/2010	16/06/2010

9004

Muestreado S/UNE-EN 932-1:97 Determinación de la densidad de un suelo.

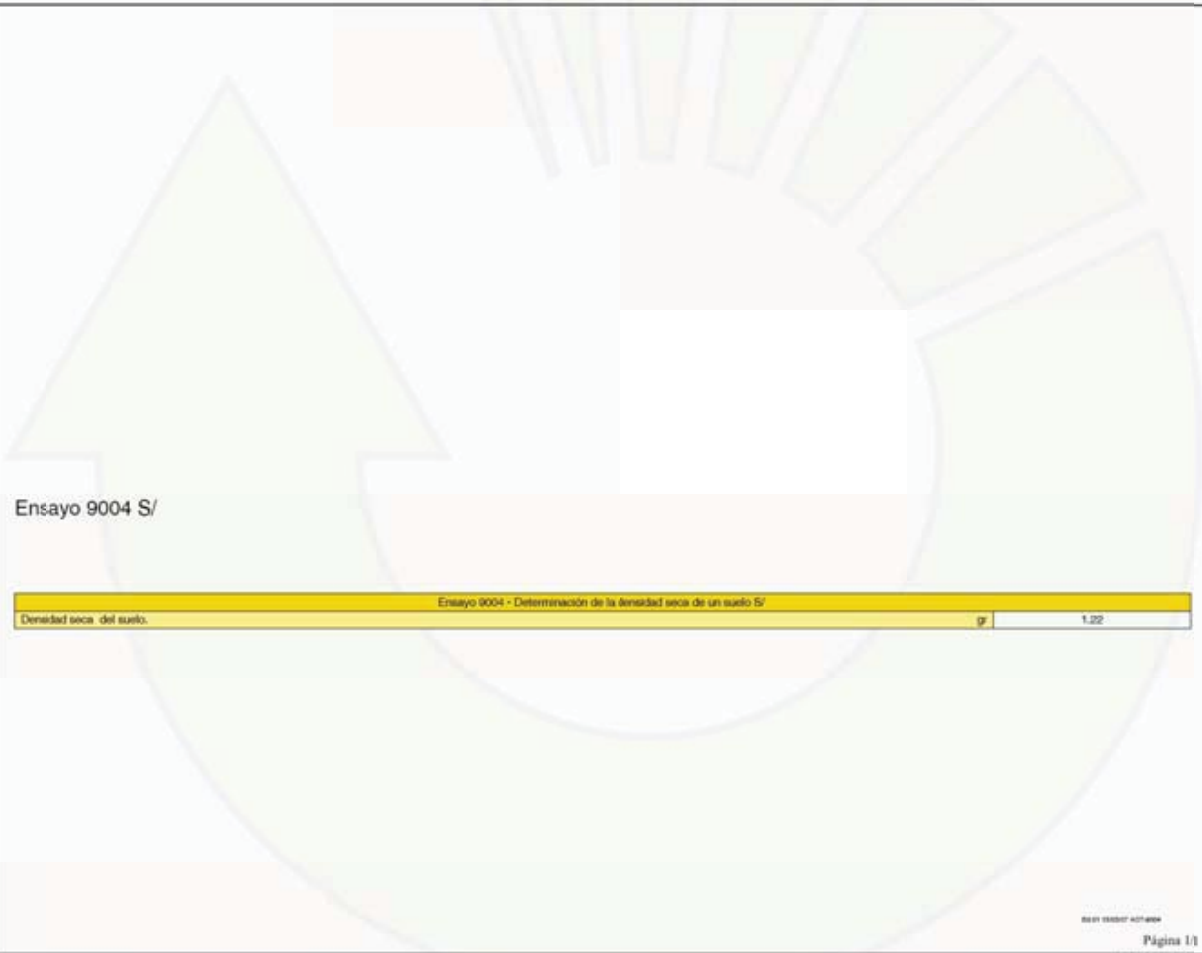
DESTINATARIO

UTE ORIHUELA-COLADA
PASEO DE LA CASTELLANA, 83-85 5º PLANTA 28046
28046-MADRID

Fecha de Recogida: 14/04/2010
Material: SUELO
Localización: S.22 PK 502+980 PROF. 12.40 13.00
Observaciones:

Muestreado por: Juan Carlos Hurtado Bolívar
Albarán N°: 491314
Cantidad: 5 Uds.
Datos Complementarios:

RESULTADOS DEL ENSAYO



Fdo: Director Técnico

Copias enviadas a:
UTE ORIHUELA-COLADA
Alberto Gracia

Alicante, a 16/06/2010

Fdo: Jefe de Área

Guillermo J. Fernández Gutiérrez

Lucía Rodríguez Arredondo

Los resultados solo afectan al material o elemento de obra ensayado.
Este documento es copia exacta del original que obra en nuestros archivos

2. RESULTADOS DE CÁLCULO HIDRÁULICO.

RESULTADOS HIDRÁULICOS EN EL CAUCERugosidad $n = 0,030$

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: 1 Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	500	PF 1	400.00	15.20	21.11	18.88	21.32	0.000745	2.04	196.06	56.94	0.35
1	480	PF 1	400.00	15.20	21.09		21.31	0.000749	2.05	195.49	56.78	0.35
1	460	PF 1	400.00	15.20	21.07		21.29	0.000799	2.08	192.13	57.14	0.36
1	440	PF 1	400.00	15.20	21.05		21.27	0.000789	2.07	193.15	57.44	0.36
1	420	PF 1	400.00	15.20	21.03		21.26	0.000816	2.11	189.57	56.15	0.37
1	400	PF 1	400.00	15.20	21.02		21.24	0.000786	2.08	192.68	56.91	0.36
1	379.12	PF 1	400.00	15.20	21.01		21.22	0.000744	2.04	196.18	57.07	0.35
1	360	PF 1	400.00	15.20	20.98		21.20	0.000804	2.09	190.96	56.58	0.36
1	335.80	PF 1	400.00	15.40	20.95		21.18	0.000872	2.16	185.59	55.99	0.38
1	327.30	PF 1	400.00	15.40	20.94	18.85	21.17	0.000859	2.15	186.03	55.68	0.38
1	318.3918		Bridge									
1	308.95	PF 1	400.00	15.40	20.88		21.13	0.000943	2.22	180.12	55.13	0.39
1	300	PF 1	400.00	15.40	20.87		21.12	0.000928	2.21	180.91	55.03	0.39
1	280	PF 1	400.00	15.20	20.85		21.10	0.000906	2.20	181.99	54.79	0.38
1	260	PF 1	400.00	15.40	20.80		21.08	0.001068	2.33	171.72	53.66	0.42
1	240	PF 1	400.00	15.20	20.78		21.05	0.001052	2.29	174.32	55.13	0.41
1	220	PF 1	400.00	15.40	20.76		21.03	0.001129	2.32	172.07	56.39	0.42
1	200	PF 1	400.00	15.12	20.74		21.01	0.001025	2.28	175.42	54.79	0.41
1	180	PF 1	400.00	15.20	20.72		20.99	0.001067	2.30	173.73	55.15	0.41
1	160	PF 1	400.00	15.00	20.69		20.96	0.001048	2.30	174.11	54.63	0.41
1	140	PF 1	400.00	15.20	20.68		20.94	0.000992	2.26	176.88	54.65	0.40
1	120	PF 1	400.00	15.00	20.66		20.92	0.000953	2.24	178.68	54.26	0.39
1	100	PF 1	400.00	15.06	20.65		20.90	0.000895	2.19	182.44	54.54	0.38
1	80	PF 1	400.00	15.00	20.64		20.88	0.000889	2.18	183.53	55.16	0.38
1	60	PF 1	400.00	15.00	20.62		20.86	0.000902	2.18	183.13	55.49	0.38
1	40	PF 1	400.00	15.05	20.58		20.84	0.000989	2.26	177.12	54.70	0.40
1	22.24	PF 1	400.00	15.20	20.56	18.62	20.82	0.001002	2.26	177.36	55.38	0.40

RESULTADOS HIDRÁULICOS EN EL CAUCERugosidad $n = 0,035$

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: 1 Reach: 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	500	PF 1	400.00	15.20	21.46	18.88	21.63	0.000774	1.85	216.53	59.56	0.31
1	480	PF 1	400.00	15.20	21.44		21.62	0.000778	1.85	215.89	59.39	0.31
1	460	PF 1	400.00	15.20	21.42		21.60	0.000832	1.88	212.90	60.41	0.32
1	440	PF 1	400.00	15.20	21.41		21.59	0.000822	1.87	213.95	60.67	0.32
1	420	PF 1	400.00	15.20	21.38		21.57	0.000847	1.91	209.95	59.12	0.32
1	400	PF 1	400.00	15.20	21.37		21.55	0.000817	1.88	213.17	59.82	0.32
1	379.12	PF 1	400.00	15.20	21.36		21.53	0.000772	1.85	216.57	59.56	0.31
1	360	PF 1	400.00	15.20	21.33		21.52	0.000829	1.89	211.37	59.18	0.32
1	335.80	PF 1	400.00	15.40	21.30		21.49	0.000894	1.94	206.02	58.77	0.33
1	327.30	PF 1	400.00	15.40	21.29	18.85	21.49	0.000885	1.94	206.33	58.50	0.33
1	318.3918		Bridge									
1	308.95	PF 1	400.00	15.40	21.24		21.44	0.000958	1.99	200.78	58.04	0.34
1	300	PF 1	400.00	15.40	21.23		21.43	0.000944	1.99	201.50	57.89	0.34
1	280	PF 1	400.00	15.20	21.22		21.41	0.000934	1.98	202.47	58.09	0.34
1	260	PF 1	400.00	15.40	21.17		21.39	0.001089	2.08	192.45	57.46	0.36
1	240	PF 1	400.00	15.20	21.16		21.37	0.001065	2.05	195.49	58.80	0.36
1	220	PF 1	400.00	15.40	21.13		21.35	0.001113	2.06	193.83	59.59	0.37
1	200	PF 1	400.00	15.12	21.11		21.32	0.001025	2.04	196.26	57.57	0.35
1	180	PF 1	400.00	15.20	21.09		21.30	0.001049	2.05	194.75	57.44	0.36
1	160	PF 1	400.00	15.00	21.07		21.28	0.001043	2.05	195.00	57.28	0.35
1	140	PF 1	400.00	15.20	21.05		21.26	0.000989	2.02	197.62	57.04	0.35
1	120	PF 1	400.00	15.00	21.03		21.24	0.000959	2.01	199.22	56.78	0.34
1	100	PF 1	400.00	15.06	21.02		21.22	0.000910	1.97	202.98	57.19	0.33
1	80	PF 1	400.00	15.00	21.00		21.20	0.000894	1.96	204.19	57.30	0.33
1	60	PF 1	400.00	15.00	20.99		21.18	0.000908	1.96	204.00	57.93	0.33
1	40	PF 1	400.00	15.05	20.95		21.16	0.001004	2.02	198.12	58.07	0.35
1	22.24	PF 1	400.00	15.20	20.94	18.62	21.14	0.001001	2.01	198.59	58.25	0.35

RESULTADOS HIDRÁULICOS EN LAS SECCIONES DEL PUENTE

Rugosidad $n = 0,030$

Plan: Plan 02 1 1 RS: 318.3918 Profile: PF 1

E.G. US. (m)	21.17	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	20.94	E.G. Elev (m)	21.16	21.14
Q Total (m3/s)	400.00	W.S. Elev (m)	20.90	20.87
Q Bridge (m3/s)	400.00	Crit W.S. (m)	18.90	18.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.50	5.47
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.27	2.32
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	176.25	172.12
Weir Submerg		Froude # Chl	0.40	0.41
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	468.81	456.47
Min El Weir Flow (m)	21.60	Hydr Depth (m)	3.33	3.27
Min El Prs (m)	22.70	W.P. Total (m)	67.15	66.47
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	11178.6	10818.7
Delta WS (m)	0.06	Top Width (m)	53.00	52.67
BR Open Area (m2)	280.81	Frctn Loss (m)	0.02	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.32	C & E Loss (m)	0.00	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	32.96	34.71
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	535.28	446.70

RESULTADOS HIDRÁULICOS EN LAS SECCIONES DEL PUENTE

Rugosidad $n = 0,035$

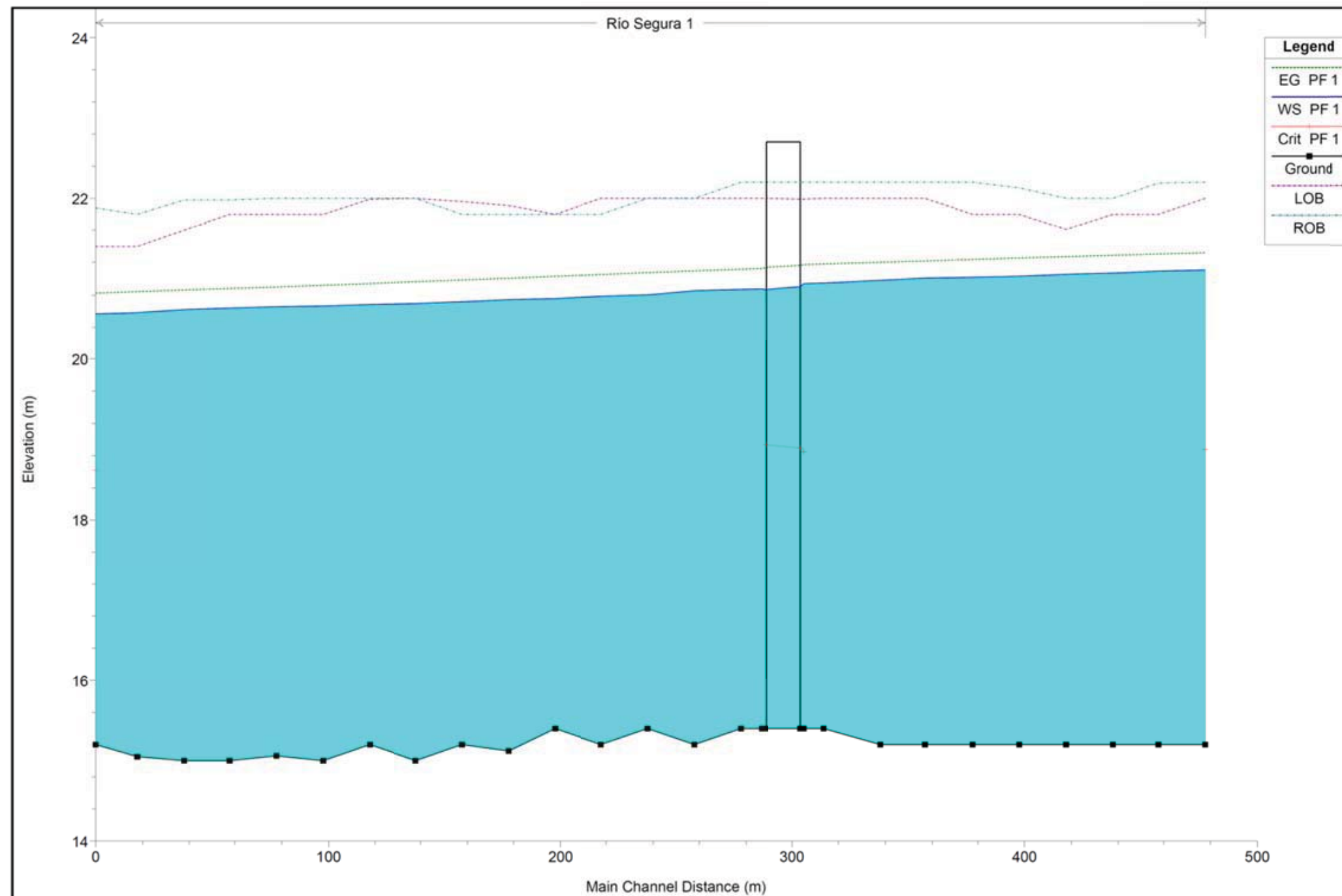
Plan: Plan 02 1 1 RS: 318.3918 Profile: PF 1

E.G. US. (m)	21.49	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	21.29	E.G. Elev (m)	21.48	21.46
Q Total (m3/s)	400.00	W.S. Elev (m)	21.27	21.24
Q Bridge (m3/s)	400.00	Crit W.S. (m)	18.90	18.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.87	5.84
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.04	2.08
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	196.04	192.04
Weir Submerg		Froude # Chl	0.35	0.36
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	527.13	513.62
Min El Weir Flow (m)	21.60	Hydr Depth (m)	3.51	3.45
Min El Prs (m)	22.70	W.P. Total (m)	71.57	70.96
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	10964.9	10655.3
Delta WS (m)	0.05	Top Width (m)	55.88	55.60
BR Open Area (m2)	280.81	Frctn Loss (m)	0.02	0.00
BR Open Vel (m/s)	2.08	C & E Loss (m)	0.00	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	35.75	37.40
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	535.28	446.70

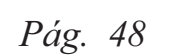
3. GRÁFICOS DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

PERFIL LONGITUDINAL DEL CAUCE

Rugosidad $n = 0,030$

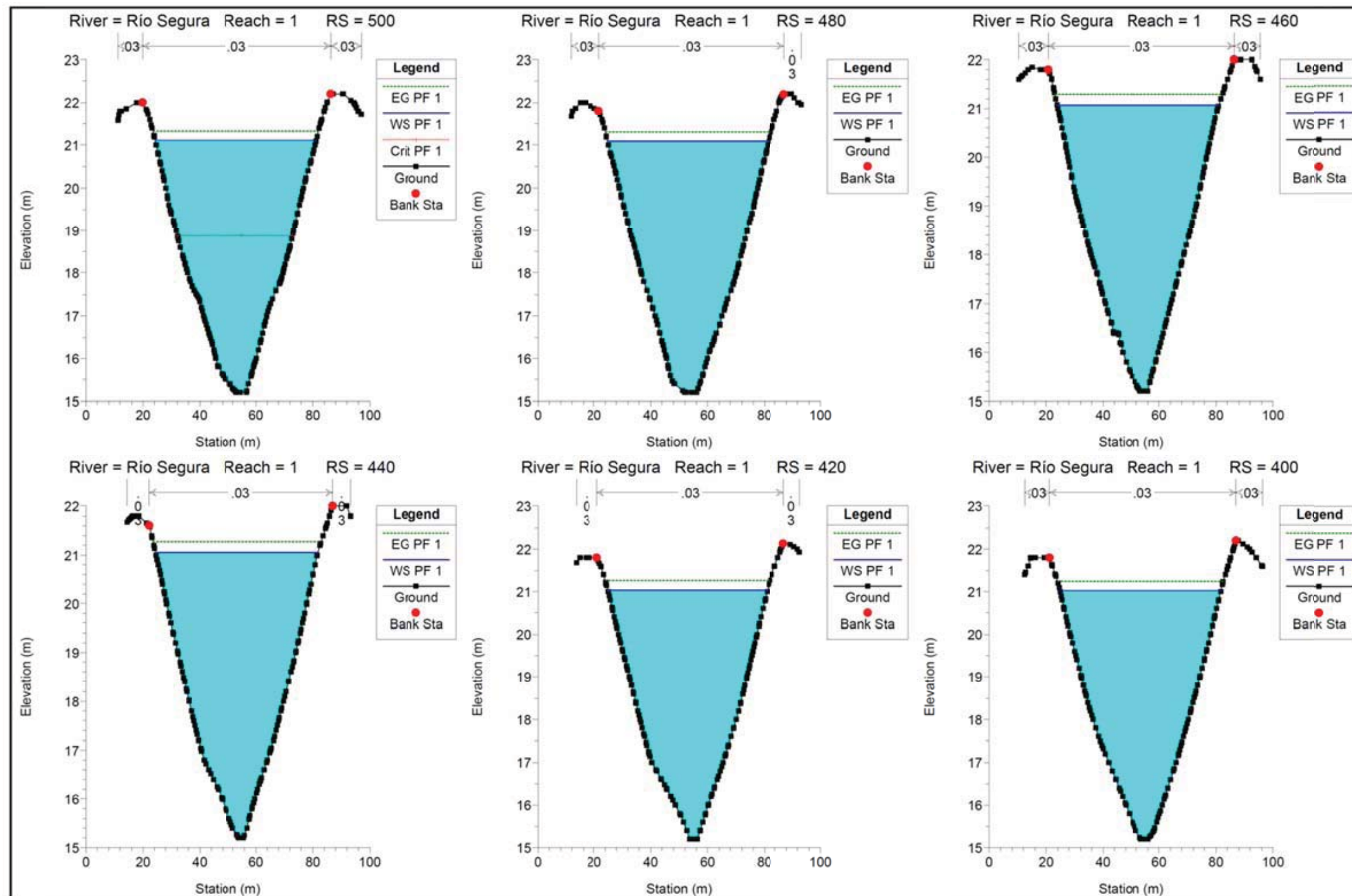


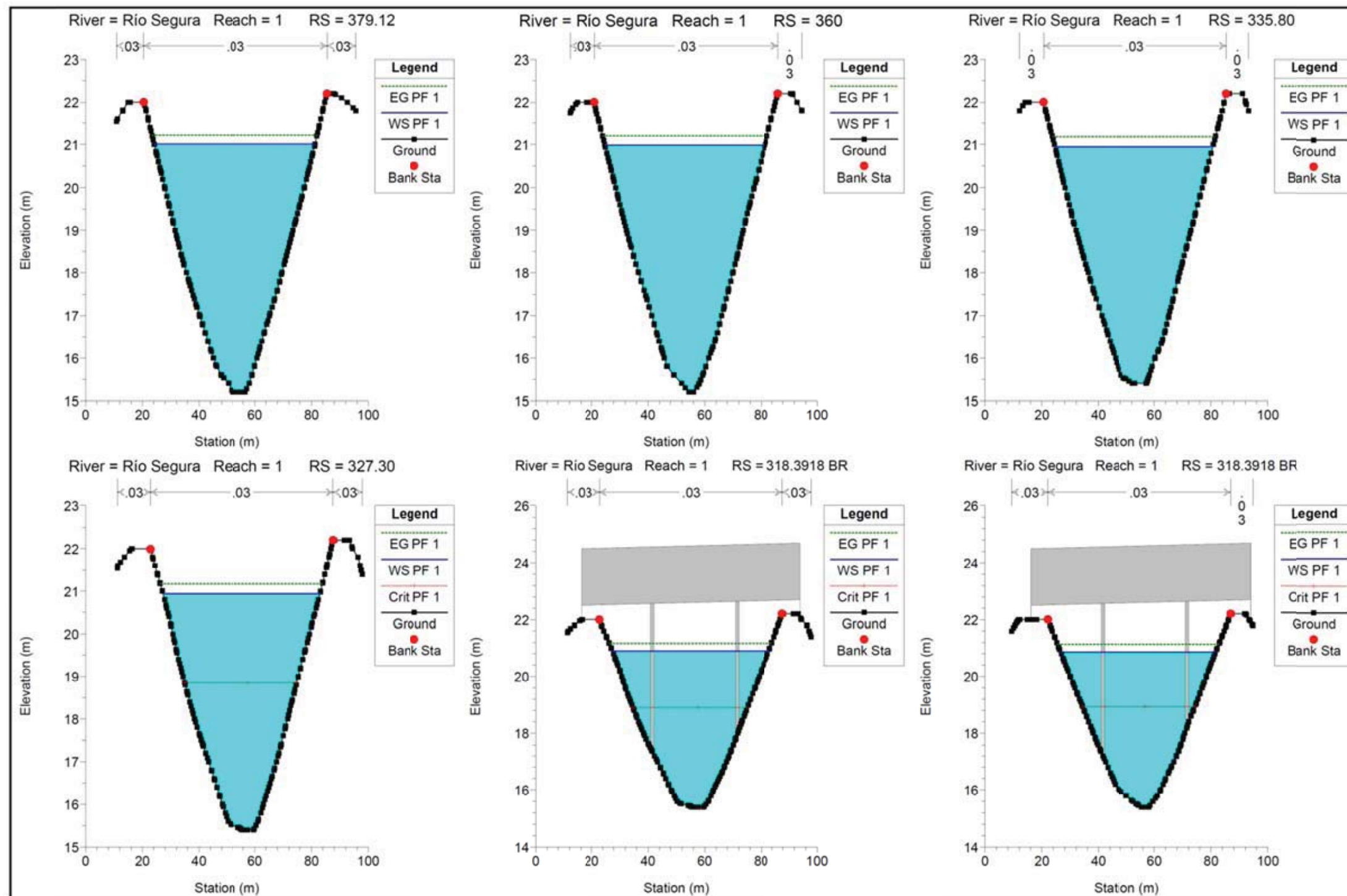
Rugosidad $n = 0,035$

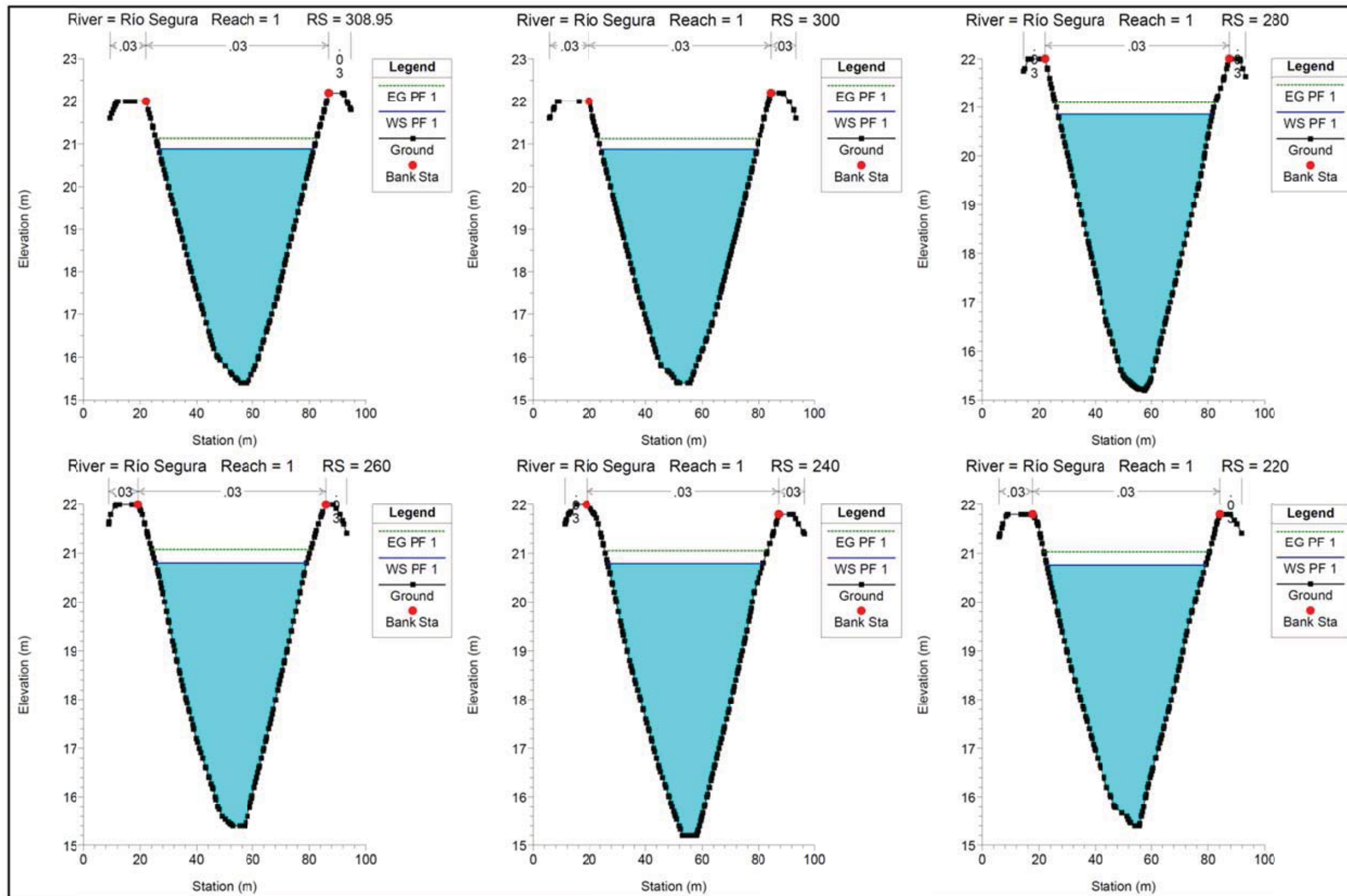


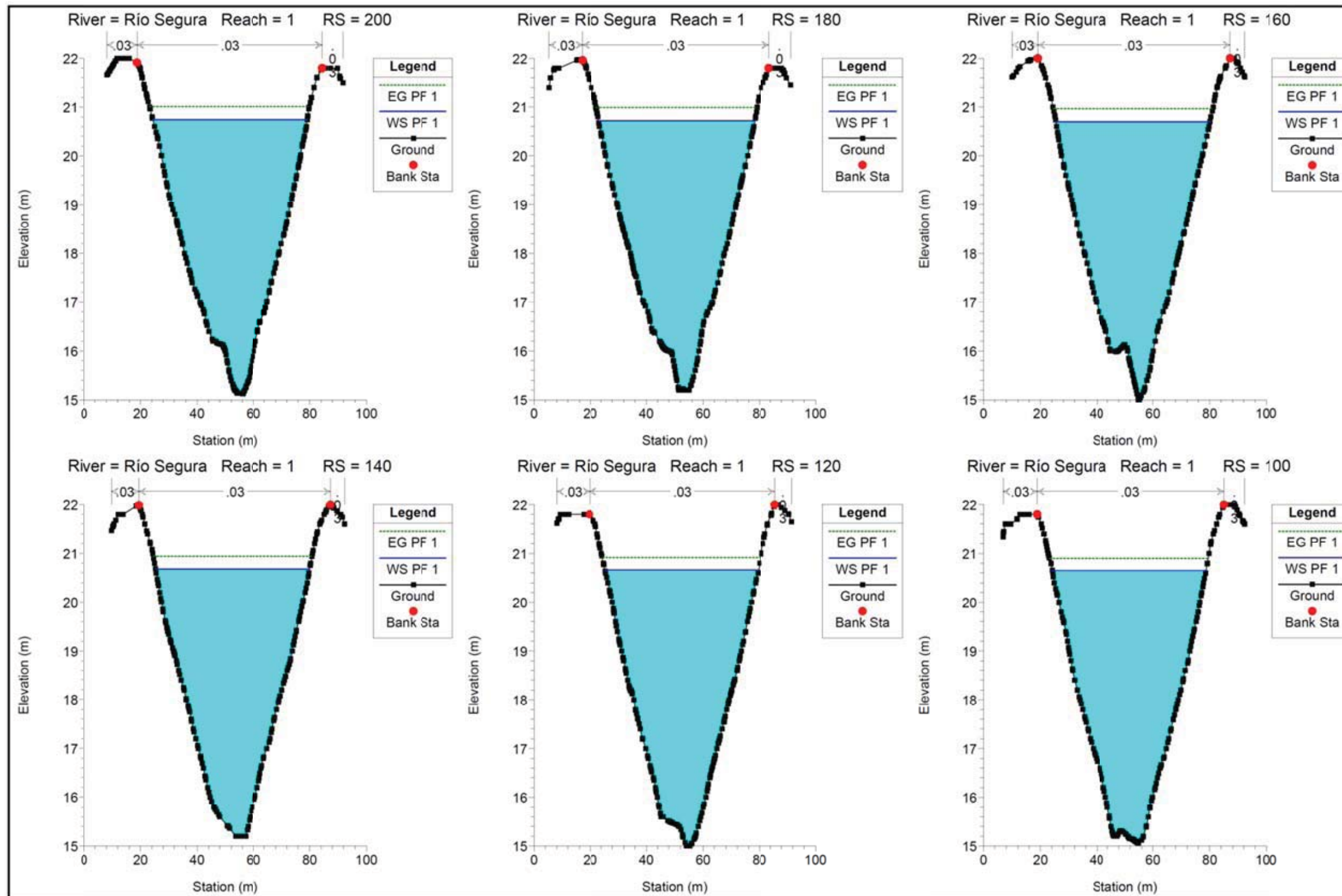
PERFILES TRANSVERSALES DEL CAUCE

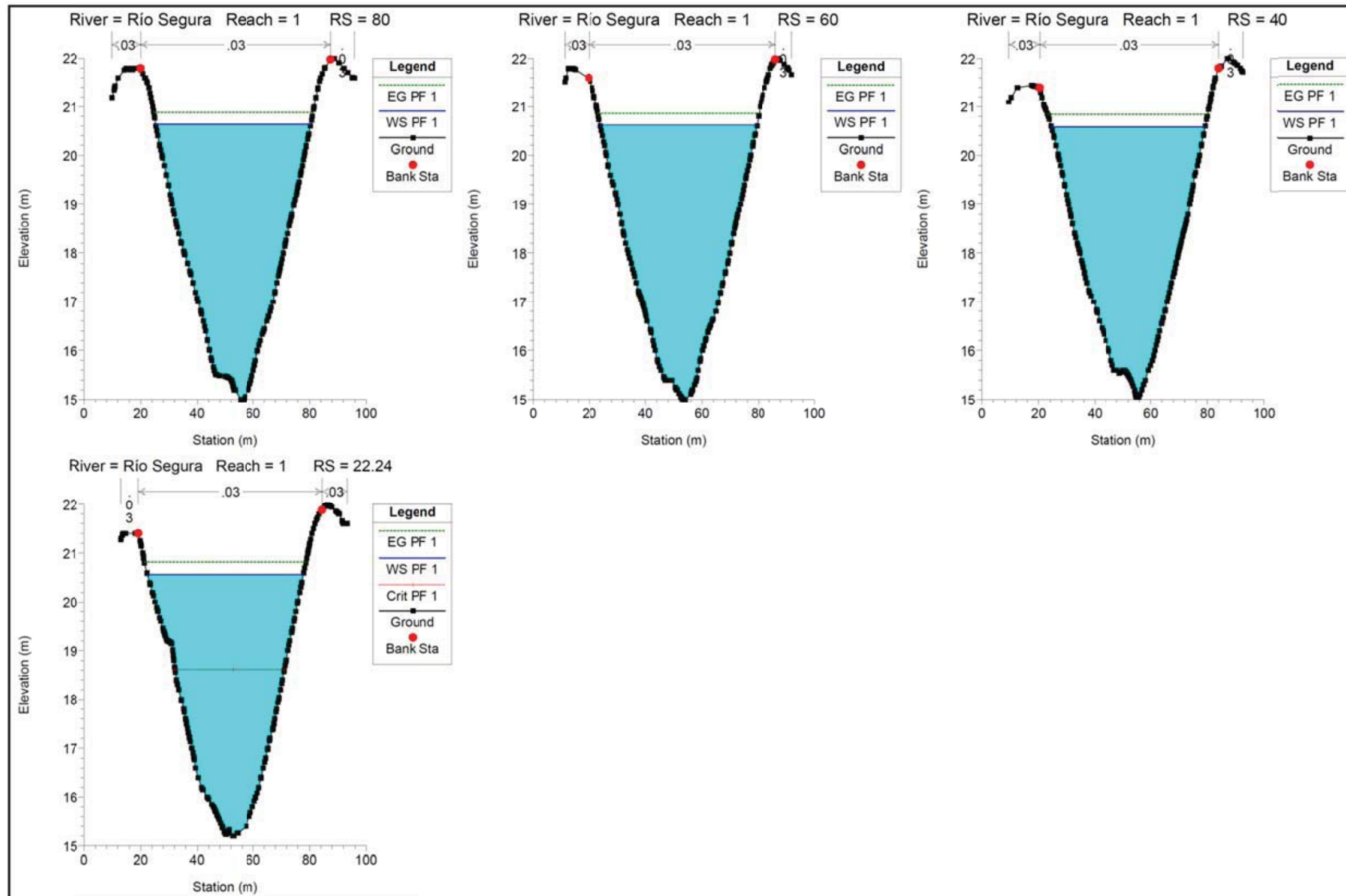
Rugosidad $n = 0,030$





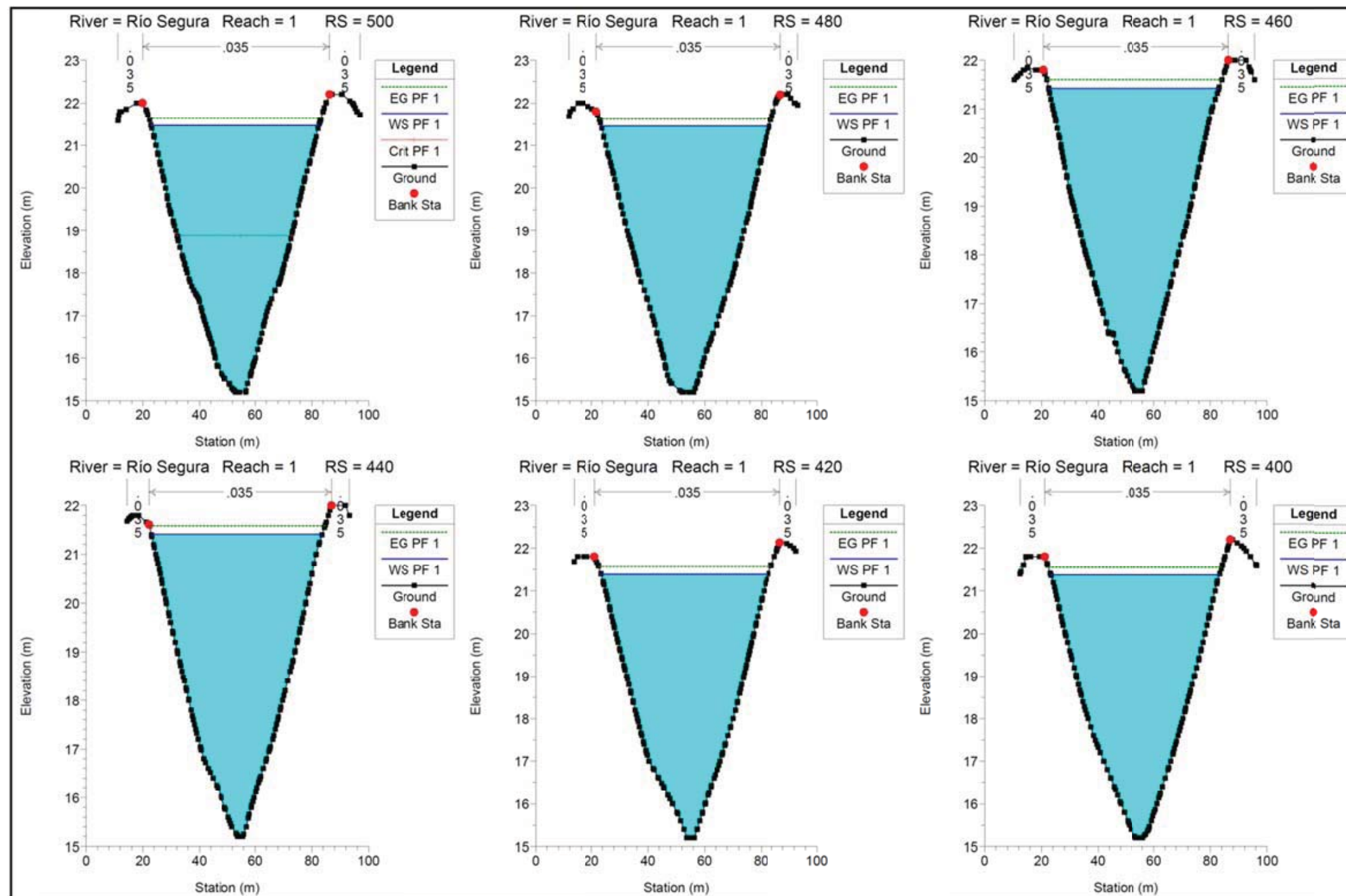


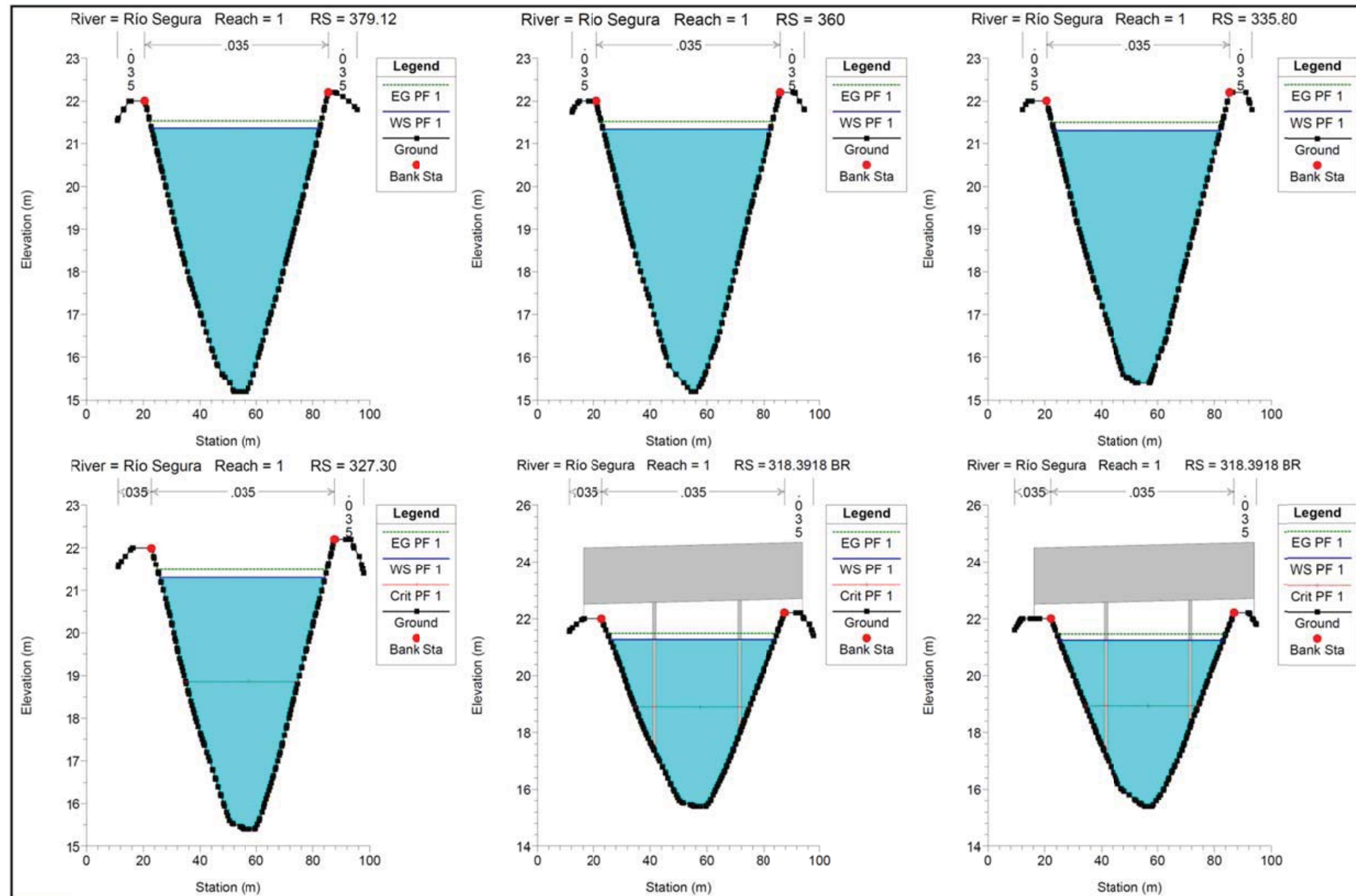


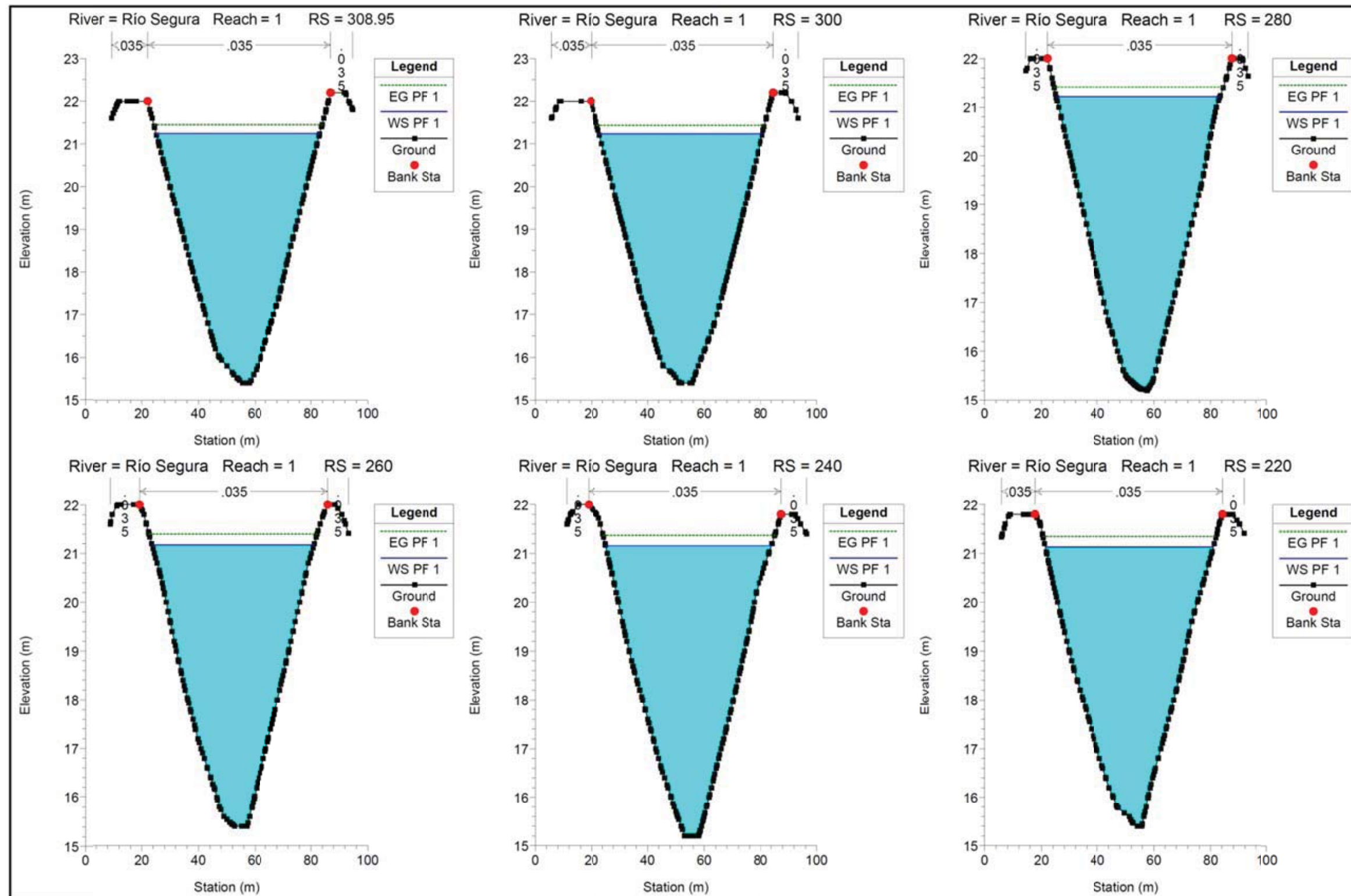


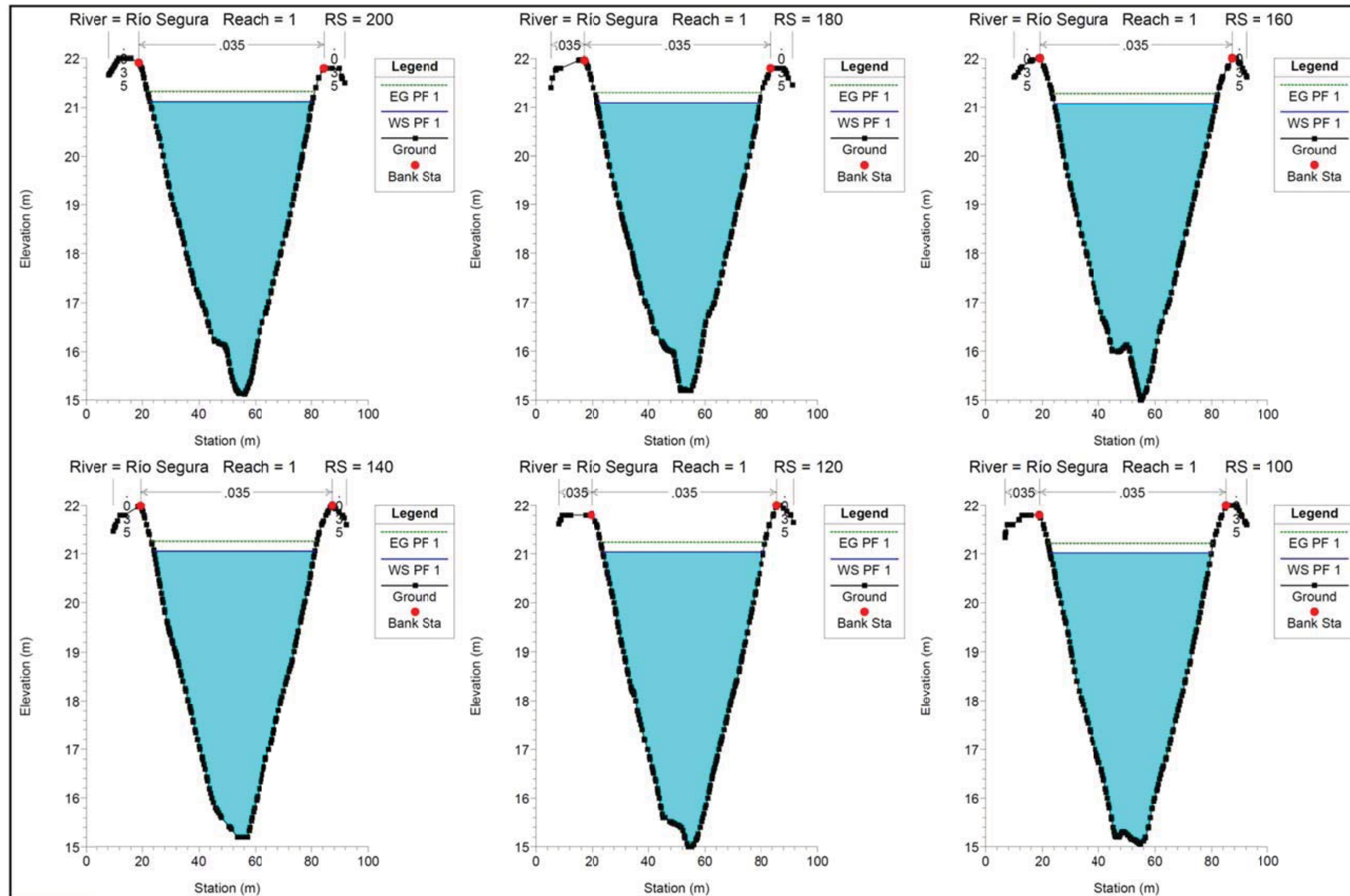
PERFILES TRANSVERSALES DEL CAUCE

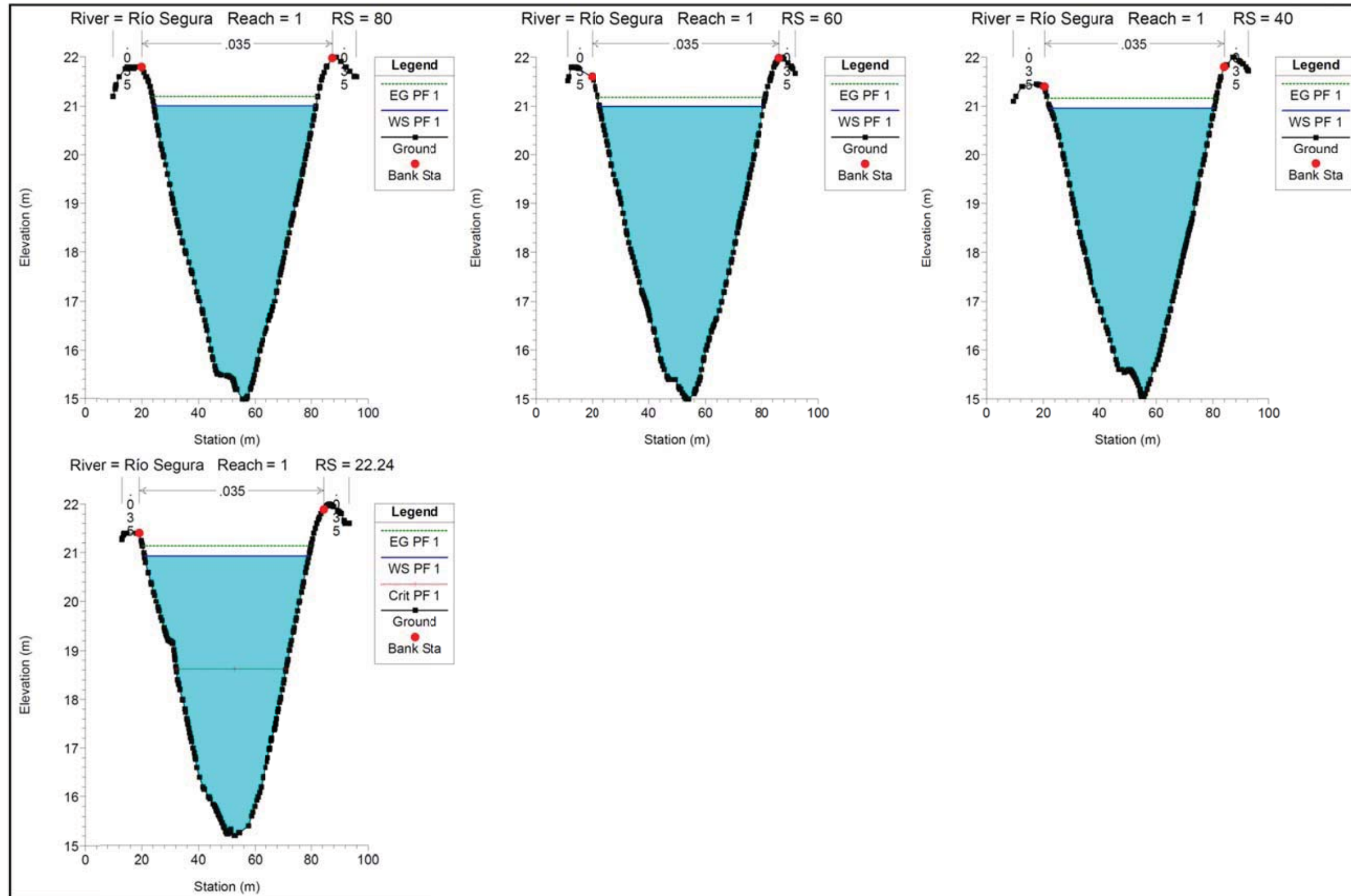
Rugosidad $n = 0,035$



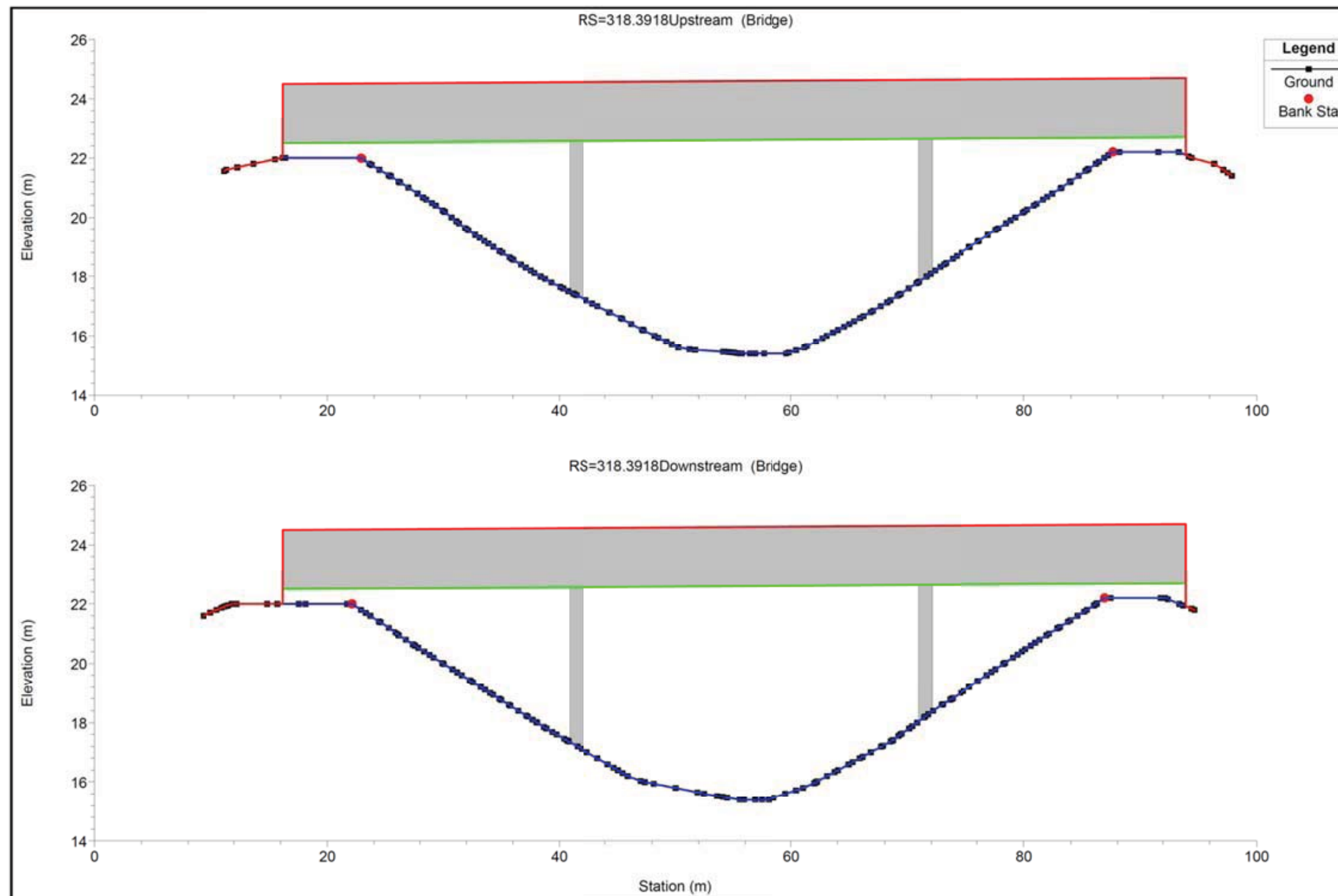








PERFILES TRANSVERSALES DEL PUENTE.



4. RESULTADOS DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL SEGÚN HEC-RAS.

RESULTADOS DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL

Rugosidad n = 0,030

Contraction Scour		Left	Channel	Right
Input Data				
Average Depth (m):			3.31	
Approach Velocity (m/s):			2.16	
Br Average Depth (m):			3.33	
BR Opening Flow (m3/s):			400.00	
BR Top WD (m):			53.00	
Grain Size D50 (mm):			0.08	
Approach Flow (m3/s):			400.00	
Approach Top WD (m):			55.99	
K1 Coefficient:			0.690	
Results				
Scour Depth Ys (m):			0.11	
Critical Velocity (m/s):			0.33	
Equation:			Live	
Pier Scour				
All piers have the same scour depth				
Input Data				
Pier Shape:		Round nose		
Pier Width (m):		1.20		
Grain Size D50 (mm):		0.08000		
Depth Upstream (m):		3.34		
Velocity Upstream (m/s):		2.15		
K1 Nose Shape:		1.00		
Pier Angle:		0.00		
Pier Length (m):		13.04		
K2 Angle Coef:		1.00		
K3 Bed Cond Coef:		1.10		
Grain Size D90 (mm):				
K4 Armouring Coef:		1.00		
Results				
Scour Depth Ys (m):		2.48		
Froude #:		0.38		
Equation:		CSU equation		
Combined Scour Depths				
Pier Scour + Contraction Scour (m):				
		Channel:	2.59	

RESULTADOS DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL

Rugosidad n = 0,035

Contraction Scour		Left	Channel	Right
Input Data				
Average Depth (m):			3.51	
Approach Velocity (m/s):			1.94	
Br Average Depth (m):			3.51	
BR Opening Flow (m3/s):			400.00	
BR Top WD (m):			55.88	
Grain Size D50 (mm):			0.08	
Approach Flow (m3/s):			400.00	
Approach Top WD (m):			58.77	
K1 Coefficient:			0.690	
Results				
Scour Depth Ys (m):			0.12	
Critical Velocity (m/s):			0.33	
Equation:			Live	
Pier Scour				
All piers have the same scour depth				
Input Data				
Pier Shape:		Round nose		
Pier Width (m):		1.20		
Grain Size D50 (mm):		0.08000		
Depth Upstream (m):		3.53		
Velocity Upstream (m/s):		1.94		
K1 Nose Shape:		1.00		
Pier Angle:		0.00		
Pier Length (m):		1.20		
K2 Angle Coef:		1.00		
K3 Bed Cond Coef:		1.10		
Grain Size D90 (mm):				
K4 Armouring Coef:		1.00		
Results				
Scour Depth Ys (m):		2.39		
Froude #:		0.33		
Equation:		CSU equation		
Combined Scour Depths				
Pier Scour + Contraction Scour (m):				
		Channel:	2.51	

5. GRÁFICO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL EN LAS PILAS

GRÁFICO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL EN LAS PILAS

Rugosidad $n = 0,030$

Bridge Scour RS = 318.3918

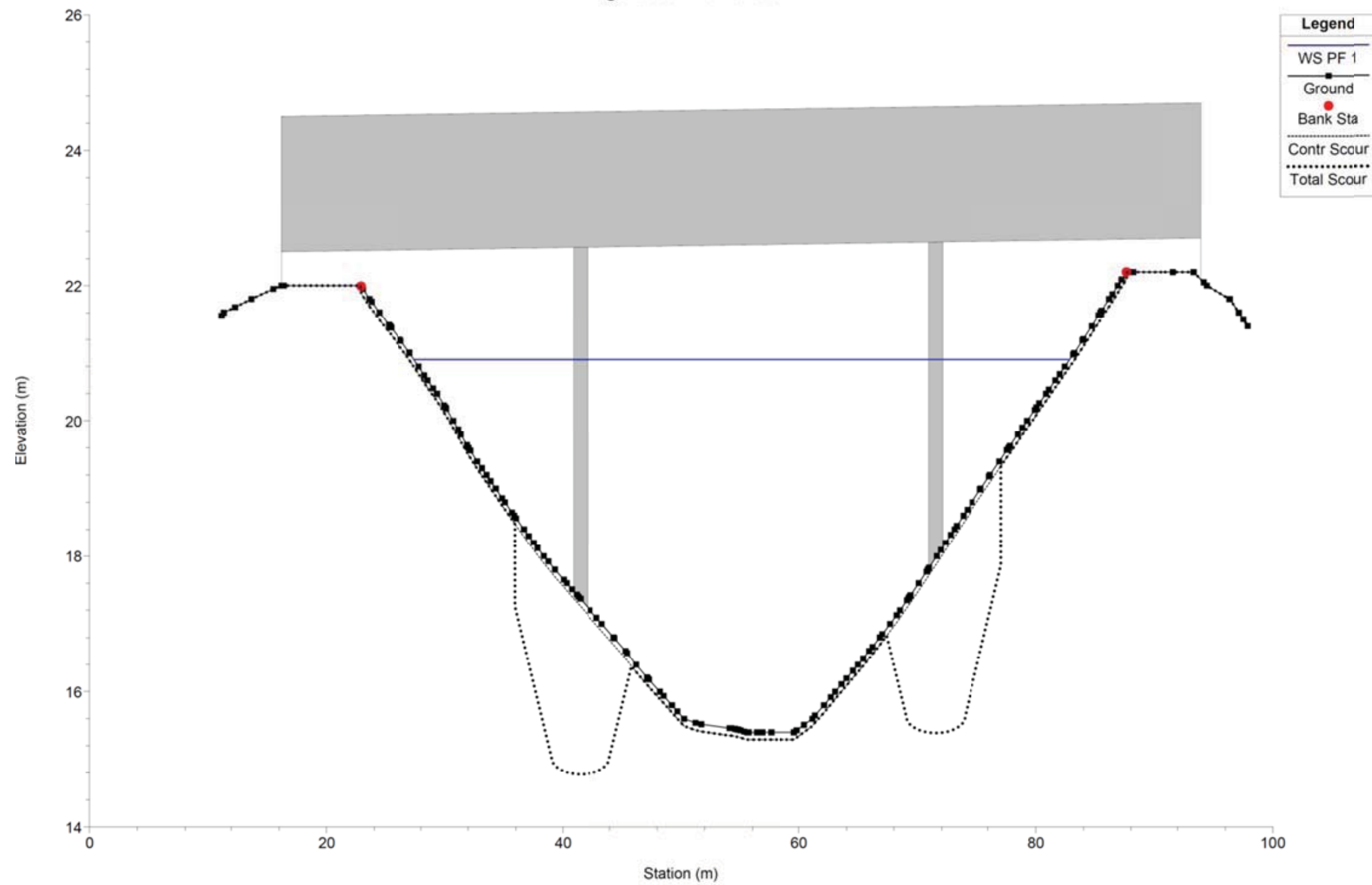
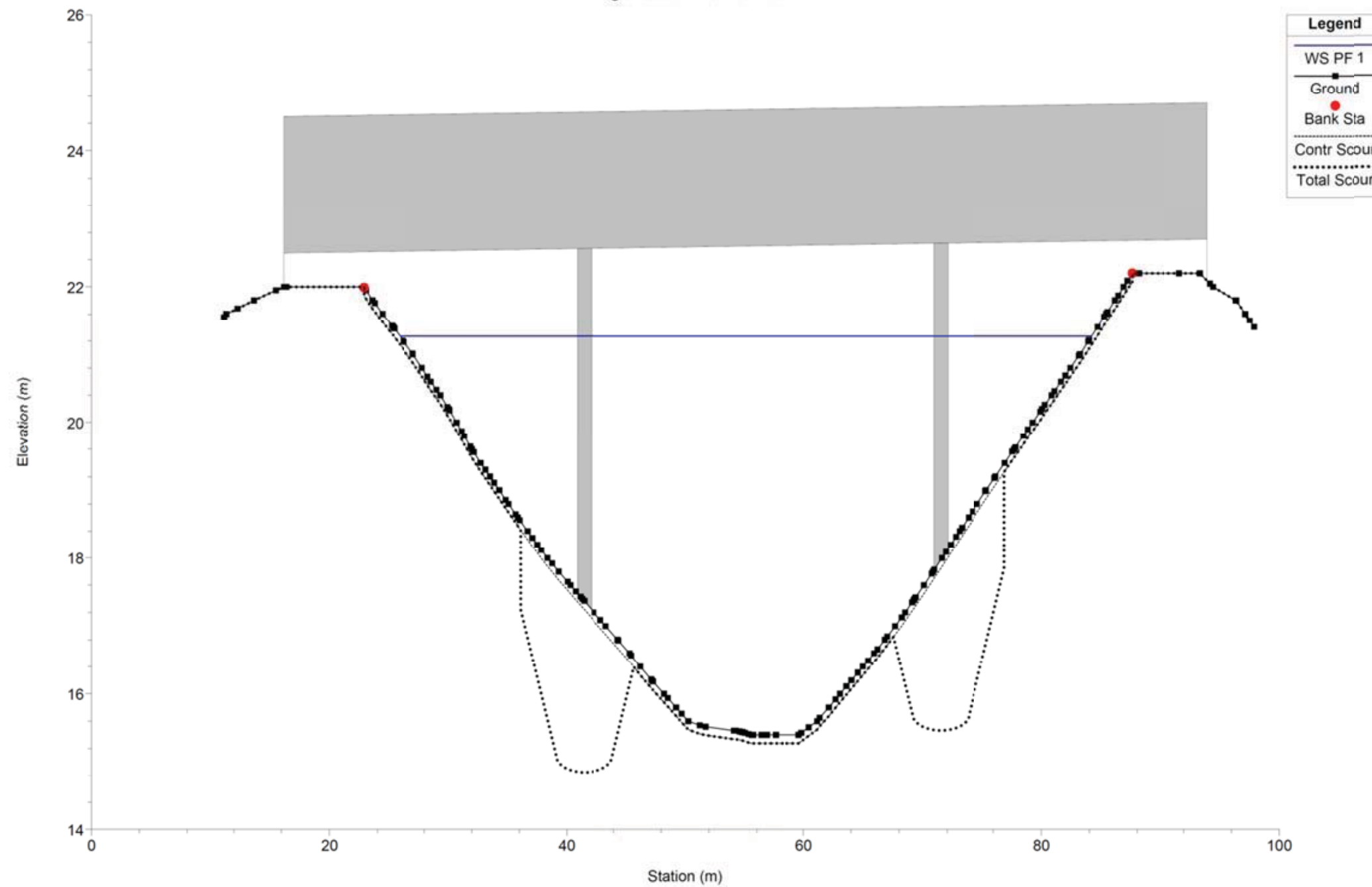


GRÁFICO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN Y LOCAL EN LAS PILAS

Rugosidad $n = 0,035$

Bridge Scour RS = 318.3918



6. PLANO DE PROTECCIONES.

