

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO



PROYECTO: REALINEAMIENTO DEL CAUCE DE LA QUEBRADA SIN NOMBRE DEL PROYECTO VERACRUZ VILLAGE.

PROPIEDAD DE: BLUEFISH HILL CORPORATION

UBICACIÓN: SECTOR DE CERRO GALERA, CORREGIMIENTO DE VERACRUZ, DISTRITO DE ARRAIJÁN, PROVINCIA DE PANAMÁ OESTE.



OCTUBRE, 2021

INDICE

1. Introducción	3
2. Breve reseña del corregimiento de Veracruz	4
3. Cálculos Hidrológicos	5-12
4. Cálculos Hidráulicos	13-21
5. Cálculo de los niveles de terracería	22
6. Conclusiones	23
7. Recomendaciones	24
8. Anexo 1	25-36
9. Anexo 2	37-49

INTRODUCCIÓN

Se realizará el estudio para el realineamiento del curso de la quebrada sin nombre por la servidumbre de 17 metros según el plano aprobado por el Ministerio de Economía y Finanzas (MEF) en el año 2009 (Plano 8071409-017). Con el caudal estimado para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años, se dimensionará el canal para el nuevo cauce de la quebrada con las dimensiones suficientes para mantener el nivel de crecida dentro del mismo. Para lo cual se utilizarán los parámetros que indica el Ministerio de Obras Públicas (MOP) para este tipo de obras.

Se realizará un cálculo hidráulico con el alineamiento del cauce de la quebrada existente con las secciones transversales naturales utilizando el Modelo HEC-RAS. El cual nos permitirá determinar la planicie de inundación de la quebrada.

Para los dos casos, antes descritos, se considerará el remanso producido por la marea



Distrito de Arraiján: División político - administrativa

Veracruz es un corregimiento del distrito de Arraiján en la provincia de Panamá Oeste, República de Panamá. La localidad tiene 18.589 habitantes (2010), actualmente forma parte del interior del país. El corregimiento limita al norte con Arraiján (cabecera), al sur con el océano Pacífico, al este con el distrito de Panamá y al oeste con Cerro Silvestre.

CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA SIN NOMBRE:

La delimitación de una cuenca hidrográfica se realiza a través de una línea imaginaria, denominada divisora de agua, que separa las pendientes opuestas de las cumbres, fluyendo las aguas de las precipitaciones a ambos lados de la línea imaginaria hacia los cauces de las cuencas continuas. A continuación, se muestran los componentes en una cuenca (ver Figura 1).

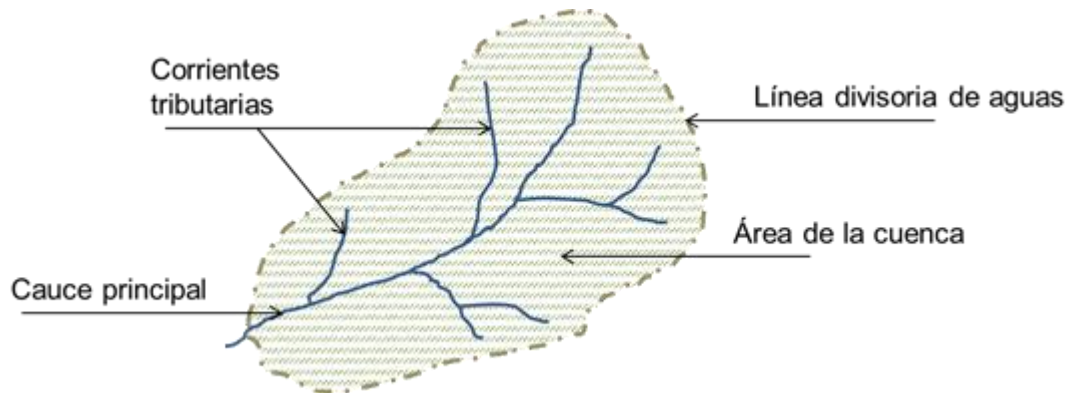


Figura 1: Componentes en una cuenca

Hasta el punto de control, calle de acceso a VERACRUZ, la cuenca de la quebrada sin nombre, tiene un área de drenaje de 96.00 Ha. Tiene una longitud de 2,084 metros y un desnivel de 224 metros. Por lo tanto, su pendiente promedio es de 10.75%.

La cuenca se demarcó en los mosaicos topográficos 4242 I (Panamá) del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia a escala 1: 50,000 (ver cuenca demarcada en el ANEXO).

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE FORMA:

Es uno de los parámetros que explica la elongación de una cuenca. Se expresa como la relación entre el área de la cuenca y la longitud de la misma. El parámetro está definido por la siguiente expresión:

$$Ff = \frac{A}{L^2}$$

Es un parámetro adimensional y la longitud de la cuenca puede considerarse según tres criterios diferentes: la longitud del cauce principal considerando su sinuosidad, la longitud del cauce principal considerando el eje del mismo, o la distancia entre el punto de control de la cuenca y el punto más alejado de este (longitud promedio).

Si la forma de la cuenca es aproximadamente circular, entonces el valor de Ff se acercará a uno. Mientras que, las cuencas más alargadas, tendrán un Ff menor. En las cuencas alargadas, las descargas son de menor volumen debido a que el cauce de agua principal es más largo que los cauces secundarios y los tiempos de concentración para eventos de precipitación son distintos, como se muestra en la Figura 1. Este caso es inverso a lo que ocurre con el coeficiente de compacidad de Gravelius.

A continuación, calcularemos el factor de forma, el cual nos permitirá determinar la forma de la cuenca.

$$Ff = \frac{96(10,000)}{2084^2}$$

Ff = 0.22 (Factor de forma)

Con el factor de forma calculado, de la Tabla 1 obtenemos que la forma de la cuenca de la quebrada sin nombre es **alargada**.

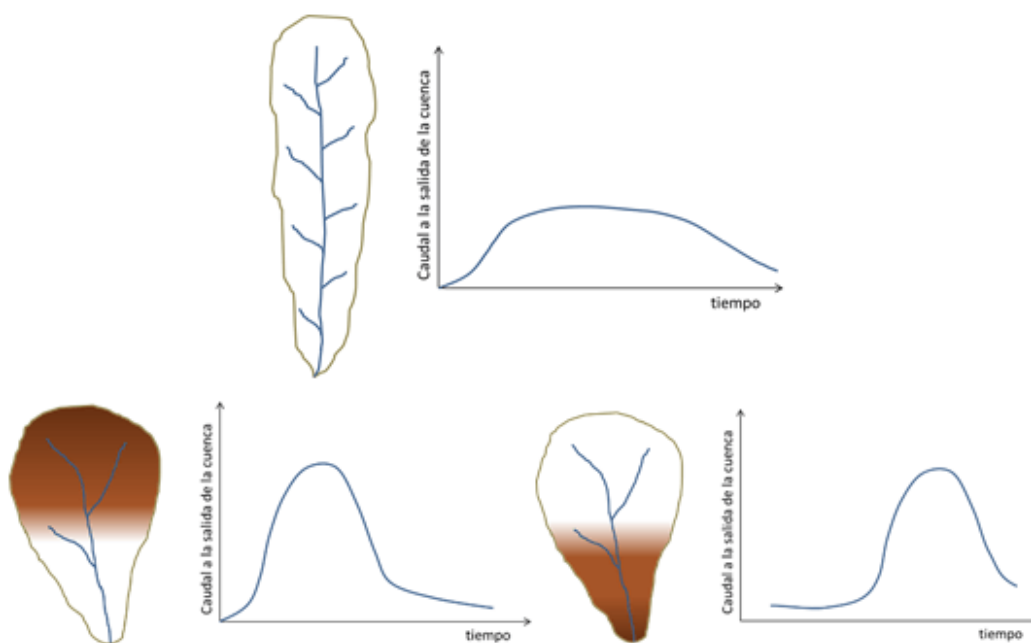


Figura 1: Influencia de la configuración de la red hidrológica en las descargas.

Tabla 1: Rangos aproximados del factor de forma

Factor de forma (Ff)	Forma de la cuenca
< 0.22	Muy alargada
0.22 – 0.30	Alargada
0.30 – 0.37	Ligeramente alargada
0.37 – 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 – 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 – 0.80	Ensanchada
0.80 – 1.20	Muy ensanchada
> 1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Fundamentos del ciclo hidrológico / Universidad Central de Venezuela

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Método Racional

$$Q = CiA / 360$$

En donde:

- Q = Caudal máximo en m³/s
- C = Coeficiente de escorrentía
- i = Intensidad de lluvia en mm/hora
- A = Área de drenaje en Ha.

Las suposiciones incluidas en la Fórmula Racional son:

1. El porcentaje máximo de escurrimiento para una intensidad particular de lluvia ocurre si la duración de misma es igual o mayor que el tiempo de concentración.
2. El porcentaje máximo de escurrimiento para una intensidad específica de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia.
3. La frecuencia de ocurrencia del escurrimiento máximo es la misma que la de la intensidad de la lluvia con la cual se calculó.
4. El escurrimiento máximo por área unitaria disminuye conforme aumenta el área de drenaje y la intensidad de la lluvia disminuye conforme aumenta su duración.
5. El coeficiente de escorrentía permanece constante para todas las tormentas en una cuenca.

Coeficiente de Escorrentía

Se denomina escorrentía a la cantidad de agua que no es absorbida por el suelo, que en cambio se escurre por la superficie. El coeficiente de escorrentía adopta un valor que depende de la naturaleza de la superficie, de los usos del suelo y las pendientes del terreno, vegetación, permeabilidad, inclinación, humedad inicial del suelo, etc. como se muestra a continuación:

Tabla 1: Valores de coeficientes de escorrentía

Material	C
Pavimentos de hormigón o aglomerados	0.75 a 0.95
Tratamientos superficiales	0.60 a 0.80
Firmes no revestidos	0.40 a 0.60
Bosques	0.10 a 0.20
Zonas con vegetación densa	0.05 a 0.50
Zonas con vegetación media	0.10 a 0.75
Zonas sin vegetación	0.20 a 0.80
Zonas cultivadas	0.20 a 0.40
Terreno llano, permeable y boscoso	0.15
Terreno ondulado con pasto y cultivo	0.50

Fuente: Manual del Ingeniero Civil – Tercera Edición

Según esta Tabla, para el área en estudio el valor de C varía de 0.10 a 0.75. Por la naturaleza del área de la cuenca (ver fotos en el ANEXO), tomaremos para el estudio un valor de 0.75 (mayor valor). Este valor de coeficiente de escorrentía es el que el MOP recomienda para diseños pluviales en áreas sub-urbanas y en rápido crecimiento (ver Manual de Requisitos para Revisión de Planos).

Intensidad de Lluvia

Las curvas IDF son las que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Témez, 1978). Son la representación gráfica de la relación existente entre la intensidad, la duración y la frecuencia o período de retorno de la precipitación (Benitez, 2002). Para el cálculo de la intensidad de la lluvia, utilizaremos las ecuaciones de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) para la Vertiente del Pacífico, recomendadas por el MOP.

$$i = \frac{k}{t_c + b}$$

En donde:

i = Intensidad de lluvia en pulg./hora

t_c = Tiempo de concentración en minutos

k y b = Constantes (dependen del período de retorno)

Tiempo de Concentración

Se define como el tiempo que pasa desde el final de la lluvia neta hasta el final de la escorrentía directa. Representa el tiempo que tarda, en llegar al punto de control, la última gota de lluvia que cae en el extremo más alejado de la cuenca y que circula por escorrentía directa. Por lo tanto, el tiempo de concentración sería el tiempo de equilibrio o duración necesaria para que con una intensidad de escorrentía constante se alcance el caudal máximo. Existen varias fórmulas para calcular el tiempo de concentración. Utilizaremos la de Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L}{\sqrt{p}} \right)^{0.77}$$

En donde:

t_c = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud de la cuenca en metros

P = Pendiente de la cuenca en m/m

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{2084}{\sqrt{0.1075}} \right)^{0.77} = 16.54 \text{ minutos}$$

T_c = 17 minutos a usar

Período de Retorno

El período de retorno, generalmente se expresa en años y se define como el intervalo de tiempo promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud específica. Es uno de los parámetros más significativos a considerar en el momento de dimensionar una estructura hidráulica q va a ser destinada a soportar crecidas. Utilizaremos para el cálculo un período de retorno de 1:50 años (valor recomendado por el MOP para entubamientos y canalizaciones).

$$i = \frac{370}{t_c + 33} \text{ d pulg. / hora}$$

En donde:

i = Intensidad de lluvia en pulg./hora

t_c = Tiempo de concentración en minutos

$$i = \frac{370}{17+33} \times 25.40 = 187.96 \text{ mm/hora}$$

$$Q = CiA / 360$$

$$Q = 0.75 \times 187.96 \times 96 / 360 = 37.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 38.00 \text{ m}^3/\text{s} \text{ a usar}$$

Nota:

Para el cálculo hidráulico se utilizará el caudal estimado para una Lluvia con una recurrencia de 1:50 años, ya que es el que el Ministerio de Obras Públicas recomienda para las canalizaciones de ríos y quebradas (ver Manual de Requisitos de Revisión de Planos).

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

METODOLOGÍA A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO

El realineamiento de la quebrada sin nombre, en la servidumbre pluvial establecida para las dos fincas (ver Plano 8071409-017 adjunto), se inicia en la estación 0K+000.00 (salida del cruce pluvial en la calle de acceso a la comunidad de Veracruz) con una elevación de 2.76 metros y termina en la estación 0K+367.93 (ribera de mar) con una elevación de 0.519 metros. Por lo tanto, la pendiente disponible para el nuevo canal es de 0.0061 m/m (ver alineamiento en plano).

El cálculo hidráulico lo realizaremos utilizando tres métodos: Flujo normal (Ecuación de Manning para canales abiertos), el Método de Flujo Crítico, que no depende de la pendiente del canal y el Método de Energía de Bernoulli para considerar el efecto de reflujo o remanso por marea. De los tres, tomaremos la profundidad que resulte mayor para el cálculo de los niveles de terracería.

1. Cálculo de la profundidad de flujo normal:

Método de Manning:

$$Q = c / n R H^{2/3} S^{1/2} A$$

En donde:

Q = Caudal en m³/s

c = Coeficiente (depende del sistema de unidades)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (depende del tipo de superficie en contacto con el agua)

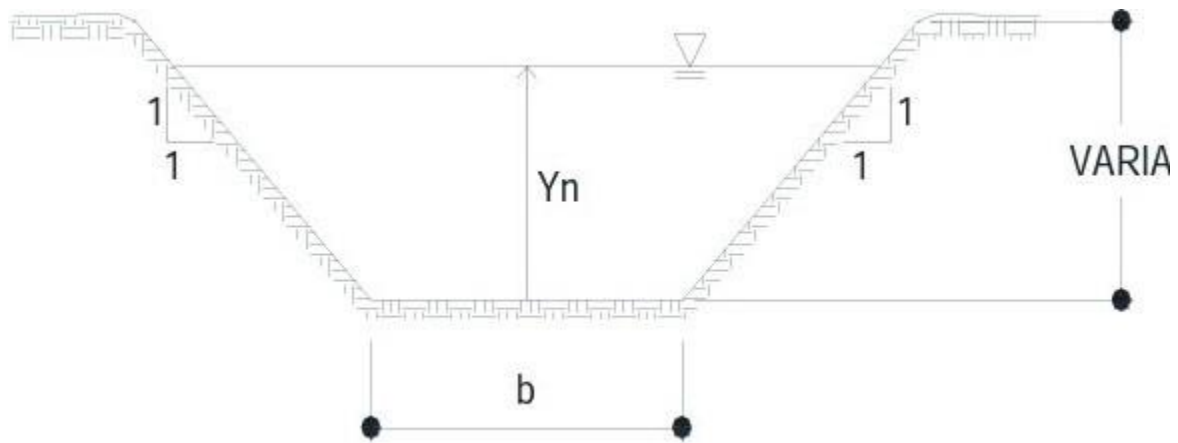
RH = Radio hidráulico en metros

S = Pendiente longitudinal del cauce en m/m

A = Área de la sección transversal en m²

c = 1.00 (sistema métrico)

RH = Área / Perímetro mojado



SECCIÓN DE CANAL A UTILIZAR

Para el cálculo, tomaremos un ancho de base de 5.00 metros (similar al canal ubicado aguas arriba).

$Q = 38.00 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver cálculos hidrológicos)

$S = 0.0061 \text{ m/m}$ (ver perfil longitudinal)

$n = 0.013$ (taludes y fondo revestidos con zampeado de hormigón armado)

$$A = 5 Y_n + Y_n^2$$

$$P = 5 + 2 Y_n \sqrt{2}$$

$$38 = 1/0.013 \left(\frac{5Y_n + Y_n^2}{5 + 2Y_n\sqrt{2}} \right)^{2/3} \times \sqrt{0.0061} \times (5Y_n + Y_n^2)$$

Como puede verse esta es una ecuación, cuya solución requiere de un programa de computadora para resolverlo. En este caso utilizaremos el programa de Newton Raphsom:

$$I = f(y)$$

En donde:

I = representa la ecuación igualada a cero

$f(y)$ = la ecuación en función de la incógnita (y)

Introduciendo la ecuación en el programa, obtenemos el valor de $Y_n = 1.144\text{m}$

Nota:

El valor de la profundidad de flujo normal calculada (1.144m) se mantiene constante en todo el canal, ya que la misma depende del caudal, de la geometría del canal y de la pendiente longitudinal del mismo.

2. Cálculo de la profundidad de flujo crítico:

El número de Froude es un adimensional. La condición crítica de escorrentía corresponde al límite entre los regímenes fluvial y torrencial. De esta forma siempre que ocurren cambios en el régimen de escorrentía, la profundidad debe pasar por su valor crítico. Este pasaje sin embargo, puede ocurrir de forma gradual o brusca, de acuerdo con el régimen de escorrentía de montante y con la singularidad que provoca la variación. Mediante este número el flujo se clasifica en:

1. Subcrítico ($F < 1$):

Este tipo de flujo es denominado flujo lento, el nivel efectivo del agua en una sección determinada está condicionado al nivel de la sección aguas abajo ($Y_n > Y_c$).

2. Supercrítico ($F > 1$):

Este tipo de flujo es denominado flujo rápido, el nivel del agua efectivo en una sección determinada está condicionado a la condición de contorno situada aguas arriba ($Y_n < Y_c$).

3. Crítico ($F = 1$):

Este tipo de flujo es denominado flujo crítico ($Y_n = Y_c$)

$$F^2 = \frac{Q^2 \times T}{g A^3} = 1.0$$

En donde:

F = Número de Froude

Q = Caudal en m^3 / s

T = Espejo (longitud de la superficie del agua dentro de la sección transversal en metros)

g = Aceleración debido a la gravedad ($9.80 m/s^2$)

A = Área de la sección transversal en m^2

$Q = 38.00 \text{ m}^3/\text{s}$ (obtenido del cálculo hidrológico)

$$T = 5 + 2 Y_c$$

$$A = 5 Y_c + Y_c^2$$

$$\frac{38^2 \times (5 + 2 Y_c)}{9.80 (5 Y_c + Y_c^2)^3} = 1.0$$

Como puede verse esta es una ecuación, cuya solución requiere de un programa de computadora para resolverlo. En este caso utilizaremos el programa de Newton Raphsom:

$$I = f(y)$$

En donde:

I = representa la ecuación igualada a cero

$f(y)$ = la ecuación en función de la incógnita (y)

Introduciendo la ecuación en el programa, obtenemos el valor de $Y_c = 1.612\text{m}$

Nota:

El valor de la profundidad de flujo crítico calculada (1.612m) se mantiene constante en todo el canal, ya que la misma depende del caudal y de la geometría del canal.

Como la profundidad de flujo normal es menor que la crítica, de acuerdo a la clasificación del tipo de flujo, le corresponde la número 2. Es decir, que el flujo es SUPERCRÍTICO ($F > 1$). Este tipo de flujo es denominado flujo rápido, el nivel del agua efectivo en una sección determinada está condicionado a la condición de contorno situada aguas arriba ($Y_n < Y_c$).

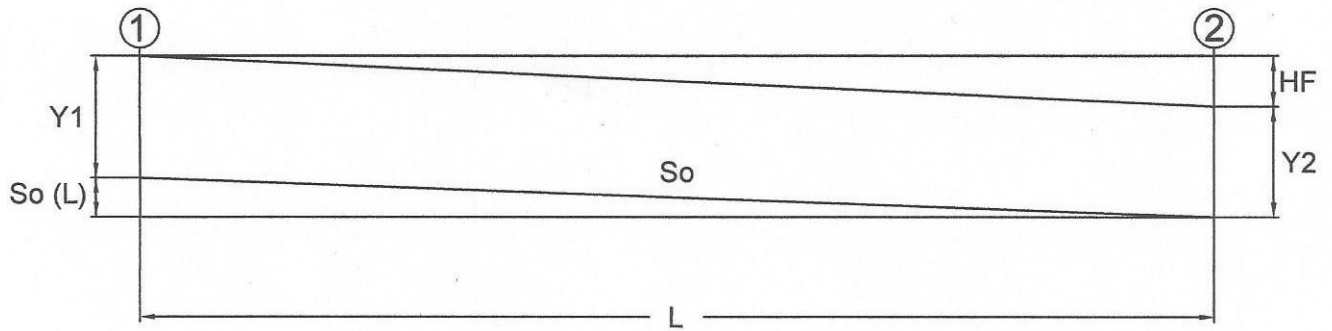
Nota:

Como puede verse del cálculo, la profundidad de flujo crítico es mayor que la normal. Este tipo de flujo es denominado flujo rápido, el nivel del agua efectivo en una sección determinada está condicionado a la condición de contorno situada aguas arriba ($Y_n < Y_c$).

3. Cálculo de las profundidades de flujo considerando el refluo debido a la marea:

Método de Energía de Bernoulli:

En vista que la descarga del canal es en el mar, utilizaremos la ecuación de Energía de Bernoulli para considerar el efecto del refluo o remanso causado por la marea.



ESQUEMA PARA LA ECUACION DE ENERGIA

Si planteamos la ecuación de energía entre los puntos 1 y 2, resulta una ecuación general del tipo:

$$S(L) + Y_1 = Y_2 + HF$$

Donde:

Y_1 = Profundidad de flujo en el punto 1

Y_2 = Profundidad de flujo en el punto 2

HF = Energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida, más la pérdida por fricción y pérdidas a la entrada ($h_v + h_f$).

L = Longitud del tramo de cauce

S = Pendiente de fondo del cauce

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = \frac{2g n^2 L}{R^{4/3}} \frac{V^2}{2g}$$

$$HF = \frac{V^2}{2g} + \frac{2g n^2 L}{R^{4/3}} \frac{V^2}{2g}$$

$$V = Q/A$$

$$R = A/P$$

$$S(L) + Y1 = Y2 + \frac{Q^2}{2g A^2} \left[1 + \frac{2g n^2 L}{(A/P)^{4/3}} \right]$$

$$0.0061(L) + Y1 = 2.34 + \frac{38^2}{2g A^2} \left[1 + \frac{2g n^2 L}{(A/P)^{4/3}} \right]$$

$$A = 5 Y1 + Y1^2$$

$$P = 5 + 2 Y1 \sqrt{2}$$

$S = 0.0061$ m/m (pendiente disponible del canal)

$$Q = 38.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g = 9.80 \text{ m/s}^2$$

$n = 0.013$ (taludes y fondo revestidos con zampeado de hormigón armado)

$Y2$ = Nivel de marea – Elevación de fondo (en el punto de convergencia con la marea)

Tomando una marea de 18 pies, del esquema de Niveles de referencia para alturas de mareas en el Pacífico indicado en el Anexo, tenemos:

$$\text{Marea de 18 pies} = (18 - 8.625) / 3.28 = 2.86\text{m (nivel de marea de 18 pies)}$$

$$Y2 = 2.86 - 0.52 = 2.34\text{m} > 1.60\text{m (profundidad crítica)}$$

Nota:

El valor de la profundidad de flujo, considerando el efecto de refluo o remanso causado por la marea, no se mantiene constante en todo el canal. Ver resultados de los cálculos hidráulicos en la Tabla B1. La variable ($Y1$) fue calculada utilizando el programa de Newton Raphsom, ya que la misma no puede ser calculada directamente.

Tabla B1: Cálculo de las profundidades de flujo

Estación	L (m)	Y (m)	V (m/s)
0K+000	367.93	1.56	3.71
0K+020	347.93	1.58	3.66
0K+040	327.93	1.61	3.57
0K+060	307.93	1.63	3.52
0K+080	287.93	1.66	3.44
0K+100	267.93	1.69	3.36
0K+120	247.93	1.73	3.26
0K+140	227.93	1.77	3.17
0K+160	207.93	1.81	3.08
0K+180	187.93	1.86	2.98
0K+200	167.93	1.91	2.88
0K+220	147.93	1.97	2.77
0K+240	127.93	2.03	2.66
0K+260	107.93	2.09	2.56
0K+280	87.93	2.17	2.44
0K+300	67.93	2.24	2.34
0K+320	47.93	2.33	2.22
0K+340	27.93	2.41	2.13
0K+360	7.93	2.50	2.03
0K+367.93	0	2.34	2.21

Fuente: Elaboración propia

Nota:

La velocidad la calculamos utilizando la siguiente ecuación: $V = Q / A$

Tabla B2: Cálculo de los niveles de crecida (NAME)

Estación	E.Fondo (m)	Y(m)	NAME (m)
0K+000	2.76	1.56	4.32
0K+020	2.64	1.58	4.22
0K+040	2.52	1.61	4.13
0K+060	2.39	1.63	4.02
0K+080	2.27	1.66	3.93
0K+100	2.15	1.69	3.84
0K+120	2.03	1.73	3.76
0K+140	1.91	1.77	3.68
0K+160	1.79	1.81	3.60
0K+180	1.66	1.86	3.52
0K+200	1.54	1.91	3.45
0K+220	1.42	1.97	3.39
0K+240	1.30	2.03	3.33
0K+260	1.18	2.09	3.27
0K+280	1.05	2.17	3.22
0K+300	0.93	2.24	3.17
0K+320	0.81	2.33	3.14
0K+340	0.69	2.41	3.10
0K+360	0.57	2.50	3.07
0K+367.93	0.519	2.34	2.86

Fuente: Elaboración propia

Y (promedio) = $38.89 / 20 = 1.94\text{m}$

$Y_n / H \leq 0.80$ (AASHTO)

$H = 1.94 / 0.80 = 2.43\text{m}$ (valor mínimo)

Nota: Usar canal trapezoidal de 5.00m de base, taludes 1:1, una altura de 2.60m y pendiente longitudinal de 0.0061m/m (ver detalle constructivo en planos).

Tabla B3: Cálculo de los niveles de terracería

ESTACIÓN	NAME (m)	F.S (m)	NT (m)	OBSERVACIÓN
0K+020	4.22	1.50	5.72	Próximo al vértice 33
0K+040	4.13	1.50	5.63	
0K+060	4.02	1.50	5.52	
0K+080	3.93	1.50	5.43	
0K+100	3.84	1.50	5.34	
0K+120	3.76	1.50	5.26	
0K+140	3.68	1.50	5.18	
0K+160	3.60	1.50	5.10	
0K+180	3.52	1.50	5.02	
0K+200	3.45	1.50	4.95	
0K+220	3.39	1.50	4.89	
0K+240	3.33	1.50	4.83	
0K+260	3.27	1.50	4.77	
0K+280	3.22	1.50	4.72	
0K+300	3.17	1.50	4.67	Próximo al vértice 17

Fuente: Elaboración propia

Nota:

Para el cálculo de los niveles de terracería de las áreas que colindan con el cauce, se utilizó 1.50 metros sobre el nivel de aguas máximas calculado para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años. Los mismos varían de 5.72m (vértice 33) a 4.67m (vértice 17). Estos son los valores mínimos recomendados. Sin embargo, para el desarrollo de la arquitectura se podrán utilizar otros valores, pero nunca menores que los indicados. El nivel a utilizar, también va a depender del soterramiento de las tuberías del sistema pluvial para que tengan el recubrimiento necesario y puedan descargar a la bahía con el nivel adecuado.

CONCLUSIONES

A- Canalización dentro de la servidumbre de 17 metros

1. El realineamiento de la quebrada sin nombre, en la servidumbre pluvial establecida para las dos fincas (ver Plano 8071409-017), se inicia en la estación 0K+000.00 (salida del cruce pluvial en la calle de acceso a la comunidad de Veracruz) y termina en la estación 0K+367.93 (fin de canal).
2. Para el cálculo de los niveles de aguas máximas (NAME), se utilizó el caudal obtenido para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años y una marea de 18 pies. Estos niveles varían de 4.32m (estación 0K+000.00) a 2.86m (estación 0K+367.93). Para referencia, ver Tabla B2 (página 21) y las secciones transversales en planos (Hojas 5 y 6) donde se indica el NAME y la sección de canal proyectada sobre las secciones transversales naturales.
3. Con la sección de canal diseñada dentro de la servidumbre de 17.00m, se garantiza que los niveles de crecida se mantengan dentro del nuevo cauce sin que se produzcan inundaciones en las áreas adyacentes al mismo (ver planos).

B- Quebrada en su condición natural

1. El estudio de la quebrada para esta condición, se inicia en la estación 0K+000.00 (salida del cruce pluvial en la calle de acceso a la comunidad de Veracruz) y termina en la estación 0K+400.00 (fin del curso de la quebrada).
2. Para el cálculo de los niveles de aguas máximas (NAME), se utilizó el caudal obtenido para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años y una marea de 18 pies. Los niveles de crecida calculados se indican en el Anexo 2 y en el plano desarrollado para indicar la planicie de inundación de la quebrada en su condición natural (ver planta con la planicie de inundación obtenida y las secciones transversales con los niveles de crecida y la distancia que se inunda desde la línea de propiedad hacia el área del proyecto).
3. Con el alineamiento de la quebrada existente, de acuerdo con los resultados obtenidos, no se garantiza que los niveles de crecida se mantengan dentro del cauce, ya que se produce una planicie de inundación que afecta el desarrollo del proyecto (ver planos).

RECOMENDACIONES

1. La construcción de las obras indicadas en el plano para el realineamiento de la quebrada sin nombre deberán realizarse dentro del área de servidumbre de 17.00m.
2. Para el cálculo de los niveles de terracería de las áreas que colindan con el cauce, se utilizó 1.50 metros sobre el nivel de aguas máximas (NAME) calculado para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años y una marea de 18 pies.
3. Los valores de terracería indicados en el plano son los mínimos recomendados. Sin embargo, para el desarrollo de la arquitectura se podrán utilizar otros valores, pero nunca menores a estos. El nivel de terracería a utilizar, también va a depender del soterramiento de las tuberías del sistema pluvial para que tengan el recubrimiento necesario y puedan descargar a la bahía con el nivel adecuado.
4. En vista de los resultados obtenidos, utilizando el alineamiento de la quebrada en su estado natural, recomendamos que se realice la canalización dentro de la servidumbre de 17 metros según el plano aprobado por el MOP en el año 2009 (8071409-017). De esta manera se evita la planicie de inundación y se garantiza que los niveles de crecida de la quebrada se mantendrán dentro del cauce, lo cual beneficiará no sólo al proyecto sino también a los usuarios de la vía. Vía que tomará mayor importancia por la interconexión de Veracruz con Vacamonte, cuya construcción ya está en proceso.

ANEXO 1

CONTENIDO DEL ANEXO 1

1. Cuenca de la quebrada sin nombre / **DISAP**
2. Niveles de referencia para alturas de mareas en el Pacífico / **ANATI**
3. Fotos del área en estudio / **DISAP**
4. Requisitos para la Revisión de Planos para la Canalización de Ríos y Quebradas / **MANUAL MOP**
5. Copia de plano 8071409-017 con la servidumbre pluvial aprobada / **MEF**

ANEXO 2

Cálculo de los Niveles de Crecida con el alineamiento del cauce existente y las secciones transversales en su estado natural utilizando el programa informático HEC-RAS (Hidrologic Engineering Center – River Analysis System) con el caudal obtenido para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años / **DISAP**.

Metodología a utilizar para el cálculo de los niveles de crecida con el alineamiento del cauce existente y las secciones transversales en su estado natural

En base al caudal obtenido para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años, se procederá a utilizar el programa informático HEC-RAS (Hidrologic Engineering Center – River Analysis System) para calcular el comportamiento de los niveles de crecida en la quebrada.

Este modelo computacional denominado HEC-RAS, antiguamente conocido como (HEC-2) fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, el cual modela la hidráulica de escurrimientos de cauce abierto bajo el supuesto de escurrimiento unidimensional, tanto en regímenes de río como de torrente. Este modelo de libre acceso ha sido usado en diversos estudios, tanto a nivel nacional como internacional y se ha convertido en el estándar internacional para trazar ejes hidráulicos.

Para el cálculo del eje hidráulico, HEC-RAS utiliza el método del “paso estándar” para cauces irregulares, el cual entrega la cota de aguas por sobre un nivel de referencia, para secciones transversales conocidas, si se asume un coeficiente de fricción para los diferentes tramos.

El procedimiento del cálculo se basa en la resolución de la ecuación de la energía unidimensional y permanente (Ecuación de Bernoulli), evaluando las pérdidas por fricción mediante la fórmula de Manning, y las pérdidas por contracción-expansión mediante coeficientes que multiplican la variación del término de velocidad. En las secciones en que se produce un régimen rápidamente variado (resalto hidráulico, confluencias, etc.), emplea para su resolución, la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento.

En cuanto a la introducción de los datos de las secciones transversales, éstas se enumeran de aguas abajo hacia aguas arriba y los datos de cada una se deben ingresarse de izquierda a derecha, vista desde aguas arriba hacia aguas abajo.

Para calcular el caudal que pasa por una sección transversal de un río se asume que el flujo es uniforme y que por lo tanto se puede utilizar la ecuación del flujo uniforme (lo asumido por el HEC-RAS).

Para este caso la modelación se realizó en una longitud de 400 metros, generando 21 secciones transversales.

Uno de los datos más importante que debe ser introducido el programa HEC-RAS, es el coeficiente de fricción de Manning.

Al haber tantos parámetros que influyen en el valor final del coeficiente de rugosidad de Manning (n), se desarrolló la siguiente ecuación para estimar su valor:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m^5$$

Estos parámetros que permiten obtener el coeficiente de Manning, dependen de las características físicas del cauce del río, es por ello que se utilizó la Tabla No.1 para poder definir un valor adecuado de coeficiente de rugosidad de Manning. En base a esta tabla se escogió el valor de 0.025, que es el que más se ajusta a las condiciones del cauce de la quebrada en estudio.

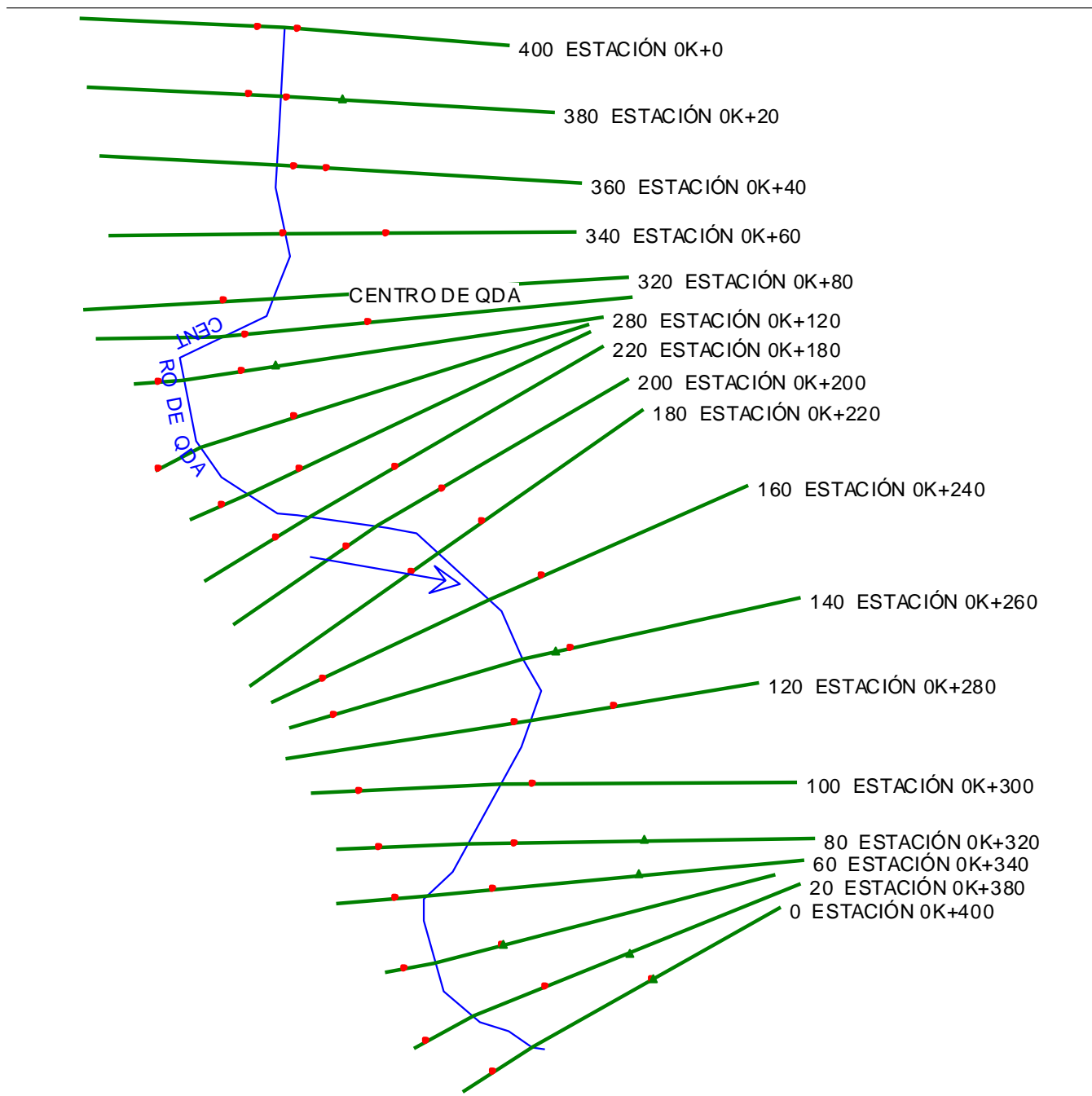
Tabla No.1 Coeficiente de Manning según tipo de material del canal

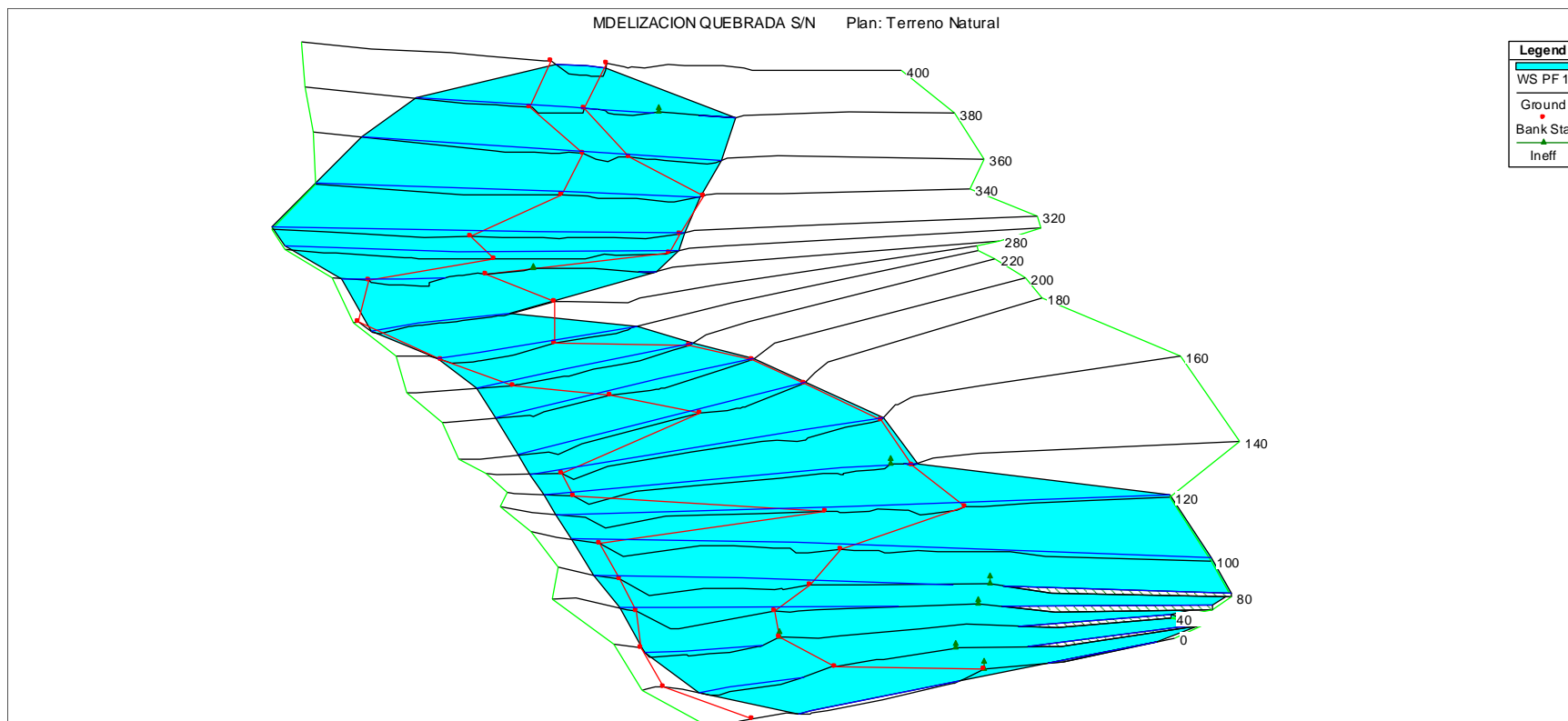
"n"	Descripción del tipo de canal
0.012	Para canales de matabacán repellido
0.015	Para canales de matabacán liso sin repellar
0.020	Para canales de matabacán liso y fondo de tierra
0.025	Para cauce de tierra lisa con vegetación rasante
0.030	Para cauce de tierra con vegetación normal, lodo con escombros o irregular a causa de erosión.
0.035	Excavaciones naturales, cubiertas de escombros con vegetación.
0.020	Excavaciones naturales de trazado sinuoso

Fuente: Manual de Requisitos para la Revisión de Planos, Tercera Edición

Nota:

Con el caudal obtenido del estudio para una lluvia con una recurrencia de 1:50 años (ver página 12), se calcularán los niveles de crecida con el alineamiento del cauce existente y con las secciones transversales del cauce en su estado natural.





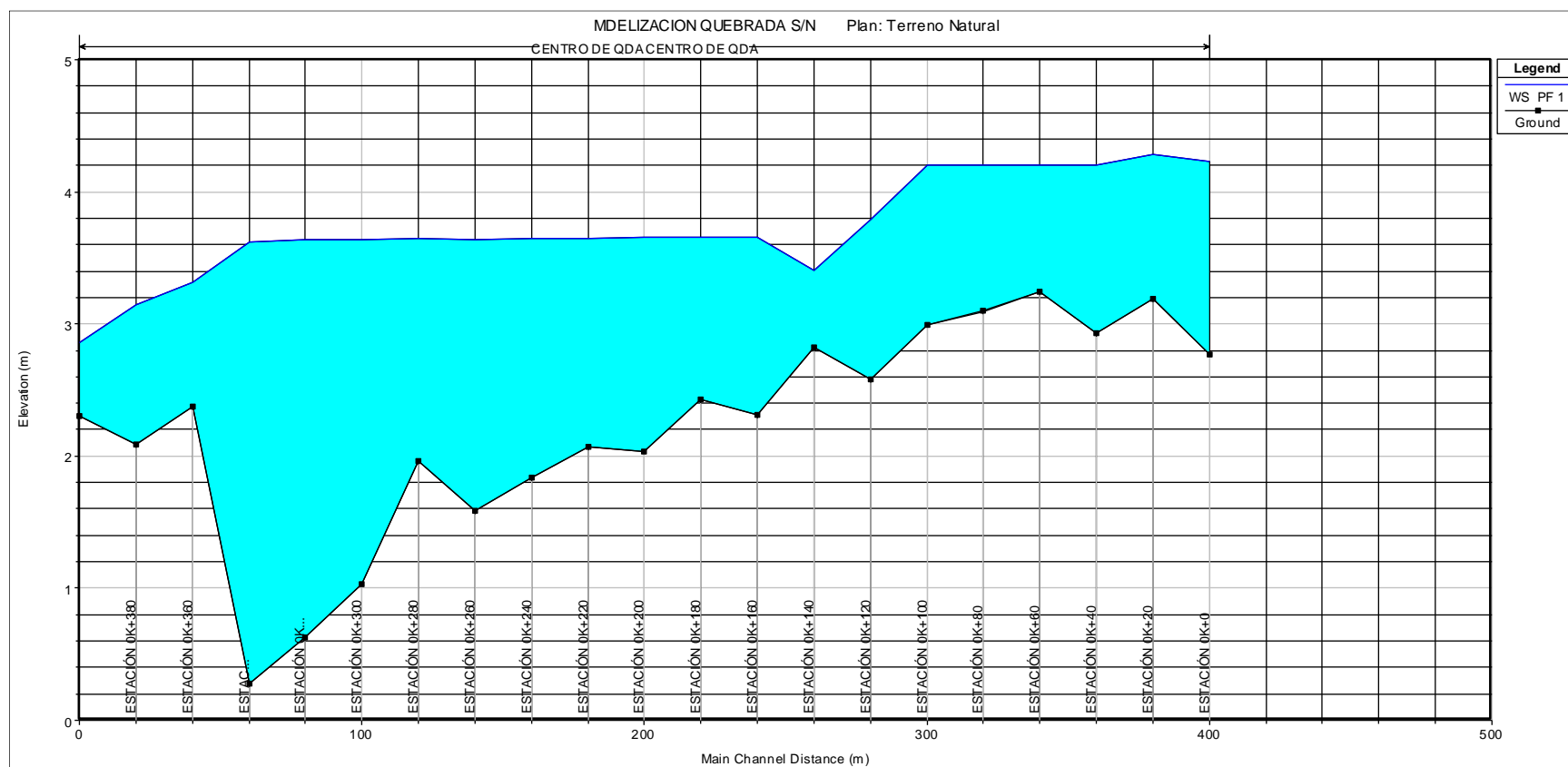


TABLA DE RESULTADOS DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

NIVELES DE CRECIDA PARA TR = 1:50 AÑOS												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
CENTRO DE QDA	0K + 000	PF 1	38	2.77	4.23	4.10	4.69	0.005029	2.99	12.71	10.41	0.86
CENTRO DE QDA	0K + 020	PF 1	38	3.19	4.28	4.28	4.52	0.005246	2.51	19.99	57.17	0.87
CENTRO DE QDA	0K + 040	PF 1	38	2.93	4.20	3.92	4.25	0.001137	1.15	41.33	75.29	0.41
CENTRO DE QDA	0K + 060	PF 1	38	3.25	4.20		4.23	0.000591	0.73	52.08	79.80	0.29
CENTRO DE QDA	0K + 080	PF 1	38	3.10	4.20		4.22	0.000176	0.51	76.78	85.66	0.17
CENTRO DE QDA	0K + 100	PF 1	38	2.99	4.20		4.21	0.000151	0.45	78.69	81.57	0.15
CENTRO DE QDA	0K + 120	PF 1	38	2.58	3.79	3.79	4.17	0.00588	2.73	14.34	25.63	0.94
CENTRO DE QDA	0K + 140	PF 1	38	2.83	3.40	3.57	3.94	0.023149	3.25	11.69	29.86	1.66
CENTRO DE QDA	0K + 160	PF 1	38	2.31	3.65	3.22	3.72	0.000832	1.21	35.07	44.05	0.37
CENTRO DE QDA	0K + 180	PF 1	38	2.43	3.65		3.7	0.00065	0.97	40.86	49.60	0.32
CENTRO DE QDA	0K + 200	PF 1	38	2.04	3.66		3.68	0.000364	0.78	53.08	60.52	0.25
CENTRO DE QDA	0K + 220	PF 1	38	2.07	3.65		3.67	0.000353	0.74	56.93	68.86	0.24
CENTRO DE QDA	0K + 240	PF 1	38	1.84	3.65		3.67	0.000292	0.61	62.95	77.72	0.21
CENTRO DE QDA	0K + 260	PF 1	38	1.58	3.64	3.13	3.66	0.000382	0.68	56.71	75.58	0.24
CENTRO DE QDA	0K + 280	PF 1	38	1.96	3.64		3.65	0.000115	0.43	100.08	127.63	0.14
CENTRO DE QDA	0K + 300	PF 1	38	1.03	3.64		3.65	0.000088	0.43	107.58	132.86	0.12
CENTRO DE QDA	0K + 320	PF 1	38	0.63	3.63	2.19	3.65	0.000074	0.50	84.04	122.00	0.12
CENTRO DE QDA	0K + 340	PF 1	38	0.28	3.62	1.83	3.64	0.000105	0.64	66.22	101.44	0.14
CENTRO DE QDA	0K + 360	PF 1	38	2.38	3.32	3.30	3.61	0.006671	2.40	15.86	56.81	0.96
CENTRO DE QDA	0K + 380	PF 1	38	2.09	3.14	3.14	3.47	0.007108	2.52	15.08	61.30	1.00
CENTRO DE QDA	0K + 400	PF 1	38	2.23	2.86	2.97	3.25	0.016431	2.78	13.67	64.15	1.40

SECCIONES TRANSVERSALES