

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN
LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA
ASPECTOS HIDRÁULICOS**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CRISTIAN AUBERTO DÍAZ VÍLCHEZ

Lima- Perú

2007

Desde la oscuridad de la entraña materna

Motivaste todo mi esfuerzo

Pronto saldrás a la luz

Para iluminar mi vida

Gracias Máximo Adriano, hijo mío

Y gracias a Jenny, tu madre y mi esposa

**“DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA
AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA”**

ASPECTOS HIDRÁULICOS

ÍNDICE

	Pag.
RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	8
INTRODUCCIÓN	9
CAPITULO 1: EL FENÓMENO EL NIÑO 1,998	10
1.1 El Fenómeno El Niño, implicancias año 1998	10
CAPITULO 2: TEORÍA DE SOCAVACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	18
2.1 Socavación	18
2.2 Socavación en Pilares de Puentes	18
2.3 Tipos de Socavación	20
2.3.1 Socavación Normal o General	20
2.3.2 Socavación en Estrechamientos	20
2.3.3 Socavación en Curvas	21

2.3.4 Socavación Local en Estribos	22
2.3.5 Socavación Local en Pilares	23
CAPITULO 3: ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	25
3.1 Análisis de la Información Hidrológica, Estación de Aforos Sánchez Cerro/Los Ejidos	25
3.2 Evaluación del Caudal Máximo para Algunos Períodos de Retorno	27
CAPITULO 4: ESTUDIOS HIDRÁULICOS	30
4.1 Premisas de Análisis Hidráulico	30
4.2 Metodología de Análisis Hidráulico, Programa HEC-RAS	30
4.3 Análisis de las Secciones antes de la Ampliación del Puente Independencia	31
4.4 Resumen de Resultados Iniciales	31
4.5 Cálculo de Socavación en Cimentaciones de Obras de Cruce	32
4.5.1 Socavación General, Método de List Van Lebediev	32
4.5.2 Socavación Local en Pilares, Método de Shen II y Método de Laursen	37
4.5.3 Dimensionamiento de Enrocado de Protección	40
CONCLUSIONES	43
RECOMENDACIONES	44

BIBLIOGRAFIA	45
ANEXOS	46
• Fórmulas para Calcular Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno a Partir de Funciones Estadísticas de Probabilidad	47
• Cálculo de Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno a Partir de Funciones Estadísticas de Probabilidad - Estaciones de Aforo Sánchez Cerro y Los Ejidos	50
• Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov - Smirnov para Las Funciones de Probabilidades	53
• Constante K_t – Log Pearson	57
• Cálculo de La Socavación General	58
• Sección de Diseño – Progresiva 0+120	61
• Superficie del Agua para Las Progresivas 0+00 hasta 0+280	62
• Velocidades en Bancos Laterales y Canal Central	63
• Nivel de Agua para Diferentes Caudales	64
• Perspectiva de Las Aguas del Río Piura entre Las Progresivas 0+00 hasta 0+280	65
• Variables Hidráulicas en La Sección de Cruce (Progresiva 0+120) para un Periodo de Retorno $T_r = 100$ Años	66
• Variables Hidráulicas en La Sección de Cruce (Progresiva 0+120) para un Periodo de Retorno $T_r = 50$ Años	67
• Planos	68

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia titulado DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA – ASPECTOS HIDRÁULICOS, tiene como objetivos principales, calcular la socavación total en el pilar intermedio de la ampliación del Puente Independencia, ante un caudal extraordinario en el Río Piura y el dimensionamiento del enrocado para protegerlas.

Se ha tomado como referencia los estudios de Obras de Protección y Reparación de Los Puentes de La Zona Norte – Expediente Técnico Puente Independencia - Provías Nacional – Ministerio de Transportes y Comunicaciones del mes de Julio del 2003. El desarrollo del Informe cuenta con dos estudios fundamentales: el Estudio Hidrológico y el Estudio Hidráulico.

El Estudio Hidrológico permitió hallar el caudal de diseño mediante una prueba de ajuste de los datos de caudal máximo, registrados en las estaciones de aforos Sánchez Cerro y Los Ejidos, a las funciones de probabilidad de Distribución Normal, Distribución Log Normal, Distribución Log Pearson III y Distribución Extrema Tipo I – Gumbel, Este análisis de frecuencia permitió especificar que el modelo que mejor se ajustó a los datos observados fue el modelo de Distribución Log Pearson III, con un caudal resultante de 3636.63 metros cúbicos, para un periodo de retorno de 100 años.

El Estudio Hidráulico permitió hallar las variables hidráulicas necesarias para el diseño. Para ello fue necesario digitalizar el Plano de Topografía y el Plano de Vista General. Con los planos en formato digital, y mediante el uso del software de dibujo AutoCAD Land – Civil Design, se determinaron las secciones de cruce aguas abajo del río, en el eje longitudinal del puente y aguas arriba del río, determinadas por progresivas que van desde el 0+00 hasta el 0+280, distanciadas entre sí cada 40 metros; siendo la sección de diseño la del eje longitudinal del puente, con progresiva 0+120.

Posteriormente, se empleó el software de diseño HEC RAS versión 3.1.3 para las dimensiones de las secciones de cruce y los caudales de diseño para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años. Procesados los datos dimensionales del cauce del río junto a los calculados por el Estudio Hidrológico, se determinaron las variables necesarias para calcular las profundidades de socavación general, mediante el Método de List Van Lebediev, con un valor resultante de 0.98 metros y de socavación local en el pilar, mediante los Métodos de Shen II y de Laursen, con un valor resultante de 3.66 metros, los que hacen un total de 4.64 metros por debajo del nivel de fondo de 14.74 metros sobre el nivel del mar, para un periodo de retorno de 100 años.

Por último, con las mismas variables hidráulicas, se determinó las dimensiones del enrocado que protegerá al pilar de la ampliación del puente, lo que resultó en rocas con diámetro máximo de 2.00 metros, diámetro medio de 1.00 metro y diámetro mínimo de 0.30 metros.

LISTA DE CUADROS

	Pag.
CUADRO 1.1: Daños Causados por El Fenómeno El Niño en Piura – Tumbes (Ultima actualización al 12 de marzo de 1998)	15
CUADRO 3.1: Datos de Caudal Máximo Utilizados para la Evaluación Hidrológica del Río Piura Hasta la Ubicación del Puente Independencia	26
CUADRO 3.2: Valores Probables de Caudal Máximo Según el Ajuste de los Datos a Distintas Funciones de Probabilidad	28
CUADRO 3.3: Valores de Diseño de Caudal Máximo Según el Modelo Distribución Log Pearson III Río Piura – Puente Independencia	29
CUADRO 4.1: Principales Variables Hidráulicas para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 100$ años	31
CUADRO 4.2: Principales Variables Hidráulicas para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 50$ años	32
CUADRO 4.3: Socavación General Calculado a Partir de los Datos Proporcionados por el Programa HEC RAS para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 100$ años y $T_r = 50$ años	34
CUADRO 4.4: Valores para K_s	34
CUADRO 4.5: Coeficiente β para socavación	35
CUADRO 4.6: Valores de "x"	36
CUADRO 4.7: Valores de f_2	38
CUADRO 4.8: Socavación Local	39
CUADRO 4.9: Valores de C_2	40
CUADRO 4.10: Diámetros Mínimos de las Rocas de Protección para un Tirante Igual a 1 m	41

CUADRO 4.11: Diámetros Medios de Enrocados para el Puente Independencia	41
CUADRO 4.12: Diámetros Medios de Enrocados para el Puente Independencia Considerando $V = V1.y^a$	41
CUADRO 4.13: Diámetros Mínimos de Enrocados para el Puente Independencia	42

LISTA DE FIGURAS

	Pag.
FIGURA 2.1: Profundización del Lecho en la Curva de un Río.	21
FIGURA 2.2: Problemas Hidráulicos en Puentes atribuidos a la Erosión en una Curva o a Migración Lateral del Río.	22
FIGURA 2.3 Características de Flujo Alrededor de un Estribo	22
FIGURA 2.4 Características de Flujo Alrededor de un Pilar	24
FIGURA 4.1: Valores de f_3	38

INTRODUCCIÓN

El puente Independencia se ubica en la carretera Piura-Sullana Km. 10.3, provincia y departamento de Piura, cruza el río Piura. Esta ubicación corresponde a los kilometrajes 0+563 a 0+738 de la carretera Catacaos-La Arena.

Durante El Niño de 1998 el puente fue sobrepasado por las aguas del río Piura, presentando un comportamiento meándrico característico de los ríos de pendientes pequeñas y cauces arenosos. El puente demostró tener capacidad hidráulica insuficiente para los caudales que hasta allí se colectaban y estuvo sometido a un proceso de dinámica fluvial que socavó la margen izquierda y formó un flujo en curva hacia la abertura del puente que afectó a las obras de paso y protección ubicadas en tal margen. Es por eso que se proyectó la construcción de la superestructura definitiva en dos tramos adicionales y el pilar intermedio en la margen izquierda del puente. La longitud inicial del puente era de 175 m. y ha sido ampliada a 227 m.

Como objetivos se ha tenido en cuenta el evaluar el caudal máximo en base a la información hidrológica disponible; el estimar las características hidráulicas del flujo ante el paso de este caudal máximo; el estimar la profundidad de erosión potencial en la sección de ubicación de la obra de cruce; el dimensionar las obras de estabilización del cauce.

En el Capítulo 1, se hace mención de las implicancias que tuvo El Fenómeno El Niño del año 1998 en el departamento de Piura, partiendo de una breve definición de “El Niño”, una descripción de los eventos que afectaron las obras de ingeniería civil y un registro de los daños en la red vial de Tumbes y Piura. En el Capítulo 2, se expone el marco conceptual y la tipología de la socavación en cimentaciones profundas de puentes. En el Capítulo 3, se desarrollan los estudios hidrológicos a partir de informaciones de caudales máximos anuales que nos permitirá hallar, mediante modelos probabilísticos, el caudal de diseño para un período de retorno. Por último, en el Capítulo 4, se determinan las variables hidráulicas a partir de los datos de los estudios hidrológicos y de las dimensiones de las secciones del río, para calcular la socavación en el pilar del puente y las dimensiones del enrocado para su protección.

CAPÍTULO 1: EL FENÓMENO EL NIÑO 1998

1.1 EL FENÓMENO EL NIÑO, IMPLICANCIAS AÑO 1998.

A. BREVE DEFINICIÓN DE “EL NIÑO”

El Niño inicialmente fue referido a la aparición de una corriente de aguas cálidas en sentido de norte a sur pegada a la costa que invadían anualmente, alrededor de Navidad, la costa sur de Ecuador y la norte de Perú como provenientes del Golfo de Guayaquil con duración de entre algunas semanas a pocos meses.

Estas aguas calientes alteran el ecosistema marino de esa región que normalmente es de aguas frías por causa de la corriente peruana de Humboldt. La causa de dicho calentamiento regional se descubrió analizando el comportamiento del sistema de presiones atmosféricas y de la velocidad y dirección del viento a lo largo del Pacífico Ecuatorial. En esta región normalmente se tiene una alta presión atmosférica cerca a las costas sudamericanas y baja presión en el extremo occidental, es decir, en la zona de Australia e Indonesia. Este sistema de presiones hace que los vientos sobre la superficie oceánica del Pacífico Ecuatorial soplen de Este a Oeste lo cual trae como consecuencia que las aguas superficiales calentadas por la radiación del sol sean arrastradas hacia el oeste, haciendo esta zona lluviosa y de aguas normalmente cálidas.

Esta alteración en el Océano Pacífico Ecuatorial produce alteraciones climáticas en las regiones continentales cercanas. La costa norte del Perú, que normalmente es árida, se torna lluviosa en tanto que la zona australiana se debate en sequía. También se presentan alteraciones climáticas en diversas partes del mundo con consecuencias muy graves para las actividades productivas, especialmente en el sector pesquero y agrícola.

B. EI FENÓMENO EL NIÑO DE 1998 Y LA INGENIERÍA CIVIL

Ocurrió la noche del 18 de enero, la lluvia más intensa que se registró en el siglo: 216 litros de agua cayeron por cada metro cuadrado en Sullana y la ciudad es un desastre.

Sullana contaba con una gran obra de prevención, el canal-vía, que tiene varios años. En los periodos secos (la mayor parte de la década), los vehículos transitan por ella como una especie de vía de evitamiento, pero su función prevista es canalizar las aguas de las quebradas que en periodos lluviosos pueden bajar hacia la ciudad.

En la lluvia del 18 de enero, el nivel del agua subió 2 metros por encima del canal-vía, arrasando la urbanización construida al lado (que se imaginó muy segura precisamente por su vecindad a esta obra), con casas de material noble y los Asentamientos Humanos de los alrededores.

Una de las grandes obras construidas en Piura desde que se pronosticó el Fenómeno El Niño, fue el sistema de evacuación de aguas de El Chilcal e Ignacio Escudero, dos barrios de Piura construidos estrictamente sobre "lagunas" (secas cuando no hay Fenómeno El Niño); el sistema incluye la evacuación de las aguas hacia uno de los drenes principales.

La noche del 24 de enero cayeron en pocas horas 160 litros de agua por metro cuadrado; las cámaras de bombeo no se dieron a basto; el agua de la lluvia, mezclada con la de los desagües que colapsaron en la zona, llegó a subir hasta 1.70 metros en las dos urbanizaciones inundando las casas de gente desesperada que intentaba salvar sus pertenencias; dos días después (incrementadas por las lluvias siguientes), el sistema no terminaba de evacuar las aguas. Las que fueron saliendo, sin embargo, desbordaron el dren y al mismo tiempo que las familias de Ignacio Escudero y El Chilcal perdieron todo, las del Asentamiento Humano "Primavera", en el camino del dren, perdieron lo suyo por el desborde.

Toda el agua de Piura y Castilla, pluvial y de desagües, cuando se evacua, lo hace o sobre el río o hacia los drenes. Ambos, recargados, bajan hacia el Bajo Piura, hacia Catacaos y Sechura. El río se desbordó en varios puntos y amenazó

llevarse el Puente Independencia, construido después que el Niño de 1983 se llevó el que existía. Colmados desde la ciudad los drenes, que se construyeron para evacuar las aguas de riego en los campos, no evacuaron las aguas que cayeron en las tierras y los poblados del Bajo Piura. La vida era allí invivible con el lodo acumulado y podrido en las pequeñas calles de tierra de los pueblos, inundado los caminos que terminaron siendo intransitables, formando enormes lagunas donde se reprodujeron a su gusto innumerables insectos, entre ellos, el zancudo portador de la malaria que, en su peor versión, la maligna, difundieron la enfermedad por todas partes. Diarreas, infecciones respiratorias y dérmicas, además de malaria (con varios casos de Cólera) atacaron a la población.

La agricultura fue casi impensable; la población rural soportó lo que soportó de lluvia, ventiscas que levantaron precarias calaminas, lodo y enfermedad, sin ingresos y sin ahorros porque los pronósticos del Fenómeno El Niño llegaron después que la tropicalización del clima (altas temperaturas, ausencia de invierno) redujo drásticamente los rendimientos del algodón, el maíz, el mango y otros.

Por todas partes, las casas de abobe se desplomaron por humedecimiento continuo. El alcalde de la provincia de Morropón-Chulucanas, donde se registró la mayor cantidad de precipitaciones, no supo qué hacer con los reportes diarios de viviendas destruidas en la propia ciudad y en todos los caseríos.

La Panamericana hacia el Norte, empieza por cortarse a pocos kilómetros de Piura, en la ruta a Sullana, donde la "Quebrada de las Monjas" no respetó el puente y se lo llevó de encuentro. Hacia el sur, el desborde del río La Leche a la altura de Mórrope ha interrumpido el tránsito con Chiclayo, Trujillo y Lima, los principales abastecedores de alimentos. Los que llegan, triplican, en el mejor de los casos, sus precios.

El agua se acumuló por todas partes formando cangrejeras que tiraron abajo tramos de las carreteras o se llevaron el asfalto de las pistas. La ciudad cada día amaneció más deteriorada.

Piura fue un desastre. No de los desastres de estilo huayco o desborde (que también los hay). Fue un desastre cada día, y cada día, un poco más.

Las obras de prevención no funcionaron. Tampoco se pudo prever ni la fuerza del Fenómeno El Niño en el norte, ni que aparecerían desastres por todo el país.

Pero, habían cosas que sí se podían prever:

1. que la ingeniería civil no basta para ordenar la naturaleza sin una planificación completa de la cuenca hasta su desembocadura en el mar.
2. que la agricultura se paralizaría y cientos de miles de familias de escasos recursos se quedarían en la más absoluta miseria y necesitarían apoyos en alimentos, calaminas, medicamentos.
3. que había que descentralizar: que lagunas se formarían por todas partes y casas se desplomarían por todas partes y que emergencias habrían en diferentes lugares y que entonces se necesitarían equipos portátiles y recursos diversos a disposición de los municipios distritales y sus comités de emergencia
4. que la ingeniería civil tenía que complementarse con la ingeniería social, con la organización de la población y el diseño de sistemas para la planificación y el flujo adecuado de la ayuda a diferentes niveles.

Para eso había que descentralizar: confirmar autoridad regional para la planificación, distribuir recursos y decisión en los municipios, confiar en las organizaciones y reconocer modestamente que se necesita la ayuda de todos.

C. LOS DAÑOS DEL FENÓMENO EL NIÑO DE 1998 EN LA RED VIAL

La presencia del Fenómeno El Niño en 1998 llevó a tomar diversas medidas de prevención a nivel nacional, regional y local. El gobierno priorizó el reforzamiento de la infraestructura regional: aspectos de evacuación de aguas pluviales a través de drenes principales, la identificación de puntos críticos en la carretera Panamericana, protección de defensas ribereñas, etc. Ello puso de manifiesto algunas dificultades, como la carencia de recursos (maquinaria), agravadas por el aislamiento, para afrontar la emergencia.

Las condiciones se empeoraron a medida que la intensidad y la frecuencia de las lluvias aumentaron. Los meses más críticos de la temporada fueron febrero y marzo. El nivel de pluviosidad del mes de enero del año 1983 (anterior Fenómeno El Niño fuerte) fue superado por el nivel de 1998, y la estimación mínima prevista para ese año también fue superada.

La frágil red vial regional fue fuertemente afectada. La ruta Panamericana, que une a las grandes ciudades de la Costa, presentaron interrupciones entre Piura y Sullana, Sullana y Talara, Piura y Chiclayo (y, por consiguiente, el resto del país), Piura y Macará (frontera con Ecuador). El deterioro de las carreteras, puentes, deslizamientos de cerros y los desbordes de los ríos impidieron o restringieron el tránsito. Las maquinarias de los ministerios no tuvieron capacidad de atender oportunamente los desastres; así, se identificaron los siguientes puntos críticos:

- En el tramo Piura - Sullana (Quebrada las Monjas).
- En el tramo Sullana - Talara (Quebrada La Manuela, Charanal, Km 1060 - 1073, Débora).
- En el tramo Los Órganos - Tumbes se interrumpió en la Quebrada Seca, Punta Mero, Puente El Rubio, Acapulco, Bocapán).
- En el tramo Sullana - Puente Internacional se observaron algunas restricciones que, de agravarse hubieran dejado incomunicados Tambogrande, Las Lomas y Ayabaca.
- En el tramo Sechura Piura también se formaron numerosas "cangrejeras".
- Se encontraron incomunicados algunos centros poblados rurales de Sullana (Somate, Huangalá, Chalacalá), de Morropón (Batanes, Yapatera, El Ingenio, La Pilca, Pacchas, Sol Sol, Franco, Solumbre, Porvenir), y 18 caseríos en la margen izquierda del río Piura en Tambogrande.
- A nivel de la Sierra muchos poblados se encontraron incomunicados (en particular, en Huancabamba).

CUADRO 1.1

Daños Causados por El Fenómeno El Niño en Piura - Tumbes

(Ultima actualización al 12 de marzo de 1998)

PIURA-SULLANA

Km. 991	Quebrada Las Monjas. Alcantarillas y puentes destruidos. Se transita por vía alterna.
---------	---

SULLANA-TALARA

Km. 1034-35	Pista destruida en un 80%, pase de vehículos por una sola vía.
Km. 1039	Ventarrones. Puente destruido, pase restringido por la creciente del agua y trabajos de habilitación de pista.
Km. 1042	Capa asfáltica destruida totalmente. Circulación por trocha carrozable.
Km. 1043	En Ignacio Escudero no hay pase a la altura del puente El Mocho. Alcantarilla destruida, tránsito restringido. Trabajos del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) cuando no llueve.
Km. 1044	Cruce Amotape-Tamarindo. Pista destruida, circulación restringida por una sola vía.
Km. 1048	Capa asfáltica destruida en un 100 por ciento. Pase por carretera carrozable alterna.
Km. 1052	Pista destruida en un 100%.
Km. 1053	Equipo pesado del MTC trata de habilitar trocha carrozable.
Km. 1060	700 metros de pista destruida, igual las alcantarillas, pase sólo de vehículos mayores y por una sola vía. En la quebrada Pasamayito la capa asfáltica y alcantarillas están destruidas en 100 metros aproximadamente y no hay pase vehicular.
Km. 1064	Capa asfáltica destruida en 600 metros y el tránsito está restringido.
Km. 1067	Hay erosiones en ambos lados de la pista.
Km. 1073	70% de pista destruida.
Km. 1075	La vía está destruida en 300 metros.
Km. 1076	Hay erosión total de la pista en 80 metros aproximadamente
Km. 1077-78	Vía deteriorada.
Km. 1084	Quebrada Débora. Pase de vehículos cerrado o restringido para vehículos de doble tracción por erosión de la capa asfáltica.

TALARA-TUMBES

Km. 1098	Puente Pariñas. Tránsito normal, MTC realizó trabajos de reforzamiento del puente.
Km. 1147	Pista destruida, tránsito por una vía.
Km. 1169	Puentes Carrillo y Fernández. Tránsito restringido a una sola vía. MTC realiza trabajos de Reforzamiento del puente. En el puente San Eduardo, la quebrada Colera erosionó parte de su estructura y el tránsito se encuentra restringido.
Km 1172	Alcantarillas destruidas. Tránsito restringido al 1178 a una vía.
Km 1173, 1178,1191,1198	Capa asfáltica destruida
Km 1201	Puente Canoas, zona adyacente sur, tiene cinco metros de erosión, sin embargo el tránsito es normal.
Km. 1205	Puente Plateritos. Tránsito restringido. Así como en el puente Rubio. MTC trabaja la zona para normalizar el pase.
Km 1211	Hay alcantarilla semirotas y el tránsito se encuentra restringido. En el puente Avejal hay cuatro metros de capa asfáltica destruida.
Km 1217	El badén se ha hundido en el límite norte. En los puentes Palo Santo y Huarara el tránsito es restringido.
Km. 1232	Puente Bocapan-Bocapan-Zorritos. Tránsito de vehículos cortado. Puente arrasado en un 50%. Personal del MTC trabaja para instalar un puente Bailey.
Km 1241	En el puente Tucillal el tránsito es restringido.
Km. 1242	Mal Paso, Caleta Grau-Zorritos. Tránsito al 1247 restringido por deslizamiento de cerro, arena y tierra inestable.
Km 1247	No hay pase por la caída de un alud de arena.
Km 1254	Los Cedros está cubierto de lodo y el tránsito es restringido. En la Jota hay lodo y el tránsito se realiza por un carril.
Km. 1258	Quebrada San Isidro. Vía cubierta de lodo y parte de ella destruida. Tránsito restringido.
Km. 1262	Pampa La Gallina. Pase restringido, vía erosionada y con cangrejas.
Km. 1264	Cangrejas en ambos márgenes de la pista al 1267.
Km. 1271	Puente Héroes del Cenepa. Restringido. MTC rehabilita vía.

TUMBES - AGUAS VERDES

Km. 1283	Quebrada Grande. Tránsito Cortado por rotura y hundimiento del puente.
Km. 1292	En la quebrada Seca el tránsito vehicular se encuentra restringido. En el Puente Piedritas, el tránsito está cortado.
Km. 1293	En el puente Bolsico se viene construyendo un puente Bailey.

OTRAS RUTAS REGIONALES

PIURA - MORROPON- OLMOS

	El día 11 de marzo, el puente Carrasquillo cayó ante la fuerza de las aguas, quedando aislados Morropón, Santo Domingo, Chalaco, Pacaipampa. Se instalara un puente Bailey
Km. 160-189	Todo este tramo es el más afectado por las cangrejas, tránsito normal, pero con precaución debido a lo erosionado de la vía.
Km.200	Carretera destruida. Tránsito cortado a la altura de Querpón-Olmos.

SULLANA - MACARA

Tránsito con limitaciones por el derrumbe de cerros y cangrejas en la vía Sullana-Tambogrande. Las Lomas-Suyo derrumbe de cerros y rocas en las pistas. Tránsito con cuidado.

PIURA - PAITA

Vía en perfecto estado, no ha sufrido ningún daño a lo largo de sus 55 kilómetros. Paita-Sullana, la quebrada Nómara destruyó la pista, tránsito por vía alterna es casi normal. La capa asfáltica está destruida en 200 metros aproximadamente.

PIURA - SECHURA

Personal del MTC ha procedido a instalar una alcantarilla metálica en la vía cortada por los pobladores del Distrito de La Unión. El tránsito se realiza por la vía alterna. En el puente Independencia se realizan trabajos de reforzamiento en la parte central y el tránsito es restringido. En la carretera Panamericana Norte-Bayóvar, la capa asfáltica se ha destruido e inundado en 15 metros aproximadamente por acción de las aguas del río Piura. El tránsito vehicular se ha cortado.

Fuente: Información proporcionada al COER-Región Grau por la Policía de carreteras. Prensa Regional

CAPITULO 2: TEORÍA DE SOCAVACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

2.1 SOCAVACIÓN

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

La mayoría de fallas en puentes se debe a la socavación de sus cimentaciones durante avenidas. La gran cantidad de puentes caídos durante el último Fenómeno de El Niño (1997/98) evidencia esta realidad.

Si bien se han identificado los problemas que los originan, los procesos en sí no son aún bien entendidos, tal es así que la práctica actual emplea muchas relaciones empíricas provenientes de la combinación de información de campo y estudios de laboratorio.

Las necesidades de investigación en esta área no se ponen en duda, y es alentador saber que en muchos lugares del mundo este tema está en continuo desarrollo.

2.2 SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES

Para poder analizar el problema de la socavación en pilares de puentes, es necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación (d_s) depende de los siguientes factores:

1. Densidad del agua (ρ).
2. Velocidad de aproximación del flujo (V).
3. Profundidad de flujo (Y).
4. Diámetro medio de los sedimentos (D).
5. Ancho efectivo del pilar (b).
6. Aceleración de la gravedad (g).
7. Viscosidad cinemática del fluido (ν).

8. Gravedad específica del material del lecho (G_s).
9. Desviación estándar de la gradación del material (σ_g).
10. Forma del pilar (K_f).
11. Alineamiento del pilar con la dirección del flujo.

Para el estudio de los pilares, éstos se clasifican según su tipo y la conducción de transporte de sedimentos.

Según el tipo, los pilares se clasifican en:

1. Circulares.
2. Rectangulares.
3. Semicirculares.
4. Biselada.

Según el transporte de sedimentos:

1. Umbral de movimiento.
2. Agua clara.
3. Transporte generalizado de sedimentos.

- **Profundidad máxima posible de socavación en pilares de puentes:** Los estudios sobre ésta dan énfasis a la relación (ds/b) y han determinado que la profundidad máxima de socavación es:

- $ds/b = 2,4$ si $(Y/b) > 1,2$
- $ds/b = 2Y$ si $(Y/b) \leq 1,2$

- **Parámetros que afectan la profundidad de socavación:**

1. La profundidad de socavación alrededor de pilares de puentes se ve influenciada por el tipo de transporte de sedimentos, ya sea, *Agua clara*, *Umbral de movimiento* o *transporte generalizado de sedimentos* y es el parámetro (V/V_c) el que marca la diferencia, donde V_c es la velocidad crítica.
2. El número de Froude es uno de los parámetros que mayor influencia muestra en el fenómeno de socavación local.

3. No se encuentra una clara influencia del número de Reynolds. Ya que la mayor parte de las investigaciones han demostrado que Re no es un número relevante en el cálculo de la socavación, no se tiene en cuenta.
- **Formas de socavación:** Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:
 1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
 2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

2.3 TIPOS DE SOCAVACIÓN

2.3.1 SOCAVACIÓN NORMAL O GENERAL

Se entiende por socavación general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección y al aumentar la velocidad del agua, aumenta también la capacidad de arrastre.

2.3.2 SOCAVACIÓN EN ESTRECHAMIENTOS

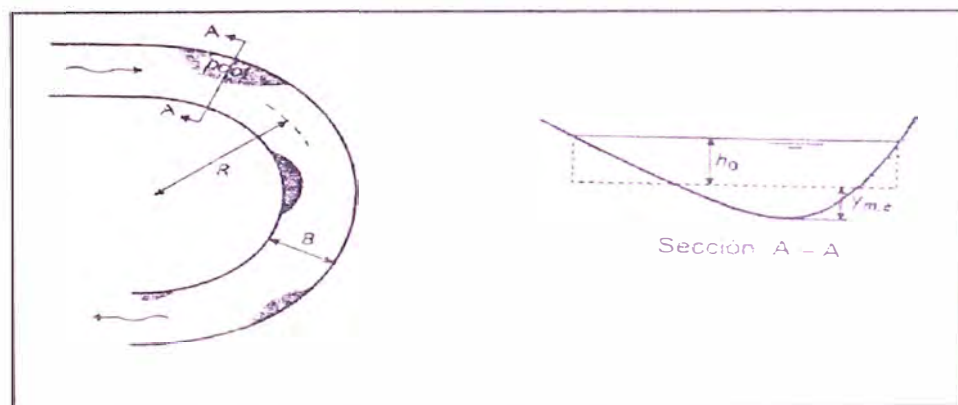
Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente, cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o

menos brusco tenga lugar. Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

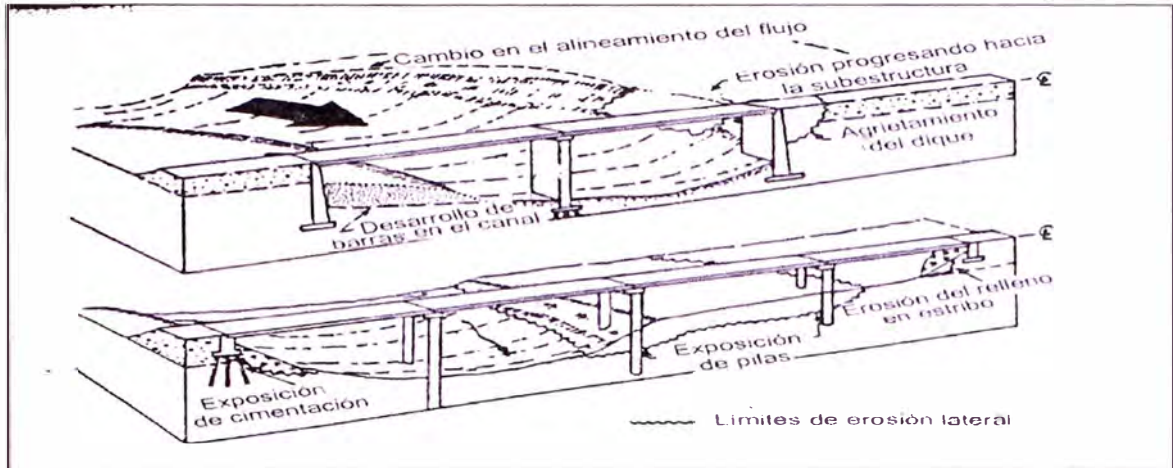
2.3.3 SOCAVACIÓN EN CURVAS

Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares pues al disminuir la velocidad la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua y al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.



FUENTE: HOFFMANS & VERHEIJ H. (1997). Scour Manual

FIGURA 2.1 Profundización del Lecho en la Curva de un Río



FUENTE: HEC 20 (1990)

FIGURA 2.2 Problemas Hidráulicos en Puentes Atribuidos a la Erosión en una Curva o a Migración Lateral del Río.

2.3.4 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

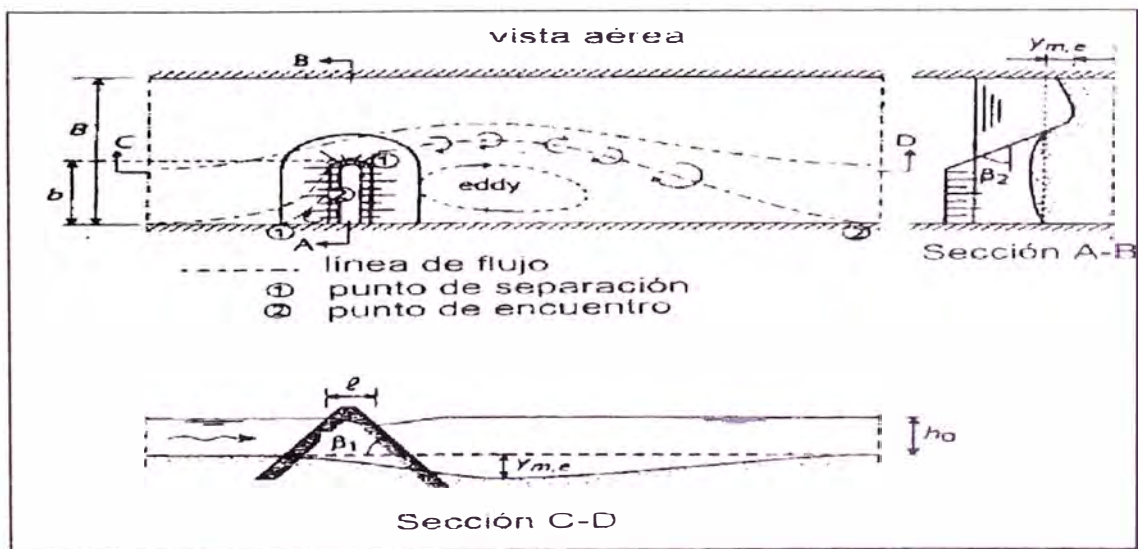


FIGURA 2.3 Características de Flujo Alrededor de un Estribo

2.3.5 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

Cuando se coloca una pilar de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en el pilar una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla sería de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilares de puente son los que se mencionan a continuación:

1. Parámetros Hidráulicos:

- a. Velocidad media de la corriente
- b. Tirante frente al pilar
- c. Distribución de velocidades
- d. Dirección de la corriente respecto al eje del pilar

2. Parámetros de Fondo:

- a. Diámetro de los granos
- b. Distribución granulométrica del material del fondo
- c. Forma de los granos
- d. Grado de cohesión o cementación
- e. Peso específico sumergido
- f. Estratificación del subsuelo

3. Parámetros Geométricos:

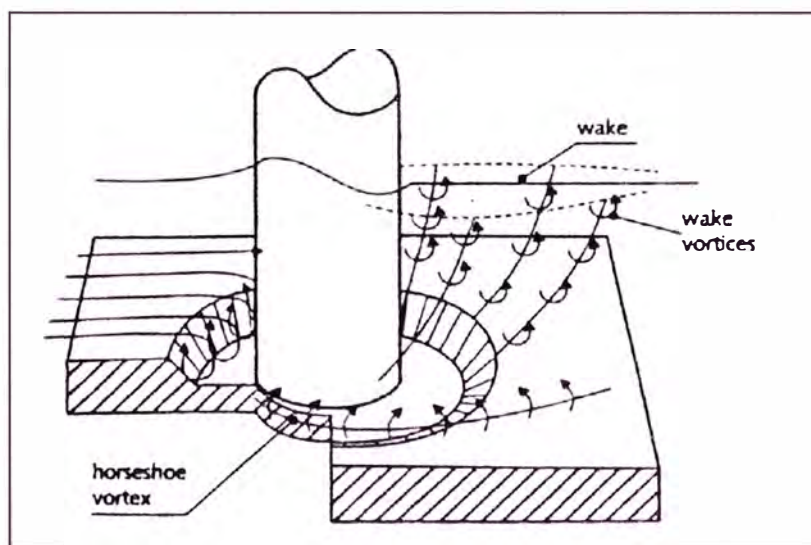
- a. Ancho
- b. Relación largo-ancho
- c. Perfil de la sección horizontal

4. Parámetros de ubicación del puente:

- a. Contracción en la sección

- b. Forma del río en planta
- c. Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Es interesante notar que para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto del pilar; depende de la velocidad del agua.



FUENTE: HERBICH (1984)

FIGURA 2.4 Características de Flujo Alrededor de un Pilar

CAPÍTULO 3: ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

3.1 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA, ESTACIÓN DE AFOROS SÁNCHEZ CERRO / LOS EJIDOS.

Los análisis hidrológicos son orientados al cálculo de máximas descargas en una sección de interés, como en este caso lo es el puente Independencia. En los casos donde se cuentan con datos de caudales máximos, se obtienen las estadísticas de manera directa, de no ser así será necesario calcular los caudales máximos a partir de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas.

En el Perú no es estándar el uso de metodologías para el cálculo de máximas descargas en zonas de influencia del Fenómeno El Niño. Así, el presente estudio hidrológico, se iniciará con métodos tradicionales que son conservadores, analizando resultados de estudios anteriores específicos para la zona y tomando consideración de las estadísticas directas de los datos históricos.

En este caso se cuenta con una estación de aforos cuyo registro permite hacer una estimación directa de los caudales extremos. Este registro de descargas máximas diarias del río Piura data desde el año 1925 con caudales aforados en el puente Sánchez Cerro hasta el año 1985, y luego en la presa derivadora Los Ejidos (ubicada a sólo 4 km. aguas arriba del puente Sánchez Cerro) hasta el año 2000. En el Cuadro 3.1 se muestra la serie utilizada para efectuar el análisis de frecuencia.

CUADRO 3.1**Datos de Caudal Máximo Utilizados para la Evaluación Hidrológica del Río Piura Hasta la Ubicación del Puente Independencia***

Año	Q _{máx} (m ³ /s)	Año	Q _{máx} (m ³ /s)
1925	1.600.0	1964	31.7
1926	675.0	1965	1.958.8
1927	486.0	1966	46.6
1928	106.8	1967	74.4
1929	115.7	1968	21.1
1930	83.4	1969	150.0
1931	355.7	1970	28.6
1932	1.500.0	1971	609.2
1933	498.7	1972	1.472.8
1934	346.7	1973	830.0
1935	300.8	1974	51.4
1936	310.3	1975	193.5
1937	22.3	1976	277.5
1938	400.0	1977	534.2
1939	1.200.0	1978	122.1
1940	152.6	1979	72.6
1941	1.750.0	1980	42.1
1942	322.1	1981	532.3
1943	1.770.0	1982	339.0
1944	219.0	1983	2.472.9
1945	179.2	1984	603.2
1946	113.8	1985	107.6
1947	39.5	1986	143.5
1948	40.8	1987	392.0
1949	800.0	1988	4.2
1952	127.9	1989	504.6
1953	1.730.0	1990	4.2
1954	41.9	1991	9.3
1955	280.0	1992	1.143.8
1956	1.200.0	1993	563.5
1957	1.350.0	1994	599.2
1958	550.0	1995	46.4
1959	720.0	1996	60.2
1960	72.8	1997	382.8
1961	104.0	1998	2.240.0
1962	101.4	1999	1.713.0
1963	36.3	2000	768.6

*Datos tomados del Estudio Definitivo para la Reconstrucción y Rehabilitación del Sistema de Defensas Contra Inundaciones en el Bajo Piura, Elaborado por el Consorcio Class-Saltzgitte. Piura, 2001.

3.2 EVALUACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO PARA ALGUNOS PERIODOS DE RETORNO.

Con los registros de la estación de aforos Sánchez Cerro / Los Ejidos se han estimado los caudales para algunos periodos de retomo. Se ha llevado a cabo una prueba de ajuste de los datos de caudal máximo registrados a las funciones de probabilidad de Distribución Normal, Distribución Log Normal, Distribución Log Pearson III y Distribución Extrema Tipo I - Gumbel. Para ello se utilizó sólo los valores superiores o iguales a 400 m³/s (30 datos de los 74 disponibles). Este análisis de frecuencia permitió especificar que el modelo que mejor se ajustó a los datos observados fue el modelo de Distribución Log Pearson III. Sólo para fines de comparación en el Cuadro 3.2 se indica los valores de caudal máximo obtenidos para algunos periodos de retorno con los modelos antes mencionados, mostrándose finalmente en el Cuadro 3.3 los valores de caudal máximo que se consideraron en el presente estudio.

Para un periodo de retorno de 100 años, resultó un caudal de 3636.63 m³/s.

CUADRO 3.2**Valores Probables de Caudal Máximo****Según el Ajuste de los Datos a Distintas Funciones de Probabilidad****Caudal Máximo (m³/s)**

Tr (años)	Normal	Log Normal	Log. Pearson III	Extrema Tipo I Gumbel
2	1092.53	945.19	930.12	994.41
5	1595.31	1500.09	1492.03	1522.36
10	1858.13	1909.74	1927.87	1871.90
20	2075.17	2331.14	2393.87	2207.19
25	2138.39	2470.55	2551.84	2313.55
50	2319.44	2917.61	3070.69	2641.19
100	2482.29	3388.45	3636.63	2966.41
500	2811.95	4586.97	5161.88	3717.95

* Ver anexos

CUADRO 3.3

Valores de Diseño de Caudal Máximo

Según el Modelo Distribución Log Pearson III

Río Piura – Puente Independencia

Tr (años)	Q (m ³ /s)
2	930.12
5	1492.03
10	1927.87
20	2393.87
25	2551.84
50	3070.69
100	3636.63
500	5161.88

CAPÍTULO 4: ESTUDIOS HIDRÁULICOS.

4.1 PREMISAS DE ANÁLISIS HIDRÁULICO.

Con el fin de determinar las variables hidráulicas necesarias para el diseño de las obras de protección se ha realizado el análisis hidráulico en las secciones de cruce; y según las características de los cursos del estudio, dicho análisis se ha efectuado asumiendo las siguientes premisas:

- Flujo No Uniforme
- Flujo Permanente
- Flujo Unidimensional
- Lecho Fijo

4.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS HIDRÁULICO, PROGRAMA HEC-RAS.

Se ha utilizando la ecuación de la Energía para el análisis hidráulico del río en los sectores de cruce. Este análisis se ha efectuado utilizando el programa HEC-RAS Versión 3.1.3 que satisface las premisas del análisis.

La metodología requiere contar con la siguiente información:

Caudales de diseño.

Características geométricas de las secciones transversales del río a lo largo de un tramo que se inicia una distancia determinada aguas arriba de la obra de cruce y termina una distancia determinada aguas abajo de la obra de cruce.

Caracterización de la rugosidad del lecho.

Condiciones de borde aguas abajo de la estructura, en caso de flujo en régimen sub-crítico y aguas arriba de la estructura, en caso de flujo en régimen supercrítico.

4.3 ANÁLISIS DE LAS SECCIONES ANTES DE LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA.

Según el análisis de las secciones, antes de la ampliación del puente Independencia y mientras existía el tramo provisional metálico, el cauce mayor en la zona del puente estaba limitado por los diques de protección, sin embargo el cauce menor presentaba tendencia a meandrear, apreciándose que se estaba desplazando hacia la margen izquierda del tramo aguas arriba del puente. En el Estudio Hidrológico los datos mostraron que caudales de periodo de retorno α partir de 100 años desbordarán por sobre el tablero.

4.4 RESUMEN DE RESULTADOS INICIALES.

A continuación se muestra los valores de las principales variables hidráulicas en la sección de cruce.

CUADRO 4.1

Principales Variables Hidráulicas para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 100$ años

Cruce	Caudal (m³/s)	Nivel Mínimo Del fondo (msnm)	Nivel Máximo del Agua (msnm)*	Velocidad media (m/s)**
Puente Independencia**	3636.63	14.74	25.76	2.02

* Ver anexos

**Análisis realizados en cauce sin puente

CUADRO 4.2**Principales Variables Hidráulicas para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 50$ años**

Cruce	Caudal (m³/s)	Nivel Mínimo Del fondo (msnm)	Nivel Máximo del Agua (msnm)*	Velocidad media (m/s)**
Puente Independencia**	3070.69	14.74	25.03	1.89

* Ver anexos

**Análisis realizados en cauce sin puente

4.5 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN CIMENTACIONES DE OBRAS DE CRUCE.**4.5.1 SOCAVACIÓN GENERAL, MÉTODO DE LIST VAN LEBEDIEV**

La socavación general, tanto longitudinal como transversal, es un proceso natural que se produce en el paso de cada avenida y depende fundamentalmente de la capacidad de transporte del Río y del material constituyente del Lecho.

Mediante el Método de List Van Lebediev, se establece la siguiente relación para el cálculo de la socavación general.

$$V_e = 0.60 * \gamma_s^{1.18} * \beta * y^x$$

Donde:

V_e : velocidad erosiva (m/s)

γ : densidad del suelo seco que se encuentra a la profundidad H_s (Tn/m³)

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia, y cuyo valor se da en el Cuadro 4.5

y : tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar V_e .

x : Exponente característico para material no cohesivo, s

$$y_{sg} = \left[\frac{\alpha * y_o^{5/3}}{0.68 D m^{0.28} B} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

$$P_{soc} = y_{sg} - y_o$$

Donde:

P_{soc} : Profundidad de socavación (m)

y_{sg} : Tirante de socavación

y_o : Tirante normal o tirante máximo

$$Q = K_s b_o y_o^{5/3} s^{1/2}$$

Donde:

K_s : Coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del río, según Cuadro 4.4

b_o : Sección Estable determinada (m)

y_o : Tirante normal o tirante máximo (m)

s : pendiente del río (m/m)

Haciendo: $\alpha = K_s S^{1/2}$, por ser números constantes.

CUADRO 4.3

Socavación General Calculado a Partir de los Datos Proporcionados por el Programa HEC RAS para Caudales de Periodo de Retorno $T_r = 100$ años y $T_r = 50$ años

Caudal Qmáx. (m3/seg)	Período Retorno TR (años)	Área Hidráulica A (m2)	Ancho Efectivo Be (m)	Tirante Medio Sección Ym (m)	Coef. Contracción u (adim)	Coef. f(TR) β (adim)
3636.63	100	1796.75	240.00	7.47	1.00	1.00
3070.69	50	16.22.12	240.00	6.76	1.00	0.97

Diametro Medio Dm (mm)	Factor x (adim)	Tirante Inicial yo (m)	Coef. Alfa α	Socavación General ysg (m)	Profundidad Socavación Psoc (m)
1.50	0.39	11.02	1.17	12.00	0.98
1.50	0.39	10.29	1.17	11.21	0.92

* Ver anexos

CUADRO 4.4

Valores para Ks

Descripción	Ks
Lechos naturales de río con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de río con acarreo regular	33 – 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 – 35
Lechos naturales de río con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedras $\phi \approx 0.20$ m) con acarreo inmóvil	25 – 28
Torrentes con derrubio grueso con acarreo móvil	19 – 22

CUADRO 4.5**Coefficiente β para socavación**

Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño	Coefficiente β
100.0 %	0.77
50.0 %	0.82
20.0 %	0.86
10.0 %	0.90
5.0 %	0.94
2.0 %	0.97
1.0 %	1.00
0.3 %	1.03
0.2 %	1.05
0.1 %	1.07

CUADRO 4.6
Valores de "x"

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
Peso específico (Tn/m ³)	X	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

Fuente: ACI-UNI, Diseño de obras hidráulicas, 1994

4.5.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES, MÉTODO DE SHEN II Y MÉTODO DE LAURSEN

Para el cálculo de la socavación local se han analizado los resultados de aplicar diferentes fórmulas. En general estas ecuaciones de naturaleza empírica, relacionan los parámetros hidráulicos y geométricos del río y pilares con las magnitudes de socavación esperados.

La profundidad de socavación local en los pilares es calculada con las siguientes expresiones válidas para ríos de lecho arenoso, con transporte de sedimentos y número de Fraude (Fr) mayor que 0.5.

A. Erosión en Pilares Cilíndricos.

Método de Shen II

$$y_s = 1.59V^{0.67}B^{0.67}$$

Método de Laursen

$$y_s = 1.11y_o^{0.5}.B^{0.5}$$

Donde:

y_s : profundidad de socavación en pilar cilíndrico

V : velocidad de aproximación del flujo

B : ancho del pilar

y_o : profundidad del agua aguas arriba del pilar cilíndrico.

Se elige el mayor de los resultados

B. Corrección para tomar en cuenta que no son secciones cilíndricas:

$$y_{sf} = y_s.f_2.f_3$$

Donde:

ys: profundidad de socavación en pilar cilíndrico

f2: factor que toma en cuenta la forma del pilar.

CUADRO 4.7

Valores de f2

Forma	Longitud/ancho	f2
Rectangular	2	1.11
	4	1.40
	6	1.11

f3: factor que toma en cuenta el flujo cúbico

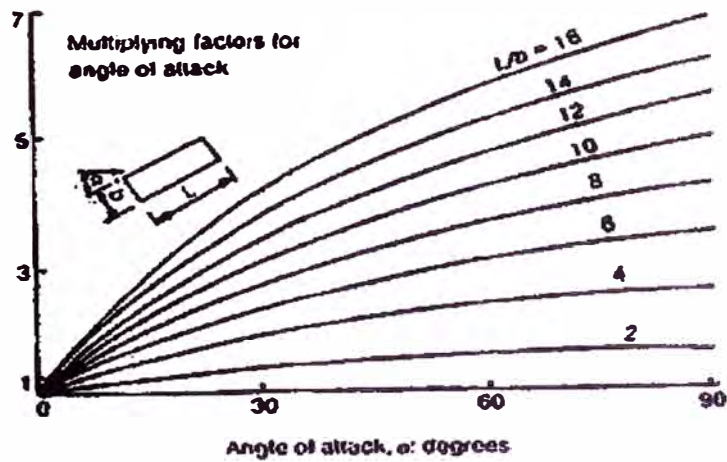


FIGURA 4.1 Valores de f3

CUADRO 4.8

Socavación Local

Método de Shen II:

Puente	V(m/s)	B(m)	ys(m)
Independencia	2.73	0.8	2.68

Método de Laursen:

Puente	Y(m)	B(m)	ys(m)
Independencia	11.02	0.8	3.30

Corrección:

Puente	L(m)	B(m)	L/B	Forma en Planta	f2	Angulo (°)	f3	ys(m)	yf(m)
Independencia	0.8	0.8	1	Rectangular	1.11	0	1	3.30	3.66

4.5.3 DIMENSIONAMIENTO DE ENROCADOS DE PROTECCIÓN

Según el método de Maynard

$$d_{50} = y_o \cdot C_1 \cdot Fr^3$$

Donde:

d_{50} : Diámetro medio del enrocado

y_o : profundidad de flujo

C_1 : Coeficiente que depende del talud

Fr : Número de Fraude, dado por $Fr = C_2 \cdot V / (s \cdot y_o)^{1/2}$

Donde:

V : Velocidad media del flujo

C_2 : Coeficiente que depende de la ubicación del enrocado

g : aceleración de la gravedad

CUADRO 4.9

Valores de C_2

Ubicación	C_2
En narices de espigones y bancos guías	2.00
En curvas	1.50
En tramos rectos	1.25

De acuerdo a las recomendaciones de Simona y Senturk:

- La relación entre el tamaño máximo de la roca y el d_{50} debe ser aproximadamente 2, entonces:
- La relación entre d_{50} y d_{20} debe ser aproximadamente 2

De acuerdo a las recomendaciones de la Comisión Federal de Electricidad de México: tenemos en el Cuadro 4.10:

CUADRO 4.10**Diámetros Mínimos de las Rocas de Protección****Para un Tirante Igual a 1 m****(cm)**

Velocidad de la corriente V_1 (m/s)	Peso Específico del Material en Kg/m^3				
	1600	1800	2000	2200	2400
1	8	8	7	6	6
2	18	16	13	13	12
3	38	34	31	28	26
4	68	60	54	50	46
Mayor que 4.5			85	77	70

En el Cuadro 4.9, si el tirante "y" es diferente de 1 m:

$$V = V_1 \cdot y^a, \text{ donde } a = 1/(2+y)$$

CUADRO 4.11**Diámetros Medios de Enrocados Para el Puente Independencia**

Periodo de Retorno (años)	y_0 (m)	V_1 (m/s)	C1	C2	Fr	d50 (m)
100	11.02	2.73	0.32	2.00	0.52	0.81
50	10.29	2.57	0.32	2.00	0.51	0.44

CUADRO 4.12**Diámetros Medios de Enrocados Para el Puente Independencia****Considerando $V = V_1 \cdot y^a$**

Periodo de Retorno (años)	y_0 (m)	V (m/s)	C1	C2	Fr	d50 (m)
100	11.02	3.28	0.32	2.00	0.63	0.88
50	10.29	3.11	0.32	2.00	0.62	0.78

De los resultados, se asumirá $d_{50} = 1$ m

De los criterios de Simos y Sentuk:

$d_{max} = 2 \text{ m}$
 $d_{20} = 0.50 \text{ m}$

Del criterio de la Comisión Federal de Electricidad de México:

CUADRO 4.13

Diámetros Mínimos de Enrocados Para el Puente Independencia

Periodo de Retorno (años)	V (m/s)	Y (m)	V1 (m/s)	P. Esp. (Kg/m ³)	dmin (m)
100	3.28	11.02	2.73	2400	0.30
50	3.11	10.29	2.57	2400	0.30

CONCLUSIONES

1. Se determinó la profundidad de socavación total en el pilar de la ampliación del Puente Independencia igual a 4.64 metros, ante un caudal de diseño de 3636.63 metros cúbicos.
2. Se determinó que los diámetros de las rocas de protección a la subestructura serán de 0.30 metros como mínimo, 2.00 metros como máximo y un intermedio de 1.00 metro.
3. La variable hidrológica más importante es el caudal de diseño, la cual se evaluó en función a los caudales máximos anuales registrados en las estaciones Sánchez Cerro y Los Ejidos.
4. Una posible causa de error en los cálculos de la profundidad de socavación se debe a que los parámetros de entrada se obtienen puntualmente y corresponden a valores representativos en el momento de la toma de muestras, pero no representan las variaciones que puedan ocurrir en el río a lo largo del tiempo.
5. Los niveles de agua estimados para la avenida de diseño tocarán la parte inferior del tablero del puente (25.55 metros sobre el nivel del mar si se considera como cota de fondo del lecho del río 17.00 metros, según Plano de Topografía) motivo por el cual será necesario analizar el escenario estructural con fuerza de arrastre en el tablero.
6. Se aprecia que aguas arriba del puente los niveles de agua se sobre-elevarían en 0.18 metros con respecto a los 25.76 metros sobre el nivel del mar.

RECOMENDACIONES

1. Según los resultados de socavación se recomienda que la cimentación del pilar se profundice por debajo de los de 5.00 metros del lecho del fondo del río.
2. Se recomienda diseñar el pilar con formas biseladas con el fin de disminuir la zona de separación y la formación de la vorticidad causante de la socavación.
3. Los elementos protectores diseñados, con el fin de disminuir el efecto de la socavación local, deben ubicarse en el nivel del lecho. Si son ubicados por encima del fondo, no representan disminución considerable de la profundidad de socavación; en algunos casos puede incrementarse, por aumento de presión que causa dos corrientes, una ascendente y otra descendente.
4. Para evitar la sobre-elevación del nivel de agua, se ha previsto el diseño de un dique guía aguas arriba a fin de orientar el flujo para que atraviese el puente de manera perpendicular a la abertura.
5. Se recomienda hacer obras de canalización que deriven las aguas del caudal extraordinario, evitando inundar las zonas aledañas al puente.
6. Se recomienda realizar trabajos de limpieza del cause del río para evitar el desgaste y erosión de la estructura, asegurando la sostenibilidad de la obra.

BIBLIOGRAFIA

- Alva Hurtado, Jorge Elías; Cimentaciones Profundas; CISMID – Universidad Nacional de Ingeniería – 1993.
- Campaña Toro, Roberto – Estudio de Obras de Protección de Estructuras Hidráulicas del Puente Franco - Carretera Cortarles - Pampas de Hospital - Tumbes – Expediente Técnico; Provías Departamental – Volumen 4 Estudios Complementarios de Ingeniería – Estudios Hidrológicos e Hidráulicos, Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Mayo 2005.
- Sánchez Moya, Víctor – Servicio de Consultoría para Efectuar los Estudios para la Realización de Obras de Prevención y Reparación de los Puentes de la Zona Norte – Expediente Técnico Puente Independencia: Provías Nacional – Proyecto Especial de Infraestructura de Transporte Nacional - Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Julio 2003.
- Sánchez Moya, Victor – Reconstrucción del Tramo Faltante y Mejoramiento del Actual Puente Independencia - Carretera Catacaos-La Arena – Sechura-Piura – Expediente Técnico; Provías Nacional – Proyecto Especial de Infraestructura de Transporte Nacional - Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Mayo 2005.
- Tomlinson, M. J.; Cimentación Diseño y Construcción; Trillas, S.A. de C.V. México, Enero de 1996.

ANEXOS

FÓRMULAS PARA CALCULAR CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO A PARTIR DE FUNCIONES ESTADÍSTICAS DE PROBABILIDAD

1. CALCULO ESTADÍSTICO

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \mu)^2}{n-1}}$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Ln}(P_i)}{n}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Ln}(P_i) - \alpha)^2}{n-1}}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sigma}{\sqrt{\beta_1}}$$

$$\beta_1 = \frac{4}{\gamma^2}$$

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n P_i - \mu^3}{n\sigma^3}$$

$$\rho = \mu - \alpha_1 x \beta_1$$

$$K = \frac{C_s}{6}$$

$$\beta_2 = \frac{\pi}{\sqrt{6}\sigma}$$

$$\alpha_2 = \mu - 0.45\sigma$$

2. DISTRIBUCIONES

2.1. Distribución Normal

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	Z	P (mm)
-----------------	---------------------	-----	-------------

$$Z = \text{DISTR.NORM .ESTAND.IN } V(1 - \frac{1}{T_r})$$

$$P = \mu + Z\sigma$$

2.2. Distribución Log Normal

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	Z	$Ln(P_i)$	P (mm)
-----------------	---------------------	-----	-----------	-------------

$$Z = \text{DISTR.NORM.ESTAND.INV}(1 - \frac{1}{T_r})$$

$$Ln(P_i) = \alpha + Z\beta$$

2.3. Distribución Log Pearson III

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	Z	K_T	$Ln(P_i)$	P (mm)
-----------------	---------------------	-----	-------	-----------	-------------

$$Z = \text{DISTR.NORM.ESTAND.INV}(1 - \frac{1}{T_r})$$

$$K_T = Z + (Z^2 - 1)K + (Z^3 - 6Z)\frac{K^2}{3} - (Z^2 - 1)K^3 + ZK^4 + \frac{K^5}{3}$$

$$Ln(P_i) = \alpha + K_T\beta$$

$$K = C.S/6$$

2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	w	P (mm)
-----------------	---------------------	-----	-------------

$$w = Ln(-Ln(1 - \frac{1}{T_r}))$$

$$p = \alpha_2 - \frac{\text{Ln}(-\text{Ln}(1 - \frac{1}{T_r}))}{\beta_2}$$

□

Donde:

P_i : Precipitación Máxima (mm)

C_s : Coeficiente de Asimetría

Z : valor de la variable normal estandarizada para el período de retorno T_r

K_T : Factor de frecuencia en la función Log Pearson III

**CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE
RETORNO A PARTIR DE FUNCIONES ESTADÍSTICAS DE PROBABILIDAD
ESTACIONES DE AFORO SANCHEZ CERRO Y LOS EJIDOS**

1 CALCULO ESTADÍSTICO

		Normal	Log Normal	LOG PEARSON III	
<i>i</i>	AÑO	P_i	$Ln (P_i)$	Log (P)	(Log P-log P prom)^3
1	1983	2472.90	7.81	3.39	0.072871181
2	1998	2240.00	7.71	3.35	0.0526203
3	1965	1958.80	7.58	3.29	0.031695948
4	1943	1770.00	7.48	3.25	0.020224728
5	1941	1750.00	7.47	3.24	0.019145469
6	1953	1730.00	7.46	3.24	0.018093574
7	1999	1713.00	7.45	3.23	0.017221232
8	1925	1600.00	7.38	3.20	0.011946384
9	1932	1500.00	7.31	3.18	0.008068914
10	1972	1472.80	7.29	3.17	0.007147251
11	1957	1350.00	7.21	3.13	0.003710568
12	1939	1200.00	7.09	3.08	0.001113953
13	1956	1200.00	7.09	3.08	0.001113953
14	1992	1143.80	7.04	3.06	0.000568311
15	1973	830.00	6.72	2.92	-0.000179793
16	1949	800.00	6.68	2.90	-0.000379954
17	2000	768.60	6.64	2.89	-0.000724592
18	1959	720.00	6.58	2.86	-0.001650819
19	1926	675.00	6.51	2.83	-0.003125895
20	1971	609.20	6.41	2.78	-0.006941498
21	1984	603.20	6.40	2.78	-0.007421411
22	1994	599.20	6.40	2.78	-0.007756138
23	1993	563.50	6.33	2.75	-0.01133372
24	1958	550.00	6.31	2.74	-0.013003725
25	1977	534.20	6.28	2.73	-0.015218833
26	1981	532.30	6.28	2.73	-0.015505708
27	1989	504.60	6.22	2.70	-0.020250731
28	1933	498.70	6.21	2.70	-0.02141067
29	1927	486.00	6.19	2.69	-0.024108101
30	1938	400.00	5.99	2.60	-0.052086776
	$\Sigma=$	32775.80	205.54	89.27	0.064443
	n =	30	30		
	$\mu =$	1092.5	6.9	3.0	
	$\sigma =$	597.40		0.24	
	$\alpha =$		6.85		
	$\beta =$		0.55		
	$\alpha_1 =$				

$\beta_1 =$				
$\rho =$				
$\gamma =$				
$\alpha_2 =$	823.70			
$\beta_2 =$	0.00			
G.L.				
$C_s =$	0.69	0.176		
$k =$		0.03	0.03	

* por el metodo de Momentos

2. DISTRIBUCIONES

2.1. Distribución Normal

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	Z	Q (m3/seg)
2	0.5000	0.000	1092.53
5	0.8000	0.842	1595.31
10	0.9000	1.282	1858.13
20	0.9500	1.645	2075.17
25	0.9600	1.751	2138.39
50	0.9800	2.054	2319.44
100	0.9900	2.326	2482.29
500	0.9980	2.878	2811.95

2.2. Distribución Log Normal

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	Z	$Ln(P_i)$	Q (m3/seg)
2	0.5000	0.000	6.8514	945.19
5	0.8000	0.842	7.3133	1500.09
10	0.9000	1.282	7.5547	1909.74
20	0.9500	1.645	7.7541	2331.14
25	0.9600	1.751	7.8122	2470.55
50	0.9800	2.054	7.9785	2917.61
100	0.9900	2.326	8.1281	3388.45
500	0.9980	2.878	8.4310	4586.97

2.3. Distribución Log Pearson III

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	z	K_T	$Ln(P_i)$	Q (m3/seg)
2	0.5000	0.000	-0.029	6.8353	930.12
5	0.8000	0.842	0.832	7.3079	1492.03
10	0.9000	1.282	1.299	7.5642	1927.87
20	0.9500	1.645	1.693	7.7807	2393.87
25	0.9600	1.751	1.810	7.8446	2551.84
50	0.9800	2.054	2.147	8.0297	3070.69
100	0.9900	2.326	2.455	8.1988	3636.63
500	0.9980	2.878	3.093	8.5491	5161.88

2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T_r (años)	$1 - \frac{1}{T_r}$	w	Q (m3/seg)
2	0.5000	-0.3665	994.41
5	0.8000	-1.4999	1522.36
10	0.9000	-2.2504	1871.90
20	0.9500	-2.9702	2207.19
25	0.9600	-3.1985	2313.55
50	0.9800	-3.9019	2641.19
100	0.9900	-4.6001	2966.41
500	0.9980	-6.2136	3717.95

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV PARA LAS FUNCIONES DE PROBABILIDADES

1. Datos Estadísticos

Normales

m =	1092.53
s =	597.40
n =	30

Log Pearson III

a ₁ =	
b ₁ =	
r=	
g=	

G.L=		
C _g =		0.1758
k =		

Log Normal

a=	6.85
b=	0.55
n =	30

Gambel

a ₂ =	823.67
b ₂ =	0.00

2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

m	P_i	$P=m/(N+1)$	Z	F(z)	D= F-P
1	2472.9	0.0625	2.31062	0.9896	0.9271
2	2240.0	0.1250	1.92077	0.9726	0.8476
3	1958.8	0.1875	1.45006	0.9265	0.7390
4	1770.0	0.2500	1.13403	0.8716	0.6216
5	1750.0	0.3125	1.10055	0.8645	0.5520
6	1730.0	0.3750	1.06707	0.8570	0.4820
7	1713.0	0.4375	1.03862	0.8505	0.4130
8	1600.0	0.5000	0.84947	0.8022	0.3022
9	1500.0	0.5625	0.68207	0.7524	0.1899
10	1472.8	0.6250	0.63654	0.7378	0.1128
11	1350.0	0.6875	0.43099	0.6668	0.0207
12	1200.0	0.7500	0.17990	0.5714	0.1786
13	1200.0	0.8125	0.17990	0.5714	0.2411
14	1143.8	0.8750	0.08583	0.5342	0.3408
15	830.0	0.9375	-0.43945	0.3302	0.6073
16	800.0	1.0000	-0.48966	0.3122	0.6878
17	768.6	1.0625	-0.54222	0.2938	0.7687
18	720.0	1.1250	-0.62358	0.2665	0.8585
19	675.0	1.1875	-0.69890	0.2423	0.9452
20	609.2	1.2500	-0.80905	0.2092	1.0408
21	603.2	1.3125	-0.81909	0.2064	1.1061
22	599.2	1.3750	-0.82578	0.2045	1.1705
23	563.5	1.4375	-0.88554	0.1879	1.2496

24	550.0	1.5000	-0.90814	0.1819	1.3181
25	534.2	1.5625	-0.93459	0.1750	1.3875
26	532.3	1.6250	-0.93777	0.1742	1.4508
27	504.6	1.6875	-0.98414	0.1625	1.5250
28	498.7	1.7500	-0.99401	0.1601	1.5899
29	486.0	1.8125	-1.01527	0.1550	1.6575
30	400.0	1.8750	-1.15923	0.1232	1.7518
				Max D	1.7518

3. Prueba Kolgomorov-Smirnov para distribución Log Normal

m	P_i	$P=m/(N+1)$	F(z)	D= F-P	
1	2472.9	0.0625	0.9601	0.8976	
2	2240.0	0.1250	0.9420	0.8170	
3	1958.8	0.1875	0.9079	0.7204	
4	1770.0	0.2500	0.8735	0.6235	
5	1750.0	0.3125	0.8692	0.5567	
6	1730.0	0.3750	0.8646	0.4896	
7	1713.0	0.4375	0.8607	0.4232	
8	1600.0	0.5000	0.8312	0.3312	
9	1500.0	0.5625	0.8000	0.2375	
10	1472.8	0.6250	0.7905	0.1655	
11	1350.0	0.6875	0.7420	0.0545	
12	1200.0	0.7500	0.6682	0.0818	
13	1200.0	0.8125	0.6682	0.1443	
14	1143.8	0.8750	0.6359	0.2391	
15	830.0	0.9375	0.4064	0.5311	
16	800.0	1.0000	0.3806	0.6194	
17	768.6	1.0625	0.3531	0.7094	
18	720.0	1.1250	0.3100	0.8150	
19	675.0	1.1875	0.2698	0.9177	
20	609.2	1.2500	0.2118	1.0382	
21	603.2	1.3125	0.2066	1.1059	
22	599.2	1.3750	0.2031	1.1719	
23	563.5	1.4375	0.1730	1.2645	
24	550.0	1.5000	0.1619	1.3381	
25	534.2	1.5625	0.1492	1.4133	
26	532.3	1.6250	0.1477	1.4773	
27	504.6	1.6875	0.1264	1.5611	
28	498.7	1.7500	0.1220	1.6280	
29	486.0	1.8125	0.1128	1.6997	
30	400.0	1.8750	0.0586	1.8164	
				Max D	1.8164

4. Prueba Kolgomorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

m	P_i	$P=m/(N+1)$	K_T	F(z)	D= F-P
1	2472.9	0.0625	1.7524	0.5723	0.5098
2	2240.0	0.1250	1.5722	0.5466	0.4216
3	1958.8	0.1875	1.3278	0.5118	0.3243
4	1770.0	0.2500	1.1431	0.8859	0.6359
5	1750.0	0.3125	1.1224	0.8787	0.5662
6	1730.0	0.3750	1.1014	0.8714	0.4964
7	1713.0	0.4375	1.0834	0.8652	0.4277
8	1600.0	0.5000	0.9591	0.8219	0.3219
9	1500.0	0.5625	0.8415	0.7969	0.2344
10	1472.8	0.6250	0.8082	0.7846	0.1596
11	1350.0	0.6875	0.6495	0.7264	0.0389
12	1200.0	0.7500	0.4349	0.6983	0.0517
13	1200.0	0.8125	0.4349	0.6983	0.1142
14	1143.8	0.8750	0.3475	0.8594	0.0156
15	830.0	0.9375	-0.2368	0.8153	0.1222
16	800.0	1.0000	-0.3039	0.8103	0.1897
17	768.6	1.0625	-0.3768	0.8048	0.2577
18	720.0	1.1250	-0.4959	0.7958	0.3292
19	675.0	1.1875	-0.6134	0.7869	0.4006
20	609.2	1.2500	-0.8003	0.7728	0.4772
21	603.2	1.3125	-0.8184	0.7714	0.5411
22	599.2	1.3750	-0.8305	0.7705	0.6045
23	563.5	1.4375	-0.9424	0.7621	0.6754
24	550.0	1.5000	-0.9866	0.7587	0.7413
25	534.2	1.5625	-1.0397	0.7547	0.8078
26	532.3	1.6250	-1.0462	0.7542	0.8708
27	504.6	1.6875	-1.1436	0.7469	0.9406
28	498.7	1.7500	-1.1650	0.7453	1.0047
29	486.0	1.8125	-1.2120	0.7417	1.0708
30	400.0	1.8750	-1.5669	0.7150	1.1600
				Max D	1.1600

5. Prueba Smirnov Kolmogorov para distribución Gumbel

m	P_i	$P=m/(N+1)$	F(z)	D= F-P
1	2472.9	0.0625	0.9714	0.9089
2	2240.0	0.1250	0.9533	0.8283
3	1958.8	0.1875	0.9163	0.7288
4	1770.0	0.2500	0.8771	0.6271
5	1750.0	0.3125	0.8721	0.5596
6	1730.0	0.3750	0.8669	0.4919
7	1713.0	0.4375	0.8623	0.4248
8	1600.0	0.5000	0.8279	0.3279
9	1500.0	0.5625	0.7913	0.2288
10	1472.8	0.6250	0.7802	0.1552
11	1350.0	0.6875	0.7239	0.0364
12	1200.0	0.7500	0.6403	0.1097
13	1200.0	0.8125	0.6403	0.1722
14	1143.8	0.8750	0.6048	0.2702
15	830.0	0.9375	0.3729	0.5646
16	800.0	1.0000	0.3492	0.6508
17	768.6	1.0625	0.3245	0.7380
18	720.0	1.1250	0.2867	0.8383
19	675.0	1.1875	0.2526	0.9349
20	609.2	1.2500	0.2050	1.0450
21	603.2	1.3125	0.2008	1.1117
22	599.2	1.3750	0.1981	1.1769
23	563.5	1.4375	0.1741	1.2634
24	550.0	1.5000	0.1654	1.3346
25	534.2	1.5625	0.1554	1.4071
26	532.3	1.6250	0.1542	1.4708
27	504.6	1.6875	0.1376	1.5499
28	498.7	1.7500	0.1341	1.6159
29	486.0	1.8125	0.1269	1.6856
30	400.0	1.8750	0.0835	1.7915
			Max D	1.7915

RESUMEN

Distribucion	max D
Distribucion Normal	1.7518
Log Normal	1.8164
Log Pearson III	1.1600
Gumbel	1.7915

CONCLUSION: Todas las distribuciones analizadas se ajustan a los datos.

La que mejor se ajusta es Log Pearson III

CONSTANTE K_T – LOG PEARSON

CONSTANTE K_T PARA LA DISTRIBUCION LOG-PEARSON								
Coeficiente de Asimetría C_s	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	PROBABILIDAD EN PORCENTAJE							
	0.01	0.20	0.50	0.80	0.90	0.96	0.98	0.99
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.144	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.1758	-2.192	-0.859	-0.029	0.842	1.311	1.824	2.160	2.467
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.281	1.751	2.054	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

TR=100 AÑOS

Ue: velocidad media que debe tener la corriente para erosionar el material del fondo

Ur: velocidad media real de la corriente

En la condicion de equilibrio:

$$Ue=Ur$$

profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la

yo = seccion

ys = profundidad despues de producirse la socavacion del fondo

α = coeficiente calculado con la formula dada.

β = coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno

Be= ancho efectivo en la seccion (m)

diametro medio (calculado con la granulometria del material del

Dm= cauce)

ym= tirante medio dela seccion

coeficiente de

v = contracion

datos del HEC RAS:	Qmax=	3636.63 m ³ /s
	Be=	240 M
	v =	1
	Ym=	7.49 M
	Vm=	2.02 m/s
	α =	1.170

- a) calculo del valor de Dm utilizando la granulometria del cauce tomando en cuenta la curva granulométrica

$$Dm = 0.0015 \text{ m}$$

- b) calculo de la profundiada de socavacion

$$y_s = \left(\frac{\alpha * y_o^{\frac{5}{3}}}{.68 * D_m^{.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{(1+X)}}$$

datos:	TR=	100 años
	Dm=	0.0015 M
	β =	1
	yo =	11.02
	x =	0.39

de la formula tenemos:

$$Y_s = 97.84 \text{ cm}$$

TR=50 AÑOS

Ue: velocidad media que debe tener la corriente para erosionar el material del fondo

Ur: velocidad media real de la corriente

En la condicion de equilibrio:

$$U_e = U_r$$

- yo = profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la seccion
- ys = profundidad despues de producirse la socavacion del fondo
- α = coeficiente calculado con la formula dada.
- β = coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno
- Be= ancho efectivo en la seccion (m)
- Dm= diametro medio (calculado con la granulometria del material del cauce)
- ym= tirante medio dela seccion
- v = coeficiente de contracion

datos del HEC RAS:	Qmax=	3070.69 m ³ /s
	Be=	240 m
	v =	1
	Ym=	6.76 m
	Vm=	1.89 m/s
	α =	1.170

- a) calculo del valor de Dm utilizando la granulometria del cauce tomando en cuenta la curva granulométrica

$$D_m = 0.0015 \text{ m}$$

- b) calculo de la profundidad de socavacion

$$y_s = \left(\frac{\alpha * y_o^{\frac{5}{3}}}{.68 * D_m^{2.8} * \beta} \right)^{\frac{1}{(1+Y)}}$$

datos:	TR=	50 años
	Dm=	0.0015 m

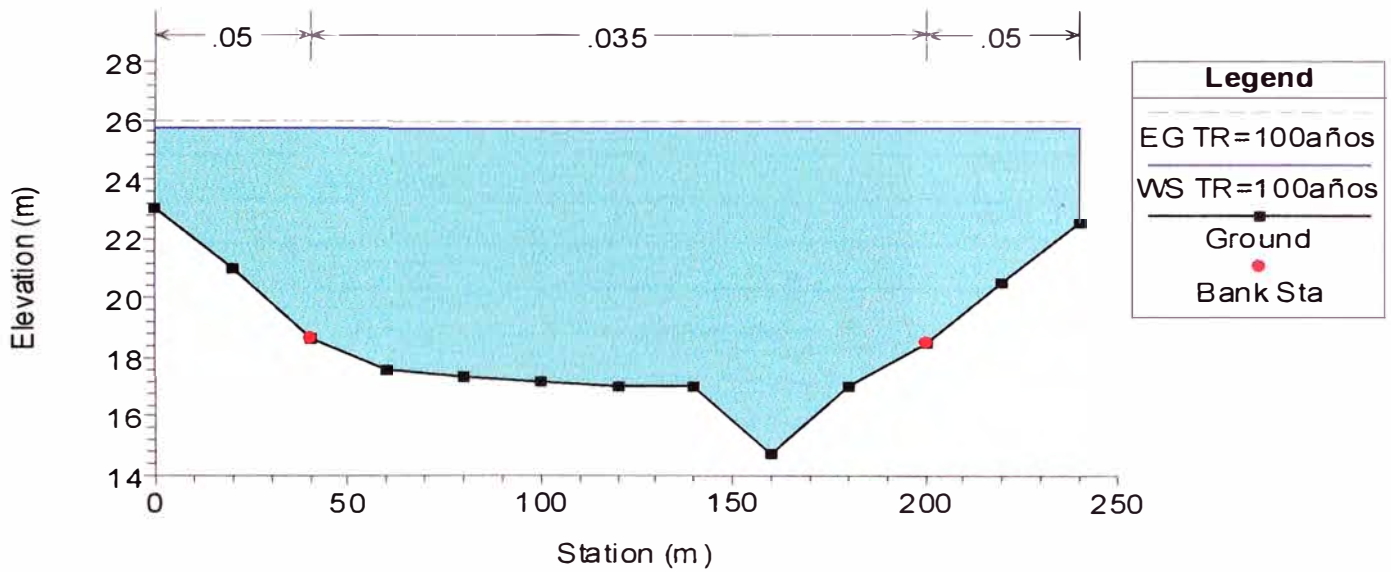
$$\begin{aligned}\beta &= 0.97 \\ y_o &= 10.29 \\ x &= 0.39\end{aligned}$$

de la formula tenemos:

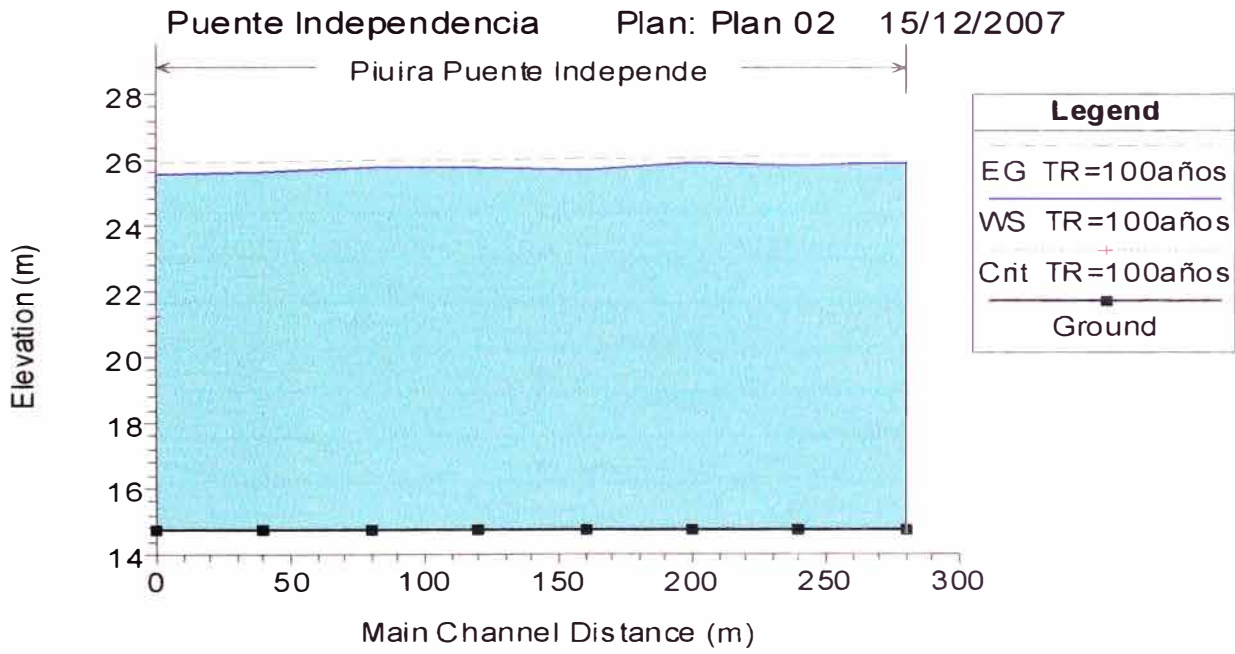
$$Y_s = 92.10 \text{ cm}$$

SECCIÓN DE DISEÑO – PROGRESIVA 0+120

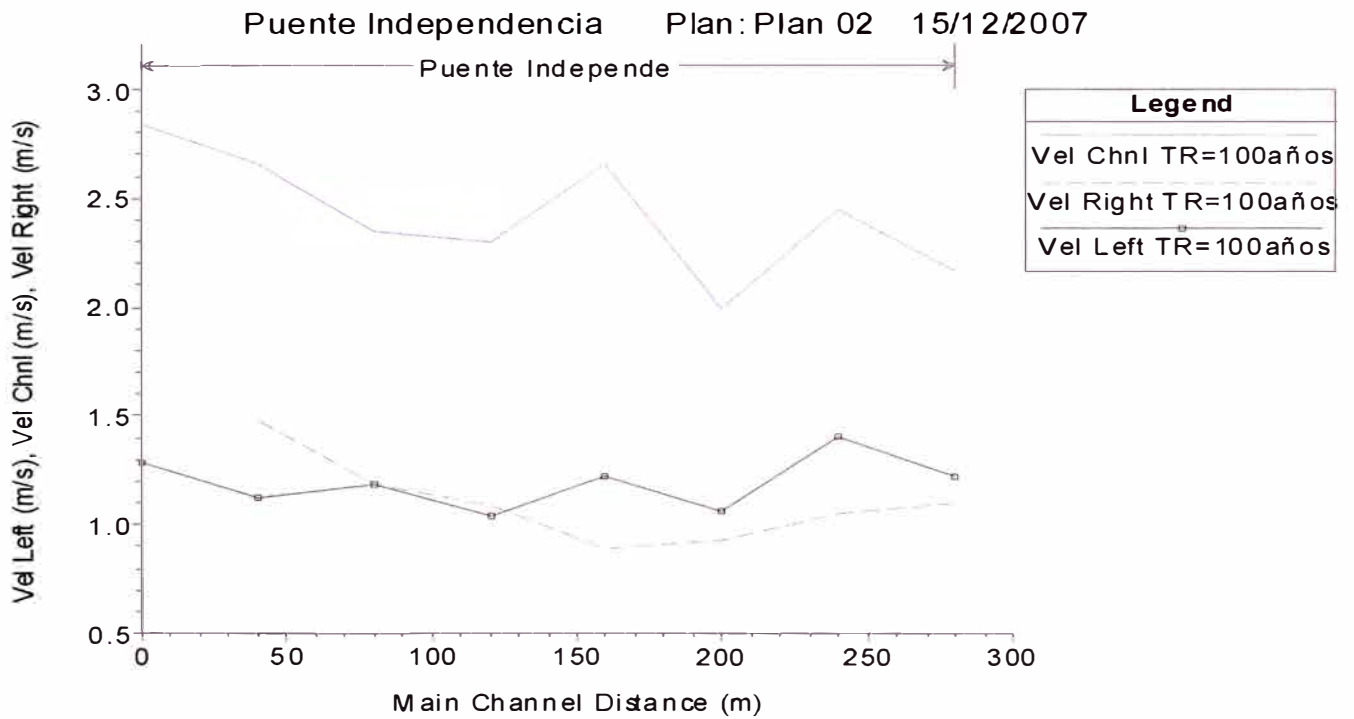
Puente Independencia Plan: Plan 02 15/12/2007



SUPERFICIE DEL AGUA PARA LAS PROGRESIVAS 0+00 HASTA 0+280

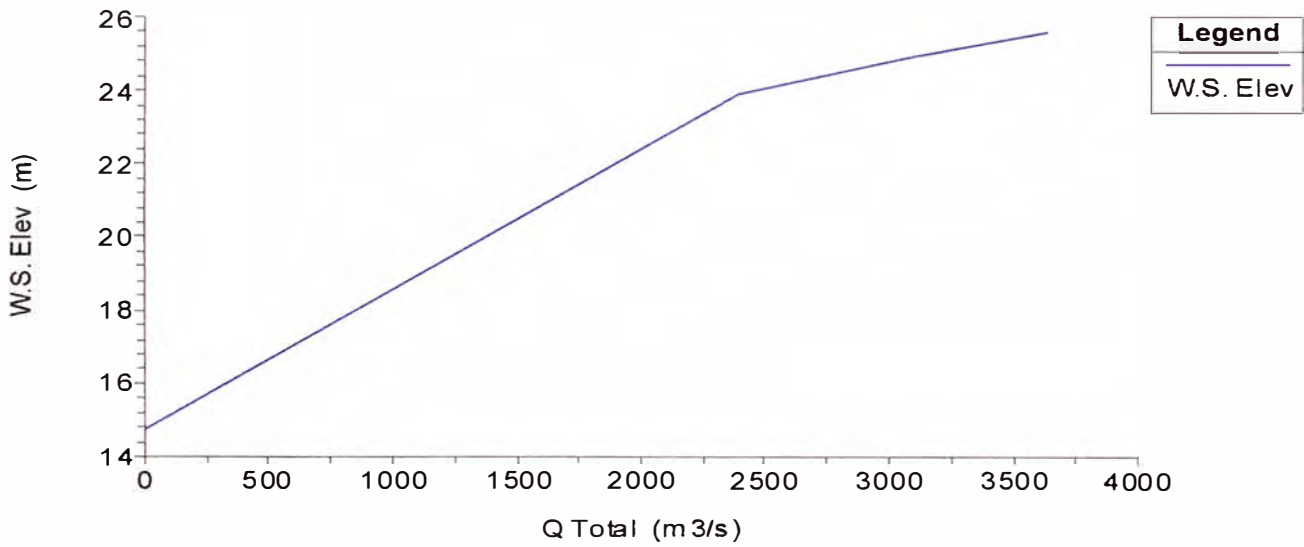


VELOCIDADES EN BANCOS LATERALES Y CANAL CENTRAL



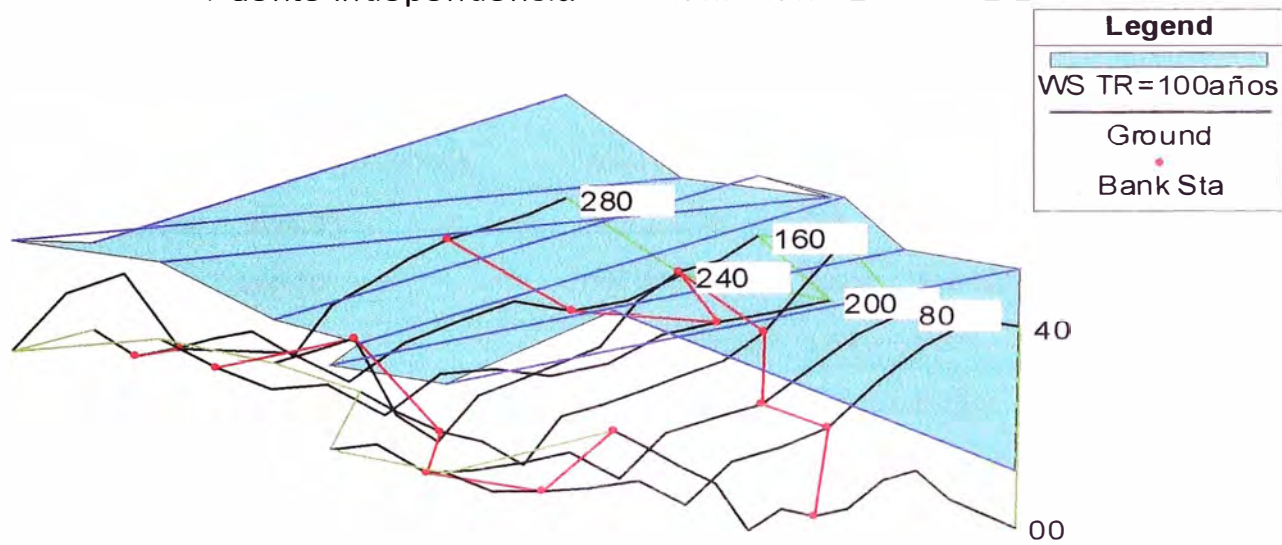
NIVEL DE AGUA PARA DIFERENTES CAUDALES

Puente Independencia Plan: Plan 02 15/12/2007



**PERSPECTIVA DE LAS AGUAS DEL RÍO PIURA ENTRE LAS
PROGRESIVAS 0+00 HASTA 0+280**

Puente Independencia Plan: Plan 02 15/12/2007



**VARIABLES HIDRÁULICAS EN LA SECCIÓN DE DISEÑO (PROGRESIVA
0+120) PARA UN PERIODO DE RETORNO TR = 100 AÑOS**

Plan: Plan 02 Piuirá Puente Independe RS: 120 Profile: TR=100años

E.G. Elev (m)	26.00	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.24	Wt. n-Val.	0.050	0.035	0.050
W.S. Elev (m)	25.76	Reach Len. (m)	40.00	40.00	40.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	193.54	1393.47	209.74
E.G. Slope (m/m)	0.000363	Area (m ²)	193.54	1393.47	209.74
Q Total (m ³ /s)	3636.63	Flow (m ³ /s)	201.11	3207.01	228.51
Top Width (m)	240.00	Top Width (m)	40.00	160.00	40.00
Vel Total (m/s)	2.02	Avg. Vel. (m/s)	1.04	2.30	1.09
Max Chl Dpth (m)	11.02	Hydr. Depth (m)	4.84	8.71	5.24
Conv. Total (m ³ /s)	190836.3	Conv. (m ³ /s)	10553.5	168291.5	11991.2
Length Wtd. (m)	40.00	Wetted Per. (m)	42.99	160.34	43.40
Min Ch El (m)	14.74	Shear (N/m ²)	16.03	30.95	17.21
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	16.66	71.23	18.75
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m ³)	42.22	141.05	25.56
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m ²)	8.80	16.00	4.00

**VARIABLES HIDRÁULICAS EN LA SECCIÓN DE CRUCE (PROGRESIVA
0+120) PARA UN PERIODO DE RETORNO TR = 50 AÑOS**

Plan: Plan 02 Piura Puente Independe RS: 120 Profile: TR=50años

E.G. Elev (m)	25.24	Element	Left OB	Channel	Right OB	
Vel Head (m)	0.21	Wt. n-Val.	0.050	0.035	0.050	
W.S. Elev (m)	25.03	Reach Len. (m)	40.00	40.00	40.00	
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	164.44	1277.05	180.64	
E.G. Slope (m/m)	0.000354	Area (m2)	164.44	1277.05	180.64	
Q Total (m3/s)	3070.69	Flow (m3/s)	153.16	2739.54	177.99	
Top Width (m)	240.00	Top Width (m)	40.00	160.00	40.00	
Vel Total (m/s)	1.89	Avg. Vel. (m/s)	0.93	2.15	0.99	
Max Chl Dpth (m)	10.29	Hydr. Depth (m)	4.11	7.98	4.52	
Conv. Total (m3/s)	163106.7	Conv. (m3/s)	8135.4	145517.0	9454.3	
Length Wtd. (m)	40.00	Wetted Per. (m)	42.26	160.34	42.67	
Min Ch El (m)	14.74	Shear (N/m2)	13.52	27.68	14.71	
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)		12.60	59.38	14.50
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)		35.84	129.44	22.66
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)		8.80	16.00	4.00

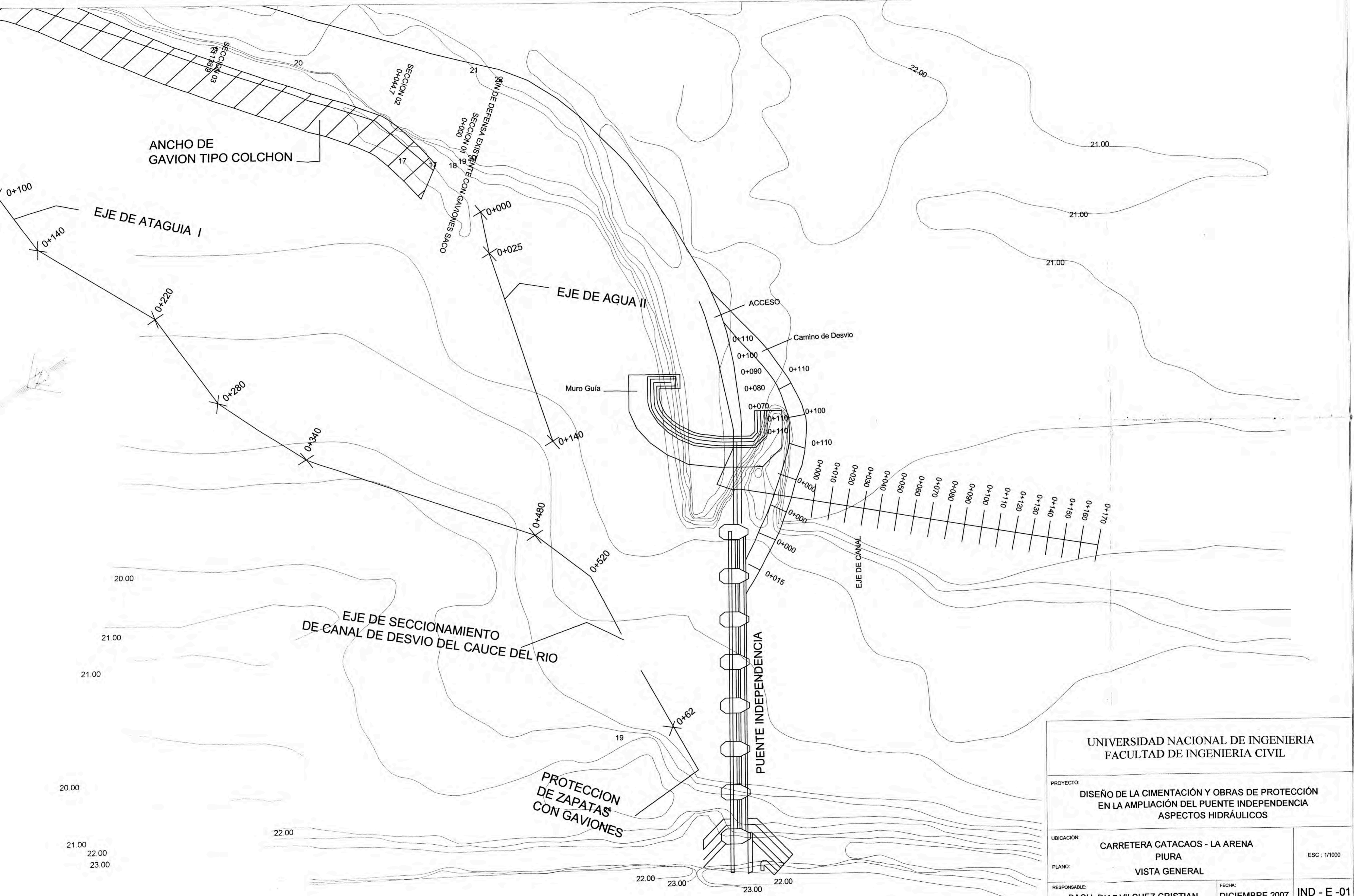
PLANOS

1. PLANO TOPOGRÁFICO IND – T – 01
2. VISTA GENERAL IND – E – 01
3. SECCIONES EN PLANTA IND – H – 01
4. SECCIONES TRANSVERSALES IND – H – 02



PLANTA
ESC: 1/1000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA ASPECTOS HIDRÁULICOS		
CARRETERA CATACAOS - LA ARENA PIURA PLANO TOPOGRÁFICO		ESC : 1/1000
RESPONSABLE: BACH. DIAZ VILCHEZ CRISTIAN	FECHA: DICIEMBRE 2007	IND - T -01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN
EN LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA
ASPECTOS HIDRÁULICOS

UBICACIÓN:
CARRETERA CATACAOS - LA ARENA
PIURA

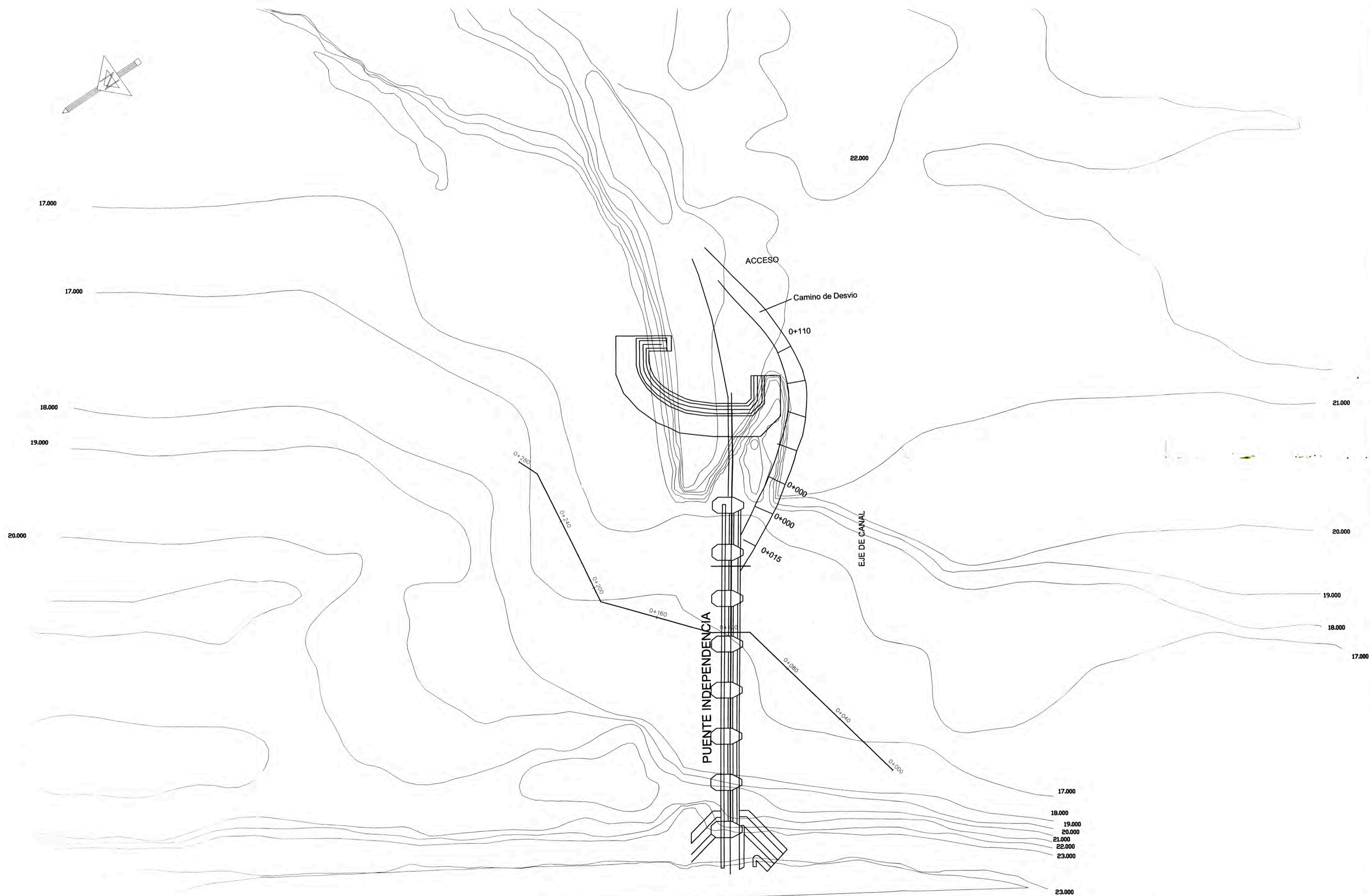
PLANO:
VISTA GENERAL

ESC : 1/1000

RESPONSABLE:
BACH. DIAZ VILCHEZ CRISTIAN

FECHA:
DICIEMBRE 2007

IND - E -01



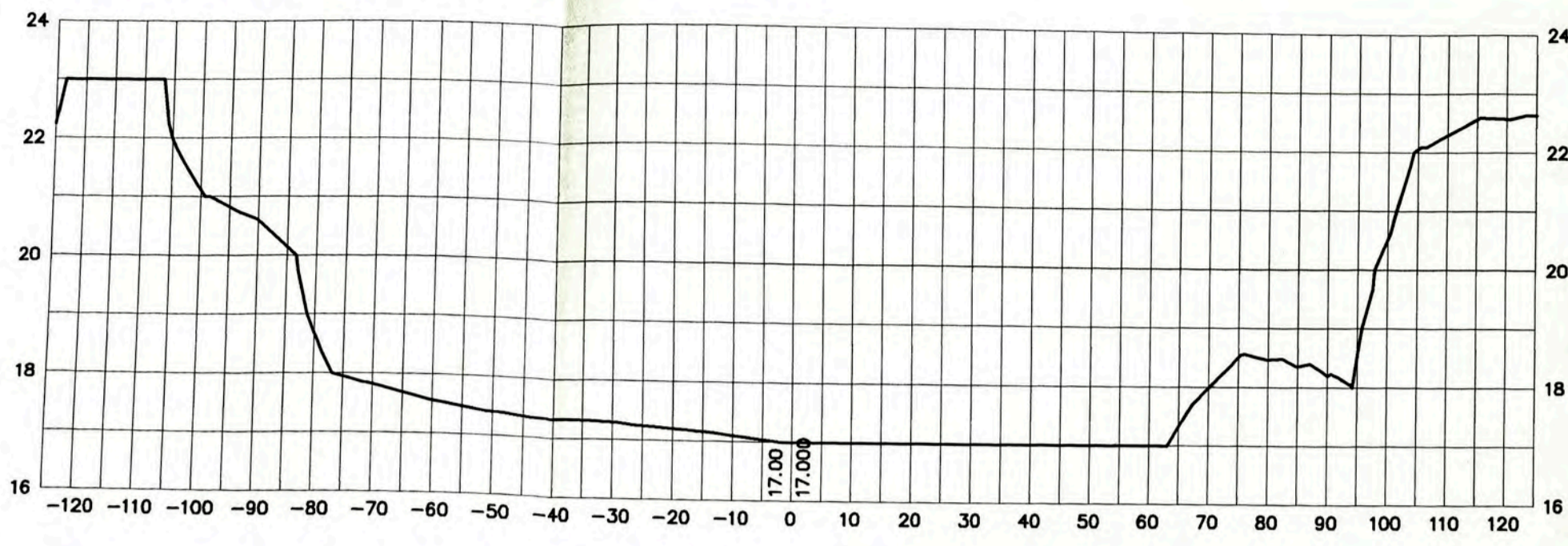
DESARROLLO DE PROYECTO:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA



RESPONSABLE:	BACH. DIAZ VILCHEZ CRISTIAN	PLANO:	SECCIONES EN PLANTA
ESPECIALIDAD:	HIDROLOGIA E HIDRAULICA	ESCALA:	INDICADA
PROYECTO:	DISEÑO DE LA CIMENTACION Y OBRAS DE PROTECCION EN LA AMPLIACION DEL PUENTE INDEPENDENCIA ASPECTOS HIDRAULICOS	FECHA:	DICIEMBRE 2007
UBICACION:	CARRETERA CATACAOS - LA ARENA PUNTA	DESARROLLO:	BACH. DIAZ VILCHEZ C.
		LAMINA:	IND-H-01

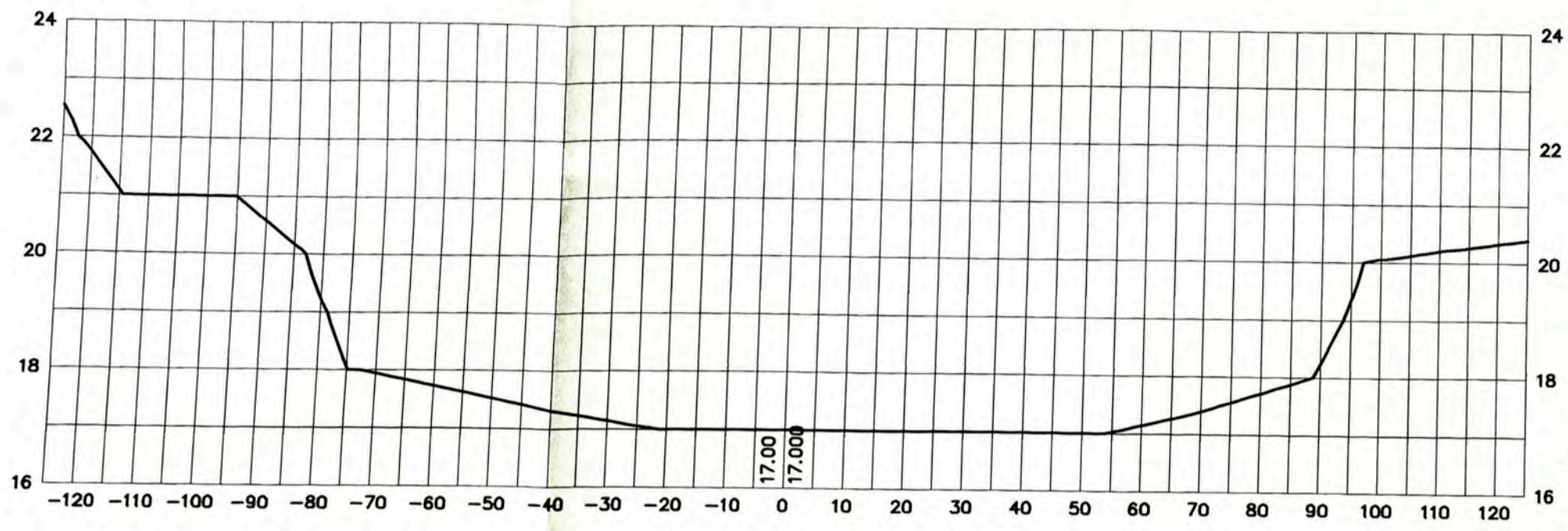
0+120



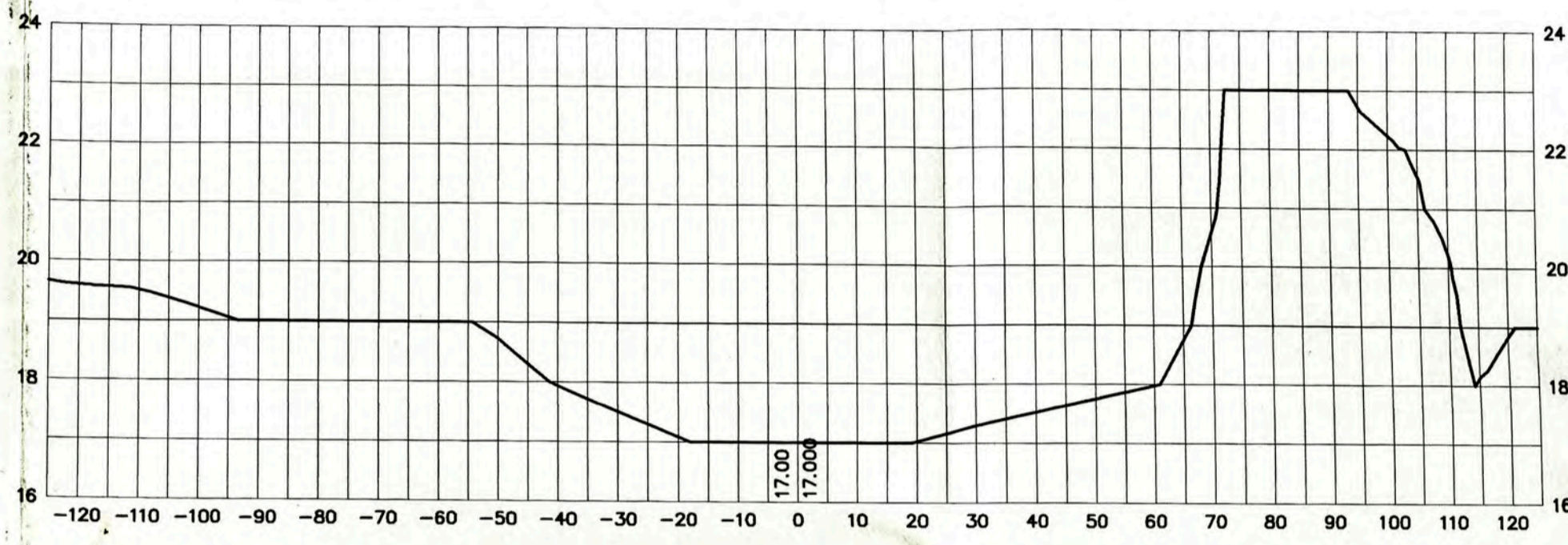
0+280



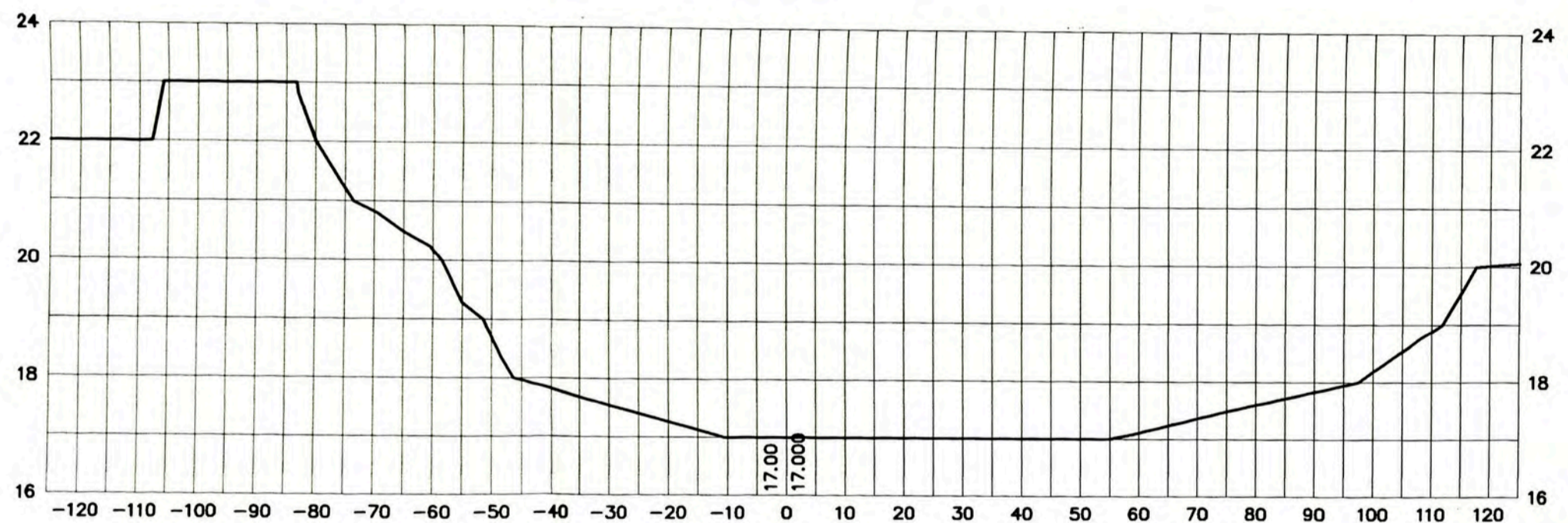
0+080



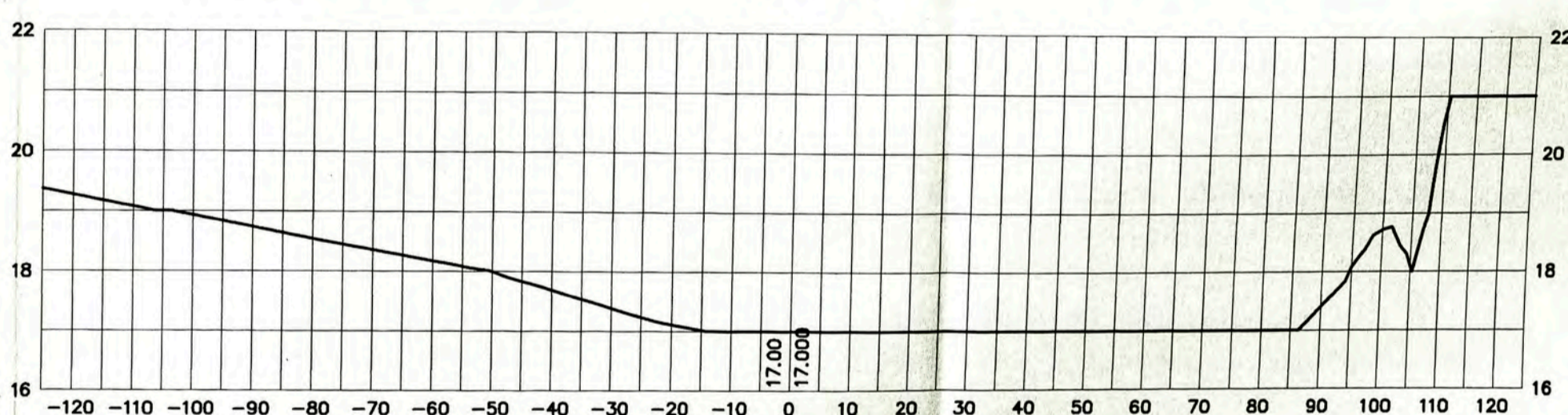
0+240



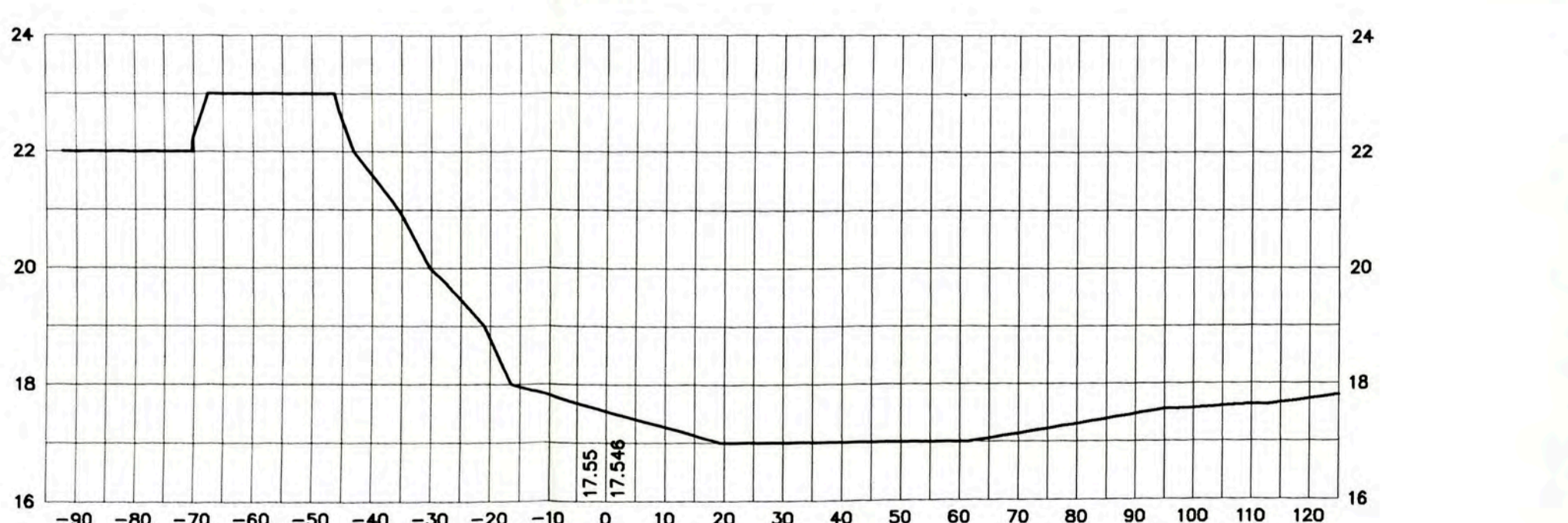
0+040



0+200



0+000



0+160



ESCALA H: 1/1000
V: 1/100

DESARROLLO DE PROYECTO:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA



RESPONSABLE:	BACH. DIAZ VILCHEZ CRISTIAN	PLANO:	SECCIONES TRANSVERSALES
ESPECIALIDAD:	HIDROLOGIA E HIDRAULICA	ESCALA:	INDICADA
PROYECTO:	DISENO DE LA CIMENTACION Y OBRAS DE PROTECCION EN LA AMPLIACION DEL PUENTE INDEPENDENCIA ASPECTOS HIDRAULICOS	FECHA:	DICIEMBRE 2007
UBICACION:	CARRTERA CATACAOS - LA ARENA PIURA	DESARROLLO:	BACH. DIAZ VILCHEZ C.
		LAMINA:	IND-H-02