

RESUMEN EJECUTIVO

Este informe presenta una evaluación de la factibilidad de los trabajos de manejo del río en el desarrollo del tajo TG-1 propuesto. Será necesario efectuar trabajos de derivación para modificar el curso del río Piura y la Quebrada Carneros hacia los lados sur y este del tajo abierto propuesto, respectivamente. El río Piura requerirá de un dique de encauzamiento a lo largo del límite sur del tajo y la excavación del correspondiente canal piloto para el río. La Quebrada Carneros también requerirá un canal piloto y la extensión del dique enrocado a lo largo del lado oeste del canal (lado este del tajo abierto). También deberá construirse un pequeño dique de protección de avenidas para proteger a los habitantes de la planicie inundable de Quebrada Carneros, al noreste del tajo abierto.

Para el caudal de diseño del río Piura se ha considerado el caudal instantáneo correspondiente a un período de retorno de 100 años, es decir, $5,270 \text{ m}^3/\text{s}$. Dicho caudal ha sido empleado en el diseño de los trabajos de protección de las márgenes del río y en la determinación de la altura de los diques, habiéndose adoptado un borde libre de 1.5 m para el dique deflector TG-1, para contar con un margen de seguridad en los estimados de asumidos para las avenidas máximas. Esta borde libre brindaría seguridad en caso de un caudal con periodo de retorno de 500 años.

El diseño hidráulico de la derivación del río Piura ha sido desarrollado con la ayuda de un modelo de ríos denominado HECRAS. Para diseño de detalle se recomienda hacer un mayor análisis de la morfología del río, con la finalidad de confirmar la efectividad y orientación apropiada del canal piloto dragado y del dique deflector. Como parte del estudio de factibilidad se han llevado a cabo evaluaciones y discusiones con la Universidad de Piura. Los comentarios de la Universidad han sido incorporados al presente documento. Para diseño de detalle se deberá preparar un modelo del río empleando ya sea un modelo físico de fondo móvil o un modelo matemático.

La altura del dique de derivación TG-1 se ha basado en un modelo hidráulico preliminar. Para el caudal instantáneo estimado para un período de retorno de 100 años el dique debería llegar a la cota 68.5 m, incluyendo el borde libre de 1.5 m. Sobre

la base de una velocidad de diseño de choque para el caudal de 5.2 m/s (dos veces la velocidad promedio del agua en el cauce) el tamaño promedio del enrocado deberá ser 800 mm, colocado en capas de 1600 mm. de espesor. Se necesitará de una capa filtrante de aproximadamente 1000 mm de espesor entre el relleno del dique o los materiales existentes en el río y el enrocado. También se requerirá dotar al dique de una protección contra la erosión del pie del dique, que tendrá la forma de un espigón. De ser necesario, durante la operación de la mina se podrían incorporar espigones (“groynes”) para ayudar a guiar el río hacia la curva y reducir el impacto directo de la corriente de agua contra el dique deflector. Será necesario realizar una inspección constante y un adecuado mantenimiento de las obras.

Las observaciones de campo de los caudales pico en la Quebrada Carneros durante el más reciente fenómeno de El Niño en 1998, variaron de 600 m³/s a 800 m³/s. Se ha empleado este caudal para determinar el ancho del cauce . El diseño del tamaño del enrocado para el dique se ha basado en la velocidad de diseño utilizada para el río Piura. Para dimensionar las alcantarillas en los cruces de los caminos se ha empleado un caudal de 15 m³/s, que es el promedio diario para las avenidas. Se estima que, en promedio, estos cruces podrían ser rebasados por periodos menores a un día, varias veces a año.

En Quebrada Carneros habrá que cortar dos meandros y construir dos cruces de camino con alcantarillas. Para cortar los meandros se deberán construir canales piloto sin revestir de 30 m de ancho. La Quebrada Carneros discurrirá en un canal de derivación excavado entre el dique TG-1 y el botadero de roca estéril. En dicha ubicación, la margen derecha y una porción de la solera serán reforzados por la cara de enrocado del dique TG-1, mientras que la margen izquierda se mantendrá sin refuerzo. Será necesario una constante inspección y mantenimiento de las obras a ejecutarse.

Se ha diseñado un dique de protección con una cota de cresta de 68.5 m para proteger las viviendas existentes en casos de avenidas. Estas viviendas están ubicadas en la planicie inundable de Quebrada Carneros, al noreste del tajo abierto.

Los diques deflectores y los canales piloto son estructuras temporales que sólo serán utilizadas durante la operación de la mina. El río Piura tiene un cauce migrante muy activo, en el que la ubicación del cauce serpentea dentro de un canal que tiene un ancho de hasta 1 km. Las modificaciones del manejo del río propuestas para el tajo abierto no son lo suficientemente importantes como para afectar el comportamiento general de los ríos. Luego de completadas las labores de minado, se retirarán los diques y los ríos retornarán a sus condiciones anteriores.

ÍNDICE

RESUMEN EJECUTIVO	I
1. INTRODUCCION	1
2. DESCRIPCION DEL LUGAR EL PROYECTO	3
2.1 Clima	3
2.2 Geología	7
2.2.1 Geología Regional	7
2.2.2 Geología Superficial	8
2.3 Sismicidad	10
2.3.1 General	10
2.3.2 Sismicidad Histórica	11
2.3.3 Evaluación del Riesgo Sísmico	15
2.3.4 Resumen	20
3. INVESTIGACIONES DE CAMPO	21
3.1 Mapeo Geológico	21
3.2 Perforación y Pruebas In-Situ	21
3.2.1 General	21
3.2.2 Pruebas SPT	22
3.2.3 Instalación de la Tubería	24
3.2.4 Observaciones del Nivel de Agua en la Tubería	24
3.2.5 Pruebas de Conductividad Hidráulica	24
3.3 Calicatas	24
3.3.1 Pruebas de Permeabilidad in-situ	25
3.3.2 Pruebas de Resistencia sin Drenar	25
3.4 Investigación Geofísica	25
3.5 Pruebas de Laboratorio	26
4. CRITERIOS DE DISEÑO	27
4.1 General	27
4.2 Hidrotécnica	27
4.2.1 Caudales de Diseño	27
4.2.2 Diseño Hidráulico	28
4.2.3 Implicancias del Fenómeno de El Niño	32
4.2.4 Diseño de Obras Civiles y Consideraciones Geotécnicas	33
4.3 Geotécnica	34
4.3.1 Criterios para el Diseño Geotécnico	34
4.3.2 Parámetros de los Materiales	34
5. EL NIÑO	37
5.1 Perspectiva Histórica	38

ÍNDICE
(continuación)

	PÁGINA
5.2	Fenómenos de El Niño Recientes 40
5.3	Implicancias del Fenómeno de El Niño 41
6.	HIDROLOGÍA DE AVENIDAS E HIDRÁULICA 43
6.1	Hidrología e Información 43
6.1.1	Fuentes de Información Regional 43
6.1.2	Análisis Regional de Frecuencia de Avenidas 45
6.2	Diseño Hidráulico 56
6.2.1	Dique de Deflexión TG-1 y Derivación del Río 57
6.2.2	Recorte del Meandro del Río Piura 59
6.2.3	Quebrada Carneros 60
7.	DISEÑO GEOTECNICO 63
7.1	General 63
7.2	Análisis de Liquefacción 63
7.3	Dique de Derivación de la Quebrada Carneros 66
7.4	Dique de Deflexión del Río Piura 67
7.5	Diseño Geotécnico de la Pared del Tajo con Material de Cubierta Estéril 69
7.6	Filtraciones a través de la Pared del Tajo 70
7.7	Filtros y Protección Contra la Erosión 73
7.8	Conclusiones 75
8.	CONSTRUCCION 76
8.1	General 76
8.2	Preparación de la Cimentación 77
8.3	Desaguado 79
8.4	Almacenamiento de Material Aluvial de Excavación 80
8.5	Control de la Erosión 82
8.6	Listado y Cuantificación de Materiales 83
9.	EVALUACIÓN CUALITATIVA DE RIESGOS 84
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 86
10.1	Conclusiones 86
10.2	Recomendaciones 88
	PROTECCIÓN MUTUA 90
	REFERENCIAS 91

ÍNDICE
(continuación)

PÁGINA

TABLAS

Tabla 2-1	Precipitación Media Anual, Media Mensual y Mediana Anual	5
Tabla 2-2	Precipitación Estimada para el área del proyecto Tambogrande	6
Tabla 2-3	Resumen de Todos los Sismos dentro de la Cuadrícula entre Latitud 4.4° S hasta 5.4° S y Longitud 79.8° O hasta 80.8° O (1587 – 2000).....	13
Tabla 2-4	Resumen de Sismos de Intensidad Igual o Mayor a Grado 6 dentro de la Cuadrícula de Latitud 3.9° S hasta 6° S y Longitud 79° O hasta 81.8° O (1587 – 2000).....	14
Tabla 2-5	Resumen de Aceleración Superficial Horizontal Pico (PGA) Relaciones de Atenuación para Sismos Corticales en la Placa Superior	16
Tabla 2-6	Resumen de Aceleración Superficial Horizontal Pico (PGA) Relaciones de Atenuación para Sismos de Subducción (Interplacales o Intraplacales	17
Tabla 2-7	Parámetros Sismológicos para las Zonas Sísmicas.....	18
Tabla 2-8	Evaluación Probabilística de Aceleración Superficial Pico (PGA) Empleando Zonas Fuente de Castillo & Alva y Relaciones de Atenuación Recientemente Desarrolladas	19
Tabla 2-9	Evaluación Determinística de Aceleración Superficial Máxima (PGA) para Tres Escenarios Considerados de Sismos Mayores (MCE).....	20
Tabla 3-1	Estratos Inferidos a partir del Perfil Sísmico	26
Tabla 3-2	Programa de Pruebas de Laboratorio	26
Tabla 4-1	Criterio de Diseño para el Filtro	33
Tabla 4-2	Criterios para el Diseño Geotécnico	34
Tabla 4-3	Resumen de Unidades de Suelo.....	36
Tabla 5-1	Fenómenos de El Niño Intensos y Muy Intensos y sus Niveles de Confiabilidad (según Quinn et al., 1987).....	39
Tabla 6-1	Información de Estaciones Hidrométricas	43

ÍNDICE (continuación)

	PÁGINA
Tabla 6-2	Estaciones Pluviométricas en la Zona de Tambogrande..... 44
Tabla 6-3	Fenómenos ENSO (El Niño) Importantes desde 1940 45
Tabla 6-4	Periodo de Retorno de Caudales de Avenidas para el Río Piura 52
Tabla 7-1	Resumen de Análisis de Licuación bajo el Dique de Deflexión..... 64
Tabla 7-2	PGA Requerido para Licuar Materiales Sub-superficiales..... 65
Tabla 7-3	Resumen de Estabilidad – Dique de Derivación de la Quebrada Carneros..... 67
Tabla 7-4	Resumen de Estabilidad – Dique de Deflexión del Río Piura 68
Tabla 7-5	Resumen de Estabilidad – Pared del Tajo en Sección D-D’ 69
Tabla 7-6	Resumen del Análisis de Estabilidad para la Pared del Tajo en la Sección E-E’ 70
Tabla 7-7	Resumen de Análisis de Filtraciones del Dique de Derivación del Río Piura..... 72
Tabla 7-8	Envoltentes de la distribución granulométrica para los filtros 74

FIGURAS

Figura 3.1	SPT (N ₁) ₆₀ vs. Cota..... 23
Figura 4.1	Variaciones del Cauce del Río Piura 31
Figura 6.1	Gráfico de Frecuencia Típica de Avenidas..... 49
Figura 6.2	Gráfico de Frecuencia Regional de Avenidas..... 50

ÍNDICE

ANEXOS

Anexo I	Informe de Investigación de Sitio
Anexo II	Resultados de Pruebas de Laboratorio
Anexo III	Evaluación de Liquefacción Sísmica

PLANOS

B-36001	Plano de Ubicación
B-36002	Disposición General
B-36003	Geología Regional
B-36004	Sección Geológica Transversal al Dique
B-36005	Sección Hidrogeológica Transversal al Dique
B-36006	Resumen de Sección D-D' Estabilidad de Derivación de Quebrada Carneros
B-36007	Resumen de Sección E-E' Estabilidad de Dique Deflector del Río Piura
B-36008	Secciones de Diseño Típicas
B-36009	Secciones de Diseño Típicas

1. INTRODUCCION

El Proyecto Tambogrande se encuentra ubicado en el desierto costero del norte del Perú tal como se muestra en el Plano B-36001 adjunto. La topografía del lugar es relativamente plana con cotas que van de 60 m a 200 m sobre el nivel medio del mar. El río Piura, que se origina en los Andes en altitudes de hasta 3000 m, se ubica al este del área del proyecto y su cauce discurre directamente a través del lugar propuesto para la mina. El presente informe presenta una evaluación de factibilidad de los trabajos requeridos para desviar y derivar el río Piura fuera del lugar propuesto para el tajo abierto y derivar la Quebrada Carneros, un tributario del río Piura.

El proyecto Tambogrande consta principalmente de 3 bloques de concesiones que cubren un área de 90,800 has. El depósito principal es el yacimiento de sulfuro masivo TG-1, ubicado al lado del río Piura y cerca del pueblo de Tambogrande en el departamento de Piura.

El desarrollo del yacimiento TG-1 como mina a tajo abierto requerirá de la ejecución de trabajos de derivación. El desarrollo del tajo TG-1, con una vida útil de alrededor de 13 años, va a requerir de un dique de encauzamiento con el propósito de derivar el río Piura fuera del límite sur del tajo, para lo cual se propone construir un canal piloto de derivación que guíe al río Piura fuera del tajo abierto. Adicionalmente, será necesario derivar la Quebrada Carneros alrededor del TG-1 hacia el lado este. También se requerirá hacer dos cruces de caminos en la Quebrada Carneros. El desarrollo propuesto se muestra en el Plano B-36002.

El presente informe documenta el proceso de diseño de factibilidad y resume los diseños.

Este informe ha sido preparado por la firma Klohn Crippen Consultants Ltd. para la empresa Manhattan Sechura Compañía Minera S.A. El material que lo compone refleja el mejor criterio de Klohn Crippen tomado en base a la información que fuera puesta a su disposición al momento de su preparación. Cualquier uso que un tercero hiciera del presente informe, o cualquier decisión que éste basara en base al mismo, será de su exclusiva responsabilidad. Klohn Crippen no acepta ninguna responsabilidad por daños, en caso de haberlos, que pudiera sufrir algún tercero como consecuencia de decisiones o acciones tomadas sobre la base del presente informe.

2. DESCRIPCION DEL LUGAR EL PROYECTO

El río Piura, que se origina en los Andes en la sierra de Huancabamba, discurre hacia el noroeste hasta Seren y luego hacia el suroeste hasta Sechura, donde fluye a lo largo del borde norte del desierto de Sechura para luego desembocar al mar (Vargas & Humberto, 1991).

En las alturas, donde los índices de precipitación son mayores y el lecho de roca es poco profundo, el río es perenne. En su sección media, el río alimenta un extenso sistema de canales y recarga el acuífero subyacente. Consecuentemente, en la estación de Puente Ñácara cerca de Chulucanas, el río no es permanente y puede estar seco entre los meses de agosto y diciembre (ver Plano B-36001 adjunto). Sin embargo, en las estaciones de Tambogrande y Puente Sanchez Cerro (Piura) de la cuenca del Bajo Piura, el río se vuelve nuevamente perenne debido a afluencias de los canales del proyecto de irrigación San Lorenzo y del proyecto Chira-Piura. Aguas abajo de la ciudad de Piura, el río se vuelve nuevamente efímero a medida que atraviesa la árida planicie costera. Durante las épocas de avenida, el río puede cambiar de dirección y discurrir hacia la hondonada de Ramón y Ñapique. Durante esos periodos, el río descarga a través del ramal Ramón hacia la bocatoma Virrilá. Como consecuencia del fenómeno de El Niño de 1997/98, las lagunas de Paita, Ramón y Salinas se juntaron formando un gigantesco lago que luego se secó (La Niña).

2.1 Clima

La cuenca del río Piura posee un amplio sistema de estaciones meteorológicas e hidrológicas. La principal fuente de información hidrometeorológica de la cuenca del río Piura es el proyecto Chira-Piura (“Proyecto Especial Chira-Piura” PEChP), el cual posee 14 estaciones meteorológicas y 40 estaciones pluviométricas con información que data desde 1972. También existen estaciones controladas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y otras instituciones, con información que se remonta a 1932. Adicionalmente, existen estudios regionales como el Estudio de la Hidrología del Perú (IILA-SENAMHI-UNI, 1983) y el Atlas de Evaporación del Perú (SENAMHI, 1994).

La precipitación media en el área de Tambogrande varía entre 26 mm y 232 mm al año, con una tendencia general de aumento de la precipitación de oeste a este (ver Tabla 2.1). La ubicación de estas estaciones se muestra en el Plano B-36001 adjunto.

La mayor parte de las precipitaciones en el área costera del Perú ocurre durante eventos de lluvia extraordinarios y poco frecuentes. Consecuentemente, la precipitación media anual es mayor que la mediana anual en todas las estaciones, con variaciones que van desde 122 mm en Montegrande hasta 461 mm en Partidor. Aguas arriba, en la cuenca del río Piura, la precipitación media anual llega hasta 1092 mm en la estación Frias (1964 – 1987), ubicada a una altitud de 1700 msnmm.

Más específicamente, según una información de Douglas, et al. (2000), referida a las consecuencias del fenómeno de El Niño, la precipitación asociada a dicho fenómeno en la región costera del norte de Perú y sur del Ecuador representa una de las anomalías climáticas más dramáticas registrada en todo el mundo. Estos fenómenos de El Niño están relacionados con el fenómeno conocido como los ciclos de Oscilación Sur de El Niño, conocido como ENSO por sus siglas en inglés, que corresponden a un calentamiento anómalo de la capa superior del océano a lo largo de la costa norte del Perú y la costa sur del Ecuador, durante el cual temperaturas más altas de lo normal producen lluvias abundantes y convectivas. En la sección 5 se hace una descripción más detallada de este fenómeno.

Actualmente no existe suficiente información sobre las precipitaciones en el poblado de Tambogrande como para establecer de manera confiable un factor de conversión de precipitación regional mensual o anual a precipitación local. Por tanto, los valores de mediana anual y de la media mensual para la precipitación han sido tomados, de manera conservadora, de los datos de la estación pluviométrica más cercana, en Chulucanas (ver Tabla 2.2).

Debido a que Chulucanas se encuentra ubicada al este de Tambogrande, el efecto de las lluvias orográficas puede resultar siendo mayor en Chulucanas que en el lugar del proyecto.

Tabla 2.1 Precipitación Media Anual, Media Mensual y Mediana Anual

	Montegrande	Miraflores	CORPAC- Piura	San Joaquín	Partidor	Hualtaco ¹	Curbán ¹	Chulucanas	Morropón
Cota, m	27	30	49	210	220	100	75	95	140
Periodo de Registro	1972-1987	1971-1998	1957-1996, 1998	1973-1986	1963-1973, 1996-1999	1968-1978	1964-1978	1942-1967, 1972-1989	1952-1999
Enero	17.9	46.1	23.2	51.9	77.5	27.0	32.4	54.2	35.3
Febrero	17.3	39.2	29.9	45.0	115.2	43.4	46.0	93.7	68.2
Marzo	31.4	62.3	43.1	76.6	178.1	120.1	114.0	142.8	133.9
Abril	35.1	42.9	22.8	82.5	65.0	11.1	16.9	58.4	65.0
Mayo	17.0	16.5	13.2	54.8	8.3	1.3	2.9	19.9	12.2
Junio	1.4	8.3	4.4	15.1	1.0	0.3	0.0	5.6	2.6
Julio	0.2	0.1	0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.2	0.2
Agosto	0.2	0.1	0.0	0.3	0.0	0.1	0.3	0.3	0.4
Setiembre	0.6	0.2	0.0	0.7	0.5	0.0	0.0	0.2	0.3
Octubre	0.8	0.9	1.0	0.5	2.4	0.8	1.0	0.9	1.2
Noviembre	0.8	1.4	0.9	0.8	2.0	0.3	1.4	0.6	1.2
Diciembre	0.9	7.4	1.2	5.6	34.0	2.2	2.4	4.0	9.9
Media Anual	122	216	139	330	461	207	219	379	327
Mediana Anual	26	39	36	74	232	116	161	147	186

¹Periodo de registro para las estaciones de Hualtaco y Curbán no incluye datos de los fenómenos de El Niño de 1982/83 ni de 1997/98. ² Precipitación en mm.

En enero del 2000 se instaló una estación meteorológica automática en el campamento de Manhattan, ubicado en el extremo norte del pueblo de Tambogrande.

Tabla 2.2 Precipitación Estimada para el área del proyecto Tambogrande

CRITERIO DE DISEÑO	REGISTRO
Precipitación Mediana Anual (estación Chulucanas)	147 mm
Precipitación Media Anual (estación Chulucanas)	379 mm
Precipitación Media Mensual (estación Chulucanas)	
Enero	54.2 mm
Febrero	93.7 mm
Marzo	142.8 mm
Abril	58.4 mm
Mayo	19.9 mm
Junio	5.6 mm
Julio	0.2 mm
Agosto	0.3 mm
Setiembre	0.2 mm
Octubre	0.9 mm
Noviembre	0.6 mm
Diciembre	4.0 mm
Precipitación anual 1 en 10 años secos (Chulucanas)	49 mm
Número de años consecutivos con menor precipitación que la precipitación en 10 años secos para el periodo de estudio	
Chulucanas (39 años)	1
Morropón (45 años)	1
Precipitación anual 1 en 5 años secos (Chulucanas)	65 mm
Número de años consecutivos con menor precipitación que la precipitación en 5 años secos para el periodo de estudio	
Chulucanas (39 años)	2
Morropón (45 años)	2
Precipitación en 24-horas 1 en 100 años (estación Chulucanas)	235 mm
Precipitación Máxima Probable en 24-horas (estación Chulucanas)	731 mm

Nueve estaciones meteorológicas registran la temperatura, la velocidad del viento, y la humedad y/o la evaporación en el área del proyecto Tambogrande. La temperatura media anual en Tambogrande es de alrededor de 24 °C. Febrero es el mes más caluroso, con una temperatura promedio diaria alrededor de 27°C y el mes más frío es Julio, con una temperatura promedio diaria alrededor de 21°C.

2.2 Geología

2.2.1 Geología Regional

El yacimiento de sulfuros masivos de Tambogrande se encuentra alojado en la secuencia volcánica basal de la cuenca Lancones en el noroeste del Perú. La cuenca se desarrolló como una depresión continental tras-arco como consecuencia de la subducción que se produjo en dirección sureste, a lo largo de la costa norte de Sudamérica durante los periodos Jurásico y Cretáceo. La estratigrafía de la cuenca Lancones con dirección al noreste está compuesta de rocas volcánicas antiguas bimodales, mayormente máficas, que gradan hacia volcánicas intermedias a félsicas y rocas sedimentarias marinas terrígenas clásticas y clásticas de deriva continental marina hasta rocas químicas. Una capa de alrededor de 4,900 m de potencia del Cretáceo, y quizás más antigua, constituye el relleno de la cuenca Lancones. La sección basal bimodal que aloja el yacimiento de sulfuros masivos tiene un espesor mínimo de 500 m, y quizás más.

Las rocas del Cretáceo en la región de Tambogrande se encuentran expuestas en un amplio anticlinal con poco alforamiento en una superficie de 40 km de ancho por 70 km de largo, al norte del río Piura. Las rocas más antiguas se encuentran expuestas en la parte central del anticlinal, aproximadamente hacia el oeste del pueblo de Tambogrande. Adyacente y hacia el sur del río Piura, las rocas del Cretáceo se encuentran cubiertas por la formación Tambogrande de edad Terciaria (principalmente por bentonita y material aluvial) y capas de depósitos de arenas eólicas. El espesor de la cobertura de material estéril al sur del río varía desde alrededor de 20 m a orillas del río hasta 150 m en los depósitos eólicos profundos. Las rocas del Cretáceo que se ubican hacia el norte del río Piura se encuentran cubiertas mayormente por la formación Tambogrande, sobre la cual yacen depósitos aluviales más recientes. El espesor de la cobertura de este material estéril varía entre 0 m y 30 m al norte del río, en las zonas cercanas al yacimiento TG-1.

La geología del basamento rocoso local consiste mayormente de capas intercaladas de roca volcánica y volcano-clástica con intrusivos félsicos a intermedios. El Plano B-36003 adjunto muestra la geología del área del proyecto. La base rocosa del área posee una baja conductividad hidráulica, con escasas evidencias de tener zonas de fallas de alta transmisividad. Cubriendo la capa rocosa se encuentra la formación Tambogrande y luego depósitos aluviales y arenas más recientes. La formación Tambogrande es una unidad de gravas y arenas limosas heterogénea y muy densa, con capas de arcilla bentonítica dispersas dentro de ella. Sus propiedades geotécnicas son similares a las de una roca débil o de un suelo muy denso.

2.2.2 Geología Superficial

Las principales unidades de suelos son las arenas eólicas, los depósitos fluviales del río Piura, los depósitos aluviales y bancos de quebrada y la formación Tambogrande (que también podría considerarse como parte de la geología del basamento). Las propiedades geotécnicas de estos materiales se describen en mayor detalle en las secciones que siguen a continuación.

Arena Eólica

Al sur del río Piura se encuentran depósitos de arena eólica de granulometría fina, intercalados con capas de arenas finas similares, asociadas con el río. Los depósitos eólicos varían hasta llegar a espesores de varios centenares de metros. La granulometría de la arena va de media a fina, con alrededor de un 5% de sedimentos fluviales muy finos. La densidad típica es medianamente densa, con un valor de SPT sin corregir del orden de 20 a 30 golpes por cada 300 mm.

Depósitos Fluviales del Río Piura

El río Piura es el principal cauce de agua superficial al interior del área del proyecto Tambogrande. Este río, que se origina en los Andes, a elevaciones de hasta 3000 m, discurre por el lugar designado para la ubicación de la mina. Los depósitos fluviales contenidos en el cauce del río son arenas de grano fino y cubren otros depósitos, algunos ricos en bentonita y de baja permeabilidad de la formación Tambogrande,

otros aluviales de quebrada y también capas rocosas de baja permeabilidad. Las arenas fluviales del río Piura son típicamente de densidad media.

Depósitos de Quebrada Aluviales y de Inundación

La quebrada Carneros y los depósitos de inundación relacionados tanto con la Quebrada Carneros como con el río Piura, cubren la más densa formación Tambogrande en el área propuesta para el depósito de relaves y el botadero de roca estéril, justo al noreste del tajo abierto. Los depósitos varían entre arenas permeables sueltas a limos blandos con algo de arcilla. La profundidad también varía, llegando a una máxima observada de 20 m. Los depósitos arenosos se encuentran en los cauces actuales del río y donde hubo algunos otros canales anteriormente. Los depósitos de inundación más finos se encuentran en las áreas bajas adyacentes a los cauces de agua.

Formación Tambogrande

En general, los sedimentos eólicos y aluviales se encuentran cubriendo la formación Tambogrande, que consiste mayormente de arcillas de bentonita de baja permeabilidad y depósitos aluviales antiguos intercalados. El espesor de la capa de la formación Tambogrande llega a ser de hasta 50 m., reduciéndose hacia los flancos, donde aflora la roca. Los depósitos aluviales de la formación Tambogrande han sido interpretados como antiguos bancos de quebrada, con dirección noroeste hacia las serranías, y/o antiguos depósitos de playa.

Basamento Rocoso

El basamento rocoso que cubre los yacimientos superficiales en el área propuesta para el depósito de relaves y el botadero de roca estéril está compuesta de flujos dacíticos y máficos intercalados y brechas que contienen varios paquetes de fracturas sub-verticales a sub-horizontales. Las rocas dacíticas se presentan predominantemente en la roca encajonante.

2.3 Sismicidad

2.3.1 General

El lugar del proyecto está ubicado a $4^{\circ} 55' 44''$ de latitud Sur y a $80^{\circ} 20' 18''$ de longitud Oeste. La distribución de hipocentros históricos de sismos dentro del área del proyecto nos indica que el segmento de la placa de Nazca subyacente en la franja centro-norte del Perú se está deslizando por debajo a una profundidad de quizás 150 km y luego continúa horizontalmente hacia el este por cientos de kilómetros. Gutscher et al. (1999a, 1999b y 2000) sugieren que este patrón de sismicidad está relacionado al efecto de flotación de la subducción una placa oceánica perdida llamada “Planicie Inca” por debajo del norte del Perú.

Las tres fuentes principales de actividad sísmica relacionadas al proyecto podrían ser las siguientes (Moreano, 1994):

- La corteza poco profunda de la placa superior de Sudamérica (sismos corticales);
- La interfase entre la placa superior de Sudamérica y la placa inferior de Nazca (sismos interplacales); y
- La porción subducente profunda de la placa inferior de Nazca (sismos intra-placa).

Mitouard et al. (1990) elaboraron un estudio paleo-magnético de las formaciones Paleocenas tardías y Oligocenas tempranas en el sur de Ecuador y norte del Perú. Ellos encontraron evidencias de un patrón de rotación en sentidos opuestos a ambos lados de la deflexión de Huancabamba: la amplitud de rotación es de alrededor de 25° en sentido horario hacia el norte de la deflexión, y de alrededor de 20° en sentido contrario, hacia el sur de la misma.

La principal falla activa en el área del proyecto es la falla de Chaquilbamba, ubicada entre los pueblos de Chaquilbamba y Marcabal (departamentos de Cajamarca y La

Libertad, respectivamente) y la Cordillera Oeste del Norte del Perú (Leureiro et al., 1991).

2.3.2 Sismicidad Histórica

La información de sismos ocurridos en un radio de 300 km del lugar de ubicación de la presa fue extraída de catálogo de sismicidad del Centro de Información Geofísica de los EEUU (NGDC), Catálogo Compósito del Sur de Sudamérica para el periodo entre 1587 y 1995 contenido en un CD-ROM (NGDC, 1997). También se realizó una búsqueda por internet de la base de datos PDE del Centro Nacional de Información de Sismos de los EEUU para el periodo entre agosto de 1995 y noviembre del 2000 (NEIC, 2001). La Tabla 2.3 muestra una lista de eventos sísmicos de diversas magnitudes ocurridos entre 1587 y 2000 dentro de una cuadrícula de coordenadas 4.4° S hasta 5.4° S y de 79.8° O hasta 80.8° O (dentro de los 50 km del lugar del proyecto); mientras que la Tabla 2.4 muestra los sismos de intensidad igual o mayor a grado 6 dentro de una cuadrícula de coordenadas 3.9° S hasta 6° S y de 79° O hasta 81.8° O (dentro de los 100 km del lugar del proyecto). Las principales fuentes de información recolectada en el catálogo del NGDC incluyen las siguientes:

- BDA M. Bath y S. Duda, 1979
- BJI Beijing, China
- CER CERESIS, Catálogo de Sismos ocurridos en Sudamérica, 1985
- G-R Gutenberg y Richter, Sismicidad en la Tierra
- ISC Centro Sismológico Internacional, Newbury, UK
- LAO Large Aperture Seismic Array (LASA), Montana, USA
- MOS Moscú Rusia
- NAO NORSAR, Noruega
- PDE Determinación Preliminar de Epicentros del NEIS/CGS
- PEK Pekín (Chiufeng) China

- ROT Rothe, J.P. La Sismicidad de la Tierra, 1953-1965, UNESCO, 1969
- SIG Catálogo de Sismos de Mayor Intensidad (NGDC)

**Tabla 2.3 Resumen de Todos los Sismos dentro de la Cuadrícula entre Latitud 4.4° S hasta 5.4° S y Longitud 79.8° O hasta 80.8° O
(1587 – 2000)**

Tabla 2.4 Resumen de Sismos de Intensidad Igual o Mayor a Grado 6 dentro de la Cuadrícula de Latitud 3.9° S hasta 6° S y Longitud 79° O hasta 81.8° O (1587 – 2000)

2.3.3 Evaluación del Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico del área del proyecto se determinó realizando evaluaciones de tipo probabilístico y determinístico.

Relaciones de Atenuación

Las Tablas 2.5 y 2.6 muestran presentan un resumen de las recientes relaciones de atenuación que fueron seleccionadas para el análisis de riesgo sísmico. Estas relaciones fueron seleccionadas para representar tres fuentes sísmicas: sismos corticales dentro de la Placa superior de Sudamérica; sismos intraplacales dentro de la Placa inferior de Nazca; y sismos interplacales(en la interfase entre las dos placas anteriores al interior de una profundidad de alrededor de 50 km). De estas relaciones, solo la ecuación de Youngs et al. (1997) se consideró aplicable específicamente a eventos intraplacales dentro de la placa inferior al fijar el valor de Z_T (ver Tabla 2.5) igual a la unidad.

Tabla 2.5 Resumen de Aceleración Superficial Horizontal Pico (PGA) Relaciones de Atenuación para Sismos Corticales en la Placa Superior

<u>Idriss (1995 (Rock))</u>	
$Ln(PGA) = exp(\alpha_1 + \alpha_2 M) - exp(\beta_1 + \beta_2 M) Ln(R + 10) + F\phi$ (g)	
M es la magnitud de momento; R es la distancia más cercana a la superficie de ruptura en km (se usó la distancia hipocentral) para M > 6; F = 0 para fallas de desplazamiento horizontal, F = 1 para reversas, F = 1/2 para fuentes oblicuas	
Para M ≥ 6	$\alpha_1 = 2.763$ $\alpha_2 = -0.262$; $\beta_1 = 2.215$ $\beta_2 = -0.288$;
y $\phi = 0.28$ para todas las magnitudes y distancias. El término de error estándar para las aceleraciones horizontales máximas es dado por: SE = 1.29 - 0.12M, con SE mayor o igual que 0.42 (base de logaritmo natural).	
No se menciona la fuente de información pero por lo general se considera derivada de la información de California	
<u>Campbell (1997)</u>	
$ln(PGA) = -3.512 + 0.904M - 1.328 \ln \{ \text{SQRT}(R_{SEIS}^2 + [0.149 \exp(0.647M)]^2) \}$ $+ [1.125 - 0.112 \ln(R_{SEIS}) - 0.0957M] F$ $+ [0.440 - 0.171 \ln(R_{SEIS})] SSR$ $+ [0.405 - 0.222 \ln(R_{SEIS})] SHR$ (g)	
M	= Magnitud de Momento
R _{SEIS}	= Distancia más corta entre el área del proyecto y la zona de ruptura sismogénica (se usó la distancia hipocentral)
F	= 0 para fallas de desplazamiento horizontal, 1 para fallas inversas, de empuje, reversas-oblicuas y de empuje-oblicuas.
SSR	= 1 y SHR = 0 para roca blanda; y SSR = 0 y SHR = 1 para roca dura. La Tabla 2 de Campbell sugiere que su roca dura es equivalente a la roca de Boore et al., Clase de Zona A. Se utilizó SSR = 0 y SHR = 1.
Se propusieron dos formas para el término de error estándar, una dependiente del valor de PGA y la otra de la Magnitud. La ecuación basa en PGA se indica como más sólida estadísticamente hablando. La magnitud que depende del término de error estándar es:	
σ_{Ln}	= $0.889 - 0.0691 M$ for M < 7.4 and $\sigma_{Ln} = 0.38$ for M ≥ 7.4
En base a los datos de los sismos mundiales de magnitud de momento ≥ 5 y zonas con distancias a la ruptura sismogénica ≤ 60 km en regiones tectónicas activas. Incluye datos de California, Managua, Uzbekistan, Turquía, Méjico, Irán, Chile y Armenia.	
<u>Abrahamson and Silva (1997)</u>	
Roca y suelo superficial:	
$lnSa = f_1(M, r_{rup}) + Ff_3(M) + H_w f_4(M, r_{rup})$ (g)	
PGA	= Considerada una ordenada espectral a T= 0.01 sec.
M	= Magnitud de momento
r _{rup}	= Distancia más cercana al plano de ruptura en km (se usó la distancia hipocentral)
F	= 1 para fallas inversas, 0.5 para inversas/oblicuas y 0 para cualquier otro tipo de falla
H _w	= 1 para zonas ubicadas sobre la caja techo, 0 en cualquier otro caso. Se utilizó 0
Para M ≤ c ₁ (c ₁ =6.4)	$f_1(M, r_{rup}) = a_1 + a_2(M - c_1) + a_{12} (8.5 - M)^n + [a_3 + a_{13}(M - c_1)] \ln R$
para M > c ₁ (c ₁ =6.4)	$f_1(M, r_{rup}) = a_1 + a_4(M - c_1) + a_{12} (8.5 - M)^n + [a_3 + a_{13}(M - c_1)] \ln R$
$R = (r_{rup}^2 + c^2 \cdot 4)^{1/2}$	
f ₃	= a ₅ para M ≤ 5
	= a ₅ + (a ₆ - a ₅)/(c ₁ - 5.8) para 5.8 < M < c ₁
	= a ₆ para M ≥ c ₁
σ_{Ln}	= b ₅ para M ≤ 5.0
	= b ₅ - b ₆ (M - 5) para 5.0 < M < 7.0
	= b ₅ - 2 b ₆ para M ≥ 7.0
c ₄ = 5.60, a ₁ = 1.640, a ₂ = 0.512, a ₃ = -1.1450, a ₄ = -0.144, a ₅ = 0.610, a ₆ = 0.260, a ₁₂ = 0.0, a ₁₃ = 0.17, c ₁ = 6.4, n = 2, b ₅ = 0.70, b ₆ = 0.135	
Basada en la información mundial de los eventos corticales poco profundos en regiones tectónicas activas, excluyendo eventos de subducción (655 registros de 58 eventos). Se incluyeron datos de California, Méjico, Taiwán y Armenia.	

Tabla 2.6 Resumen de Aceleración Superficial Horizontal Pico (PGA) Relaciones de Atenuación para Sismos de Subducción (Interplacales o Intraplacales)

<u>Youngs et al. (1997) (Rock)</u>	
Ln(PGA)	= $0.2418 + 1.414M + C_3 \ln(R + 1.782 e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846 Z_T$ (g)
σ_{Ln}	= $C_4 + C_5 M$
M	= Magnitud de momento
R	= Distancia más corta a la ruptura (km) (se utilizó la distancia hipocentral)
H	= profundidad (km)
Z_T	= Tipo de fuente, 0 para eventos interplacas (casi todas ocurren a profundidades menores que 50 km); 1 para eventos intraplacas (dentro de la placa que subduce, típicamente eventos de mecanismo de falla normal, de alto ángulo, que responden a tensión de buzamiento descendente en la placa que subduce).
C_3	= -2.552
C_4	= 1.45, $C_5 = -0.1$; para $M > 8$ establecer la desviación estándar igual al valor de M_8
Basado en los sismos de subducción de Alaska, Chile, Cascadia, Japón, Méjico, Perú y las Islas Salomón.	

Evaluación Probabilística

Se realizó un análisis de riesgo sísmico para la zona del proyecto Tambogrande utilizando el modelo de Castillo y Alva (1993) en el programa EZ-Frisk (Risk Engineering 1997). La Tabla 2.7 muestra las zonas de fuentes sísmicas utilizadas en el modelo (Castillo 1994).

El análisis se realizó empleando relaciones de atenuación recientemente desarrolladas. La relación de Abrahamsen y Silva (1997) basada en información a nivel mundial de eventos corticales superficiales en regiones tectónicas activas se utilizó para las zonas de fuentes corticales. Las relaciones de atenuación intraplacales de Youngs et al. (1997) basada en eventos intraplacales a nivel mundial, se utilizó para las zonas de fuentes de subducción. Con la finalidad de restringir los índices computarizados de aceleración superficial a bajas probabilidades, se limitó la incertidumbre dentro de un rango de $\pm 2.5\sigma$ de los valores medios (σ es la derivación normal relacionada a los valores PGA de la relación de atenuación). Los resultados del análisis se muestran en la Tabla 2.8.

Tabla 2.7 Parámetros Sismológicos para las Zonas Sísmicas

ZONA	M _{MIN}	M _{MAX}	GRADO	BETA	PROFUNDIDAD (km)
F1 (s)	4.8	8.1	1.49	2.51	50
F2 (s)	4.8	7.9	3.28	2.60	40
F3 (s)	4.8	8.0	6.43	3.14	30, 60
F4 (s)	4.8	8.2	3.79	3.24	40, 60
F5 (s)	4.8	8.2	3.95	2.82	60
F6 (c)	4.9	7.4	0.44	2.67	50
F7 (c)	4.9	7.4	0.17	3.57	40
F8 (c)	4.9	7.0	0.19	2.42	65
F9 (c)	4.9	7.5	0.88	3.30	60
F10 (c)	4.9	7.3	0.71	2.57	50
F11 (c)	4.9	7.1	3.60	3.55	40, 60
F12 (c)	4.9	7.1	0.75	4.55	50
F13 (s)	4.9	6.9	0.18	2.52	100
F14 (s)	4.9	6.5	0.86	4.75	100
F15 (s)	4.9	7.2	1.64	2.69	100
F16 (s)	4.9	7.2	3.09	3.76	115
F17 (s)	4.9	7.5	12.82	3.69	90, 125, 160
F18 (s)	4.9	7.5	2.43	2.29	110, 180
F19 (s)	4.9	7.0	2.87	3.33	120, 160
F20 (s)	4.9	7.5	0.75	1.69	610

Notas:

(s) Zona de fuentes sísmicas de subducción

(c) Zona de fuentes sísmicas corticales

Tabla 2.8 Evaluación Probabilística de Aceleración Superficial Pico (PGA) Empleando Zonas Fuente de Castillo & Alva y Relaciones de Atenuación Recientemente Desarrolladas

Periodo de Retorno (años)	PGA (g)
100	0.15
475	0.25
1,000	0.31
2,000	0.36
10,000	0.51

Nota: Relación de sismos corticales de Abrahamsen y Silva (1997) y relación de sismos de subducción de Young et al. (1997) (incluidos eventos intraplales e interplacales con truncado de $\pm 2.5\sigma$).

Debido al uso de las relaciones de atenuación más recientes en la presente evaluación, los índices de aceleración superficial máxima que aquí se muestran son menores a las presentadas anteriormente (Klohn Crippen 2000) para los mismos niveles de probabilidad, incluidos los correspondientes a un periodo de retorno de 475 años.

Evaluación Determinística

En la evaluación determinística se han considerado tres escenarios para los sismos mayores, también llamados Sismos Máximos Creíbles (MCE). No se infieren probabilidades para los siguientes escenarios considerados:

- Evento Sísmico Cortical – Grado 7, Distancia al Epicentro 0 km, y una profundidad de 15 km;
- Evento Sísmico Inter-placal – Grado 9, Distancia al Epicentro 0 km, y una profundidad de 30 km; y
- Evento Sísmico Intra-placal – Grado 7.5, Distancia al Epicentro 0 km, y una profundidad de 40 km.

Estos escenarios han sido seleccionados en base a una revisión de eventos históricos mayores, así como el emplazamiento sismo-tectónico del lugar. Los parámetros conservadores de fuentes sísmicas asumidos en estos escenarios, conjuntamente con los valores medios evaluados para la Aceleración Superficial Máxima (PGA), se

muestran en la Tabla 2.10. La magnitud a la que se hace referencia en dicha tabla es magnitud momentánea (Mw), y esta magnitud es convertida a una magnitud apropiada y pertinente para cada relación de atenuación mostrada en las Tablas 2.5 y 2.6.

Tabla 2.9 Evaluación Determinística de Aceleración Superficial Máxima (PGA) para Tres Escenarios Considerados de Sismos Mayores (MCE)

ESCENARIO SISMICO	MAGNITUD	DISTANCIA AL EPICENTRO km	PROFUNDIDAD FOCAL km	RANGO DE PGA (g)
Escenario 1 Evento Cortical Próximo	7	0	15	0.24-0.34
Escenario 2 Evento Inter-placal	9	0	30	0.27
Escenario 3 Evento Intra-placal Próximo	7.5	0	40	0.25

2.3.4 Resumen

Para el estudio de factibilidad del proyecto se ha seleccionado una aceleración superficial máxima de 0.4 g, sobre la base de los resultados de la evaluación probabilística (ver Tabla 2.8) y la evaluación determinística (ver Tabla 2.9).

3. INVESTIGACIONES DE CAMPO

Las investigaciones efectuadas para el depósito de relaves, el botadero de roca estéril, la derivación de Quebrada Carneros y el dique de derivación del río Piura, fueron realizadas entre enero y febrero de 2001. Los resultados de estas investigaciones de campo se consignan en el Anexo I adjunto, y la información relevante de los mismos se resume más adelante.

3.1 Mapeo Geológico

Entre el 9 y el 12 de enero de 2001 se realizó un reconocimiento de campo y un mapeo geológico superficial lo largo del alineamiento de los diques de derivación propuestos para la Quebrada Carneros y el río Piura, con la finalidad de confirmar la conveniencia de las ubicaciones propuestas para las calicatas y para los taladros de perforación, así como la accesibilidad y las condiciones del terreno. Se excavaron manualmente calicatas superficiales (de aproximadamente 0.6 m de profundidad) cada 50 m a lo largo de los alineamientos propuestos para el dique, y se registró la geología superficial. Las observaciones hechas durante el reconocimiento de campo y el mapeo geológico fueron utilizados para el desarrollo de un plano geológico superficial y para la elaboración de secciones transversales geotécnicas e hidrogeológicas del lugar (Planos B-36003, B-36004 y B-36005, respectivamente).

3.2 Perforación y Pruebas In-Situ

3.2.1 General

El programa de investigación de campo para el dique y el canal de derivación incluyó la excavación de 7 calicatas y 5 taladros en las ubicaciones mostradas en la Figura I-1 del Anexo I adjunto, el cual incluye un resumen detallado de los registros de las calicatas y de los taladros. La perforación se realizó utilizando un equipo de campo tipo “wash bore”. El objetivo del programa de perforación fue definir la profundidad y las características del material suelto que cubre la más antigua y densa formación Tambogrande.

3.2.2 Pruebas SPT

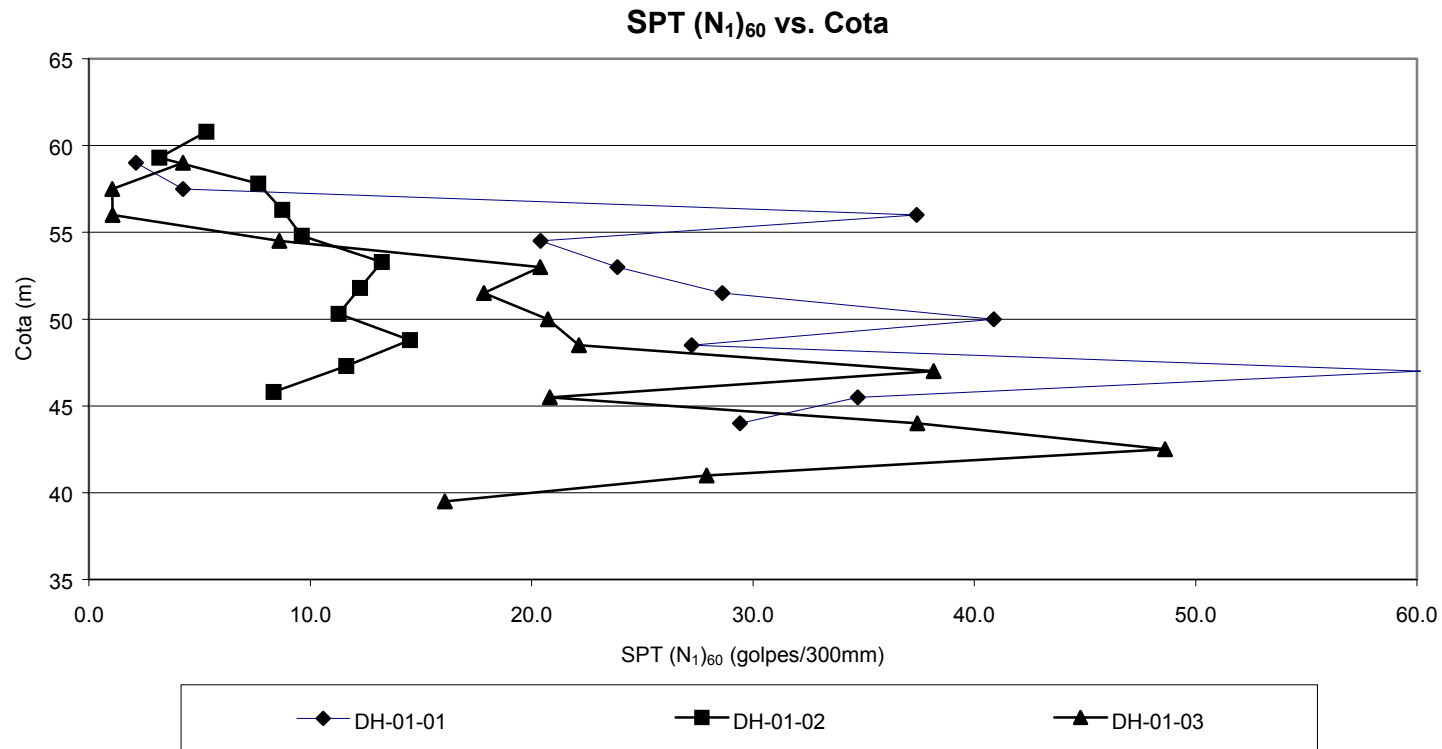
Las pruebas SPT se efectuaron a intervalos de 1.5 m al interior de cada taladro. Los ensayos SPT se hincaron 600 mm en vez de los convencionales 450 mm, con el propósito de maximizar la recuperación de materiales más sueltos y blandos.

La información de los ensayos SPT de todos los taladros fue convertida a valores $(N_1)_{60}$ normalizando los golpes por cada 0.3 m a una presión de 100 kPa, utilizando los métodos detallados en el procedimiento NCEER (NCEER, 1998). Se asumió que la energía del martillo era del 60%, valor que corresponde al extremo inferior del rango probable de valores para el tipo de martillo de caída libre que se empleó. Los resultados de las pruebas SPT para todos los taladros han sido registradas como $(N_1)_{60}$ vs Cota, tal como se muestra en la Figura 3.1.

En los casos en que se determinó la distribución granulométrica para las muestras SPT, se realizó una corrección para el contenido de finos. Se utilizó valores de $(N_1)_{60-cs}$ para evaluar el potencial de liquefacción del material de cimentación.

Conviene hacer notar que no existen registros de SPT para los taladros DH-01-09 y DH-01-10, debido a la destrucción que sufrió el equipo de perforación y la pérdida de los registros SPT. Sobre la base de la información verbal suministrada por el personal de campo, se han estimado los valores 'N' del SPT.

Figura 3.1 SPT (N_1)₆₀ vs. Cota



3.2.3 Instalación de la Tubería

En todos los 5 taladros se instalaron piezómetros anidados con hasta tres piezómetros en cada perforación. Normalmente, las tuberías en las que se instalaron los piezómetros fueron tubos de PVC de 25 mm de diámetro, con una sección ranurada de 1.5 m. Alrededor de la sección ranurada se colocó un filtro hecho de arena aluvial cernida obtenida in-situ, con una granulometría que típicamente fue de entre 1 mm y 5 mm. Un sello de cascajo de bentonita (espesor mínimo de 1 m) se colocó sobre la arena para minimizar la influencia de la migración vertical de agua dentro del taladro. El espacio anular se rellenó con arena y grava cernida entre las secciones ranuradas y con sellos de cascajo de bentonita colocados aproximadamente cada 5 m. Los detalles de la instalación se muestran en el Anexo I adjunto.

3.2.4 Observaciones del Nivel de Agua en la Tubería

Se midió los niveles de agua del subsuelo varias veces en cada uno de los pozos de control, utilizando un registrador eléctrico de nivel de agua. Los registros del nivel del agua se muestran en el Anexo I adjunto.

3.2.5 Pruebas de Conductividad Hidráulica

Dentro de los piezómetros de tubería se realizaron pruebas de conductividad hidráulica empleando los métodos tanto de carga descendente como de carga ascendente. Los resultados de las pruebas de conductividad hidráulica realizadas en el campo se consignan también en el Anexo I adjunto.

3.3 Calicatas

Los objetivos de las calicatas fueron la caracterización de los materiales cercanos a la superficie y la determinación de su posible utilidad como fuente de material para las

obras de cimentación y como material de préstamo. Se tomaron muestras para su clasificación en laboratorio.

3.3.1 Pruebas de Permeabilidad in-situ

Se realizaron pruebas de carga descendente y de carga ascendente en las tuberías. Los resultados de estas pruebas se resumen en el Anexo I adjunto. Se realizó un total de 7 pruebas de permeabilidad empleando un permeámetro Guelph en calicatas superficiales excavadas manualmente con auger, las que fueron ubicadas selectivamente.

3.3.2 Pruebas de Resistencia sin Drenar

Se realizaron pruebas de resistencia al corte sin drenar en las calicatas, empleando una veleta de corte, así como pruebas de resistencia a la compresión sin confinar ($S_u \times 2$) utilizando un penetrómetro de bolsillo.

3.4 Investigación Geofísica

Entre el 14 y el 16 de enero de 2001 la empresa Geoline S.A. exploró un total de aproximadamente 2,000 m de líneas sísmicas ubicadas a lo largo del alineamiento propuesto para el dique de derivación. El trabajo se realizó con la finalidad de definir de manera más precisa la estratigrafía del terreno que se ubica por debajo del alineamiento del dique propuesto, llegando en profundidad hasta la base rocosa. La ubicación de las líneas sísmicas se muestra en la Figura I-1 del Anexo I adjunto. Se identificaron tres estratos bien definidos, tal como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Estratos Inferidos a partir del Perfil Sísmico

UNID.	DESCRIPCION	ESPESOR MAXIMO (m)	VELOCIDAD TIPICA (m/s)
Dique de Derivación – Río Piura (TG-01, TG-02, TG-03)			
1	Material aluvial no-saturado	2 – 3	330 – 447
2	Material aluvial saturado	3 – 30	1640 – 1950
3	Capa rocosa intemperizada y/o estrato triturado dentro de la secuencia aluvial (Formación Tambogrande)	-	3000 – 3300
Dique de Derivación – Terraza y Quebrada Carneros (TG-03, TG-04, TG-05, TG-06)			
1	Material aluvial no-saturado	7 – 8	300 – 380
2	Material aluvial saturado	3 – 30	1650 – 1750
3	Capa rocosa intemperizada y/o estrato triturado dentro de la secuencia aluvial (Formación Tambogrande)	-	3000 – 3200
Valle Canal (TG-07)			
1	Material aluvial no-saturado	4 – 5	300
2	Material aluvial saturado	10 – 22	1550
3	Capa rocosa intemperizada y/o estrato triturado dentro de la secuencia aluvial (Formación Tambogrande)	-	2865

3.5 Pruebas de Laboratorio

Se realizaron pruebas de laboratorio en muestras obtenidas de los taladros y de las calicatas, el resumen de cuyos resultados se incluye en el Anexo II adjunto, donde también se incluyen los registros de ambos.

Tabla 3.2 Programa de Pruebas de Laboratorio

PRUEBAS DE LABORATORIO	MUESTRAS DE TALADROS	MUESTRAS DE CALICATAS
Contenido de humedad	86	17
Límites de Atterberg	2	4
Distribución granulométrica	4	6
Ensayo Próctor	0	1

4. CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 General

Los criterios de diseño adoptados para las obras de derivación del río se basan en una combinación de análisis de períodos de retorno y caudales registrados. Para el diseño a nivel de factibilidad se ha seleccionado el mayor caudal estimado para un periodo de retorno de 100 años o el caudal registrado durante El Niño de 1998. Los dos cruces de Quebrada Carneros han sido diseñados para los niveles de avenida diaria promedio con referencia anual, más una tolerancia de borde libre.

Para el diseño geotécnico, el sismo operacional de base a un periodo de retorno de 1:475 años, mientras que para el cierre se ha utilizado el Mayor Sismo Creíble (MCE). Los factores objetivo de seguridad respecto a la estabilidad se basan en niveles críticos ampliamente aceptados para el corto plazo (construcción), estáticos de largo plazo y condiciones de post-liquefacción.

4.2 Hidrotécnica

4.2.1 Caudales de Diseño

Para el estudio de factibilidad, el caudal del diseño del río Piura es el mayor caudal registrado durante El Niño de 1998 y corresponde al caudal estimado para un periodo de retorno de 100 años. Se examinaron tanto las características conocidas de la gran avenida ocurrida en 1998 como la de la avenida estimada en 100 años, con el propósito de seleccionar la base de diseño más apropiada. La avenida en 100 años fue seleccionada de acuerdo a lo establecido en la Sección 5, dado que representaba una base de diseño más conservadora. Estos factores se han empleado para el diseño de las estructuras de protección de las riberas del río y de los diques de protección, así como para la determinación de la altura de los diques. Igualmente, para el caso de Quebrada Carneros se examinaron el caudal estimado para un periodo de retorno de 100 años y el estimado de caudal máximo observado del año 1998. En este caso la avenida máxima observada se utilizó únicamente para el diseño del canal de derivación piloto de Quebrada Carneros, mientras que los cruces fueron diseñados

considerando el promedio diario anual de avenida, tal como se menciona en la Sección 6.0.

La determinación de los caudales de diseño se realizó en dos etapas. Inicialmente se hizo un estimado de pre-factibilidad sobre la base del análisis de la frecuencia de una avenida regional, obtenida de la información disponible de caudales y de estimados de campo. Se evaluó tanto la media diaria como el caudal instantáneo. Para el caso de eventos de avenidas mayores, la información pluviométrica se comparó con la de los caudales para determinar la consistencia de la información. Se estimó las descargas para diferentes periodos de retorno y se comparó esos valores con los caudales de avenida de El Niño de 1998. Durante una visita al lugar a fines de marzo del 2000, se revisó la ubicación de las estaciones de aforo existentes y la metodología de recolección de información, así como el cálculo de descarga para los medidores de caudal. Los ingenieros de la Universidad de Piura revisaron la metodología empleada para la determinación de los caudales de diseño.

Para los trabajos a nivel de factibilidad, se analizó información adicional recolectada a partir de los trabajos de pre-factibilidad, con la finalidad de actualizar el análisis de frecuencia de avenidas. Esta información adicional permitió brindar una mayor confiabilidad a los caudales determinados durante los estudios de pre-factibilidad.

4.2.2 Diseño Hidráulico

El diseño hidráulico de la derivación del río Piura se realizó con la ayuda de un modelo matemático aceptado para el análisis de caudales y diseño de estructuras fluviales, el modelo HECRAS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU (USACE, 1988). Este modelo contiene niveles de avenida y velocidades de flujo que sirven para el diseño de la protección ribereña de enrocado, así como para el dimensionamiento de canales y diques.

Para determinar la efectividad y ubicación apropiada de las obras de derivación se requiere de un análisis de la morfología del río. La Universidad de Piura revisó los resultados del estudio de pre-factibilidad, lo cual permitió obtener información e interpretación adicional para ser utilizadas en el estudio de factibilidad.

El modelo HECRAS se utilizó para el diseño las obras de derivación de la Quebrada Carneros. Para ello se estimaron los tirantes, las velocidades y los reflujos del río Piura. Las alcantarillas de los cruces fueron diseñadas para el 20 % del caudal máximo estimado para El Niño de 1998. Los niveles de avenida para el dique de protección de avenidas fueron estimados empleando el caudal máximo del evento de El Niño de 1998.

4.2.2.1 Morfología del Río

La morfología del río representa una importante limitación para el diseño. El lecho del río Piura es muy dinámico y el alineamiento de su cauce cambia constantemente.

La Figura 4.1 muestra la ubicación del cauce principal del río en los años 1961, 1986 y 1999. Se puede notar que durante ese periodo, el cauce principal se desplazó casi un kilómetro en algunos lugares. Como parte del estudio de factibilidad, personal de la Universidad de Piura revisó e interpretó información sobre los caudales del río Piura.

La interpretación de la morfología del río y sus previsible variaciones determinará la ubicación de los diques de encauzamiento y de derivación del río. Es posible que durante la vida útil de la mina pueda ocurrir algún desplazamiento del cauce del río, sin que esto afecte a las operaciones de la mina.

Estos movimientos del cauce del río deben ser observados y controlados en forma permanente, de manera que en caso que se requirieran obras de protección adicionales, estas podrán construirse antes que estos movimientos lleguen a afectar las operaciones de la mina.

4.2.2.2 Modelaje del Río

El modelaje del río Piura se realizó utilizando el modelo computarizado HECRAS (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, 1998). Se ingresó al modelo HECRAS la información de secciones transversales del río y de su resistencia al flujo. Este modelo es unidimensional y de flujo de condiciones estables, habiendo sido

utilizado en todo el mundo para diseñar obras de protección de riberas y de encauzamiento de ríos. Permite obtener datos de la velocidad del flujo y del tirante agua, parámetros necesarios para desarrollar diseños de factibilidad.

Figura 4.1 Variaciones del Cauce del Río Piura

El uso de modelos bidimensionales o dinámicos no es recomendable para esta etapa del estudio. Los modelos matemáticos bidimensionales, como el MIKE 21 desarrollado por el Instituto de Hidráulica de Dinamarca, producen más información de detalle que la necesaria en esta etapa del estudio. Además, actualmente no existe la información necesaria para la calibración de un modelo bidimensional. Habría que hacer un esfuerzo significativamente mayor para construir un modelo bidimensional, en comparación con el que se requiere para el empleo del modelo HECRAS. Para las siguientes etapas de diseño habrá que considerar el uso de un método de modelaje físico y numérico más elaborado.

4.2.3 Implicancias del Fenómeno de El Niño

El río Piura está ubicado en la unión de la planicie costera con la vertiente occidental de los Andes. En general, las precipitaciones se ven afectadas por el trasvase de la humedad que se origina en la cuenca del Océano Atlántico. Las lluvias extremas e inundaciones están asociadas al fenómeno de Oscilación Sur El Niño (más conocido como ENSO por sus siglas en inglés). Estos fenómenos ocurren cuando los vientos alisios provenientes del este son menos fuertes de lo normal, lo que hace que las aguas superficiales templadas del Pacífico lleguen a las costas del Perú. Estas aguas cálidas generan en la atmósfera una acumulación de humedad superior a lo normal, produciendo niveles de lluvia inusuales. Estas lluvias extremas han generado grandes inundaciones que a su vez han causado severos daños en esta parte del Perú. Por tanto, es necesario realizar una cuidadosa revisión detallada de la información disponible, con la finalidad de asegurar que los estimados de caudal de avenida sean razonables y representativos de los fenómenos de El Niño. Para poder realizar una evaluación hidrológica confiable, es necesario entender adecuadamente el comportamiento de ENSO. Tal como se explica en la Sección 5, debido a la presencia del ENSO, se ha optado por utilizar la serie denominada Pico sobre el Umbral (POT) o de Duración Parcial para desarrollar el análisis de frecuencia, tanto para los caudales como para las lluvias.

4.2.4 Diseño de Obras Civiles y Consideraciones Geotécnicas

La protección contra la erosión se basa en las velocidades de caudal de diseño, que a su vez resultan del diseño hidráulico. En su configuración, las obras de protección de las riberas contra la erosión han sido diseñadas tomando en consideración la experiencia y los métodos de diseño locales. Se han utilizado cuadros normales de diseño para enrocado así como criterios normales de filtro. Se ha reportado que la experiencia local en el uso de gabiones para la protección de riberas ha sido muy exitosa. Los requisitos de altura y dimensiones de los diques se han basado en consideraciones tanto hidráulicas como geotécnicas.

El material de filtro deberá obtenerse de arenas existentes localmente como material estéril de cobertura del tajo TG-1, mientras que la roca y piedra chancada provendrá del material estéril de la mina, en la medida en que ésta no sea generadora de aguas ácidas.

Con la finalidad de revisar la compatibilidad del filtro, se han utilizado los criterios descritos por Klohn (1979), por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1994) y por Sherard et al. (1984), tal como se resume en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Criterio de Diseño para el Filtro

Klohn (1979)	ICOLD (1994)
$\frac{D_{15}^{\max}}{d_{85}^{\min}} < 5$	$\frac{D_{15}^{\max}}{d_{85}^{\min}} < 5$
$\frac{D_{50}^{\max}}{d_{50}^{\min}} < 25$	$\frac{D_{50}^{\max}}{d_{50}^{\min}} < 25$
$\frac{D_{15}^{\max}}{d_{15}^{\min}} > 5$	$\frac{D_{15}^{\max}}{d_{15}^{\min}} < 20$

En donde ‘d’ representa el diámetro de partícula del material a ser protegido (en este caso del material de relleno del dique), y ‘D’ es el diámetro de partícula del material

protector (en este caso el enrocado). Los subíndices '15', '50' y '85' indican el porcentaje en peso de material de menor diámetro.

El superíndice 'max' indica que el diámetro se aplica a la curva envolvente de la distribución granulométrica con respecto a partículas gruesas, y el superíndice 'min' con respecto a partículas finas.

4.3 Geotécnica

4.3.1 Criterios para el Diseño Geotécnico

Los criterios seleccionados para el diseño geotécnico se resumen en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Criterios para el Diseño Geotécnico

ITEM	OBJETIVO	COMENTARIOS
Estabilidad Estática – Construcción	1.3	
Estabilidad Estática – Largo Plazo	1.5	
Estabilidad Seudo-Estática	1.1	Si $FS < 1$, realizar análisis de deformación
Estabilidad Post Liquefacción	1.1	Análisis con uso de parámetros de resistencia residual
Sismo Operativo Base	1 : 475 años	
Sismo de Cierre	Mayor Sismo Creíble	
Aceleración superficial máxima	0.4 g	

4.3.2 Parámetros de los Materiales

Los parámetros de resistencia de materiales para el diseño geotécnico fueron estimados sobre la base de los resultados del programa de investigación de campo y del posterior programa de pruebas de laboratorio. La Tabla 4.3 muestra un resumen de las unidades de suelo encontradas y de las características de resistencia adoptadas para el análisis.

Los parámetros de resistencia para las arenas se basaron en los valores de 'N' medidos por el SPT. La Tabla 4.3 muestra el rango de valores de 'N' para cada capa. La resistencia al corte para las arcillas se estimó en base a un limitado número de pruebas de veleta de corte realizadas en las arcillas más superficiales halladas en las

calicatas, así como de las pruebas SPT. En casos en los que no se dispuso de información SPT, se optó por estimar la resistencia al corte de las arcillas en base a un método desarrollado por Komuto y Houlsby (2001), el cual da una correlación en base al índice de plasticidad de una arcilla y su contenido de humedad. Este método es muy sensible a los límites de plasticidad y humedad medidos.

La mayor área de incertidumbre es con la estimación de la resistencia del subsuelo en cuanto a las capas intercaladas de arcilla y arena halladas en los taladros DH-01-09 y DH-01-10, en los que los registros de pruebas SPT se perdieron luego que el equipo de perforación resultara destruido durante disturbios sociales que se produjeron en la zona.

En estos casos, los suelos han sido conservadoramente considerados como de consistencia suelta y blanda. Investigaciones posteriores en la etapa de diseño deberán confirmar las condiciones del subsuelo en esas áreas.

Tabla 4.3 Resumen de Unidades de Suelo

DESCRIPCION	VALORES SPT 'N'	DENSIDAD HUMEDA	RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAR		PARAMETROS DE TENSION EFECTIVA		PARAMETROS DE TENSION RESIDUAL		COMENTARIOS
	(golpes / 300 mm)	(kN/m ³)	c _u (kPa)	φ _u (°)	c' (kPa)	φ' (°)	c' _r (kPa)	φ' _r (°)	
Enrocado (Relleno)	-	25	0	35	0	35	0	35	
Arena de Filtro (Relleno)	-	19	0	32	0	35	0	32	
Arena Compactada (Relleno)	-	21	0	32	0	35	0	32	
Arena Compactada / Contrafuerte de Enrocado (Relleno)	-	25	0	35	0	35	0	35	
Capas de Arcilla/Arena intercaladas, compacta / suelta (Aluvial)	Ver nota 1	18	0	26	0	28	0	3.4	Capa moldeada como arena
		18	25	0	0	28	10	0	Capa moldeada como arcilla
Arena suelta (Aluvial)	1 – 5	18	0	28	0	30	0	3.4	
Arena, suelta a medio densa (Aluvial)	8 – 17	18	0	28	0	30	0	11.3	
Arena, medio densa (Aluvial)	25 – 27	18	0	30	0	32	0	11.3	
Arcilla, blanda (Aluvial)	3 – 7	20	25	0	0	25	10	0	
Arena Arcillosa, medio densa (Aluvial)	Ver nota 1	18	0	28	0	32	0	22	
Grava y Arena, medio densa (Aluvial)	14 – 20	20	0	30	0	32	0	22	

Notas: (1) Registros SPT del taladro resultaron destruidos durante los disturbios sociales en el área.

5. EL NIÑO

Debido a que el fenómeno de El Niño tiene un efecto tan significativo en el análisis hidrológico, la presente sección del informe hace una descripción y ofrece un análisis del mismo. El Grupo de Trabajo 55 (1983) del Comité Científico de Investigación Oceánica (SCOR) define la Oscilación Sur El Niño (ENSO) como *“la aparición de aguas cálidas anómalas a lo largo de las costas de Ecuador y Perú hacia el sur hasta Lima (12° S), durante la cual ocurre una temperatura anómala normalizada en la superficie del mar que excede una desviación estándar durante al menos cuatro meses consecutivos en tres o más de cinco estaciones costeras (Talara, Puerto Chicama, Chimbote, Isla Don Martín y Callao)”* (1983). Las lluvias resultantes que afectan las áreas costeras del norte del Perú y sur del Ecuador representan una de las anomalías climáticas más dramáticas registradas en todo el mundo (Douglas et al. afirmación inédita, 2000).

Rasmusson (1985) establece que este fenómeno de convección inducida produce vientos superficiales anómalos provenientes del oeste cerca de la línea ecuatorial, lo que a su vez genera cambios en la circulación de las aguas relativamente cálidas del océano en una extensión hacia el este, ubicada sobre el oeste del Pacífico tropical. Los cambios en los vientos superficiales sobre el Pacífico ecuatorial central también activan una respuesta oceánica remota en el Pacífico ecuatorial oriental. Allí, la surgencia de aguas frías se reduce, generando un calentamiento de las capas superiores del océano. Las aguas cálidas producen fuertes lluvias en las regiones normalmente áridas de la costa norte del Perú y sur del Ecuador; donde la fuente de humedad en años normales es la cuenca amazónica.

Los cambios en las corrientes oceánicas ecuatoriales generan un mayor incremento de la temperatura en la superficie del mar, lo que aumenta la convección, llegándose así a cerrar el ciclo de retro-alimentación. Este fenómeno ocurre normalmente durante un año, luego del cual se revierte y empieza la fase fría del ciclo (también conocido como “La Niña”). Como consecuencia directa de estos ciclos del ENSO, en años de El Niño ocurren lluvias más fuertes de lo normal, lo que genera grandes inundaciones en

superficies extensas. La mayor parte de los valles costeros del norte del Perú han sufrido considerables daños como resultado de estas inundaciones, incluida el área donde se ubica el proyecto Tambogrande.

5.1 Perspectiva Histórica

En la Tabla 5.1 se muestra una lista selectiva de fenómenos de El Niño ocurridos a partir de 1525, basada en información de Quinn et al. (1987). El cuadro fue desarrollado en base a documentos históricos de la conquista española y las primeras décadas del Perú republicano, además de una serie sistemática de registros de caudal existente para los siglos XIX y XX.

Las referencias más antiguas al fenómeno de El Niño tienen que ver con sus considerables efectos en la fauna marina, aves, plantas, instalaciones costeras, asentamientos humanos, etc., de la zona costera del norte y centro del Perú. La determinación de la intensidad del fenómeno toma en consideración características meteorológicas, hidrológicas y otras características oceánicas relacionadas con el fenómeno de El Niño, así como otros efectos destructivos en el ambiente, la industria, comunidades costeras y ecosistemas terrestres y marítimos. Se estima que mientras más intenso es el fenómeno, mayores son los daños, la destrucción y las pérdidas económicas que éste genera. Evidentemente, las estimaciones de intensidad mostradas por Quinn et al. son subjetivas.

Tabla 5.1 Fenómenos de El Niño Intensos y Muy Intensos y sus Niveles de Confiabilidad (según Quinn et al., 1987)

Fenómeno de El Niño	Intensidad del Fenómeno	Nivel de Confiabilidad
1525 – 1526	I	3
1531 – 1532	I	4
1539 – 1541	M/I	3
1552	I	4
1567 – 1568	I+	5
1574	I	4
1578	MI	5
1591 – 1592	I	2
1607	I	5
1614	I	5
1618 – 1619	I	4
1624	I+	4
1634	I	4
1652	I+	4
1660	I	3
1671	I	3
1681	I	3
1687 – 1688	I+	4
1696	I	3
1701	I+	4
1707 – 1708	I	3
1714 – 1715	I	4
1720	I+	4
1728	MI	5

Fenómeno de El Niño	Intensidad del Fenómeno	Nivel de Confiabilidad
1747	I	5
1761	I	5
1775	I	4
1785 – 1786	I	4
1791	MI	5
1803 – 1804	I+	5
1814	I	4
1828	MI	5
1844 – 1845	I+	5
1864	I	5
1871	I+	5
1877 – 1878	MI	5
1884	I+	5
1891	MI	5
1899 – 1900	I	5
1911 – 1912	I	4
1917	I	5
1925 – 1926	MI	5
1932	I	5
1940 – 1941	I	5
1957 – 1958	I	5
1972 – 1973	I	5
1982 – 1983	MI	5
1997 – 1998	MI	5

M/I : Moderado / Intenso

I : Intenso

I+ : Bastante Intenso

MI : Muy Intenso

2 : Fenómeno basado en poca evidencia circunstancial.

3 : Se requiere mayor información para confirmar la fecha o intensidad del evento.

4 : Fecha e intensidad del evento es en general confiable, pero se requiere de mayores referencias con respecto a su amplitud.

5 : La información disponible sobre el evento y su intensidad se considera satisfactoria.

En la tabla 5.1 se incluye nueve eventos clasificados como muy intensos (MI), diez como bastante intensos (I+) y veintinueve como intensos (I). Es importante notar que la clasificación I+ de algunos eventos a partir de 1567 hasta 1720 podría aumentar a MI de contarse con información adicional. Esto resultaría en que diecinueve fenómenos de El Niño clasificados como MI, incluido el reciente de 1997-1998, han ocurrido durante los últimos 450 años, lo que daría una frecuencia de aproximadamente un evento cada 25 años. El período de tiempo que media entre cada evento varía de 14 a 63 años para el caso de los clasificados como MI, siendo el menor tiempo entre un evento de categoría I y uno MI de 4 a 5 años.

5.2 Fenómenos de El Niño Recientes

Durante los últimos 50 años, las aguas del Océano Pacífico han mostrado alguna evidencia de la presencia de El Niño en aproximadamente el 31% del tiempo, mientras que condiciones de La Niña han estado presentes el 23% del tiempo.

En 2001, la Universidad de Piura publicó un informe meteorológico sobre el fenómeno de El Niño de 1997-1998 (para la versión completa ver el Anexo IV del Informe de Línea Base Ambiental). Dicho informe incluye una evaluación de información satelital, que fue utilizada para evaluar el proceso de formación de tormentas en zonas tropicales. Adicionalmente, para del referido estudio se utilizó información satelital generada por el Satélite Ambiental Geoestacionario Operacional N° 8 (GOES 8), operado por la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica de los EEUU (NOAA). Esta evaluación también incluyó los registros pluviométricos superficiales de una amplia red de estaciones pluviométricas, así como información meteorológica suministrada por mediciones de radar. En conjunto, toda esto aporta a una mejor comprensión de las características de movimiento de los vientos y la estructura vertical de los sistemas convectivos a diferentes niveles de presión atmosférica.

La mayoría de las tormentas que han ocurrido durante el fenómeno de El Niño de 1997-1998 se han originado en la planicie costera en forma de unidades convectivas

que se iniciaron entre las 2 p.m. y 4 p.m. y se desarrollaron plenamente luego de 2 a 5 horas. Esta secuencia produjo lluvias muy intensas de hasta 12 horas de duración. Una revisión de los registros de tormentas durante 1997-1998 nos muestra que casi el 70% de la precipitación diaria ocurrió durante las primeras tres horas de la tormenta, con una intensidad de precipitación máxima de hasta 75 mm/h. Esta cifra es mayor a los máximos de 40 a 58 mm/h registrados durante el fenómeno de El Niño de 1982-1983.

Los registros de lluvias de los fenómenos de El Niño de 1982-1983 y 1997-1998 muestran que las precipitaciones aumentan por encima de su distribución normal en casi 1,000% en el área costera cercana a la playa hasta la ciudad de Piura, entre 500% y 800% en la cuenca media del río Piura alrededor de Tambogrande, y en 400% en las alturas de la nacientes del río Piura. En el Anexo IV del Informe de Línea Base Ambiental, ver Apéndice 2 del informe meteorológico referido al Fenómeno de El Niño de 1997-1998.

También deberá tomarse en consideración que aún cuando la distribución temporal de las tormentas varía significativamente entre los distintos fenómenos de El Niño, la distribución espacial se mantiene constante, con una línea de inestabilidad bastante bien definida que se extiende a través de los poblados de Tambogrande y Morropón. Una característica importante de los fenómenos de El Niño de 1982-1983 y 1997-1998 fue que las precipitaciones aumentaron hacia el centro del departamento de Piura, ocurriendo la precipitación máxima en la vertiente de los Andes. En el Anexo IV del Informe de Línea Base Ambiental, ver Anexos 4, 5 y 6 del informe meteorológico del Fenómeno de El Niño de 1997-1998.

5.3 Implicancias del Fenómeno de El Niño

El ENSO debe tomarse en consideración en los análisis hidrológicos e hidráulicos para este proyecto debido a la frecuencia prevista de estos eventos, tal como se ha explicado anteriormente. No obstante que algunos eventos intensos han ocurrido en un lapso mínimo de 14 años entre ellos, el periodo mínimo que media entre eventos intensos y muy intensos ha sido de tan solo 4 a 5 años. Por tanto, es de esperarse que

al menos un fenómeno ENSO de importancia significativa, y posiblemente hasta 2 ó 3, pudieran ocurrir durante los 12 años de vida útil del proyecto.

Los años en que se presente el Fenómeno de El Niño, vendrán acompañados de algunas fuertes tormentas e inundaciones que excederán los máximos previsibles para años en que estos no ocurran. Al seleccionar los máximos para cada año se dejaría de considerar los múltiples eventos importantes que acompañan un año ENSO. Por tanto, al desarrollar un análisis de frecuencia hidrológica se debe aplicar la metodología de series de Picos sobre el Umbral (POT) o de Duración Parcial y no una serie de índices anuales máximos. Debido a que el ENSO de 1998 fue un evento muy intenso, y siendo probable que uno de similar magnitud se repita durante la vida útil del proyecto, se ha optado por considerar índices de lluvias y de caudales de dicho evento para el diseño del proyecto.

6. HIDROLOGÍA DE AVENIDAS E HIDRÁULICA

6.1 Hidrología e Información

6.1.1 Fuentes de Información Regional

En el cauce del río Piura, diversas entidades del Estado Peruano han venido recolectando información de aforos desde 1925 e información meteorológica desde 1932. La mayor parte de la información sobre el clima se encuentra registrada y archivada en el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). El proyecto Chira-Piura ha venido operando estaciones de medición del clima y caudales desde 1971. Klohn Crippen estima que ambas son fuentes confiables de información.

Se ha obtenido información de cuatro estaciones hidrométricas, las cuales se listan en la Tabla 6.1 y se muestran en el Plano B-36001. En ellos se muestran caudales instantáneos, diarios y mensuales. Adicionalmente, también se ha obtenido información pluviométrica de todas las estaciones listadas en la Tabla 6.2. También se ha obtenido información sobre descargas, registradas desde 1925, de la estación ubicada en el puente Sánchez Cerro.

Tabla 6.1 Información de Estaciones Hidrométricas

ESTACION	RIO	AREA DE CAPTACION (km ²)	REGISTROS OBTENIDOS		FUENTE
			DIARIO	INSTANTANEO	
Quebrada San Francisco	Quebrada San Francisco	355	1972 – 1982	1972 – 1982	Proyecto Chira-Piura
Puente Ñácara (Chulucanas)	Piura	4511	1972 – 1989, 1991, 1998 – 1999	1972, 1973, 1977, 1982 – 1989, 1998	Proyecto Chira-Piura
Tambogrande	Piura	5904	1972 – 1982, 1986, 1992, 1998 – 1999	1972 – 1982, 1998, 1999	Proyecto Chira-Piura
Puente Sánchez Cerro (Piura)	Piura	7742	1971 – 1999	1925 – 1985, 1995 - 1999	Proyecto Chira-Piura, Universidad de Piura

Tabla 6.2 Estaciones Pluviométricas en la Zona de Tambogrande

ESTACION	LATITUD	LONGITUD	ELEVACION (msnm.)	TIPO DE INFO.	PERIODO DE REGISTRO ¹	FUENTE
Barrios	05°17' S	79°42' W	311	Intensidad Diaria ²	1983	SENAMHI
Chilaco	04°42' S	80°30' W	90	Diaria	1968-1992	SENAMHI
Chulucanas	05°06' S	80°09' W	95	Intensidad Diaria Mensual ²	1972-1989 1942-1989 1972-1983	SENAMHI antes de 1972; Proyecto Chira-Piura desde 1972
CORPAC- Piura	05°12' S	80°37' W	49	Diaria Mensual	1932-1943, 1944-1949, 1953, 1955- 1956, 1957- 1995 1957-1996	SENAMHI
Cruceta	04°50' S	80°16' W	150	Diaria Mensual	1965-1970 1964-1978	SENAMHI
Curbán	04°57' S	80°16' W	80	Diaria Mensual	1963-1975 1963-1978	SENAMHI
Frias	04°56' S	79°51' W	1700	Intensidad Diaria ²	1972, 1973, 1983 1972-1993	SENAMHI
Hualtaco	04°51' S	80°19' W	150	Mensual	1968-1978	Archivos de Universidad de Piura
Miraflores- Piura	05°10' S	80°37' W	30	Diaria	1972-1992, 1995-1999	SENAMHI
Monte grande	05°21' S	80°42' W	27	Mensual	1973-1987	SENAMHI
Morropón	05°11' S	79°59' W	140	Intensidad Diaria Mensual ²	1964-1966, 1968-1999 1973-1993	SENAMHI
Partidor	04°44' S	80°18' W	220	Diaria	1963-1971, 1996-1999	SENAMHI
San Isidro	04°47' S	80°16' W	160	Mensual	1972-1974	SENAMHI
San Joaquín	05°08' S	80°21' W	210	Mensual	1973-1986	Chira-Piura Project
Tablazo	04°53' S	80°32' W	147	Mensual	1964-1970	SENAMHI
Tambogrande	04°56' S	80°20' W	~70	Diaria	1998	Chira-Piura Project

¹Información no necesariamente continua

²Información de intensidad, únicamente para ciertas tormentas

6.1.2 Análisis Regional de Frecuencia de Avenidas

Se realizó un análisis regional de frecuencia de avenidas para determinar los caudales de diseño. Debido a la presencia del Fenómeno del Niño (FEN), existen ciertos eventos importantes de avenidas contenidos en los registros disponibles.

En la Tabla 6.3 que se incluye a continuación, se muestran los años en los que han ocurrido fenómenos de El Niño de gran intensidad, a partir de 1940.

Tabla 6.3 Fenómenos FEN (El Niño) Importantes desde 1940

PERIODO DE EL NIÑO¹
1940/41
1957/58
1965/66
1972/73
1982/83
1986/87
1991/92
1997/98
OTROS AÑOS DE LLUVIAS
1942/43 La Niña
1970/72 La Niña

Fuente:

1. NOAA-CIRES Centro de Diagnóstico Climático, "Índice Multivariado ENSO (MEI)", Klaus Wolter.
Los años empiezan en Octubre y terminan en Septiembre

Aún cuando todos estos años mostraron un promedio de precipitación mayor a lo normal, no todos ellos sufrieron inundaciones significativas. Los eventos de mayor relevancia en cuanto a inundaciones se refiere, fueron los de 1982/83 y 1997/98. Estos fenómenos fueron de similar magnitud y considerablemente más fuertes que los de otros años.

6.1.2.1 Análisis del Río Piura

Debido a la presencia del FEN, se ha utilizado para el análisis de frecuencia de avenidas la serie de Picos sobre el Umbral (POT) o de Duraciones Parciales. Al revisar la información diaria recolectada durante los años FEN, se pudo notar que un

gran número de avenidas importantes ocurrieron en un lapso de cuatro meses. Las avenidas en dicho periodo excedieron el máximo caudal anual de avenidas de otros años. Por ejemplo, entre enero y abril de 1998 hubo 15 valores de caudal diario en la estación del Puente Sánchez Cerro que excedieron los 1,200 m³/s. Comparativamente, de 1972 a 1999 hubo 23 índices de avenida máxima menores de 1,200 m³/s y tan sólo 5 índices anuales de avenida máxima mayores de 1,200 m³/s. Empleando tan sólo los índices anuales de avenida máxima se habría ignorado todos los eventos de avenida importantes que ocurrieron durante un año FEN. Por tanto, para el caso del río Piura, el análisis POT brindaría un análisis representativo de frecuencias, mientras que el método de series anuales no lo haría. Por ejemplo, empleando el método de series anuales se obtuvieron estimados de periodos de retorno de avenidas muy elevados y poco realistas. Esto se debe al elevado número de años con bajo índice de avenidas contenido en las series. En caso que se emplearan los resultados obtenidos de las series anuales, se llegaría a la conclusión que El Niño de 1998 fue un evento de cada 20 a 50 años, mientras que el resto de la información indicaría que este fue un fenómeno de mucha mayor frecuencia.

La información diaria de caudales de las tres estaciones del río Piura fue revisada en detalle y se seleccionaron valores umbral de 600 m³/s, 900 m³/s y 1,200 m³/s para las estaciones de Puente Ñácara, Tambogrande y Puente Sánchez Cerro, respectivamente. Estos valores umbral fueron seleccionados con la finalidad de asegurar que durante los años FEN estos fueran mayores a la media anual de caudal, lo cual permitió identificar valores máximos de avenidas específicos. De haberse seleccionado valores umbral menores, durante ciertos años FEN serían excedidos los valores umbral durante un largo periodo de tiempo, en vez de hacerlo por eventos de avenida específicos. Las cifras resultantes para los índices de avenida fueron de 26 para Puente Ñácara, 24 para Tambogrande y 35 para Puente Sánchez Cerro. Estos índices provinieron de eventos de avenida ocurridos en los años 1972, 1977, 1983, 1992, 1998 y 1999. Los eventos de avenida fueron cuidadosamente seleccionados de manera tal que fueron por lo menos un 30% y 50% menores que el caudal diario luego de la avenida y antes del siguiente evento. Esto indicaría que un evento de tormenta

había menguado o terminado y una segunda tormenta estaba empezando. Los índices anuales máximos de avenida de otros años fueron menores que los valores umbral seleccionados para cada estación y por tanto no fueron utilizados en el análisis.

Luego de recopilar la información de estas tres estaciones se desarrolló un análisis empleando tres métodos de frecuencia de avenidas. El primer método fue un análisis de frecuencia de avenidas regional en el que se aplicó un factor de la escorrentía unitaria vs. el área de la cuenca. Los periodos de retorno de avenidas fueron determinados empleando la distribución de probabilidad log Pearson Tipo III (por momentos) para cada estación. Esta distribución produjo el mejor ajuste para la información disponible, tal como se muestra en el diagrama típico, Figura 6.1. La Figura 6.2 muestra los caudales diarios del periodo de retorno dividido entre el área de captación de la estación, graficado contra el área de captación de la estación. Los caudales registrados durante El Niño de 1998 se muestran en la Figura 6.2.

La Figura 6.2 muestra que existe alguna variación en los caudales unitarios para un mismo periodo de retorno, dependiendo de la estación que se utilice. El ploteo de los resultados de periodos con información consistente produjeron una distribución de valores similar. La estación con el periodo de registro más extenso, la del Puente Sánchez Cerro, fue tomada en cuenta para desarrollar las curvas de mejor ajuste que se muestran en la Figura 6.2. Los valores de descarga unitaria fueron luego tomados de cada una de las líneas para obtener un estimado de la avenida para Tambogrande. La Figura 6.2 muestra que la mayor avenida que se produjo en el río Piura durante El Niño de 1998, correspondió a un evento de casi 100 años de periodo de retorno.

Dado que la represa y el canal de irrigación de Ejidos entraron en operación en 1985, el lugar de medición de nivel de agua para el Puente Sánchez Cerro fue movido aguas arriba hacia el vertedero, lo cual mejora considerablemente el nivel de confiabilidad

de los estimados de caudal de avenidas, comparado con la ubicación anterior en el puente, donde se produce mucha socavación durante las avenidas. En general, la información de esta estación es también más confiable, debido a que está ubicada en la ciudad de Piura y parece haber sido aforada con mayor frecuencia que las demás estaciones.

Figura 6.1 Gráfico de Frecuencia Típica de Avenidas

Figura 6.2 Gráfico de Frecuencia Regional de Avenidas

Los estimados de caudal del río Piura, en la zona de Tambogrande, están basados en registros tomados en el Puente Ñácara y Puente Sánchez Cerro. Existen algunas observaciones realizadas en Tambogrande, pero la relación entre la descarga y el nivel de agua está basada en un número reducido de mediciones tomadas con bajo caudal y ninguna medición con caudal alto, dado que no existe un puente desde donde realizar los aforos del río. Los caudales máximos del río Piura en la zona de Tambogrande también podrían verse afectados significativamente por las descargas de la Quebrada San Francisco en esa zona, las que ingresan al río Piura aguas arriba de Tambogrande, pero aguas abajo del Puente Ñácara. También se ha reportado que podría haber ciertas eventuales descargas de excedentes del reservorio de San Lorenzo hacia la Quebrada San Francisco.

Todo lo mencionado anteriormente podría afectar los caudales del río Piura en Tambogrande, generando las aparentes discrepancias que se observan en la Figura 6.2. Independientemente de estas aparentes discrepancias, los diseños presentados en el este informe no se verían afectados de manera significativa como resultado de ciertas variaciones que pudieran presentarse en el diseño de descarga. En caso que se obtenga información adicional de caudales durante las siguientes etapas de diseño, se podrían confirmar los caudales de diseño.

Los otros dos métodos de análisis de frecuencia de avenidas se basan en el Método de Índices de Avenidas, uno de los cuales es gráfico y el otro numérico. Ambos métodos desarrollan primero una relación entre el periodo de retorno de avenidas de 2 años, el Índice de Avenidas propiamente dicho y el área de captación. Haciendo uso de registros seleccionados, se desarrolla luego una relación regional entre los valores del periodo de retorno de las avenidas dividido entre el Índice de Avenidas, y el periodo de retorno.

Empleando una área de captación de 5,907 km² para el río Piura en la zona de Tambogrande y el promedio de los valores obtenido mediante los tres métodos de análisis de frecuencia de avenidas descritos anteriormente, se obtiene como resultado el periodo de retorno de descargas diarias que se muestra en la Tabla 6.4. El rango

de valores que resulta de los tres métodos para el estimado de avenidas en un periodo de retorno de 100 años es entre 3,400 m³/s y 3,900 m³/s. Para efectos de comparación, en la Tabla 6.3 también se muestran las descargas registradas durante El Niño de 1998.

Tabla 6.4 Periodo de Retorno de Caudales de Avenidas para el Río Piura

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL DEL RÍO PIURA EN LA ZONA DE TAMBOGRANDE (m ³ /s)	
	Instantáneo	Diario
10	3,020	2,010
20	3,570	2,380
50	4,440	2,960
100	5,270	3,510
200	6,110	4,070
500	7,610	5,070
1000	9,050	6,020
El Niño 1998	3,750	3,290

Los caudales instantáneos han sido estimados empleando factores pico obtenidos de fenómenos de avenida específicos. Los factores pico, calculados a partir de información registrada de caudales instantáneos y diarios, varían de 1.1 a 1.9, de 1.1 a 1.7, y de 1.0 a 1.6, para el Puente Ñácara, Tambogrande y Puente Sánchez Cerro, respectivamente. Para el río Piura, en la zona de Tambogrande, se ha empleado un factor pico de 1.5. La Universidad de Piura obtuvo valores de caudales para 2 horas y 24 horas a partir de los registros de caudal horario del Puente Ñácara y Puente Sánchez Cerro. Estos fueron comparados con los factores máximos calculados empleando información de caudales diarios y se encontró que los caudales de diseño resultantes no se vieron afectados por esta nueva información. Por tanto, el factor máximo de 1.5 resultó adecuado para el diseño a nivel factibilidad.

La Universidad de Piura realizó una revisión detallada de la información de descargas disponible en las estaciones de aforo del río Piura (Registros y Procesamiento de Avenidas, Informe final, Marzo 2001). En el Puente Ñácara y Puente Sánchez Cerro ocurre una erosión/socavación importante durante el periodo de avenidas. Se ha podido notar que al final de la temporada de lluvias, por efectos de la erosión del lecho del río, para una misma descarga se tiene una lectura de mira menor que la que se registra al inicio de la temporada de lluvias. En el Puente Sánchez Cerro esta caída en el nivel de agua llega hasta 4 m, y en el Puente Ñácara, la lectura en la mira puede estar hasta 2 m por debajo, para el mismo caudal de descarga. En 1983, una avenida de $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el mes de marzo registró un nivel de agua 0.9 m menor que una avenida de $1,670 \text{ m}^3/\text{s}$ que se había producido en enero del mismo año. Una sección transversal de estas ubicaciones indica que la erosión del lecho del río podría llegar a ser del orden de entre 4 y 6 m. La erosión del lecho del río es consistente con la naturaleza del material fino que se observa en el lecho del río Piura. Es muy probable que la erosión general en la zona del proyecto sea algo menor que en las zonas estrechas del cauce donde se ubican las estaciones de medición, aunque de todas formas ésta podría resultar considerable, dado que las obras de derivación proyectadas estarían ubicadas en las márgenes de un gran codo del río Piura. Tal como ocurre en todo río de lecho dinámico, la erosión produce incertidumbre respecto de los valores de los registros de avenidas, aunque dicha incertidumbre se ve reducida dado que las mediciones de caudal fueron tomadas durante las épocas de avenidas y por tanto, considerando el efecto del fenómeno erosivo.

Es por esta razón que en las siguientes fases de diseño y debido a la existencia de esta fase erosiva, deberá usarse un modelo matemático o un modelo físico que considere la presencia de un lecho móvil o dinámico. El uso de un modelo unidimensional de lecho fijo para el diseño de factibilidad, daría como resultado niveles de avenidas conservadoramente altos.

Existen varios canales de irrigación que ingresan al río Piura. Debido a la magnitud de las inundaciones en el río, los caudales adicionales que provienen de estos canales de

irrigación tendrían un efecto poco significativo en las descargas registradas empleadas en el análisis de frecuencia de inundaciones.

6.1.2.2 Análisis de Quebrada Carneros

La única estación de aforo disponible que podría utilizarse para estimar caudales en la Quebrada Carneros es la de Quebrada San Francisco. Sin embargo, la estación de Quebrada San Francisco posee información sólo para el período entre 1972 y 1982.

Hubo algunos caudales significativos en 1972 y 1973 pero aparte de esto, no se produjo ningún fenómeno de El Niño importante durante dicho periodo. Es por esa razón que adicionalmente al procesamiento que se hizo de esta información de caudales empleando la metodología POT, también se realizó un análisis de lluvias versus escorrentía.

Una revisión de los caudales diarios de avenida instantánea muestra que la relación entre estos caudales varía entre 1 y 4, siendo el promedio 2.5. La mayoría de las grandes avenidas mostraron relaciones superiores a 3, razón por la cual se seleccionó un factor de 3.5 para el diseño. Esto resulta consistente con la suposición que se ha hecho de que las cuencas menores podrían ser de naturaleza intempestiva y tendrían por lo tanto índices altos entre el caudal instantáneo y el diario.

El método de análisis POT, empleando un valor de umbral de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, dio como resultado 16 valores para los años de 1972 hasta 1976 y 1981. Prorrteando el estimado del caudal para un período de retorno de 100 años de la Quebrada San Francisco en función del tamaño de las cuencas, es decir 132 km^2 para la Quebrada Carneros y 355 km^2 para la Quebrada San Francisco, se puede estimar que el valor de la avenida máxima diaria para la Quebrada Carneros sería de $90 \text{ m}^3/\text{s}$. Empleando el factor de 3.5 para la relación entre la avenida instantánea y la diaria, se obtuvo un caudal instantáneo máximo de $320 \text{ m}^3/\text{s}$. Para efectos de comparación con los valores del río Piura, los resultados del POT para la Quebrada San Francisco también se muestran en el gráfico de la Figura 6.2. Debido a que su área de captación es

considerablemente más pequeña, los valores de la Quebrada San Francisco podrían llegar a ser más altos en este gráfico.

Asume que la ausencia del fenómeno FEN de magnitud importante durante el periodo de registro de esta información, ha ocasionado una subestimación de los caudales de periodo de retorno al emplear esta metodología. Por tanto, más adelante se emplean otros métodos para determinar los caudales de diseño para la Quebrada Carneros. Asume que los efectos del reservorio San Lorenzo en los caudales de la Quebrada San Francisco son mínimos, dado que el vertedero asume que tiene una capacidad de alrededor de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Debido a su ubicación en el extremo superior del área de captación de la Quebrada San Francisco, cualquier descarga máxima sería sustancialmente atenuada para cuando llegue a la estación de aforo.

Se pudo contar con información de lluvias diaria, coincidente con la información de caudal instantáneo para la Quebrada San Francisco, referida a 6 eventos de caudal máximo. Se desarrolló la relación entre precipitación de 1 día y de 3 días en las estaciones pluviométricas de Morropón y Chulucanas y los caudales máximos registrados. Se efectuó un análisis POT de los valores de precipitación de 1 día y 3 días para estas dos estaciones. Empleando los valores estimados de precipitación de 100 años para 1 día y 3 días y la relación entre precipitación y caudal máximo, este resultó en un rango de caudales instantáneos para un periodo de retorno de 100 años que va de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ a $800 \text{ m}^3/\text{s}$ para la Quebrada Carneros.

Durante una visita al lugar del proyecto en marzo de 2000, se encontró evidencias de reboses de agua en un puente de cruce de la Quebrada Carneros que habrían ocurrido durante El Niño de 1998. Se hicieron estimados de caudales máximos sobre la base de mediciones de la luz del puente y estimados de la pendiente del cauce a partir de mapas existentes. Utilizando esta información, los estimados de avenidas de rebose instantáneas variaron entre $600 \text{ m}^3/\text{s}$ y $800 \text{ m}^3/\text{s}$. La Universidad de Piura hizo un levantamiento del puente de cruce y estimó un rango similar para estos caudales.

Basado en el rango de estimados de caudales descrito anteriormente, se seleccionó un valor de caudal instantáneo para un periodo de retorno de 100 años de $700 \text{ m}^3/\text{s}$ para

efectos de cálculo del nivel de inundación, dimensionamiento del canal piloto y verificación de la necesidad de enrocado. Los dos cruces de camino serán diseñados para pasar $15 \text{ m}^3/\text{s}$, que es el volumen aproximado de la media diaria de caudal para un periodo de retorno de 2 años, o avenida promedio. Este estimado se basa en el análisis de frecuencia de avenidas para la Quebrada San Francisco, prorrateado para la Quebrada Carneros.

Tal como se puede observar en el resultado de los análisis, existe un elemento de incertidumbre en estos estimados. Por tanto, los valores de diseño seleccionados estarían siendo sobre-estimados para el presente nivel de diseño. Se recomienda que para la siguiente etapa de diseño, se efectúe un modelaje de la relación precipitación/escorrentía, con la finalidad de confirmar dichos estimados. Se deberá realizar trabajos adicionales con la finalidad de confirmar el estimado del caudal de rebose de 1998 en los puentes. Para efectos de diseño del dique de protección, se ha asumido que el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años en la Quebrada Carneros ocurre simultáneamente con el caudal máximo diario de 100 años para el río Piura. Para posteriores etapas de diseño, se deberá hacer una revisión más detallada de la información hidrológica respecto de inundaciones coincidentes en los dos sistemas fluviales.

6.2 Diseño Hidráulico

Los diseños a nivel de factibilidad del canal piloto de derivación del río Piura y del dique de deflexión han sido desarrollados sobre la base de la información disponible. Esta información incluye mapas a escala 1:100,000 con curvas de nivel cada 25 m, fotografías del lugar, algunos mapas a escala 1:4,000 con curvas de nivel cada 2 m, aerofotografías a escala 1:20,000 y la información hidrométrica a la que se hace referencia en el presente informe.

Para el modelaje del río Piura en la zona de Tambogrande, se utilizó el modelo matemático HECRAS. Durante la visita al lugar en marzo del 2000, se obtuvo alguna información incidental de residentes del área respecto de las inundaciones que se

produjeron como consecuencia del fenómeno de El Niño de 1998. La Universidad de Piura confirmó esta información mediante investigaciones posteriores realizadas en el lugar. Se identificaron las áreas que resultaron inundadas y se recabó información sobre la frecuencia y duración de las avenidas. Esta información se utilizó para obtener una calibración aproximada del modelo. Adicionalmente, se utilizaron los mapas y las aerofotografías para ayudar a determinar donde ocurrieron los reboses ribereños. Se empleó un valor “n” de Manning de 0.025 para el cauce principal del río, y un valor de 0.1 para las zonas ribereñas con vegetación. El caudal instantáneo máximo registrado de 3,750 m³/s, se empleó para efectos de calibración del modelo. El modelo HECRAS se utilizó para el modelaje hidráulico de la Quebrada Carneros, con la finalidad de incluir el oleaje procedente del río Piura. Todas las simulaciones fueron basadas en un nivel del río Piura de 66 m. Este es el nivel estimado durante el caudal medio diario en un periodo de retorno de 100 años de 3,510 m³/s. El valor de caudal instantáneo en un periodo de retorno de 100 años de 700 m³/s para Quebrada Carneros, fue empleado para diseñar la altura de los diques. Los dos cruces de caminos fueron diseñados para pasar 100 m³/s, que es el volumen aproximado del caudal medio diario para un periodo de retorno de 100 años.

6.2.1 Dique de Deflexión TG-1 y Derivación del Río

El canal piloto de derivación TG-1 ha sido dimensionado de manera tal que en la eventualidad de una avenida para un período de retorno de 100 años, ésta no afecte de manera significativa el nivel de flujo aguas arriba. Tal como se muestra en el Plano B-36002 adjunto, se ha diseñado un canal piloto de derivación de 200 m de ancho con un dique de deflexión, que es parte de un dique que protegerá al tajo TG-1, tanto de río Piura como de la Quebrada Carneros. Debido a la naturaleza dinámica del río, el dique de deflexión es un elemento esencial y crítico dentro del proyecto de derivación. Este dique estará cimentado en el terreno natural, que aparentemente es de roca, en ambos extremos. Una vez construido el canal piloto de derivación TG-1, y para un caudal de diseño instantáneo de 5,270 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, el nivel del caudal aguas arriba aumentaría aproximadamente

0.1 m por encima del nivel estimado actual. Se tiene previsto que el río Piura modificaría el canal piloto durante la época de avenidas, pero no se prevé que esto pueda modificar la ubicación general del referido canal.

La altura del dique se ha basado en el modelaje hidráulico preliminar HECRAS. Para un caudal instantáneo de 100 años de periodo de retorno, el dique debiera tener una elevación de 68.5 m, incluido un borde libre de 1.5 m. Para un estimado de caudal instantáneo de 7,610 m³/s, para un periodo de retorno de 500 años, los niveles de agua serían de alrededor de 1.5 m más altos que los niveles de las avenidas previstas para un periodo de retorno de 100 años. Por lo tanto, el borde libre propuesto sería el adecuado para contener el nivel de las avenidas estimadas para 500 años, sin más tolerancia de borde libre. Se espera que el modelaje en lecho de río dinámico que será necesario hacer posteriormente, reduzca la altura proyectada en esta etapa para el dique.

Sobre la base de un diseño para un periodo de retorno de 100 años, se ha estimado una velocidad de impacto del flujo de agua de 5.2 m/s, lo que representa el doble de la velocidad estimada promedio de 2.6 m/s, lo que obliga a considerar obras de protección para el dique de derivación. El diámetro mínimo del enrocado deberá ser 800 mm, el que deberá ser colocado en capas de 1,600 mm de espesor. Para evitar el fenómeno de tubificación (piping) en los sedimentos arenosos del fondo, se ha proyectado la colocación de una capa de filtro de 1,000 mm de espesor. El diseño del filtro se explica en detalle en la Sección 7.7. de este informe.

Se han proyectado la construcción de una cobertura de protección del pie de los taludes del dique que tendrán entre 15 m y 20 m de longitud. Estos se requieren debido al riesgo de erosión que se anticipa pudiera ocurrir en el cauce arenoso del río. Se ha medido hasta 6 m de rebajamiento del lecho en ciertos puentes de cruce importantes. Durante un evento de 500 años, aún cuando no se espera que el dique sea rebasado, sí se anticipa que pudiera producirse un daño considerable en el material de protección contra la erosión, el cual necesariamente deberá ser reparado.

Se recomienda fomentar la siembra de vegetación en la zona libre que quede entre el dique de deflexión y el canal piloto de derivación. En los siguientes estudios de diseño se deberá considerar la ubicación de varios espigones para proporcionar una protección adicional al dique de deflexión. Durante cada estación de avenidas, se deberá inspeccionar y dar mantenimiento regular al dique de deflexión y a los espigones, cuando éstos existan. Deberá promoverse la presencia de meandros en el canal de bajo caudal que se ubicará al interior de las obras de derivación.

En caso de que la roca sobre la que estará cimentado el extremo aguas arriba del dique de derivación no fuera lo suficientemente continua o adecuada, será necesario extender el enrocado desde el extremo del dique sobre la margen derecha del río Piura. También se ha especificado enrocado para el canal piloto de derivación asumiendo que el río encontrará su propio ancho de equilibrio con el tiempo. Quizás sea necesario incorporar algunos puntos de acceso de agua sobre la margen izquierda del canal piloto de derivación, al término de cada temporada de avenidas.

6.2.2 Recorte del Meandro del Río Piura

Una alternativa al dique de derivación propuesto para el río Piura es cortar completamente el meandro que corre adyacente al tajo TG-1. Esta alternativa fue considerada anteriormente en la “Evaluación Preliminar de Ingeniería del Río” (Klohn-Crippen, 2000).

Sobre la base de los análisis realizados durante etapas previas de diseño, se ha previsto la construcción de un canal de derivación de bajo caudal, con secciones de rebose. Para un periodo de retorno de 100 años, se ha calculado que el nivel del flujo aguas arriba se incrementa en alrededor de 0.5 m por encima de los niveles de inundación actuales. No se ha previsto ninguna protección contra la erosión para el canal, dejando que el cauce del río encuentre su propio equilibrio con el tiempo, en la planicie de inundación actual.

Como resultado de la incorporación de la derivación proyectada, será necesario eliminar uno de los meandros del río para incrementar la pendiente de ese tramo del

cauce. Se tiene previsto realizar un rebaje del cauce del río en la zona de derivación, en un tramo aguas arriba de ésta. La magnitud de este rebaje aún no ha sido calculada. Las desventajas de esta alternativa es por un lado el volumen considerable de excavación requerido y por otro, el riesgo de que el río pudiera sobrepasar el nuevo canal, para luego dirigirse hacia el tajo abierto.

6.2.3 Quebrada Carneros

También se ha realizado un diseño a nivel factibilidad de la derivación de la Quebrada Carneros. Esta propuesta incluye la eliminación de dos meandros y la construcción de dos cruces de camino en Quebrada Carneros. Para este canal piloto se ha estimado una descarga de diseño de $700 \text{ m}^3/\text{s}$ (la descarga instantánea estimada máxima durante El Niño de 1998). Se ha utilizado una cota coincidente con la del río Piura de 66 m, que es el nivel estimado para el caudal medio diario, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. Para dimensionar las alcantarillas de los cruces de camino se ha utilizado un caudal de $15 \text{ m}^3/\text{s}$, que es el correspondiente al caudal diario promedio anual para la avenida. En los Planos B-36008 y B-36009, se muestra la disposición propuesta en planta y las secciones transversales típicas. La sección de diseño es un canal trapezoidal de 30 m de ancho. Este canal piloto será utilizado para el recorte de los meandros y para la zona que se ubica entre el dique TG-1 y el depósito de roca estéril. Los niveles más altos de inundación del río Piura, así como los caudales dirigidos hacia la Quebrada Carneros, cubrirán de agua la planicie inundable donde se ubica esta última, generando un efecto de oleaje o flujo reverso. Este escenario estableció la necesidad de mantener una cota uniforme de 68.5 m para la cresta del dique TG-1. También se ha propuesto que el dique de protección, a ubicarse en el lado derecho de la planicie inundable de Quebrada Carneros, mantenga el mismo nivel de 68.5 m. Teniendo el nivel de la avenida media diaria para 100 años correspondiente al río Piura y el caudal instantáneo de 100 años para la Quebrada Carneros, resulta que los niveles de inundación estimados son 67 m para la zona entre el Dique TG-1 y el depósito de roca estéril, y 67.5 m para el extremo aguas arriba del

dique de protección. Por tanto, la diferencia de nivel entre el borde libre y la cota 68.5 m, varía entre 1.5 m y 1 m. Este borde libre se considera suficiente dado que se ha utilizado una combinación de avenidas coincidentes para un periodo de retorno de 100 años.

El dique de protección estará anclado al dique TG-1 y deberá revestirse con enrocado para protegerlo del impacto de las descargas provenientes de la Quebrada Carneros. Los primeros 400 m de este dique llevarán una cubierta de enrocado con un D_{50} de 300 mm, tal como se muestra el Plano B-36009. También se requiere de un refuerzo de 25 m de ancho de enrocado en el pie del dique, debido a la ubicación de la planicie de inundación, que se ubica a una cota de 66 msnm, así como del invert propuesto para Quebrada Carneros, cuya cota está a 60 msnm. Se espera que la sección del dique de protección ubicada aguas arriba de la cara de enrocado y que termina en la carretera, estará expuesta solo a flujos secundarios, y por tanto podría recubrirse con una capa de 200 mm de roca gruesa gradada con un D_{85} de 100 mm. La cubierta de enrocado en el pie del talud del dique podría reducirse a 3 m de ancho, tal como se muestra en el Plano B-36009.

Los canales piloto, los recortes de los meandros y la margen izquierda del canal de Quebrada Carneros que se ubica entre el tajo TG-1 y el depósito de roca estéril, no llevarán cobertura de refuerzo. Será necesario realizar programas anuales de inspección y de mantenimiento para estos canales, así como inspecciones regulares durante la temporada de avenidas. Si la erosión de las márgenes se tornara importante, podría ser necesario realizar obras de refuerzo de enrocado para proteger a márgenes.

Para el diseño de los cruces de camino y el cálculo del nivel del camino de acarreo que se ubicará entre el dique TG-1 y el depósito de roca estéril, se utilizó la descarga media diaria de 2 años estimada para la Quebrada Carneros, que es $15 \text{ m}^3/\text{s}$, conjuntamente con un nivel para el río Piura de 63 m, que corresponde al nivel promedio anual de avenidas. Se ha propuesto la construcción de alcantarillas de concreto para ambos cruces de camino en la Quebrada Carneros. Asumiendo un ancho de camino de aproximadamente 10 m, las cunetas tendrían casi 15 m de largo.

Para cubrir el caudal de diseño con una caída en el nivel de agua de aproximadamente 0.3 m, de aguas arriba a aguas abajo, se necesitarán cuatro alcantarillas de concreto de 1 m de alto por 2 m de ancho cada una. El cruce del camino de acarreo ubicado aguas abajo, deberá estar ubicado a una cota de aproximadamente 61.8 m. El resto del camino de acarreo, hacia el sur y que corre paralelo al canal de Quebrada Carneros, tendrá que tener por lo menos esa misma altura. Se espera que este cruce sea rebasado varias veces durante un año promedio, durante menos de un día cada vez.

Con el nivel del cruce de la vía de acarreo fijado a 1.5 m por encima de la base del canal, y las cunetas de alcantarillado cargadas hacia la margen este del canal de derivación, la gradiente de la superficie de la pista a la cresta del dique de derivación es de 10° . La gradiente hacia el terreno natural de la margen oriental (cota 66 msnm) sería de 21° . Esta gradiente podría reducirse cortando algo la vía de acarreo hacia la pared este del canal de derivación, de manera tal que se forme una gradiente más plana.

En el cruce de la pista que se ubicará aguas arriba, en la carretera a Chulucanas, la cota de la superficie de la pista deberá ser por lo menos menos 65.7 msnm

En ambos cruces se ha propuesto colocar colchones reforzados con malla de acero como medida de protección, con la finalidad de reducir la erosión en las salidas de las alcantarillas y proteger la superficie de rodadura de los caminos de los eventuales reboses que pudieran producirse. También se recomienda que el perfil de la vía descienda hasta el nivel la cota de diseño de las alcantarillas, en los puntos de ubicación de éstas.

De esta manera, en caso de producirse un rebose de agua sobre el camino, ésta se empozarará en la zona aguas abajo que ha sido recubierta con los colchones reforzados con malla. Se deberá colocar una capa de enrocado de espesor moderado, de 300 mm y D_{50} aproximadamente, en el relleno del camino cercano a las alcantarillas.

7. DISEÑO GEOTECNICO

7.1 General

Esta sección se refiere al análisis de estabilidad empleado para establecer la geometría de los taludes del dique de derivación requerido, según los criterios de diseño del proyecto que se detallan en la Tabla 4.2

El análisis de estabilidad se realizó en dos secciones representativas del dique de deflexión tal como se muestra en los Planos B-36006 y B-36007 adjuntos.

Con el objeto de refrendar los planos de planta del diseño a nivel factibilidad se ha efectuado una evaluación del dique de deflexión del río Piura y del dique de derivación de Quebrada Carneros. Se realizó un análisis bi-dimensional de estado límite en dos secciones típicas y perfiles geotécnicos empleando el programa Slope/W (Geoslope, 2001) y un modelo de equilibrio límite Morgenstern-Price con una función de distribución de cargas semi-sinusoidal entre las rebanadas. Los factores de seguridad fueron calculados para superficies de falla circulares y de bloque buscadas al azar.

La estabilidad fue analizada asumiendo un nivel freático estable de flujo estable entre los diques. La elevación del nivel freático para cada sección de las presas fue calculada sobre la base de l nivel máximo de una avenida instantánea para un período de retorno de 100 años y a una cota de 67 msnm. Se considera que los diques serán construidos de material que permitan el drenaje libre, por lo que no ha sido realizar un análisis se depresión rápida del nivel freático.

7.2 Análisis de Liquefacción

La información de los resultados de las pruebas SPT fue analizada para estudiar la posible liquefacción o la respuesta de la presión de poros del material de cimentación al estar sometido a cargas sísmicas. La prueba SPT es una medición de la densidad *in-situ* de materiales granulares no cohesivos. En el caso de materiales cohesivos de granulometría fina, la prueba SPT podría no dar un resultado de densidad que no es

representativo, debido a las presiones de poros que se generan durante la prueba. En este caso, el potencial de liquefacción fue evaluado utilizando el Criterio Chino (Marcuson, et al, 1990).

El potencial de liquefacción de suelos granulares se basó en el método presentado por Youd e Idriss (2001). En la Tabla 7.1 se muestra un resumen de los resultados obtenidos, los mismos que sugieren que algunos de los suelos cubiertos son susceptibles de liquefacción al ser sometidos a las cargas dinámicas de un evento sísmico, con una aceleración superficial máxima (PGA) equivalente a 0.25 g con un periodo de retorno de 1:475 años.

Tabla 7.1 Resumen de Análisis de Liquefacción bajo el Dique de Deflexión

UNIDAD DE SUELO	MEDIA (N_1) ₆₀	RANGO DE (N_1) ₆₀ NECESARIO PARA QUE F.S.= 1.0	POTENCIAL DE LIQUEFACCION BASADO EN YOU & IDRIS (2001)	POTENCIAL DE LIQUEFACCION BASADO EN MARCUSON ET AL (1990)
Arena suelta (Aluvial)	1.4 – 6.3	23 - 30	Licúa	-
Arena/ Arena limosa, medianamente densa (Aluvial)	22 – 27	30	Licúa	-
Arcilla limosa, compacta (Aluvial)	4 - 12	-	-	No Licúa
Arcilla limosa, consistente (Aluvial)	16	-	-	No Licúa
Arcilla limosa, muy dura (Tambogrande)	29	-	-	No Licúa
Grava arcillosa, densa y muy densa (Tambogrande)	29 – 73	21	No licúa	-
Arena limosa, densa (Volcánico Ereo)	35 – 42	28	No licúa	-

Habiendo determinado que algunos de los suelos sub-superficiales tienen potencial de licuefacción, se realizó un análisis de sensibilidad para determinar la magnitud que debería tener un fenómeno sísmico para generar dicha licuefacción. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 7.2 que se incluye a continuación y en el Anexo III adjunto. Sobre la base de un sismo de magnitud 6.5 M se calculó la aceleración máxima superficial (PGA) que sería necesaria para hacer que el material sub-superficial se licúe.

Tabla 7.2 PGA Requerido para Licuar Materiales Sub-superficiales

TALADRO	TIPO DE MATERIAL	PROFUNDIDAD SUPERIOR (m)	PROFUNDIDAD INFERIOR (m)	PGA PARA QUE LLEGUE A LICUAR (g)
DH-01-01	Arena Aluvial	0	2.4	0.10
	Arena y Grava Aluvial	2.4	5.4	0.53
DH-01-02	Arena Aluvial	0	1.2	0.19
	Arena Limosa Aluvial	6.8	9	0.21
	Arena Aluvial	9.9	11.4	0.19
	Arena Limosa Aluvial	11.4	14.4	0.20
	Arena Aluvial	14.4	15.8	0.16
DH-01-03	Arena (Aluvial)	0	3.8	0.08
	Arena Limosa (Aluvial)	5.1	8.4	0.31
	Arena (Aluvial)	8.4	11.4	0.42
	Arena Limosa (intemperizada)	15.6	20.5	0.62

Sobre la base de una revisión preliminar realizada sobre eventos sísmicos históricos desde 1587 a la fecha, se presume que el intervalo de recurrencia para un sismo de magnitud mayor a 6 M, que sea capaz de producir en la zona del proyecto una aceleración superficial máxima superior a 0.1 g, es del orden de 100 años. En la Tabla 2.4 se muestra una relación histórica de fenómenos sísmicos de magnitud igual o mayor a 6 M en un radio de 100 km de la zona del proyecto.

7.3 Dique de Derivación de la Quebrada Carneros

La Sección D-D' (ver Planos B-36006 adjunto) fue reproducida a partir del taladro DH-01-09 a lo largo del dique de derivación de la Quebrada Carneros. Los registros de SPT de este taladro fueron destruidos durante los disturbios sociales que ocurrieron en Tambogrande, por lo que la resistencia de los materiales sub-superficiales ha sido estimada conservadoramente sobre la base de descripciones geológicas y de suelos. Las condiciones bajo superficie son las siguientes:

- capas intercaladas de arena suelta/blanda y arcilla hasta 19.8 m (aluvial);
- grava y arena medio densa hasta 20.4 m (aluvial); y
- grava arcillosa hasta 24.1 m de profundidad (capa oxidada).

Las capas intercaladas de arcilla/arena fueron modeladas como arcillas y como arenas para el análisis de estabilidad.

La cresta del dique propuesto se ubica en la cota 68.5 msnm, lo que permite tener un borde libre de 1.5 m por encima del nivel de avenida instantánea de 100 años. La sección de diseño en esta zona tiene una altura aguas arriba de 8.5 m, en la parte que se encuentra con la excavación de 5 m de profundidad que se hará para la derivación de Quebrada Carneros, y una altura aguas abajo de 3.5 m. La base de la zanja de derivación estará cimentada sobre capas intercaladas de arcilla y arena suelta o blanda.

La Tabla 7-3 resume los resultados del análisis de estabilidad realizado. Se adoptó una pendiente de diseño de 2H:1V para el talud de aguas arriba del dique, lo que satisface el criterio de estabilidad estática. Bajo condiciones de post-liquefacción, y asumiendo que las capas intercaladas tienen un $\phi'_r = 3.4^\circ$ ó $c'_r = 10$ kPa, será necesario obtener un talud de 20H:1V o mayor para lograr un factor de seguridad de 1.1. Se desarrollaron parámetros residuales de resistencia de los suelos como parte de la evaluación de liquefacción. Debido a la falta de registros de conteo de golpes SPT

para el taladro DH-01-09, se asumió como representativos los resultados del análisis de liquefacción de otros taladros con suelos similares.

Tabla 7.3 Resumen de Estabilidad – Dique de Derivación de la Quebrada Carneros

CASO	TALUD	F.S. CONSTRUCCION	F.S. ESTATICO	c'_r (kPa)	ϕ'_r (°)	F.S. POST-LIQUEFACCION
Aguas Arriba	2H:1V	1.3	2.45	-	3.4	0.1
				10	-	0.5
Aguas Abajo	3H:1V	2.1	6.5		3.4	0.74
				10	-	0.8

El mejoramiento del terreno de cimentación mediante densificación podría resultar difícil. La densificación de las capas intercaladas de arcilla y arena podría alterar la arcilla y reducir su resistencia a nivel de resistencia residual.

La posibilidad de falla se considera mínima, dado que para la mayoría de los años los flujos de la derivación de Quebrada Carneros mayormente serán contenidos por el canal de derivación y por debajo de Elev. 66 m (nivel natural del terreno). El único caso que podría resultar preocupante sería la coincidencia de un fenómeno sísmico de magnitud superior al de un periodo de retorno de 100 años, en un momento de niveles de agua extremadamente elevados, y este riesgo se considera mínimo.

7.4 Dique de Deflexión del Río Piura

La sección E-E' (ver Plano B-36007 adjunto) transversal al dique del río Piura se ha tomado del taladro de perforación DH-01-03. Las condiciones bajo superficie son las siguientes:

- arena suelta hasta 11.4 m (aluvial);

- arcilla gravosa hasta 12.8 m (capa oxidada);
- limo arenoso hasta 15.6 m (capa oxidada); y
- limo arenosos hasta 20.1 m (Volcánico Ereó).

La cresta del dique de deflexión está aproximadamente 8.5 m por encima del nivel natural del terreno, que se encuentra a la cota 68.5 m, y tiene una pendiente de diseño aguas arriba de 2H:1V y aguas abajo de 3H:1V.

En la Tabla 7-4 resume los resultados del análisis de estabilidad realizado. Bajo condiciones estáticas, el talud aguas arriba tiene un factor de seguridad de 1.6. Empleando parámetros post-liquefacción, éste se reduce a 0.6, asumiendo que el ángulo de fricción residual de las arenas fuera de $\phi'_r=3.4^\circ$.

Tabla 7.4 Resumen de Estabilidad – Dique de Deflexión del Río Piura

CASO	TALUD	F.S. CONSTRUCCIÓN	F.S. ESTÁTICO	MEJORA DEL TERRENO	ϕ'_r (ARENA ALUVIAL)	F.S. POST-LIQUEFACION
Aguas Arriba	2H:1V	2.3	2.4	Ninguna	3.4	0.6
				Excavar y reemplazar	32	1.1
Aguas Abajo	3H:1V	2.5	2.6	Ninguna	3.4	0.5
				Excavar y reemplazar	32	1.3

El Plano B-36007 adjunto muestra que el círculo de falla para el factor de seguridad mínimo pasa por las capas de arena suelta aluvial y de arcilla blanda aluvial. En caso de densificarse la capa superior de arena, la superficie de falla sería empujada a profundidad a través de la arena aluvial medianamente densa.

Para lograr el factor de seguridad deseado, habría que excavar una área de 25 m de largo por 3.8 m de profundidad y rellenarla con arena compactada, o de lo contrario densificarla *in-situ*.

7.5 Diseño Geotécnico de la Pared del Tajo con Material de Cubierta Estéril

La sección transversal de la pared del tajo analizada en la sección D-D' comprende un corte de aproximadamente 15 m de profundidad de capas intercaladas de arena y de arcilla aluvial suelta y/o blanda. El diseño contempla una excavación con un talud de 3H:1V y un contrafuerte en el pie de 30 m de ancho de arena o enrocado, construido en toda la altura de la pared, para cumplir con el criterio de diseño bajo condiciones de post-liquefacción.

En la Tabla 7-5 se resume los resultados del análisis y los círculos de falla críticos se muestran en el Plano B-36006 adjunto. El análisis muestra que la pared del tajo será estáticamente estable en el corto plazo mientras se construye el contrafuerte. De no contarse con el contrafuerte, la pared del tajo fallaría bajo condiciones de post-liquefacción.

Tabla 7.5 Resumen de Estabilidad – Pared del Tajo en Sección D-D'

TALUD	REFUERZO/ SOPORTE	F.S. CONSTRUCCION	F.S. ESTATICO	ϕ'_r (ARENA ALUVIAL)	c'_r (ARCILLA)	F.S. POST- LICUACCION
3H:1V	Ninguno	1.1	2.7	3.4	-	0.7
				-	10	N/A
	Contrafuerte	N/A	2.7	3.4	-	1.3
				-	10	1.3

N/A – No analizado

La sección de la pared del tajo a lo largo del dique de deflexión del río Piura (Sección E-E') comprende una capa de arena suelta aluvial que cubre unos lentes delgados de arcilla los que a su vez cubren una capa de arena suelta aluvial medianamente densa

de aproximadamente 15 m de espesor. La Tabla 7-6 resume los resultados del análisis de estabilidad realizado para la pared del tajo. Esta sección también requiere de un contrafuerte de arena compactada o de enrocado para asegurar la estabilidad de la pared bajo condiciones de post-liquefacción. La pared del tajo podría fallar en la eventualidad que un fenómeno sísmico de magnitud igual o superior al previsto para un periodo de retorno de 100 años, si éste ocurriera antes que se concluya la construcción del contrafuerte de refuerzo.

Tabla 7.6 Resumen del Análisis de Estabilidad para la Pared del Tajo en la Sección E-E'

TALUD	SOPORTE	F.S. CONSTRUCCIÓN	F.S. ESTÁTICO	F.S. POST-LIQUEFACCION
3H:1V	Ninguno	1.8	1.9	0.5
	Contrafuerte	N/A	3.0	2.2

N/A – No analizado

Dependiendo del tipo de material que se emplee para la construcción de la pared del tajo, podría requerirse colocar una capa de filtro para prevenir la tubificación (piping) del terreno natural a través del contrafuerte de la pared del tajo. Si se utilizara para la construcción arenas provenientes del material estéril de cubierta, la capa de filtro no será necesaria, dado que la gradiente del contrafuerte será básicamente la misma que la del terreno natural. Si se empleara en cambio material estéril del depósito de óxidos para la construcción del contrafuerte, será necesario diseñar una capa de filtro apropiada.

7.6 Filtraciones a través de la Pared del Tajo

Se ha hecho una estimación de los niveles de filtración del río a través del dique y de los estratos subyacentes, haciendo uso del modelo de filtraciones que viene incorporado al programa SEEP/W (Geoslope, 2001).

La Tabla 7-7 muestra los resultados de la modelación de filtraciones. Para analizar las filtraciones hacia el tajo evaluaron tres escenarios, cada uno corrido dos veces con distintas conductividades hidráulicas para arenas aluviales.

El Caso A corresponde a filtraciones en el tajo asumiendo un nivel de avenida a una cota de 64 m; el Caso B corresponde a niveles de agua a 60 m y el Caso C a condiciones de sequía con la superficie del agua a una cota de 59 m. El Caso C también considera que la superficie del agua se ubica a 400 m al sur de la pared del tajo.

Estos resultados demuestran que las filtraciones en el tajo abierto por debajo del dique podrían ser de entre 44 y 163 L/s, dependiendo de la conductividad hidráulica de los materiales aluviales. Para evitar que esta agua entre en contacto con las rocas que tienen propensión a generar aguas ácidas que luego requerirán de tratamiento, el proyecto propone interceptar las filtraciones en el pie del contrafuerte estabilizador de la pared del tajo. Esto se lograría incorporando un filtro inverso en el pie de la base del contrafuerte que comprenda un dren de grava rodeado de filtros adecuados que impidan la infiltración del material fino de la pared del tajo y del del contrafuerte de arena o de enrocado hacia el dren. Para recolectar las filtraciones se colocaría un tubo de plástico corrugado y perforado de 8" de diámetro, recubierto de tela de filtro en el centro del dren de grava. Las filtraciones serían recolectadas y retornadas ya sea al proceso de molienda o de ser necesario, bombeadas hacia el depósito de relaves o descargadas nuevamente al río Piura.

Tabla 7.7 Resumen de Análisis de Filtraciones del Dique de Derivación del Río Piura

MODELO	ESCENARIO	CAPA HIDRO- ESTRATIGRAFICA	CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE LA CAPA (m/s)	FLUJO POR CAPA (L/s/m)	FLUJO TOTAL (L/s/m)	FLUJO TOTAL HACIA EL TAJO POR DEBAJO DEL DIQUE (L/s)
1	Caso A (Cota: 64 m)	Arena	5.0E-05	0.110	0.129	245
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.012		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.004		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		
2	Caso B (Cota: 60 m)	Arena	5.0E-05	0.068	0.086	163
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.011		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.004		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		
3	Caso C (Cota: 59 m)	Arena	5.0E-05	0.010	0.024	46
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.008		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.004		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		
4	Caso A (Cambio en Conductividad Hidráulica del Acuífero Aluvial)	Arena	1.0E-05	0.014	0.032	61
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.011		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.004		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		
5	Caso B (Cambio en Conductividad Hidráulica del Acuífero Aluvial)	Arena	1.0E-05	0.006	0.023	44
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.010		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.004		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		
6	Caso C (Cambio en Conductividad Hidráulica del Acuífero Aluvial)	Arena	1.0E-05	0.000	0.008	14
		Roca Fracturada	5.0E-07	0.002		
		Roca Poco Fracturada	1.0E-07	0.003		
		Roca Competente	5.0E-08	0.003		

7.7 Filtros y Protección Contra la Erosión

Tal como se menciona en la Sección 6 de este informe, la superficie exterior del dique TG-1 requerirá de una protección contra la erosión. El diámetro promedio de la roca empleada en el enrocado deberá ser de 800 mm, con un espesor de capa de 1,600 mm. Para evitar el fenómeno de tubificación (piping) de los sedimentos arenosos bajo la superficie y los materiales de construcción del dique, se ha previsto una tolerancia para colocar una capa de filtro de 1,000 mm de espesor. Esta capa de filtro posiblemente esté compuesta de dos y quizás hasta de tres filtros separados para lograr obtener la protección necesaria contra la tubificación.

Para asegurar la migración del material de granulometría fina por debajo de la superficie a través del enrocado y reducir la consiguiente erosión, se ha revisado la compatibilidad entre los materiales de construcción del dique, las capas de filtro y el enrocado. El criterio empleado para el análisis de compatibilidad del filtro se describe en detalle en la Sección 4.2.4

La granulometría de los materiales de construcción y el enrocado ha sido obtenida mediante pruebas de laboratorio de materiales representativos provenientes de las calicatas y de los taladros de exploración perforados. La granulometría del enrocado (rip-rap) se determinó en el diseño hidráulico (ver Secciones 6.2.1 y 6.2.3)

Tabla 7.8 Envoltentes de la distribución granulométrica para los filtros

CAPA	D_{15}^{min} (mm)	D_{15}^{max} (mm)	D_{50}^{min} (mm)	D_{50}^{max} (mm)	D_{85}^{min} (mm)	D_{85}^{max} (mm)	ESPESOR DE LA CAPA (mm)
Enrocado (río Piura)	350	-	-	800	-	1200	1600
Enrocado (Cruce de Pista)	-		-	400	-		800
Enrocado (dique de protección – Sección F - F')	-	150	-	300	-	500	600
Enrocado (dique de protección – Sección G-G')		-	-	-	-	150	200
Capa de Filtro 2 (Grava de TG-1)	15	20	40	50	70	90	500
Capa de Filtro 1 (Arena de cubierta)	0.8	1.0	3.0	4.0	12	18	500

El dique de deflexión del río Piura requerirá de dos capas de filtro. El dique de protección de la Quebrada Carneros solo requerirá de una capa de filtro, aunque de granulometría diferente al material que será empleado para los filtros del río Piura. Los filtros del río Piura funcionan para el tamaño de enrocado empleado para el dique de protección de la Quebrada Carneros, de manera que al utilizarlo se ahorra el costo de tener que producir un filtro de granulometría diferente.

La capa de filtro 1, que será colocada directamente sobre el material de construcción del dique y en la base de los canales, ha sido especificada de un espesor nominal de 500 mm. En caso que se pueda asegurar la calidad de colocación de una capa con esas características, se podría colocar una capa de un espesor menor. Sin embargo, en la base de la excavación del canal de Quebrada Carneros, donde se presume que pueda haber agua, el especificar una capa de mayor espesor nominal ayudaría a asegurar la protección necesaria.

7.8 Conclusiones

Los diseños propuestos para el dique de deflexión del río Piura y el dique de derivación de la Quebrada Carneros satisfacen los criterios de diseño de estabilidad especificados.

El dique de la Quebrada Carneros, aún cuando satisface los criterios de estabilidad estática, sufrirá deformaciones en caso de ocurrir un sismo. La probabilidad de que ocurra un fenómeno sísmico simultáneamente con una avenida se considera mínima. Consecuentemente, en caso de ocurriera una deformación, es poco probable que el flujo de agua del canal de desviación de la quebrada Carneros ingrese al tajo.

8. CONSTRUCCION

8.1 General

Las obras propuestas se muestran en el Plano B-36002 adjunto y son las siguientes:

- 1) Canal del Río Piura: excavación de un canal de 1400 m de largo por 150 m de ancho a lo largo del lado izquierdo (lado sur) del cauce existente.
- 2) Canal de la Qda. Carneros: canal de derivación de 1200 m de largo y 30 m de ancho, adyacente al cauce actual de la Qda. Carneros.
- 3) Dique de deflexión del Río Piura, que se extendería hacia el norte para luego convertirse en el canal de derivación de la Quebrada Carneros. La longitud total del dique propuesto es de aproximadamente 3,500 m.

Las actividades de construcción se desarrollarían durante la época de estiaje, con la finalidad de reducir la influencia del río y permitir que todos los trabajos puedan completarse en una temporada, con la excepción quizás del dique de deflexión, tal como se menciona a continuación.

Se asume que las obras de excavación de los canales de desviación se realicen utilizando retroexcavadoras y camiones articulados y un bulldozer permanente en cada uno de los puntos de almacenamiento del desmonte. Se espera que la excavación del cauce en el río Piura se realice desde las riberas del río hacia tierra firme, no habiéndose previsto la necesidad de desaguar los lugares de excavación. Otros métodos de excavación no considerados en este momento pero que podrían reducir los costos de construcción son el dragado y la inducción artificial de la erosión natural del río.

El dique de deflexión/derivación será construido empleando arenas compactadas aptas para construcción y roca intemperizada provenientes del tajo TG-1, con enrocado y rip-rap en los taludes de aguas arriba del río. También se construirá un espigón de protección contra la erosión, de aproximadamente 2 m de ancho en el pie de los taludes.

Se anticipa que los filtros se harán con arena gradada de material estéril de cubierta y roca estéril provenientes del TG-1, mientras que el enrocado se estima que será procesado a partir del material estéril de la mina.. El material proveniente de la mina se pasará primero por una criba para separar el material especificado para el enrocado y luego por una malla para remover los finos y producir el material de filtro requerido.

8.2 Preparación de la Cimentación

El análisis del diseño para el dique de deflexión del río Piura especifica la necesidad de mejoramiento del terreno por debajo de ciertas secciones del dique para satisfacer los criterios de estabilidad post-liquefacción. Esto podría hacerse ya sea mediante la excavación y reemplazo de la arena suelta aluvial, o densificando los materiales *in-situ*. El área aproximada que se ha identificado que podría requerir de un mejoramiento del terreno es de 350 m de ancho por 800 m de largo y 4 m de profundidad.

La densificación *in-situ* de los suelos se puede lograr de varias maneras:

1. Compactación dinámica: cargando repetidamente la superficie del suelo haciendo caer de una grúa un peso de gran tamaño, que se deja caer sobre un reticulado trazado sobre el área a ser compactada. Luego de realizar un pase haciendo caer el peso sobre el reticulado se rellenan las depresiones con arena y luego se repasa con un rodillo vibrador. Este proceso se repite nuevamente hasta lograr la densidad de terreno requerida.
2. Compactación con explosivos: se detonan explosivos en el material sub-superficial, induciendo una onda de choque, la misma que genera una licuación temporal de las arenas que luego se reacomoda en un estado más denso, a medida que la presión intersicial de agua generada se disipa.
3. Vibroflotación: se introduce en el suelo una gran sonda rotatoria y una vez que se alcanza la profundidad proyectada, unos surtidores orientados hacia arriba lanzan agua a través del espacio anular generado alrededor de la sonda y se rellena el espacio anular con arena a medida que la sonda se va retirando lentamente. La vibración hace que la arena colocada dentro del hueco forme una columna de material denso y compacto.

Todos los métodos de densificación descritos anteriormente son más adecuados para arenas que para arcillas, ya que se basan en la liquefacción de la masa del suelo para así lograr una mayor densidad. En el caso de las arcillas, la desestabilización mediante compactación dinámica o el uso de explosivos puede resultar en una falla por corte de las arcillas, reduciéndole su resistencia residual. El método de vibroflotación no desestabiliza las capas de arcilla tanto como los otros dos métodos.

Se estima que la profundidad de compactación requerida sea tan solo la capa superior de 4 m del perfil del suelo (la arena suelta aluvial). Los primeros 1 a 2 m requerirán de compactación empleando métodos convencionales.

El método más apropiado de densificación *in-situ* será mediante compactación dinámica empleando una grúa y un peso. El costo de movilizar un equipo de vibroflotación resulta bastante caro si se compara con el de una grúa con su peso. La compactación mediante el uso de explosivos no es muy apropiada para el caso de suelos poco profundos.

Una alternativa a cualquiera de estos métodos de densificación *in-situ* sería la excavación de la arena suelta aluvial hasta alrededor de la cota 55 m y su posterior reemplazo con capas de relleno de arena compactada, al igual que en el método recomendado para la construcción del dique. El material se coloca capas de 0.3 m y luego se compacta con un rodillo vibrador. La principal desventaja del método de excavación y relleno es la necesidad de desaguar la zona de excavación.

En general, en la preparación de la cimentación para los diques incluye la remoción de cualquier capa superficial de material orgánico y la posterior pasada de un rodillo vibrador. Cualquier zona con material muy suelto deberá excavarse y luego rellenarse con material compactado seleccionado.

Se supone que el material de excavación será utilizado en la construcción del dique del depósito de relaves, y en caso de no ser apto para ese fin, se almacenará en las pilas de material estéril.

8.3 Desaguado

Será necesario hacer obras que permitan el desaguado tanto durante la excavación del tajo abierto como durante la construcción del dique de deflexión. Se ha observado que la napa freática en la zona se encuentra a una profundidad de entre 0.5 m y 2.0 m por debajo de la superficie. La profundidad para llegar a la formación Tambogrande es de más o menos 15 m. Existen dos métodos para desaguar:

1. Bombeo Abierto: Mediante la construcción de zanjas de desagüe y bombeo del agua simultáneamente con la excavación.
2. Drenaje previo: Instalando un sistema de pozos de bombeo y/o pozos de desagüe antes de iniciar la excavación.

Bombeo Abierto: Debido a la presencia de capas intercaladas de arcilla y zonas con material fino en la zona de cubierta del tajo abierto, el uso de pozos de bombeo para desaguar la zona podría no funcionar adecuadamente en ciertos sectores, por lo que se considera que un sistema escalonado de zanjas podría resultar más efectivo para captar las filtraciones de las distintas capas de material que tiene el material de cubierta. Se abriría una zanja periférica alrededor de la zona de trabajo, desde la que se bombearía el agua para deprimir la napa freática. Luego se procedería con los trabajos de excavación hasta que la superficie se empiece a humedecer (a una profundidad nominal de 5 m). Luego se abriría otra zanja en el pie de esta excavación para después bombear nuevamente hacia afuera el agua que ingrese a la excavación.

El canal de derivación de la Quebrada Carneros comprende una excavación de 5 m de profundidad a través de material suelto y capas intercaladas de arena suelta y arcilla blanda, por lo que en esa zona podría requerirse de una excavación adicional de hasta 2.6 m para instalar las capas de filtro y de enrocado. La napa freática observada en la zona de construcción del canal de derivación se encuentra a 3.5m de la superficie.

Drenaje Previo

El uso de pozos de bombeo podría no ser el más adecuado debido a la enorme variabilidad en la conductividad hidráulica de las capas intercaladas de arcilla y arenas. Los pozos contarían con una rejilla ranurada y una bomba sumergible en cada uno. La eficiencia de los pozos podría mejorarse mediante la instalación de drenes de arena verticales en taladros de 24 pulgadas de diámetro. Luego que el proceso de drenaje haya sido concluido, los pozos pasarían a formar parte del programa de desagüe de mantenimiento permanente que se requerirá posteriormente.

Para desaguar la capa superficial se podría usar una serie de pozos tubulares, ubicados quizás cada 3 m alrededor del tajo abierto. Este sistema también podría ser aplicado para el dique de la Quebrada Carneros. En el tajo abierto, también podría ser necesario aplicar un sistema de pozos tubulares de etapas múltiples para el desagado de la mina.

8.4 Almacenamiento de Material Aluvial de Excavación

En la zona del tajo, así como en la zona de los diques de deflexión/derivación, se harán excavaciones y habrá que hacer mejoramiento del terreno mediante el relleno con material compactado. Se presume que el material que se ubica por debajo del dique propuesto esté compuesto por arenas aluviales sueltas y arcillas aluviales blandas.

El material de excavación de la derivación de Quebrada Carneros y de la cubierta del tajo TG-1 en el área de la Quebrada Carneros, se almacenará en la pila de material estéril de cobertura que se ubicará al norte del lugar propuesto para la ubicación del depósito de roca estéril.

El material excavado provendrá de cuatro fuentes:

- El canal de derivación de Quebrada Carneros – 340,000 m³ (todo iría a la pila de almacenamiento);

- Canal de derivación del río Piura – 300,000 m³ (nada a la pila de almacenamiento; todo sería empleado para construcción);
- Cobertura del tajo abierto TG-1 – 8'280,000 m³ (50% para ser usado en la construcción y el 50% restante a la pila de almacenamiento); y
- Recorte del meandro de la Quebrada Carneros – 71,000 m³ (todo a la pila de almacenamiento).

En caso que se decida construir el canal de recorte del meandro del río Piura, la cantidad de material excavado en ese caso sería de 1'400,000 m³.

Empleando un factor de esponjamiento de 12% (Caterpillar, 1995) para convertir los volúmenes *in-situ* a volúmenes excavados, el volumen total de material excavado que requerirá ser luego almacenado en la pila de material estéril de cubierta sería del orde de 4'500,000 m³.

El porcentaje de material estéril de cubierta que provendrá de la excavación del tajo TG-1 y que requerirá ser almacenado en la pila de material de cubierta ha sido estimado sobre la base de la presunción que la mayor parte del material aluvial depositado en la Quebrada Carneros está compuesto de capas intercaladas de arena y arcilla, mientras que el material del río Piura está compuesto mayormente de arena con algunos lentes de arcilla. Se ha estimado estima que el material de cubierta que se removerá del tajo TG-1 está compuesto en un 50% por material proveniente de los depósitos de la Quebrada Carneros y el otro 50% de material proveniente del río Piura.

La identificación de las arenas aptas para construcción se hará a medida que se realiza la excavación. Sin embargo, no se anticipa que se pueda recuperar con éxito ciertas capas delgadas (< 3 m) de material adecuado, ya que muy probablemente saldrían mezclados con materiales arcillosos o limosos no aptos.

8.5 Control de la Erosión

Con el propósito de reducir los niveles de erosión en los diques y en el contrafuerte de la pared del tajo por efecto de las filtraciones emergentes y el agua de escorrentía, será necesario revegetar la superficie de los taludes tan pronto como se concluya la construcción de éstas. Es muy probable que la revegetación se haga con pastos de la zona y leguminosas de origen nativo.

8.6 Listado y Cuantificación de Materiales

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1.0	CANAL DE DERIVACIÓN DE LA QUEBRADA CARNEROS		
1.1	Limpieza y desbroce	m ²	80,000
1.2	Excavación de canal de derivación	m ³	340,000
1.3	Colocación de capa de filtro 1 (arena)	m ³	24,000
1.4	Colocación de capa de filtro 2 (Grava de <100 mm)	m ³	24,000
1.5	Colocación de enrocado de protección contra erosión (<1200 mm)	m ³	77,000
1.6	Excavación para el recorte del meandro	m ³	71,000
2.0	CANAL DE DERIVACIÓN DEL RÍO PIURA		
2.1	Limpieza y desbroce	m ²	150,000
2.2	Excavación de canal de derivación	m ³	300,000
3.0	DIQUE DE DEFLEXIÓN / DERIVACIÓN		
3.1	Limpiar y desbrozar cimientos del dique	m ²	115,000
3.2	Apisonar adecuadamente zona de cimientos	m ²	115,000
	MEJORAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN, YA SEA MEDIANTE 3.3(a), 3.3(b) ó 3.4.		
3.3a	Excavación de material no apto para cimentación a lo largo de sección del Río Piura (50 m de ancho x 1000 m de largo x 4 m de profundidad)	m ³	200,000
3.3b	Reemplazar y compactar arenas de relleno en sección del Río Piura para cimientos del dique	m ³	200,000
3.4	Compactación dinámica de cimentación en sección del Río Piura de 50 m de ancho x 1000 m de largo	m ²	28,000
3.5	Colocar y compactar material de relleno para el dique de deflexión / derivación	m ³	400,000
3.6	SECCIÓN F - F' DEL DIQUE DE PROTECCIÓN		
3.6.1	Rocas grandes (gabiones)	m ³	11,800
3.6.2	Colocación de enrocado / protección contra erosión	m ³	5,100
3.7	SECCIÓN G – G' DEL DIQUE DE PROTECCIÓN		
3.7.1	Colocación de enrocado/protección contra erosión (< 1500 mm)	m ³	500
3.8	DIQUE DE DEFLEXIÓN / DERIVACIÓN		
3.8.1	Colocación de capa de filtro 1 (arena)	m ³	23,500
3.8.2	Colocación de capa de filtro 2 (grava < 100 mm)	m ³	23,500
3.8.3	Colocación de enrocado / protección contra erosión (<1200 mm)	m ³	75,000
4.0	CONTRAFUERTE DEL TAJO		
4.1	Arena y enrocado compactado	m ³	610,000
4.2	Filtros (arena) (de ser necesario)	m ³	65,000

9. EVALUACIÓN CUALITATIVA DE RIESGOS

Se ha realizado una evaluación de los principales riesgos relacionados con las obras de ingeniería del río propuestas (Klohn Crippen, 2000) que han podido ser identificados por Klohn Crippen. Los mayores riesgos identificados serían aquéllos que presentando una probabilidad de ocurrencia que va desde Alta hasta Baja (de A hasta B) se presentan conjuntamente con una severidad que va desde Grave hasta Baja (de G a B). Los principales riesgos que han podido ser identificados se resumen en las siguientes secciones, conjuntamente con los factores de compensación propuestas para el manejo y control de dichos riesgos.

Nivel 1

Riesgos con alta probabilidad de ocurrencia y graves consecuencias (A-G).

Ninguno

Nivel 2

Riesgos con una alta probabilidad de ocurrencia y consecuencias considerables (A-C) y riesgos con moderada probabilidad de ocurrencia y graves consecuencias (M-G)

1011 Rebalse del dique (avenida de 100 años) y subsiguiente inundación del tajo. Un borde libre de 1.5 m proporciona protección adicional hasta en el caso de una avenida para un periodo de retorno de 500 años. Se puede proporcionar una protección adicional en caso de requerirse una respuesta de emergencia mediante la construcción de diques adicionales o la colocación de bolsas de arena.

1013 Meandro del río que haga circundar el dique para luego inundar el tajo. El dique de deflexión ha sido extendido a lo largo del lado este del tajo abierto para brindar protección adicional, por lo que la posibilidad real de que ocurra un fenómeno de este tipo se reduce a Mínima.

1016 Erosión del enrocado, falla del dique como consecuencia y posterior inundación del tajo. Implementación de programas de control, mantenimiento y revisión de diseño permanentes respecto al comportamiento de los diques e

hidrología/ hidráulica del río durante las operaciones. Esto reduciría el riesgo de ocurrencia a Bajo.

Nivel 3

Riesgos con alta probabilidad de ocurrencia y moderadas consecuencias (A-M), riesgos con moderada probabilidad de ocurrencia y consecuencias considerables (M-C), riesgos con baja probabilidad de ocurrencia y graves consecuencias (B-G).

1015 Elevados niveles de filtración y tubificación ocasionan la falla del dique y posterior inundación del tajo. Se ha reducido a baja la probabilidad de ocurrencia mediante la preparación de los estudios de factibilidad de la zona y del diseño. El riesgo se podrá reducir aún más al momento de elaborar el diseño de detalle.

1121 Cauce circundante ingresa a Quebrada Carneros, ocasionando la inundación parcial del tajo. Construir espigones adicionales empleando roca estéril. El diseño de factibilidad reduce esta posibilidad de ocurrencia.

1012 Licuación de los cimientos, ocasionando la falla del dique y una posible inundación del tajo. Las investigaciones y diseño realizados a nivel factibilidad en la zona del proyecto, permiten la densificación de suelos de arena suelta.

1014 Zona de alta filtración, resultando en elevados niveles de bombeo y consecuentemente de costos. Es necesario realizar investigaciones del emplazamiento del proyecto y estudios de diseño adicionales para la etapa de diseño de detalle. Es posible que se requiera construir una pantalla de lechada de bentonita para controlar los flujos de filtraciones.

Nivel 4

Riesgos con considerable probabilidad de ocurrencia y bajas consecuencias (C-B), riesgos con modera probabilidad de ocurrencia y consecuencias moderadas (M-M), y riesgos con baja probabilidad de ocurrencia y consecuencias considerables (B-C).

1017 La percepción pública en el bajo Piura (aguas abajo) podría generar demoras en los procesos de autorización y/o compensación. Se requiere coordinar estrechamente con la comunidad y organizar talleres de educación e información.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 Conclusiones

Se requiere hacer obras de derivación que permitan desviar el río Piura y la Quebrada Carneros hacia los lados sur y este de la ubicación propuesta para el tajo abierto, respectivamente. El río Piura va a requerir de un dique de encauzamiento a lo largo del límite sur del tajo y la excavación de su correspondiente canal piloto. La Quebrada Carneros también va a requerir de un canal piloto y de la extensión del dique de enrocado del río Piura a lo largo del lado oeste del canal (lado este del tajo abierto). También se construirá un pequeño dique de protección para proteger a los pobladores de la planicie inundable de Quebrada Carneros, al noreste del tajo abierto. En este informe se presenta el estudio de factibilidad para estas obras, resumiéndose las principales conclusiones del estudio como sigue:

1. El extremo sureste del tajo abierto TG-1 está ubicado cerca de la confluencia de Quebrada Carneros con el río Piura. El río Piura es uno de los principales ríos del Perú y en la zona de Tambogrande tiene una cuenca de captación de aproximadamente 5,900 km². El río Piura es muy dinámico y la ubicación del cauce principal del río cambia constantemente. Cerca a Tambogrande, el río discurre a través de un meandro que presenta un ancho de hasta 1 km.
2. El caudal de diseño seleccionado para el río Piura corresponde a un evento con un periodo de retorno de 100 años y es de 5,270 m³/s. El dique de deflexión tiene una borde libre de 1.5 m, lo cual brindará protección contra avenidas con caudales de hasta 500 años de periodo de retorno. Los fenómenos de El Niño corresponden a eventos de precipitación superior al promedio, sin embargo, no siempre corresponden a caudales de magnitud máxima. Los eventos más importantes, desde el punto de vista de las avenidas, fueron los de 1983 y 1998. El de 1998, por ejemplo, registró caudales de hasta 3,750 m³/s, lo que equivale a un periodo de retorno de alrededor de 25 años.
3. La Quebrada Carneros tiene una área de captación de 132 km². El caudal de diseño para Quebrada Carneros es de 700 m³/s. Este caudal de diseño ha sido determinado sobre la base de compararlo con la información del río San Francisco, ubicado justo al este de

Tambogrande, y en observaciones hechas en el campo de los niveles de avenida registrados en El Niño de 1998.

4. La derivación del río Piura y de la Quebrada Carneros va a requerir de la construcción de alrededor de 2 km de diques de protección contra inundaciones y la consecuente reubicación de los actuales cauces naturales mediante la construcción de canales piloto.
5. Se realizó un programa de investigación del emplazamiento del proyecto, que incluyó perforaciones, calicatas y trabajos de geofísica a lo largo del alineamiento de los diques propuestos. La cimentación de los diques está conformada por capas intercaladas de arenas y arcillas. Las arenas varían de suelta hasta densa, y en algunas zonas podrían licuarse en caso de ocurrir un sismo de magnitud de diseño. Será necesario densificar y/o remover suelos de material suelto.
6. Los diques serán construidos con material de relleno compactado (principalmente arenas). Las obras de control de la erosión incluyen una capa de enrocado (diámetro <1200 mm) sobre una capa de filtro compuesta de grava y ésta, colocada a su vez sobre una capa de filtro compuesta de arena (de ser necesaria). Para brindar protección adicional contra la erosión se construirá un espigón de pie de 15 m de ancho, ubicado a 2 m por debajo del nivel inferior del río.
7. En la Quebrada Carneros, se cortarán dos meandros y se instalarán dos cruces de camino con alcantarillas. Para el corte de los meandros se construirán canales piloto de 30 m de ancho sin recubrimiento. La Quebrada Carneros discurrirá por un canal de derivación excavado entre el dique TG-1 y el botadero de roca estéril. En ese lugar, la margen derecha y una sección de la solera llevarán una protección se enrocado sobre cara que mira hacia el dique TG-1, mientras que la margen izquierda se dejará sin revestimiento de enrocado. Será necesario realizar inspecciones de mantenimiento regulares en todas las obras de derivación.
8. Se ha diseñado un dique de protección con una elevación de cresta de 68.5 msnm para proteger las viviendas existentes de los pobladores de eventuales inundaciones. Estas viviendas están ubicadas en la planicie inundable de Quebrada Carneros, al noreste del tajo abierto propuesto.
9. Los diques de deflexión y los canales piloto son estructuras temporales que solo serán utilizadas durante el periodo de operación de la mina. Las modificaciones propuestas al comportamiento del río para proteger el tajo abierto no son tan significativas como para afectar el comportamiento general de los ríos de la zona. Luego de concluida la

operación de la mina, los diques serán retirados y los ríos retornarán a sus condiciones preexistentes.

Este informe representa una evaluación a nivel factibilidad de la hidrología de avenidas y de las obras de ingeniería hidráulica requeridas. Esto constituye el primer paso de una evaluación continua de la hidrología e hidráulica que llevará luego a una etapa de diseño de detalle. El Instituto de Hidrología e Hidráulica de la Universidad de Piura en Piura, Perú, ha realizado una revisión independiente de los principales componentes del presente estudio. Dado que se trata de un diseño a nivel factibilidad, no podrá ser utilizado como base para realizar obras de construcción.

10.2 Recomendaciones

Para proceder con los diseños a la etapa siguiente de factibilidad, se recomienda realizar los siguientes trabajos adicionales:

Manejo de Aguas

- Hacer un mayor análisis de avenidas de la Quebrada Carneros para poder definir mejor los valores de diseño establecidos;
- Determinación de caudales coincidentes en el río Piura al momento de la ocurrencia de avenidas en la Quebrada Carneros; y
- Modelaje físico o matemático bidimensional de los diques de derivación del río Piura y TG-1 propuestos, incluyendo un análisis del fenómeno de transporte de sedimentos con modelos de cauce dinámico, por ejemplo. Esto permitirá hacer una evaluación detallada de la erosión del cauce del río durante fenómenos de avenida y mejorar el cálculo de velocidades de impacto de las aguas contra el dique.

Geotécnica

- Elaboración de un programa SPT a lo largo de la alineación del dique de deflexión/derivación, para confirmar las zonas de suelos que presentan potencial de licuación

Hidrogeología

- Una prueba de bombeo en la zona entre el dique de deflexión y el tajo abierto podría ayudar a determinar los requerimientos de desagüe del tajo abierto.

KLOHN CRIPPEN CONSULTANTS LTD.

Rick Rodman, P.Eng.

Ingeniero Senior de Recursos Hídricos

Carlo Cooper, M.EngSc.

Ingeniero Geotécnico

Rob Marsland, P.Eng.

Gerente del Proyecto

Harvey McLeod, P.Eng.

Revisor Senior

PROTECCIÓN MUTUA

Como una medida de protección mutua para *Manhattan Sechura Compañía Minera S.A.*, el público en general y nosotros mismos, todos estos informes y planos han sido presentados a *Manhattan Sechura Compañía Minera S.A.*, para un proyecto específico y la autorización para el uso y/o publicación de la información, comentarios, conclusiones o resúmenes de o referidos a nuestros informes y planos estará sujeta a una aprobación previa, emitida por escrito.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N.A. and W.J. Silva (1997). *“Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes”*; Seismological Research Letters, Vol. 68, No. 1, pp. 94-127.
- Casaverde, L.A. and J.N. Vargas (1980). *Zonificación sísmica del Perú. II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica. Dic. 1980. Lima, Perú. pp1-32.*
- Casaverde, L.A. and J.N. Vargas (1984). *Seismic Risk in Perú. Proc. 8th WCEE, San Francisco, Vol. 1, pp.93-100.*
- Castillo, J., Alva, J. (1993). *Peligro Sísmico En Perú. Proc. Vii Congreso Nacional De Mecánica De Suelos E Ing. De Cimentaciones, Lima, Perú, Pp.409-431.*
- Castillo, J. (1994). *Peligro Sísmico en el Perú. Thesis Civil Eng., Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, pp. 173.*
- Caterpillar Performance Handbook, Edition 26. (October 1995). pp 24-4. October 1995.
- Douglas, M.W., Peña, M., Ordinola, N., Flores, L., Boustead, J. and J.L. Santos (unpublished). *Synoptic and Spatial Variability of the Rainfall along the Northern Peruvian Coast during the 1997-8 El Niño Event.*
- Geoline SA (March 2001). *Report on Geophysical Survey: Seismic Refraction Study – Quebrada Carneros – Diversion Dyke & Ditch Valley.*
- Geoslope (2001). SLOPE/W computer model.
- Gutscher, M.-A., Malavieille, J., Lallemand, S., and Collot, J.-Y. (1999a) *Tectonic Segmentation of the North Andean Margin: Impact of the Carnegie Ridge Collision*, Earth and Planetary Science Letters 168, pp. 255-270.
- Gutscher, M.-A., Olivet, J.-L., Aslanian, D., Eissen, J.-P. and Maury, R. (1999b) *The “Lost Inca Plateau”: Cause of Flat Subduction Beneath Peru?*, Earth and Planetary Science Letters, 171, pp. 335-341.
- Gutscher, M.-A., Spakman, W., Bijwaard, H. and Engdahl, E.R. (2000) *Geodynamics of Flat Subduction: Seismicity and Tomographic Constraints from the Andean Margin*, Tectonics, Vol. 19, No. 5, pp. 814-833, Oct.
- International Commission on Large Dams (ICOLD) (1994). *Tailings Dams: Design of Drainage. Review and Recommendations. Bulletin No. 97. Paris.*

- Kelleher, J., and McCann, W. (1976). *Buoyant Zones, Great Earthquakes, and Unstable Boundaries of Subduction*, Vol. 81, No. 26, pp. 4885-4896, Sep.
- Klohn-Crippen Consultants Ltd. (April 19, 2000). *Tambogrande Project - Preliminary Assessment of River Engineering*. Report prepared for Manhattan Sechura Compañía S.A.
- Klohn-Crippen Consultants Ltd. (June 9, 2000). *Tambogrande Project Risk Assessment*. Report prepared for Manhattan Sechura Compañía S.A.
- Klohn, E.J. (1979) *Seepage Control For Tailings Dams*. Mine Drainage, The Proceedings Of The First International Mine Drainage Symposium, Denver, Colorado.
- Koumoto, T., Houslyby, G.T. (2001) *Theory & Practice of the Fall Cone Test*. Geotechnique Vol 51, No8 pp.701-712.
- Leureriro J., Machare J.Y., Sebrier M., (1991). *Actualización del Mapa Neotectónico del Perú a Escala 1:2'000,000*. Volumen de Resúmenes Extendidos VII Congreso Peruano de Geología, Lima 1991 (in Spanish).
- Marcuson et al. (1990).
- McCann, W.R., Nishenko, S.P., Sykes, L.R. and Krause, J. (1979). *Seismic Gaps and Plate Tectonics: Seismic Potential for Major Boundaries*, Pageoph, Vol. 117, pp. 1082-1147.
- McGuire, R.K. (1974). *Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regression, Earthquake Magnitude and Distance*. M.I.T. Dept. of Civil Eng., Research Rept. R74-51, 371p.s
- Mitouard, P., Kissel, C. and Laj C. (1990). *Post-Oligocene Rotations in Southern Ecuador and Northern Peru and the Formation of the Huancabamba Deflection in the Andean Cordillera*, Eartha and Planetary Science Letters, 98, pp. 329-339.
- Moreano, J.F. S. (1994). *Estudio Sismico de la Region del Nor-Oeste Del Perú*, Geologia Universalia, Vol. 50, No.1, pp. 43-55.
- NCEER (1998).
- NGDC/NOAA (1997). *Seismicity Catalogue, CD-ROM*, Collection, National Geophysical Data Center.
- National Earthquake Information Centre (NEIC). (2001).

- Quinn, William H. and Victor T. Neal (1987). “*El Niño Occurrences Over the Past Four and a Half Centuries*”, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 92, No. C13, pp. 14,449-14,461, December 15, 1987.
- Rasmusson, E.M. (1985). “El Niño and Variations in Climate”, *American Sci.*, **73**, pp. 168-177.
- Risk Engineering (1997). *EZ-FRISK User’s Manual, Version 4.3*, Boulder, Colorado, U.S.A.
- Scientific Committee on Oceanic Research Working Group 55 (1983). *Prediction of El Niño*.
- SENAMHI. (1994). *Atlas de Evaporación en el Perú*.
- Sherard JL, Dunnigan LP, Talbot JR. (1984) *Filters for Silts and Clays*. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol 110, No 6. Pp 684 – 700.
- Tegart, P., Allen, G. and Carstensen, A. *Regional Setting, Stratigraph, Alteration and Mineralization of the Tambogrande VMS District*, Piura Department, Northern Peru,
- US Army Corp of Engineers. (1988) *HECRAS computer model*.
- Vargas, T., Humberto, H. (1991). *Balance Hidrico Superficial de la Cuenca del Río Piura, 1965-1987*. BSc. Thesis, Universidad de Piura. [in Spanish]
- Youngs, R.R., S.J. Chiou, W.J Silva, and J.R. Humphrey (1997). *Strong Ground Motion Attenuation Relationship for Subduction Zone Earthquakes*; *Seismological Research Letters*, Vol. 68, No. 1, pp. 58-73.

ANEXO I
Informe de Investigación de Sitio

ANEXO II

Resultados de Pruebas de Laboratorio

ANEXO III

Evaluación de la Liquefacción Sísmica

PLANOS

B-36001 Site Location Plan

B-36002 General Arrangement

B-36003 Regional Geology

B-36004 Geological Section Along Dyke

B-36005 Hydrogeological Section Along Dyke

**B-36006 Quebrada Carneros Diversion Stability
Summary Section D-D'**

**B-36007 Piura River Deflection Dyke Stability
Summary Section E-E'**

B-36008 Typical Design Sections

B-36009 Typical Design Sections