



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS
TÚNELES DE CONDUCCIÓN DEL RÍO
GRIJALVA”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA:

ANTONIO NICOLÁS GÓMEZ ARTEAGA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. HUMBERTO MARENCO MOGOLLÓN



MÉXICO D.F.

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

A Dios.

Al Dr. Humberto Marengo, ejemplo a seguir. Por su tiempo, paciencia y confianza.

Al M.I. Ignacio Romero Castro, por su inestimable apoyo y por su guía acertada para mi formación profesional.

A los investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM por su valioso apoyo para la realización de este trabajo.

A la Facultad de Ingeniería, y a mis profesores, por proporcionarme las herramientas necesarias para mi formación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser mi máxima casa de estudios.

Dedicatorias

A mis padres, que siempre han estado conmigo, es el resultado de su sacrificio y esfuerzo invaluable, y por ellos he llegado hasta aquí.

A mis padrinos Ángel, Aída, Roberto y Santana, quienes han dado todo por verme crecer.

A Ariadna, que siempre ha estado a mi lado en todo momento.

A mi preciosa familia, por su apoyo incondicional.

A mis familiares que en vida me ofrecieron todo su apoyo.

A mis amigos y todas esas personas que son parte de mi vida, que con su apoyo, ánimos y consejos contribuyeron a mi formación.

*“Educar a un niño no es hacerle aprender algo que no sabía,
sino hacer de él alguien que no existía”
John Ruskin.*

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	12
1 ANTECEDENTES	23
1.1 Deslizamientos	23
1.1.1 Causas de los deslizamientos	23
1.1.2 Los deslizamientos y su clasificación	25
1.1.3 Actividad y peligrosidad de los deslizamientos	27
1.1.4 Modelos para predecir la respuesta de los deslizamientos	29
1.1.5 Deslizamientos en el mundo	30
1.1.5.1 Consecuencias socio-económicas de los deslizamientos a nivel mundial	36
1.2 Características fisiográficas de la Cuenca Grijalva	41
1.2.1 Características principales del río Grijalva	42
1.3 Medidas de mitigación de inundaciones en el bajo Grijalva	45
1.3.1 Gestión de crecientes	48
1.4 Características generales del sistema hidroeléctrico del río Grijalva	50
1.4.1 Central Hidroeléctrica Belisario Domínguez (La Angostura)	52
1.4.2 Central Hidroeléctrica Manuel Moreno Torres (Chicoasén)	53
1.4.3 Central Hidroeléctrica Netzahualcóyotl (Malpaso)	54
1.4.4 Central Hidroeléctrica Albino Corzo (Peñitas)	55
1.5 Situación meteorológica en el año 2007	57
2 CAUSA, MITIGACIÓN Y MANEJO DE LA EMERGENCIA DURANTE EL CAÍDO	62
2.1 Descripción del deslizamiento en San Juan de Grijalva, Chiapas	62
2.1.1 Ubicación del deslizamiento	62
2.1.2 Causas del deslizamiento	64
2.1.3 Daños provocados por el deslizamiento	68
2.1.4 Riesgos derivados del deslizamiento	68
2.2 Manejo de la emergencia	69
2.2.1 Excavación de un canal como solución al problema	70
2.2.1.1 Primera Etapa	73
2.2.1.2 Segunda Etapa	75
2.2.1.3 Tercera Etapa	77

2.3 Análisis hidrológico	84
2.3.1 Llenado del vaso superior	84
2.3.2 Llenado de Malpaso	84
2.3.3 Operación del Sistema de presas	87
2.3.4 Manejo de escurrimientos	89
2.3.5 Evolución de almacenamiento en Peñitas	89
3 AVENIDAS DE DISEÑO	91
3.1 Métodos de estimación de las avenidas máximas	91
3.1.1 Métodos Empíricos	92
3.1.2 Métodos Históricos	93
3.1.3 Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas	93
3.1.4 Métodos Directos o Hidráulicos	93
3.1.5 Métodos Estadísticos o Probabilísticos	94
3.1.6 Métodos Hidrológicos	96
3.2 Cálculo de las avenidas de diseño	97
3.2.1 Presa La Angostura	97
3.2.2 Presa Chicoasén	102
3.2.3 Presa Malpaso	105
3.2.4 Presa Peñitas	109
3.2.5 Río Tzimbac	112
3.2.6 Río Sayula	113
3.2.7 Vaso superior e inferior del deslizamiento.	116
4 SITUACIÓN ACTUAL: DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES INTERCOMUNICADORES	120
4.1 Objetivo, localización y dimensionamiento	120
4.1.1 Detalle de la obra	122
4.2 Análisis hidráulico de los túneles	128
4.3 Conclusiones de los análisis hidráulicos y la opción seleccionada	130
4.4 Información fisiográfica y de operación	131
4.5 Análisis hidráulico (Curvas Elevaciones-Gastos)	136
4.5.1 Curva E-G del Canal	136
4.5.2 Curva E-G de los Túneles	137
4.5.3 Curva E-G del funcionamiento conjunto Canal y Túneles	138

4.6 Análisis de tránsito de avenidas	139
5 CONCLUSIONES	147
ANEXO A	152
A1.1 Normas generales para los estudios hidrológicos	152
A1.2 Criterios generales para avenidas de diseño	152
A1.3 Norma hidrológica de 1996	153
BIBLIOGRAFÍA	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Respuesta del nivel freático a las lluvias en un deslizamiento de un conglomerado sobre un basalto (Cornforth, 2005).....	25
Figura 1.2. Clasificación de los deslizamientos (Schuster, 2002).....	26
Figura 1.3. Estados de actividad de los deslizamientos (WP/WLI, 1993).	28
Figura 1.4. Distribución de los deslizamientos en Presas (Schuster, 1988).	30
Figura 1.5. Causas de deslizamientos (Schuster, 1988)	31
Figura 1.6. Tipos de deslizamientos (Schuster, 1986)	31
Figura 1.7. Importancia de los diferentes tipos de catástrofes naturales para el periodo 1950-2000 (Munich Re, 2005). Los deslizamientos se incluyen en el apartado de “otros”.	33
Figura 1.8. Distribución de los grandes tipos de catástrofes naturales en el mundo en la segunda mitad del siglo XX (Munich Re, 2005).	34
Figura 1.9. Evolución en el número de eventos naturales catastróficos en el mundo durante los últimos 50 años (EM-DAT, 2005).....	35
Figura 1.10. Evolución del número de daños (en billones de dólares americanos) ocasionados como consecuencia de los procesos naturales ocurridos durante los últimos 50 años en el mundo (Munich Re, 2005).....	35
Figura 1.11. Deslizamiento en Sichuan, China (Diario Público, 2008).	40
Figura 1.12. Cuenca Grijalva	41
Figura 1.13. Sistema Hidroeléctrico Grijalva. Fuente: CONAGUA.....	42
Figura 1.14. Sistema hidrográfico de los ríos Grijalva y Usumacinta (Marengo, 2003).....	43
Figura 1.15. Región hidrológica Grijalva-Usumacinta (CFE, 2008).	44
Figura 1.16. Complejo hidroeléctrico Grijalva (Marengo, 2003).	50
Figura 1.17. Convergencia del viento sobre Tabasco y Chiapas.....	58
Figura 1.18. Precipitaciones del día 28 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA.....	58
Figura 1.19. Precipitaciones del día 29 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA.	59
Figura 1.20. Precipitación acumulada del 28 al 30 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA	59
Figura 2.1. Ubicación del deslizamiento (CFE, 2008).	63
Figura 2.2. Imagen de satélite. Composición para efectos de comparación (Patiño, 2008).....	63

Figura 2.3. Mecanismo de falla del deslizamiento Juan de Grijalva (Arvizu, 2009).	65
Figura 2.4. Tres bloques del deslizamiento (CFE, 2008).	66
Figura 2.5. Muestra los tres bloques principales en que fue subdividido el deslizamiento (Arvizu, 2009).	66
Figura 2.6. Volúmenes del deslizamiento (CFE, 2008).	67
Figura 2.7. Comunidad Juan de Grijalva. Cortesía CPH-CFE.	68
Figura 2.8. Zona del deslizamiento entre aguas arriba y aguas abajo. Cortesía CPH-CFE.	68
Figura 2.9. Trabajos de excavación. Cortesía CPH-CFE.	71
Figura 2.10. Vista del sitio del deslizamiento días antes. Cortesía CPH-CFE.	72
Figura 2.11. Vista del sitio del deslizamiento días después. Cortesía CPH-CFE.	72
Figura 2.12. Vista del sitio del deslizamiento con el canal operando. Cortesía CPH-CFE.	73
Figura 2.13. Tres frentes de trabajo (CFE, 2008).	74
Figura 2.14. Panorámica Aérea del Canal 16-dic-2007. Cortesía CPH-CFE.	75
Figura 2.15. Canal operando. Cortesía CPH-CFE.	76
Figura 2.16. Panorámica aérea del canal operando. Cortesía CPH-CFE.	76
Figura 2.17. En color azul se muestra el trazo de la galería de drenaje, en color rojo, el trazo de la zanja dren y los barrenos ejecutados (Arvizu, 2009).	77
Figura 2.18. Zanja-dren y galería de drenaje. Cortesía CPH-CFE.	79
Figura 2.19. Zanja-dren, galería de drenaje y barrenos. Cortesía CPH-CFE.	79
Figura 2.20. Niveles piezométricos. Cortesía CPH-CFE.	80
Figura 2.21. Gastos aforados en los diferentes sistemas. Cortesía CPH-CFE.	81
Figura 2.22. Tipos de Instrumentación. CPH-CFE.	83
Figura 3.1. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).	100
Figura 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).	102
Figura 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).	103

Figura 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).....	104
Figura 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Domínguez, 2009).....	107
Figura 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Domínguez, 2009).....	109
Figura 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Domínguez, 2009).....	110
Figura 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Domínguez, 2009).....	111
Figura 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Río Tzimbac.	112
Figura 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Río Tzimbac.	113
Figura 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Río Sayula.....	114
Figura 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Río Sayula.....	115
Figura 3.13. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca C.H. Malpaso-deslizamiento (CFE, 2009).	117
Figura 3.14. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca deslizamiento-C.H. Peñitas (CFE, 2009).	118
Figura 4.1. Localización de los túneles. Cortesía CPH-CFE.	120
Figura 4.2. Mapa geológico y columna litoestratigráfica de la zona de túneles. CPH-CFE.	121
Figura 4.3. Sección típica de una sección baúl, Marengo, 2005.	122
Figura 4.4. Comparación y sección de túneles. CPH-CFE.	123
Figura 4.5. Portal de entrada. CPH-CFE.	125
Figura 4.6. Perfil de la ataguía. CPH-CFE.	126
Figura 4.7. Portal de salida. CPH-CFE.	127
Figura 4.8. Localización de opción B. CPH-CFE.	130
Figura 4.9. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).	137
Figura 4.10. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).....	138

Figura 4.11. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico conjunto del Canal y de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009). 139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Clasificación simplificada de los movimientos de ladera modificada de Corominas y García (1997) con la terminología en inglés.	27
Tabla 1.2. Datos relativos a eventos catastróficos originados por deslizamiento a nivel mundial, víctimas y daños (EM-DAT, 2005).	37
Tabla 1.3. Datos de elevaciones y capacidades de las presas del complejo hidroeléctrico Grijalva (Marengo, 2003).	50
Tabla 1.4. Datos originales de las avenidas de diseño y de los vertedores de las presas del Complejo Grijalva (Marengo, 2003).	51
Tabla 1.5. Datos de avenidas de diseño y volúmenes para las presas del Complejo Grijalva, con base al estudio de 1993 (Marengo, 2003).	51
Tabla 1.6. Esguerrimiento histórico, regulado y controlado en el Complejo Grijalva durante 1999 (Marengo, 2003).	57
Tabla 2.1. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).	85
Tabla 2.2. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).	85
Tabla 2.3. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).	85
Tabla 2.4. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).	86
Tabla 2.5. Volúmenes (González, 2007).	87
Tabla 2.6. Volumen acumulado y gasto promedio (González, 2007).	88
Tabla 3.1. Avenida de diseño. Tr =100 años. La Angostura (Domínguez, 2009).	98
Tabla 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno Tr =100 años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).	99
Tabla 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno Tr =10,000 años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).	101
Tabla 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno Tr =100 años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).	103
Tabla 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno Tr =10,000 años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).	104

Tabla 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Malpaso. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).....	106
Tabla 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Malpaso. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).....	108
Tabla 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).....	110
Tabla 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).....	111
Tabla 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Tzimbac.....	112
Tabla 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Tzimbac.....	113
Tabla 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Sayula.....	114
Tabla 3.13. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Sayula.....	115
Tabla 3.14. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre la C.H. Malpaso y el deslizamiento (CFE, 2009).	117
Tabla 3.15. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre el deslizamiento y la C.H. Peñitas (CFE, 2009).....	118
Tabla 4.1. Curva Elevaciones-Gasto en el desfogue de la C.H. Malpaso, (CFE, 2008).	128
Tabla 4.2. Curva E-A-C de la cuenca C.H. Malpaso-Deslizamiento, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).....	132
Tabla 4.3. Curva E-A-C de la cuenca Deslizamiento-C.H. Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).....	133
Tabla 4.4. Gastos turbinados en las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).	134
Tabla 4.5. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años (CFE, 2009).	134
Tabla 4.6. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).....	135
Tabla 4.7. Gastos descargados por el vertedor de la C.H. Malpaso para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).....	135
Tabla 4.8. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas propuesta (CFE, 2009).....	142
Tabla 4.9. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).	143

Tabla 4.10. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento conjunto Canal-Túneles de conducción (CFE, 2009).	143
Tabla 4.11. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento solamente de los Túneles de conducción (CFE, 2009).	144
Tabla 4.12. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).	144
Tabla 4.13. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).....	145
Tabla 4.14. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).....	145

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Tres cuartas partes de la superficie de la Tierra están cubiertas por mares, lagos, lagunas y ríos.

Los ríos y arroyos del país constituyen una red hidrográfica de 633,000 km, en la que destacan 50 ríos principales por los que fluye el 87% del escurrimiento superficial del país y cuyas cuencas cubren el 65% de la superficie de la extensión territorial continental del país (CONAGUA, 2008).

Dos terceras partes del escurrimiento superficial pertenece a siete ríos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá.

La superficie de sus cuencas representa el 22% de la del país. Los ríos Balsas y Santiago pertenecen a la vertiente del Pacífico y los otros cinco a la vertiente del Golfo de México. Por la superficie que abarcan, destacan las cuencas de los ríos Bravo y Balsas, y por su longitud, destacan los ríos Bravo y Grijalva-Usumacinta. Los ríos Lerma, Nazas y Aguanaval pertenecen a la vertiente interior (CONAGUA, 2008).

El río Grijalva, que nace a 4,026 metros de altura en el volcán Tacaná en Guatemala; se alimenta de los ríos San Miguel y San Gregorio para tener una cuenca total de 53 mil kilómetros cuadrados y una longitud de 600 kilómetros, el segundo más caudaloso del país y el mayor en potencial hidroeléctrico instalado en México.

El complejo hidroeléctrico del río Grijalva fue construido por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en el estado mexicano de Chiapas, con el objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica; está compuesto por cuatro presas con sus respectivos embalses; de aguas arriba hacia aguas abajo son La Angostura (1975), Chicoasén (1980), Malpaso (1969) y Peñitas (1987) (Marengo, 2003).

Debe señalarse que cada año, el Comité Técnico de Operación de Obras Hidráulicas (CTOOHR) (integrado por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), la CFE, el Centro Nacional para la Prevención de Desastres (CENAPRED), el Instituto de Ingeniería (II) de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)), establece niveles de seguridad para el comportamiento de las presas en México (Marengo, 2003), y tanto en la presa de La Angostura como en la de Malpaso, se fija la generación media anual considerando los niveles que tienen el primero de enero de cada año y se alcanzan niveles de conservación en los meses de lluvias.

La planicie de los ríos Grijalva y Usumacinta se localiza aguas abajo de la central hidroeléctrica Peñitas, misma que está conformada por una gran cantidad de ríos, lagunas y arroyos. Entre los principales ríos que forman este complejo están: el río Mezcalapa, que recibe los escurrimientos de la cuenca del río Grijalva, registrados en la estación Peñitas, y que va de sur a norte hasta la altura de la ciudad de Cárdenas, Tabasco, donde cambia su rumbo hacia el este y se bifurca formando los ríos Samaria y Carrizal. El río Samaria escurre al norte y en dirección paralela al Carrizal, posteriormente cambia su rumbo hacia el noreste hasta su confluencia con el río González, hasta desembocar en el Golfo de México a la altura del puerto de Dos Bocas. El río Carrizal escurre en dirección paralela al Golfo de México hasta la ciudad de Villahermosa (CFE, 2009). La precipitación de la región es la mayor del país y una de las más altas del mundo.

Introducción

Durante los meses de mayo a noviembre el Golfo de México se ve influenciado por la presencia de sistemas meteorológicos, tales como huracanes y ondas tropicales. Adicionalmente a partir de septiembre empiezan a incidir sobre el territorio del sureste los frentes fríos. Sin embargo, el final de la época de lluvias es la que ocasiona los peores daños en el sureste mexicano, ya que se producen superposiciones de frentes fríos y tormentas tropicales que tradicionalmente han ocasionado avenidas hasta de 8,000 m³/s en la Presa de Peñitas (Marengo, 1999).

La temporada de lluvias del 2007 fue especialmente severa en el sureste de México, particularmente en los meses de septiembre y octubre, lo que provocó la mayor inundación que ha ocurrido en el territorio tabasqueño (CFE, 2009).

El mes de octubre se caracterizó por la ocurrencia de tres eventos meteorológicos importantes en cuanto a precipitación: el frente frío No. 2, que se combinó con la circulación de una baja presión sobre Guatemala y que ocasionó lluvias intensas durante los días 10 y 11 de octubre, con precipitaciones superiores a 150 mm. Posteriormente, se presentó del 22 al 24 de octubre, la entrada del frente frío No. 4 hacia Tabasco y Chiapas, el cual generó precipitaciones intensas con máximos de 100 a 200 mm. En los días del 28 al 30 de octubre, entró una masa de aire frío intensa y se desplazó hacia el sur afectando el suroeste del Golfo de México y el sureste del país en asociación con el frente estacionario No. 4. En este tercer evento, las lluvias extraordinarias sobre Tabasco y Chiapas fueron ocasionadas por la convergencia de sistemas de origen tropical e invernal: una masa de aire polar y la tormenta tropical “Noel”, más el efecto orográfico del viento sobre las zonas montañosas; en solo 4 días, tuvieron la equivalencia al 25% de la precipitación promedio anual en esa zona (1,077 mm) (CFE, 2009). Prácticamente quedó inundado todo el estado de Tabasco.

Debe tenerse en cuenta un hecho muy importante que ocurrió en la cuenca del río Grijalva, en 1983 hizo erupción el Chichonal, el cual expulsó grandes cantidades de ceniza, que con el transcurso de los años llegaron al río, con lo cual disminuyó sensiblemente la capacidad hidráulica del cauce, al extremo de que al operar las turbinas de Peñitas a plena carga (1,440 m³/s), el río se desborda en varios puntos.

A esto debe unirse el desordenado crecimiento demográfico en la zona, que ha provocado la invasión en cauces y riveras, por lo que al momento de producirse descargas extremas en los ríos, estos afectan a la población (Marengo, 2003).

Por otra parte, el día 4 de noviembre de 2007 se produjo un deslizamiento súbito de tierra y roca de 55 millones de m³, que fue causado por la saturación del suelo y las particularidades del fracturamiento y la estratificación de la roca, en la ladera derecha del río Grijalva, en el municipio de Ostuacán, Chiapas, ubicado a unos 16 km aguas arriba de la C.H. Peñitas y a 56 km aguas abajo de la C.H. Malpaso (CFE, 2009).

El alud de roca, tierra y árboles (equivalente a 125 millones de toneladas), de los cuales 18 millones de m³ obstruyeron por completo el cauce del río Grijalva (CFE, 2009), al precipitarse sobre el cauce del río, provocando una ola de aproximadamente 50 metros de altura, que destruyó la comunidad Juan de Grijalva, consecuentemente fue necesario parar

la generación hidroeléctrica de las cuatro presas del Grijalva que estaban prácticamente llenas.

El aumento progresivo del nivel del agua en el embalse superior del tapón representó un factor de riesgo de falla masivo o derrame incontrolado por encima del tapón, que podría afectar la cortina de la presa Peñitas con consecuencias catastróficas para las poblaciones situadas aguas abajo (CFE, 2009).

La situación en cuanto a riesgos era enorme; se tenía como antecedente la mayor precipitación de la historia en la zona del sureste mexicano, estaba prácticamente bajo el agua todo el estado de Tabasco y las presas aguas arriba del deslizamiento estaban prácticamente llenas (se tenían almacenados del orden de 37,500 millones de m³); no se contaba con accesos suficientes al sitio del deslizamiento y el pronóstico climatológico era que seguiría lloviendo sobre la zona (CFE, 2009).

El riesgo más grave (CFE, 2009) era en cuanto a un posible desbordamiento del deslizamiento que por su naturaleza y experiencias a nivel mundial anteriores, podría ser enormemente catastrófico (hay que recordar que la experiencia mundial en casos similares, arroja la cifra de que un 70% de caídos fallaron catastróficamente por acumulación del agua, aguas arriba del mismo).

La avenida (gasto pico y volumen) de agua sobre la presa de Peñitas, era muy grande (CFE, 2009); se podrían llegar a liberar del orden de 800 millones de m³ (**entre el deslizamiento y la corona de la presa de Peñitas, solo cabían 600 millones de m³**) y el gasto pico de la avenida calculada con las ecuaciones de Froehlich (1995) de 32,672 m³/s; Mc Donald (1984) de 87,681 m³/s, el mismo Mc Donald (1984) 26,931 m³/s y en el caso más optimista Barros (2003) de 17,902 m³/s.

Por otro lado, las avenidas que se podían liberar sobre la planicie tabasqueña ya inundadas eran por su magnitud verdaderamente catastróficas; según Froehlich (1995) 24,298 m³/s, Mc Donald (1984), 39,875 m³/s, el mismo Mc Donald (1984) 22,263 m³/s y Barros (2003), 12,721 m³/s; en todos los casos el volumen susceptible de derramarse sobre las ciudades de Humanguillo, Cárdenas, Comalcalco y Villahermosa, era del orden de 600 millones de m³. Con objeto de definir la estrategia a seguir, se contó con la opinión técnica de ingenieros especializados de la CFE, CONAGUA y el II UNAM, así como de especialistas independientes y del CTOOHR (CFE, 2009).

La recomendación del grupo fue construir de manera inmediata, en una primera etapa, un canal en el taponamiento para controlar y conducir el agua almacenada en el embalse superior y evitar el riesgo de daño inmediato.

En estas condiciones, se proyectó e inició la excavación de un canal en el nivel más bajo posible.

Uno de los puntos que había que abordar con urgencia era la remoción del material depositado en el cauce (18 millones de m³) y cuyo objetivo era restablecer la comunicación del río.

Introducción

El 5 de noviembre de 2007 la CFE en coordinación con la CONAGUA, inició labores en la zona a fin de lograr la seguridad de la población en zonas aledañas, la integridad de las presas, y la viabilidad de la generación hidroeléctrica en el corto plazo (CFE, 2009).

Como primera acción, se planteó excavar antes del 15 de diciembre de 2007 en una primera etapa a la cota 100, con una cubeta de seis metros de ancho y un volumen de excavación del orden de 900,000 m³. Posteriormente, en la segunda etapa, los trabajos estuvieron encaminados a ampliar el canal a una cubeta de 70 m a la elevación 85.

Dado que las lluvias extraordinarias continuaban, y el caudal del río Tzimbac (afluente del río Grijalva que fluye sin control) incrementaban el nivel del agua en el embalse superior del tapón a razón de 10 cm cada día, los trabajos iniciaron con toda celeridad, convocando a las principales empresas constructoras del país para trasladar maquinaria y personal al sitio de manera inmediata, a pesar de las grandes dificultades para el acceso (CFE, 2009).

Para llevar a cabo la programación de los trabajos de remoción del material fue necesario revisar y actualizar de manera urgente la hidrología de detalle de la zona y estimar los posibles hidrogramas asociados a diferentes condiciones.

Se elaboraron modelaciones matemáticas, donde como resultado de ellas se obtuvieron posibles hidrogramas generados ante una ruptura súbita del deslizamiento de tierra, lo cual se estimó podría presentarse en un tiempo cercano a 8 horas, para ello se utilizó la modelación de flujo no permanente unidimensional del cauce que se forma entre el deslizamiento y la cortina de la central hidroeléctrica Peñitas (CFE, 2009).

Dicha simulación se hizo con el objeto de estimar el tiempo de traslado de la onda generada por el rompimiento súbito del tapón de tierra y los posibles niveles alcanzados en el vaso de Peñitas, ya que la ruptura ocasionaría un incremento rápido de ella. Esto se hizo para garantizar que los niveles se mantuvieran dentro de los rangos de seguridad de las presas.

También se elaboraron modelos de transferencias de volúmenes de un almacenamiento a otro para estimar los posibles niveles iniciales y finales para diversas combinaciones de operación de la Presa Malpaso y avenidas que se podrían presentar por los ríos que descargan al vaso formado entre la Presa Malpaso y el deslizamiento.

La comunicación se restableció mediante la excavación de un canal con lo que se garantizó el flujo del agua entre los vasos.

En la segunda etapa, se realizó un monitoreo detallado de la erosión y el comportamiento del canal donde se identificaron entre otros aspectos, su evolución en el tiempo y localización de la sección de control que se presentaba desde la salida del canal hacia aguas arriba (erosión regresiva), debido a la forma heterogénea del acomodo del material deslizado en conjunto con las velocidades del flujo (CFE, 2009).

Para aumentar la capacidad de conducción, de manera paralela al funcionamiento del canal se realizaron obras de ensanchamiento del mismo, se estimó la capacidad requerida, y se determinó bajar la elevación de la plantilla, con la problemática de los procesos

constructivos y el movimiento del material respectivo que esto implica ya que los tiempos disponibles eran cortos.

A partir de la información recopilada sobre el funcionamiento del canal, se realizaron modelaciones matemáticas para estimar su comportamiento con diferentes anchos y a diferentes elevaciones de plantilla, para dar la capacidad de tránsito a una avenida de diseño con pico de 2,700 m³/s (CFE, 2009).

A finales de 2007 se llevó a cabo la construcción del canal ante el deslizamiento del río Grijalva, se removieron aproximadamente 1,200,000 m³ de material en 44 días, equivalentes al 12% del volumen removido en la C.H. El Cajón durante dos años. A principios de 2008 se amplió el canal para garantizar la conducción adecuada del caudal del sistema hidroeléctrico del río Grijalva, así como reducir el nivel de los embalses en las presas aguas arriba del tapón. Durante esta etapa se removió un volumen total de 1,909,653 m³ de materiales. El 11 de marzo de 2008 se restableció la generación del Sistema Grijalva.

En lo que respecta a la tercera etapa, dentro de los trabajos realizados, se presentaron modelaciones matemáticas para estimar la superficie libre del agua y las velocidades en el canal que se formaron el cual tiene una longitud de 600 m. Aunado a lo anterior, se elaboró un modelo físico en el laboratorio de hidráulica de la CFE, para corroborar los resultados obtenidos y predecir el comportamiento del agua en el canal, lo cual en la realidad, fue muy semejante (CFE, 2009).

La construcción inmediata del canal permitió restablecer parcialmente el flujo del río, la operación de las presas aguas arriba y evitar la erosión de la masa deslizada. El 11 de junio de 2008, CFE reportó que las presas del Grijalva (Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas) se encontraban dentro de los niveles de almacenamiento fijados por el CTOOHR para recibir la próxima temporada de lluvias, asimismo, se reportó que el canal funcionaba de manera normal.

En nuestro país, lo ocurrido en Juan de Grijalva es un fenómeno que sale de lo convencional principalmente por tres razones, primera el aspecto social ya que al interrumpir el flujo de uno de los ríos más caudalosos del país puso en riesgo los asentamientos humanos ubicados aguas arriba y aguas abajo del tapón, debido a la posible ocurrencia de inundaciones; segunda el aspecto económico, ya que imposibilitó la operación normal de las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas y finalmente, por la magnitud del deslizamiento.

Este deslizamiento planteó uno de los mayores retos a la ingeniería mexicana de que se tenga noticia.

Ya estando controlada la emergencia, dentro de la tercera etapa se planeó el diseño de estructuras permanentes que permitan el manejo del río Grijalva en caso de otro posible deslizamiento en la misma zona, ya que es muy probable por el tipo de material y condiciones geológicas presentes en la zona y la alta precipitación de la misma.

Se debe recordar que la estimación de avenidas de diseño es uno de los análisis hidrológicos más importantes, ya que es la base para el diseño hidráulico de vertedores, obras de desvío rectificación de cauces, bordos de protección contra inundaciones y todo tipo de presas o embalses para el control de avenidas. El diseño hidrológico se emplea para dimensionar las obras y el diseño hidráulico para asegurar su buen funcionamiento (Campos, 2006).

En todo análisis probabilístico de datos hidrológicos y principalmente en el de avenidas, el proceso se inicia con una recopilación de información concerniente a la cuenca y su comportamiento hidrológico.

Cuando se cuenta con información hidrométrica (gastos o niveles máximos anuales) en o cerca del sitio de las obras en proyecto, la estimación de las avenidas se realiza bajo las técnicas conocidas como Análisis probabilístico de avenidas, el cual consiste en realizar la predicción de crecientes asociadas a periodos de retorno, basándose en técnicas de estadística (Campos, 2006).

Las estimaciones de crecientes realizadas a través del análisis probabilístico de sus datos, para obtener avenidas de diseño, son cuantificaciones que requieren que sean lo más precisas posible, ya que una sobreestimación puede conducir a un gran incremento del costo de una obra, mientras que una subestimación generará un mayor riesgo de daños e incluso pérdidas de vidas humanas. Las reflexiones anteriores destacan la importancia de las estimaciones de crecientes en el campo de los diseños hidrológicos de infraestructura hidráulica, buscando su seguridad y economía (Campos, 2006).

Según la *International Commission of Large Dams (ICOLD)*, la avenida de diseño se define generalmente como la avenida más grande que puede pasar en un sitio sin causar destrucción. En el caso de una presa, las obras que deben resistir los efectos de las avenidas son la cortina y el vertedor.

La avenida de diseño está en función directa con el grado de riesgo que se puede admitir en cada obra (Marengo, 1994), ya que puede diferir para cada tipo o tamaño de presa, e incluso para cada país.

La importancia de la estimación de la avenida de diseño, aunada a los avances y a los progresos en el campo de las matemáticas en los últimos años, permiten contar a la fecha con una gran variedad de métodos disponibles para el cálculo de las mismas; los más simples son de aplicación rápida, pero pueden ser imprecisos, poco confiables y generalmente están asociados a una sobrevaloración del gasto pico de entrada (Marengo, 1994).

Los métodos complicados (Marengo, 1994) toman en consideración en forma más minuciosa todos los fenómenos que se originan sobre la cuenca en estudio y permiten hacer una evaluación más realista de las avenidas importantes, pero pueden aplicarse únicamente en la medida que exista una base confiable y detallada de datos. Requieren además de mucho cuidado; por tanto, solo pueden ser elaborados por personal altamente especializado.

Describir con detalle los criterios de diseño ante avenidas puede ser materia de extensas discusiones y detallados desarrollos que escapan del objetivo de esta tesis; sin embargo, se puede decir que existen básicamente tres tipos de criterios: los empíricos, los estadísticos y los hidrometeorológicos. A continuación se mencionan algunos de los aspectos más importantes que se relacionan con el diseño de avenidas, cuyas variables influyen en la evaluación del riesgo de falla.

Criterios empíricos

Agrupan a los métodos que evalúan la avenida de diseño en función de uno o más parámetros físicos de la cuenca, como superficie y pendiente media. Han tenido gran uso para proyectos ya construidos, y a la fecha se utilizan para verificar el orden de los gastos obtenidos con otros programas (Marengo, 1994).

En general, estos criterios se han establecido con base en calibraciones reales e históricas de cuencas que tienen ciertas características fisiográficas similares, y su aplicación se ha hecho al considerar que se debe tener similitud entre las cuencas analizadas, las cuales se pueden subdividir en las siguientes variantes:

- Definición directa del gasto pico de la avenida, solo en función de las características de la cuenca en cuestión.
- Especificación del hidrograma de la avenida, en relación con la lluvia máxima y las características de la cuenca. Entre estos métodos está el racional y el del servicio de conservación de los suelos (*United State Bureau Reclamation, USBR*), etc.
- Determinación de la envolvente de gastos máximos observados en una región dada, para los que se han establecido envolventes, generadas en diversas regiones del mundo. Permiten hacer una evaluación rápida de la avenida de diseño al nivel de estudios e inventarios de sitios, o bien para verificar los resultados obtenidos por medio de otros métodos como los estadísticos o hidrometeorológicos.

Criterios estadísticos

▪ Práctica actual

El principio de aplicación de estos criterios consiste en ajustar una distribución estadística conocida a un registro de datos; donde lo que generalmente se hace es recabar la información de gastos y volúmenes mixtos en una estación dada para N años de registro y se procede a hacer el ajuste mencionado. Estas distribuciones fundamentalmente son la Gumbel, la Gumbel mixta o doble Gumbel, la log-normal (o de Galton-Gibrat), la log-normal de tres parámetros, la de Pearson tipo III, la log-Pearson tipo III, etc.

En nuestro país es práctica usual la Gumbel con la misma clase de ajuste.

El ajuste de estas distribuciones se puede hacer por medio del método estadístico de los segundos momentos y el de máxima verosimilitud. Existen pruebas estadísticas que permiten verificar si un tipo de distribución se ajusta o no a un grupo de datos, sin embargo, se acostumbra utilizar el mínimo error cuadrático obtenido entre la serie experimental y la teórica como el criterio de mejor ajuste (Marengo, 1994).

El gran inconveniente de este método es que el periodo de registros es generalmente pequeño (de 25 a 50 años como máximo) y se hace una extrapolación a gastos que se fijan con periodos de retorno 200 ó 400 veces mayores, por lo que los errores por extrapolación pueden ser considerables.

▪ **Método de Pegram**

El método propuesto por Pegram (1992), se basa en la función de densidad de probabilidad normal bivariada de una muestra estandarizada de los logaritmos del gasto pico y del volumen (valores máximos anuales) con igual período de retorno.

Con base en hidrogramas históricos, se obtiene pares de datos del gasto pico y el volumen asociados a períodos de retorno fijos.

Se obtiene entonces con una función de distribución bivariada lognormal los valores estandarizados de igual valor de período de retorno.

Estos valores se correlacionan entre sí para distintos niveles de significancia (100%, 75%, 50% y 25%) y se obtiene como resultado para cada período de retorno dado, el gasto pico y el volumen asociados simultáneamente entre sí, que dibujados se pueden aproximar a hipérbolas teóricas.

Las curvas ajustadas permiten elaborar tablas de período de retorno-probabilidad-gastos pico-volumenes de las distintas variables estandarizadas.

▪ **Método de Domínguez**

Domínguez (1989) propuso utilizar avenidas sintéticas obtenidas a partir de métodos estadísticos, las cuales están basadas en la determinación conjunta de las funciones de densidad de probabilidades del gasto y el volumen de las avenidas.

Domínguez propone utilizar toda la información disponible de las avenidas máximas registradas cada año. Para ello se trabaja no solo con el valor máximo y el volumen total de cada avenida, sino que se considera la información de los gastos máximos anuales para todas las duraciones parciales que se requieran. Así, si una avenida máxima anual tiene una duración de 8 días, además de su valor máximo y su volumen, se considera el gasto máximo promedio en dos, tres días, y así sucesivamente hasta el gasto medio máximo para la duración total (Marengo, 1994).

De esta forma, con la información de las avenidas máximas anuales registradas, se puede estimar una función de distribución de probabilidad en la que los coeficientes dependen de la duración parcial considerada.

Este método se considera como el de mejor aplicación en el desarrollo de este trabajo, fundamentalmente porque se considera que permite un mejor manejo de la información real respecto a cada una de las funciones de distribución de probabilidad analizadas.

Con este método se estimaron las avenidas de diseño de las cuatro presas del sistema hidroeléctrico Grijalva y para los ríos Tzimbac y Sayula, éstas se muestran en el capítulo 3.

Criterios hidrometeorológicos

Estos criterios se basan en la llamada Precipitación Máxima Probable (PMP), que se define como la máxima tormenta meteorológica posible para una cuenca y una duración dadas, la cual se produciría si en dicha cuenca ocurrieran simultáneamente los valores máximos de un número razonable de factores que causan la precipitación. Se pueden seguir varios métodos para estimar la PMP; los meteorológicos propiamente dichos, que se pueden aplicar a zonas orográficas y no orográficas, y el método de Hershfield, que puede emplearse cuando sean escasos los datos meteorológicos, pero existan en cambio datos de precipitación (Marengo, 1994).

Para garantizar que el embalse de la presa Peñitas pueda funcionar a largo plazo, se propuso como solución definitiva, además del canal existente, construir 2 túneles de 14 x 14 m sección portal, cuyo principal objetivo es permitir el paso del flujo que se produce en la presa de Malpaso, los cuales están actualmente en construcción.

La obra, que se ubica en el ejido Paso de la Virgen, municipio de Ostucán, en Chiapas, garantizará que aunque ocurra otro deslizamiento en la zona de Juan de Grijalva que obstruyera el canal, los túneles tienen la capacidad de transitar de manera segura una avenida de diseño con periodo de retorno (T_r) igual a 100 años.

La obra tiene el objetivo de garantizar la seguridad de la planicie tabasqueña durante las crecidas del río.

Los objetivos que se pretenden cubrir en el desarrollo de este trabajo de tesis son los siguientes:

Describir el deslizamiento en el río Grijalva, desde sus causas, daños, riesgos derivados de éste y el manejo de la emergencia.

Presentar las avenidas de diseño utilizando métodos estadísticos y funciones de probabilidad para las cuatro presas que se encuentran a lo largo del río Grijalva y para las aportaciones de los ríos Sayula y Tzimzac al río Grijalva.

Justificar la construcción de los túneles intercomunicadores en el río Grijalva, su diseño y funcionamiento hidráulico.

Para cubrir los objetivos propuestos se han desarrollado cinco capítulos:

El primer capítulo se dedica a una recopilación breve de antecedentes, los deslizamientos similares registrados en el mundo, las características fisiográficas de la cuenca, así como, los principales datos técnicos de las centrales hidroeléctricas instaladas a lo largo del río Grijalva, que por su potencial hidroeléctrico instalado es el más importante y el segundo en cuanto al caudal en nuestro país. Se describe la situación meteorológica de la zona previa al deslizamiento. También se presenta un resumen de las medidas de mitigación de inundaciones que se han realizado en la planicie en caso de emergencia.

Introducción

El segundo capítulo es una descripción del deslizamiento que se presentó en Noviembre de 2007 y que generó un tapón en la zona inmediata aguas arriba del vaso de la presa Peñitas, que obstruyó por completo el cauce del río Grijalva; sus causas, los daños, los riesgos y el manejo de la emergencia, ya que lo anterior generó un vaso de almacenamiento que puso en riesgo la presa Peñitas en caso de falla súbita.

El capítulo tres presenta las avenidas de diseño utilizando métodos estadísticos y funciones de probabilidad para las cuatro presas que se encuentran a lo largo del río Grijalva, para los ríos Sayula y Tzimbac y para los embalses superior e inferior del deslizamiento.

El capítulo cuatro comprende el objetivo, diseño, construcción y funcionamiento hidrológico e hidráulico de los túneles intercomunicadores.

Finalmente, en el capítulo cinco se presentan las conclusiones y recomendaciones de diseño que se derivan del trabajo realizado. Además se incluye un Anexo, donde expone la Norma Hidrológica de 1996, que establece los periodos de retorno de diseño.

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1 ANTECEDENTES

En este capítulo se describen las principales causas de los deslizamientos de tierra y se hace notar que la mayoría de ellos son causados por las intensas lluvias, como lo fue el deslizamiento que bloqueó por completo el cauce del río Grijalva. A continuación, se tiene una recopilación de información acerca de la cuenca Grijalva, sus principales características fisiográficas, incluyendo datos técnicos de su sistema hidroeléctrico. Posteriormente se describe la situación meteorológica de la zona afectada antes del deslizamiento y por último, se puede ver un resumen de las medidas de mitigación de inundaciones que se han llevado a cabo.

1.1 Deslizamientos

Cada año los deslizamientos de tierra representan una grave amenaza a los asentamientos humanos e infraestructura. “Deslizamientos de tierra” es un término general que cubre una amplia variedad de formas de tierra y procesos relacionados al movimiento de descenso del suelo y roca por la influencia de la gravedad. Aunque comúnmente ocurren conjuntamente con terremotos, inundaciones y volcanes, están mucho más diseminados que aquellas amenazas y con el tiempo causan más daño a la propiedad que cualquier otro evento geológico (Programa de entrenamiento para el manejo de desastres DMTP, 1995).

1.1.1 Causas de los deslizamientos

Los deslizamientos de tierra ocurren usualmente como efecto secundario de intensas tormentas, terremotos y erupciones volcánicas. Los materiales que componen los deslizamientos de tierra se dividen en dos clases, lecho de roca o suelo (DMTP, 1995).

Los deslizamientos de tierra ocurren como resultado de cambios, súbitos o graduales, en la composición, estructura, hidrología o vegetación de una ladera. Estos cambios puede ser causados por:

- **Vibraciones** por terremotos, explosiones, maquinaria, tráfico y truenos. Algunos de los deslizamientos de tierra más devastadores han sido provocados por terremotos.
- **Cambios en el contenido del agua** causado por intensas precipitaciones e incremento de los niveles del agua subterránea.
- **Remoción del apoyo lateral** causado por erosión, falla previa de la ladera, construcción, excavación, desforestación o pérdida de vegetación estabilizadora.
- **Exceso de peso** de lluvia, granizo, nieve, acumulación de piedras sueltas o material volcánico, acumulaciones de roca, acumulación de desechos y peso de edificaciones y vegetación.
- **Desgaste** y otras acciones físicas o químicas pueden disminuir la fuerza de las rocas y del suelo con el tiempo.

La interacción entre la hidrología y la geología determina finalmente que ocurra o no la activación de un deslizamiento. La respuesta puede ser rápida o inmediata en taludes de poco espesor de suelo con intensidades grandes de precipitación, o puede depender de la lluvia acumulada en 5, 15 o 30 días, o el efecto puede demorarse varios días o meses

después de los eventos de precipitación, de acuerdo a la complejidad geológica del sitio (Suárez, 2006).

La hidrogeología (Suárez, 2006) es un factor determinante en la ocurrencia de deslizamientos de tierra. La mayoría de los deslizamientos que ocurren en las zonas tropicales están relacionados con eventos de lluvias. Si se conoce con cierta precisión el comportamiento hidrogeológico de un sitio o área determinada, es posible pronosticar la ocurrencia de deslizamientos, flujos o avalanchas, relacionados con los eventos de lluvias, lo cual permitiría activar programas de manejo de riesgos. Sin embargo la mayoría de los deslizamientos ocurren en condiciones geológicas complejas y la modelación hidrogeológica es difícil. Se requiere realizar un trabajo muy extenso de investigación con muy buena instrumentación para obtener información detallada útil de la respuesta hidrológica para el manejo práctico de deslizamientos específicos. La hidrogeología no es una ciencia exacta y es difícil cuantificar los procesos con precisión con excepción de casos relativamente sencillos. Sin embargo, el estado actual del conocimiento sobre la respuesta hidrogeológica de los taludes permite entender algunos de los fenómenos y mecanismos de respuesta, lo cual facilita el análisis general de casos específicos.

Se debe partir del conocimiento lo más completo posible de la meteorología, hidrología, geología y geotecnia de la zona a analizar. Las lluvias en el sistema climático tropical dependen en buena parte de la zona de convergencia intertropical y generalmente los eventos de deslizamientos catastróficos están relacionados con variaciones de la zona de convergencia los cuales ocasionan lluvias extraordinarias, las cuales a su vez actúan como activadoras de deslizamientos de tierra. **Son los eventos lluviosos extremos los que más efecto tienen sobre la ocurrencia de deslizamientos de tierra** (Suárez, 2006).

El agua producto de las lluvias se infiltra en el suelo y produce cambios en el estado de presiones de poro. Estos cambios corresponden a una respuesta del sistema hidrogeológico del suelo a la ocurrencia de las precipitaciones. La forma y tiempo de esta respuesta dependen de las condiciones hidrogeológicas del sitio y/o del área circundante y a las características de los eventos lluviosos. Esta respuesta hidrogeológica puede conducir a la activación de deslizamientos de tierra. La ocurrencia de deslizamientos, su cantidad y su magnitud depende de la susceptibilidad del terreno a los deslizamientos y de la intensidad tiempo y distribución del evento de lluvias.

Cornforth (2005) presenta un caso instrumentado de aumento de nivel de agua freática con intensidad de la lluvia (figura 1.1). El caso corresponde a un deslizamiento antiguo de un conglomerado sobre un basalto. El piezómetro muestra una demora entre la precipitación y los niveles freáticos. La demora entre los picos de la precipitación y el nivel de agua es de 25 horas para este caso. La respuesta del terreno puede ser rápida o puede tomar varios días o semanas.

En los sistemas de respuesta rápida los niveles freáticos son difíciles de medir utilizando piezómetros con medición en visitas periódicas debido a que los picos de los niveles de agua son muy transitorios. La instrumentación mediante piezómetros en tiempo real permite estudiar a detalle la respuesta hidrogeológica rápida. Sin embargo no es común la instrumentación en tiempo real y pocos sitios en el mundo cuentan con instrumentación piezométrica automática.

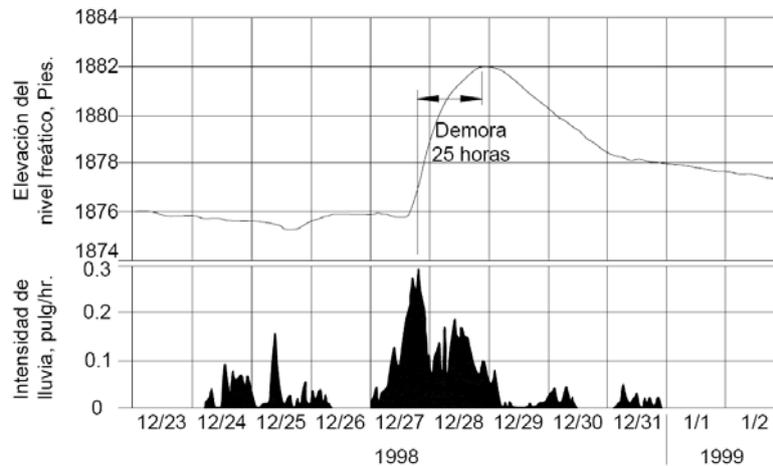


Figura 1.1. Respuesta del nivel freático a las lluvias en un deslizamiento de un conglomerado sobre un basalto (Cornforth, 2005).

1.1.2 Los deslizamientos y su clasificación

Sharpe en 1938 definió los deslizamientos como la caída perceptible o movimiento descendente de una masa de tierra, roca o ambas. Según Crozier (1986) un deslizamiento se define como el movimiento gravitacional hacia el exterior de la ladera y descendente de tierra o rocas, el término deslizamiento se utiliza para movimientos de ladera que se producen a lo largo de una superficie de rotura bien definida.

Existen varias clasificaciones de deslizamientos, basadas todas ellas en el mecanismo de rotura, la naturaleza de los materiales involucrados y la velocidad de movimiento de masa (tabla 1.1). En la figura 1.2 se muestran los distintos tipos de deslizamientos.

Un desprendimiento es aquel movimiento de una porción de suelo o roca, en forma de bloques aislados o masivamente que, en una gran parte de su trayectoria desciende por el aire en caída libre, volviendo a entrar en contacto con el terreno, donde se producen saltos, rebotes y rodaduras (Corominas, 1989).

Los vuelcos son movimientos de rotación hacia el exterior, de una unidad o de un conjunto de bloques, alrededor de un eje pivotante situado por debajo del centro de gravedad de la masa movida.

Los deslizamientos son movimientos descendentes relativamente rápidos de una masa de suelo o roca que tiene lugar a lo largo de una o varias superficies definidas que son visibles o que pueden ser inferidas razonablemente o bien corresponder a una franja relativamente estrecha. Se considera que la masa movida se desplaza como un bloque único, y según la trayectoria descrita los desplazamientos pueden ser rotacionales o traslacionales.

El movimiento dominante en las expansiones laterales es la extrusión plástica lateral, acomodada por fracturas de cizalla o de tracción que en ocasiones puede ser de difícil localización.

Finalmente los flujos son movimientos de una masa desorganizada o mezclada donde no todas las partículas se desplazan a la misma velocidad ni sus trayectorias tiene que ser paralelas. Debido a ello la masa movida no conserva su forma en su movimiento descendente, adoptando a menudo morfologías lobuladas (Corominas, 1989).

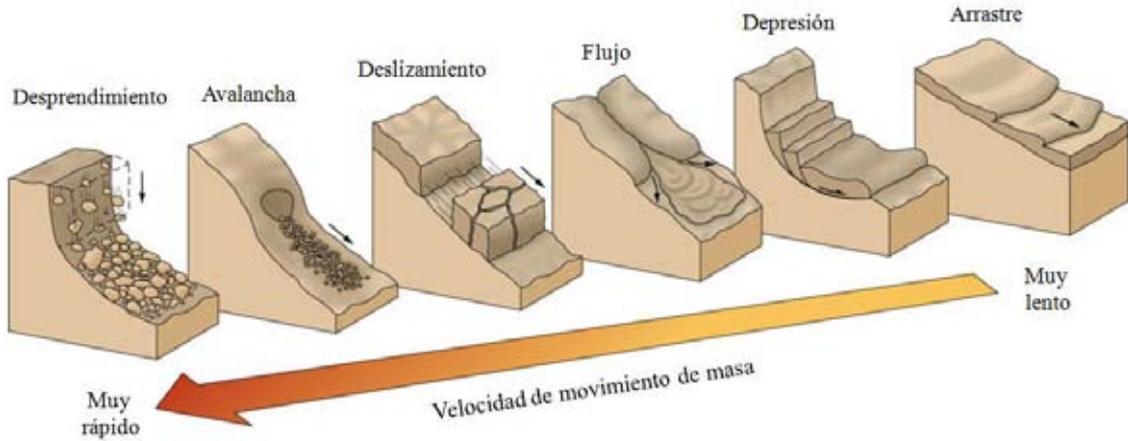


Figura 1.2. Clasificación de los deslizamientos (Schuster, 2002).

Tabla 1.1. Clasificación simplificada de los movimientos de ladera modificada de Corominas y García (1997) con la terminología en inglés.

TIPO DE MECANISMO	SUBTIPO	TIPO DE DESLIZAMIENTO	(INGLÉS)
Movimientos donde predomina la trayectoria vertical		Desprendimientos o caídas	Falls
Movimientos de giro de bloques determinados por la fracturación en escarpes		Vuelcos	Topples
Movimientos de grandes bloques al iniciarse la rotura	Superficies de desplazamientos planas o asimilables a ellas	Resbalamientos o deslizamientos Desplazamientos concordantes Desplazamientos discordantes	Slides
	Desplazamientos sobre superficies curvadas	Deslizamiento rotacional	Rotational slides
Movimientos de una masa desorganizada	Flujos	Reptación Coladas de tierra Soliflucción Corrientes de derrubios Golpes de arena y limo Flujos de roca Avalanchas	Creep Earthflows Solifluction Debris flows Sand and silt flows Rock flows Avalanches
Movimientos con extrusión plástica lateral		Expansión lateral	Lateral spreading
Otros movimientos	Deformaciones sin rotura o previas a la rotura	Reptación por fluencia Cabeceo de estratos Combadura Pandeo en valle Deformaciones gravitacionales profundas Rotura confinada	Flexural toppling Cambering Bulging Sagging Confined failure
	Movimientos complejos	Colapso de volcanes Flujos deslizantes	Flow slides

1.1.3 Actividad y peligrosidad de los deslizamientos

Atendiendo al estado de actividad en que se encuentra un deslizamiento se pueden definir los términos representados en la figura 1.3.

1. Deslizamiento activo es el que se está moviendo en el momento de la observación.
2. Deslizamiento en suspenso es el que se ha movido en los últimos 12 meses, pero actualmente no es activo.
3. Deslizamiento reactivado es un deslizamiento activo que previamente ha sido inactivo (se conoce por reactivaciones de un deslizamiento).

4. Deslizamiento inactivo es aquel que no se ha movido en los últimos 12 meses. Los inactivos se pueden subdividir en los siguientes estados:
5. Deslizamiento latente es un movimiento inactivo que se puede reactivar por las causas que lo originaron.
6. Deslizamiento antiguo es un deslizamiento inactivo que no ha vuelto a ser afectado por sus causas originales.
7. Un deslizamiento estabilizado es aquel inactivo en el que se han adoptado medidas correctoras.
8. Deslizamiento relicto es aquel inactivo que se desarrolló bajo condiciones climáticas o geomorfológicas considerablemente diferentes de las que prevalecen actualmente.

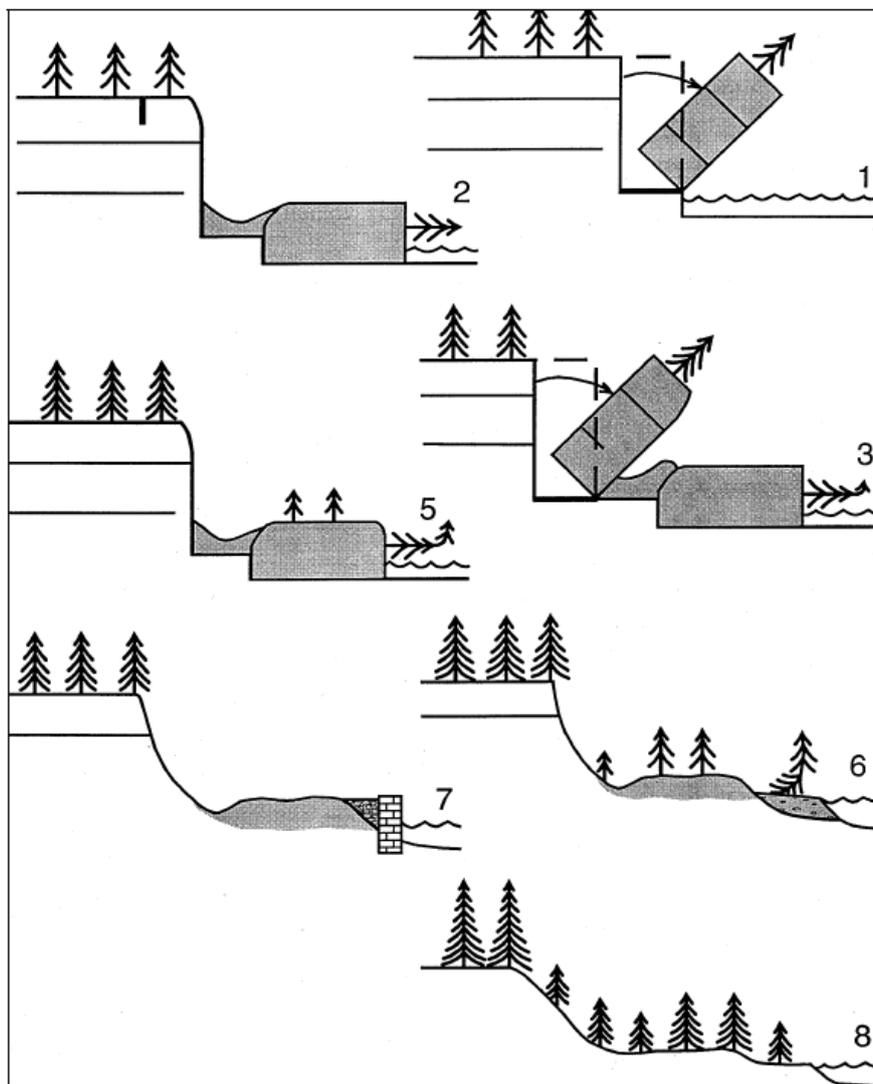


Figura 1.3. Estados de actividad de los deslizamientos (WP/WLI, 1993).

Los deslizamientos conllevan un riesgo geológico nada despreciable. Aunque el peligro de producir roturas en un lugar sea muy alto, el riesgo no lo será si ello no produce daños en la población o en las infraestructuras. El riesgo trae consigo la existencia de un peligro, pero

un fenómeno peligroso no conduce necesariamente a un riesgo para la población. Los siguientes conceptos basados en Varnes (1984) definen bien la relación entre peligrosidad y riesgo.

La peligrosidad (P) es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente perjudicial dentro de un periodo de tiempo determinado y en un área específica.

La vulnerabilidad (V) es el grado de pérdida provocado por la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud determinada sobre un elemento o conjunto de elementos.

El riesgo específico (Rs) es el grado de pérdida esperado debido a un fenómeno natural y se expresa como el producto de P por V.

Los elementos bajo riesgo (E) de un área son la población, las propiedades, etc.

Finalmente el riesgo total (Rt) corresponde al número de vidas perdidas, daños a la propiedad y a las personas, etc. Debidas a un fenómeno natural concreto. El riesgo total se define como el producto del riesgo específico y de los elementos bajo riesgo como se observa en la siguiente expresión:

$$Rt = E * Rs = E * (P * V) \quad (1.1)$$

1.1.4 Modelos para predecir la respuesta de los deslizamientos

No existe un modelo que pueda ser aplicado a todos los casos. Existen los modelos estadísticos y los modelos físicos. Entre los modelos físicos existen modelos basados en flujos de agua y presiones de poro positivas, y modelos de flujo no saturado. El modelo a utilizar depende de la información existente y del mecanismo de falla presente (Suárez, 2006).

Las investigaciones de análisis estadístico de la información permiten elaborar modelos para predecir que si ocurre un determinado evento lluvioso van a ocurrir o no deslizamientos catastróficos. Si existe información previa específica de los eventos en un sitio determinado se pueden determinar los niveles de catástrofe con base en la estadística. Por ejemplo, los trabajos realizados en Hong Kong han permitido elaborar modelos para los taludes alrededor de esa ciudad. De igual forma se pueden elaborar modelos para otros sitios. Sin embargo, el problema principal es la falta de información histórica para poder elaborar un modelo estadístico.

Los modelos físicos con base en programas computacionales que combina elementos hidrogeológicos y geotécnicos son una herramienta útil para determinar niveles de amenaza (Crostra y Frattini 2003), para problemas locales de un determinado deslizamiento cuando la complejidad geológica no es muy grande y la información existente es suficiente para la elaboración de un modelo.

Marín Nieto (2003), indica que la complejidad geológica en las zonas tropicales es tal que impide obtener una relación para predecir la ocurrencia de un deslizamiento en una

determinada región climática y geológica. La respuesta hidrogeológica depende del marco geológico y no existen dos sitios geológicamente iguales.

La extrapolación de información de un sitio para otro generalmente no es confiable. Sin embargo, “conceptualmente” se puede extrapolar entre dos ambientes geológicamente similares, con un determinado margen de error.

Resumiendo, en el estado del arte actual el análisis estadístico es la mejor herramienta disponible de predicción. “Lo que ocurrió en el pasado puede ocurrir en el futuro” y los modelos físicos son una herramienta útil la cual requiere de niveles de investigación muy detallados.

1.1.5 Deslizamientos en el mundo

Los deslizamientos de tierra son un fenómeno natural que ha recibido poca atención excepto por los casos históricos o individuales y por sus efectos. Los deslizamientos recientes que se han reportado en el mundo se debieron principalmente a precipitaciones, sismos y erupciones volcánicas. Después de investigar en la literatura sobre el tema, se ha encontrado, que el factor más frecuente y que incide para que se presente este fenómeno es el mal tiempo recurrente en una misma zona; en las figuras 1.4 y 1.5 se muestran la distribución y las causas de los deslizamientos en presas en el mundo, según Robert L. Schuster (1988).



Figura 1.4. Distribución de los deslizamientos en Presas (Schuster, 1988).

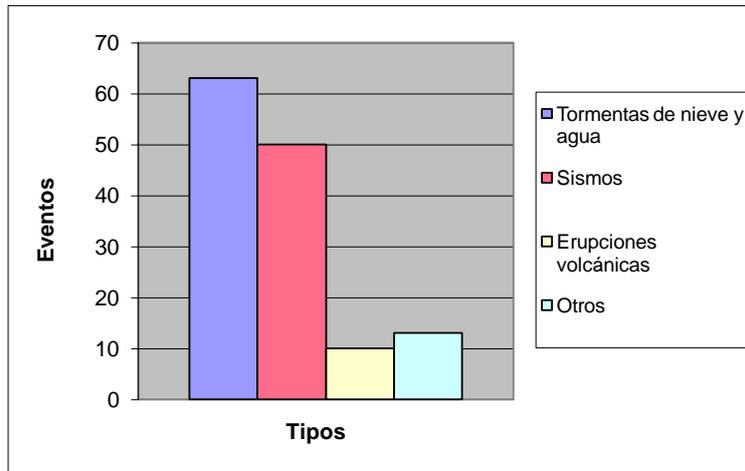


Figura 1.5. Causas de deslizamientos (Schuster, 1988)

Muchos caídos son de corta duración; en 63 casos documentados (Schuster y Costa, 1986), se tiene que:

- El 22 % fallan en menos de 1 día y la mitad en menos de 10 días.
- El desbordamiento y la consecuente erosión regresiva constituyen la causa más frecuente de la falla.
- El comportamiento del caído y la magnitud de la inundación resultante, dependen de su tamaño y geometría y de las propiedades de los materiales que forman el caído, figura 1.6.

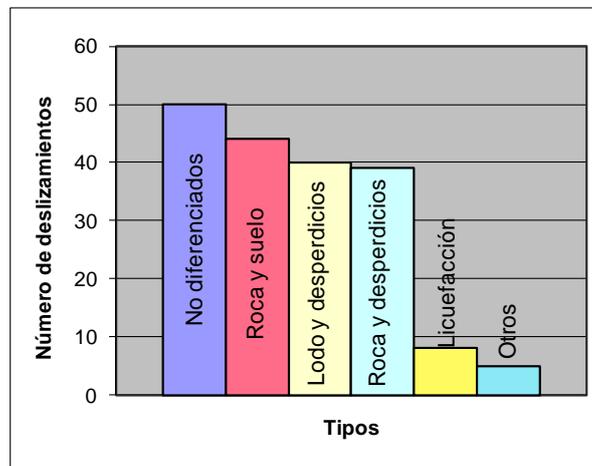


Figura 1.6. Tipos de deslizamientos (Schuster, 1986)

Los datos registrados durante el último siglo a nivel mundial muestran un incremento en el número de eventos catastróficos debidos a procesos naturales y en los daños producidos por los mismos, especialmente en los últimos 40 años; los países de Asia, América y África son los que más numerosas y mayores catástrofes naturales han padecido (Alexander, 1993; Alcántara-Ayala, 2002; United Nations, 2002; The Centre for Research on the Epidemiology of Disasters EM-DAT, 2005).

Antecedentes

Las mayores pérdidas económicas se producen en los países desarrollados, debido principalmente a que el valor de los bienes expuestos a las amenazas (infraestructuras, edificios, actividad económica, etc.) es mucho mayor (Crozier, 1986; Alexander, 1993; Uitto, 1998; Berz, 1999; Chardon, 1999; Alcántara-Ayala, 2002, 2004). No obstante, aunque el valor absoluto de los daños sea mayor en los países industrializados, su importancia en relación con el PIB, es mucho menor que en los países en vías de desarrollo (Burton, 1978; *United Nations*, 2002). Así, por ejemplo, durante el período 1990-99 los gastos afrontados por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), como consecuencia de las catástrofes naturales ocurridas en los Estados Unidos, ascendieron a más de 25.4 billones de dólares, cifra absoluta muy considerable pero poco significativa en relación con el PIB del país (FEMA, 2002).

Las catástrofes naturales que mayores daños (víctimas y/o pérdidas materiales) causan a nivel mundial son las inundaciones y los huracanes, seguidos por los terremotos (Munich Re, 2005), tal como se muestra en las figuras 1.7 y 1.8.

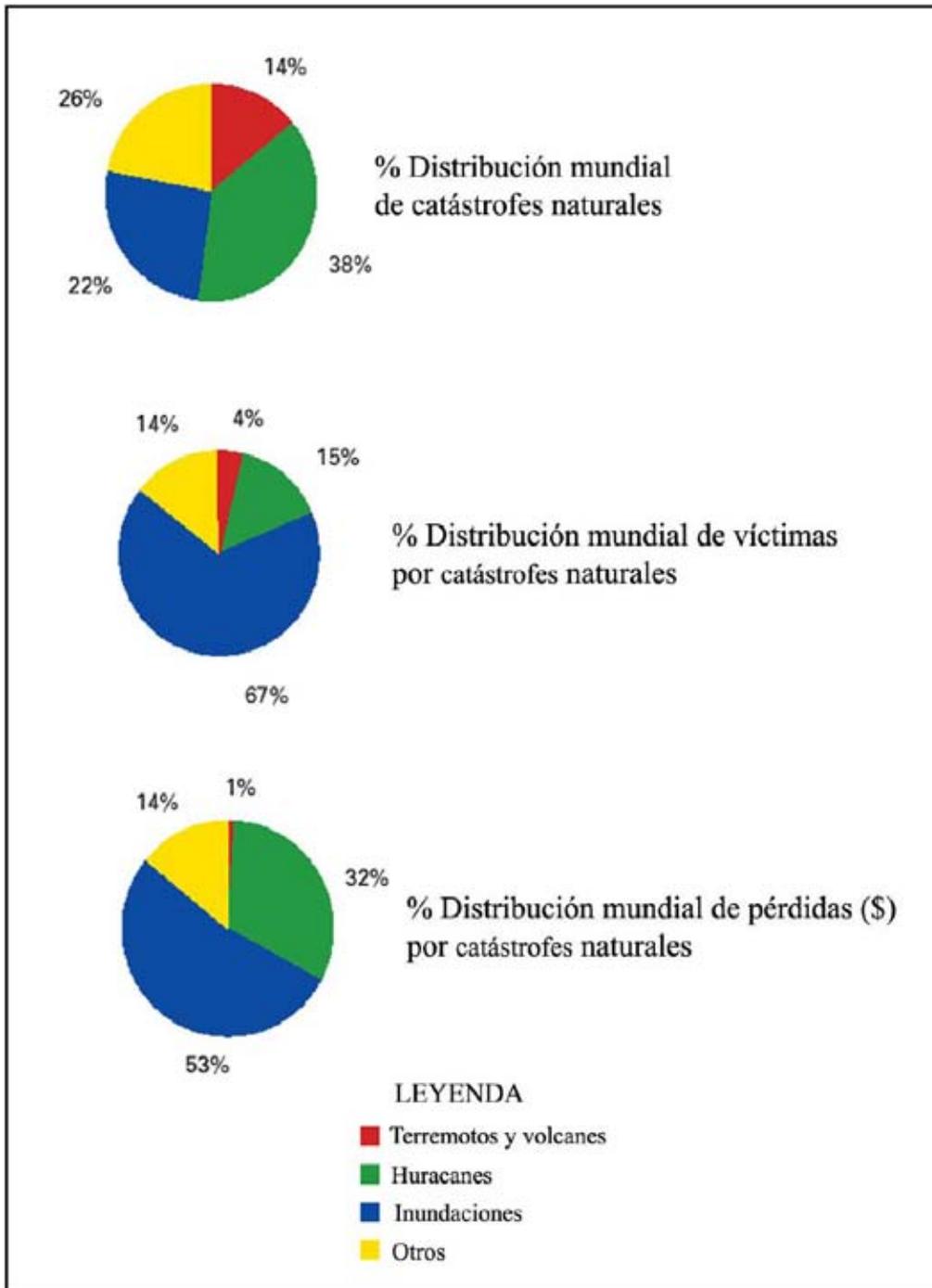


Figura 1.7. Importancia de los diferentes tipos de catástrofes naturales para el periodo 1950-2000 (Munich Re, 2005). Los deslizamientos se incluyen en el apartado de “otros”.

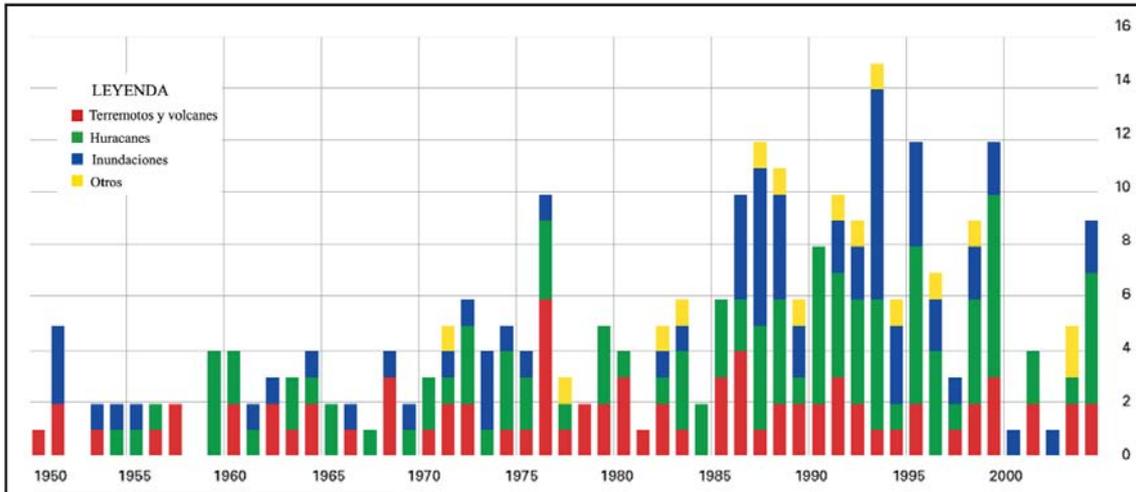


Figura 1.8. Distribución de los grandes tipos de catástrofes naturales en el mundo en la segunda mitad del siglo XX (Munich Re, 2005).

Si se tiene en cuenta la distribución geográfica de los distintos riesgos naturales, las inundaciones y los deslizamientos son sin duda los más generalizados, pues afectan a todos los países del mundo. Algunos ejemplos de inundaciones importantes son las ocurridas en Francia (1992), Centroeuropa (1992, 1993, 1995, 2002, 2005), Italia (1994, 2000), República Checa y Polonia (1997), Suecia (2000), EEUU, Bangladesh, China, Guatemala, Honduras, Somalia y Sudáfrica durante la década de los 90 (United Nations, 2002), las inundaciones ocurridas en Nueva Orleans como consecuencia del huracán “Katrina” en agosto de 2005, y las de México, en los estados de Chiapas y Tabasco (1973, 1998, 1999, 2005, 2007).

En segundo lugar, lo que parece ser una tendencia al aumento en el número de eventos catastróficos y en los daños causados por dichos procesos a lo largo de la segunda mitad del siglo XX (figura 1.9). En relación con esto, cabe señalar que el aumento detectado en víctimas y daños (figura 1.10), parece bastante lógico, al haberse producido en ese período un aumento notable del número de personas y de los bienes expuestos en zonas de riesgo.

Sin embargo, el aumento en el número de eventos reflejado en los datos registrados puede deberse en parte a una mejora en la recopilación de información para los tiempos más recientes.

Esto parece especialmente probable en el caso de los terremotos y de las erupciones volcánicas. Sin embargo, en el caso de las inundaciones, huracanes o deslizamientos, el aumento se deba también al efecto del cambio climático global, una de cuyas consecuencias es el aumento en la frecuencia y/o intensidad de los eventos climáticos extremos (Berz, 1999; Moreno, 2005). Es interesante señalar, sin embargo, que la tendencia al aumento es bastante menor para los desastres de tipo estrictamente climático que para aquéllos en los que intervienen los condicionantes geomorfológicos. Esto se ha interpretado por Cendrero (2006) como consecuencia de la superposición del cambio climático y del “cambio geomorfológico global”.

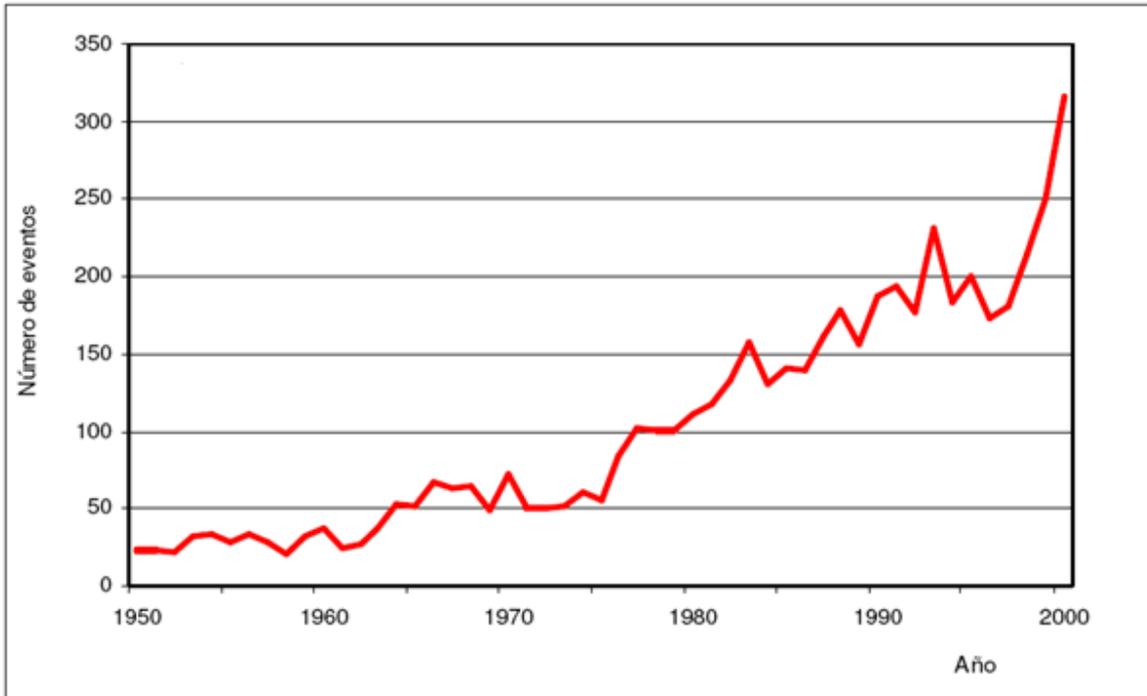


Figura 1.9. Evolución en el número de eventos naturales catastróficos en el mundo durante los últimos 50 años (EM-DAT, 2005).

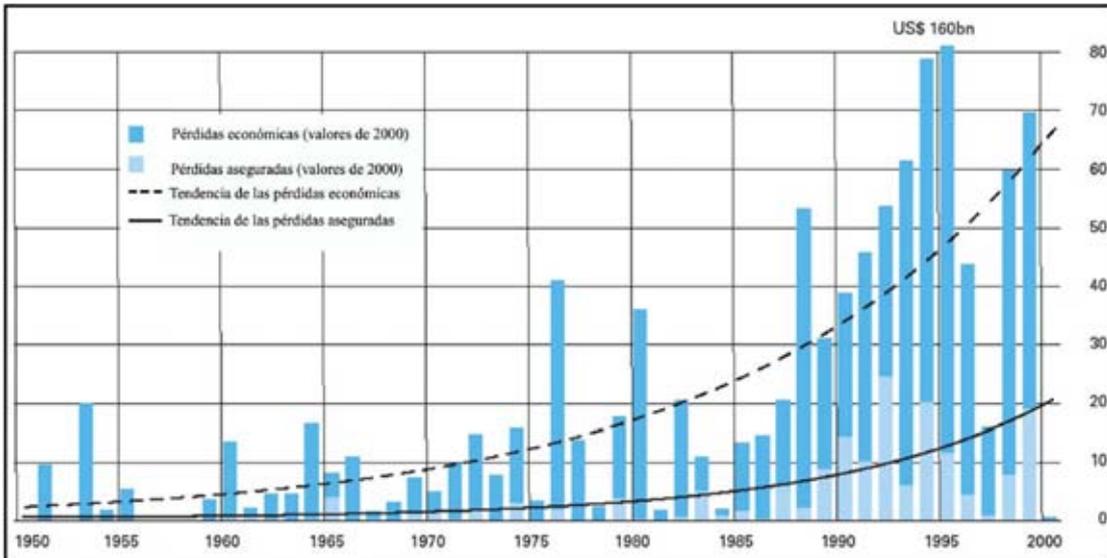


Figura 1.10. Evolución del número de daños (en billones de dólares americanos) ocasionados como consecuencia de los procesos naturales ocurridos durante los últimos 50 años en el mundo (Munich Re, 2005).

1.1.5.1 Consecuencias socio-económicas de los deslizamientos a nivel mundial

La mayoría de los deslizamientos que ocurren en el mundo producen únicamente daños materiales, o si acaso un número pequeño de víctimas. Es frecuente que no queden reflejados en las recopilaciones de ámbito global o nacional, a pesar de que, por lo frecuentes y extendidos que son estos procesos, causan, en conjunto, daños muy importantes. Muchos deslizamientos se producen en zonas montañosas, prácticamente deshabitadas, por lo cual el riesgo es mínimo (pero no la peligrosidad). En otras ocasiones, los movimientos son pequeños o superficiales, y los daños que producen son reducidos, y por tanto no se consideran (Remondo, 2001). En muchos otros casos, aunque los daños sean importantes, los deslizamientos coinciden con inundaciones o con sismos y, en menor medida, actividad volcánica. Existen numerosos ejemplos de grandes deslizamientos que han producido daños considerables en muy diversos países (tabla 1.2).

La base de datos creada por EM-DAT (2005) a partir de bases de datos preexistentes y de nuevos datos, ha contabilizado, para el período 1900-2001, que los deslizamientos u otros procesos relacionados con ellos han provocado un total de 64,088 víctimas en 364 grandes eventos.

Estos datos se aproximan a los obtenidos por Schuster (1986). Sin embargo, y como ya se ha comentado, se debe tener en cuenta que la mayoría de los registros corresponden a las tres últimas décadas, por lo que los datos están incompletos, además de poder haber sido incluidos en los registros de otros procesos. En el caso de las inundaciones y durante el mismo período, estos autores estiman que el número de víctimas es de unos 7.5 millones. Considerando tales cifras válidas, esto supone que las inundaciones son hasta 100 veces más dañinas que los deslizamientos.

En América Latina, el número de víctimas y los daños materiales por evento ocurrido han sido siempre muy altos, ya que muchos asentamientos humanos se encuentran al pie de montañas o bien en zonas próximas. Sin embargo, las estimaciones de daños son escasas, sobre todo en eventos poco recientes, y las que hay difieren mucho unas de otras. Los datos que se presentan a continuación corresponden a eventos puntuales de deslizamiento, casi siempre relacionados con otro tipo de proceso. Teniendo en cuenta que estos ejemplos representan sólo una pequeña parte del total, cabe esperar que los daños debidos a deslizamientos sean muy grandes y si se les compara con los producidos por otro tipo de proceso, probablemente sean los movimientos en masa uno de los procesos naturales que mayores daños produce en esta región del mundo.

Tabla 1.2. Datos relativos a eventos catastróficos originados por deslizamiento a nivel mundial, víctimas y daños (EM-DAT, 2005).

País	Amenaza	Año	Víctimas	Daños (Millones de \$)
Unión Soviética	Deslizamiento	1949	12.000	
México	Deslizamiento	1959	5.000	
Perú	Deslizamiento	1941	5.000	
Honduras	Deslizamiento	1973	2.800	
Perú	Deslizamiento	1962	2.000	200
Italia	Deslizamiento	1963	1.189	
India	Deslizamiento	1968	1.000	
Colombia	Deslizamiento	1987	640	
Perú	Deslizamiento	1971	600	
China	Deslizamiento	1934	500	
India	Deslizamiento	1948	500	
Perú	Deslizamiento	1973	500	
Brasil	Deslizamiento	1967	436	
Indonesia	Deslizamiento	1955	405	
India	Deslizamiento	1995	400	
USA	Deslizamiento	1972	400	
Afganistán	Deslizamiento	1995	354	
Brasil	Deslizamiento	1966	350	27
Perú	Deslizamiento	1974	310	22
Colombia	Deslizamiento	1974	300	
Ecuador	Deslizamiento	1993	300	
Perú	Deslizamiento	1997	300	
Filipinas	Deslizamiento	1985	300	
Filipinas	Deslizamiento	2000	287	
China	Deslizamiento	1983	277	
Haití	Deslizamiento	1954	262	
Turquía	Avalancha	1992	261	
India	Deslizamiento	1988	255	
India	Avalancha	1988	250	
India	Avalancha	1995	250	
Tajikistan	Deslizamiento	1992	243	24
India	Deslizamiento	1998	239	
Rusia	Avalancha	1993	239	
Perú	Deslizamiento	1983	232	
India	Deslizamiento	1979	230	
China	Deslizamiento	1996	226	
China	Deslizamiento	1996	226	
Brasil	Deslizamiento	1967	224	
Brasil	Deslizamiento	1967	224	
Austria	Avalancha	1954	200	
China	Deslizamiento	1991	200	
Colombia	Deslizamiento	1971	200	
Colombia	Deslizamiento	1973	200	
Colombia	Deslizamiento	1986	200	
Ecuador	Deslizamiento	1993	200	500
Japón	Deslizamiento	1923	200	
Papua-N. Guinea	Deslizamiento	1991	200	
Filipinas	Deslizamiento	1981	200	

En Guatemala, en 1976, un terremoto originó unos 10,000 deslizamientos y más de 200 muertos (Harp, 1981).

En Honduras, como consecuencia del huracán Mitch en 1998, se produjeron unos 500,000 deslizamientos (cerca de un millón en toda Centroamérica; Harp, 2001; Harp et al., 2002), unas 2,500 personas murieron en Nicaragua durante el mismo evento.

En El Salvador en 2001, tuvo lugar un terremoto que produjo alrededor de un billón de dólares en daños, más de 700 muertos, cerca de 1,000,000 damnificados y más de 500 deslizamientos, los cuales causaron la mayoría de estos daños (Munich, 2005).

En Venezuela, las pérdidas anuales debidas a deslizamientos se han estimado en 55 millones de dólares. En este mismo país, los flujos de derrubios ocurridos en 1999 produjeron unas 50,000 víctimas y 10 billones de dólares en pérdidas, equivalentes al 12.2% del PIB.

El terremoto que tuvo lugar en Huascarán (Perú), en 1970, generó un gran deslizamiento que acabó con la vida de unas 60,000 personas (Oliver-Smith, 2002).

En Ecuador se presentó un deslizamiento de 25 millones de m³ de piedra y tierra, y embalsó al río Paute, con un caído de 100 m de alto y un km de longitud, formando un lago de 200 millones de m³. Se excavó un canal de 18 m de profundidad y 6 m de ancho con el fin de bajar el nivel de la cresta de vertido y disminuir la inundación tanto aguas arriba como aguas abajo.

A los 26 días el agua se desbordó por el canal y a los 33 días el caído falló por erosión superficial, causando una onda de crecida con un pico de más de 10,000 m³/s, que produjo daños a lo largo de más de 100 km aguas abajo, causó 72 víctimas, se tuvieron 14,000 evacuados y pérdidas directas por USD 147 millones (1.5 % PIB de 1993), destruyó 1,500 casas y dañó más de 40 km de carreteras (González, 2007).

En 1974, uno de los deslizamientos de tierra más grandes en la historia ocurrió en el valle del río Mantaro en los Andes del Perú. Una laguna temporal fue formada cuando el deslizamiento represó el río Mantaro causando la inundación de granjas, tres puentes, y unos veinte kilómetros de carretera. Casi 500 personas en el pueblo de Mayunmarca y en sus alrededores perdieron la vida. Este desastre es un ejemplo del potencial destructivo de los deslizamientos de tierra y el por qué son considerados como peligros. Si bien no todos los deslizamientos producen catástrofes, los daños causados por muchos pequeños pueden ser igual o exceder el impacto de un solo gran deslizamiento. Así, los deslizamientos tanto grandes como pequeños son capaces de causar daños significativos y pérdidas de vida (Hutchinson y Kogan, 1975).

En el año 2006 un deslizamiento de tierra causado por las fuertes lluvias sepultó la aldea de Saint Bernard, en la isla filipina de Leyte. Confirmaron 33 muertos y otras 1,500 personas desaparecidas.

La zona afectada se limitó en un perímetro de 1 km², se estimó que podían vivir entre 3,000 y 4,000 personas. Por lo que respecta a las causas, fueron las fuertes lluvias en la zona y a la deforestación del terreno, que impidió la filtración del agua. El deslizamiento de tierra

sepultó aproximadamente 500 viviendas del pueblo. El 90% de Saint Bernard quedó barrido por el siniestro (El Mundo, 2006).

Las crecientes de ríos y los deslizamientos de tierras son comunes en Indonesia. En el año de 2007 las lluvias torrenciales caídas en la isla más poblada de Indonesia, Java, provocaron deslizamientos de tierra, que a su vez, provocaron 75 muertos. Fue la primera vez, en los últimos 25 años, que ocurrió algo de esta magnitud en Java Central. En los últimos meses, las precipitaciones causaron víctimas mortales en las regiones de Aceh, Sumatra, Riau, Jambi, norte de las Célebes, Gorontalo, sur de Borneo y Yakarta (El Mundo, 2007).

Otro caso similar fue lo que sucedió en Nicaragua en 2008, donde 18 deslizamientos de tierra se produjeron a causa de las lluvias en el sureste y norte de Nicaragua. Debido a los aguaceros ocurrieron dos deslizamientos de tierra en la Isla de Ometepe, en el Gran Lago de Nicaragua. Posteriormente se registraron catorce deslizamientos de tierra en la municipalidad de Murra, departamento (provincia) de Nueva Segovia, norte del país. También se registraron dos deslizamientos que afectaron el Centro de Salud de Murra. El número de personas muertas por las intensas lluvias que azotaron a Nicaragua fue de doce, los afectados son 4,970, las viviendas parcialmente dañadas 209 y las destruidas 26. (Soitu.es, 2008)

Otras áreas que se ven gravemente afectadas por los deslizamientos son las zonas asiáticas, como China y Japón. En China, gran parte de las víctimas y daños causados por los terremotos se deben a deslizamientos generados por éstos en terrenos de "loess" (Derbyshire, 2000). Las pérdidas anuales estimadas en China ascienden a 15.000 millones de dólares y el número de víctimas a 150 por año (Tianchi & Shumin, 1992). En Japón, uno de los países más afectados, las cantidades que se dedican anualmente para cubrir los daños ocasionados por deslizamientos ascienden a 650 millones de dólares (Yamamoto, 2003); otros autores indican pérdidas anuales por deslizamientos en torno a 4,000 millones de dólares (Schuster, 1996).

Un terremoto de 8.0 grados de magnitud en la escala de Richter sacudió la provincia de Sichuan, China, el pasado 12 de mayo de 2008, figura 1.11. Los muertos por el terremoto superan los 67,000 y unas 80,000 personas fueron evacuadas por la posible ruptura de un embalse. Como acciones secundarias se produjeron una serie de deslizamientos de tierra, caída de rocas, avalanchas de lodo e inundaciones (Diario Público, 2008).



Figura 1.11. Deslizamiento en Sichuan, China (Diario Público, 2008).

El lago del terremoto de Tangjiashan, que se encontraba en peligro de desbordarse por el agua que contenía, fue uno de los más de 30 lagos de este tipo en los ríos bloqueados por deslizamientos de tierras ocasionados por el sismo devastador y sus réplicas. El lago se encuentra en el curso superior del río y a 3.2 km del distrito de Beichuan, desde donde han sido evacuados miles de sobrevivientes del desastre natural.

Los lagos del terremoto se formaron cuando millones de toneladas de metros cúbicos de piedras y lodo se desprendieron de las montañas durante el sismo de 8.0 grados en la escala de Richter, y bloquearon decenas de ríos de la zona.

El dique del lago de Tangjiashan estaba en peligro de desbordarse debido a que el nivel del agua se elevó cerca de dos metros en 5 días, hasta llegar a los 723 m, quedando a sólo 29 m por debajo de la parte más baja del dique, que mide 752 m de alto.

El sismo, que también provocó deslizamientos de tierra en la montañosa provincia, dañó más de 33,000 hectáreas de tierras de cultivo, incluyendo más de 10,000 hectáreas de trigo y más de 20,000 hectáreas de verduras en las 13 ciudades y distritos más afectados.

El presupuesto central asignó 569 millones de dólares al fondo de ayuda para las áreas afectadas por el sismo (Diario Público, 2008).

1.2 Características fisiográficas de la Cuenca Grijalva

La cuenca del río Grijalva (figura 1.12) se localiza en el sureste de la República Mexicana, y corresponde a la vertiente del Golfo de México. Es una cuenca transfronteriza que nace en Guatemala y cruza los estados de Chiapas y Tabasco; las áreas propensas a inundaciones son las zonas adyacentes a los cauces y sus afluentes y efluentes. Existe una zona crítica de inundaciones hacia la parte centro-norte del estado de Tabasco.



Figura 1.12. Cuenca Grijalva

El área total de la cuenca es de aproximadamente 53,120 km², de los cuales 5,600 km² corresponden a la República de Guatemala y los 47,520 km² restantes abarcan parte de los estados de Tabasco, Chiapas, Veracruz y Oaxaca en México.

Esta cuenca cuenta con 11 estaciones hidrométricas, 30 estaciones climatológicas y 4 estaciones controladoras de vasos (Figura 1.13).

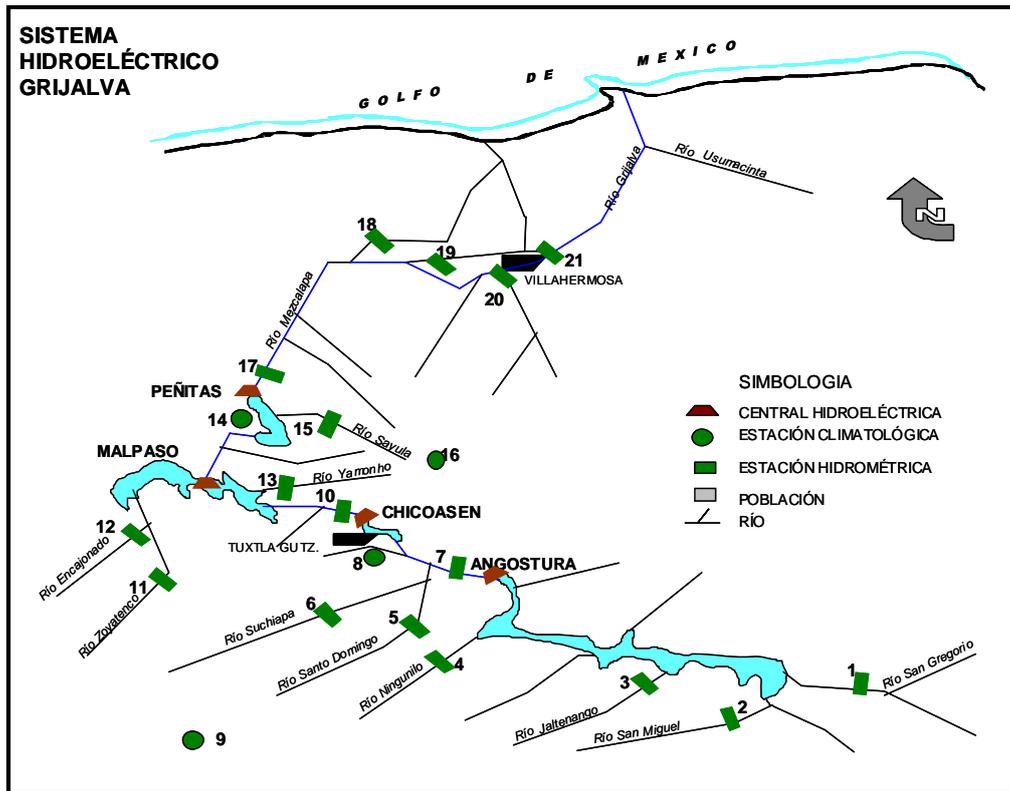


Figura 1.13. Sistema Hidroeléctrico Grijalva. Fuente: CONAGUA.

1.2.1 Características principales del río Grijalva

El río Grijalva en México, es la segunda corriente en importancia en cuanto a escurrimiento con un volumen medio anual de 30,000 millones de m³, y en su desembocadura se une con el río Usumacinta que es el principal río de México; el escurrimiento medio anual de ambos es en promedio de 125,000 Mm³ (Marengo, 2003).

La corriente que da origen al río Grijalva nace en la sierra de Cuchumatanes dentro de Guatemala, a más de 4,000 metros sobre el nivel del mar, formándose por la unión de los ríos San Gregorio y San Miguel, estos dos ríos atraviesan por separado la frontera entre México y Guatemala.

El Grijalva drena fundamentalmente la parte alta del estado de Chiapas y después se convierte en el río Samaria, el Usumacinta drena la parte alta del estado de Tabasco y Guatemala y se unen en la desembocadura con varias corrientes que cruzan la ciudad de Villahermosa, capital del estado de Tabasco, como se muestra en la figura 1.14 (Marengo, 2003).

En su cuenca alta el río Grijalva se llama así; después se conoce como río Grande de Chiapas, luego como Mezcalapa y finalmente a la altura de la ciudad de Villahermosa recupera su nombre original de río Grijalva, que conserva hasta su desembocadura al mar.

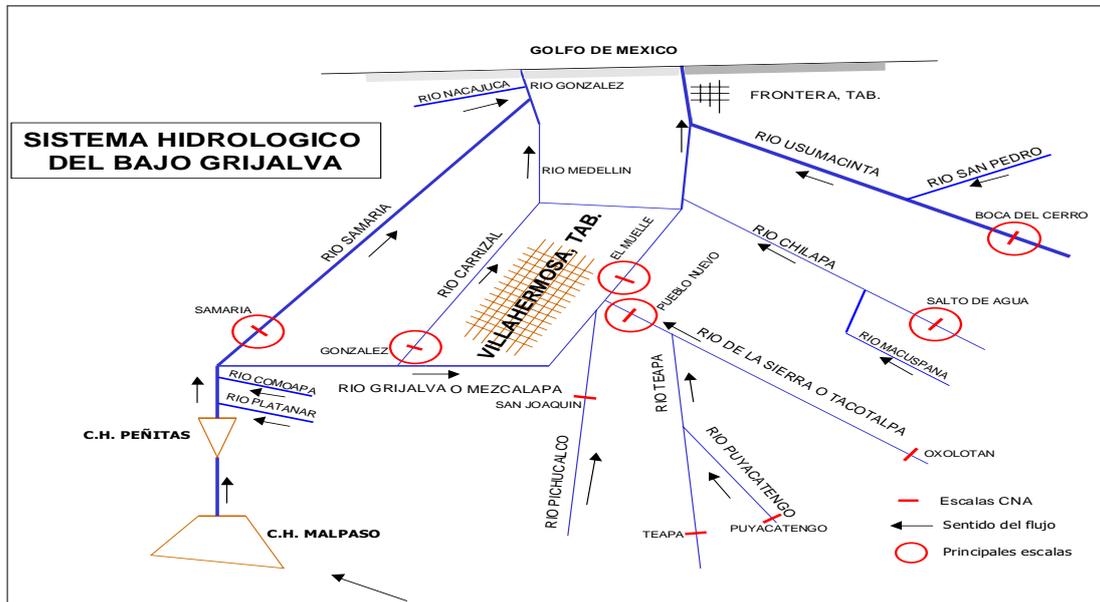


Figura 1.14. Sistema hidrográfico de los ríos Grijalva y Usumacinta (Marengo, 2003).

La región hidrológica Grijalva-Usumacinta tiene la influencia de los ciclones tropicales que se originan en el mar Caribe y en el Golfo de México. Existe gran cantidad de ríos, lagunas y arroyos que irrigan la parte baja de esta región, comprendida casi en su totalidad en el estado de Tabasco. En temporada de lluvias incrementan a tal grado el volumen de sus escurrimientos, que podrían provocar grandes inundaciones que afecten a los asentamientos humanos y zonas agrícolas, ganaderas e industriales, causando grandes daños económicos.

La región hidrológica constituye una de las más importantes del país. Está ubicada hacia la zona que se conoce generalmente como sureste y corresponde a la vertiente del Golfo de México. Propiamente se encuentra constituida por el sistema Grijalva-Usumacinta, adicionado con el río Santa Ana (Tabasco) hacia el oeste y el río Palizada (Campeche) hacia el este, de la amplia zona en que el mencionado sistema desemboca en el Golfo de México, como se muestra en la figura 1.15.

como en algunas colonias periurbanas de la ciudad de Villahermosa cercanas a los márgenes de los ríos Grijalva y Carrizal. Ello implica una alta responsabilidad técnica, ambiental, económica y social en el manejo del agua de este río (CFE, 2009).

1.3 Medidas de mitigación de inundaciones en el bajo Grijalva

La contribución de la CFE al Programa Integral contra Inundaciones (PICI) tiene su origen en la contingencia presentada en la región sureste del país en septiembre y octubre de 1999 (CFE, 2008).

Durante octubre de este año CFE emprendió una serie de acciones para aumentar la capacidad de almacenaje y regulación de las presas del río Grijalva, lo que contribuyó de manera importante a reducir al magnitud de las inundaciones en la planicie de Tabasco y, en particular, en Villahermosa (CFE, 2008).

En La Angostura se sobreelevó la altura de las 6 compuertas del vertedor en 1 m, con lo que se incrementó la capacidad de regulación en esta presa en 666 millones de m³.

En 1999, en Malpaso se elevó la altura de las 3 compuertas del vertedor de servicio en 3.72 m, lo que aumentó la capacidad de la presa en 836.5 millones de m³.

En el 2007 se obtuvo un nuevo incremento, de 312 millones de m³ en la capacidad de regulación de Malpaso, en virtud de que se elevó en 1 m la altura de las cuatro compuertas del vertedor de emergencia (CFE, 2008).

En Peñitas, por sus características físicas, se elevó la altura de las 8 compuertas de los vertedores (servicio y auxiliar) en 90 cm, lo que incrementó su capacidad en 59 millones de m³.

Las acciones citadas en los párrafos anteriores fueron concluidas con oportunidad en 1999.

Los aumentos, de más de 1,500 millones de m³ en 1999, permitieron evitar la apertura de los vertedores de Malpaso y La Angostura en ese año y evitaron así, que la inundación en la cuenca baja del Grijalva fuera mucho mayor de lo que lamentablemente fue (CFE, 2008).

Una vez superada la contingencia, en ese año se realizaron los trabajos definitivos para que la nueva capacidad de regulación tuviera carácter permanente.

A partir de 1999, el CTOOHR, del que CFE forma parte, establece curvas guía en donde para el llenado de Angostura y Malpaso son más rigurosas para privilegiar la seguridad de la cuenca baja, pasando a segundo término la generación de energía eléctrica.

La mejor prueba de que el criterio de seguridad para la planicie ha privado en todo momento sobre la generación de energía, se encuentra en el hecho de que en La Angostura sólo se ha alcanzado el nivel de conservación en 2005 y 2007.

Antecedentes

En 2005, las extraordinarias precipitaciones asociadas al huracán “Stan” significaron aportaciones de casi 13,000 m³/s en Angostura, sin embargo, esto no se reflejó en la cuenca del bajo Grijalva (CFE, 2008).

En 2007 se alcanzó el nivel de conservación debido a la suspensión de la generación a partir del 23 de octubre para evitar que llegara agua a Villahermosa, lo que fue posible gracias a que se venía operando por debajo de los niveles fijados por la curva guía.

Con ello se logró disminuir la cantidad de agua que llegó a Villahermosa y controlar las consecuencias del deslizamiento en Juan de Grijalva que obstruyó el flujo del Grijalva entre Malpaso y Peñitas el 4 de noviembre, extrayendo del sistema de presas solo una parte de las aportaciones en la cuenca propia de esta última.

En resumen, CFE llevó a cabo y concluyó desde 1999, las obras que le correspondían para aumentar el margen de seguridad del sistema de presas del Grijalva y ha manejado con responsabilidad y de manera profesional sus niveles, contribuyendo así, a evitar afectaciones mayores en la planicie tabasqueña (CFE, 2008).

El evento hidrometeorológico del mes de noviembre de 2007 y los anteriores (1999 y 2005) y los impactos derivados de los mismos, reiteran las condiciones de alto riesgo y el grado de vulnerabilidad y la amenaza constante que enfrenta la población tabasqueña.

Los años donde se han registrado crecientes extraordinarias son: 1955, 1973, 1995, 1999 y 2007, siendo las 3 últimas las que más daños a la infraestructura y a la población han provocado, aunque esto se debe principalmente al crecimiento de los centros de población y áreas productivas en terrenos con alta probabilidad de ser ocupados por inundaciones.

En el bajo Grijalva, de acuerdo al PICI se han construido 200 km de bordos de protección para proteger tantas hectáreas de áreas productivas y tantas de centros de población, adicionalmente con la construcción de bordos se mejoran alcantarillas, se sobreelevan caminos y se pretende se tengan estructuras de control (compuertas en los ríos) para regular el ingreso de crecientes principalmente a la ciudad de Villahermosa capital del estado de Tabasco y que adicionalmente es paso estratégico del resto del país a la península de Yucatán por vía terrestre (Rubio, 2006).

Para la toma de decisiones e inicialización de los modelos numéricos para la predicción de crecientes, se ha instalado una red telemétrica estructurada por 18 estaciones en la cuenca que proporciona datos.

Así mismo se han realizado pruebas de capacidad hidráulica del cauce del río Mezcalapa periódicamente cada 10 años, con el objeto de revisar si no se han generado cambios morfológicos en los cauces que modifiquen sustancialmente nuestras suposiciones en modelos numéricos y predicción en cuanto a la capacidad de los cauces urbanos para soportar crecientes sin desbordar (Rubio, 2006).

El manejo de crecientes, utilizando la infraestructura de las presas del Grijalva y la proyección de escenarios en base a los pronósticos meteorológicos, hidrológicos y de niveles, resulta medular para la disminución de los riesgos por inundación de crecientes.

Existe una participación activa entre el nivel de gobierno federal y estatal tanto para el desarrollo de la infraestructura como para el manejo de crecientes durante la temporada de lluvias, a la ciudadanía solo se le mantiene informada a través de medios de comunicación acerca de la operación de las presas y pronóstico de precipitaciones.

Una evaluación realista del PICI, desde la perspectiva de los avances actuales y de los avances que se hubieran alcanzado conforme a la programación original, constituirá el punto de partida para el diseño conceptual de alternativas de nueva infraestructura hidráulica. En este sentido, es importante adoptar una postura de apertura a soluciones estructurales diferentes que, por ejemplo, han dado resultados favorables y permanentes en otros países del mundo. Tal es el caso, por ejemplo, de la infraestructura construida en Holanda, en algunas regiones de los Estados Unidos y en países del sureste de Asia, sujetos todos a fenómenos similares a los que se experimentan en el estado de Tabasco.

El gobierno del estado de Tabasco y la CONAGUA reconocieron la necesidad de formular un Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT), que permitiera, por un lado, ordenar las acciones inmediatas para la reconstrucción de la ciudad de Villahermosa y otras poblaciones afectadas, así como la reincorporación a la economía de las distintas actividades productivas que fueron afectadas severamente y, por otro lado, determinar un conjunto de acciones y programas de mediano y largo plazo que permitan disminuir la vulnerabilidad y los niveles de riesgo frente a fenómenos hidrometeorológicos extremos. En ambos casos se partió, necesariamente, de un análisis objetivo de las lecciones aprendidas que desprenden del evento de octubre-noviembre de 2007.

El análisis de la experiencia acumulada incluye en forma destacada, los planteamientos que dieron lugar al PICI, cuyas obras se iniciaron en el año 2000 y que aún no han concluido. El análisis del PICI se plantea conjuntamente con el de los numerosos estudios realizados, así como los planes, programas y proyectos que antecedieron a la construcción de la infraestructura hidráulica actual, incluidas las presas Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, mismas que forman parte del plan integral para el aprovechamiento del río Grijalva.

Los titulares de la CONAGUA junto con el Gobierno del estado de Tabasco, convinieron en solicitar a la UNAM, por conducto de su Instituto de Ingeniería, coordinar los esfuerzos necesarios para la formulación del PHIT, encaminado a presentar alternativas de solución a la problemática que enfrenta esta entidad, conforme a una perspectiva de corto, mediano y largo plazos.

El componente de infraestructura a ser incluido dentro del PHIT, los dos organismos anteriores lo desarrollarían en dos vertientes.

- **Mantenimiento, rehabilitación y operación de la infraestructura actual.** Algunas de las lecciones aprendidas en otros países, como sería el caso del huracán “Katrina”, indican que muchas de las fallas de la infraestructura construida se asocia a fallas en el mantenimiento de la infraestructura existente, así como por la falta de rehabilitación de aquella que ha llegado al término de su vida útil. Dentro de esta vertiente, se analizaría el estado actual de la infraestructura existente, incluida la infraestructura del sistema hidroeléctrico del río Grijalva y las obras de control y protección localizadas en las partes bajas del estado, a efecto de emitir las recomendaciones pertinentes para asegurar que cumplen con estándares mínimos aconsejables para su operación y mantenimiento, así como para determinar los requerimientos de rehabilitación.
- **Desarrollo de nueva infraestructura.** De acuerdo con las evaluaciones sobre alternativas de nueva infraestructura que resulten de los análisis que se han comentado, se procederá a elaborar los anteproyectos más relevantes por su impacto en el tiempo, como base para que las dependencias responsables garanticen la existencia de recursos presupuestales para el desarrollo de los proyectos ejecutivos y la construcción de las obras seleccionadas. El desarrollo de nueva infraestructura contemplada dentro del PHIT considerará, además de su factibilidad económica, social y ambiental, escenarios realistas sobre la disponibilidad de recursos financieros que a su vez son resultado de los procesos de involucramiento y participación para hacer concurrir voluntades. Respecto a esto último el PHIT establecerá criterios para priorizar inversiones conforme a distintos escenarios de disponibilidad financiera y presupuestal.

1.3.1 Gestión de crecientes

En el país se ha instrumentado el manejo integrado del recurso hídrico, es decir, el manejo de crecientes se establece en función de conciliar el uso del recurso agua para la generación de energía eléctrica y el control de inundaciones para evitar daños en centros de población y áreas productivas de la cuenca que colindan con el río Grijalva a lo largo de su trayecto.

El resumen de medidas instrumentadas por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE para tal efecto son las siguientes:

- Manejo en el largo plazo de los volúmenes interestacionales que ingresan al Complejo Hidroeléctrico Grijalva.
- Manejo de corto plazo de las crecientes que ingresan a las presa Malpaso y Peñitas para atenuar la incidencia de efectos nocivos de crecientes en la planicie.
- Estimación de las zonas urbanas y rurales sujetas a inundaciones producto de la operación de los vertedores de las presas del Grijalva.
- Mejoramiento y modernización de la red de medición hidrológica en la cuenca.
- Construcción de infraestructura integral para la protección contra inundaciones para la cuenca baja del río Grijalva.

El manejo de las crecientes actualmente se basa en la operación anticipada de las presas del Grijalva para control de avenidas antes del arribo de un evento hidrometeorológico extremo. En este manejo la comunicación entre el meteorólogo y el hidrólogo es crítica con el fin de evaluar escenarios y determinar el más probable, con el objeto de manejar las crecientes con la anticipación que otorga el pronóstico de la precipitación (Rubio, 2006).

Además de la infraestructura hidráulica, la gestión de crecientes involucra el desarrollo integral de políticas públicas y procesos técnico-sociales para la predicción, prevención, atención a la población afectada, evaluación de impactos y formulación de medidas de mitigación y reconstrucción, todo ello en el marco definido por los arreglos y capacidades institucionales, disposiciones jurídicas y capacidades de las distintas organizaciones sociales. La formulación del PHIT incluye el desarrollo de un sistema de gestión de crecidas, dentro del cual se ubican distintos componentes del PHIT y los procesos para su implementación. Un componente importante del sistema de gestión de crecidas incluye la gestión de riesgos y asociada a ésta, la instrumentación de las cuencas, la elaboración de mapas de riesgo y la determinación de las medidas para disminuir el grado de vulnerabilidad de las cuencas, los centros de población ahí establecidos y las distintas actividades productivas que sustentan el desarrollo económico de la entidad.

1.4 Características generales del sistema hidroeléctrico del río Grijalva

Desde el punto de vista de regulación, sólo se han construido presas en el Grijalva, los ríos Usumacinta y el río de La Sierra escurren libremente.

El sistema hidroeléctrico del río Grijalva fue construido por la CFE en el estado de Chiapas, con el objeto de regular avenidas y generar energía eléctrica; está compuesto por cuatro presas con sus respectivos embalses; de aguas arriba hacia aguas abajo son La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas (Marengo, 2003).

De estas presas solo La Angostura y Malpaso fueron diseñadas para regular avenidas. En la figura 1.16 se esquematiza el sistema hidroeléctrico Grijalva, el más importante del país porque produce el 52 por ciento de la energía hidroeléctrica utilizada en el territorio nacional.

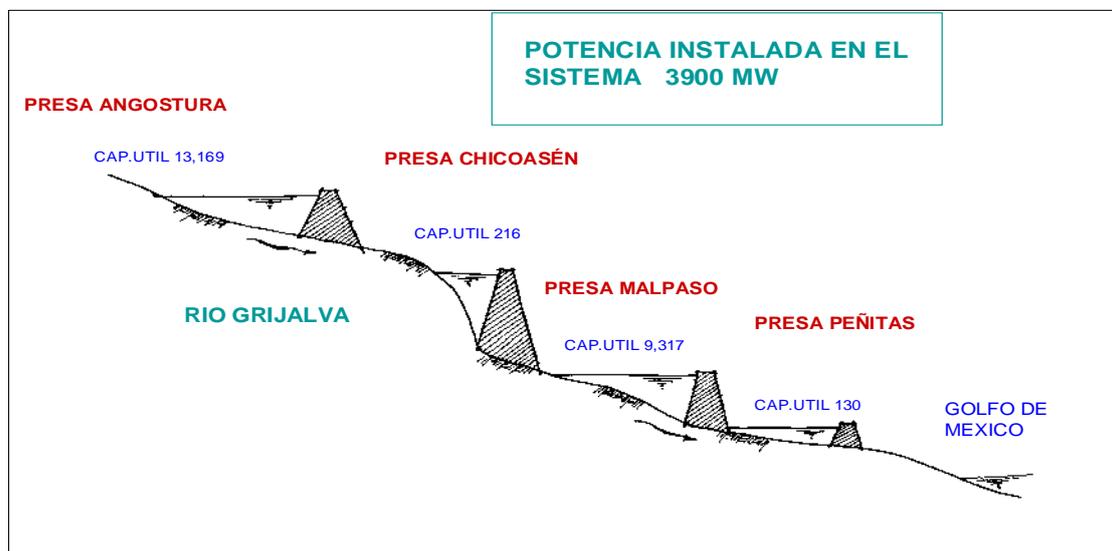


Figura 1.16. Complejo hidroeléctrico Grijalva (Marengo, 2003).

Los principales datos de las presas en cuanto a niveles máximos de operación (NAMO), niveles máximos extraordinarios (NAME) y capacidades (millones de m³), se muestran en la tabla 1.3.

Tabla 1.3. Datos de elevaciones y capacidades de las presas del complejo hidroeléctrico Grijalva (Marengo, 2003).

PRESA	NAMO (msnm)	CAPACIDAD (Mm ³)	NAME (msnm)	CAPACIDAD (Mm ³)	REGULACIÓN AVENIDAS (Mm ³)
ANGOSTURA	533.4	15,549	539.5	19,549	4,000
CHICOSEN	392.5	1,299.4	395	1,443.1	143.7
MALPASO	182.5	12,373	188	14,064	1,691
PEÑITAS	87.4	1,091	93.5	1,485	394

Debe señalarse que durante la época de construcción y diseño en La Angostura, se disponían de solamente 23 años de registros hidrométricos (1952-1975), para Chicoasén el

periodo de datos fue de 28 años, para Malpaso el periodo de datos fue menor ya que solo se contaba con información de 17 años (1952-1969) y para Peñitas el periodo fue de 35 años (1952-1987); las estimaciones hidrológicas de eventos máximos fueron hechas básicamente con métodos empíricos y estadísticos extrapolados a eventos con periodos de retorno de 10,000 años (Marengo, 2003).

Posteriormente, se efectuaron varias revisiones con métodos hidrometeorológicos incluyendo el método de la Precipitación Máxima Probable (PMP), pero no se consideraron confiables, ya que no se cuenta en la zona con información válida de temperaturas de bulbo seco y húmedo durante varios años y solo se efectuaron transposiciones de tormentas que ponen en duda los resultados obtenidos (Marengo, 2003).

Los datos originales de gastos picos de entrada y de salida de las avenidas de diseño de cada presa, se muestran en la tabla 1.4.

Tabla 1.4. Datos originales de las avenidas de diseño y de los vertedores de las presas del Complejo Grijalva (Marengo, 2003).

PRESA	GASTO PICO DE ENTRADA m³/s	GASTO PICO DE SALIDA m³/s
LA ANGOSTURA	23,000	8,980
CHICOSÉN	17,400	15,000
MALPASO	20,000	16,933
PEÑITAS	22,877	18,700

Durante el año de 1993, la CFE decidió incrementar el nivel máximo de operación de La Angostura con el objeto de tener un mayor almacenamiento e incrementar la reserva estratégica de energía en el país.

Debe mencionarse que los gastos de descarga se modifican de acuerdo a la política de operación de los vertedores, sin embargo las capacidades máximas de descarga señaladas en la tabla 1.3, no cambian, ya que están asociadas al nivel máximo extraordinario de las presas; es decir, todas las presas del Complejo Grijalva, tienen una gran capacidad de descarga en los vertedores (Marengo, 2003).

Los datos antes mencionados, se resumen en la tabla 1.5.

Tabla 1.5. Datos de avenidas de diseño y volúmenes para las presas del Complejo Grijalva, con base al estudio de 1993 (Marengo, 2003).

PRESA	GASTO PICO DE ENTRADA m³/s	VOLUMEN DE LAS AVENIDAS Mm³
ANGOSTURA	4,144	3,416
CHICOSÉN	5,459	2,190
MALPASO	15,866	5,112
PEÑITAS	10,828	1,443

1.4.1 Central Hidroeléctrica Belisario Domínguez (La Angostura)

La central hidroeléctrica se localiza sobre el río Grijalva en el estado de Chiapas, a la cual se puede arribar por carretera desde la ciudad de Tuxtla Gutiérrez; recorriendo 63 km tomando rumbo al sureste (CFE, 1994).

La construcción de este proyecto se inició en 1969, y la primera unidad empezó a generar electricidad en diciembre de 1975.

La obra de desvío consistió en dos túneles, uno en cada margen del río, de 13 m de diámetro y una longitud de 650 m y dos ataguías de 60 y 30 m de altura, que pasaron a formar parte de la cortina. Su volumen fue de 498,000 m³ la de aguas arriba y 63,000 m³ la de aguas abajo. El gasto de diseño de esa obra fue de 5,000 m³/s.

La cortina es de tipo enrocamiento y núcleo de arcilla, tiene una altura de 146.70 m, longitud de corona de 323.50 m y 10 m de ancho. Está formada por un corazón impermeable de arcilla compactada, transiciones y respaldos permeables cubiertos con enrocamiento; los taludes exteriores son 2:1 y 1.8:1. El volumen total de los materiales colocados fue de 4.03 x 10⁶ m³. (CFE, 1994)

La construcción de esta central hidroeléctrica se realizó en dos etapas. En la primera etapa se instalaron las unidades 1, 2 y 3, con capacidad de 184 MW cada una; ésta última fue puesta en servicio en el año de 1975; las unidades 1 y 2 lo fueron durante 1976. En la segunda etapa se instalaron las unidades 4 y 5, de la misma capacidad que entraron en servicio en 1978, lo cual hizo un total instalado de 920,000 KW.

Las instalaciones para la generación de energía eléctrica se encuentran alojadas en dos casas de maquinas, subterráneas, excavadas en la margen derecha del cañón. La casa de maquinas correspondiente a la primera etapa tiene una longitud de 114 m y la segunda 90 m. Ambas tienen 19 m de ancho y 46 m de altura.

Las obras de toma para ambas casas de máquinas fueron terminadas y sumergidas bajo el embalse, cuyo llenado se inició el 8 de mayo de 1974. Cada unidad dispone de una estructura de rejillas de 12 x 27 m, donde se capta el agua del embalse y se conduce a una turbina hidráulica por medio de un túnel de fuerza de 8.7 m de diámetro y 320 de longitud. El flujo en cada túnel se controla por dos compuertas rodantes de acero, que pueden cerrarse en 20 segundos en caso necesario. Aguas abajo de las compuertas se inicia la tubería de presión de 6.5 m de diámetro, cuyo revestimiento es de placa de acero de espesor variable, entre 29 y 44 mm. Cada tubería de presión alimenta una turbina hidráulica tipo Francis, con potencia de 250 mil CV, la cual esta acoplada al generador eléctrico de 191,000 KV. El gasto promedio por unidad es de 218 m³/s (CFE, 1980).

La obra de excedencias está formada por dos canales de llamada, la sección de control está formada por seis compuertas radiales de 8.33 m de largo x 18 m de alto y fue diseñada para una descarga de 6,000 m³/s, con dos crestas a la elevación 519.6 msnm, con canales a cielo abierto y salto de esquí.

La C.H. La Angostura genera anualmente 2,100 millones de KWH, que en una termoeléctrica convencional representa 3.5 millones de barriles de combustóleo al año.

El número de obreros que trabajó en la construcción de esta obra fue aproximadamente de 3,500. Y se consumió aproximadamente 300,000 toneladas de cemento y 70,000 toneladas de acero.

1.4.2 Central Hidroeléctrica Manuel Moreno Torres (Chicoasén)

La C.H. Chicoasén se sitúa sobre el río Grijalva en el estado de Chiapas, forma parte del sistema de aprovechamiento hidráulico de este río y está ubicada en el segundo lugar del sistema de aguas arriba hacia la desembocadura. Su construcción se inició en diciembre de 1974, teniendo como objetivo principal el cubrir la demanda de energía de picos en el Sistema Interconectado Nacional (CFE, 1994).

Esta central se encuentra a 42 km de Tuxtla Gutiérrez hacia el noroeste; en el poblado de Chicoasén.

Al cerrar el embalse de La Angostura, se redujeron substancialmente los escurrimientos no regulados que se aportaban a la parte baja de la cuenca, ya que el área tributaria que era de 26,030 km², se redujo a 7,940 km² únicamente. Lo anterior permitió que tan sólo con la excavación de un túnel auxiliar de pre-desvío de 343 m de longitud, sección en portal de 7 x 6 m de altura sin revestir, se encauzara el flujo del río en época de lluvias y se pudiese empezar a construir la ataguía superior y su pantalla, ganando así un año en la ejecución del proyecto; el pre-desvío se situó en la margen izquierda aprovechando un recodo del río (CFE, 1994).

Los túneles principales de desvío tienen una sección de 13 x 13 m en portal, su longitud promedio fue de 1,320 m, excavados en la margen derecha, ambos sin revestir. Su gasto de diseño fue de 4,000 m³/s. Estos túneles se aprovecharon en su tramo final como túneles de desfogue para las cinco unidades, en este tramo se revistieron y se conectaron a la tubería de oscilación.

Como parte de la obra de desvío se construyeron dos ataguías que quedaron integradas al cuerpo de la cortina, la de aguas arriba tenía una altura de 58 m, la de aguas abajo 29 m. En ambas ataguías se construyó una pantalla de mortero plástico y fue sellada por una pantalla de inyecciones.

La cortina es de enrocamiento, con corazón impermeable flexible, protegido con filtros, transiciones y respaldo de enrocamiento. Esta característica le permite absorber las sollicitaciones producidas por sismos o los posibles desplazamientos de las fallas secundarias. Su altura es de 262 m y la longitud de la corona es de 584 m. El paramento aguas arriba tiene taludes 2.1:1 y 1.94:1; aguas abajo los taludes son 1.9:1 y 1.94:1. El total de material colocado en la cortina fue de 15.37 x 10⁶ m³.

Sobre la margen derecha se construyó un túnel de desagüe intermedio de 6.50 m de diámetro y 1,109 m de longitud. El inicio de este túnel se localiza a la cota 315.00 y su salida a la 261.00, es operado por medio de una lumbrera con orificio para compuerta de

servicio y auxiliar. Su finalidad era la de poder controlar el llenado del embalse en caso de cualquier eventualidad (sismicidad inducida y/o grandes deformaciones en la cortina).

La casa de máquinas está localizada en la margen derecha, se alimenta por medio de un canal de llamada para ocho bocatomas en rampa. Las conducciones a presión tiene una inclinación de 52°, están revestidas de concreto y tienen un encamisado de acero de 6.20 m de diámetro, el cual al entrar al caracol de la turbina se reduce a 5.50 m y 4.78 m. La caverna que aloja la casa de maquinas tiene dimensiones de 199 m de longitud x 20.35 m de ancho x 44.45 m de altura. El acceso a la casa de máquinas es a través de un túnel de 800 m de longitud.

Los gastos turbinados por las unidades se restituyen al río por medio de dos túneles en sección portal de 19.77 x 17.50 m de altura x 13.00 m de ancho.

La obra de excedencias se localiza sobre la margen izquierda, está constituida por un canal de llamada que alimenta a tres túneles de 15 m de diámetro y longitud media de 1,300 m. Su capacidad de descarga es de 15,000 m³/s, que corresponde a una avenida de 17,400 m³/s, la elevación de la cresta es a la cota 373.00.

La energía eléctrica generada en esta central se transmite a través de diez líneas, seis de ellas a 400 KV, cuatro hacia Veracruz y al centro del país, con enlace a la C.H. La Angostura y a la C.H. Malpaso. A 115 KV se tienen cuatro líneas, dos hacia Tuxtla Gutiérrez, una a San Cristóbal de las Casas y otra como enlace a la C.H. Bombaná.

1.4.3 Central Hidroeléctrica Netzahualcóyotl (Malpaso)

Esta presa se encuentra en el municipio de Tectapán, estado de Chiapas.

En 1960 el Presidente Adolfo López Mateos dio la orden de iniciar la que entonces iba a ser la mayor obra hidráulica de Iberoamérica; una presa capaz de almacenar 13,000 millones de m³ de agua. La obra iba a producir energía para infinidad de poblaciones de los estados de Tabasco, Chiapas, Veracruz y Puebla (CFE, 1980).

La obra de desvío está formada por cinco túneles no revestidos de 14 m de diámetro interior; de los cuales tres se encuentran en la margen derecha y dos en la margen izquierda; sus longitudes totales son de 2,390 y 1,734 m respectivamente. Las ataguías tienen 30 m de altura la de aguas arriba y 20 m la de aguas abajo (CFE, 1994).

La cortina tiene una altura máxima de 138 m, 478 m de longitud de corona y su elevación es la cota 192 msnm. Está formada por un corazón impermeable de arcilla compactada, protegido por filtro, transiciones y respaldos permeables formados con el producto de las excavaciones, cubiertos con enrocamiento; sus taludes exteriores son 2:1.

La central eléctrica se construyó en dos etapas: en la primera, que entró en operación en 1969, se instalaron cuatro unidades, que en conjunto generaban 720,000 KW. En la segunda etapa se instalaron en 1976 dos unidades más, con las cuales se incrementó la capacidad instalada a 1,080,000 KW.

Fue necesario construir tres diques para cerrar el vaso, éstos están ubicados en la margen izquierda del río La Venta. El dique No. 1 es una estructura que tiene 57 m de altura y 887 m de longitud, su construcción es semejante a la de la cortina, con taludes que varían de 1.7:1 a 3:1, debido a las características de la cimentación. Su volumen es de $2.3 \times 10^6 \text{ m}^3$.

El dique No. 2 dista aproximadamente 27 km del sitio de la cortina, es una estructura homogénea de 30 m de altura, 204 m de largo y volumen de $575,250 \text{ m}^3$. El dique No. 3 que está situado a 2 km del anterior tiene una altura de 40 m, 500 m de longitud y un volumen de $484,100 \text{ m}^3$, sus características son similares a los anteriores.

La obra de toma se encuentra sobre la margen derecha y está formada por una estructura de seis compuertas de servicio y emergencia, una por unidad, que se unen a seis tuberías de presión.

Los conductos a presión están formados por seis túneles que tienen una inclinación de 36° con respecto a la horizontal, revestidos de concreto y con encamisado de acero. Tiene 7 m de diámetro y 79.16 m de longitud desde el final de la transición hasta el codo de reducción. Estas tuberías se conectan con la turbina a través de un tubo de 6 m de diámetro (CFE, 1994).

La casa de maquinas es subterránea, se encuentra sobre la margen derecha y está totalmente revestida de concreto. Sus dimensiones son 161 m de longitud x 20 m de ancho x 40 m de alto.

Se construyeron pozos de oscilación para cada unidad, las lumbreras además se utilizan para alojar las compuertas de cierre de las turbinas.

La central cuenta con una obra de control de excedencias, que se localiza sobre la margen izquierda. La de servicio tiene tres compuertas radiales de $15 \times 15 \text{ m}$ que obturan a un mismo número de vanos. El gasto máximo de descarga es de $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$, a través de una cresta a la elevación 167.64 m, un canal de descarga de 185 m de longitud x 51 m de ancho y un tanque amortiguador de 103 m de longitud, cuya plantilla se encuentra a la elevación 70.00.

El vertedor auxiliar tiene un gasto de diseño de $10,650 \text{ m}^3/\text{s}$, cuatro compuertas radiales de $15 \times 18.70 \text{ m}$ en sus correspondientes vanos de 15 m de ancho; cresta vertedora a la elevación 163.69 msnm, un canal de sección variable y trazo curvo que remata en un salto de esquí, cuyo labio se encuentra a la elevación 129.85 msnm.

1.4.4 Central Hidroeléctrica Albino Corzo (Peñitas)

Está ubicada en la parte baja del río Grijalva, al norte de Chiapas, está próxima a los límites del estado de Tabasco, se construyó con el objetivo de generar energía eléctrica.

El sitio para la construcción del proyecto se encuentra sobre una isla en el río Grijalva, la cual forma dos brazos del río. El brazo izquierdo se aprovechó para la localización de la central hidroeléctrica y el derecho para ubicar la obra de excedencias (CFE, 1994).

La obra de desvío consistió en un canal a cielo abierto de 35 m de ancho, excavado en el mismo sitio del vertedor auxiliar, sobre el brazo derecho del río, razón por la cual no se necesitó de ataguías.

La cortina es de materiales graduados, su altura máxima es de 53 m y la longitud de su corona es de 560 m. Cuenta con un núcleo de arcilla compactada, filtros de grava-arena procesada, transiciones y enrocamiento a volteo y compactados. Los taludes exteriores son 2:1. El volumen total de la cortina, incluyendo las ataguías, fue de $3.24 \times 10^6 \text{ m}^3$.

La obra de toma está formada por ocho bocatomas, las cuales cuentan con ocho rejillas semicirculares, ocho compuertas rodantes de servicio y dos auxiliares de 10.10 m de largo x 12.60 m de alto. El gasto máximo por toma es de $360 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las tuberías a presión consisten de ocho conductos circulares de concreto de 12 m de diámetro inicial, diámetro final 9 m e inclinación de 45° ; su longitud es de 40 m. Cada una de las unidades está alimentada por dos tuberías.

La casa de máquinas es exterior, sus dimensiones son: 165.00 m de largo x 23.70 m de ancho x 60.00 m de altura y cuenta con dos grúas viajeras de 180 toneladas de capacidad.

La obra de excedencias está formada por un vertedor controlado por compuertas: la mitad de esta estructura, contigua a la margen del río, es el vertedor de servicio y la otra, el vertedor auxiliar. Cuenta con un canal a cielo abierto con cresta controlada (elev. 76.50 msnm), la longitud de esta cresta es de 116 m. Cuenta con ocho compuertas radiales (cuatro de servicio y cuatro auxiliares) de 14.5 m de largo x 15.00 m de alto, su gasto máximo de descarga es de $18,700 \text{ m}^3/\text{s}$ para una avenida de diseño con un gasto máximo de $22,877 \text{ m}^3/\text{s}$, volumen de $6,850 \times 10^6 \text{ m}^3$ y duración de 8 días (CFE, 1994).

Sistema Grijalva sin presas

Es importante destacar que ocurriría en el sistema Grijalva en caso de no tener las presas que regulan las avenidas; en el caso de 1999, el escurrimiento presentado durante el año, hubiera transitado libremente y sin control hacia la planicie del Estado de Tabasco, y se tendrían que comparar contra lo que realmente escurrió por tenerse la regulación que ofrece el sistema Grijalva (Marengo, 2003).

El escurrimiento promedio del Grijalva hasta el sitio de Peñitas en 47 años de registros (considerando solo los meses de septiembre y octubre) es de $8,653 \text{ Mm}^3$, durante 1999 escurrieron $14,053 \text{ Mm}^3$ y debido a la regulación de las presas, se dejó pasar a la planicie tabasqueña un volumen de $5,415 \text{ Mm}^3$, como se muestra en la tabla 1.6 en la que también se relacionan los gastos medios asociados a cada caso.

Tabla 1.6. Esguurrimiento histórico, regulado y controlado en el Complejo Grijalva durante 1999 (Marengo, 2003).

CONCEPTO	ESGURRIMIENTO HISTÓRICO	ESGURRIMIENTO DE 1999	ESGURRIMIENTO REGULADO (1999)	ESGURRIMIENTO EXTRAÍDO (1999)
VOLÚMENES (Mm³)	8,653.0	14,053.0	8,637.0	5,415.0
GASTOS MEDIOS (m³/s)	1,641.9	2,666.2	1,638.9	1,027.5

Cabe destacar en este caso, que el esguurrimiento de 1999 fue 62.4% superior al medio histórico del sistema (47 años) para los meses señalados (septiembre y octubre) y que el esguurrimiento controlado (5,415 Mm³) fue un 38.5% del que se presentó en total durante 1999. Este esguurrimiento, fue un 62.6% inferior al que corresponde el gasto medio histórico aportado por el río y que se hubiera presentado en la planicie de no existir el sistema Grijalva.

1.5 Situación meteorológica en el año 2007

Se preveía un año con un régimen de precipitación por arriba de lo normal por la aparición del fenómeno de “La Niña”, la cual se manifestó como un enfriamiento sostenido del océano Pacífico desde los primeros meses del 2007, y que se corroboró posteriormente en septiembre con la declaración del fenómeno de La Niña por parte del Centro de Predicción del Clima de la *National Oceanic Atmospheric Administration* (NOAA).

Las crecientes en la región son de tipo estacional, ocurriendo en el mes de mayo crecientes provocadas por precipitación proveniente por sistemas tropicales, estas crecientes persisten hasta el mes de noviembre, sin embargo, a mediados de septiembre el esguurrimiento en la cuenca también se genera por la incidencia de frentes fríos y esto se extiende hasta la última semana de febrero. Siendo los meses álgidos de precipitación y crecientes los meses de septiembre y octubre, cuando estos dos sistemas se combinan.

En los días 10 y 11 de octubre convergen en el estado de Tabasco dos fenómenos meteorológicos: el frente frío No. 2 y los remanentes de la circulación de una baja presión sobre Guatemala provocando fuertes precipitaciones en la región.

Del 22 al 24 de octubre, nuevamente esta región es afectada por el frente frío No. 4 en Tabasco y Chiapas, propiciando precipitaciones intensas en toda la región (CFE, 2008).

Así mismo los días 28 al 30 de octubre, una masa de aire frío intensa se desplazó hacia el sur afectando el suroeste del Golfo de México y el sureste del país en asociación con el frente estacionario No. 4 y la tormenta tropical “Noel” en el mar Caribe (figura 1.17). Éste sería el inicio de un nuevo temporal que caería sobre la cuenca de los ríos Usumacinta y el Grijalva (CFE, 2008).

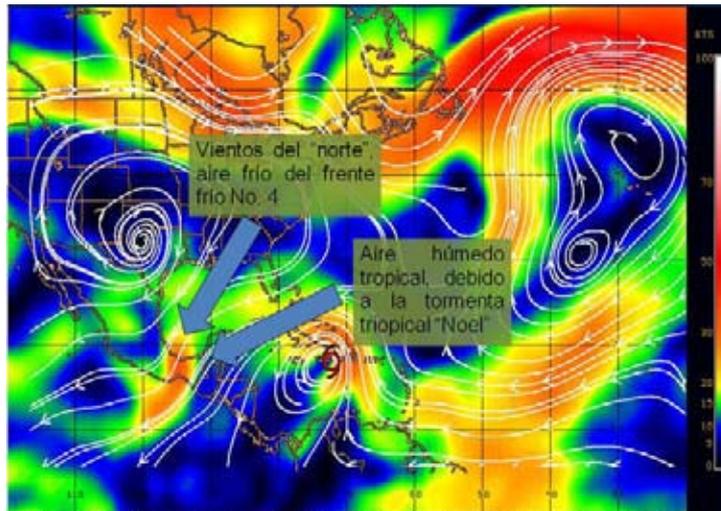


Figura 1.17. Convergencia del viento sobre Tabasco y Chiapas

Como lo demuestra el registro de precipitación, el día 28 de octubre de 2007, se presentaron lluvias torrenciales que en la estación climatológica Ocoatepec, en la cuenca propia de la presa Peñitas, se registraron 403 mm de lluvia en 24 horas, segundo lugar histórico para esta estación después del registro de 645 mm, el 4 de diciembre de 1990; dicha estación tuvo un acumulado mensual de 1,965 mm (figura 1.18).

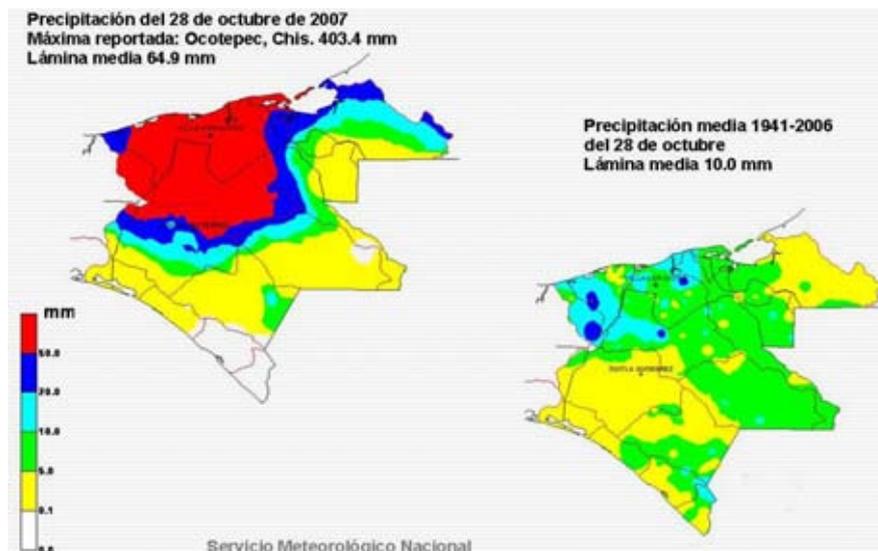


Figura 1.18. Precipitaciones del día 28 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA

El día 29 de octubre de 2007, la precipitación continuó generando escurrimientos extraordinarios debido a la intensidad de la lluvia (se registraron 308.9 mm de lluvia en 24 horas), concentrada principalmente sobre el norte de Chiapas en la cuenca propia de la presa Peñitas y en la mitad occidente de Tabasco incluyendo la zona montañosa de San Juan Grijalva, figura 1.19.

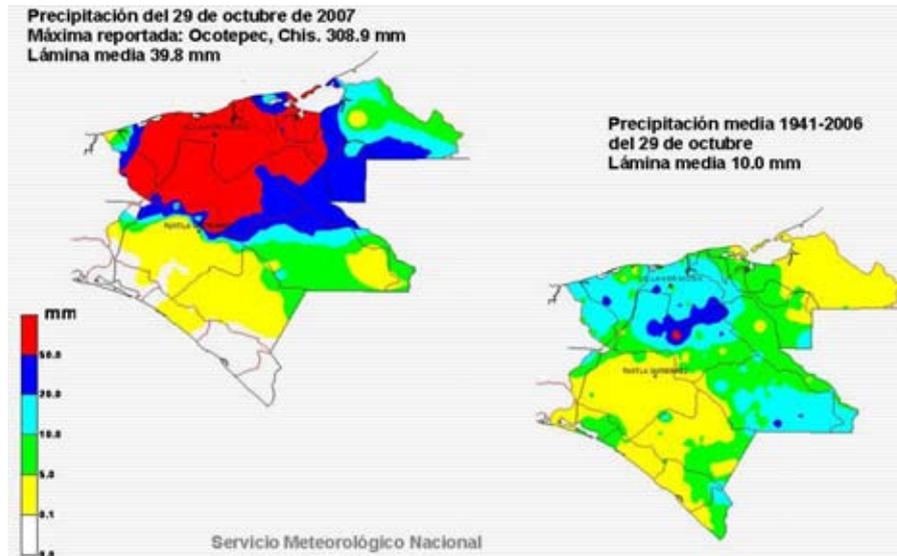


Figura 1.19. Precipitaciones del día 29 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA.

El evento duró tres días, y el 30 de octubre de 2007, las precipitaciones de carácter intenso, se desplazaron hacia la parte central de Tabasco y el noroeste de Chiapas, es decir, nuevamente sobre la cuenca propia de la presa Peñitas y de San Juan Grijalva. En la figura 1.20 se presenta la precipitación acumulada del 28 al 30 de octubre de 2007.

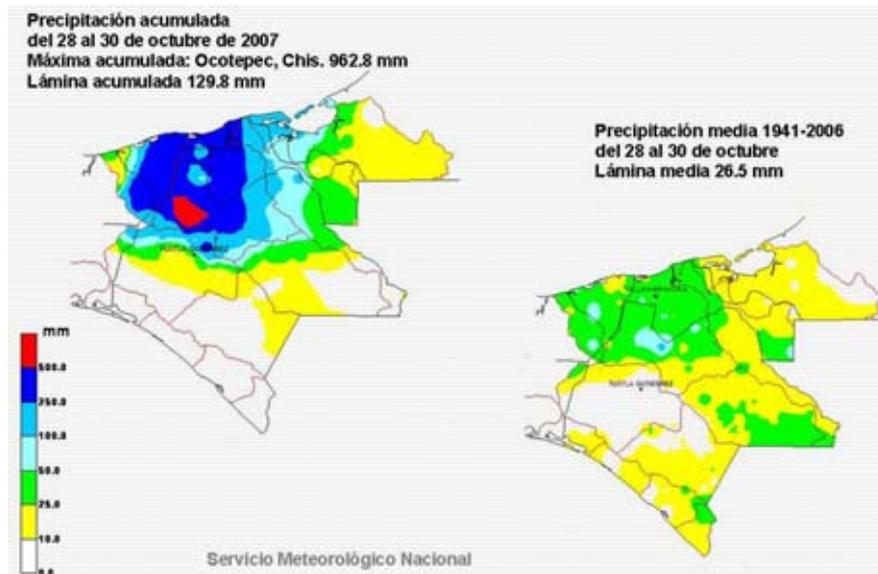


Figura 1.20. Precipitación acumulada del 28 al 30 de octubre de 2007. Fuente: CONAGUA

Las políticas de operación han manejado las crecientes en los embalses del Grijalva y han extraído los excedentes a través de las generación de energía eléctrica, en vista de que existe manera de estimar los volúmenes que probablemente ingresen y con ello se puede establecer un vaciado controlado, una amortiguación de la creciente y un vaciado de excedentes controlado para volver a niveles de operación una vez que la creciente natural ya drenó de la cuenca.

Antecedentes

Las condiciones hidrometeorológicas presentadas en esas fechas así como los factores que se enlistan a continuación se conjuntaron para que se presentara la inundación de la planicie en el estado de Tabasco en noviembre de 2007:

- Efectos de cambio climático
- Azolve de los cauces de los principales ríos
- Deforestación de la selva tropical
- Precipitaciones intensas en el alto Grijalva concentrándose principalmente en el río La Sierra
- Desfogue de la presa Peñitas, cuyas compuertas fueron abiertas a partir del 27 de octubre, alcanzando un flujo de hasta 2,000 m³/s, los cuales se fueron reduciendo progresivamente en la medida en que la presa misma podía ser operada con los márgenes necesarios de seguridad técnica
- Los bordos, que no resistieron el embate de los torrentes
- El tapón ocasionado por la madera alta en la desembocadura del Grijalva que no permitió una salida más rápida de las aguas hacia el Golfo de México por la barra de frontera
- Desecación de pantanos y urbanización de zonas que tenían función de vasos reguladores
- Asentamientos irregulares en tierras bajas, por lo general se inundan en temporada de lluvias
- Falta de un plan hidráulico
- Carencia de un programa social de prevención de inundaciones
- Falta de inversión de estudios hidrológicos y de obras hidráulicas

La confluencia de estos factores sociales, climatológicos, políticos, ambientales y técnicos, provocó que subieran aceleradamente los niveles críticos de los ríos, principalmente el Carrizal, Samaria, Mezcalapa, La Sierra y Grijalva, entre los principales que provocaron que se saliesen de sus cauces (CFE, 2008).

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 2

**CAUSA, MITIGACIÓN Y
MANEJO DE LA EMERGENCIA
DURANTE EL CAÍDO**

2 CAUSA, MITIGACIÓN Y MANEJO DE LA EMERGENCIA DURANTE EL CAÍDO

Se comienza por describir el deslizamiento de tierra que bloqueó completamente el cauce del río Grijalva. Iniciando por su ubicación, las causas que dieron lugar a este fenómeno geológico y los daños provocados por éste. Posteriormente los riesgos a los que se enfrentaba la ingeniería mexicana para resolver de la manera más eficiente el problema, teniendo el tiempo como uno de ellos, entre otros, ya que estaba de por medio la cortina de la presa Peñitas y todas las comunidades aguas abajo de ella.

En seguida, se expone el planteamiento del problema para su solución, y el manejo de la emergencia.

Finalmente, se presenta un análisis hidrológico, que se fue realizando en distintas etapas de acuerdo como fue evolucionando el problema del deslizamiento.

2.1 Descripción del deslizamiento en San Juan de Grijalva, Chiapas

En la historia del mundo y de nuestro país, han existido a lo largo del tiempo, un sin número de deslizamientos de tierra, este es un fenómeno geológico que es posible calificar como común.

Sin embargo, en nuestro país, lo ocurrido en Juan del Grijalva es un fenómeno que sale de lo convencional principalmente por tres razones, primera el aspecto social ya que al interrumpir el flujo de uno de los ríos más caudalosos del país puso en riesgo los asentamientos humanos ubicados aguas arriba y aguas abajo del tapón, debido a la posible ocurrencia de inundaciones; segunda el aspecto económico, ya que imposibilitó la operación normal de las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas y finalmente, por la magnitud del deslizamiento (CFE, 2008).

El deslizamiento de tierra sobre el río Grijalva que se produjo el día 4 de noviembre, planteó uno de los mayores retos a la ingeniería mexicana de que se tenga noticia.

2.1.1 Ubicación del deslizamiento

El 4 de noviembre de 2007, alrededor de las 20:20 hrs., cerca de la comunidad Juan de Grijalva, ubicada a unos 16 km aguas arriba de la C.H. Peñitas y a 56 km aguas abajo de la C.H. Malpaso, se movilizó una falla geológica causada por la saturación del suelo y las particularidades de la estratificación de la roca.

Ello provocó el deslizamiento de más de 20 millones de metros cúbicos de tierra y roca, lo que originó un tapón de 300 m de ancho, 800 m de longitud y 120 m de altura que bloqueó por completo el cauce del río Grijalva, figura 2.1.



Figura 2.1. Ubicación del deslizamiento (CFE, 2008).

Se muestra en la figura 2.2 una composición de imagen con el objeto de presentar la magnitud del deslizamiento.

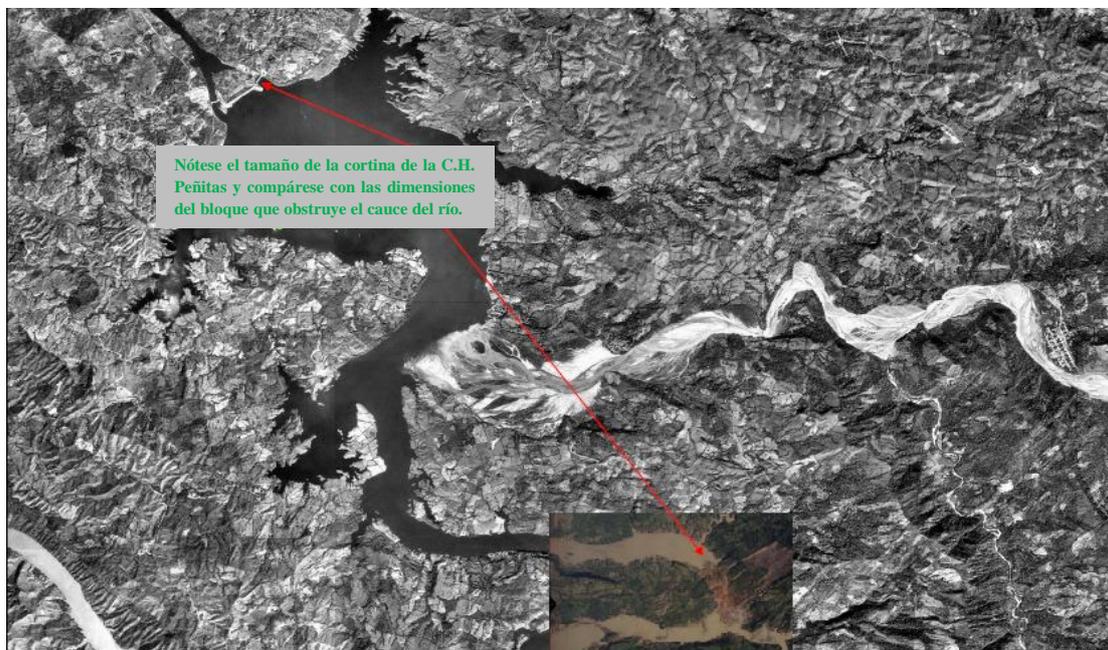


Figura 2.2. Imagen de satélite. Composición para efectos de comparación (Patiño, 2008)

2.1.2 Causas del deslizamiento

Dos tipos de fenómenos causaron el deslizamiento de Juan del Grijalva, uno de carácter geológico, que tiene que ver con aspectos litológicos y estructurales, y otro meteorológico, relacionado con una precipitación intensa que alcanzó los 1,077 mm, entre los días 28 de octubre al 3 de noviembre de 2007, lo que provocó variaciones en el nivel freático de la masa rocosa y con ello, subpresiones (presiones ascendentes que contrarrestan el efecto gravitatorio del macizo) (CFE, 2008).

En el aspecto geológico, un fenómeno que comenzó a gestarse en tiempos no antropológicos (tal vez hace miles de años), lo cual se refiere a la inestabilidad propia del paquete sedimentario deslizado con inclinación hacia el cañón del río Grijalva y que ya había sufrido algún desplazamiento y que corresponde a tiempos anteriores al accidente de Juan del Grijalva por medio de una saliente morfológica que aún no había sido erosionada del todo por el río Grijalva. Por otra parte se relaciona con el desplome de la costilla topográfica que funcionaba como parteaguas en la parte posterior del deslizamiento y que coincide con el trazo de la falla de La Laja, suscitada también con antelación a este evento, sin que haya registro de su ocurrencia. Posteriormente la intensa lluvia saturó el terreno, y el nivel freático sufrió ascensos y descensos en la masa rocosa, lo que provocó un efecto de empuje de subpresión en la capa blanda de lutita, permitiendo que el bloque se deslizará aprovechando el debilitamiento de los bordes sur y norte del área asociados a fallas de deslizamiento lateral que al fallar el bloque, dejó huellas o cicatrices muy lineales en los bordes laterales del deslizamiento (CFE, 2008).

Como se representa en la figura 2.3; el deslizamiento ocurrió cuando, producto de una abundante precipitación, la masa rocosa se saturó, el nivel freático se elevó casi hasta el nivel de la superficie y se produjo el fenómeno de subpresión, el cual empujó la masa rocosa hacia arriba; como consecuencia de este empuje vertical, la masa se movió a través de la capa de arcilla plástica mencionada antes.

El bloque se soltó, que estaba limitado por la falla La Laja y se deslizó por la superficie de falla, flanqueado por un par de fallas de deslizamiento lateral al norte y sur del cuerpo en movimiento.

El bloque se mueve en dirección al río y es detenido por la ladera que forma la margen izquierda de éste. El gran bloque se dividió en tres sub-bloques (figuras 2.4 y 2.5) cuyos límites son también fallas pre-existentes similares a las primeras. El sub-bloque I es el que se ubica más aguas abajo, el II en medio y el III hacia aguas arriba. Estos bloques tuvieron dinámicas diferentes, unos se deslizaron más que otros, debido a la diferente resistencia encontrada (Arvizu, 2009).

De esta forma, los sub-bloques I y III se movieron más, porque encontraron menor resistencia que el sub-bloque II, que se detuvo al tener mayor resistencia por la margen izquierda. Después de que el movimiento del bloque cesó, al encontrar el contrafuerte que lo detuvo, el bloque se relajó y se verificaron un serie de fallas paralelas al antiguo cauce y otras menores de relajación transversales a estas últimas (Arvizu, 2009).

Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

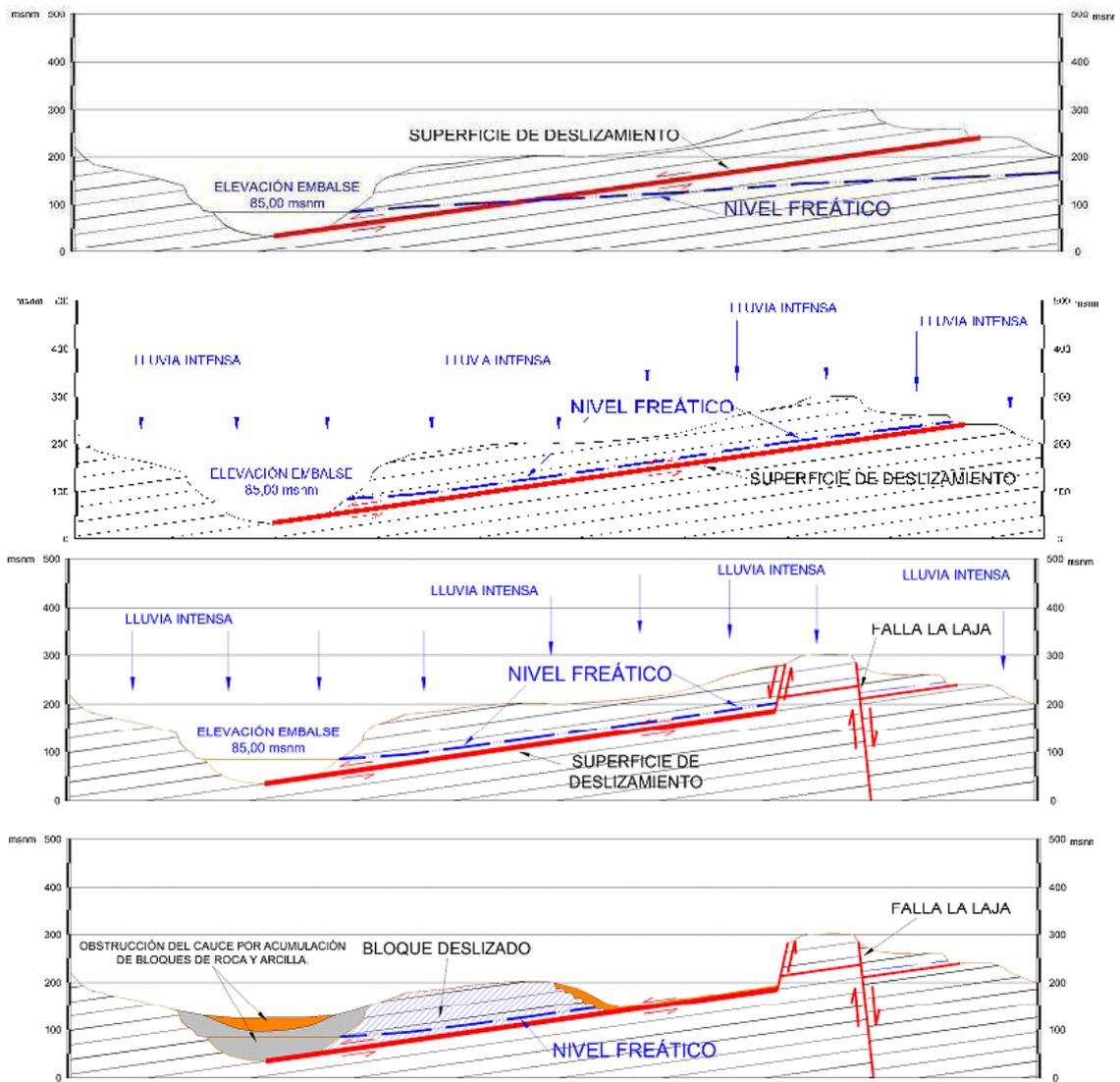


Figura 2.3. Mecanismo de falla del deslizamiento Juan de Grijalva (Arvizu, 2009).

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

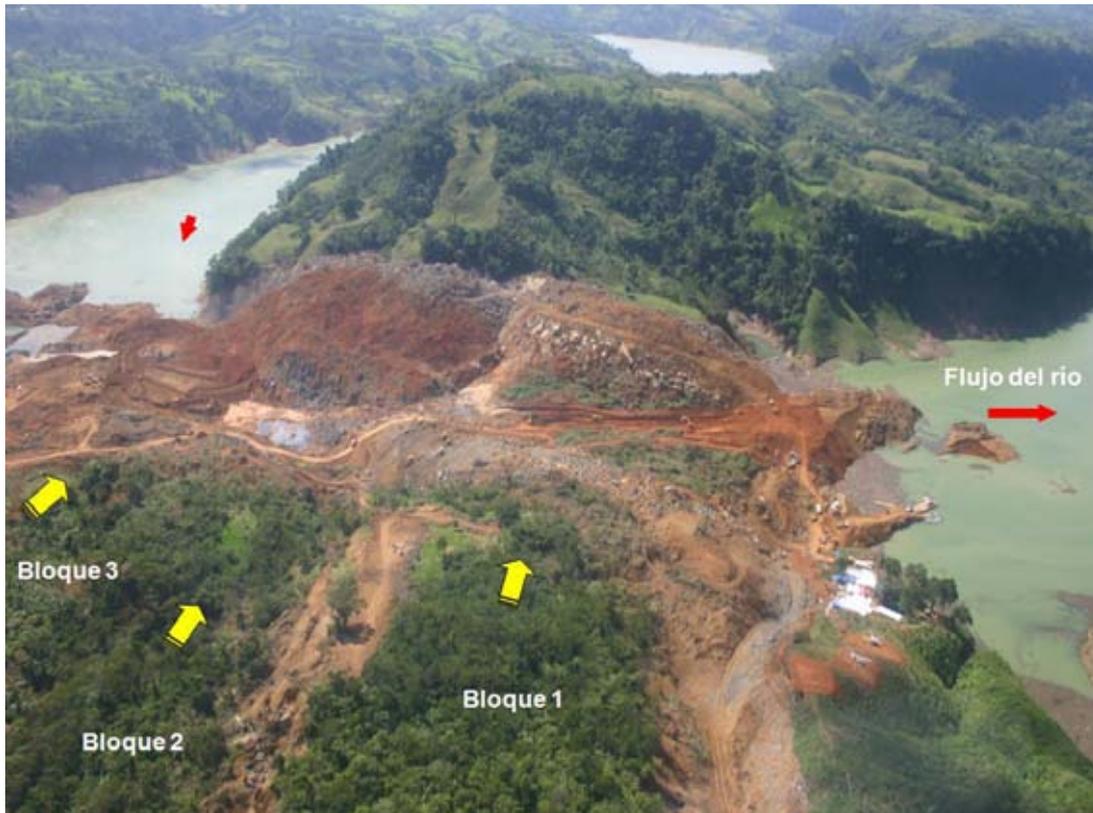


Figura 2.4. Tres bloques del deslizamiento (CFE, 2008).

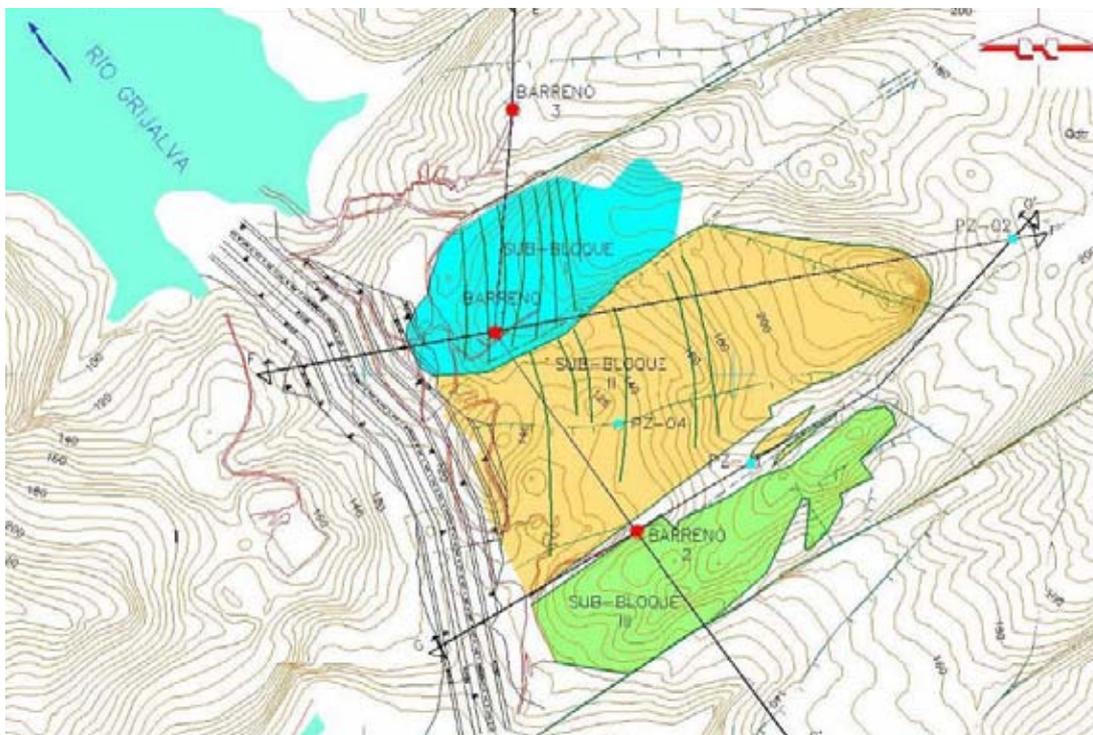


Figura 2.5. Muestra los tres bloques principales en que fue subdividido el deslizamiento (Arvizu, 2009).

La CFE generó un volumen de acuerdo a la topografía antes del derrumbe y a la superficie después del derrumbe, teniendo un volumen desplazado de $15,186,209 \text{ m}^3$, con una superficie de falla de 7 grados 6 minutos y un volumen total desde la superficie de falla de $55,427,105 \text{ m}^3$, figura 2.6.

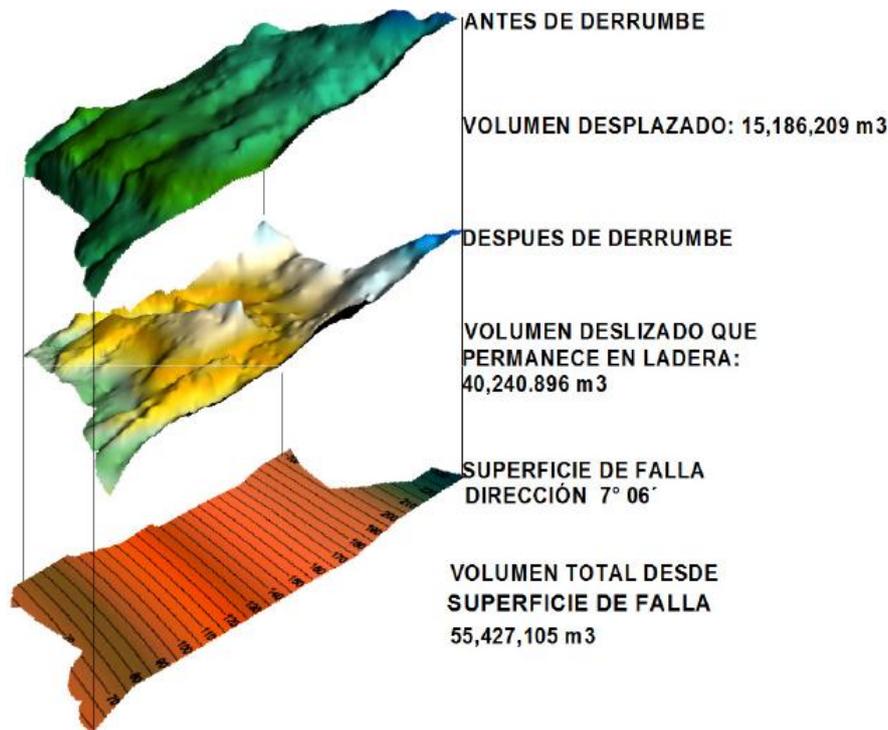


Figura 2.6. Volúmenes del deslizamiento (CFE, 2008).

Después de realizar un análisis de las principales causas que provocaron el deslizamiento (Patiño, 2008), podemos concluir lo siguiente.

- El bloque que obstruyó el río Grijalva a la altura de Juan del Grijalva se desplazó por la activación de una falla normal que había tenido desplazamientos anteriores.
- Las intensas lluvias erosionaron la base que soportaba la secuencia sedimentaria, cuyas capas se encuentran inclinadas a favor de la pendiente. Todo lo anterior aunado a la existencia de horizontes sedimentarios predominantemente arcillosos, que favorecen el deslizamiento, conformó una superficie de falla sobre la que ocurrió el deslizamiento.
- En la trayectoria del río se identifican algunas otras zonas donde existe un riesgo potencial de que se repita este fenómeno.

2.1.3 Daños provocados por el deslizamiento

El impacto del volumen deslizado sobre el embalse generó una ola de más de 50 metros de altura que arrasó con la comunidad de Juan de Grijalva localizada en la margen derecha del río, figura 2.7.



Figura 2.7. Comunidad Juan de Grijalva. Cortesía CPH-CFE.

2.1.4 Riesgos derivados del deslizamiento

De esta manera se formaron dos vasos de almacenamiento, uno aguas arriba y otro aguas abajo del deslizamiento (figura 2.8). Al suspenderse el paso del agua y formarse estos dos almacenamientos, el nivel del vaso superior empezó a aumentar provocando un gran riesgo, ya que al fallar el deslizamiento el agua almacenada en el vaso superior, podía fluir en corto tiempo hacia el vaso inferior y obligar a descargar caudales muy grandes por el vertedor de la presa Peñitas o peor aún, poner en riesgo la cortina de esta presa. Adicionalmente, el almacenamiento del agua en el vaso superior ocasionaría que se inundara la planta de generación de la presa Malpaso.



Figura 2.8. Zona del deslizamiento entre aguas arriba y aguas abajo. Cortesía CPH-CFE.

Para mitigar el riesgo, el 5 de noviembre se suspendió la operación de las centrales hidroeléctricas Malpaso, Chicoasén y La Angostura y de esta manera se disminuyeron las aportaciones al vaso superior. Era posible sostener esta medida hasta que los aportes a las presas no llegaran a provocar almacenamientos correspondientes a sus niveles máximos extraordinarios, lo cual dependía de las futuras aportaciones durante los meses de noviembre, diciembre y enero que eran el final de la época de lluvias del ciclo 2007.

Las entradas al vaso superior del deslizamiento estaban formadas por las aportaciones del río Tzimbac y cuencas vecinas y las salidas de Malpaso, por las turbinas o por su vertedor de demasías. Tanto la turbinación como el vertido se trataron de evitar en lo posible a partir del 4 de noviembre, pero la posibilidad de lograrlo dependía de los escurrimientos de entrada a Malpaso procedentes de Angostura y de su cuenca propia, la magnitud de estos escurrimientos fue una variable aleatoria que contribuía a incrementar la incertidumbre en la toma de decisiones.

El vaso inferior se extendió hacia aguas abajo del deslizamiento hasta la presa Peñitas. Las entradas a este vaso provenían de los aportes del río Sayula y las posibles transferencias controladas o incontroladas a través del tapón. Esta situación representaba por un lado la posibilidad de inundación de poblaciones situadas aguas arriba del deslizamiento y por otra un riesgo potencial muy alto para la seguridad de la presa Peñitas y de la población asentada aguas abajo de la presa y en la llanura tabasqueña.

2.2 Manejo de la emergencia

Este tapón representaba una serie de riesgos para la seguridad de la presa Peñitas y en consecuencia, de las poblaciones aguas abajo de la presa. Ante este suceso, la CFE se enfrentó a tres problemáticas que por su índole y por prioridad se deberían atender (CFE, 2008).

La primera era la presión creciente del agua en el embalse que se formó entre el desfogue de la presa Malpaso y el deslizamiento y la continua elevación de la superficie libre del agua del mismo y que en caso de presentarse lluvia abundante en noviembre y diciembre, lo cual es común en esa época, diera lugar a un rompimiento súbito del tapón y que la consiguiente avenida rebasara la capacidad de contención de la presa Peñitas (CFE, 2008).

La segunda prioridad, tiene que ver con la necesidad de desaguar las tres presas ubicadas aguas arriba del deslizamiento para estar en condiciones de recibir los escurrimientos de la temporada de lluvias de 2008.

La tercera, la necesidad de restablecer el cauce del río para hacer frente a posibles avenidas de hasta 3,500 m³/s en el futuro, pues de otra manera estarían de nuevo en peligro la infraestructura de Peñitas y las poblaciones de la cuenca baja del Grijalva (CFE, 2008).

Estos tres riesgos definieron las tres etapas de trabajo que, de manera coordinada, emprendieron CFE y la CONAGUA para enfrentar el problema.

2.2.1 Excavación de un canal como solución al problema

Como consecuencia del deslizamiento, la CFE detuvo la generación en las dos centrales: Malpaso y Peñitas. Los niveles de agua aumentaron gradualmente a una velocidad de 10 cm/día en los respectivos embalses. Se midió una diferencia de cotas de aproximadamente 2 metros entre el embalse de aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento; la elevación del nivel del agua ponía en riesgo a las poblaciones asentadas aguas arriba del tapón y de la presa Malpaso (CFE, 2008).

Por lo anterior, la CFE y la CONAGUA, emitieron una declaratoria de emergencia en conjunto, apoyados por Petróleos Mexicanos (PEMEX), Ejército Mexicano y los Gobiernos de los estados de Tabasco y Chiapas. La CFE a través de su Dirección de Proyectos de Inversión Financiada y de la Subdirección de Proyectos y Construcción decidieron como primera actividad, proyectar un canal en el material deslizado y definir una sección de excavación en la cota más baja posible para provocar el rebosamiento del agua embalsada por el tapón (CFE, 2008).

Para llevar a cabo los estudios necesarios en la realización de esta obra, se solicitó el apoyo de la GEIC de la CFE con el objetivo de realizar la selección del trazo del canal más adecuado, la caracterización de los materiales del tapón y el diseño de taludes de la excavación, así como el reconocimiento geológico de la zona del deslizamiento y la inspección de las laderas del embalse de la Presa Peñitas, para identificar zonas potencialmente inestables. Ante la magnitud del evento, la GEIC trasladó especialistas de sus diversas disciplinas como son: Topografía, Geología, Perforación, Sismotectónica, Geotecnia e Instrumentación (CFE, 2008).

La CFE conformó un equipo de expertos de todo el país que determinó que la mejor solución era construir un canal que cruzara el derrumbe y permitiera pasar el agua de manera controlada. Para realizar esto fue necesario construir una infraestructura donde aproximadamente 750 personas trabajaran 24 horas al día, los siete días a la semana con el fin de sacar adelante uno de los proyectos de ingeniería más precisos y riesgosos en tiempo record. En una semana se montó una estructura de construcción que en condiciones normales, requiere cuatro meses para su levantamiento. En la figura 2.9 se pueden ver los trabajos de excavación del canal, la localización de los campamentos donde se alojaba a los trabajadores y la maquinaria trabajando.

Simultáneamente, el Centro Nacional de Control de Energía (CENACE) reorganizó el despacho del sistema eléctrico nacional para poder seguir brindando el servicio eléctrico con normalidad a los más de cien millones de mexicanos.

El proyecto integral de recanalización del río Grijalva constó de 3 etapas. Cada una de ellas con objetivos bien definidos, los cuales se lograron a medida que avanzan los trabajos.



Figura 2.9. Trabajos de excavación. Cortesía CPH-CFE.

A continuación se presentan dos fotografías donde se puede ver la zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra que obstruyó el río Grijalva, antes y después del deslizamiento, tomadas desde la misma perspectiva con el objetivo de observar la magnitud del volumen deslizado, figuras 2.10 y 2.11. Enseguida se presenta otra con el canal operando, figura 2.12.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva



Figura 2.10. Vista del sitio del deslizamiento días antes. Cortesía CPH-CFE.



Figura 2.11. Vista del sitio del deslizamiento días después. Cortesía CPH-CFE.



Figura 2.12. Vista del sitio del deslizamiento con el canal operando. Cortesía CPH-CFE.

2.2.1.1 Primera Etapa

Inicialmente se planteó el desafío de excavar antes del 15 de diciembre de 2007 una primera etapa del canal a la cota 100, de 6 m de ancho, con un volumen de excavación del orden de $900,000 \text{ m}^3$. El esfuerzo realizado y la planeación y coordinación de los trabajos de la excavación en tres frentes, permitió llegar a la cota 92 y remover más de $1,200,000 \text{ m}^3$ de arcilla y roca en bloques medianos a grandes, logrando la apertura del tapón el 18 de diciembre de 2007 (CFE, 2008).

Para llevar a cabo esta tarea se organizaron tres frentes de trabajo: aguas arriba, central y aguas abajo (figura 2.13), iniciándose a partir del día 10 de noviembre, con la escasa maquinaria con que se contaba en ese momento por la dificultad de acceso al sitio. Se inició así una carrera contra el tiempo en la que el reto consistía en bajar el nivel del canal para comenzar a pasar agua antes de que el volumen acumulado en el embalse detrás del tapón rebasara la capacidad de Peñitas para contenerlo (CFE, 2008).

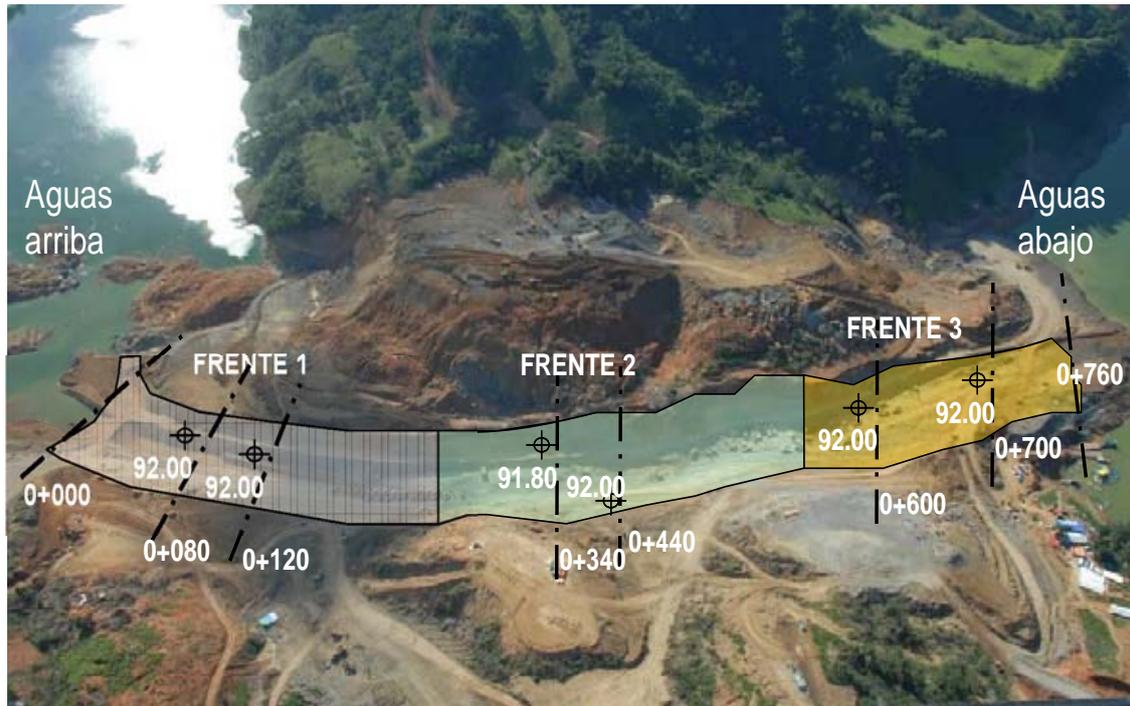


Figura 2.13. Tres frentes de trabajo (CFE, 2008).

Con ello se evitó el riesgo inmediato que planteó el deslizamiento, es decir se alcanzó un nivel del canal que implica que ante la eventualidad de un rompimiento súbito del tapón, la presa de Peñitas cuenta con la capacidad para recibir el agua acumulada en el embalse detrás del tapón (CFE, 2008).

El día 18 de diciembre de 2007, finalmente se procedió a abrir el canal para el paso del agua, para esto se previó un bordo en la entrada del canal en el cadenamamiento 0+040, el cual se retiró con dos excavadoras una en cada margen, abriéndose para así dar paso al embalse del río Grijalva aguas arriba, elevación 96.50 (CFE, 2009).

La apertura resultó satisfactoria y el canal comenzó a operar el mismo 18 de diciembre, con lo que se logró restablecer el paso del río con un caudal de 150 m³/s en los primeros días, y hasta alcanzar máximos de 500 m³/s (CFE, 2009).

Por otra parte, la apertura del canal permitió bajar el nivel en la presa Malpaso y el embalse superior, y transitar este volumen controladamente al embalse de Peñitas, sin riesgo alguno para la población de Villahermosa. Por lo que se considera que el funcionamiento hidráulico del canal fue satisfactorio (CFE, 2009).

En la figura 2.14 se presenta una vista aérea del canal listo para proceder a la abertura.



Figura 2.14. Panorámica Aérea del Canal 16-dic-2007. Cortesía CPH-CFE.

2.2.1.2 Segunda Etapa

El objetivo de esta etapa fue garantizar la conducción adecuada del caudal en condiciones normales de operación del sistema hidroeléctrico del río Grijalva, así como reducir los niveles de los embalses de las presas situadas aguas arriba, ante la próxima temporada de lluvias.

Las premisas consideraron lograr que el canal conduzca el caudal correspondiente a la operación de las seis unidades turbogeneradoras de la central Malpaso ($1,440 \text{ m}^3/\text{s}$) y que tenga un funcionamiento satisfactorio para un caudal de $2,700 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde un periodo de retorno de 10,000 años en la cuenca propia del deslizamiento.

Las obras consistieron en ampliar la plantilla del canal de 6 a 70 m de ancho en la elevación 85 msnm, ello implicó la excavación adicional de casi $1,900,000 \text{ m}^3$ de material, con alturas de corte en las laderas y banquetas hasta de 70 m.

En esta etapa se excavó en ambas márgenes del tapón, se continuó con la misma fuerza de trabajo, maquinaria y mano de obra desde la elevación 160 a la 85 msnm, con los taludes y bermas que garantizaran la estabilidad. En esta etapa de excavación se construyó una ataguía en la entrada del canal que permitió mantener seca el área de trabajo, de la elevación 92.00 a la elevación 85.00.

Se tenía contemplado que esta etapa concluyera en la segunda quincena de marzo, para bajar controlada y oportunamente el nivel de las presas de aguas arriba antes de la época de lluvias, lo cual se logró de manera satisfactoria. Una vez que fue concluida la excavación, se procedió a la apertura del río el 11 de marzo del 2008, logrando los objetivos planteados, con un gasto inicial del orden de $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las siguientes imágenes (figuras 2.15 y 2.16) se muestra el canal operando y una perspectiva aérea del canal en operación.



Figura 2.15. Canal operando. Cortesía CPH-CFE.



Figura 2.16. Panorámica aérea del canal operando. Cortesía CPH-CFE.

2.2.1.3 Tercera Etapa

Concluida la segunda etapa, la CFE, (CFE, 2009) inició las obras complementarias para la estabilización de los taludes tanto en la margen derecha como en la margen izquierda, que consistió en la remoción de 500,000 m³ para reducir la inclinación de los taludes y mejorar la estabilidad del canal. Se planeó el diseño de estructuras permanentes que permitan el manejo del río en caso de otra contingencia en la zona del deslizamiento. Entre las medidas permanentes adoptadas destacan:

- **La construcción de obras de drenaje**

Se realizó un par de obras de drenaje: una zanja-dren para captar los escurrimientos del área más lejana del canal mediante una zanja de 1,080 metros y una galería de drenaje, de sección herradura de 3 metros de diámetro que abata el nivel de aguas freáticas, si se comprobara si éste alcanzaría la superficie del terreno en la próxima época de lluvias. En los párrafos siguientes se detallan ambas estructuras. En la figura 2.17 se ve el trazo propuesto para la construcción de la zanja-dren y la galería de drenaje.

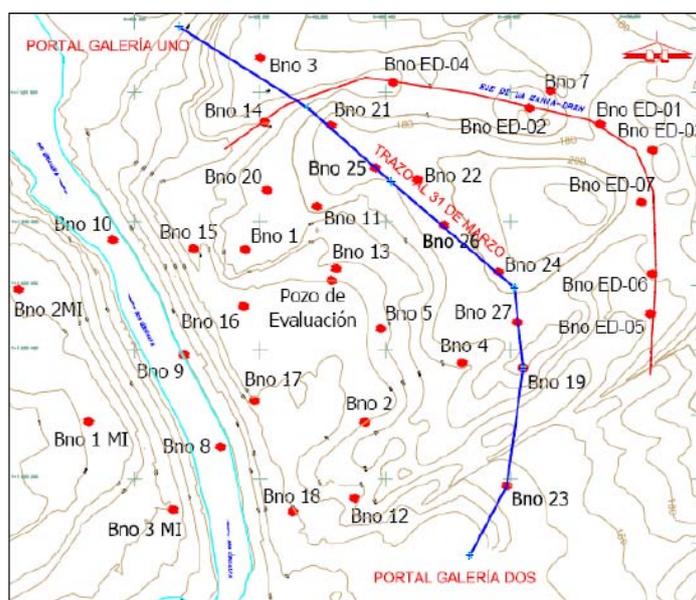


Figura 2.17. En color azul se muestra el trazo de la galería de drenaje, en color rojo, el trazo de la zanja dren y los barrenos ejecutados (Arvizu, 2009).

Zanja dren (drenaje superficial)

Se realizó y concluyó de manera general un estudio hidrológico que nos indicó, que parte del agua de lluvia se escurría por la superficie (otra parte se infiltraba) plana (aunque con inclinación hacia el río) hasta llegar a la zona de los bloques en donde debido al abundante fracturamiento de éstos, se infiltraba rápidamente. (Arvizu, 2009)

Por lo anterior, se decidió construir una zanja-dren perimetral en la parte posterior del deslizamiento, con la finalidad de evitar que esta agua de lluvia se infiltrara en la masa rocosa.

A base de una trinchera en donde se alojaron dos tubos ranurados con una cubierta con materiales pétreos bien graduados (filtro invertido) que descargara hacia aguas arriba y hacia aguas abajo de la zona deslizada, asimismo sellando la superficie de deslizamiento con arcilla compactada canalizando el flujo de agua hacia la zanja dren (CFE, 2009).

Una vez que se construyó esta, la información de la instrumentación mostró un descenso importante en los niveles piezométricos de la zona, aunque no lo suficiente.

Por lo que para evitar que el efecto del agua sobre la masa rocosa, incidiera directamente en el movimiento del mismo y para reforzar la zanja-dren, se tomó la decisión de construir una galería de drenaje por debajo del plano de falla Juan de Grijalva, la cual captaría agua que escurría sobre la superficie, entre la zanja dren y los sub-bloques y el agua de lluvia que cae directamente sobre de estos, con la finalidad de liberar la presión hidráulica subterránea sobre los mismos, evitando que el nivel freático subiera como para crear el fenómeno de subpresión (Arvizu, 2009).

Galería de drenaje y pozos de achique

A efecto de garantizar la reducción de la saturación en la zona deslizada, se tomó la decisión de construir una galería de drenaje por debajo del plano de falla con una sección de 4.3 x 4.8 m y una longitud del orden de 1,100 m, el cual atravesaba un sistema de fracturas y cuatro fallas importantes, consideradas como zonas críticas, el objetivo de dicha galería fue captar y desalojar el agua que se infiltra al medio deslizado, así como el agua que fluye por medio de fracturas o agua existente del acuíferos (CFE, 2009).

El criterio para ubicar la galería se obtuvo de las observaciones piezométricas con cuya información se observó que en los barrenos de sub-bloques I y II (sobre todo cerca de la frontera entre estos) con la lluvia el nivel freático subía rápidamente y tardaba más tiempo que en los otros barrenos en descender, por lo que se decidió que el paso de la galería era obligado por debajo de esta zona (figuras 2.18 y 2.19). Para la excavación de la galería, debido a la importancia de los trabajos, se abrieron dos frentes de trabajo; el primero, se ubicó aguas abajo de tapón y se le denominó galería 1; mientras que hacia aguas arriba se abrió el frente denominado galería 2. Debido a las condiciones geológico-estructurales, únicamente se obtuvo agua en la galería 1, con gasto máximo de 54 litros por segundo, cuando se atravesó el plano de falla por donde deslizó la masa rocosa.

Para cumplir con el objetivo de la galería de drenaje, se proyectó una aureola de barrenos ascendentes de 3" de diámetro y 30 m de longitud, con 3 hileras y 3 barrenos por nicho formando aureolas a cada 50m ubicadas en nichos de drenaje para tal fin. Asimismo se realizaron cinco barrenos a lo largo de la galería desde superficie de 12" de diámetro y 5 pozos de achique de 2" de diámetro (CFE, 2009).

El funcionamiento de la galería y de los barrenos desde la terminación parcial de cada barreno se aforó para medir los gastos y el efecto en la variación en los niveles piezométricos, donde se pudo constatar que fueron satisfactorios y una decisión acertada la construcción de la galería.

Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

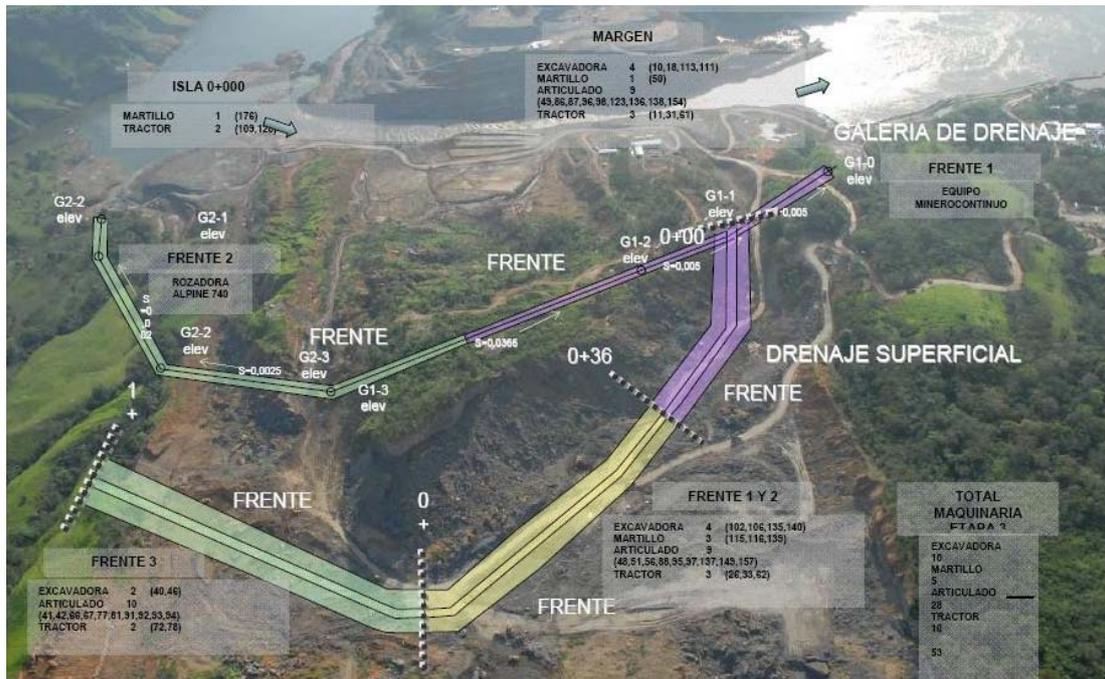


Figura 2.18. Zanja-dren y galería de drenaje. Cortesía CPH-CFE.

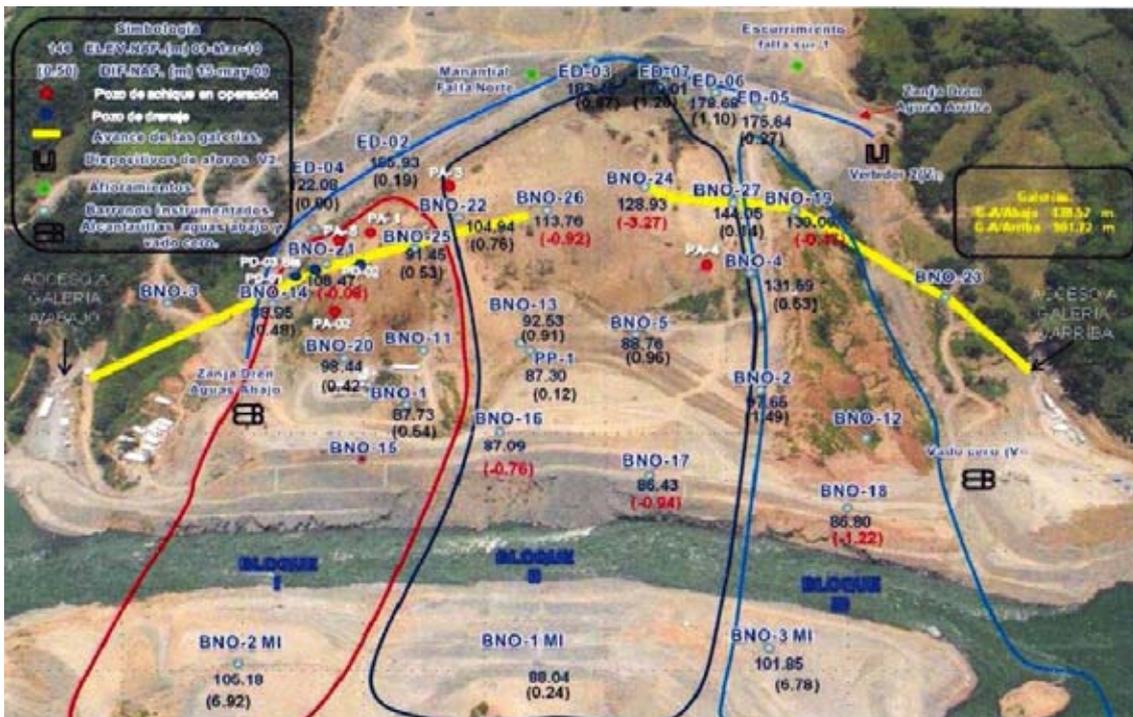


Figura 2.19. Zanja-dren, galería de drenaje y barrenos. Cortesía CPH-CFE.

La figura 2.21 muestra los gastos sobre la galería de drenaje, la zanja-dren y los escurrimientos superficiales, donde se observa que en la galería de aguas abajo es donde se obtienen los mayores gastos, dado que cuando llueve se registran inmediatamente un incremento en los gastos, lo que es indicativo que la galería se encuentra trabajando eficientemente (Arvizu, 2009).

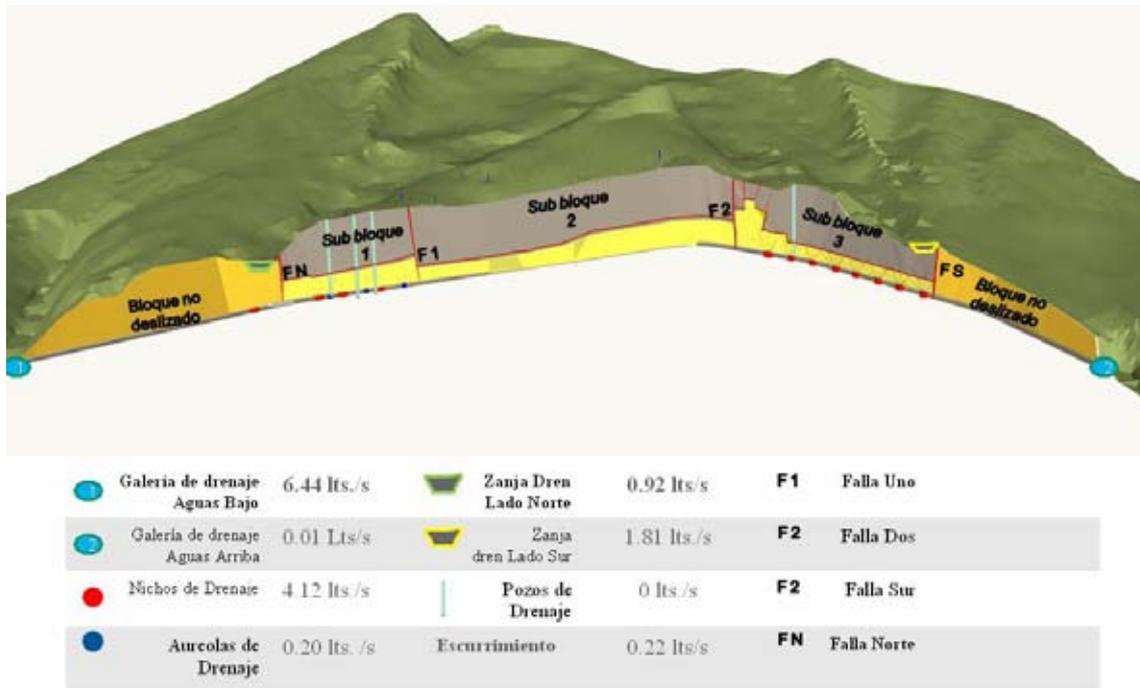


Figura 2.21. Gastos aforados en los diferentes sistemas. Cortesía CPH-CFE.

Gastos aforados en diferentes sistemas de drenaje (9 de marzo de 2010):

- El registro de los escurrimientos superficiales lados Norte y Sur fueron de 0.0 y 0.25 l/s, respectivamente.
- Los escurrimientos en la zanja-dren fueron de 1.13 y 2.42 l/s, lados Norte y Sur, respectivamente.
- En las galerías de drenaje los gastos registrados fueron de 6.97 y 0.02 l/s, respectivamente.
- En total, por el lado Norte se aforaron 8.10 l/s y por el Lado Sur, 2.69 l/s.
- La precipitación anual acumulada (01/Ene a 09/Mar) es de 514.0 mm.
- Se aprecia una respuesta casi inmediata con respecto a la precipitación pluvial.

▪ Instrumentación

Se implementaron diferentes tipos de instrumentación, se colocaron referencias superficiales para medir desplazamientos de la masa rocosa mediante triangulaciones topográficas, al mismo tiempo, se procedió a aprovechar los barrenos de la exploración geológica para instrumentarlos, con la finalidad en primera instancia, de conocer los niveles piezométricos de la masa rocosa deslizada, donde como característica principal se observó, que los piezómetros de la parte alta de la ladera en la zona del deslizamiento, tenían una respuesta proporcional a las lluvias registradas; sismología con acelerógrafos, en donde se instalaron acelerógrafos para detectar vibraciones del terreno asociadas a movimiento de bloques.

Como parte de la planeación, se instalaron inclinómetros en ambas márgenes del río, colocados con longitudes hasta de 80 m para medir desplazamientos de la ladera por rangos de profundidad, esta información, nos permitió conocer que aún después del deslizamiento principal, había movimientos residuales de los sub-bloques, captura y proceso de datos, que consiste en estaciones enlazadas vía Internet, en Villahermosa, Peñitas, Malpaso y campamento en obra. Para tener una mayor certeza de la cuantificación de estos movimientos, se buscó una tercera alternativa de medición de mayor precisión, determinando que se colocaran aparatos tipo Sistema de Posición Global (GPS), los cuales medían en tiempo real, los desplazamientos tanto en el sentido horizontal y vertical obteniendo coordenadas en X, Y, y Z a cada instante, durante las 24 hrs del día, de estos equipos se colocaron 20 estaciones; 4 en margen izquierda y 16 en la margen derecha. (Arvizu, 2009)

Conviene resaltar que con cada tipo de instrumento (referencias topográficas, GPS e inclinómetros) buscábamos conocer si había o no movimientos a diferentes niveles, así las referencias topográficas nos indicaban si a nivel de superficie había o no movimientos, los aparatos GPS se colocaron sobre bases que estaban hincadas entre 10 y 15 m y los inclinómetros quedaron instalados por debajo y encima del plano de falla.

En la figura 2.22 se presenta el tipo de instrumentación que fue instalado en la zona.

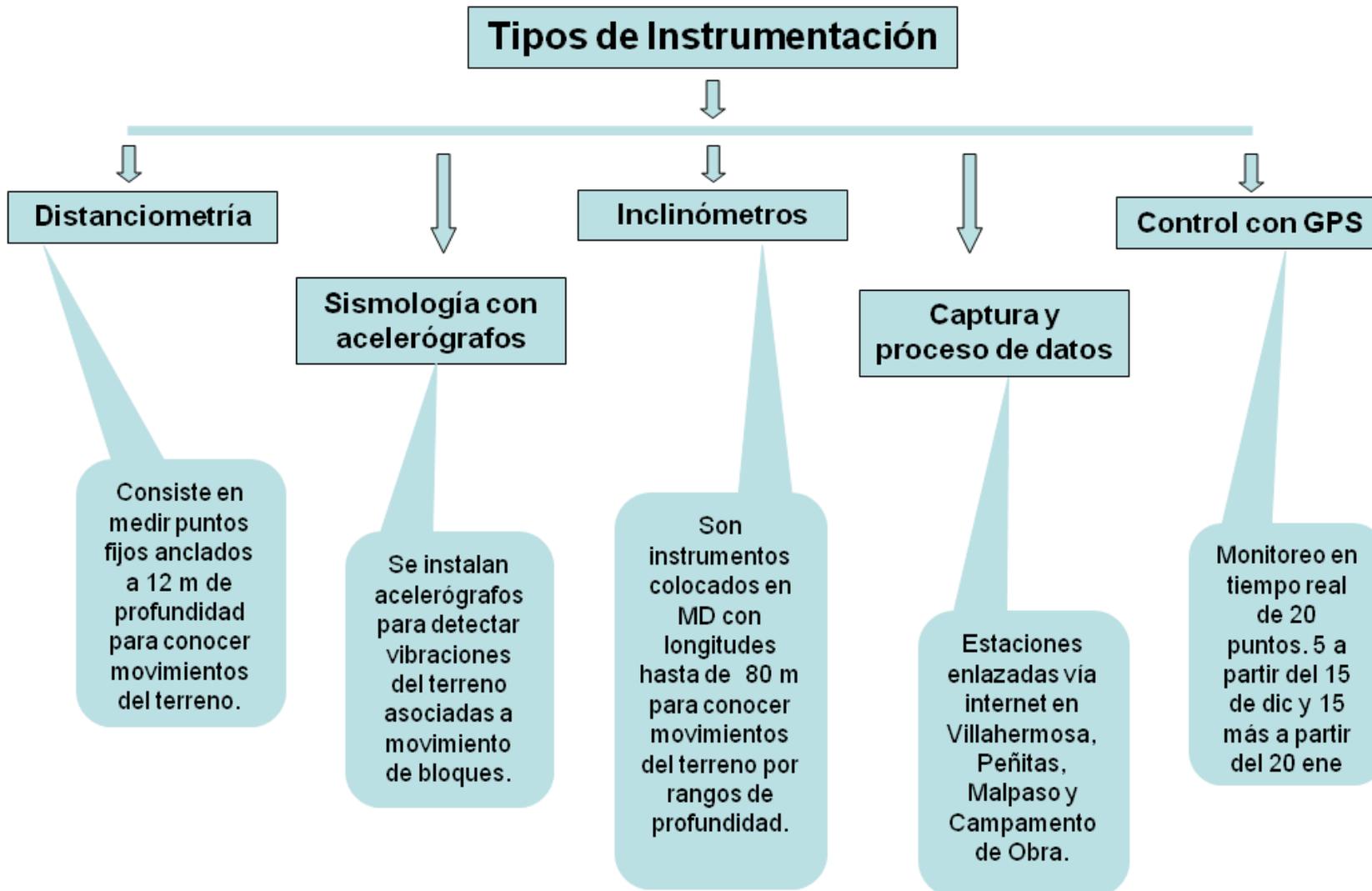


Figura 2.22. Tipos de Instrumentación. CPH-CFE.

▪ **La construcción de dos túneles intercomunicadores**

La zona en la que se encuentra el deslizamiento, obviamente está sujeta a fuertes avenidas, además de sismos de gran intensidad, ya que la placa de Cocos en la zona del pacífico muestra una gran actividad tectónica a unos cuantos cientos de kilómetros.

Para garantizar que el embalse de la presa Peñitas pueda funcionar a largo plazo y con el objeto de eliminar el riesgo de que otros deslizamientos (aunque no de la misma magnitud) puedan obstruir el paso del agua y como consecuencia se afecte la generación eléctrica en el sistema Grijalva, se planteó como solución definitiva, además del canal existente, construir 2 túneles de 14 x 14 m sección portal de 1,140 metros de longitud cada uno y capaces de transitar avenidas de 2,700 m³/s que están asociadas a periodos de retorno de 10,000 años por cuenca propia, cuyo principal objetivo es permitir el paso del flujo que se produce en la presa de Malpaso, (CFE, 2009).

Estos túneles se están construyendo a la fecha.

2.3 Análisis hidrológico

Los estudios hidrológicos se realizaron de acuerdo con las características que fue tomando el problema del deslizamiento en sus distintas etapas: desde que ocurrió el deslizamiento hasta que se logró excavar un primer tajo; desde que se construyó una ataguía para secar el tajo y trabajar en seco para ampliarlo, y desde que se terminó la ampliación del tajo.

2.3.1 Llenado del vaso superior

En las primeras etapas se presentó el problema de definir, en términos de probabilidades, la velocidad de llenado del vaso superior (arriba del deslizamiento) dado que, en el momento en el que el nivel del agua en el vaso alcanzara al del tajo en construcción, el volumen almacenado podría trasladarse bruscamente al vaso inferior, formado por la presa Peñitas, y provocar daños en dicha presa y/o obligarla a descargar gastos importantes hacia aguas abajo que dañarían la zona baja, incluyendo Villahermosa (González, 2007).

Para estudiar la velocidad de llenado del vaso superior fue necesario considerar dos escenarios:

- a) La posibilidad de que los ingresos a Malpaso obligaran a que dicha presa tuviera que descargar excedentes por su obra de toma, los cuales ingresarían al vaso superior.
- b) El llenado del vaso superior debido a los escurrimientos en su cuenca propia conducidos principalmente por el río Tzimbac.

2.3.2 Llenado de Malpaso

Se estudiaron los escurrimientos máximos registrados entre 1959 y 2006, en los meses de noviembre y diciembre, para la cuenca comprendida entre las presas de Angostura y Malpaso. A partir de dicho análisis se seleccionaron los años de 1959, 1961, 1998, 1964, 1958 y 1990 y se estimaron los volúmenes de ingreso a Malpaso desde una fecha determinada hasta el 10, el 15 o el 20 de diciembre de 2007.

En las tablas 2.1 y 2.2 se muestran los resultados obtenidos al tomar como fechas de cálculo el 26 de noviembre y el 1° de diciembre de 2007, respectivamente.

Tabla 2.1. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).

Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm³)			
Resumen 26 de noviembre			
Malpaso	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1959	491.3	587.4	683.5
1961	377.5	419.3	461.1
1998	354.7	417.2	479.8
1964	464.7	654.4	844.0
1958	493.0	665.6	838.2
1990	408.5	556.2	704.0

Tabla 2.2. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).

Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm³)				
Resumen 1° de diciembre				
Malpaso	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre	al 30 de diciembre
1959	192.3	288.4	384.5	576.8
1961	83.5	125.3	167.1	250.6
1998	125.2	187.7	250.3	375.5
1964	379.4	569.0	758.7	1138.1
1958	345.2	517.7	690.3	1035.5
1990	295.5	443.2	591.0	886.5

Para el llenado por cuenca propia del vaso superior, e inclusive del vaso inferior se hicieron estimaciones semejantes pero utilizando los años que resultaron críticos para esas cuencas. En las tablas 2.3 y 2.4 se muestran los resultados correspondientes.

Tabla 2.3. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).

Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm³)			
Resumen 26 de noviembre			
Malpaso-Peñitas			
Aguas arriba	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	206.0	236.2	266.4
1980	107.7	131.8	156.0
2003	104.0	128.8	153.7
1979	178.0	245.3	312.7
1990	124.8	168.5	212.2

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

1976	119.4	159.8	200.3
Aguas abajo	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	284.4	326.1	367.9
1980	148.8	182.1	215.4
2003	143.6	177.9	212.2
1979	245.8	338.8	431.8
1990	172.3	232.6	293.0
1976	164.9	220.7	276.6

Tabla 2.4. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).

Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm³)			
Resumen 1° de diciembre			
Malpaso-Peñitas			
Aguas arriba	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	206.0	236.2	266.4
1980	107.7	131.8	156.0
2003	104.0	128.8	153.7
1979	178.0	245.3	312.7
1990	124.8	168.5	212.2
1976	119.4	159.8	200.3
Aguas abajo	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	284.4	326.1	367.9
1980	148.8	182.1	215.4
2003	143.6	177.9	212.2
1979	245.8	338.8	431.8
1990	172.3	232.6	293.0
1976	164.9	220.7	276.6

Para las cuencas propias de los vasos superior e inferior, también se hicieron estimaciones probabilísticas basadas en lo registrado históricamente en las estaciones Tzimbac y Sayula.

Como el área controlada por dichas estaciones es sólo una parte del área que aporta a los vasos superior e inferior (aproximadamente el 30 y el 70 %, respectivamente) se realizó una calibración apoyada en los registros de la cuenca total de Peñitas. De esa forma, se calculó que las aportaciones al vaso superior pueden obtenerse multiplicando los gastos registrados en Tzimbac por 3 y las del vaso inferior multiplicando los registrados en Sayula por 1.4. Los volúmenes de aportación para duraciones de 1, 5, 10, 20 y 30 días se muestran en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Volúmenes (González, 2007).

Volumen en millones de m ³					
	Cuenca	Cuenca		Cuenca	Cuenca
1 día			5 días		
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior
	nov y dic	nov y dic		nov y dic	nov y dic
2	44.1	65.2	2	98.5	141.5
5	63.2	98.5	5	141.3	200.8
10	73.6	118.7	10	165.9	241.3
50	92.0	159.3	50	212.5	332.0
100	98.8	175.5	100	230.7	372.0
10 días			20 días		
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior
	nov y dic	nov y dic		nov y dic	nov y dic
2	132.2	189.9	2	181.4	273.4
5	181.4	258.9	5	248.8	377.4
10	210.0	304.8	10	290.3	435.5
50	264.4	405.2	50	368.1	541.9
100	282.5	447.6	100	399.2	580.6
30 días					
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Suma	Porcentajes	
	nov y dic	nov y dic		Vaso superior	Vaso inferior
2	217.7	341.1	558.8352	39.0	61.0
5	311.0	475.4	786.4128	39.6	60.4
10	365.5	555.2	920.6784	39.7	60.3
50	474.3	707.6	1,181.952	40.1	59.9
100	521.0	769.3	1,290.2976	40.4	59.6

2.3.3 Operación del Sistema de presas

Desde que inició el problema de la cuenca baja y hasta que se terminó la canalización a través del deslizamiento, las presas de Angostura y Malpaso estuvieron almacenando los escurrimientos para evitar que esta última descargara. Se llegó entonces a una condición inusual de almacenamiento en ambas presas que obliga a una operación especial que permita manejar los escurrimientos de la temporada de lluvias de 2008. Para apoyar la toma de las decisiones correspondientes a esta situación, se elaboró la tabla siguiente en la que se muestran las sumas de los ingresos históricos de las cuencas propias de Angostura,

Chicoasen, Malpaso y Peñitas para todos los años de registro, desde 1959 hasta 2007, en la época de lluvias (desde abril hasta diciembre, hasta noviembre y hasta octubre).

En la tabla 2.6 se muestra, para cada caso, el volumen acumulado en millones de m³, su equivalencia en m³/s y estos últimos valores ordenados de mayor a menor. Estos resultados muestran claramente la necesidad de que las presas, y en particular Peñitas, descarguen gastos muy importantes durante toda la época considerada, para evitar que los almacenamientos alcancen valores críticos.

Tabla 2.6. Volumen acumulado y gasto promedio (González, 2007).

Cuenca Total								
Σ abr-dic	m ³ /s	ordenados	Σ abr-nov	m ³ /s	ordenados	Σ abr-oct	m ³ /s	ordenados
16515.8	698.3	1257.2	15248.2	725.3	1336.3	12619.4	686.0	1310.0
20763.5	877.9	1117.0	19308.8	918.4	1188.7	16707.2	908.2	1290.7
15984.3	675.8	1112.1	14891.1	708.3	1181.7	11436.8	621.7	1207.7
20630.1	872.2	1102.5	19697.9	936.9	1155.6	18048.9	981.1	1204.2
20138.8	851.5	1084.4	18771.8	892.9	1153.5	16757.3	910.9	1200.0
19552.6	826.7	1080.8	17802.7	846.8	1149.7	16530.0	898.6	1195.8
20621.5	871.9	950.4	19035.2	905.4	1014.8	16741.8	910.1	1083.3
21119.2	892.9	907.5	19853.0	944.3	965.5	17798.0	967.5	1016.9
13378.7	565.6	906.1	12094.7	575.3	947.2	10690.7	581.1	1015.6
15795.2	667.8	902.9	14633.0	696.0	944.3	13065.0	710.2	990.5
26419.9	1117.0	892.9	24843.9	1181.7	942.9	22216.9	1207.7	981.1
25648.8	1084.4	877.9	24294.8	1155.6	936.9	21997.8	1195.8	967.5
18172.2	768.3	872.2	17036.9	810.4	918.4	15187.9	825.6	942.5
12068.1	510.2	871.9	10973.4	521.9	910.6	9935.7	540.1	910.9
29736.0	1257.2	853.0	28095.0	1336.3	905.4	24098.0	1310.0	910.1
10907.8	461.2	851.5	10223.6	486.3	892.9	9270.6	503.9	909.3
13217.6	558.8	850.5	12064.9	573.9	874.3	10151.1	551.8	908.2
17686.8	747.8	828.9	16121.7	766.8	868.1	14544.4	790.6	899.6
20174.7	853.0	826.7	18250.2	868.1	855.7	16310.3	886.6	898.6
19126.0	808.6	808.6	17989.9	855.7	852.5	16549.0	899.6	886.6
26076.3	1102.5	801.9	24250.8	1153.5	849.5	22151.6	1204.2	883.0
19606.2	828.9	801.0	18380.4	874.3	846.8	16243.4	883.0	852.2
18327.6	774.9	782.2	17188.9	817.6	817.6	15676.9	852.2	846.0
26302.8	1112.1	774.9	24992.1	1188.7	816.2	23744.2	1290.7	841.0
17020.8	719.6	768.3	15710.7	747.3	813.9	14444.2	785.2	825.6
15202.9	642.8	758.4	14310.0	680.7	810.4	13233.6	719.4	807.8
13670.5	578.0	747.8	13036.0	620.1	768.6	12183.3	662.3	790.6
21465.3	907.5	733.6	20298.7	965.5	766.8	18683.8	1015.6	785.2
21431.8	906.1	719.6	19824.2	942.9	747.3	18222.0	990.5	749.5
15323.2	647.9	698.3	13201.6	627.9	725.3	11419.8	620.8	719.4
12281.7	519.3	675.8	10908.8	518.9	708.3	9180.4	499.0	710.2
14906.7	630.3	667.8	14139.2	672.5	696.0	12750.2	693.1	693.1
17937.4	758.4	647.9	17110.6	813.9	680.7	15470.9	841.0	686.0
9056.5	382.9	642.8	8650.6	411.5	672.5	8047.0	437.4	662.3
22478.4	950.4	637.3	21334.5	1014.8	663.3	19929.0	1083.3	657.4

Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

20116.2	850.5	630.3	19143.7	910.6	627.9	17338.9	942.5	621.7
15072.3	637.3	578.0	13945.4	663.3	620.1	12094.0	657.4	620.8
18946.4	801.0	565.6	17923.7	852.5	575.3	14860.6	807.8	581.1
25562.0	1080.8	558.8	24172.0	1149.7	573.9	22075.1	1200.0	566.5
18965.5	801.9	540.7	17859.5	849.5	559.2	16726.9	909.3	554.5
12787.9	540.7	519.3	11756.7	559.2	543.5	10420.6	566.5	551.8
12188.5	515.3	516.0	11100.2	528.0	528.0	9440.6	513.2	540.1
17350.6	733.6	515.3	16159.4	768.6	521.9	13787.6	749.5	513.2
12204.4	516.0	510.2	11427.4	543.5	518.9	10201.3	554.5	503.9
21355.4	902.9	461.2	19914.5	947.2	486.3	18706.1	1016.9	499.0
18499.8	782.2	382.9	17160.0	816.2	411.5	15562.2	846.0	437.4

2.3.4 Manejo de escurrimientos

En lo referente a los escurrimientos generados en las subcuencas que conforman las grandes cuencas de los ríos Grijalva y Usumacinta, se puede observar que las grandes avenidas en dichas corrientes alcanzaron su cresta, precisamente durante los tres eventos meteorológicos, como son los frentes fríos No. 2 y 4, así como el reforzamiento de este último por la masa polar e interacción con la tormenta tropical “Noel”, superando, por lo tanto, los gastos medios para períodos de 50 a 60 años, (González, 2007).

2.3.5 Evolución de almacenamiento en Peñitas

Las lluvias registradas durante los frentes fríos No. 2 y 4 ocasionaron que la elevación del almacenamiento de la presa variara de la elevación 85.34 a 89.14 msnm, 1.74 m arriba de su nivel de aguas máximas ordinarias, por lo que el CTOOHR se acordó establecer una extracción de 500 m³/s, a efecto de manejar los escurrimientos de los ríos del bajo Grijalva y lograr dar capacidad al almacenamiento de la presa, manteniendo a la presa Nezahualcóyotl (Malpaso), sin operar. Para la tormenta tropical “Noel”, el nivel se incrementó nuevamente y fue necesario operar el vertedor con descargas de hasta 2,000 m³/s.

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 3

AVENIDAS DE DISEÑO

3 AVENIDAS DE DISEÑO

Se inicia con una breve explicación sobre la importancia del análisis de las avenidas de diseño, ya que es un aspecto de vital importancia en el diseño y planeación de obras hidráulicas. De manera breve se describen los métodos de estimación de avenidas de diseño. A continuación se describe el procedimiento del análisis para la obtención de las avenidas de diseño, comenzando por la recopilación de información y la estimación de las avenidas de diseño para un periodo de retorno de $Tr = 100$ y $Tr = 10,000$ años.

En la planeación y el manejo de recursos hidráulicos es importante contar con un número de años de registro que sea representativo de la historia del evento hidrológico analizado; cuando los registros corresponden a diversos periodos del año (por ejemplo mensuales) se tiene mejor información con respecto al exceso o déficit del líquido demandado en un aprovechamiento. En ocasiones no basta contar con un registro que tenga un número de años grande, sino que es necesaria la generación de nuevos registros para poder simular lo que ocurriría en un número mayor de años; conservando la información de los estadísticos de las muestras generadas respecto a las históricas, así como la correlación entre etapas del año y del final de un año al inicio del otro.

La estimación de los caudales máximos es un aspecto fundamental en el diseño de obras hidráulicas cuyo fin sea controlar el agua proveniente de las avenidas, debido a que una falla en su estructura podría ocasionar daños materiales, e incluso pérdida de vidas humanas. De aquí, la importancia de un estudio amplio y racional de las avenidas de diseño y de que existan diferentes métodos y procedimientos prácticos en hidrología aplicables de acuerdo con los requerimientos del proyecto en análisis.

En el **Anexo A** se presentan los criterios de diseño vigentes actualmente, desde su concepción general hasta los aspectos específicos que marca la norma mexicana, en la forma de periodos de retorno.

3.1 Métodos de estimación de las avenidas máximas

Para la estimación de una avenida máxima se dispone de varios métodos, que pueden agruparse en:

- Métodos Empíricos
- Métodos Históricos
- Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas
- Métodos Directos o Hidráulicos
- Métodos Estadísticos o Probabilísticos
- Métodos Hidrológicos

A continuación se describen de manera breve dichos métodos.

3.1.1 Métodos Empíricos

El más común de los métodos empíricos lo constituyen las llamadas fórmulas empíricas, las cuales en la actualidad son muy poco utilizadas debido principalmente a la existencia de otros procedimientos de estimación de las avenidas máximas, que utilizan mayor información y toman en cuenta un gran número de factores. Sin embargo ante la escasez de datos para estimar la avenida máxima en cuencas de pequeña extensión y poco pobladas, la aplicación de las formulas empíricas permite conocer de una manera rápida el orden de magnitud de tal avenida, sin tener que recurrir a la recopilación de datos directos o esperar varios años para disponer de información hidrométrica (Campos, 1982).

La ventaja principal de la utilización de las fórmulas empíricas radica en la facilidad y rapidez para estimar la magnitud de una avenida pero solo recomendándose su uso en su forma original cuando:

- a) Sus resultados han sido contrastados con datos reales en una determinada cuenca o región.
- b) Se desee representar de una manera fácil los resultados obtenidos con estudios racionales de avenidas en un río o cuenca. Entendiéndose por estudio racional de avenidas máximas, el que utiliza suficientes datos reales de avenidas o aplica diversos criterios de estimación para que en base a los resultados obtenidos, se concluya el probable hidrograma de la avenida que se estima.

Las formulas empíricas pueden ser clasificadas en dos grandes grupos:

- 1) Fórmulas que incluyen el concepto de probabilidad, por ejemplo; Gete, Fuller, Creager, etc.
- 2) Fórmulas que no incluyen el concepto de probabilidad, pudiéndose dividir en los cuatro siguientes subgrupos:
 - 2.1 Fórmulas de Función Monomia de la magnitud de la cuenca, por ejemplo: Ryves, Valentini, Myer, etc.
 - 2.2 Fórmulas de Función Sencilla de la magnitud de cuenca, por ejemplo: Pagliaro, Giandotti, Kuichling, etc. En general sólo válidas para cuencas menores de 1,000 km².
 - 2.3 Fórmulas de Función Compleja de la magnitud de cuenca, por ejemplo: Creager, Hyderabad, Hoffman, etc.
 - 2.4 Fórmulas en función de la magnitud de cuenca y de la lluvia, por ejemplo: Possenti, Heras, etc.

En general, el inconveniente principal de todas las formulas empíricas y de los diversos métodos empíricos disponibles, es precisamente su empirismo y por lo tanto, su falta de garantía, ya que su aplicación a cuencas distintas a aquellas en las que fueron deducidas implica en algunos casos graves errores debido a las diferentes condiciones climatológicas, geológicas, morfológicas y geográficas de las cuencas (Campos, 1982).

3.1.2 Métodos Históricos

Los métodos históricos consisten en la investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos aunque permitan conocer una gran avenida que se presentó hace bastantes años, no permiten preveer la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, lo cual es muy probable que se presente (Campos, 1982).

Por otra parte, los métodos históricos tienen que vencer dos grandes dificultades para poder ofrecer datos útiles, estas son:

- a) Carencia e insuficiencia de datos (registros históricos).
- b) Calculo numérico de la avenida a partir de los datos recabados, generalmente niveles y no gastos.

Para la solución de la segunda dificultad que presentan los métodos históricos, se utilizan los llamados métodos directos o hidráulicos.

3.1.3 Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas

Cuando en una cuenca bajo estudio no se cuenta con datos hidrométricos y pluviométricos, la estimación de la avenida máxima puede intentarse mediante correlación con los datos de gastos máximos de una cuenca próxima, cuyas características climáticas (régimen de precipitaciones, vientos, etc.), topográficas (magnitud, pendiente, altitud, orientación y forma de la cuenca), geológicas (zonas permeables, impermeables, rocas, etc.), edafológicas (tipos de suelo, espesores, etc.) y de cobertura vegetal, sean lo más similares posible con la cuenca en estudio y que en la cuenca vecina su registro hidrométrico sea amplio (Campos, 1982).

La ventaja del método es lógica y consiste en la mejor utilización de la información hidrométrica y en la estimación racional de la avenida en cuencas con escasez de todo tipo de datos (hidrométricos y de lluvias máximas).

La desventaja primordial del método es la dificultad para realizar un análisis y ponderación de todos los factores citados, en la búsqueda de la analogía existente, para establecer los coeficientes de correspondencia entre las dos cuencas.

3.1.4 Métodos Directos o Hidráulicos

La aplicación de los métodos directos o hidráulicos (ya que se utilizan formulas de hidráulica) no debe de omitirse nunca, pues aunque no cuentan con una metodología hidrológica, la mayoría de las veces permiten obtener información bastante útil. Lo anterior, debido a la posibilidad de fijar con buena precisión las alturas o niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y algunas veces algo remotos, a partir de tales datos es posible determinar el gasto máximo instantáneo (Campos, 1982).

El método consiste en resumen en tratar de fijar, en un tramo de río bien definido y característico, las elevaciones máximas alcanzadas por las aguas y calcular, a partir de ellas, el gasto máximo que las produjo.

El cálculo del gasto máximo de la avenida por los métodos directos, será de gran utilidad, al menos, para dar una idea del orden de magnitud de ésta.

3.1.5 Métodos Estadísticos o Probabilísticos

Los métodos estadísticos consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima, a partir de un registro (serie) de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación mediante su probable distribución de probabilidad a diversos periodos de retorno (Campos, 1982).

A continuación se citan algunas funciones de distribución de probabilidad utilizadas en hidrología para el ajuste de series de avenidas máximas, las cuales vienen dadas en función de diversos parámetros estadísticos de la serie, como son: medias aritmética o logarítmica, desviación típica, coeficiente de asimetría absoluta, etc.

Ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia

Las variables x de la mayoría de las series hidrológicas pueden ser expresadas de la siguiente manera:

$$x = \bar{x} + KS \quad (3.1)$$

Donde x es el valor particular de la variable hidrológica; y S son, respectivamente la media aritmética y la desviación estándar de la serie hidrológica; y K es un factor de frecuencia que depende de la distribución de probabilidad particular a la que se ajusta la serie y de la probabilidad de no excedencia. A esta ecuación, propuesta por Chow en 1951, se le conoce como la ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia; puede ser extendida a la mayoría de las distribuciones de probabilidad y es muy útil, pues uniformiza su cálculo (Martínez, 2000).

Funciones de distribución normal y log-normal

Cuando se desee hacer uso de estas distribuciones, la ecuación anterior toma las formas:

Distribución normal:

$$x = \bar{x} + K_n S \quad (3.2)$$

Distribución log-normal:

$$\log x = \overline{\log x} + K_n I_v \quad (3.3)$$

En ambas ecuaciones K_n representa al factor de frecuencia de la distribución normal, el cual es función de la probabilidad de no excedencia $P(X \leq x)$.

En la segunda $\overline{\log x}$ e I_v , representan respectivamente a la media logarítmica y al índice de variabilidad de los datos de la serie.

Función de distribución gamma incompleta

Para utilizar esta distribución se puede usar la ecuación:

$$x = \bar{x} + K_{gi}S \quad (3.4)$$

Donde K_{gi} es el factor de frecuencia de la distribución gamma incompleta. Este se puede obtener en forma aproximada con la expresión:

$$K_{gi} \cong \frac{1}{c_v} \left[\left(1 - \frac{c_v^2}{9} + \frac{K_n c_v}{3} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.5)$$

La cual reporta buenos resultados si el coeficiente de variación C_v , cumple con: $0 < C_v < 0.2582$; además, K_n es el factor de frecuencia de la distribución normal para la $P(X \leq x)$ requerida, (Martínez, 2000).

Funciones de distribución Pearson tipo III y log-Pearson tipo III

Para la Pearson tipo III:

$$x = \bar{x} + K_p S \quad (3.6)$$

Donde K_p es el factor de frecuencia de la distribución Pearson tipo III. K_p se puede calcular, aproximadamente en función del factor de frecuencia de la distribución normal, K_n , función de la probabilidad de no excedencia requerida $P(X \leq x)$, y del coeficiente de los datos C_s , con:

$$K_p \cong \frac{2}{c_s} \left[\left(1 - \frac{c_s^2}{9} + \frac{K_n c_s}{3} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.7)$$

Reporta buenos resultados si $0 < |C_s| < 0.7303$

Para la log Pearson tipo III:

$$\log x = \overline{\log x} + K_{LP} I_v \quad (3.8)$$

De manera análoga, K_{LP} , el factor de frecuencia de la distribución log-Pearson tipo III, se puede calcular de manera aproximada con:

$$K_{LP} \cong \frac{2}{g} \left[\left(1 - \frac{g^2}{36} + \frac{K_n g}{6} \right)^3 - 1 \right] \quad (3.9)$$

El parámetro K_n tiene el mismo sentido anterior y g representa al coeficiente de oblicuidad. Esta ecuación da buenos resultados si $0 < |g| < 0.7303$.

Función de distribución Gumbel

También se utiliza la ecuación de forma general:

$$x = \bar{x} + K_G S \quad (3.10)$$

Donde el factor de frecuencia K_G , se define con:

$$K_G = \frac{y - y_n}{\sigma_n} \quad (3.11)$$

A su vez:

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln}[P(X \leq x)]) \quad (3.12)$$

Además y_n y σ_n son valores característicos que dependen del número de datos, n . Estos parámetros pueden aproximarse mediante las ecuaciones de regresión:

$$y_n = 0.3755 + 0.1477 \log n - 0.0274 (\log n)^2 \quad (3.13)$$

$$\sigma_n = 0.4765 + 0.5821 \log n - 0.1070 (\log n)^2 \quad (3.14)$$

3.1.6 Métodos Hidrológicos

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida, es decir, se supone una lluvia de duración y periodo de retorno determinado, dentro de lo probable y se calcula el escurrimiento que genera en un punto de la corriente estudiada, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida que se calcula (Campos, 1982).

Tienen la ventaja de permitir reproducir aceptablemente el fenómeno, en base a la estimación de diversos parámetros, como son las lluvias máximas y las características físicas de la cuenca.

Lo anterior, también es la principal desventaja de estos métodos en los casos en que se tiene que extrapolar alguna de sus variables, ya que los errores debidos a la irregularidad de las lluvias en la cuenca (sobre todo en cuencas montañosas), la indeterminación de la parte de lluvia que absorbe el suelo, son por ejemplo, factores que podrían distorsionar la estimación de la determinación de las avenidas a partir de las lluvias.

Sin embargo, en cuencas pequeñas, poco pobladas y sin datos hidrométricos, la determinación de los posibles hidrogramas de avenidas a partir de precipitaciones probables, es en general, el mejor procedimiento a utilizar.

Dentro de los métodos hidrológicos se tienen:

- a) Método del hidrograma unitario, comprendiendo los triangulares, sintéticos, adimensionales, instantáneos y en S.
- b) Método Racional.
- c) Método de las Isoyetas.

3.2 Cálculo de las avenidas de diseño

En el año 2006 el Instituto de Ingeniería de la UNAM a solicitud de la CFE, realizó un informe de análisis hidrológico donde se estiman las avenidas de diseño para las cuatro presas del río Grijalva, La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas. Con el objetivo de actualizar las avenidas de diseño tomando en cuenta los eventos de 2007, en 2009 (después del deslizamiento), la CFE solicitó al II-UNAM un nuevo análisis hidrológico para actualizar las avenidas de los mismos embalses. En los siguientes apartados se realiza de manera particular la comparación entre los resultados obtenidos.

3.2.1 Presa La Angostura

Se tomaron en cuenta los datos de los gastos medios diarios, por cuenca propia recopilados y estimados entre 1950 y el 2005 del informe del 2006 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para la Comisión Federal de Electricidad. De manera adicional, se consideraron las aportaciones por cuenca propia en millones de m³, de los registros de funcionamiento diario reportados por la CFE de los años 2006 al 2008; dichos volúmenes fueron transformados a gastos medios diarios (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de 1 a 60 días y el periodo de retorno $T_r = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media:

$$cQ_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i \quad (3.15)$$

Cuando se presentaban valores negativos de los gastos individuales, se suavizaban los valores de los gastos medios para adecuar dichos valores.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, colocando el valor del gasto máximo (el del primer día) al centro del hidrograma y a ambos lados se fueron colocando los caudales restantes, construyendo así la avenida de diseño correspondiente, tabla 3.1 (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño

Tabla 3.1. Avenida de diseño. Tr =100 años. La Angostura (Domínguez, 2009).

t (días)	Q (m ³ /s)
1	1038
2	1087
3	1181
4	1227
5	1274
6	1373
7	1414
8	1353
9	1402
10	1451
11	1332
12	1401
13	1470
14	1654
15	1677
16	1703
17	1691
18	23
19	1801
20	1030
21	1295
22	1594
23	1641
24	1585
25	1752
26	1191
27	1826
28	2577
29	5024
30	11662
31	7668
32	2987
33	1515
34	1544
35	1359
36	1906
37	1052
38	1149
39	1706
40	1228
41	225
42	1734
43	667
44	1589
45	1585
46	1604
47	1435
48	1437
49	1367
50	1296
51	1427
52	1377
53	1435
54	1393
55	1351
56	1250
57	1204
58	1113
59	1062
60	1011

A continuación se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para la presa La Angostura y su comparación con los resultados obtenidos en el informe del 2006, tabla 3.2 y figura 3.1.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

Tabla 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1038	1009.444
2	1087	1061.716
3	1181	1188.154
4	1227	1234.93
5	1274	1281.706
6	1373	1377.644
7	1414	1420.236
8	1353	1360.396
9	1402	1411.89
10	1451	1463.434
11	1332	1336.328
12	1401	1407.672
13	1470	1459.51
14	1654	1675.18
15	1677	1676.36
16	1703	1718.52
17	1691	1459.72
18	23	1183.89
19	1801	1338
20	1030	991.05
21	1295	1496.36
22	1594	1452.63
23	1641	1406.01
24	1585	1493.84
25	1752	1450.22
26	1191	1124.56
27	1826	1761.11
28	2577	2500.44
29	5024	5307.34
30	11662	11839.45
31	7668	7653.97
32	2987	3182.2
33	1515	1713.68
34	1544	1455.09
35	1359	1536.26
36	1906	1960.88
37	1052	1165.9
38	1149	1303.45
39	1706	1630.37
40	1228	1025.44
41	225	1169.37
42	1734	1423.74
43	667	194.75
44	1589	1613.52
45	1585	1591.14
46	1604	1602.18
47	1435	1434.62
48	1437	1442.994
49	1367	1372
50	1296	1301.056
51	1427	1437.862
52	1377	1385.918
53	1435	1441.532
54	1393	1398.94
55	1351	1356.348
56	1250	1258.318
57	1204	1211.542
58	1113	1089.502
59	1062	1035.58
60	1011	981.508

Volumen
mill de m³ 8932.411814 9348975.55

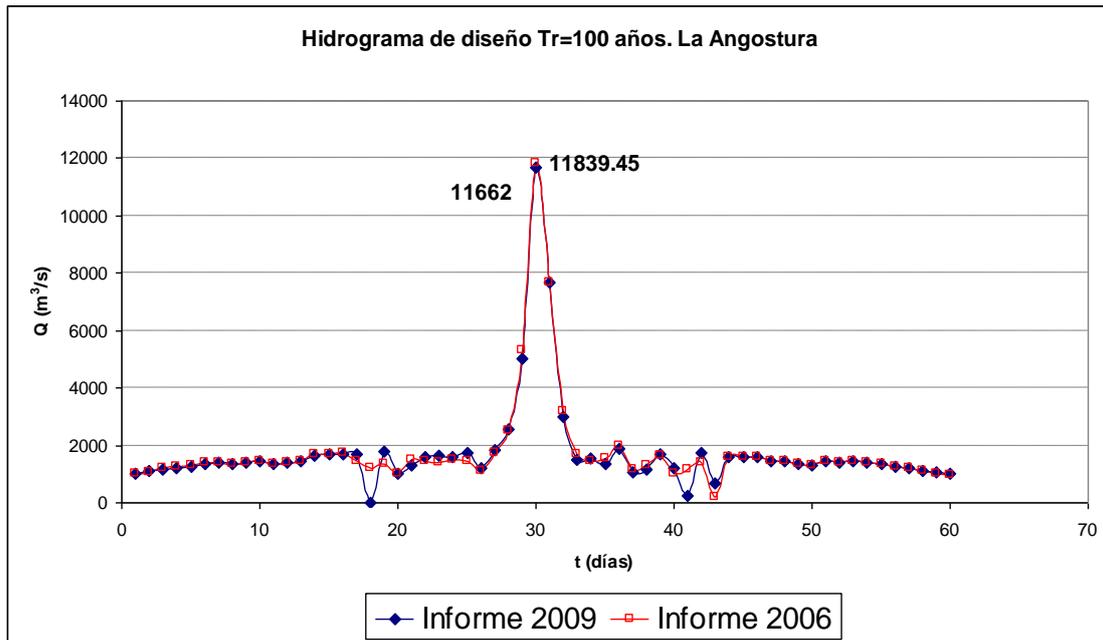


Figura 3.1. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).

Se observa que con la actualización de datos hasta el año 2008, el gasto máximo de entrada al embalse de la presa La Angostura, de presentarse una avenida con periodo de retorno de 100 años, es de $11,662 \text{ m}^3/\text{s}$, valor un poco menor a los $11,839.5 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos en el estudio del 2006. La avenida completa resultó prácticamente igual a la del informe de 2006 (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años

Con un procedimiento similar al descrito en la avenida de diseño para la Presa La Angostura para $Tr = 100$ años, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La comparación entre los resultados obtenidos para esta avenida se presenta a continuación en la tabla 3.3 y figura 3.2.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

Tabla 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. La Angostura. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1612	1564.664
2	1691	1649.496
3	889	1886.648
4	1957	1958.16
5	2934	2029.872
6	2186	2200.054
7	2249	2265.726
8	2165	2190.99
9	2242	2268.2
10	17	2345.56
11	2284	2067.106
12	2386	2184.394
13	2291	2280
14	2624	2681.48
15	2709	2714.54
16	2739	2779.24
17	2707	2772.18
18	21	369.34
19	15	968.79
20	95	150
21	979	1617.27
22	1964	1654.31
23	1612	1173.14
24	2671	1454.73
25	2743	1784.17
26	217	119.76
27	1745	1525.58
28	4643	4541.88
29	10711	11544.48
30	27515	27719.51
31	17535	17331.49
32	5294	5716.04
33	1261	1408.78
34	993	1462.48
35	441	815
36	2614	3443.07
37	660	1119.79
38	992	1283.94
39	1395	1128.07
40	757	156.51
41	21	80
42	2058	1347.37
43	1960	2399.84
44	2524	2568.36
45	2534	2558.48
46	2559	2560.34
47	2209	2222.44
48	6111	2242.688
49	2335	2125.75
50	39	2008.862
51	1975	2307.48
52	2203	2228.92
53	2282	2296.762
54	2217	2232.89
55	2153	2169.218
56	1993	1995.016
57	1920	1921.304
58	1730	1689.712
59	1652	1607.08
60	1573	1524.648

Volumen mill de m³ 14083.77024 14244.67676

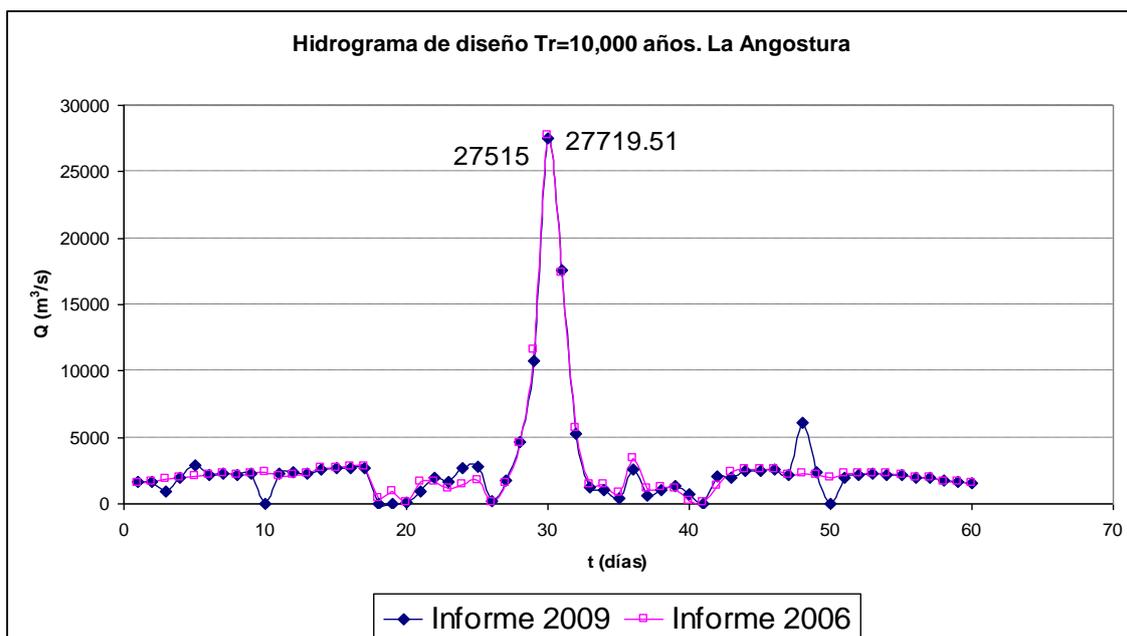


Figura 3.2. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa La Angostura, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados indican que con la actualización de datos al 2008, el gasto máximo de la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años que podría presentarse tendría un valor de $27,515 \text{ m}^3/\text{s}$, que es un valor un poco menor a los $27,719.51 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos en el informe del 2006. La figura muestra que también para un periodo de retorno de 10,000 años la avenida actualizada es prácticamente igual que la que resultó en el estudio de 2006 (Domínguez, 2009).

3.2.2 Presa Chicoasén

Se tomaron en cuenta los datos de los gastos medios diarios, por cuenca propia, recopilados y estimados entre 1981 y el 2005 del informe del 2006, para la Comisión Federal de Electricidad. De manera adicional, se consideraron las aportaciones por cuenca propia en millones de m^3 , de los registros de funcionamiento diario reportados por la CFE de los años 2006 al 2008; dichos volúmenes fueron transformados a gastos medios diarios (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $Tr = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Cuando se presentaban valores negativos de los gastos individuales, se suavizaban los valores de los gastos medios para adecuar dichos valores.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.4 y en la figura 3.3 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para la presa Chicoasén y su comparación con los resultados obtenidos en el informe del 2006 (Domínguez, 2009).

Tabla 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009 Q (m ³ /s)	Informe 2006 Q (m ³ /s)
1	72	563
2	22	30
3	972	14
4	691	425
5	663	623
6	628	632
7	1243	1287
8	4203	4370
9	2436	2517
10	698	629
11	671	754
12	571	633
13	150	376
14	93	190
15	9	28

Volumen
mill de m³ 1130.05152 1103.8032

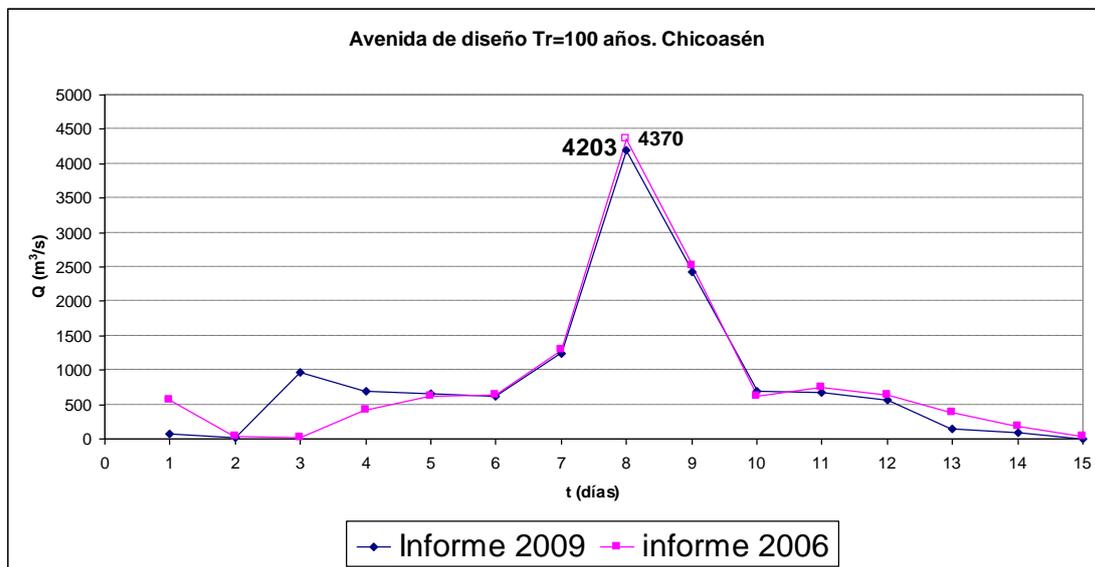


Figura 3.3. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño

Se observa que con la actualización de datos hasta el año 2008, el gasto máximo de entrada al embalse de la presa Chicoasén, de presentarse una avenida con periodo de retorno de 100 años, es de 4,203 m³/s, valor un poco menor a los 4,369.98 m³/s obtenidos en el estudio del 2006. La avenida completa resultó prácticamente igual a la del informe de 2006.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años

Se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La comparación entre los resultados obtenidos para esta avenida a continuación se presenta en la tabla 3.5 y figura 3.4.

Tabla 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Chicoasén. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

t (días)	Informe 2009	Informe 2006
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	8	112
2	37	132
3	2455	97
4	1628	779
5	1206	1086
6	787	837
7	1975	1945
8	8373	8710
9	4691	4938
10	759	614
11	1167	1322
12	850	997
13	15	234
14	109	18
15	2	60

Volumen
mill de m³ 2078.352 1883.088

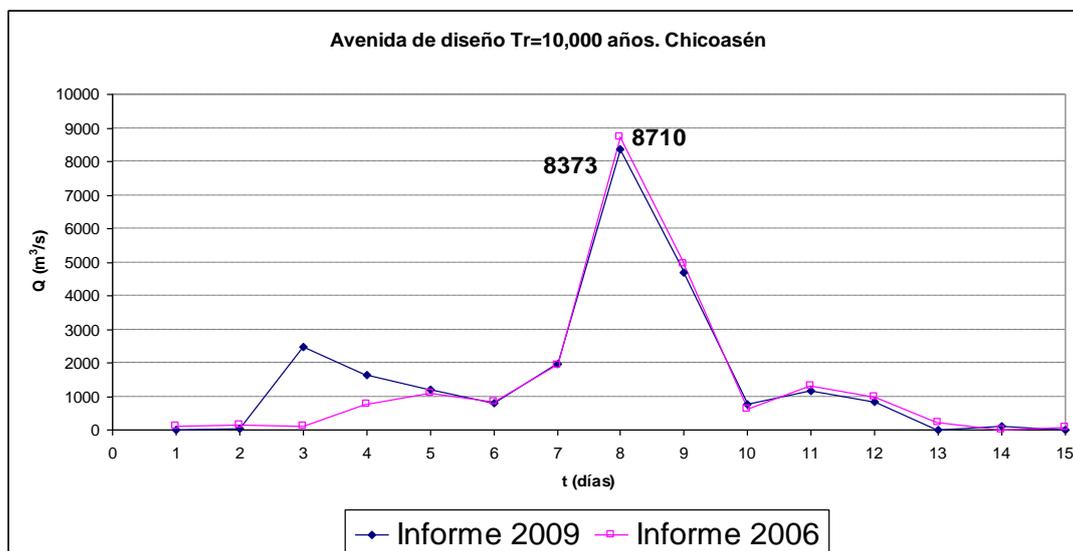


Figura 3.4. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Chicoasén, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados indican que con la actualización de datos al 2008, el gasto máximo de la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años que podría presentarse tendría un

valor de 8,373 m³/s, que es un valor un poco menor a los 8,710 m³/s obtenidos en el informe del 2006. Pero el hidrograma muestra que también para un periodo de retorno de 10,000 años la avenida actualizada es prácticamente igual que la que resultó en el estudio de 2006.

3.2.3 Presa Malpaso

Para el caso de la presa Malpaso se utilizaron los datos de gastos medios diarios de los años 1950 a 1973 y de 1977 al 2005 del informe del 2006; se agregaron los datos del 2006 al 2008 de los registros del funcionamiento diario reportados por CFE, para ello se determinó la cuenca propia de Malpaso (desde La Angostura) restando a las aportaciones totales a Malpaso, las extracciones totales de La Angostura (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Con el mismo procedimiento se obtuvo la avenida de diseño para la presa Malpaso, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. La forma de dicha avenida en comparación con aquella obtenida en el informe del 2006 se presenta en la tabla 3.6 y figura 3.5.

Avenidas de diseño

Tabla 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Malpaso. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
1	741	744.486
2	780	785.454
3	705	725.176
4	751	775.17
5	797	825.014
6	845	879.942
7	894	927.598
8	689	747.392
9	759	816.58
10	830	885.668
11	984	1008.972
12	1048	1071.228
13	983	1028.452
14	1061	1101.82
15	1139	1175.388
16	1117	1146.298
17	1210	1236.642
18	1392	1017.154
19	1160	1158.92
20	1318	1300.736
21	1249	1281.21
22	120	149.44
23	935	1003.96
24	983	906.77
25	1103	1198.36
26	1403	1392.77
27	1821	1758.79
28	2598	2623.67
29	3588	3491.33
30	8651	8694.04
31	6237	6418.08
32	2806	2852.63
33	2599	2615.27
34	1498	1328.43
35	915	973.79
36	931	876.36
37	1154	872.25
38	57	113.5
39	676	1103.68
40	1242	1276.27
41	1287	1229.928
42	829	1087.912
43	1258	1282.814
44	1164	1191.47
45	1069	1099.926
46	1100	1139.204
47	1022	1064.436
48	1079	1103.756
49	1016	1040.1
50	953	976.244
51	795	850.724
52	724	782.436
53	917	952.776
54	870	903.77
55	823	854.614
56	775	799.342
57	727	750.998
58	798	808.688
59	760	764.97
60	723	721.002

Volumen 6715.67881 6822.235238

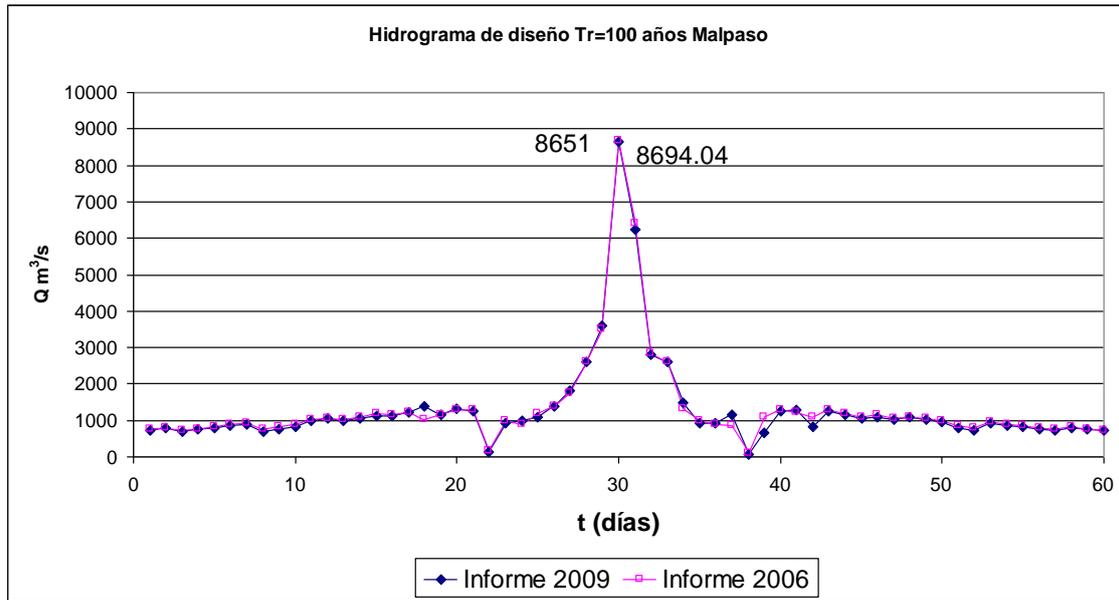


Figura 3.5. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados permiten ver que la avenida obtenida con la actualización de los datos al 2008 es prácticamente igual a la obtenida en el estudio del 2006.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Con los datos se obtuvo la avenida de diseño para la presa Malpaso, correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La forma de dicha avenida en comparación con aquella obtenida en el informe del año 2006 se presenta enseguida, tabla 3.7 y figura 3.6.

Avenidas de diseño

Tabla 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Malpaso. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
1	1191	1208.04
2	1258	1275.96
3	1089	1131.512
4	1173	1214.14
5	1257	1296.868
6	1348	1411.77
7	1431	1492.93
8	1034	1123.902
9	1162	1247.63
10	1290	1371.158
11	1556	1637.374
12	1667	1743.526
13	1621	1701.438
14	159	1826.58
15	140	1951.472
16	2335	1875.454
17	2457	2028.166
18	2422	1634.348
19	1877	1878.14
20	2237	2121.932
21	2009	2072.12
22	1699	1786.27
23	704	644.02
24	821	602.27
25	1153	1241.21
26	1900	2114.35
27	3007	3072.49
28	4059	3787.13
29	5412	5012.87
30	16857	16691.18
31	12116	12544.88
32	3972	4350.99
33	5194	5217.73
34	2611	1599.61
35	254	624.97
36	337	417.15
37	1244	419.55
38	294	2025.84
39	1674	1722.47
40	2028	2089.7
41	2138	2000.036
42	1093	1756.244
43	8143	2105.772
44	2396	1951.81
45	107	1797.598
46	46	1888.276
47	851	1764.884
48	1724	1796.602
49	1611	1690.45
50	1499	1584.298
51	1225	1308.594
52	1099	1186.666
53	1473	1532.61
54	1390	1452.35
55	1307	1372.19
56	1215	1256.004
57	1131	1172.276
58	1292	1312.12
59	1224	1242
60	1156	1171.68

Volumen 10972.17516 11176.85434
millones de m³

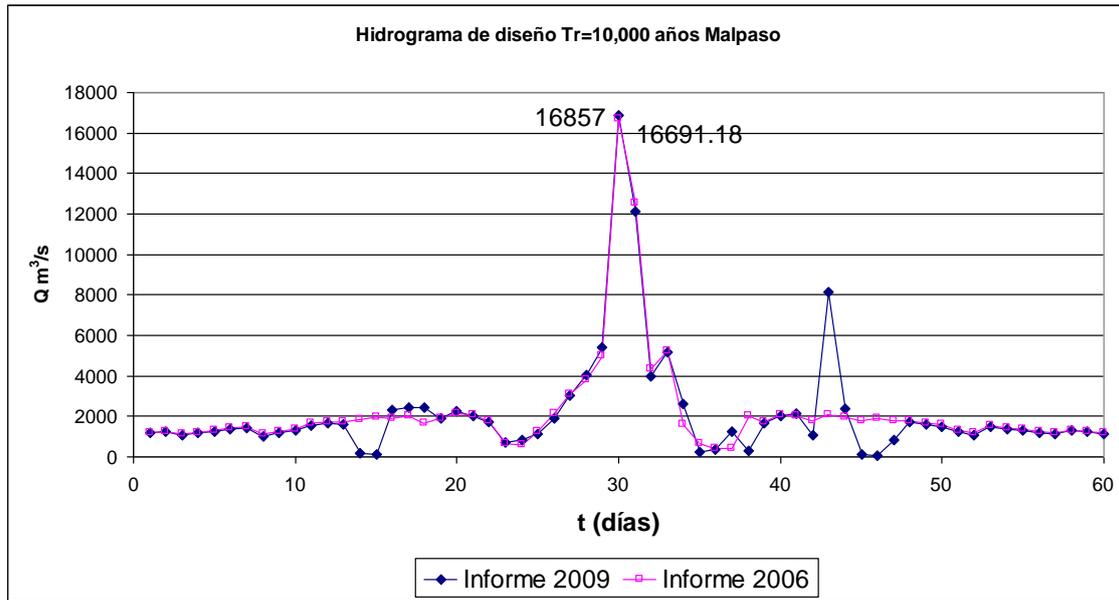


Figura 3.6. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Malpaso, Chiapas (Domínguez, 2009).

Los resultados de la tabla 3.7 y de la figura 3.6, permiten ver que los valores obtenidos del gasto de pico son similares en ambos estudios, además de la forma de la avenida completa.

3.2.4 Presa Peñitas

Para la presa Peñitas se utilizó la información de gastos medios diarios de 1959 a 1979 y de 1987 al 2005; los datos del 2006 al 2008 se recopilieron de los reportes de operación diaria de la presa, proporcionados por la CFE, en particular todo el mes de octubre y hasta mediados del mes de noviembre del 2007.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Para obtener el hidrograma de diseño a nivel diario se utilizó el procedimiento descrito en las presas anteriores. La avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años es la que se muestra en la tabla 3.8 y figura 3.7.

Avenidas de diseño

Tabla 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	793	799.49
2	907	1004.6
3	1072	949.54
4	883	1078.68
5	4744	4237.16
6	1289	1254.82
7	1097	1026.3
8	889	1008.61
9	902	779.19
10	754	653.31
volumen mill de m ³	1085	1042

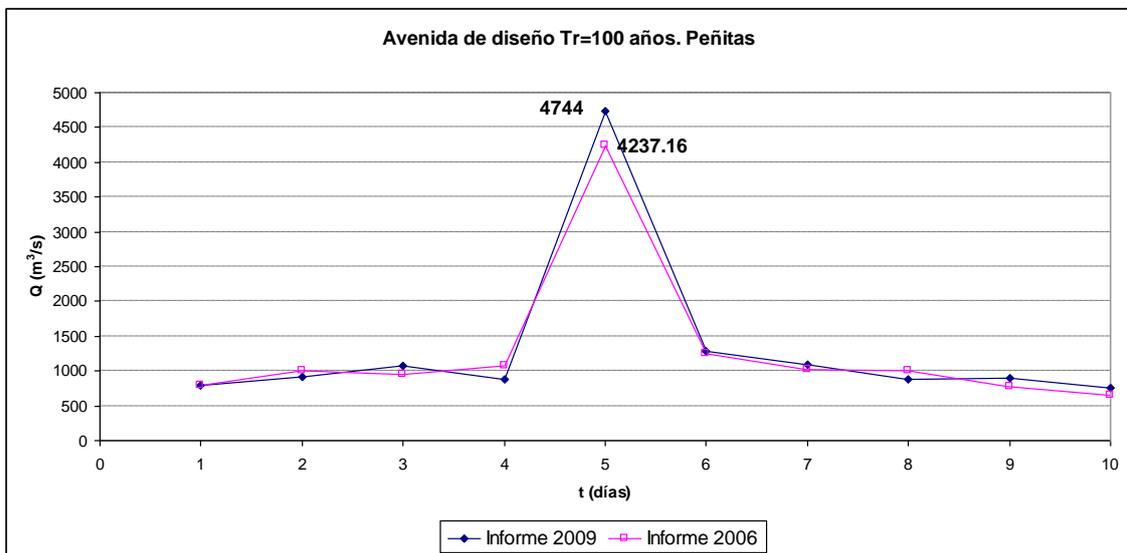


Figura 3.7. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Domínguez, 2009).

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Para obtener el hidrograma de diseño a nivel diario se utilizó el procedimiento descrito en las presas anteriores. La avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años se presenta en la tabla 3.9 y en la figura 3.8.

Tabla 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Peñitas. Informe 2009 vs Informe 2006 (Domínguez, 2009).

	Informe 2009	Informe 2006
t (días)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1	1343	1354.73
2	1511	1707.69
3	1729	1471.84
4	149	268.13
5	9054	8361.83
6	2071	2017.16
7	1831	1678.49
8	1520	1767.01
9	1531	1290.84
10	1198	1032.98
volumen mill de m ³	1785.68	1706.99

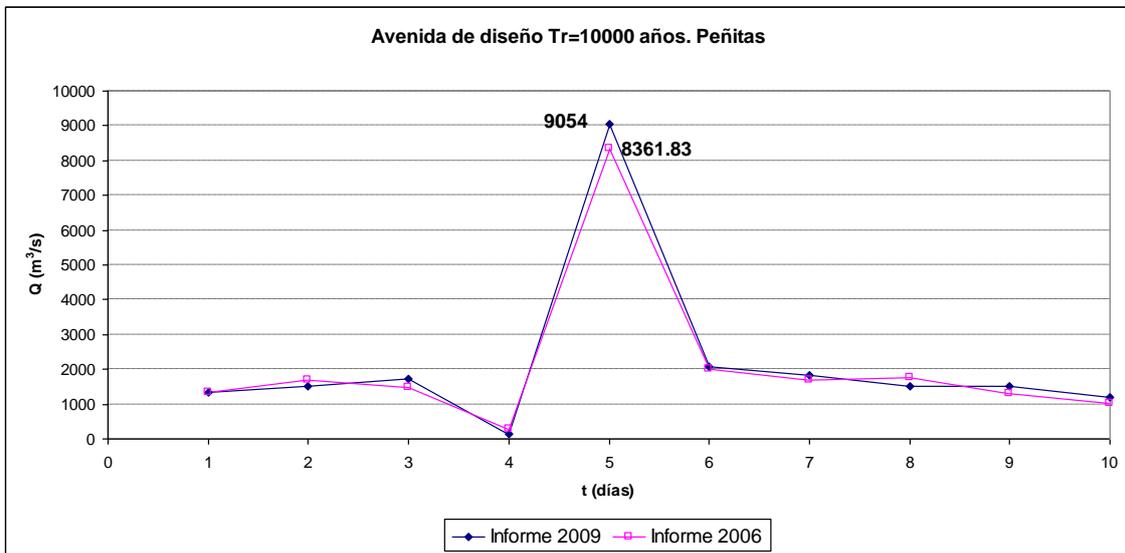


Figura 3.8. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Comparación informe 2009 vs informe 2006. Presa Peñitas, Chiapas (Domínguez, 2009).

De acuerdo con los resultados indicados en la tabla y figura anteriores, se determinó un incremento de 692 m³/s en el gasto máximo de la avenida de diseño con respecto a lo obtenido en el estudio del 2006; lo anterior lleva a un incremento en el volumen de la avenida de casi 79 millones de m³, con una forma similar en la avenida.

3.2.5 Río Tzimbac

Para el río Tzimbac se utilizó la información de gastos medios diarios de 1960 a 1986, los datos se recopilaron del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la CONAGUA.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $T_r = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.10 y en la figura 3.9 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para el río Tzimbac.

Tabla 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Tzimbac.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	10
2	34
3	48
4	49
5	232
6	87
7	199
8	553
9	328
10	93
11	156
12	130
13	23
14	48
15	78

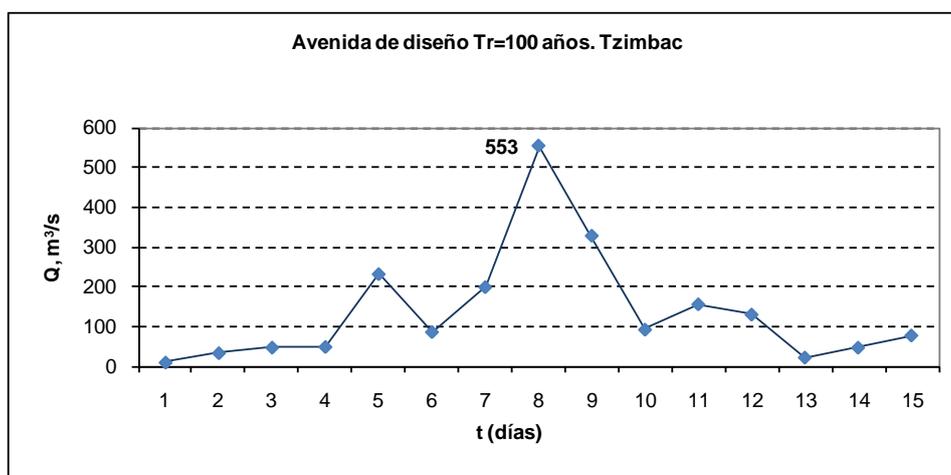


Figura 3.9. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 100$ años. Río Tzimbac.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años

Con un procedimiento similar al descrito, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La avenida se presenta a continuación en la tabla 3.11 y figura 3.10.

Tabla 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Tzimbac.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	119
2	27
3	17
4	69
5	469
6	83
7	346
8	921
9	554
10	146
11	113
12	303
13	18
14	32
15	135

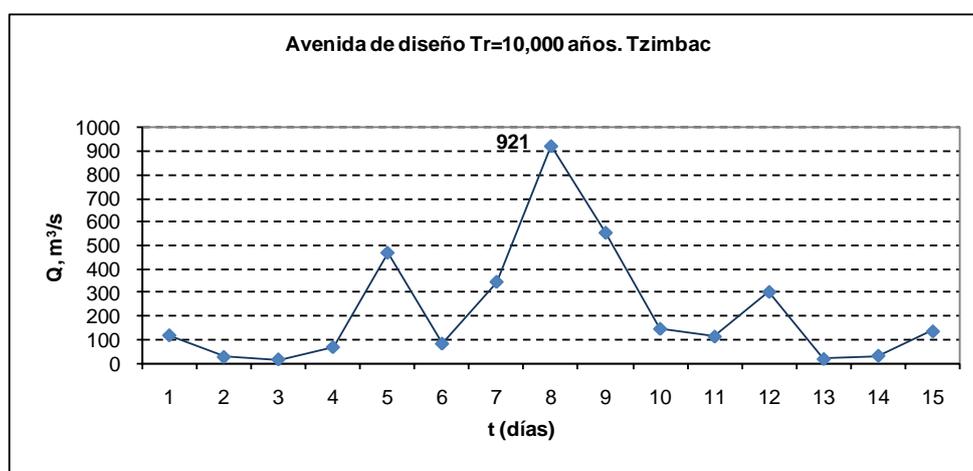


Figura 3.10. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 10,000$ años. Río Tzimbac.

3.2.6 Río Sayula

Para el río Sayula se utilizó la información de gastos medios diarios de 1960 a 1981, los datos se recopilaban del BANDAS de la CONAGUA.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 100 años

Se seleccionaron los gastos medios diarios máximos para las duraciones de uno a 15 días y el periodo de retorno $Tr = 100$ años, con esta información se calcularon los gastos que se presentarían en cada día (gastos individuales), despejando su valor a partir del concepto del valor promedio o media, con un procedimiento similar al descrito para la presa La Angostura.

Con los datos individuales obtenidos se utilizó el método de alternar bloques, previamente descrito, construyendo así la avenida de diseño correspondiente.

En la tabla 3.12 y en la figura 3.11 se presenta la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, para el río Sayula.

Tabla 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Sayula.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	217
2	141
3	1
4	144
5	751
6	306
7	552
8	1795
9	1130
10	282
11	647
12	295
13	115
14	143
15	20

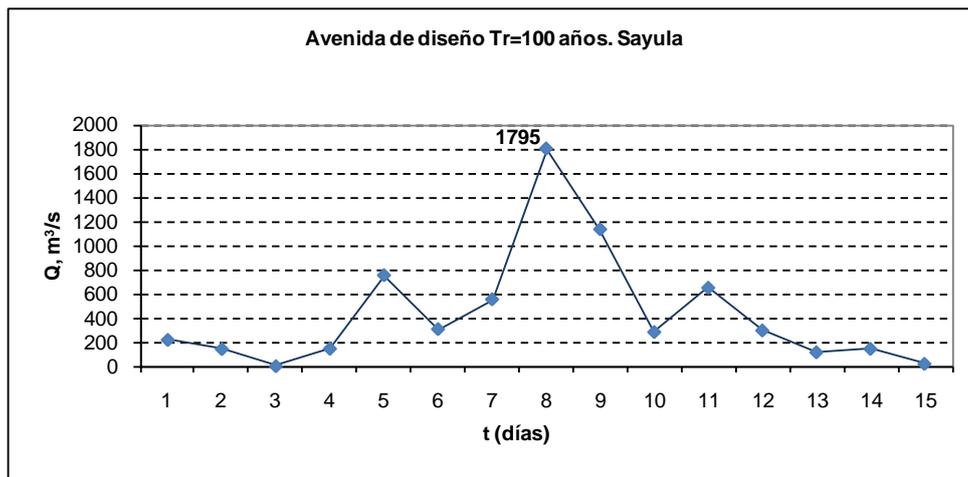


Figura 3.11. Avenida de diseño para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Río Sayula.

Avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10,000 años.

Con un procedimiento similar al descrito, se determinaron los gastos individuales y se determinó la forma de la avenida de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. La avenida se presenta a continuación en la tabla 3.13 y figura 3.12.

Tabla 3.13. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Sayula.

t (días)	Q (m ³ /s)
1	665
2	149
3	155
4	115
5	1351
6	382
7	868
8	3052
9	1924
10	324
11	598
12	479
13	172
14	134
15	0

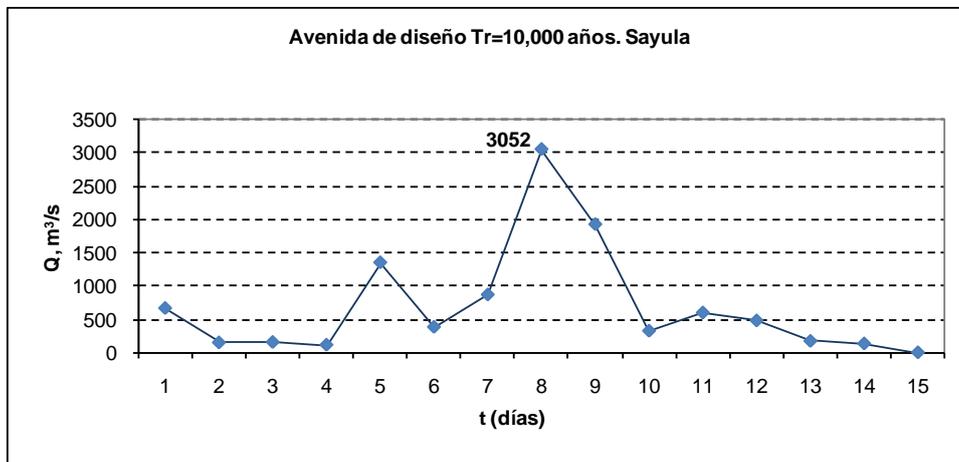


Figura 3.12. Avenida de diseño para un periodo de retorno $T_r = 10,000$ años. Río Sayula.

3.2.7 Vaso superior e inferior del deslizamiento.

El análisis de gastos máximos fue realizado por el Centro de Anteproyectos del Pacífico Sur (CAPS) mediante un modelo lluvia-escurrencimiento, el cual contempló los eventos extremos presentados en el año 2007 (CFE, 2009).

Las estaciones hidrométricas utilizadas fueron: Sayula y Tzimbac ubicadas en los ríos del mismo nombre, y los cuales, son los principales afluentes aguas abajo y aguas arriba de la zona del deslizamiento respectivamente.

Asimismo, el hidrograma considerado para dar forma a las avenidas fue el obtenido por el Dr. Marengo en su análisis de eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano donde actualizó el análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva en Chiapas y cuyo artículo fue publicado en el año 2003.

De esta manera, se obtuvieron gastos por cuenca propia de 3,548.74; 4,095.95 y 8,373.13 m³/s correspondientes a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años respectivamente para la cuenca propia comprendida entre la C.H. Malpaso y la zona del deslizamiento. Asimismo, se consideraron gastos de 5,437.67; 6,220.79 y 11,531.94 m³/s para la cuenca propia comprendida entre la zona del deslizamiento y la C.H. Peñitas. Los hidrogramas correspondientes a estos gastos máximos se presentan en las tablas 3.14 y 3.15, así como en las figuras 3.13 y 3.14 (CFE, 2009).

Tabla 3.14. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre la C.H. Malpaso y el deslizamiento (CFE, 2009).

			Cuenca propia C.H. Malpaso-Caído		
Tr (años)			50	100	10 000
Días	Horas	Acum Horas	Q_p (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)
0	24	0	354,87	409,60	837,31
1	6	6	421,41	486,39	994,31
1	12	12	1203,24	1388,78	2839,02
1	18	18	1985,07	2291,17	4683,72
1	24	24	2766,91	3193,56	6528,43
2	6	30	3548,74	4095,95	8373,13
2	12	36	2722,16	3141,91	6422,84
2	18	42	1895,58	2187,87	4472,55
2	24	48	1068,99	1233,83	2522,26
3	6	54	242,41	279,79	571,97
3	12	60	246,32	284,30	581,18
3	18	66	250,22	288,81	590,39
3	24	72	254,13	293,31	599,61
4	6	78	258,03	297,82	608,82
4	12	84	345,42	398,69	815,02
4	18	90	432,81	499,55	1021,21
4	24	96	520,21	600,42	1227,41
5	6	102	607,60	701,29	1433,60
5	12	108	649,53	749,69	1532,56
5	18	114	691,47	798,10	1631,51
5	24	120	733,41	846,50	1730,46

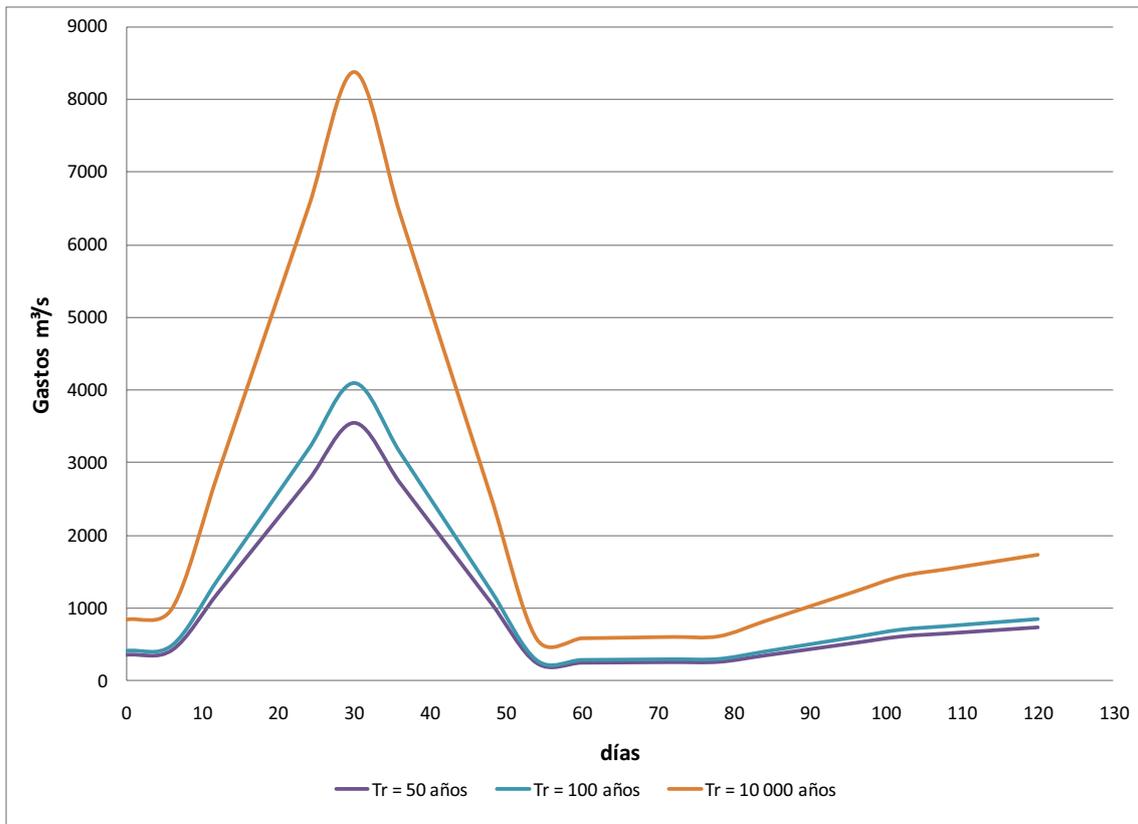


Figura 3.13. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca C.H. Malpaso-deslizamiento (CFE, 2009).

Avenidas de diseño

Tabla 3.15. Hidrograma de avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años para la cuenca comprendida entre el deslizamiento y la C.H. Peñitas (CFE, 2009).

Tr (años)			Cuenca propia Caído-C.H. Peñitas		
Días	Horas	Acum Horas	50 Q _p (m ³ /s)	100 Q _p (m ³ /s)	10 000 Q _p (m ³ /s)
0	24	0	198,51	229,12	468,37
1	6	6	235,73	272,08	556,19
1	12	12	673,06	776,85	1588,07
1	18	18	1110,40	1281,62	2619,96
1	24	24	1547,74	1786,40	3651,84
2	6	30	5437,67	6220,79	11531,94
2	12	36	1522,71	1757,51	3592,78
2	18	42	1060,34	1223,84	2501,83
2	24	48	597,97	690,18	1410,89
3	6	54	135,60	156,51	319,94
3	12	60	137,78	159,03	325,10
3	18	66	139,97	161,55	330,25
3	24	72	142,15	164,07	335,41
4	6	78	144,34	166,59	340,56
4	12	84	193,22	223,02	455,90
4	18	90	242,11	279,44	571,24
4	24	96	290,99	335,86	686,58
5	6	102	339,87	392,28	801,92
5	12	108	363,33	419,36	857,27
5	18	114	386,79	446,44	912,62
5	24	120	410,25	473,51	967,98

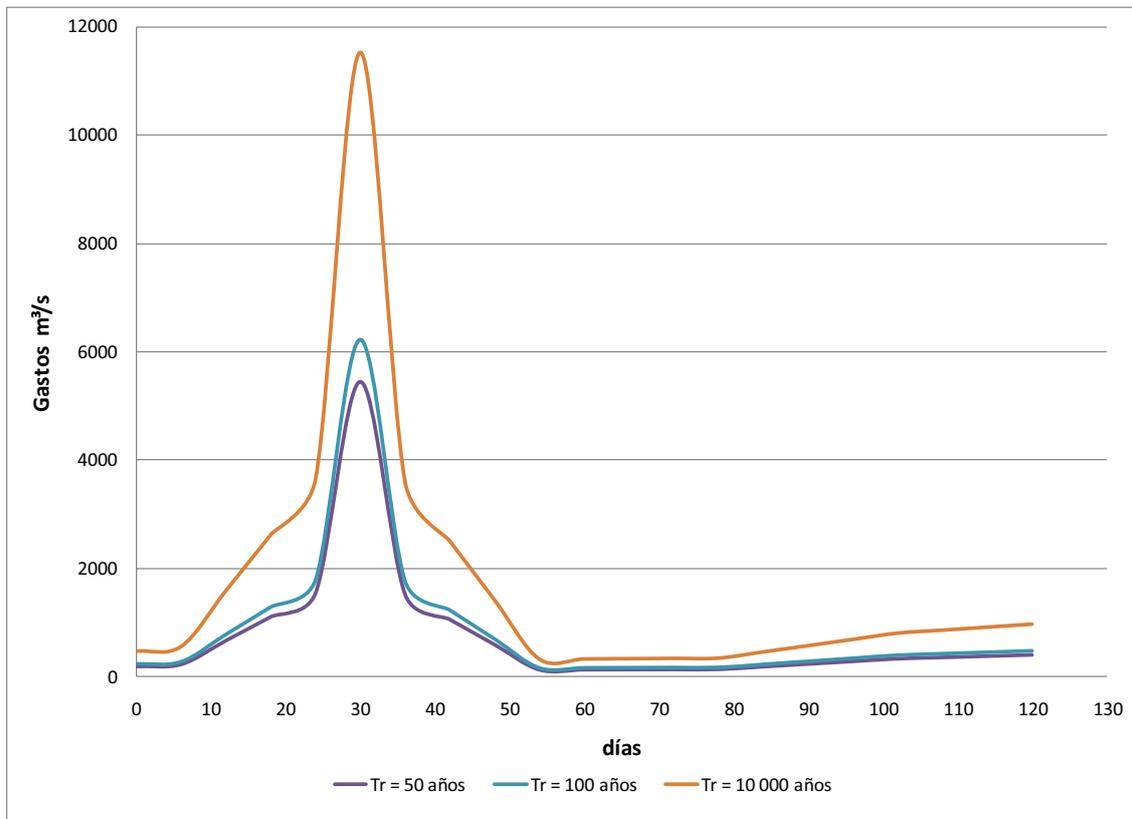


Figura 3.14. Hidrogramas de gastos máximos. Cuenca deslizamiento-C.H. Peñitas (CFE, 2009).

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 4

**SITUACIÓN ACTUAL: DISEÑO Y
FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES
INTERCOMUNICADORES**

4 SITUACIÓN ACTUAL: DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES INTERCOMUNICADORES

El objetivo de este capítulo es presentar los túneles intercomunicadores del río Grijalva, desde sus principales objetivos, su diseño, construcción, su análisis hidrológico e hidráulico.

Actualmente se construyen los túneles intercomunicadores, con el principal objetivo de asegurar el tránsito del flujo del río Grijalva entre las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas en caso de que se presente un nuevo deslizamiento, debido al tipo de material existente y los fenómenos naturales que son comunes en la zona como son las intensas lluvias, huracanes y ciclones. Se mencionan sus especificaciones y se presenta todo el análisis hidrológico que se requirió para determinar los posibles escenarios que pueden presentarse tanto en el canal como en los túneles y su análisis hidráulico.

4.1 Objetivo, localización y dimensionamiento

Con la finalidad de solucionar de manera definitiva y garantizar el paso del río Grijalva, se estudiaron cuatro alternativas de túneles. El área que se analizó para la propuesta del trazo de dos túneles, se localiza aproximadamente a 3 km aguas arriba del deslizamiento (figura 4.1). Con ello se garantizará la operación del sistema hidroeléctrico Grijalva y el manejo de los caudales de forma razonable (CFE, 2009).

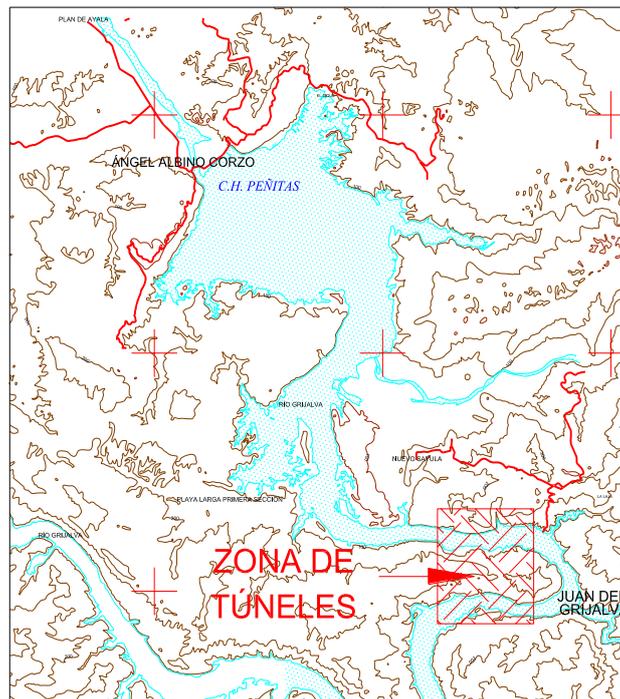
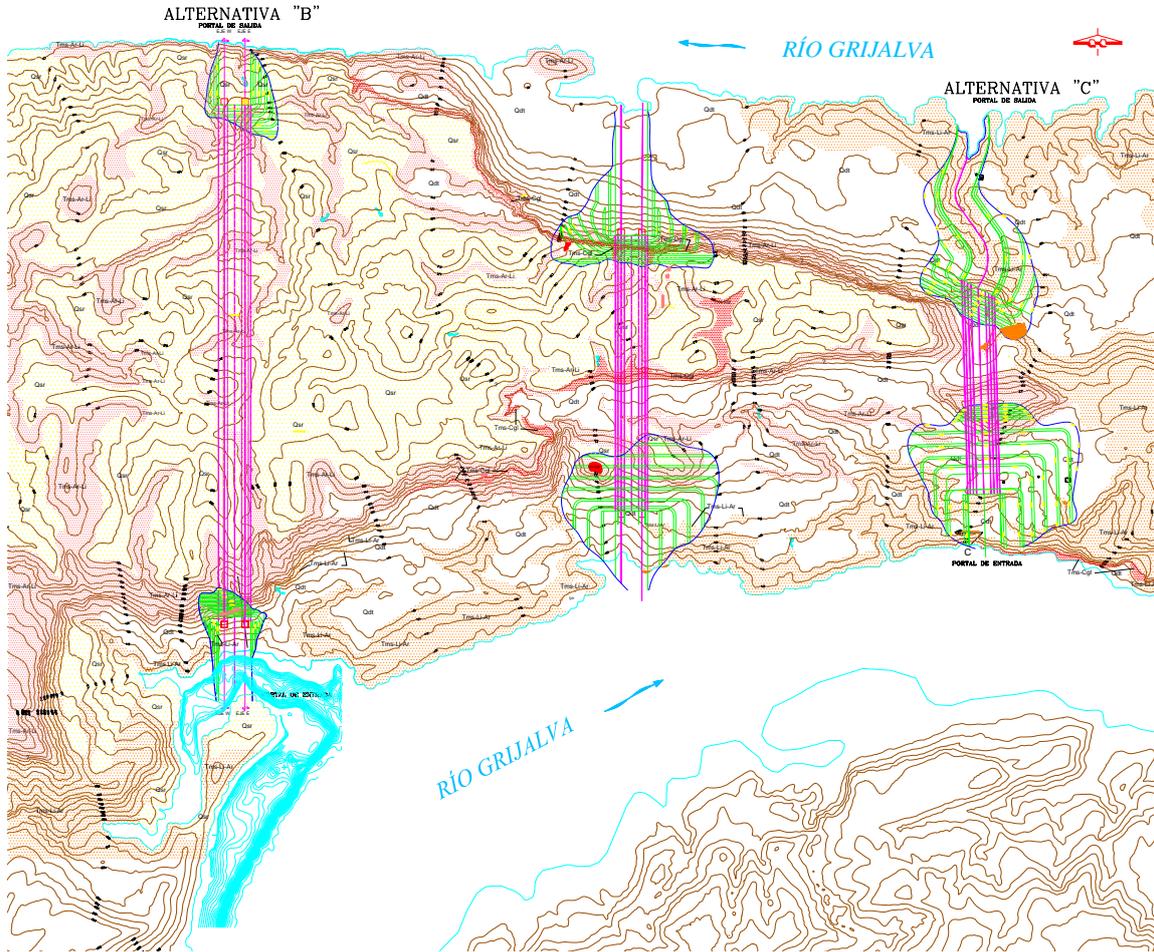


Figura 4.1. Localización de los túneles. Cortesía CPH-CFE.

Aunque es la opción que presenta mayor longitud de túneles, se considera la más viable, con la barrenación en ambos portales así como en el trazo del túnel, se encontró que en esta alternativa los túneles se excavarían en areniscas y limolitas (figura 4.2) compactas de buena calidad, que permitirán la excavación sin mayor complicación. No obstante que se prevé que la roca durante la excavación presente buenas características, se deberán de

Situación actual: Diseño y funcionamiento hidráulico de los túneles intercomunicadores

efectuar los tratamientos a la roca que sean necesarios para garantizar la estabilidad tanto de las excavaciones superficiales como subterráneas (Arvizu, 2009).



COLUMNA LITOESTRATIGRÁFICA

Cenozoico	Cuaternario	Qsr	Qsr.- Suelo Residual.	
		Qdt	Qdt.- Depósito de Talúd.	
	Terciario	Mioceno	Tms-Ar-Li	Tms-Ar-Li.- Secuencia de Areniscas, Limolitas y Lutitas con horizontes volcánicos.
			Tms-Cgl	Tms-Cgl.- Secuencia de Areniscas Conglomeradas y Areniscas Conglomeráticas.
		Tms-Ar-Li	Tms-Ar-Li.- Secuencia de Areniscas con Limolitas.	
		Tms-Li-Ar	Tms-Li-Ar.- Secuencia de Limolitas, Lutitas y Areniscas.	
		Tms-Cgl	Tms-Cgl.- Secuencia de Areniscas Conglomeráticas.	

Figura 4.2. Mapa geológico y columna litoestratigráfica de la zona de túneles. CPH-CFE.

El objeto principal de estos túneles será asegurar el tránsito de las aguas entre Malpaso y Peñitas, complementando así la capacidad hidráulica del canal excavado en el sitio Juan de Grijalva, para no interrumpir la generación del sistema.

Se garantiza que aún y cuando se presentase otro deslizamiento en la zona de Juan de Grijalva que obstruyera el canal, los túneles tienen la capacidad de transitar de manera segura un gasto de cuando menos $1,440 \text{ m}^3/\text{s}$ que es el equivalente al desfogado por la presa Malpaso considerando que la totalidad de sus grupos turbogeneradores se encuentran en operación, garantizando la seguridad de la planicie tabasqueña durante las crecidas del río.

4.1.1 Detalle de la obra

El proyecto consta de dos túneles de conducción de $14 \times 14 \text{ m}$ en sección portal con una longitud de $1,140 \text{ m}$ cada uno, la plantilla se encuentra en la cota 76.50 y la clave de los túneles en la 90.50 , los túneles tienen pendiente nula. Adicionalmente se construirán tres caminos (Playa Larga a túneles de conducción, acceso a portal de entrada y acceso a portal de salida) con una longitud total de $11,144.90 \text{ m}$. Como pérdidas solamente se consideraron la debidas a la fricción y a la entrada.

Una sección baúl o portal típica (figura 4.3) se compone de una bóveda que es un semicírculo con radio B que tiene la misma dimensión de la mitad de la sección rectangular que compone la sección y centro en O . En la sección inferior del túnel el ancho tiene una dimensión total $2B$ (Marengo, 2005).

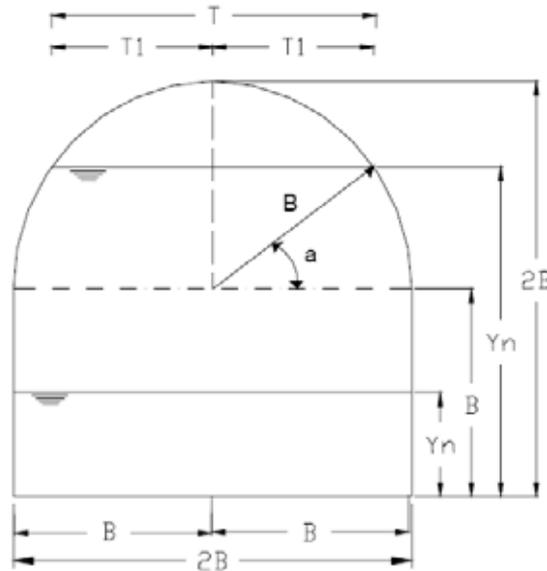


Figura 4.3. Sección típica de una sección baúl, Marengo, 2005.

Desde el punto de vista constructivo, esta sección es muy común en túneles, ya que representa una gran facilidad de ejecución, la parte superior se excava como una sección circular y la inferior se banquea; si el túnel es grande, se puede obtener la sección deseada en 3 o 4 voladuras, y así se obtienen fácilmente las líneas de proyecto deseadas. (Marengo, 2005).

Cabe mencionar que con este tipo de sección se construyeron los túneles de desvío de los proyectos Chicoasén, Caracol, Aguamilpa y Zimapán. Este proceso hoy en día ha sido adoptado para la construcción de las obras de desvío del P. H. El Cajón, Nay. y el P. H. La Parota, Gro. (Marengo, 2005).

Dichos túneles tienen una rugosidad compuesta de concreto lanzado en las paredes y bóveda ($n = 0.023$) y concreto hidráulico en la plantilla ($n = 0.012$), para determinar la rugosidad equivalente de los mismos se utilizó la ecuación de Felkel. Se aplicó esta ecuación debido a que después de un análisis hidráulico experimental en modelos de túneles de conducción considerando rugosidades compuestas, encabezada por el Dr. Marengo, donde se analizaron 16 criterios teóricos se concluyó que dicha ecuación es la que mostró la mejor aproximación a los valores medidos en los modelos. De esta manera, la rugosidad equivalente considerada fue de 0.02097 (Manning); en la figura 4.4 se presenta la sección transversal de dichos túneles (CFE, 2009).

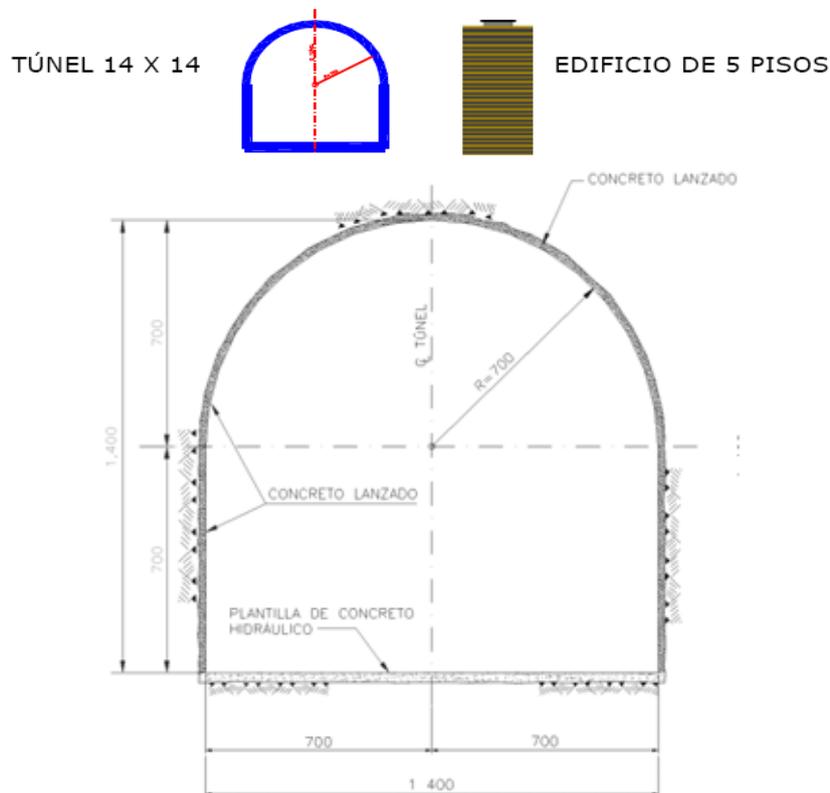


Figura 4.4. Comparación y sección de túneles. CPH-CFE.

La empresa a cargo de la construcción de esta obra es el consorcio Grupo México, por un monto aproximado de \$600 millones de pesos, iniciando los trabajos en enero de 2009.

El alcance del concurso incluye la construcción de 8.0 kilómetros del camino de acceso al sitio, desde el poblado de Playa Larga, así como 3.1 kilómetros para los accesos a los portales de entrada y de salida.

La construcción de la obra se divide en dos frentes principales de trabajo:

Túneles de Conducción: este frente está integrado por dos túneles de sección portal de 14 x 14 m y una longitud de 1,135 m. cada uno, los túneles han sido diseñados bajo el criterio de rugosidad compuesta considerando que la plantilla será una losa de concreto hidráulico armada con acero de refuerzo de 0.30 m. de espesor, los muros laterales y la bóveda serán revestidos de concreto lanzado con un espesor medio de 0.15 m. Se considera la excavación de portales de entrada y portales de salida los cuales recibirán tratamientos para su estabilización mediante anclajes, drenajes construcción de bermas y colocación de concreto lanzado, se considera la construcción de un ataguía en el portal de entrada (figura 4.5) la cual incluirá una pantalla impermeable para evitar el flujo de agua a través de la ataguía (figura 4.6), mientras que en el portal de salida (figura 4.7) se dejará un bordo de terreno natural de forma tal que impida el paso del agua al interior de los túneles durante el proceso de construcción (CFE, 2009).

Caminos de acceso: el alcance del contrato incluye la construcción de tres caminos con una longitud total de 11,144.90 m. distribuidos de la siguiente manera, Camino Playa Larga Juan de Grijalva de 8,000 m. de longitud, Acceso al Portal de Entrada con una longitud de 1,871.71 m. Acceso al Portal de Salida con una longitud de 1,273.19 m. así como dos puentes.

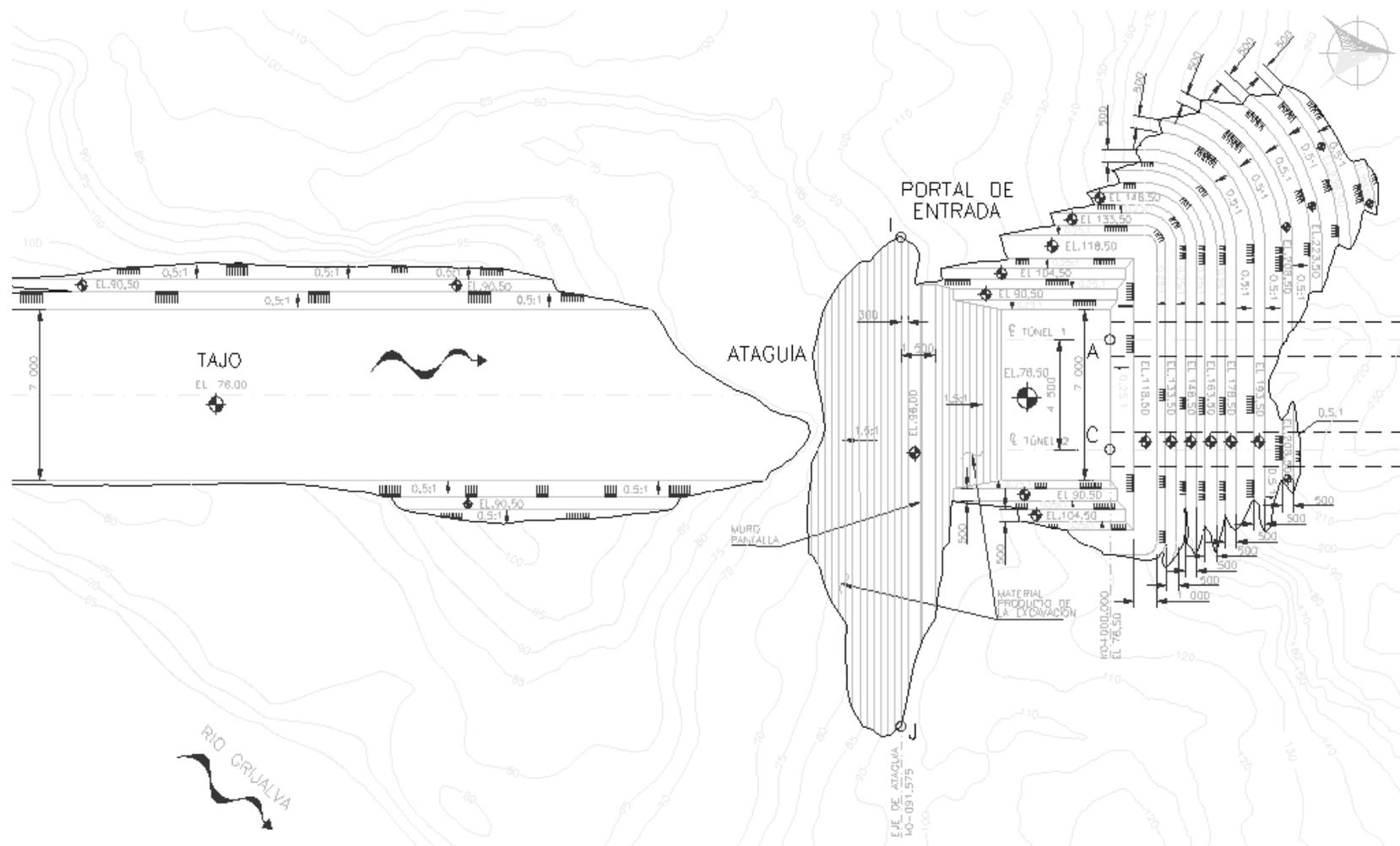


Figura 4.5. Portal de entrada. CPH-CFE.

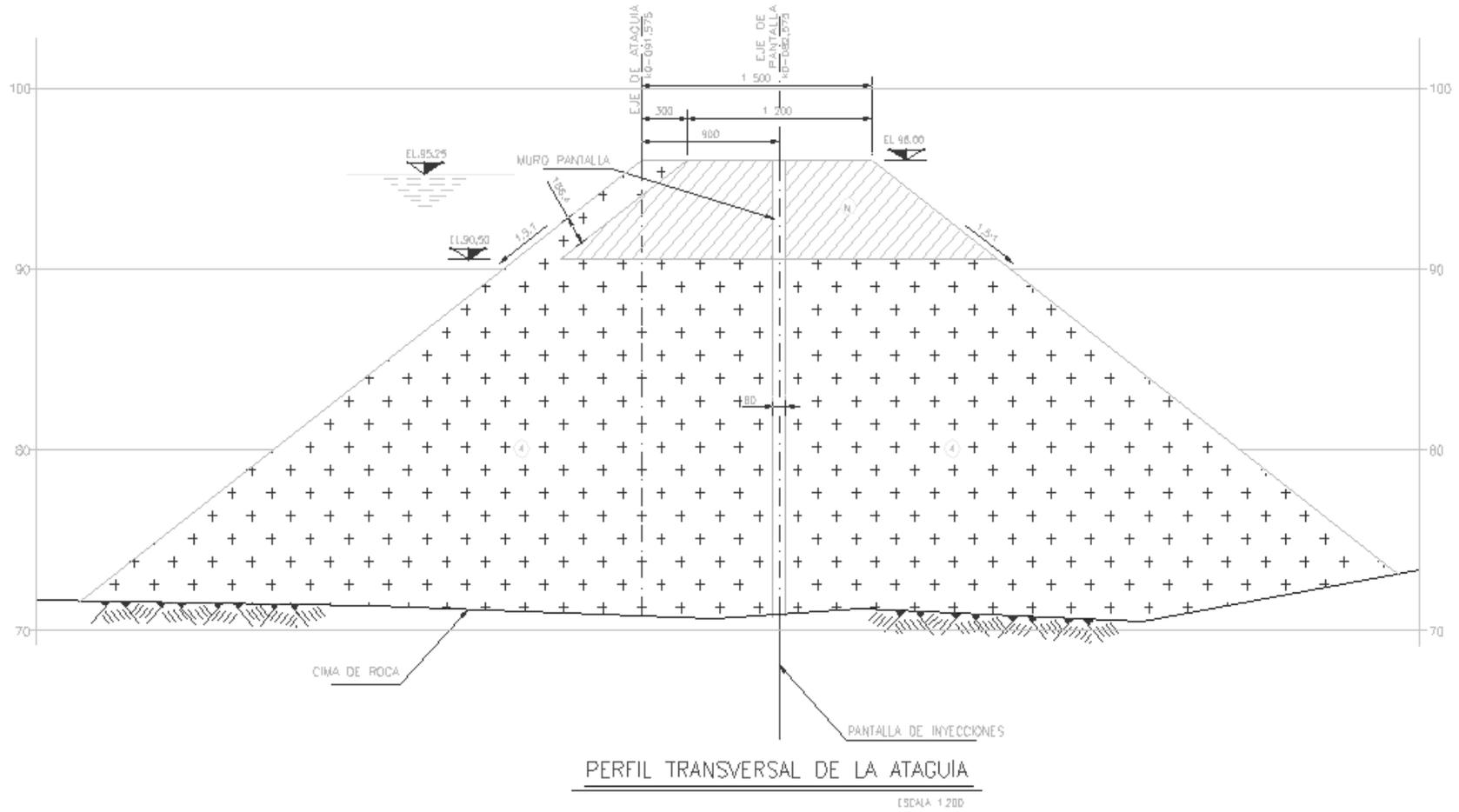


Figura 4.6. Perfil de la atacúa. CPH-CFE.

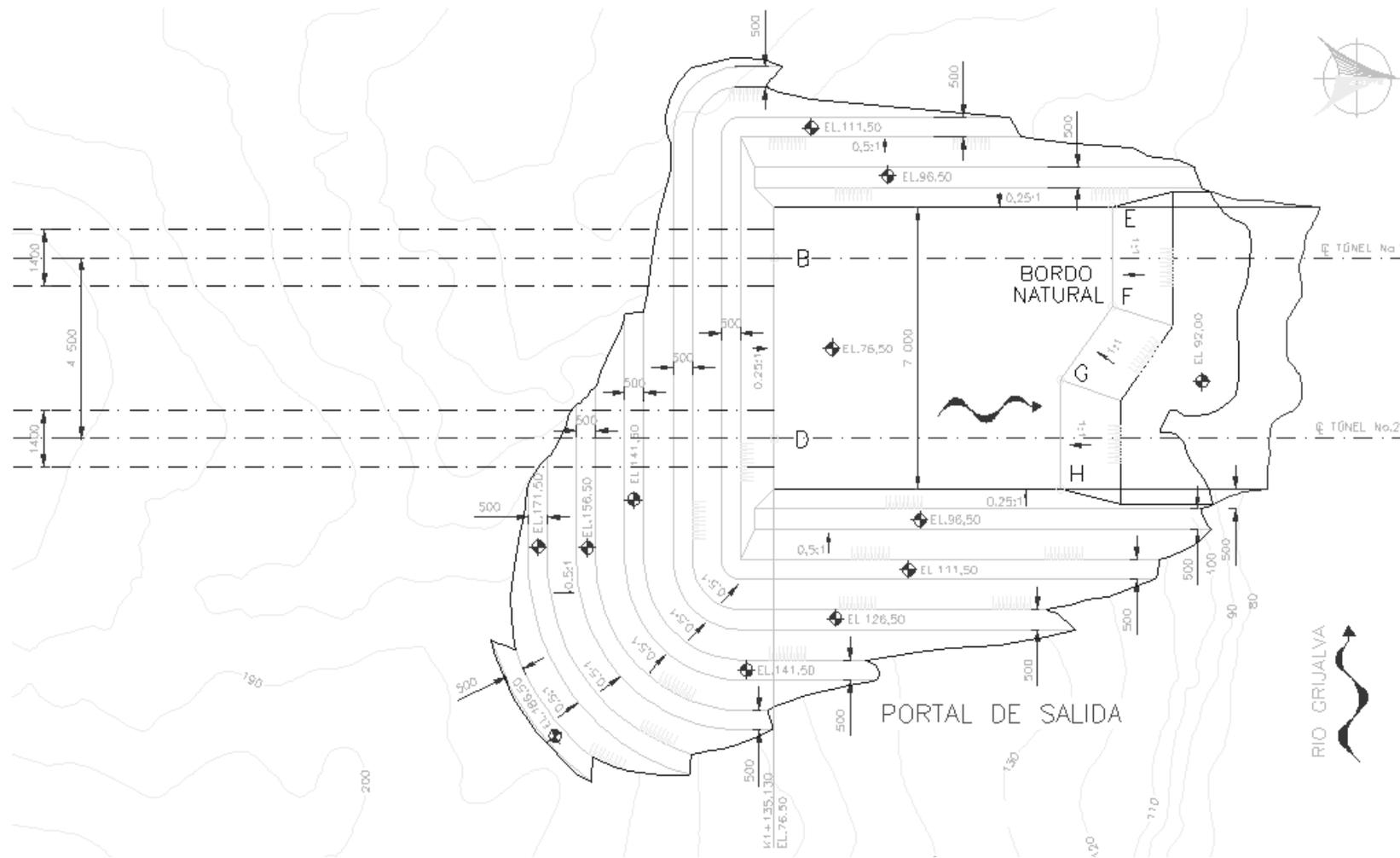


Figura 4.7. Portal de salida. CPH-CFE.

4.2 Análisis hidráulico de los túneles

Con la propuesta de los túneles se pretende que el funcionamiento del sistema Malpaso-Peñitas se desarrolle de tal forma que no se sobrepase los niveles de desfogue de los gastos generados por la operación de la C.H. Malpaso, mismos que se muestran en la tabla 4.1 (CFE, 2008).

Tabla 4.1. Curva Elevaciones-Gasto en el desfogue de la C.H. Malpaso, (CFE, 2008).

No. de unidades (Malpaso)	Q por unidad (m ³ /s)	Elevación (msnm)
1	240	80.70
2	480	82.75
3	720	84.45
4	960	85.50
5	1200	86.70
6	1400	89.50

Para llevar a cabo los análisis hidráulicos y conocer el nivel de la superficie libre del agua en la zona de confluencia de los túneles con el río (vaso superior) se empleó la siguiente información (CFE, 2008):

- Fotogrametría 1:10,000 de la zona de estudio
- Secciones transversales a lo largo del cauce del río Grijalva
- Secciones transversales del canal construido
- Perfil y planta de los túneles de la zona propuesta para la construcción de los mismos
- Operación diaria de la operación del sistema Malpaso-Peñitas, publicada a través de Internet de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la CFE
- Programa computacional HEC-RAS

Los análisis hidráulicos de los túneles se realizaron trabajando como canal y a presión. De tal manera que se pudiera garantizar la operación del gasto máximo desfogado por la operación de Malpaso (CFE, 2008).

Los escenarios propuestos corresponden a geometrías de túneles de sección portal de 13 x 13 m, 13.50 x 13.50 m, 14 x 14 m, 15 x 15 m y 16 x 16 m.

Posteriormente se realizó una simulación de uno, dos y tres túneles, en esta etapa se incorpora en el análisis, las secciones transversales en el tramo comprendido entre el desfogue de Malpaso-El deslizamiento con la finalidad de conocer el perfil hidráulico a lo largo de esta zona de estudio y, estimar los niveles en el desfogue de Malpaso y en la confluencia de los túneles con el río con el funcionamiento de los túneles exclusivamente.

Después de realizar este análisis, de acuerdo con los resultados entre la opción de construir 1, 2 ó 3 túneles, la variación entre el nivel esperado en Malpaso es relativamente pequeña (por centímetros y en el mejor de los casos hasta 1 metro), sin embargo, el beneficio se puede observar en la seguridad que va adquiriendo el sistema canal y túneles, pues según el

numero de estos, y al aumentar su capacidad de conducción, el canal transita menos gasto, restándole solicitud en su operación (CFE, 2008).

Por su parte, los túneles también presentan una mejoría, pues las condiciones máximas para que funcionen como canal, pasan de una relación de llenado de 0.82 y un gasto correspondiente a un $Tr = 100$ años para un solo túnel, a relaciones de llenado de 0.87 y 0.84, así como gastos asociados a Tr de 500 y 1,000 años, para las opciones de 2 y 3 túneles.

Una vez seleccionada la geometría de 14 metros de ancho, también se debieron considerar las condiciones del sitio para mejorar el diseño, en función de los estudios geológicos realizados en la zona de los túneles.

Opción A; túnel de 14 x 14 m de diámetro sección portal. Longitud 682.00 metros.

Opción B; túnel de 14 x 14 m de diámetro sección portal. Longitud 1,440.00 metros.

En la medida que se fueron desarrollando los estudios de detalle de topografía, geología y diseño, se determinó que la opción A se descarta ya que por su ubicación, requería en sus portales de entrada y salida de una excavación y movimiento de tierra de gran magnitud, por lo que fue necesario, evaluar la opción B; su portal de entrada se localiza aproximadamente a 800 metros aguas arriba de la opción A (CFE, 2008).

La opción B, está conformada por dos túneles paralelos con longitud de 1,140 metros, sección portal de 14 x 14 m revestidos en su plantilla con concreto armado y las paredes protegidas con tres capas de concreto lanzado de 7 cm de espesor cada una, las dos primeras contienen fibra metálica y la tercera está reforzada con malla electrosoldada; sus volúmenes de excavación en sus portales de entrada y salida son en gran medida menores que los de la opción A, dando certidumbre a la construcción de los túneles (CFE, 2008).

Con la opción B, se realizaron los análisis hidráulicos con diferentes elevaciones de plantilla, dando por resultado que la plantilla a la 76.50 msnm, es la que tiene menores pérdidas; se concluye que la opción B (ver fig. 4.7) con plantilla a la 76.50 msnm es la mejor (CFE, 2008).

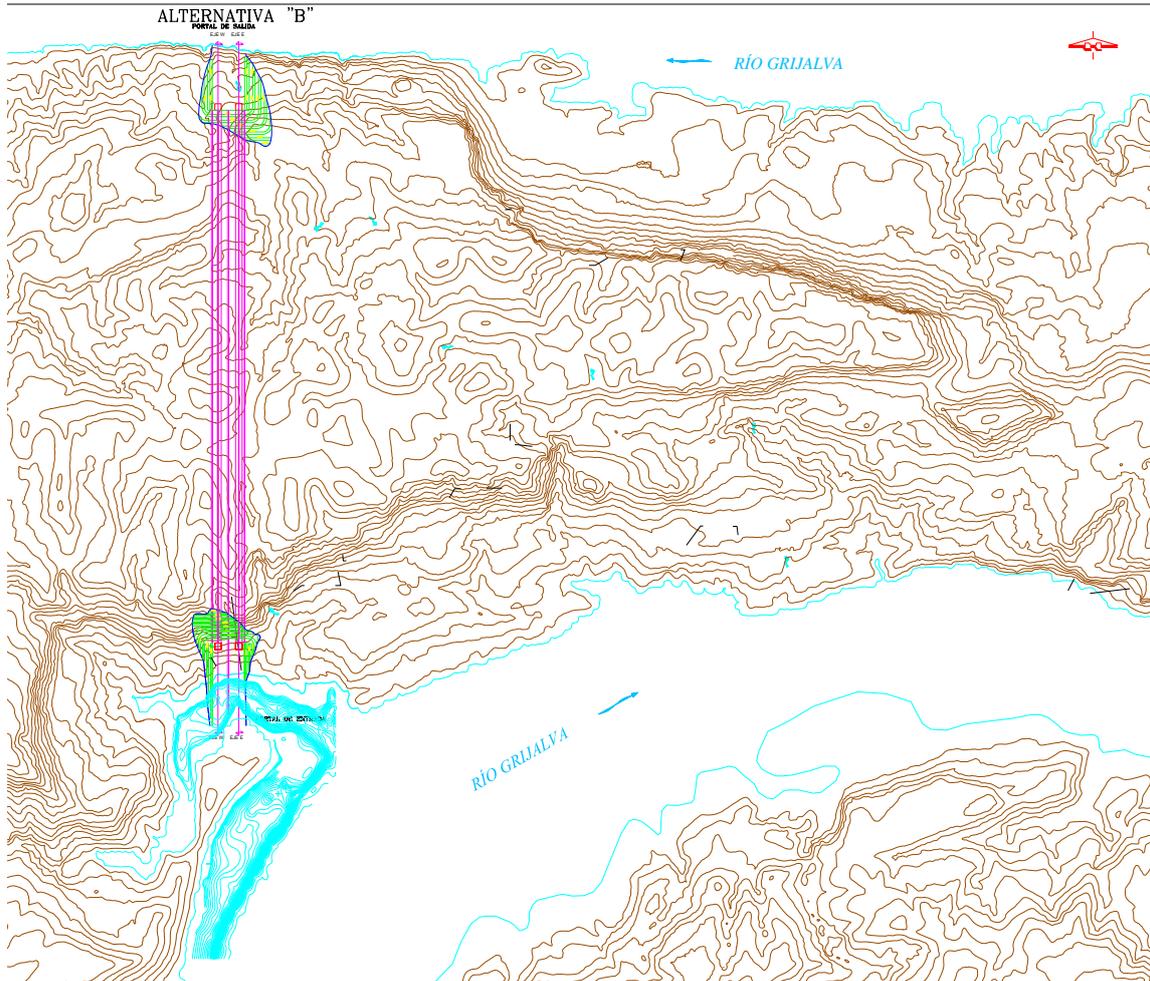


Figura 4.8. Localización de opción B. CPH-CFE.

4.3 Conclusiones de los análisis hidráulicos y la opción seleccionada

Después de comparar los resultados de los análisis mencionados y observar el comportamiento hidráulico para cada geometría, atendiendo además, de manera primordial la información que constantemente se recaba en el sitio, referente a las condiciones topográficas y geológicas, el enfoque de este trabajo se concentró en cuatro criterios para la determinación de la mejor opción:

1. Atender la geología recabada en el sitio, de manera tal que condicionara la ubicación y longitud de los túneles.
2. Revisión de los ejes propuestos para que junto con el punto anterior se tuvieran las menores longitudes de túneles.
3. Revisión y comparación del funcionamiento hidráulico de cada sección.
4. Realizar la evaluación económica de la opción seleccionada.

En función de estos criterios se decidió por la comparación de las tres geometrías más grandes que fueron analizadas: 14, 15 y 16 metros. Sin embargo, tomando en cuenta la conclusión del análisis que nos dice que la determinación entre construir 1, 2 o 3 túneles

radica en la seguridad del canal y no tanto en el nivel recuperado en el desfogue de la C.H. Malpaso, se decidió por el diseño de 2 túneles.

Referente a las geometrías contempladas para seleccionar una como la óptima, debe señalarse que la correspondiente a la de 14 metros de ancho, contó con ventajas sobre las otras dos. La primera y más importante, es la experiencia que se tiene con resultados probados por el uso de esta geometría durante la construcción de la C.H. El Cajón y recientemente en la construcción del P.H. La Yesca. Dos, al ser la menor geometría de las tres, por consecuencia el costo de construcción sería menor que el de 15 y 16 metros y, tres, presento un buen comportamiento hidráulico durante los escenarios simulados. De esta manera, se decidió por seleccionar dos túneles de sección de 14 metros de ancho por 14 metros de alto (CFE, 2008).

De las opciones analizadas A y B, se descartó la opción A, debido a que los estudios técnicos muestran que por su ubicación la zona es muy inestable y representa un riesgo importante; por lo anterior, se determinó considerar la opción B para la ejecución del proyecto: dos túneles paralelos con longitud de 1,140 metros, sección portal de 14 x 14 m, con elevación de plantilla a la 76.50 msnm (CFE, 2008).

4.4 Información fisiográfica y de operación

Las curvas Elevaciones-Áreas-Capacidades utilizadas para los embalses de C.H. Malpaso-Deslizamiento y Deslizamiento-C.H. Peñitas se presentan en las tablas 4.2 y 4.3 (CFE, 2009).

Tabla 4.2. Curva E-A-C de la cuenca C.H. Malpaso-Deslizamiento, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3	ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3
53	0,00	89	497,12
54	0,55	90	526,90
55	1,09	91	568,23
56	1,64	92	609,56
57	2,19	93	650,89
58	2,74	94	692,22
59	3,28	95	733,55
60	3,83	96	774,88
61	9,17	97	816,21
62	14,51	98	857,54
63	19,85	99	898,88
64	25,18	100	940,21
65	30,52	101	993,94
66	35,86	102	1 047,68
67	41,20	103	1 101,41
68	46,54	104	1 155,15
69	51,88	105	1 208,88
70	57,21	106	1 262,62
71	74,40	107	1 316,35
72	91,60	108	1 370,09
73	108,79	109	1 423,82
74	125,98	110	1 477,56
75	143,17	111	1 528,93
76	160,36	112	1 580,30
77	177,55	113	1 631,66
78	194,74	114	1 683,03
79	211,93	115	1 734,40
80	229,12	116	1 785,77
81	258,90	117	1 837,14
82	288,68	118	1 888,50
83	318,46	119	1 939,87
84	348,23	120	1 991,24
85	378,01	121	2 042,61
86	407,79	122	2 093,97
87	437,56	123	2 145,34
88	467,34		

Tabla 4.3. Curva E-A-C de la cuenca Deslizamiento-C.H. Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3	ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3
50	0,00	81	482,80
51	6,08	82	515,60
52	12,16	83	548,40
53	18,24	84	581,20
54	24,32	85	614,00
55	30,40	86	637,32
56	36,48	87	660,20
57	42,56	88	680,46
58	48,64	89	700,28
59	54,72	90	718,92
60	60,80	91	754,44
61	75,87	92	788,98
62	90,94	93	822,54
63	106,01	94	855,12
64	121,08	95	886,73
65	136,15	96	917,35
66	151,22	97	947,00
67	166,29	98	975,66
68	181,36	99	1 003,35
69	196,43	100	1 030,06
70	211,50	101	1 071,73
71	235,35	102	1 106,12
72	259,20	103	1 141,29
73	283,05	104	1 177,22
74	306,90	105	1 213,93
75	330,75	106	1 251,42
76	354,60	107	1 289,67
77	378,45	108	1 328,70
78	402,30	109	1 368,51
79	426,15	110	1 409,08
80	450,00		

Los gastos turbinados en las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas se muestra en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Gastos turbinados en las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

Central Hidroeléctrica	Turbinas Generación/ Qp (m ³ /s)					
	1	2	3	4	5	6
Malpaso	240	480	720	960	1200	1440
Peñitas	360	720	1080	1440		

Finalmente, se consideraron dos políticas de operación para el vertedor de la C.H. Peñitas. Para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años se utilizó la política presentada en la tabla 4.5 en la cual solo se considera la operación de los vertedores de servicio tratando de regular la avenida lo más posible. Para el caso de una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años se consideró la política presentada en la tabla 4.6 en la cual se considera la operación de los vertedores de servicio así como de los vertedores de emergencia con la finalidad de dejar pasar instantáneamente el agua que entra al vaso (CFE, 2009).

Cabe mencionar que se consideró una operación de tres turbinas, las cuales corresponden a un gasto de 1,080 m³/s. Esta operación se llevó a cabo hasta que el nivel del embalse llegara al nivel del NAMO, es decir, a la elevación 87.40 msnm, a partir de esta elevación comenzaba la operación de los vertedores cerrando la operación de las turbinas completamente.

Tabla 4.5. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años (CFE, 2009).

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
87,4	1080
87,5	1040
88	1240
88,5	1440
89	1690
89,5	2040
90	2420
90,25	3995
90,7	5680
91,15	5960
91,7	6320
92,25	6697,5
92,85	7080
93	7190
93,5	7570
94	7880
94,5	8250
95	8610
95,5	9000

Situación actual: Diseño y funcionamiento hidráulico de los túneles intercomunicadores

Tabla 4.6. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
87,4	1080
87,45	1870
87,55	2700
87,7	3620
87,9	4465
88,2	5540
88,5	6292
88,9	7332
89,3	8112
89,8	8940
90,25	9928
90,7	10864
91,15	11752
91,7	12596
92,25	14480
92,85	15320
94	15760
94,5	16500
95	17220
95,5	18000

Finalmente, el hidrograma de las descargas del vertedor de la C.H. Malpaso para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años se presenta en la tabla 4.7.

Tabla 4.7. Gastos descargados por el vertedor de la C.H. Malpaso para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).

Tr (años)			10000
Días	Horas	Acum Horas	Qp (m3/s)
0	24	0	724,86
1	6	6	860,77
1	12	12	2457,73
1	18	18	4054,69
1	24	24	5651,64
2	6	30	7248,60
2	12	36	5560,24
2	18	42	3871,88
2	24	48	2183,51
3	6	54	495,15
3	12	60	503,13
3	18	66	511,10
3	24	72	519,08
4	6	78	527,05
4	12	84	705,56
4	18	90	884,06
4	24	96	1062,56
5	6	102	1241,07
5	12	108	1326,73
5	18	114	1412,39
5	24	120	1498,05

4.5 Análisis hidráulico (Curvas Elevaciones-Gastos)

Se determinaron las curvas Elevaciones-Gastos (E-G) del canal así como de los túneles de conducción para la realización de los tránsitos de avenidas. Las consideraciones realizadas para la elaboración de estos análisis se muestran a continuación.

4.5.1 Curva E-G del Canal

A partir de la batimetría obtenida en la zona del canal y de la topografía del lugar se obtienen las secciones transversales a utilizar para determinar el perfil del agua a través del mismo. Dichas secciones fueron 39 y se obtuvieron a cada 20 m (CFE, 2009).

Para considerar la transición por la entrada al canal y determinar la elevación aguas arriba del mismo se consideró una sección más, 200 m aguas arriba de la entrada. Considerando que a esa distancia es donde se han estado realizando las mediciones diarias de dichos niveles para fines de comparación. Por otro lado, se considero una rugosidad de Manning de 0.045.

Debido a que el perfil del agua a través del canal depende del nivel en que se encuentre el nivel del embalse generado entre la zona del deslizamiento y la C.H. Peñitas se determinó una familia de curvas E-G para diferentes niveles del embalse antes mencionado y para diferentes gastos de entrada.

Los niveles del embalse que se consideraron fueron a partir de la elevación 84 a la 95.5 msnm con incrementos a cada 50 cm y para gastos que fueron desde los 200 hasta los 20,000 m³/s con incrementos a cada 200 m³/s, lo cual representó realizar 2,400 análisis de curvas de remanso en el canal (CFE, 2009).

Para poder realizar lo anterior se utilizo el programa para la determinación de remansos en ríos presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.16 Métodos Numéricos - CFE - IIE – 1983.

En la figura 4.9 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en dicha figura que para gastos mayores o iguales a los 8,000 m³/s, la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento deja de influir en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso (CFE, 2009).

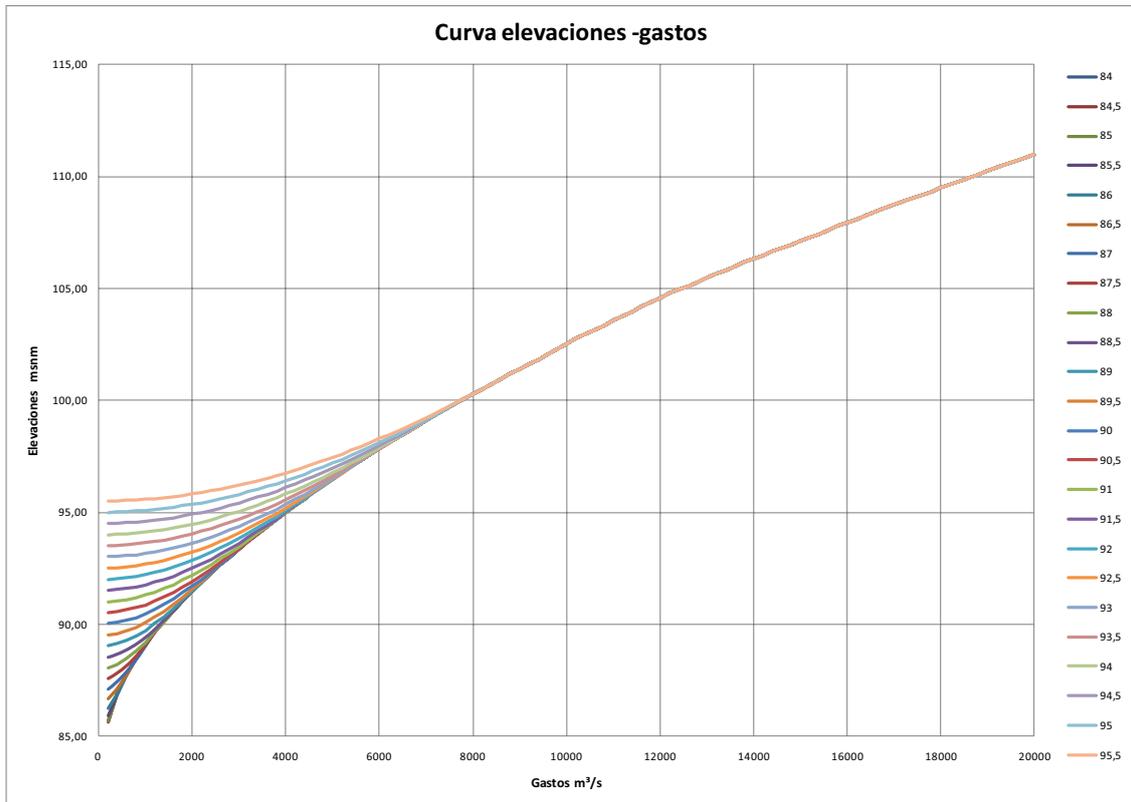


Figura 4.9. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

4.5.2 Curva E-G de los Túneles

Del mismo modo que para el análisis del canal para los túneles de conducción se determinó una familia de curvas E-G para diferentes niveles del embase antes mencionado y para diferentes gastos de entrada. Los niveles del embalse que se consideraron fueron a partir de la elevación 84 a la 95.5 msnm con incrementos a cada 50 cm y para gastos que fueron desde los 200 hasta los 20,000 m³/s con incrementos a cada 200 m³/s, lo cual representó realizar 2,400 análisis de curvas de remanso en el canal. Para poder realizar lo anterior se elaboró un programa basado en la metodología presentada en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.12 Obras de desvío - CFE - IIE – 1983, de esta manera se pudieron hacer análisis de funcionamiento como canal, en transición y como tubo lleno, así como salida de túnel sumergida obteniéndose así los perfiles requeridos (CFE, 2009).

Las características generales consideradas del proyecto fueron: dos túneles de 1,135 m de longitud con una sección transversal tipo portal de 14 x 14 m cada uno y una pendiente igual a cero. El desplante resulta estar a la elevación 76.5 msnm. Como pérdidas solamente se consideraron la debidas a la fricción y por entrada.

En la figura 4.10 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en la figura que la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento si influye de manera considerable en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.

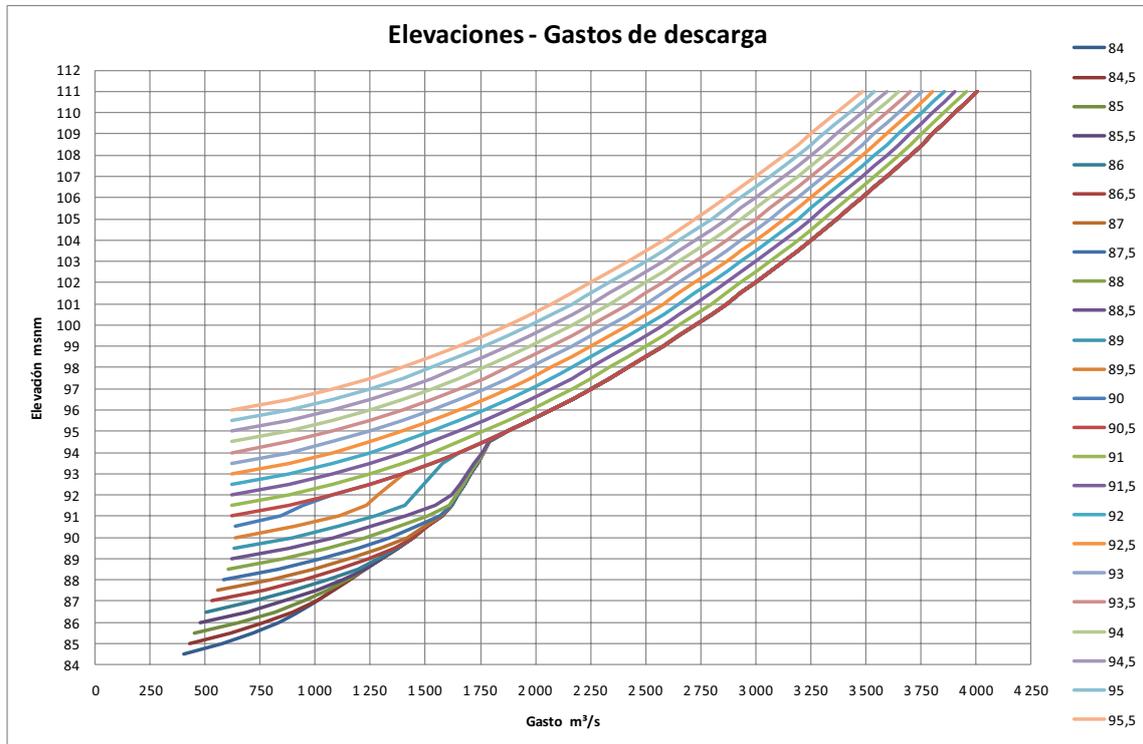


Figura 4.10. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

Se puede observar también que cuando los túneles funcionan como canal el comportamiento es similar al del apartado anterior, es decir, cuando los gastos son mayores o iguales a $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$, la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento deja de influir en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso. Asimismo, la influencia es más considerable cuando los túneles se encuentran sumergidos de esta manera las curvas resultantes crecen paralelamente lo proporcional al aumento del nivel aguas abajo del deslizamiento (CFE, 2009).

4.5.3 Curva E-G del funcionamiento conjunto Canal y Túneles

Obtenidas las familias de curvas correspondientes al funcionamiento hidráulico del canal y de los túneles de conducción se procedió a encontrar el funcionamiento conjunto de ambas estructuras. Lo anterior se logró considerando un punto de convergencia en el embalse aguas arriba del deslizamiento de manera que la elevación en ese punto fuera el mismo para el canal como para los túneles. Así, se interpolaron estas elevaciones en las familias de curvas tanto del canal como de los túneles y se sumaron los gastos resultantes obteniendo así una familia de curvas correspondientes al funcionamiento conjunto (CFE, 2009).

En la figura 4.11 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en la figura que la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento si influye de manera considerable en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.

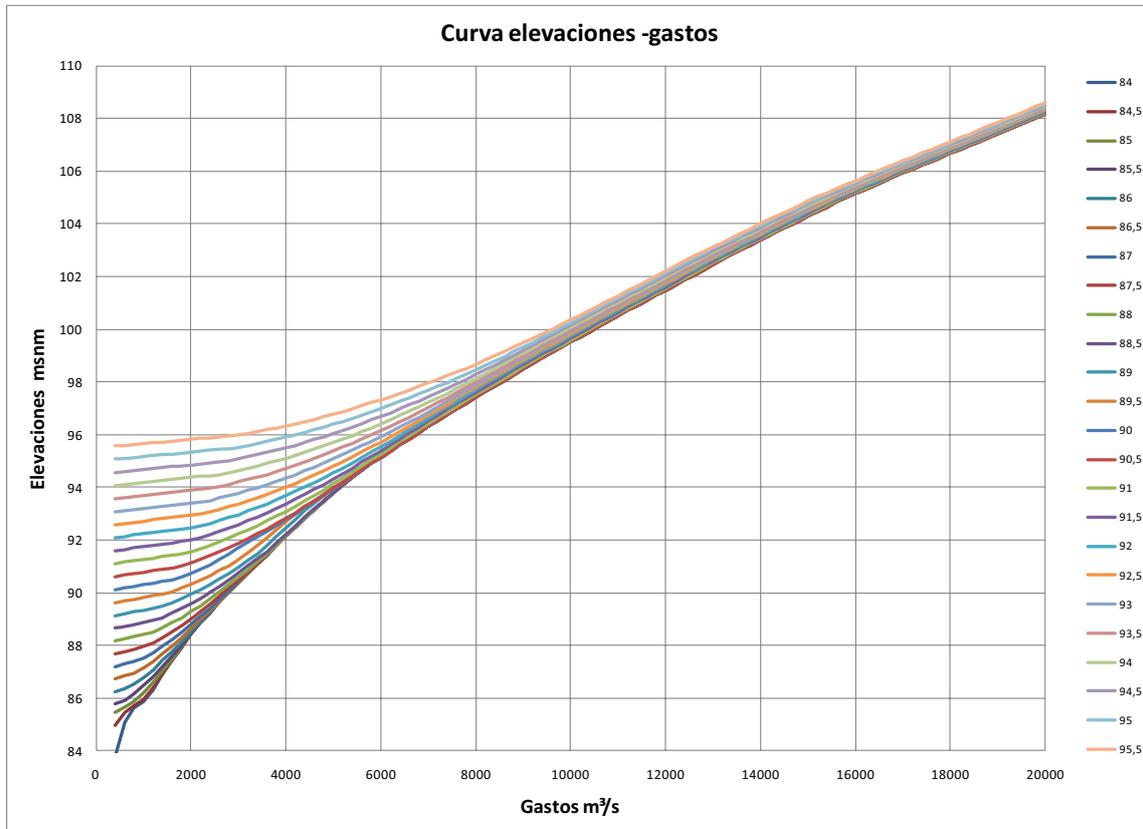


Figura 4.11. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico conjunto del Canal y de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

4.6 Análisis de tránsito de avenidas

Regularmente, se realizan tránsitos de avenidas en estructuras hidráulicas considerando un solo embalse, en ocasiones se realizan tránsitos en cascada de proyectos que se encuentran en un solo río, sin embargo, estos proyectos se encuentran a una distancia tal que su embalse no incide en las descargas de las estructuras que se utilizan para dicha acción (CFE, 2009).

En el caso de la situación que se presentó en el río Grijalva, el embalse de la C.H. Peñitas influye directamente y de manera considerable tanto en los perfiles del canal como en los de los túneles debido a que desde un inicio éstos se encuentran sumergidos por el mismo y además los dos embalse aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento se encuentran conectados por estas estructuras. De esta manera, se puede considerar que el nivel del embalse aguas arriba del deslizamiento depende del nivel en que se encuentre el embalse de la C.H. Peñitas. Lo anterior se puede observar en las familias de curvas obtenidas en el análisis hidráulico, donde dependiendo de la elevación del embalse de la central hidroeléctrica se tiene una curva E-G diferente y por consiguiente un nivel diferente en el embalse aguas arriba (CFE, 2009).

Esto resultó ser un inconveniente a la hora de conceptualizar los tránsitos de las avenidas a analizar debido a que los programas que comúnmente son utilizados para realizar dichos análisis, consideran como información de entrada una sola curva E-G y un solo embalse, también existen programas más complejos que pueden interconectar una serie de embalses mediante estructuras hidráulicas y realizar los tránsitos pero siguen teniendo el mismo inconveniente de sólo poder considerar una curva E-G por lo que no consideran la influencia que el nivel del embalse inferior tiene sobre el nivel del embalse superior.

Pero en este caso, la realidad es que en cada Δt considerado en el hidrograma, el embalse de la C.H. Peñitas cambia de acuerdo a la regulación del volumen ingresado y este cambio influye en el resultado esperado. En otras palabras se necesitaba un programa que pudiera considerar los ingresos en cada uno de los embalses, la regulación en los dos vasos, las descargas en la C.H. Peñitas y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas E-G utilizar la curva correspondiente al nivel en el embalse de la C.H. Peñitas en cada Δt del hidrograma, tanto del canal como de los túneles o en su conjunto según sea el caso, y todo esto de manera simultánea (CFE, 2009).

De otro modo, se tendrían que realizar dos tránsitos separados, uno para el embalse aguas arriba utilizando una descarga promedio en la zona de las estructuras del deslizamiento y otro para el de aguas abajo considerando los resultados del tránsito anterior. Al considerar estos tránsitos por separado se considera que las avenidas no son simultáneas sino que se desfazan un tiempo entrando primero la de aguas arriba y sólo hasta que ésta es transitada entonces entra la de aguas abajo, asimismo, no se considera la influencia directa entre los niveles de ambos embalses (CFE, 2009).

Debido a lo anterior, se elaboró un programa en Excel con aplicaciones en VBA tomando como base la metodología presentada en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.16 Métodos Numéricos - CFE - IIE - 1983 el cual se basa en el método de Puls y el cual fue modificado para que contemplara los ingresos en cada uno de los embalses, la regulación en los dos vasos, las descargas en la C.H. Peñitas y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas E-G utilizar la curva correspondiente al nivel en el embalse de la C.H. Peñitas en cada Δt del hidrograma, tanto del Canal como de los túneles o en su conjunto según sea el caso, de manera simultánea (CFE, 2009).

Escenarios

Se revisaron varias alternativas en este análisis de riesgo considerando tres escenarios principales. Como condiciones iniciales, los niveles de los embalses comprendidos entre la C.H. Malpaso y el deslizamiento, y el deslizamiento y la C.H. Peñitas fueron 89 y 85.5 msnm respectivamente, los cuales se obtuvieron a partir del promedio de los niveles registrados en la zona de estudio desde que sucedió el evento (CFE, 2009).

Escenario 1

El primer escenario, considera la elevación 100 msnm en el embalse aguas arriba como de máxima seguridad debido a que hasta esta elevación se realizó la indemnización de poblados por parte de la CFE y se cuidó, al mismo tiempo, la seguridad de la C.H. Peñitas

ante un desbordamiento. Para este escenario se tomaron en cuenta las avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años, en cada caso se consideró que la C.H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de $1,440 \text{ m}^3/\text{s}$. Por otro lado para la avenida de 10,000 años, también se consideró la posibilidad de que el vertedor de Malpaso funcionara descargando lo correspondiente al mismo periodo de retorno cerrando el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento (CFE, 2009).

Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal y el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción.

Los resultados del funcionamiento del canal se muestran en la tabla 4.9 y los correspondientes al funcionamiento conjunto canal-túneles de conducción en la tabla 4.10.

Escenario 2

El segundo escenario contempla que debido a las lluvias intensas se presente nuevamente un deslizamiento en el canal y lo obstruya obligando a que la avenida ocurrida sea transitada solamente por los túneles de conducción. Para este escenario se tomaron en cuenta las avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años, en cada caso se consideró que la C.H. Malpaso cerraría el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento (CFE, 2009).

Los resultados del funcionamiento de los túneles de conducción se muestran en la tabla 4.11.

Escenario 3

Finalmente, el tercer escenario fue para revisar las elevaciones de las ataguías propuestas para la construcción de los túneles de conducción tanto la de aguas arriba como la de aguas abajo y considerando una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años siendo éste el periodo considerado para el diseño de los túneles de conducción. En este caso se consideraron dos alternativas, que la C.H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de $1,440 \text{ m}^3/\text{s}$ y que cerrara el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento.

Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal (CFE, 2009).

Los resultados del funcionamiento del canal se muestran en la tabla 4.12.

Como se puede observar en la tabla 4.12, las descargas que la C.H. Peñitas realizaría a la cuenca baja del río Grijalva son muy elevadas, esto ocasionaría diversas afectaciones en la planicie tabasqueña, sobre todo a la ciudad de Villahermosa. Debido a lo anterior, se revisó este escenario considerando diferentes políticas de operación para el vertedor de la central hidroeléctrica con la finalidad de disminuir estas descargas, mantener los niveles de seguridad de las ataguías aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento y al mismo tiempo que dicha política pueda ser aplicable para avenidas de hasta 10,000 años de periodo de retorno.

De esta manera, se logró obtener una política de operación que cubriera las necesidades anteriores. Dicha política se presenta en la tabla 4.8 y fue conceptualizada de manera similar que la utilizada por el Dr. Humberto Marengo en sus análisis de eventos extremos

de 1999 en el sureste mexicano, su forma es escalonada y considera la operación inicial de los vertedores de servicio a la elevación 85.5 msnm y la entrada en operación de los vertedores de emergencia no antes de la elevación 94.01 msnm, descargando libremente hasta la elevación 95.01 msnm con la finalidad de descargar instantáneamente una avenida de hasta 10,000 años de periodo de retorno (CFE, 2009).

Tabla 4.8. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas propuesta (CFE, 2009).

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
85,5	1080
87,5	2400
87,51	2440
88,5	2850
88,51	2890
89,5	3570
89,51	3620
90	5000
90,01	5070
91	5200
91,01	5300
92	5400
92,01	5500
93	5600
93,01	7200
94	8400
94,01	8600
95	9450
95,01	17024
95,5	17776

Los resultados de los nuevos tránsitos obtenidos con esta nueva política para una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años se presentan en la tabla 4.13 y los asociados a un periodo de retorno de 10,000 años se presentan en la tabla 4.14.

Las conclusiones del análisis de estos escenarios se muestran en el siguiente capítulo.

Tabla 4.9. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO								TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	GASTO VERTIDO MALPASO	GASTO TURBINADO MALPASO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m	Mm ³	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m	Mm ³	m ³ / s
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm								Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
50		1 440	3 548,74	4 988,74	94,31	675,35	3 243,08	5 437,67	8 303,35	92,60	809,97	6 921,73
100		1 440	4 095,95	5 535,95	94,98	702,45	3 504,39	6 220,79	9 325,69	93,58	840,30	7 619,76
10 000		1 440	8 373,13	9 813,13	98,59	857,88	6 589,89	11 531,94	16 875,11	93,57	839,86	15 222,03
10 000 + vertedor C. H. Malpaso	7 248,60	0	8 373,13	15 621,73	102,55	1 043,80	10 017,43	11 531,94	19 532,12	95,48	900,19	17 968,50

Tabla 4.10. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento conjunto Canal-Túneles de conducción (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO								TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	GASTO VERTIDO MALPASO	GASTO TURBINADO MALPASO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m	Mm ³	m ³ / s	m ³ / s	m ³ / s	m	Mm ³	m ³ / s
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm								Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
50		1 440	3 548,74	4 988,74	93,32	636,13	3 252,04	5 437,67	8 285,80	92,57	809,02	6 902,12
100		1 440	4 095,95	5 535,95	94,14	668,40	3 487,29	6 220,79	9 334,33	93,48	837,29	7 557,64
10 000		1 440	8 373,13	9 813,13	96,71	775,24	6 605,94	11 531,94	17 350,16	93,98	852,68	15 732,38
10 000 + vertedor C. H. Malpaso	7 248,60	0	8 373,13	15 621,73	100,40	941,11	10 311,82	11 531,94	20 206,80	95,85	911,92	18 405,99

Tabla 4.11. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento solamente de los Túneles de conducción (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO						TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm						Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
50	3 548,74	3 548,74	92,01	609,91	1 636,20	5 437,67	6 878,47	88,54	691,17	6 396,55
100	4 095,95	4 095,95	93,01	651,27	1 697,77	6 220,79	7 762,17	88,84	697,06	7 170,07
10 000	8 373,13	8 373,13	100,39	961,42	2 772,04	11 531,94	13 578,69	91,40	768,25	12 135,18

Tabla 4.12. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO							TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	GASTO TURBINADO MALPASO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm							Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
TURBINAS MALPASO: 6 unidades											
100	1 440	4 095,95	5 535,95	94,98	702,45	3 504,39	6 220,79	9 325,69	93,58	840,30	7 619,76
TURBINAS MALPASO: 0 unidades											
100		4 095,95	4 095,95	92,73	639,64	2 100,17	6 220,79	7 807,38	92,00	788,95	6 525,28

Tabla 4.13. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO							TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	GASTO TURBINADO MALPASO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm							Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
TURBINAS MALPASO: 6 unidades											
100	1 440	4 095,95	5 535,95	94,84	726,77	3 403,75	6 220,79	9 344,87	93,86	850,52	8 228,61
TURBINAS MALPASO: 0 unidades											
100		4 095,95	4 095,95	92,90	646,67	1 963,48	6 220,79	7 939,10	92,50	805,88	5 549,85

Tabla 4.14. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO							TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS				
PERIODO DE RETORNO	GASTO TURBINADO MALPASO	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS	HIDROGRAMA DE ENTRADA	ELEVACIÓN DEL VASO	VOLUMEN EN EL VASO	DESCARGA
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	m ³ /s	m	Mm ³	m ³ /s	
Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm							Nivel embalse C. H. Peñitas: 85.50 msnm				
TURBINAS MALPASO: 6 unidades											
10 000	1 440	8 373.13	9 813.13	98.54	879.87	6 657.79	11 531.94	16 744.09	95.25	894.27	17 386.89
TURBINAS MALPASO: 0 unidades											
10 000		8 373.13	8 373.13	97.02	816.88	4 962.53	11 531.94	15 144.11	95.01	886.94	14 685.79

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

5 CONCLUSIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas de los temas desarrollados en este trabajo.

Inicialmente se describieron las características fisiográficas de la cuenca y el sistema hidroeléctrico del río Grijalva, que en síntesis, produce el 52 por ciento de la energía hidroeléctrica utilizada en el país, ocupando el primer lugar en importancia en el aspecto de aprovechamiento hidroeléctrico. Adicionalmente se mencionaron los programas de mitigación que se implementaron para el control de inundaciones.

A partir de una gran inundación ocurrida en 1999 en la cuenca baja del río Grijalva, el gobierno del estado de Tabasco y la población se interesaron en participar en la toma de decisiones para el manejo de las avenidas a través de la infraestructura de control de avenidas y generación hidroeléctrica, como ya se ha mencionado dicha participación se instrumento a través del CTOOHR.

Sin embargo, todavía persiste una cultura en la población que por necesidad o costumbres, continúan asentándose en zonas propensas a crecientes de alta frecuencia y baja magnitud que dan origen a afectaciones de asentamientos irregulares e inundaciones, aunque institucionalmente se está realizando un esfuerzo por cambiar la política de edificación de infraestructura para la protección de los efectos nocivos de las inundaciones por una política de control del territorio.

La CFE, en su análisis de manejo de presas, concluyó las obras correspondientes, para aumentar el margen de seguridad del sistema Grijalva, así mismo, ha manejado con responsabilidad y de manera profesional los niveles de operación, evitando afectaciones mayores en la planicie tabasqueña (CFE, 2008).

También se describieron las causas, que originaron el movimiento de tierra que obstruyó por completo el río Grijalva, así como el manejo durante la emergencia. En este aspecto cabe mencionar que no se contaba con un programa previo de obra, lo cual fue necesario manejar la contingencia con base a la experiencia de especialistas de diferentes entidades, entre las que destacan la CFE, CONAGUA, PEMEX y empresas de la iniciativa privada.

Haber podido concluir estos trabajos en menos de mes y medio fue producto, principalmente de cuatro factores que se dieron durante los trabajos: Liderazgo, trabajo en equipo, compromiso y objetivos compartidos.

Todo ello hizo posible que las poblaciones implicadas estuvieran a salvo, que se normalizara el funcionamiento del sistema hidroeléctrico del río Grijalva y que el proyecto y la CFE hayan recibido dos reconocimientos: “El mejor Proyecto de Ingeniería realizado en México en el año 2007” y el máximo premio internacional de ingeniería que se otorga a una empresa eléctrica “El Edison Award”.

Se concluye que la obra realizada en el deslizamiento de Juan de Grijalva es un caso de éxito para la ingeniería que involucró un alto grado de complejidad y de grandes

dimensiones; se diseñó y ejecutó con el talento de ingenieros y empresas mexicanas en condiciones de enorme adversidad y en tiempo récord.

Sin duda, el principal mérito de este proyecto fue la inmediata acción de enfrentar el problema, actuar con decisión y con valor, informando con objetividad y realismo las condiciones de riesgo y de costo, y efectuando la organización y la convocatoria eficaz para que en unas cuantas horas se plantearan las posibles soluciones del problema.

Por la ubicación geográfica de la zona de estudio, las condiciones meteorológicas de precipitación y escurrimiento, presentadas a finales del año 2007, tienen una alta probabilidad de volver a presentarse, con la misma o incluso mayor intensidad (CFE, 2008).

El dimensionamiento de las obras hidráulicas para el control de avenidas es función del gasto de diseño, asociado a un periodo de retorno, que para el caso de obras de excedencias de grandes presas se considera de 10,000 años, para realizar esta estimación se utilizan técnicas estadísticas, probabilísticas aplicadas a los registros históricos del sitio. En este trabajo se presentó un resumen de las técnicas para el cálculo de la determinación de las avenidas de diseño, éstas se determinaron para las cuatro presas del sistema Grijalva y para las aportaciones de los ríos Tzimbac y Sayula, con el fin de analizar las crecientes en la zona del deslizamiento y así, poder determinar las características y el dimensionamiento los túneles intercomunicadores.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante los tránsitos de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno y tomando en cuenta las consideraciones hechas de los diferentes escenarios se puede concluir lo siguiente:

Escenario 1

Se puede observar en la tabla 4.9 que la elevación 100 msnm no es rebasada cuando ocurren avenidas asociadas a un periodo de retorno de hasta 10,000 años salvo que el vertedor de la C.H. Malpaso opere descargando gastos con el mismo T_r lo cual eleva el nivel del agua hasta la elevación 102.55 msnm.

Para éste último caso la existencia de los túneles de desvío permite un mayor tránsito en la zona del deslizamiento lo cual disminuye la elevación en el embalse aguas arriba hasta la elevación 100.40 msnm, ver tabla 4.10.

Cabe mencionar que en ningún momento se pone en riesgo por desbordamiento a la C.H. Peñitas.

Escenario 2

Considerando que el Canal se viera obstruido debido a un nuevo deslizamiento, se puede observar en la tabla 4.11, que los Túneles de conducción tienen la capacidad de transitar avenidas asociadas a periodos de retorno de hasta 10,000 años siempre y cuando la C.H. Malpaso detenga su generación y no permita la salida de agua por sus vertedores. De esta manera, la elevación máxima que se tendría en el embalse aguas arriba del deslizamiento sería de 100.39 msnm manteniéndose solamente 39 cm por arriba de la elevación de

indemnización de 100 msnm. Por otro lado, el nivel del embalse de la C.H. Peñitas llegaría a un máximo de 91.40 msnm el cual no pone de ningún modo en riesgo por desbordamiento a la presa.

Escenario 3

En el caso de la ataguía aguas arriba del deslizamiento los niveles alcanzados por el agua para una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años no representan riesgo alguno para la misma. Caso contrario para la ataguía aguas abajo, debido a que las elevaciones máximas registradas son de 93.58 y 92 msnm considerando que genere o no la C.H. Malpaso respectivamente. Asimismo, las descargas realizadas por la C.H. Peñitas hacia la cuenca baja del río Grijalva resultan ser de 7,619.76 m³/s y de 6,525.28 m³/s respectivamente, la cuales son excesivas pudiendo ocasionar grandes afectaciones en la planicie tabasqueña y sobre todo a la ciudad de Villahermosa. Ver tabla 4.12.

Debido a lo anterior, se recomienda considerar la política de operación propuesta como una alternativa para disminuir las afectaciones en dicha región ya que los gastos descargados por la C.H. Peñitas se ven reducidos hasta en 1,000 m³/s. Asimismo, se tendría que sobre-elevar la ataguía aguas abajo del deslizamiento en 1.50 m de manera que se pueda mantener 1 m de bordo libre. Ver tabla 4.13.

Finalmente, en la tabla 4.14 se puede observar que la política propuesta también mantiene niveles seguros tanto aguas arriba como aguas abajo del deslizamiento para avenidas asociadas a periodos de retorno de hasta 10,000 años.

Además, se garantiza que aún y cuando se presentase otro deslizamiento en la zona de Juan de Grijalva que obstruyera totalmente el canal, los túneles tienen la capacidad de transitar de manera segura un gasto de cuando menos 1,440 m³/s que es el equivalente al desfogado por la presa Malpaso considerando que la totalidad de sus grupos turbogeneradores se encuentran en operación, garantizando la seguridad de la planicie tabasqueña durante las crecidas del río.

La ingeniería civil mexicana ha demostrado durante décadas que tiene la capacidad y la experiencia para desarrollar la planeación, estudios, diseños, construcción, conservación y operación de la infraestructura del país. Es importante que nuestra infraestructura la sigamos desarrollando los mexicanos. Las presas, el canal y los túneles intercomunicadores sobre el río Grijalva son ejemplos claros de ello.

Es de vital importancia aplicar nuevas técnicas probabilísticas para el diseño de estructuras y el análisis de riesgo asociado a eventos de esta naturaleza, ya que por la importancia de este tipo de obras, una falla tendría dimensiones inimaginables, sería una catástrofe de valor incalculable.

Es conveniente impulsar una mayor inversión en proyectos de infraestructura en todo el territorio nacional y en forma particular en la Región Sur-Sureste, para prevenir desastres y contribuir al desarrollo económico sostenido y equilibrado a largo plazo.

Las inundaciones, particularmente en los estados de Tabasco y Chiapas, señalan la urgencia de destinar mayores inversiones a la prevención de desastres por inundaciones y

deslizamientos de tierra, debido a la zona climatológica en donde se encuentran, pues son muy comunes las lluvias provocadas por ciclones, huracanes y frentes fríos.

Recomendaciones para la óptima operación del canal Juan de Grijalva

- El canal Juan de Grijalva se ha comportado adecuadamente.
- No obstante, puede producirse la inestabilidad de los taludes del canal si se presentan incrementos significativos de los niveles freáticos en la margen derecha y éstos no se abaten.
- Se observa una respuesta inmediata de los piezómetros con respecto a la precipitación pluvial, lo que manifiesta la necesidad de asegurar la eficacia del drenaje e incluso complementarla y mejorarla.
- Se requiere dar mantenimiento a los sistemas de drenaje y perforar las aureolas de drenaje en el sub-bloque 1.
- Se recomienda realizar un estudio geofísico para determinar las respuestas de los sub-bloques I, II y III, y del bloque no deslizado.
- La excavación de los túneles del Grijalva probablemente se termine a finales del año 2010, lo que implica transitar las avenidas de la próxima temporada por el canal.
- Se requiere asegurar la estabilidad del canal.
- Debe revisarse la seguridad estructural de las pilas del vertedor de la C.H. Malpaso.
- Asimismo, estudiar la descarga del vertedor hacia la cuenca del río Tonalá, lo que permitiría, incluso, operar el vaso de la presa Malpaso con niveles más elevados.

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

ANEXO

**CRITERIOS DE DISEÑO
HIDROLÓGICO**

ANEXO A

CRITERIOS DE DISEÑO HIDROLÓGICO

A1.1 Normas generales para los estudios hidrológicos

Actualmente se dispone de numerosos documentos elaborados con el enfoque de Términos de Referencia, los cuales especifican como se debe realizar un estudio o proyecto determinado, pues estos fueron formulados para tal propósito. Sin embargo, una normatividad general para la elaboración de estudios hidrológicos, no se dispone y únicamente se tiene la que fue propuesta para su análisis, discusión, modificación y aceptación de las referencias (Campos Aranda, 1991) y (Campos Aranda, 1993).

En esta propuesta los diversos tipos de obras hidráulicas se clasifican en siete grupos que son:

- 1) Presas de almacenamiento de propósitos múltiples (embalses medianos y grandes).
- 2) Presas de almacenamiento de propósito único (embalses pequeños).
- 3) Presas de derivación y tomas directas.
- 4) Presas rompe-picos y de control.
- 5) Rectificación y encauzamiento de ríos.
- 6) Estructuras de drenaje de acueductos y caminos.
- 7) Sistemas de drenaje pluvial agrícola.

Para cada tipo de obra se describe de manera concisa el planteamiento y características generales de su estudio hidrológico (Campos Aranda, 1991), tratando con detalle los aspectos de crecientes de diseño en embalses (Campos Aranda, 1993). En esta clasificación de obras debe incluirse dada su importancia actual, los sistemas de drenaje urbano (Campos Aranda, 1999).

A1.2 Criterios generales para avenidas de diseño

El diseño hidrológico es el proceso de cuantificación del impacto de los eventos hidrológicos en un sistema de recursos hidráulicos, así como la selección de valores para las variables clave del sistema, para buscar que el desempeño de este sea adecuado (Chow, 1988). A través del diseño hidrológico se obtienen los planos para una nueva estructura hidráulica, tal como un dique de protección contra crecientes, o bien los programas de operación de un sistema existente, así como el mapa de una planicie de inundación donde se limitan las diversas áreas de construcción, (Campos Aranda, 1999).

En general, los propósitos de la planeación y manejo de los recursos hidráulicos se pueden agrupar en dos grandes enfoques. Por una parte, están los proyectos de *aprovechamiento* o uso del agua, que incluyen el abastecimiento para fines domésticos e industriales, el riego, la generación de energía hidroeléctrica, la recreación, la conservación de la fauna y la pesca, el control de la calidad del agua y el manejo de cuencas. Por otra parte, están los proyectos de *control*, los cuales incluyen los sistemas de drenaje, la reducción de crecientes con embalses, el abatimiento de la contaminación y el control de sedimentos, salinidad e insectos, (Chow, 1988).

En términos generales, los factores más importantes que rigen la selección de los valores o magnitudes de diseño, son la seguridad y el costo. Por ejemplo, es muy costoso diseñar

alcantarillas y pequeños puentes para un gasto enorme, sin embargo, un gran embalse no de ser diseñado para dar paso a una creciente pequeña, pues ello puede resultar en una catástrofe, debida a la falla del embalse. La magnitud óptima de diseño es aquella que balancea las consideraciones de conflicto entre seguridad y costo. En la tabla A1.1 se presentan los criterios generales de diseño para obras de control, propuestos en la referencia (Chow, 1988).

A1.3 Norma hidrológica de 1996

En 1996 la Comisión Nacional del Agua, a través de la Subdirección Técnica dio a conocer la *norma hidrológica*, (GASIR, 1996), que define los periodos de diseño de las diferentes obras hidráulicas, la cual se presenta en la tabla A1.2.

Tabla A 1.1. Períodos de retorno recomendados para diseños hidrológicos en diversas obras hidráulicas de control (Chow, 1988).

Descripción de la obra o estructura:	Tr en años	Creciente Máxima Probable
Alcantarillas en carreteras y drenaje de aeropuertos de		
tráfico bajo	5 a 10	—
tráfico intermedio	10 a 25	—
tráfico alto	50 a 100	—
Puentes en carreteras de		
sistemas secundarios	10 a 50	—
sistemas primarios	50 a 100	—
Drenaje en granjas o agrícola		
alcantarillas y zanjas	5 a 50	—
Drenaje urbano		
alcantarillado en ciudades pequeñas	2 a 25	—
alcantarillado en ciudades grandes	25 a 50	—
Diques de protección		
áreas forestales y planicies de inundación	≤ 10	—
granjas	2 a 50	—
zonas agrícola-industrial	50	—
grandes plantas industriales y redes de transporte importantes	100	—
ciudades	50 a 200	—
Presas cuya falla no causa pérdidas de vidas humanas (peligro bajo)		
presa pequeñas	50 a 100	—
presas intermedias	> 100	—
presas grandes	—	50 a 100%
Presas cuya falla puede causar pérdidas de vidas humanas (peligro significativo)		
presa pequeñas	> 100	50%
presas intermedias	—	50 a 100%
presas grandes	—	100%
Presas cuya falla causará considerable pérdidas de vidas humanas (peligro alto)		
presa pequeñas	—	50 a 100%
presas intermedias	—	100%
presas grandes	—	100%

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

Tabla A1.2. Períodos de retorno en años del gasto de diseño en diversos tipos de obras hidráulicas (GASIR, 1996).

Descripción de la Obra Hidráulica	Tr
<i>1. Drenaje Pluvial</i>	
1.1 Lateral libre en calles de poblados donde se tolera encharcamientos de corta duración	2
1.2 Lateral libre en calles de poblados donde no se tolera encharcamiento temporal	2
1.3 de zonas agrícolas	5
1.4 de zonas urbanas:	
1.4.1 poblados pequeños con < de 100,000 habitantes	2 a 5
1.4.2 poblados medianos con 100,000 a un millón de habitantes	5 a 10
1.4.3 poblados grandes con más de un millón de habitantes	10 a 25
1.5 Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
1.6 Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
<i>2. Estructuras de Cruce (Puentes y Alcantarillas)</i>	
2.1 Puentes carreteros en:	
2.1.1 caminos locales que comunican poblados pequeños	25 a 50
2.1.2 caminos regionales que comunican poblados medianos	50 a 100
2.1.3 carreteras que comunican poblados grandes (ciudades)	500 a 1,000
2.2 Puentes de ferrocarril en:	
2.2.1 vías locales aisladas (desvíos)	50 a 100
2.2.2 vías secundarias regionales	100 a 500
2.2.3 vías primarias del país	500 a 1,000
2.3 Puentes canales o tuberías en conducción de agua	
2.3.1 para riego en áreas menores de 1,000 ha	10 a 25
2.3.2 para riego en áreas de 1,000 a 10,000 ha	25 a 50
2.3.3 para riego en áreas > de 10,000 ha	50 a 100
2.3.4 de abastecimiento industrial	50 a 100
2.3.5 de abastecimiento de agua potable	100 a 500
2.4 Puentes para tuberías de petróleo y gas	25 a 50
2.4.1 de abastecimiento secundario local	25 a 50
2.4.2 de abastecimiento regional	50 a 100
2.4.3 de abastecimiento primario	100 a 500
2.5 Alcantarillas para paso de cauces pequeños	
2.5.1 en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
2.5.2 en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
2.5.3 en caminos primarios que comunican poblados grandes (ciudades)	50 a 100
<i>3. Delimitación de Zonas Federales</i>	
3.1 Cauces libres en:	
3.1.1 zonas semiáridas a húmedas	5
3.1.2 zonas áridas con régimen de escurrimiento errático	10 o mayor
3.1.3 zonas de desbordamiento	(Nota 1)

Anexo

3.2 Cauces con obras de control (además del tramo libre debe tenerse en cuenta el gasto regulado)	(Nota 2)
4. <i>Delimitación de Zonas de Protección en Obras Hidráulicas</i>	A juicio de la CNA
5. <i>Encauzamiento de Cauces</i>	
5.1 Corrientes libres en zona:	
5.1.1 agrícola de extensión pequeña (< de 1,000 ha)	10 a 25
5.1.2 agrícola de extensión mediana (de 1,000 a 10,000 ha)	25 a 50
5.1.3 agrícola de extensión grande (> de 10,000 ha)	50 a 100
5.1.4 de protección a poblaciones pequeñas	50 a 100
5.1.5 de protección a poblaciones medianas	100 a 500
5.1.4 de protección a poblaciones grandes	500 a 1,000
5.2 Corrientes controladas:	
5.2.1 existe un tramo libre	(Nota 3)
5.2.2 no existe un tramo libre	(Nota 4)
6. <i>Presas Derivadoras</i>	
6.1 para zona de riego pequeña (< de 1,000 ha)	50 a 100
6.1 para zona de riego mediana (1,000 ha a 10,000 ha)	100 a 500
6.1 para zona de riego grande (> de 10,000 ha)	500 a 1,000
7. <i>Obras de Desvío Temporal</i>	
7.1 para presas pequeñas	10 a 25
7.2 para presas medianas	25 a 50
7.3 para presas grandes	50 a 100
7.4 cauce de alivio en cauces	25 a \geq 50 *
8. <i>Presas de Almacenamiento</i>	
8.1 de jales (lodo del procesamiento de minerales en minas)	500 a 1,000
8.2 para azolve del acarreo del suelo de la cuenca	500 a 1,000
8.3 para abastecimiento de agua potable, riego, energía hidroeléctrica, etc.	(ver cuadro siguiente)

* según importancia.

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

Diario Público. 2008.

(DMTP) Programa de Entrenamiento para el Manejo de Desastres. Introducción a las amenazas, 1995.

Alcántara-Ayala I. Geomorphology, natural hazards, vulnerability and prevention of natural disasters in developing countries, 2002.

Alcántara-Ayala I. Hazard assessment of rainfall-induced landsliding in México, 2004.

Alexander D. Natural Disasters. Londres. University College London Press, 1993.

Aparicio Mijares Francisco Javier. Fundamentos de Hidrología de Superficie. México Limusa, 2008.

Arvizu Lara Gustavo. El deslizamiento en el río Grijalva, Chiapas, 2009.

Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales, BANDAS. Comisión Nacional del Agua.

Berz G.A. Catastrophes and climate change: concerns and possible countermeasures of the insurance industry, 1999.

Bonachea Pico Jaime. Desarrollo, aplicación y validación de procedimientos y modelos para la evaluación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo debidos a procesos geomorfológicos. Tesis Doctoral, 2006.

Burton I., Kates R.W. y White G.F. The Environment as Hazard. New York. Oxford Univ, 1978.

Campos Aranda Daniel Francisco. Análisis Probabilístico Univariado de Datos Hidrológicos. México : AMH, IMTA, 2006.

Campos Aranda Daniel Francisco. Hidrosistemas urbanos 1.: Conceptos básicos, crecientes y planicies de Inundación. Ciencia y desarrollo, 1999.

Campos Aranda Daniel Francisco. Hidrosistemas urbanos 2: Plan global de drenaje y plan ambiental integral. Ciencia y desarrollo, 1999.

Campos Aranda Daniel Francisco. Manual para la estimación de avenidas máximas en Cuencas y Presas pequeñas. SARH, 1982.

Campos Aranda Daniel Francisco. Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (Segunda parte). Ingeniería Hidráulica en México, 1993. Vol. VIII.

Bibliografía

Campos Aranda Daniel Francisco. Propuesta de criterios para la elaboración de estudios hidrológicos (Primera parte). Ingeniería Hidráulica en México, 1991. Vol. VI.

Cendrero A. [y otros]. Sensitivity of lanscape evolution and geomorphic processes to direct and indirect human influence, 2006.

Centro Virtual de Información del Agua. www.agua.org.mx.

CFE. 40 años de experiencia en la construcción de centrales hidroeléctricas en México. Comisión Federal de Electricidad, Noviembre, 1994.

CFE. Análisis de Riesgo de falla ante avenidas en la cuenca C.H. Malpaso – deslizamiento San Juan Grijalva – C.H. Peñitas. México D.F. Informe Interno. Comisión Federal de Electricidad, 2009.

CFE. Análisis hidráulico de los túneles en el río Grijalva, Chiapas. Infome Interno. Coordinación de Proyectos hidroeléctricos. Comisión Federal de Electricidad, 2008.

CFE. Estudio de caso: Deslizamiento de tierra y roca en el río Grijalva, México. Informe Interno. Comisión Federal de Electricidad, 2009.

CFE. Hidroeléctricas del río Grijalva. Comisión Federal de Electricidad, 1980.

CFE. Túneles de conducción. Río Grijalva, Ostuacán Chiapas. Ficha Técnica. Comisión Federal de Electricidad, 2009.

Chardon A. A geographic approach of the global vulnerability in urban area: case of Manizales, Colombian Andes, 1999.

Chow Ven Te. Applied Hydrology. McGraw- Hill, 1988.

CICM. Inundaciones en la Planicie Costera de los estados de Tabasco y Chiapas en octubre y noviembre de 2007. México D.F. Colegio de Ingenieros Civiles de México, 2007.

Commission European. Proceedings of the European expert meeting on the Order Flood 1997.

Communications ILCE-Online. Río Grijalva (serie Ríos de México). México, 1998.

CONAGUA. Desliamiento sobre el río Grijalva entre las presas Malpaso y Peñitas. Comisión Nacional del Agua, noviembre de 2007.

CONAGUA. Estadísticas del Agua en México, 2008.

Cornfort D.H. Landslides in Practice Investigation, Analysis and Remedial/Preventive Options in Soils. New Jersey, 2005.

Crosta G.B. y Frattini P. Distributed physically-based rainfall thresholds for landslide triggering. Geophysical Research Abstracts, 2003. Vol. 5.

Crozier M.J. Landslides: causes, consequences, and environment, 1986.

Domínguez Mora Ramón. Actualización de Avenidas de diseño. México D.F. Instituto de Ingeniería UNAM, 2009.

Domínguez Mora Ramón. Avenidas de diseño. México D.F. Instituto de Ingeniería UNAM, 2006.

Diario El Mundo. 27 de diciembre de 2007.

Elías A. Alfredo. Ingeniería Civil y desastres naturales: capacidad de respuesta y retos hacia el futuro. México D.F. Revista de Ingeniería Civil, 2000.

elmundo.es. 18 de febrero de 2006. www.elmundo.es.

EM-DAT. The OFDA/CRED International Disaster. www.em-dat.net. Université Catholique de Louvain-Brussels-Belgium, 2005.

FEMA. Disaster Costs 1990-1999. http://www.fema.gov/library/df_7.shtm. 2002.

GASIR. Norma Hidrológica que recomienda Periodos de Retorno para diseño de diversas obras hidráulicas. México D.F. Subdirección General Técnica de la CONAGUA, 1996.

González Villarreal Fernando. Deslizamiento del río Grijalva. México D.F. Instituto de Ingeniería UNAM, 2007.

González Villarreal Fernando. Presentación: Análisis de mitigación del riesgo derivado del deslizamiento de San Juan de Grijalva. México D.F. abril de 2008.

Granados Domínguez Benjamín. Presentación: Deslizamiento en el río Grijalva. México D.F., abril de 2008.

Harp E.L. Landslide hazards in Honduras triggered by Hurricane Mitch. Cartagena, Colombia. Panamerican Symposium on Landslides, 2001.

Harp E.L., Castañeda M. y Held M.D. Landslides Triggered by Hurricane Mitch in Tegucigalpa, Honduras. 2002.

Harp E.L., Wilson R.C. y Wieczorek G.F. Landslides from the February 4, 1976, Guatemala earthquake, U.S. 1981.

Instituto Latinoamericano de la Comunicación Educativa. www.ilce.edu.mx.

Instituto Nacional de Ecología. www.ine.gob.mx.

Bibliografía

Instituto Nacional de Estadística y Geografía. www.inegi.com.

Marengo Mogollón Humberto. Adecuaciones a la obra de excedencias de Malpaso. Informe Interno. Comisión Federal de Electricidad, 1999.

Marengo Mogollón Humberto. Análisis de Riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas. México, D.F. Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1994.

Marengo Mogollón Humberto. Cálculo hidráulico de túneles de conducción en sección baúl considerando rugosidades compuestas. México D.F., libro impreso por Fundación ICA. Registro ISBN 968-5520-14-3, 2005.

Marengo Mogollón Humberto. Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano. Actualización del análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva, en Chiapas, México, 2003. Vol. XVIII.

Marengo Mogollón Humberto. Presentación: Deslizamiento de tierra y roca que obstruyó el río Grijalva. México D.F., abril de 2008.

Marín-Nieto L. Rainfall-Landslide Relationship during El Niño. Boston, USA, 2003.

Martínez Martínez Sergio Ignacio. Introducción a la hidrología superficial. México : Universidad Autónoma de Aguascalientes, 2000.

Moreno J.M. Principales conclusiones de la evaluación preliminar de Association Engineering Geologists, 2005.

Munich Re. Topics Geo Annual review: Natural catastrophes 2004. 2005.

Nations United. Living with Risk - a global review of disaster reduction initiatives. Geneva, 2002.

Oliver-Smith A. El gran terremoto del Perú, 1970: el concepto de la vulnerabilidad y el estudio y la gestión de los desastres en America Latina, 2002.

Patiño Ruíz Jaime [y otros]. La obstrucción del Alto Grijalva el 4 de noviembre de 2007. PEMEX.

Propuesta General para la formulación del Plan Hidráulico Integral de Tabasco. Instituto de Ingeniería UNAM, 2007.

Remondo J. Elaboración y validación de mapas de susceptibilidad de deslizamientos mediante técnicas de análisis espacial. Tesis doctoral, Universidad de Oviedo, 2001.

Rubio Gutiérrez Horacio. Gestión Integrada de crecientes, México: Río Grijalva. Programa Asociado de Gestión de Crecientes OMM/GWP, 2006.

Schuster R.L. Socioeconomic significance of landslides. Washington D.C., 1996.

Schuster Robert L. y Costa John E. A perspective on landslide dams. Landslide Dams: Processes, Risk and Mitigation. American Society of Civil Engineers , 1986.

Schuster Robert L. y Costa John E. Formation and failure of natural dams. Geological Society of America, 1988.

Sharpe C.F.S. Landslides and related phenomena: a study of mass-movements of soil and rock. New York , 1938.

soitu.es. Octubre de 2008. www.soitu.es.

Suárez Díaz Jaime. Respuesta hidrogeológica de los deslizamientos de tierra . 2006.

Suárez N.R. y Suárez J. Caracterización, análisis y diagnóstico de los flujos de lodos y detritos. Tesis de grado, 2006.

Uitto J.I. The geography of disaster vulnerability in megacities, 1998.

Unión Mexicana de Asociaciones de Ingenieros, A.C. (UMAI), 2008.

Varnes D.J. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. París, UNESCO, 1984.