



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

ANÁLISIS DE LA FACTIBILIDAD DEL EMPLEO DEL MÉTODO DE DESAZOLVE
“FLUSHING” EN UNA PRESA MEXICANA CON PROBLEMAS DE
SEDIMENTACIÓN EN SU EMBALSE, MEDIANTE EL USO DE UN MODELO
BIDIMENSIONAL

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. MIGUEL ÁNGEL BRIBIESCA RODRÍGUEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. FERNANDO J. GONZÁLEZ VILLARREAL
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM



MÉXICO, D. F. AGOSTO 2017.

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Jesús Gracia Sánchez
Secretario:	Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
Vocal:	Dr. Fernando J. González Villarreal
1er. Suplente:	Dr. José Agustín Breña Naranjo
2do. Suplente:	Dr. José Luis Aragón Hernández

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Fernando J. González Villarreal

FIRMA

DEDICATORIAS

A mi madre Consuelo Miriam.

Gracias madre por ser tan paciente conmigo y sobre todo por tu infinito amor y sabiduría para criarme sola, éste esfuerzo va dedicado para ti que desde pequeño sacrificaste muchas cosas para que no me faltara nada.

A mi abuela Angélica †

Por ser como un padre para mí y apoyarnos a mi madre y a mí para que yo saliera adelante, sé que siempre estuviste orgullosa de mí, así como yo lo estuve de ti el tiempo que Dios te prestó de vida. Éste trabajo y esfuerzo van dedicados a tu memoria, donde quiera que estés siempre te recordaré con mucho amor.

*"No te preguntes qué puede hacer tu país por ti,
pregúntate qué puedes hacer tu por tu país"*

-John F. Kennedy

AGRADECIMIENTOS.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

Por darme las herramientas para mi formación académica y profesional, pero en especial por haberme permitido conocer a gente que se volvió muy querida para mí como el cDr. Pedro Núñez García, el M.I. Irving García Reyes y la M.I. Cecilia Téllez.

Al Dr. Fernando J. González Villarreal

Por abrirme las puertas que muchos me cerraron, hace poco más de dos años; por ayudarme en mi formación profesional en todo lo que estuvo a su alcance, por compartir sus conocimientos y sabiduría, y por impulsarme siempre a ser un buen profesionalista y ser humano.

Al cDr. Jorge Iván Juárez Dehesa

Por ayudarme desde el primer día que entré al instituto en todo lo que estuvo a tu alcance, por orientarme durante mis estudios de maestría, por siempre creer en mí, y, sobre todo, por tu amistad incondicional, y por esas pláticas tan interesantes sobre viajes y carreras.

A Ramón Hernández, Jorge Arriaga y Malinalli Domínguez

Por orientarme siempre y estar al pendiente de mí para no defraudar al Dr. González. Por alentarme siempre a entregar trabajos de buena calidad y sobre todo buena presentación.

A los doctores Jesús Gracia Sánchez y José Luis Aragón Hernández

Al Dr. Gracia no tengo más que agradecerle por todas aquellas veces que iba a su cubículo con cualquier duda, por pequeña que fuera, y que con gusto siempre me ayudaba a solucionar, por impulsarme a terminar bien las cosas que uno empieza y, sobre todo, por sus consejos.

Al Dr. Aragón por su infinita paciencia con los modelos de computadora, siempre dispuesto a ayudarme, a pesar que yo no era tutelado suyo, si esta tesis quedó terminada es gracias a su enorme apoyo.

A Nayeli Cervantes

Por ayudarme siempre a superarme como ingeniero y sobre todo como ser humano, y en especial por haberle dado el toque especial a este trabajo.

A mis entrañables amigos

Gracias por estar ahí conmigo en las buenas y en las malas, por su apoyo incondicional y sobre todo por retornos siempre a ser mejores personas, vamos por más retos juntos. Gracias al Ing. Ricardo Gorab Ney, al M.I. Leopoldo Alanís Ceja, al M.I. Diego Cruz Merino, al Ing. Christian Monge Cabello, al Ing. Alfredo Isaac Mora Becerril, al Ing. Filadelfo Eugenio, al Lic. Mario Albores García y al Lic. Alejandro Acosta Barragán.

Al CONACyT

Por permitirme realizar mis estudios de maestría y así poder contribuir con mi granito de arena a este hermoso país llamado México.

Índice

Introducción	1
Objetivos.....	4
1. ANTECEDENTES.....	5
1.1. Problemática general del azolvamiento de presas a nivel mundial	5
1.2. Problemática general del azolvamiento de presas en México	7
1.2.1. Contexto histórico.....	7
1.2.2. Contexto actual.....	8
1.3. Sedimentación en embalses.....	13
1.4. Control del azolve en vasos.....	14
1.4.1. Soluciones indirectas	14
1.4.2. Soluciones de diseño.....	15
1.4.3. Soluciones directas	15
1.5. El método de flushing.....	16
1.6. Casos de exitosos de aplicación del flushing	18
2. CONCEPTOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL.....	23
2.1. Procesos fluviales.....	23
2.2. Clasificación de los ríos.....	25
2.2. Sedimentos	27
2.3. Transporte de fondo	30
2.4. Transporte de lavado.....	31
2.5. Transporte en suspensión	31
2.6. Transporte total.....	32
3. GENERALIDADES DE LA PROBLEMÁTICA.....	33
3.1. Características fisiográficas de la cuenca.....	33
3.1.1. Cauce principal.....	34
3.1.2. Clima.....	35
3.2. Esguimientos.....	37

3.2.1. Hidrografía.....	37
3.2.2. Hidrometría.....	38
3.3. Precipitación media.....	42
3.3.1. Polígonos de Thiessen.....	42
3.4. Edafología y cubierta vegetal.....	44
3.4. Características del proyecto.....	47
3.5. Obtención del aporte de sedimento en la presa.....	48
3.5.1. Método de Gottschalk.....	49
3.5.2. Método del USBR.....	50
3.5.3. Método de Namba.....	50
3.5.4. Método de Owen y Branson.....	51
3.5.5. Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS).....	52
3.5.6. Método de Gracia.....	60
3.5.7. Estimación con datos medidos en el lugar.....	61
3.5.8. Resultados.....	61
4. MÉTODO NUMÉRICO DE ATKINSON.....	63
4.1. Generalidades.....	63
4.1.1. Criterios existentes de factibilidad del flushing.....	63
4.1.2. Criterio propuesto por Atkinson.....	63
4.1.3. Relación de balance de sedimentos (SBR).....	65
4.1.4. Relación de capacidad al largo plazo (LTCR).....	67
4.1.5. Relación de vaciado (DDR).....	70
4.1.6. Relación de ancho de canal de flushing (FWR).....	70
4.1.7. Relación de ancho de superficie (TWR).....	70
4.1.8. Relación de balance de sedimentos con vaciado total (SBR _d).....	71
4.2. Aplicación del método de Atkinson en la presa en estudio.....	72
4.2.1. Resultados.....	78
5. MODELO IBER.....	79
5.1. Módulo hidrodinámico.....	79
5.1.1. Ecuaciones hidrodinámicas.....	79

5.2. Módulo de transporte sólido no-estacionario.....	80
5.2.1. Tensión de fondo.....	81
5.2.2. Caudal sólido de fondo.....	81
5.2.3, Corrección por pendiente de fondo.....	82
5.3. Construcción y calibración del modelo.....	84
5.3.1. Modelo digital de elevaciones.....	84
5.3.2. Exportación a IBER y generación del modelo.....	85
5.3.3. Simulaciones propuestas.....	90
5.4. Aplicación del modelo Iber en la presa.....	93
5.4.1. Agua al NAMO y gasto constante.....	93
5.4.2 Agua al NAMO y con hidrograma.....	95
5.4.3. Agua al NAMinO con gasto constante.....	97
5.4.4. Agua al NAMinO con hidrograma.....	99
5.4.5. Resultados.....	101
6. EVALUACIÓN DE PROYECTOS.....	106
6.1. El enfoque RESCON.....	106
6.1.1. Estructura del programa RESCON.....	106
6.2. La necesidad de RESCON.....	108
6.2.1. El kit de herramientas de RESCON.....	109
6.3. Gestión del sedimento en el embalse.....	110
6.3.1. Flushing.....	110
6.3.2. Hidro succión (HSRS).....	111
6.3.3. Dragado tradicional y trucking.....	112
6.4. Formulación técnica y económica del modelo RESCON.....	113
6.4.1. Estimación del rendimiento.....	113
6.4.2. Agua requerida para remoción de sedimento en modelos económicos.....	114
6.4.3. Cálculo de los costos en modelos económicos.....	115
6.5. Marco de optimización económica.....	117
6.6. Datos de entrada para el programa RESCON.....	120
6.7. Resultados del modelo RESCON.....	125

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS	130
7.1. Método de Atkinson	130
7.2. Modelo Iber	131
7.3. Modelo RESCON.....	132
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
Bibliografía	136

Índice de figuras

Figura 1. Volumen almacenado en las principales presas de México al 31 de diciembre de cada año, serie anual 1990-2009 (COANGUA 2012)	2
Figura 2. Pérdida de capacidad en embalses a nivel mundial (Rehman, Chaudry & Akhtar, 2009)	5
Figura 3. Sedimentación potencial de presas en la República Mexicana (Cotler & Iura, 2010)	12
Figura 4. Esquema general del comportamiento del sedimento en un embalse (Gracia 1997)	13
Figura 5. Presa Xiao Lang Di, China durante una ejecución del flushing. (www.crviewer.com)	17
Figura 6. Imagen de la presa Gebidem, Suiza (www.structurae.net)	19
Figura 7. Imagen de la hidroeléctrica Baira, India (www.hydroworld.com)	20
Figura 8. Imagen de la presa Ichari, India (www.worldbank.org)	20
Figura 9. Imagen de la presa Unazuki (www.info-toyama.com)	21
Figura 10. Imagen de la presa Sakuma, Japón (www.structurae.com)	22
Figura 11. Imagen de la presa Sefi_Rud, Irán (www.waterpowermagazine.com)	22
Figura 12. Esquema de balance de energía en un río según Lane (1955)	23
Figura 13. Sistema fluvial en tres zonas (Schumm 1977)	24
Figura 14. Esquema de los diferentes tipos de arrastres de sedimentos (García & Maza, 1996)	32
Figura 15. Ubicación de la cuenca (coordenadas UTM)	33
Figura 16. Cuenca de aportación de la presa en estudio. (IINGEN, UNAM 2017)	34
Figura 17. Perfil del cauce principal de la cuenca del río Temascaltepec	35
Figura 18. Distribución de climas en la cuenca del río Temascaltepec (IINGEN, UNAM 2017)	36
Figura 19. Estaciones hidrométricas (IINGEN 2017)	38
Figura 20. Cuenca de la estación Real de Arriba (IINGEN 2017)	40
Figura 21. Cuenca de la estación Paso del Cobre (IINGEN 2017)	40
Figura 22. Cuenca de la estación Temascaltepec (IINGEN 2017)	41
Figura 23. Cuenca "El Tule" con sus respectivos polígonos de Thiessen (IINGEN 2017)	43
Figura 24. Clasificación de suelos de la cuenca (IINGEN 2017)	46
Figura 25. Usos de suelo (IINGEN 2017)	46
Figura 26. Curva elevaciones-capacidades de la presa (IINGEN 2017)	48
Figura 27. Mapas de regiones con igual erosividad en México (Cortés y Figueroa 1991)	53
Figura 28. Gráfica de extrapolación del factor de entrega	59
Figura 29. Volúmenes anuales de sedimentación asociados al área de la cuenca de presas de CFE (Gracia 2015)	60
Figura 30. Porcentaje de llenado del vaso por cada caso estudiado	62
Figura 31. Curvas de Brune para la eficiencia de atrape del embalse (Atkinson 1996)	67
Figura 32. Vista en planta de la geometría simplificada de la presa (Atkinson 1996)	68
Figura 33. Sección transversal simplificada de la presa a estudiar (Atkinson 1996)	68
Figura 34. Restricción del canal erosionado para el flushing (Atkinson 1996)	69
Figura 35. Modelo digital de elevaciones obtenido para la presa en estudio	84
Figura 36. Buffers creados con Global Mapper para el MDE creado	85

Figura 37. Resultado de la exportación de buffers al Iber	86
Figura 38. Superficies NURBS generadas con Iber	86
Figura 39. Localización de la obra de desvío actual	87
Figura 40. Datos de entrada para cubierta en la obra de desvío.....	88
Figura 41. Localización final de la obra de desvío	88
Figura 42. Malla generada por Iber tomando como referencia el MDE de la presa	89
Figura 43. Localización de las condiciones de contorno	91
Figura 44. Gasto medio anual del río, ingresado al modelo Iber.....	91
Figura 45. Calado de la presa al NAMO con gasto constante	93
Figura 46. Transporte de fondo en el embalse para el NAMO con gasto constante.....	94
Figura 47. Calado en el embalse para el NAMO con hidrograma.....	95
Figura 48. Transporte de sedimento en el embalse al NAMO con hidrograma	96
Figura 49. Calado en el embalse al NAMinO con gasto constante.....	97
Figura 50. Transporte de fondo en el embalse al NAMinO con gasto constante	98
Figura 51. Calado en el embalse al NAMinO con hidrograma	99
Figura 52. Transporte fondo en el embalse al NAMinO con hidrograma	100
Figura 53. Sedimentogramas de salida al NAMO.....	101
Figura 54. Sedimentogramas de salida al NAMinO.....	101
Figura 55. Perfil de elevaciones al NAMO con gasto constante	103
Figura 56. Perfil de elevaciones al NAMO con hidrograma	103
Figura 57. Perfil de elevaciones al NAMinO con gasto constante	104
Figura 58. Perfil de elevaciones al NAMinO con hidrograma	104
Figura 59. Estructura del programa RESCON	108
Figura 60. El kit de herramientas de RESCON	109
Figura 61. Relación rendimiento/capacidad del embalse (RESCON 2003).....	114
Figura 62. Interface del programa RESCON (RESCON 2003).....	120
Figura 63. Gráfico de VPN acumulado al NAMO.....	125
Figura 64. Gráfico de VPN acumulado al NAMinO.....	126

Índice de tablas

Tabla 1. Clasificación de presas y bordos (CONAGUA 2012).....	1
Tabla 2. Almacenamiento de embalse a nivel mundial, generación y sedimentación (RESCON 2003).....	6
Tabla 3. Principales países por el número de grandes presas (Palacios & Jiménez 2015).....	6
Tabla 4. Algunos embalses con problemas de sedimentación en México (Barragán B, 2000)..	10
Tabla 5. Embalses exitosos para el flushing (Atkinson 1996)	18
Tabla 6. Clasificación según el tipo de cauce (García y Maza, 1997).....	26
Tabla 7. Notación de las distintas formas de transporte.....	30
Tabla 8. Climas en la cuenca.....	36
Tabla 9. Volúmenes de agua utilizados en la cuenca.....	37
Tabla 10. Gastos máximos anuales (en m ³ /s) registrados en las estaciones hidrométricas (IINGEN 2017)	39
Tabla 11. Datos climatológicos e hidrométricos sobresaliente de cada área de influencia por estación.....	41
Tabla 12. Áreas de influencia de cada una de las estaciones.....	42
Tabla 13. Valores de CN (tomado de Manual del Modelo de Pronóstico de Escurrimiento MPE)	44
Tabla 14. Clasificación hidrológica de los tipos de suelo según su permeabilidad (MPE).....	45
Tabla 15. Características hidrológicas del proyecto (IINGEN 2017).....	47
Tabla 16. Características del embalse (IINGEN 2017)	47
Tabla 17. Características del embalse (IINGEN 2017)	47
Tabla 18. Características de la obra de desvío (IINGEN 2017).....	47
Tabla 19. Aporte de sedimento por tamaño de cuenca (Gottschalk, 1964)	50
Tabla 20. Ecuaciones para estimar el factor de erosividad "R" según la región.....	53
Tabla 21. Valores generales del factor K en unidades inglesas (Gracia, 1997).....	54
Tabla 22. Cálculo del factor K ponderado.....	55
Tabla 23. Factor de cobertura vegetal C (Gracia 1997)	56
Tabla 24. Cálculo del factor C ponderado	57
Tabla 25. Factor de entrega "f" (Guevara 2015).....	59
Tabla 26. Resumen de resultados del cálculo de aporte de sedimentos.....	62
Tabla 27. Obtención de la constante mediante el criterio de la Universidad de Tshinghua (Atkinson 1996)	66
Tabla 28. Características de la presa al NAMO para el método de Atkinson.....	72
Tabla 29. Características de la presa al NAMinO para el método de Atkinson	72
Tabla 30. Parámetros obtenidos al NAMinO	77
Tabla 31. Resultados del método de Atkinson al NAMO	78
Tabla 32. Resultados del método de Atkinson al NAMinO	78
Tabla 33. Coordenadas geográficas de la obra de desvío actual	87
Tabla 34. Datos metidos al Iber para las simulaciones correspondientes.....	90
Tabla 35. Simulaciones propuestas para el Iber	90
Tabla 36. Volúmenes de sedimento removidos por corrida.....	102

Tabla 37. Información sobre la geometría del embalse introducida al modelo RESCON (Al NAMO).....	121
Tabla 38. Información sobre la geometría del embalse introducida al modelo RESCON (Al NAMinO).....	121
Tabla 39. Información sobre las características del agua para el modelo RESCON	121
Tabla 40. Información sobre las características de los sedimentos para el modelo RESCON	122
Tabla 41. Parámetros económicos para el modelo RESCON.....	122
Tabla 42. Parámetros de beneficios por flushing.....	123
Tabla 43. Información sobre inversiones requeridas para manejo de sedimentos según el modelo RESCON	123
Tabla 44. Información sobre los parámetros de remoción para el modelo RESCON (Al NAMO)	123
Tabla 45. Información sobre los parámetros de remoción para el modelo RESCON (Al NAMinO)	124
Tabla 46. Ranking de opciones de manejo de sedimentos (Al NAMO).....	125
Tabla 47. Ranking de opciones de manejo de sedimentos (Al NAMinO).....	126
Tabla 48. Sedimento removido por evento de desazolve (Al NAMO).....	127
Tabla 49. Sedimento removido por evento de desazolve (Al NAMinO).....	127
Tabla 50. Capacidad a largo plazo para las estrategias sustentables (Al NAMO)	128
Tabla 51. Capacidad a largo plazo para las estrategias sustentables (Al NAMinO)	128
Tabla 52. Resultados de estrategia no sustentable por derivación (Al NAMO).....	128
Tabla 53. Resultados de estrategia no sustentable por derivación (Al NAMinO)	128
Tabla 54. Resultados de la estrategia no sustentable de desmantelamiento (AL NAMO).....	129
Tabla 55. Resultados de la estrategia no sustentable de desmantelamiento (Al NAMinO).....	129
Tabla 56. Porcentaje de sedimento removido con modelo Iber.....	132

Introducción

A nivel internacional, las presas se están azolvando a una tasa aproximada de 1% al año; esto implica que para mediados del siglo XXI el almacenamiento mundial de agua sería la mitad del actual. Esto tendría importantes repercusiones a nivel económico y ambiental

La sedimentación de los cuerpos de agua tiene un alto costo ambiental y social. Está asociada con el deterioro de los ríos, el disturbio de los hábitats acuáticos, la disminución de la capacidad de almacenamiento, los costos directos relacionados con el dragado de las presas y con la pérdida de pesquerías. Además, los sedimentos representan un factor decisivo para el transporte y el destino de nutrientes, elementos traza, metales pesados y patógenos. La estrecha relación entre sedimentos y aporte de nutrientes y contaminantes explica la importancia de la sedimentación en el proceso de contaminación difusa. Por estas razones, se considera la sedimentación como el problema técnico más serio que enfrentan las presas.

El proceso de sedimentación ocurre principalmente por acarreo y transporte de las partículas mediante el flujo de agua, es decir que está estrechamente ligada al proceso de erosión hídrica de suelos, que incluye el desprendimiento de partículas y su subsecuente transporte y depósito a lo largo de laderas.

La utilidad de relacionar el proceso de sedimentación con la cuenca reside en que en este territorio es posible la identificación de las principales fuentes, almacenes y vías de transferencia y por lo tanto la evaluación de susceptibilidad a las perturbaciones antrópicas.

En México existen más de 4,462 presas y bordos, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas, y conforme a sus dimensiones la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés) presenta el criterio de clasificación presentado en la tabla 1.

Tabla 1. Clasificación de presas y bordos (CONAGUA 2012)

Tamaño	Altura de la cortina	Almacenamiento
Grande	$\geq 15 \text{ m}$	
	$5 \text{ m} \leq h < 15 \text{ m}$	$\geq 3 \text{ hm}^3$
Pequeña	$5 \text{ m} \leq h < 15 \text{ m}$	Entre 0.5 hm^3 y $< 3 \text{ hm}^3$
Bordo	$< 3 \text{ m}$	$\leq 0.5 \text{ hm}^3$

La capacidad de almacenamiento de las presas del país es de aproximadamente 150 mil millones de m³. El volumen almacenado anualmente en las cien principales presas (las de mayor capacidad de almacenamiento), en el período de 1990 a 2009 se observa en la figura 1, y este volumen depende de la precipitación y los escurrimientos en las distintas regiones del país, así como de las políticas de operación de las presas, determinados por sus objetivos tanto de abastecimiento a los diversos usos como de control de avenidas.

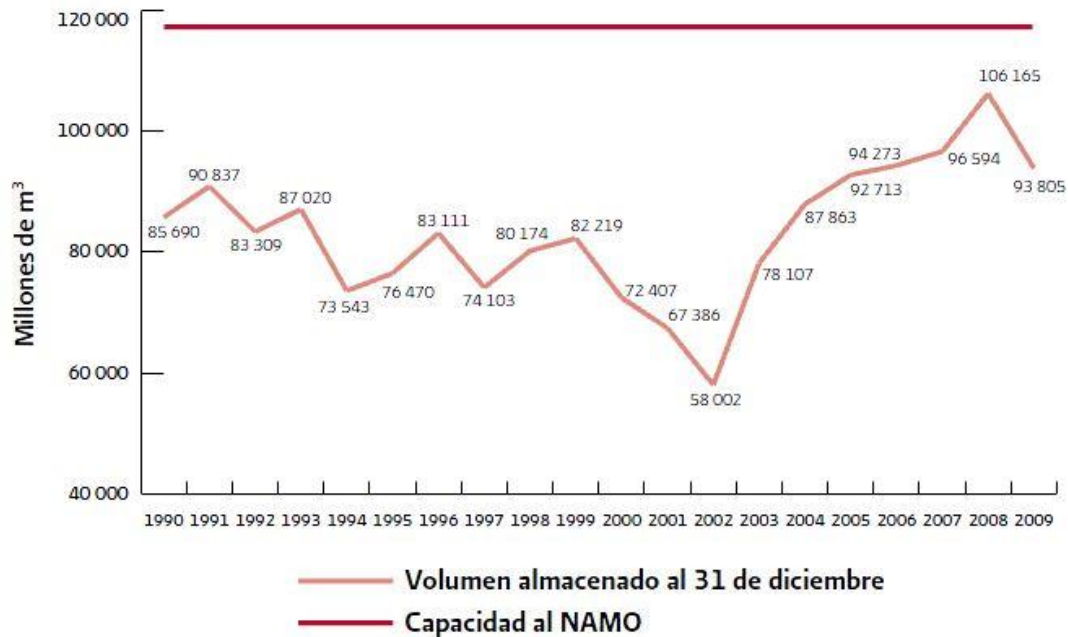


Figura 1. Volumen almacenado en las principales presas de México al 31 de diciembre de cada año, serie anual 1990-2009 (COANGUA 2012)

Las cien presas antes mencionadas representan el 79% de la capacidad total de almacenamiento del país y su localización sigue entre otros factores, el régimen hidrológico de la corriente, la topografía y características geológicas del sitio, así como los usos a los que se destinará, entre ellos la generación de energía (54%), la irrigación (36%) y el uso público (10%). En el capítulo 1 se profundiza sobre la problemática de azolvamiento de presas y la capacidad útil de dichas presas.

Tradicionalmente, la evaluación de la sedimentación de presas se ha realizado a partir de modelos que consideran variables relacionadas con la erosión hídrica, la topografía, el uso del suelo y la intensidad de lluvias, pero esto se profundiza en el capítulo uno.

La pérdida de capacidad se traduce, entonces, como pérdidas económicas en la presa y es por esto que se pretende llevar a cabo el estudio de sedimentación.

Existen varios métodos para el desazolve de embalse en los que la capacidad útil de la presa puede ser mejorada como: dragado convencional, hidro succión y excavación en seco, el método de *flushing*, el método de *sluicing*, etc. En este trabajo el objetivo primordial es comprobar la factibilidad técnica y económica de uno de ellos: el *flushing*.

El proceso de *flushing* puede ser estudiado en modelos físicos. Este modelado es costoso y requiere de mucho tiempo de medición en laboratorio, y, por lo tanto, una alternativa es el uso de modelos numéricos y su empleo debe considerarse durante etapas de revisión, diseño y operación del embalse para mantener su capacidad útil.

Se pretende, entonces, verificar a través de una serie de ecuaciones (Método de Atkinson), y un modelo bidimensional con el software Iber, la factibilidad del *flushing* en la presa mexicana propuesta y por consiguiente proponer soluciones viables a largo plazo para el manejo de azolves en dicha presa.

Una vez comprobada la factibilidad técnica del *flushing*, se procede a una evaluación económica del mismo y otras alternativas de desazolve (como el dragado), de modo que se obtenga un análisis de factibilidad completo y se propongan soluciones viables y eficientes

Objetivos

Objetivo general

Analizar la factibilidad técnica y económica del método de desazolve *flushing* para dos niveles diferentes de agua en el embalse (NAMO y NAMinO) de la presa en estudio.

Objetivos específicos.

- Demostrar mediante el uso de un modelo bidimensional (Iber®) el comportamiento de la presa cuando se ejecuta un vaciado instantáneo de la misma, acarreado consigo el sedimento depositado en el embalse.
- Calcular mediante el método propuesto por Atkinson (1996) la factibilidad técnica del *flushing* para dos niveles diferentes de agua en el embalse.
- Evaluar mediante un programa desarrollado por el Banco Mundial, la factibilidad económica del *flushing* para los dos niveles de agua propuestos en el embalse.
- Determinar, si el *flushing* no llegara a ser factible, un método de desazolve diferente, que sea factible técnica y económicamente en el embalse.
- Implementar un plan de gestión de sedimentos en el embalse, que se lleve a cabo cada período de tiempo determinado.

1. ANTECEDENTES

1.1. Problemática general del azolvamiento de presas a nivel mundial.

El número de construcciones de presas ha incrementado durante las últimas décadas, particularmente en los puntos en donde los ríos acarrean más sedimentos, por tanto, causando problemas de sedimentación en embalses. La sedimentación en los embalses ocurre a nivel mundial a una tasa del 0.1 al 2.3% anual (figura 2), sin embargo, la pérdida anual de capacidad a nivel mundial es del 1% aproximadamente. Por lo tanto, la sedimentación de embalses y la correspondiente pérdida de capacidad de almacenamiento son problemas comunes, que han recibido más y más atención en años recientes.

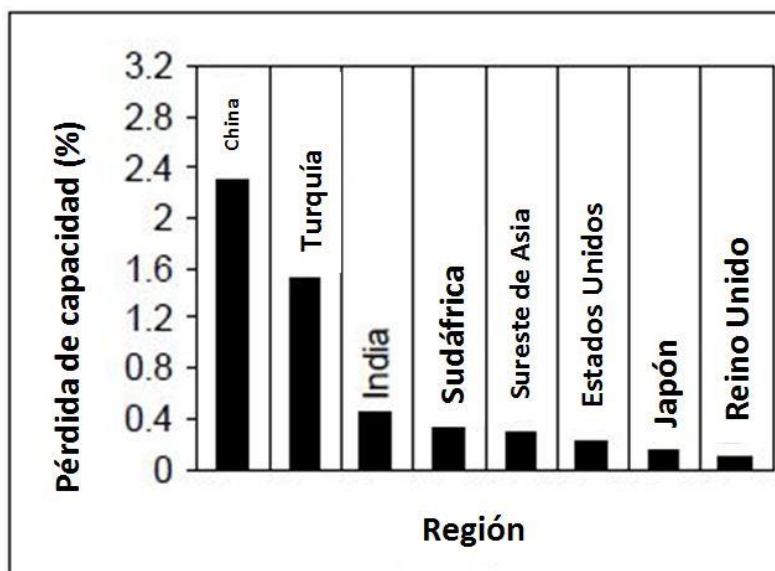


Figura 2. Pérdida de capacidad en embalses a nivel mundial (Rehman, Chaudry & Akhtar, 2009)

Mundialmente se han construido alrededor de 45 mil grandes presas, la mayoría de ellas se construyeron prioritariamente para usos agrarios, según la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés); por su parte las presas hidroeléctricas generan el 19% de la electricidad mundial, mientras que el 28% se destina a uso industrial y 9% a usos domésticos (Jara, 2009)

El estimado actual de la capacidad de almacenamiento en presas a nivel mundial ronda los 7,000 km³. Este almacenamiento es empleado para suministro de agua, irrigación, generación eléctrica y control de inundaciones. Se han expresado ciertas preocupaciones sobre la pérdida de capacidad útil en embalses debido a la sedimentación (Palmieri, Shah, Annandale, & Dinar, Reservoir Conservation: Vol 1,

2003), y en la tabla 2 y 3 se presenta la distribución mundial de almacenamiento en presas, generación eléctrica y tasas de sedimentación.

Tabla 2. Almacenamiento de embalse a nivel mundial, generación y sedimentación (RESCON 2003)

Región	Número de grandes presas	Capacidad (km ³)	Generación Total (GW)	Pérdida anual por sedimento (%)
Mundo entero	45571	6325	675	0.5-1.0
Europa	5497	1083	170	0.17-0.2
América del Norte	7205	1845	140	0.2
Centro y Sudamérica	1498	1039	120	0.1
África del Norte	280	188	4.5	0.08-1.5
África del Sub-Sahara	966	575	16	0.23
Este Medio	895	224	14.5	1.5
Asia (sin China)	7230	861	145	0.3-1.0
China	22000	510	65	2.3

Si se sabe que entre el 0.5 y el 1% del almacenamiento de agua mundial se pierde anualmente, resultado de la sedimentación. Usando una tasa intermedia o promedio, dicha pérdida de almacenamiento ronda los 45 km³ por año. Si se asume que el promedio del total de embalses en cuanto a volumen es de 150 millones de m³, entonces 300 grandes presas deberían ser construidas anualmente sólo para mantener el actual volumen de almacenamiento mundial. Casi 13 billones de dólares por año serían necesarios para reemplazar dicho volumen de almacenamiento, aún sin tomar en cuenta los costos tanto sociales como ambientales de las nuevas presas.

Tabla 3. Principales países por el número de grandes presas (Palacios & Jiménez 2015)

Pais	Num. de grandes presas
China	22000
Estados Unidos	6575
India	4291
Japón	2675
España	1196
Canadá	793
Corea del Sur	765
México	667
Turquía	625
Brasil	594
Francia	569
Sudáfrica	539
Italia	524
Reino Unido	517
Australia	486
Noruega	335
Alemania	311
Albania	306
Rumania	246
Zimbawe	213

Sin embargo, si la mayoría de las presas existentes y en construcción fueran gestionadas de forma sustentable, entonces el número de presas requeridas para mantener un suministro de energía y agua seguro, disminuiría.

1.2. Problemática general del azolvamiento de presas en México

1.2.1. Contexto histórico¹

La construcción de presas en México data del siglo XVI cuando los españoles confinaron las aguas de la laguna Yuriria en Guanajuato, para destinarlas al riego. Posteriormente, en la época de las haciendas, se construyeron numerosas presas, entre los siglos XVII y XIX, casi todas de mampostería, en los estados de Aguascalientes, Guanajuato, México y Querétaro (Jara 2009).

En el periodo post-revolucionario, se planteó la necesidad de impulsar el desarrollo del país con la construcción de infraestructura que impulsara la agricultura de riego. En 1926 durante el gobierno de Plutarco Elías Calles, se creó en México la Comisión Nacional de Irrigación (CNI), la cual construyó un total de 136 presas durante sus veinte años de existencia, beneficiando el riego de cerca de un millón de hectáreas (Barreda, 2006), y también la Comisión Federal de Electricidad (CFE), contribuyó con más de treinta presas. Esta época fue testigo del auge de construcción de presas, que hacer que jugó un papel relevante para alcanzar los objetivos de crecimiento económico nacional, ya que estas magnas obras se convirtieron en símbolo de desarrollo y progreso económico, panorama visualizado tanto en países desarrollados como en los países en desarrollo.

Durante las tres décadas posteriores, con la transición de la CNI a la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), se construyeron 81 presas más, mientras que la CFE sumó 23 más, siendo también un periodo de construcción acelerada de presas y crecimiento industrial del país (Arreguín *et al*, 1999). A cargo de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) en funciones de 1976 a 1988, se construyeron 130 grandes presas, y posteriormente, a partir de la creación de la actual autoridad del agua, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) desde 1989, se continuó con la tendencia de construir presas, aunque en menor medida, sumando aproximadamente 25 grandes presas. En 1999, las presas registradas sumaban 4500, 840 clasificadas como grandes presas (CONAGUA, 1999).

¹ (Palacios & Jiménez, 2015)

1.2.2. Contexto actual

El aprovechamiento del agua deriva del grado de desarrollo hidráulico y las condiciones hídricas de cada país y región. En particular, la construcción de presas se ha realizado con el objetivo primordial de almacenar grandes cantidades de agua para ser utilizadas en diversidad de actividades, tales como irrigación, el abastecimiento al consumo urbano e industrial y la generación de energía hidroeléctrica, entre otras.

En México y en el mundo, la construcción de este tipo de infraestructura se convirtió en un símbolo de desarrollo económico desde mediados del siglo pasado, sin embargo, este hecho ha sido fuertemente cuestionado debido a los impactos sociales y ambientales que le acompañan. Además ha sido ampliamente reconocido que uno de los principales problemas que enfrentan las presas a nivel mundial es la sedimentación, pero particularmente en México esta problemática se vuelve más compleja, por un lado, debido a la importancia que tienen las presas para el desempeño de actividades económicas, por lo cual su operación no podría parar y requiere estar en óptimas condiciones de manera permanente; y por otro lado, debido a que la mayoría de ellas ha cumplido o están por cumplir su vida útil, lo cual hace necesario emprender acciones, en el corto y mediano plazo, que aminoren el impacto de obsolescencia de muchas presas.

De acuerdo a algunos estudios, la mayoría de las presas en el país está por cumplir con su vida útil, que va de los 20 a 50 años, incluso muchas de ellas la han rebasado; un estudio realizado por Jara (2009) señala que el 71% de las 290 presas analizadas pasaban de los 20 años de vida útil, alcanzando un promedio de 36 años. Por otra parte, del 15% de las presas estudiadas que contaban con información, el 28.26% excedía el 50% de su capacidad de azolves, incluso dos presas excedían el 100% de su capacidad. En general, más del 80% de esas presas, no contaba con equipo para medir los azolves, ni filtraciones, ya que sólo 97 de las 4 800 presas registradas hacia 2009, contaban con este tipo de instrumentos. Por su parte, un análisis de Breña (2014) advierte que 35 de las 100 presas más grandes de México, ya sobrepasaron su vida útil. Conforme a los registros de la CFE las plantas hidroeléctricas más antiguas en el país y que siguen generando son dos: Botello en Panindícuaro, en Michoacán y Colotlipa en Chultenango, en Guerrero; ambas entraron en operación en 1910.

Uno de los problemas más importantes que enfrenta México, es la pérdida de suelo en las cuencas, que inhabilita a las presas por la sedimentación en los embalses. La sedimentación disminuye el volumen de una presa, pues ésta ya no puede almacenar la misma cantidad de agua. Este problema es difícil de resolver, porque remover dichos sedimentos no es fácil y es muy costoso, tanto que en ocasiones es mejor construir otra presa que desazolvar la que ya se tiene.

Los embalses mexicanos no se encuentran exentos del problema de acumulación de sedimentos, ya que al disminuir la capacidad de las presas se genera menos electricidad y se menoscaba el aporte hídrico para riego y consumo humano. En grandes centrales hidroeléctricas como Chicoasén y La Angostura en Chiapas; y, El Cajón en Nayarit, estos depósitos no son tan graves dado que están en cuerpos acuosos grandes, sin embargo, en las represas medianas y chicas (el 90% del país) este fenómeno es severo.

La CONAGUA y la CFE, han reconocido que no disponen de información real y actualizada sobre el grado de depósito y acumulación de sedimentos, incluida basura, acarreados por la acción del agua a las presas (azolvamiento); lo que disminuye la capacidad de las mismas, puede taponar el desfogue y afecta la calidad del agua que concentran. (Palacios & Jiménez, 2015)

En las observaciones realizadas por Jara (2009) a un grupo de 290 presas, se encontró que 74 obras tienen problemas de filtraciones, grietas, deformaciones, hundimientos, y en general un funcionamiento deficiente por falta de mantenimiento, equipo de operación, y de estudios hidrológicos sobre los regímenes de los ríos, por lo que algunas se encuentran subutilizadas por efecto de sequías y en otras la capacidad de almacenamiento es insuficiente. En algunas de estas obras, los problemas de funcionamiento se derivan de la baja calidad de los materiales utilizados en su construcción.

El fenómeno de acumulación de sedimentos en embalses se agrava por la vejez de dichos embalses y la erosión acelerada. En la Ciudad de México, las presas buscan protegerla de las avenidas y a medida que los embalses envejecen, el fenómeno se acentúa, ya que algunos están llenos de sedimentos o, peor aún, de basura, como los construidos en el pasado para dichas avenidas y control de inundaciones.

Se ha podido encontrar que las presas en el país están en mal estado, los altos costos de mantenimiento no han permitido conservar adecuadamente el equipo y la infraestructura, en consecuencia, muchas presas presentan problemas como: pérdida de capacidad de almacenamiento por acumulación de sedimentos, deterioro de los concretos normales y los aceros de refuerzos por el cambio de objetivo para el que se construyeron originalmente, proyectos que fueron elaborados para el almacenamiento de aguas de origen pluvial, ahora se manejan con aguas residuales, y de estudios hidrológicos sobre los regímenes de los ríos, por lo que algunas obras se encuentran subutilizadas por efecto de sequías y en otras la capacidad de almacenamiento es insuficiente, incluso existen casos en que las obras han sido arrasadas por huracanes, ciclones y avenidas extraordinarias (Maderrey, 2005)

La tabla 4 muestra un panorama del problema de sedimentación en embalses en México y sus consecuencias en cuanto a capacidad de almacenamiento se refiere.

Tabla 4. Algunos embalses con problemas de sedimentación en México (Barragán B, 2000)

Embalse	Estado	Capacidad original (Mm³)	Pérdida de almacenamiento original (%)	Tiempo de sedimentación (años)
El Niágara	Aguascalientes	16.500	6.10	22
Abelardo L. Rodríguez	Aguascalientes	28.700	24.18	55
La Codorniz	Aguascalientes	5.340	10.10	17
El Saucillo	Aguascalientes	6.800	7.35	44
Peña Blanca	Aguascalientes	4.420	8.30	19
Pilotos	Aguascalientes	0.816	85.66	10
Ordeña Vieja	Aguascalientes	4.051	1.90	9
El Cedazo	Aguascalientes	1.200	36.83	23
Piedritas	Coahuila	22.062	23.50	20
Alto de Norias	Coahuila	2.807	29.75	19
Casa de Janos	Chihuahua	14.500	13.79	30
Talamantes	Chihuahua	31.000	7.73	85
Santa Rosa	Nuevo León	418.450	38.00	27
La Boca	Nuevo León	17.310	7.55	30
Agualeguas	Nuevo León	10.772	5.46	16
Sombrerito	Nuevo León	5.562	10.09	16
Loma Larga	Nuevo León	4.416	5.12	20
La Soledad	Puebla	30.000	66.66	36
Ojo Caliente	San Luis Potosí	10.255	7.89	17
San José	San Luis Potosí	7.500	37.33	70
El Peaje	San Luis Potosí	8.000	17.50	26
Mexquitic	San Luis Potosí	5.000	3.32	56
Álvaro Obregón	San Luis Potosí	3.904	23.69	42
El Tecolote	San Luis Potosí	2.035	4.82	15
La Laminilla	Tamaulipas	6.180	5.87	21
El Chamal	Tamaulipas	8.154	4.51	17
El Oyul	Tamaulipas	10.319	4.55	12
La Loba	Tamaulipas	3.400	32.35	17
Tuxpango	Veracruz	1.500	91.19	81
El Cazadero	Zacatecas	58.100	10.31	21
Tayahua	Zacatecas	38.190	1.36	14
Palomas	Zacatecas	8.000	14.64	17
Achimec II	Zacatecas	9.000	4.02	14
Tenasco	Zacatecas	10.500	12.89	22
Sustiacacán	Zacatecas	5.330	1.88	18
Chihuahua	Zacatecas	6.000	17.33	16
Víboras	Zacatecas	2.000	21.50	39
Santos Bañuelos	Zacatecas	3.000	0.83	7
Dolores	Zacatecas	4.912	13.64	15

En México, tradicionalmente la evaluación de sedimentación de presas se ha realizado a partir de modelos que consideran variables relacionadas con la erosión hídrica, la topografía, el uso del suelo y la intensidad de lluvia, de igual forma, se han utilizado algunos sub-modelos de evaluación entre los que destacan los siguientes (Cotler y Iura 2010):

- *Producción de sedimentos*: se considera a la erosión hídrica (cárcavas y surcos con diferentes grados de intensidad y extensión), como principal factor para la provisión de sedimentos al sistema; así como la erosividad de la lluvia.
- *Transporte de sedimentos*: en las laderas, los sedimentos pueden ser retenidos, almacenados y movilizados a corto o largo plazo. La mayor densidad de las redes de drenaje permitiría evacuar más rápidamente los sedimentos. Este movimiento es acelerado por la precipitación, en términos de la energía con la cual las gotas de agua rompen la estructura del suelo y arrastran partículas pendiente abajo.
- *Susceptibilidad del territorio alrededor de las presas*: las condiciones de pendiente y uso de suelo (y cambio de vegetación y uso de suelo) alrededor de las presas puede influir en el aporte de sedimentos a estos cuerpos de agua.

La figura 3 muestra una distribución de sedimentación potencial al año 2010, en donde se presenta que más del 13% de las cuencas en México presentan un muy alto potencial de sedimentación. Entre ellas sobresalen aquellas cuencas cuyos potenciales son muy altos, como las cuencas centrales: Lerma-Chapala, Santiago, Balsas, así como Pánuco y Soto La Marina.

En el otro extremo, más del 30% de las cuencas presentan una sedimentación potencial baja a muy baja, varias de estas cuencas se ubican en la región centro-norte del país, y su escasa precipitación disminuiría los riesgos de producción y transporte hídrico de sedimentos; sin embargo, hay que recordar que la energía del viento también contribuye a la generación y transporte de sedimentos.

Bajo el contexto de cuencas, la acumulación de sedimentos en las presas tiene dos lecturas. Por un lado, aminora la vida útil de las presas y con ello, los beneficios que podrían estar otorgando a ciertas poblaciones, en detrimento de otros sectores y ecosistemas afectados. Por otro lado, la acumulación de sedimentos en estas obras hidráulicas reduce la carga de sedimentos que transportan los ríos, alterando sus hábitats y disminuyendo el aporte y enriquecimiento de los deltas.

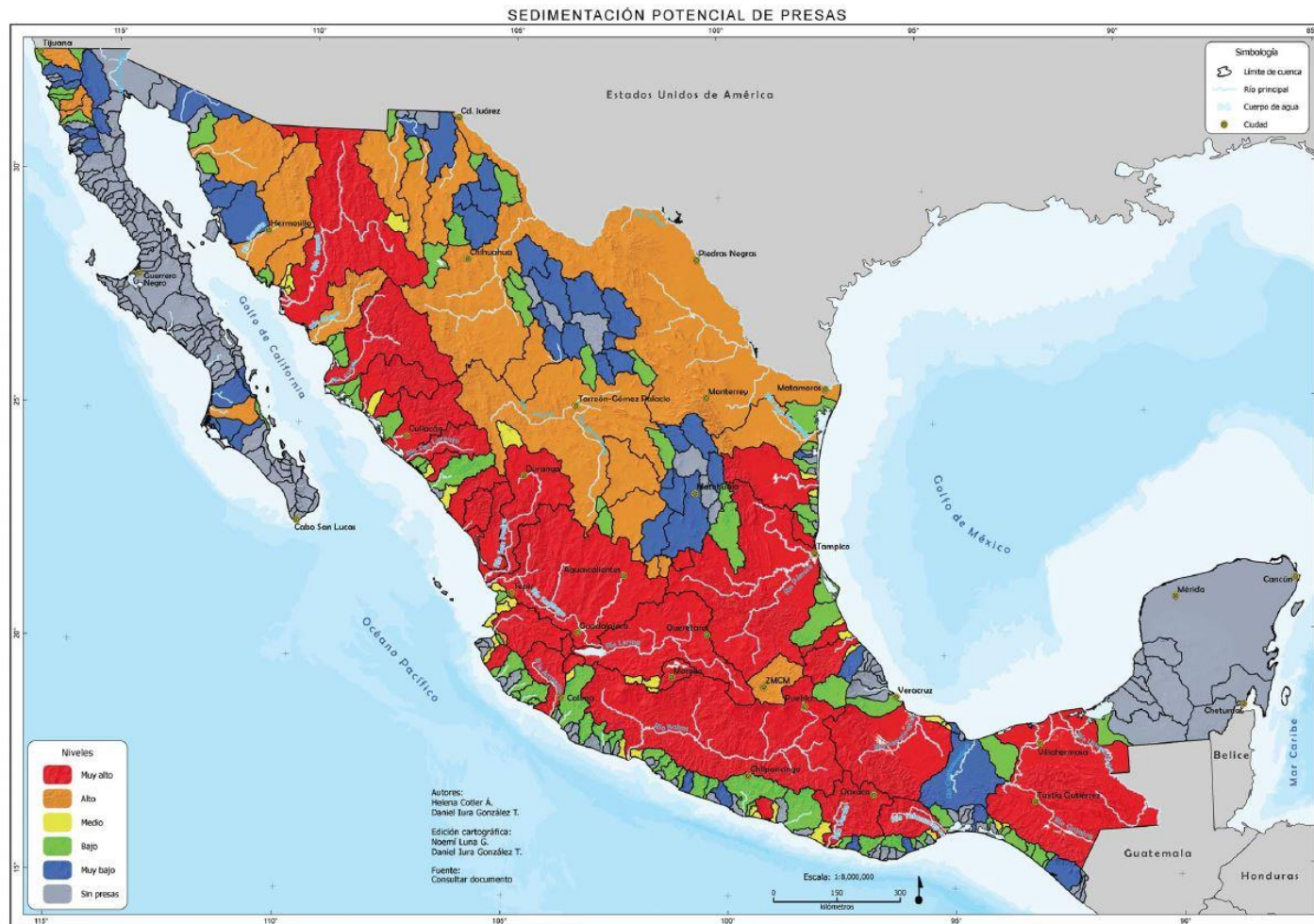


Figura 3. Sedimentación potencial de presas en la República Mexicana (Cotler & Iura, 2010)

1.3. Sedimentación en embalses²

Al interponer un obstáculo a un río, como es el caso de una presa, se origina un estancamiento, por lo cual el sedimento transportado se comportará según el siguiente mecanismo (figura 4): al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por el efecto de ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando en la "cola" del vaso una acumulación de sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del vaso como una corriente de densidad, para posteriormente detenerse, depositarse en el fondo del mismo.

Existen embalses en los que dicha corriente no llega a formarse, y se produce en el vaso, o en gran parte del mismo, una turbidez generalizada que evolucionará, según la dinámica particular del almacenamiento.

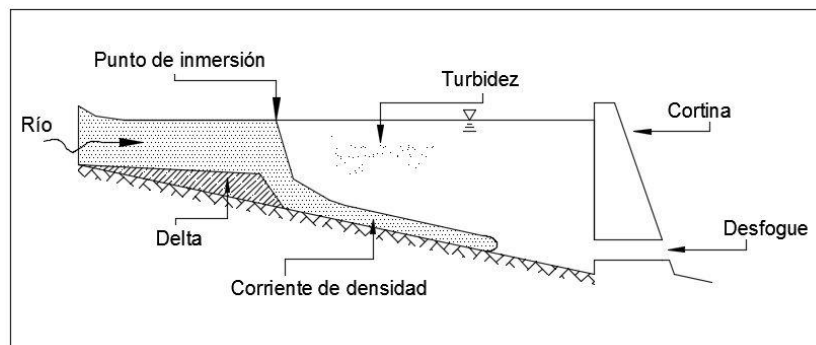


Figura 4. Esquema general del comportamiento del sedimento en un embalse (Gracia 1997)

El mecanismo de sedimentación descrito, es en realidad más complejo, ya que depende de muchos otros factores como lo son la estratificación de temperaturas, forma, dimensiones y características especiales del embalse, operación, características fisicoquímicas del sedimento y las características de la avenida de ingreso, entre otros.

En los grandes embalses, la formación del delta tiene importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del río y por el volumen que ocupa dentro del vaso. El remanso en ocasiones inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Y cuando la presa no es muy grande y sus extracciones o derrames son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del vaso y en tal caso el sedimento grueso sí constituye la principal pérdida de capacidad, ya que gran parte del material fino muy probablemente no será retenido pues continuará hacia aguas abajo.

² (Gracia, Capítulo 18: Sedimentación en embalses, 1997)

El material depositado en el fondo del embalse, estará sujeto a una compactación al transcurrir el tiempo. Este efecto se verá acentuado al cambiar sensiblemente los niveles del vaso, haciendo que se produzca un alternado secado y humedecimiento del material sedimentado. Esto induce dos problemas importantes, uno, el cambio de volumen depositado a través del tiempo, que repercute en la cantidad de agua almacenada, y otro, la dificultad de remover sedimento altamente compactado.

Las corrientes de densidad, aunque son un fenómeno que fácilmente se puede generar en un laboratorio, su detección en campo presenta grandes dificultades. Por esta razón no ha sido posible definir una clara relación entre los trabajos teóricos y el fenómeno real. Esto es particularmente importante, porque el manejo de una corriente de densidad, permitiría, en algunos vasos, aliviar el problema de sedimentación, pues al conocer su comportamiento tal vez pudieran extraerse antes de que el material que transportan se sedimentara.

Cuando la corriente de densidad no llega a formarse, y solamente se genera turbidez en el embalse, lo cual generalmente ocurre con concentraciones bajas de sedimento, el problema principal no radica en la cantidad depositada, sino en la afectación de la calidad del agua. Dicho problema se vuelve fundamental desde el punto de vista ecológico, pues muchas veces se producen alteraciones de la flora y la fauna del almacenamiento en cuestión. Esto además de alterar la calidad del agua que en ocasiones se emplea como potable para una población.

1.4. Control del azolve en vasos.³

Existen diversas alternativas para el control de sedimento en embalses, para evitar la sedimentación, sin embargo, es conveniente señalar que la solución no está en la aplicación de una sola técnica, sino en su combinación de acuerdo con cada problema en particular.

1.4.1. Soluciones indirectas

La mayor parte de los autores concuerda en que el mejor procedimiento para evitar la pérdida de capacidad en los embalses es la prevención de la erosión de los suelos de las cuencas. Detener la pérdida de suelo implica no solo atenuar el problema de sedimentación en embalses, sino también impedir que se pierda el suelo normalmente útil para fines agrícolas y forestales, y además no renovable desde un punto de vista práctico. Sin embargo, en los casos de grandes cuencas, con condiciones naturales pobres, los trabajos de conservación de suelos pueden ser difícilmente realizables en corto tiempo, sobre todo si se piensa que en muchas ocasiones se necesita

³ (Gracia, Capítulo 18: Sedimentación en embalses, 1997)

de un trabajo de reeducación de los usuarios, además de un apoyo inicial importante, que normalmente es costoso y que requiere de tiempo para revertir los beneficios sobre los usuarios.

Sólo se concluye que, de ser posible, se recomienda para control de suelos, pero se reconoce la existencia de problemas en la práctica que limitan esta solución, por lo cual en los siguientes incisos se presentan otras posibles soluciones.

1.4.2. Soluciones de diseño

Es importante mencionar que las soluciones a nivel de diseño, no se refieren únicamente a los nuevos proyectos, ya que aún en los casos de embalse en operación, es posible revisar y rediseñar algunos aspectos que contribuyan a evitar el problema de sedimentación. Las principales sugerencias son las siguientes:

- Selección adecuada del sitio para ubicar al embalse
- Determinar adecuadamente la capacidad reservada para azolves
- Reducir la capacidad de retención del azolve
- Intercepción del sedimento antes del embalse

1.4.3. Soluciones directas

Las soluciones directas pueden ser aquellas en las que se hace una remoción de sedimento depositado dentro del vaso, éste es el caso del dragado, el lavado y el uso de chiflones de alta velocidad.

Dragado

Este procedimiento es muy costoso, sin embargo, el continuo incremento de la demanda de agua y el decremento de sitios para ubicar nuevos embalse, probablemente harán que este tipo de soluciones deje de ser antieconómico. En el embalse Rand Maines (Sudáfrica) se ha llegado a dragar $6.9 \times 10^4 \text{ m}^3$ usando draga tipo almeja y en la Lake Roslyn (Oregon, EEUU), se ha dragado con métodos similares hasta $7.6 \times 10^5 \text{ m}^3$ de arena volcánica.

Lavado (*Flushing*)

Este procedimiento consiste en arrastrar el material depositado en el embalse, haciendo descender el nivel del agua hasta vaciarlo. Con ello se produce arrastre del material debido a la fuerza tractiva del agua.

Este procedimiento, que ha mostrado ser eficiente en muchos casos, implica necesariamente que el vaso no sea grande, que exista una toma profunda de gran

capacidad y que sea posible el "desperdicio" de una cantidad importante de agua para efectuar el lavado.

1.5. El método de *flushing*

El método de *flushing* es una técnica en la cual las velocidades del agua en el embalse son incrementadas de modo que el sedimento depositado sea movilizado y transportado a través de descargas de fondo en la presa. El transportar sedimento a través del embalse ha sido exitosamente practicado y ha demostrado ser de bajo costo en muchos casos. Sin embargo, la gran cantidad de agua descargada durante el *flushing* puede afectar al embalse.

Existen dos enfoques en cuanto al *flushing* se refiere; el vaciado completo y el vaciado parcial. En un vaciado completo el embalse es vaciado en época de estiaje, resultando en la creación de condiciones similares a río natural en el embalse. Las descargas de fondo para el *flushing* son diseñadas con elevaciones cercanas al lecho del río original con suficiente capacidad hidráulica para lograr el vaciado completo. En algunos embalses para irrigación en China, éstos son vaciados para el *flushing* durante la primera parte de la época de lluvias, pasando volúmenes de agua a comienzos de la temporada a través del embalse si impedimento significativo. El embalse vuelve a ser llenado durante la última parte de la época de lluvias.

El *flushing* es más efectivo en embalses de almacenamiento, cuando las descargas de fondo son puestas cerca del nivel del río y el embalse es completamente vaciado. Sin embargo, hay limitantes que pueden limitar tanto la cantidad de vaciado permitida o la elevación invertida de dichas descargas, requiriendo que el *flushing* sea llevado a cabo solamente con un vaciado parcial. El *flushing* con vaciado parcial puede ser usado para liberar más capacidad útil en el embalse y localizar los sedimentos en una posición más favorable para un vaciado completo a futuro.

No todos los embalses del mundo pueden ser candidatos el método de *flushing*, esto debido a la nula disponibilidad de agua para el mismo, parámetros geométricos como una pendiente en el lecho del río plana, y una altura mayor de la presa. El *flushing* también causa que los sedimentos sean expulsados del embalse con una concentración mucho mayor que la que tendrían en un sistema fluvial natural lo que puede crear impactos ambientales inaceptables agua abajo de la presa, sin embargo, estos impactos son menos severos que los comparados con no llevar a cabo el *flushing*.



Figura 5. Presa Xiao Lang Di, China durante una ejecución del flushing. (www.crviewer.com)

Esta técnica no es ampliamente practicada ya que puede tener algunas desventajas como lo son:

- Usualmente es más efectivo en presas con embalses estrechos o angostos.
- Requiere o involucra grandes volúmenes de aguas pasando a través de la presa
- Requiere que el embalse de la presa sea vaciado.

El método de *flushing* ha probado ser altamente efectivo en algunos sitios como el embalse en Mosul, Iraq (Al Taiee, 2007), Santo Domingo, Venezuela y Gebidem, Suiza (Atkinson, 1996) por mencionar algunos.

Los factores influyentes en el *flushing* son:

- Forma del embalse (mejores resultados y mayor eficiencia cuando se trata de embalses largos y angostos).
- Volumen del embalse (entre más pequeño el embalse en comparación con el volumen anual de agua, mejores los resultados)
- Condiciones hidráulicas (mejores resultados mediante la inducción de condiciones fluviales en el embalse)
- Previsibilidad y magnitud del flujo anual
- Movilidad de los sedimentos en el embalse

1.6. Casos de exitosos de aplicación del *flushing*⁴

A pesar de que el *flushing* ha probado ser altamente efectivo en algunos embalses. Por ejemplo, en el embalse Mangahao en Nueva Zelanda el 59% de la capacidad de almacenamiento de operación se había perdido para 1958, 34 años después de que el embalse fue puesto en operación. En el embalse se llevó a cabo el *flushing* en 1969, cuando 75% del sedimento acumulado fue removido en un mes.

El vaciado es la disminución de los niveles de agua en el embalse. Vaciar un embalse por unas semanas o meses durante la época de lluvias también es una forma de *flushing*, aunque el propósito principal del vaciado es pasar las cargas altas de sedimento llevadas por el flujo de agua a través del embalse. En la literatura esta práctica es comúnmente llamada *sluicing* (desagüe o regado). El *sluicing* es considerado usualmente como una forma distinta del *flushing*.

Un número determinado de intentos de *flushing* han sido reportados en la literatura, pero solo algunos se han considerado como exitosos. La tabla 5 muestra algunos embalses donde el mantenimiento de volúmenes de almacenamiento en exceso es cerca del 50% de su capacidad original, y fueron exitosos para el método de *flushing*.

Tabla 5. Embalses exitosos para el *flushing* (Atkinson 1996)

Embalse	País
Baira	India
Gebidem	Suiza
Gmund	Austria
Hengshan	China
Honglingjin	China
Mangahao	Nueva Zelanda
Naodehai	China
Palagneda	Suiza
Santo Domingo	Venezuela
Xiao Lang Di	China

Adicionalmente, el programa desarrollado por el Banco Mundial ha brindado un importante apoyo a la determinación de la factibilidad del *flushing*, algunas presas en las que tanto el *flushing* como el programa del Banco Mundial se han implementado y han sido exitosos son:

⁴ (Palmieri, Shah, Annandale, & Dinar, Reservoir Conservation: Vol 1, 2003)

Presa Gebidem, Suiza

Gebidem es un embalse hidrológicamente pequeño, con una relación capacidad/afluencia de 2.1%. Los afluentes de sedimento son altos debido a la actividad glaciaria y tamaños de rocas de hasta 100 mm, así como el potencial para reducir la capacidad original a más del 4% anual debido a la sedimentación. Al embalse se le ha aplicado el *flushing* durante la época de lluvias, resultando que virtualmente toda la capacidad del embalse es preservada. Esto se atribuye a una geometría tipo barranco o cañón de la cuenca y la pendiente escarpada del valle. Sin embargo, se ha encontrado acrecentamiento del sedimento depositado aguas abajo donde la pendiente del valle se reduce, lo cual se esperaba superar al aumentar las descargas del *flushing*.



Figura 6. Imagen de la presa Gebidem, Suiza (www.structurae.net)

Presa Baira, India

El embalse Baira es hidrológicamente muy pequeño con una capacidad del orden del 0.1% de la escorrentía anual de la cuenca. En los primeros 18 años de operación, casi 20% de la capacidad original de operación se perdió debido a la sedimentación, representando una carga de sedimentos de al menos el doble de la asumida durante el diseño. La obra de desvío originalmente usada durante el período de construcción fue adecuada con compuertas para facilitar el empleo del *flushing*, y modelos previos sugirieron que dicha modificación sería capaz de remover virtualmente el sedimento depositado. El primer *flushing* fue exitoso, removiendo cerca del 80% del sedimento depositado en 40 horas y al parecer una operación anual de *flushing* sería efectiva para mantener una gran proporción de la capacidad del embalse, aproximadamente el 85%.

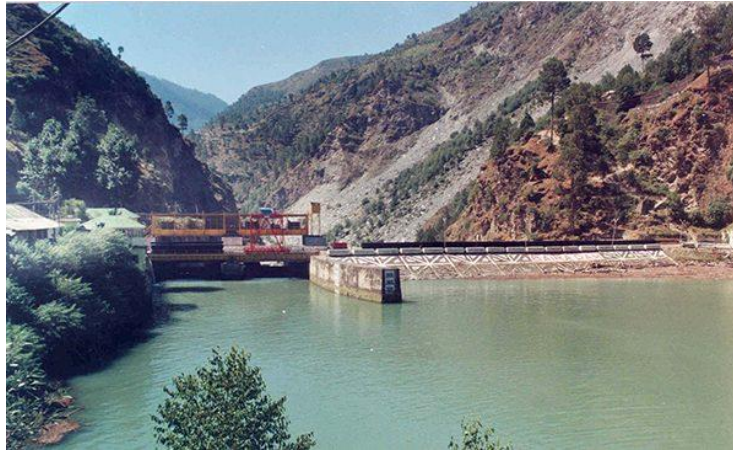


Figura 7. Imagen de la hidroeléctrica Baira, India (www.hydroworld.com)

Presas Ichari, India

La presa Ichari es un embalse hidrológicamente muy pequeño, con una capacidad de solamente el 0.2% de la media anual de agua. La carga anual de sedimento tan variable tiene el potencial de reemplazar cerca del 20% de la capacidad de almacenamiento original al año. Esto fue confirmado en el primer año de operación, cuando la capacidad de almacenamiento fue reducida 23%, incrementando a una pérdida total de capacidad del 60% después de seis años. Los tamaños de partícula del sedimento van desde finos hasta empedrados y han dañado severamente el vertedor de la presa.

Aunque la presa tiene facilidades para la expulsión de sedimento grueso mediante la obra de toma de la hidroeléctrica, no existen descargas de fondo para aplicar el *flushing* y remover el sedimento del embalse. Se ha llevado a cabo el *flushing* mediante las compuertas del vertedor desde 1976 y se ha mantenido un equilibrio aproximado desde 1980. La capacidad activa a largo plazo es probable que alcance un 35% del original



Figura 8. Imagen de la presa Ichari, India (www.worldbank.org)

Presa Unazuki, Japón

La presa multipropósitos Unazuki fue terminada en junio del 2000 en el río Kurobe, el cual tiene altas concentraciones de sedimentos. El embalse es hidrológicamente pequeño, con una relación capacidad/afluente del 3%. Las entradas de sedimento son del alrededor de los 2 Mt (mega toneladas) por años y la media anual de agua es de alrededor de los 700 Mm³. La presa está adecuada con dos descargas de fondo para el *flushing*. El *flushing* fue llevado a cabo en junio y julio de 2002 con resultados exitosos, para asegurar capacidad por control de inundaciones.



Figura 9. Imagen de la presa Unazuki (www.info-toyama.com)

Presa Sakuma, Japón

La presa Sakuma es un complejo hidroeléctrico que fue terminado en 1956 en la cuenca alta del río Tenryu. El embalse es hidrológicamente pequeño, la capacidad original rondaba el 6% del flujo medio anual de agua. Las entradas de sedimento son de alrededor de 1.6 Mt por año mientras que la media anual de agua es de aproximadamente 5,000 Mm³. La presa está adecuada con descargas de fondo para el *flushing*. Cerca del 35% de la capacidad del embalse se perdió debido a la sedimentación para el año 2000. Una combinación de *flushing*, dragado e hidro succión se emplea actualmente para la gestión de sedimento en Sakuma.



Figura 10. Imagen de la presa Sakuma, Japón (www.structurae.com)

Presa Sefi-Rud, Irán

Este embalse es hidrológicamente más grande que otros en los sitios cercanos, con una relación capacidad/afluente del 35%. La sedimentación fue un problema serio durante los primeros 17 años de operación, reduciendo la capacidad del embalse a una media anual del 2.1% con una pérdida total de capacidad del 63% para 1982-1983. Las medidas tomadas como el *flushing* se han implementado desde ese entonces para remover el sedimento depositado del embalse, primero vaciando el embalse de octubre a febrero para crear condiciones similares a las del río natural, y después volviéndolo a llenar a tiempo para el inicio de la irrigación en mayo.

La erosión lateral, la tubería y el uso de un canal de desvío longitudinal han ayudado a la recuperación y mantenimiento de la capacidad de almacenamiento del embalse. Se prevé que al crear un nuevo canal de desvío cada año, un 90% de la capacidad de almacenamiento a largo plazo podría alcanzarse, comparado con el 75% solamente del *flushing*.



Figura 11. Imagen de la presa Sefi_Rud, Irán (www.waterpowermagazine.com)

2. CONCEPTOS DE HIDRÁULICA FLUVIAL

Como rama de la hidráulica, la fluvial estudia las interacciones entre flujos de agua y sedimentos, por ello es necesario conocer las propiedades del agua, las de los sedimentos y la manera como estos se originan.

2.1. Procesos fluviales

La morfología de ríos estudia la estructura y forma de los ríos, incluyendo la configuración del cauce en planta, las características del perfil a lo largo del cauce, la geometría de las secciones transversales y forma del fondo.

El proceso de formación de los cauces es parte de un ciclo geomorfológico accionado permanentemente por las características del entorno (geología, geotecnia, suelos, hidráulica, hidrología, capacidad de transporte, antrópico, etc.), que a su vez condicionan la dinámica de la corriente haciendo que los cauces tomen formas que son la respuesta a las leyes físicas que gobiernan la mecánica del transporte de agua y sedimentos. En consecuencia, el río es un sistema altamente inestable que permanentemente sedimenta y erosiona algunas zonas del lecho y las orillas.

La mecánica del proceso fluvial comprende el balance de la energía potencial del sistema fluvial donde la energía del flujo de agua (fuerza impulsora) es equilibrada por la capacidad del sistema de consumir esta energía (fuerza de resistencia). Este balance o equilibrio dinámico es una función de la pendiente del río, de la rugosidad del material que conforma el cauce (sedimentos), velocidad de flujo, clima y cambios en el ancho y profundidad de la sección de canal. Estos factores son obtenidos a partir de observaciones y mediciones de campo y de una buena comprensión de la historia del sistema fluvial.

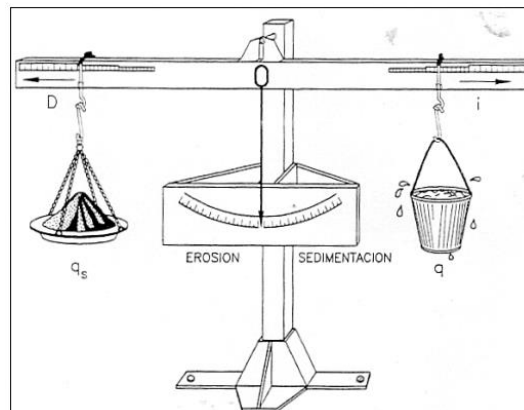


Figura 12. Esquema de balance de energía en un río según Lane (1955).

Una representación ampliamente aceptada del concepto de equilibrio es la balanza de Lane, relación que ilustra los cambios en un sistema que dependen de cuatro factores principales en la ecuación:

$$Q_s D_{50} \propto Q_w S \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

- Q_s Material del lecho del río.
- D_{50} Tamaño medio de partícula del material del lecho del río.
- Q_w Descarga dominante.
- S Pendiente del cauce.

Mediante esta relación, el sistema está en equilibrio si el sedimento es transportado dentro y fuera del tramo.

Las formas de los cursos del agua son muy variadas y son el resultado de la interacción de muchas variables (gasto, ancho, profundidad, velocidad, pendiente, sedimento transportado). Cambios pequeños en una variable llegan a afectar el cauce con consecuencias para el entorno. Es necesario hacer notar que muchas veces, en los factores anteriores, son más importantes sus interrelaciones, que la influencia de cada uno por separado.

El sistema fluvial que asocia las pendientes (altas, moderadas y suaves) y a los procesos de producción, transporte y deposición de sedimentos respectivamente fue presentada por Schumm (1977). Las variaciones en el perfil, en general van asociados a cambios en la geometría en planta y en la sección transversal.

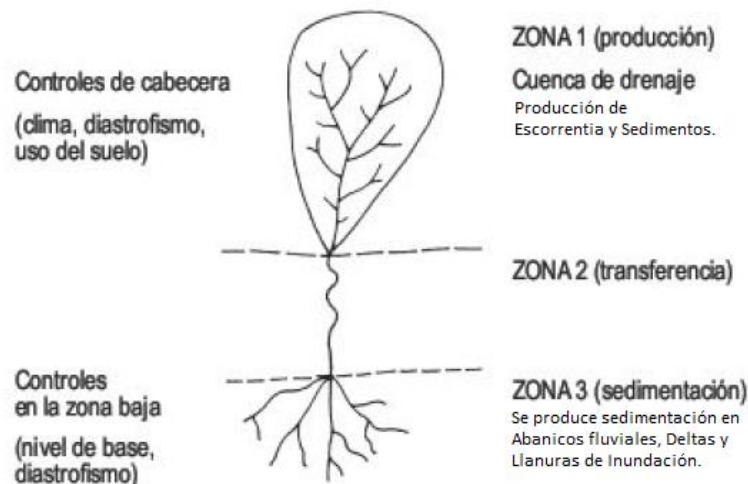


Figura 13. Sistema fluvial en tres zonas (Schumm 1977)

2.2. Clasificación de los ríos

Los ríos pueden clasificarse de diferentes maneras, dependiendo de su tamaño, de su morfología y características de los sedimentos. De acuerdo a su magnitud los ríos pueden ser torrentes, riachuelos, arroyos y ríos (pequeños, medianos y grandes). Aquellos ríos cuyo flujo produce erosión y transportan parte de este material, son conocidos como ríos aluviales.

Por su edad, los ríos pueden clasificarse en:

- Estado de juventud. - Son aquellos que están en zonas de montaña, con pendientes altas y presentan erosión del fondo. Cuentan con numerosos tributarios cortos y rectos.
- Estado de madurez. - Son aquellos que se presentan en valles amplios y tiene pendientes relativamente bajas. La erosión de las márgenes ha reemplazado a la erosión del fondo, son estables, y tienen un drenaje bien integrado.
- Estado de vejez. - Son aquellos que se localizan en valles amplios y planicies cuyo ancho es 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros. Tienen pendientes muy bajas, y no tienen rápidas o caídas, pero cerca de ellos puede haber lagos con forma de herradura (restos de meandros abandonados)

Por su estabilidad pueden clasificarse en:

- Estabilidad estática. - Es aquel cauce en el que la corriente es capaz de arrastrar sedimentos en el fondo, pero no puede mover y arrastrar las partículas o los elementos de las orillas.
- Estabilidad dinámica. - Son aquellos en los que las variaciones de la corriente, los materiales de fondo y de las orillas y de los sedimentos transportados han formado una pendiente y una sección que no cambian apreciablemente año con año.
- Estabilidad morfológica. - Este grado de estabilidad es el concepto más amplio, es decir, en cualquier cauce natural, la pendiente de un tramo cualquiera, el ancho y el tirante de su sección transversal, así como el número de brazos en que se divide el cauce, dependen del gasto líquido que escurre anualmente y de su distribución, de las características físicas de los materiales que forman el fondo y orillas, y de la calidad y cantidad del sedimento, que es transportado; éste llega al tramo, tanto procedente de aguas arriba como de aportaciones laterales.

Por su tipo de cauce, de acuerdo a una clasificación de un río propuesta por Lojtin, en función de la relación entre el diámetro de la partícula de fondo en metros y la pendiente hidráulica (D_{50}/S) y el número de Froude (Fr):

Tabla 6. Clasificación según el tipo de cauce (García y Maza, 1997)

Tipo de cauce	D/S	Fr
Alta montaña	> 10	> 1
Montaña	> 7	0.7 a 1.0
Faldas de montaña	> 6	0.045 a 0.7
Intermedio	> 5	0.2 a 0.45
Planicie (río caudaloso)	> 2	0.14 a 0.44
Planicie (río poco caudaloso)	> 1	0.44 a 0.55

Por su patrón de alineamiento, el cual está íntimamente relacionado con los procesos de erosión de transporte de sedimentos y por ende con la estabilidad lateral de la misma, los ríos se clasifican como:

- **Rectos.** - Son canales rectos con un valor de sinuosidad menor de 1.5 en un cauce único; rara vez se presentan en la naturaleza, y sólo se observan en tramos relativamente cortos, excepto cuando discurren por una falla geológica.
- **Trenzados.** - Cauces formados por material no cohesivo que presentan múltiples canales de flujo separados por barras transversales debido a una gran carga de sedimentos.
- **Meándricos o serpenteados.** - Canales con presencia fuerte de curvas de sentido contrario conectadas por tramos rectos, que forman pozos en la parte externa de las curvas y zonas de cruce localizadas entre éstas. El cauce está conformado por un único canal de flujo; las pendientes del canal son más bajas que en los ríos trezados y la carga de sedimentos está compuesta de material fino.

Por el material que compone su cauce, los ríos pueden clasificarse en tres tipos diferentes:

- **Cohesivos.** - Son cauces alojados en materiales predominantemente arcillosos y limosos.
- **Aluviales.** - Son cauces formados por partículas de material suelto que se clasifican a su vez, según el predominio del material grueso, en boleto y cantos rodados si $D_m > 64$ mm, en grava y arena si $64 > D_m > 2$ mm y en arenoso si $2 > D_m > 0.062$ mm, en donde D_m es el diámetro medio de las partículas.
- **Roca.** - Son canales en lechos de roca definidos como aquellos en los cuales más del 50% de su frontera presenta la roca expuesta o está cubierto por revestimiento aluvial, el cual es ampliamente movilizado durante las crecientes, tal que la geometría en roca subyacente influencia fuertemente el flujo y el transporte de sedimentos. Los procesos de erosión en los lechos rocosos se deben a fenómenos de corrosión, cavitación y a las fuerzas hidrodinámicas y generalmente se manifiestan en el largo plazo.

- Acorazados. - Son aquellos cauces donde debido a lo extendido de la granulometría, puede ocurrir el arrastre de las partículas más finas, lo que permite la formación de una capa protectora o coraza de material grueso en su superficie, que mantiene debajo de ella toda la granulometría original incluyendo los granos más finos.
- De material bien graduado o con granulometría extendida. - Son aquellos cauces en que la desviación estándar de los diámetros es mayor que 3. Entran en esta clasificación los sedimentos del fondo compuestos por una gran variedad de tamaños.

Según los grados de libertad, los ríos pueden clasificarse en:

- Ríos con un grado de libertad. - Cuando al variar el gasto en un cauce o canal solo varía la profundidad del agua, se dice que existe un grado de libertad. Esto ocurre si el fondo, las paredes y la pendiente no cambian al variar el gasto; por ejemplo, un canal revestido. Cuando se tiene un grado de libertad no existe transporte de sedimentos.
- Ríos con dos grados de libertad. - Cuando sólo pueden variar la profundidad del agua y la pendiente se dice que el cauce tiene dos grados de libertad. Esto puede ocurrir cuando las márgenes son muy resistentes pero el fondo no.
- Ríos con tres grados de libertad. - Si además del tirante y la pendiente, también pueden alterarse las márgenes y ajustarse al ancho, se dice que el cauce tiene tres grados de libertad.

Finalmente, las corrientes se pueden clasificar según su comportamiento en:

- Torrentes. - Son cursos de agua en zonas de montaña, con pendiente longitudinal > 5%, piedras, cantos rodados, grava y arena, predomina el transporte de fondo, respuesta rápida a las lluvias, crecientes violentas y de corta duración.
- Ríos torrenciales. - Suelen presentarse en las zonas de piedemonte, donde los torrentes depositan sus sedimentos, se suaviza la pendiente y comienzan a aparecer las características fluviales.
- Ríos. - Son caudales importantes, variaciones lentas de caudal cuyas pendientes longitudinales generalmente son menores al 1%, tienen lechos de arena, limo y arcilla, predomina el transporte en suspensión. Las crecientes se forman lentamente y son de larga duración (días o meses)

2.2. Sedimentos

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua.

Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos: el del fondo y de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que forma el fondo o álveo del cauce y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. Éste último está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material; por lo tanto, si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material de fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así, dos ríos semejantes con igual material en el fondo, pero uno con cuenca protegida o forestada y otro con cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

Es importante mencionar que entre ambos tipos de materiales (fondo y lavado) cuando los diámetros de partículas no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, de tal manera que el transporte de lavado es el formado por todas las partículas menores que ese diámetro.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo, como su nombre lo indica, se encuentra justo arriba del lecho de un cauce. Einstein, quien introdujo este concepto, les asignó un espesor igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. Por tanto, en una condición real hay tantas capas de fondo como partículas de diferente tamaño se tengan en el fondo.

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen. Si se expresa en peso se designa con la letra " g_x " cuyas unidades serán $\text{kg}/(\text{s m})$ y si se expresa en volumen, se designa con la letra " q_x " y sus unidades son $\text{m}^3 / (\text{s m})$. Es muy importante tener en mente que el volumen q_x obtenido con las fórmulas de transporte es el ocupado por las partículas sólidas sin dejar huecos entre ellas. Por tanto, la relación entre g_x y q_x está dada por la ecuación:

$$g_x = \gamma_s q_x \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde el subíndice "x" depende del tipo de transporte.

El volumen real V_x que ocuparía el material transportado, si llegara a depositarse, se obtiene de la relación:

$$V_x = \frac{q_x b \Delta t}{(1 - n)} = \frac{g_x b \Delta t}{(1 - n)} = \frac{Q_x b \Delta t}{(1 - n)} = \frac{G_x b \Delta t}{\gamma_s (1 - n)} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

q_x, g_x Transporte unitario de sedimentos expresado en volumen ($\text{m}^3 / (\text{s m})$) o en peso ($\text{kgf} / (\text{s m})$), respectivamente.

Q_x, G_x Transporte de sedimentos que pasa por la sección completa de un cauce expresado en volumen (m^3/s) o en peso (kgf/s), respectivamente.

γ_s Peso específico de las partículas y del agua respectivamente, en kgf/m^3 .

Δt Intervalo de tiempo.

V_x Volumen real ocupado por los sedimentos que pasan por una sección, en el lapso Δt , una vez que ellos se han depositado.

n Porosidad del material depositado.

b Ancho del fondo del cauce.

Conviene recordar que la relación de vacíos e se relaciona con la porosidad n mediante las relaciones:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Por lo que, si se conoce la relación de vacíos, la ecuación de V_x se escribe como:

$$V_x = q_x b \Delta t (1 - e) = \frac{g_x b \Delta t}{\gamma_s} (1 - e) = Q_x b \Delta t (1 - e) = \frac{G_x b \Delta t}{\gamma_s} (1 - e) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Como en ocasiones se trabaja con el peso sumergido de las partículas, el transporte unitario de partículas expresado en peso sumergido se designa como g'_x . Sus relaciones con g_x y q_x son:

$$g'_x = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} g_x = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} g_x = \frac{S_s - 1}{S_s} g_x \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$g'_x = (\gamma_s - \gamma) q_x = (\rho_s - \rho) g q_x \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

γ_s, γ Peso específico de las partículas y del agua respectivamente, en kgf/m^3 o N/m^3 . El peso específico del agua se obtiene en función de la temperatura.

ρ_s, ρ Densidad de las partículas y del agua respectivamente, en kgf/m^3 . La densidad del agua se obtiene en función de la temperatura del agua.

g Aceleración debida a la gravedad, en m/s^2

S_s Densidad relativa de las partículas, adimensional.

Para facilitar el cálculo del transporte de sedimentos, hay que comprender claramente los datos que se requieren para su cuantificación y agrupar convenientemente los criterios y fórmulas de transporte, se propone distinguir las siguientes seis clases de transporte (tabla 7).

Tabla 7. Notación de las distintas formas de transporte

Forma de transporte	Notación			
	$\text{Kgf}/(\text{sm})$	Kgf/s	$\text{m}^3/(\text{sm})$	m^3/s
Arrastre en la capa de fondo	g_b	G_B	q_B	Q_B
Transporte de fondo en suspensión	g_{bs}	G_{BS}	q_{BS}	Q_{BS}
Transporte de fondo	g_{bt}	G_{Br}	q_B	Q_{BT}
Transporte de lavado	g_l	G_L	q_L	Q_L
Transporte en suspensión	g_s	G_S	q_s	Q_s
Transporte total	g_t	G_T	q_T	Q_T

Todos estos materiales, después de cierto acarreo, finalmente son depositados a lo largo de los propios cauces, en lagos o lagunas, en el mar y en las partes bajas de la cuenca, principalmente en la planicie, lo que da origen a la formación de ésta y a su levantamiento. El sedimento que se deposita en un gran cuerpo de agua recibe de ésta su estructura y carácter finales.

2.3. Transporte de fondo

Cuando el esfuerzo de corte promedio en el fondo excede la fuerza tractiva crítica para el material, estadísticamente las partículas del fondo empiezan a moverse en la dirección del flujo. Las partículas se mueven de diferentes formas dependiendo de las condiciones del flujo, tamaño y peso específico de las partículas. Una forma de movimiento de las partículas es por rodamiento o deslizamiento a lo largo del fondo del río. Tal tipo de movimiento es generalmente discontinuo; la partícula puede deslizarse o rodar por algún tiempo y quedar estacionario por otro tiempo y nuevamente empezar el movimiento por algún otro tiempo.

El transporte de fondo, entonces, está formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. Por lo tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte de fondo en suspensión.

2.4. Transporte de lavado

Está formado por el material muy fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia, o bien, proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores que 0.062 mm, se consideran material de lavado.

El transporte de lavado depende de la cantidad de partículas finas que la cuenca aporta al río bajo la acción de una lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material del fondo.

2.5. Transporte en suspensión

Es ampliamente conocido que la turbulencia del flujo es la responsable por la suspensión de las partículas en un curso de agua. Las partículas en suspensión están sujetas a la acción de la componente vertical de la velocidad turbulenta hacia arriba y hacia abajo y a la acción de la gravedad que causa la sedimentación de las partículas que tienen mayor peso específico que el agua.

Si consideramos, en un primer momento, que la concentración del material en suspensión es constante a lo largo de la vertical y que el flujo de agua hacia arriba y hacia abajo son iguales; una mayor cantidad de sedimentos serán transportados hacia abajo que hacia arriba debido a que la sedimentación ayuda al flujo de sedimentos hacia abajo. Por lo tanto, se ha creado un gradiente de concentraciones debido al transporte de sedimentos y estos entrarán eventualmente en equilibrio. Bajo condiciones de equilibrio se puede establecer la ecuación de difusión:

$$wC + \varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} = 0 \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde:

wC Transporte de sedimentos neto hacia abajo.

$\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y}$ Transporte de sedimentos neto hacia arriba

El transporte en suspensión es entonces, aquél que está formado por la totalidad de partículas que son transportadas en suspensión.

2.6. Transporte total

Está formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado.

La mayoría de los primeros métodos desarrollados para cuantificar el transporte de sedimentos, pretenden obtener el material que es arrastrado en la capa del fondo; sin embargo, las pruebas efectuadas fueron hechas en canales de laboratorio y en ellos, el arrastre se conocía al cuantificar todas las partículas que eran transportadas y llegaban al final del canal. Cuando las velocidades del flujo eran altas, algunas partículas eran transportadas en suspensión, por lo que el transporte obtenido era el total del fondo y no únicamente el arrastre en la capa de fondo.

En 1950, Einstein introdujo el concepto de "capa de fondo" y separó el arrastre en la capa de fondo del transporte en suspensión; sin embargo, él tomó en cuenta resultados de otros autores en que se había cuantificado la suma de los dos arrastres y no únicamente el arrastre en la capa de fondo. Ese concepto es confuso y poco útil cuando se tiene un material bien graduado en el fondo, ya que la capa de fondo es igual a dos veces el diámetro de cada partícula considerada, lo cual puede dar un valor, por ejemplo, de 10 cm para una partícula grande mientras que, para las arenas finas, dentro de la misma muestra, el espesor de su capa sería de sólo una fracción de milímetro.

Por lo expuesto, otros autores han estudiado el espesor de esa capa, dentro de la cual ocurren pequeños saltos de las partículas y han obtenido la altura y longitud de esos saltos.

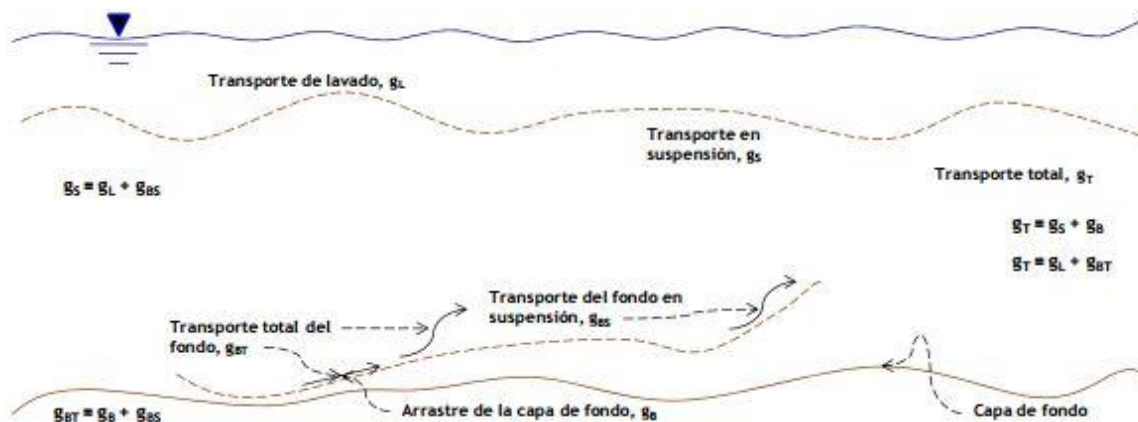


Figura 14. Esquema de los diferentes tipos de arrastres de sedimentos (García & Maza, 1996)

3. GENERALIDADES DE LA PROBLEMÁTICA

3.1. Características fisiográficas de la cuenca

La cuenca "El Tule", hasta el sitio de la presa en estudio, está localizada en la parte alta del río Cutzamala y tiene un área de 548.86 km², lo que representa el 2.5% de la superficie del Estado de México. Asimismo, se ubica en la región hidrológica 18 "Río Balsas", y pertenece a la cuenca del río Cutzamala.



Figura 15. Ubicación de la cuenca (coordenadas UTM)

Su corriente principal es el río Temascaltepec, el cual nace desde el Nevado de Toluca y a lo largo de su trayectoria se le suman varias corrientes, entre las que destacan: el arroyo Cruz de Palo y el arroyo El Chilero.

La cuenca limita al norte con los municipios de Valle de Bravo y Amanalco, al sur con los municipios de Texcatitlán y Coatepec de Harinas, al oeste con el municipio de Tejupilco y al este con el municipio de Zinacantepec. Abarca en su gran mayoría al municipio de Temascaltepec y San Simón de Guerrero.

En la figura 16 se muestra la cuenca de aportación de esta presa cuya superficie es de 548.86 km², la cual se delimitó empleando el Modelo Digital de Elevaciones descargado de la página de INEGI ayudado del Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas (SIATL) también de INEGI.

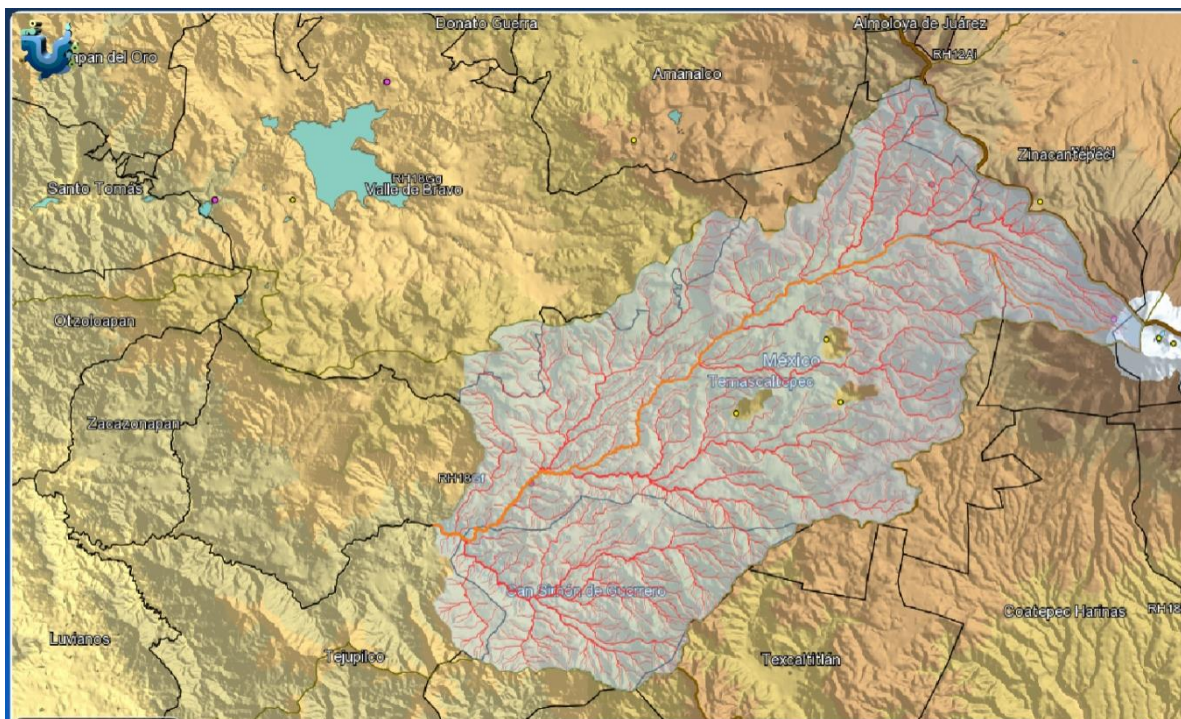


Figura 16. Cuenca de aportación de la presa en estudio. (IINGEN, UNAM 2017)

3.1.1. Cauce principal

La longitud del cauce principal de esta cuenca es de 50.32 km con una pendiente media de 4.90%, una elevación máxima de 3,990 msnm y una elevación mínima de 1523 msnm. El tiempo de concentración se calculó aplicando la fórmula de Kirpich, la cual se muestra a continuación:

$$t_c = 0.0195 \left[\frac{L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

- t_c Tiempo de concentración, en minutos.
- L Longitud del cauce principal, metros.
- H Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal.

Al sustituir valores en la ecuación 3.1, se obtiene:

$$t_c = 0.0195 \left[\frac{50320}{3990 - 1523} \right]^{0.385}$$
$$\therefore t_c = 258.26 \text{ min}$$

En la figura 17 se muestra el perfil de elevaciones del cauce principal de la cuenca de aportación, el cual, como ya se mencionó tiene una longitud de 50.32 km.

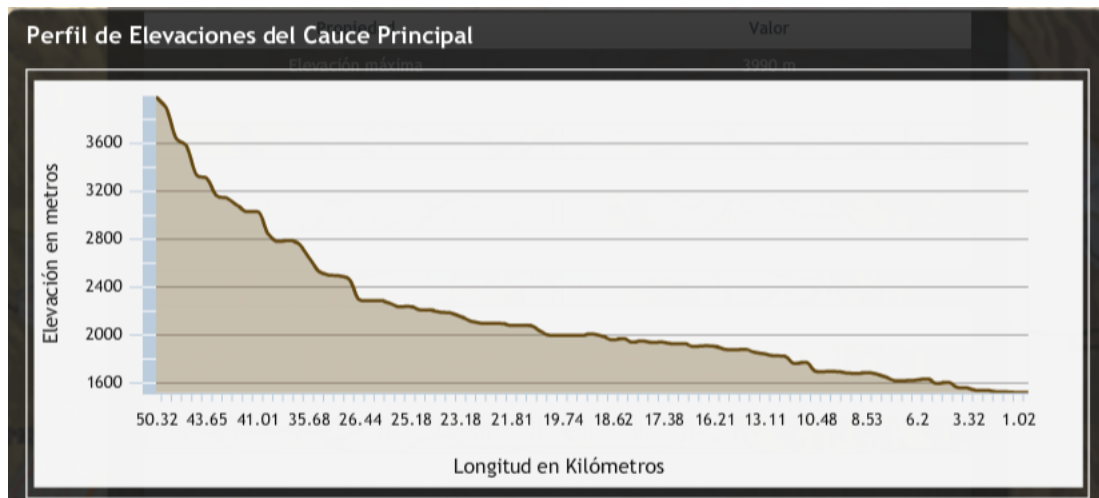


Figura 17. Perfil del cauce principal de la cuenca del río Temascaltepec

3.1.2. Clima

De acuerdo con la clasificación de los tipos de clima, según Koppen, en la cuenca predomina el clima C (w2) templado subhúmedo, con el 50% del área total de la cuenca, seguido por los AC (w2) semicálido subhúmedo y C' (w2) semifrío subhúmedo con el 26% y el 23% respectivamente, mientras el clima menos predominante es el E (T) CHw frío, el cual prevalece en elevaciones mayores a 4,400 msnm, como es el caso del nevado de Toluca.

En la Tabla 8 se describen algunas de las características de estos climas, y en la Figura 4 se muestra la distribución de climas en la cuenca.

Tabla 8. Climas en la cuenca

Tipo	Descripción	Temperatura media anual	Precipitación
C (w2)	Templado subhúmedo	12°C a 18°C	En el mes más seco, menor de 40 mm; lluvias de veranos con índice P/T mayor de 55, y porcentaje de lluvia invernal del 5 al 10.2% del total anual
AC (w2)	Semicálido subhúmedo	Mayor a 18°C	En el mes más seco, menor a 40 mm; lluvia de verano con índice P/T, mayor de 55, y porcentaje de lluvia invernal del 5% al 10.2% del total anual.
Cb'(w2)	Semifrío subhúmedo	5°C a 12°C	En el mes más seco, menor de 40 mm; lluvias de verano y porcentaje de lluvia invernal del 5 al 10.2% del total anual.
E (T) CHw	Frío	-2°C a 5°C	Lluvias en verano.

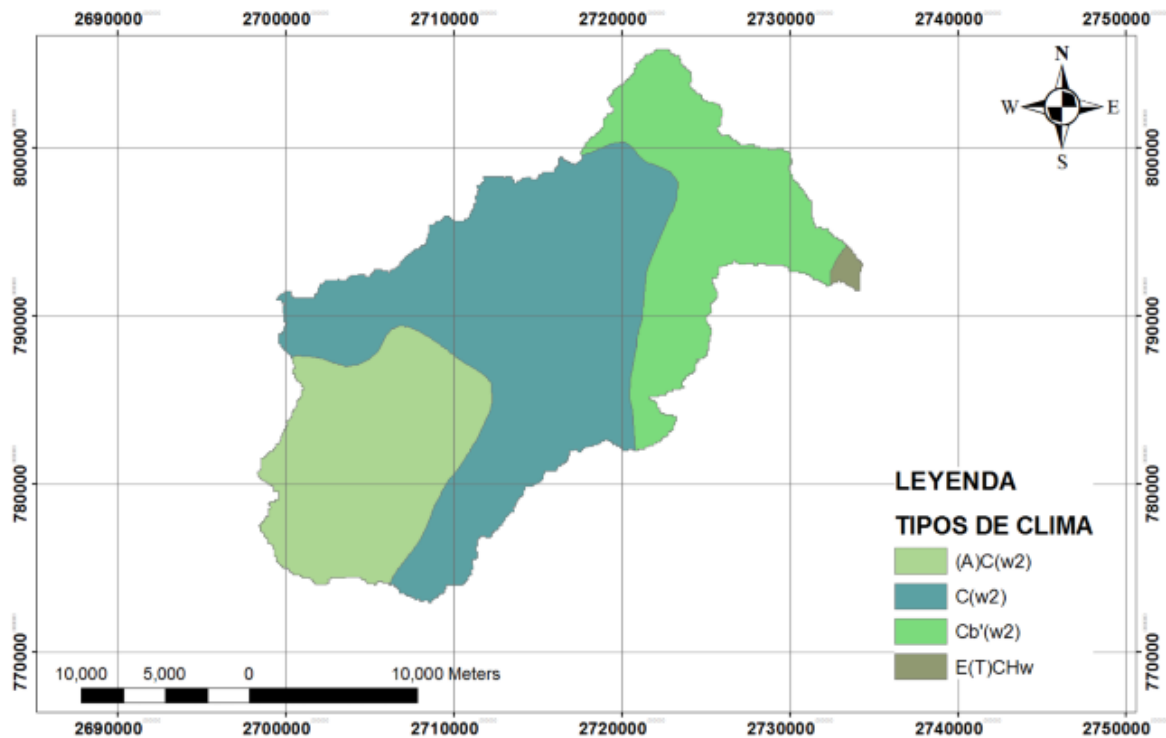


Figura 18. Distribución de climas en la cuenca del río Temascaltepec (IINGEN, UNAM 2017)

3.2. Esgurrimientos

3.2.1. Hidrografía.

La red hidrográfica de la cuenca está conformada por diversos escurrimientos. El río principal es el Temascaltepec, que se alimenta de varios afluentes en el lado occidental del Nevado de Toluca, y por el flanco sur de la Sierra La Gavia. Uno de los afluentes es el arroyo La Comunidad, el cual al cruzar Las Carboneras toma el nombre de Temascaltepec, a 25 kilómetros de su origen; 5 kilómetros aguas abajo, la corriente cruza por el poblado que ahora da nombre, y en esa cañada recibe al arroyo Colorado-Paso Ancho.

Después, el río escurre en la parte de peñasco de la sierra San Pedro Tenayac. En el kilómetro 53 recibe por su margen derecha afluentes perenes que bajan de la mesa del Marquesado. El río Temascaltepec termina con ese nombre en el kilómetro 75, al fondo de una barranca profunda, donde se une al río Tilostoc, que baja de la zona de las presas de Colorines y Valle de Bravo. A partir de esa confluencia, la corriente se llama Pugarancho, afluente del Tuzantla-Cutzamala, y éste último del Balsas.

Los volúmenes de agua utilizados en la cuenca, se muestran en la Tabla 9, de acuerdo con la base de datos del REPDA (Registro Público de Derechos del Agua), con fecha de corte al 31 de marzo de 2014, disponible en su portal de internet

Tabla 9. Volúmenes de agua utilizados en la cuenca.

Usos	Volumen m³/año	% Volumen
DOMÉSTICO	70,683.50	0.10%
AGRÍCOLA	12,655,031.00	10.70%
PÚBLICO URBANO	14,115,425.19	11.90%
MÚLTIPLE	2,683,250.00	2.30%
ACUACULTURA	9,847,813.00	8.30%
GENERACIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA	78,840,000.00	66.70%
TOTAL	118,212,202.69	100.00%

Como se puede observar, la mayor parte del volumen de agua es para la generación de energía eléctrica con casi el 67% de total concesionado, es importante mencionar que este volumen retorna al río Temascaltepec.

3.2.2. Hidrometría.

Dentro de la cuenca El Tule, existen registros de los escurrimientos de los ríos y arroyos por medio de las estaciones hidrométricas instaladas, los cuales están disponibles para su consulta en la página de internet del Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS) de la Comisión Nacional del Agua.

Respecto a la localización de las estaciones hidrométricas, se hizo uso de los datos vectoriales de la CONABIO en su página de internet, posteriormente, por medio del uso de ArcGIS V9.3, se localizaron las estaciones dentro de la cuenca de estudio, y se complementaron con estudios previos del Instituto de Ingeniería.

En la figura 19 se muestra la ubicación de estas estaciones.



Figura 19. Estaciones hidrométricas (IINGEN 2017)

Se ocuparon tres estaciones hidrométricas que eran las de mayor influencia en la cuenca “El Tule”:

- Estación Real de Arriba
- Estación Temascaltepec
- Estación Paso del Cobre

En la tabla 10 se muestran los registros máximos anuales que se tiene en cada una de las estaciones, se identifica que la estación con eventos de mayor magnitud es la estación “Paso del Cobre” con un gasto máximo de 473 m³/s en el año 1952, la extensión de este registro es de 15 años.

Tabla 10. Gastos máximos anuales (en m³/s) registrados en las estaciones hidrométricas (IINGEN 2017)

Estación Real de Arriba		Estación Temascaltepec		Estación Paso del Cobre	
Año	Q _{máx.} (Anual)	Año	Q _{máx.} (Anual)	Año	Q _{máx.} (Anual)
1959	63.4	1974	138.36	1952	473
1960	43.8	1975	126.5	1953	286.51
1961	82.8	1976	88.05	1954	179.47
1962	43.3	1977	90.72	1955	356.23
1963	98.2	1978	90.123	1956	132.54
1964	56.4	1979	58	1957	120.63
1965	51.7	1980	68.167	1958	204.6
1966	68.8	1981	115.3	1959	259
1967	74	1982	46.2	1960	180
1968	40	1983	63.65	1961	277
1969	53.1	1985	53.5	1962	228
1970	52.7	1986	60.784	1963	367
1971	51.7	1987	97.2	1964	195
1972	40.3	1995	20.401	1965	195
1973	70.3	1996	17.489	1966	283
1975	30.9	1997	13.192		
1976	40	1998	23.74		
1977	41.33	1999	18.12		
1981	44.35	2003	19.446		
1982	36.7	2004	21.454		
1983	67.65	2005	13.855		
1984	29.4				
1985	56.8				
1986	55.09				

A cada una de las estaciones hidrométricas se les delimitó su cuenca de aportación con el fin de obtener datos como la precipitación media de la cuenca, el área de la cuenca, etc., también, se identificó que influencia tiene cada una de estas cuencas con la cuenca “El Tule” (figuras 20 a 22)

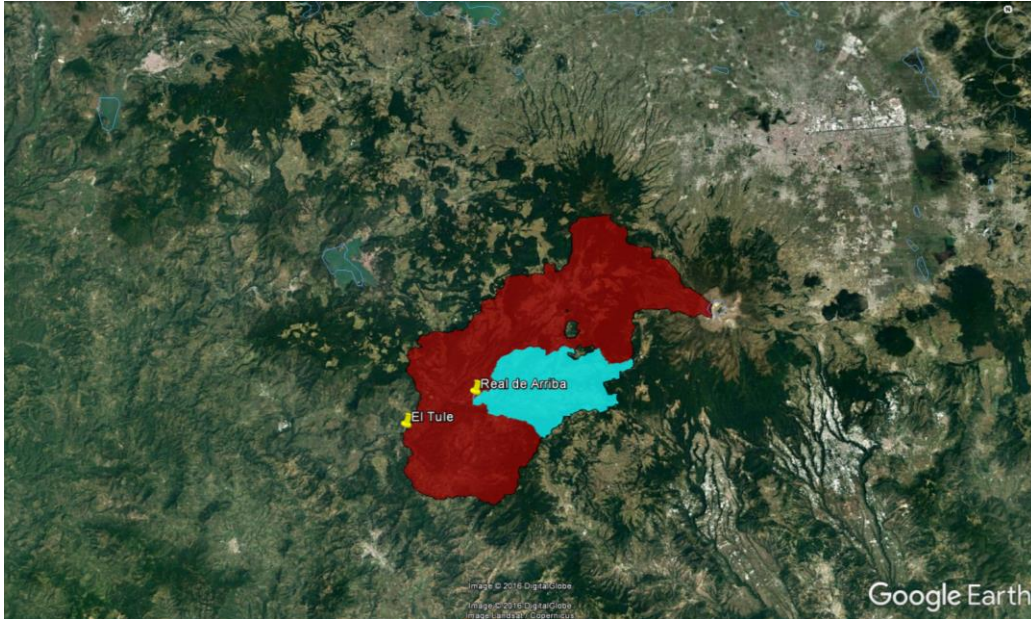


Figura 20. Cuenca de la estación Real de Arriba (IINGEN 2017)

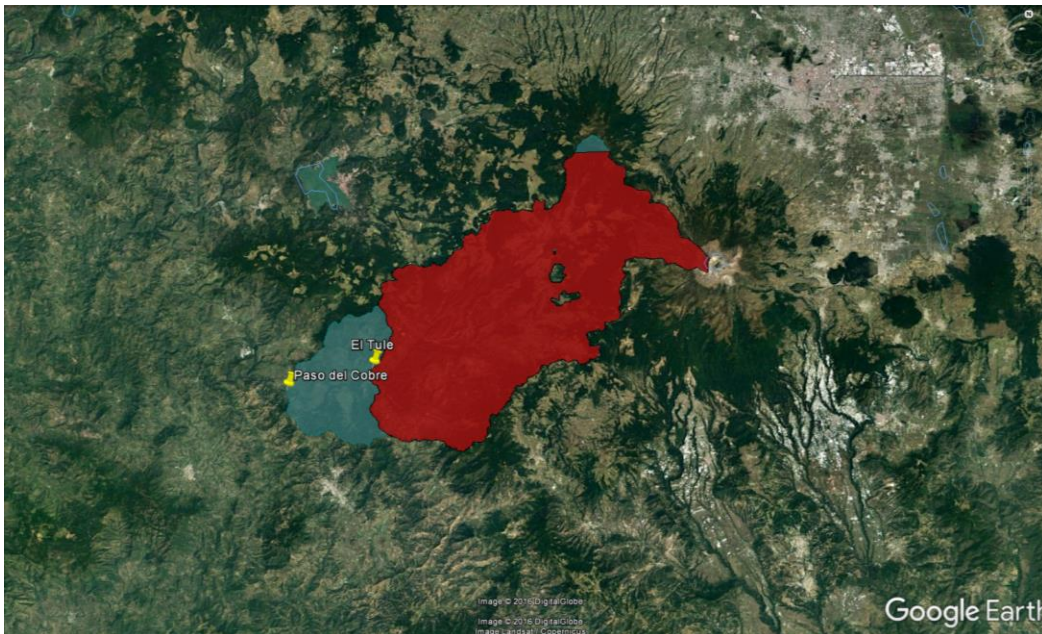


Figura 21. Cuenca de la estación Paso del Cobre (IINGEN 2017)

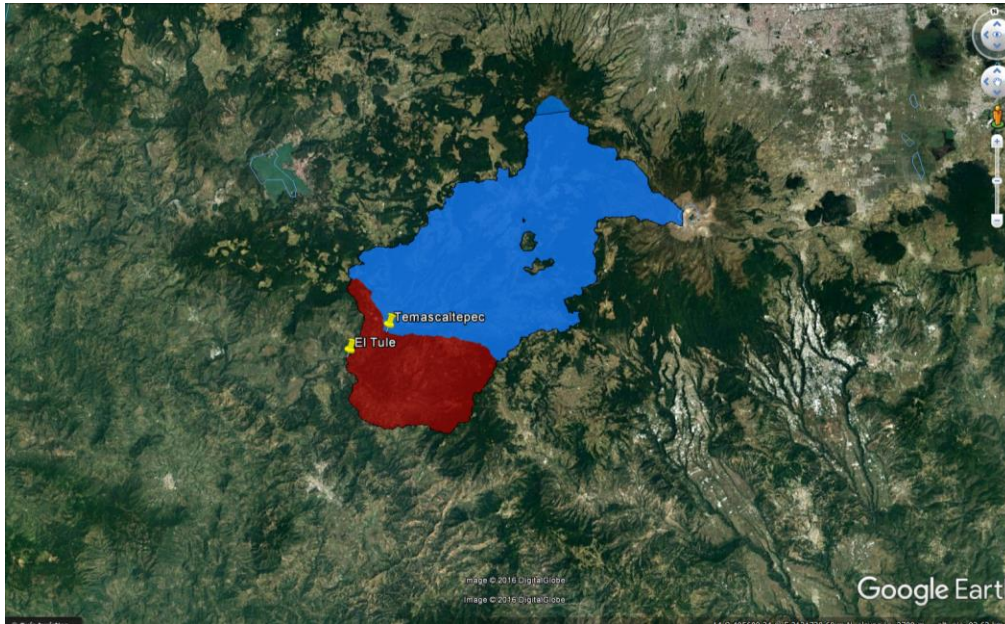


Figura 22. Cuenca de la estación Temascaltepec (IINGEN 2017)

De las tres estaciones mencionadas se relacionó el gasto promedio de la estación con el área drenada de cada una de las cuencas, con lo que se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 11

Tabla 11. Datos climatológicos e hidrométricos sobresaliente de cada área de influencia por estación

Atributo	Real de Arriba	Temascaltepec	Paso del Cobre
Área Drenada en (Km^2)	106	378	655
Q medio ($\frac{m^3}{s}$)	9.4	6.93	8.89
Rendimiento de la cuenca ($\frac{m^3}{Km^2}$)	0.09	0.018	0.013
$Hp_{mediaanual}$ (mm)	1179	1246	1264.2

De la tabla anterior haciendo un promedio entre los tres gastos medios de las estaciones se puede llegar a que para la cuenca el Tule se percibe un gasto medio anual de cauce principal del orden de los 8.4543 m^3/s , dando así un volumen de escurrimiento medio anual de 266, 614,804.8 m^3 .

3.3. Precipitación media

Para analizar la precipitación media de la cuenca se localizaron las estaciones climatológicas cercanas al área de estudio (ver Figura 23); en el caso de la cuenca de la presa en estudio se identificaron las siguientes estaciones con influencia:

- 15088 (San Francisco Oxtotilpan)
- 15118 (Temascaltepec)
- 15229(Loma Alta)
- 15237(Tequesquipan)
- 15285 (Cajones E-26)
- 15287 (La comunidad)
- 15291(Real de Arriba)
- 15392(La albarrada).

3.3.1. Polígonos de Thiessen

Para obtener la precipitación media de la cuenca para cada periodo de retorno, se aplicó la técnica de los polígonos de Thiessen, en el cual se determina el área de influencia de cada estación sobre la cuenca y se pondera la precipitación con base en dichas áreas aplicando la fórmula mostrada a continuación:

$$Hp_m = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_E * Hp_E \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

Hp_m Precipitación media de la cuenca, en mm

A_T Área total de la cuenca, en km²

A_E Área de influencia de la estación, en km²

Hp_E Precipitación de la estación, en mm

Los polígonos de Thiessen para la cuenca del Tule se muestran en la Figura 23, con esta información se obtuvo el área de influencia de cada una de las estaciones necesarias para aplicar la ecuación anterior y se presentan en la tabla 12.

Tabla 12. Áreas de influencia de cada una de las estaciones

Estación	Área (km ²)	Estación	Área (km ²)
1506	14.08	15285	44.31
15088	69.25	15287	77.12
15118	40.66	15291	56.84
15229	35.13	15353	99.50
15237	71.78	15392	32.51

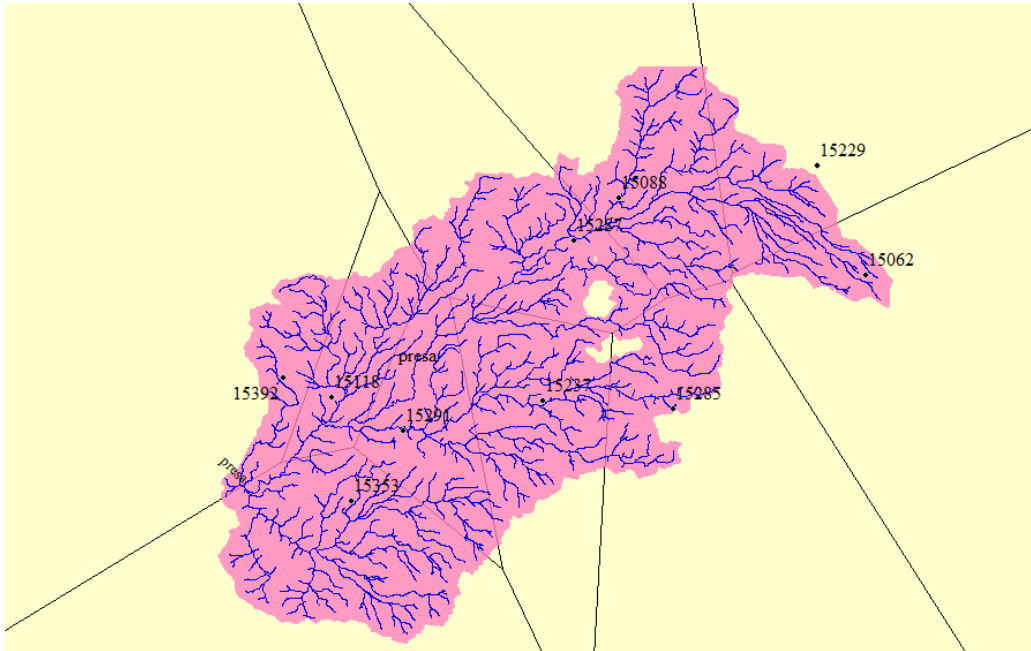


Figura 23. Cuenca "El Tule" con sus respectivos polígonos de Thiessen (IINGEN 2017)

Se obtuvo un valor de precipitación media con la información disponible siguiente.

$$\therefore H_{p_m} = 1271 \text{ mm}$$

3.4. Edafología y cubierta vegetal

La cuenca el Tule cuenta con un valor ponderado del número de curva igual a 60, el cual se obtuvo de estudios previos del Instituto de Ingeniería, en los cuales se realizaron clasificaciones del Grupo Hidrológico de acuerdo con la tabla 13. Además, utilizando la tabla 14 se asignaron valores de CN dependiendo el uso del suelo y de la clasificación hidrológica del suelo.

Tabla 13. Valores de CN (tomado de Manual del Modelo de Pronóstico de Esguerrimiento MPE)

USO DE SUELO Y VEGETACIÓN (INEGI)		GRUPO HIDROLÓGICO			
		A	B	C	D
AGRICULTURA (de humedad, de riego, de temporal)	Condición hidrológica mala	72	81	88	90
	Condición hidrológica regular	67	76	83	86
	Condición hidrológica buena	62	71	78	81
ÁREA SIN VEGETACIÓN APARENTE		77	86	91	94
ASENTAMIENTO HUMANO	Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	82	88	91	93
	Condición hidrológica regular	49	69	79	84
	Condición hidrológica buena	39	61	74	80
	Residencial 50 % o más área impermeable	77	85	90	92
	Residencial 50 % o menos área impermeable	61	75	83	87
	Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)	89	92	94	95
	Distritos industriales (72 % impermeables)	81	88	91	93
	Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
	Calles y carreteras (pavimentados con cunetas y alcantarillas)	98	98	98	98
	Calles y carreteras de grava	76	85	89	91
Calles y carreteras de tierra	72	82	87	89	
BOSQUE (cultivado, de encino, encino-pino, oyamel, pino, tascate, mesófilo de montaña)	Condición hidrológica mala	45	66	77	83
	Condición hidrológica regular	36	60	73	79
	Condición hidrológica buena	25	55	70	77
CARDONAL		54	71	80	89
CHAPARRAL (ARBUSTOS)		20	48	65	73
CUERPO DE AGUA		100	100	100	100
EROSIÓN		68	79	86	89
MANGLAR		100	100	100	100
MATORRAL (con izotes, con rosetófilos acaules, crasicaule, desértico micrófilo, desértico rosetófilo, espinoso, inermes, subinermes, subtropical)	Condición hidrológica mala	48	67	77	83
	Condición hidrológica regular	34	58	71	78
	Condición hidrológica buena	20	48	65	73
MEZQUITAL		68	79	86	92
NOPALERA		39	61	74	84
PALMAR		45	66	77	83
, halófilo, inducido, natural,	Condición hidrológica mala	68	79	86	89
	Condición hidrológica regular	49	69	79	84
	Condición hidrológica buena	39	61	74	80
PLANTACIÓN FORESTAL	Condición hidrológica mala	55	73	82	86
	Condición hidrológica regular	44	65	76	82
	Condición hidrológica buena	32	58	72	79
PRADERA DE ALTA MONTAÑA		30	58	71	78
SABANA		45	66	77	83
SELVA (baja caducifolia, baja caducifolia y subcaducifolia, baja espinosa, mediana subcaducifolia)		45	66	77	83
TULAR		68	79	86	92
VEGETACIÓN HALÓFILA		68	79	100	100
VEGETACIÓN SECUNDARIA		68	79	86	89

Tabla 14. Clasificación hidrológica de los tipos de suelo según su permeabilidad (MPE)

Clave de clasificación FAO	Suelos	Tipo hidrológico de suelo	Permeabilidad	Propiedades
T	Andosoles	A	Muy alta	Arenas con poco limo y arcilla (escurrimiento mínimo)
Q	Arenosoles			
J	Fluvisoles			
O	Histosoles			
U	Ranker			
X, Y	Calcisoles (antes xerosol y yermosol)	B	Buena	Arenas finas y limos
	I, E			
Z	Solonchaks			
D	Podzoles			
F	Ferralsoles			
R	Regosoles			
H	Feozems			
K	Kastanozems			
N	Nitsoles	C	Media	Arenas muy finas, limos y bastante arcilla
C	Chernozems			
-	Alisoles			
A	Acrisoles			
B	Cambisoles	D	Baja	Arcillas en grandes cantidades, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo)
G	Gleysoles			
L	Luvisoles			
V	Vertisoles			
W	Planosoles			
S	Solonetz			
D	Podzoluvisoles			
-	Plintosoles			
-	Lixisoles			

La cuenca de la presa en estudio tiene distintos usos de suelo entre los que destacan: Agricultura temporal, Agricultura temporal pastizal, Bosque de oyamel, Bosque de pino, Bosque de pino-encino, Pastizal inducido, Pradera de alta montaña.

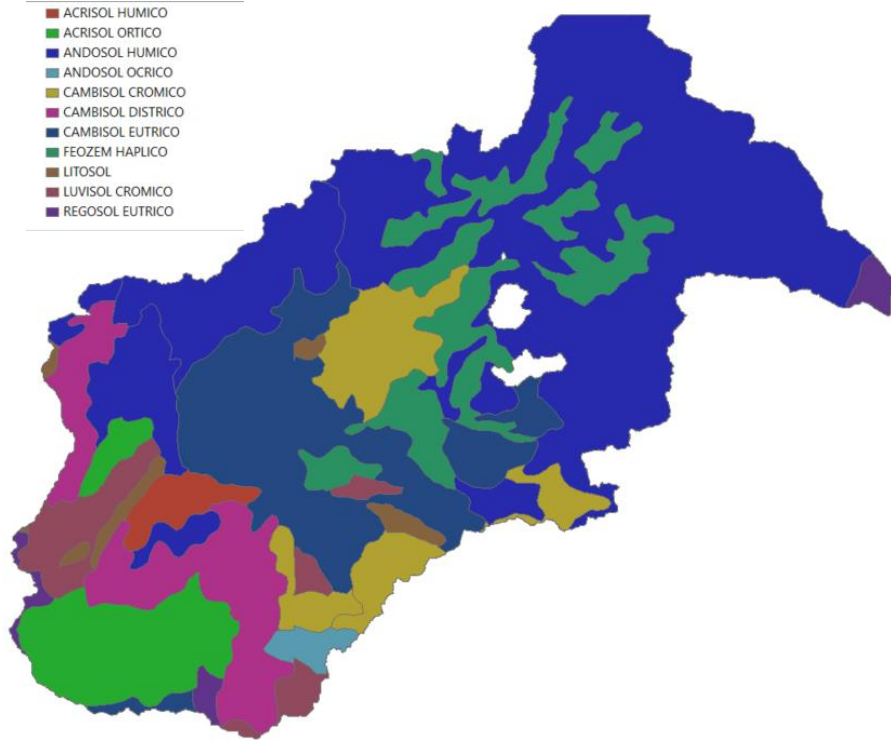


Figura 24. Clasificación de suelos de la cuenca (IINGEN 2017)

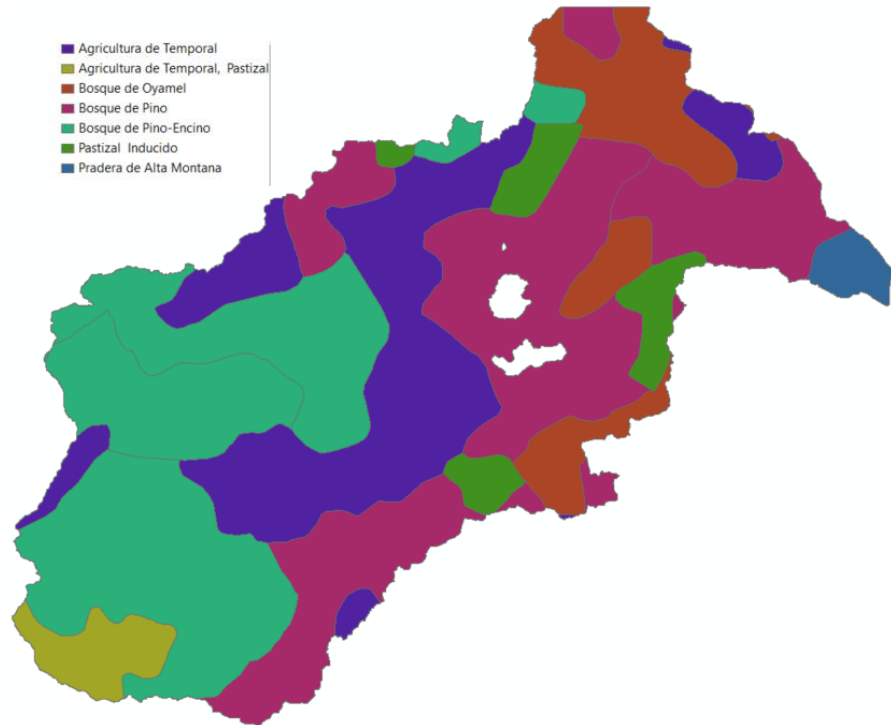


Figura 25. Usos de suelo (IINGEN 2017)

3.4. Características del proyecto

La presa en estudio es una presa de gravedad derivadora que cuenta con las características mostradas en las siguientes tablas.

Tabla 15. Características hidrológicas del proyecto (IINGEN 2017)

Hidrología		Unidad
Área de cuenca propia	548.86	Km ²
Escurrimiento medio anual	2.66614	x10 ⁶ m ³
Gasto medio anual	8.4543	m ³ /s

Tabla 16. Características del embalse (IINGEN 2017)

Cortina		Unidad
Tipo	Presa de gravedad	
Altura máxima	51.60	m
Elevación corona	1556.00	msnm
Bordo libre	1.00	m

Tabla 17. Características del embalse (IINGEN 2017)

Embalse	Valor	Unidades
Capacidad total al NAME	12.063	Hm ³
Capacidad útil	10.111	Hm ³
Nivel de aguas máximo extraordinario (NAME)	1555	msnm
Nivel de aguas máximo operación (NAMO)	1551.5	msnm
Nivel de aguas mínimo de operación (NAMinO)	1522	msnm
Gasto de obra de desvío al NAMO	383	m ³ /s
Gasto de obra de desvío al NAMinO	217	m ³ /s
Elevación del nivel de desplante	1504.4	msnm
Área de la obra de desvío	16	m ²
Longitud del embalse al NAMO	3400	m
Longitud del embalse al NAMinO	1710	m

Tabla 18. Características de la obra de desvío (IINGEN 2017)

Obra de desvío		Unidades
Elevación	1508	msnm
Gasto de diseño al NAMinO	217	m ³ /s
Gasto de diseño al NAMO	383	m ³ /s

De acuerdo con datos recabados por el Instituto de Ingeniería en 2017, la curva Elevaciones-Capacidades de la presa se muestra en la figura 26.

Curva elevaciones-capacidades.

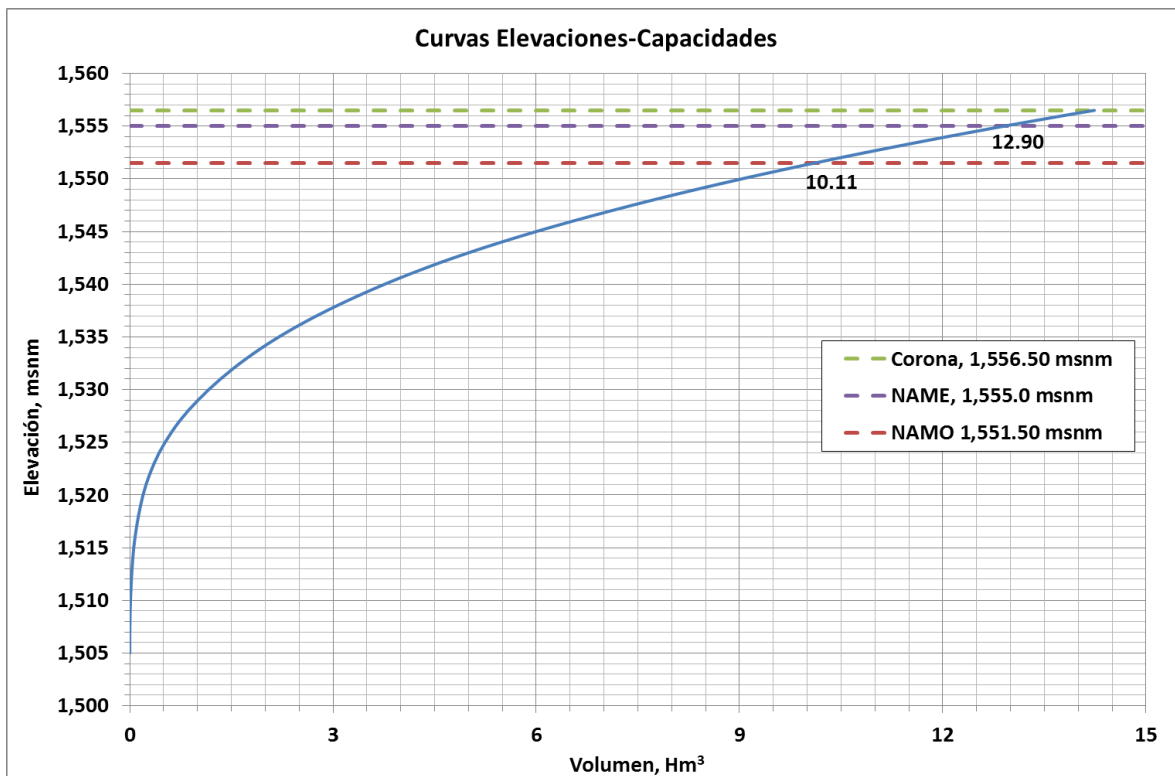


Figura 26. Curva elevaciones-capacidades de la presa (IINGEN 2017)

3.5. Obtención del aporte de sedimento en la presa

En el proceso de sedimentación son especialmente importantes los embalses de las presas y lagos, por ser los sitios de depósito más comunes y donde el problema se acentúa por sus implicaciones técnicas (pérdida de capacidad, alteración de la calidad del agua, etc.).

Los primeros estudios realizados para cuantificar la pérdida de suelo fueron realizados en parcelas pequeñas. Sólo recientemente se ha empezado a abordar el aporte de sedimentos de una cuenca (Gracia, 1997).

Los principales factores que influyen en la pérdida de suelo son los siguientes:

Hidrología

La lluvia y el escurrimiento proporcionan la energía básica en el proceso de erosión. Mientras la primera rompe la estructura del suelo, el segundo erosiona y acarrea al material sólido.

Topografía

La erosión es función directa de las pendientes y las longitudes recorridas por el escurrimiento superficial. Es decir, a mayores pendientes y longitudes recorridas mayor erosión y viceversa.

Erosionabilidad del suelo

Por su naturaleza, algunos suelos son más susceptibles que otros a disgregarse y a ser transportados. La granulometría y la presencia de materia orgánica influyen en la resistencia a la disgregación y en el transporte. Las primeras partículas que se mueven son las más finas, y luego, conforme aumenta la energía del escurrimiento, y se forman los canalillos y las cárcavas, se mueven las partículas más grandes.

Cobertura vegetal

Este es uno de los factores más importantes en la erosión de los suelos pues condiciona de manera determinante el aporte de sedimento. Además de la vegetación activa que cubre el suelo, se incluyen los residuos de plantas muertas o coberturas de otro tipo empleadas para protección

Las raíces y, en especial, los sistemas radicales de los pastos y árboles, mantienen el suelo en su sitio e incrementan la infiltración. Un sistema radicular bien establecido de pastos puede reducir la erosión en un 75%.

Prácticas de cultivos y de conservación de suelos

Cuando se ha cambiado la vegetación natural de un suelo, y éste se usa para labores agrícolas, la erosión del suelo se acelera. Sin embargo, en la medida en que se realicen adecuadamente las labores agrícolas (barbecho, rotación de cultivos, siembra en contorno, etc.), y las prácticas de conservación de suelos (terrazas, vías vegetadas, cultivo en fajas, etc.) se disminuye significativamente el aporte de material sólido.

En la literatura existe una diferencia entre el cálculo de la erosión de suelos y el aporte de sedimentos. Y a su vez, existen una gran cantidad de criterios empíricos para calcular el aporte de sedimento, a continuación, se presentan los empleados en el presente trabajo, en los cuales, tres de ellos son de los más usados mundialmente.

3.5.1. Método de Gottschalk

La tabla 19 muestra valores promedio del aporte de sedimento para cuencas de diferentes tamaños, obtenidos de mediciones en los EE. UU (Gottschalk, 1964).

Tabla 19. Aporte de sedimento por tamaño de cuenca (Gottschalk, 1964)

Tamaños de cuenca (km ²)	(AS) Aporte de sedimento (m ³ /km ² -año)
< 25.9	1810
25.9 a 259.0	762
259.0 a 2590.0	481
> 2590.0	238

Sabiendo que la cuenca "El Tule" cuenta con un área de 548.86 km², el aporte de sedimento según Gottschalk en un año es:

$$AS = 481 \frac{m^3}{km^2 \text{ año}} \cdot 548.86 km^2 \cdot 1 \text{ año}$$

$$\therefore AS = 264,001.66 m^3$$

3.5.2. Método del USBR

El USBR (United States Bureau of Reclamation) propone un criterio para evaluar el aporte de sedimentos (AS), que se basa en mediciones realizadas en varias cuencas del suroeste de los EE. UU. La ecuación propuesta es la siguiente.

$$AS = 1421.8 \cdot (A_c)^{-0.229} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

AS Aporte de sedimento, en $\frac{m^3}{km^2 \text{ año}}$

A_c Área de la cuenca, en km²

Por lo tanto, el aporte de sedimento para la cuenca "El Tule" en un año es:

$$AS = 1421.8 \cdot (548.86)^{-0.229} = 335.36 \frac{m^3}{km^2 \text{ año}} \cdot 548.86 km^2 \cdot 1 \text{ año}$$

$$\therefore AS = 184,061.68 m^3$$

3.5.3. Método de Namba

Para el aporte de sedimento en m³/km²-año, Namba propone la siguiente ecuación.

$$AS = 0.292 \cdot P + 0.474 \cdot H - 0.118 \cdot F + 2.452 \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

AS Aporte de sedimento, en $\frac{m^3}{km^2 \text{ año}}$

P Precipitación media anual, en mm

- H Desnivel máximo de cotas en la cuenca (entre las más altas y la salida de la cuenca), en m
- F Relación entre las áreas de suelo desnudo y las cubiertas con vegetación en porcentaje

Por lo tanto, el aporte de sedimento se obtiene sabiendo que la cota más alta de la cuenca es 3,990 msnm y la más baja es de 1523 msnm, la precipitación media es de 1271 mm y el porcentaje de suelo desnudo es de 0.3%, el aporte de sedimento por el criterio de Namba es el siguiente:

$$AS = 0.292 \cdot (1271) + 0.474 \cdot (2467) - 0.118 \cdot (0.3) + 2.452$$

$$AS = 1,489.07 \frac{m^3}{km^2 \text{ año}} \cdot 548.86 km^2 \cdot 1 \text{ año}$$

$$\therefore AS = 817,292.52 m^3$$

3.5.4. Método de Owen y Branson

Para cuencas en el oeste del estado de Colorado en los EE. UU, Owen y Branson proponen la siguiente ecuación.

$$AS = 19465 \cdot \left(\frac{H}{L}\right) + 14.29 \cdot P_s - 604.8 \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

AS Aporte de sedimento, en $\frac{m^3}{km^2 \text{ año}}$

H/L Cociente entre desnivel máximo en la cuenca, adimensional (desnivel en m y la longitud total del cauce principal en m)

P_s Porcentaje de suelo desnudo en la cuenca

El desnivel máximo de la cuenca es de 2467 m, la longitud del cauce principal es de 50.32 km y el porcentaje de suelo desnudo es de 0.3%, el aporte de sedimento según la fórmula de Owen y Branson es el siguiente:

$$AS = 19465 \cdot \left(\frac{2467}{50320}\right) + 14.29 \cdot (0.3) - 604.8$$

$$AS = 353.78 \frac{m^3}{km^2 \text{ año}} \cdot 548.86 km^2 \cdot 1 \text{ año}$$

$$\therefore AS = 194,177.12 m^3$$

3.5.5. Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS)

La Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS) es también un método empírico, y, por la generalidad de su concepción, es el mejor enfoque disponible para la cuantificación de la pérdida de suelo en las parcelas. Dicho criterio ha sido modificado para calcular también la pérdida de suelo en cuencas.

La FUPS es una ecuación que calcula la erosión, pero no el depósito, y que no considera el aporte de material sólido de las cárcavas, permite juzgar que para su empleo en cuencas es necesario efectuar algunas consideraciones adicionales.

Se tiene que la FUPS puede calcularse de la siguiente forma

$$E = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \cdot 100 \quad \text{(Ec. 3.6)}$$

Donde:

- E Pérdida anual de suelo, en toneladas
- R Factor de erosividad en la cuenca que toma en cuenta el potencial erosivo de la lluvia, en $\frac{MJ \cdot mm}{ha \cdot h}$
- K Porcentaje de suelo desnudo en la cuenca, en $\frac{kg \cdot h}{N \cdot m^2}$
- LS Factor de longitud y pendiente del terreno, adimensional
- C Porcentaje de suelo desnudo en la cuenca, adimensional
- P Factor de prácticas mecánica, adimensional

Obtención del factor R

El cálculo de R es complicado cuando no se cuenta con datos de intensidad de la lluvia; por esta razón se buscó correlacionar los datos de precipitación anual con los valores de R estimados en el país utilizando la información de intensidad de la lluvia disponible (Cortés y Figueroa 1991).

De acuerdo con este procedimiento, se elaboraron modelos de regresión donde a partir de datos de precipitación anual (P) se puede estimar el valor de R de la FUPS (Tabla 20). Estos modelos de regresión son aplicados para 14 diferentes regiones del país mostradas en la Figura 27.

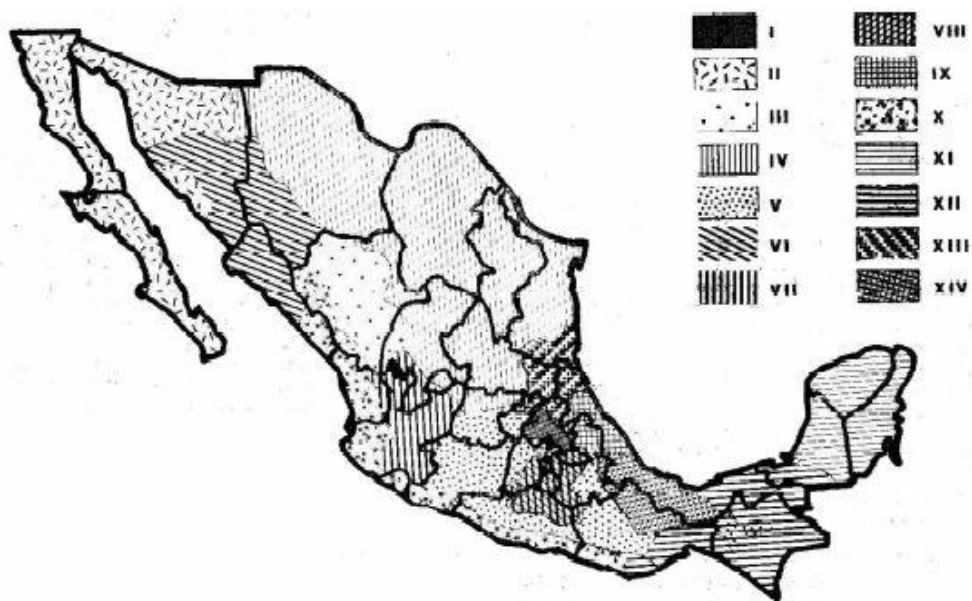


Figura 27. Mapas de regiones con igual erosividad en México (Cortés y Figueroa 1991)

Tabla 20. Ecuaciones para estimar el factor de erosividad "R" según la región

Región	Ecuación	R ²
I	$R = 1.207 \cdot P + 0.00227 \cdot P^2$	0.92
II	$R = 3.4555 \cdot P + 0.006470 \cdot P^2$	0.93
III	$R = 3.6752 \cdot P - 0.00172 \cdot P^2$	0.94
IV	$R = 2.8559 \cdot P + 0.002983 \cdot P^2$	0.92
V	$R = 3.4880 \cdot P - 0.00088 \cdot P^2$	0.94
VI	$R = 6.6847 \cdot P + 0.001680 \cdot P^2$	0.90
VII	$R = -0.0334 \cdot P + 0.00227 \cdot P^2$	0.98
VIII	$R = 1.9967 \cdot P + 0.00327 \cdot P^2$	0.98
IX	$R = 7.0458 \cdot P - 0.002096 \cdot P^2$	0.97
X	$R = 6.8938 \cdot P + 0.000442 \cdot P^2$	0.95
XI	$R = 3.7745 \cdot P + 0.004540 \cdot P^2$	0.98
XII	$R = 2.4619 \cdot P + 0.006067 \cdot P^2$	0.96
XIII	$R = 10.7427 \cdot P - 0.00108 \cdot P^2$	0.97
XIV	$R = 1.5005 \cdot P + 0.002640 \cdot P^2$	0.95

Sabiendo que la cuenca “El Tule” está en el Estado de México, de acuerdo con el mapa anterior, le corresponde la zona V. De igual forma, se sabe que la precipitación media es de 1271 mm, por lo tanto, se obtiene el factor R de la siguiente forma.

$$R = 3.4880 \cdot (1271) - 0.00088 \cdot (1271)^2$$

$$\therefore R = 3140.89 \frac{MJ \cdot mm}{ha - h}$$

Obtención de factor K

En la tabla 21, se muestran los valores de K (en unidades inglesas) para diferentes tipos de suelo. Dichos valores son promedios, por lo cual se hizo una ponderación con los usos de suelo para la cuenca “El Tule”.

Es importante mencionar que, una vez hecha la ponderación, el factor K resultante se multiplicó por 0.1317 para convertirlo a sistema métrico internacional y obtener las unidades en kgf-h/N-m²

Una vez obtenido el factor K y el factor R, la ecuación 3.6 se multiplica por 100 a modo de obtener homogeneidad de unidades entre ambos factores y obtener la FUPS en ton/km².

Tabla 21. Valores generales del factor K en unidades inglesas (Gracia, 1997)

Textura	Contenido de materia orgánica		
	0.50%	2%	4%
	K	K	K
Arcillo arenosa	0.05	0.03	0.02
Arcillo limosa	0.16	0.14	0.1
Arena	0.42	0.36	0.28
Arena fina	0.12	0.1	0.08
Arena fina migajosa	0.24	0.2	0.16
Arena migajosa	0.44	0.38	0.3
Arena muy fina	0.27	0.24	0.19
Arena muy fina migajosa	0.35	0.3	0.24
Limo	0.47	0.41	0.33
Migajón	0.38	0.34	0.29
Migajón arcillo arenosa	0.48	0.42	0.33
Migajón arcillo limosa	0.6	0.52	0.42
Migajón arcillosa	0.27	0.25	0.21
Migajón arenosa	0.28	0.25	0.21
Migajón arenosa fina	0.37	0.32	0.26
Migajón arenosa muy fina	0.14	0.13	0.12
Migajón limoso	0.25	0.23	0.19
Arcilla		0.13-0.29	

La ponderación se hizo de acuerdo a la siguiente figura y a la tabla 22.

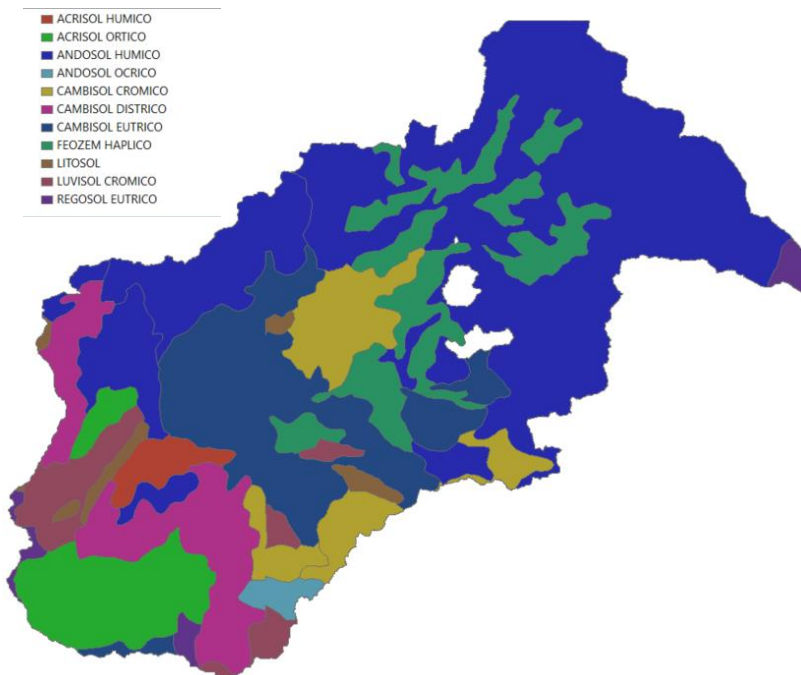


Tabla 22. Cálculo del factor K ponderado

	AREA	%AREA	Andosol	Cambisol	Feozem	Regosol	$\Sigma(K \cdot A_i)$	
ASENTAMIENTOS HUMANOS	1.194646	0.22	0.710847	0.483799	0	0	0.158	
BOSQUE DE OYAMEL	41.089583	7.69	41.089583	0	0	0	3.287	
BOSQUE MESÓFILO DE MONTAÑA	26.916647	5.04	1.955085	24.961562	0	0	5.398	
BOSQUE DE PINO	87.152684	16.32	69.61747	27.156244	0	0	11.272	
BOSQUE DE PINO-ENCINO	123.426169	23.11	117.143752	42.015982	2.120931	0	18.965	
SIN VEGETACION APARENTE	1.628641	0.30	1.628641	0	0	1.215513	0.531	
PASTIZAL INDUCIDO	38.087064	7.13	26.799045	11.685618	0	0.029245	4.608	
AGRICULTURA DE RIEGO ANUAL	9.165986	1.72	6.258858	2.907128	0	0	1.111	
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	128.972263	24.15	108.566511	48.222703	2.794766	0	19.827	
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBOREA DE OYAMEL	1.204451	0.23	1.204451	0	0	0	0.096	
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBÓREA DE BOSQUE DE PINO	21.412486	4.01	21.412486	0	0	0.093182	1.744	
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBÓREA DE BOSQUE DE PINO-ENCINO	52.366437	9.81	29.369792	33.877812	0.313365	0.225276	9.652	
PRADERA DE ALTA MONTAÑA	1.388669	0.26	1.388669	0	0	1.304625	0.542	
							K ponderada	0.1232

$$\therefore K = 0.1232 * 0.1317 = 0.01622$$

Obtención del factor C

Para la obtención de este factor existen varios criterios; sin embargo, se ha considerado que el más adecuado para el caso en estudio es el presentado en la tabla 23.

Tabla 23. Factor de cobertura vegetal C (Gracia 1997)

Tipo de cubierta vegetal	C
Suelo desnudo	1.00
Bosque o matorral denso, cultivos con capa gruesa de material orgánica	0.001
Sabana, pradera en buenas condiciones	0.01
Sabana o pradera sobrepastoreadas	0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: primer año	0.3 a 0.8
Cultivo de desarrollo rápido o siembra temprana	0.01 a 0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: segundo año	0.01 a 0.2
Maíz, sorgo, mijo (establecidos)	0.4 a 0.9
Arroz	0.1 a 0.2
Algodón, tabaco (segundo ciclo)	0.5 a 0.7
Cacahuete	0.4 a 0.8
Primer año de casave y fiamé	0.01
Palma, café, cacao con cubierto de cultivo	0.1 a 0.3
Piña en contorno: con residuo quemado	0.2 a 0.5
con residuo enterrado	0.1 a 0.3
con residuo superficial	0.2 a 0.8
Piña y siembra de relleno (pendiente 7%)	0.1
Bosque área cubierta: del 75 al 100%	0.003 a 0.011
del 45 al 70%	0.01 a 0.04
del 25 al 40% a) con residuos b) sin residuos	a) 0.41, b) 0.84
Zona de cultivo	0.4

Al igual que con el factor K, el factor de cobertura vegetal C se obtuvo mediante una ponderación con la siguiente figura y de acuerdo con la tabla 24.

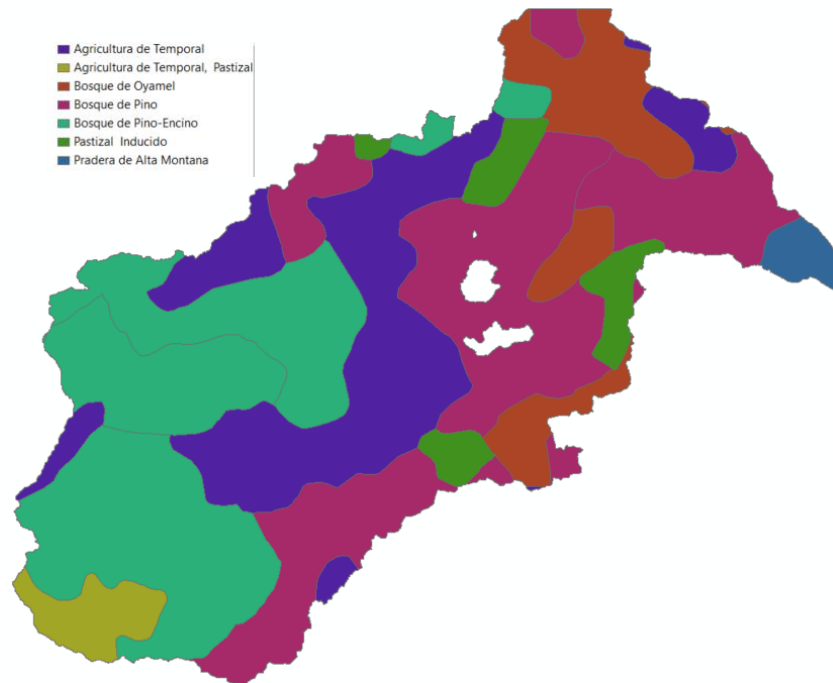


Tabla 24. Cálculo del factor C ponderado

	AREA	%AREA	Andosol	Cambisol	Feozem	Regosol	C
ASENTAMIENTOS HUMANOS	1.194646	0.22	0.710847	0.483799	0	0	1.00
BOSQUE DE OYAMEL	41.089583	7.69	41.089583	0	0	0	0.41
BOSQUE MESÓFILO DE MONTAÑA	26.916647	5.04	1.955085	24.961562	0	0	0.41
BOSQUE DE PINO	87.152684	16.32	69.61747	27.156244	0	0	0.41
BOSQUE DE PINO-ENCINO	123.426169	23.11	117.143752	42.015982	2.120931	0	0.41
SIN VEGETACION APARENTE	1.628641	0.30	1.628641	0	0	1.215513	1.00
PASTIZAL INDUCIDO	38.087064	7.13	26.799045	11.685618	0	0.029245	0.40
AGRICULTURA DE RIEGO ANUAL	9.165986	1.72	6.258858	2.907128	0	0	0.40
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	128.972263	24.15	108.566511	48.222703	2.794766	0	0.40
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBÓREA DE OYAMEL	1.204451	0.23	1.204451	0	0	0	0.001
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBÓREA DE BOSQUE DE PINO	21.412486	4.01	21.412486	0	0	0.093182	0.001
VEGETACIÓN SECUNDARIA ARBÓREA DE BOSQUE DE PINO-ENCINO	52.366437	9.81	29.369792	33.877812	0.313365	0.225276	0.001
PRADERA DE ALTA MONTAÑA	1.388669	0.26	1.388669	0	0	1.304625	0.001
						C ponderada	0.3513

$$\therefore C = 0.3513$$

Obtención del factor LS

Es posible determinar separadamente el factor S de pendiente y L (longitud), sin embargo, como se ha observado que ambos factores están íntimamente relacionados, se acostumbra determinarlos simultáneamente. La longitud se define como la distancia desde el punto de origen del flujo (sobre la superficie de aporte) hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante como para que ocurra el depósito, o bien, hasta el punto en que el escurrimiento entra en un cauce bien definido. La pendiente será la que tenga dicha longitud (L) (o la del terreno) y generalmente se expresa en porcentaje.

La ecuación para determinar LS es la siguiente.

$$LS = \left[\frac{X}{22.13} \right]^m (0.065 + 0.045 \cdot S + 0.0065 \cdot S^2) \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde:

- X Longitud del tramo de pendiente S , en m.
- S Pendiente en porcentaje.
- m Constante que depende del terreno, y se determina como:
 - $m = 0.5$ si $S \geq 5\%$
 - $m = 0.4$ si $5 < S < 3\%$
 - $m = 0.3$ si $3 \leq S \leq 1\%$
 - $m = 0.2$ si $S < 1\%$

Para este caso, dado que la FUPS está siendo aplicada a una cuenca, la longitud "L" será el valor de la longitud del cauce principal ($L = 50.32$ km), y la pendiente "S" es la pendiente del mismo ($S = 5\%$), por lo tanto, el factor LS se obtiene de la siguiente manera.

$$LS = \left[\frac{50320}{22.13} \right]^{0.5} (0.065 + 0.045 \cdot (5\%) + 0.0065 \cdot (5\%)^2)$$

$$\therefore LS = 21.056$$

Obtención del factor P

Como última alternativa para reducir la erosión de los suelos se tiene el uso de las prácticas de conservación de suelos para no alcanzar las pérdidas de suelo máximas permisibles.

El factor P se estima comparando las pérdidas de suelo de un lote con prácticas de conservación y un lote desnudo y el valor que se obtiene varía de 0 a 1. Si el valor de P es cercano a 0, entonces hay una gran eficiencia en la obra o práctica seleccionada y si el valor es cercano a 1, entonces la eficiencia de la obra es muy baja para reducir la erosión.

Para este caso se usó un factor P igual a 1, ya que al hablar de una cuenca el área de la misma es tan grande que las obras de conservación tienen una influencia casi nula.

$$\therefore P = 1.00$$

Factor de entrega "f"

El factor de entrega "f", permite estimar el aporte real de sedimento, a partir de la pérdida de suelo calculada. En la tabla 25 aparecen algunos valores del factor de entrega para diferentes tamaños de la cuenca, y es importante mencionar que en dicha tabla solo se llegan a valores de hasta 500 km² de área, por lo que mediante una ecuación exponencial de ajuste se obtuvo el valor de "f" extrapolado para la obtención del factor con el área exacta de la cuenca. (Guevara 2015)

Tabla 25. Factor de entrega "f" (Guevara 2015)

Área de la cuenca (km ²)	Factor "f"
0.1	0.5
1	0.35
2.5	0.3
10	0.25
25	0.18
250	0.1
500	0.08

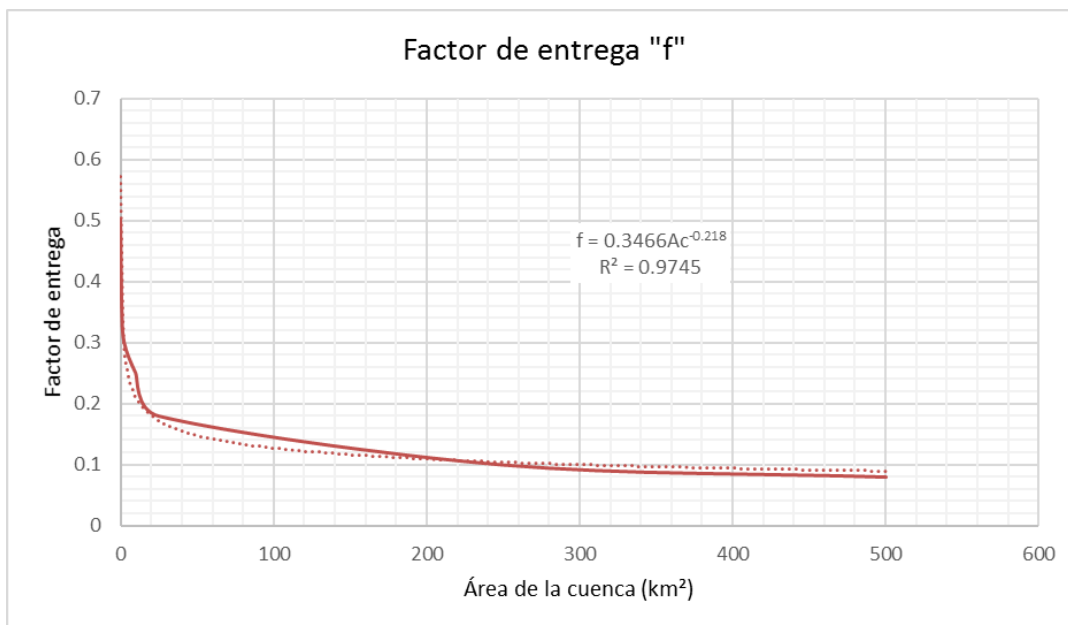


Figura 28. Gráfica de extrapolación del factor de entrega

Por lo tanto, para la cuenca "El Tule" que cuenta con un área de 548.86 km², se tiene un factor de entrega siguiente:

$$f = 0.3466(A^{-0.218})$$

$$\therefore f = 0.088$$

Finalmente, con los datos obtenidos, se calcula la FUPS en ton/km² de la siguiente manera:

$$E = (3140.89) \cdot (0.0162) \cdot (21.056) \cdot (0.3513) \cdot (1) \cdot 100$$

$$\therefore E = 37,699.97 \frac{\text{ton}}{\text{km}^2}$$

Al multiplicar el valor "E" por el factor de entrega "f" y por el área de la cuenca se obtiene un resultado en toneladas, sin embargo, es necesario el valor de dicho resultado en metros cúbicos, por lo tanto, se dividió dicho valor entre 2.65 t/m³ que es la densidad media del sedimento usada en el presente trabajo (arenas gruesas). El resultado expresa la cantidad de sedimento en un año.

$$AS = \frac{37,699.97}{2.65} \cdot 548.86 \cdot 0.088$$

$$\therefore AS = 686,780.1 \text{ m}^3$$

3.5.6. Método de Gracia

Este criterio está basado en mediciones reales en embalses de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). La manera de emplear este criterio es la siguiente: conocida el área de la cuenca se determina con la figura el volumen de sedimento que entra en un año al embalse. Nótese que el procedimiento no ofrece información sobre el tipo de sedimento almacenado (grosso o fino) ni de su ubicación en el embalse. En cambio, tiene la gran ventaja de acercarse a la realidad de los embalses mexicanos.

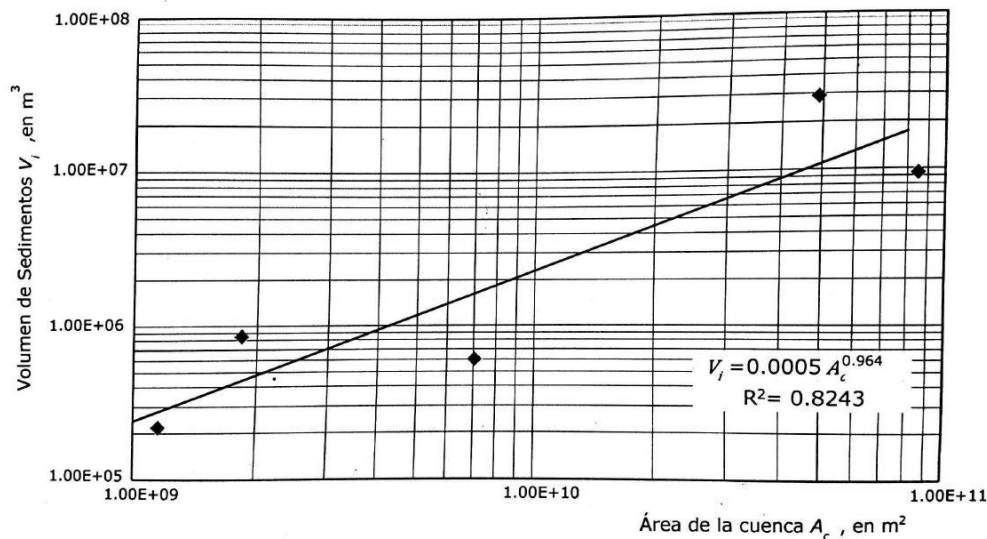


Figura 29. Volúmenes anuales de sedimentación asociados al área de la cuenca de presas de CFE (Gracia 2015)

Por lo tanto, se sabe que la ecuación asociada a la cuenca es la siguiente.

$$V_i = 0.0005 \cdot A_c^{0.964} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Donde:

V_i Volumen anual de sedimento, en m^3

A_c Área de la cuenca en estudio, en m^2

Aplicando el método de Gracia a la cuenca "El Tule" se obtiene el siguiente resultado expresado en m^3 por año.

$$V_i = 0.0005 \cdot (548.86 \times 10^6)^{0.964}$$

$$\therefore V_i = 1,329,875.45 \text{ m}^3$$

3.5.7. Estimación con datos medidos en el lugar

De acuerdo con datos históricos tomados en la estación hidrométrica Paso del Cobre a cargo de la Comisión Federal de Electricidad, datos para un periodo de tres años, la concentración media de sedimento en el río Temascaltepec es de 10 [g/l], este dato fue utilizado como base para la estimación del aporte anual de sedimento. Por lo tanto, en un año se tiene un aporte de:

$$\frac{10}{3} = 3.33 \left[\frac{g}{l} \right] = 3.33 \left[\frac{kg}{m^3} \right] = 0.0033 \left[\frac{ton}{m^3} \right]$$

Al multiplicar el valor anterior por la media anual de agua en m^3 , se obtiene el valor del aporte en m^3 , y al dividirlo por el valor de densidad medio de sedimento se llega al aporte en m^3 .

$$0.0033 \left[\frac{ton}{m^3} \right] \cdot 266,614,804.8 \text{ m}^3 = \frac{879,828.86}{2.65} = 332,010.9 \text{ m}^3$$

3.5.8. Resultados

En la tabla 26 se presentan los resultados a modo de resumen, y en la figura 30 se aprecian los mismos, para la obtención del aporte representativo de sedimento en la cuenca, se hizo un promedio de las condiciones más desfavorables posibles, en este caso el método de Namba, el de Gracia y el de la FUPS. De igual forma la tabla 26 muestra el porcentaje que representaría dicho aporte con respecto a la capacidad del vaso (10, 480,456 m^3) y finalmente el tiempo que le llevaría a dicho aporte azolver al 100% a presa si es que no se tomaran acciones de desazolve.

Tabla 26. Resumen de resultados del cálculo de aporte de sedimentos

Cuadro resumen			
Método	Aporte (m ³)	Porcentaje de llenado	Tiempo azolve 100% (años)
Gottschalk	264,001.66	2.52	40
USBR	184,061.68	1.76	57
Namba	817,292.52	7.80	13
Owen & Branson	194,177.12	1.85	54
FUPS	686,780.06	6.55	15
Gracia	1,329,875.45	12.69	8
Datos del lugar	332,010.89	3.17	32

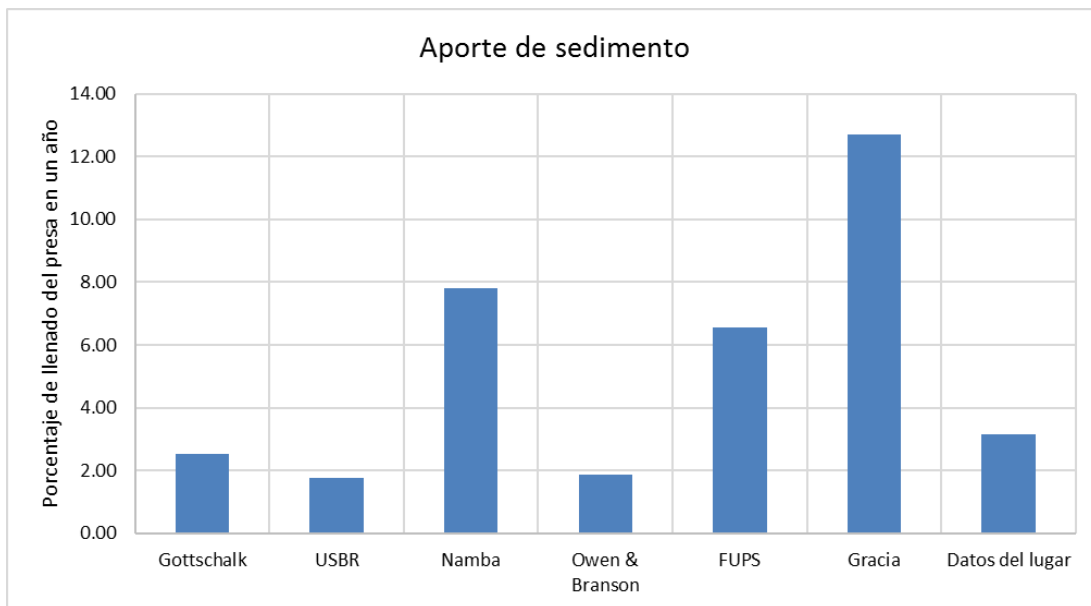


Figura 30. Porcentaje de llenado del vaso por cada caso estudiado.

El promedio de las condiciones más desfavorables en m³ queda de la siguiente forma:

$$AS = 994,649.34 \text{ m}^3$$

4. MÉTODO NUMÉRICO DE ATKINSON

4.1. Generalidades⁵

4.1.1. Criterios existentes de factibilidad del flushing

Se requieren criterios para determinar si el *flushing* en un embalse particular será exitoso o no. En la literatura sobre sedimentación en embalses, por ejemplo, Sloff (Sloff, 1991) discute dichos criterios, pero éstos son cualitativos y no pueden ser usados para evaluar la factibilidad del *flushing*.

En la literatura se presentan algunos criterios cuantitativos para un *flushing* exitoso. Existe una relación propuesta por Annandale (1987) en la cual se involucran la capacidad del embalse con la media anual de agua, y dice que dicha relación deberá ser menor de 1/50. Ackers y Thompson (1987) declaran que esta relación deberá ser tan grande como la mitad (25/50) o más para embalses con una vida media menor a los 100 años. (La vida media es el tiempo tomado antes de que un embalse pierda la mitad de su capacidad útil).

Paul y Dhillon (1988) también propusieron sus propios criterios de factibilidad. Ellos proporcionan parcelas como una forma de determinar el área de las esclusas (compuertas) para descargas de fondo para el *flushing* partiendo de la capacidad inicial y el aporte anual de sedimento.

Pitt y Thompson (1984) reportaron que un *flushing* exitoso sólo ha sido observado en los casos en que el nivel de vaciado es menor a la mitad de la altura de la presa, y donde la capacidad de las descargas de fondo excede la media anual de agua por lo menos en un factor de 2. Por otro lado, Mahmood (1987) presenta un número de criterios para cuantificar la eficiencia y efectividad del *flushing*, pero dichos criterios solamente pueden ser aplicados después que a un embalse ya se le ha aplicado el *flushing*, y por tanto dicho criterio no puede ser usado para predecir el desempeño del *flushing*.

4.1.2. Criterio propuesto por Atkinson

Atkinson en 1996 propone un nuevo criterio para demostrar si el *flushing* puede ser aplicado en un determinado embalse, es decir, si el embalse reúne las características necesarias para que el *flushing* sea exitoso. Atkinson dice que el *flushing* será factible siempre y cuando prevalezcan las siguientes condiciones en el embalse:

⁵ Atkinson, E. (1996). The feasibility of flushing sediment from reservoirs. HR Wallingford, UK. Report No. OD 137.

- Las cantidades de sedimento transportadas a través de las descargas de fondo durante el *flushing* son insuficientes para lograr un balance a largo plazo entre la entrada de sedimento y el sedimento descargado (removido del embalse).
- El volumen de depósitos restantes en el embalse después de que se logra un balance de sedimento es suficientemente pequeño para alcanzar el almacenamiento requerido
- El costo del *flushing* no excede los beneficios; los costos son principalmente el costo del agua usada, pero puede incluir el costo de proveer nuevas compuertas para el *flushing* o el daño causado por la entrada de altas concentraciones de sedimento al río aguas abajo, mientras que los beneficios son principalmente el valor del agua adicional que pueda ser almacenada.

De acuerdo con Atkinson, un vaciado completo se define como la disminución del nivel del agua en el embalse hasta que éste quede vacío, y el caudal del río pase a través del embalse en profundidades similares a las del río antes de que se pusiera la presa. En general, el *flushing* sin un vaciado completo de los niveles de agua puede no ser efectivo.

Cuando las descargas de fondo en una presa se abren por primera vez, se producen velocidades grandes del agua en las inmediaciones inmediatas de las descargas. Las velocidades lejanas a las descargas son pequeñas y por lo tanto no ocurre arrastre de sedimento.

De igual forma, cuando las descargas de fondo de una presa se abren por primera vez, el arrastre está bien localizado para producir una remoción significativa del sedimento en el embalse. Es cuando el embalse está casi vacío que las cantidades significativas del sedimento pasan por las descargas.

Cuando el *flushing* se ejecuta por primera vez en una presa, en la que las descargas de fondo tienen una capacidad insuficiente para lograr el vaciado completo, los sedimentos pequeños son removidos del embalse. El *flushing* producirá un vaciado completo en los alcances superiores del embalse, donde las elevaciones del terreno son superiores, y el sedimento será arrastrado de dicha zona. El sedimento será depositado aguas arriba de la presa donde el vaciado es completo. Después de varios intentos de este tipo de *flushing*, los niveles del sedimento inmediatamente aguas arriba de la presa se elevarán hasta casi alcanzar el nivel de vaciado completo. El vaciado durante el *flushing* estará completo porque el mismo disminuirá los niveles de agua a las nuevas elevaciones del terreno. Por tanto, el *flushing* eventualmente removerá cantidades significativas de sedimento del embalse y se prevendrán elevaciones del terreno natural a futuro.

4.1.3. Relación de balance de sedimentos (SBR)

Atkinson propone una ecuación para expresar el balance de sedimento (ecuación 4.1), la cual relaciona la masa removida por *flushing* anualmente y la masa depositada en el embalse, igual de forma anual.

$$SBR = \frac{M_f}{M_{dep}} > 1 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde:

SBR Relación de balance de sedimento (adimensional)

M_f Masa de sedimento removida anualmente (ton)

M_{dep} Masa de sedimento depositada anualmente (ton)

La ecuación anterior puede volver a escribirse de la siguiente manera, en donde las masas de sedimento se pueden expresar en función del tiempo de *flushing*, gasto sólido removido y eficiencia de atrape.

$$SBR = \frac{86400(T_f)(Q_s)}{N \cdot M_{in} \cdot TE} > 1 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

SBR Relación de balance de sedimento (adimensional)

T_f Duración de *flushing* (días)

Q_s Carga de sedimento removida (m³/s)

N Número de años entre cada evento de *flushing*

M_{in} Media anual de sedimento (ton)

TE Eficiencia de atrape obtenida con las curvas de Brune

Si la relación de balance de sedimento resulta mayor a la unidad se espera entonces que se alcance dicho balance y por lo tanto el criterio se satisface. De igual forma es importante mencionar que para la carga de sedimento removida Q_s , dicho valor se tendrá que dividir entre 3 si es que el embalse en estudio no cumple con las características que tienen aquellos en China (Atkinson 1996).

Por lo tanto, para obtener la relación de balance de sedimentos, se siguen los siguientes pasos:

- a) Obtención de un ancho representativo del embalse con la elevación de la superficie del agua durante la operación del *flushing*

$$W_{res} = W_{bot} + 2 \cdot SS_{res}(El_f - El_{min}) \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde:

W_{bot} Ancho de fondo representativo del embalse (m)

SS_{res} Pendiente representativa de las secciones del embalse

El_f Elevación de la superficie del agua durante el *flushing* (msnm)

El_{min} Elevación del fondo del embalse (msnm)

- b) Cálculo de un ancho de *flushing* usando una ecuación que se ajuste a datos empíricos.

$$W_f = 12.8 \cdot Q_f^{0.5} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

W_f Ancho de *flushing* en el embalse (m)

Q_f Gasto representativo de *flushing*

- c) Estimar la pendiente longitudinal durante el *flushing*:

$$S = \frac{El_{max} - El_f}{L} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde:

El_{max} Elevación de la superficie del agua en el embalse (msnm)

L Longitud del embalse al nivel de agua determinado (m)

- d) Determinación del valor de la constante ψ para el tipo de sedimento a utilizar, mediante el criterio de la Universidad de Tsinghua.

Tabla 27. Obtención de la constante mediante el criterio de la Universidad de Tshinghua (Atkinson 1996)

$\Psi=1600$	Sedimento fino loess
$\Psi=650$	Para $D_{50} < 0.1$ mm
$\Psi=300$	Para $D_{50} \geq 0.1$ mm
$\Psi=180$	Si la descarga del Flushing es baja (menor a los 50 m ³ /s)

- e) Calcular la carga de sedimento durante el *flushing*.

$$Q_s = \psi \frac{Q_f^{1.6} \cdot S^{1.2}}{W^{0.6}} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde:

W Valor mínimo entre W_{res} y W_f previamente calculados (m)

f) Determinación de la masa expulsada anualmente

$$M_f = 86400(T_f)(Q_s) \quad (\text{Ec. 4.7})$$

g) Predicción de la eficiencia de atrape del embalse, mediante las curvas de Brune, la capacidad de almacenamiento original y la media anual de agua

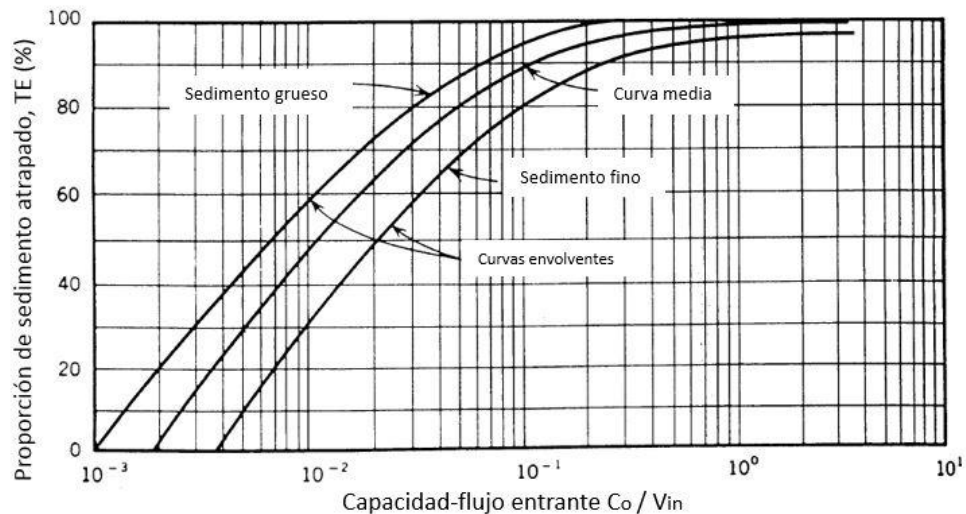


Figura 31. Curvas de Brune para la eficiencia de atrape del embalse (Atkinson 1996)

h) Cálculo de la masa depositada anualmente.

$$M_{dep} = N \cdot M_{in} \cdot TE \quad (\text{Ec. 4.8})$$

i) Determinación de la relación de balance de sedimentos con la ecuación 4.1

4.1.4. Relación de capacidad a largo plazo (LTCR)

Se entiende como capacidad sustentable en un embalse aquella capacidad de almacenamiento que puede ser sustentada por el *flushing* a largo plazo.

Si los niveles más bajos de desplante en cada sección del embalse, donde ya ha sido llevado a cabo el *flushing*, regresan a sus niveles originales, y el embalse es más angosto que el ancho del canal producido por el flujo del *flushing*, entonces sedimento muy pequeño permanecerá en el embalse.

La relación de capacidad al largo plazo (LTCR), se define usando una sección geométrica simplificada del embalse (figuras 32 y 33) tanto en planta como en transversal. Primeramente, se asume al embalse como una figura lo más cercana posible a una figura prismática de forma trapezoidal en sus secciones transversales. Por tanto, una sección transversal en el sitio de la presa es representativa de las condiciones dentro del embalse. En esta sección, se obtiene la relación del área transversal para el

canal formado por el *flushing* y la sección original del embalse. La relación se toma como un indicativo de la relación de capacidad para el embalse completo.

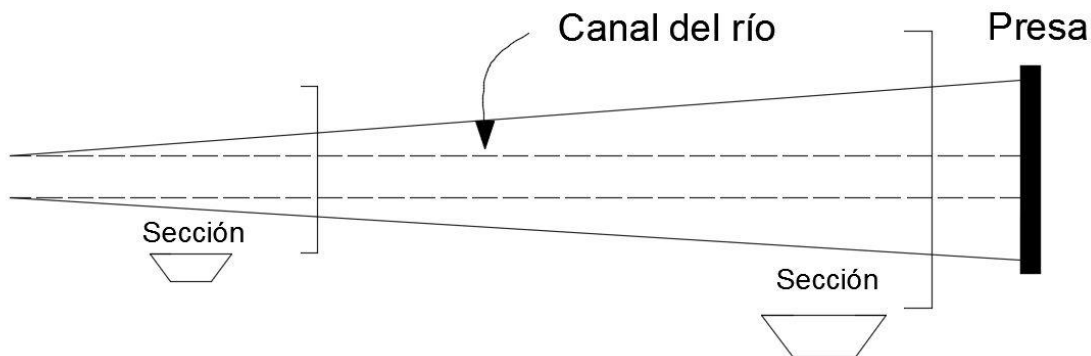


Figura 32. Vista en planta de la geometría simplificada de la presa (Atkinson 1996)

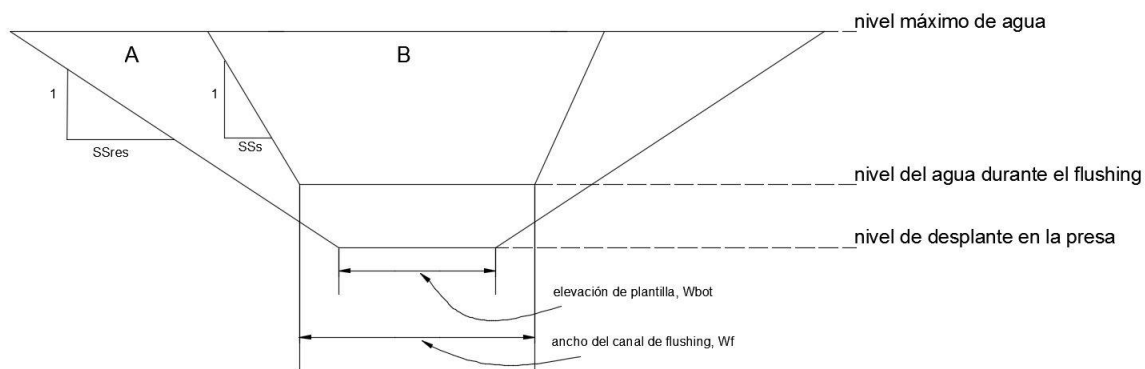


Figura 33. Sección transversal simplificada de la presa a estudiar (Atkinson 1996)

El cálculo de la relación de capacidad al largo plazo se lleva a cabo de la siguiente manera:

- a) Determinar el ancho del canal erosionado en la parte más alta del embalse.

$$W_{tf} = W + 2 \cdot SS_s (El_{max} - El_f) \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde:

W_{tf} Ancho de fondo representativo del embalse (m)

SS_s Pendiente representativa de los depósitos expuestos en el embalse

El_f Elevación de la superficie del agua durante el *flushing* (msnm)

El_{min} Elevación del fondo del embalse (msnm),

$$A_f = W \cdot h_f + (h_f + h_t)h_m \cdot SS_s + h_t^2 \cdot SS_{res} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

- g) Una vez determinada el área del canal erosionado para ambos casos posibles, se determina el área de la sección transversal del embalse como:

$$A_r = \frac{W_t + W_{bot}}{2} (El_{max} - El_{min}) \quad (\text{Ec. 4.16})$$

- h) Se determina finalmente la relación de capacidad a largo plazo como:

$$LTCR = \frac{A_f}{A_r} > 0.5 \quad (\text{Ec. 4.17})$$

4.1.5. Relación de vaciado (DDR)

La relación de vaciado (en %) puede ser expresada con la siguiente ecuación:

$$DDR = 1 - \frac{El_f - El_{min}}{El_{max} - El_{min}} > 0.7 \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Donde:

El_f Elevación de la superficie del agua durante el *flushing* (msnm)

El_{min} Elevación del fondo del embalse (msnm)

El_{max} Elevación de la superficie del agua en el embalse (msnm)

4.1.6. Relación de ancho de canal de flushing (FWR)

Este criterio relaciona el ancho de *flushing* calculado en el SBR y el ancho representativo del fondo del embalse, dicha relación deberá ser mayor a la unidad para quedar satisfecha en su totalidad. Se calcula de la siguiente forma:

$$FWR = \frac{W_f}{W_{bot}} > 1 \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Donde:

W_{bot} Ancho de fondo representativo del embalse (m)

W_f Ancho de *flushing* en el embalse (m)

4.1.7. Relación de ancho de superficie (TWR)

La relación de ancho de superficie relaciona un ancho W_{td} que es el valor del ancho del canal erosionado en la superficie si se asume un *flushing* completo, y un ancho W_t que

es el ancho de superficie obtenido en el inciso de la *LTCR*. Si este criterio arroja valores cercanos a la unidad, el criterio quedará satisfecho, los pasos a seguir son los siguientes:

- a) Cálculo del ancho W_{td} mediante la obtención de un ancho W_{bf} , que es el valor mínimo de W_{bot} y W_f como en el obtenido en la *SBR*.

$$W_{td} = W_{bf} + 2 \cdot SS_{res}(El_{max} - El_{min}) \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Donde:

W_{td} Ancho del canal erosionado en la superficie del agua con *flushing* completo (m).

W_{td} Valor de ancho mínimo entre W_{bot} y W_f

- b) Obtención de la relación de ancho de la superficie como:

$$TWR = \frac{W_{td}}{W_t} \approx 1 \quad (\text{Ec. 4.21})$$

4.1.8. Relación de balance de sedimentos con vaciado total (*SBR_d*)

El cálculo de esta relación se hace de la misma manera que en la sección 4.1.3, solo que la diferencia radicaré en la siguiente ecuación:

$$El_f = El_{min} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

Por lo tanto, la relación de balance de sedimentos con vaciado total deberá ser mayor a la unidad para quedar satisfecha en su totalidad, se obtiene como:

$$SBR_d = \frac{M_f}{M_{dep}} > 1 \quad (\text{Ec. 4.23})$$

4.2. Aplicación del método de Atkinson en la presa en estudio.

De información proporcionada por el Instituto de Ingeniería al 2016, la presa tiene las características tanto al NAMO como al NAMinO, mostradas en las tablas 28 y 29 respectivamente. Dichas características se extrapolaron a las condiciones que propone Atkinson para analizar la factibilidad del *flushing*.

Tabla 28. Características de la presa al NAMO para el método de Atkinson

Aguas al NAMO		
Característica	Valor	Unidades
Capacidad de almacenaje original (C_o)	10,480,455.73	m ³
Longitud del embalse (L)	3,400.00	m
Nivel de aguas mínimo operación (El _{max})	1,551.50	m
Nivel de desplante a.a de la presa (El _{min})	1,504.40	m
Constante de tipo de sedimento (ψ)	300.00	[1]
Tiempo propuesto de flushing (T _f)	0.10	días
Elevaciones de la descarga de fondo (El _f)	1,508.00	m
Descarga pasando por el reservorio (Q _f)	383.00	m ³ /s
Media anual de sedimentos (M _{in})	2,460,377.19	ton
Media anual de agua (V _{in})	266,614,804.80	m ³
Eficiencia de atrape (TE)	0.75	[1]
Pendiente representativa de las secciones del embalse (SS _{res})	1.44	
Pendiente representativa de los depósitos expuestos en el embalse (SS _s)	0.39	

Tabla 29. Características de la presa al NAMinO para el método de Atkinson

Aguas al NAMinO		
Característica	Valor	Unidades
Capacidad de almacenaje original (C_o)	10,480,456.00	m ³
Longitud del embalse (L)	1,710.00	m
Nivel de aguas mínimo operación (El _{max})	1,522.00	m
Nivel de desplante a.a de la presa (El _{min})	1,504.40	m
Constante de tipo de sedimento (ψ)	300.00	[1]
Tiempo propuesto de flushing (T _f)	0.20	días
Elevaciones de la descarga de fondo (El _f)	1,508.00	m
Descarga pasando por el reservorio (Q _f)	217.00	m ³ /s
Media anual de sedimentos (M _{in})	2,460,377.19	ton
Media anual de agua (V _{in})	266,614,804.80	m ³
Eficiencia de atrape (TE)	0.75	[1]
Pendiente representativa de las secciones del embalse (SS _{res})	1.44	
Pendiente representativa de los depósitos expuestos en el embalse (SS _s)	0.39	

Para la obtención de la SBR, los pasos a seguir de acuerdo con la sección 4.1.3 son los siguientes:

- Obtención de un ancho representativo del embalse con la elevación de la superficie del agua (NAMO para este caso) durante la operación del *flushing*

$$W_{res} = W_{bot} + 2 \cdot SS_{res}(El_f - El_{min})$$

$$W_{res} = 32.44 + 2(1.44)(1508 - 1504.4)$$

$$W_{res} = 42.811 \text{ m}$$

- Cálculo de un ancho de *flushing* usando una ecuación que se ajuste a datos empíricos.

$$W_f = 12.8 \cdot Q_f^{0.5}$$

$$W_f = 12.8 \cdot (383)^{0.5}$$

$$W_f = 250.501 \text{ m}$$

- Tomar el valor mínimo entre W_{res} y W_f como ancho representativo del embalse durante las operaciones de *flushing*, por lo tanto, se usa $W_{res} = 42.811$
- Estimar la pendiente longitudinal durante el *flushing*:

$$S = \frac{El_{max} - El_f}{L}$$

$$S = \frac{1551.5 - 1508}{3400}$$

$$S = 0.0128$$

- Determinación del valor de la constante ψ para el tipo de sedimento a utilizar, se obtuvo mediante el criterio de la Universidad de Tsinghua y se seleccionó para este caso un $\psi=300$.
- Calcular la carga de sedimento durante el *flushing*, y dado que Atkinson sugiere que, si la presa en estudio no tiene las características de las de China, Q_s deberá ser dividido entre 3.

$$Q_s = \psi \frac{Q_f^{1.6} \cdot S^{1.2}}{W^{0.6}}$$

$$Q_s = (300) \frac{383^{1.6} \cdot 0.00128^{1.2}}{42.811^{0.6}}$$

$$Q_s = 2289.38 \frac{m^3}{s} = \frac{2289.38}{3} = 763.130 \frac{m^3}{s}$$

- Determinación de la masa expulsada anualmente.

$$M_f = 86400(T_f)(Q_s)$$

$$M_f = 86400(0.1)(763.13)$$

$$M_f = 7,773,997.7 \text{ ton}$$

- Predicción de la eficiencia de atrape del embalse, mediante las curvas de Brune, la capacidad de almacenamiento original y la media anual de agua.

$$\frac{C_o}{V_{in}} = \frac{10,480,456}{266,614,804} = 0.03931$$

Para este caso, la eficiencia de atrape de tomó con la curva media, arrojando un valor del 75% aproximadamente.

- Cálculo de la masa depositada anualmente.

$$M_{dep} = M_{in} \cdot TE \cdot N$$

$$M_{dep} = (2,460,377.2) \cdot (0.75) \cdot (1)$$

$$M_{dep} = 1,832,981.01 \text{ ton}$$

- Determinación de la relación de balance de sedimentos

$$SBR = \frac{M_f}{M_{dep}}$$

$$SBR = \frac{7,773,997.7}{1,832,981.01}$$

$$SBR = 3.6 > 1$$

De acuerdo con la sección 4.1.4, los pasos a seguir para la LTCR al NAMO son los siguientes:

- Determinación del ancho del canal erosionado en la parte más alta.

$$W_{tf} = W + 2 \cdot SS_s (El_{max} - El_f)$$

$$W_{tf} = 42.811 + 2 (0.39)(1551.5 - 1508)$$

$$W_{tf} = 76.741 \text{ m}$$

- Determinación del ancho del embalse a esa misma elevación para geometría simplificada supuesta.

$$W_t = W_{bot} + 2 \cdot SS_{res}(El_{max} - El_{min})$$

$$W_t = 32.443 + 2(1.44)(1551.5 - 1504.4)$$

$$W_t = 168.091 \text{ m}$$

- Se tiene que $W_{tf} < W_f$, entonces la geometría del embalse no restringe el ancho del canal erosionado por lo que área del canal erosionado A_f , se obtiene a continuación.

$$A_f = \frac{W_{tf} + W_f}{2} (El_{max} - El_f)$$

$$A_f = \frac{168.091 + 42.811}{2} (1551.5 - 1508)$$

$$A_f = 2600.256 \text{ m}^2$$

- Estimación de la sección transversal del embalse como:

$$A_r = \frac{W_t + W_{bot}}{2} (El_{max} - El_{min})$$

$$A_r = \frac{168.091 + 32.443}{2} (1551.5 - 1504.4)$$

$$A_r = 4722.575 \text{ m}^2$$

- Estimación de la LTCR.

$$LTCR = \frac{A_f}{A_r}$$

$$LTCR = \frac{2600.256}{4722.575}$$

$$LTCR = 0.55 > 0.5$$

La relación de vaciado se obtiene involucrando las elevaciones principales del embalse según Atkinson, como:

$$DDR = 1 - \frac{El_f - El_{min}}{El_{max} - El_{min}}$$

$$DDR = 1 - \frac{1508 - 1504.4}{1551.5 - 1504.4}$$

$$DDR = 0.92 > 0.7$$

La relación de anchos del canal del *flushing* se obtuvo de la siguiente manera:

$$FWR = \frac{W_f}{W_{bot}}$$

$$FWR = \frac{168.09}{32.443}$$

$$FWR = 7.72 > 1$$

De acuerdo con la sección 4.1.7, la relación de ancho de superficie se obtiene siguiendo los siguientes pasos:

- Obtención del ancho W_{td} mediante la obtención de un ancho W_{bf} , que es el valor mínimo de W_{bot} y W_f como en el obtenido en SBR, por lo tanto, $W_{bf}=32.44$ m, por lo tanto:

$$W_{td} = W_{bf} + 2 \cdot SS_s(El_{max} - El_{min})$$

$$W_{td} = 32.44 + 2(0.39)(1551.5 - 1504.4)$$

$$W_{td} = 69.18 \text{ m}$$

- Obtención de la relación de ancho de la superficie:

$$TWR = \frac{W_{td}}{W_t}$$

$$TWR = \frac{69.18}{168.09}$$

$$TWR = 0.41 \approx 1$$

El cálculo de esta relación se hace de la misma manera que en la sección 4.1.3, solo que la diferencia radicará en la siguiente ecuación:

$$El_f = El_{min} = 1504.4 \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Por lo tanto, la relación de balance de sedimentos con vaciado total deberá ser mayor a la unidad para quedar satisfecha en su totalidad, se obtiene como:

$$SBR_d = \frac{8,566,621.23}{1,832,981.01}$$

$$SBR_d = 4.67 > 1$$

De igual forma los cálculos para el NAMinO se hicieron siguiendo el procedimiento anterior, los parámetros obtenidos para este nivel de agua se muestran en la tabla 30.

Tabla 30. Parámetros obtenidos al NAMinO

Parámetros al NAMinO	
W _{res} (m)	42.81
W _f (m)	188.56
S	0.01
W (m)	42.81
Q _s (m ³ /s)	539.86
Q _s /3 (m ³ /s)	179.95
M _f (ton)	7773997.70
M _{dep} (ton)	1832981.01
W _{tf} (m)	53.73
W _t (m)	83.13
A _f (m ²)	675.79
A _r (m ²)	1017.05
W _{td} (m)	46.17

4.2.1. Resultados

A continuación, se expresan en forma de tabla los resultados de la aplicación del método de Atkinson a la presa en estudio, tanto para el NAMO como para el NAMinO.

Tabla 31. Resultados del método de Atkinson al NAMO

TABLA RESUMEN			
Criterio	Valor	Valor requerido	¿Cumple?
SBR	3.60	> 1	Totalmente
LTCR	0.55	> 0.5	Totalmente
DDR	0.92	> 0.7	Totalmente
FWR	7.72	> 1	Totalmente
TWR	0.41	≈1	Parcialmente
SBRd	4.67	> 1	Totalmente

Tabla 32. Resultados del método de Atkinson al NAMinO

TABLA RESUMEN			
Criterio	Valor	Valor requerido	¿Cumple?
SBR	1.70	> 1	Totalmente
LTCR	0.66	> 0.5	Totalmente
DDR	0.80	> 0.7	Totalmente
FWR	5.81	> 1	Totalmente
TWR	0.56	≈1	Parcialmente
SBRd	2.64	> 1	Totalmente

Se aprecia que para ambos niveles de agua el método aplicado resulta favorable, lo que significa que al menos técnicamente el *flushing*, será exitoso en la presa, sin embargo, para el tiempo propuesto de *flushing* en el NAMO se requiere solamente de 0.1 días, es decir, 2.4 horas de *flushing*, ya que el nivel tan alto del agua puede favorecer a un pronto vaciado del embalse y, por lo tanto, una mejor remoción de sedimento del mismo. En el NAMinO se requiere del doble del tiempo, 0.2 días o 4.8 horas, y el problema radica en que el nivel del agua es tan bajo que sólo se tiene una carga disponible de 17.6 m, haciendo que en dicho nivel de agua el problema se vuelva otro y se maneje como otra presa diferente., es decir, que para este caso el *flushing* sería de una forma local (hasta donde termina la longitud del agua en dicho nivel) y por tanto, se podría aplicar alguna otra forma de desazolve en el resto del vaso donde el agua ya no llega.

Si se llegara a requerir algún otro tipo de método de desazolve, esto se aborda con mayor profundidad en el capítulo 7

5. MODELO IBER

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros.

5.1. Módulo hidrodinámico

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios.

Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo.

En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

5.1.1. Ecuaciones hidrodinámicas

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = M_s \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} + 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \quad (\text{Ec. 5.3})$$

En donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la lámina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento de fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de rotación de la Tierra, λ es la latitud del punto considerado, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e , τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelación de precipitación, infiltración y sumideros.

Se incluyen los siguientes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas:

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas
- Rozamiento del fondo
- Rozamiento superficial por viento
- Precipitación
- Infiltración

Se modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras.

5.2. Módulo de transporte sólido no-estacionario

El módulo de transporte sólido resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no-cohesivos en régimen no estacionario. Se resuelven tanto las ecuaciones de transporte de fondo como las ecuaciones de transporte en suspensión, modelándose el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación/suspensión.

El módulo de transporte de sedimentos utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por el módulo hidrodinámico y de turbulencia. El caudal sólido de fondo se calcula mediante una formulación empírica, pudiéndose elegir entre la formulación de Meyer-Peter Müller y la de Van Rijn. El transporte de

sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad.

5.2.1. Tensión de fondo

La tensión de fondo total en el lecho de un río está generada tanto por la rugosidad de grano de sedimento (la cual es proporcional al diámetro del sedimento) como por las formas de fondo (rizos, dunas o anti dunas). Únicamente la tensión por grano contribuye al movimiento de sedimentos por carga de fondo. Por lo tanto, previamente al cálculo del caudal sólido de fondo es necesario estimar la tensión de fondo debida al grano. Para ello las formulaciones implementadas utilizan la partición de tensiones de Einstein, en la cual se calcula la tensión de grano a partir de la tensión total como:

$$\tau_{bs}^* = \tau_b^* \left(\frac{n_s}{n} \right)^{1.5} ; n_s \approx \frac{K_s^{\frac{1}{6}}}{25} ; K_s \approx 2 \div 3D_s \quad (\text{Ecs. 5.4})$$

Siendo n el coeficiente de Manning total, n_s el coeficiente de Manning equivalente debido a grano, D_s el diámetro del sedimento, K_s la altura de rugosidad de grano (calculada a partir del diámetro del sedimento), τ_b la tensión total de fondo, τ_{bs} la tensión de fondo debida a grano, τ_b^* , τ_{bs}^* las tensiones totales y de grano adimensionales, calculadas como:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD_s} ; \tau_{bs}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad (\text{Ecs. 5.5})$$

Donde ρ_s es la densidad del sedimento y ρ es la densidad del agua. En IBER se ha utilizado $K_s = 2.5 D_s$

5.2.2. Caudal sólido de fondo

El caudal sólido de fondo se calcula a partir de formulaciones empíricas. En la versión actual del modelo se implementan dos formulaciones ampliamente conocidas y utilizadas:

- Meyer-Peter & Müller
- Van Rijn

Para el caso de estudio del *flushing*, lo que interesa es la remoción del sedimento grueso (arenas gruesas, para este caso) y por esto que se ocupó la fórmula de Meyer-Peter & Müller que es la más usada a nivel mundial y la que mejor se acopla al tipo de sedimento grueso.

Fórmula de Meyer-Peter & Müller

La ecuación original de Meyer-Peter y Müller, deducida para fondos de grava de hasta 30 mm de diámetro, calcula el caudal sólido de fondo con la siguiente expresión:

$$q_{sb}^* = 8 \cdot (\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Donde el caudal sólido adimensional se calcula como:

$$q_{sb}^* = \frac{q_{sb}}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s^3}} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Es importante mencionar que se hacen algunas consideraciones cuando el fondo del transporte no es plano, es decir, si el fondo es plano en la ecuación 5.6 el valor de la tensión crítica será de $\tau_c^*=0.047$. Por otro lado, si el fondo no es plano (como es este caso) se tendrá que hacer una corrección por pendiente de fondo, y las ecuaciones anteriores deberán corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa

5.2.3, Corrección por pendiente de fondo

Cuando el fondo no es plano, las ecuaciones anteriores deben corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa. La formulación de la corrección por pendiente de fondo, que se realiza sobre el término de tensión crítica de inicio del movimiento, se detalla en Apsley y Stansby (2008) donde se presenta un trabajo que engloba y generaliza metodologías de trabajos anteriores de varios autores como el de Dey (2003) o Wu (2004).

Para considerar la pendiente de fondo tanto en el inicio del movimiento como en el caudal sólido, la componente de peso del sedimento, debida a la pendiente de fondo, se combina de forma vectorial con la tensión de fondo para obtener una tensión efectiva. Si b es un vector unitario en la dirección de la línea de máxima pendiente, la tensión efectiva adimensional se define como:

$$\tau_{bs,eff}^* = \tau_{bs}^* + D_0 \cdot \text{sen}\beta \cdot b \quad (\text{Ec. 5.8})$$

donde β es el ángulo de la línea de máxima pendiente con la horizontal, y D_0 un parámetro de forma de la partícula. Para que en ausencia de flujo el movimiento empiece cuando β es igual al ángulo de rozamiento interno del material (ϕ), el parámetro D_0 se define como:

$$D_o = \frac{\tau_{c,0}^*}{\tan\phi} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

en dónde $\tau_{c,0}$ es la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otro lado, la tensión crítica efectiva se reduce proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo:

$$\tau_{eff,crit}^* = \tau_{c,0}^* \cdot \cos\beta \cdot \quad (\text{Ec. 5.10})$$

siendo $\tau_{c,0}^*$ la tensión crítica adimensional para fondo plano. A partir de aquí se utilizan las fórmulas de caudal sólido presentadas en el apartado anterior, pero sustituyendo las tensiones (de fondo y crítica) por tensiones efectivas, y obteniendo el caudal sólido, que es función de la tensión del fluido y de la pendiente de fondo, en cada una de las direcciones x y y .

La formulación anterior es una formulación enteramente vectorial del caudal sólido de fondo capaz de considerar cualquier orientación del flujo respecto de la línea de máxima pendiente.

5.3. Construcción y calibración del modelo

5.3.1. Modelo digital de elevaciones

Un modelo digital de elevaciones (MDE) es una superficie en formato *raster*, en este tipo de formato, la superficie está representada por un conjunto de píxeles o recuadros, donde cada píxel contiene ciertos atributos. Para el caso de un MDE, cada píxel contiene información sobre la elevación del terreno en el área que abarca. Se realizó la conformación del MDE correspondiente para la presa en estudio, considerando la siguiente información:

- Batimetría de la presa, recabada por el Instituto de Ingeniería (2016)
- El modelo digital de elevaciones de INEGI para la zona aledaña a la presa
- La entrada y la salida del río Temascaltepec

Integrando los modelos digitales de elevaciones antes mencionados, se obtuvo un MDE como que se muestra en la figura 35, con resolución de 5x5 metros por cada píxel, el cual abarca un área considerable de la batimetría y sus zonas aledañas para el fenómeno que se quiere simular; mediante dicho modelo digital de elevaciones se generaron los parámetros para la conformación de las condiciones iniciales y de contorno para el modelado bidimensional.

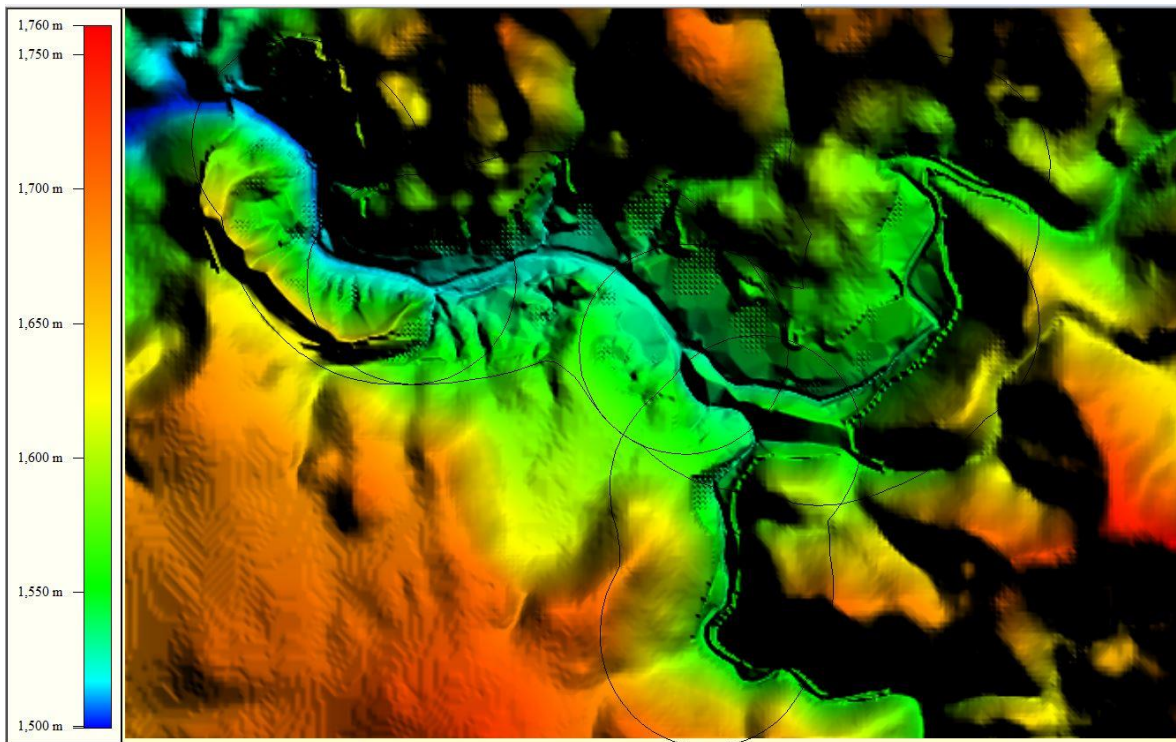


Figura 35. Modelo digital de elevaciones obtenido para la presa en estudio

Mediante el uso del software Global Mapper (software GIS), se generaron las líneas de flujo en el MDE de la figura 35, esto con la finalidad de crear "buffers" (figura 36) o áreas de influencia que abarcaran todo el vaso, así como las entradas y las salidas del río. De igual forma, la creación de dichos buffers se hizo con la principal finalidad de facilitar la simulación bidimensional a modo de que al momento de meter las condiciones iniciales y las de contorno (tanto para hidrodinámica, como para sedimentos) el cálculo fuera mucho más rápido para la computadora, pero sin perder precisión en el mismo.

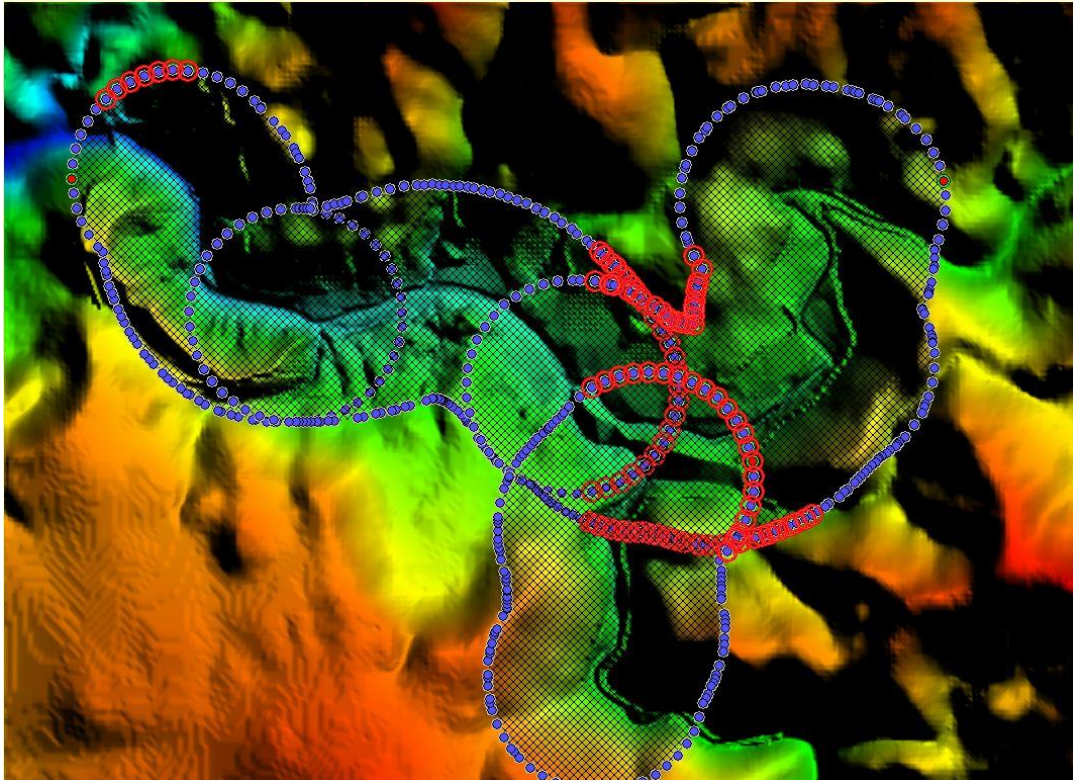


Figura 36. Buffers creados con Global Mapper para el MDE creado

5.3.2. Exportación a IBER y generación del modelo

5.3.2.1. Superficies NURBS

Una vez que el modelo fue refinado en el software GIS Global Mapper, dichos buffers se exportaron como archivos .shp al Iber (figura 37), de modo que se tuviera una sola área de influencia para todo el vaso. Una vez tenida el área, se procedió a generar superficies NURBS (*non-uniform rational B-spline*) en el área de influencia correspondiente.

Es importante mencionar que el vaso se dividió en 3 superficies NURBS que abarcaban (figura 38):

- Vaso aguas arriba de la cortina
- Desagüe de fondo de la cortina
- Sección aguas debajo de la cortina

Generadas las superficies NURBS se procedió al generado de la malla de cálculo.

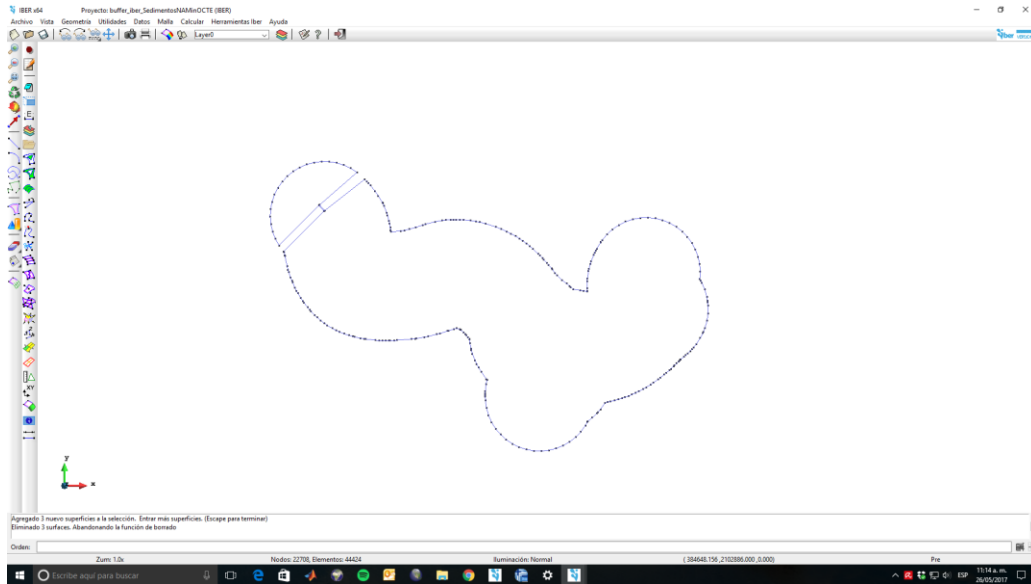


Figura 37. Resultado de la exportación de buffers al Iber

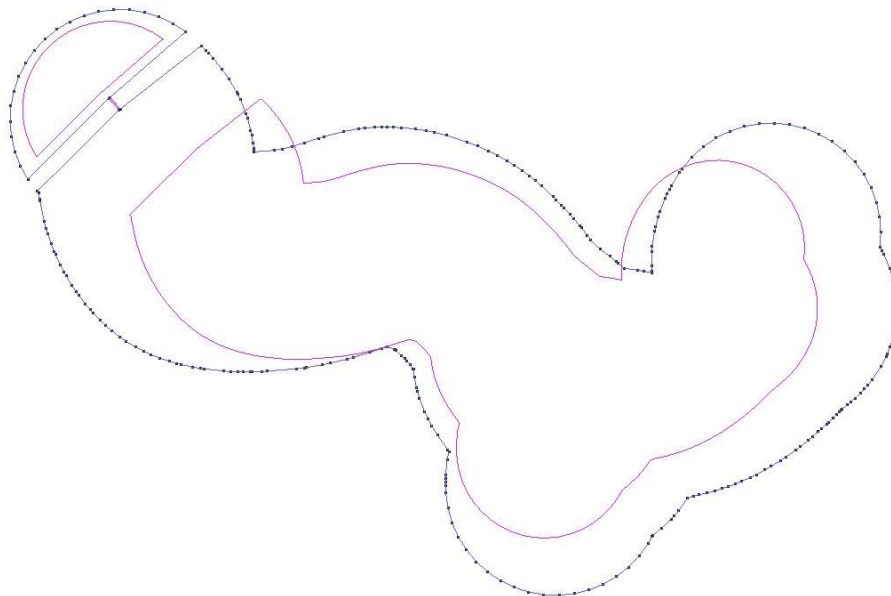


Figura 38. Superficies NURBS generadas con Iber

Para la creación del desagüe de fondo en el modelo, se ocuparon las coordenadas geográficas de la obra de desvío (tabla 33) y se trazaron líneas transversales al vaso con origen en dichas coordenadas, de modo que se hiciera una apertura en la cortina, como se ilustra en la figura 39.

Tabla 33. Coordenadas geográficas de la obra de desvío actual

Punto	Coordenadas geográficas		
	x	y	z
A	383444.8020	2103247.7319	1508.0
B	383448.2511	2103250.7757	1508.0
C	383416.4996	2103279.9010	1508.0
D	383420.2722	2103282.4873	1508.0

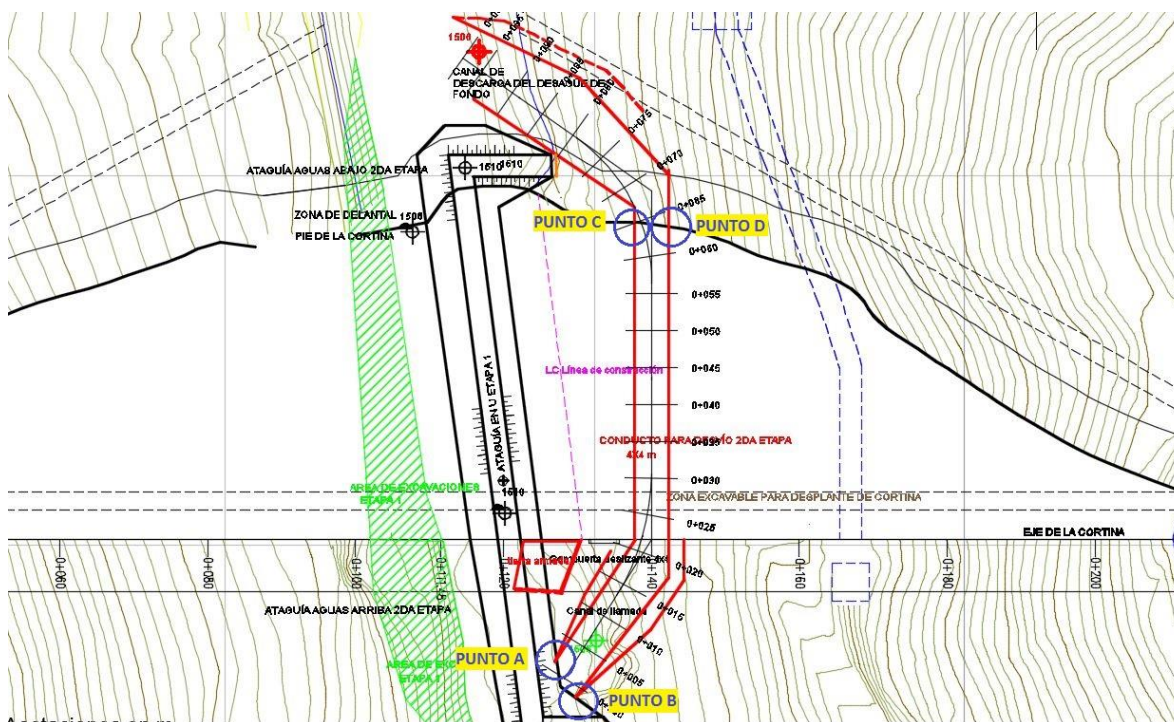


Figura 39. Localización de la obra de desvío actual

De acuerdo con los planos más actualizados de la obra de desvío, ésta cuenta con un área hidráulica de 16m^2 en sección rectangular, es decir, $4 \times 4\text{ m}$, para las simulaciones se tomó como un túnel hecho de hormigón, por lo que su factor de fricción de Manning es de 0.013 de acuerdo con los estándares de Iber.

En la figura 41 se aprecia la localización final de la obra de desvío en el modelo final de Iber, una vez hecho esto, se procedió al comando “Datos→Hidrodinámica→Estructuras→Cubierta” a modo de generar una cubierta que cubriera toda la obra de desvío, ya que ésta aún no era túnel sino un canal.

La cubierta se generó para las características de la figura 40 y se le aplicó dicha cubierta a toda la malla que componía la obra de desvío, de modo que al hacer esto se obtuviera un túnel rectangular de 4x4 m, desplantado en la cota 1508 msnm y hecho de hormigón. El límite inferior de la cubierta es en la elevación 1512, mientras que el límite inferior es en la 1556 que es la elevación donde se encuentra la corona.

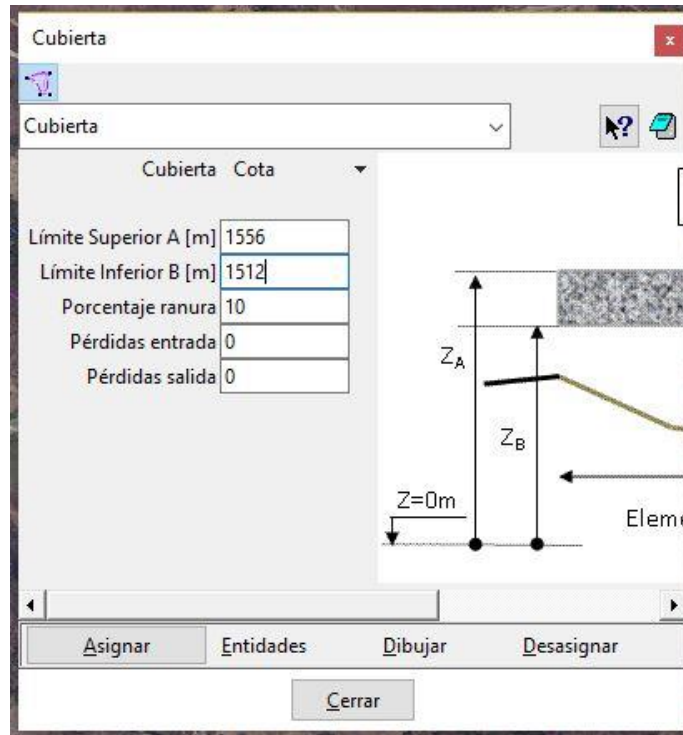


Figura 40. Datos de entrada para cubierta en la obra de desvío

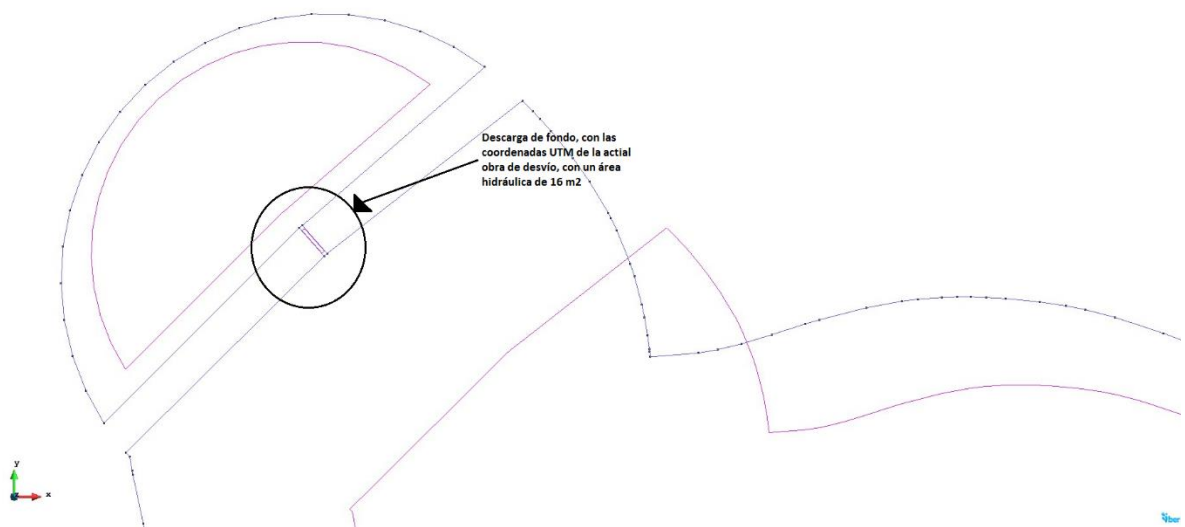


Figura 41. Localización final de la obra de desvío con cubierta

5.3.2.2. Mallado

Para la malla de cálculo se generaron tres mallas principales compuestas por elementos de resolución máxima de la siguiente forma: 2 m para la malla en el desagüe de fondo, 10 m para las mallas en el vaso y aguas debajo de la presa. Como se puede observar la malla proviene de las superficies NURBS generadas, sin embargo, al momento de hacer el cálculo en Iber, se generaba una tercera malla mediante el comando “asignar elevación desde archivo”, que lo que hacía era asignar elevaciones a cada uno de los elementos de la malla generada, pero usando el MDE previamente hecho en Global Mapper.

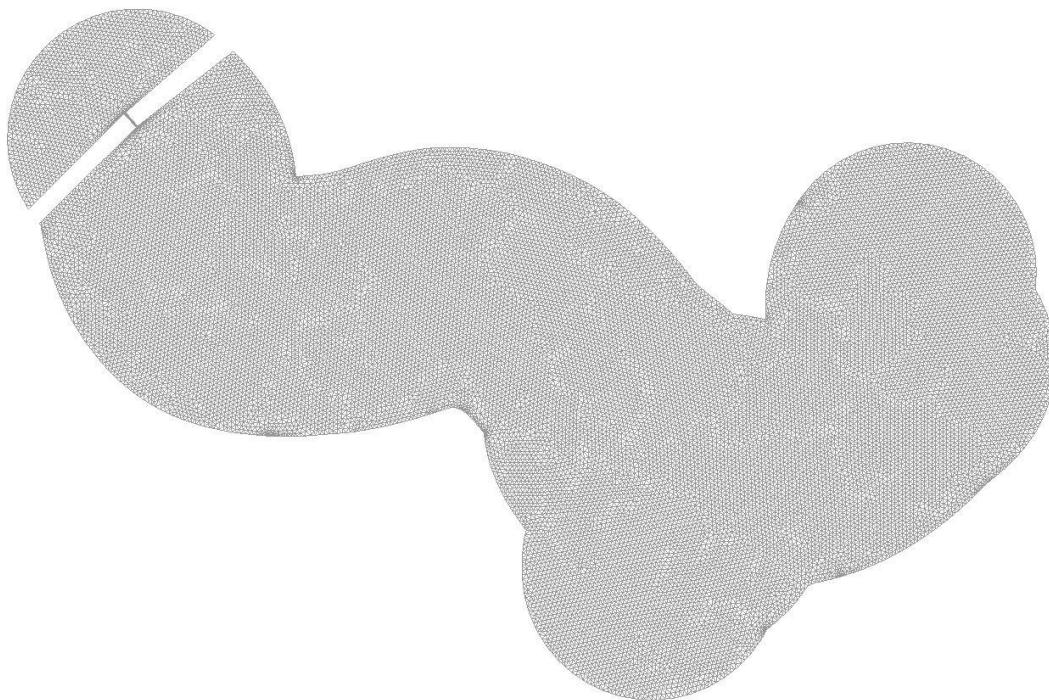


Figura 42. Malla generada por Iber tomando como referencia el MDE de la presa

5.3.2.3. Datos del problema

Se hicieron cuatro simulaciones diferentes, cada una con diferentes condiciones iniciales y de frontera, sin embargo, para las cuatro se emplearon datos de la tabla 34 correspondientes al módulo de hidrodinámica y de sedimentos.

Es importante mencionar que, dado que no se cuenta con información sobre el tipo de sedimento que se encuentra en el río Temascaltepec, se usaron valores teóricos para arenas muy gruesos (Juárez, 2012).

Tabla 34. Datos medidos al Iber para las simulaciones correspondientes

Dato	Valor
Tiempo de simulación (s)	86400
Intervalos de resultados (s)	60
Módulo hidrodinámico	
Cubierta	cota 1512 a 1556 msnm
Módulo de sedimentos	
Transporte en suspensión	DESACTIVADO
Transporte de fondo	ACTIVADO
D ₅₀ (mm)	1.75
Posición capa roca	1508 msnm 1504.4 msnm
Porosidad	0.3
Densidad relativa	2.65
Ángulo de fricción interna (rad)	0.36652

Por otro lado, se tiene que la posición de la capa roca es aquella cota en la que el modelo dejará de erosionar, es decir, que de la cota propuesta como capa roca hacia valores inferiores a ésta, el modelo dejará de arrastrar sedimento. Por lo tanto, se tiene que la primer capa de roca está en la elevación 1504.4 msnm que es el nivel de desplante de la presa y, por otro lado, la elevación 1508 msnm es el nivel del umbral de la obra de desvío.

Finalmente, se puede apreciar que solamente el módulo de transporte de sedimento de fondo fue activado, esto es debido al fenómeno que se está modelando, es decir, los volúmenes de agua pasando por el embalse son tan grandes que el sedimento en suspensión tiene poca o nula influencia y solamente interesa el comportamiento del sedimento de fondo.

5.3.3. Simulaciones propuestas

5.3.3.1. Condiciones iniciales y de frontera

Para la realización de las cuatro simulaciones propuestas, se tienen diferentes condiciones de contorno e iniciales, en la tabla 35 se enuncian las simulaciones propuestas.

Tabla 35. Simulaciones propuestas para el Iber

Simulación	Condiciones Iniciales		Condiciones de frontera	
		Nivel de agua (msnm)	Entrada	Salida
1	NAMO	1551.5	Q= constante	Flujo supercrítico
2		1551.5	Hidrograma	Flujo supercrítico
3	NAMinO	1522	Q= constante	Flujo supercrítico
4		1522	Hidrograma	Flujo supercrítico

En la geometría construida en Iber, se indicó como condición de entrada, la misma entrada del río al vaso, y como salida, aquella localizada agua abajo de la presa y la obra de desvío, es decir, desembocando al cauce natural del río (figura 43).

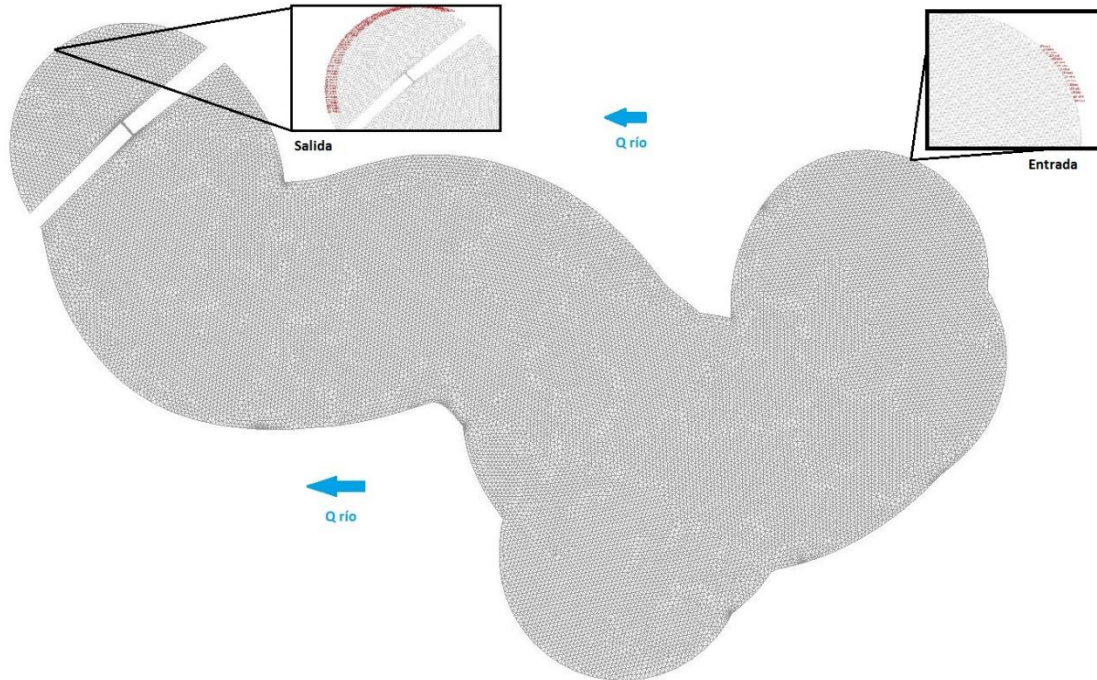


Figura 43. Localización de las condiciones de contorno

Para las simulaciones 1 y 3 se usó un gasto constante desde el segundo cero hasta el 86,400, dicho gasto es el correspondiente al gasto medio anual en el río cuyo valor es de $8.454 \text{ m}^3/\text{s}$ (figura 44)

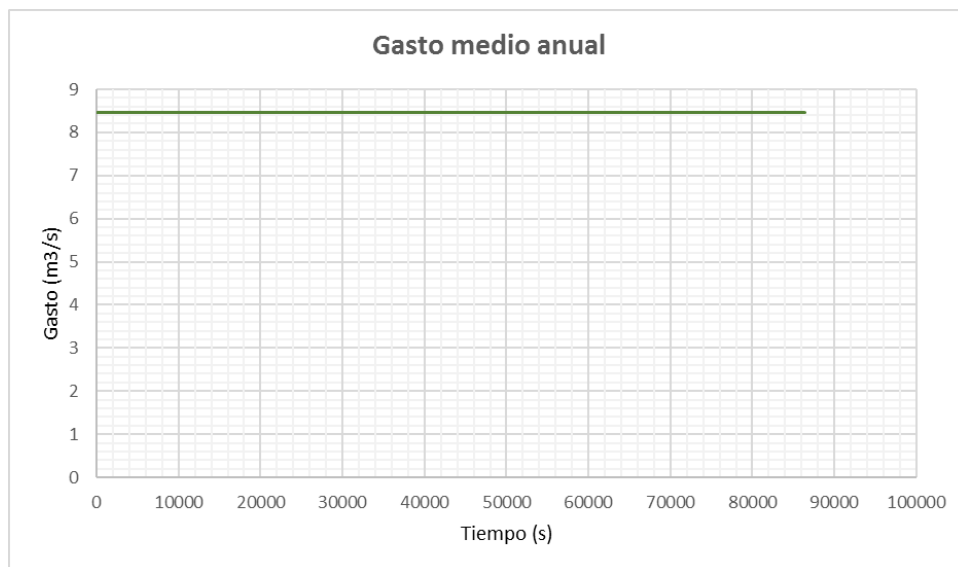
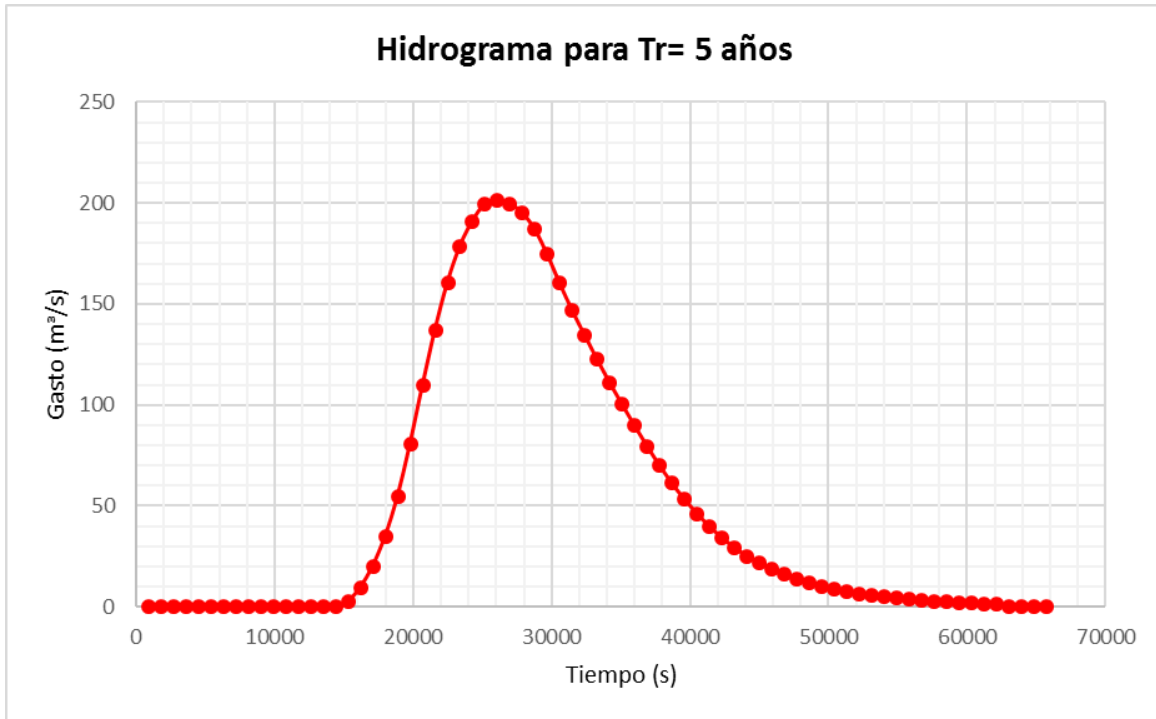


Figura 44. Gasto medio anual del río, ingresado al modelo Iber

Con respecto a las simulaciones 2 y 4 la condición de entrada correspondió al hidrograma para un período de retorno de cinco años, esto se debe a que se está proponiendo una ejecución anual del *flushing* y es por esto que el hidrograma con período de retorno de cinco años es el más probable a presentarse en un evento de esta naturaleza. De igual forma se puede hacer una propuesta de ejecución de *flushing*, pero esperando a que llegue el gasto pico de dicho hidrograma y, por lo tanto, no perder tanta agua en el embalse, pero si acarrear mayor cantidad de sedimento posible.



Donde se tiene un gasto pico de:

$$Q = 201.4 \frac{m^3}{s}$$

5.4. Aplicación del modelo Iber en la presa

5.4.1. Agua al NAMO y gasto constante

A continuación, se muestran imágenes capturadas durante la simulación al NAMO para gasto constante, las cuales ilustran el embalse en el instante cero (lleno) y al momento en que se vacía (figura 45). Por otro lado, en la figura 46 se tiene el transporte de fondo que pasa en el primer instante de vaciado de la presa y cuando ésta queda vacía con gasto constante.

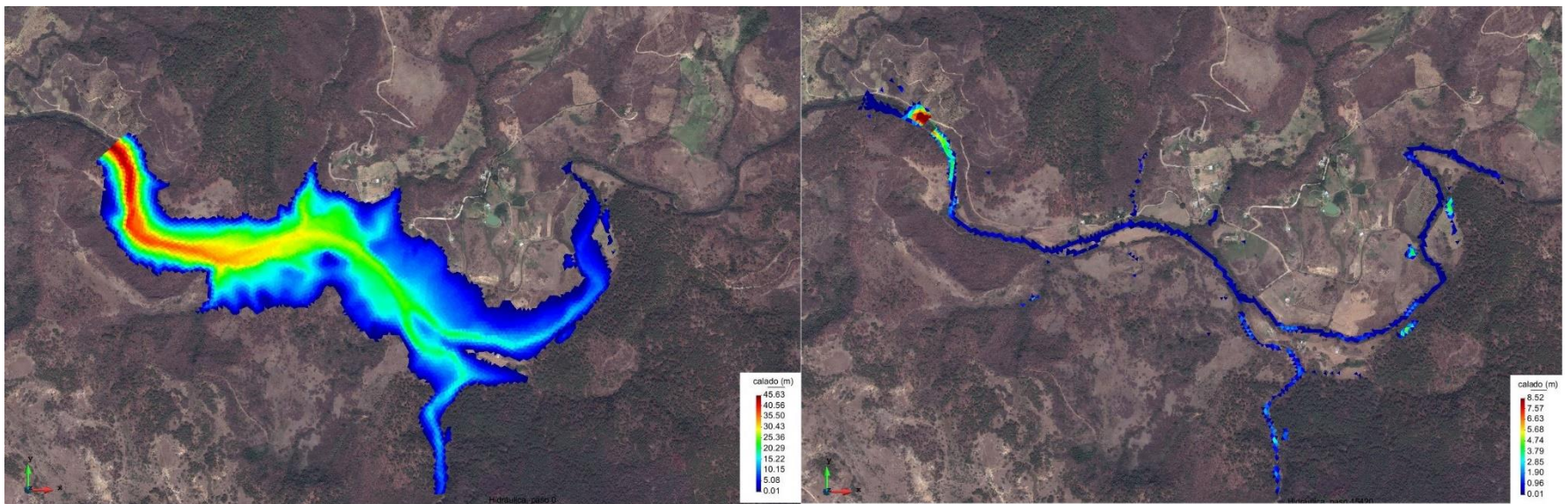


Figura 45. Calado de la presa al NAMO con gasto constante

Se aprecia en la imagen (figura 45) que la presa en su inicio tiene un calado de casi 46 m, que es la carga que representa el NAMO, al momento de abrir la descarga de fondo la presa se vacía en 4.2 horas hasta que el río alcanza un tirante medio de 7.5 a 8.8 m. De acuerdo con el volumen al NAMO ($10,480,456 \text{ m}^3$) la presa tardaría en llenarse, si se mantuviera un gasto constante, unos 14 días aproximadamente.

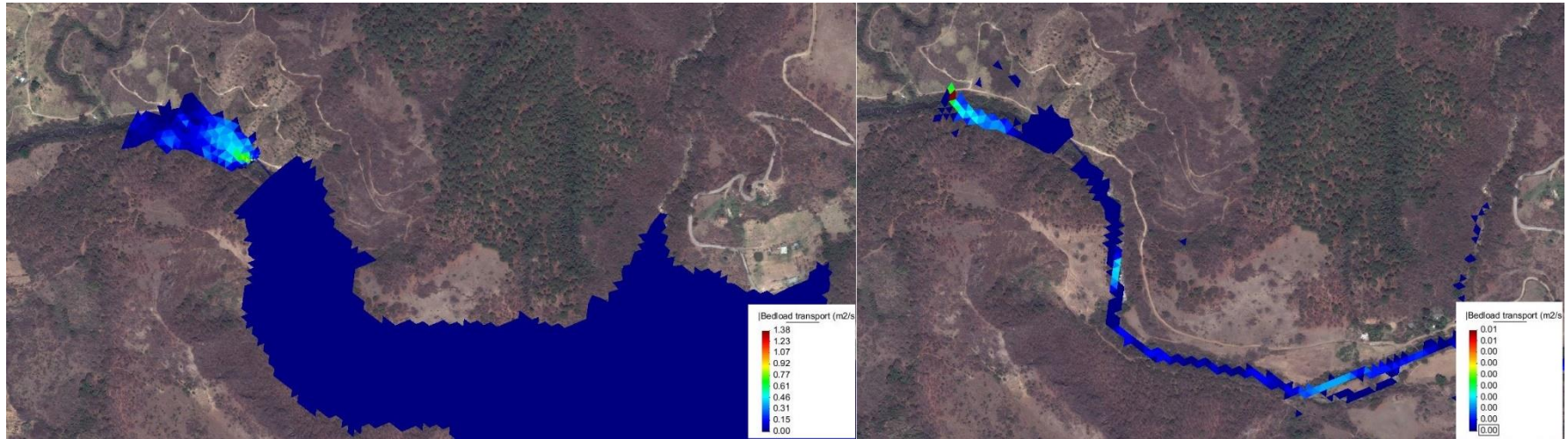


Figura 46. Transporte de fondo en el embalse para el NAMO con gasto constante

Se aprecia en la imagen 46 que al inicio de la simulación existe una gran cantidad de transporte de sedimento de fondo, empezando con valor de $1.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Aguas abajo de la cortina se puede ver una gran cantidad de sedimento depositado. Es importante mencionar también, que la descarga de fondo durante todo el proceso de vaciado entra en carga, es decir, trabaja como conducto a presión.

Es importante mencionar que una vez que la presa fue vaciada, el sedimento deja de salir en grandes cantidades ya que las condiciones naturales del río se establecen de nueva cuenta hasta que la descarga de fondo sea cerrada.

La cantidad de sedimento removido empieza desde la cola del embalse, es decir, que el nivel de agua propuesto puede ser el más eficiente para una remoción mucho más amplia a posteriori.

5.4.2 Agua al NAMO y con hidrograma

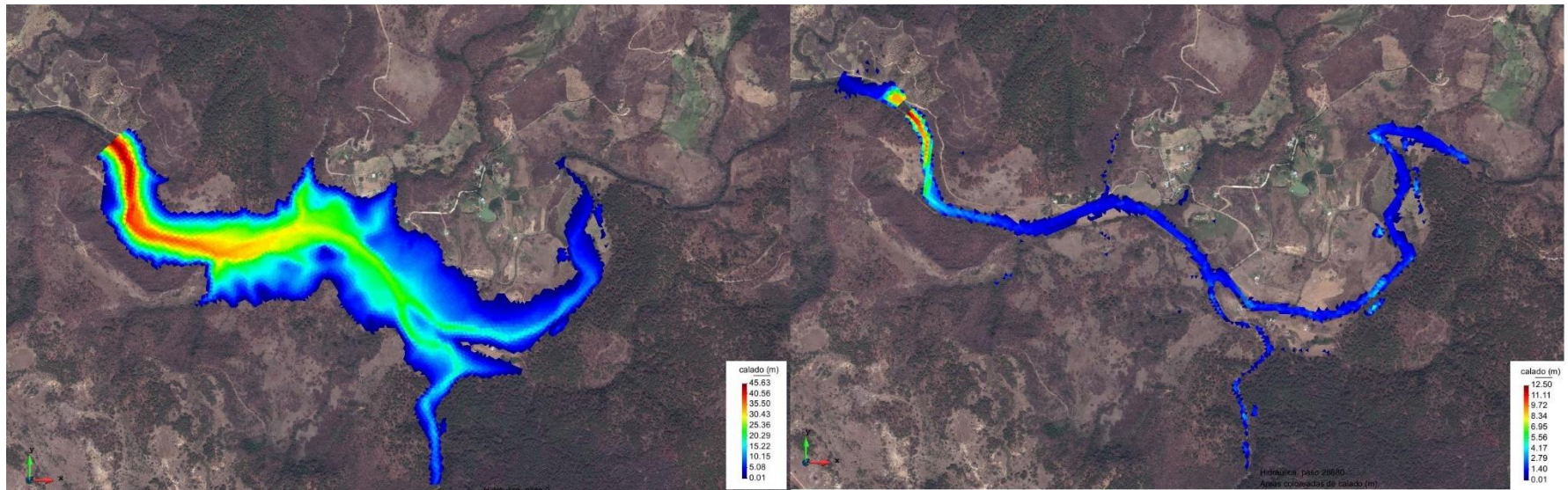


Figura 47. Calado en el embalse para el NAMO con hidrograma

Al igual que el caso anterior, el agua alcanza una carga de 46 m al inicio de la simulación (figura 47), y de igual forma la descarga de fondo entra en carga durante el tiempo que dura el vaciado (4.2 horas). El arrastre de sedimento durante el vaciado es igual al del caso anterior (NAMO con gasto constante), sin embargo, para este caso la presa si llega a vaciarse casi en su totalidad, alcanzando tirantes máximos del orden de los 4 m. No obstante, el vaciado sólo llega a durar 0.6 horas (36 minutos) ya que el hidrograma de avenida aparece a las 4.8 horas y el gasto pico aparece a las 8.2 horas de la simulación.

La aparición del gasto pico significa un mayor acarreo de sedimento aparte del que ya sufrió el embalse previamente, esto puede significar una mayor eficiencia en el *flushing* ejecutado y, por lo tanto, un menor desperdicio de volumen de agua y una mayor y más rápida recuperación del embalse.

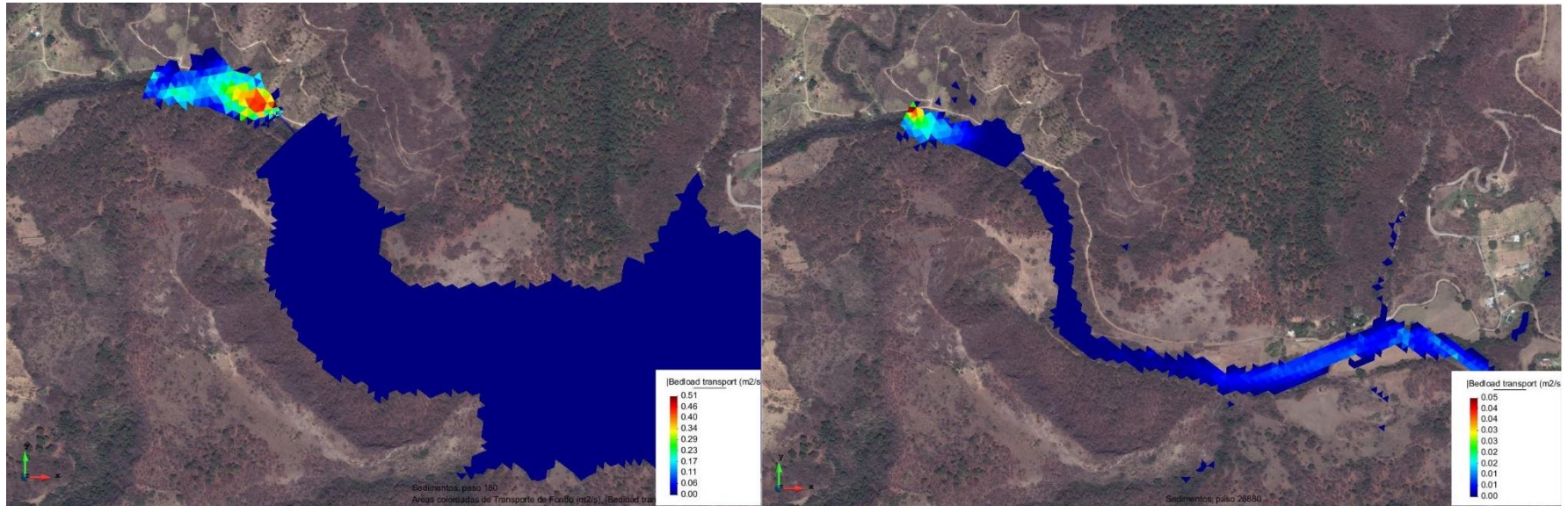


Figura 48. Transporte de sedimento en el embalse al NAMO con hidrograma

Al momento de la descarga de agua, las cantidades de transporte de fondo ascienden hasta rondar los $0.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (figura 48), que son la cantidad de sedimentos removidos inmediatamente aguas arriba de la cortina, pero al pasar el tiempo dicha cantidad desciende hasta la entrada del hidrograma y el gasto pico a las 8.2 horas ayuda a una remoción mayor del sedimento que pudiera haber quedado atrapado después del vaciado.

El gasto pico alcanza una máxima remoción de alrededor de los $0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ lo que significa un 20% del sedimento máximo removido por el vaciado total del embalse.

5.4.3. Agua al NAMinO con gasto constante

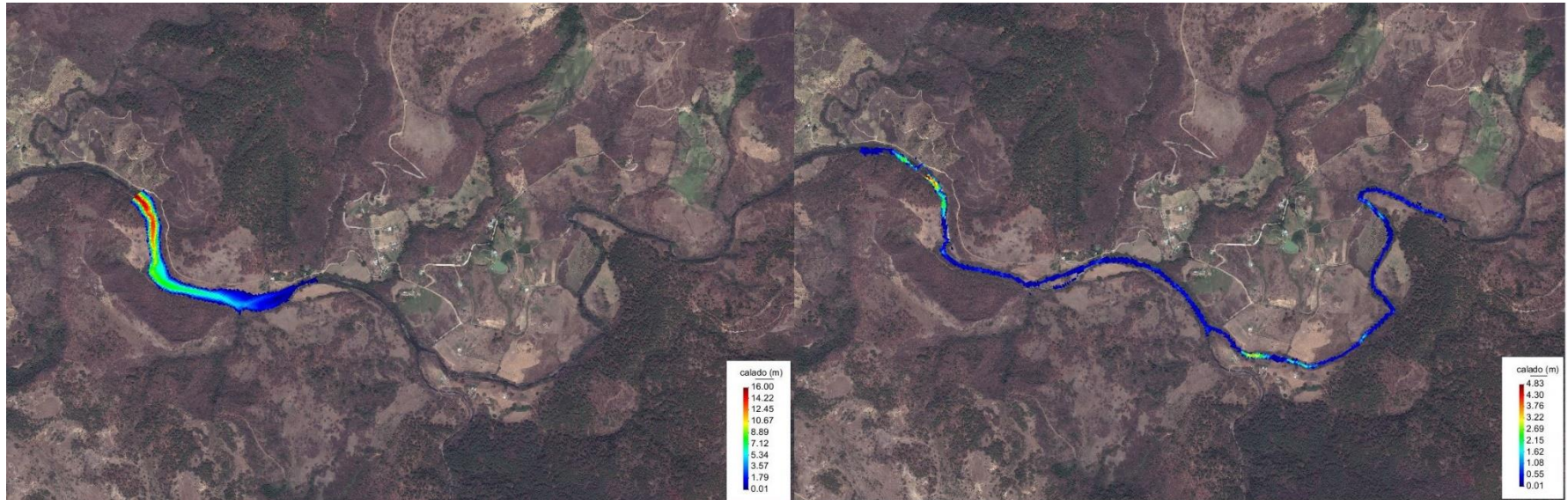


Figura 49. Calado en el embalse al NAMinO con gasto constante

Se aprecia en la figura 49 que la presa en su inicio tiene un calado de casi 17 m, que es la carga que representa el NAMinO, al momento de abrir la descarga de fondo la presa se vacía en 2.6 horas hasta que el río alcanza un tirante medio de 4 a 4.8 m. De acuerdo con el volumen al NAMinO ($10,480,456 \text{ m}^3$) la presa tardaría en llenarse al NAMinO, si tuviera un gasto constante, alrededor de 9.7 horas.

Nótese que el nivel del agua es tan bajo que el embalse no está cubierto en su totalidad, sólo en un 35%, lo que como se menciona anteriormente, el problema puede tratarse como una presa distinta con menor capacidad.

Para este caso en particular, el nivel del agua llega a ser tan bajo desde el inicio, que la descarga de fondo nunca alcanza a entrar en carga, es decir, durante el vaciado y el paso de gasto constante la descarga de fondo trabaja como un canal rectangular.

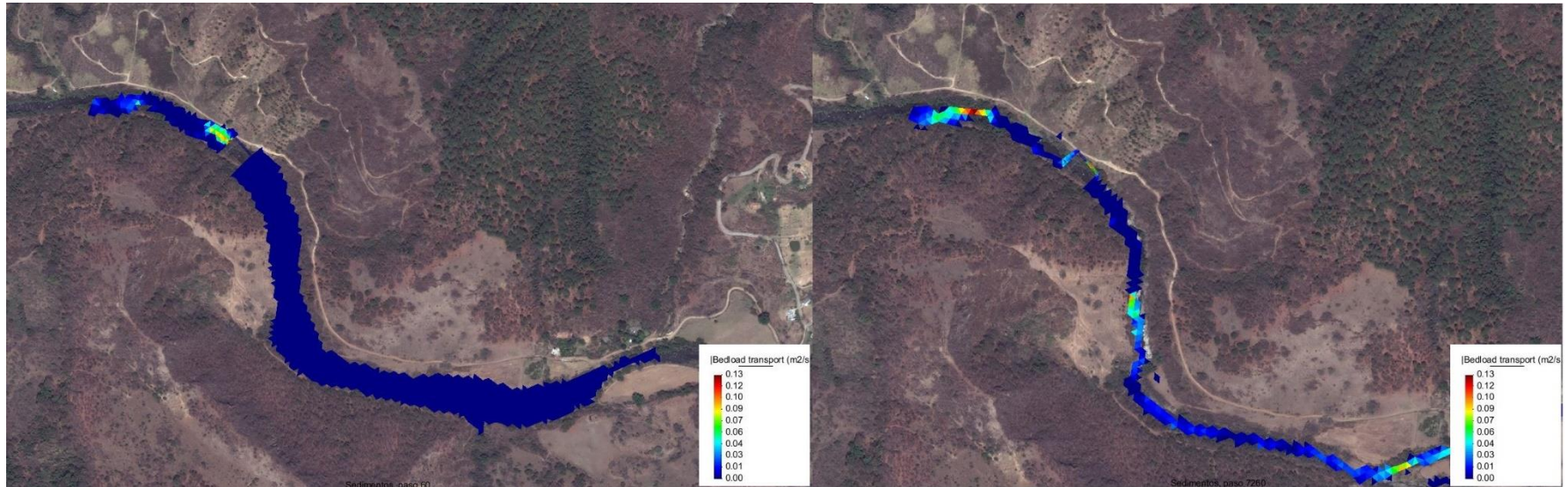


Figura 50. Transporte de fondo en el embalse al NAMinO con gasto constante

Al inicio de la simulación se alcanzan valores transporte de fondo de alrededor de los $0.15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (figura 50), estos valores son los correspondientes al sedimento localizado inmediatamente aguas arriba de la cortina, y una vez que la presa es vaciada y el gasto constante implementa las condiciones naturales del río se llega a alcanzar un valor máximo de transporte de fondo de $0.003168 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Se puede inferir que, estando el nivel tan bajo del agua, el comportamiento del sedimento transportado es muy similar al de las condiciones naturales del río.

5.4.4. Agua al NAMinO con hidrograma

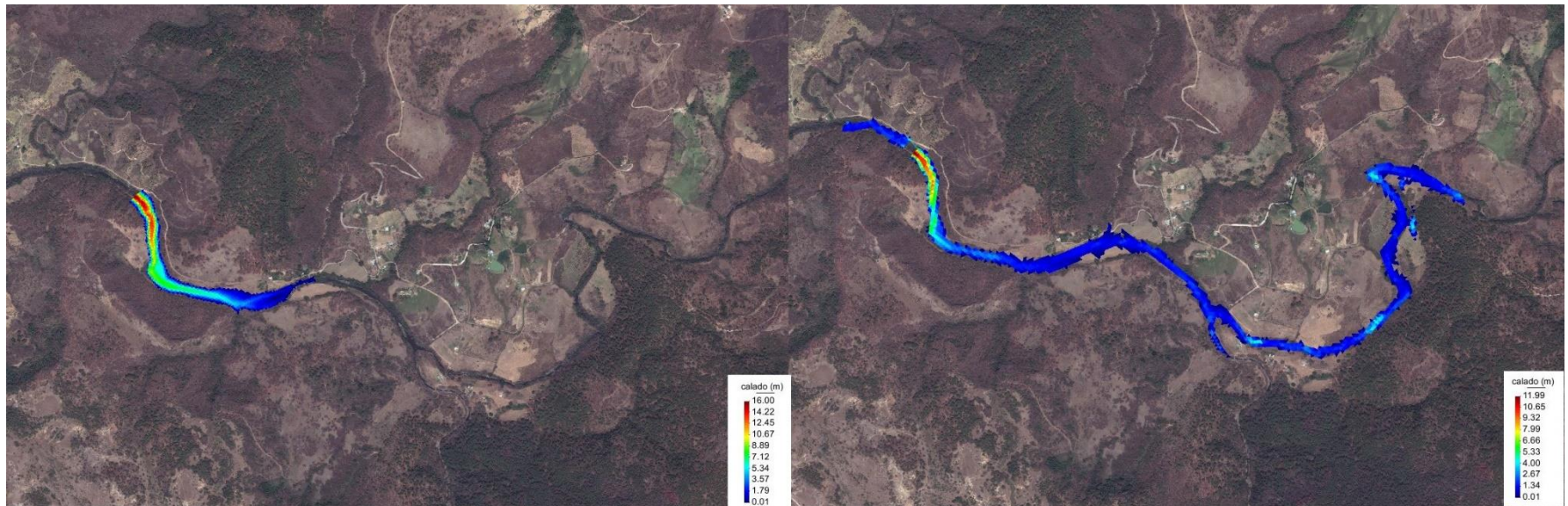


Figura 51. Calado en el embalse al NAMinO con hidrograma

Se aprecia en la figura 51 que la presa en su inicio tiene un calado de casi 17 m, que es la carga que representa el NAMinO, al momento de abrir la descarga de fondo la presa se vacía en 2.6 horas hasta que el río alcanza un tirante medio de 4 a 4.8 m. De acuerdo con el volumen al NAMinO (10,480,456 m³) la presa tardaría en llenarse al NAMinO, si tuviera un gasto constante, alrededor de 9.7 horas.

A diferencia del NAMO, para este caso el embalse sí se vacía en su totalidad y pasan alrededor de 2.2 horas para que entre el gasto pico, y una vez que el hidrograma con dicho gasto entra, el calado alcanzado por el agua es de 11 metros aproximadamente, lo que representa un 64% del calado inicial al NAMinO, esto puede significar un mayor arrastre de sedimento en todo el vaso, ya que a diferencia del NAMinO, el hidrograma si transita gran parte del vaso.

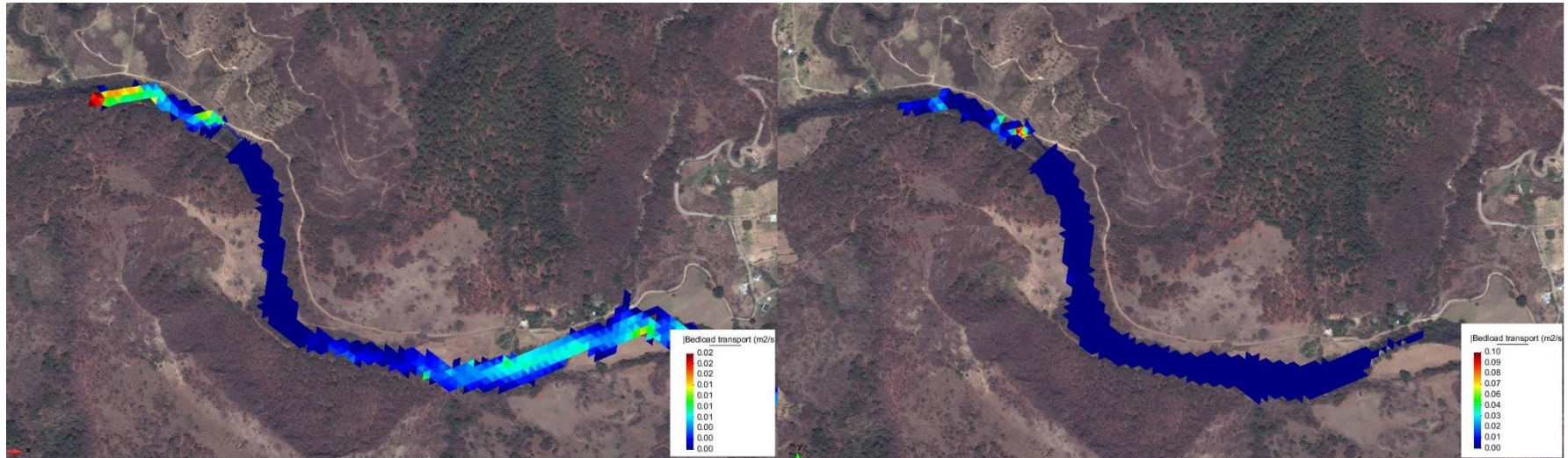


Figura 52. Transporte fondo en el embalse al NAMinO con hidrograma

En los pocos instantes posteriores al inicio de la simulación se alcanzan valores transporte de fondo de alrededor de los 0.02 m³/s/m (figura 52), estos valores son los correspondientes al sedimento localizado inmediatamente aguas arriba de la cortina, y al inicio de la misma simulación el comportamiento del sedimento es igual que en el caso con gasto constante, una vez que el hidrograma entra en su parte del gasto pico, éste alcanza valores máximo de remoción de 0.10 m³/s/m, que son valores muy cercanos al inicio del vaciado de la presa.

Como se mencionó anteriormente, la presa si llega a vaciarse en su totalidad, pero al momento que entra el gasto pico del hidrograma las condiciones se tornan muy similares al vaciado inicial, esto podría significar una eficiencia mayor de remoción cuando se tienen niveles bajos de agua y sea necesaria la ejecución del *flushing*.

5.4.5. Resultados

Una vez realizadas las simulaciones, en el post-proceso de Iber se emitieron los resultados de transporte de fondo justo en la descarga de fondo de la presa como se muestra a continuación.

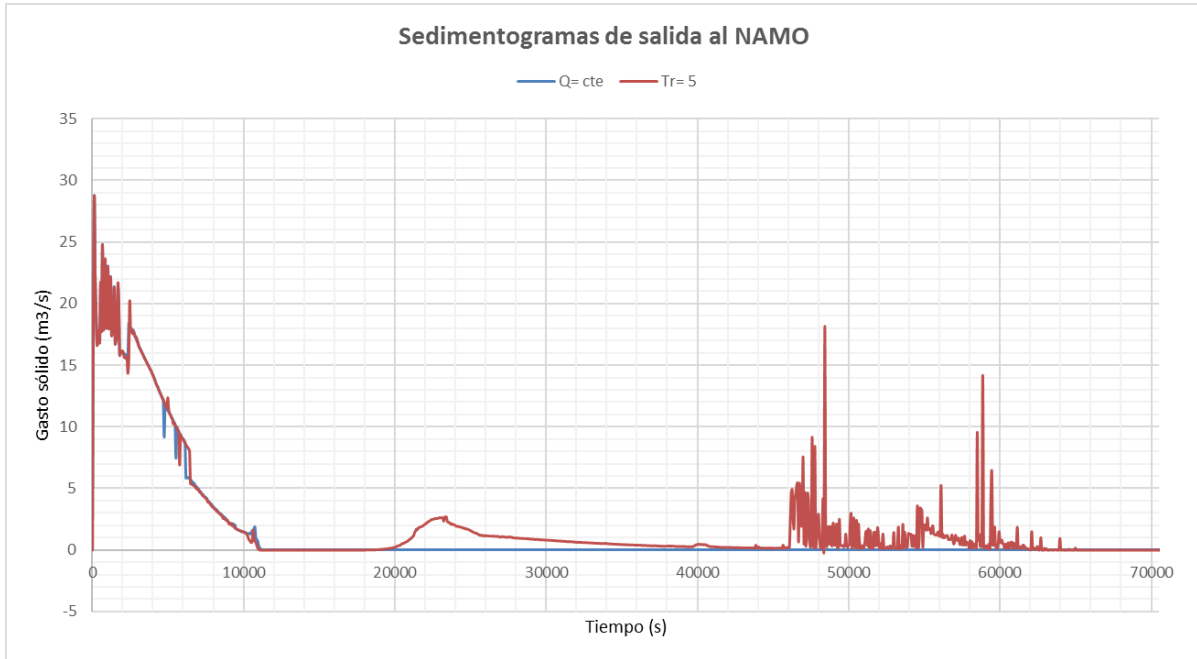


Figura 53. Sedimentogramas de salida al NAMO

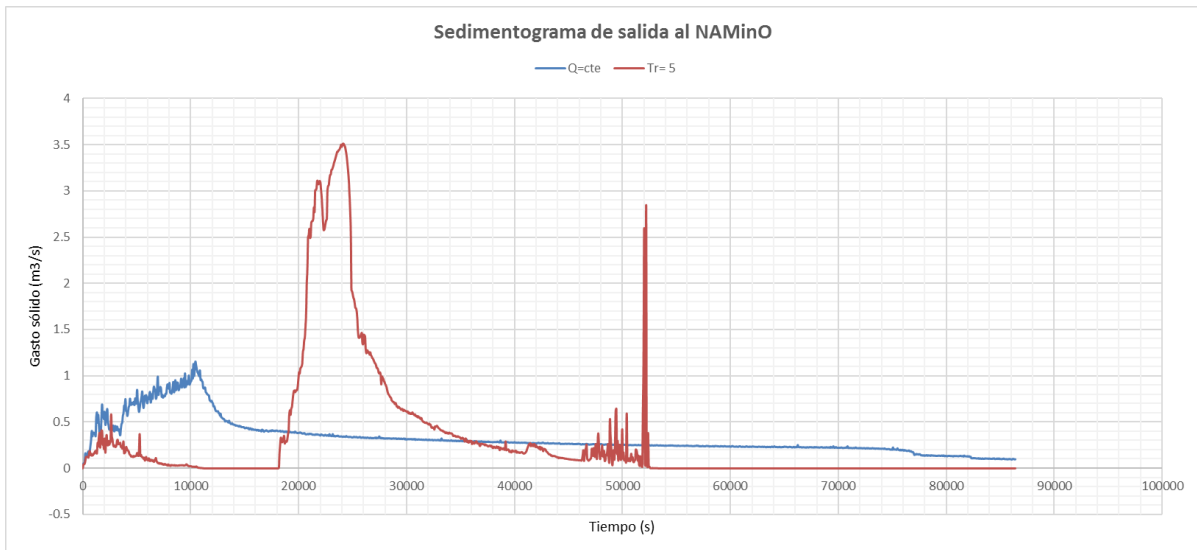


Figura 54. Sedimentogramas de salida al NAMinO

De las figuras anteriores, se obtuvo el área bajo la curva a modo de obtener el volumen total de sedimento removido, como se muestra en la tabla 36

Tabla 36. Volúmenes de sedimento removidos por corrida

Agua al NAMO	
Simulación	Volumen removido (m ³)
Con Q= cte	108,904.64
Con Hidrograma	150,371.34
Agua al NAMinO	
Simulación	Volumen removido (m ³)
Con Q= cte	34,148.42
Con Hidrograma	52,067.46

Se aprecia que para el caso del NAMO, la influencia del hidrograma es enorme, ya que el sedimento removido una vez que pasa el gasto pico es 75% mayor que cuando el gasto es constante. De igual forma para el caso de NAMinO, la influencia del hidrograma en la remoción es un 65% mayor que para un gasto constante.

En la figura 53 se aprecia que el comportamiento en ambas curvas es muy similar prácticamente hasta los primeros 45,000 segundos, ya que en ambos casos el embalse no logra un vaciado completo en dicho instante. Por un lado, el gasto constante y, por otro lado, la entrada del hidrograma evita que el embalse se quede sin agua. Sin embargo, ambas curvas divergen hasta los 47,000 segundos en donde empieza la entrada del hidrograma y, por consiguiente, el gasto pico; es aquí donde se logra la máxima remoción en el embalse.

En la figura 54 el comportamiento de ambas curvas no se asemeja en ningún instante, y esto es debido al nivel tan bajo de agua operando. Para el caso del gasto constante, la presa se vacía en su totalidad hasta que el cauce llega al lugar de la cortina y se estabiliza hasta alcanzar sus condiciones naturales y converger a un desazolve constante. Por otro lado, para el caso del hidrograma, la curva azul y roja convergen hasta el instante de vaciado de la presa, ya que para el caso del hidrograma se logra un vaciado total, hasta el instante 47,000 que entra el hidrograma, y es aquí donde las curvas divergen de manera instantánea hasta la entrada del gasto pico, donde se logra de igual forma la mayor remoción de sedimento.

Una vez que se obtuvieron los volúmenes finales de remoción, se obtuvieron cuatro perfiles de elevaciones finales, una vez que el *flushing* fue ejecutado.

Es importante mencionar que la capa roca se estableció hasta la elevación 1504.4 msnm, que corresponde al nivel de desplante de la presa

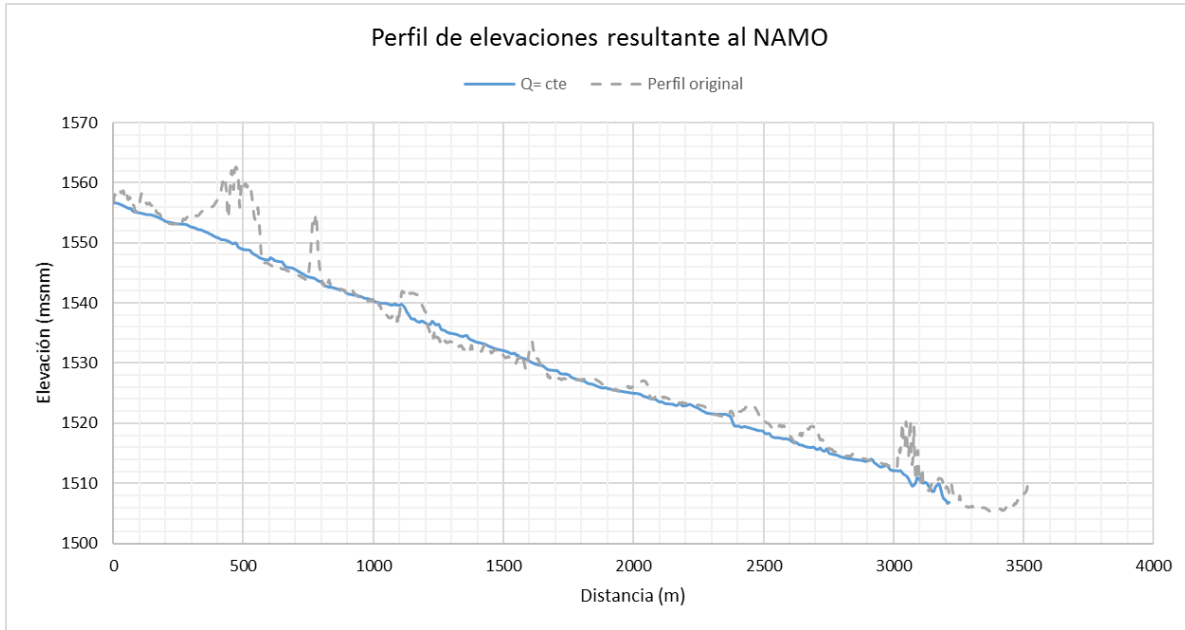


Figura 55. Perfil de elevaciones al NAMO con gasto constante

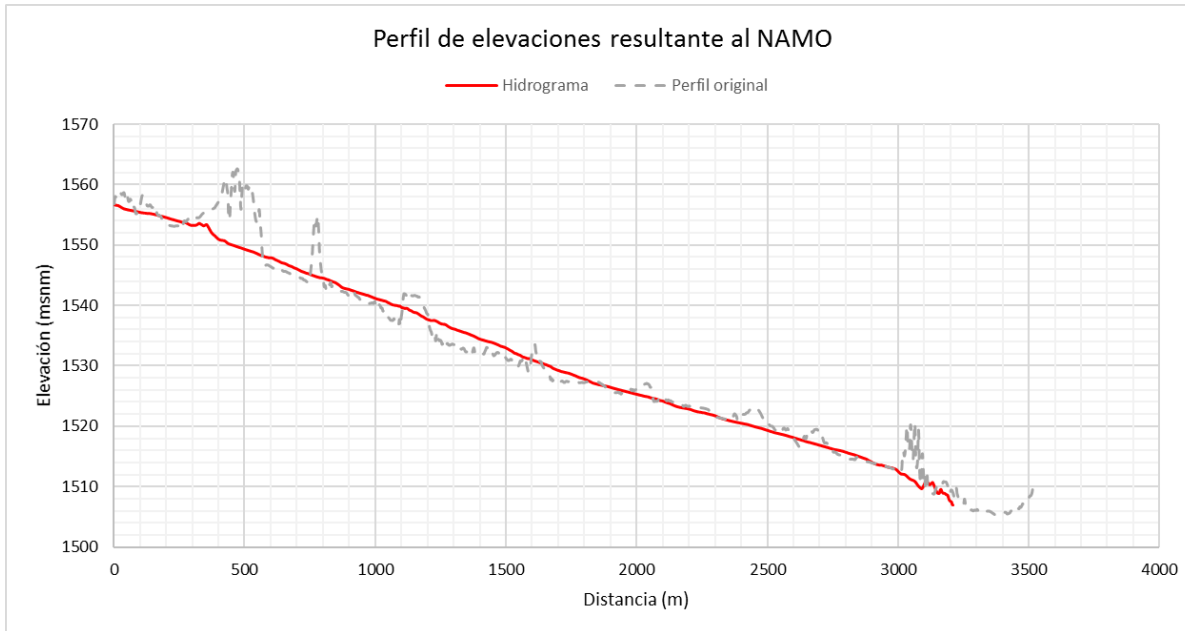


Figura 56. Perfil de elevaciones al NAMO con hidrograma

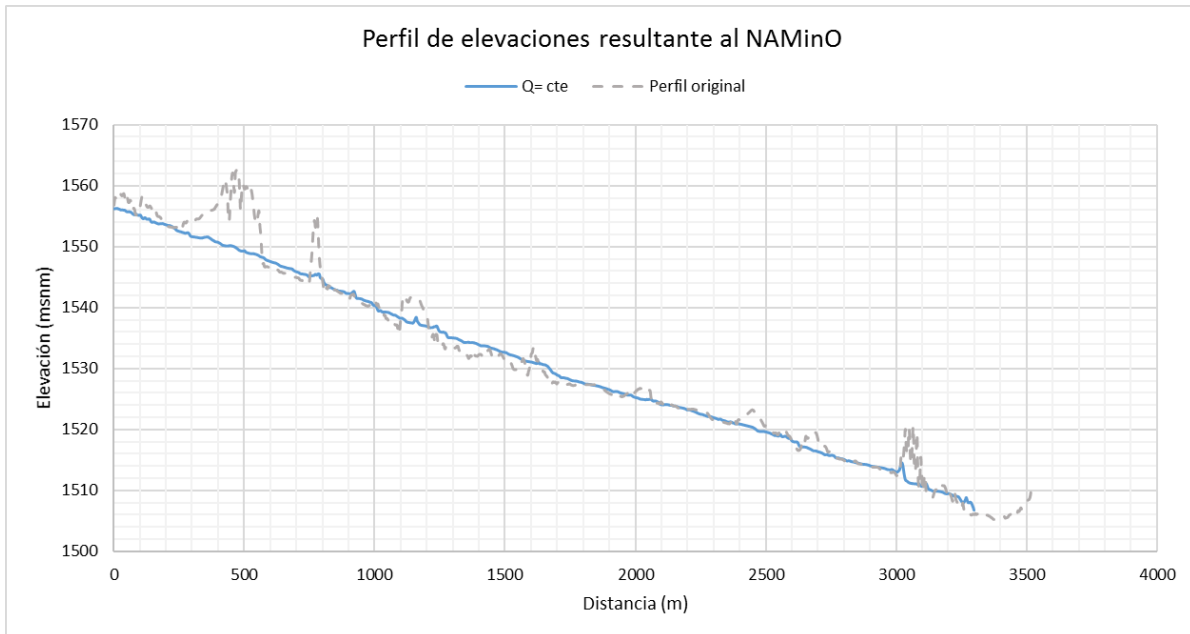


Figura 57. Perfil de elevaciones al NAMinO con gasto constante

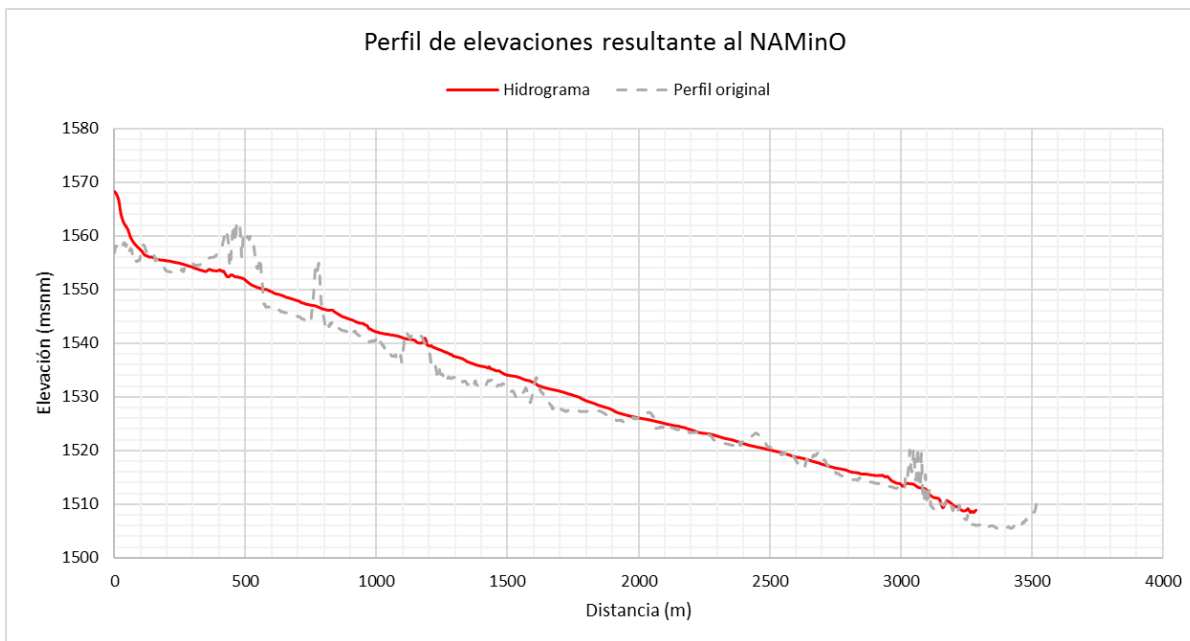


Figura 58. Perfil de elevaciones al NAMinO con hidrograma

Se puede apreciar que existe una diferencia notable en los perfiles de elevaciones al inicio y al final del *flushing*, ya que la topografía se suaviza y pierde muchas irregularidades causadas en primer lugar, por el sedimento presente.

Por otro lado, también se aprecia en las cuatro figuras que ambos perfiles se entrecruzan, el perfil original llega a estar por debajo del perfil final, esto se debe a que en el transcurso del *flushing* existe deposición del sedimento presente, sin embargo, y a pesar de que existe dicha deposición, la expulsión del sedimento es más notoria.

Nótese también, que para los casos del NAMO (ambos) la deposición de sedimento es mínima, y esto se debe a los volúmenes tan grandes de agua pasando por la presa, incluyendo el hidrograma. Sin embargo, para el NAMinO no sucede esto, existe mayor deposición cuando el hidrograma entra al embalse, y esto puede deberse a que tratándose de una avenida no regular, el sedimento llega a depositarse en lugares del embalse donde normalmente no se depositaría, haciendo más difícil su expulsión, pero a pesar de esto, la remoción con hidrograma ha probado ser mayor del 50% para ambos casos, NAMO y NAMinO.

6. EVALUACIÓN DE PROYECTOS

6.1. El enfoque RESCON

En diciembre de 1999 el Banco Mundial inició el proyecto de investigación RESCON (REServoir CONservation) para desarrollar un enfoque para la evaluación y fomento del manejo sustentable en embalses, con un énfasis especial en la evaluación económica de la gestión de sedimentos y el fomento al desarrollo sustentable.

El modelo RESCON es un programa de computadora basado en Microsoft Excel, diseñado para evaluar la factibilidad de la ingeniería y clasificar el desempeño económico de una serie de técnicas de gestión de sedimento. Dichas técnicas de gestión de sedimento son las siguientes:

- *Flushing*
- Hidro succión (HSRS)
- Dragado tradicional
- *Trucking*

En adición, los beneficios económicos netos del escenario “No remoción de sedimento”, también son computados como un caso de punto de referencia. Un enfoque de “protecciones ambientales” permite al usuario seleccionar la mejor alternativa económica sujeta a cualquier protección o garantía de políticas ambientales y de protección social. El programa puede ser utilizado para presas existentes y también para presa no existentes (propuestas).

6.1.1. Estructura del programa RESCON

La gran meta del enfoque RESCON es seleccionar una estrategia de gestión de sedimentos que sea técnicamente factible y también que maximice los beneficios netos económicos. La figura 59 ilustra a modo de mapa conceptual, los pasos involucrados en este proceso.

Primeramente, se obtiene información económica y técnica del sitio. El *flushing* y la hidro succión son probados para factibilidad técnica, si las técnicas pasan esta evaluación, sus beneficios económicos son computados y comparados con aquellos para el dragado tradicional, *trucking* y el escenario de “no remoción”.

La optimización económica se lleva a cabo para cada opción de manejo de sedimento en diferentes y separados sub-programas. El objetivo es maximizar los beneficios netos practicando la opción dada. El rendimiento del embalse, que está basado en la capacidad restante del embalse (mediante la función Gamma de Gould) y

el valor unitario de dicho rendimiento son las claves determinantes de los ingresos anuales. Los costos incluyen la operación anual y mantenimiento y cualquier otro gasto por remoción de sedimento. Los costos e ingresos que se acumulen con el paso del tiempo son descontados previamente a la suma total de costos. El programa también permite que los costos de construcción inicial, para presas propuestas, y costos de inversión asociados con la instalación de un sistema de remoción en una presa existente, sean incluidos en el cálculo del valor presente neto (VPN).

La teoría de control óptimo es usada para maximizar los beneficios netos agregados, y la solución puede tomar dos formas:

1. Sustentable. - Es aquella en la que la capacidad del embalse puede mantenerse a perpetuidad.
2. No sustentable. - Es aquella en donde el embalse se llena de sedimento en un tiempo finito. Esta tiene a su vez dos soluciones:
 - La presa se quita de operación en un tiempo óptimamente determinado, permitiendo que el valor de rescate (costo del desmantelamiento de la presa menos algunos beneficios debidos al desmantelamiento) sea recolectado en este tiempo.
 - La presa es mantenida como un proyecto de derivación, aún si el embalse es sedimentado a posteriori

Es importante mencionar que el tiempo terminal óptimo (y la capacidad terminal) en este caso dependerá de la magnitud del valor de rescate.

Cuando la primera opción de la solución no sustentable, es la solución óptima, el programa calcula un pago de fondo de retiro anual, el cual, si es invertido generará intereses y se acumulará para igualar los costos por desmantelamiento en el período de tiempo terminal óptimo.

El programa asume que el *flushing*, el dragado y el *trucking* siempre conducirán a resultados sustentables. Para el caso de hidro succión (HSRS), el resultado es dependiente de si la máxima capacidad de remoción de sedimento es suficiente para remover todo el sedimento entrante cada año. Si esto es posible, la solución es sustentable. Por otro lado, el resultado para la solución no sustentable ocurre en dos posibles manifestaciones. El VPN de la estrategia de "no remoción de sedimento" también es computado para propósitos de comparación. Efectivamente, para algunos embalses, esta estrategia puede bien dominar a las otras en términos económicos. Los resultados de la comparación de todas las estrategias se reportan junto con un resumen de otra útil información técnica y económica.

Las estrategias de gestión de sedimento evaluadas pueden tener impactos sociales y ambientales positivos o negativos. Es recomendable tomar en cuenta estos efectos en el proceso de toma de decisiones. El programa RESCON puede ser usado para determinar la selección de la estrategia deseada de gestión de sedimentos, sujeta a las normas y garantías ambientales y sociales especificadas por el usuario. Si el VPN con garantías impuesto, prueba ser más bajo que aquel sin garantías, el costo de posibilidad financiera por implementar dichas garantías, también será estimado.

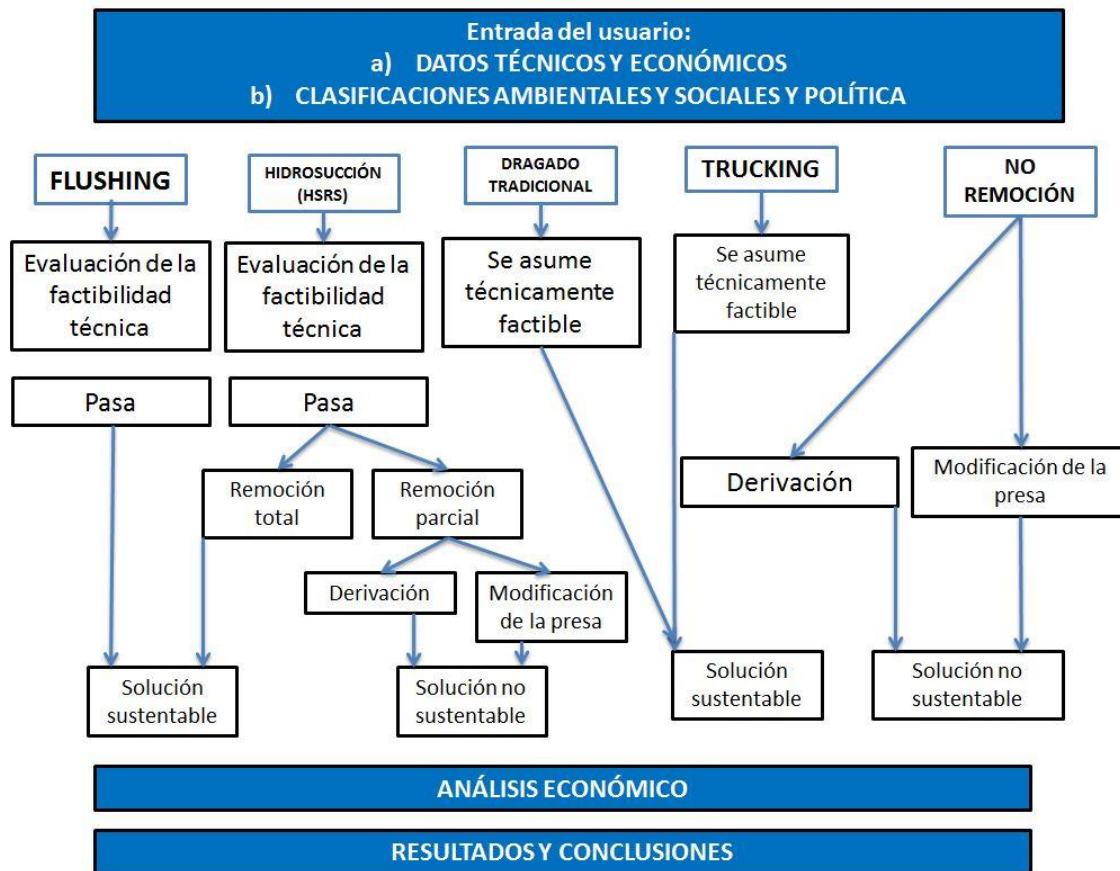


Figura 59. Estructura del programa RESCON

6.2. La necesidad de RESCON

La decisión de si una gestión de presas y embalses debe ser implementada en una escala regional y nacional en materia de política, es sujeta a una incertidumbre considerable. Los métodos de ingeniería están disponibles para analizar un proyecto en específico a detalle, pero ese detalle es proporcional a la cantidad y calidad de los datos usados. El obtener información necesaria, escoger las herramientas analíticas apropiadas y la toma de decisiones requieren una cantidad significativa de tiempo y recursos. Es por esta razón, que en muchas situaciones no es práctico ejecutar estudios

de factibilidad en sistemas de grandes presas y embalses para determinar el éxito potencial de dichas políticas.

Para llenar esta brecha, es necesaria una herramienta que pueda brindar información razonablemente confiable para los tomadores de decisiones, así como una gestión sustentable de presas y embalses en un sistema de recurso de agua como una meta alcanzable. El proyecto RESCON tiene como finalidad hacer esto, brindando un kit de herramientas que puede ser usado para propósitos de toma de decisiones en un nivel político. La técnica es designada para usar la información de la presa y el embalse que esté fácilmente disponible. Si dicha información no estuviera disponible, el enfoque dirigirá la atención de los usuarios a la adquisición de información crítica. El enfoque RESCON también promueve la sensibilización de responsables políticos sobre la importancia de la conservación de embalses a nivel nacional.

6.2.1. El kit de herramientas de RESCON

La figura 60 resume el kit de herramientas de RESCON, el cual consiste en pautas generales pertenecientes al manejo sustentable del agua superficial en embalses y un modelo matemático preliminar que puede ser usado para analizar información fácilmente disponible para identificar enfoques principales. La intención del modelo es facilitar la priorización de acciones para la gestión sustentable del agua en embalses y en la puesta del espacio de trabajo para preparar términos de referencia para más estudios detallados de factibilidad.

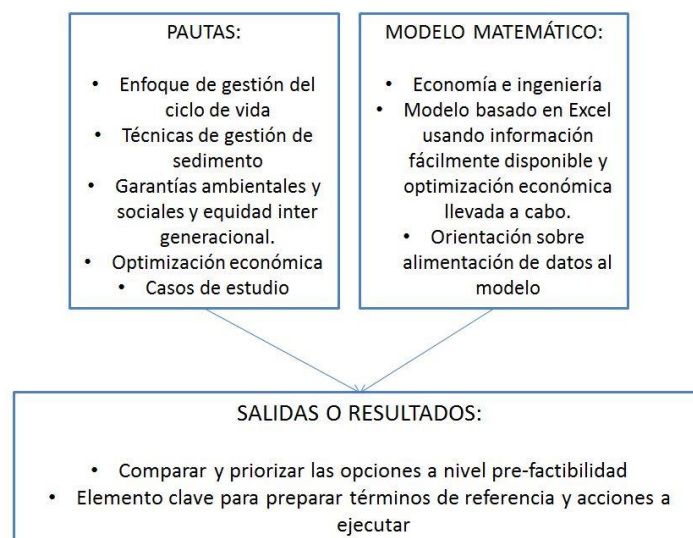


Figura 60. El kit de herramientas de RESCON

El enfoque RESCON permite a los dueños y operadores de embalses, priorizar la gestión de decisiones a nivel político, a desarrollar y justificar presupuestos para implementación de estrategias de gestión de sedimentos o para justificar la construcción de un nuevo almacenamiento.

6.3. Gestión del sedimento en el embalse.

6.3.1. Flushing

La técnica del *flushing* se emplea mediante la apertura de descargas de fondo y vaciado de la presa aguas arriba de la misma, para reestablecer de manera temporal el caudal del río a lo largo de un alcance controlado, erosionando un canal a través de los depósitos de sedimento y lavando o sacando el sedimento erosionado a través de las descargas de fondo. De esta manera una gran cantidad de sedimento (previamente depositada) puede ser removida en un período de tiempo corto.

Las bases de un modelado técnico fueron propuestas por Atkinson (1996), en las cuales se cuantifican aspectos de embalse que pudieran ser candidatos al *flushing* y su vaciado total. Los dos grandes criterios que Atkinson propone son el de balance de sedimentos (SBR) y el de la capacidad a largo plazo (LTCR). El modelo RESCON determina la factibilidad técnica del *flushing* basado solamente en la SBR. El criterio LTCR debe ser mencionado, pero si dicho criterio no se cumple, esto no quiere decir que el *flushing* no figure entre las opciones económicamente viables (ver capítulo 4 para mayor detalle).

Atkinson dice que, con un vaciado completo del embalse, las cantidades de sedimento depositado entre las operaciones del *flushing* deberán equilibrarse con las cantidades de sedimento removido. Además de los dos criterios antes mencionados, Atkinson desarrolla cuatro criterios adicionales para evaluar la factibilidad del *flushing*, y el modelo RESCON utiliza esos criterios para brindar una confirmación adicional a dicha factibilidad.

Marco de optimización

El *flushing* ocurre en intervalos determinados por el programa para maximizar los beneficios netos totales. El programa asume que existen dos fases para la operación del *flushing*.

- Fase I: En esta fase se practica una remoción periódica de sedimento hasta que la capacidad del embalse alcance su capacidad al largo plazo. Una vez que este punto se alcanza empieza la fase II, y todo el sedimento acumulado

subsecuentemente es lavado o descargado periódicamente, por lo tanto, haciendo sustentable al embalse a su capacidad al largo plazo.

- Fase II: La cantidad de sedimento removida en la fase II está determinada por el criterio de LTCR, y así la cantidad de sedimento que puede removerse por *flushing*, incrementa mientras la capacidad restante del embalse disminuye.

La optimización económica en la fase II es relativamente simple debido a que la capacidad restante siempre tiende a la capacidad a largo plazo en cada evento de *flushing*.

El programa RESCON calcula el VPN (Valor presente neto) para todos los ciclos posibles de duración, independientemente del ciclo de duración en la fase I. El programa reporta el ciclo óptimo de duración y la cantidad de sedimento descargado para la fase II. El VPN para las fases I y II son sumados y el ciclo de duración de la fase I es escogida para maximizar dicha suma.

6.3.2. Hidro succión (HSRS)

La hidro succión (HSRS) es similar al dragado hidráulico convencional excepto que la energía usada para la operación del dragado es suplantada por la carga hidrostática en la presa, en lugar de bombeo. Esto, por lo tanto, no requiere de una energía externa significativa, mientras que el dragado convencional sí. La mezcla de agua y sedimento es usualmente descargada directamente en el río aguas abajo de la presa.

El modelo técnico de hidro succión usado en RESCON está basado en el propuesto por Hotchkiss y Huang (1995). Este método requiere saber la longitud del embalse (en el peor de los casos de asume como la longitud de la tubería para HRSR), la carga de energía disponible en la presa, información del sedimento depositados y un diámetro de tubería de hidro succión. El método calcula la velocidad de la mezcla de agua y sedimento a través de la tubería de hidro succión al determinar la energía disponible en la tubería para mover dicho sedimento. El método asume una fricción inicial en la tubería, y después recalcula dicha fricción basado en la velocidad de la mezcla.

Marco de optimización

Se asume que la hidro succión ocurre anualmente y que los tiempos para su instalación se determinan a través de una optimización económica. Si la cantidad completa de sedimento entrante es removida cada año, entonces la solución es sustentable. Por lo tanto, la capacidad a largo plazo es determinada por el almacenamiento restante en el cual la HSRS es instalada. Esto se logra con el parámetro CLH (máximo porcentaje de capacidad permitida).

Con una remoción parcial, el sedimento se acumula al paso del tiempo incluso después que la HSRS es instalada y, por lo tanto, estos resultados se inclinan hacia una solución no sustentable.

6.3.3. Dragado tradicional y trucking

El dragado hidráulico tradicional remueve el sedimento mediante bombeo de agua arrastrada con sedimento del lecho del embalse (Turner 1996). Existen muchos tipos de dragado y la eficiencia de remoción depende de la elección del mismo y de complejos parámetros físicos propios del embalse. Para el programa RESCON se le pide al usuario brindar la concentración por peso del sedimento removido, hasta el volumen de agua removido durante las operaciones de dragado. Se sugiere un valor por default de 30%, pero si hay estudios que demuestren lo contrario para el embalse en estudio, entonces el usuario deberá brindar su propio valor.

Por otro lado, el *trucking* es la remoción del sedimento acumulado de un embalse drenado mediante el uso de maquinaria pesada. La factibilidad técnica del *trucking*, depende de si el volumen de sedimento que debe ser removido puede ser físicamente transportado en camiones, durante el tiempo disponible en el que el embalse queda vacío. Otra consideración es la accesibilidad de la maquinaria pesada al lugar donde se encuentre el embalse.

El programa RESCON asume que tanto el dragado como el *trucking* son técnicamente factibles independientemente de la tasa de remoción requerida. Por lo tanto, el usuario deberá tener precaución al interpretar los resultados ya que puede ser no práctico el remover grandes cantidades de sedimento. El programa brinda orientación en sus resultados de salida para ayudar al usuario en priorizar las recomendaciones del programa, siempre que sea práctico.

Marco de optimización

El dragado tradicional y el *trucking* son ejecutados en intervalos que son computados óptimamente. Hay dos fases para cada técnica: Fase I y II.

En el caso de que sea una nueva presa, no habrá remoción de sedimento en la fase I, mientras que en la fase II habrá una remoción periódica del mismo. La solución es sustentable porque la cantidad de sedimento removida en cualquier momento es equivalente a la acumulación adicional desde el evento previo. Se asume que la cantidad de sedimento removida por evento es constante con el tiempo, pero la duración de la fase I es posible que sea diferente de la duración de cada ciclo de la fase II. Los límites superiores e inferiores de la capacidad restante del embalse, se obtienen a través de una optimización económica. La duración óptima de la fase I determina el límite inferior

de la capacidad restante del embalse (S_{min}) y la duración óptima del ciclo de la fase II, determina capacidad sustentable restante del embalse.

La diferencia principal entre el dragado tradicional y el *trucking*, radica en si el embalse es vaciado durante el tiempo en que ocurra la remoción del sedimento. Mientras que el *trucking* requiere que el embalse sea vaciado, el dragado tradicional no lo requiere. Durante el año en que ocurre el *trucking*, el rendimiento y por lo tanto los beneficios se asumen como cero, y, por tanto, el ciclo óptimo entre cada evento de remoción de sedimento es probable que sea más largo con *trucking* que con dragado tradicional.

6.4. Formulación técnica y económica del modelo RESCON

6.4.1. Estimación del rendimiento

El modelo RESCON asume que el embalse está en una condición estática. Se implementa una relación entre el rendimiento (agua disponible para uso) con una dada confiabilidad (probabilidad de proveer el rendimiento) y la capacidad del embalse en el modelo, para determinar una cantidad de agua que puede tener un valor económico. La distribución Gamma de Gould (1964) es utilizada para dicho propósito. La ecuación de Gould, que determina el rendimiento en embalses es:

$$W_t = \frac{4 \cdot S_t \cdot V_{in} - Z_{pr}^2 \cdot sd^2 + 4 \cdot Gd \cdot sd^2}{4 \left(S_t + \frac{Gd}{V_{in}} \cdot sd^2 \right)} w(S_t) \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Donde:

- W_t Rendimiento del embalse para un tiempo "t" (volumen)
- S_t Capacidad restante del embalse después del año "t" (volumen).
- V_{in} Media anual de agua al embalse (volumen).
- Z_{pr} Variación normal estándar de p%.
- Q_w Factor de ajuste para aproximar la distribución Gamma (contrapeso de la distribución normal)
- sd Desviación estándar de los gastos que entran al embalse, calculada de un valor especificado de V_{in} , propuesto por el usuario.

La ecuación anterior es calculada para cada paso de tiempo "t" en el modelo económico. En la figura 61 se aprecia el comportamiento de dicha ecuación, en donde a medida que el volumen de un embalse decrece debido a la sedimentación, el rendimiento confiable también decrece.

El modelo RESCON también es útil para la obtención de la cantidad de agua requerida en un modelo económico, en función de las alternativas de manejo de sedimento propuestas con anterioridad. Asimismo, se puede obtener un marco de optimización económica para la obtención de las alternativas más viables según el embalse propuesto.

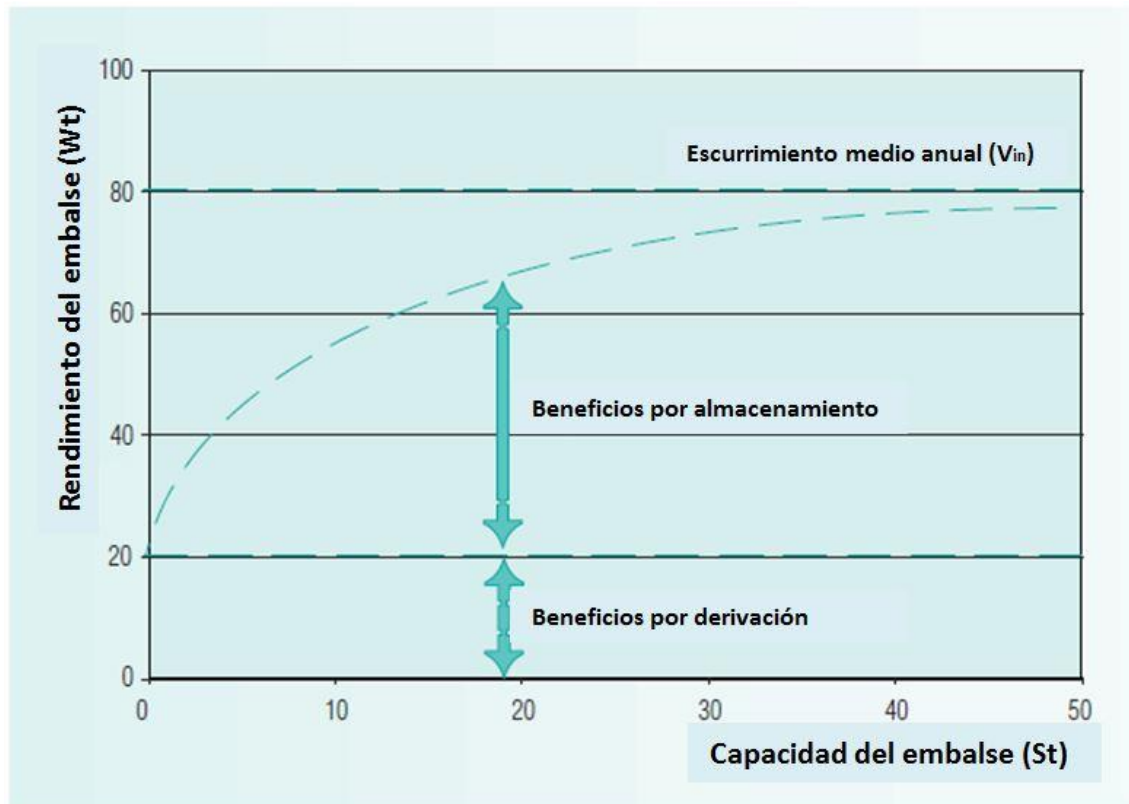


Figura 61. Relación rendimiento/capacidad del embalse (RESCON 2003)

6.4.2. Agua requerida para remoción de sedimento en modelos económicos.

6.4.2.1. Flushing

Cuando el *flushing* es llevado a cabo, el embalse es vaciado completamente. Durante el año en que ocurre el *flushing*, el rendimiento del agua (W_t) se determina como sigue:

$$W_t = s_1 \cdot w(0) + s_2 \cdot (W(S_{t+1}) - W(0)) \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Donde:

- s1 Fracción de los beneficios disponibles de derivación en el año que ocurre el *flushing*

s2 Fracción de los beneficios de almacenamiento disponibles durante el año que ocurre el *flushing*.

$W(0)$ Rendimiento del agua por proyecto de derivación.

$W(S_{t+1})$ Rendimiento del agua por capacidad de almacenamiento después del *flushing*.

6.4.2.2. Hidro succión (HSRS)

El método de Hotchkiss Huang maneja una tasa de sedimento y una tasa de mezcla de flujo en la tubería que lleva a cabo la hidro succión. Por lo tanto, el agua requerida para remover sedimento, se asume como:

$$Y_t = \left(\frac{Q_m}{Q_s} \right) \cdot X_t \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde:

Q_m Tasa de mezcla de flujo (volumen por tiempo)

Q_s Tasa de sedimento (volumen por tiempo).

X_t Sedimento removido en el año "t" (volumen).

6.4.2.3. Dragado tradicional

El usuario especifica el parámetro "Cw", que es la concentración por peso del sedimento removido en el agua. El volumen de agua requerido para remover un volumen de sedimento dado es entonces:

$$Y_t = \left(\frac{100 * 2.65}{C_w} \right) \cdot X_t \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Donde:

Y_t Agua requerida para remover cierto volumen de sedimento (volumen)

X_t Volumen dado de sedimento a remover (volumen)

6.4.2.4. Trucking

Aunque el embalse es vaciado durante los años en que ocurra el *trucking*, el *trucking* por sí mismo no utiliza un volumen significativo de agua. Por tanto, durante el año en que ocurra el *trucking*, el rendimiento del agua en el embalse (W_t) se asume como cero por simplicidad.

6.4.3. Cálculo de los costos en modelos económicos

Las relaciones y formulaciones económicas usadas para el cálculo de varios tipos de costos se presentan a continuación. Dichas formulaciones ayudan al usuario a

verificar si los valores iniciales (o por default) son relevantes para el sitio en estudio, así como la pertinencia comercial de la información brindada al programa.

6.4.3.1. Costo unitario de por hidro succión (HSRS)

El costo unitario por hidro succión se determina como sigue:

$$CH = \frac{HI}{DU \cdot Q_s} \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

CH Costo unitario por hidro succión

HI Costo del capital de inversión para instalar HSRS

DU Vida útil esperada de la HSRS

Q_s Es la tasa máxima técnica de transporte de sedimento (anual)

6.4.3.2. Costo unitario de dragado

Cuando sea posible se aconseja a los usuarios meter sus valores propios. Si el usuario no brinda un valor para el costo unitario por dragado, el programa podrá estimar un valor basado en sus propios estudios, como sigue.

$$\text{SI } X < 150,000 \text{ m}^3 \quad CD(X) = 15.0 \quad (\text{Ec. 6.6})$$

$$\text{SI } X > 16,000,000 \text{ m}^3 \quad CD(X) = 2.0 \quad (\text{Ec. 6.7})$$

$$\text{Además } CD(X) = (6.61588727859064) * \left(\frac{X}{10^6}\right)^{-0.431483663524377} \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde:

X Cantidad de sedimento dragado anualmente (m^3)

HI Costo unitario por dragado ($\text{US}\$/\text{m}^3$)

El costo unitario por dragado disminuye mientras que la cantidad de sedimento (X) aumenta.

6.4.3.2. Costo unitario de construcción

Siempre que sea posible se sugiere a los usuarios proporcionar sus propios valores de costo unitario de construcción. Si eso no es posible, el programa calcula un valor inicial por defecto basado en la capacidad de almacenamiento original (So).

$$\text{SI } So > 500,000,000 \text{ m}^3 \quad c = 0.16 \text{ US}\$/\text{m}^3 \quad (\text{Ec. 6.9})$$

$$\text{Además } c = 3.5 - 0.53 \cdot \text{LN} \left(\frac{S_0}{1000000} \right) \quad (\text{Ec. 6.10})$$

Donde:

- S_0 Capacidad de almacenamiento original del embalse (m³)
- c Costo unitario de construcción (US\$/m³)

El costo unitario de construcción (c) disminuye al tiempo que la capacidad de almacenamiento original (S_0) aumenta.

6.4.3.3. Costo anual de mantenimiento y operación

El costo anual de mantenimiento y operación ($C1$), se asume en función del costo original de la construcción de la presa. Por tanto, el costo anual de mantenimiento y operación se calcula como:

$$C1 = omc \cdot c \cdot S_0 \quad (\text{Ec. 6.11})$$

Donde:

- $C1$ Costo anual de mantenimiento y operación
- c Costo unitario de la construcción de la presa (US\$/m³)
- S_0 Capacidad original de almacenamiento
- Q_s Coeficiente de costo de mantenimiento y operación, proporcionado por el usuario

6.5. Marco de optimización económica

El problema económico es escoger una técnica de remoción de sedimento y la manera en que se hace (es decir, calendarización y cantidad del sedimento removido) maximizando el VPN total de por vida. El problema se resuelve en dos pasos.

Primero, se lleva a cabo la siguiente optimización económica para cada técnica (y para la alternativa de "no hacer nada") dada la capacidad inicial del embalse y otras restricciones físicas y técnicas.

$$\begin{aligned} \text{Maximizar } & \sum_{t=0}^T NB_t \cdot d^t - C2 + V \cdot d^T & (\text{Ec. 6.12}) \\ \text{sujeta a } & S_{t+1} = S_t - M + X_t \end{aligned}$$

Donde:

- NB_t Beneficios netos anuales en un tiempo "t"

d	Factor de descuento (definido como $1/(1+r)$, donde "r" es la tasa de descuento)
$C2$	Costo inicial para presa propuesta (=0 para una presa existente)
V	Valor de rescate.
T	Año terminal
S_t	Capacidad restante en el embalse en un año "t"
M	Sedimento depositado anualmente
X_t	Sedimento removido en un año "t"

El segundo paso consiste en seleccionar la técnica que proporcione el valor más grande de la función objetivo de arriba (Ecs. 6.13 a 6.17). Los beneficios netos anuales (NB_t), dependerán tanto de consideraciones físicas como de económicas que sean específicas para la técnica usada para remoción de sedimentos. Las fórmulas y ecuaciones relevantes se enuncian a continuación.

a) Flushing

$$NB_t = \begin{cases} P1 \cdot W(S_t) - C1 & \text{si } X_t = 0 \\ P1 \cdot [s1 \cdot W(0) + s2 \cdot (W(S_{t+1}) - W(0))] - C1 - F1 & \text{si } X_t > 0, \text{ primero Flushing} \\ P1 \cdot [s1 \cdot W(0) + s2 \cdot (W(S_{t+1}) - W(0))] - C1 & \text{si } X_t > 0, \text{ subsecuente Flushing} \end{cases} \quad \text{(Ec. 6.13)}$$

b) Hidro succión (HSRS)

$$NB_t = P1 \cdot W(S_t) - (P1 - PH) \cdot Y_t - C1 - CH \cdot X_t \quad \text{(Ec. 6.14)}$$

c) Dragado tradicional

$$NB_t = P1 \cdot W(S_t) - (P1 - PD) \cdot Y_t - C1 - CD(X) \cdot X_t \quad \text{(Ec. 6.15)}$$

d) Trucking

$$NB_t = P1 \cdot W(S_t) - C1 - CT \cdot X_t \quad \text{(Ec. 6.16)}$$

con $W_t = 0$ si $X_t > 0$

e) No remoción

$$NB_t = P1 \cdot W_t - C1 \quad \text{(Ec. 6.17)}$$

Donde:

W_t	Es un parámetro en función de S_t como lo determina la función gamma de Gould
Y_t	Cantidad de agua necesaria para la remoción de sedimento

- X_t Cantidad de sedimento removida
- $P1$ Valor unitario del rendimiento del embalse
- $C1$ Costo anual por operaciones y mantenimiento

El agua utilizada durante la hidro succión y el dragado tiene un valor aguas abajo de la presa, los respectivos valores unitarios se indican como PH y PD. Costos adicionales asociados con el uso del agua para remoción de sedimento usando hidro succión y dragado se señalan con los términos CH y CD.

CT es el costo unitario de la remoción de sedimento mediante el *trucking*. F1 es el costo inicial de capital por instalación de un sistema de *flushing*; se incurre cuando el *flushing* se ejecuta por primera vez.

El sedimento removido con cada estrategia de remoción está sujeto a control (excepto por la hidro succión). El calendario o tiempo de remoción está determinado óptimamente por cada estrategia. Para resultados no sustentables, el año terminal T también es determinado por el programa y es un parámetro sensible. Para el caso en que el desmantelamiento de la presa se requiera y el valor de rescate sea negativo, el fondo de contribución de retiro anual se calcula como:

$$k = - \frac{mV}{((1 + m)T - 1)} \quad (\text{Ec. 6.18})$$

Donde:

- m Tasa de interés ganada por inversión del retiro de fondo anual, y se permite ser diferente de la tasa de descuento "r".

6.6. Datos de entrada para el programa RESCON

El programa RESCON cuenta con varias pestañas en el libro de Excel en el que está desarrollado, la primera es la de “*User Input (Checklist)*” en la cual el usuario proporciona los datos del proyecto, tales como:

- Geometría del embalse
- Características del agua
- Características del sedimento
- Parámetros de remoción
- Parámetros económicos
- Parámetros de beneficios del *flushing*
- Capital de inversión

Una vez que los datos están completos el usuario tiene que hacer *click* en la casilla “*Calculate results now*” (figura 62); el programa hace uso del complemento MACROS para poder obtener los siguientes resultados:

- Resultados técnicos del *flushing* (Factibilidad por el método de Atkinson)
- Resultados técnicos por hidro succión
- Cálculos técnicos por *flushing*
- Cálculos técnicos por hidro succión
- Resultados económicos y conclusiones
- Resultados de garantías

Reservoir Geometry			
Parameter	Units	Description	Value
S _o	(m ³)	Original (pre-impoundment) capacity of the reservoir	10,480,456
S _e	(m ³)	Existing storage capacity of the reservoir	10,480,456
W _{bot}	(m)	Representative bottom width for the reservoir--use the widest section of the reservoir bottom near the dam to produce worst case for criteria	41.4
SS _{res}		Representative side slope for the reservoir. 1 Vertical to SS _{res} Horizontal.	1.4
EL _{max}	(m)	Elevation of top water level in reservoir--use normal pool elevation.	1,551.8
EL _{min}	(m)	Minimum bed elevation--this should be the riverbed elevation at the dam.	1,504.4
EL _f	(m)	Water elevation at dam during flushing - this is a function of gate capacity and reservoir inflow sequence. Lower elevation will result in a more successful flushing operation.	1,508
L	(m)	Reservoir length at the normal pool elevation.	3400
h	(m)	Available head--reservoir normal elevation minus river bed downstream of dam	47.3

Figura 62. Interface del programa RESCON (RESCON 2003)

Para la presa localizada en la cuenca del Tule, se tienen los siguientes datos de entrada según la metodología de RESCON (tablas 37 a 45), y es importante mencionar que la obtención de resultados se hizo para dos niveles de agua, para el NAMO y para el NAMinO.

El modelo RESCON también arroja resultados como la opción más viable según el caso, es decir, para ciertas condiciones el dragado podría ser la solución más factible, o el *flushing* según el caso.

A continuación, se muestran los datos de entrada al programa RESCON para la presa en estudio

Geometría del embalse

Tabla 37. Información sobre la geometría del embalse introducida al modelo RESCON (AI NAMO)

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
So	m ³	Capacidad original del embalse	10,480,455.73
Se	m ³	Capacidad existente en el embalse	10,480,455.73
W _{bot}	m	Ancho representativo del fondo del embalse	32.40
SS _{res}		Talud representativo de las secciones en el embalse	1.37
EL _{max}	msnm	Elevación de las superficie del agua en el embalse	1,551.50
EL _{min}	msnm	Elevación del fondo del embalse	1,504.4
Elf	msnm	Elevación de la superficie del agua durante el flushing	1,508.0
L	m	Longitud del embalse en condiciones de operación normales	3,400.0
h	m	Carga disponible en el embalse	47.10

Tabla 38. Información sobre la geometría del embalse introducida al modelo RESCON (AI NAMinO)

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
So	m ³	Capacidad original del embalse	10,480,455.73
Se	m ³	Capacidad existente en el embalse	10,480,455.73
W _{bot}	m	Ancho representativo del fondo del embalse	32.40
SS _{res}		Talud representativo de las secciones en el embalse	1.37
EL _{max}	msnm	Elevación de las superficie del agua en el embalse	1,522.00
EL _{min}	msnm	Elevación del fondo del embalse	1,504.4
Elf	msnm	Elevación de la superficie del agua durante el flushing	1,508.0
L	m	Longitud del embalse en condiciones de operación normales	1,710.0
h	m	Carga disponible en el embalse	17.60

Características del agua

Tabla 39. Información sobre las características del agua para el modelo RESCON

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
V _{in}	m ³	Media anual de agua en el embalse (proveniente del río)	266,614,805.0
Cv	m ³	Coficiente de variación del escurrimiento anual	0.2
T	°C	Temperatura representativa del agua en el embalse	15.0

Nótese que los valores de la tabla 37 son los mismos que se ingresaron al método de Atkinson en el capítulo 4, y esto es debido a que el programa RESCON, de igual forma calcula dicho método y lo extrapola a la factibilidad económica mediante el uso de parámetros económicos.

En la tabla 34 el coeficiente de variación “Cv” se obtuvo con los gastos medios anuales, mediante una división entre la desviación estándar y la media de dichos datos de gastos medios, asimismo, la temperatura de 15°C es un valor medio de mediciones hechas con anterioridad en el cauce.

Características de los sedimentos

Tabla 40. Información sobre las características de los sedimentos para el modelo RESCON

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
Pd	ton/m ³	Densidad in-situ del sedimento en el embalse	1.35
Mín	ton	Masa media anual del sedimento en el embalse	2,460,377.00
ψ	1600	1600 para sedimento fino de loess	300
	650	650 para otros sedimentos con tamaño medio de grano menores a 0.1 mm	
	300	300 para sedimentos con tamaño medio mayor a 0.1 mm	
	180	180 para descargas de flushing Qf < 50 m ³ /s con cualquier tamaño de grano	
Curva de Brune	1	Sedimento grueso y altamente floculado	2.0
	2	Tamaño y consistencia medios, del sedimento	
	3	Sedimento de grano fino, disperso y coloidal	
Ans	1	Otro caso	3.0
	3	el sedimento es mayor a D50=0.1 mm o si el embalse no ha sido vaciado por más de 10 años	
Tipo	1	Para arena y sedimento de menor tamaño	1.0
	2	Para grava	

Parámetros económicos

Tabla 41. Parámetros económicos para el modelo RESCON

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
E	0 o 1	(0) Si es una presa existente (1) Si es una presa nueva	1.00
c	\$/m ³	Costo unitario de construcción	2.25
C2	\$	Costo total de construcción	23,630,897.67
r	decimal	Tasa de inflación	0.10
m	decimal	Tasa de interés	0.03
P1	\$/m ³	Precio unitario del agua disponible	0.70
V	\$	Valor de rescate (Costo de remover la presa menos beneficios de ello)	0.00
omc		Coficiente de mantenimiento y operación	0.01
PH	\$/m ³	Valor unitario del agua aguas abajo	0.00
PD	\$/m ³	Valor unitario del agua durante el dragado	0.00
CD	\$/m ³	Costo unitario de dragado	N/A
CT	\$/m ³	Costo unitario de trucking	13.00

Es importante mencionar que en cuanto al parámetro CD, correspondiente al costo unitario de dragado, el modelo RESCON sugiere que, de no contar con dicho valor, al ingresar N/A en la celda correspondiente el programa calcula un precio unitario (en USD) por defecto, por lo que se tiene lo siguiente.

$$CD = 5.8 \$/m^3$$

Lo anterior también se aplica para el caso del parámetro CT (costo unitario por trucking), al no contar con la información disponible, el programa calcula un valor por defecto de 13 \$/m³.

Parámetros de beneficios por flushing

Tabla 42. Parámetros de beneficios por flushing

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
s1	decimal	Fracción de los beneficios de derivación durante el flushing	0.9
s2	decimal	Fracción de los beneficios de almacenamiento durante el flushing	0.9

Capital de inversión

Tabla 43. Información sobre inversiones requeridas para manejo de sedimentos según el modelo RESCON

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
FI	\$	Costo de capital de inversión requerido para implementar el flushing	0.0
HI	\$	Costo de capital de inversión requerido para implementar hidrosucción	1,000,000
DU	años	Años de vida del HSRS (expectativa)	25

Parámetros de remoción

Tabla 44. Información sobre los parámetros de remoción para el modelo RESCON (Al NAMO)

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
HP	1 o 2	(1) Si es una planta de hidroeléctrica (2) No es una planta hidroeléctrica	2.0
Qf	(m ³ /s)	Gasto representativo de flushing	383
Tf	días	Duración del flushing después del vaciado	0.1
N	años	Frecuencia del flushing (total de años entre cada evento de flushing)	1.0
D	ft	Diámetro de tubería para hidrosucción (asumido)	4.0
NP	1, 2 o 3	Número de tuberías para hidrosucción (HSRS)	3.0
YA	Entre 0 y 1	Fracción máxima de agua que puede usarse en el HSRS	0.3
CLF	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en flushing	80
CLH	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en HSRS	70
CLD	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en dragado	70
CLT	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en trucking	70
ASD	%	Porcentaje máximo de sedimento removido por dragado	50
AST	%	Porcentaje máximo de sedimento removido por trucking	50
MD	m ³	Cantidad máxima de sedimento removido por evento de dragado	1,000,000
MT	m ³	Cantidad máxima de sedimento removido por evento de trucking	500,000
Cw	%	Concentración en peso del sedimento removido por dragado	30

Tabla 45. Información sobre los parámetros de remoción para el modelo RESCON (Al NAMinO)

Parámetro	Unidades	Descripción	Valor
HP	1 o 2	(1) Si es una planta de hidroeléctrica (2) No es una planta hidroeléctrica	2.0
Qf	(m ³ /s)	Gasto representativo de flushing	217
Tf	días	Duración del flushing después del vaciado	0.2
N	años	Frecuencia del flushing (total de años entre cada evento de flushing)	1.0
D	ft	Diámetro de tubería para hidrosucción (asumido)	4.0
NP	1, 2 o 3	Número de tuberías para hidrosucción (HSRS)	3.0
YA	Entre 0 y 1	Fracción máxima de agua que puede usarse en el HSRS	0.3
CLF	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en flushing	80
CLH	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en HSRS	70
CLD	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en dragado	70
CLT	%	Máxima pérdida de capacidad permisible en trucking	70
ASD	%	Porcentaje máximo de sedimento removido por dragado	50
AST	%	Porcentaje máximo de sedimento removido por trucking	50
MD	m ³	Cantidad máxima de sedimento removido por evento de dragado	1,000,000
MT	m ³	Cantidad máxima de sedimento removido por evento de trucking	500,000
Cw	%	Concentración en peso del sedimento removido por dragado	30

Nótese que de las tablas 39 a 43 la información es la misma tanto para el NAMO como para el NAMinO, ya que estas tablas engloban características del sedimento y de los parámetros de remoción del mismo. De igual forma para las tablas 44 a 45 se pusieron datos con valores por defecto que brindaba el programa RESCON, sin embargo, el programa sugiere que dichos valores sean los más cercanos a la realidad, pero dado que la presa en estudio es nueva, los valores vaciados son los que propone el mismo programa.

6.7. Resultados del modelo RESCON

Una vez realizada la optimización económica, se obtienen el ordenamiento de alternativas de manejo de sedimentos basados en su valor presente neto acumulado, tanto para el NAMO como para el NAMinO.

Tabla 46. Ranking de opciones de manejo de sedimentos (Al NAMO)

Posibles estrategias	Técnica	Valor presente neto acumulado (USD)
No remoción	N/A	\$ 262,427,207.24
Desmantelamiento con remoción parcial	HSRS	\$ 334,671,246.96
Derivación sin remoción	N/A	\$ 261,214,568.54
Derivación con remoción parcial	HSRS	\$ 333,760,173.56
Sustentable	Flushing	\$ 581,568,155.76
Sustentable	HSRS	La remoción total con HSRS no es técnicamente factible
Sustentable	Dragado	\$ 570,993,902.08
Sustentable	Trucking	\$ 316,856,308.79

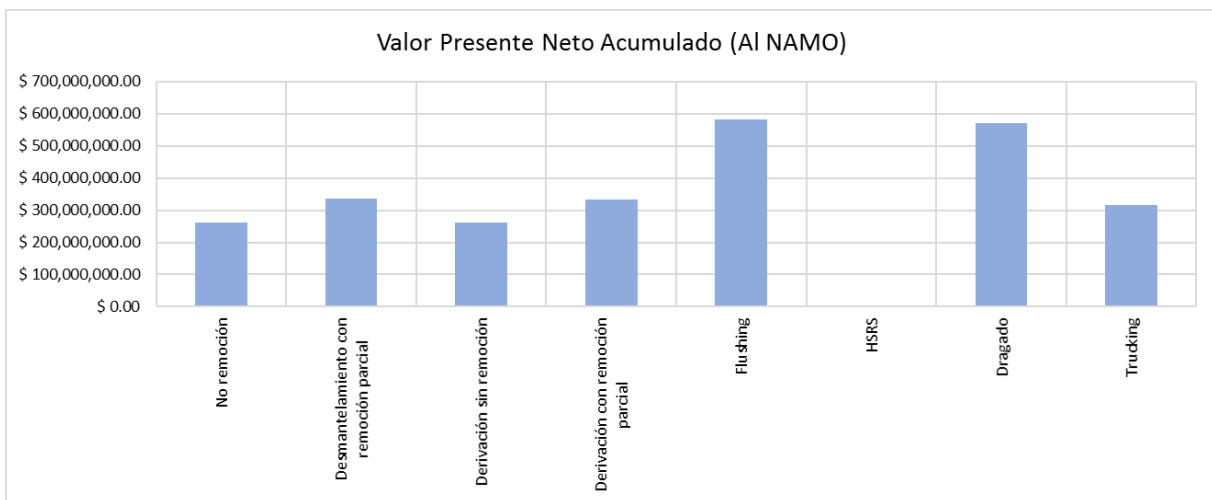


Figura 63. Gráfico de VPN acumulado al NAMO

Tabla 47. Ranking de opciones de manejo de sedimentos (Al NAMinO)

Posibles estrategias	Técnica	Valor presente neto acumulado (USD)
No remoción	N/A	\$ 262,427,207.24
Desmantelamiento con remoción parcial	HSRS	\$ 285,579,268.12
Derivación sin remoción	N/A	\$ 261,214,568.54
Derivación con remoción parcial	HSRS	\$ 284,476,869.30
Sustentable	Flushing	\$ 580,463,421.29
Sustentable	HSRS	La remoción total con HSRS no es técnicamente factible
Sustentable	Dragado	\$ 570,993,902.08
Sustentable	Trucking	\$ 316,856,308.79

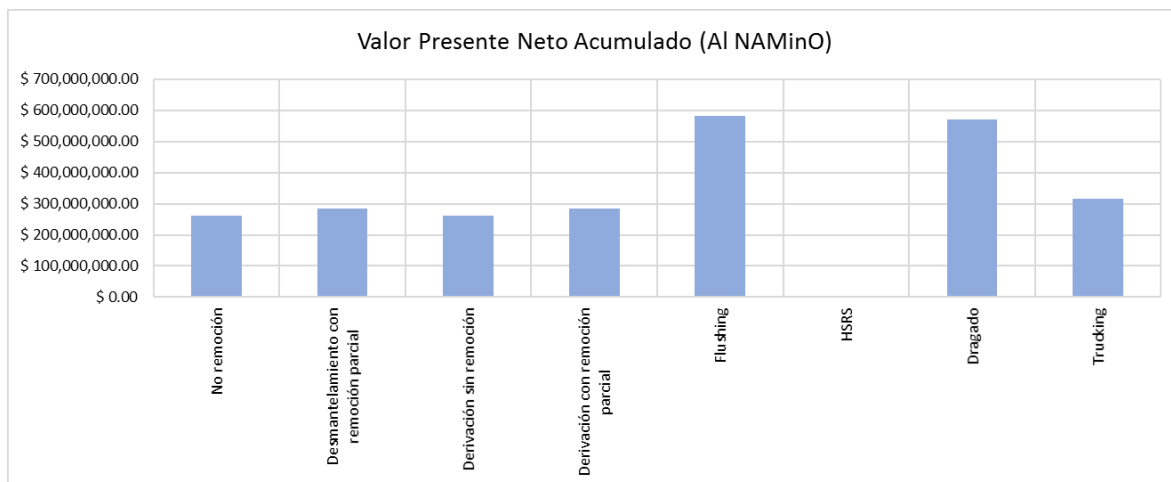


Figura 64. Gráfico de VPN acumulado al NAMinO

Se observa en las tablas anteriores que la opción con mayor VPN acumulado es el *flushing* (tanto para NAMO como para NAMinO), por lo que esto demuestra la factibilidad económica del mismo, con esto se concluye que el *flushing* es la técnica de remoción preferida para el proyecto.

Es importante mencionar que el dragado está como la opción número dos de la técnica con mayor VPN acumulado, con un valor cercano al del *flushing*, aún restaría agregar al análisis, la localización de sitios para la disposición de los sedimentos, así como calcular los costos asociados a dicho proceso, lo que podría afectar la preferencia de su utilización.

Tabla 48. Sedimento removido por evento de desazolve (Al NAMO)

Estrategia	Técnica	Ciclo/Fase	Sedimento removido (m ³)
Desmantelamiento con remoción parcial	HSRS	Ciclo anual	398,511
Derivación con remoción parcial	HSRS	Ciclo anual	398,511
Sustentable	Flushing	Fase I	2,040,490
Sustentable	Flushing	Fase II	2,714,370
Sustentable	HSRS	Ciclo anual	No aplica
Sustentable	Dragado	Fase I	N/A
Sustentable	Dragado	Fase II	1,357,185
Sustentable	Trucking	Fase I	N/A
Sustentable	Trucking	Fase II	4,071,555

Tabla 49. Sedimento removido por evento de desazolve (Al NAMinO)

Estrategia	Técnica	Ciclo/Fase	Sedimento removido (m ³)
Desmantelamiento con remoción parcial	HSRS	Ciclo anual	148,650
Derivación con remoción parcial	HSRS	Ciclo anual	148,650
Sustentable	Flushing	Fase I	0
Sustentable	Flushing	Fase II	1,357,185
Sustentable	HSRS	Ciclo anual	No aplica
Sustentable	Dragado	Fase I	N/A
Sustentable	Dragado	Fase II	1,357,185
Sustentable	Trucking	Fase I	N/A
Sustentable	Trucking	Fase II	4,071,555

Se observa en la tabla 48, que la técnica que mayor cantidad de sedimento removerá es el *flushing*, sin embargo, el *trucking* arroja un valor muy cercano al *flushing*, con esto se puede recomendar hacer un tratamiento mixto, pero para el NAMinO, ya que, al tener un nivel de agua tan bajo, el vaso sólo estará lleno a muy poca capacidad y la mitad de éste quedará vacío, es ahí donde el *trucking*, *flushing* y hasta el dragado podrían generar buenos resultados. El *flushing* a nivel local (hasta los 1710 m de alcance del agua), y el *trucking* y dragado para el resto del vaso.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de las capacidades a largo plazo para las opciones sustentables presentadas anteriormente, después de la optimización económica.

Tabla 50. Capacidad a largo plazo para las estrategias sustentables (Al NAMO)

Capacidad a largo plazo		
Solución sustentable	Capacidad a largo plazo (m ³)	Tiempo para alcanzar capacidad a largo plazo (años)
Flushing	5,759,375.75	8
Dragado	7,766,085.84	2
Trucking	6,408,900.76	5

Tabla 51. Capacidad a largo plazo para las estrategias sustentables (Al NAMinO)

Capacidad a largo plazo		
Solución sustentable	Capacidad a largo plazo (m ³)	Tiempo para alcanzar capacidad a largo plazo (años)
Flushing	6,958,511.28	4
Dragado	7,766,085.84	2
Trucking	6,408,900.76	5

Para la capacidad a largo plazo tanto para NAMO como NAMinO, y a pesar de que el *flushing* arrojó el valor de VPN acumulado más alto; en este caso no es la opción que produce una mayor capacidad a largo plazo. De igual forma, se presentan a continuación los resultados para las opciones no sustentables según el modelo RESCON.

Tabla 52. Resultados de estrategia no sustentable por derivación (Al NAMO)

Derivación	
Años para practicar remoción parcial con HSRS	1
Años para operar como derivadora con remoción parcial con HSRS	7
Años para operar como derivadora sin remoción de sedimentos	10

Tabla 53. Resultados de estrategia no sustentable por derivación (Al NAMinO)

Derivación	
Años para practicar remoción parcial con HSRS	1
Años para operar como derivadora con remoción parcial con HSRS	8
Años para operar como derivadora sin remoción de sedimentos	9

Las tablas 50 y 51 muestran el gran potencial de sedimentación que tiene la presa en estudio, y se puede confirmar lo anterior al ver el tiempo que pasaría para que la presa deje de operar normalmente y lo haga sólo como derivadora, sin embargo, estas soluciones no son sustentables en su ejecución, por lo que sería poco probable que se aplicaran al manejo de sedimentos en la presa en estudio.

Tabla 54. Resultados de la estrategia no sustentable de desmantelamiento (AL NAMO)

Desmantelamiento	
Años para practicar remoción parcial con HSRS	1
Años para operar como derivadora con remoción parcial con HSRS	7
Años para operar como derivadora sin remoción de sedimentos	10
Capacidad restante del embalse con desmantelamiento sin remoción (m ³)	980,160
Capacidad restante del embalse con desmantelamiento y remoción parcial con HSRS (m ³)	495,202

Tabla 55. Resultados de la estrategia no sustentable de desmantelamiento (Al NAMinO)

Desmantelamiento	
Años para practicar remoción parcial con HSRS	1
Años para operar como derivadora con remoción parcial con HSRS	7
Años para operar como derivadora sin remoción de sedimentos	8
Capacidad restante del embalse con desmantelamiento sin remoción (m ³)	980,160
Capacidad restante del embalse con desmantelamiento y remoción parcial con HSRS (m ³)	663,525

Como se mencionó con anterioridad, el tiempo de *flushing* es mayor para el NAMinO, esto se debe a que el nivel del agua es tan bajo que se tienen que hacer operaciones de *flushing* con mayor regularidad para lograr una mayor factibilidad tanto técnica como económica. A pesar de que se propuso un tiempo de *flushing* de solamente 0.2 días para el NAMinO (4.8 horas) dicho valor influye mucho en el análisis económico, ya que al comparar el T_f de 0.1 días del NAMO con el 0.2 días del NAMinO, se aprecia que la capacidad a largo plazo puede ser alcanzada de manera más inmediata en el NAMinO para el *flushing*, sin embargo, si se llegara a variar parámetro, el VPN acumulado para el *flushing* se mantendría constante, haciendo de dicho método el más factible.

Es importante recalcar que los valores T_f propuestos, son valores mínimos con los cuales la factibilidad técnica y económica del *flushing* quedará demostrada, sin embargo, el aumentar el tiempo T_f logrará que el *flushing* sea aún más factible y eficiente. Por lo tanto, con un T_f de 24 horas (un día), el *flushing* se logrará de manera exitosa y con mucha mayor eficiencia.

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Método de Atkinson

De los criterios propuestos por Atkinson en su metodología y aplicados a la presa en estudio, se cumplen de manera satisfactoria cinco de ellos tanto para el NAMO como para el NAMinO, sin embargo, el penúltimo de dichos criterios se cumple de manera parcial.

Para al NAMO:

- Se observa que el valor obtenido de SBR es mayor al recomendado, y con esto se estima que la capacidad de expulsión de sedimentos es aproximadamente 3.6 veces mayor que la tasa de deposición.
- El valor de la relación LTCR estima que el área del canal de *flushing* (la cuál será libre de sedimentos dentro del embalse) es un 55% del área de la sección transversal del embalse, y dado que el modelo considera una geometría simplificada en forma trapezoidal también se supone que la capacidad a largo plazo será un 55% de la capacidad original.
- En cuanto a la relación de reducción DDR, se observa que se tendrá un vaciado de aproximadamente del 92%, lo que satisface dicho criterio. Atkinson sugiere un vaciado mínimo del 70% durante las operaciones de *flushing* para que éste sea exitoso, por lo que dicho criterio queda satisfecho.
- Con base en lo obtenido en la relación de anchos FWR, se observa que el ancho en el fondo del canal de *flushing* es aproximadamente 7.72 veces mayor al ancho del fondo del embalse, lo que satisface ese criterio.
- Para el penúltimo criterio de relación de ancho de superficie TWR se propone que el valor obtenido sea lo más cercano a la unidad, sin embargo, para este caso sólo se llega a un valor cercano a 0.41, lo que nos dice que el ancho del canal de *flushing* en su parte más alta es parecido al ancho en la parte más alta del embalse solo en un 41%.
- Finalmente, para el último criterio, se tiene que la relación de balance de sedimento con vaciado completo SBR_d es mayor a la unidad, lo que satisface dicho criterio. Este parámetro indica que, en caso de realizarse un vaciado total del embalse, la capacidad de expulsión de sedimentos es alrededor de 4.67 veces mayor que la tasa de deposición.

Para el NAMinO:

- Se observa que el valor obtenido de SBR es mayor al recomendado, y con esto se estima que la capacidad de expulsión de sedimentos es aproximadamente 1.7 veces mayor que la tasa de deposición.
- El valor de la relación LTCCR estima que el área del canal de *flushing* (la cuál será libre de sedimentos dentro del embalse) es un 66% del área de la sección transversal del embalse, y dado que el modelo considera una geometría simplificada en forma trapezoidal también se supone que la capacidad a largo plazo será un 66% de la capacidad original.
- En cuanto a la relación de reducción DDR, se observa que se tendrá un vaciado de aproximadamente del 80%, lo que satisface dicho criterio. Atkinson sugiere un vaciado mínimo del 70% durante las operaciones de *flushing* para que este sea exitoso, por lo que dicho criterio queda satisfecho.
- Con base en lo obtenido en la relación de anchos FWR se observa que el ancho en el fondo del canal de *flushing* es aproximadamente 5.81 veces mayor al ancho del fondo del embalse, lo que satisface ese criterio.
- Para el penúltimo criterio de relación de ancho de superficie TWR se propone que el valor obtenido sea lo más cercano a la unidad, sin embargo, para este caso sólo se llega a un valor cercano a 0.56, lo que nos dice que el ancho del canal de *flushing* en su parte más alta es parecido al ancho en la parte más alta del embalse únicamente en un 56%.
- Finalmente, para el último criterio, se tiene que la relación de balance de sedimento con vaciado completo SBR_a es mayor a la unidad, lo que satisface dicho criterio. Este parámetro indica que, en caso de realizarse un vaciado total del embalse, la capacidad de expulsión de sedimentos es alrededor de 2.64 veces mayor que la tasa de deposición.

Es importante mencionar que los valores del tiempo de flushing para ambos niveles de agua (0.1 y 0.2 días respectivamente) son valores mínimos con los que la factibilidad del flushing queda demostrada, sin embargo, es recomendable ejecutar el flushing en un tiempo de 24 horas (un día completo) para resultados más eficientes.

7.2. Modelo Iber

De acuerdo con los resultados mostrados previamente en la tabla 36, el sedimento removido para el caso del NAMO con gasto constante sólo sería un 1.04% de la capacidad total del embalse, mientras que, para el mismo caso, pero con hidrograma significaría un 1.43% de la capacidad total del embalse (tabla 56)

Por otro lado, para el caso del NAMinO con gasto constante, el sedimento removido sería aproximadamente 0.35% de la capacidad del embalse; mientras que, para el mismo caso, pero con hidrograma, el sedimento removido alcanzaría el orden del 0.5% (tabla 56)

A primera vista los porcentajes de sedimento removido no representan una cantidad significativa de la capacidad total del embalse, sin embargo, hay que mencionar que en el sitio de la presa aún no existe tal, y, por lo tanto, el sedimento acumulado corresponde al acarreado por las condiciones naturales del río.

Tabla 56. Porcentaje de sedimento removido con modelo Iber

NAMO		
Caso	Volumen removido (m ³)	% Removido
Q=cte	108,904.64	1.04
Hidrograma	150,371.34	1.43
NAMinO		
Caso	Volumen removido (m ³)	% Removido
Q=cte	34,148.42	0.33
Hidrograma	52,067.46	0.50

La tabla 56 dice que de los 10,480,456 m³ de la capacidad útil del embalse, el 1.04% de dicha capacidad se recuperará mediante el *flushing* al NAMO y gasto constante, y así sucesivamente para cada caso. Sin embargo, estos resultados son conservadores, ya que, de contar con datos de la evolución del vaso en el tiempo para una presa en el sitio con años de antigüedad, las condiciones cambiarían y los resultados podrían variar notablemente.

7.3. Modelo RESCON

Se observa entonces que la opción con mayor valor presente neto acumulado es el *flushing* para ambos casos, por lo que se concluye que es la técnica de remoción preferida para el proyecto. Nótese que es una técnica que produce un resultado sustentable lo que indica que se puede preservar el embalse indefinidamente.

En ambos casos (NAMO y NAMinO) aunque el *flushing* fue la opción con mayor valor presente neto, esto no implica que sea la opción que produce una mayor capacidad a largo plazo. Así como la capacidad a largo plazo es diferente para cada opción, también lo es el tiempo en que se tarda en alcanzar dicha capacidad.

Nótese que para ambos casos (NAMO y NAMinO) el dragado tiene un valor presente neto similar al del *flushing*, sin embargo, todavía queda a consideración la localización de sitios para la disposición de sedimentos, así como calcular los costos

asociados a dicho proceso, lo que podría afectar considerablemente su valor presente neto una vez consideradas estas condiciones.

Se puede concluir que, una vez demostrada la factibilidad técnica del *flushing*, el programa RESCON dice que la factibilidad económica del mismo también queda demostrada, ya que a pesar de que esta técnica requiere la presa vacía y que grandes volúmenes de agua pasen a través de ella, no requiere de ningún equipo electromecánico o de una inversión inicial para ser llevada a cabo, lo que facilita la demostración de la factibilidad y por lo tanto de su aplicación.

Es importante mencionar que el análisis de factibilidad económica se realizó para una etapa de anteproyecto, por lo que cierta información introducida al programa RESCON no es la mejor ni la más cercana a la realidad, a medida que se disponga de mejor información, se deberá realimentar el programa para observar el cambio en las tendencias del manejo de sedimentos.

Se concluye que si el *flushing* es implementado al NAMO con una frecuencia anual y para un tiempo de operación mínimo de 0.1 días (2.4 horas) éste será exitoso, recuperando poco más del 1.5% de la capacidad del embalse. Para el caso del NAMinO el *flushing* puede ser aplicado con una frecuencia de cada dos años y una duración mínima de 0.2 días, pero combinándolo con alguna otra técnica de desazolve (dragado para este caso), solamente habría que tener en cuenta los costos por dragado y de ser posible realimentar al programa con datos reales y que tomen en cuenta los sitios para la disposición de sedimentos.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El manejo de sedimentos resulta fundamental en la operación de una presa ya que, de acuerdo con el contexto nacional e internacional, las presas pierden capacidad a una velocidad significativa, y el desazolve de las mismas, en muchos casos, no es factible y la presa termina por azolverse en su totalidad hasta llegar a su inutilización.

Para este caso, el *flushing* con el nivel más bajo de agua posible, no alcanza la mayor eficiencia, a pesar de lo que se dice en la literatura. El problema radica en que la forma de la presa y del cañón del embalse es muy angosto pero largo en su extensión, es decir, que reúne las condiciones ideales para que el *flushing* sea exitoso con niveles más altos de agua (NAMO, por ejemplo).

Tanto Atkinson como RESCON demostraron que el *flushing* puede ser exitoso tanto técnica como económicamente, sin embargo, estos resultados pueden ser conservadores, ya que de contar con más información del sitio en estudio se podría llegar a resultados más confiables. Es por ello que, el criterio para decidir la mejor opción de manejo de sedimentos, consiste principalmente en seleccionar la opción que genera el mayor valor presente neto acumulado.

A pesar de que no se cuenta con datos de evolución del embalse en el tiempo, sino que se cuenta con la batimetría del río y un embalse proyectado, los resultados de Iber pueden ser de igual forma conservadores, sin embargo, éstos pueden dar una idea muy aproximada del comportamiento del sedimento una vez que se expulse del embalse. De igual forma, las simulaciones no se hicieron considerando el efecto de la turbulencia y este efecto puede ser importante en la modelación de sedimento, pudiendo hacer aún más conservadores los resultados.

Para el caso de la presa en estudio, la mejor técnica según las especificaciones del Banco Mundial, es el *flushing*, sin embargo, la diferencia de VPN entre esta opción y el dragado no difiere considerablemente. Por lo que también se puede considerar un dragado, especialmente cuando el embalse se encuentre en el NAMinO, ya que el nivel de agua es tan bajo que sólo cubre la mitad del vaso, es decir, la otra mitad estará seca y es ahí donde podría llevarse el dragado en combinación con un *flushing* local.

Como conclusión final, se propone un *flushing* total con nivel de agua al NAMO, pero, preferentemente, que se sincronice con el tiempo de llegada del hidrograma para un período de retorno de 5 años. Lo anterior con la finalidad de que el gasto pico ayude a una mejor remoción y no se pierda demasiado volumen de agua, pero que, a su vez, también ayude a la recuperación de la presa. Asimismo, la factibilidad del *flushing*

también deberá estar en función de los impactos ambientales que pueda causar aguas abajo de la presa.

En caso de que no se pueda esperar la avenida de 5 años, un *flushing* una vez al año y con un tiempo de duración mínimo de 3 horas al NAMO y máximo de 1 día para evitar mayores costos por vaciado, sería suficiente para desazolvar considerablemente el embalse.

Bibliografía

- Ackers, P., & Thompson, G. (1987). Reservoir sedimentation and influence of flushing. En C. R. Thorne, & R. D. Hey, *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*. Chichester, United Kingdom: Wiley.
- Ahn, J. (2011). *Numerical modeling of sedimentation and flushing processes*. Colorado, USA: Colorado State University.
- Annandale, G. W. (1987). Reservoir sedimentation. *Developments in Water Science, Title 29*.
- Atkinson, E. (1996). *The feasibility of flushing sediment from reservoirs*. UK: HR Wallingford.
- Barreda, A. (2006). En defensa del agua. En S. M. (SME). México: Itaca, Segunda edición.
- Brune, G. (1953). Trap efficiency of reservoirs. *Transaction of the American Geophysical Union, Vol 34*.
- Castillo, L., Álvarez, M., & Carrillo, J. (2013). Modelación numérica de sedimentación y lavado de sedimentos mediante "flushing" en el embalse Paute-Cuadernillo. *III Jornadas de Ingeniería del Agua*.
- CONAGUA. (1999). Compendio Básico del Agua en México. En R. N. Secretaría de Medio Ambiente. México D.F: CONAGUA.
- Cortés, H. (1991). *Caracterización de la erosividad de la lluvia en México utilizando métodos multivariados* (Vol. Tesis de Maestría en Ciencias). México: Colegio de Postgraduados.
- Cotler, H., & Iura, D. (2010). Sedimentación potencial de presas. *Las Cuencas Hidrográficas de México*.
- Estrada G., S. H. (2015). Tasa de acumulación de sedimentos en embalses del río Conchos, Chihuahua, México. *1er Congreso Iberoamericano sobre sedimentos y ecología*.
- Figuroa, S. B., Amante, A., Cortés, H. G., Pimentel, J., Osuna, E. S., Rodríguez, J. M., & Morales, J. F. (1991). *Manual de predicción de pérdidas de suelo por erosión*. (C. d. (CREZAS), Ed.) México: Secretaría de Agricultura y de Recursos Hídricos.

- Flores, J. A. (2016). *Tesis de maestría: Manejo sustentable de sedimentos en embalses*. México D.F: UNAM.
- García, M., & Maza, J. (1996). Capítulo 7: Origen y propiedades de los sedimentos. En I. d. Ingeniería, *Manual de Ingeniería de Ríos*. México.
- Gottschalk, D. J. (1964). Section 17, part 1: Reservoir sedimentation. En V. T. Chow (Ed.), *Handbook of Applied Hydrology*. New York, USA: McGraw Hill Co.
- Gracia, S. J. (1997). Capítulo 17: Pérdida de suelo en cuencas. En I. d. Ingeniería, *Manual de ingeniería de ríos*. México D.F: UNAM.
- Gracia, S. J. (1997). Capítulo 18: Sedimentación en embalses. En I. d. Ingeniería, *Manual de Ingeniería de Ríos*. México D.F: UNAM.
- Guevara, P. E. (2015). *Métodos para el análisis de variables hidrológicas y ambientales*. Lima, Perú: Autoridad Nacional del Agua (ANA).
- Habib-ur-Rehman, Chaudry, M., & Akhtar, N. (2009). Assessment of sediment flushing efficiency of reservoirs. *Pakistan Journal of Science*.
- IBER. (2014). *Manual de referencia hidráulico*. Barcelona, España: Iberaula.
- Jara, K. (2009). *Balance de la situación de las presas en México en el siglo XX. Tesis de Licenciatura en Economía*. México D.F: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Juárez, B. E. (2012). *Mecánica de suelos Tomo1: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México D.F: Limusa.
- Maderey, R., Elena, L., & Carrillo, J. (s.f.). El recurso agua en México: un análisis geográfico. En I. d. UNAM. México: UNAM.
- Mahmood, K. (1987). *Reservoir sedimentation: impact, extent and mitigation*. Washington DC: World Bank.
- Mejía M., A. (2016). *Transporte de sedimentos en ríos aluviales*. Lima, Perú: Universidad Nacional Agraria la Molina.
- Palacios, A., & Jiménez, Ó. (2015). Sedimentación de presas en México: retos económicos-financieros. *1er Congreso Iberoamericano sobre sedimentos y ecología, Querétaro, México*.
- Palmieri, A., Shah, F., Annandale, G., & Dinar, A. (2003). Reservoir Conservation: Vol 1. En *The RESCON Approach, economic and engineering evaluation of alternatives*

- strategies for managing sedimentation in storage reservoirs*. Washington: The International Bank for Reconstruction and Development.
- Palmieri, A., Shah, F., Annandale, G., & Dinar, A. (2003). Reservoir Conservation: Vol 2. En *The RESCON Approach, economic and engineering evaluation of alternatives strategies for managing sedimentation in storage reservoirs*. Washington: The International Bank for Reconstruction and Development.
- Paul, T. C., & Dhillon, G. S. (1988). *Sluice dimensioning for desilting reservoirs*. Water Power and Dam Construction.
- Pitt, J. D., & Thompson, G. (1984). The impact of sediment on reservoir life. *Conf. on Challenges in African Hydrology and Water Resources*. Int. Association of Hydrology Scs.
- Schumm, S. (1977). *The fluvial system: New York*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- Sloff, C. J. (1991). Reservoir sedimentation: literature survey. En *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 91-2*. The Netherlands: Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Sotelo, Á. G. (2001). *Hidráulica de canales*. México D.F: UNAM.
- Taiee, A., & Thair, M. (2007). Feasibility study of flushing sediments from Mosul reservoir, Iraq. *Journal of environmental hidrology: volume 15*.